

本資料のうち、枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

※なお、本資料は抜粋版のため、公開できない箇所はありません。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0620-1_改6
提出年月日	2021年7月12日

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

目次

1. 概要	1
2. 初期剛性が設計より低下している要因の検討	7
2.1 検討概要	7
2.2 3.11 地震等に対する主要建屋のシミュレーション解析	8
2.3 地震等による構造的影響	12
2.3.1 検討概要	12
2.3.2 実機の 3.11 地震等に対する建屋の振動特性の把握	15
2.3.3 3.11 地震等における構造的損傷の有無の確認	18
2.3.4 3次元 FEM モデルによるオペフロ上部の剛性低下（大架構）	31
2.3.5 繰返し試験体（耐震実験[1]）による確認	34
2.3.6 地震等による構造的影響に関する検討結果のまとめ	37
2.4 コンクリートの乾燥収縮の影響	38
2.4.1 検討概要	38
2.4.2 乾燥収縮の影響に関する文献レビュー	39
2.4.3 実機の乾燥収縮状態等の把握	43
2.4.4 乾燥試験体（耐震実験 [3]）による確認	47
2.4.5 コンクリートの乾燥収縮の影響に関する検討結果のまとめ	51
2.5 その他の要因影響	52
2.5.1 支持地盤の剛性低下の有無の確認	52
2.5.2 実機コンクリート圧縮強度の設計基準強度との比較	57
2.5.3 その他の要因影響に関する検討結果のまとめ	60
2.6 初期剛性が設計より低下している要因の検討のまとめ	61
3. 初期剛性低下の要因が終局耐力等に与える影響	62
3.1 検討概要	62
3.2 地震による事前損傷が終局耐力等に与える影響	63
3.2.1 事前損傷試験体（耐震実験 [2]）による確認	63
3.3 乾燥収縮が終局耐力等に与える影響	66
3.3.1 乾燥試験体（耐震実験 [3]）による確認	66
3.3.2 乾燥収縮の影響に関する文献レビュー	72
3.4 初期剛性低下の要因が終局耐力等に与える影響のまとめ	74
4. 原子炉建屋オペフロ上部耐震補強工事	75
4.1 耐震補強工事の概要	75
4.2 耐震補強工事の有効性確認	76
4.3 耐震補強工事の地震応答特性への影響検討	77
5. 設計体系への反映	79

5.1	地震応答解析モデルの策定	79
5.1.1	基本モデル策定の考え方	79
5.1.2	原子炉建屋の基本モデルの諸元	82
5.1.3	設計用地震力の評価方針	85
5.2	地震応答解析モデルに考慮する不確かさに関する検討	89
5.3	原子炉建屋の代表性	95
5.3.1	オペフロ上部の検討を踏まえた原子炉建屋の代表性	95
5.3.2	原子炉建屋以外の既設建屋への水平展開の考え方	96
5.3.3	新設建屋への初期剛性低下の考慮方針	100
5.3.4	既設建屋及び新設建屋の地震応答解析モデルの設定	102
5.4	部材評価における評価方針	104
5.6	鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響を踏まえた各条文の要求機能 に対する機能維持の方針の整理	121
5.6.1	影響検討方針	121
5.6.2	影響検討結果（1）	122
5.6.3	影響検討結果（2）	123
5.6.4	乾燥収縮ひび割れ等による鉄筋コンクリート躯体の止水性について	124
5.6.5	原子炉建屋原子炉棟屋根の使用済燃料プールへの落下防止対策	128
5.6.6	外部火災の耐熱性（熱影響評価）への影響について	130
5.6.7	裏面剥離評価への影響について	134
6.	まとめ	136
6.1	検討結果の概要	136
6.2	剛性低下を踏まえた建屋解析手法の高度化	137

別紙 1 東北地方太平洋沖地震等に対する主要建屋のシミュレーション解析

別紙 1-1 原子炉建屋地震応答解析に係る事前検討結果

別紙 1-2 地震応答解析モデルにおける床の柔性の考慮について

別紙 2 各建屋の剛性低下（固有振動数低下）の地震観測記録による傾向分析

別紙 3 東北地方太平洋沖地震等に対する構造的影響評価（点検結果）

別紙 3-1 原子炉建屋のひび割れ分布

別紙 3-2 原子炉建屋屋根トラスの点検結果

別紙 4 東北地方太平洋沖地震等に対する構造的影響評価（追加評価に係る点検結果）

別紙 4-1 オペフロ上部の柱の点検結果

別紙 4-2 シェル壁（ベント管開口部周り）の点検結果

別紙 4-3 基礎版 の点検結果

別紙 5 3次元 FEM 等価線形モデルによるシミュレーション解析（原子炉建屋）

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

別紙 25 耐震実験に関する補足説明資料

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

 : 本日の説明範囲

5. 設計体系への反映

5.1 地震応答解析モデルの策定

・・・別紙 20

5.1.1 基本モデル策定の考え方

設計よりも初期剛性が低下した要因は、3.11 地震等の地震力の影響と乾燥収縮の影響の重畳と考えられることから、その要因と今後の進展に関するこれまでの検討内容を踏まえて、基本モデルのスケルトンカーブを設定する。

(1) 基本モデルのスケルトンカーブの設定の考え方

事前損傷、乾燥収縮及び大架構は、J E A G 式の評価基準値付近に影響を与えないこと、実機の乾燥収縮はほぼ定常状態にあることから、ベースとするスケルトンカーブは、既工認と同様、J E A G 式を基本モデルに適用する。また、初期剛性の考え方は以下のとおりとする。

【建屋の初期剛性（水平動）】

初期剛性を低下させた 3.11 地震等のシミュレーション解析において、オペフロ上部のように折点を超えるような応答に対しても十分観測記録との整合性が確保できること、また、基準地震動 S_s に対しては第一、第二折点を越えた応答となるため、初期剛性の違いが応答結果に与える影響が小さくなることも踏まえ、初期剛性は 3.11 地震、4.7 地震時の低下した状態を採用する。

【建屋の初期剛性（鉛直動）】

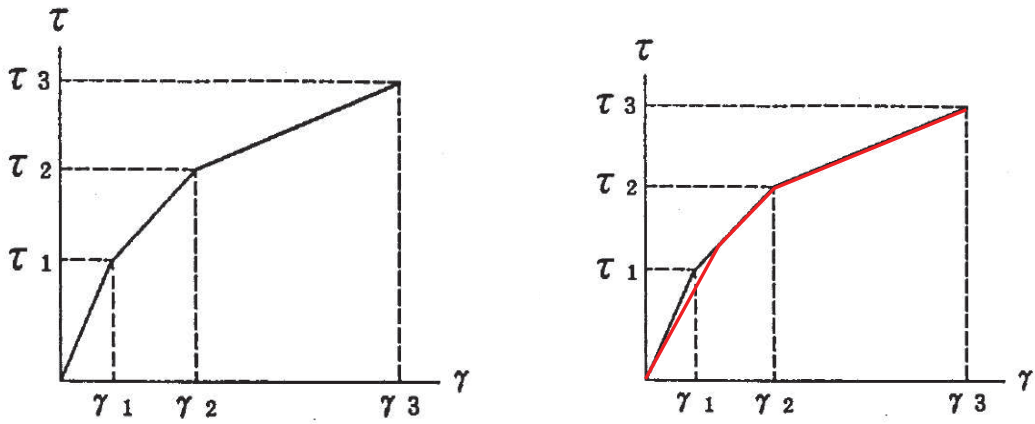
水平動に比べ建設時からの剛性低下は小さく、これまでの地震の経験において設計剛性を下回っていないこと、建屋シミュレーション解析では既工認モデルで記録を再現できたことから、既工認モデルの剛性を採用する。

【基本モデルのせん断スケルトンカーブの概要】

- ・耐震壁の初期剛性低下の影響については、トリリニア型スケルトンカーブの第一勾配を緩く傾斜させ、元の J E A G のスケルトンカーブに接続することで考慮している。
- ・せん断力復元力特性モデルは、元の復元力特性の考え方で剛性が低下していった場合と同様とし、最大点指向型履歴ループを用いる。
- ・したがって、初期剛性を現在の建屋状態に合わせているが、その力-変形関係は基本的に J E A G に則った復元力特性を用いており、J E A G に適合するものとしている。
- ・このような初期剛性を低下させた復元力特性モデルでは、最大加速度が 3.11 地震、弾性設計用地震動 S_d レベルの入力の場合には第一勾配内での応答とな

り等価線形応答となる。最大加速度が弾性設計用地震動 S_d を超え基準地震動 S_s レベルの入力になると、応答が大きくなり第二勾配（又は第三勾配）に入る非線形応答となる。

- ・なお、曲げスケルトンカーブについても J E A G に基づく復元力特性とし、初期剛性はせん断と同様に低下させたモデルとする。



設計時のスケルトンカーブ

初期剛性を低下させた場合のスケルトンカーブ

図 5.1-1 せん断スケルトンカーブの設定

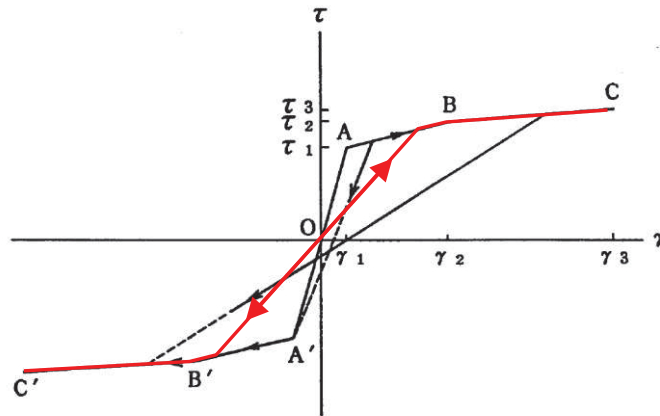


図 5.1-2 初期剛性を低下させたせん断力復元力特性の設定

(2) 基本モデル策定の考え方（その他の解析物性値の設定）

基本モデルの解析物性値の内、スケルトン**カーブ**以外の建屋減衰等の設定は、
3.11 地震等の傾向、地盤調査結果及び耐震補強工事を反映する。

表 5.1-1 基本モデル策定の考え方（その他の解析物性値の設定）

項目	基本モデルへの適用
建屋減衰	<p>【水平動】</p> <ul style="list-style-type: none">・ 3.11 地震における建屋減衰は 7% と評価されており、これは初期剛性の低下の影響（履歴的な減衰効果）も含まれたものと考えられる。基本モデルにおいては、この効果を安全側に無視し、既工認と同様の建屋減衰 5% を採用する。 <p>【鉛直動】</p> <ul style="list-style-type: none">・ 3.11 地震のシミュレーション解析では既工認と同様の建屋減衰（5%）を採用し観測記録を再現出来たことから、5% を採用する。
底面地盤ばね	<ul style="list-style-type: none">・ 底面地盤については実測した地盤のせん断波速度の平均値を採用。建屋直下の PS 検層を 9 箇所実施し、その平均値よりせん断波速度を設定。
耐震補強部材の反映	<ul style="list-style-type: none">・ オペフロ上部には耐震補強工事を実施していることから、追設ブレース及び追設耐震壁をモデルに反映する。・ 追設耐震壁は、既存躯体及び鋼製型枠により覆われているため、乾燥収縮の影響を受けにくい構造であり、また、大きな地震を経験していないことから、初期剛性低下は考慮しないこととする。なお、初期剛性の不確かさケースにおいては、追設耐震壁についても一律初期剛性低下を考慮する。

5.1.2 原子炉建屋の基本モデルの諸元

原子炉建屋の基本モデルの諸元を表 5.1-2 及び表 5.1-3 に示す。また、既工認モデルとの差異を図 5.1-3 に示す。

表 5.1-2 コンクリート壁の初期剛性の設計値に対する補正係数と建屋減衰

号炉 建屋	方向	コンクリート壁の初期剛性の設計値に対する 補正係数		建屋 減衰
		地上 3 階・ クレーン階	地下 3 階～地上 2 階	
0-2 R/B	NS	0.30	0.75	0.05
	EW	0.50	0.80	0.05
	UD	1.00	1.00	0.05

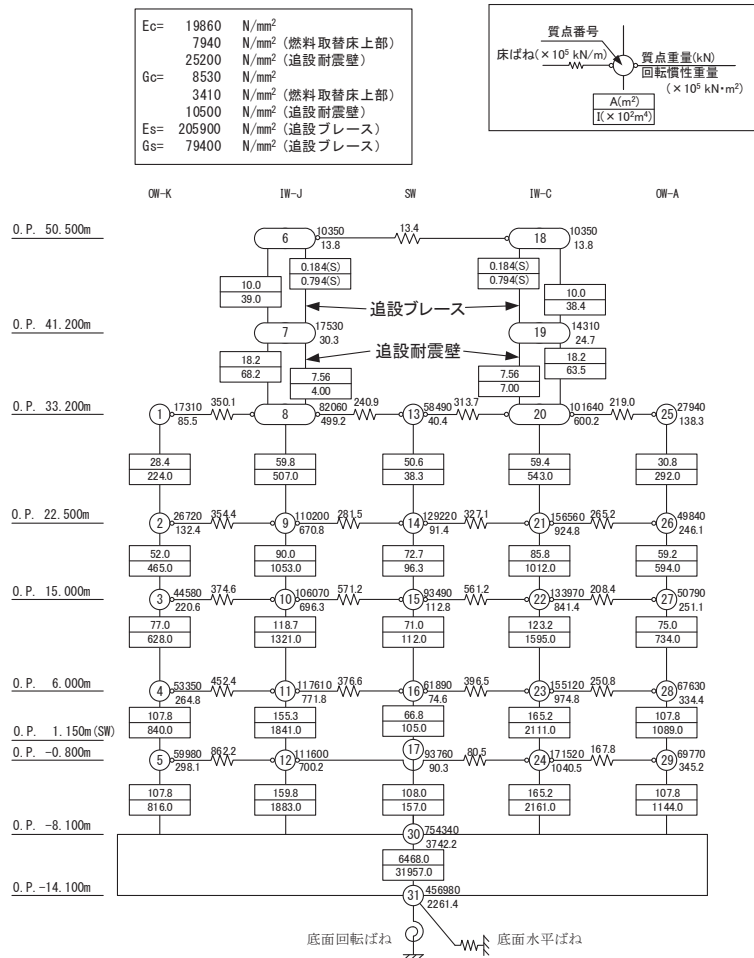


図 5.1-3(1) 原子炉建屋 地震応答解析モデル NS 方向

$E_c =$	21180	N/mm ²
	13240	N/mm ² (燃料取替床上部)
	25200	N/mm ² (追設耐震壁)
$G_c =$	9100	N/mm ²
	5690	N/mm ² (燃料取替床上部)
	10500	N/mm ² (追設耐震壁)

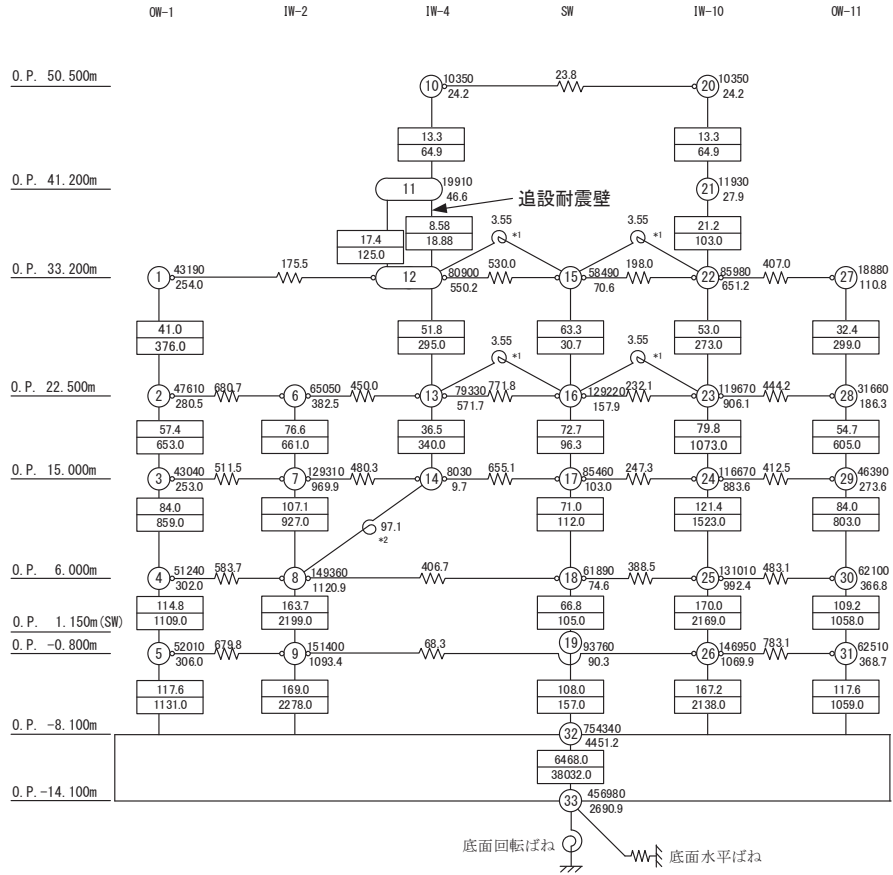
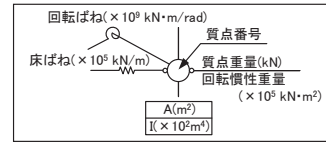


図 5.1-3(2) 原子炉建屋 地震応答解析モデル EW 方向

表 5.1-3 既工認モデルとの差異 (原子炉建屋)

項目		既工認モデル	今回工認モデル
入力地震動		直接入力	表層地盤の影響を考慮して基礎下の入力地震動を算定
応答計算法		時刻歴応答解析 (非線形解析)	同左
建屋モデル		質点系多軸モデル・床剛 (側面地盤との相互作用は考慮しない)	質点系多軸モデル・床の柔性考慮 (側面地盤との相互作用は考慮しない)
剛性 評価 (RC)	考慮範囲	耐震壁	同左
	ヤング係数 せん断弾性 係数	コンクリートの設計基準強度 より算定	3.11 地震等の観測記録との整合を踏まえて剛性低下を考慮
建屋 減衰	鉄筋コンクリート	5%	5% (3.11 地震等のシミュレーション解析では7%相当であるが保守的に設定)
解析 モデル	建屋-地盤相互作用	スウェイ・ロッキングモデル (側面地盤との相互作用は考慮しない)	同左
地盤ばね		J E A Gによる近似法	同左

5.1.3 設計用地震力の評価方針

(1) 設計用地震力の設定方針

静的地震力の算定に用いる A_i 分布は、初期剛性の低下を考慮した今回工認モデルが現状の地震時の振動特性を持つ精緻なモデルであるため、これにより A_i 分布を算定する。ただし、念のため初期剛性低下を考慮しない設計剛性モデルでの A_i 分布も確認する。

今回工認における設計用地震力は、静的地震力、弾性設計用地震動 S_d による動的地震力により設定し、既工認における設計用地震力も包絡する。

(2) 静的地震力、必要保有水平耐力の設定方法

【静的地震力（水平）】

原子炉建屋の水平の静的地震力は算定用の基準面を基礎版上端 (O.P. -8.1m) とし、地震層せん断力係数を用いて次式によって算定する。

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

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

【静的地震力（鉛直）】

鉛直の静的地震力は、次式による鉛直震度から算定する。

$$K_v = R_v \cdot 0.3$$

【必要保有水平耐力】

必要保有水平耐力は、次式によって算定する。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$$

$$Q_{ud} = n \cdot Z \cdot C_i \cdot W_i$$

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

ここで、

Q_i : 基準面より上の部分に作用する水平地震力

n : 施設の重要度分類に応じた係数 (3.0)

Z : 地震地域係数 (1.0 とする)

C_i : 地震層せん断力係数

W_i : 当該部分が支える固定荷重と積載荷重の和

R_t : 振動特性係数 (1.0 とし、 β で補正する)

β : 補正係数 (0.8)

A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

C_0 : 標準せん断力係数

(静的地震力：0.2，必要保有水平耐力：1.0 とする)

- K_v : 鉛直震度
- R_v : 鉛直方向振動特性係数 (0.8)
- Q_{un} : 各層の必要保有水平耐力
- D_s : 各層の構造特性係数 (0.55 とする)
- F_{es} : 各層の形状特性係数
- Q_{ud} : 地震力によって各層に生じる水平力

(3) 静的地震力と動的地震力の比較

今回工認では、すべての階で静的地震力に比べて弾性設計用地震動 S_d による動的地震力の方が大きくなっている。なお、既工認時では、静的地震力に比べて基準地震動 S_1 による動的地震力の方が大部分の階で大きく、動的地震力により設計断面が決定される箇所が多い。静的地震力と動的地震力の比較を表 5.1-4 に示す。

表 5.1-4(1) 静的地震力と動的地震力の比較 (NS 方向)

レベル O.P. (m)	階高 (m)	今回工認 静的地震力	弾性設計用 地震動 S_d	既工認 設計用地震 力*	(参考) 既工認 静的地震力	(参考) 既工認 動的地震力 (基準地震動 S_1)
		Q_i (kN)	Q_i (kN)	Q_i (kN)	Q_i (kN)	Q_i (kN)
50.5						
	9.3	45670	60948	51799	50289	34206
41.2						
	8.0	80218	98979	84376	81915	59742
33.2						
	10.7	316519	383901	362787	314166	342203
22.5						
	7.5	615887	664155	788386	596970	723799
15.0						
	9.0	819336	882255	1069582	797310	1005152
6.0						
	6.8	955423	1096217	1287996	942762	1226586
-0.8						
	7.3	1057755	1252113	1493474	1057059	1419140
-8.1						

注記* : 既工認時の設計用地震力の算定にあたっては、静的地震力及び動的地震力に対して重量や剛性の変動を考慮して 1.03 倍の余裕度を考慮している。

表 5.1-4(2) 静的地震力と動的地震力の比較 (EW 方向)

レベル O. P. (m)	階高 (m)	今回工認 静的地震力	弾性設計用 地震動 Sd	既工認 設計用地震 力*	(参考) 既工認 静的地震力	(参考) 既工認 動的地震力 (基準地震動 S1)
		Qi (kN)	Qi (kN)	Qi (kN)	Qi (kN)	Qi (kN)
50.5						
	9.3	44836	48867	44983	43679	29341
41.2						
	8.0	81846	96890	78914	76610	60281
33.2						
	10.7	321619	426109	362797	309812	337800
22.5						
	7.5	619143	676276	779129	600226	700312
15.0						
	9.0	820581	864829	1045850	804773	961022
6.0						
	6.8	955423	1054833	1229519	946146	1153723
-0.8						
	7.3	1057755	1207993	1426730	1057069	1334842
-8.1						

注記* : 既工認時の設計用地震力の算定にあたっては、静的地震力及び動的地震力に対して重量や剛性の変動を考慮して 1.03 倍の余裕度を考慮している。

(4) 必要保有水平耐力の比較

既工認と今回工認における必要保有水平耐力は、おおむね同程度の値となっている。オペフロ上部では、地震等による初期剛性低下や耐震補強工事等の影響により、 A_i 分布が変動した影響として、今回工認モデルの方が、必要保有水平耐力が小さくなっている。必要保有水平耐力の比較を表 5.1-5 に示す。

表 5.1-5 既工認と今回工認における必要保有水平耐力の比較

レベル O. P. (m)	階高 (m)	既工認 Qun (kN)		今回工認 Qun (kN)	
		NS	EW	NS	EW
50.5					
	9.3	46101	40041	41874	41109
41.2					
	8.0	75060	70235	73501	75040
33.2					
	10.7	288002	283942	290022	294876
22.5					
	7.5	546927	550496	564863	567550
15.0					
	9.0	731105	737244	751062	751748
6.0					
	6.8	863564	867300	876430	875489
-0.8					
	7.3	968985	968985	969603	969603
-8.1					

耐震設計に係わる工認審査ガイドでは、

- ・地震応答解析に用いる材料定数のうち解析モデルの剛性評価に用いる定数については、材料のばらつきによる定数の変動幅が適切に設定されていること
- ・材料定数の変動が建物・構築物の振動性状（固有周期，固有モード等）や応答性状に及ぼす影響を検討し，必要に応じて，建物・構築物の地震力や機器・配管系の入力地震力に及ぼす影響を設計に考慮すること

を要求している。

ここでは、女川原子力発電所の特徴を踏まえて、地震応答解析結果へ影響を与える材料物性値について検討の上、ばらつきによる変動幅を考慮する項目を抽出する。

建屋の耐震評価に用いる動的地震力は、地震応答解析（時刻歴応答解析法）により求められており、地盤物性、建屋剛性、地盤のばね定数及び減衰定数、地震動の位相特性などの影響を受ける。特に床応答スペクトルの変動に影響を及ぼす要因は、建物剛性及び地盤物性であることが確認されている。

女川では 3.11 地震等の記録によって初期剛性が低下していることが確認されていることから、剛性低下の要因（地震による影響（大架構の影響含む）、乾燥による影響）が建屋初期剛性や終局耐力に与える検討結果を踏まえ、これらの要因に対する不確かさケースについて検討する。また、3.11 地震に対する原子炉建屋のシミュレーション解析では、建屋減衰として 7% の値を採用することにより観測記録との整合性が得られており、建屋減衰に対する不確かさケースについて検討を行う。

建屋と地盤との相互作用を考慮したモデルによる地震応答解析においては、地盤物性は地盤調査結果から地盤のせん断波速度を用いて算出していること、また、入力地震動の評価において表層地盤の影響を考慮しているが、これについても調査結果を踏まえて地盤モデルを設定していることから、地盤物性に対する不確かさケースについて検討を行う。

以上より、建屋の地震応答解析における材料物性値のうち、

①建屋初期剛性、②終局耐力、③建屋減衰、④地盤物性についてばらつきによる変動幅を検討する。

以上を踏まえた地震応答解析モデルへの反映に際しての考え方を図 5.2-1 表に、検討ケース一覧を表 5.2-2 に示す。

表 5.2-1(1) 基準地震動 S s に対する不確かさケースの設定の考え方(1/3)

項目	基本ケースへの適用	不確かさケースへの適用
<p>建屋初期剛性</p>	<p>【建屋の初期剛性（水平動）】</p> <ul style="list-style-type: none"> 初期剛性を低下させた等価線形解析によるシミュレーション解析では、オペフロ上部のように折点を超えるような応答に対しても十分観測記録との整合性が確保できること、また、基準地震動 S s に対しては第一、第二折点を超えた応答となるため、初期剛性の多少の違いが応答結果に与える影響は小さいことも踏まえ、初期剛性は 3.11 地震等によって低下した状態を採用する。 	<p>【建屋の初期剛性（水平）】</p> <ul style="list-style-type: none"> 初期剛性の多少の違いが応答結果に与える影響は小さいが、一方で、過去の中小地震も含めた記録では時間経過に伴い剛性が低下する傾向の他に、更新地震によっても剛性が低下する傾向が認められていることから、初期剛性低下の影響を保守的に反映するモデルを不確かさケースとして採用する。 具体的には、更なる剛性低下として、基本モデルを用いた基準地震動 S s の応答結果として得られる剛性低下（原子炉建屋の場合 0.78 倍）を考慮する。また、不確かさモデルへの適用にあたっては、この非線形化による剛性低下を初期剛性低下とみなし、全ての耐震壁におけるスケルトンカーブの初期剛性の低下として一律に考慮することにより保守性を確保する。 採用する初期剛性低下が、女川の観測記録から類推される基準地震動 S s-D 2 時の剛性低下量よりも小さいことも合わせて確認する。 なお、宮城県沖では、3.11 地震（巨大プレート間地震）の約 1 か月後に 4.7 地震（海洋プレート内地震）が発生しているが、不確かさケースは大きな地震の一定期間後に基準地震動 S s の揺れに見舞われる事象に対する保守的評価にも該当する。

表 5.2-1(1) 基準地震動 S s に対する不確かさケースの設定の考え方 (2/3)

項目	基本ケースへの適用	不確かさケースへの適用
建屋初期剛性	<p>【建屋の初期剛性（鉛直動）】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・水平動に比べ剛性の低下率は小さく、これまでの経年変化によって設計剛性を下回っていないこと、建屋シミュレーション解析では既工認モデルで記録を再現できたことから、既工認モデルの剛性を採用する。 	<p>【建屋の初期剛性（鉛直）】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・水平動に比べ剛性の低下率は小さくこれまでの経年変化によって設計剛性を下回っていないこと、建屋シミュレーション解析では既工認モデルで記録を再現できたこと、また、剛性の変化が建屋応答に与える感度が小さいことから、鉛直動に対しては初期剛性の不確かさは考慮しない。
終局耐力	<ul style="list-style-type: none"> ・地震による事前損傷は、J E A G 式の評価基準値付近の耐力低下要因とはならない。 ・乾燥収縮は初期剛性低下に寄与するもの、J E A G 式の評価基準値付近での耐力は J E A G 式を上回る。乾燥度合が進行したとしても、更なる剛性低下に寄与しない。 ・建設後の経過年数から第 2 号機建屋の乾燥状態はほぼ定常状態にある。 ・オペアフロ上部の大架構は、設計の評価法に比べ実際の初期剛性は小さいが J E A G 式の評価基準値付近では評価式と同程度。 <p>→ 以上を踏まえ、評価基準値付近のスケルトンカーブについては、既工認と同様、J E A G 式を基本ケースに適用する。</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・実機のコンクリート強度は設計基準強度より高い傾向にあり、終局耐力はその分高い方に上振れすることが考えられるが、終局耐力の増加は建屋の変形を抑制する方向の評価となることから、これを考慮しない。

表 5.2-1(1) 基準地震動 S s に対する不確かさケースの設定の考え方 (3/3)

項目	基本ケースへの適用	不確かさケースへの適用
建屋減衰	<p>【水水平動】</p> <ul style="list-style-type: none"> 3.11 地震における建屋減衰は 7% と評価されており、これは初期剛性の低下の影響（履歴的な減衰効果）も含まれたものと考えられる。基本ケースにおいては、この効果を安全側に無視し、既工認と同様の減衰 5% を採用する。 <p>【鉛直動】</p> <ul style="list-style-type: none"> 3.11 地震のシミュレーション解析では既工認と同様の建屋減衰（5%）を採用し観測記録を再現出来たことから、5% を採用する。 	<p>【水水平動】</p> <ul style="list-style-type: none"> 基本的には、基本ケースに採用した建屋減衰の値を適用する。 基本モデルを用いた基準地震動 S s の応答値が多くの部位で第二折点を越えるような場合は、剛性低下量を初期剛性に反映した不確かさモデルでは履歴減衰が考慮されないため、建屋減衰として基本ケースよりも大きい値が採用可能か検討した上でその値を採用する。（今回工認においては、基本ケースと不確かさケースの建屋減衰は同一としている。） <p>【鉛直動】</p> <ul style="list-style-type: none"> 鉛直動シミュレーションでは建屋減衰 5% を採用しており、不確かさケースでもこれを用いる。
地盤物性	<ul style="list-style-type: none"> 底面地盤については実測した地盤のせん断波速度の平均値を採用。 入力地震動の算定に用いる表層地盤上部、下部とも 3.11 地震等のシミュレーション解析結果を踏まえた値・手法を採用。 	<ul style="list-style-type: none"> 底面地盤については、実測値のばらつきを考慮。 表層地盤のばらつきが建屋応答に与える影響は小さいが、表層地盤下部については非線形性を考慮せず一定値を採用しているため、底面地盤と同程度のばらつきとして、せん断波速度 ±100m/s を考慮する。

表 5.2-1 (2) 弾性設計用地震動 Sd に対する不確かさケースの設定の考え方

項目	基本ケースへの適用	不確かさケースへの適用
建屋 剛性、 建屋 減衰	<ul style="list-style-type: none"> 弾性設計用地震動 S d の建屋応答は 3.11 地震による応答と同程度であることから、3.11 建屋シミュレーション解析の剛性を採用する。 建屋減衰については、3.11 地震における建屋減衰は 7% と評価されたが、保守的に 5% を採用する。 	<ul style="list-style-type: none"> 建屋の経年に伴う乾燥収縮はほぼ収束していること、また、弾性設計用地震動 S d を超えるような大きな揺れに対して更なる剛性低下が生じた場合の建屋の耐震安全性については、耐震基準地震動 S s に対する評価の信頼性確保という観点から、耐震実験 [2] において、事前損傷が評価基準値（せん断ひずみ 2.0×10^{-3}）付近の耐力には影響を与えないことから、剛性低下状態にない建屋と同等の信頼性が確保されることを確認したため、剛性低下に関する不確かさケースは設定しない。 先行プラントでは構造の複雑さによる減衰効果が期待しにくい単純な構造の建物に建屋減衰 3% を適用しているが、原子炉建屋では弾性設計用地震動 S d と同等レベルの 3.11 地震において建屋減衰 7% の評価結果が得られており、建屋減衰 3% の不確かさは考慮しない。他の建屋については、3.11 地震の傾向や建屋の特徴も踏まえて必要に応じて考慮する。

表 5.2-2 検討ケース一覧（原子炉建屋）

対象地震動	ケース名	スケルトンカーブ		建屋材料減衰	地盤物性	
		初期剛性	終局耐力		入力地震動	底面地盤ばね
基準地震動 S _s (水平)	ケース 1 (基本ケース)	2011年3月11日東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析により補正	設計基準強度を用いた JEA 式で評価	5%	表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900m/s	標準地盤
	ケース 2	同上	同上	同上	表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900+100m/s	標準地盤 +σ
	ケース 3	同上	同上	同上	表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900-100m/s	標準地盤 -σ
	ケース 4	同上	同上	同上	表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900m/s	標準地盤
	ケース 5	基本ケースの 0.78 倍*	同上	同上	表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900+100m/s	標準地盤 +σ
	ケース 6	同上	同上	同上	表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900-100m/s	標準地盤 -σ
基準地震動 S _s (鉛直)	ケース 1 (基本ケース)	設計剛性	-	5%	直接入力	標準地盤
	ケース 2	同上	-	同上	同上	標準地盤 +σ
	ケース 3	同上	-	同上	同上	標準地盤 -σ
弾性設計用 地震動 S _d (水平, 鉛直)	ケース 1 (基本ケース)	2011年3月11日東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析により補正	-	5% (水平, 鉛直とも)	(水平) 表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900m/s (鉛直) 直接入力	標準地盤
	ケース 2	同上	-	同上	(水平) 表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900+100m/s (鉛直) 直接入力	標準地盤 +σ
	ケース 3	同上	-	同上	(水平) 表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900-100m/s (鉛直) 直接入力	標準地盤 -σ

注記*：建屋剛性（初期剛性）の不確かさについて、基準地震動 S_s 入力後の建屋全体の平均的な剛性低下を全ての基準地震動 S_s について評価し、最も剛性低下するケースの低下後の剛性を初期剛性の不確かさとして考慮する。具体的には、基準地震動 S_s 入力前後の 1 次固有振動数の比 (f_{SS} 入力後 / f_{SS} 入力前) から算定した剛性比を基本ケースの初期剛性に掛けることによって算定する。

5.3 原子炉建屋の代表性

5.3.1 オペフロ上部の検討を踏まえた原子炉建屋の代表性

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

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

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

5.3.2 原子炉建屋以外の既設建屋への水平展開の考え方

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

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

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

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

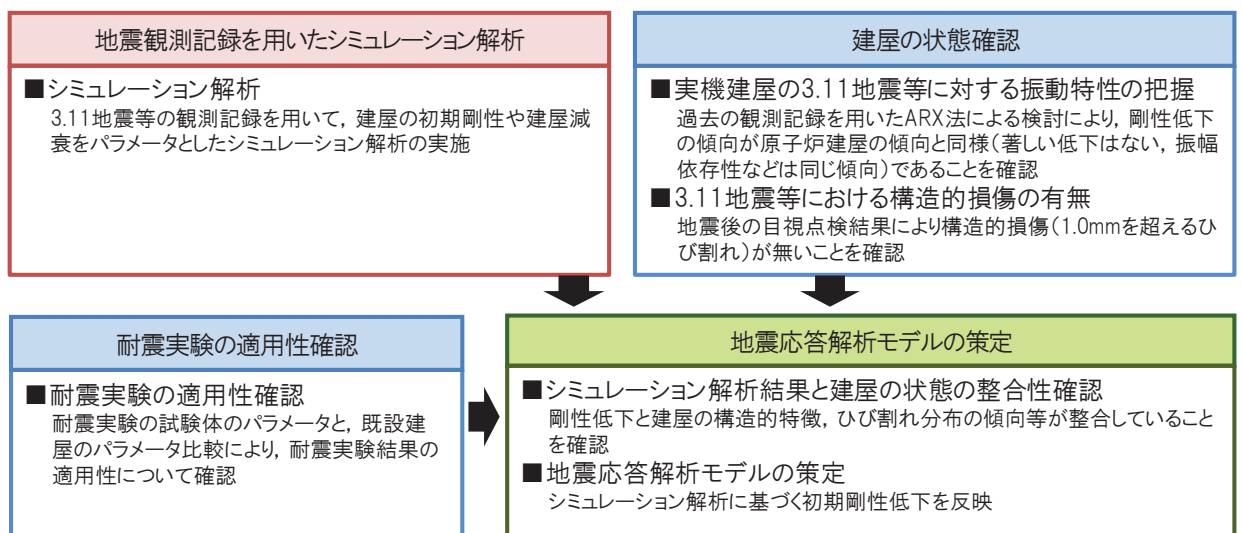


図 5.3-1 原子炉建屋以外の既設建屋への水平展開の検討フロー

表 5.3-1 原子炉建屋以外の既設建屋への水平展開の考え方

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

注記* : 第2号機に関連した建屋で, 基準地震動Ss等に対し機能を有する建屋
 制御建屋 : Sクラス(中央制御室遮蔽壁), Sクラス設備の間接支持機能
 タービン建屋 : Bクラス(補助遮蔽壁), Bクラス設備(Sd機能維持設備含む)の間接支持機能
 第3号機海水熱交換器建屋 : 浸水防護施設の間接支持機能

表 5.3-2 今回工認における既設建屋の初期剛性の設計値に対する補正係数

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

注記*1：原子炉建屋オペフロ上部と同様の大架構的特徴を有した部位

*2：原子炉建屋オペフロ下部と同様の耐震壁の配置が密な部位

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

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

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

5.3.3 新設建屋への初期剛性低下の考慮方針

(1) 新設建屋の構造的特徴と原子炉建屋との類似性

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

(2) 類似建屋の 3.11 地震に対する剛性低下の特徴

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

(3) 新設建屋の地震応答解析モデル

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

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

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

① 新設建屋は岩盤に設置し、地下階を有する計画としている。主たる耐震要素は RC 造耐震壁であり全方向に耐震壁が配置されたマッシブな構造となっており、類似既設建屋（原子炉建屋）の 3.11 地震時の剛性低下率はオペフロ下部で NS 方向 0.75 倍、EW 方向 0.80 倍

② 新設建屋のうち、緊急用電気品建屋の基準地震動 S_s 入力時の剛性低下率は、NS 方向、EW 方向ともに 1.0 倍（剛性低下無）

③ 新設建屋のうち、緊急時対策建屋の基準地震動 S_s 入力時の剛性低下率は、NS 方向：0.82 倍、EW 方向：0.80 倍

④ 新設建屋も既設建屋と同様のコンクリート材料を使用することから、耐震

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

5.3.4 既設建屋及び新設建屋の地震応答解析モデルの設定

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

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

表 5.3-4 既設建屋及び新設建屋の地震応答解析モデルの設定一覧（水平方向）

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

別紙 15 耐震実験による乾燥収縮が終局耐力に与える影響検討
(耐震実験[3])

目 次

1. 検討の目的	1
2. 実験概要	1
2.1 実験の特徴	1
2.2 乾燥試験体形状	1
2.3 加力計画	6
2.4 試験体の乾燥状況	9
3. 乾燥試験体 [1] 実験結果	14
3.1 荷重－変形関係	14
3.2 剛性低下率	23
3.3 変形割合	26
3.4 鉄筋ひずみ計測結果	27
4. 乾燥試験体 [2] 実験結果	37
4.1 荷重－変形関係	37
4.2 剛性低下率	46
4.3 鉄筋ひずみ計測結果	48
5. 実験結果まとめ	57
6. 耐震実験結果の実機への適用性について	58
6.1 コンクリートの長さ変化試験	58
6.2 骨材の長さ変化試験	63
6.3 まとめ	66

別紙 15-1 コンクリートの乾燥収縮迅速評価システム

1. 検討の目的

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

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

2. 実験概要

2.1 実験の特徴

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

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

2.2 乾燥試験体形状

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

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

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

なお、耐震壁の想定破壊モードはせん断破壊型とした。

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

表 2-1 試験体諸元

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

(単位：mm)

表 2-2 材料特性

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

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

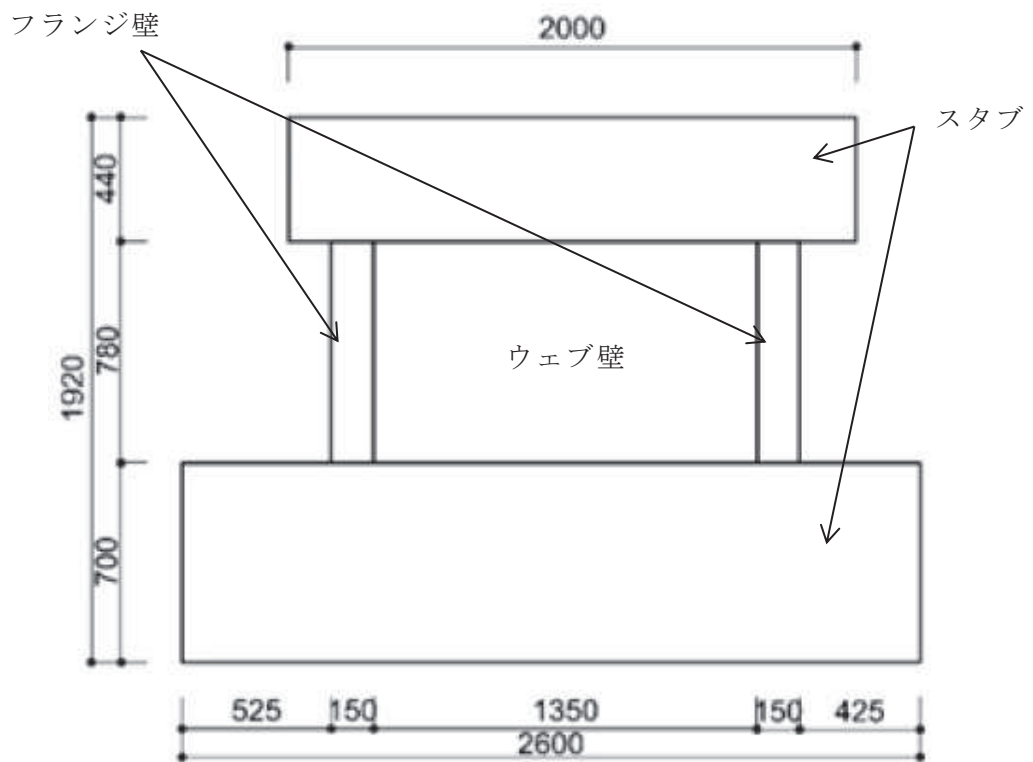


図 2-1 試験体形状

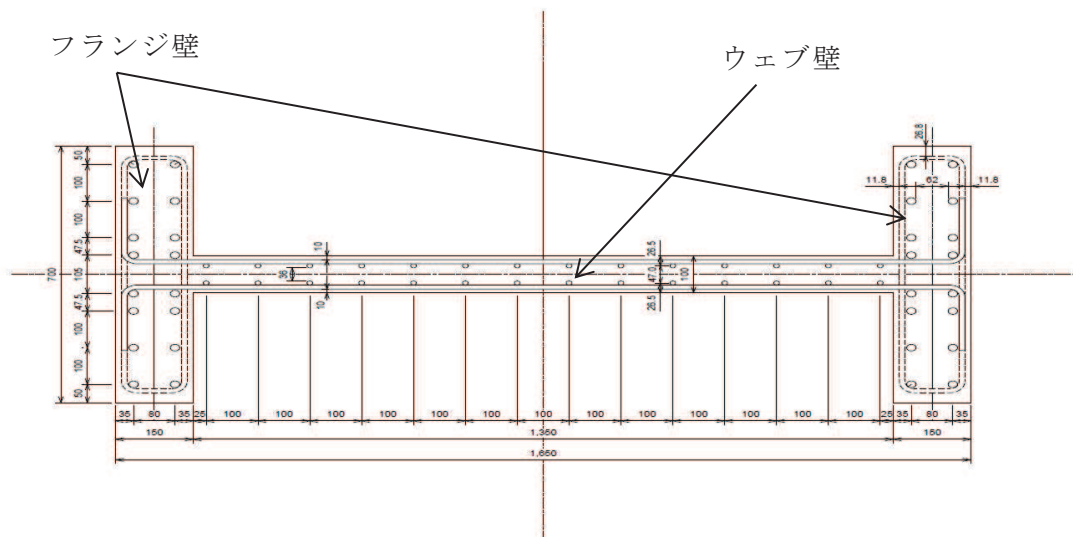


図 2-2 試験体断面配筋図

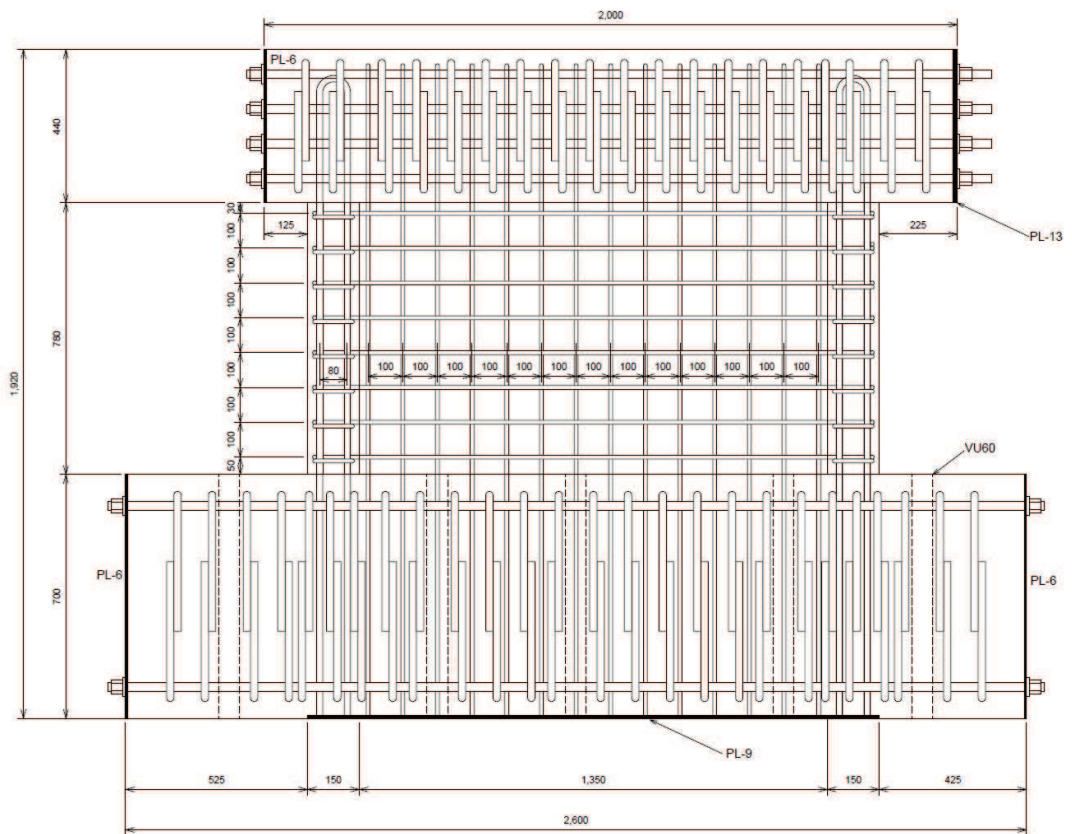


図 2-3 試験体全体配筋図

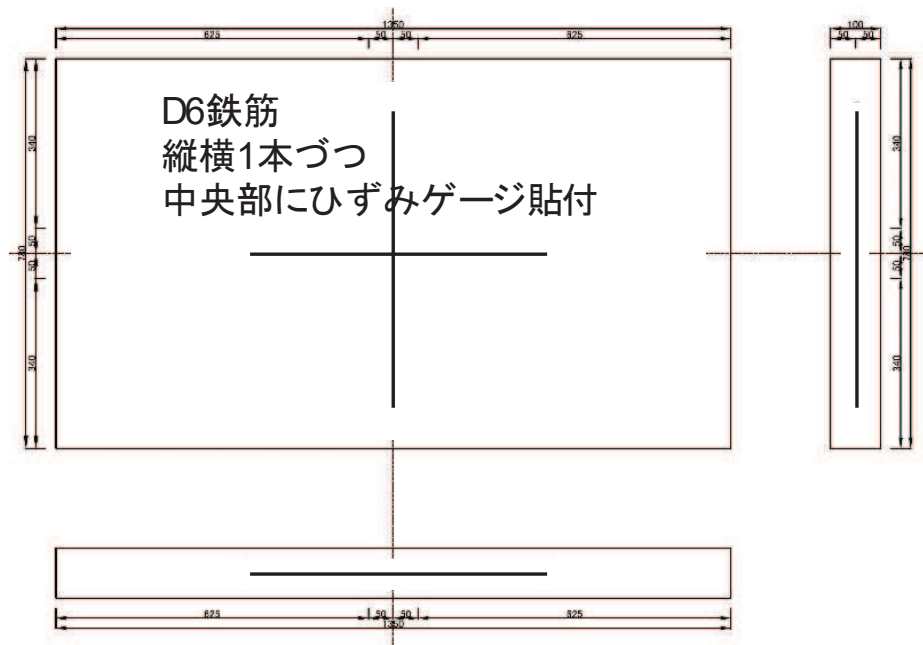


図 2-4 ダミー試験体概要



図 2-5 乾燥試験体 [1] [2] 養生状況

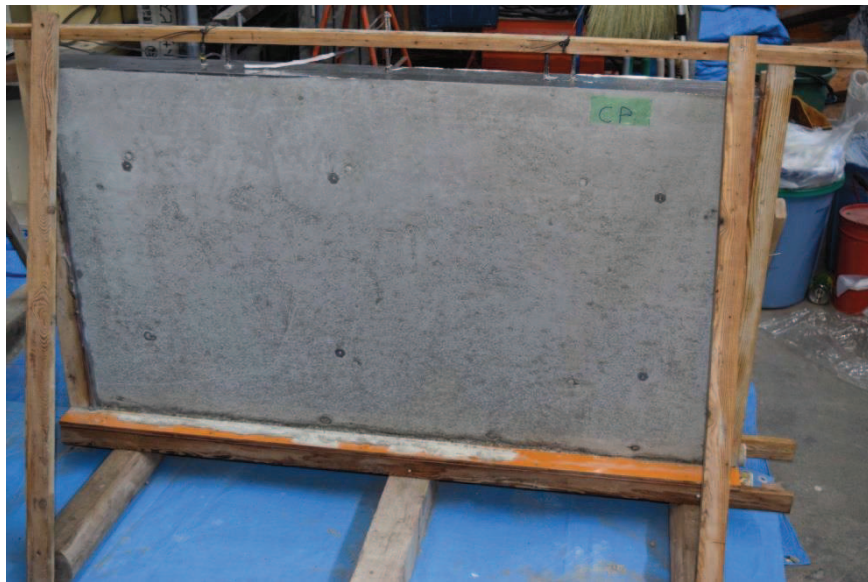


図 2-6 ダミー試験体養生状況

2.3 加力計画

(1) 加力装置

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

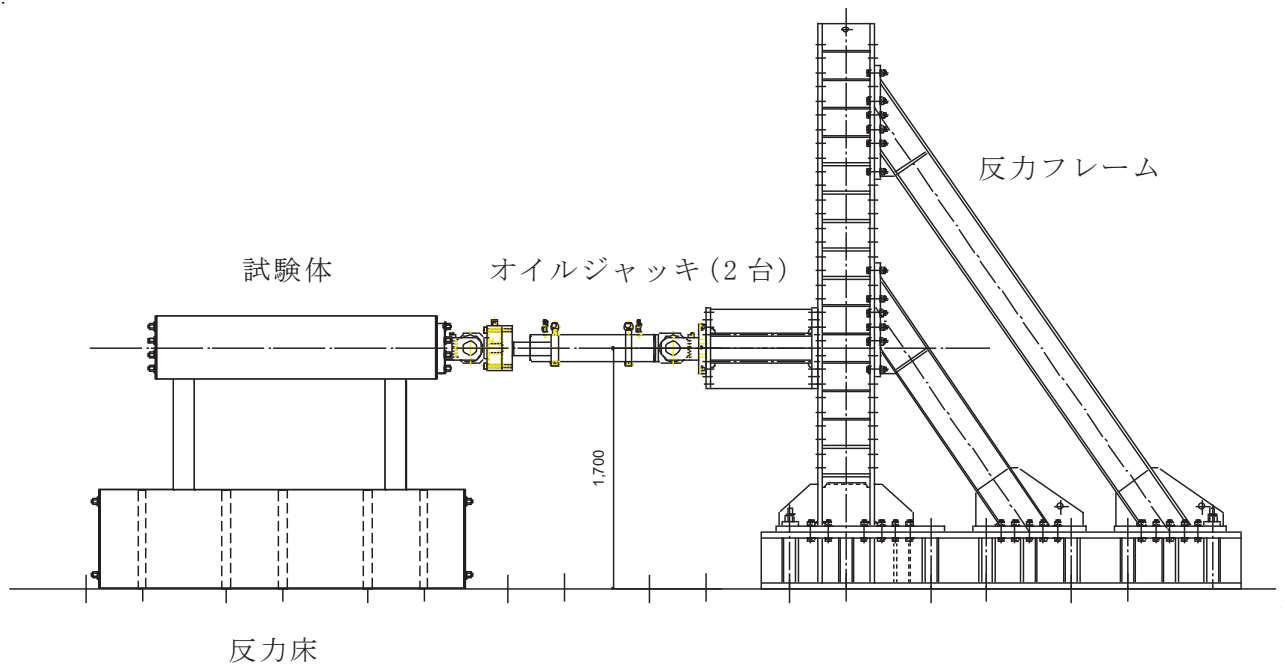


図 2-7 加力装置図

(2) 加力計画

加力計画を表 2-3 に、加力概念を図 2-8 に示す。初期加力として、層間変形角 $R=1/10000\text{rad}$ (0.1×10^{-3}) 及び $1/5000\text{rad}$ (0.2×10^{-3}) で 2 サイクルの繰返し加力を実施した後に、微小変形レベルでの繰返し加力時の剛性の低下傾向を確認するために、 $R=1/1000\text{rad}$ (1.0×10^{-3}) までの主要な層間変形角に対して 5 サイクル繰返し加力を実施し、 $R=1/1000\text{rad}$ (1.0×10^{-3}) 以降は 2 サイクルの繰返し加力とした。また、経験した層間変形角よりも小さい層間変形角（インナー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

