

女川原子力発電所第2号機
3.11地震等の影響を踏まえた建屋の耐震評価について
(指摘事項に対する回答)

2021年 8月26日
東北電力株式会社

目次

1. 前回審査会合の指摘事項

2. 指摘事項に対する回答

2.1 既工認実績及び技術基準規則における許容限界と評価結果

2.2 初期剛性低下を考慮した復元力特性を採用していることを踏まえた許容限界の検討

2.3 弾性設計用地震動Sdに対する応答の考察

(参考資料)

参考1 耐震実験[2]の概要

参考2 耐震実験[3]の概要

参考3 弾性設計用地震動Sd応答と3.11地震応答の比較

参考4 3.11地震時の残留変形の確認結果

参考5 3.11地震時の耐震壁の評価結果

1. 前回審査会合の指摘事項

No.	実施日	指摘事項
1	令和3年4月27日 第970回 審査会合	弾性設計用地震動に対する許容限界を明確にするとともに、許容限界に対する設計結果を説明すること。また、既工認実績のない許容限界を用いる場合には、妥当性を説明すること。

2. 指摘事項に対する回答

■ 指摘事項に対する回答の概要

- 弾性設計用地震動Sdに対する許容限界は、既工認実績及び「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則」に基づき、短期許容応力度設計により「おおむね弾性範囲」であることを確認する方針とする。
- 許容限界に対する設計結果として、今回工認における耐震Sクラス(弾性設計用地震動Sdによる評価対象)が、弾性設計用地震動Sdに対して、発生する応力がRC-N規準に基づく短期許容応力度に収まることを確認した。
- 許容限界の設定に関して、既設建屋の耐震評価においては、3.11地震等の地震やコンクリートの乾燥収縮の影響を踏まえて初期剛性低下を考慮した復元力特性を採用していることから、耐震実験結果に基づく許容限界の検討を行った結果、既工認と同様の許容限界を用いることで、評価の目的(基準地震動Ssに対する設計の信頼性の確保)が達成可能と判断した。
- 弾性設計用地震動Sdに対する応答と3.11地震応答の比較結果及び耐震実験で得られた知見からの考察として、弾性設計用地震動Sd相当の地震力による繰返しが発生したとしても、耐震壁の損傷は進展しないと考えられる。

➤ 本資料の構成は以下のとおりであり、回答の概要の詳細を説明する。



2.1 既工認実績及び技術基準規則における許容限界と評価結果

- ・既工認実績及び技術基準規則における許容限界



- ・今回工認における弾性設計用地震動Sdによる評価対象と評価方法及び評価結果



2.2 初期剛性低下を考慮した復元力特性を採用していることを踏まえた許容限界の検討

- ・耐震実験結果に基づく確認結果

参考1 耐震実験[2]の概要

参考2 耐震実験[3]の概要

- ・弾性設計用地震動Sdによる評価の位置づけ
- ・初期剛性低下を考慮した復元力特性を採用していることを踏まえた許容限界の検討結果



2.3 弾性設計用地震動Sdに対する応答の考察

- ・弾性設計用地震動Sdに対する応答と3.11地震の応答の比較結果

参考3 弾性設計用地震動Sd応答と3.11地震応答の比較

参考4 3.11地震時の残留変形の確認結果

参考5 3.11地震時の耐震壁の評価結果

- ・応答の比較結果と耐震実験結果を踏まえた弾性設計用地震動Sdに対する応答の考察

参考1 耐震実験[2]の概要

参考2 耐震実験[3]の概要

2. 指摘事項に対する回答

2.1 既工認実績及び技術基準規則における許容限界と評価結果

■ 既工認実績及び技術基準規則における許容限界

- 弾性設計用地震動Sdに対する評価においては、既工認実績及び「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則」に基づき、**おおむね弾性範囲であることを確認**する。
- この場合、「**弾性範囲の設計**」とは、施設を弾性体とみなして応力解析を行い、**施設各部の応力を許容限界以下に留める**ことをいう。また、この場合、上記の「許容限界」とは、必ずしも厳密な弾性限界ではなく、局部的に弾性限界を超える場合を容認しつつも施設全体としておおむね弾性範囲に留まり得ることをいうとされている。
- おおむね弾性範囲であることについては、**発生する応力に対して、建築基準法等の安全上適切と認められる規格及び基準による許容応力度を許容限界と設定**する。

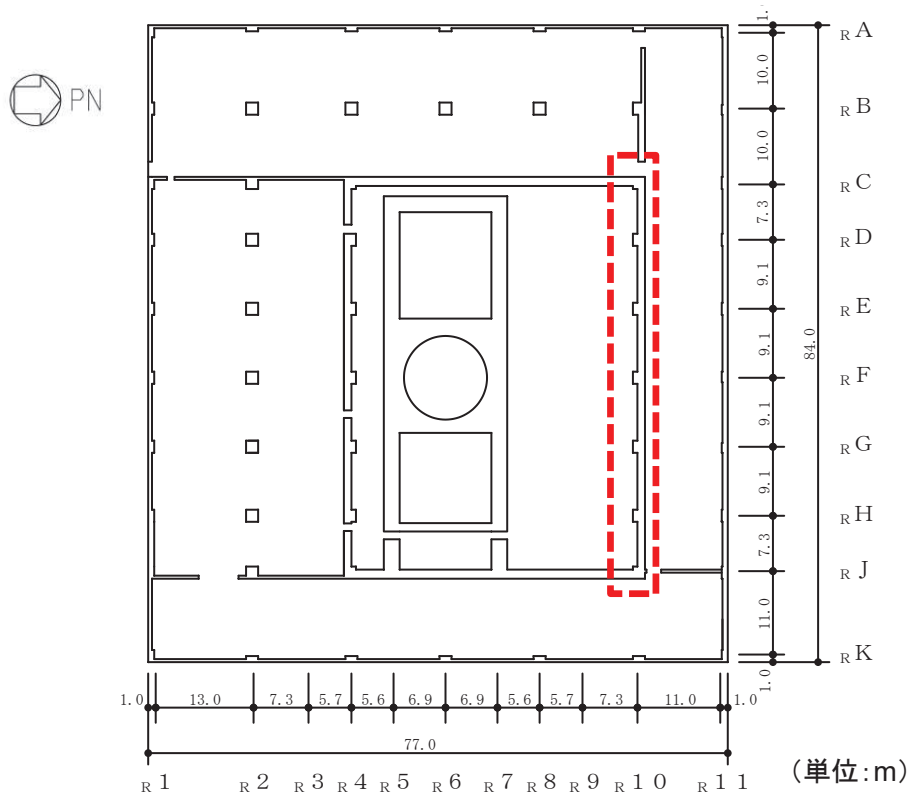
■ 今回工認における弾性設計用地震動Sdによる評価対象と評価方法及び評価結果

- 今回工認における評価対象建屋のうち、耐震Sクラス(弾性設計用地震動Sdによる評価対象)は、以下のとおり。
 - 原子炉建屋原子炉棟の耐震壁
 - 使用済燃料プール
 - 中央制御室しゃへい壁
 - 中央制御室待避所遮蔽
 - 緊急時対策所遮蔽(新設建屋であるため、初期剛性低下は考慮していない)
- 女川では、**初期剛性低下を考慮した復元力特性を採用していること**、また、**弾性設計用地震動Sdによる地震力が既工認における設計用地震力を上回っていること**から、応力解析による評価としては、対象となる部位が弾性設計用地震動Sdに対して、発生する応力がRC-N規準に基づく短期許容応力度に収まることを確認する。
- 評価結果について、**原子炉建屋原子炉棟の耐震壁**、**中央制御室しゃへい壁**を代表に示す。

2.1 既工認実績及び技術基準規則における許容限界と評価結果

原子炉建屋原子炉棟の耐震壁の評価結果

- 原子炉建屋原子炉棟の二次格納施設バウンダリとなる耐震壁について、最も評価結果が厳しい部位の評価結果を示す。
- 弾性設計用地震動Sdによる地震荷重に対して、**発生する応力がRC-N規準に基づく短期許容応力度に収まることを確認した。**

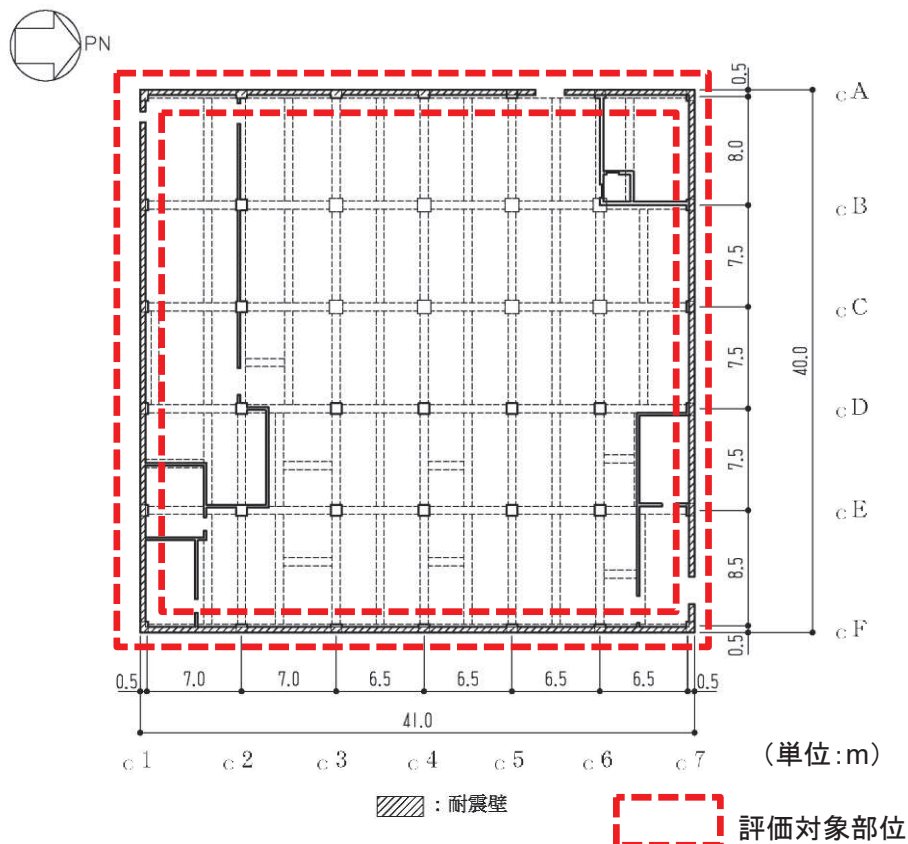


O.P.(m)		22.5~33.2
壁位置(通り)		r_{10}
壁厚(mm)		1000
せん断断面積(m ²)		53.00
配筋	縦筋配筋	4-D29@200
	縦筋設計鉄筋比 P_g (%)	1.284
	横筋配筋	2-D29@200 2-D29@400
	横筋設計鉄筋比 P_g (%)	0.963
せん断	せん断力 $Q(\times 10^4\text{kN})$	12.4
	鉄筋応力度 $r_s\sigma_t$ (N/mm ²)	195
	許容限界 $s f_t$ (N/mm ²)	345
曲げモーメント	曲げモーメント $M(\times 10^5\text{kN}\cdot\text{m})$	32.1
	軸力 $N(\times 10^3\text{kN})$	36.1
	鉄筋応力度 $r\sigma_t$ (N/mm ²)	135
	許容限界 f_t (N/mm ²)	345
$r\sigma_t/f_t + r_s\sigma_t/s f_t$		0.96
判定		可

