

女川原子力発電所2号炉 不確かさケースの設定について

平成30年7月5日
東北電力株式会社

審査会合における指摘事項

No	審査会合日	項目	説明資料
2	2016年11月17日 第415回審査会合	剛性が低下した建屋を安全設計の前提とすることについて、基準やJEAGへの適合関係を説明すること。	3. 基準地震動Ssに対する不確かさケースの設定
4	2016年11月17日 第415回審査会合	JEAGではスケルトンカーブの第2勾配、第3勾配もコンクリートの圧縮強度や初期剛性に依存しているが、JEAGへの適合性、力学特性上の意味等について整理して説明すること。	3. 基準地震動Ssに対する不確かさケースの設定
5	2016年11月17日 第415回審査会合	地震後の低下剛性を考慮する場合、今後受ける地震によって剛性が低下するという不確かさをどのように設計に反映するのか説明すること。	3. 基準地震動Ssに対する不確かさケースの設定 3.2 建屋初期剛性 添付8 建屋初期剛性の不確かさケースの剛性低下量の設定
13	2017年1月17日 第430回審査会合	建屋の剛性低下の原因の一つとしている乾燥収縮について、地震前の乾燥収縮ひび割れの発生・収束状況及び地震発生との関連性等に基づき、点検記録等を含めて定量的に説明すること。また、微細なひび割れが無数に発生するような状況の有無と、剛性への影響について説明すること。	3. 基準地震動Ssに対する不確かさケースの設定 添付6 建屋の状況
20	2017年1月17日 第430回審査会合	乾燥収縮によるひび割れに起因した剛性低下について、従来の設計体系における考え方を整理した上で、今回の設計体系における扱いを検討し説明すること。	3. 基準地震動Ssに対する不確かさケースの設定 3.1 終局耐力 3.2 建屋初期剛性
30	2017年6月15日 第475回審査会合	乾燥収縮のひび割れと地震によるひび割れの状況を整理するに当たり、地震前のひび割れの状況と地震後の状況を踏まえた上で、今後予想される進展などを説明すること。	3. 基準地震動Ssに対する不確かさケースの設定 3.1 終局耐力 3.2 建屋初期剛性
33	2017年12月26日 第537回審査会合	地震観測記録による傾向分析に関して、水平方向より少ないものの鉛直方向においても認められる剛性低下の要因及び鉛直方向の地震応答解析モデルへの剛性のバラツキの反映要否について、機器への影響も含めて、整理して提示すること。	3. 基準地震動Ssに対する不確かさケースの設定 添付2 建屋シミュレーション解析
36	2017年12月26日 第537回審査会合	3.11地震前後での初期剛性の低下傾向について、3.11地震前後のコンクリートコアによる試験結果の比較等から検討し、その内容を提示すること。	3. 基準地震動Ssに対する不確かさケースの設定 添付6 建屋の状況 (一部後日説明予定:2018年8月)
47	2017年12月26日 第537回審査会合	地震応答解析モデルに用いる剛性低下のバラツキについて、基準地震動による剛性低下及び振幅依存性も踏まえた設定の考え方を提示すること。	3. 基準地震動Ssに対する不確かさケースの設定 3.2 建屋初期剛性

目次

1. 全体概要
2. 地震応答解析モデルへの不確かさ反映に際しての考え方
3. 基準地震動 S_s に対する不確かさケースの設定
 - 3.1 終局耐力
 - 3.2 建屋初期剛性
 - 3.3 建屋内部減衰
 - 3.4 地盤剛性
4. 弾性設計用地震動 S_d に対する不確かさケースの設定
5. まとめ
 - 添付1 中小地震を含めた観測記録の分析(ARXによる検討)
 - 添付2 建屋シミュレーション解析
 - 添付3 オペフロ上部の剛性低下(大架構)
 - 添付4 初期剛性の違いが基準地震動 S_s の応答に与える影響
 - 添付5 耐震実験
 - 添付6 建屋の状況
 - 添付7 地盤物性
 - 添付8 建屋初期剛性の不確かさケースの剛性低下量の設定