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

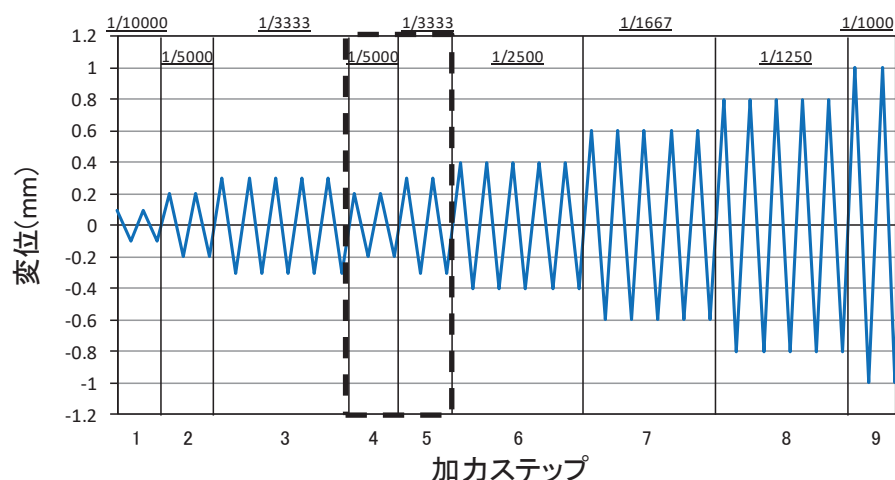


図 2-8 加力概念図

(3) 加力装置の制御方法

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

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

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

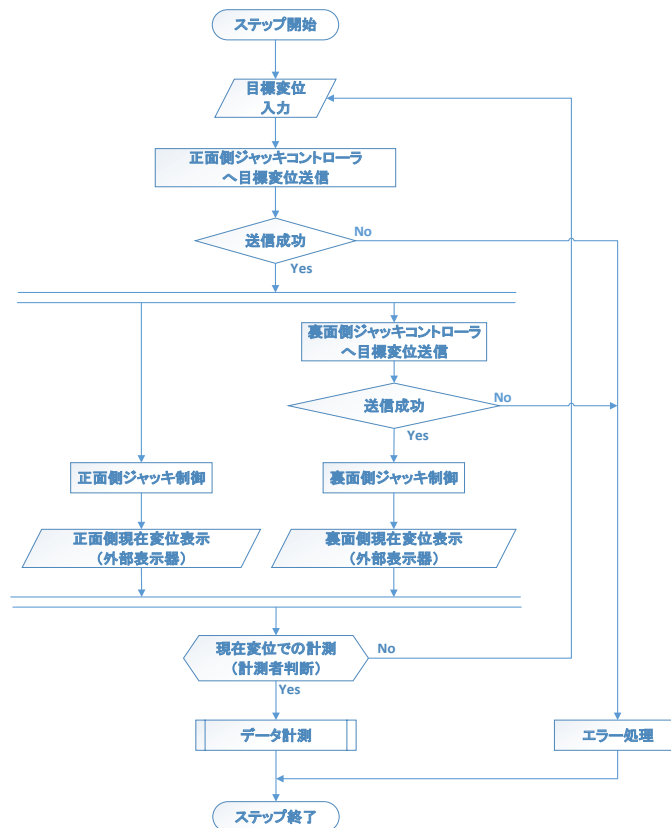


図 2-9 計測フローチャート

2.4 試験体の乾燥状況

コンクリート表面の乾燥収縮量の測定にあたっては、コンタクトゲージを用いた。

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

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

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

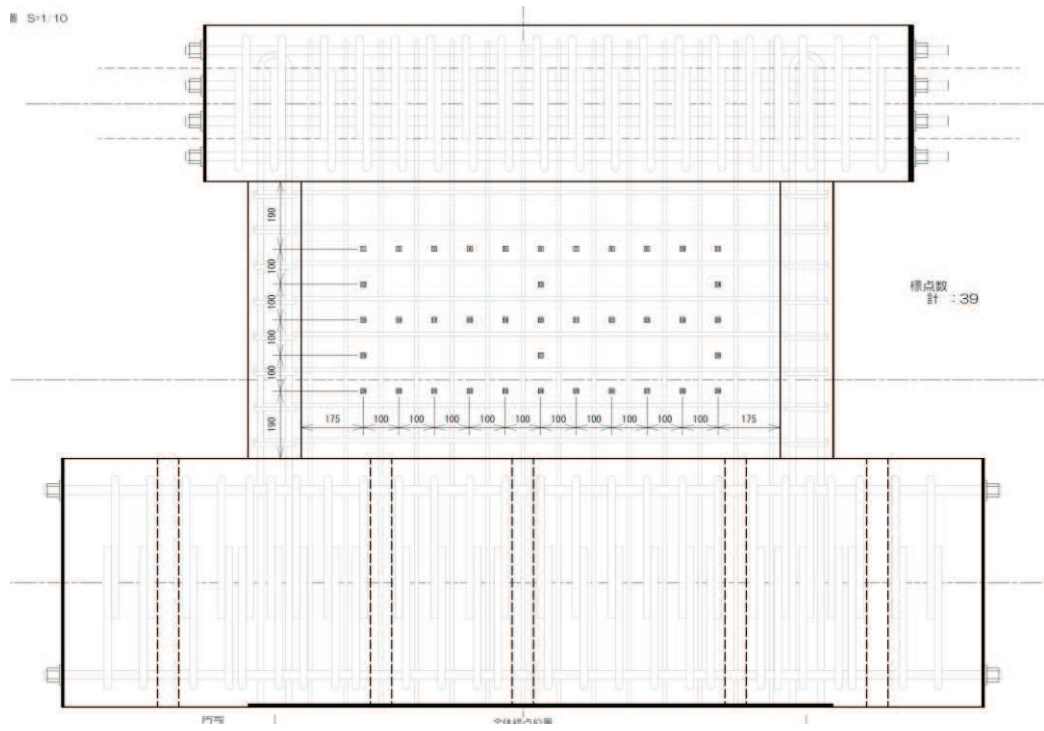


図 2-10 コンタクトゲージ測定点

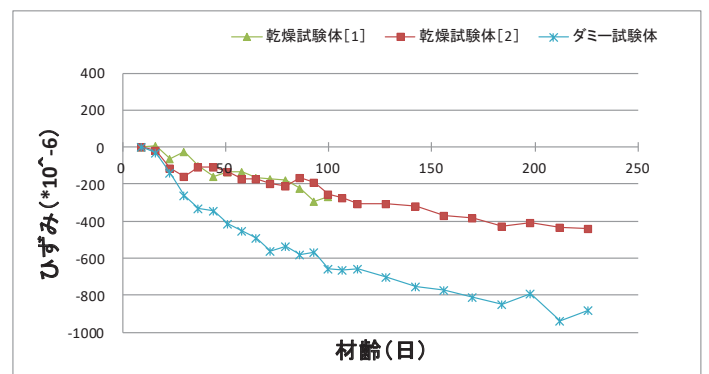
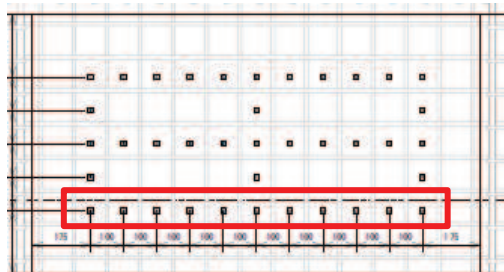
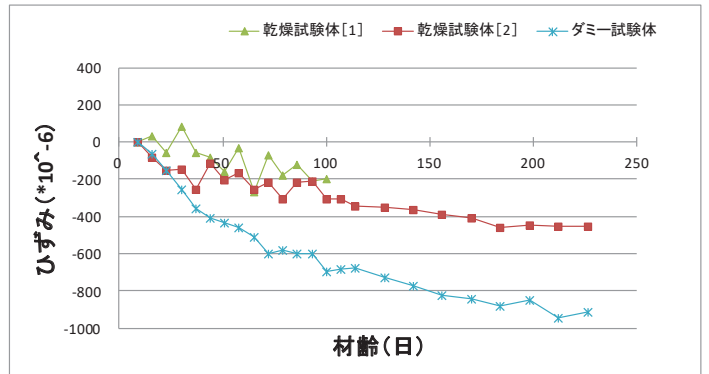
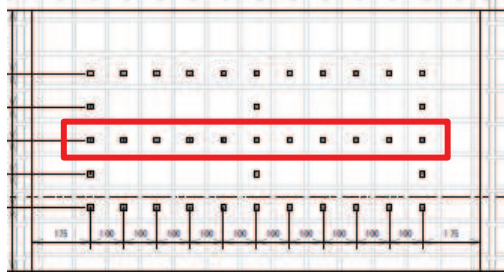
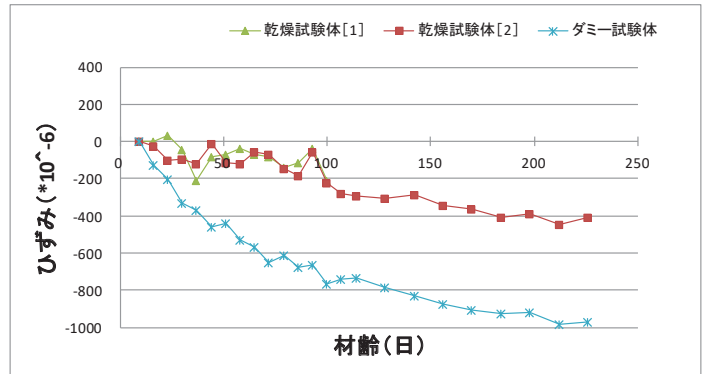
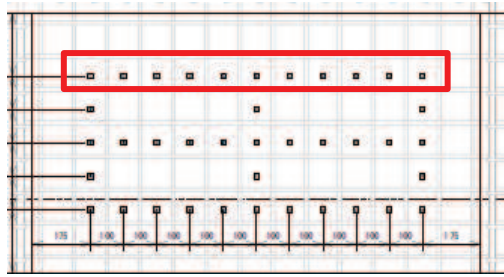


図 2-11(1) コンタクトゲージによるひずみ計測結果 (水平)

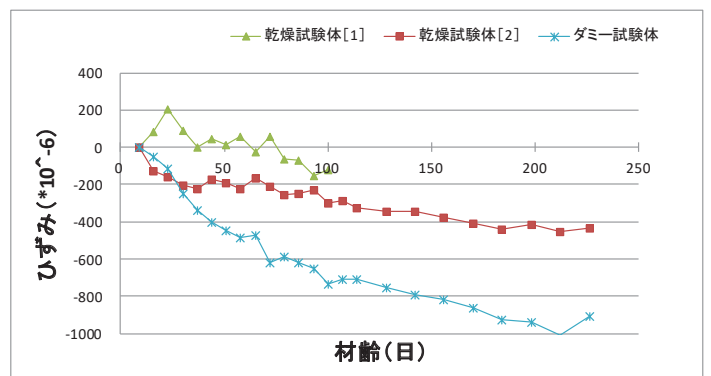
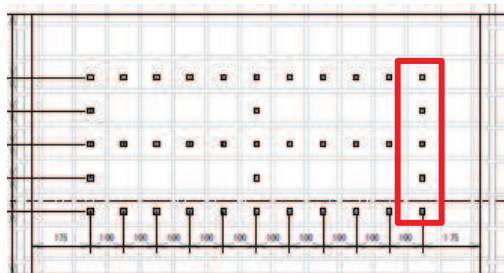
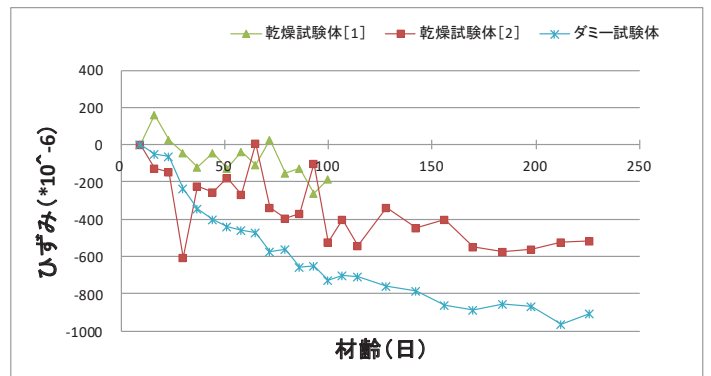
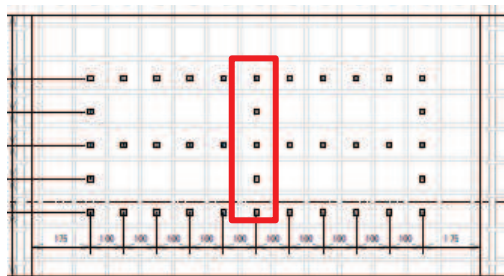
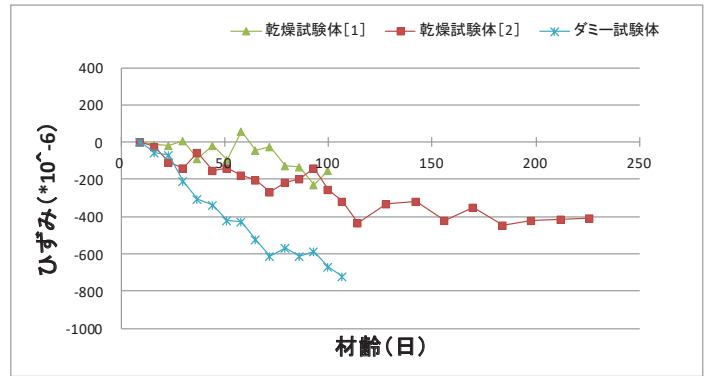
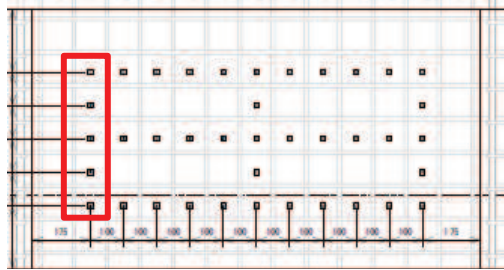


図 2-11(2) コンタクトゲージによるひずみ計測結果 (鉛直)

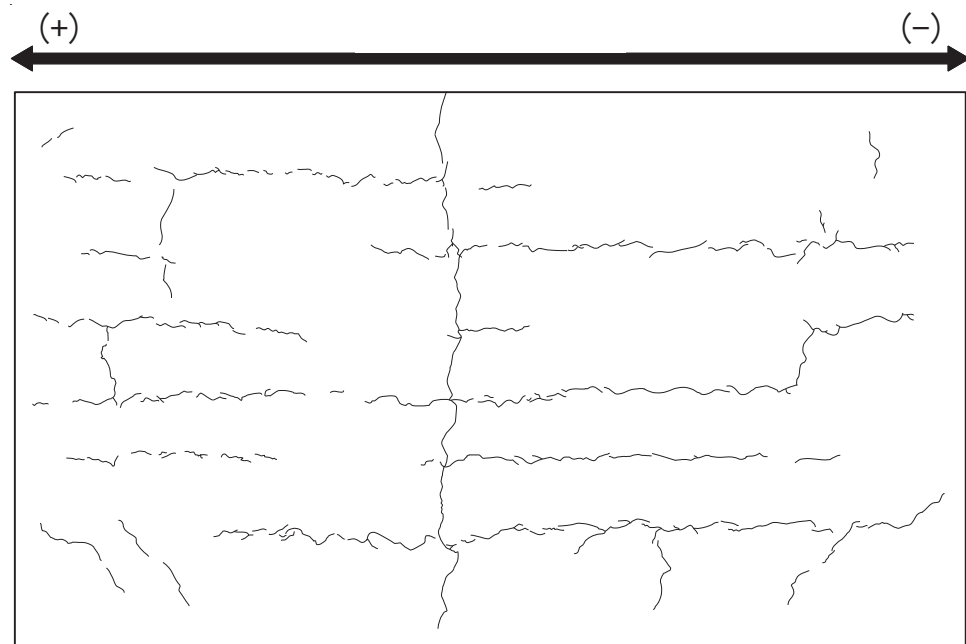


図 2-12(1) 乾燥試験体 [1] 実験前ひび割れ状況

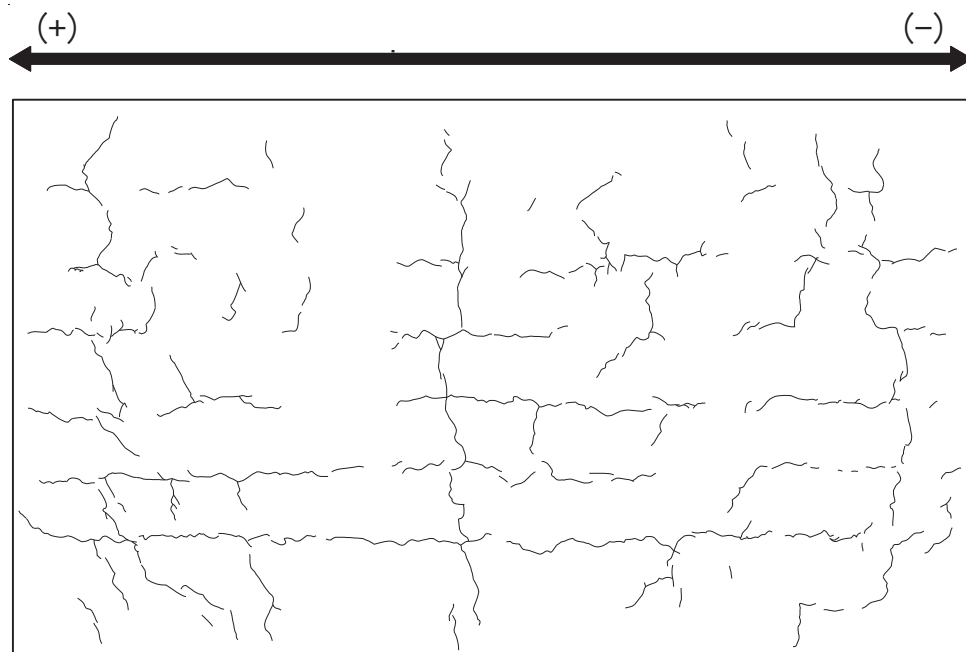


図 2-12(2) 乾燥試験体 [2] 実験前ひび割れ状況

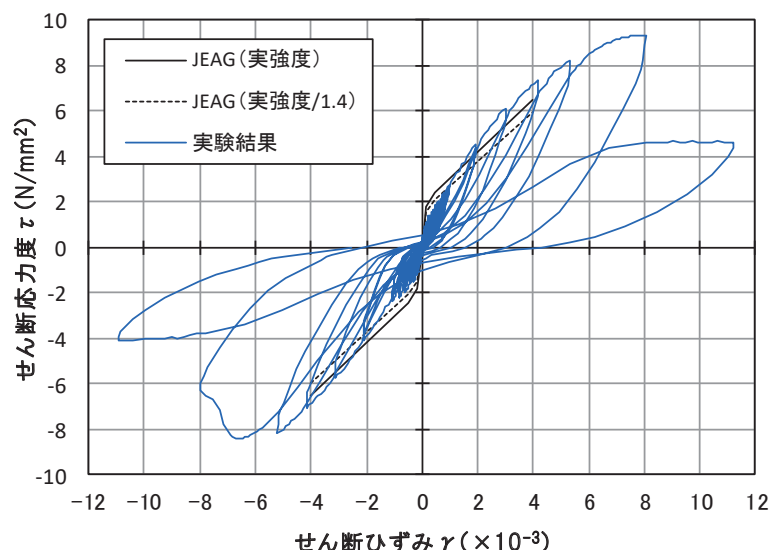
3. 乾燥試験体 [1] 実験結果

3.1 荷重－変形関係

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

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

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



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

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

図 3-1(1) 乾燥試験体 [1] のせん断応力度－せん断ひずみ関係

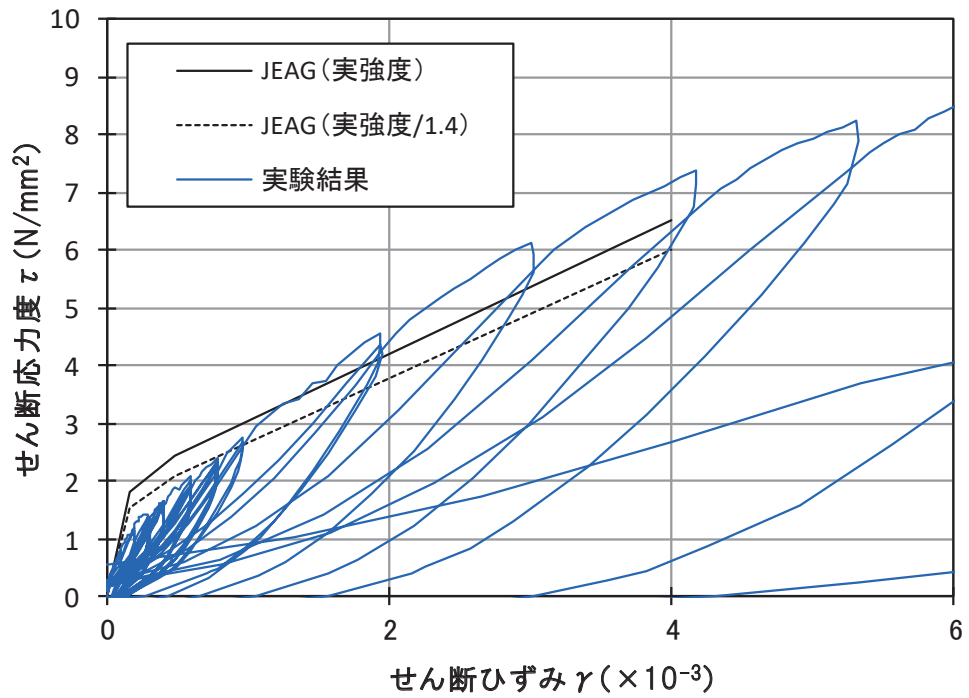


図 3-1(2) 乾燥試験体 [1] のせん断応力度－せん断ひずみ関係（正側拡大図）

表 3-1 乾燥試験体 [1] のせん断応力度の比較

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



図 3-2 乾燥試験体 [1] 最終破壊時写真

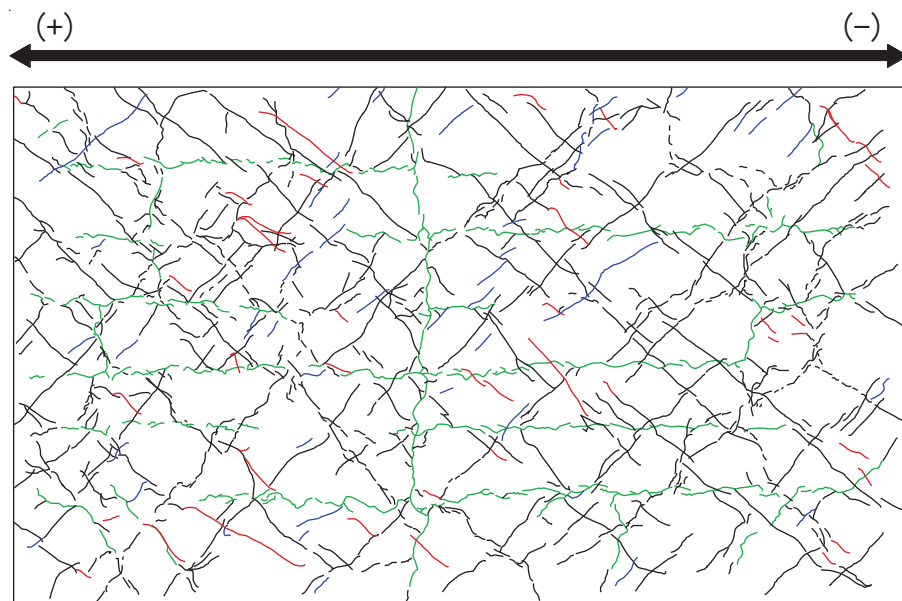


図 3-3 乾燥試験体 [1] 最終破壊時ひび割れ図

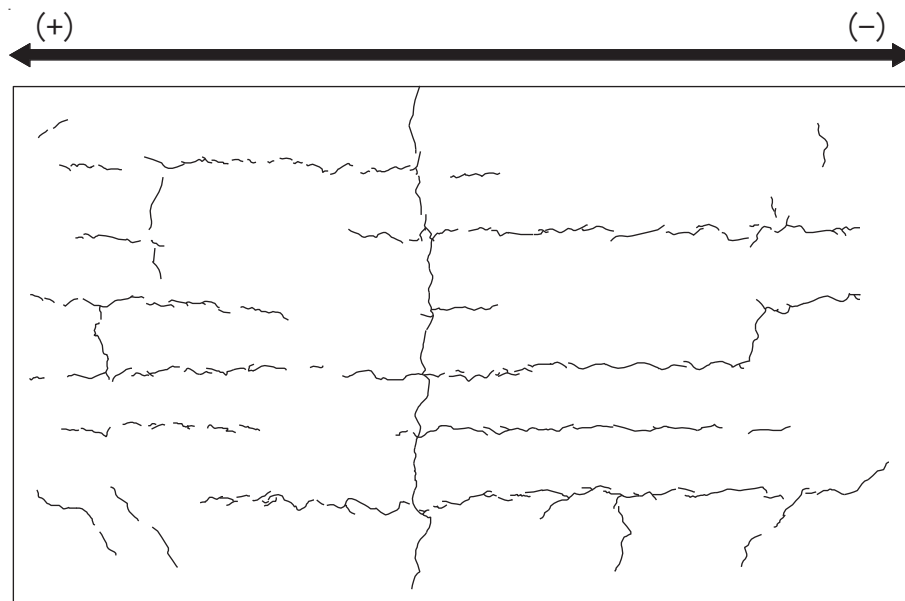


図 3-4(1) 乾燥試験体 [1] 加力前におけるひび割れ図

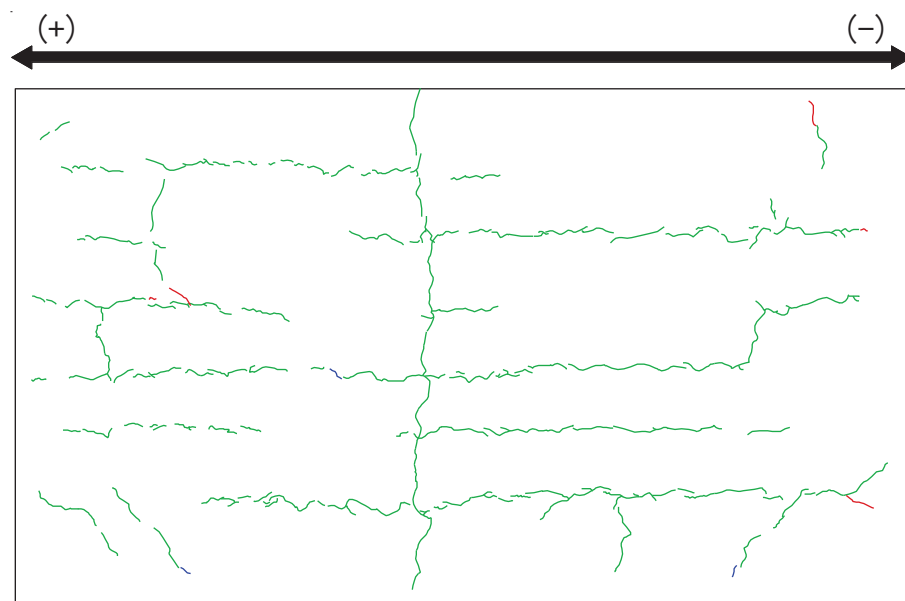


図 3-4(2) 乾燥試験体 [1] 1/10000rad. におけるひび割れ図

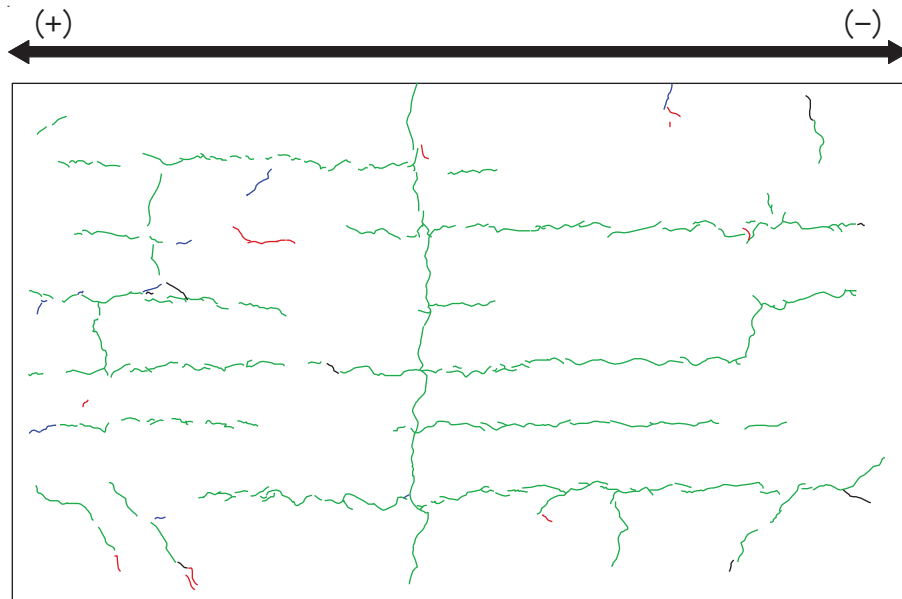


図 3-4(3) 乾燥試験体 [1] 1/5000rad. におけるひび割れ図

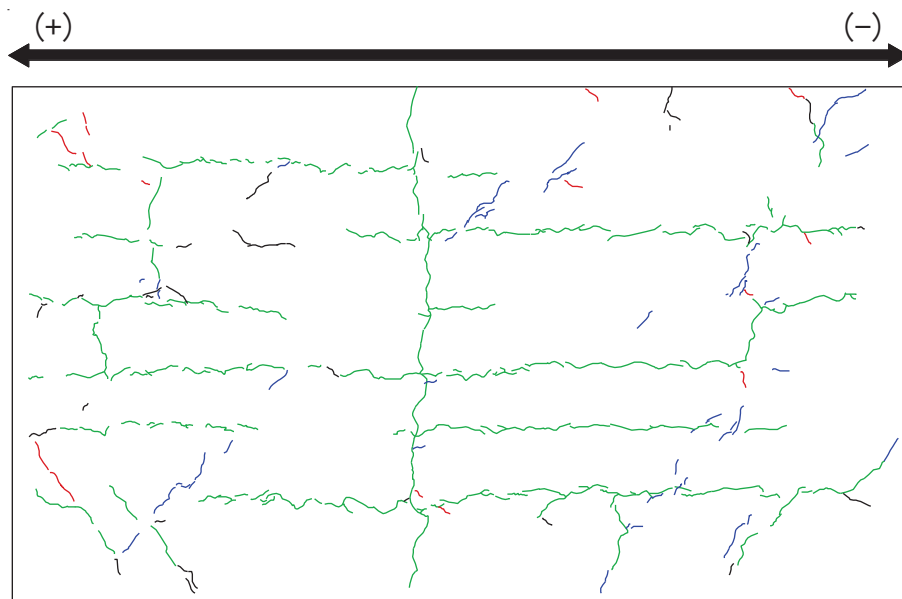


図 3-4(4) 乾燥試験体 [1] 1/3333rad. におけるひび割れ図

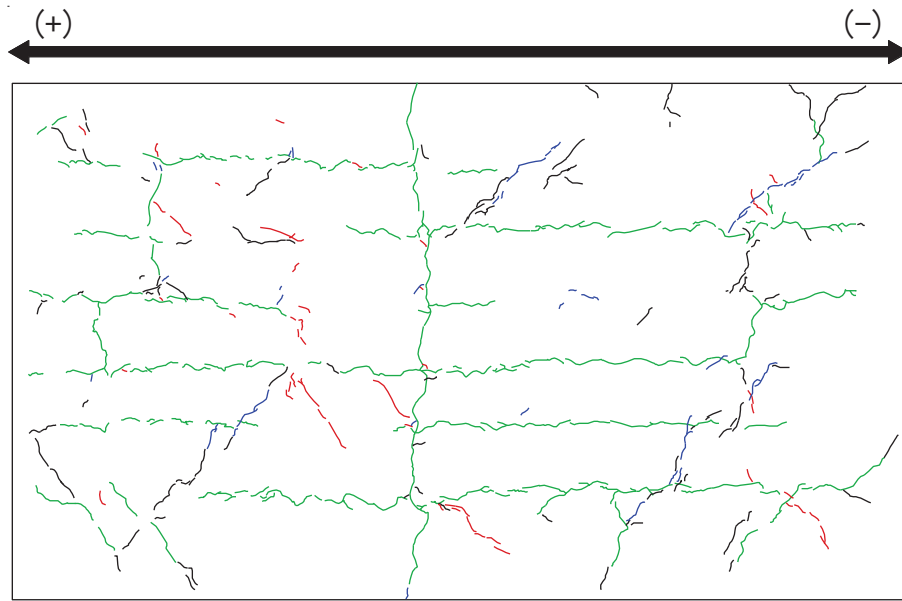


図 3-4(5) 乾燥試験体 [1] 1/2500rad. におけるひび割れ図

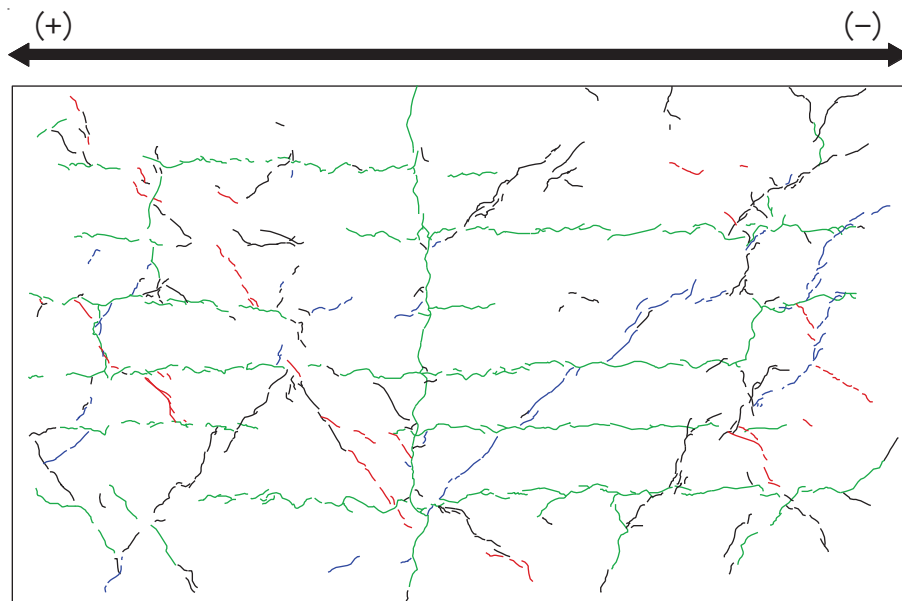


図 3-4(6) 乾燥試験体 [1] 1/1667rad. におけるひび割れ図

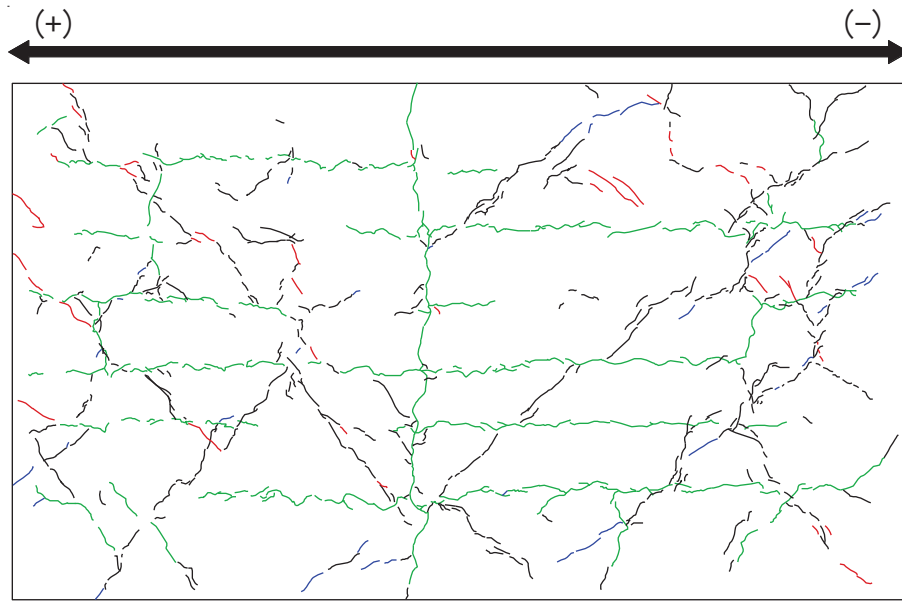


図 3-4(7) 乾燥試験体 [1] 1/1250rad. におけるひび割れ図

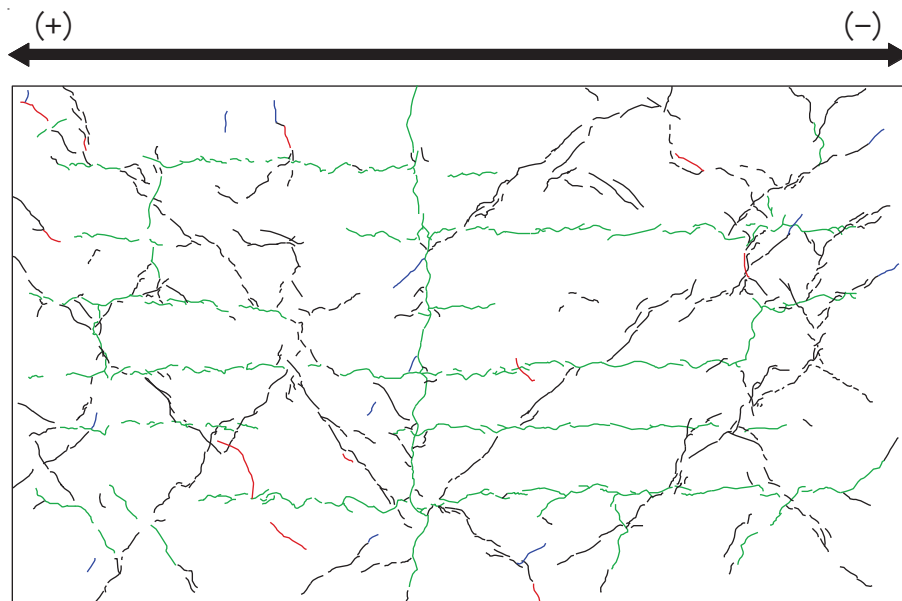


図 3-4(8) 乾燥試験体 [1] 1/1000rad. におけるひび割れ図

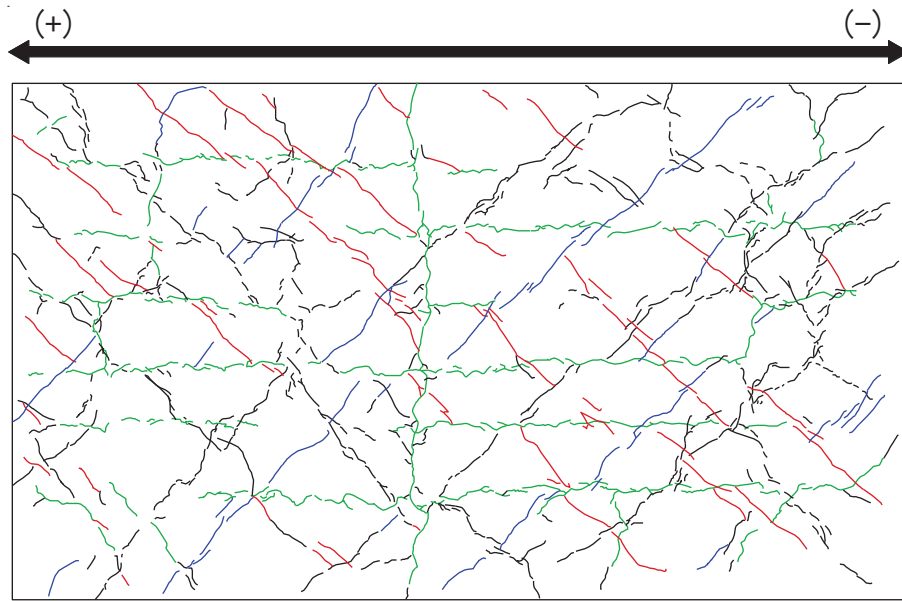


図 3-4(9) 乾燥試験体 [1] 1/500rad. におけるひび割れ図

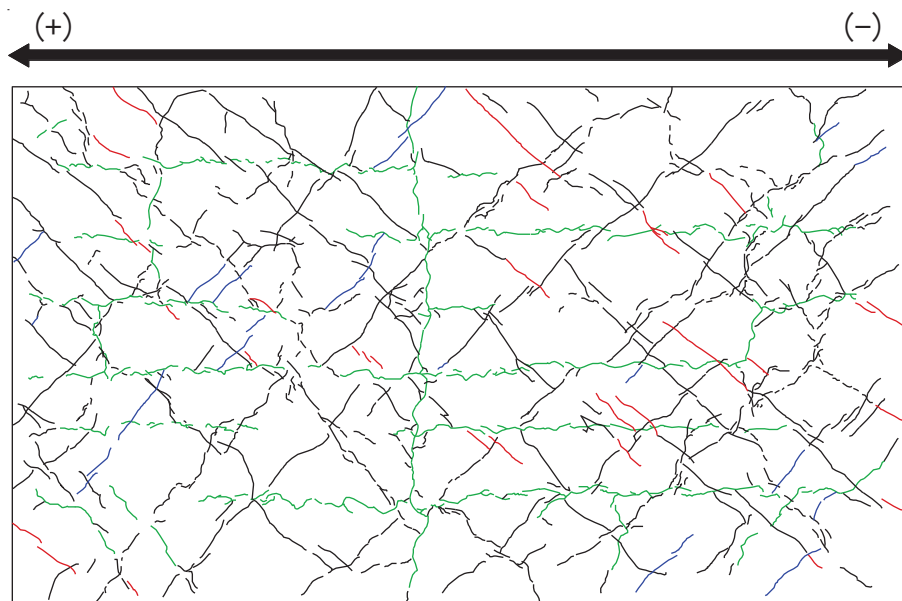


図 3-4(10) 乾燥試験体 [1] 1/333rad. におけるひび割れ図

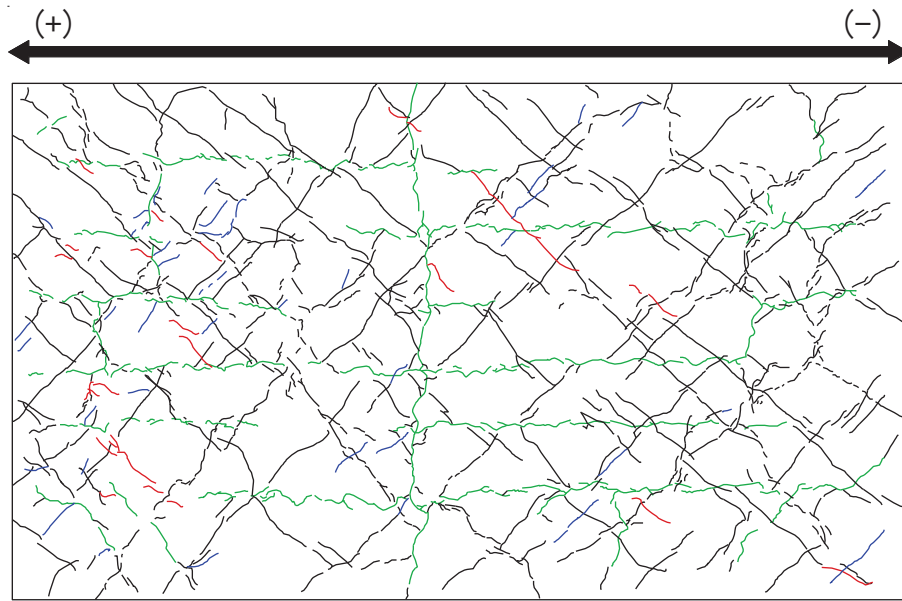


図 3-4(11) 乾燥試験体 [1] $1/250\text{rad.}$ におけるひび割れ図

3.2 剛性低下率

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

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

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

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

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

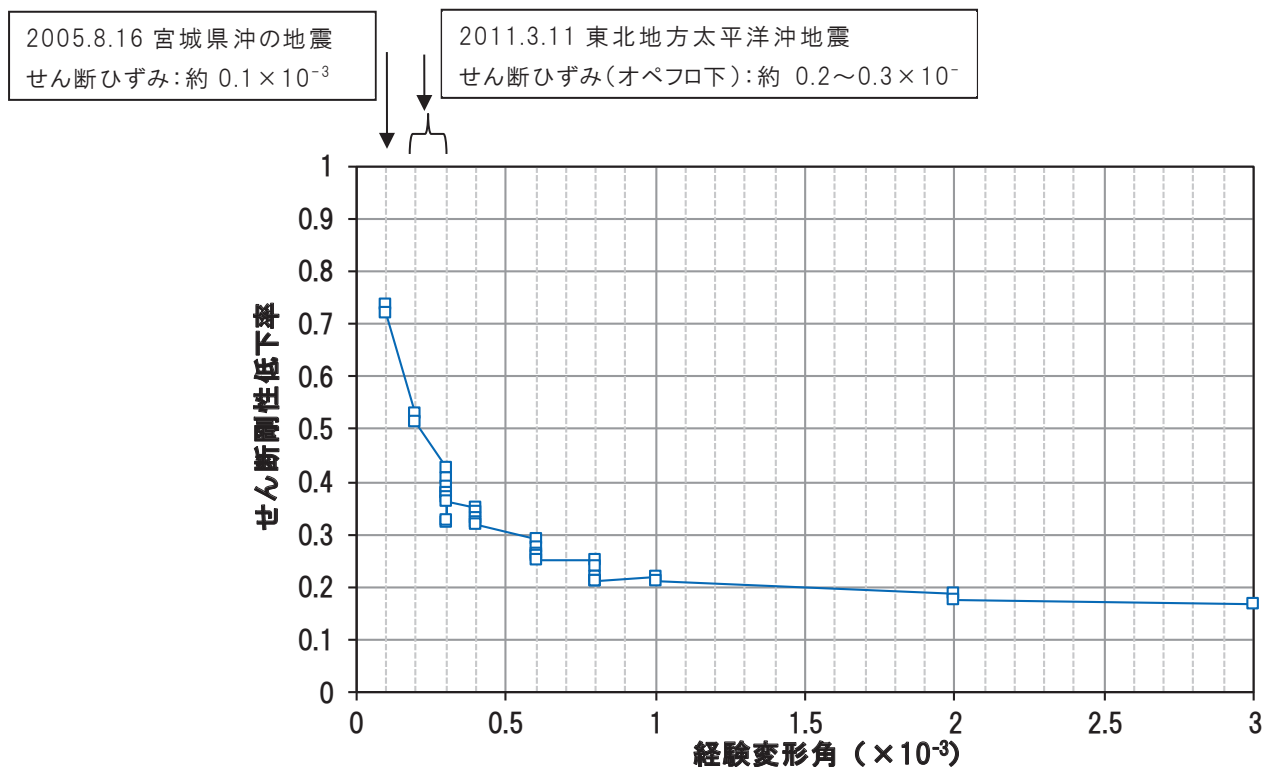
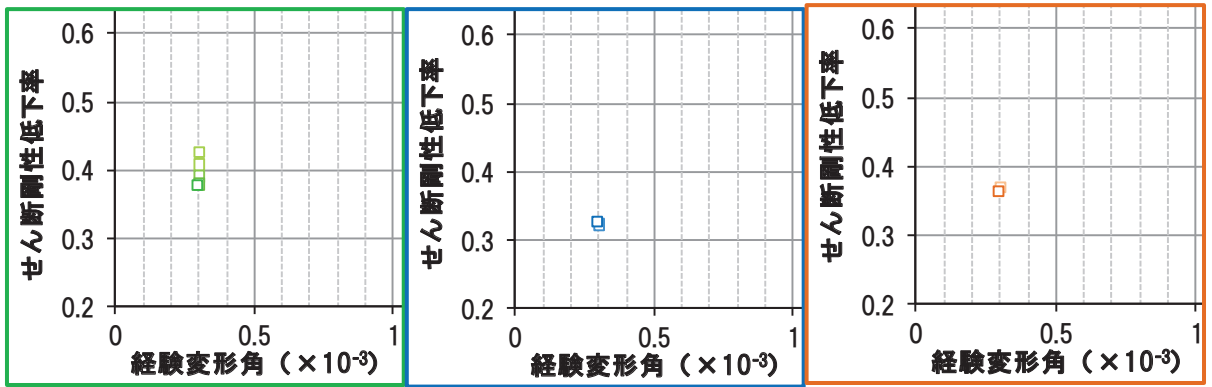