2.1 既工認実績及び技術基準規則における許容限界と評価結果

中央制御室しゃへい壁の評価結果

- 中央制御室しゃへい壁の評価結果を示す。
- 弾性設計用地震動Sdによる地震荷重に対して、**発生する応力がRC-N規準に基づく短期許容応力度に収まることを確認した。**



中央制御室しゃへい壁の概略平面図(O.P.22.95m)

O.P.(m)		22.95~29.15			
壁位置(通り)		cA	cF	c1	c7
断面積(m ²)		12.6	16.4	16.0	15.2
配筋	縦筋配筋	2-D19@200			
	縦筋設計鉄筋比 P _g (%)	0.717	0.717	0.717	0.717
	横筋配筋	2-D19@200			
	横筋設計鉄筋比 P _g (%)	0.717	0.717	0.717	0.717
せん断	せん断力 Q(×10 ³ kN)	21.1	21.8	23.6	20.8
	せん断力応力度 τ(N/mm ²)	1.67	1.33	1.48	1.37
	必要鉄筋比 P _Q (%)	0.484	0.385	0.428	0.397
	曲げモーメント M(×10 ⁵ kN・m)	1.84	2.36	2.29	1.99
曲げモーメント	軸力 N(×10 ³ kN)	3.59	4.23	4.05	3.37
	鉛直震度	0.407	0.407	0.407	0.407
	必要鉄筋比 P _M (%)	0.170	0.233	0.206	0.200
	(P _Q +P _M)/P _g	0.92	0.87	0.89	0.84
判定		可	可	可	可

2. 指摘事項に対する回答

2.2 初期剛性低下を考慮した復元力特性を採用していることを踏まえた許容限界の検討

■耐震実験結果に基づく確認結果

- 3.11地震等の地震やコンクリートの乾燥収縮の影響を踏まえて初期剛性低下を考慮した耐震壁の復元力特性を採用していることに対して、耐震実験により以下のことを確認している。
- 耐震実験[2]から、事前加力(地震による事前損傷)によって非線形状態にあるRC壁であっても、JEAG式の評価基準値付近(せん断ひずみ 2.0×10^{-3})及び終局点(せん断ひずみ 4.0×10^{-3})の耐力には影響を与えず、未加力のRC壁と同等の挙動を示すことを確認している。[参考1参照]
- 耐震実験[3]から、コンクリートの乾燥収縮等によって初期剛性低下の状態にあるRC壁であっても、JEAG式の評価基準値付近(せん断ひずみ 2.0×10^{-3})及び終局点(せん断ひずみ 4.0×10^{-3})の耐力には影響を与えず、剛性低下状態にないRC壁と同等の信頼性が確保されることを確認している。[参考2参照]

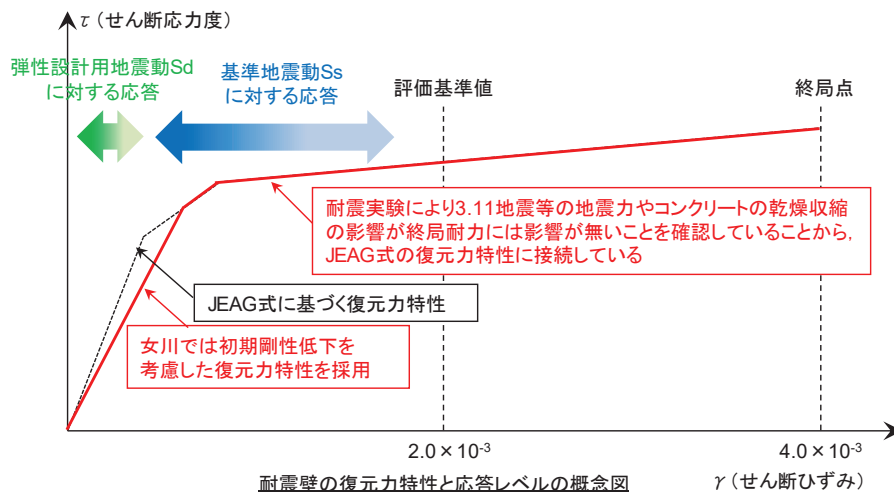
■弾性設計用地震動Sdによる評価の位置づけ

- 「実用発電用原子炉に係る新規規制基準の考え方について(原子力規制委員会, 平成30年12月19日改訂)」では、弾性設計用地震動Sdによる評価の位置づけとして、以下のとおり記載されている。

基準地震動に対する施設の安全機能保持をより高い精度で確認するため、別途、弾性設計用地震動を設定し、この弾性設計用地震動による地震力に対し施設全体としておおむね弾性範囲に留まっていることを確認することとしている。構造物の弾性設計では、地震入力と構造物の応答は比例関係にあり、算定される応答値の精度も比較的高い。一般的に構造物の弾性限界と終局強度の間には大きな差があり、弾性設計された構造物は、弾性設計で考慮した地震動を超える地震動に対しても余裕をもった設計となり、これにより基準地震動による弾塑性解析結果の信頼性を担保し、安全機能の保持を高い精度で確認できる。

■初期剛性低下を考慮した復元力特性を採用していることを踏まえた許容限界の検討結果

- 剛性低下の現象が耐震壁の評価基準値付近の挙動の信頼性に与える影響はないことを踏まえると、剛性低下を考慮する必要のない建物と同等の設計(応力に対する弾性設計)を実施していれば、弾性設計用地震動Sdによる評価の『基準地震動Ssに対する安全機能の保持をより高い精度で確認する』観点からは問題ない。



2. 指摘事項に対する回答

2.3 弾性設計用地震動Sdに対する応答の考察

■弾性設計用地震動Sdに対する応答と3.11地震の応答の比較結果

- 弾性設計用地震動Sdに対する応答(せん断ひずみ)と 3.11地震シミュレーション解析による応答との比較の結果、弾性設計用地震動Sdに対する応答は、3.11地震応答とおおむね同等以下である。一部の部位では、弾性設計用地震動Sdに対する応答が3.11地震応答を上回るが、3.11地震での最大応答せん断ひずみよりも小さいことがわかる。**【参考3参照】**
- なお、3.11地震に対しては、シミュレーション解析結果や地震後の点検結果により、以下のことを確認している。
 - 点検の結果、幅1.0mmを超えるようなひび割れは無く、大きなコンクリートの剥落等も生じていないこと。
 - 変位計測システムによる計測の結果、耐震壁に大きな残留変形は残っていないこと。**[参考4参照]**
 - 建屋は初期剛性が低下しているものの、鉄筋が弾性範囲であること。**[参考5参照]**

■応答の比較結果と耐震実験結果を踏まえた弾性設計用地震動Sdに対する応答の考察

- 応答の比較結果及び耐震実験の結果から以下のことが考察される。
 - 弾性設計用地震動Sd時の変形量(最大で 0.5×10^{-3} 程度)では、耐震実験[3]における5回繰返しサイクルの結果から、繰返し加力による剛性低下量は小さい。**[参考2参照]**
 - 弾性設計用地震動Sd時の変形量は3.11地震時変形量と同等以下であることから、3.11地震時と同様に残留変形はほとんど残らない。
 - 耐震実験[2]の荷重-変形関係における鉄筋の降伏時変形は 4.0×10^{-3} を超える付近であり、弾性設計用地震動Sdに対する応答(変形量)を大きく上回っている。**[参考1参照]**



弾性設計用地震動Sd相当の地震力による繰返しが発生したとしても、RC造耐震壁の損傷は進展しないと考えられる。

(参考資料)

参考1 耐震実験[2]の概要

参考2 耐震実験[3]の概要

参考3 弾性設計用地震動Sd応答と3.11地震応答の比較

参考4 3.11地震時の残留変形の確認結果

参考5 3.11地震時の耐震壁の評価結果

参考1 耐震実験[2]の概要(1)

■ 検討目的

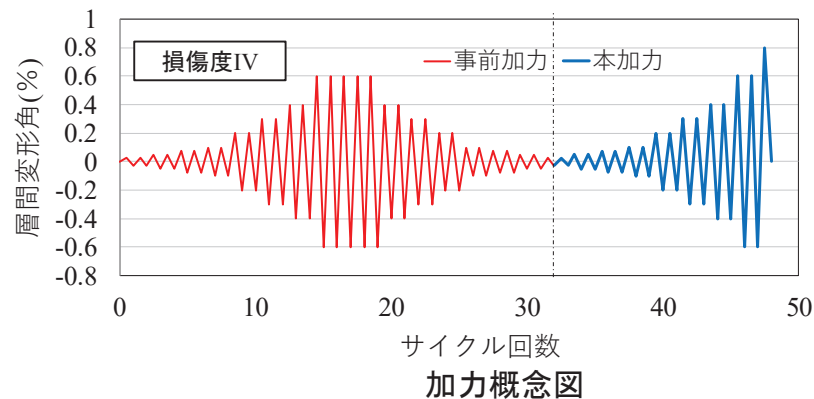
- ・3.11地震では、原子炉建屋に微小なひび割れが認められたものの、大きな損傷は認められていない。
- ・一定の大きさの地震力によって損傷を受けた耐震壁が、さらに大きな地震力を受けた場合、終局耐力がどのようになるかを確認するために、損傷度合いをパラメータとした静的加力による耐震実験[2]を行った。