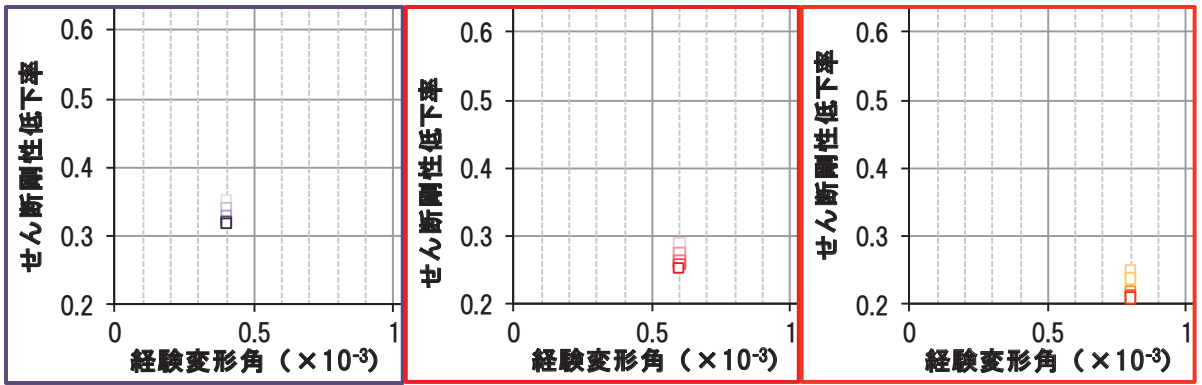
図 3-5(1) 乾燥試験体 [1] 剛性低下率（せん断変形）



ステップ 3

ステップ 4

ステップ 5



ステップ 6

ステップ 7

ステップ 8

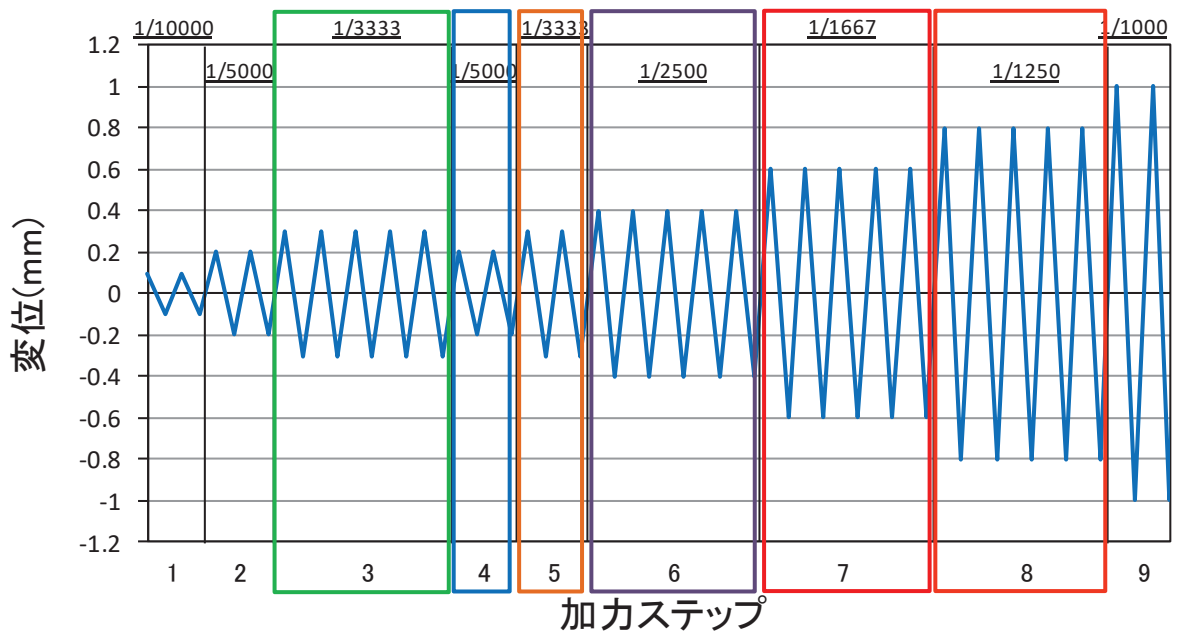


図 3-5(2) 乾燥試験体 [1] 剛性低下率 (せん断変形) (拡大図)

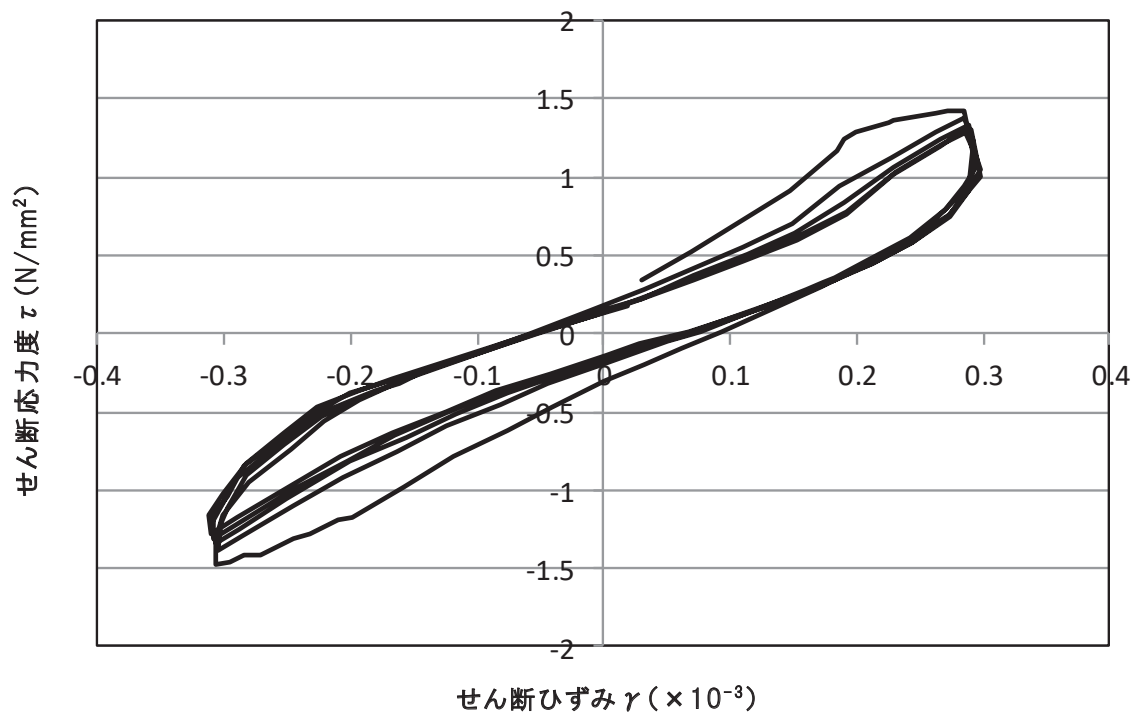


図 3-5(3) 乾燥試験体 [1] 加力ステップ 3 における荷重-変形関係

3.3 変形割合

図 3-6 に乾燥試験体 [1] のせん断変形及び曲げ変形の変形割合のグラフを示す。変形割合の推移をみると、せん断変形が支配的であることが確認できる。

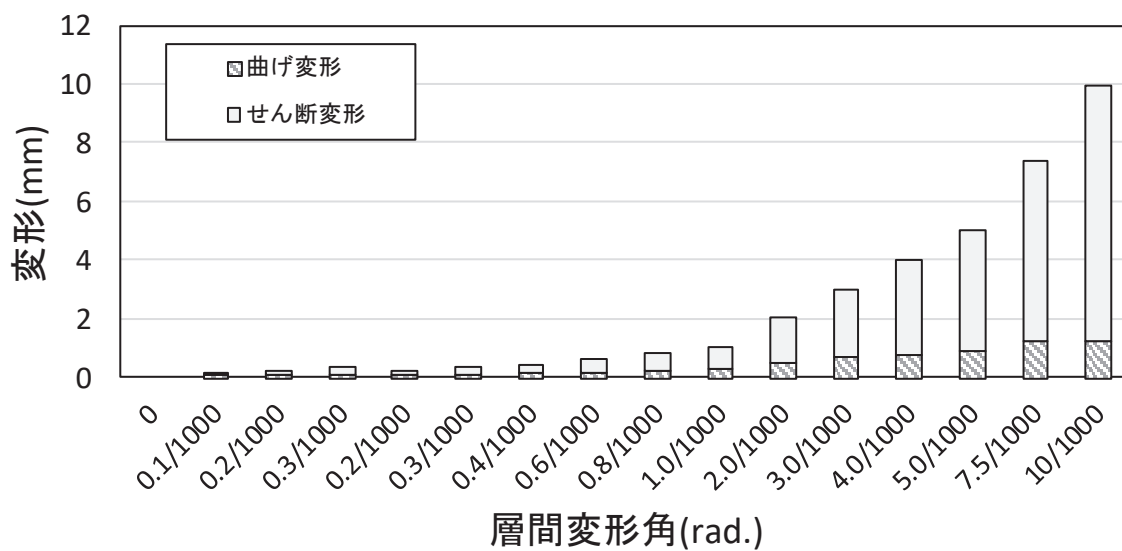
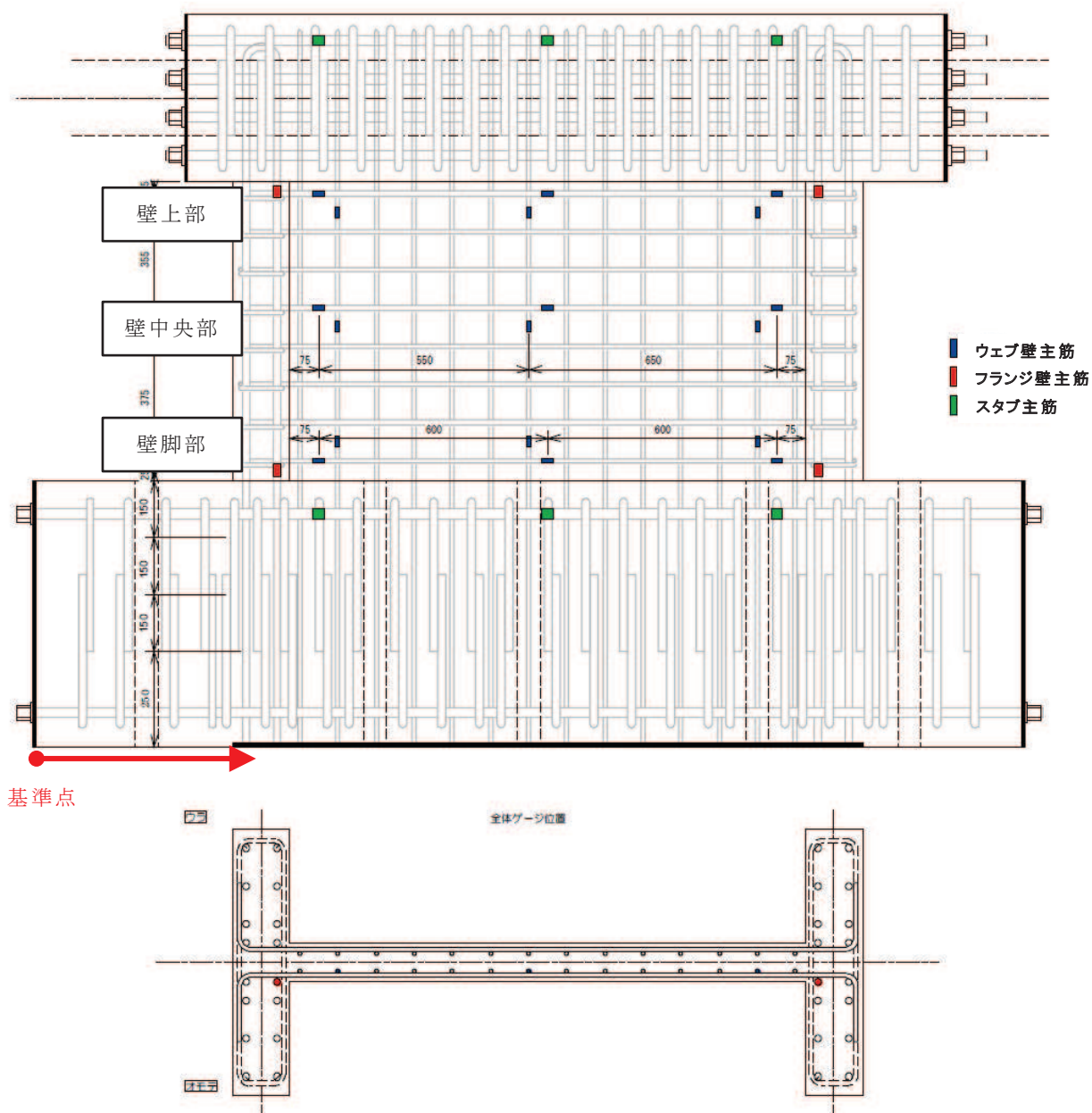


図 3-6 乾燥試験体 [1] せん断変形及び曲げ変形の変形割合

3.4 鉄筋ひずみ計測結果

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

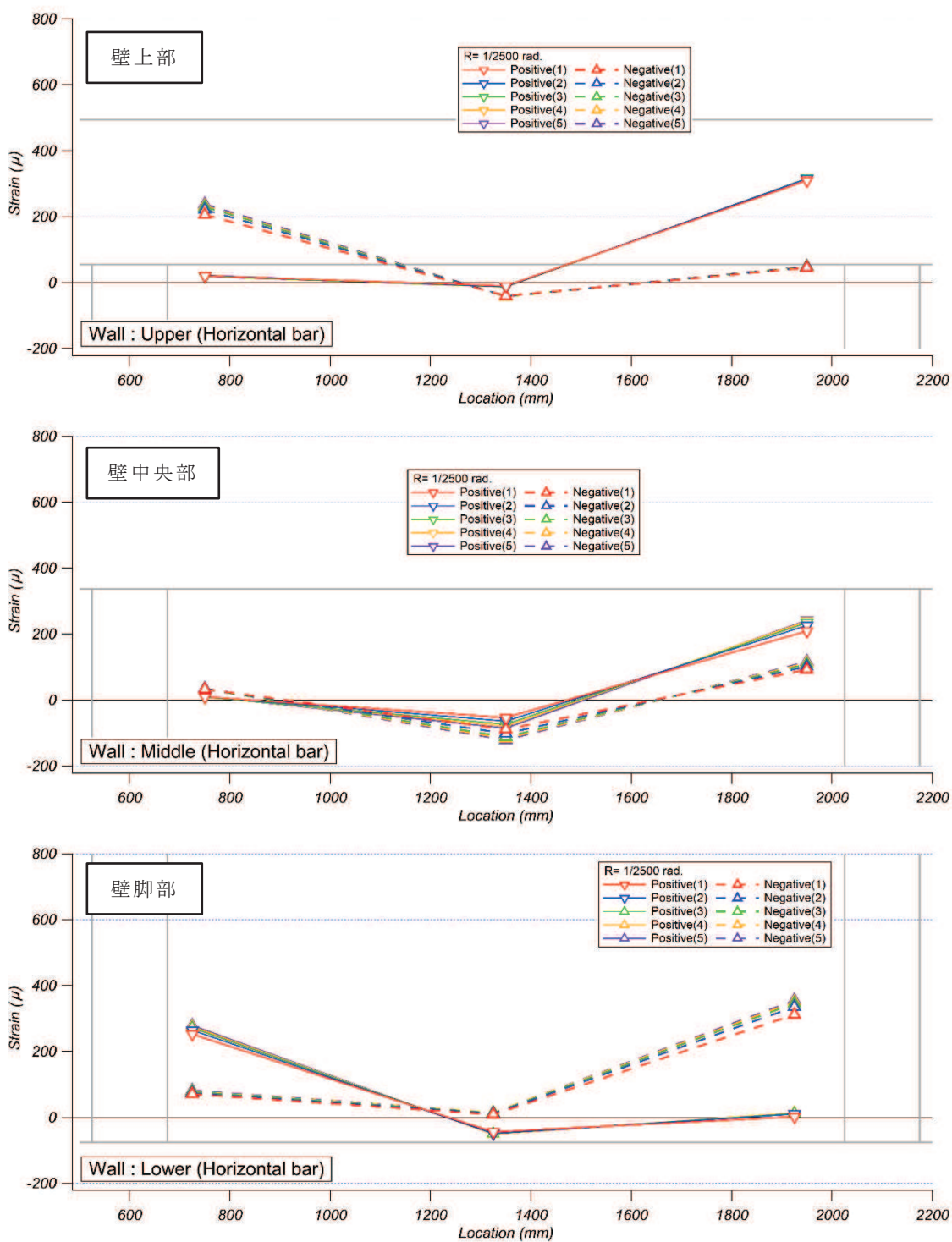
図 3-8 に乾燥試験体 [1] の $R=1/2500\text{rad.}$ (0.4×10^{-3}), $R=1/1667\text{rad.}$ (0.6×10^{-3}), $R=1/500\text{rad.}$ (2.0×10^{-3}) 及び $R=1/200\sim 1/333\text{rad.}$ サイクルのピーク時における壁主筋のひずみ分布を示す。鉄筋ひずみは裏表の平均値とした。図 3-8 (1) ~ 図 3-8 (4) より, 3.11 地震における原子炉建屋のオペフロ下部の変形レベル（せん断ひずみ $0.2\sim 0.3\times 10^{-3}$ ）及びオペ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



基準点

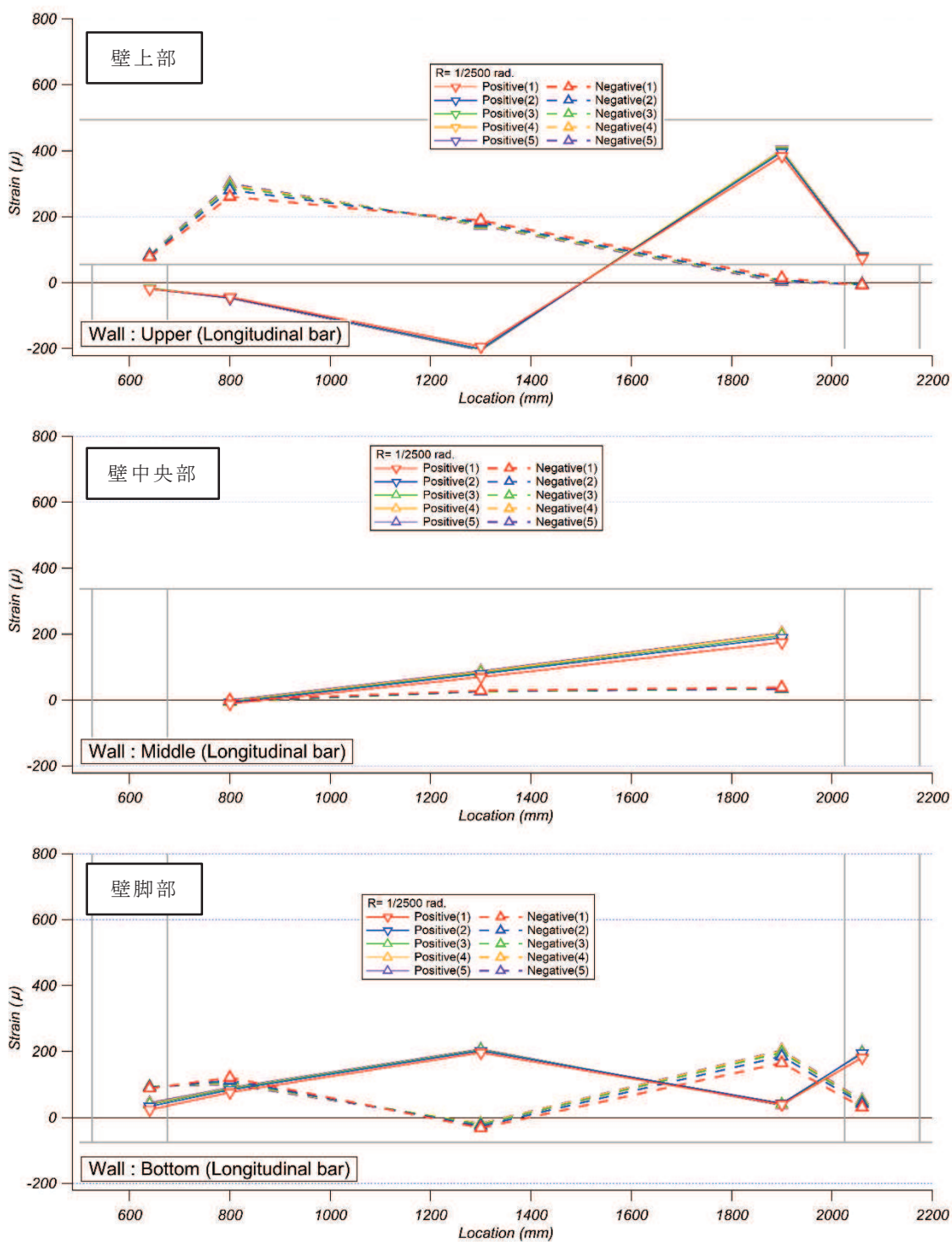
➡ : 図 3-8 の横軸の数値の基準点，座標軸を示す。

図 3-7 鉄筋ひずみ計測位置



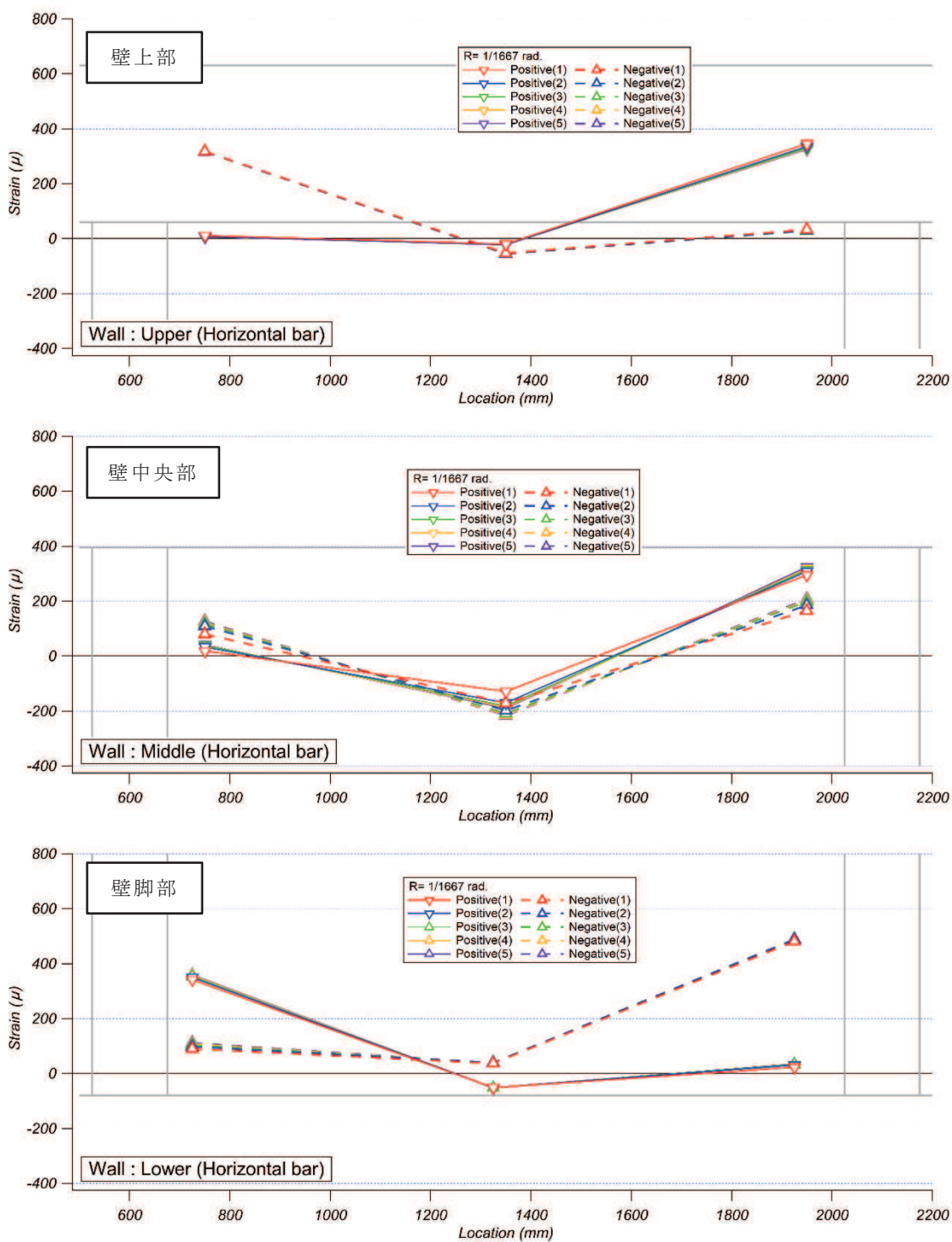
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

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



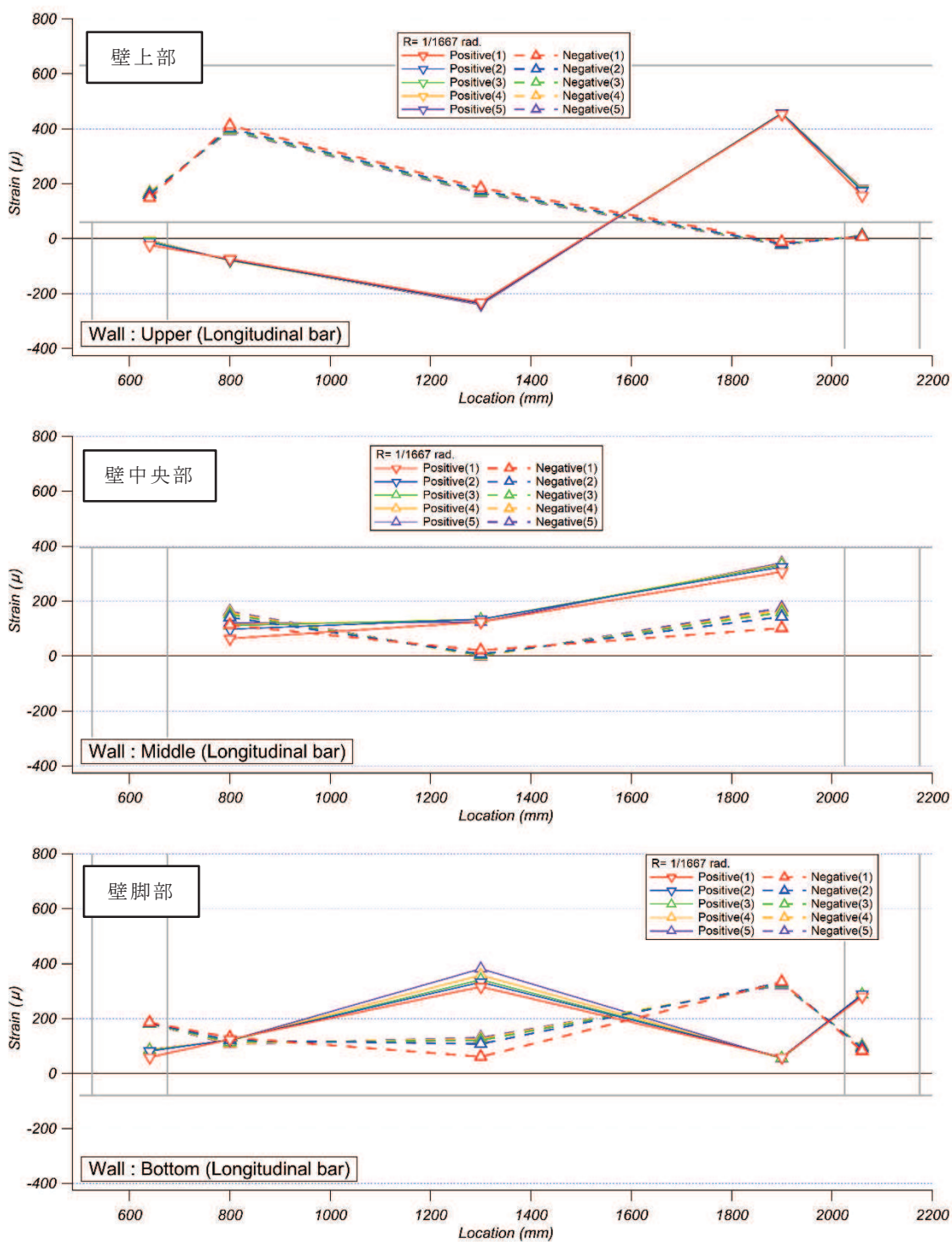
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

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



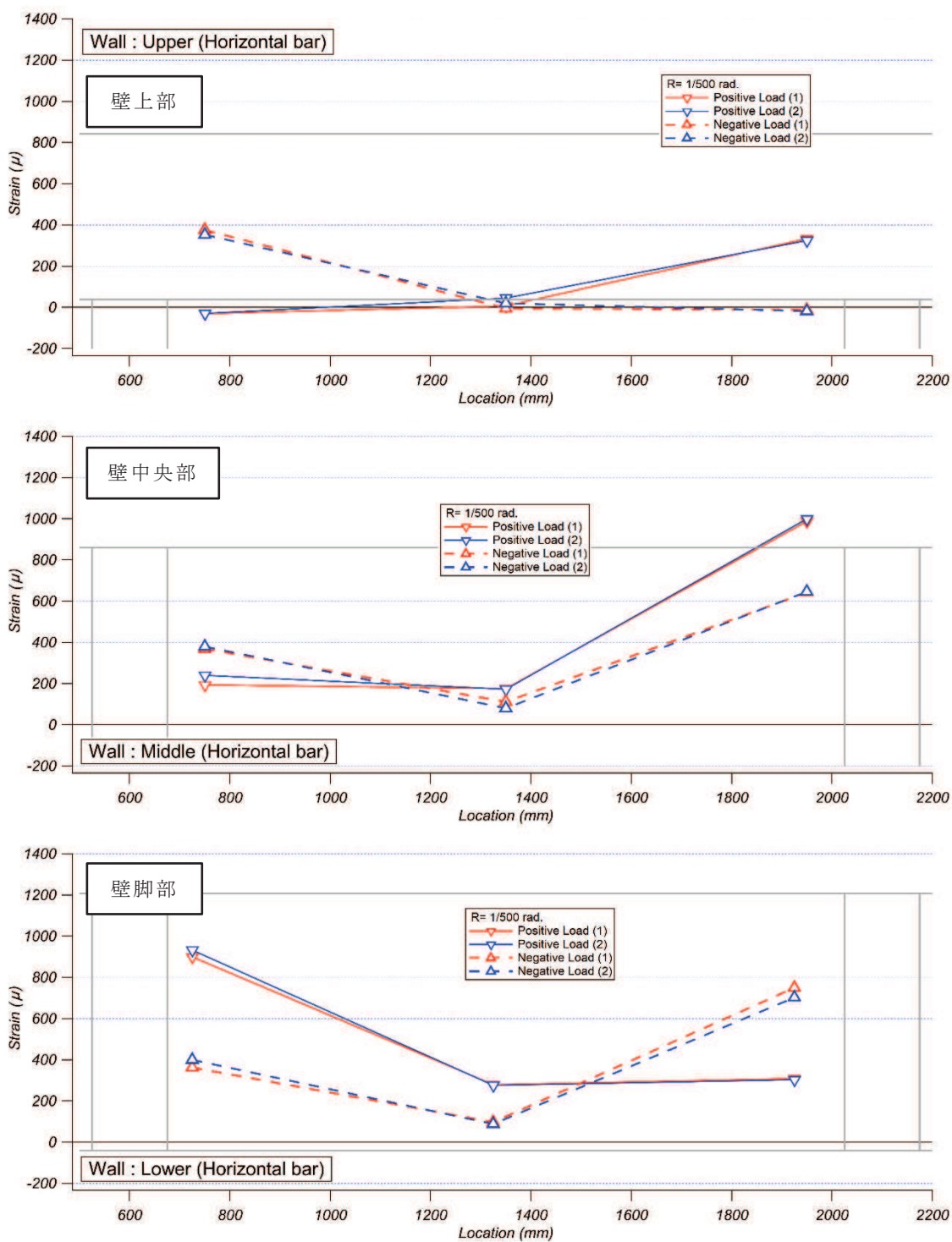
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

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



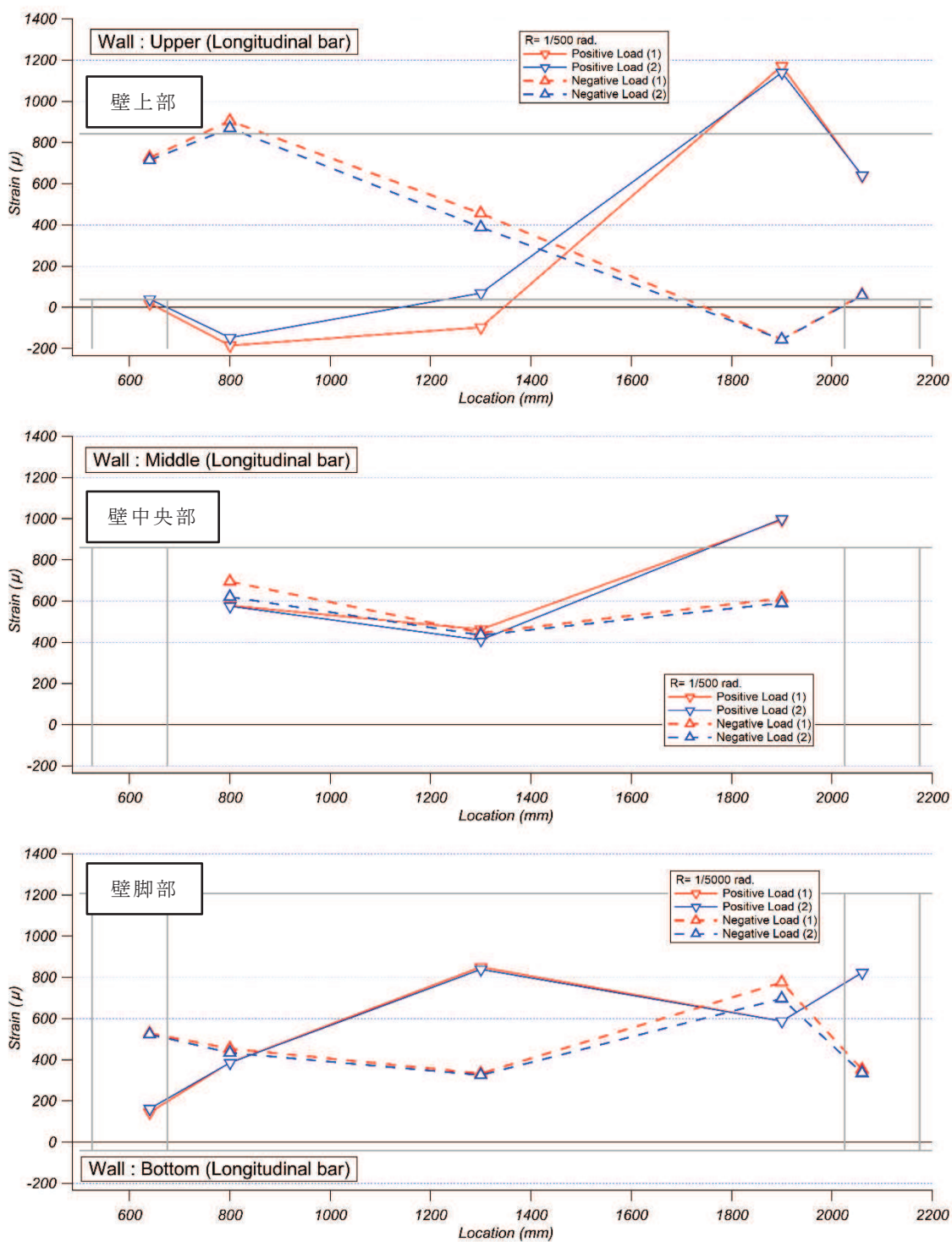
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

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



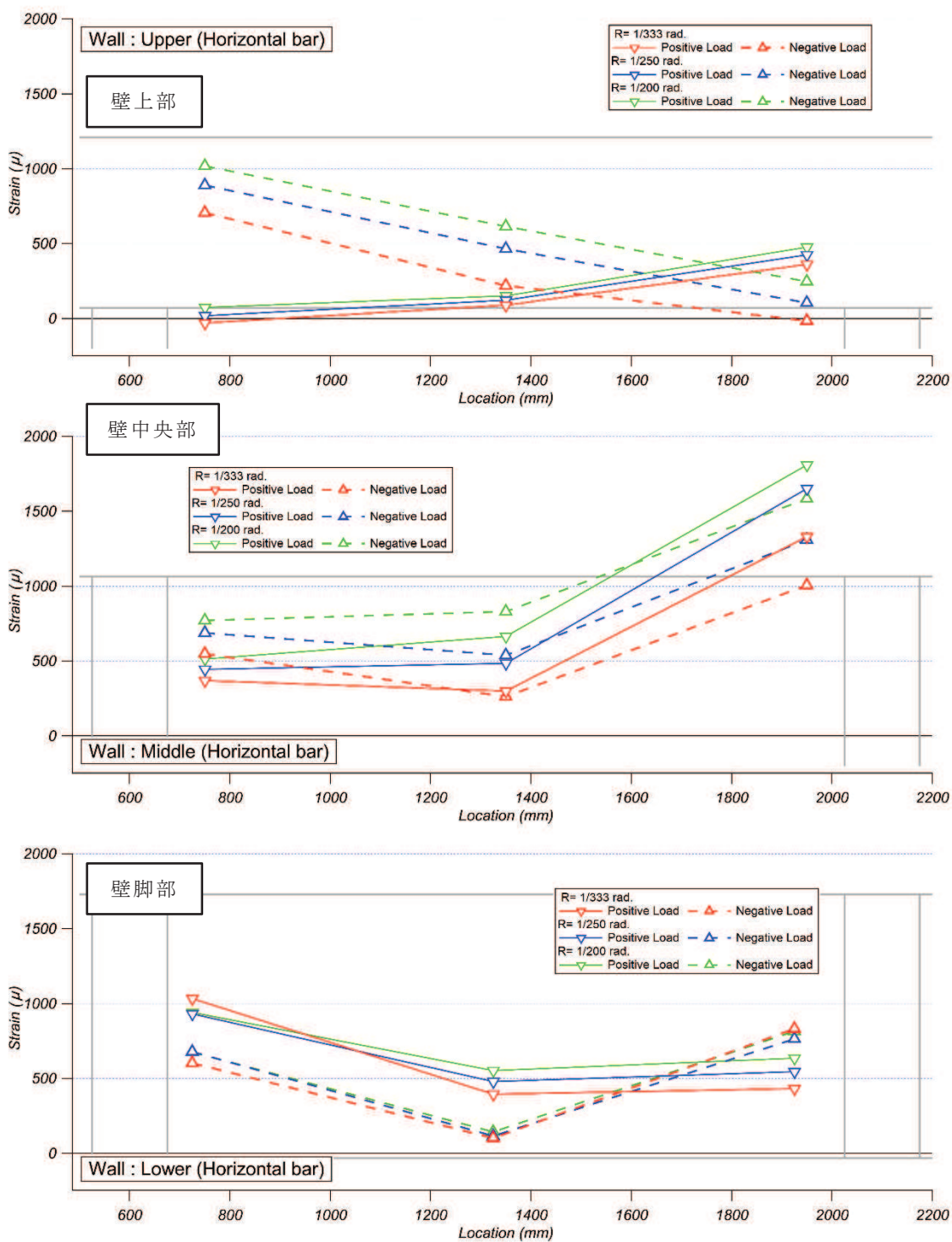
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

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



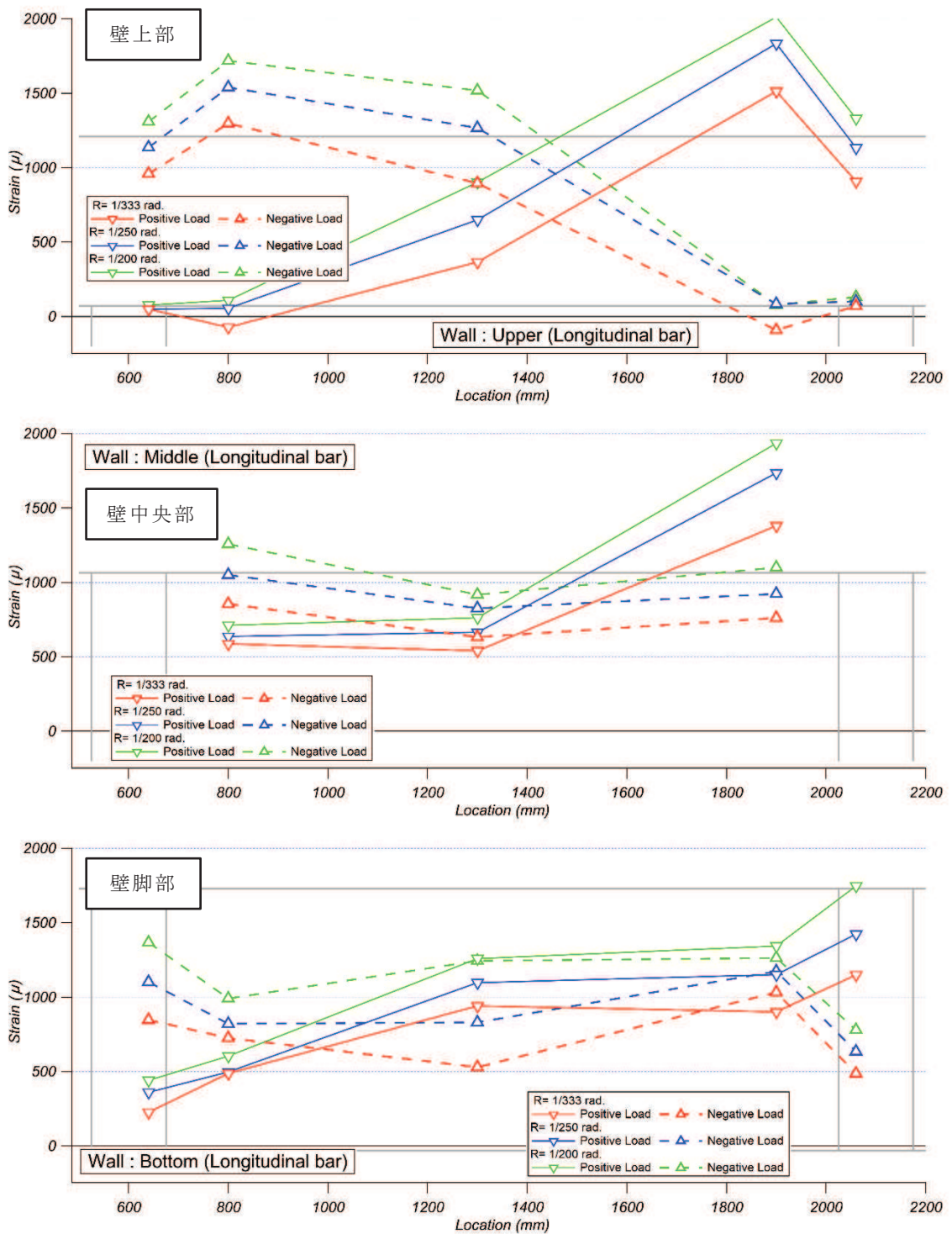
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

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



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

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



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

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

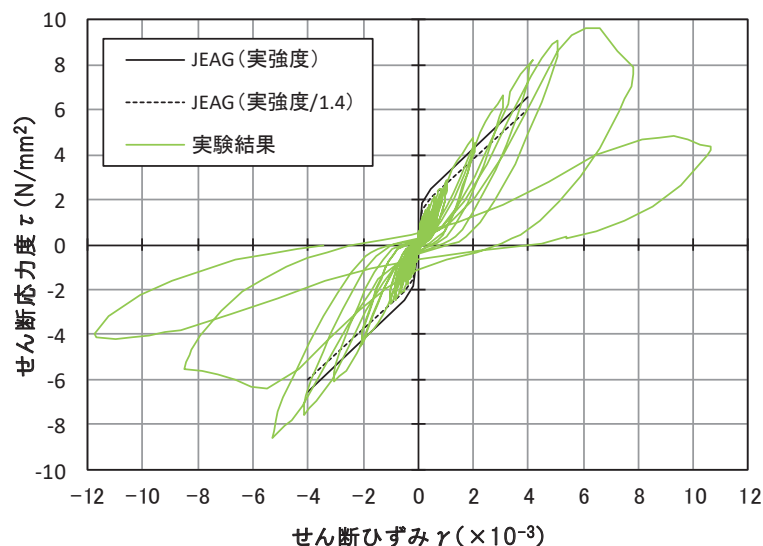
4. 乾燥試験体 [2] 実験結果

4.1 荷重－変形関係

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

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

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



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

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

図 4-1(1) 乾燥試験体 [2] のせん断応力度－せん断ひずみ

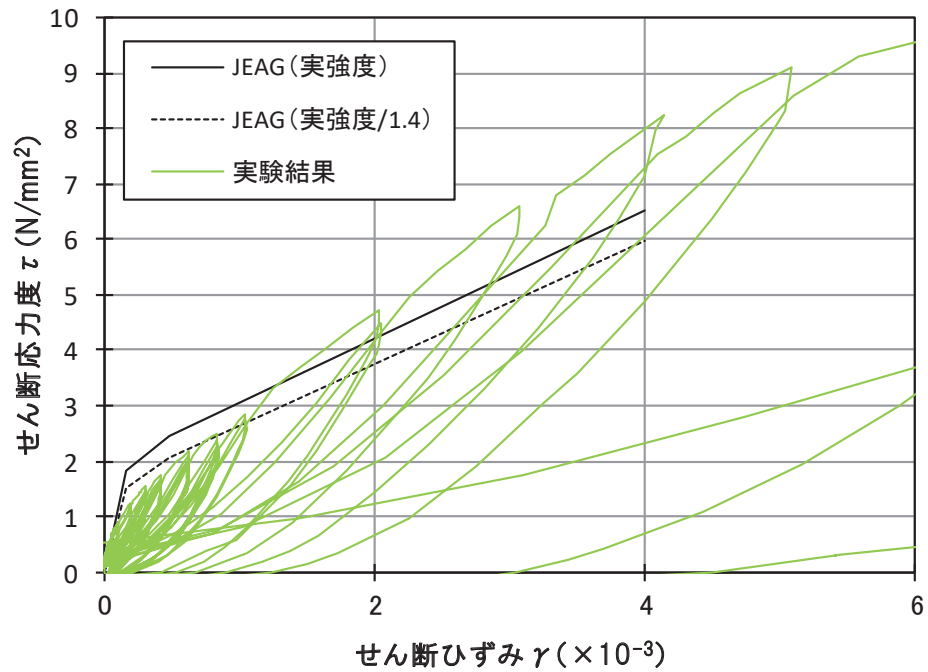


図 4-1(2) 乾燥試験体 [2] のせん断応力度－せん断ひずみ (正側拡大図)

表 4-1 乾燥試験体 [2] のせん断応力度の比較

	せん断応力度(kN/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

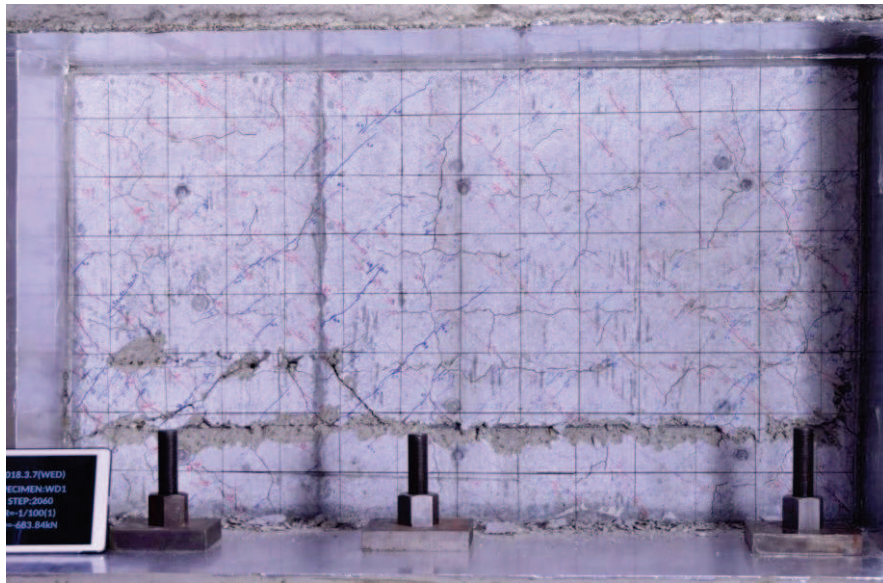


図 4-2 乾燥試験体 [2] 最終破壊時写真

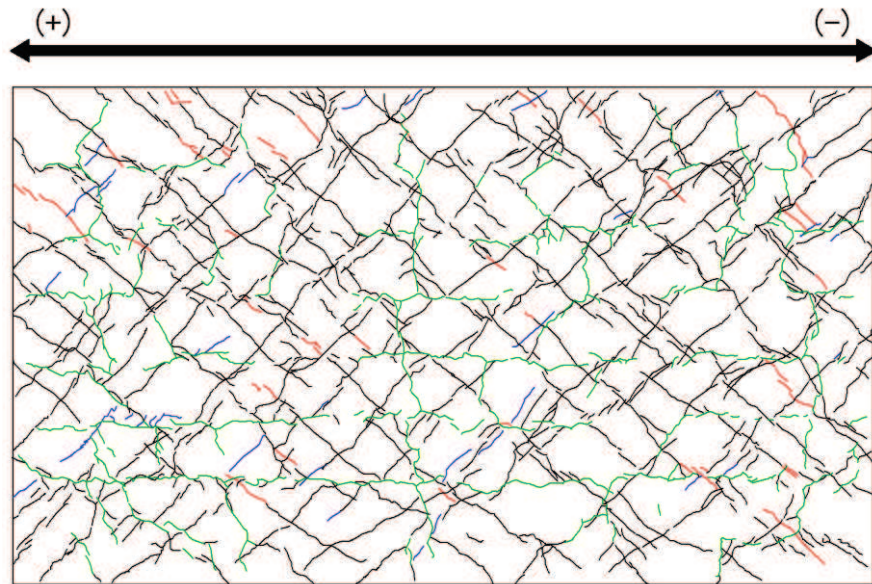


図 4-3 乾燥試験体 [2] 最終破壊時ひび割れ図

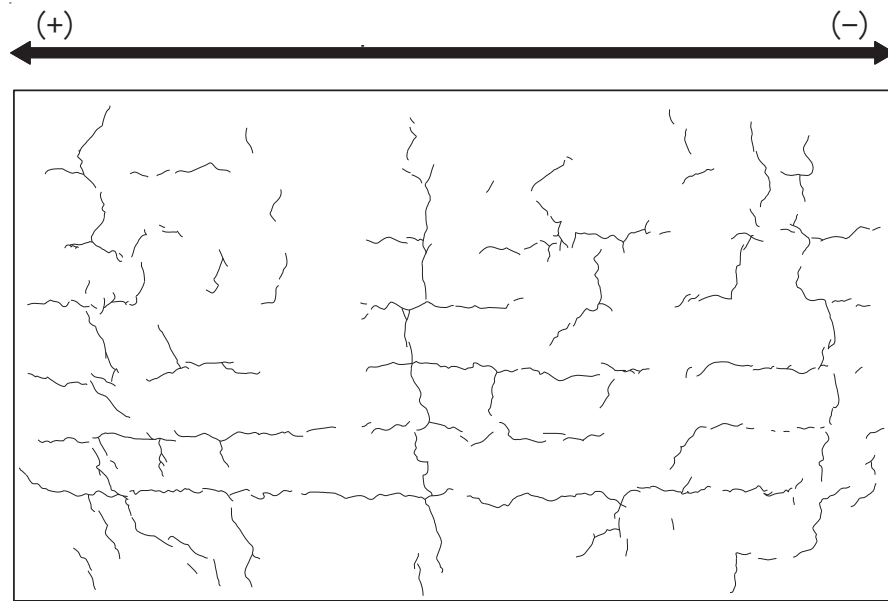


図 4-4(1) 乾燥試験体 [2] 加力前におけるひび割れ図

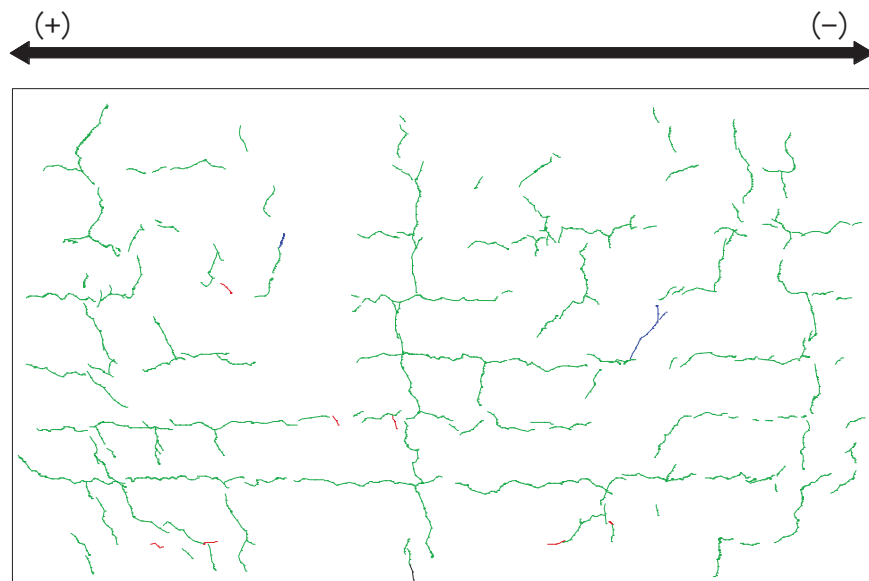


図 4-4(2) 乾燥試験体 [2] 1/10000rad. におけるひび割れ図

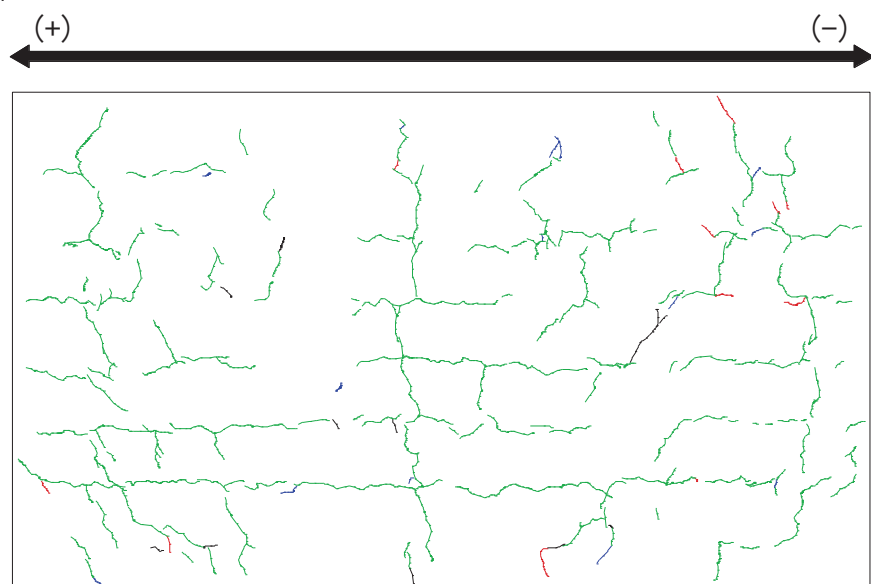


図 4-4(3) 乾燥試験体 [2] 1/5000rad. におけるひび割れ図

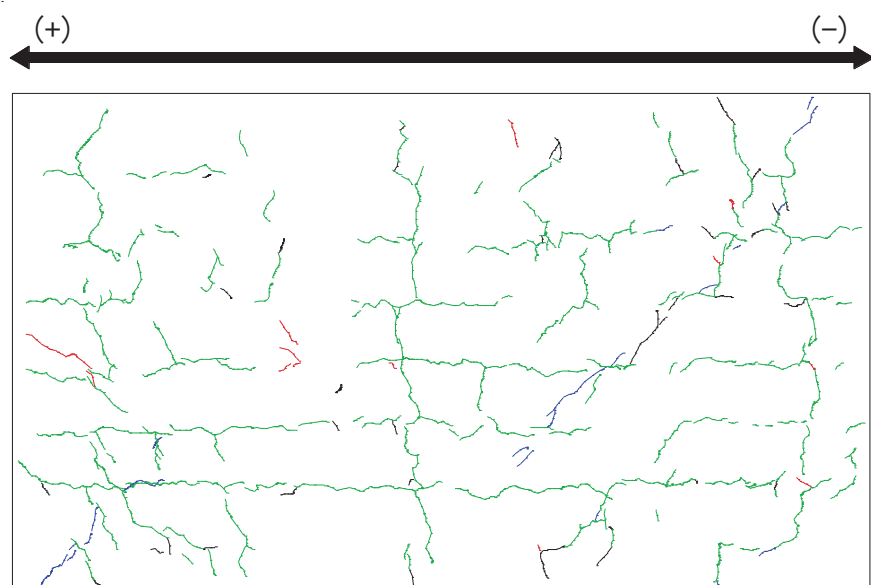


図 4-4(4) 乾燥試験体 [2] 1/3333rad. におけるひび割れ図

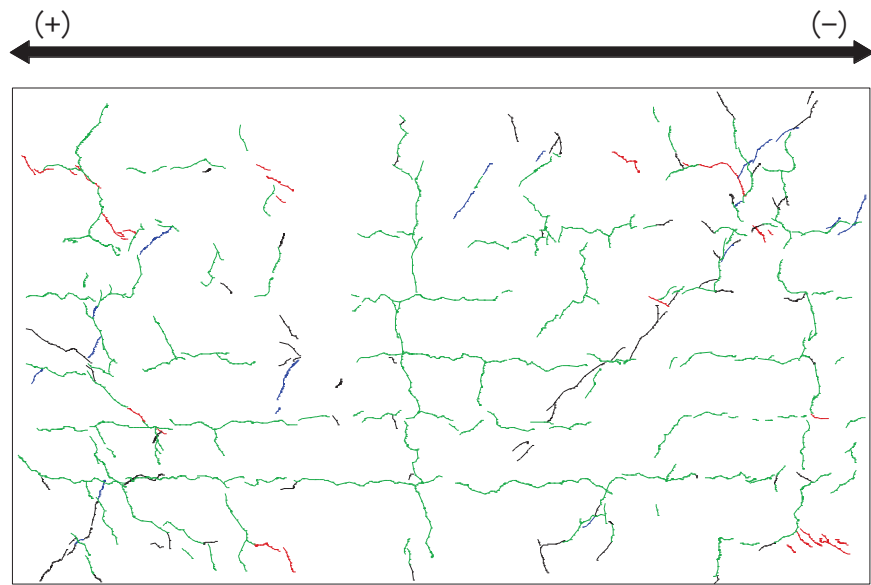


図 4-4(5) 乾燥試験体 [2] 1/2500rad. におけるひび割れ図

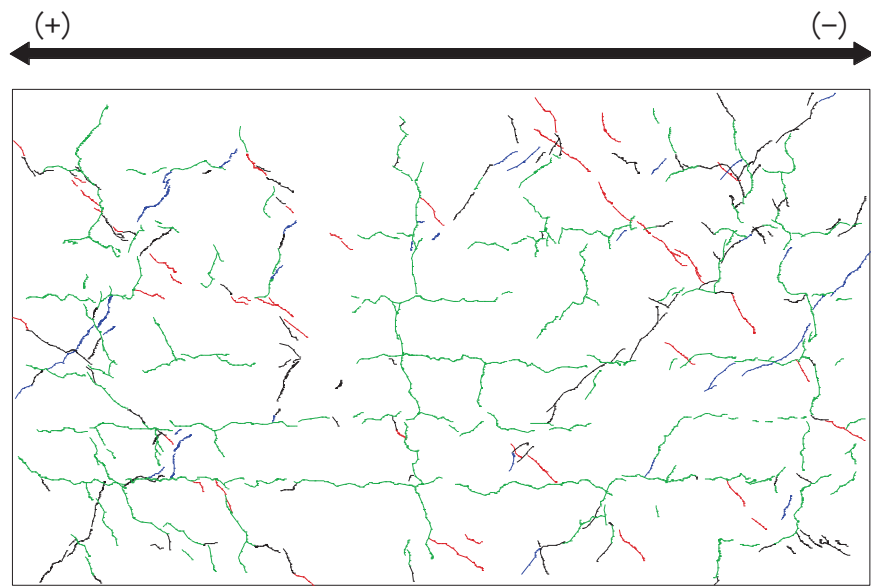


図 4-4(6) 乾燥試験体 [2] 1/1667rad. におけるひび割れ図

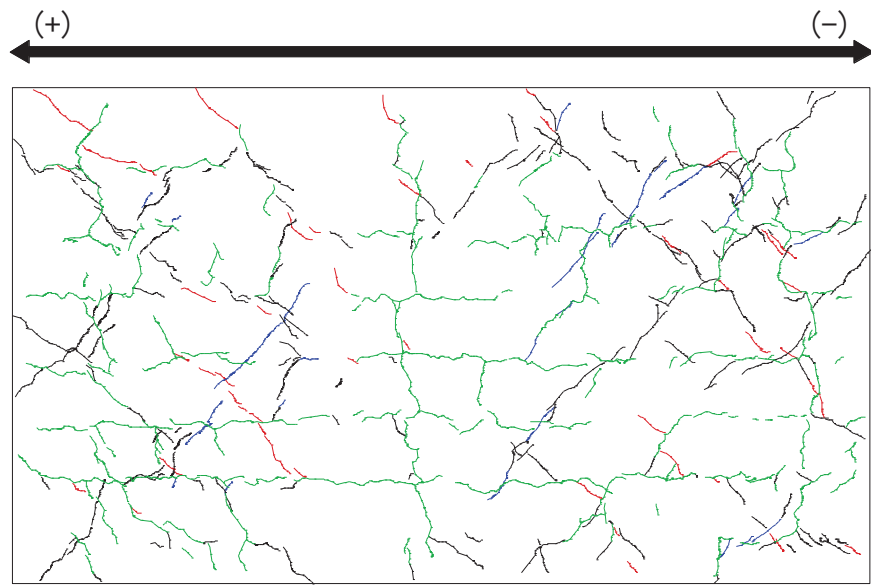


図 4-4(7) 乾燥試験体 [2] 1/1250rad. におけるひび割れ図

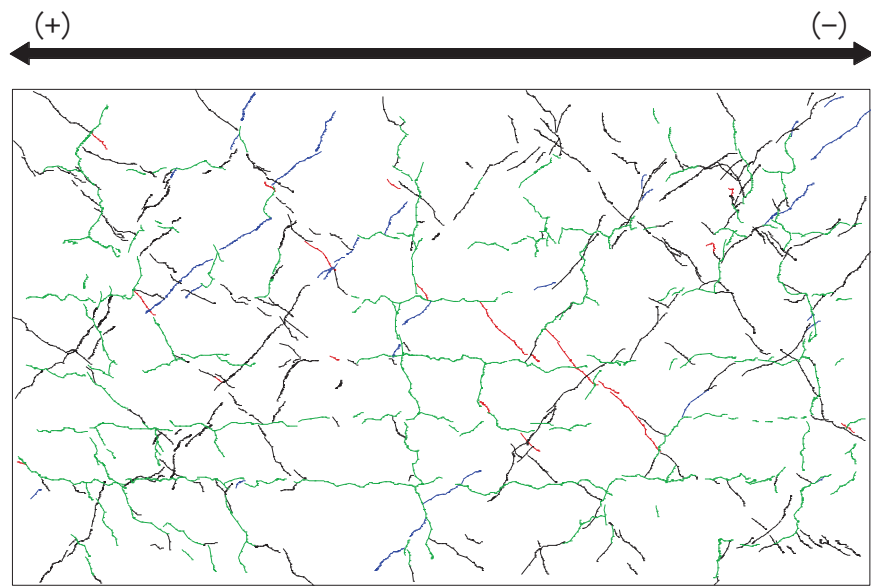


図 4-4(8) 乾燥試験体 [2] 1/1000rad. におけるひび割れ図

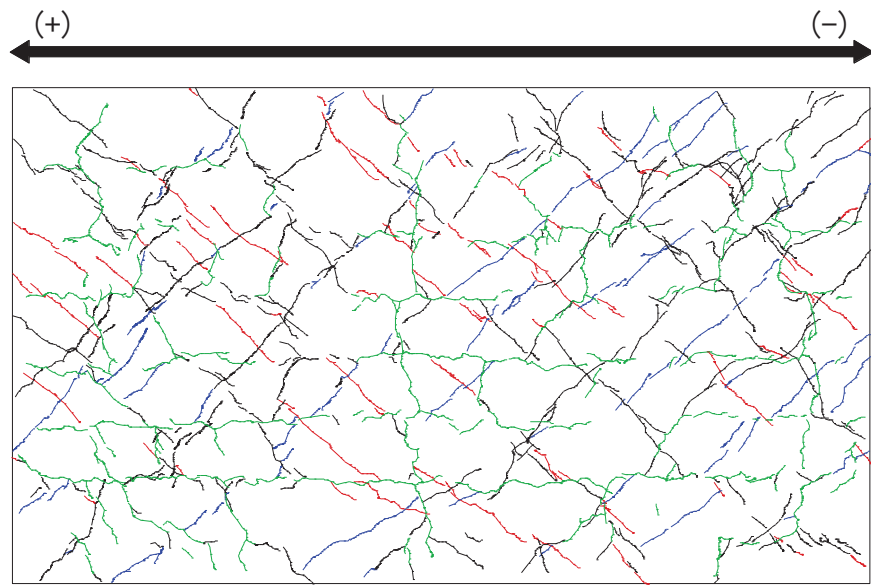


図 4-4(9) 乾燥試験体 [2] 1/500rad. におけるひび割れ図

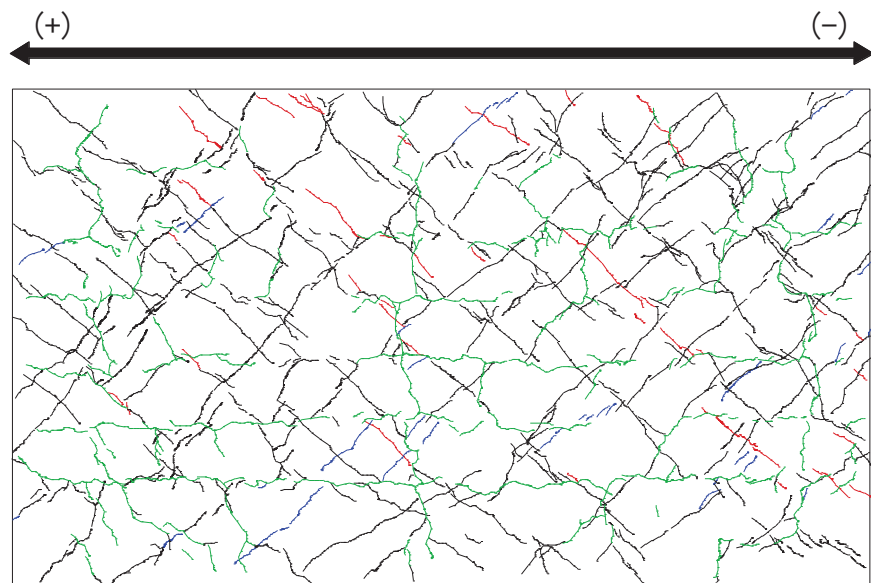


図 4-4(10) 乾燥試験体 [2] 1/333rad. におけるひび割れ図

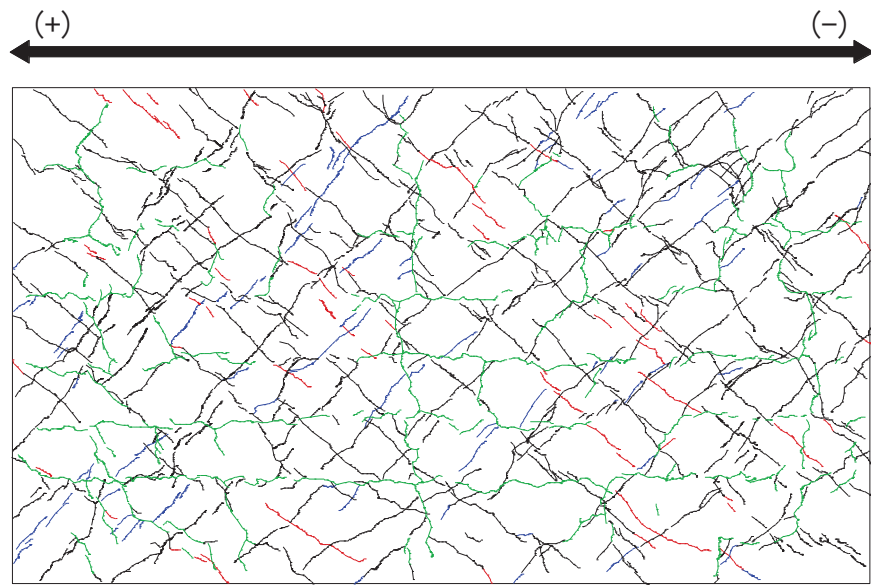


図 4-4(11) 乾燥試験体 [2] $1/250\text{rad.}$ におけるひび割れ図

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層間変形角で示している。

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

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

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

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

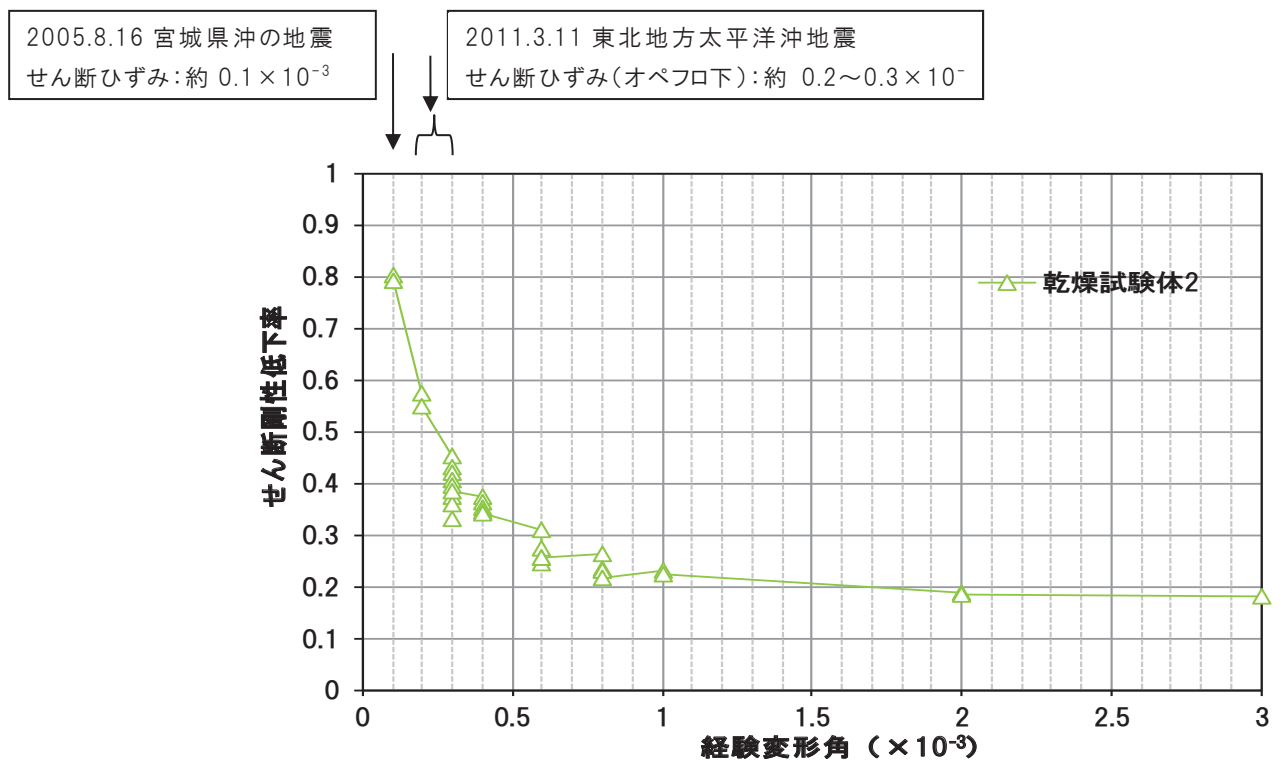
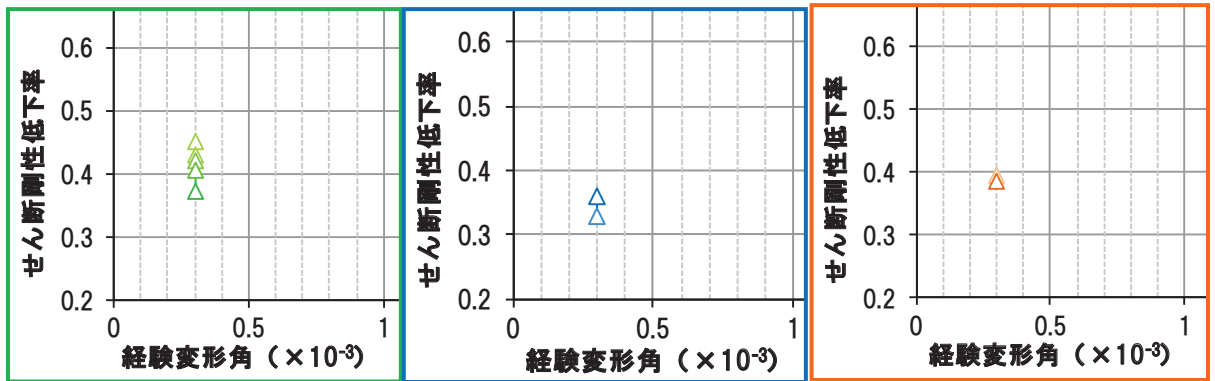


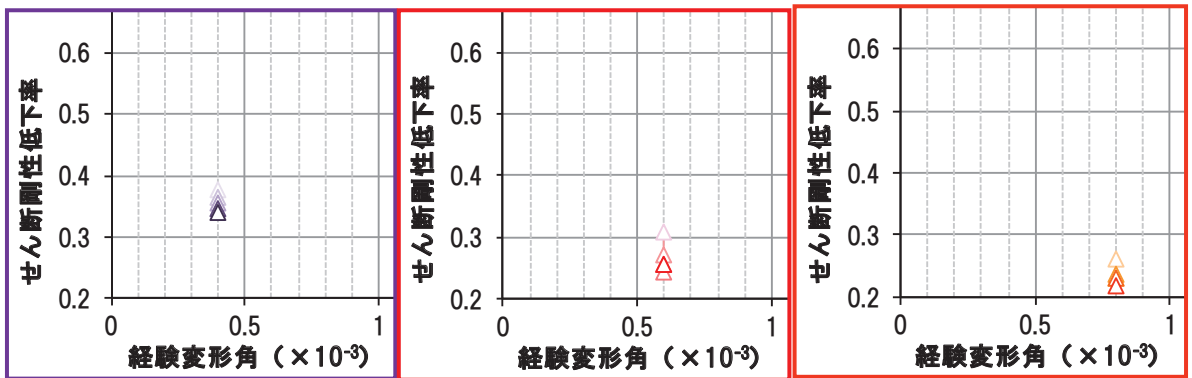
図4-5(1) 乾燥試験体[2] 剛性低下率(せん断変形)



ステップ 3

ステップ 4

ステップ 5



ステップ 6

ステップ 7

ステップ 8

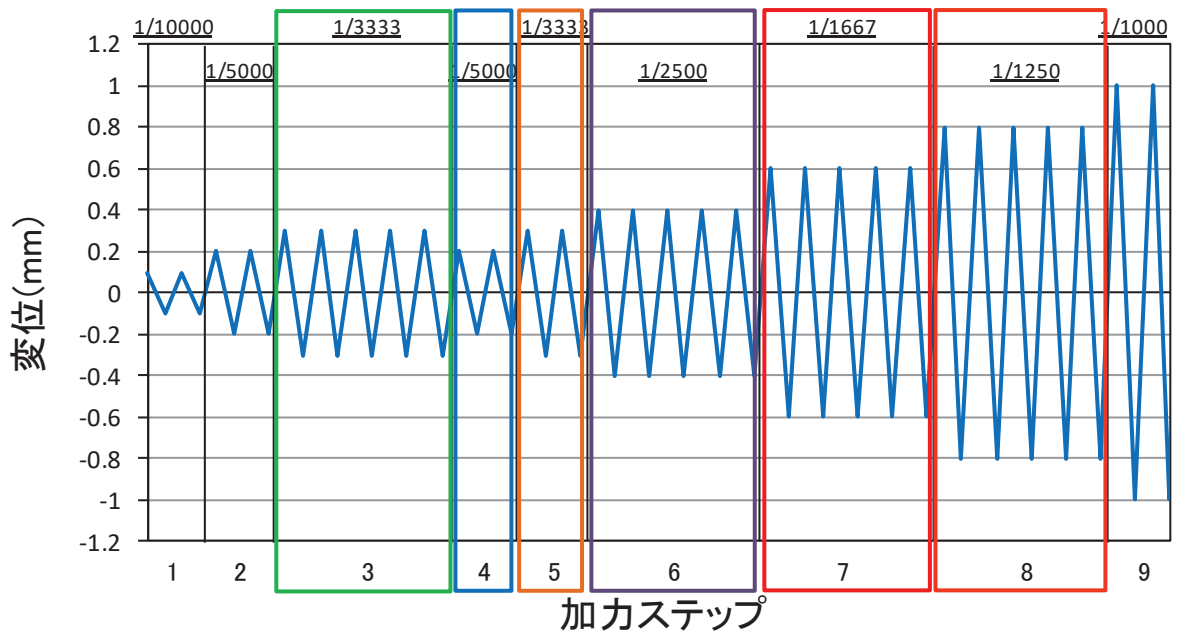
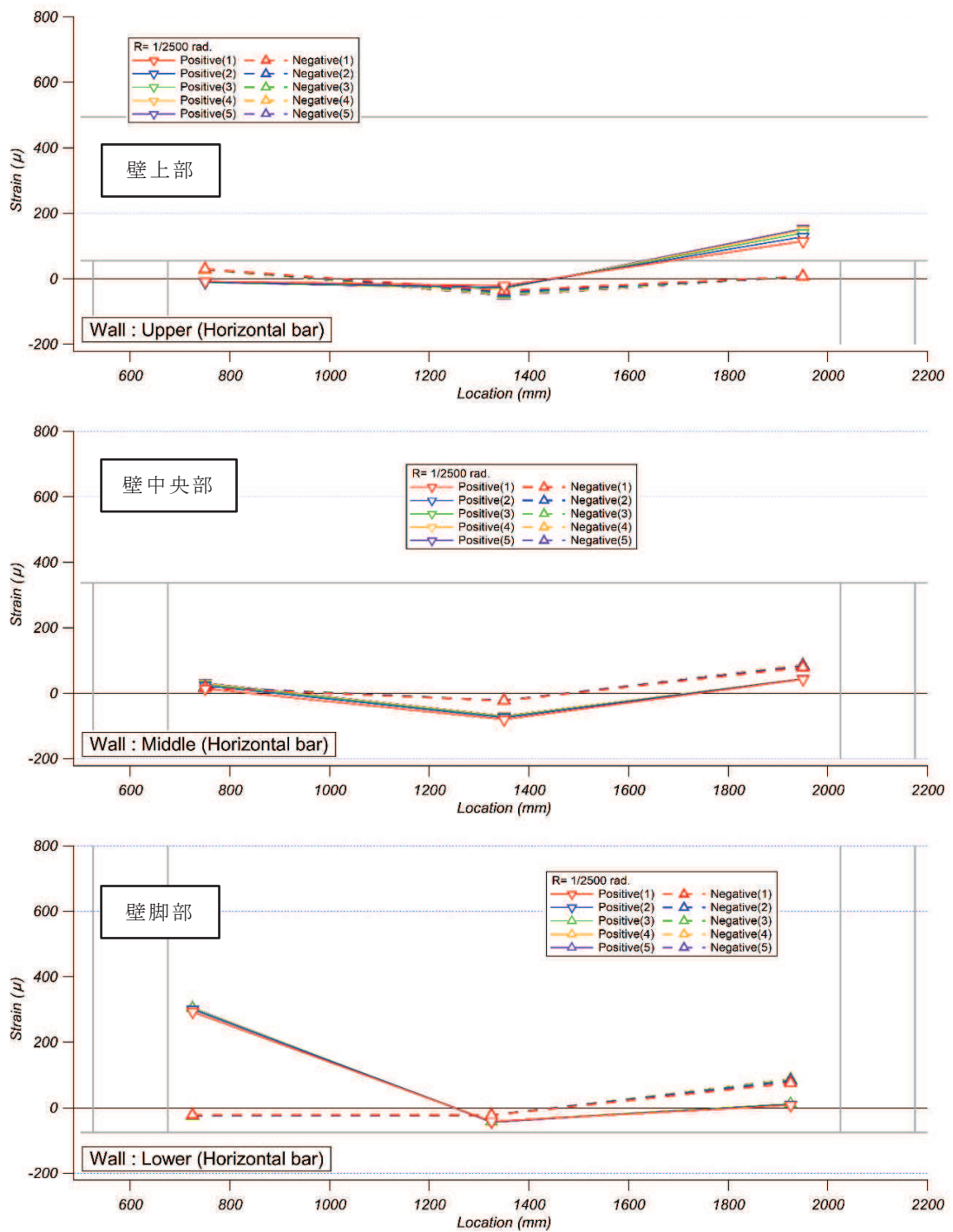


図 4-5(2) 乾燥試験体 [2] 剛性低下率 (せん断変形) (拡大図)

4.3 鉄筋ひずみ計測結果

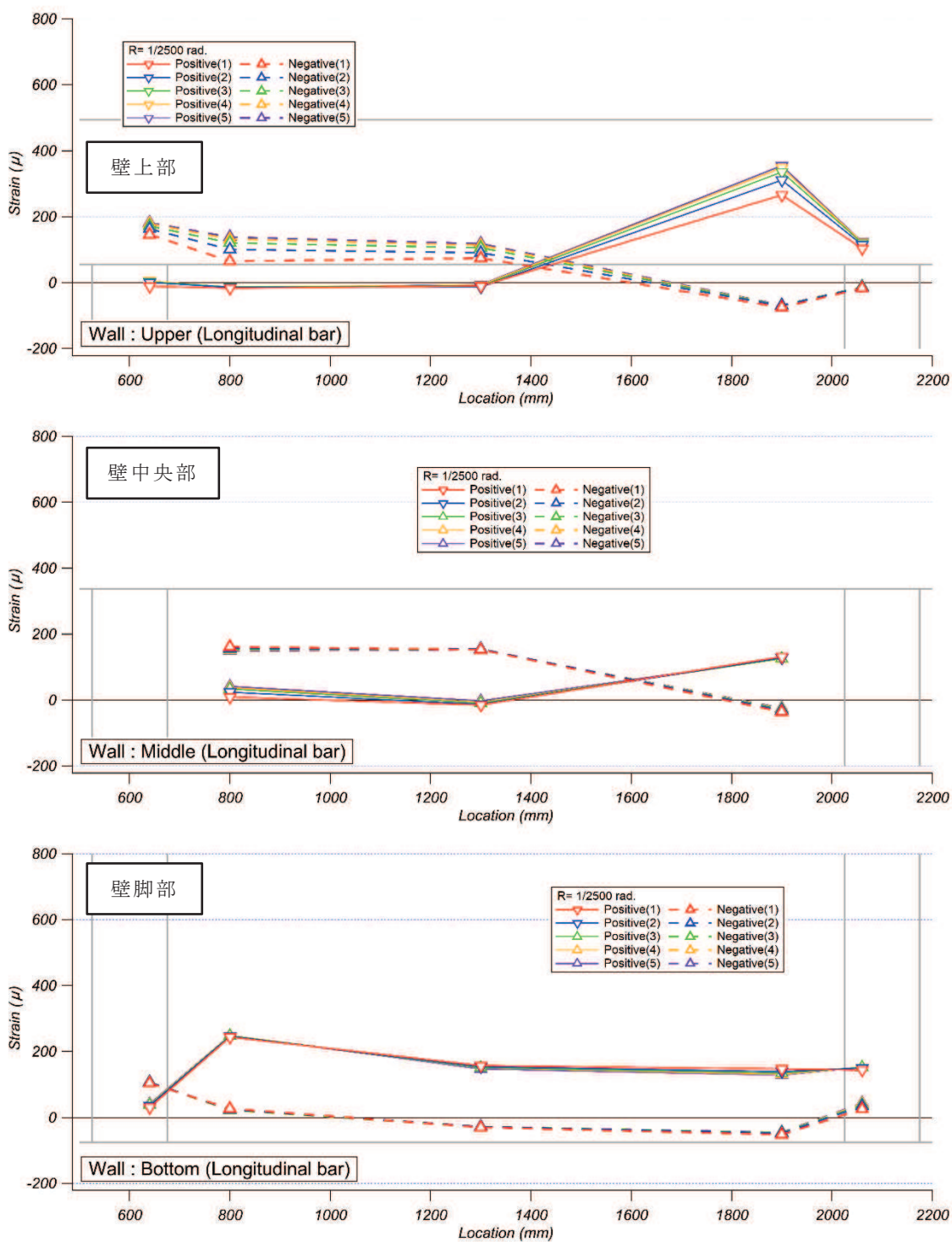
図 4-6 に乾燥試験体 [2] の $R=1/2500\text{rad.}$ (0.4×10^{-3}), $R=1/1667\text{rad.}$ (0.6×10^{-3}), $R=1/500\text{rad.}$ (2.0×10^{-3}) 及び $R=1/200 \sim 1/333\text{rad.}$ サイクルのピーク時における壁主筋のひずみ分布を示す。鉄筋ひずみ計測位置については乾燥試験体 [1] と同様であり、鉄筋ひずみは裏表の平均値とした。

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



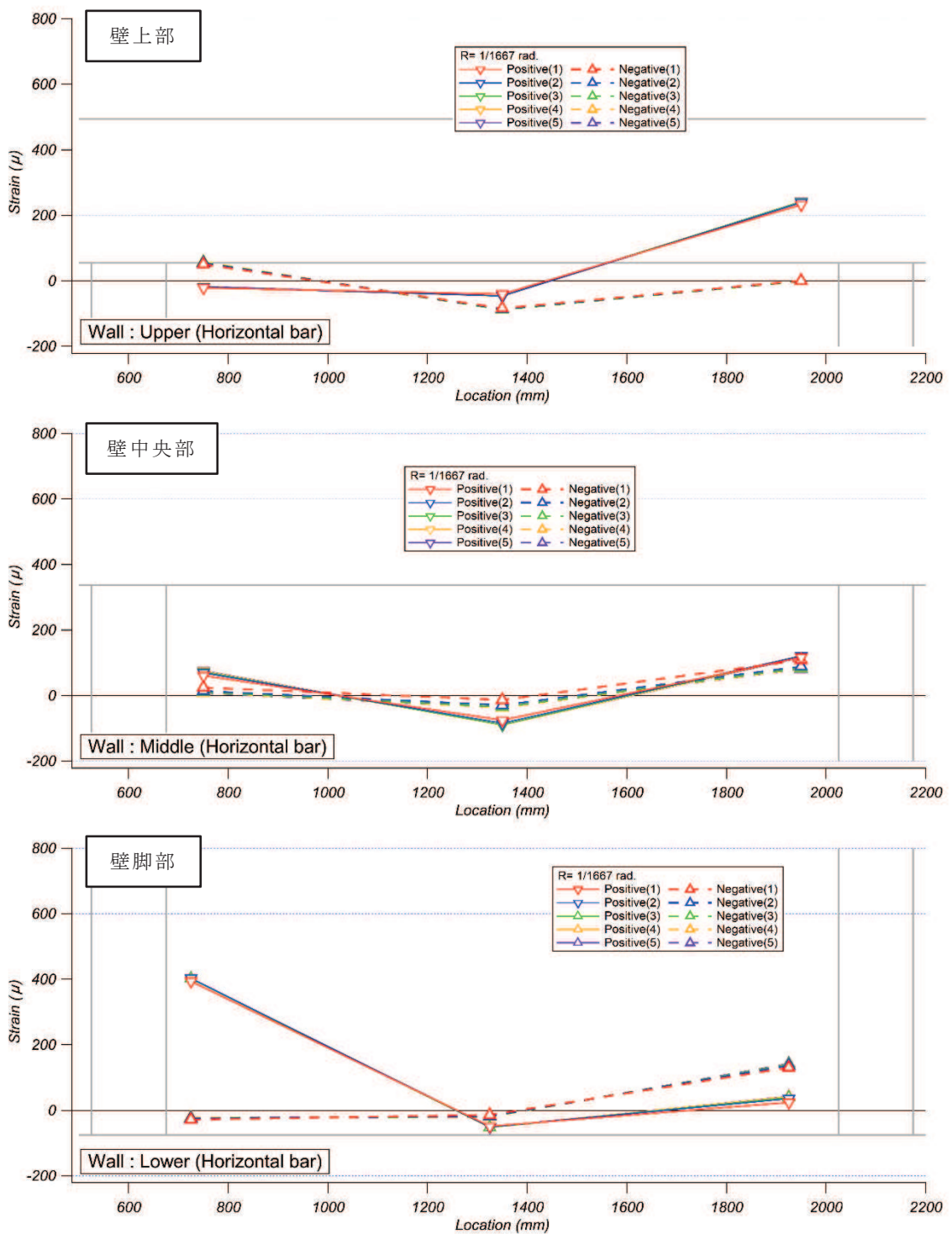
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

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



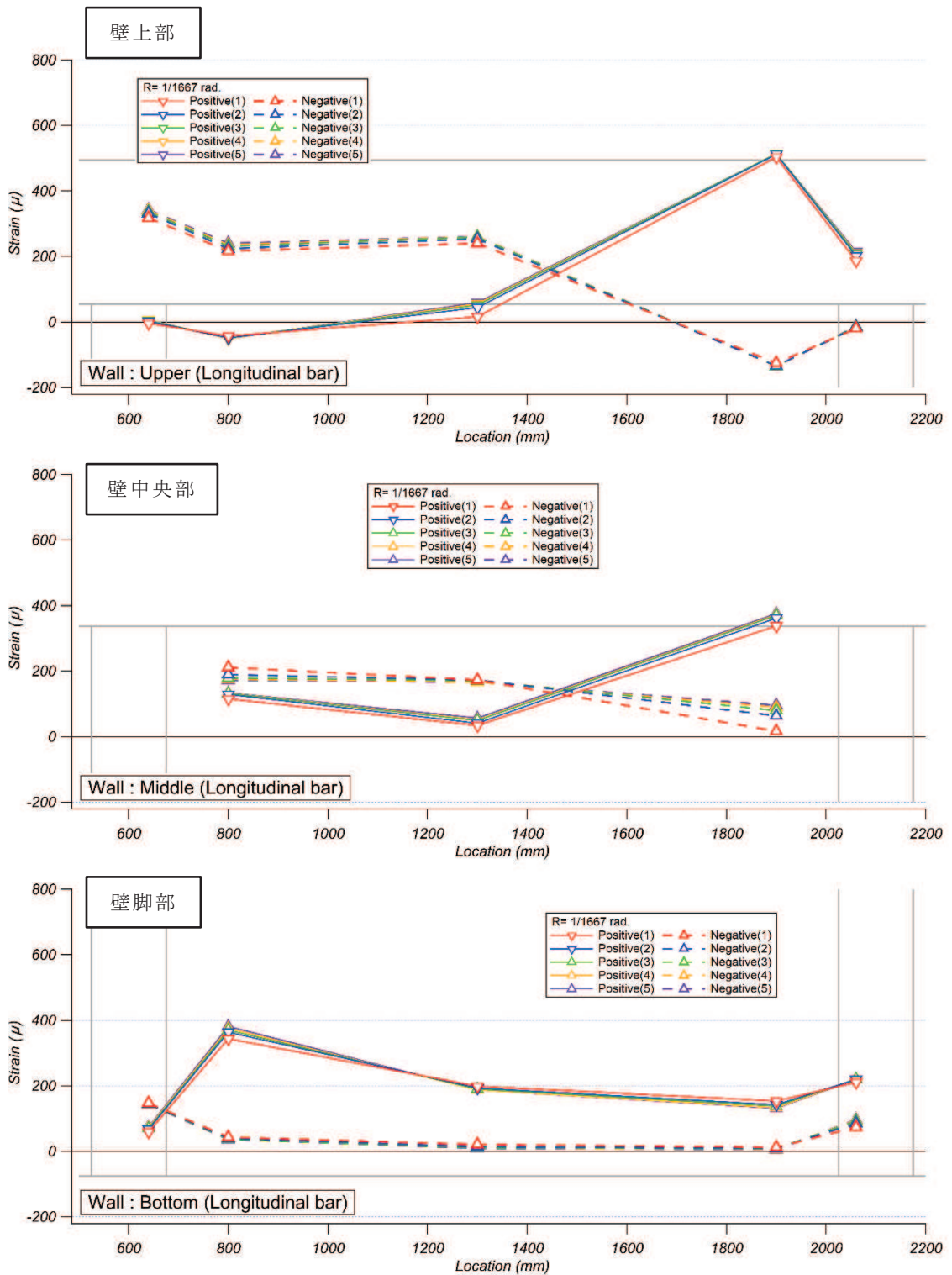
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

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



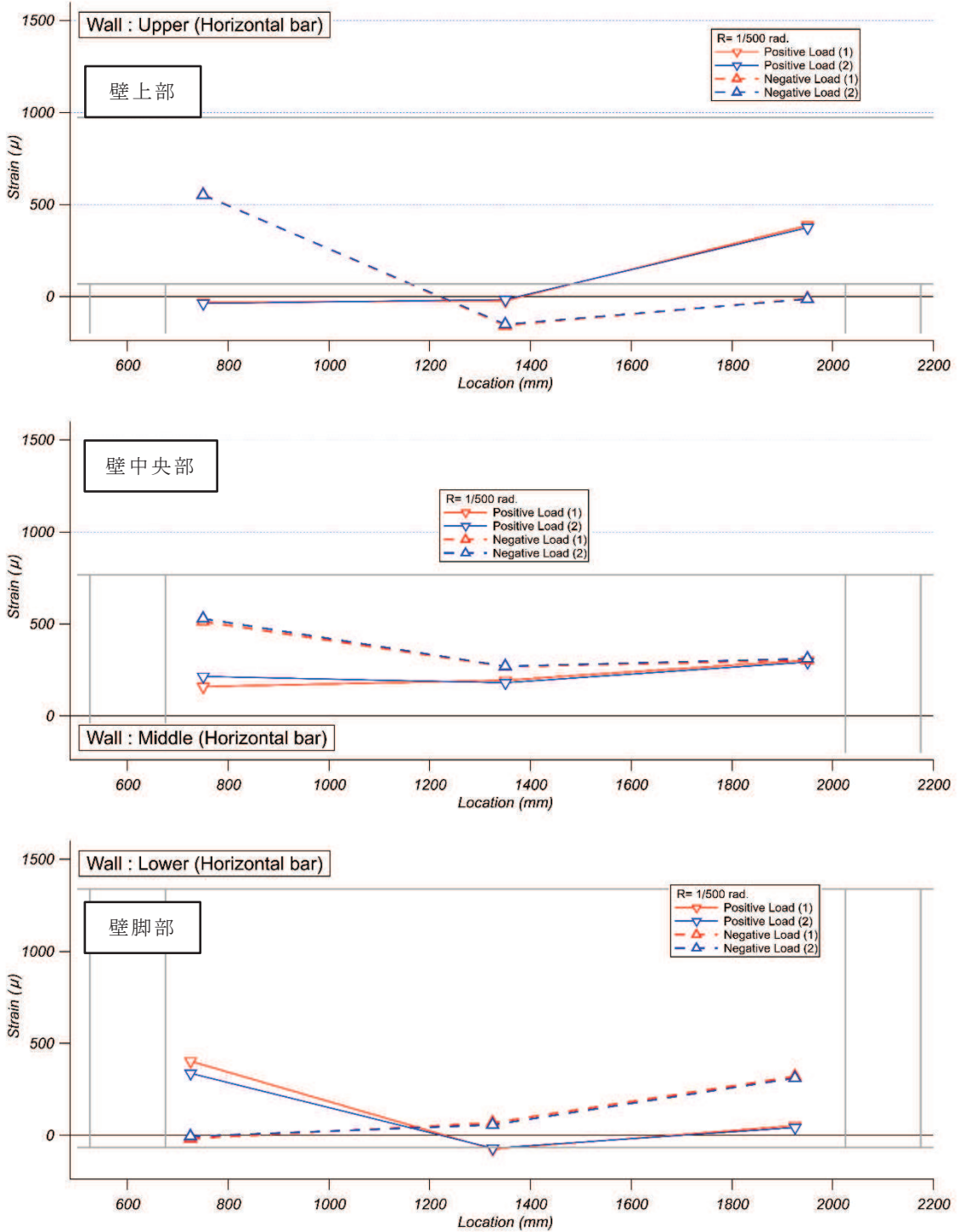
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