■ 耐震実験[2]の概要

- ・耐震実験にあたっては、3.11地震に対する応答結果や耐震壁の特徴を、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。
 - ✓ 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を踏まえて、鉄筋比1.32%とした。
 - ✓ 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。
 - ✓ 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。
 - ✓ 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下部の応答を上回る変形量(層間変形角: 0.75×10^{-3})から、基準地震動Ssに対する評価基準値(せん断ひずみ: 2.0×10^{-3})の約3倍の変形量(層間変形角: 6.0×10^{-3})までの計4ケースを実施した。
 - ✓ 加力は、“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。

事前加力で与えるせん断変形角(損傷の大きさ)

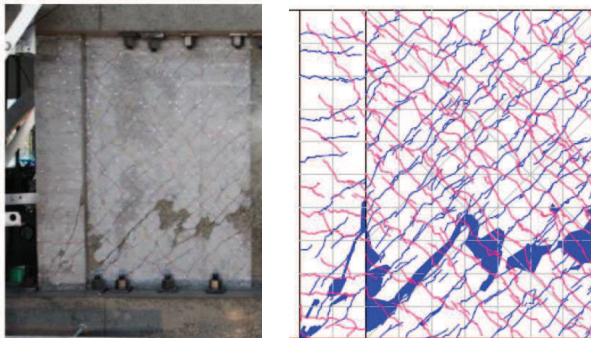
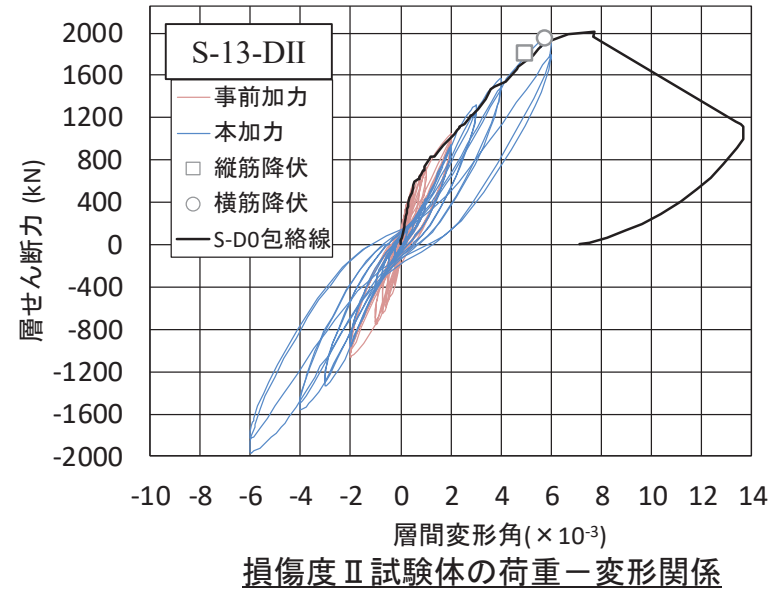
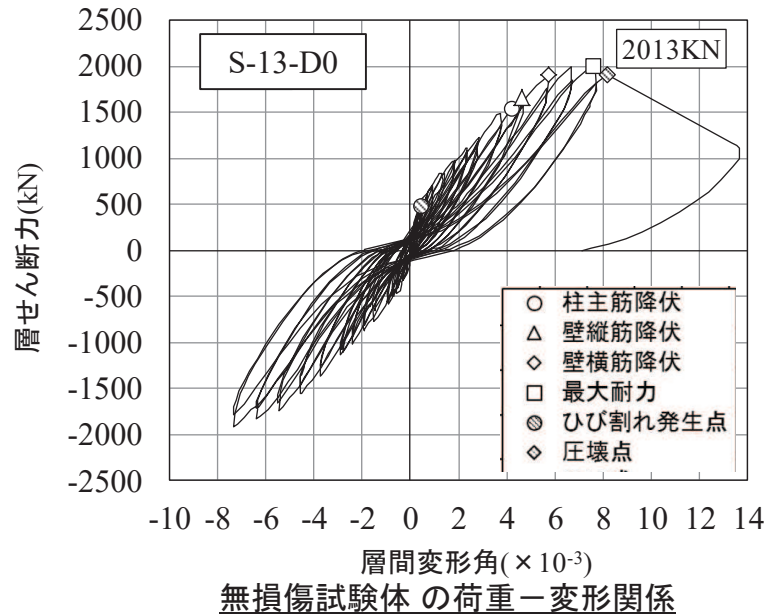
損傷度	せん断変形角	備考
I	0.75×10^{-3}	(参考)原子炉建屋の応答レベル 2005年宮城県沖地震: 0.1×10^{-3} 程度 2011年東北地方太平洋沖地震 オペフロ下部: $0.2 \sim 0.3 \times 10^{-3}$ 程度 オペフロ上部: 0.6×10^{-3} 程度
II	2.0×10^{-3}	JEAG4601-1991に示される耐震壁の評価基準値
III	4.0×10^{-3}	JEAG4601-1991に示される耐震壁の終局点
IV	6.0×10^{-3}	



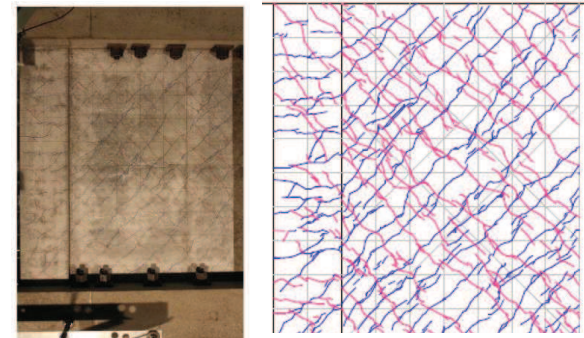
参考1 耐震実験[2]の概要(2)

■実験結果の特徴①

- ・無損傷試験体と損傷度Ⅱ試験体の荷重－変形関係から、事前損傷があっても終局耐力及びひび割れ発生状況は同等であることを確認した。
- ・鉄筋の降伏は、いずれの試験体でも 4.0×10^{-3} を超えた付近となっていることがわかる。



無損傷試験体 最終破壊時写真・ひび割れ図

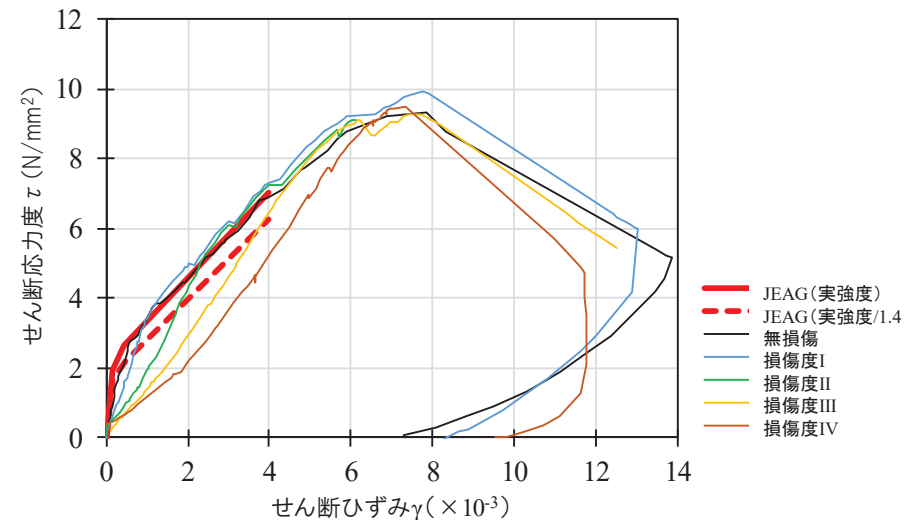
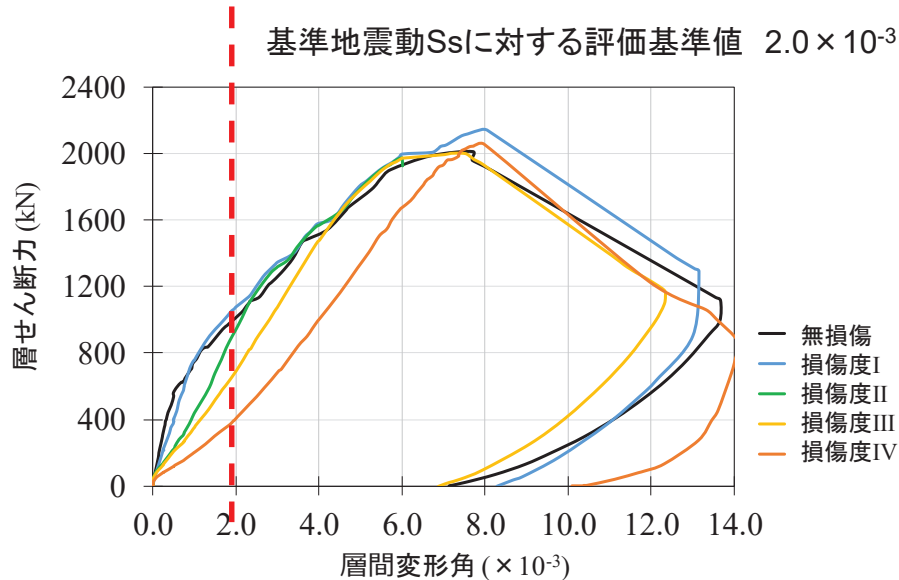


損傷度Ⅱ試験体 0.6×10^{-3} 時写真・ひび割れ図

参考1 耐震実験[2]の概要(3)