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



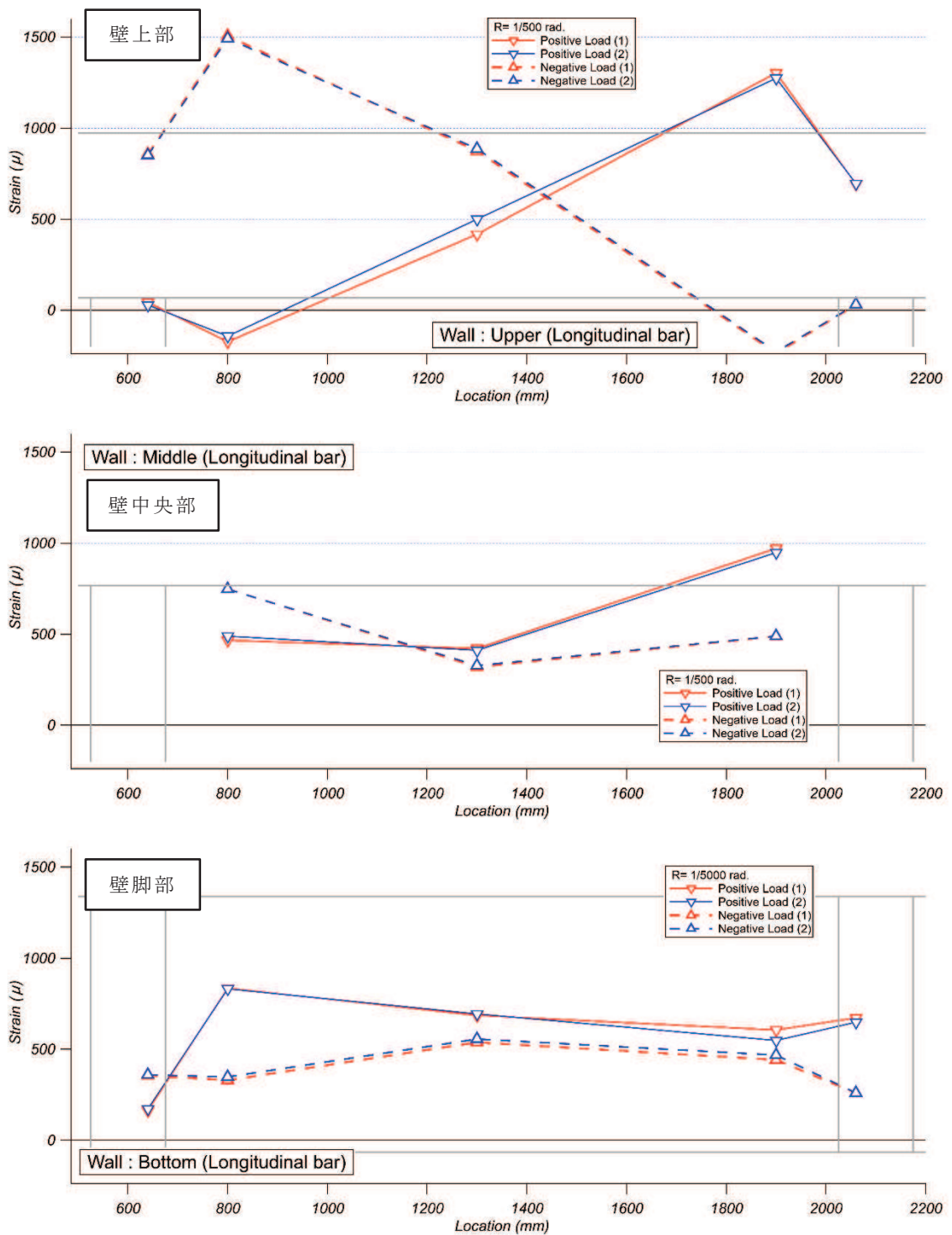
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

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



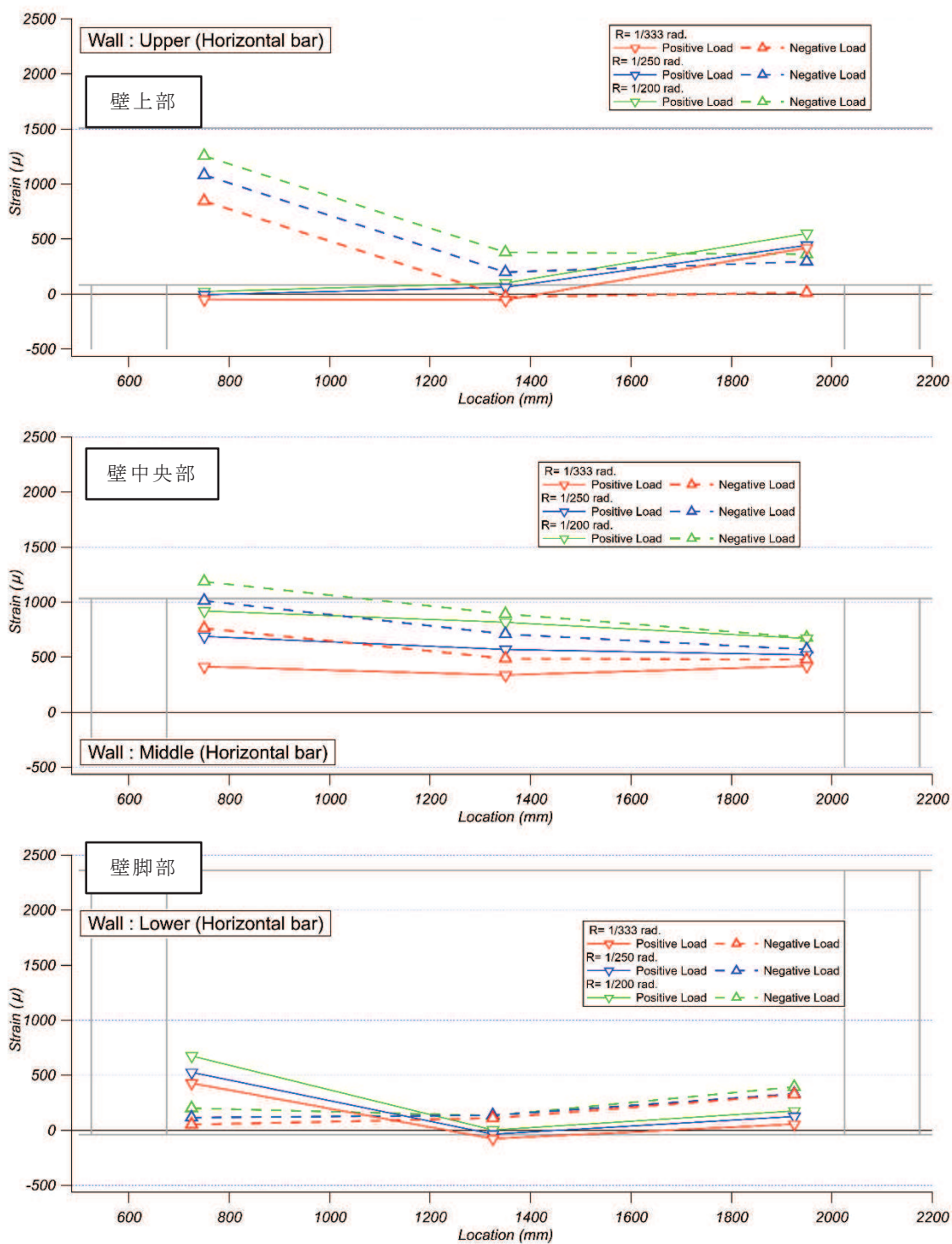
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

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



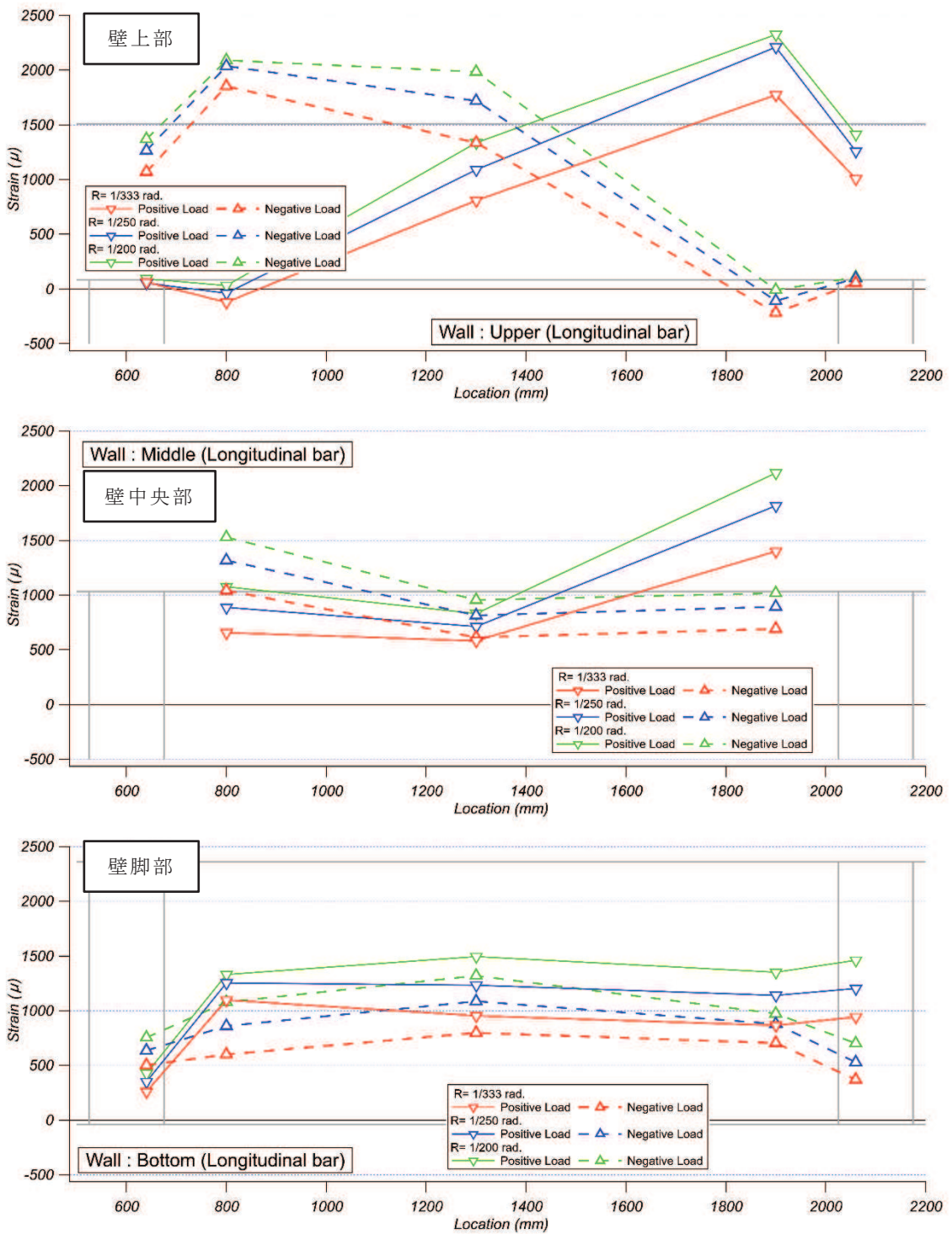
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

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



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

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



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

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

5. 実験結果まとめ

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

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

6. 耐震実験結果の実機への適用性について

耐震実験 [3] では、乾燥収縮を意図的に発生させるために、実機に比べて乾燥収縮ひずみが多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。

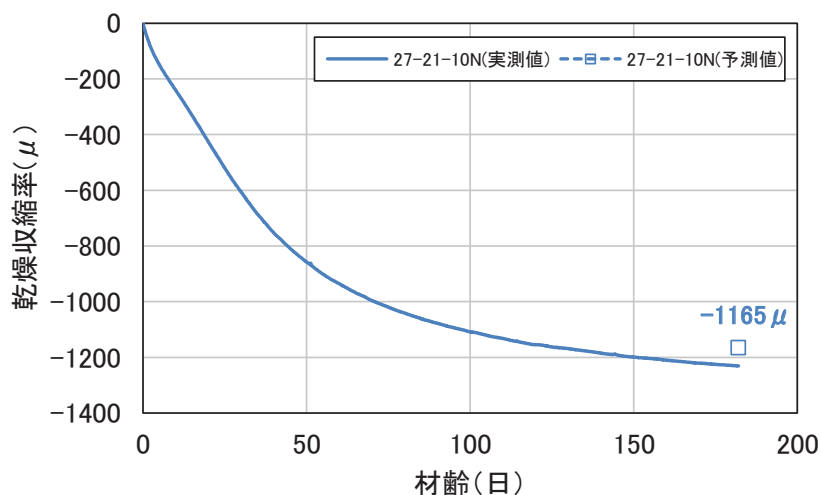


図 6-1 乾燥収縮率予測結果（耐震壁試験体の打設コンクリート）

(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。

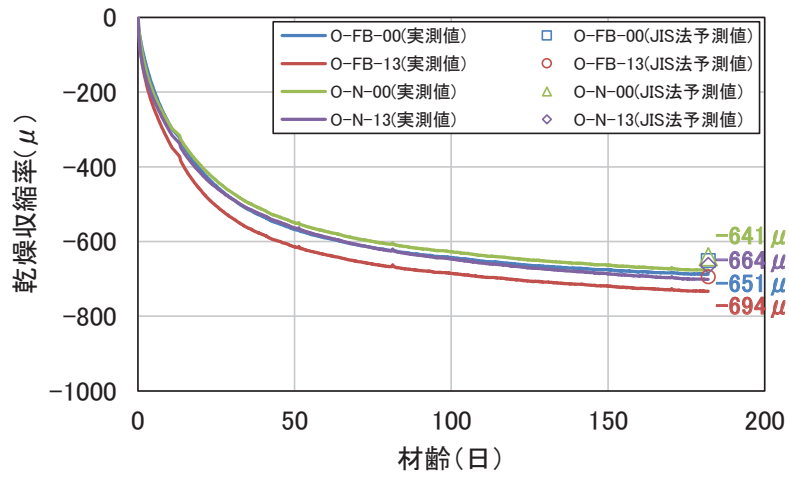


図 6-2 乾燥収縮率予測結果（実機を対象としたコンクリート）

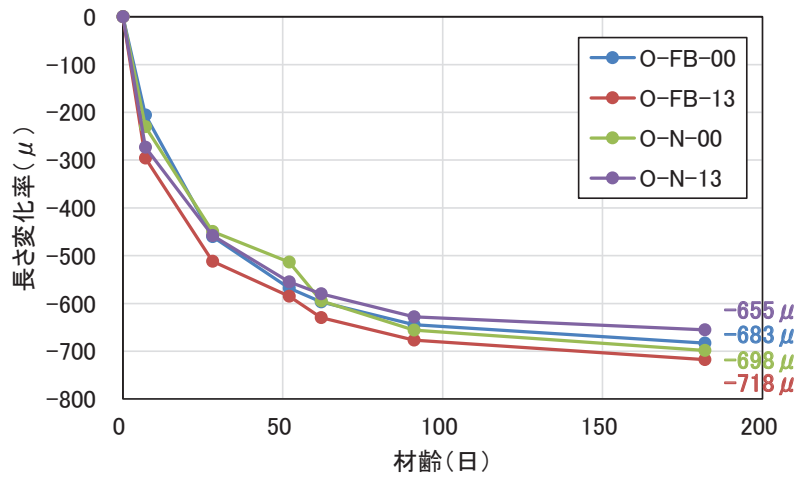


図 6-3 コンクリートの長さ変化率の経時変化
（実機を対象としたコンクリート）

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。

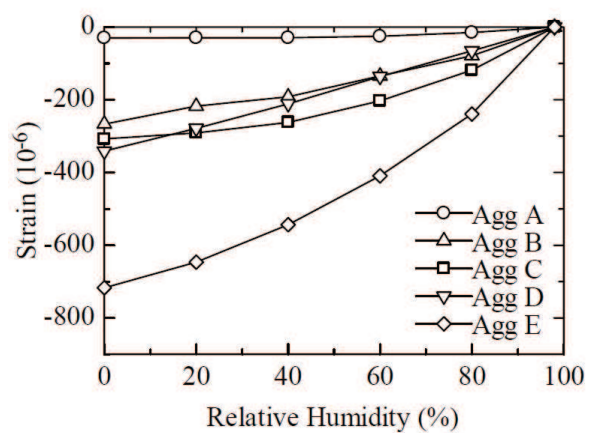


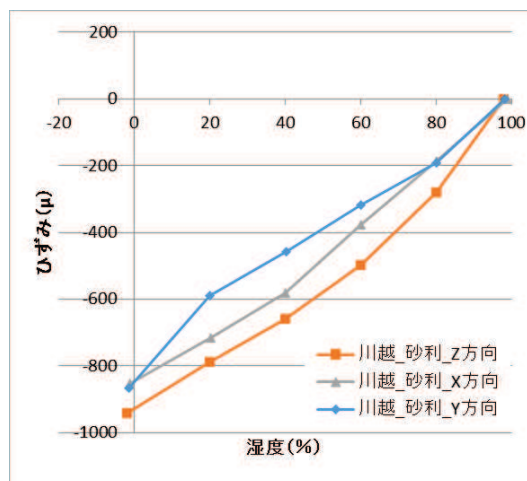
図 6-4 TMA による長さ変化等温線*

* : 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。

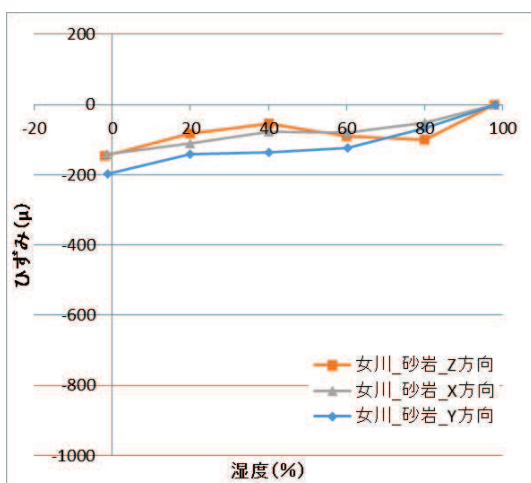


(川越砂利)

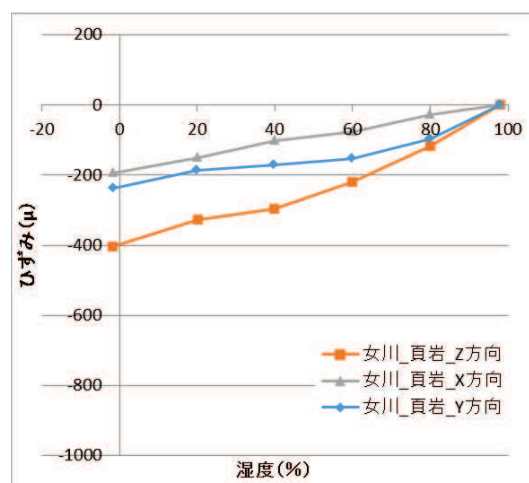
図 6-5 TMA による分析結果 (耐震壁試験体のコンクリートの骨材)

(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 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
3.6 鉄筋ひずみ計測結果.....	別紙 18-24
4. 損傷の有無による耐震壁の構造性能への影響の検討.....	別紙 18-28
4.1 耐力低下及び変形性能低下への影響の検討.....	別紙 18-28
4.2 剛性低下への影響の検討.....	別紙 18-30
4.3 変形割合の確認.....	別紙 18-31
5. まとめ.....	別紙 18-34

別紙 18-1 耐震実験 [2] の補足検討

1. 概要

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

2. 実験概要

2.1 実験の特徴

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

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

2.2 実験概要

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

表 2-1 試験体諸元

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

表 2-2 事前加力で与える層間変形角 (損傷の大きさ)

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

2.3 試験体概要

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

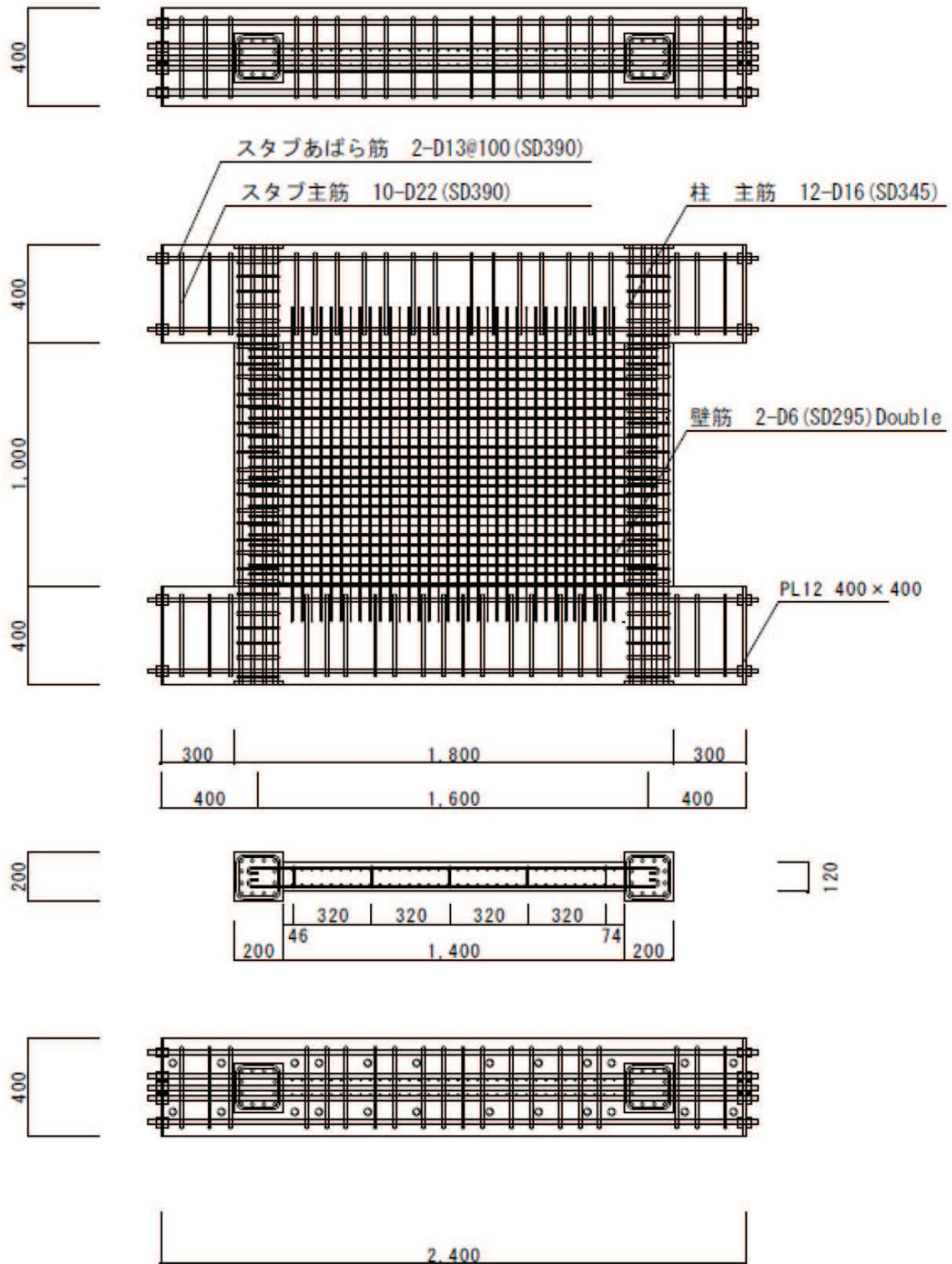
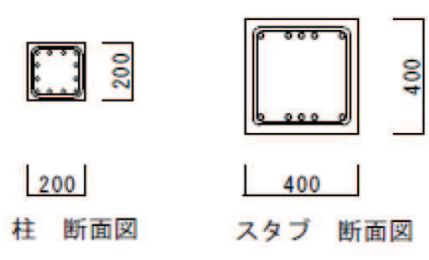
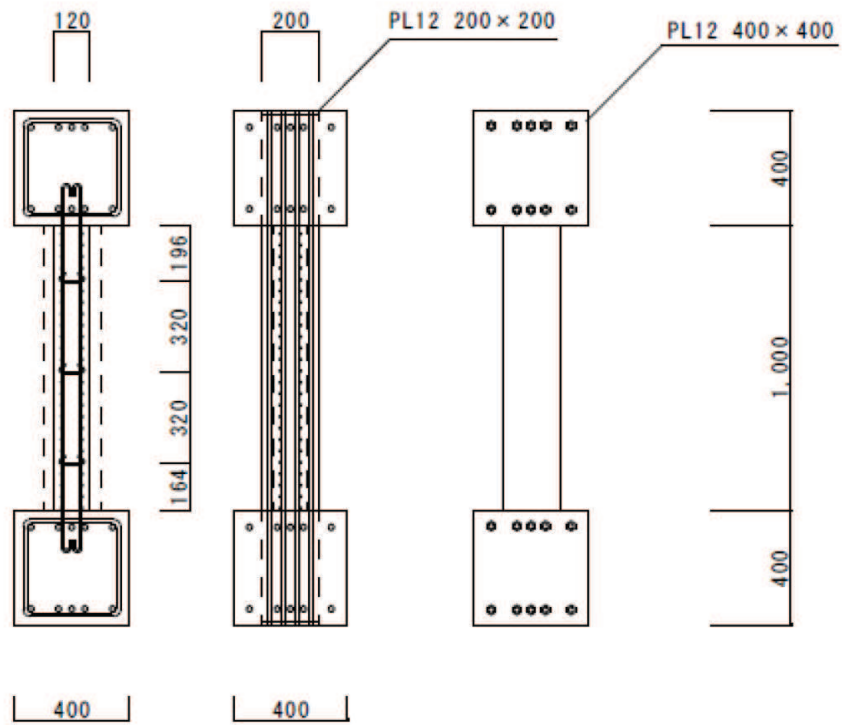


図 2-1 試験体配筋図 (1)



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

図 2-2 試験体配筋図 (2)

2.4 使用材料特性

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

表 2-3 コンクリートの圧縮強度試験結果

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

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

表 2-4 鉄筋の引張試験結果

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

2.5 加力計画

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

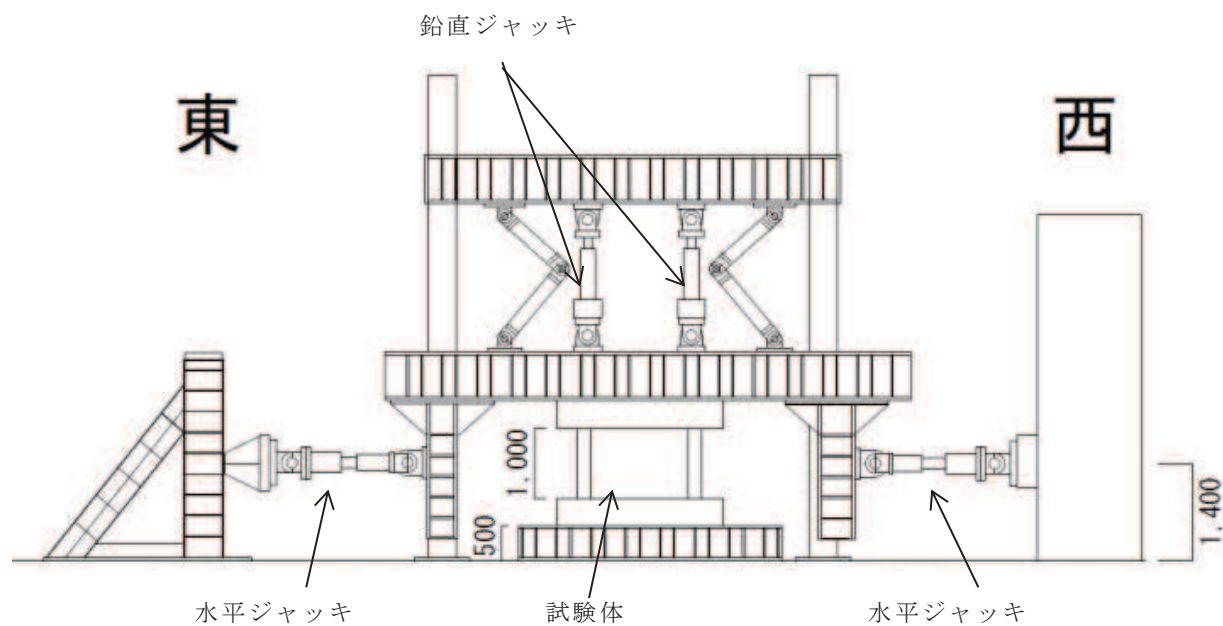


図 2-3 加力装置図

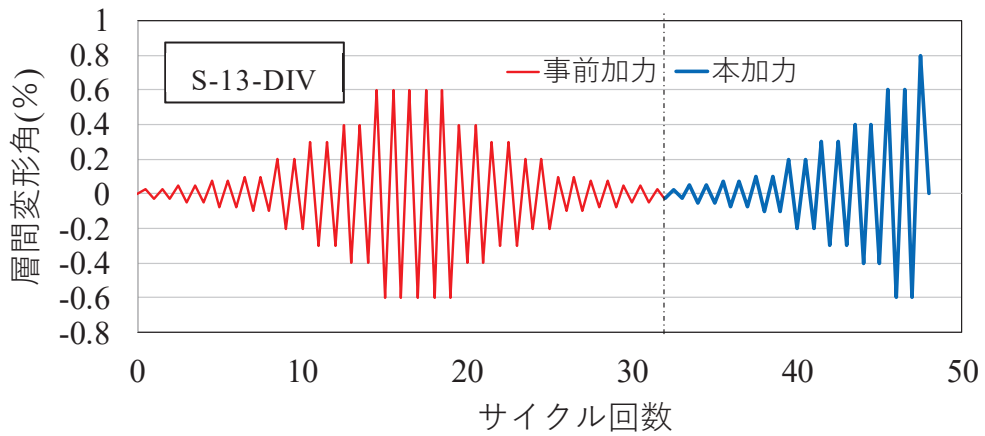


図 2-4 加力概念図

表 2-5 加力スケジュール

			S-13-D0	S-13-D I	S-13-D II	S-13-D III	S-13-DIV
加力	目標部材角	層間変形	サイクル数				
	R(rad.)	mm	回				
事前加力	±0.25/1000	±0.25	0	2	2	2	2
	±0.50/1000	±0.50		2	2	2	2
	±0.75/1000	±0.75		5	2	2	2
	±1/1000	±1.0			2	2	2
	±2/1000	±2.0			5	2	2
	±3/1000	±3.0				2	2
	±4/1000	±4.0				5	2
	±6/1000	±6.0					5
	±4/1000	±4.0					2
	±3/1000	±3.0				2	2
	±2/1000	±2.0				2	2
	±1/1000	±1.0				2	2
	±0.75/1000	±0.75				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 の層せん断力-層間変形角関係を示す。また、図 3-2 に最終破壊時写真を、図 3-3 に最終破壊時のひび割れ図を示す。試験体のひび割れ計測は試験体が左右対称であることから、ひび割れは東側のみ計測しており、ひび割れ図は壁半分を示している。ひび割れは、壁隅から発生し 2/1000rad. 付近で壁全体にひび割れが生じた。その後は、6/1000rad. サイクル時に壁中央部のひび割れに沿って細かな剥落が見られ、8/1000rad. 付近で終局耐力を迎えるとともに、コンクリートが圧壊し急激に耐力が低下した。