■実験結果の特徴②

- ・基準地震動Ssに対する評価基準値(せん断ひずみ: 2.0×10^{-3})の約3倍の事前損傷(層間変形角: 6.0×10^{-3})を与えたケースも含め、全てのケースで終局耐力は無損傷の試験体と同等となる結果が得られた。
- ・事前損傷度合いとして、3.11地震による原子炉建屋オペフロ下部の応答を上回る変形量(層間変形角: 0.75×10^{-3})を与えたケース、および、原子力施設建屋の基準地震動Ss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。



耐震実験結果(全試験体の包絡曲線 荷重-変形関係)

注:荷重-変形曲線は、せん断変形と曲げ変形が合算されたもの(但し、曲げ変形の影響は小さい)

* JEAG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。

参考2 耐震実験[3]の概要(1)

■ 検討目的

- ・耐震実験[3]では、乾燥収縮による影響として、乾燥収縮の影響を受けた試験体の加力試験によって、終局耐力等が設計で用いている評価式(JEAG式)とどういった関係になるかについて確認する。

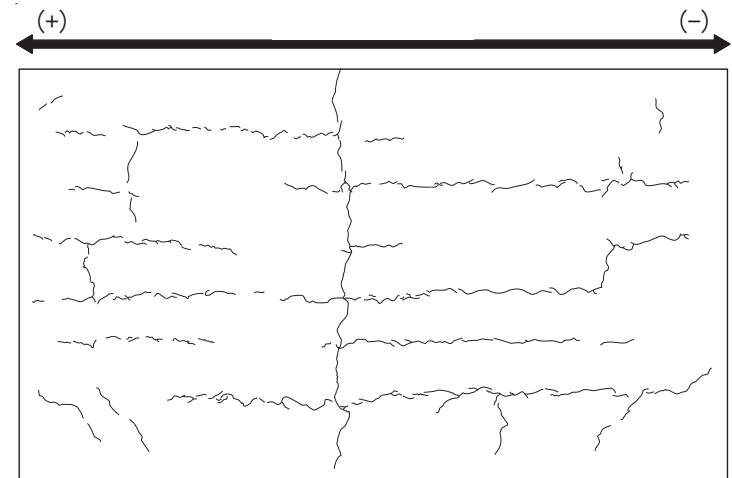
■ 耐震実験[3]の概要

- ・耐震実験にあたっては、3.11地震に対する応答結果や耐震壁の特徴を、試験体の製作や加力方法に反映した。
- ・耐震実験[3]の主な特徴は以下のとおり。
 - ✓ 耐震壁の鉄筋量については原子力発電所建屋並の鉄筋比を配置(約1.4%)。
 - ✓ 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。
 - ✓ 試験体の使用骨材(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。
 - ✓ 試験体は、コンクリートを打設し、型枠を外した後、約3ヶ月間気中に放置し、壁部分を乾燥させた試験体(乾燥試験体[1])と、さらに5ヶ月間乾燥させた試験体(乾燥試験体[2])の2体とした。
 - ✓ 特に微小変形レベルでの精度確保が可能な装置を用い、微小変形レベル(せん断ひずみ 0.1×10^{-3} , 2005年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(最大5サイクル)。



乾燥試験体[1]養生状況

(ウェブ部:コンクリート打設後約一週間で脱型し、気中養生、
フランジ部:アルミテープにより密封養生)



加力前における乾燥試験体[1]のひび割れ図

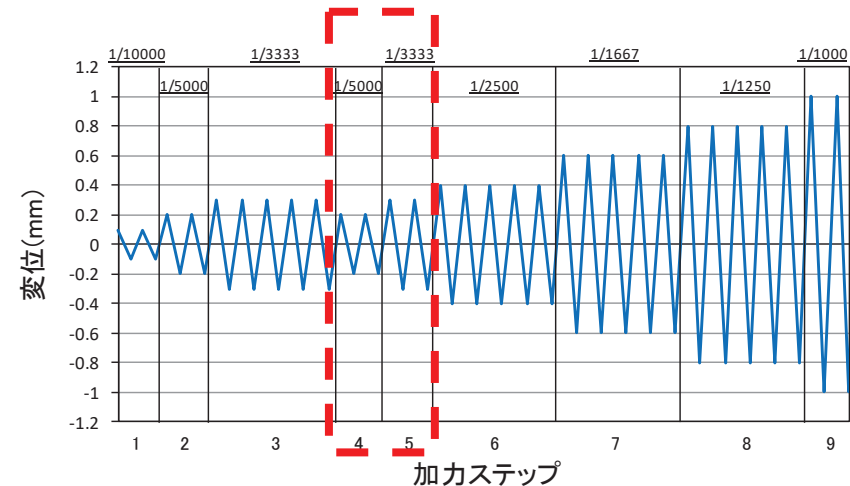
参考2 耐震実験[3]の概要(2)

■加力サイクルの特徴

- 初期加力として、変形角 $R=1/10000\text{rad.}$ (0.1×10^{-3}) および $R=1/5000\text{rad.}$ (0.2×10^{-3}) で2サイクルの繰り返し加力を実施した後に、微小変形レベルでの繰り返し加力時の剛性の低下傾向を確認するために、 $R=1/1000\text{rad.}$ (1.0×10^{-3}) までの主要変形角に対して**5サイクル繰り返し加力**を実施し、 $R=1/1000\text{rad.}$ (1.0×10^{-3}) 以降は2サイクルの繰り返し加力とした。
- また、**経験した変形角よりも小さい変形角(インナーループ)**での剛性低下挙動を検討することを目的として、加力ステップ4, 5としてインナーループとなる繰り返し加力を合計4サイクル実施した(赤破線で囲んだ部分)。

加力計画

変形角 R(rad.)	計測変位 δ (mm)	加力 ステップ	加力 サイクル 数	備考
1/10000	0.1	1	2	2005年宮城県沖地震による 原子炉建屋オペフロ下部の 応答程度
1/5000	0.2	2	2	2011年東北地方太平洋沖地 震による
1/3333	0.3	3	5	原子炉建屋オペフロ下部の 応答程度
1/5000	0.2	4	2	
1/3333	0.3	5	2	
1/2500	0.4	6	5	
1/1667	0.6	7	5	
1/1250	0.8	8	5	
1/1000	1.0	9	2	
1/500	2.0	10	2	
1/333	3.0	11	2	
1/250	4.0	12	押切り	



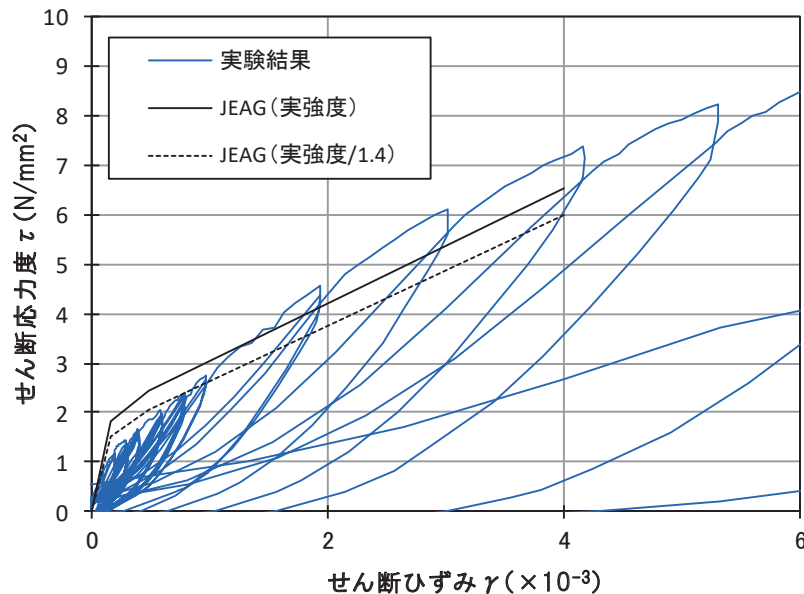
加力概念図

参考2 耐震実験[3]の概要(3)

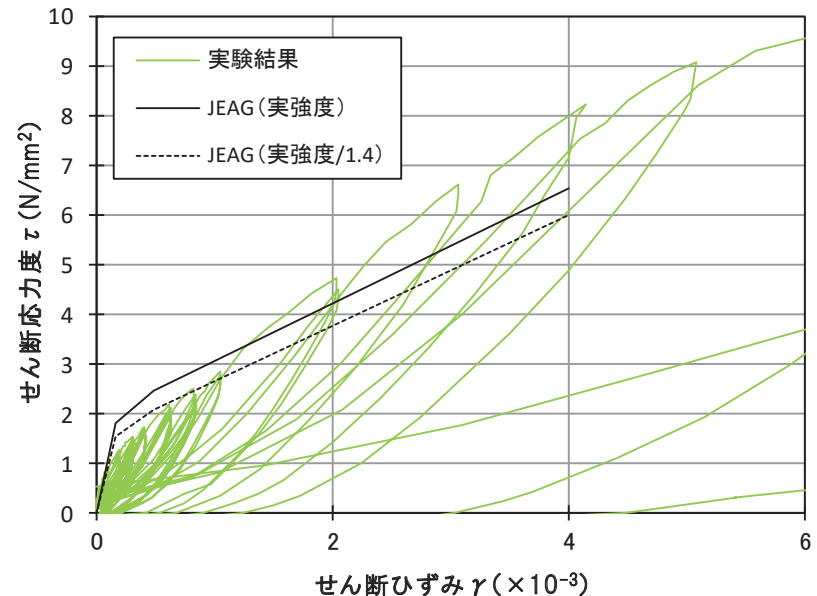
■実験結果の特徴 ①乾燥の影響

- ・初期の剛性については、設計で用いている評価式(JEAG式*¹)に対し、実験結果は4割程度低下した結果となった。
- ・一方、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(せん断ひずみ: 4.0×10^{-3})付近では、JEAG式に対し、実験結果の耐力は上回る結果となった。
- ・インナーループによる繰返し加力や主要変形角での5回の繰返し加力を実施した結果、上記のとおりJEAG式を上回ることから、乾燥した試験体でも、耐震実験[2]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。