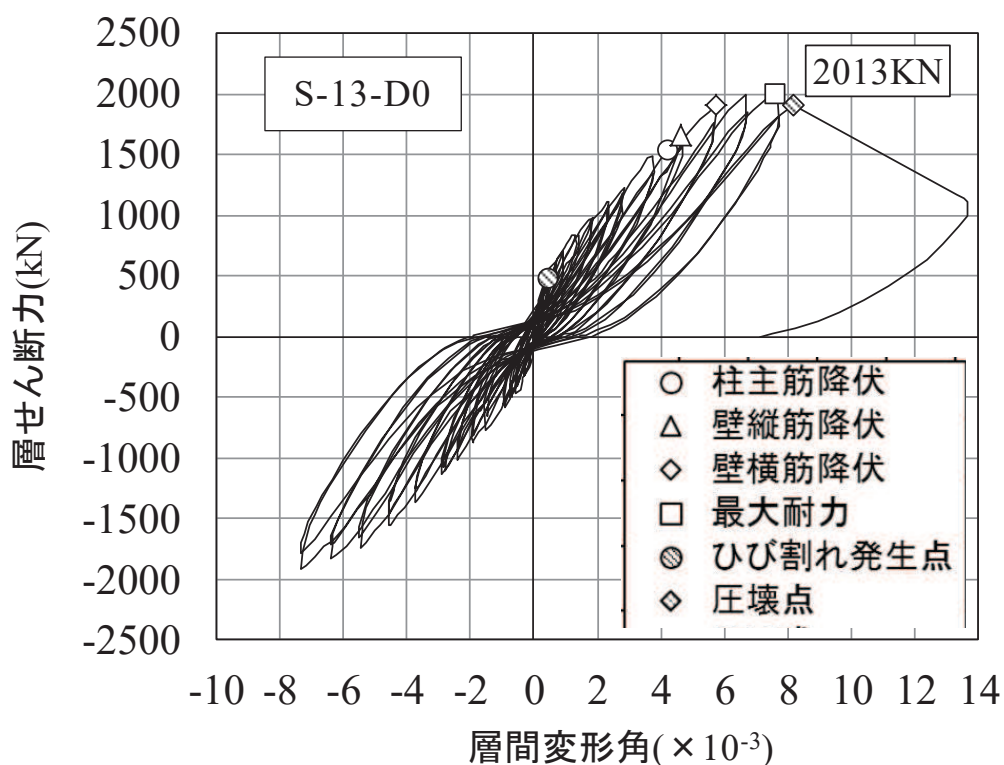


図 3-1 試験体 S-13-D0 の層せん断力-層間変形角関係



図 3-2 試験体 S-13-D0 最終破壊時写真

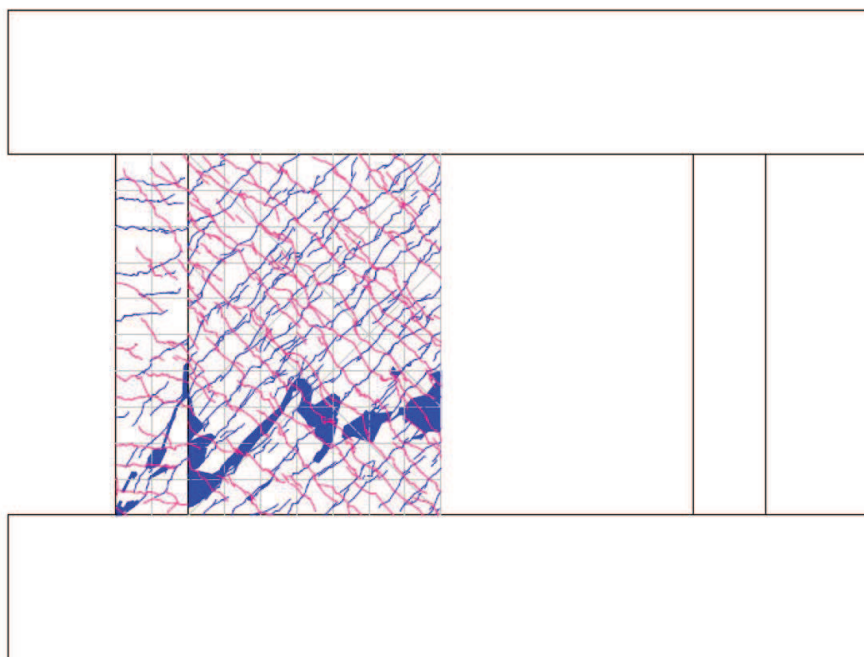


図 3-3 試験体 S-13-D0 最終破壊時ひび割れ図

(2) 損傷度の判定

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

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

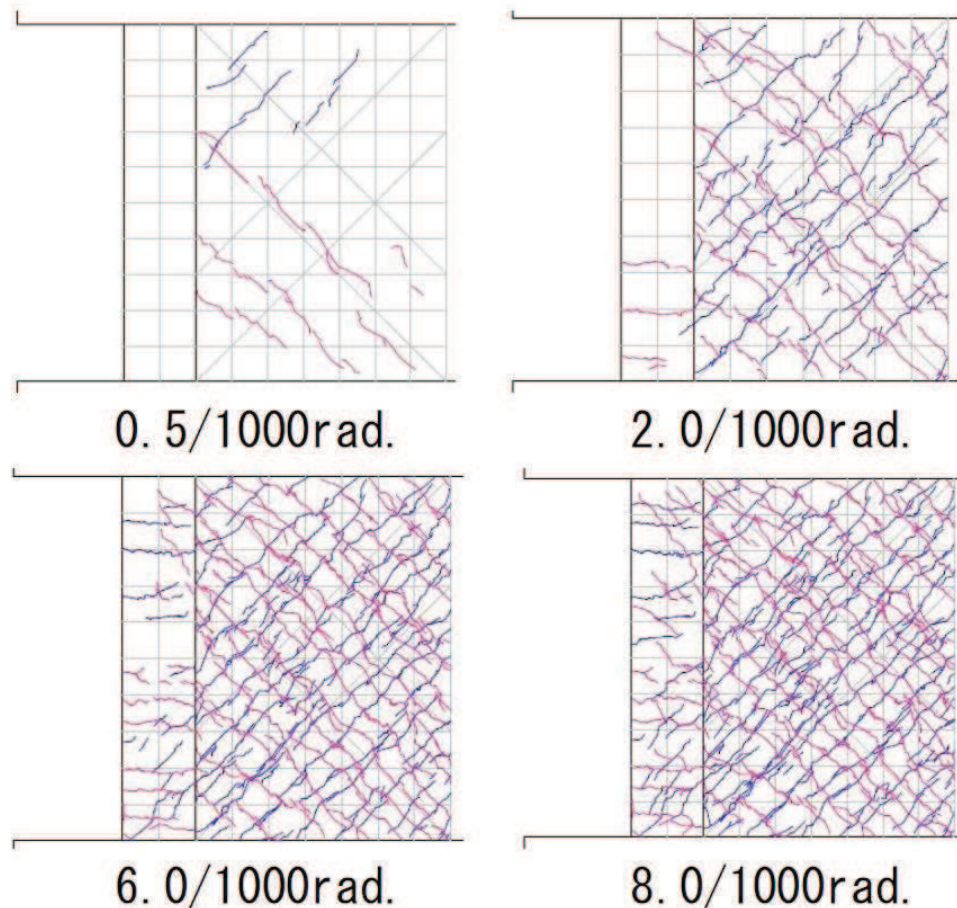


図 3-4 試験体 S-13-D0 の主な変形の 2 サイクル終了時のひび割れ図

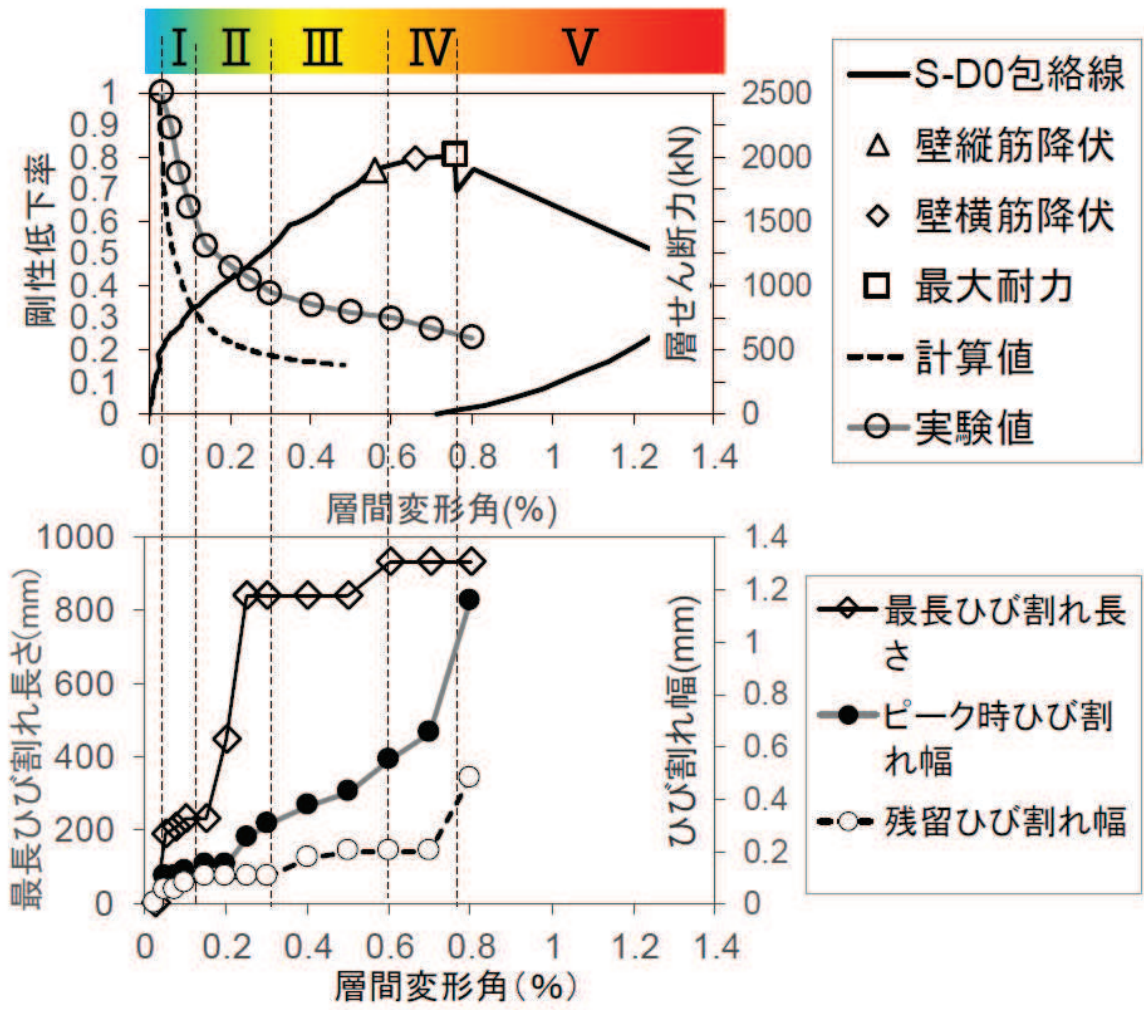


図 3-5 損傷度の判定

3.2 試験体 S-13-D I

(1) 試験体 S-13-D I の実験結果

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

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

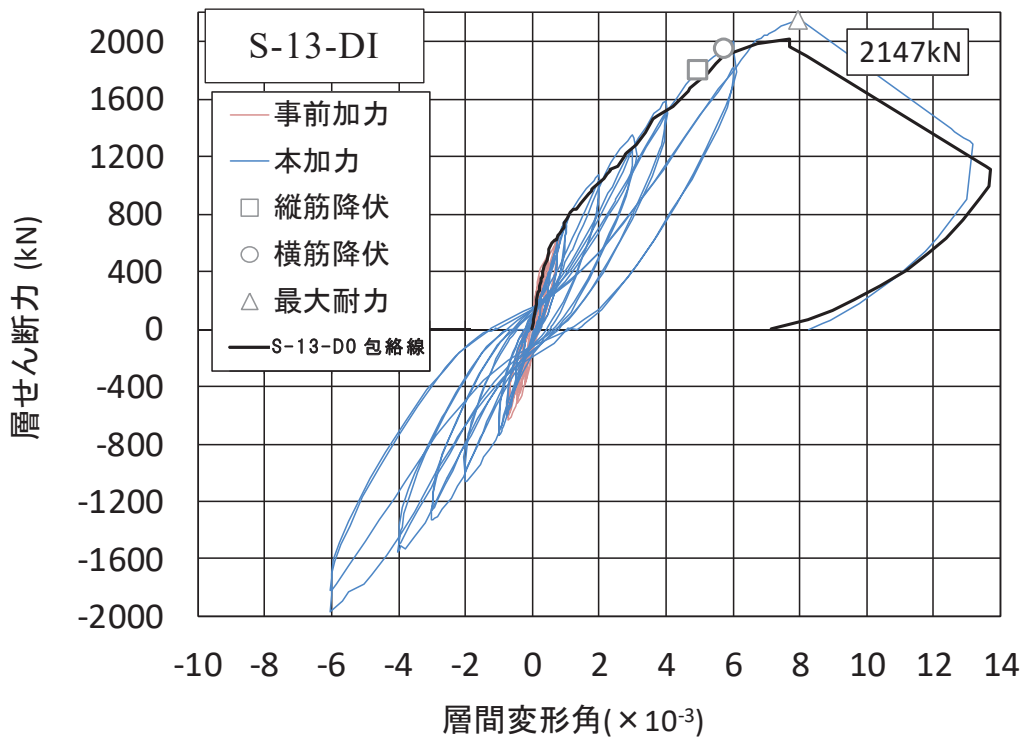


図 3-6 試験体 S-13-D I の荷重-変形関係



図 3-7 試験体 S-13-D I 最終破壊時写真

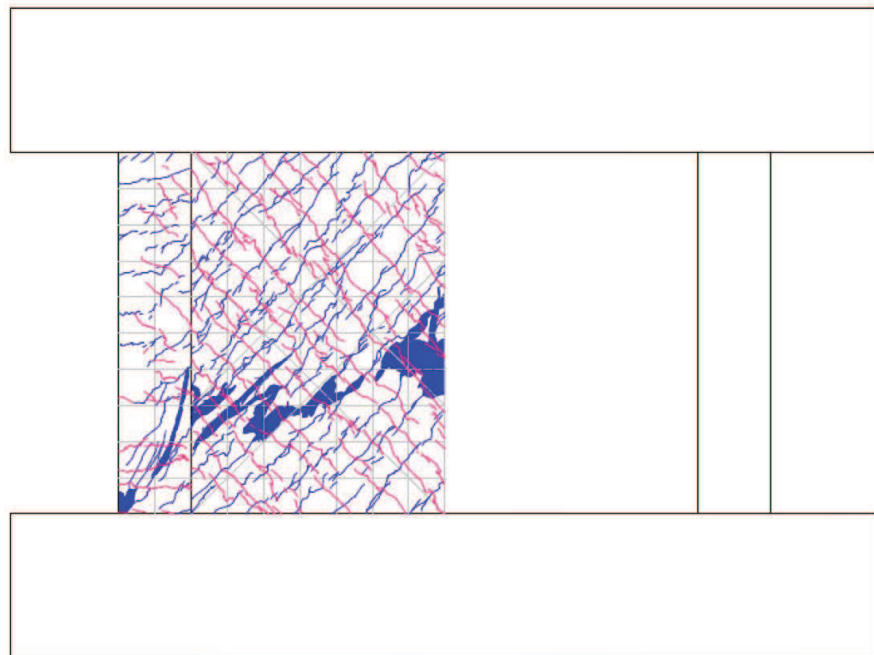


図 3-8 試験体 S-13-D I 最終破壊時ひび割れ図



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

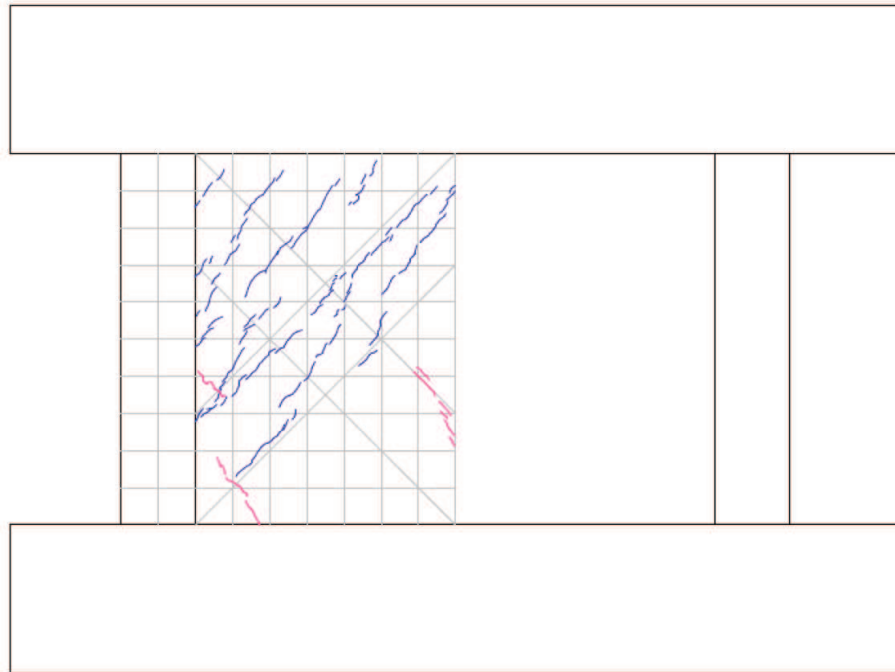


図 3-10 試験体 S-13-D I 事前加力終了時 (0.75/1000rad.) ひび割れ図

3.3 試験体 S-13-D II

(1) 試験体 S-13-D II の実験結果

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

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

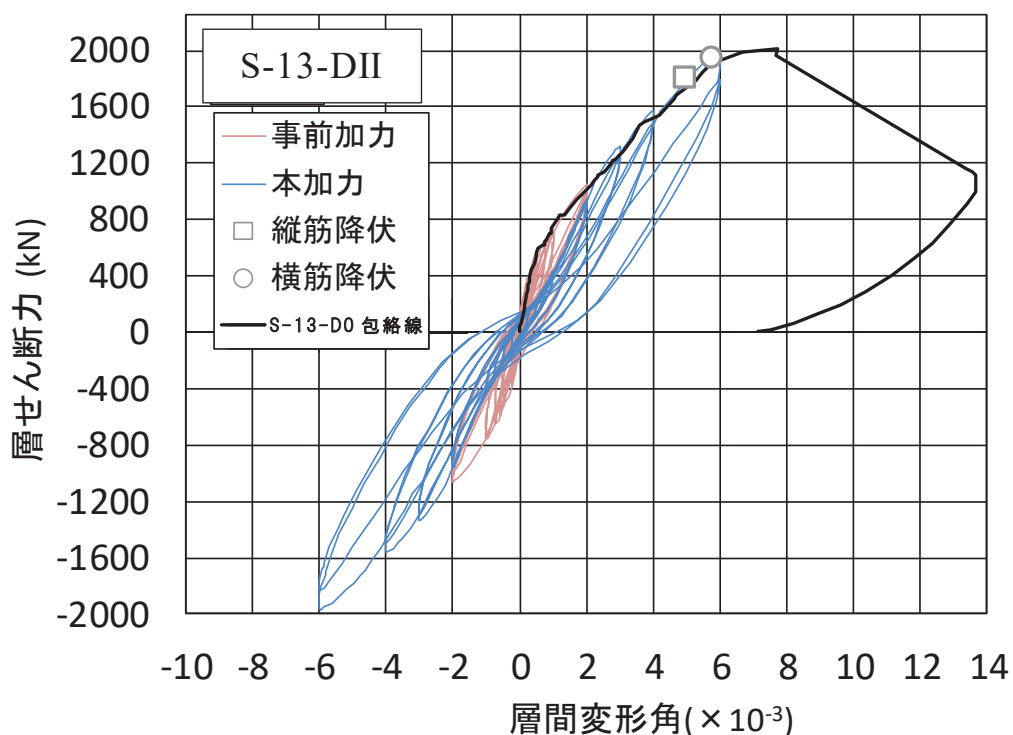


図 3-11 試験体 S-13-D II の層せん断力-層間変形角関係

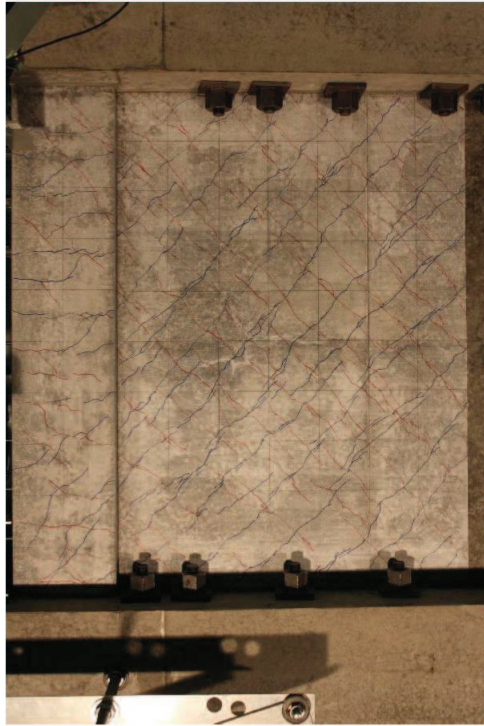


図 3-12 試験体 S-13-DII 6/1000rad. 時写真

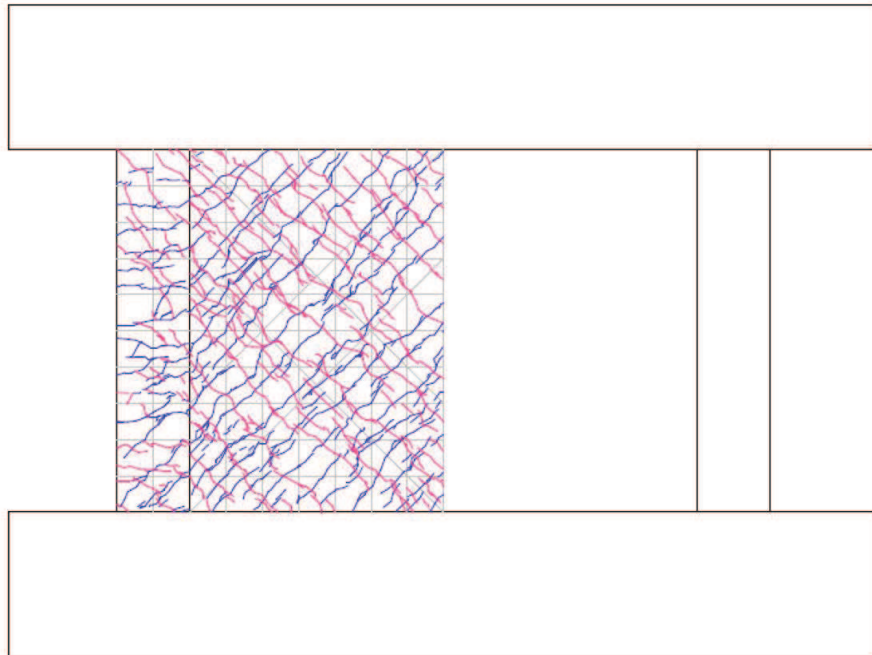


図 3-13 試験体 S-13-DII 6/1000rad. ひび割れ図



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

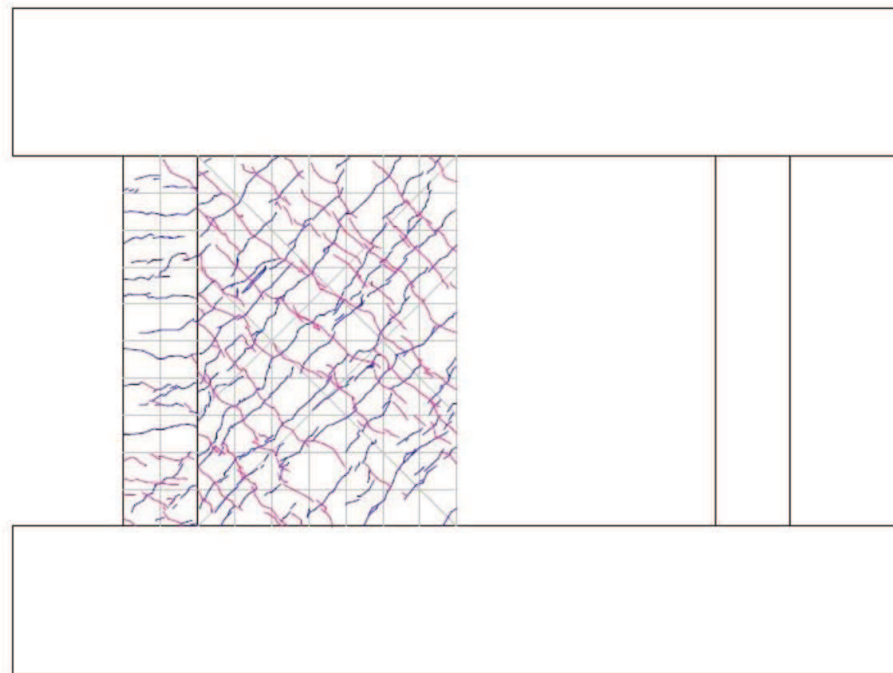


図 3-15 試験体 S-13-DII 事前加力終了時 (2/1000rad.) ひび割れ図

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

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

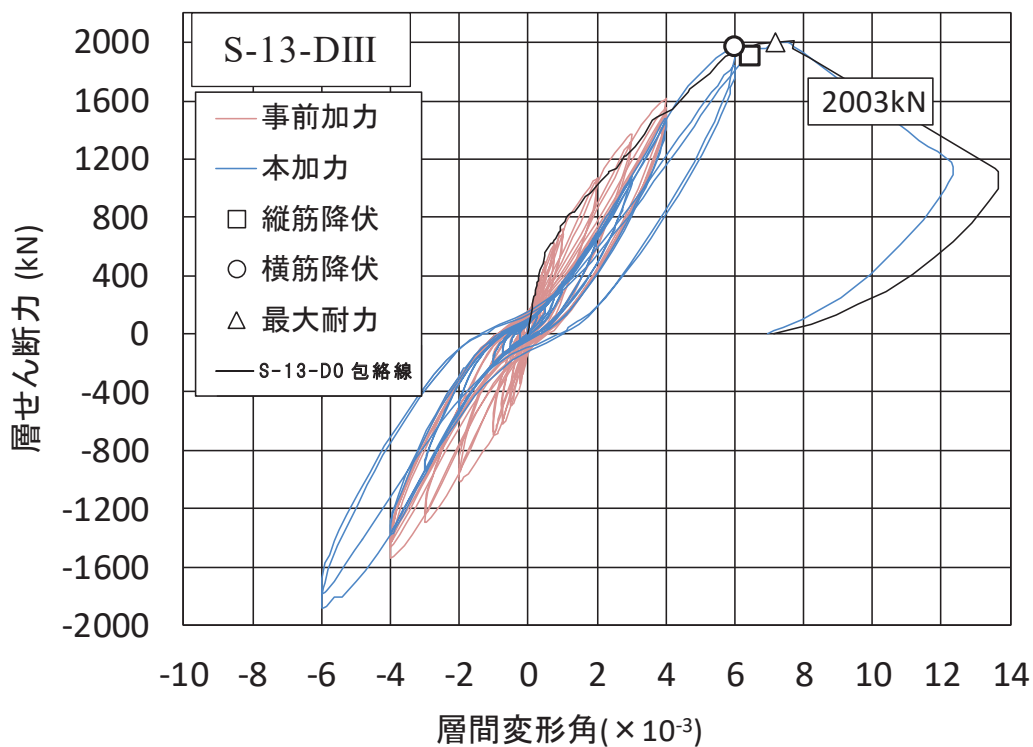


図 3-16 試験体 S-13-DIII の層せん断力-層間変形角 関係

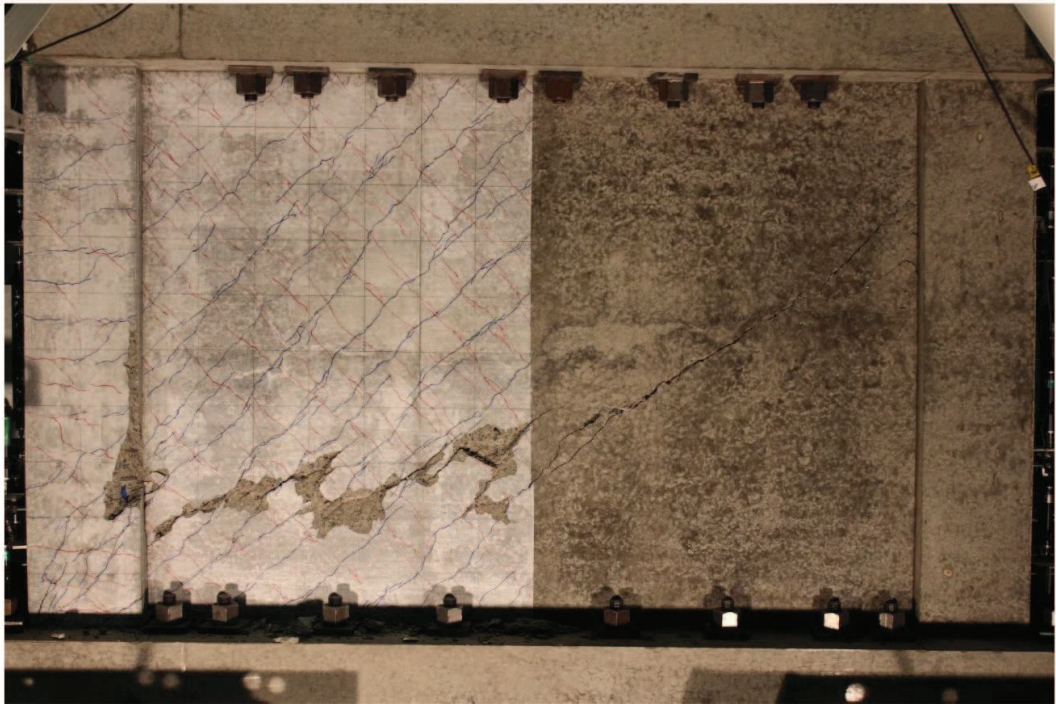


図 3-17 試験体 S-13-DIII 最終破壊時写真

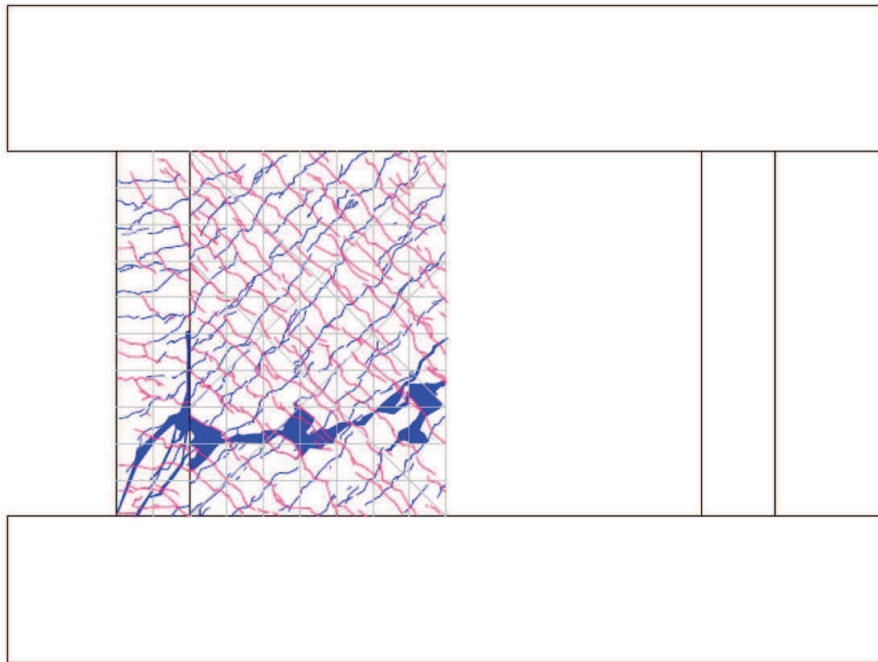


図 3-18 試験体 S-13-DIII 最終破壊時ひび割れ図

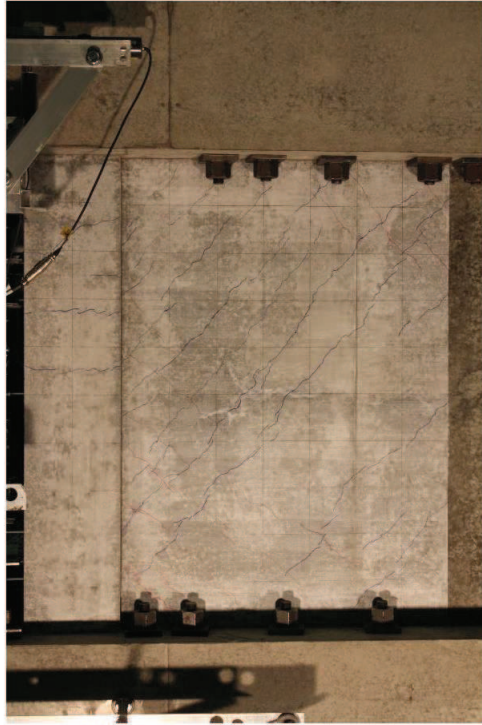


図 3-19 試験体 S-13-DIII 事前加力終了時 (4/1000rad.) 写真

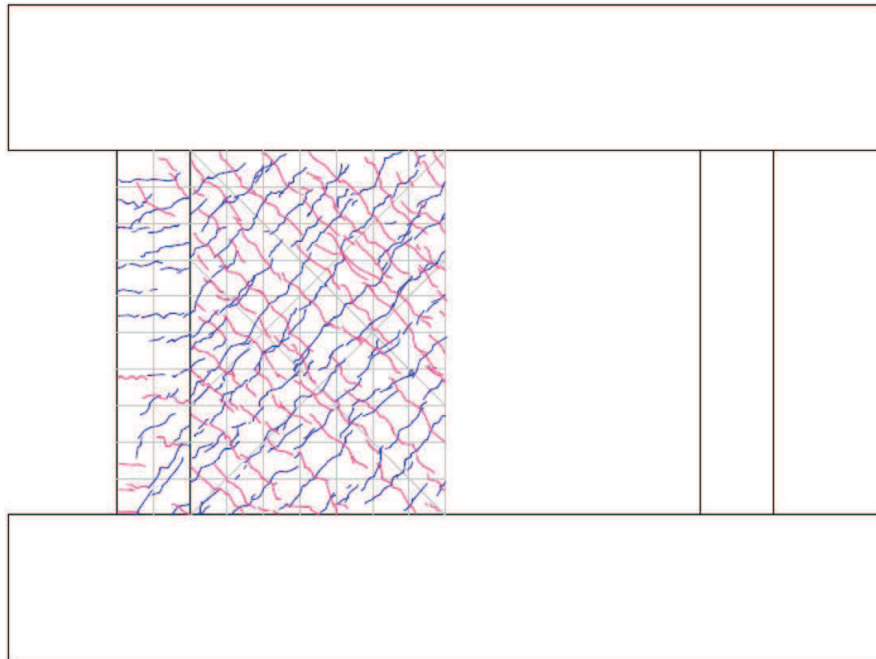


図 3-20 試験体 S-13-DIII 事前加力終了時 (4/1000rad.) ひび割れ図

3.5 試験体 S-13-DIV

(1) 試験体 S-13-DIVの実験結果

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

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

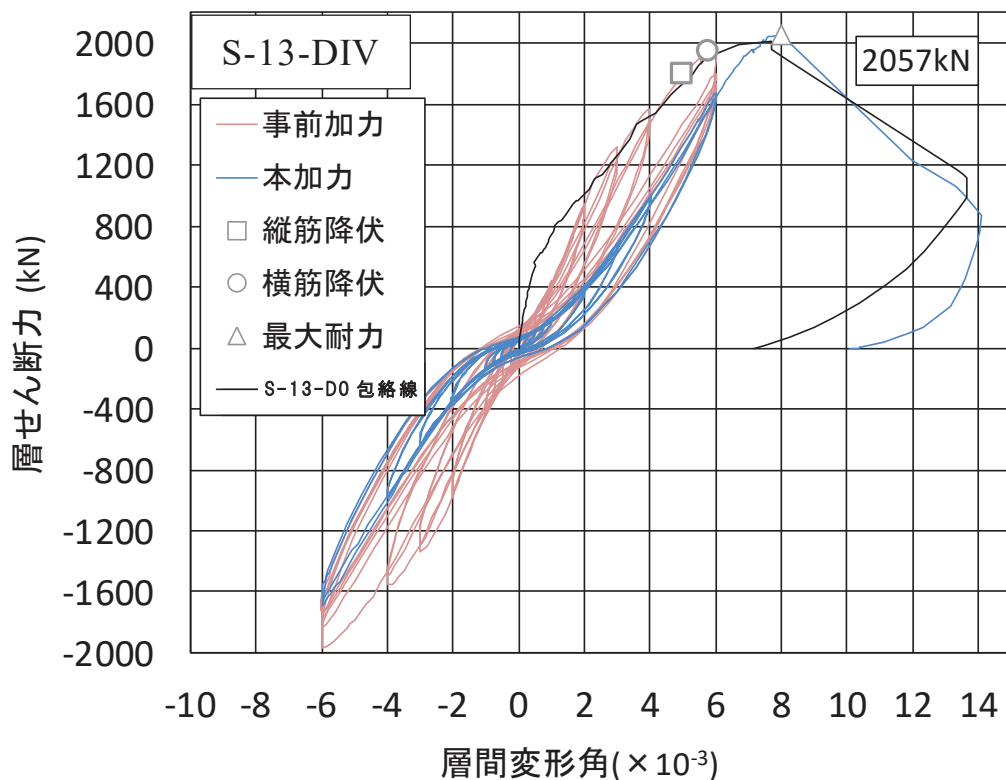


図 3-21 試験体 S-13-DIV の層せん断力-層間変形角 関係

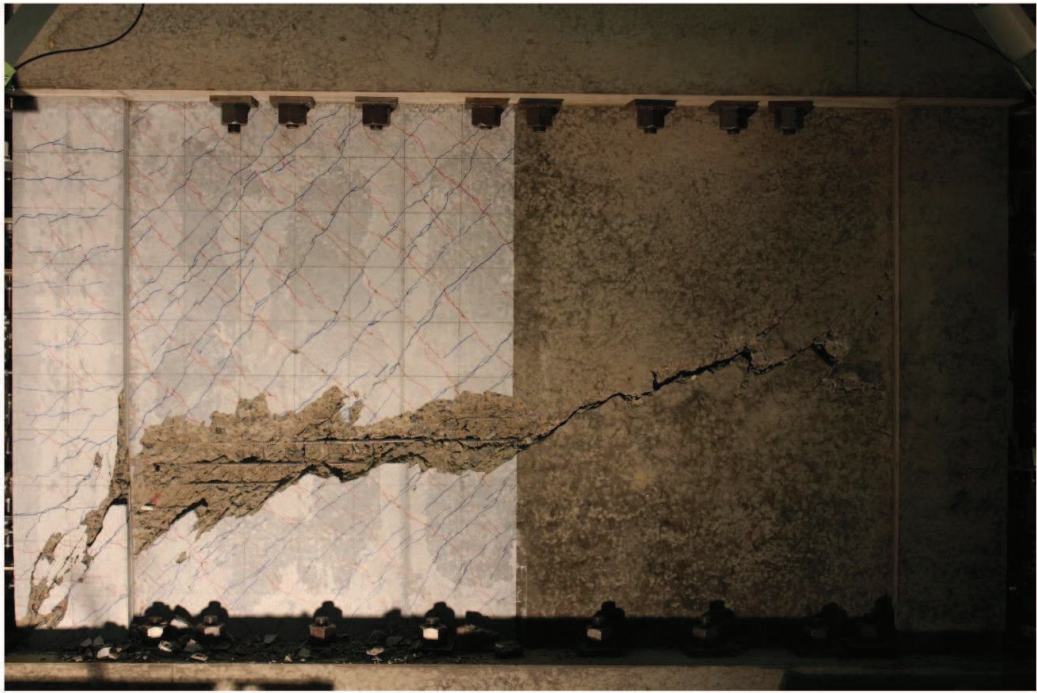


図 3-22 試験体 S-13-DIV 最終破壊時写真

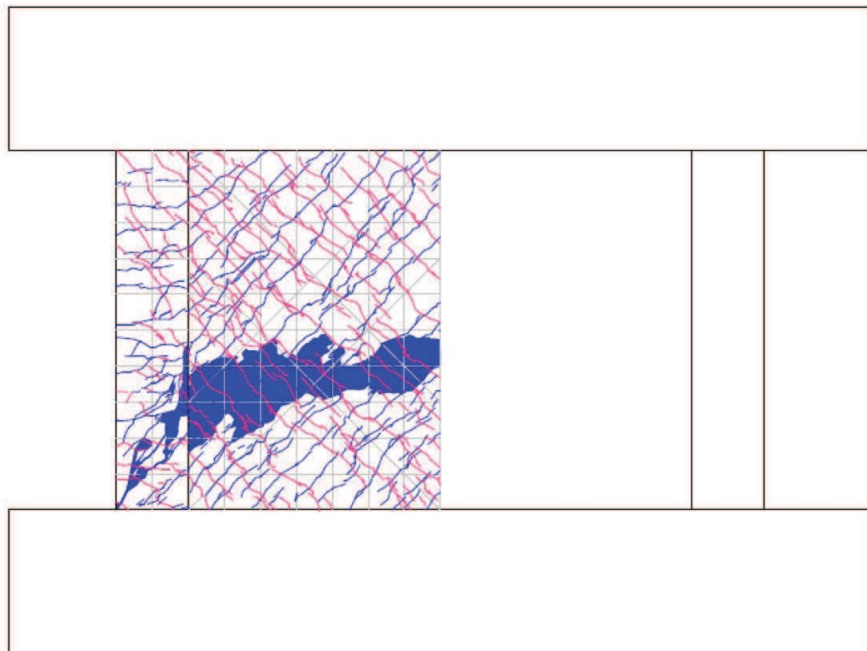


図 3-23 試験体 S-13-DIV 最終破壊時ひび割れ図

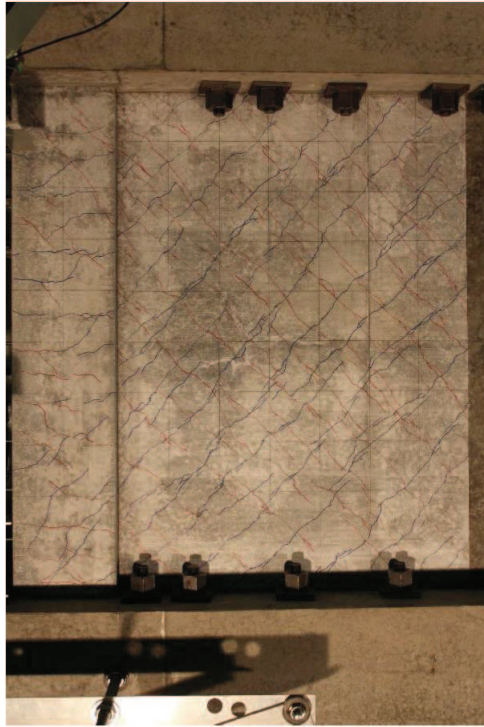


図 3-24 試験体 S-13-DIV 事前加力終了時 (6/1000rad.) 写真

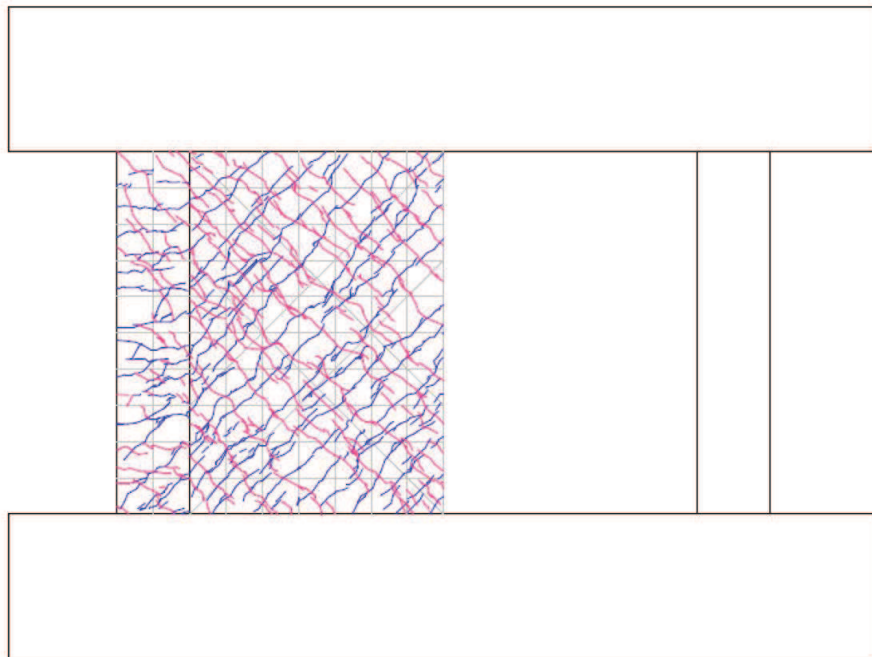
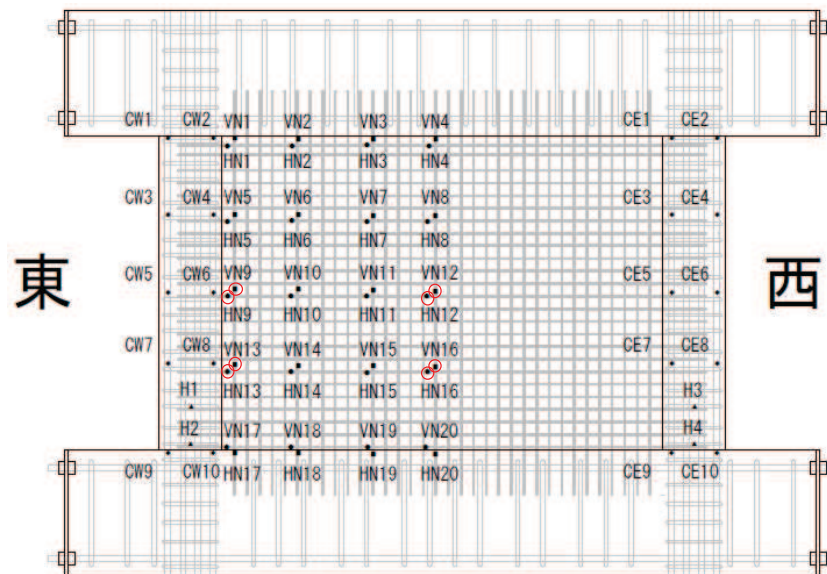


図 3-25 試験体 S-13-DIV 事前加力終了時 (6/1000rad.) ひび割れ図

3.6 鉄筋ひずみ計測結果

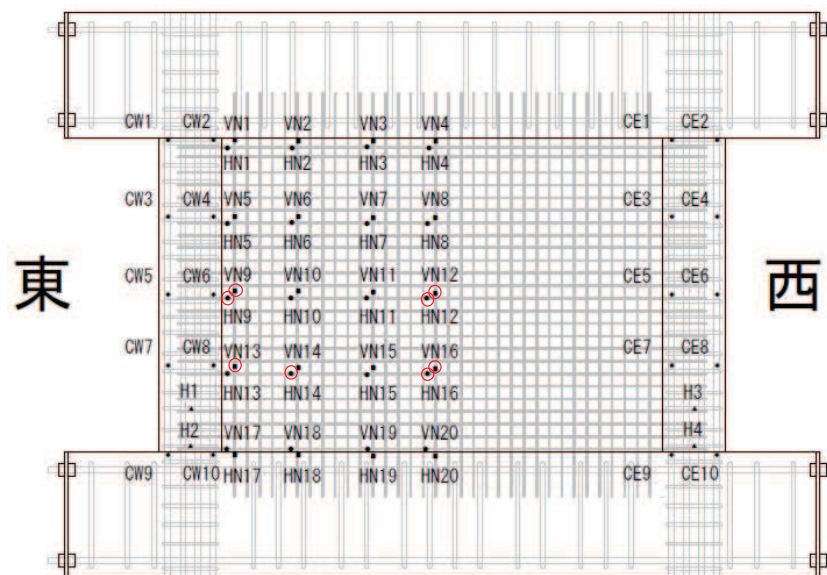
試験体 S-13-D0（無損傷試験体）及び S-13-DⅡ（層間変形角 2.0×10^{-3} の事前加力）の鉄筋ひずみ計測結果を代表として示す。

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



○ : 図 3-28 で鉄筋ひずみを示す位置

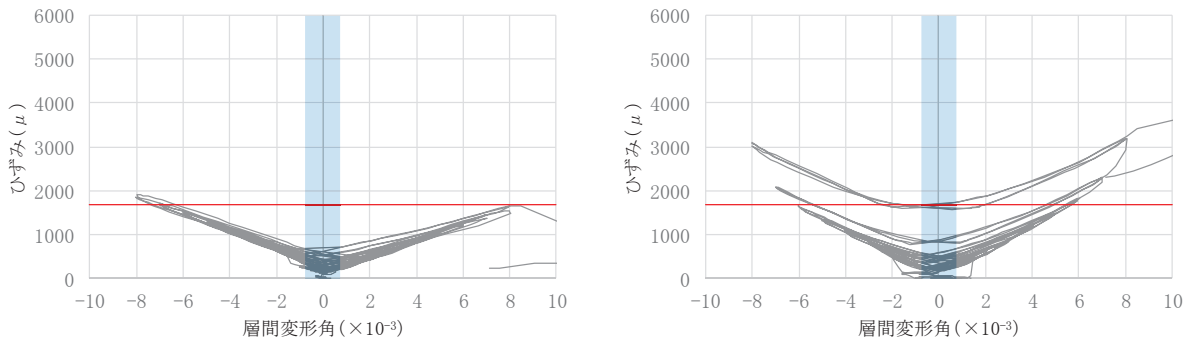
図 3-26 試験体 S-13-D0 鉄筋ひずみ計測位置



○ : 図 3-29 においてひずみを示す位置

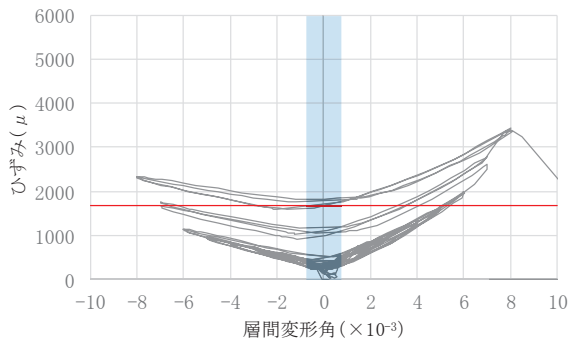
(HN-13 が欠測であったことから, HN-14 とする。)

図 3-27 試験体 S-13-D II 鉄筋ひずみ計測位置

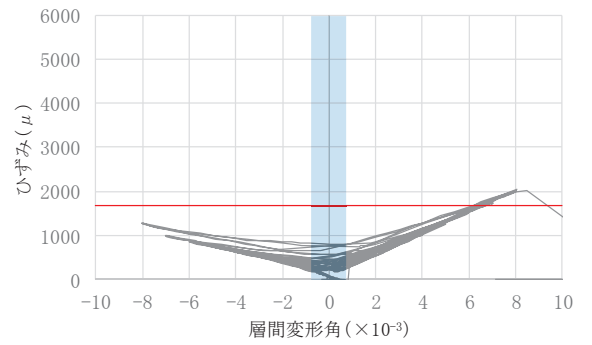


HN9

HN12

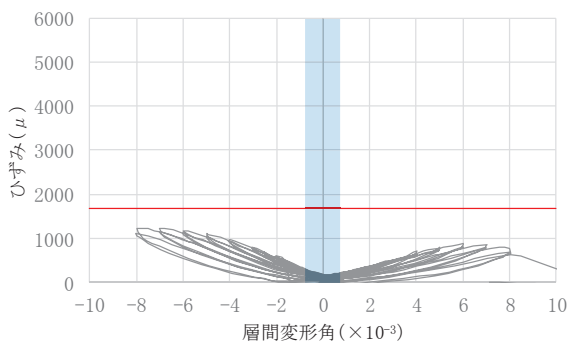


HN13

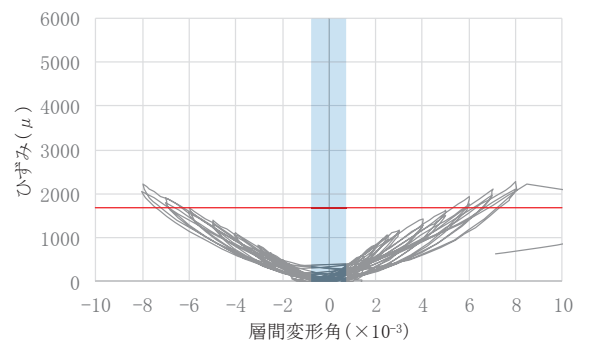


HN16

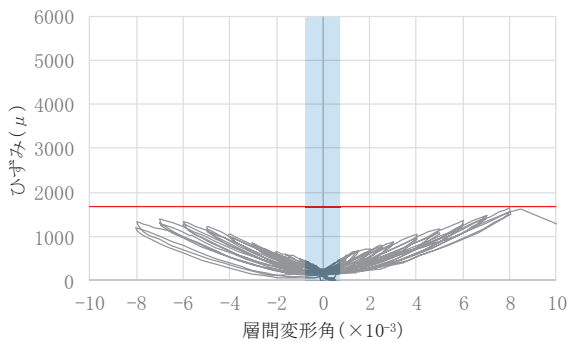
(a) 壁板横筋



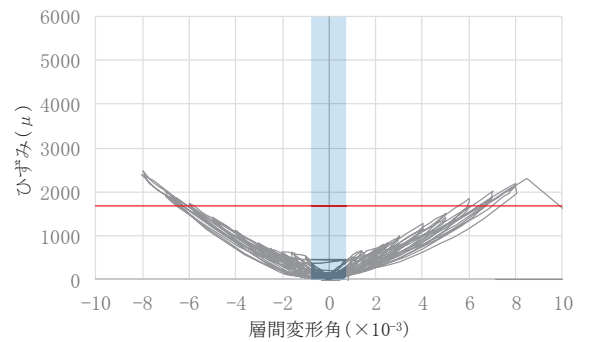
VN9



VN12



VN13



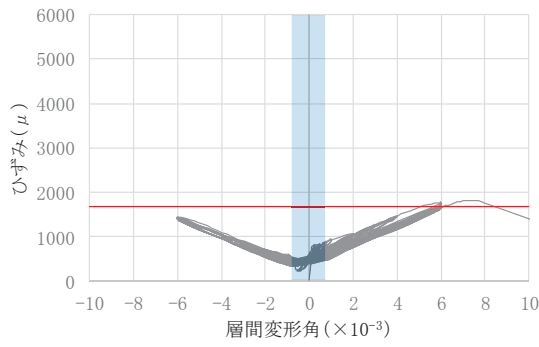
VN16

(b) 壁板縦筋

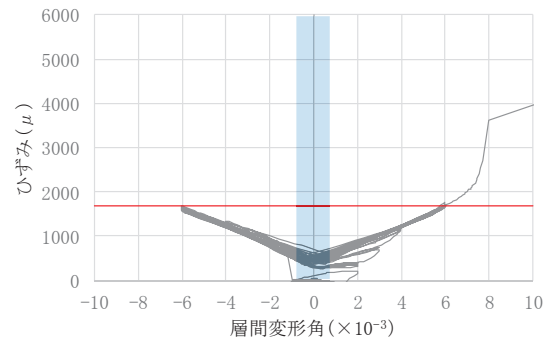
■ : 3.11地震による原子炉建屋の応答を上回る変形量 (層間変形角 : 0.75×10^{-3})

— : 降伏ひずみ (1680μ)

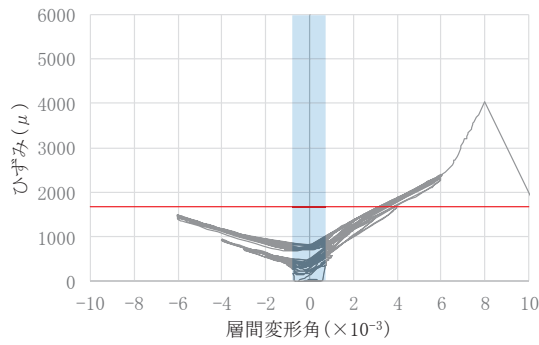
図 3-28 試験体 S-13-D0 鉄筋ひずみ-層間変形角関係



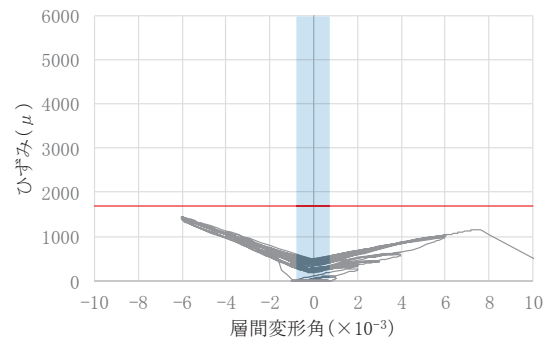
HN9



HN12

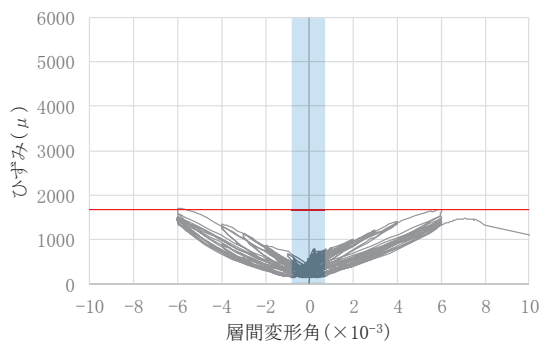


HN14

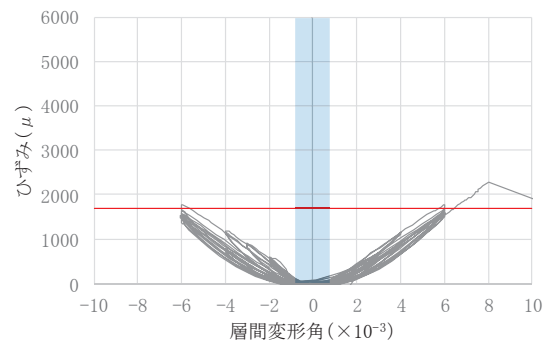


HN16

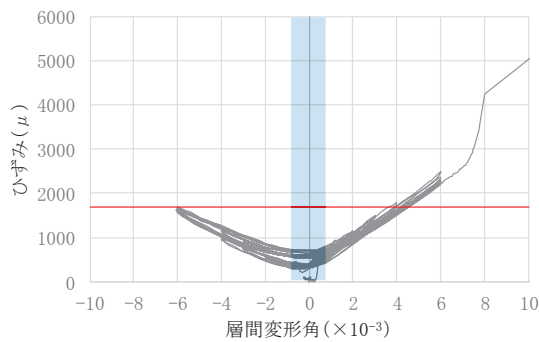
(a) 壁板横筋



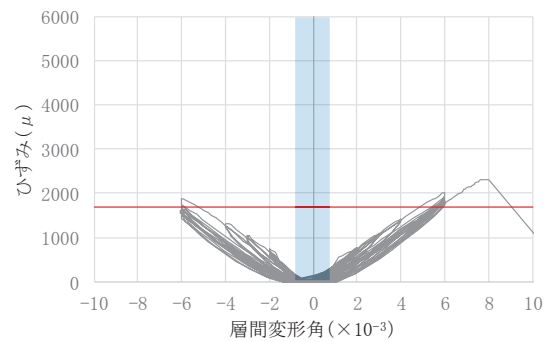
VN9



VN12



VN13



VN16

(b) 壁板縦筋

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

— : 降伏ひずみ (1680μ)

図 3-29 試験体 S-13-DII 鉄筋ひずみ-層間変形角関係

4. 損傷の有無による耐震壁の構造性能への影響の検討

4.1 耐力低下及び変形性能低下への影響の検討

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

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

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

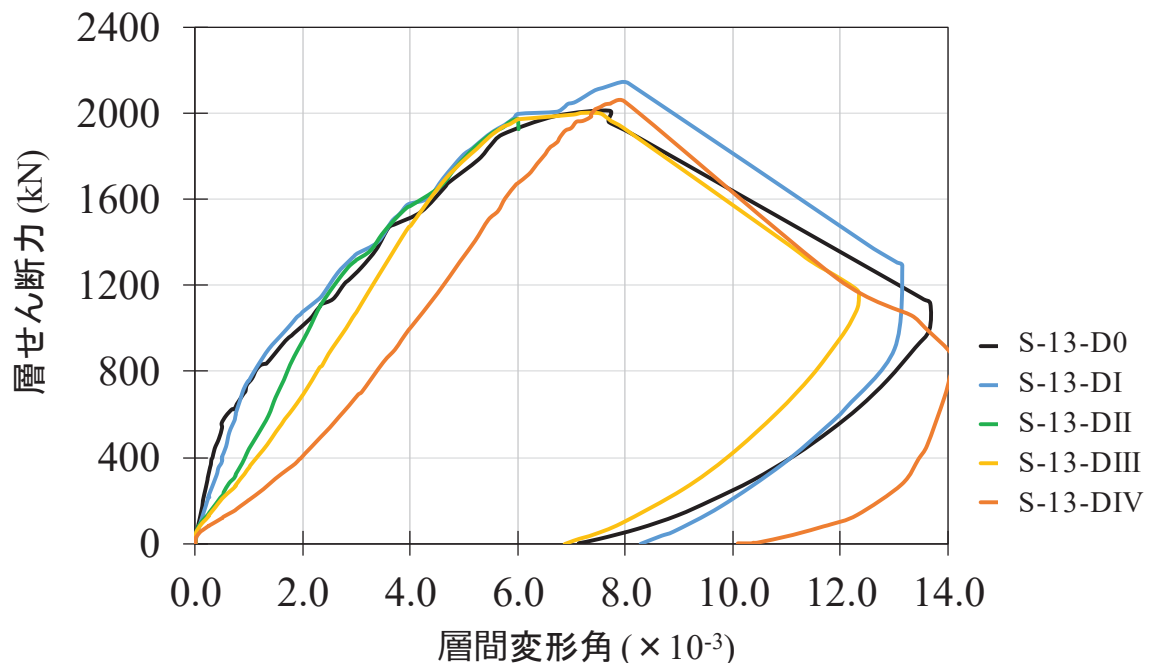
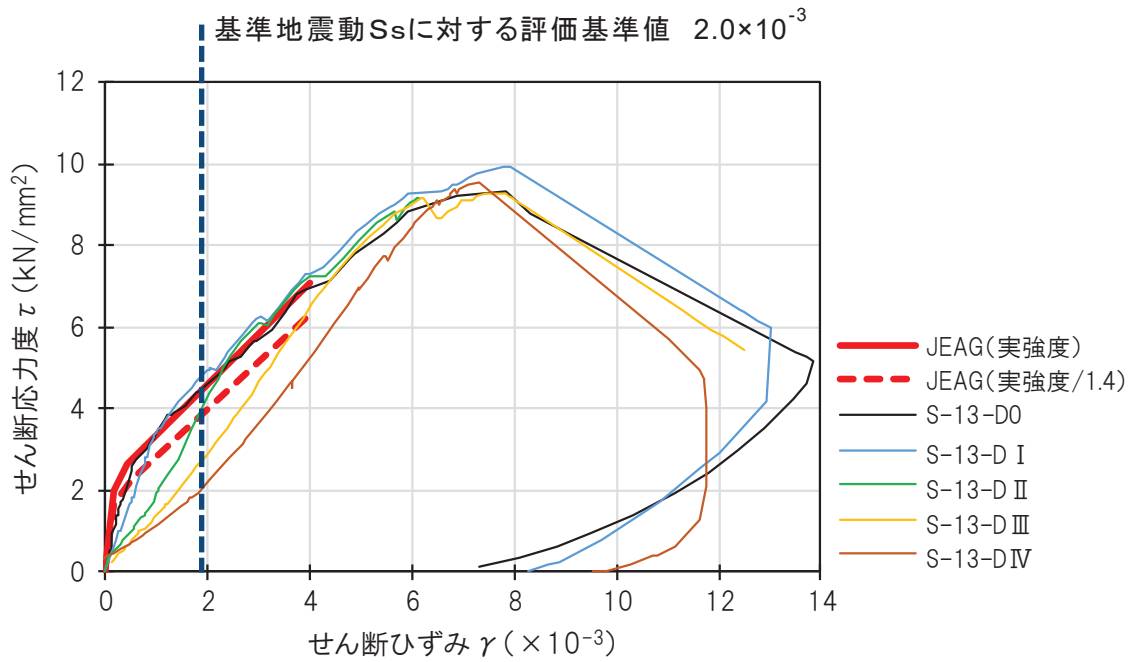


図 4-1(1) 層せん断力-層間変形角関係(正側)の包絡線



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

図 4-1(2) せん断応力度－せん断ひずみ関係(正側)の包絡線

表 4-1 各試験体 せん断応力度の比較

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

表 4-2 各試験体 終局耐力及び終局耐力時変形の比較

	最大耐力	最大耐力 S-13-D0に対する比	最大耐力時 層間変形角	層間変形角 S-13-D0に対する比
	Q _{max}	Q _{max} /D ₀ Q _{max}	R _{max}	R _{max} /D ₀ R _{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。