* 1: JEAG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。



乾燥試験体[1]の耐震実験結果(荷重-変形関係)
正側拡大図

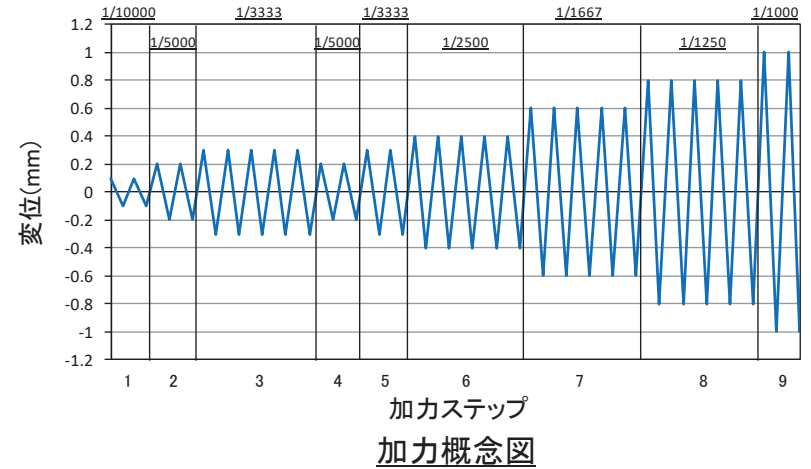
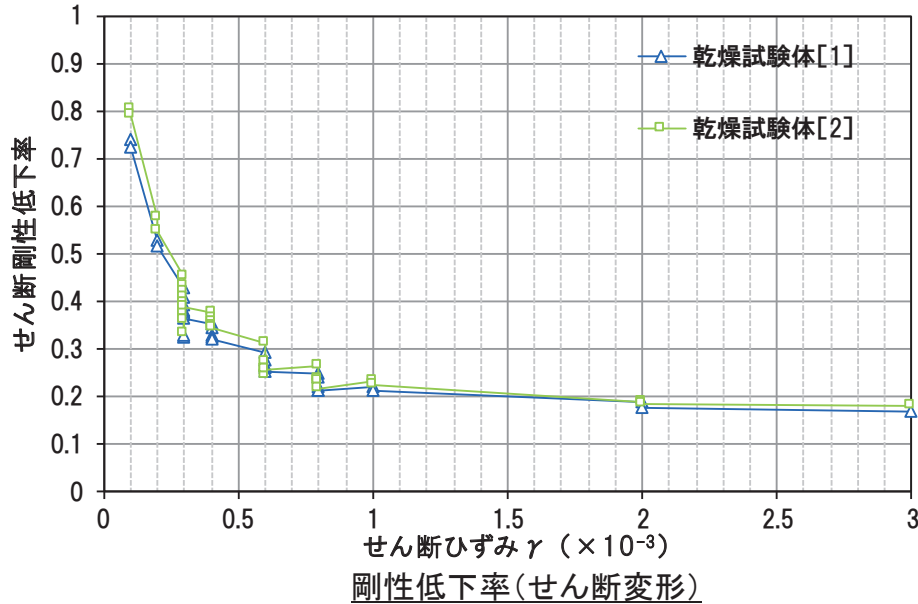


乾燥試験体[2]の耐震実験結果(荷重-変形関係)
正側拡大図

参考2 耐震実験[3]の概要(4)

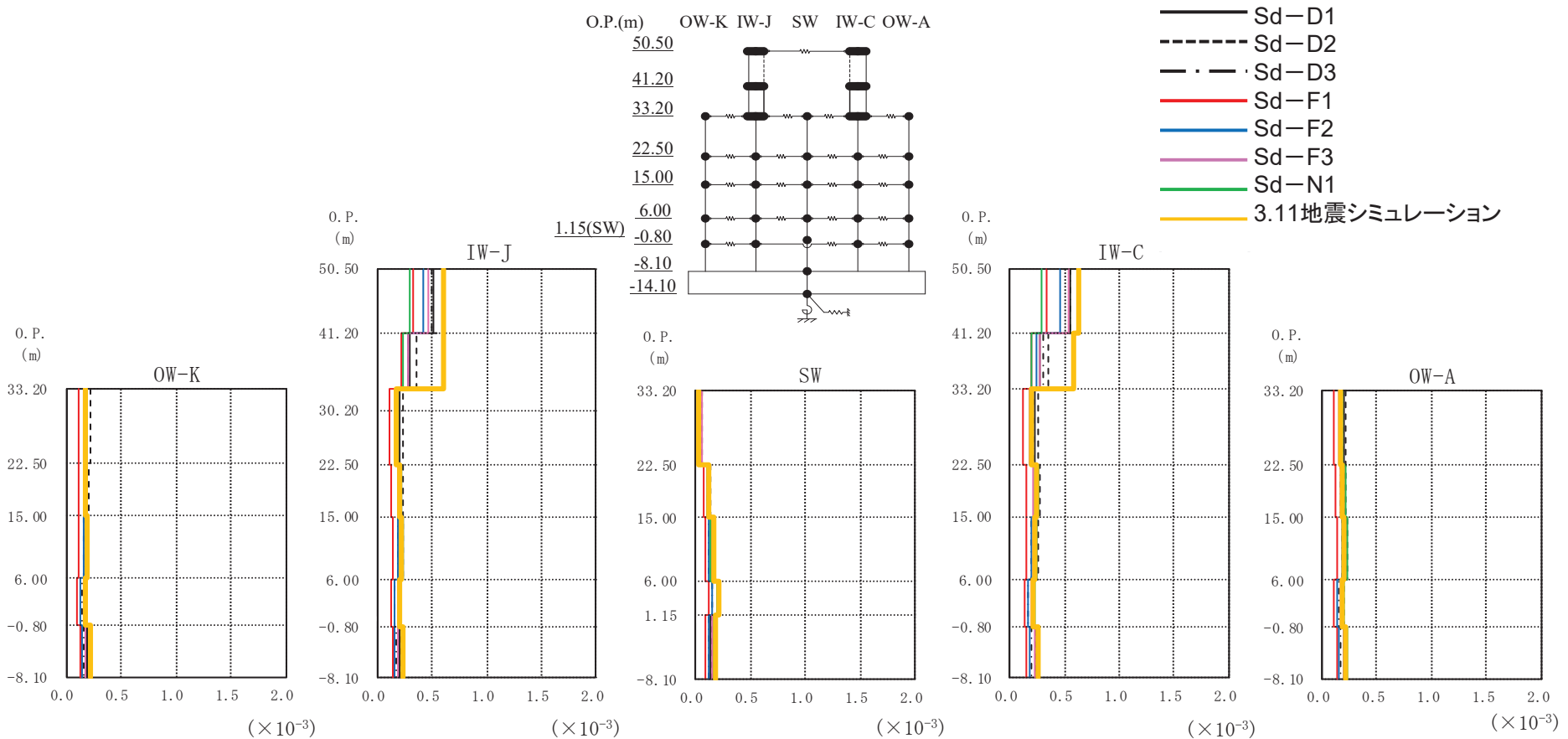
■実験結果の特徴 ②繰返し加力の影響

- ・インナーloopとなる繰返し加力では、せん断剛性はわずかに低下するものの、顕著な低下は確認されなかった。
- ・繰返し加力では、1回目→2回目で多少剛性は低下するが、3回目以降は顕著な低下は確認されなかった。
- ・加力ステップ1~3を事前加力、ステップ4以降を本加力としてみた場合、加力ステップ3と5の剛性低下率の比較から、同じ変形量による事前損傷を受けた場合でもほとんど剛性に变化は見られない。



参考3 弾性設計用地震動Sd応答と3.11地震応答の比較(1)

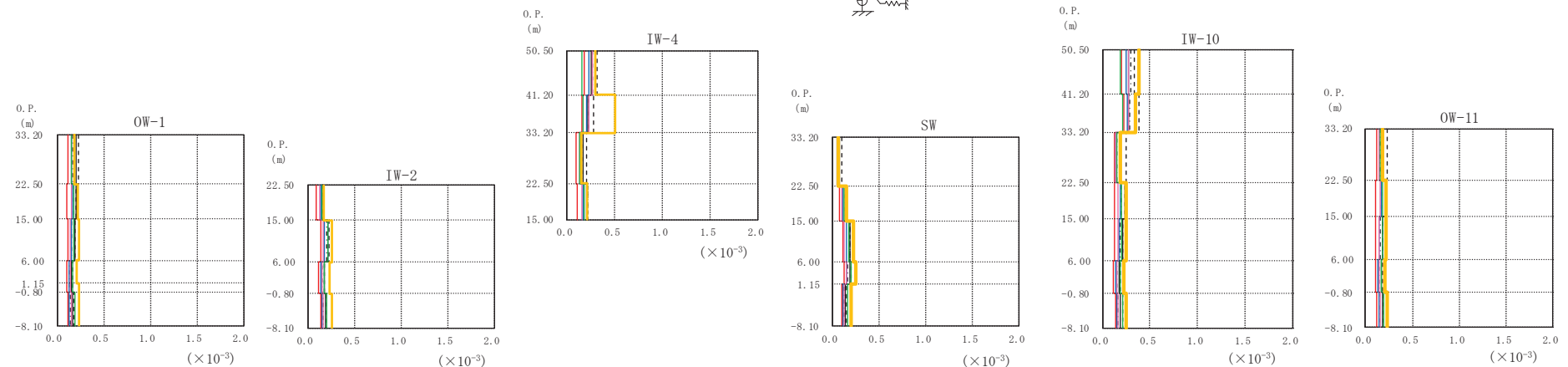
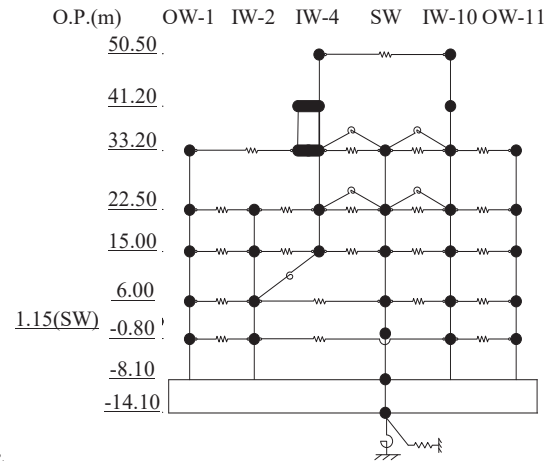
- 原子炉建屋(NS方向)における、弾性設計用地震動Sdに対する最大応答せん断ひずみと3.11地震のシミュレーション解析で得られた最大応答せん断ひずみの比較を示す。
- 一部、弾性設計用地震動Sdによる応答が、3.11地震の応答を上回るものの、せん断ひずみの値は3.11地震での最大応答せん断ひずみ 0.63×10^{-3} (NS方向, IW-C通り, O.P.41.2m~O.P.50.5m)よりも十分小さく、また、全体として3.11地震の応答が大きい。



弾性設計用地震動Sdに対する応答と3.11地震応答の比較(原子炉建屋, NS方向, 最大応答せん断ひずみ)

参考3 弾性設計用地震動Sd応答と3.11地震応答の比較(2)

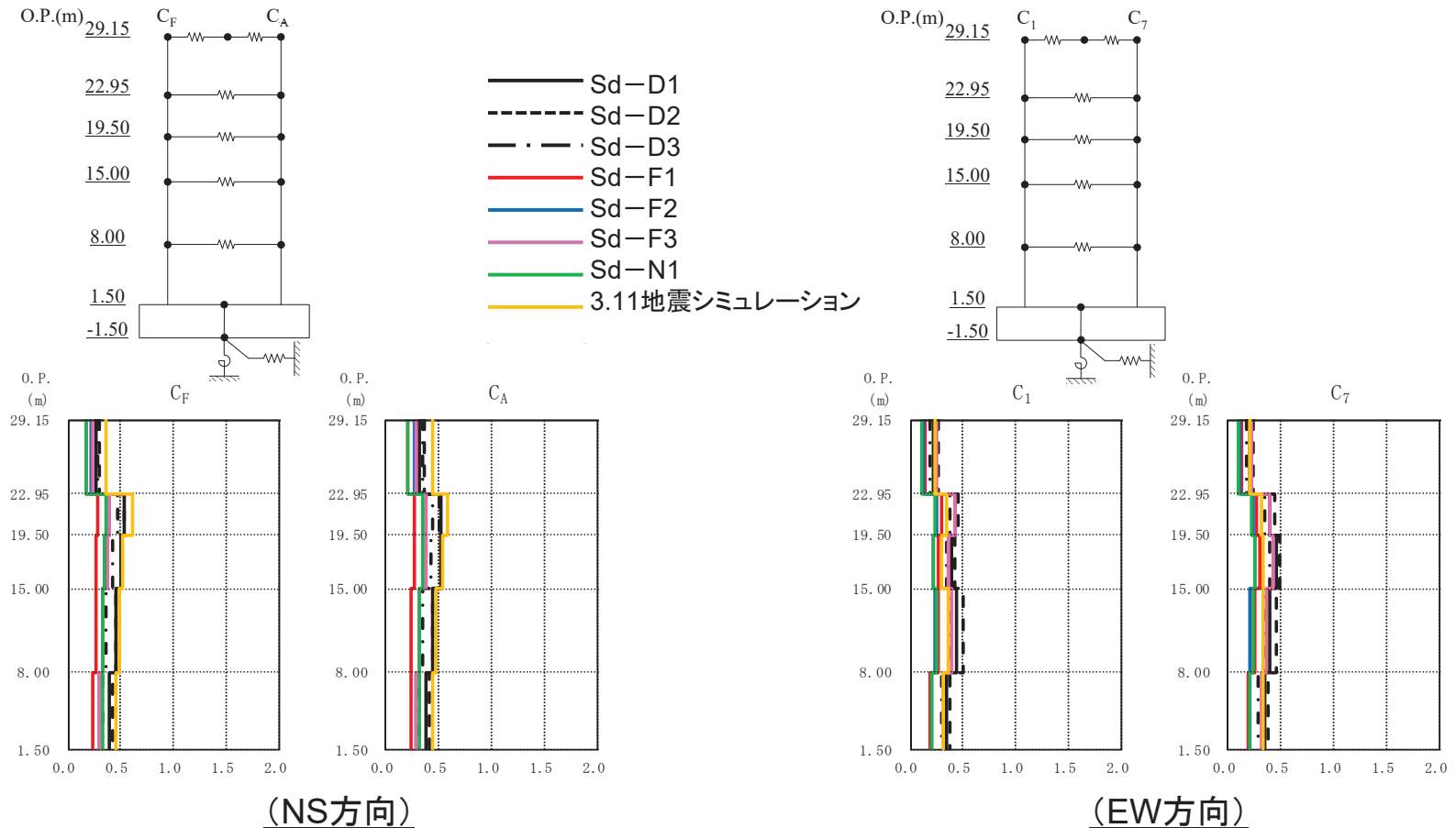
- 原子炉建屋(EW方向)における、弾性設計用地震動Sdに対する最大応答せん断ひずみと3.11地震のシミュレーション解析で得られた最大応答せん断ひずみの比較を示す。
- 一部、弾性設計用地震動Sdによる応答が、3.11地震の応答を上回るものの、せん断ひずみの値は3.11地震での最大応答せん断ひずみ 0.63×10^{-3} (NS方向, IW-C通り, O.P.41.2m~O.P.50.5m)よりも十分小さく、また、全体として3.11地震の応答が大きい。



弾性設計用地震動Sdに対する応答と3.11地震応答の比較(原子炉建屋, EW方向, 最大応答せん断ひずみ)

参考3 弾性設計用地震動Sd応答と3.11地震応答の比較(3)

- 制御建屋における，弾性設計用地震動Sdに対する最大応答せん断ひずみと3.11地震のシミュレーション解析で得られた最大応答せん断ひずみの比較を示す。
- NS方向は，全ての軸，階で3.11地震の応答が，弾性設計用地震動Sdによる応答を上回る。
- EW方向は，弾性設計用地震動Sdによる応答が，3.11地震の応答を上回るものの，せん断ひずみの値は3.11地震での最大応答せん断ひずみ 0.61×10^{-3} (NS方向，CF通り，O.P.19.5m～O.P.22.95m)よりも十分小さい。



(NS方向)

(EW方向)

弾性設計用地震動Sdに対する応答と3.11地震応答の比較(制御建屋，最大応答せん断ひずみ)

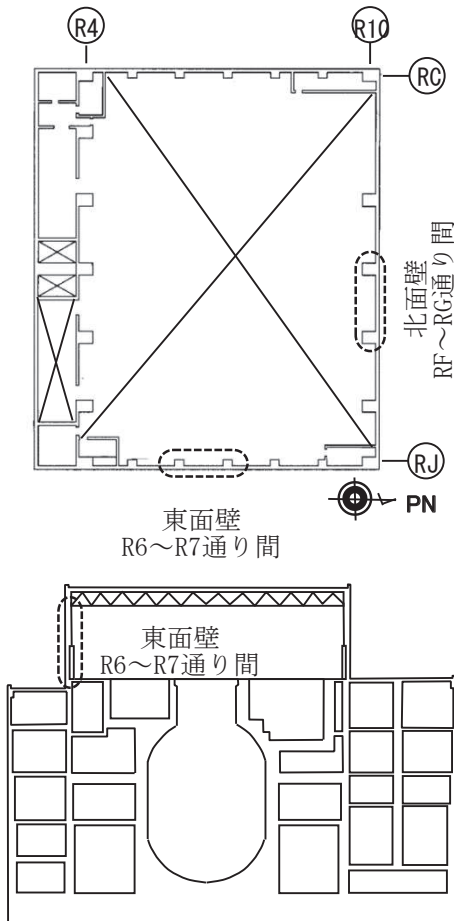
参考4 3.11地震時の残留変形の確認結果(1)

■ 検討目的

3.11地震等に対して、建屋の耐震壁の塑性化に起因する大きな残留変形が残っていないかどうかを確認する。

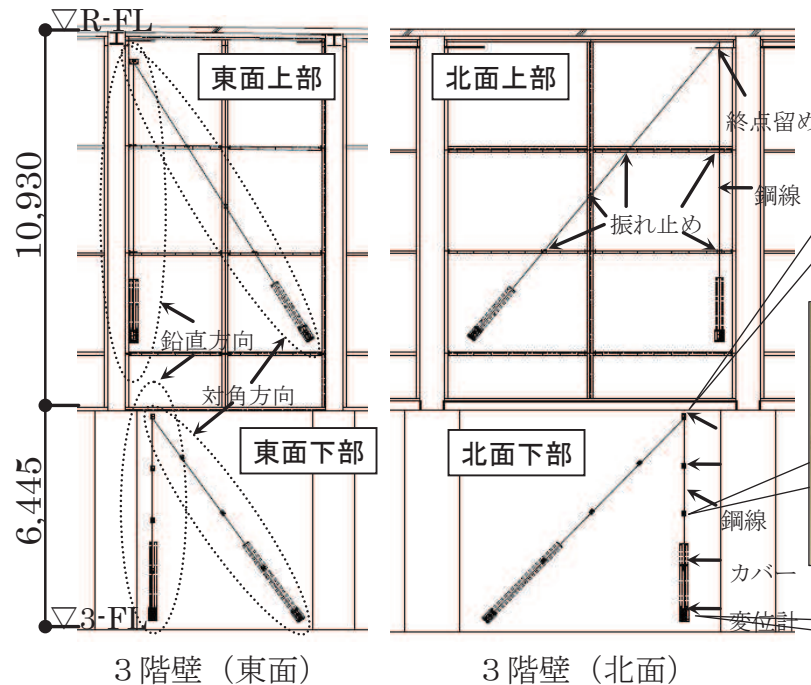
■ 検討対象

検討対象は、地震動レベルが最も大きく、かつ、地震による層間変位を直接観測するシステム(変位計測システム)を設置している原子炉建屋オペフロ上部を対象とし、最大変位、残留変位について検討した。



変位計測システムの設置場所

層間変位計測システムの精度: 約1/500mm (約0.002mm)



変位計測システムの設置詳細



参考4 3.11地震時の残留変形の確認結果(2)