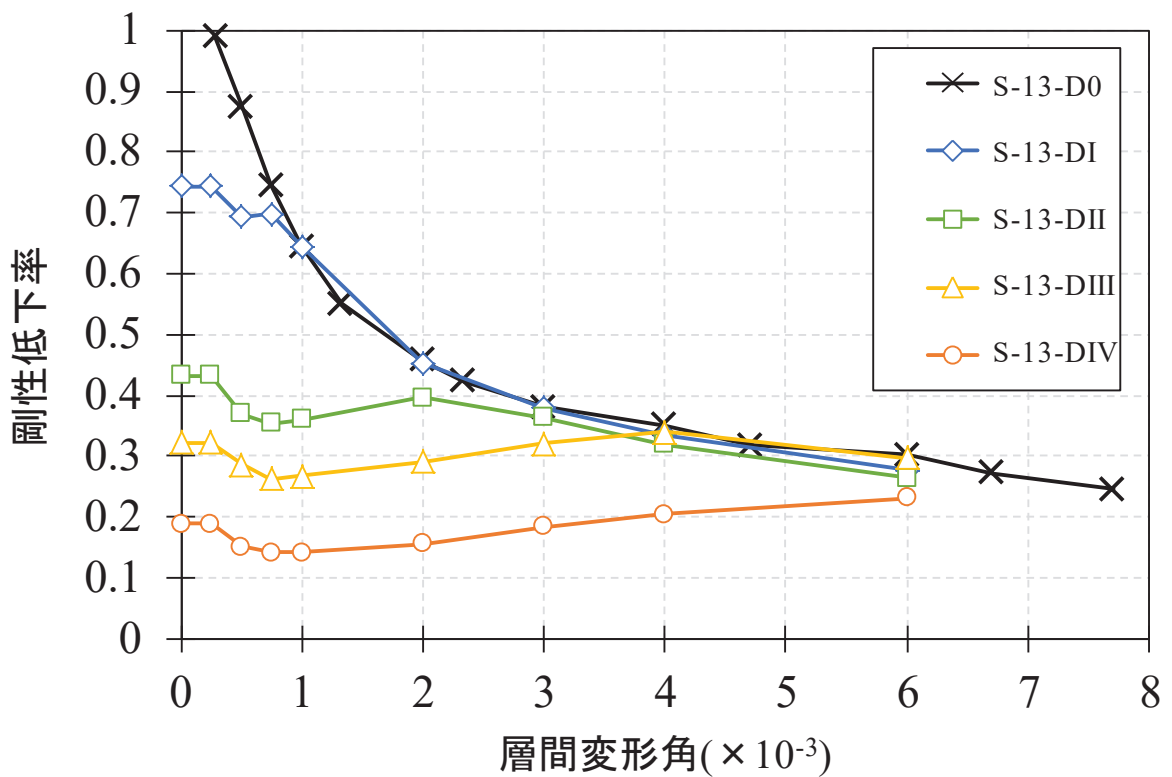


図4-2 初期剛性に対する剛性低下率－層間変形角関係

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。

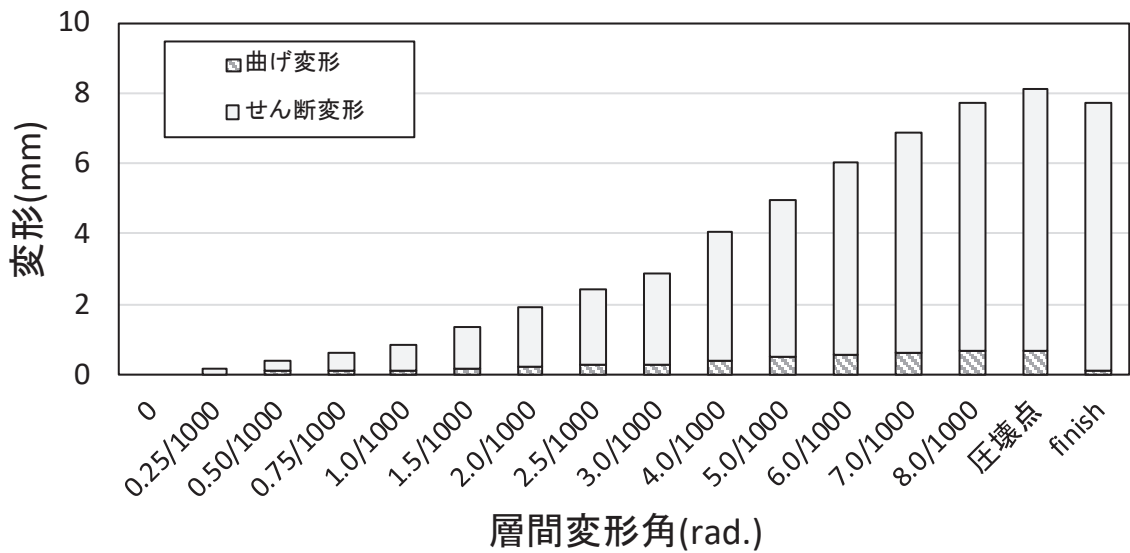


図 4-3 曲げ－せん断変形割合 (試験体 S-13-D0)

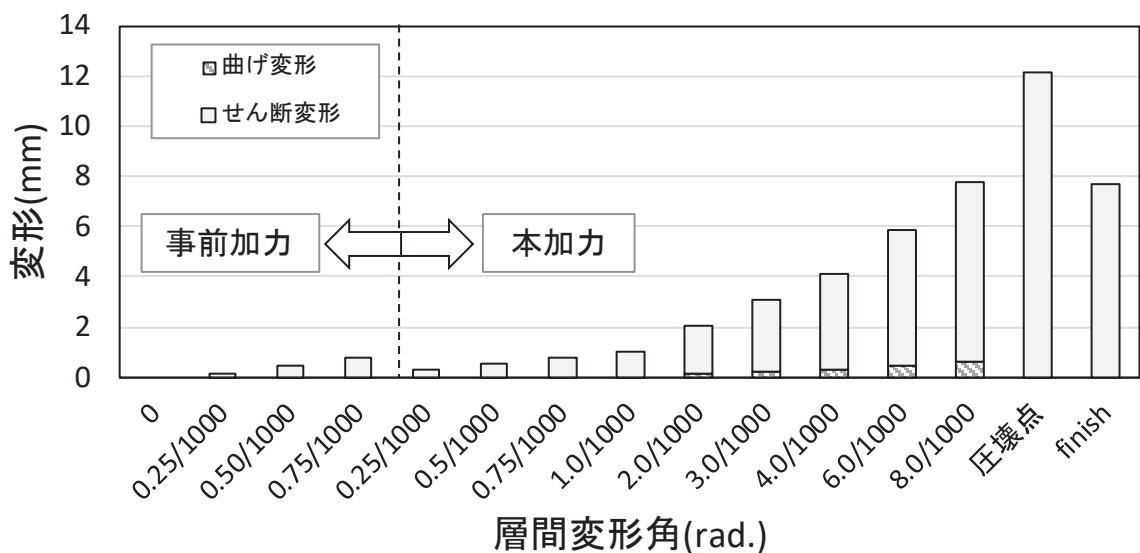


図 4-4 曲げ－せん断変形割合 (試験体 S-13-D I)

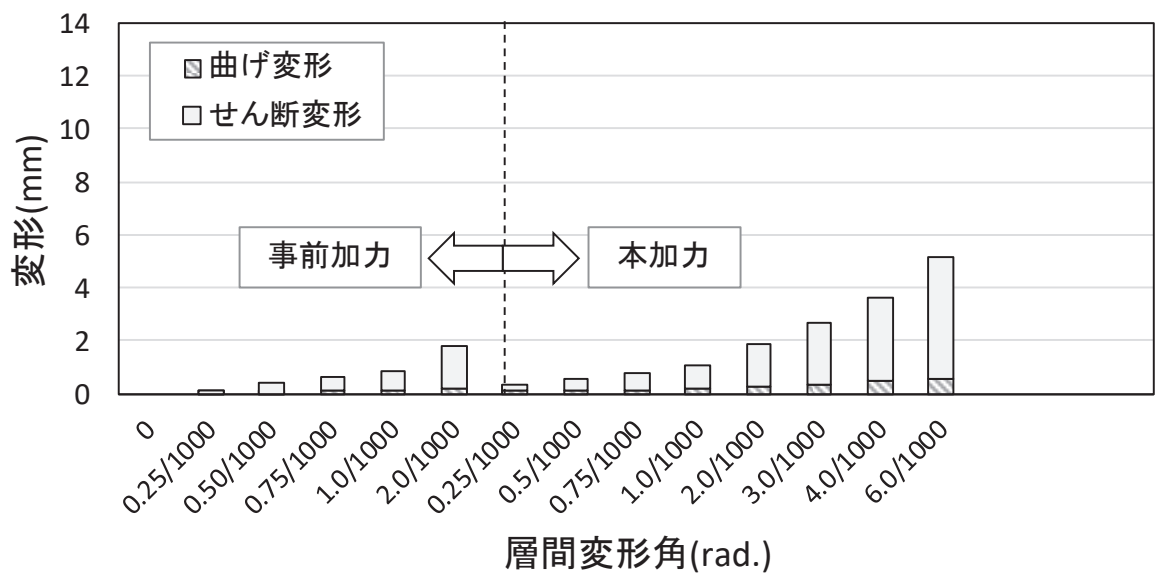


図 4-5 曲げ-せん断変形割合 (試験体 S-13-DII)

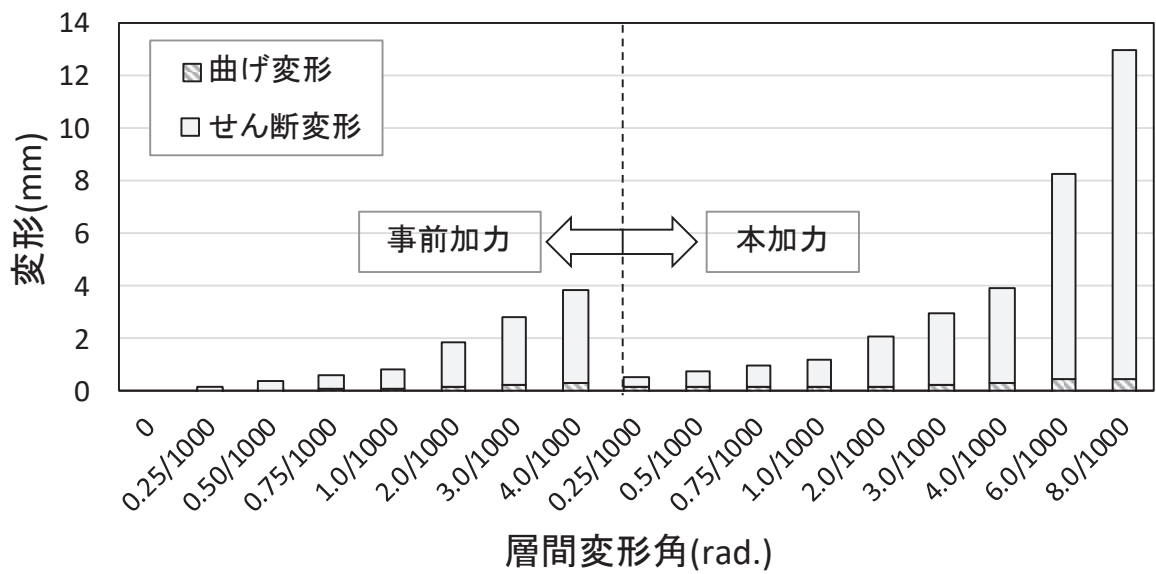


図 4-6 曲げ-せん断変形割合 (試験体 S-13-DIII)

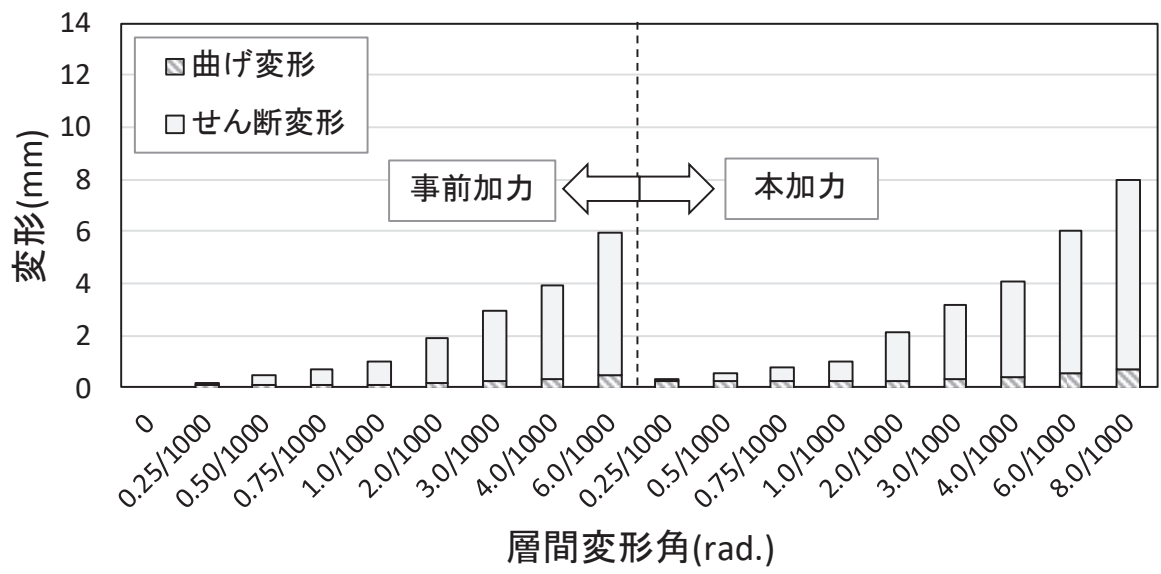


図 4-7 曲げ-せん断変形割合 (試験体 S-13-DIV)

5. まとめ

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

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

[参考文献]

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

別紙 22 床応答スペクトルの拡幅率について

目 次

1. 既往知見を踏まえた考察..... 別紙 22- 1
2. 床剛モデルと床柔モデルの床応答スペクトルの比較..... 別紙 22- 4
3. まとめ..... 別紙 22-20

1. 既往知見を踏まえた考察

機器・配管系の設備評価にあたり, 既工認において床応答スペクトルの拡幅率を±10%としていることについての妥当性を示す。

通商産業省（現：経済産業省）において検討が進められた軽水炉の改良・標準化の中でまとめられた「昭和 55 年度耐震設計の標準化に関する調査報告書別冊 2（機器系）」では, BWR1, 100MWe 級基本モデルを用いた標準的原子炉建屋を対象として, 地盤ばねを考慮した 1 軸多質点系モデルを用いた解析を行い, その応答結果（質点番号 3 及び質点番号 7）を用いて, 各パラメータが床応答スペクトルに与える影響を検討し, 床応答スペクトルの拡幅率 10%としている。解析モデル及び検討条件を図 1-1 及び表 1-1 に示す。

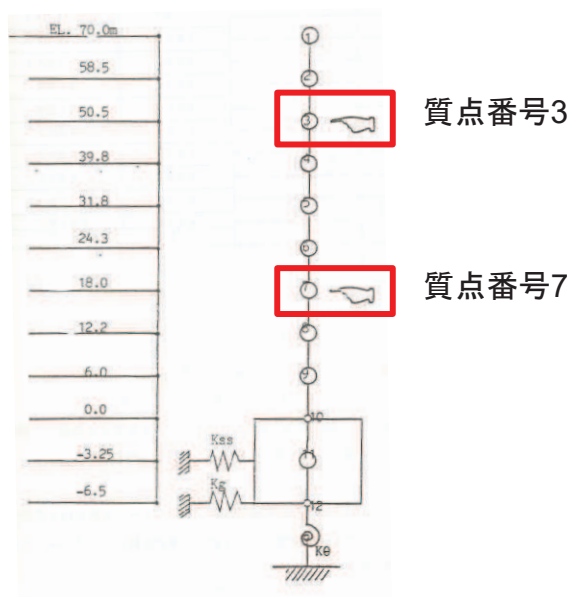


図 1-1 1 軸多質点系モデルの概要図

表 1-1 検討条件

地盤剛性	$E=7 \times 10^4 \sim 4 \times 10^6 \text{t/m}^2$ で変動
地盤ばね定数の算出方法	標準地盤 ($V_s=500, 1,000, 1,500\text{m/s}$) から算出 田治見式, Whitman 式, Barkan 式 の 3 式を使用
建屋剛性 (ばらつき考慮)	±20%のばらつきを考慮し, 建屋剛性を 0.8 倍, 1.0 倍, 1.2 倍に設定
地盤ばねの減衰定数	一定値 ($K_H=20\%, K_\theta=7.5\%, K_{SS}=5\%$) 及び 逸散減衰定数 (振動アドミタンス)
入力地震波	高地震地帯向 S1 (遠地) M8.4 286.15Gal

検討結果としては、「地盤 E の変動による床応答スペクトル変動を論議する際には現実的な地盤減衰定数をカップルして考えることが必須であり、このベースに立てば、E の変動範囲中、機器設計に対して最も厳しい（剛側の）地盤 E を基準とすれば振幅率±10%は十分安全側である。地盤 E の変動に建屋剛性の±20%程度までの変動を重ねて考えても、地盤減衰定数にアドミッタンスを適用すれば振幅率は±10%程度で包絡可能と推測される。」と結論づけられている。

検討条件に対する女川の特徴を踏まえると、既工認と同様の±10%振幅の採用は、以下のとおり、既工認と同等の保守性を有していると考えられる。

- ・地盤剛性、地盤ばね定数の算出方法及び地盤ばねの減衰定数については、J E A G 4 6 0 1 に基づく手法を採用しており、また、女川は硬質岩盤であることから、その変動の影響は小さい。
 - ・入力地震波については、強震記録を用いた検討を踏まえ、入力地震動には表層地盤の影響を考慮しており、その精度は高い。
 - ・建屋剛性（ばらつき考慮）については、建屋剛性のばらつき要因として、設計基準強度と実強度の乖離、間仕切り壁の影響、床の柔性の影響等が考えられるが、女川の場合、強震動記録により、現状の建屋剛性が精度良く把握されている。
 - ・地震応答解析結果がおおむね弾性範囲の場合、今回採用している地震応答解析モデルは、3.11 地震の観測記録を精度良く表現できるモデルを採用しており、既工認時に比べて弾性範囲内の応答に対しては床応答スペクトルの精度が向上している。
- この場合の振幅スペクトルで考慮される周期帯のイメージを図 1-2 に示す。

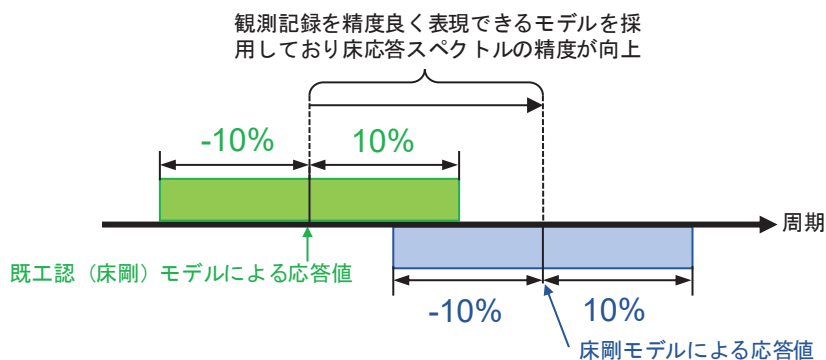


図 1-2 振幅スペクトルで考慮される周期帯のイメージ図

- また、今回工認では、地震観測記録を精度良く表現できる地震応答解析モデルに床の柔性も考慮しているため同一標高の床に対して複数の応答値が出力され、これらの床応答スペクトルをベースに±10%の拡幅スペクトルを作成することは、幅広い周期帯を包絡する拡幅スペクトルとなり既工認と比べて保守的な評価となっている。床柔を採用した場合と床剛を採用した場合の拡幅スペクトルで考慮される周期帯のイメージを図 1-3 に示す。

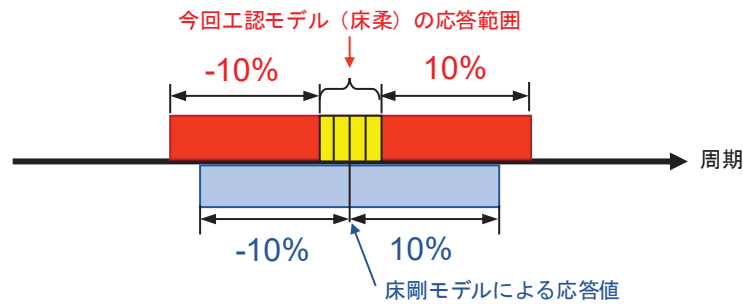


図 1-3 拡幅スペクトルで考慮される周期帯のイメージ図 (床柔と床剛の比較)

- 地震応答解析結果が非線形に及ぶ場合には、初期剛性の低下要因の検討を踏まえ、基準地震動 S_s に対する地震応答解析モデルのスケルトンカーブにおける評価基準値付近の非線形特性は既工認と同じ J E A G 式を採用している。したがって、基準地震動 S_s によって強非線形状態となった場合の地震応答解析の精度は既工認モデルと同等である。今回工認で採用するスケルトンカーブを図 1-4 に示す。

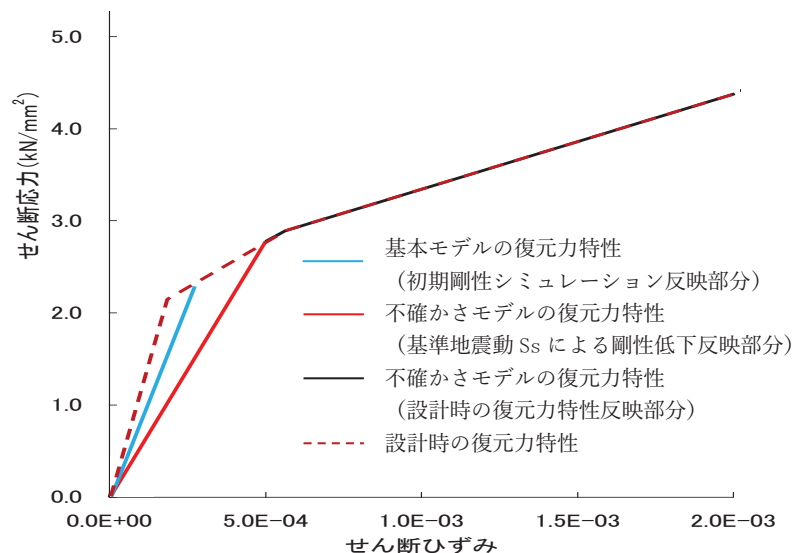


図 1-4 今回工認で採用するスケルトンカーブ

2. 床剛モデルと床柔モデルの床応答スペクトルの比較

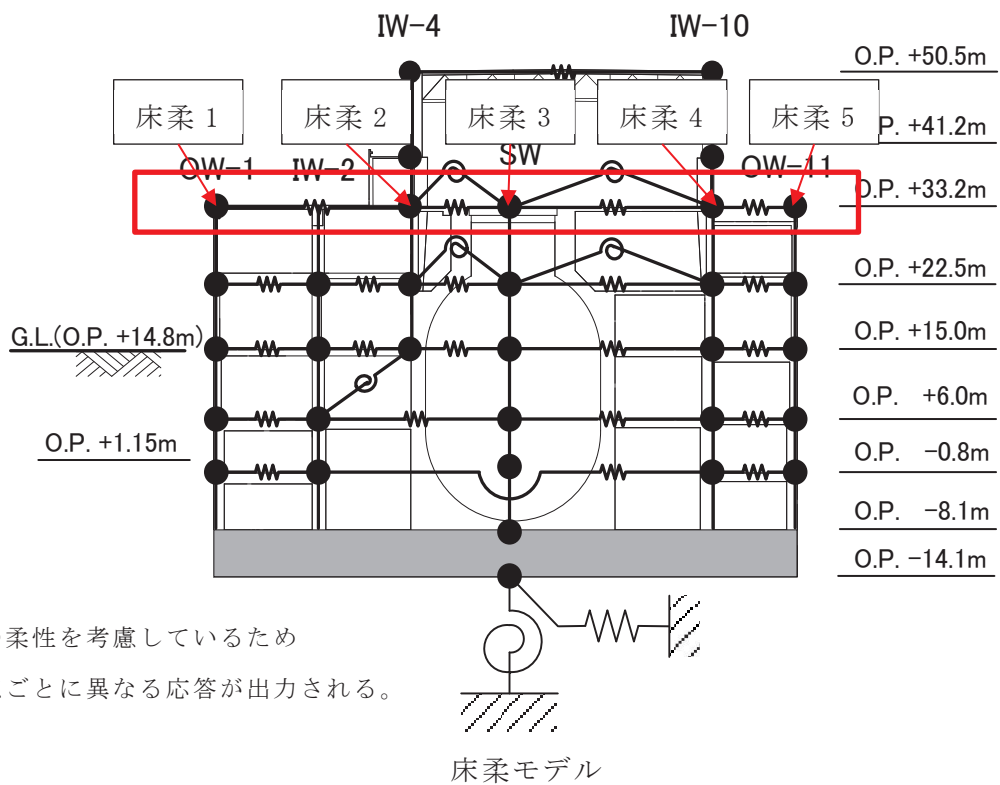
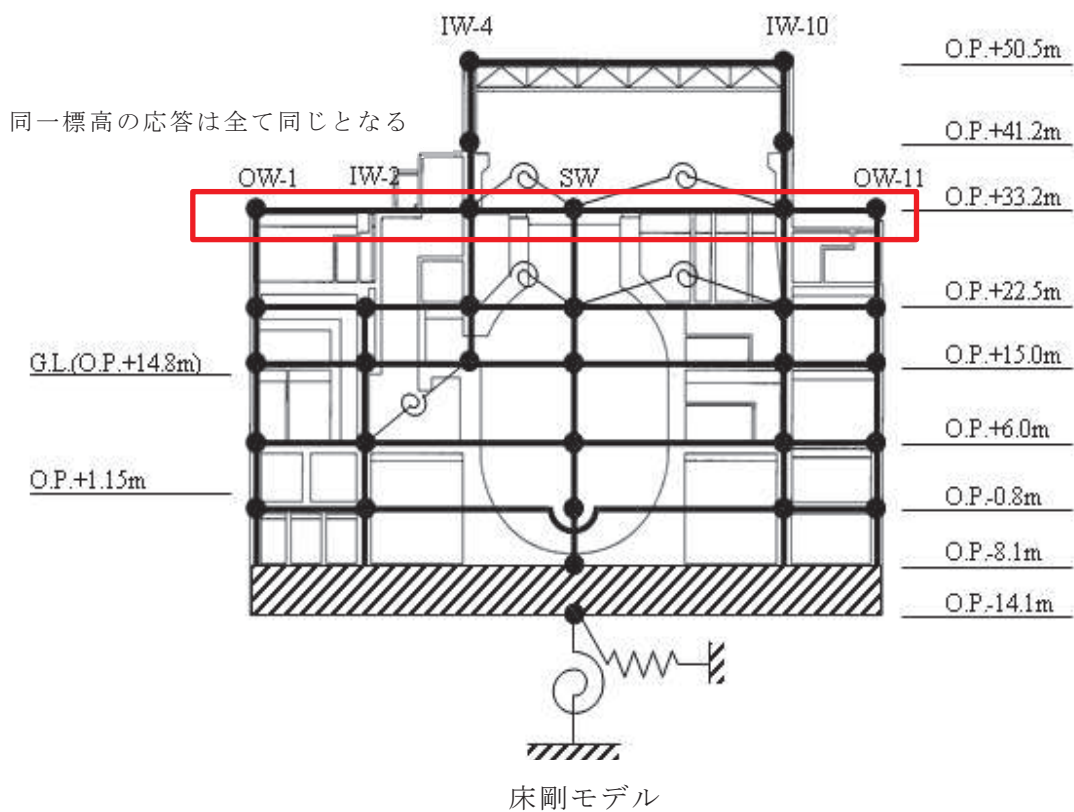
前項で説明した調査報告書では、振幅率を検討する際に、1軸の質点系地震応答解析モデル（床剛モデル）を基にしているが、女川では観測記録を用いたシミュレーション解析に基づき床の柔性を考慮した多軸の質点系地震応答解析モデル（床柔モデル）を採用している。

ここでは、床剛の地震応答解析モデルを採用した場合と床柔の地震応答解析モデルを採用した場合の床応答スペクトルを比較し、振幅スペクトルに与える影響について確認する。比較に用いる原子炉建屋の地震応答解析モデルを図2-1、固有値解析結果を表2-1、刺激関数図を図2-2～2-3に示す。なお、床剛モデルと床柔モデルの耐震壁の剛性補正係数は同一としている。

また、原子炉建屋 O.P. 33.2m における基準地震動 $S_s - D_2$ による床応答を例に、床剛モデルと床柔モデルの床応答スペクトルを比較した結果を図2-4～図2-7に示す。床応答スペクトルの比較にあたっては、床柔モデルの原子炉建屋 O.P. 33.2m における質点を図2-1に示すように左から床柔1、床柔2、床柔3、床柔4、床柔5として、床剛モデルの応答と比較している。

図2-4～図2-7の床応答スペクトルを比較した結果について、周期方向に着目すると、図1-3に示した通り床柔モデルの方が床剛モデルよりも幅広い周期帯で高い震度を示しており、床柔モデルにおいて、各フロアの床応答スペクトルとして全ての質点の振幅スペクトルを包絡するスペクトルを採用した場合、床剛モデルの振幅スペクトルに比べ保守的となる。今回工認における床応答スペクトルは、基本的に同一標高の全ての質点の振幅スペクトルを包絡するスペクトルを採用している。

床柔モデルの床応答スペクトルの方が保守的となる要因としては、床剛モデルでは同一標高の床応答は質点によらず全て同じとなるが、床柔モデルの場合は各質点で異なり、解析モデル全体の振動性状が変化することが考えられる。図2-2～2-3の床剛モデル及び床柔モデルの刺激関数図を比較すると、建屋全体の1次モードや2次モードでは大きな差は生じていないが、周期0.1秒前後の周期において、床柔モデルのオペフロ階から屋上階などで床剛モデルにはない振動モードが生じており、O.P. 33.2mの質点の応答スペクトルに影響しているためと考えられる。



床の柔性を考慮しているため
質点ごとに異なる応答が出力される。

図 2-1 原子炉建屋質点系モデル

表 2-1(1) 原子炉建屋質点系モデルの固有値解析結果 (NS 方向) (1/2)
(a) 床剛モデル

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.235	4.26	2.215	全体 1 次
2	0.120	8.30	2.914	全体 2 次
3	0.094	10.59	1.765	全体 3 次
4	0.089	11.21	0.329	
5	0.085	11.80	0.135	
6	0.068	14.73	0.147	
7	0.064	15.54	0.024	
8	0.062	16.09	1.034	全体 4 次
9	0.059	16.96	0.009	
10	0.054	18.37	0.555	

注記：刺激係数は、各次の固有ベクトル{u}に対し、最大振幅が 1.0 となるように規準化した値を示す。

表 2-1(2) 原子炉建屋質点系モデルの固有値解析結果 (NS 方向) (2/2)

(b) 床柔モデル

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.237	4.21	2.203	全体 1 次
2	0.123	8.12	2.718	全体 2 次
3	0.116	8.61	1.167	
4	0.097	10.33	2.095	全体 3 次
5	0.093	10.76	1.110	
6	0.089	11.21	0.270	
7	0.082	12.27	0.002	
8	0.074	13.46	0.347	
9	0.072	13.90	0.487	
10	0.068	14.68	0.339	
11	0.066	15.18	0.730	全体 4 次
12	0.064	15.70	0.261	
13	0.060	16.55	0.212	
14	0.059	17.01	0.187	
15	0.054	18.63	0.218	
16	0.052	19.27	0.691	
17	0.051	19.65	0.396	
18	0.050	19.88	0.283	

注記：刺激係数は、各次の固有ベクトル{u}に対し、最大振幅が 1.0 となるように規準化した値を示す。

表 2-1(3) 原子炉建屋質点系モデルの固有値解析結果 (EW 方向) (1/2)

(a) 床剛モデル

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.223	4.47	2.144	全体 1 次
2	0.121	8.24	1.844	全体 2 次
3	0.095	10.48	0.281	
4	0.090	11.17	0.111	
5	0.082	12.19	1.534	全体 3 次
6	0.070	14.36	0.079	
7	0.068	14.79	0.040	
8	0.060	16.67	0.114	
9	0.059	17.01	0.052	
10	0.059	17.05	0.499	全体 4 次
11	0.055	18.13	0.089	

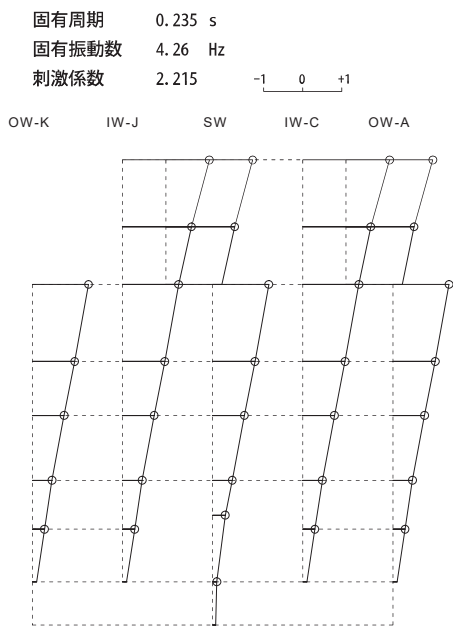
注記：刺激係数は、各次の固有ベクトル{u}に対し、最大振幅が 1.0 となるように規準化した値を示す。

表 2-1(4) 原子炉建屋質点系モデルの固有値解析結果 (EW 方向) (2/2)

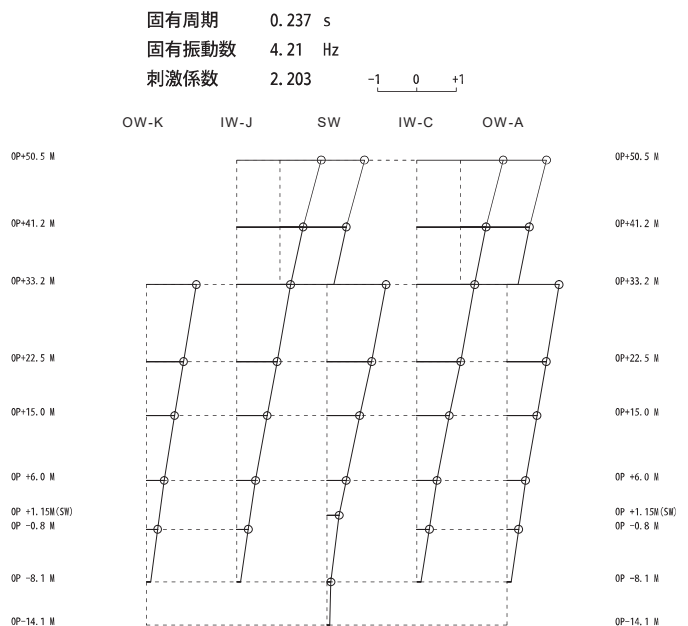
(b) 床柔モデル

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.230	4.36	2.179	全体 1 次
2	0.125	8.01	1.925	全体 2 次
3	0.116	8.64	0.074	
4	0.098	10.15	0.651	
5	0.091	10.93	0.835	
6	0.087	11.46	2.442	全体 3 次
7	0.078	12.80	0.662	
8	0.074	13.45	0.500	
9	0.070	14.30	0.164	
10	0.068	14.69	0.444	
11	0.064	15.55	0.292	
12	0.062	16.11	0.245	
13	0.060	16.68	0.957	全体 4 次
14	0.059	17.05	0.087	
15	0.055	18.06	0.102	
16	0.054	18.54	0.376	
17	0.050	19.96	0.324	

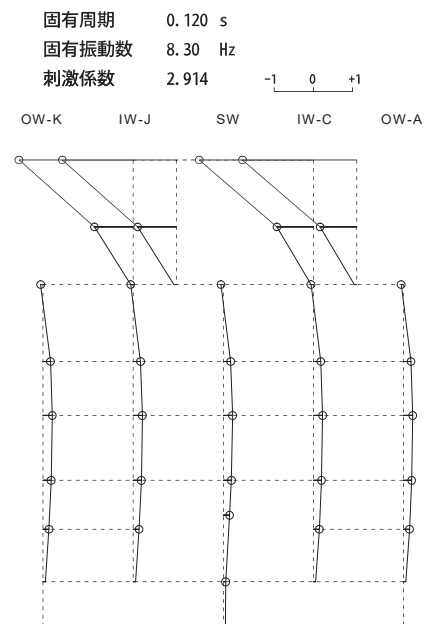
注記：刺激係数は、各次の固有ベクトル{u}に対し、最大振幅が 1.0 となるように規準化した値を示す。



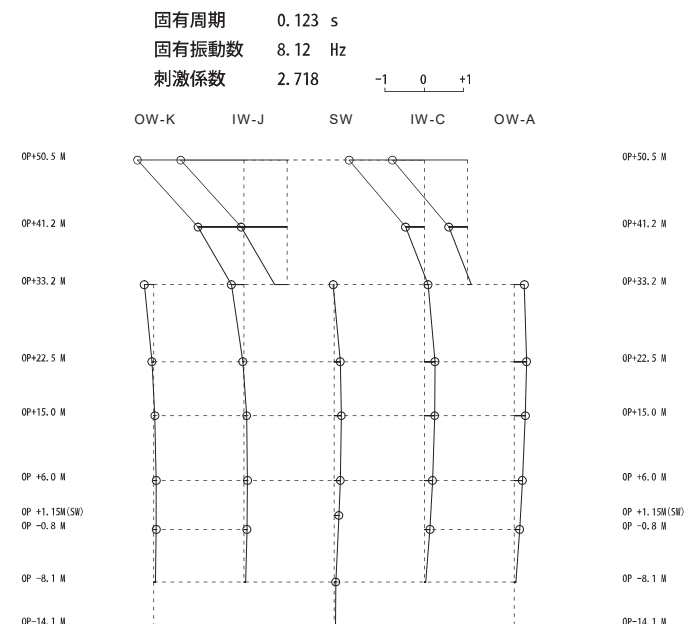
床剛モデル 1次



床柔モデル 1次



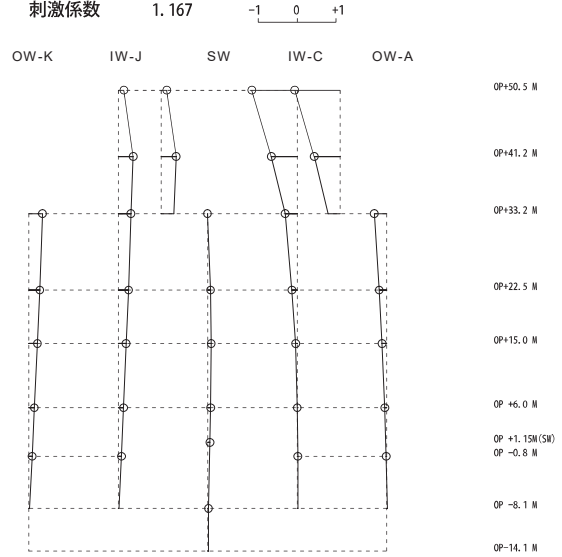
床剛モデル 2次



床柔モデル 2次

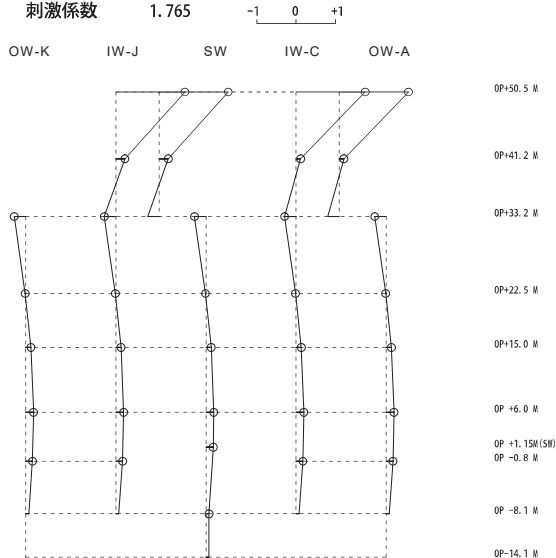
図 2-2(1) 原子炉建屋質点系モデルの刺激関数図 (NS 方向) (1/4)

固有周期 0.116 s
 固有振動数 8.61 Hz
 刺激係数 1.167



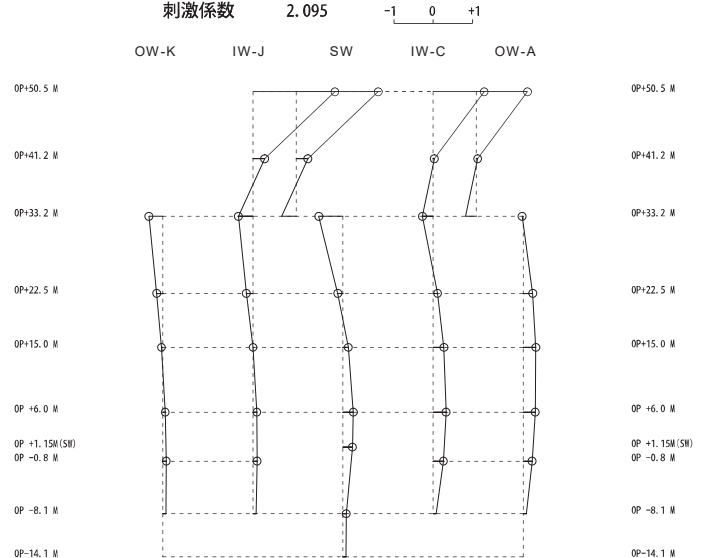
床柔モデル 3次

固有周期 0.094 s
 固有振動数 10.59 Hz
 刺激係数 1.765



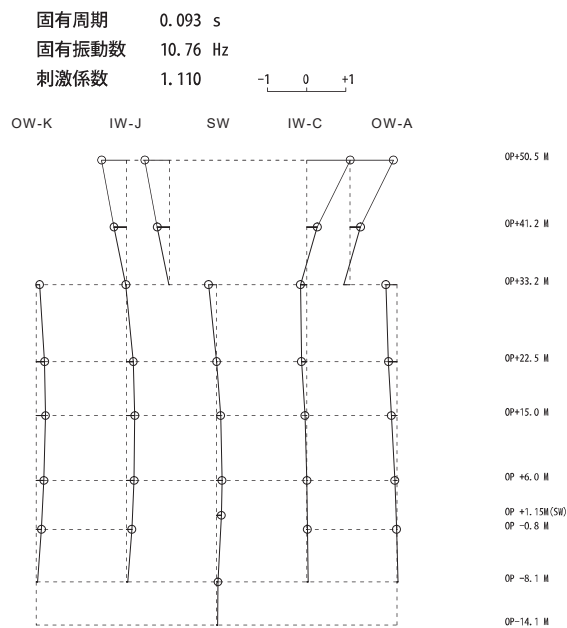
床剛モデル 3次

固有周期 0.097 s
 固有振動数 10.33 Hz
 刺激係数 2.095

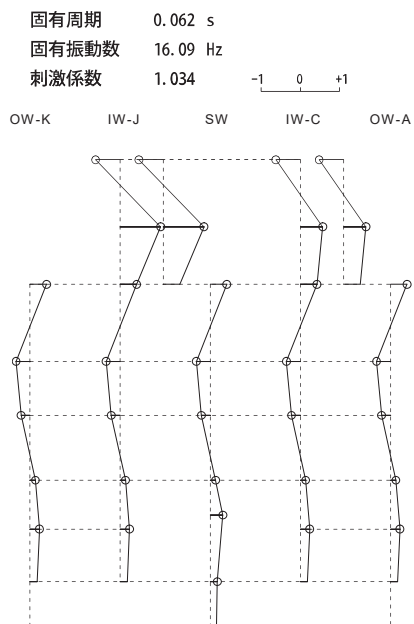


床柔モデル 4次

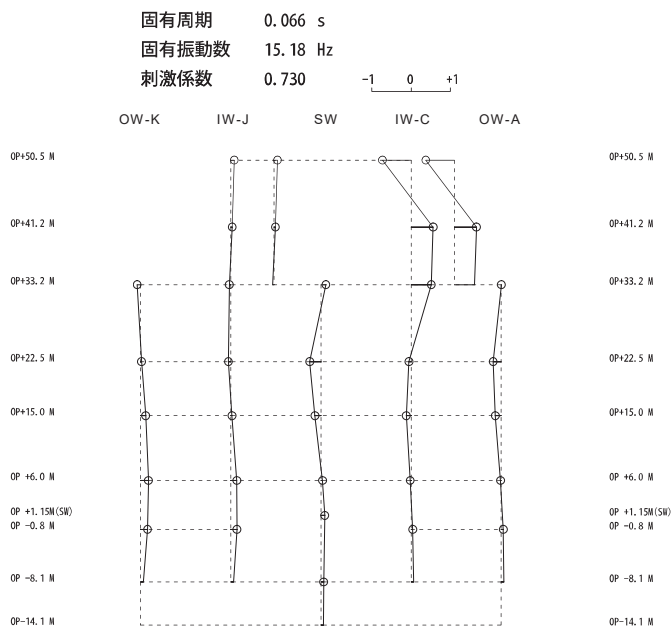
図 2-2(2) 原子炉建屋質点系モデルの刺激関数図 (NS 方向) (2/4)



床柔モデル 5 次

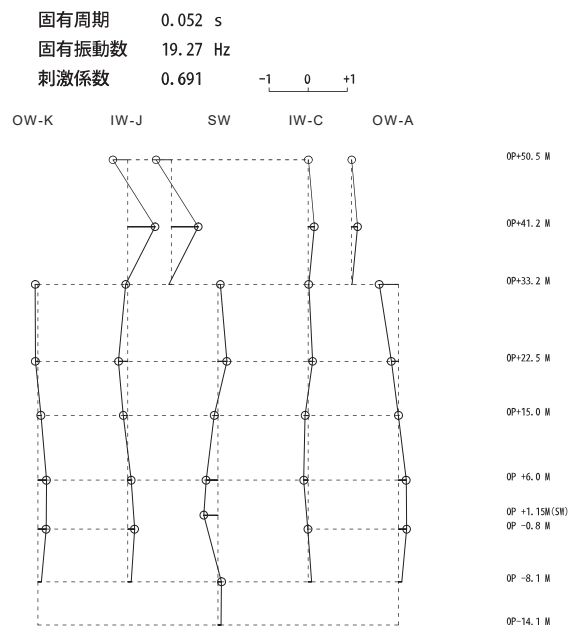


床剛モデル 8 次



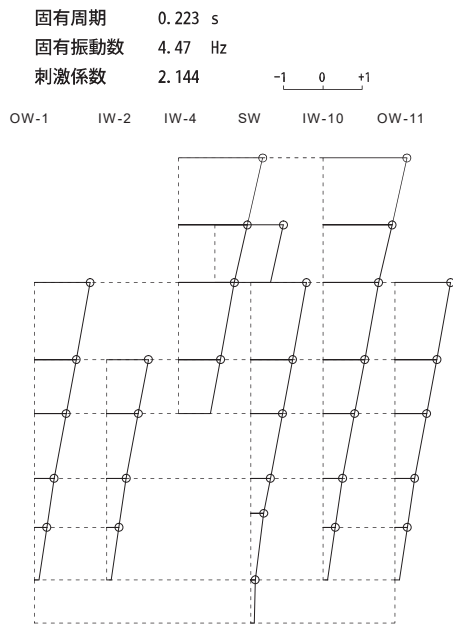
床柔モデル 11 次

図 2-2(3) 原子炉建屋質点系モデルの刺激関数図 (NS 方向) (3/4)

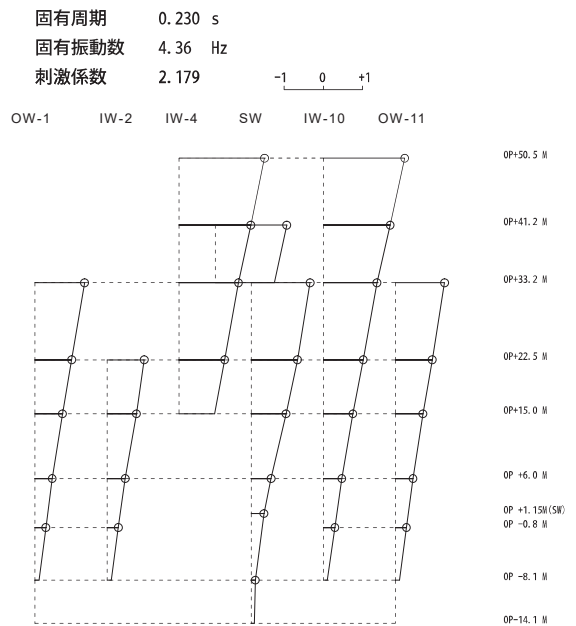


床柔モデル 16 次

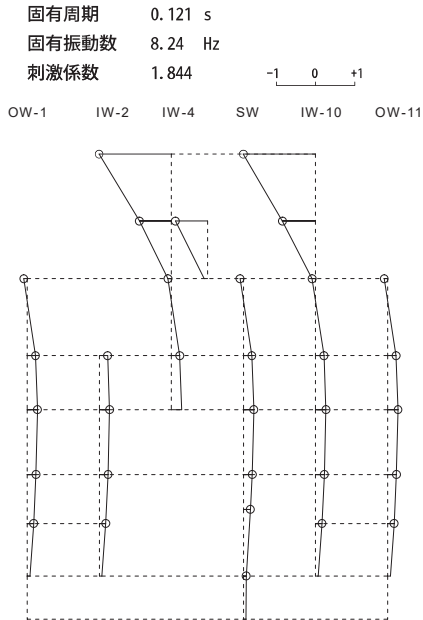
図 2-2(4) 原子炉建屋質点系モデルの刺激関数図 (NS 方向) (4/4)