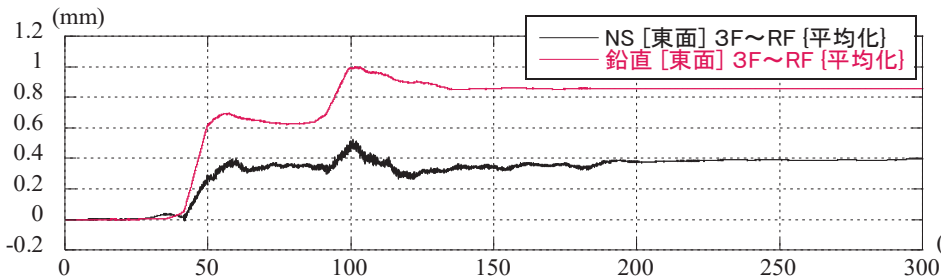
■ 検討方法

変位計測システムで観測された3.11地震の記録に対し、±4秒間でスムージング化した波形を作成し、残留変形を確認した。

■ 検討結果

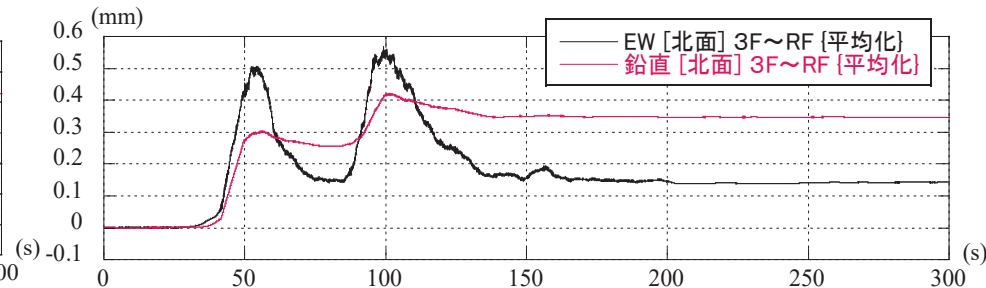
- ① 水平方向最大約0.4mm、鉛直方向最大約0.85mmの残留変位が確認された。この値は、例えば建設時の所定の寸法精度(例えばJASS5Nの場合、15m以上の高さの場合±30mm)と比較してもかなり小さい。
- ② なお、変位計測システムによる観測記録による最大層間変形角は約 $0.2\sim 0.5 \times 10^{-3}$ であり、地震により耐震壁にひび割れが入る目安値(0.25×10^{-3})を超えている。これは点検結果とも整合的である。

以上から、建屋の耐震壁の塑性化に起因する大きな残留変形は残っていないことを確認した。



変位波形(スムージング後)

変位観測記録(東面) NS方向(3F~RF)



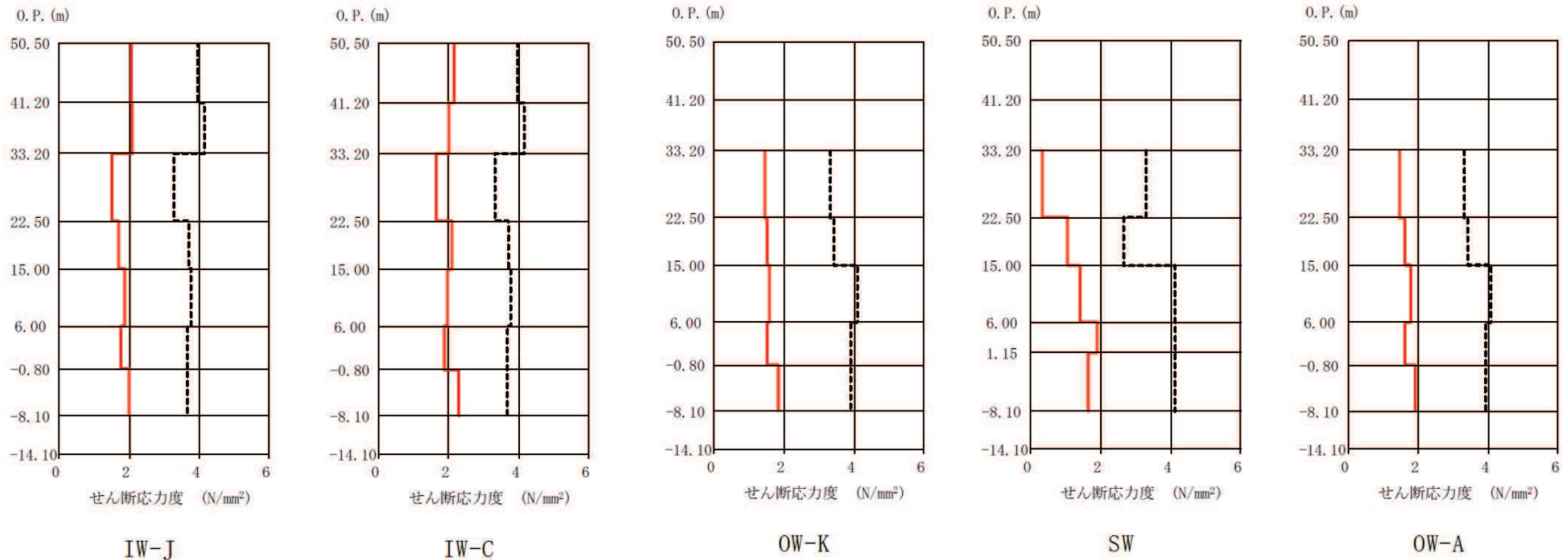
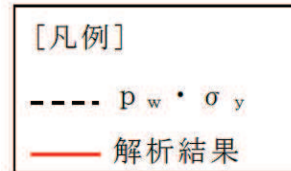
変位波形(スムージング後)

変位観測記録(北面) EW方向(3F~RF)

参考5 3.11地震時の耐震壁の評価結果(1)

- 原子炉建屋(NS方向)について、3.11地震のシミュレーション解析により得られた各階のせん断応力度を解析モデルの軸ごとに、設計配筋量のみで負担できる短期許容せん断応力度($p_w \cdot \sigma_y^*$)と併せて示す。
- 各階のせん断応力度は、設計配筋量のみで負担できる短期許容せん断応力度以下である。

注記* p_w :耐震壁の設計鉄筋比(タテ・ヨコ筋のうち鉄筋量の少ない方による値で、上限を1.2%とする。)
 σ_y :鉄筋の短期許容応力度(SD345:345N/mm²)



3.11地震時の耐震壁のせん断応力度(原子炉建屋, NS方向)

参考5 3.11地震時の耐震壁の評価結果(2)

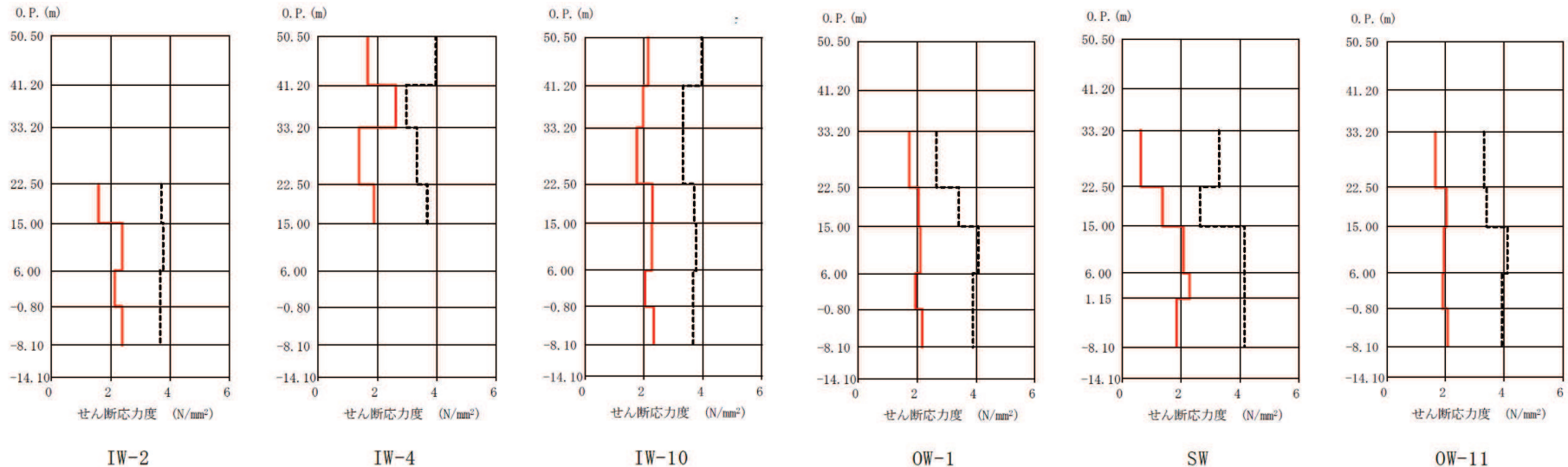
- 原子炉建屋(EW方向)について、3.11地震のシミュレーション解析により得られた各階のせん断応力度を解析モデルの軸ごとに、設計配筋量のみで負担できる短期許容せん断応力度($p_w \cdot \sigma_y^*$)と併せて示す。
- 各階のせん断応力度は、設計配筋量のみで負担できる短期許容せん断応力度以下である。
- ただし、3.11地震のEW方向の結果において地上3階(O.P.33.2m)IW-4通り耐震壁の検定比が0.89と20%以上の余裕がないため、せん断応力に加え曲げ応力も含めた断面算定を行った。

注記* p_w : 耐震壁の設計鉄筋比 (タテ・ヨコ筋のうち鉄筋量の少ない方による値で、上限を1.2%とする。)
 σ_y : 鉄筋の短期許容応力度 (SD345: 345N/mm²)

[凡例]

--- $p_w \cdot \sigma_y$

— 解析結果



3.11地震時の耐震壁のせん断応力度(原子炉建屋, EW方向)

参考5 3.11地震時の耐震壁の評価結果(3)

- 原子炉建屋について、3.11地震のEW方向の結果において地上3階(O.P.33.2m)IW-4通り耐震壁の検定比が0.89と20%以上の余裕がないため、せん断応力に加え曲げ応力も含めた断面算定を行い、鉄筋は弾性範囲であることを確認した。