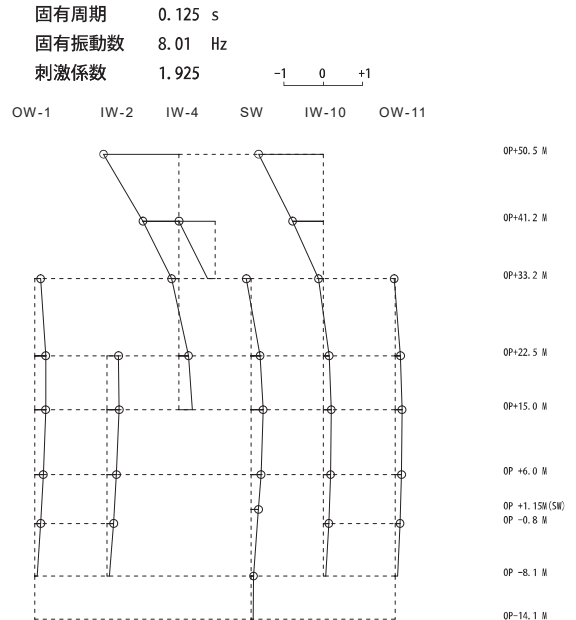
床剛モデル 1次



床柔モデル 1次

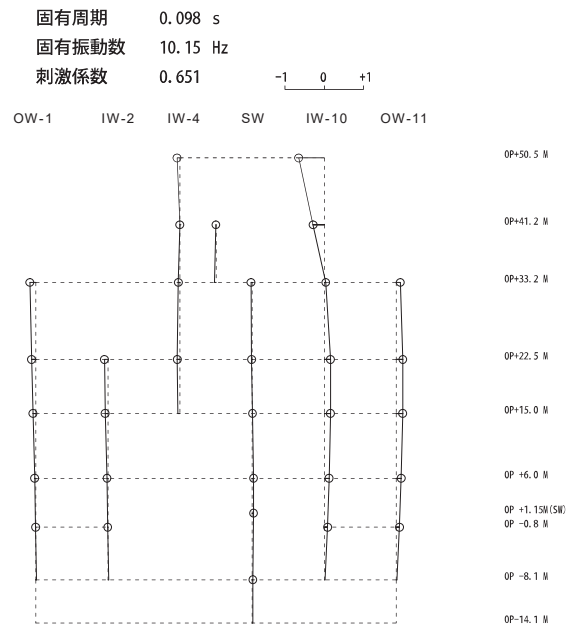


床剛モデル 2次

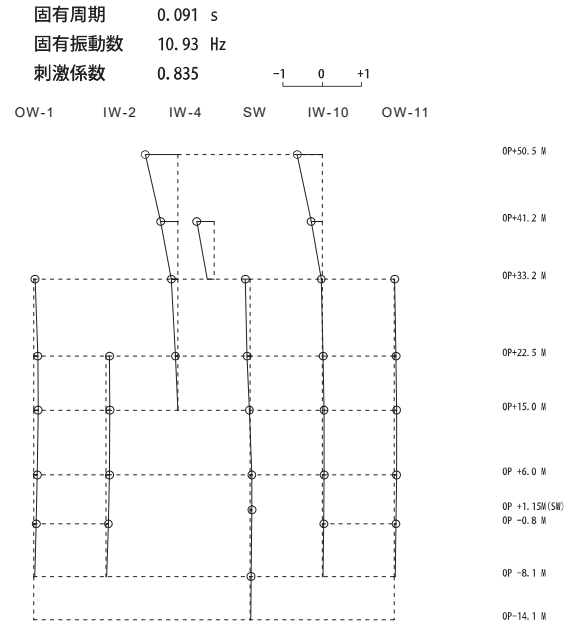


床柔モデル 2次

図 2-3(1) 原子炉建屋質点系モデルの刺激関数図 (EW 方向) (1/4)

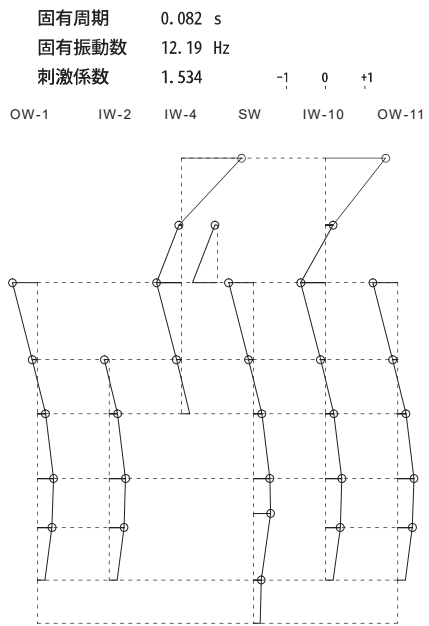


床柔モデル 4 次

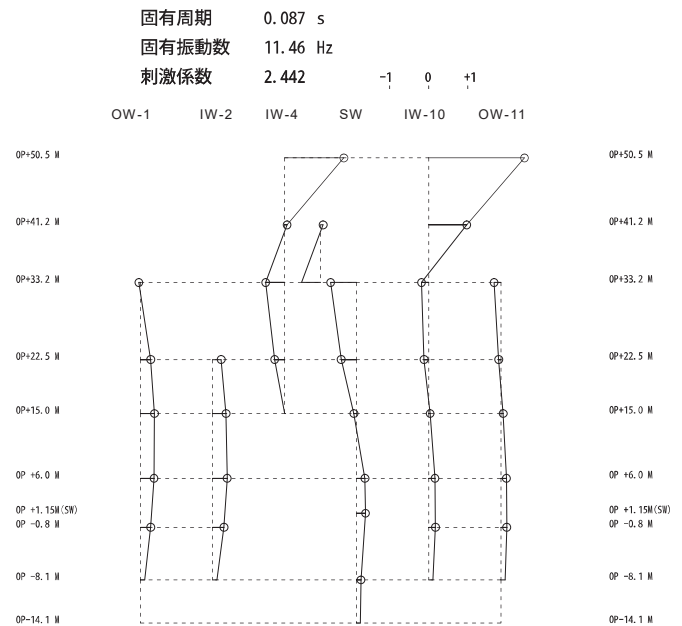


床柔モデル 5 次

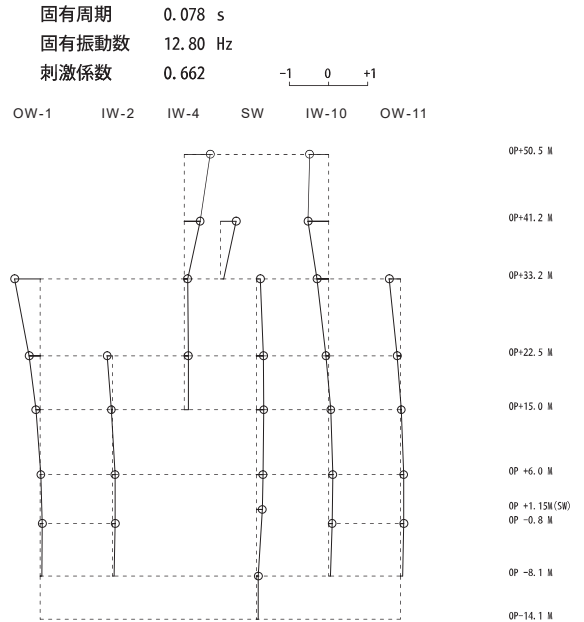
図 2-3(2) 原子炉建屋質点系モデルの刺激関数図 (EW 方向) (2/4)



床剛モデル 5次



床柔モデル 6次

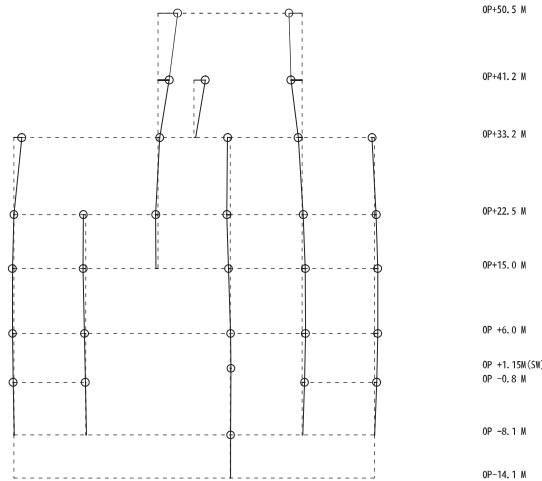


床柔モデル 7次

図 2-3(3) 原子炉建屋質点系モデルの刺激関数図 (EW 方向) (3/4)

固有周期 0.074 s
 固有振動数 13.45 Hz
 刺激係数 0.500

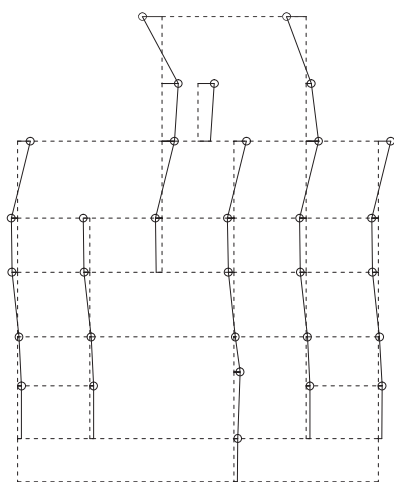
OW-1 IW-2 IW-4 SW IW-10 OW-11



床柔モデル 8 次

固有周期 0.059 s
 固有振動数 17.05 Hz
 刺激係数 0.499

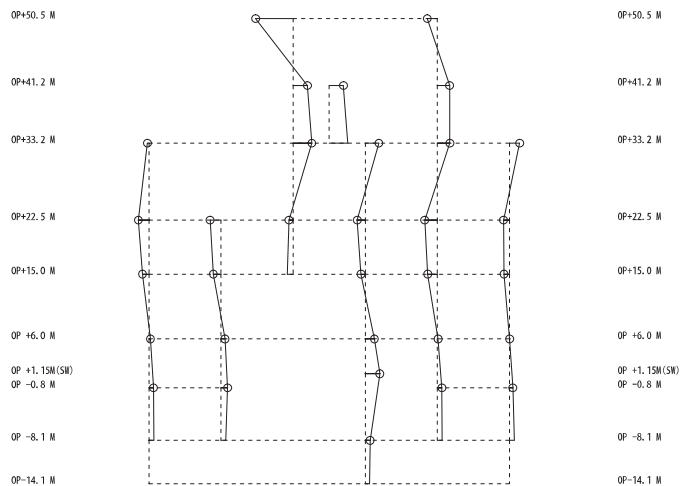
OW-1 IW-2 IW-4 SW IW-10 OW-11



床剛モデル 10 次

固有周期 0.060 s
 固有振動数 16.68 Hz
 刺激係数 0.957

OW-1 IW-2 IW-4 SW IW-10 OW-11



床柔モデル 13 次

図 2-3(4) 原子炉建屋質点系モデルの刺激関数図 (EW 方向) (4/4)

構造物名：原子炉建屋 標高：O.P. 33. 200m NS方向
 減衰定数：2.0% 波形名：基準地震動S s-D 2

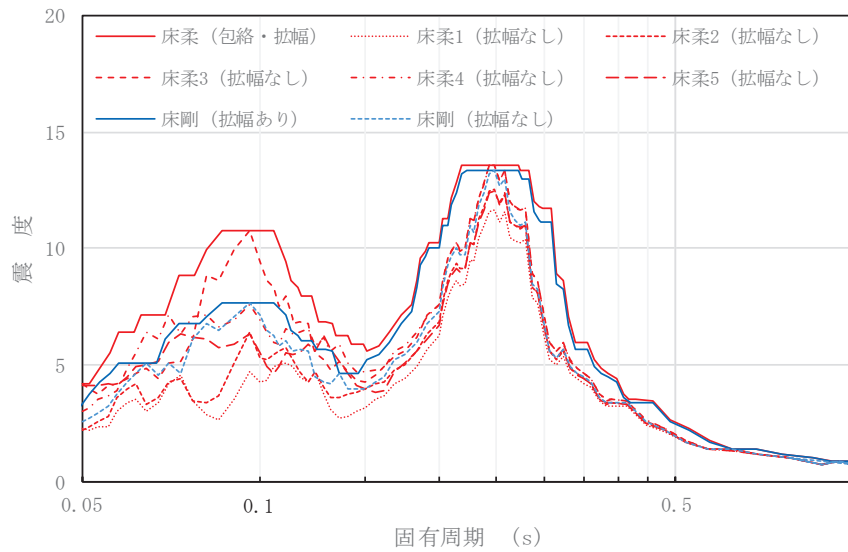
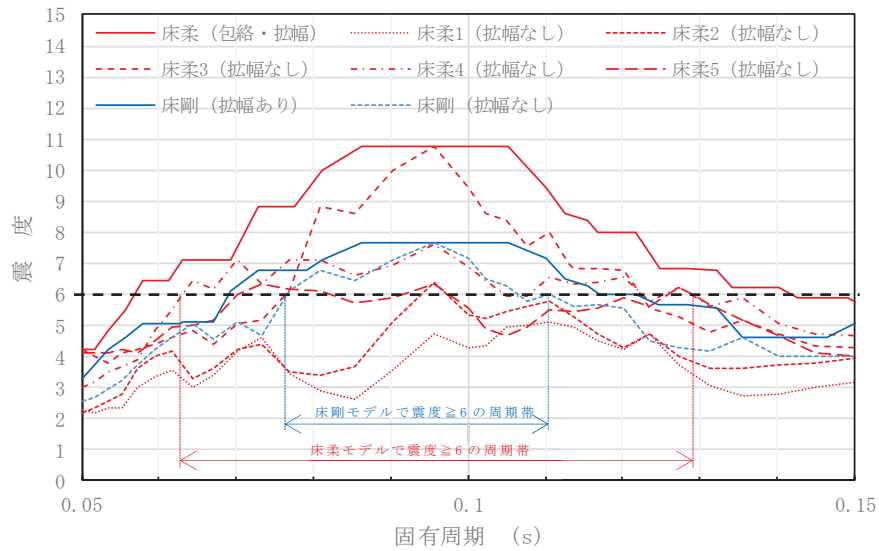


図 2-4 床柔モデルと床剛モデルの床応答スペクトルの比較 (NS 方向)

構造物名：原子炉建屋 標高：O.P. 33. 200m NS方向
 減衰定数：2.0% 波形名：基準地震動S s-D 2



注：黒点線は床剛モデルと床柔モデルの比較に当たり
 震度 6 以上となる周期帯 (拡張前) の目安として図示

図 2-5 床柔モデルと床剛モデルの床応答スペクトルの比較 (NS 方向, 短周期拡大)

構造物名：原子炉建屋 標高：O.P. 33.200m EW方向
 減衰定数：2.0% 波形名：基準地震動 S s - D 2

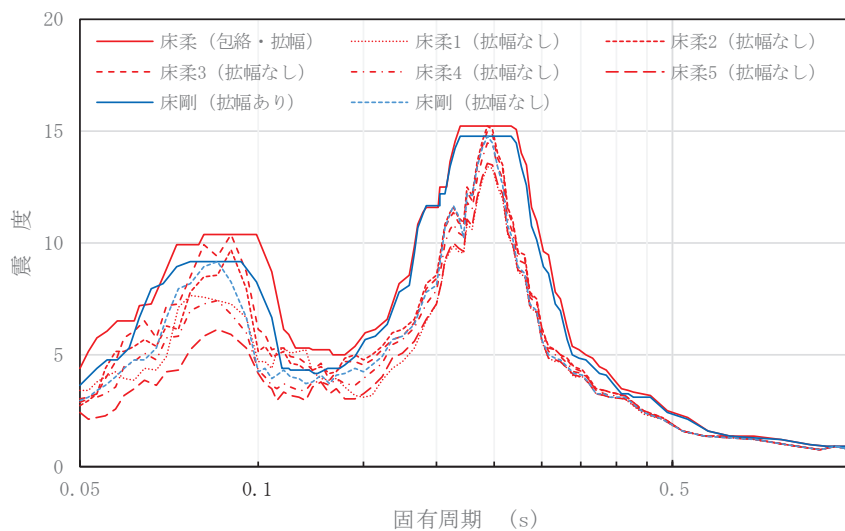
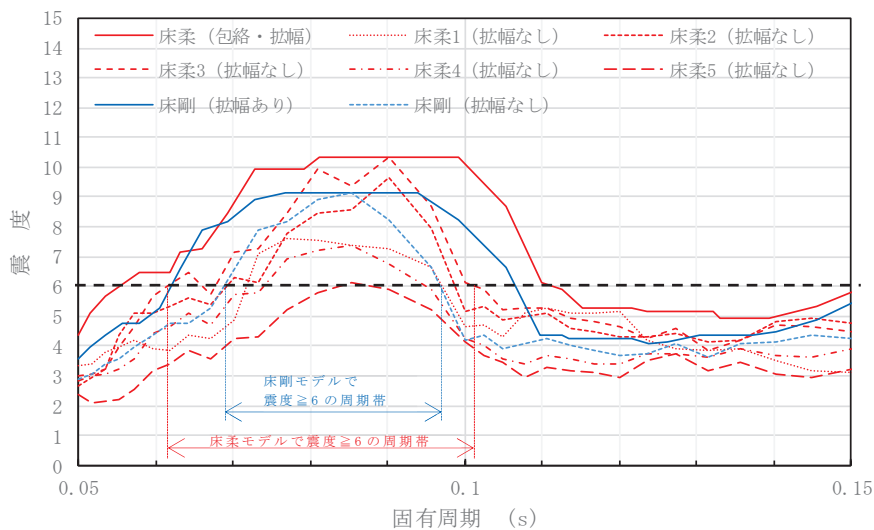


図 2-6 床柔モデルと床剛モデルの床応答スペクトルの比較 (EW 方向)

構造物名：原子炉建屋 標高：O.P. 33.200m EW方向
 減衰定数：2.0% 波形名：基準地震動 S s - D 2



注：黒点線は床剛モデルと床柔モデルの比較に当たり
 震度 6 以上となる周期帯 (拡張前) の目安として図示

図 2-7 床柔モデルと床剛モデルの床応答スペクトルの比較 (EW 方向, 短周期拡大)

3. まとめ

機器・配管系の設備評価にあたり、以下の理由から今回工認モデル（床柔モデル）においても既工認時同様に床応答スペクトルの拡幅率を±10%とすることは妥当であると考ええる。

- ・地震応答解析結果がおおむね弾性範囲の場合、今回採用している地震応答解析モデルは、3.11地震の観測記録を精度良く表現できるモデルを採用しており、既工認時に比べて弾性範囲内の応答に対して床応答スペクトルの精度が向上していること。
- ・地震応答解析結果が非線形に及ぶ場合のスケルトンカーブは、既工認と同じJ E A G式を採用しており、地震応答解析の精度は既工認モデルと同等であること。
- ・床柔モデルと床剛モデルの床応答スペクトルを比較すると、床柔モデルの方が幅広い周期帯で高い震度を示しており、今回工認においては、本検討と同様に同一標高の全ての質点の拡幅スペクトルを包絡するスペクトルを採用する方針としていることから、床柔モデルの拡幅スペクトルは床剛モデルに比べ保守的であること。

(参考資料)

軽水炉改良標準化耐震設計小委員会 昭和55年度耐震設計の標準化に関する調査報告書 別冊2（機器系）

別紙 25 耐震実験に関する補足説明資料

目 次

1. 初期剛性低下の要因とその影響に関する耐震実験についての比較..... 別紙 25-1
2. JEAG の既往耐震実験結果との比較 別紙 25-4
3. 耐震実験 [1], [2], [3] と実機及び JEAG の既往耐震実験のパラメータ比較
について 別紙 25-6
4. 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係における履歴特性の適用性につい
て..... 別紙 25-8

1. 初期剛性低下の要因とその影響に関する耐震実験についての比較

表 1-1 に耐震実験 [1] (別紙 12), [3] (別紙 15), [2] (別紙 18) の目的, 実験概要, 実験結果等について比較して示す。

表 1-1(1) 初期剛性低下下の要因とその影響に関する耐震実験についての比較 (1/2)

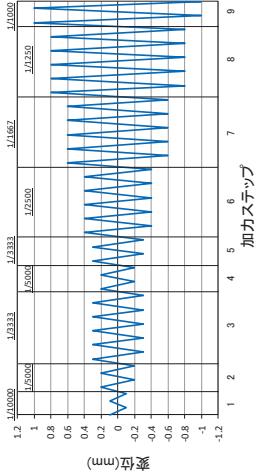
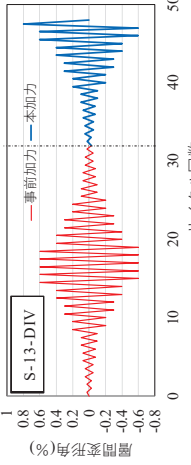
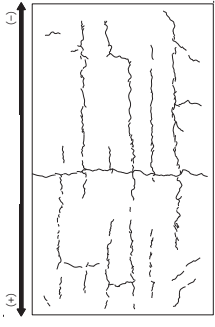
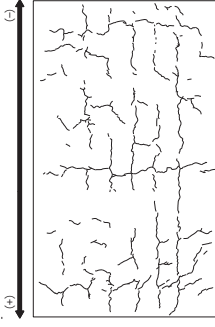
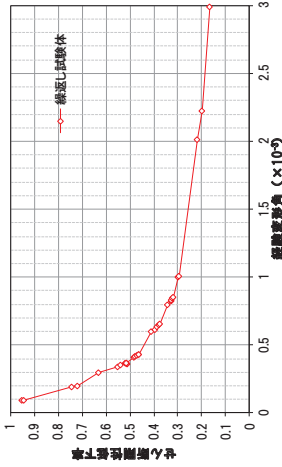
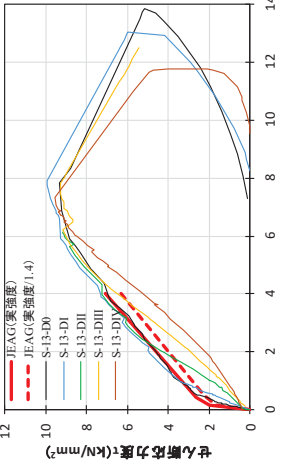
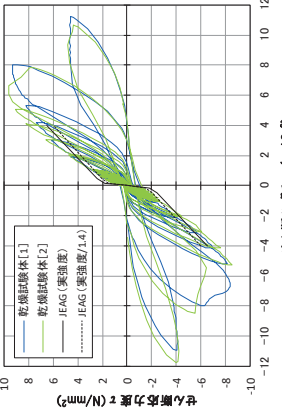
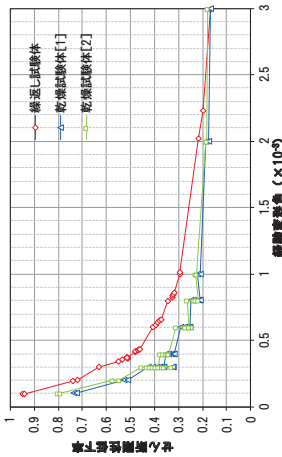
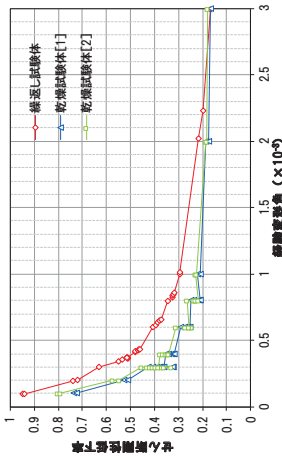
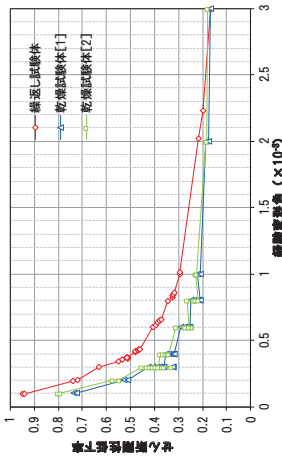
	耐震実験 [1]	耐震実験 [2]	耐震実験 [3]
目的	<p>比較的大きな地震動を繰返し経験すること、耐震壁の剛性が低下していく傾向が認められるかを確認</p> <p>➢ 耐震壁に対する静的繰返し加力を行う耐震実験</p> <p>➢ 鉄筋比 1.4%</p> <p>➢ 微小変形レベルでの繰返し加力時の剛性の低下傾向を確認するために、同一変位に対する繰返し加力のサイクル数は、最大 5 サイクル</p> <p>➢ 経験した変形角よりも小さい変形角 (インナーループ) での剛性低下挙動も検討するため、インナーループとなる繰返し加力を実施</p>	<p>耐震壁の損傷程度の違いが耐震壁の初期の剛性や終局耐力に及ぼす影響について確認</p> <p>➢ 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</p> <p>➢ 加力パターンは、“事前加力”で損傷度合いの違いを与え、“本加力”によって、終局耐力まで加力</p> <p>➢ 損傷度合いは、無損傷、損傷度 I (層間変形角 6.0×10^{-3}) ~ IV (層間変形角 6.0×10^{-3}) の計 5 試験体</p> <p>➢ 鉄筋比 1.32%</p>	<p>乾燥収縮が、耐震壁の初期の剛性や終局耐力に及ぼす影響について確認</p> <p>➢ 試験体の大きさ・形状や配筋などは耐震実験 [1] と同じ</p> <p>➢ 加力方法も耐震実験 [1] と同じで、繰返し加力、また、インナーループとなる繰返し加力を実施</p> <p>➢ 約 3 ヶ月間気中養生により壁部分の乾燥実験時のコンクリートの乾燥収縮率は約 800 μ</p>
実験概要	 <p>加力概念図</p>	 <p>加力概念図</p> <p>➢ 補足的な検討として、鉄筋量を変えた場合 (半分鉄筋量) の実験を実施</p> <p>➢ 鉄筋比 0.66%</p> <p>➢ 他の条件は上記実験と同じ</p>	 <p>加力前の乾燥試験体 [1] 乾燥収縮ひび割れ状況</p> <p>➢ 乾燥期間のパラメータスタデイとして、約 8 ヶ月間気中養生により壁部分を乾燥</p> <p>➢ 実験時のコンクリートの乾燥収縮率は約 1000 μ</p>  <p>加力前の乾燥試験体 [2] 乾燥収縮ひび割れ状況</p>

表 1-1-2) 初期剛性低下下の要因とその影響に関する耐震実験についての比較 (2/2)

	耐震実験 [1]	耐震実験 [2]	耐震実験 [3]
実験毎の成果	<p>▶ J E A G 式に対し、初期剛性、評価基準値付近、終局耐力付近すべてにおいて上回る結果となり、繰返し加力による有意な剛性低下は認められなかった</p> <p>▶ インナ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、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</p> 	<p>▶ 損傷度 I ~ IV 全てのケースで終局耐力は、無損傷の試験体と同等であり、地震による事前損傷が、J E A G 式の終局耐力に与える影響は小さいことを確認した</p> <p>▶ 損傷度 I, II では、J E A G 式の評価基準値付近での耐力低下は認められなかった</p> <p>▶ 補足検討として実施した鉄筋比 0.66% とした場合でも、その傾向は変わらなかった</p> 	<p>▶ 乾燥試験体の初期剛性は J E A G 式より低下するものの、評価基準値付近や終局耐力では J E A G 式を上回ることを確認した。また、乾燥試験体 [1] [2] で、初期の剛性を含めて、荷重-変形関係は同等であった</p> <p>▶ インナ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、乾燥させた試験体でも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</p> 
各実験の比較	<p>▶ 耐震実験 [1] と耐震実験 [3] との条件の違いが生じ、耐震実験 [3] の方が初期の剛性低下量が大きい。なお、主要地震 (2005 年宮城県沖の地震や 3.11 地震) 時の原子炉建屋の建設当初から剛性低下とこのことから、設計よりもさらに初期剛性が低下した要因として、地震の影響に加え、乾燥収縮の影響が重畳したことを示す結果となっている</p> <p>▶ また、インナープでの繰返し加力や主要変形角での 5 回の繰返し加力の結果から、乾燥していない試験体 (耐震実験 [1]) と乾燥した試験体 (耐震実験 [3]) の事前損傷の影響による剛性低下の傾向はほとんど変わらないことを確認した</p> 	<p>▶ 耐震実験 [1] と耐震実験 [3] との条件の違いは、乾燥収縮の有無であるが、剛性低下の傾向に違いが生じ、耐震実験 [3] の方が初期の剛性低下量が大きい。なお、主要地震 (2005 年宮城県沖の地震や 3.11 地震) 時の原子炉建屋の建設当初から剛性低下とこのことから、設計よりもさらに初期剛性が低下した要因として、地震の影響に加え、乾燥収縮の影響が重畳したことを示す結果となっている</p> <p>▶ また、インナープでの繰返し加力や主要変形角での 5 回の繰返し加力の結果から、乾燥していない試験体 (耐震実験 [1]) と乾燥した試験体 (耐震実験 [3]) の事前損傷の影響による剛性低下の傾向はほとんど変わらないことを確認した</p> 	<p>▶ 乾燥試験体の初期剛性は J E A G 式より低下するものの、評価基準値付近や終局耐力では J E A G 式を上回ることを確認した。また、乾燥試験体 [1] [2] で、初期の剛性を含めて、荷重-変形関係は同等であった</p> <p>▶ インナ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、乾燥させた試験体でも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</p> 
耐震実験結果まとめ	<p>▶ 繰返し加力による有意な剛性低下は認められなかった</p> <p>▶ 原子炉建屋の建設当初からの剛性低下量は、耐震実験 [3] の結果が、整合性が良い</p> <p>▶ 地震による事前損傷や乾燥収縮の影響が、原子炉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^{-2}) 付近の耐力や終局耐力に与える影響は小さい。</p>	<p>▶ 繰返し加力による有意な剛性低下は認められなかった</p> <p>▶ 原子炉建屋の建設当初からの剛性低下量は、耐震実験 [3] の結果が、整合性が良い</p> <p>▶ 地震による事前損傷や乾燥収縮の影響が、原子炉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^{-2}) 付近の耐力や終局耐力に与える影響は小さい。</p>	<p>▶ 繰返し加力による有意な剛性低下は認められなかった</p> <p>▶ 原子炉建屋の建設当初からの剛性低下量は、耐震実験 [3] の結果が、整合性が良い</p> <p>▶ 地震による事前損傷や乾燥収縮の影響が、原子炉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^{-2}) 付近の耐力や終局耐力に与える影響は小さい。</p>

2. JEAG の既往耐震実験結果との比較

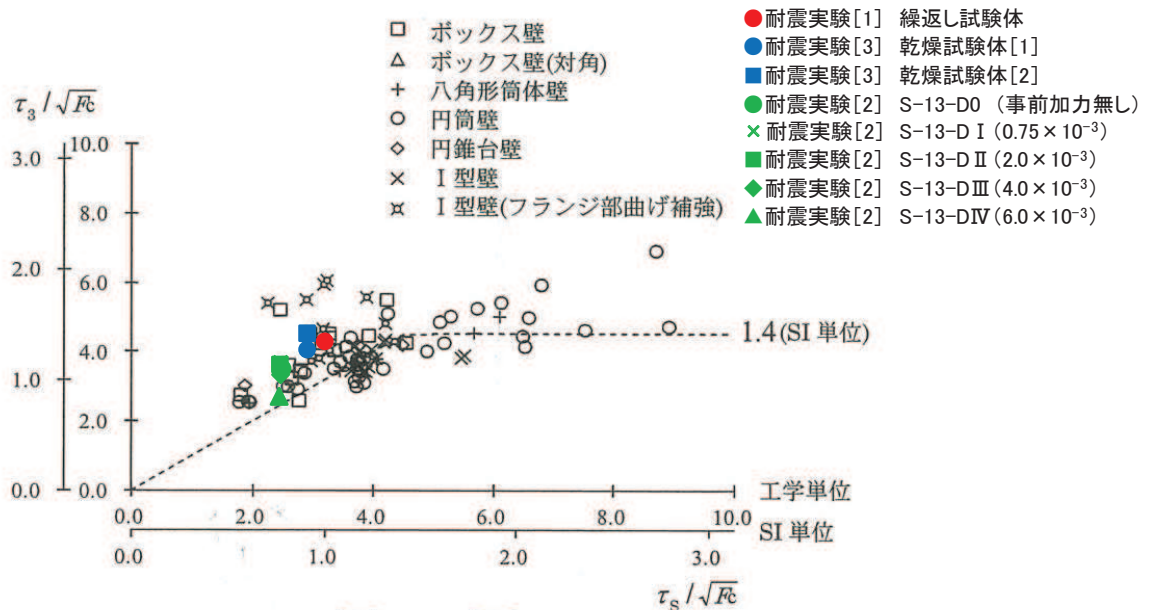
JEAG4601-1991（追補版）によると、「原子炉施設の耐震設計に用いる復元力特性評価法の設定に際しては、原子炉建屋の鉄筋コンクリート造耐震壁を対象とした既往の実験データの収集・整理、既往の算定式、各種基・規準の調査を行い、実験データに適合する復元力特性の評価法を検討するとともに、設定された復元力特性の耐震解析への実用性の検討も行っている」とされている。

ここでは、JEAG 式の基となった既往の耐震実験結果と、耐震実験 [1], [2], [3] の結果の比較を行い、その整合性について確認する。

図 2-1 に、JEAC4601-2015 に示される「 $\tau_s/\sqrt{F_c}$ と $\tau_3/\sqrt{F_c}$ （実験）との関係」の図*に、耐震実験 [1], [2], [3] の結果をプロットした図を示す。耐震実験 [1], [2], [3] の結果は既往耐震実験結果と良く対応している。

図 2-2 に、既往耐震実験結果のうち I 型壁を対象とした実験と計算値の比較結果（せん断応力度－せん断ひずみ関係）、耐震実験 [1], [2], [3] それぞれの結果と計算値（JEAG 式に基づく計算結果）の比較結果（せん断応力度－せん断ひずみ関係）について並べて示す。耐震実験 [3] は乾燥収縮の影響により初期剛性が低下しているが、評価基準値 (2.0×10^{-3}) 付近及び終局点 (4.0×10^{-3}) では、いずれの結果でも計算値を実験結果が上回る結果となっている。

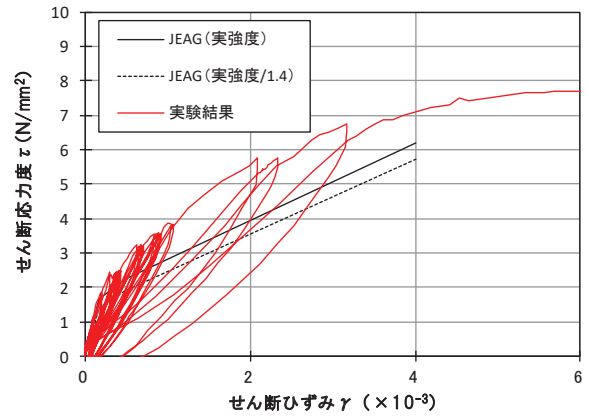
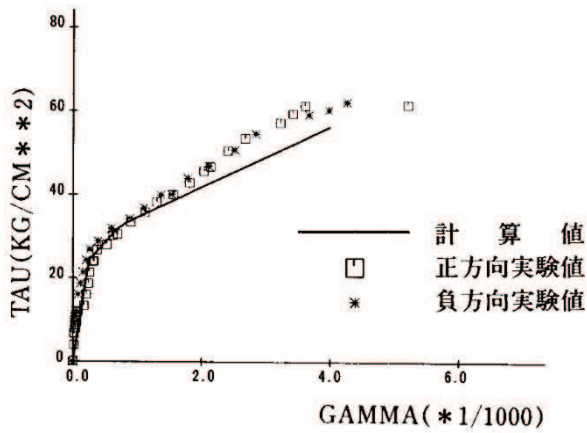
* JEAG4601-1991（追補版）と JEAC4601-2015 には、同じ既往耐震実験結果を基に「 $\tau_s/\sqrt{F_c}$ と $\tau_3/\sqrt{F_c}$ （実験）との関係」の図が示されているが、JEAC4601-2015 の図では、SI 単位系でも作図されていること、円筒壁と I 型壁の区別がされていることを踏まえて JEAC4601-2015 の図を引用している。



附解図 3.7-2 $\tau_s/\sqrt{F_c}$ と $\tau_3/\sqrt{F_c}$ （実験）との関係

※ JEAC4601-2015 附解図 3.7-2 に加筆

図 2-1 既往耐震実験結果と耐震実験 [1], [2], [3] の結果の比較

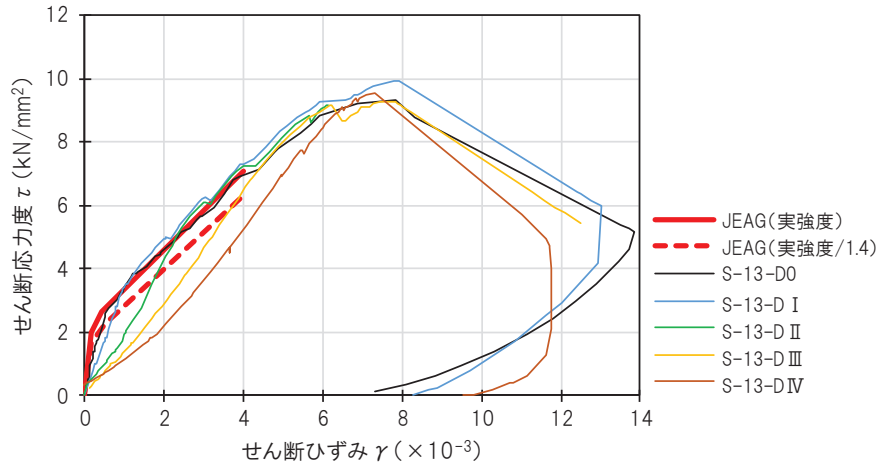


b) I型壁

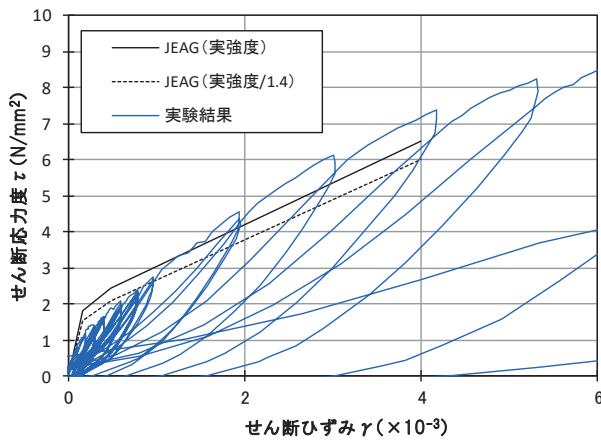
既往実験結果

耐震実験 [1]

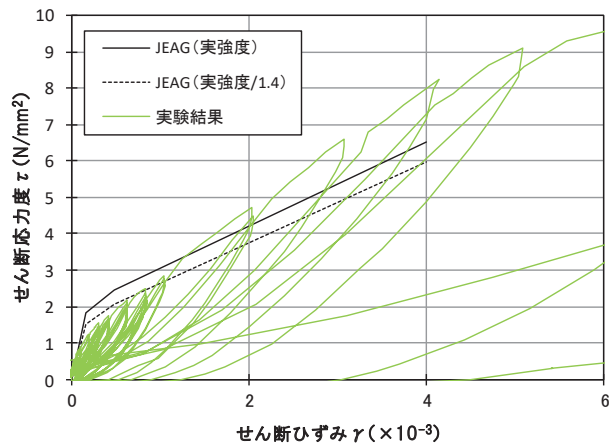
※参考文献(1)図-1を引用。凡例の「計算値」はJEAG式を示す。



耐震実験 [2]



耐震実験 [3] 乾燥試験体 [1]



耐震実験 [3] 乾燥試験体 [2]

図2-2 実験と計算値の比較

3. 耐震実験 [1], [2], [3] と実機及び JEAG の既往耐震実験のパラメータ比較について
耐震実験 [1], [2], [3] では、表 3-1 に示すコンクリート強度及び鉄筋比の試験体により実施しているが、ここでは、実機と比較することにより、耐震実験の実機への適用性を確認する。また、JEAG 式の基となった既往の耐震実験の試験体とも同様に確認を行う。表 3-2 に実機各建屋のコンクリート強度（設計基準強度）及び鉄筋比を、図 3-1 に既往耐震実験のコンクリート強度及び鉄筋比を示す。

コンクリート強度及び鉄筋比は、耐震実験と実機及び既往耐震実験とで対応しており、耐震実験結果は実機への適用性があることを確認した。

表 3-1 耐震実験のコンクリート強度及び鉄筋比

耐震実験	コンクリート強度 (実強度)	鉄筋比 (%)
耐震実験 [1]	28.3 (N/mm ²)	1.4
耐震実験 [2]	34.3~35.3 (N/mm ²)	1.32
耐震実験 [2] (参考検討)	31.9~33.2 (N/mm ²)	0.66
耐震実験 [3]	40.2~41.9 (N/mm ²)	1.4

表 3-2 各建屋の設計基準強度及び耐震壁の鉄筋比の範囲

建屋名	設計基準強度	鉄筋比 (%)
原子炉建屋	32.4 (N/mm ²) (330 (kgf/cm ²))	0.774~1.950
制御建屋		0.717~1.794
第 3 号機海水熱交換器建屋		0.794~1.367
タービン建屋		0.794~1.605
第 1 号機制御建屋		0.718~1.446

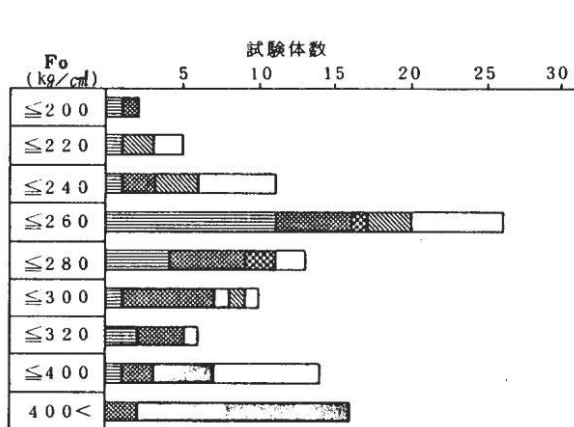


図-4 コンクリート圧縮強度の分布

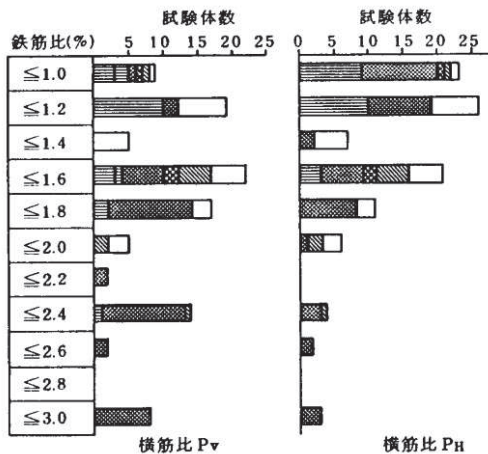


図-6 鉄筋比の分布

※参考文献(2) 図-4及び図-6を引用。

図 3-1 JEAG の既往耐震実験のコンクリート強度及び鉄筋比

[参考文献]

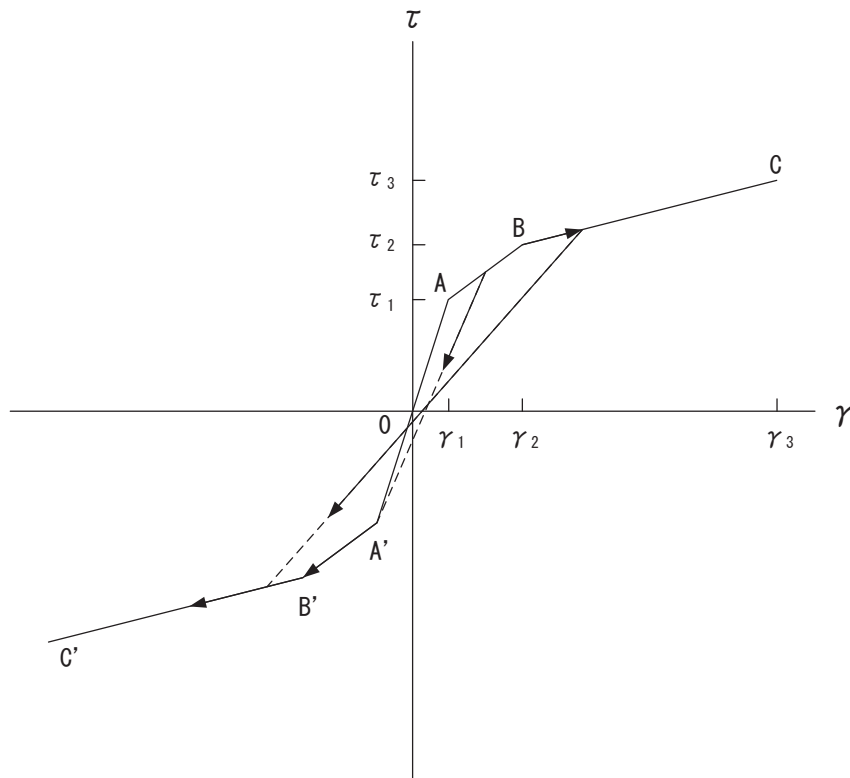
- (1) 江守他：原子炉建屋鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性評価法 その5．復元力特性スケルトンカーブと実験値の比較，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和62年10月
- (2) 吉崎他：原子炉建屋鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性評価法 その2．収集データの分析及び文献，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和62年10月

4. 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係における履歴特性の適用性について

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき、図 4-1 に示す最大点指向型モデルとしている。ここでは、剛性低下を考慮したスケルトンカーブを設定する際に、最大点指向型の履歴特性を適用することの妥当性について検討する。

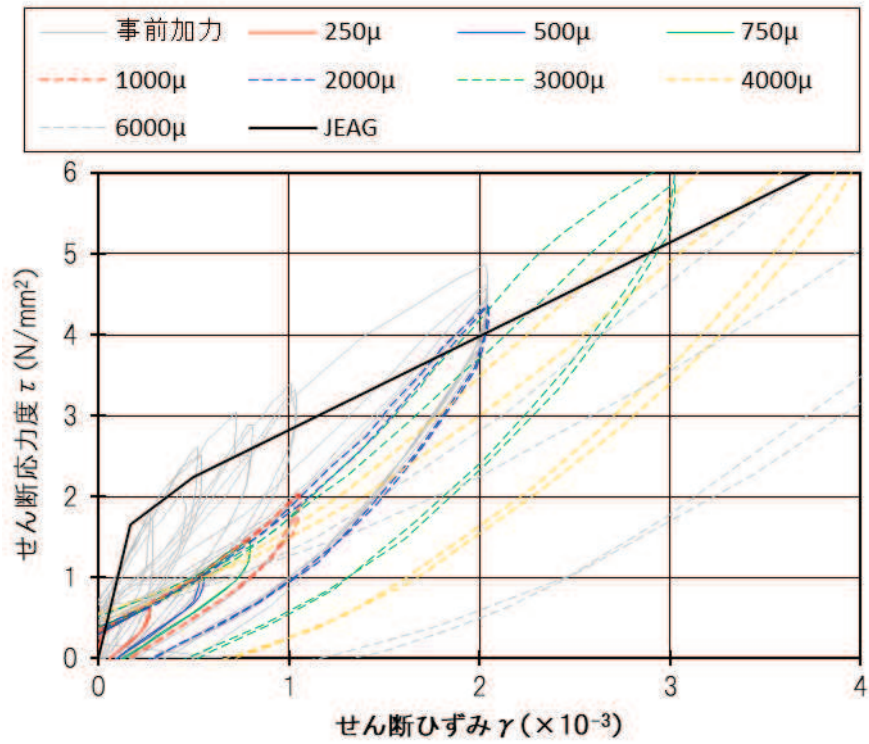
耐震実験[2]及び耐震実験[3]における各試験体のせん断応力度－せん断ひずみ関係（図 4-2）を確認すると、事前損傷を受けた試験体（S-13-D II）、乾燥収縮の影響を受けた試験体（乾燥試験体[1]）とともに、図 4-1 に示す履歴特性と同様に、経験した最大点に向かう履歴を描いている。

以上のことから、剛性低下を考慮したスケルトンカーブを設定する際に、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づく耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の最大点指向型の履歴特性を適用することの妥当性を確認した。

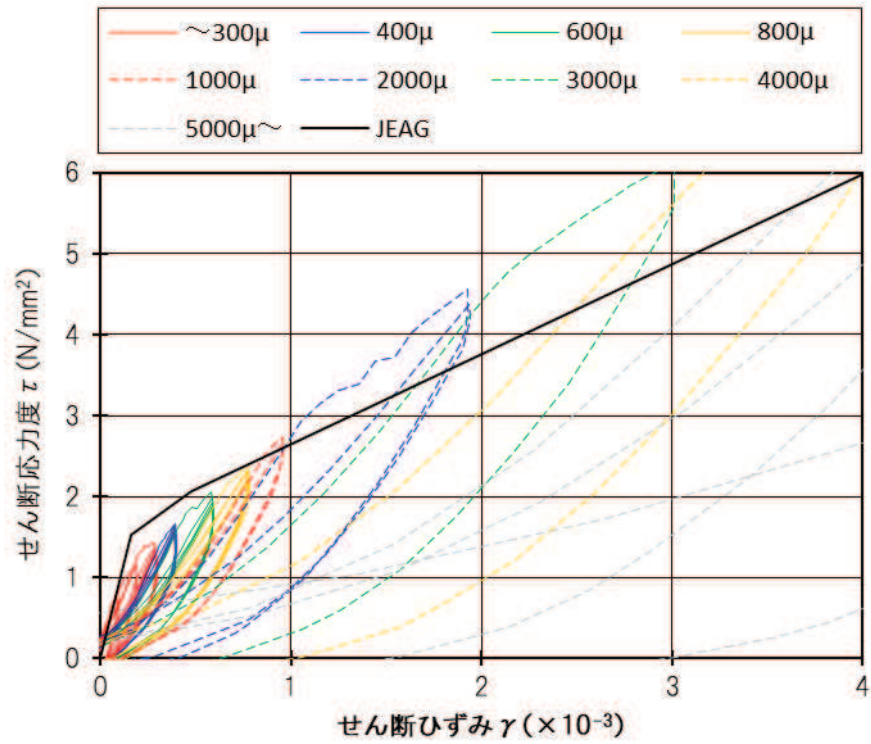


- 0-A 間：弾性範囲
- A-B 間：負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第 1 折点を越えていない時は負側第 1 折点に向かう。
- B-C 間：負側最大点指向
- 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- 安定ループは面積を持たない。

図 4-1 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性



(a) 耐震実験[2] (試験体 S-13-D II)



(b) 耐震実験[3] (乾燥試験体[1])

図 4-2 各試験体のせん断応力度-せん断ひずみ関係