原子炉建屋 断面算定表(3.11地震 EW方向 地上3階IW-4通り)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^4 \text{ cm}^2$)	壁厚 (cm)	配筋 上段 タテ筋 下段 ヨコ筋 ()内は ρ_g : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				$\frac{\rho_Q + \rho_M}{\rho_g}$
					せん断力 Q (kN)	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	必要 鉄筋比 ρ_Q (%)	曲げ モーメント M ($\times 10^4 \text{ kN}\cdot\text{m}$)	軸力 N * (kN)	必要 鉄筋比 ρ_M (%)	コンクリートの 最大圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	
地上 3階	IW-4	17.4	45	2-D25 @200 (1.126)	45750	2.63	0.767	79.91	8410 15980	0.346	1.77	0.988
				2-D22 @200 (0.860)						—	—	0.892

注記* : 上段は鉛直震度上向きの場合の軸力, 下段は鉛直震度下向きの場合の軸力

参考5 3.11地震時の耐震壁の評価結果(4)

■ 検討目的

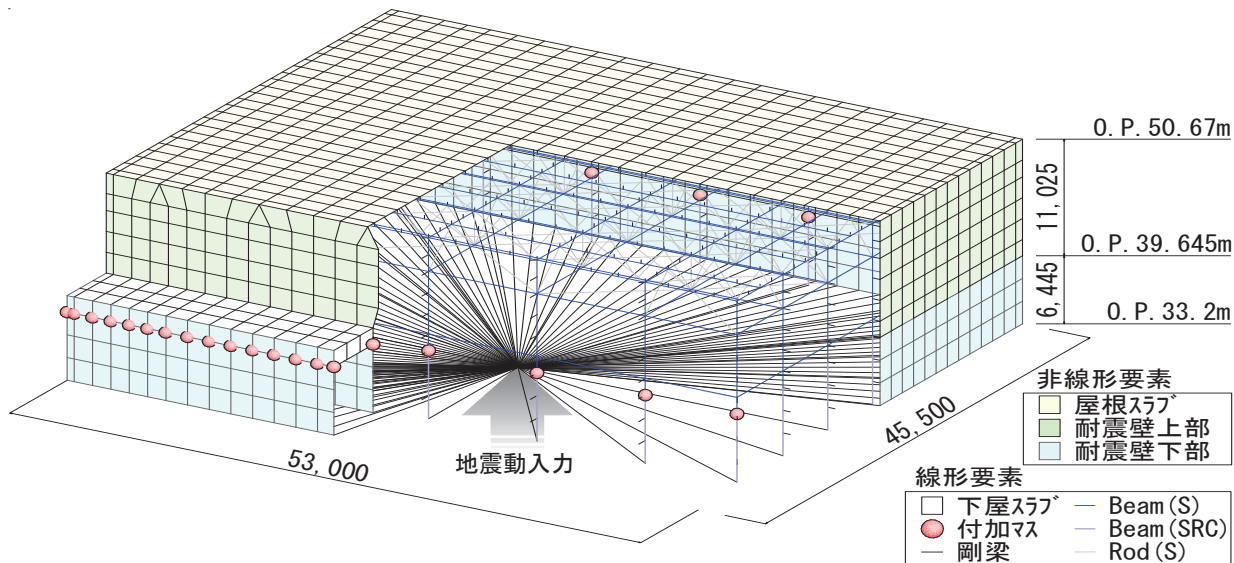
原子炉建屋について、軸毎の層せん断力と弾性限耐力の比較において、最も裕度の少ないオペフロ上部の鉄筋の損傷の有無を、3次元FEM非線形解析により評価した。

■ 検討方法

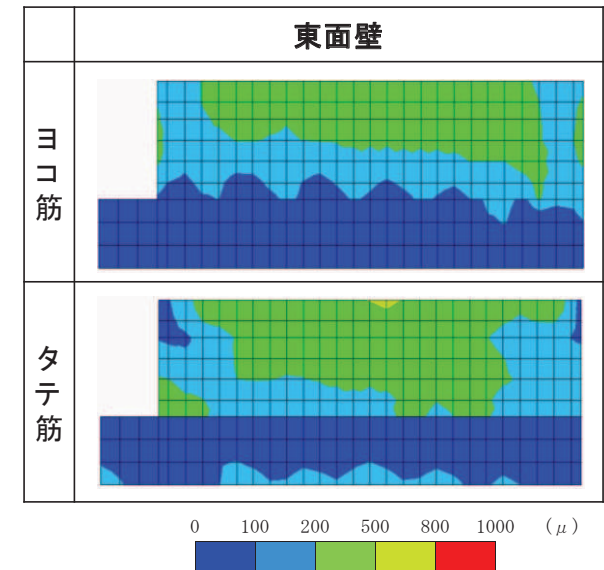
より詳細な3次元FEM非線形解析を実施した。モデル策定にあたっては、オペフロ上部を対象とし、また、オペフロ上部に設置していた変位計測システムによる観測記録との整合性を確認している。

■ 検討結果

鉄筋の最大引張ひずみは676 μ で、降伏ひずみ(1680 μ)を下回っており、耐震壁の鉄筋は弾性範囲であることを確認した。



オペフロ上部三次元FEM(非線形)モデル図

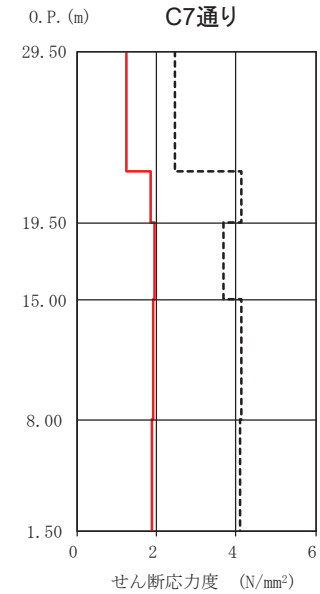
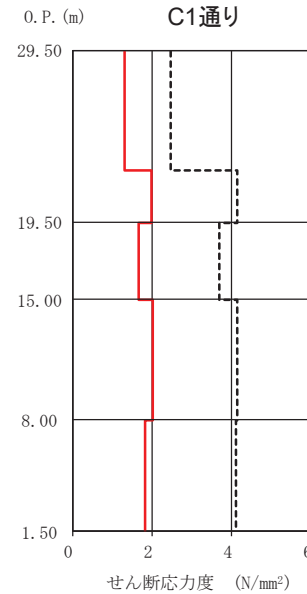
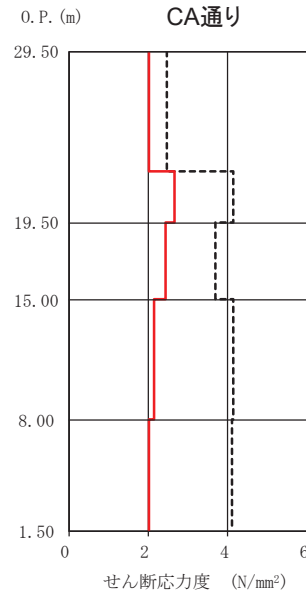
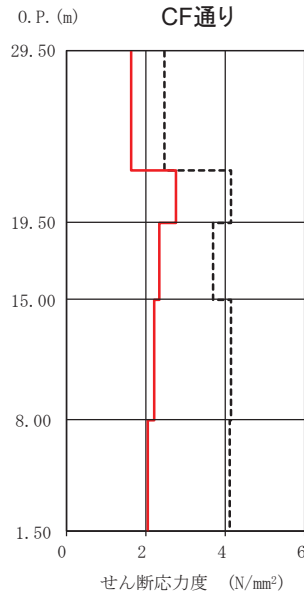
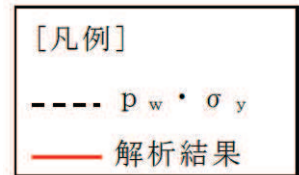


鉄筋のひずみ分布図

参考5 3.11地震時の耐震壁の評価結果(5)

- 制御建屋について、3.11地震のシミュレーション解析により得られた各階のせん断応力度を解析モデルの軸ごとに、設計配筋量のみで負担できる短期許容せん断応力度($p_w \cdot \sigma_y$)と併せて示す。
- 各階のせん断応力度は、設計配筋量のみで負担できる短期許容せん断応力度以下である。
- ただし、3.11地震のNS方向の結果において地上3階(O.P.22.95m)CA通り耐震壁の検定比が0.81と20%以上の余裕がないため、せん断応力に加え曲げ応力も含めた断面算定を行った。

注記* p_w : 耐震壁の設計鉄筋比(タテ・ヨコ筋のうち鉄筋量の少ない方による値で、上限を1.2%とする。)
 σ_y : 鉄筋の短期許容応力度(SD345:345N/mm²)



(NS方向)

(EW方向)

3.11地震時の耐震壁のせん断応力度(制御建屋)

参考5 3.11地震時の耐震壁の評価結果(6)

- 制御建屋について、3.11地震のNS方向の結果において地上3階(O.P.22.95m)CA通り耐震壁の検定比が0.81と20%以上の余裕がないため、せん断応力に加え曲げ応力も含めた断面算定を行い鉄筋は弾性範囲であることを確認した。

制御建屋 断面算定表(3.11地震 NS方向 地上3階CA通り)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^4$ cm ²)	壁厚 (cm)	配筋 上段 タテ筋 下段 ヨコ筋 ()内は ρ_g , *1 []内は ρ_g	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				$\frac{\rho_Q}{\rho_g}$	$\frac{\rho_Q + \rho_M}{\rho_g}$
					せん断力 Q (kN)	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	必要 鉄筋比 ρ_Q (%)	曲げ モーメント M ($\times 10^4$ kN·m)	軸力 N *2 (kN)	必要 鉄筋比 ρ_M (%)	コンクリートの 最大圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)		
地上 3階	CA	12.64	40	2-D19 @200 (0.717) [0.982]	25213	1.99	0.578	23.05	3896 7111	0.221	1.31	0.807	0.814
				2-D19 @200 (0.717)						—	—	0.807	—

注記*1:耐震壁内の柱主筋を考慮した鉄筋比

*2:上段は鉛直震度上向きの場合の軸力, 下段は鉛直震度下向きの場合の軸力