1. 全体概要

地震応答解析モデルへの不確かさの反映に際しての考え方

- 耐震設計に関わる工認審査ガイドの要求事項を踏まえて、地震応答解析モデルの剛性評価、振動性状や応答性状に与える材料物性値として ①終局耐力, ②建屋初期剛性, ③建屋内部減衰, ④地盤物性 を選定し、材料のばらつきによる変動幅を検討する。

材料物性値のばらつきを検討するための調査・分析・実験結果

【建屋関係】

中小地震を含めた観測記録の分析 (ARXモデルによる検討)

建屋シミュレーション解析 (水平動, 鉛直動)

オペフロ上部の剛性低下 (大架構)

初期剛性の違いが基準地震動 S_s の応答に与える影響

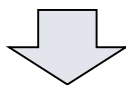
耐震実験

3.11地震後の建屋の状況

【地盤物性】

底面地盤 (地盤ばね算定用地盤モデル)

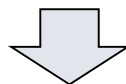
表層地盤 (入力地震動算定用地盤モデル)



不確かさ検討ケースの決定

2. 地震応答解析モデルへの不確かさ反映に際しての考え方

- 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。
- 解析モデルの剛性評価に用いる定数については、**支持地盤の諸定数**、**建屋の剛性**（鉄筋コンクリート部の剛性）に係わる諸定数が検討対象となるが、建屋の剛性については、女川では大地震の記録によって剛性が低下していることが確認されていることから、不確かさの検討に当たっては、実機のコンクリート強度のばらつき等ではなく、3.11等の過去の地震の傾向を中心に不確かさケースについて評価する。
- また、建物の応答性状に及ぼす影響としては、剛性の他に**入力地震動**の評価の不確かさや、**建屋減衰**の不確かさが検討対象となるが、これらについても3.11地震等による検討結果を踏まえて不確かさケースについて評価する。



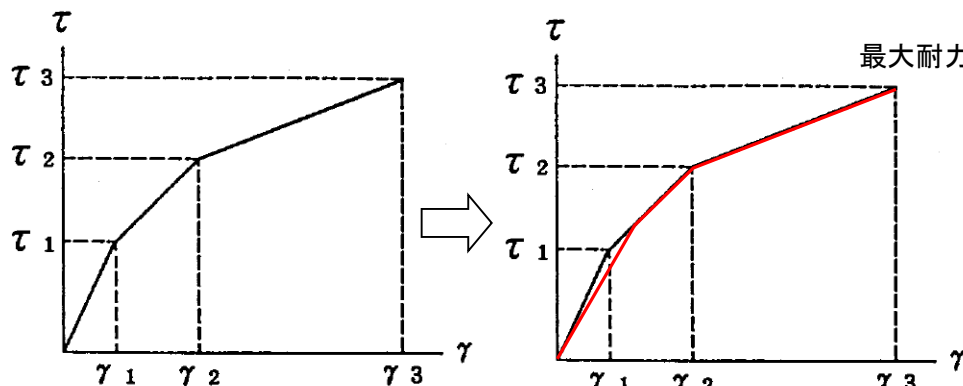
上記より、①**終局耐力**、②**建屋初期剛性**、③**建屋内部減衰**、④**地盤物性** をばらつきによる変動幅を検討する材料物性値として選定する。

3. 基準地震動Ssに対する不確かさケースの設定 3.1 終局耐力

項目	基本ケースへの適用	不確かさケースへの適用
終局耐力	<ul style="list-style-type: none"> 地震による事前損傷は、JEAG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の、JEAG式の評価基準値付近での耐力はJEAG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女川2号炉建屋の乾燥状態はほぼ定常状態にある。 オペ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JEAG式の評価基準値付近では評価式と同程度。 → 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、JEAG式を基本ケースに適用する。 	<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。

○基本ケースのせん断スケルトンの概要

- 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曲線の第一勾配を緩く傾斜させ、元のスケルトン曲線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、下右図に示すように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、最大点志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JEAGに則った復元力特性を用いており、JEAG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Sd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Sdを超え基準地震動Ssレベルの入力になると、応答が大きくなり第二勾配(または第三勾配)に入る非線形応答となる。

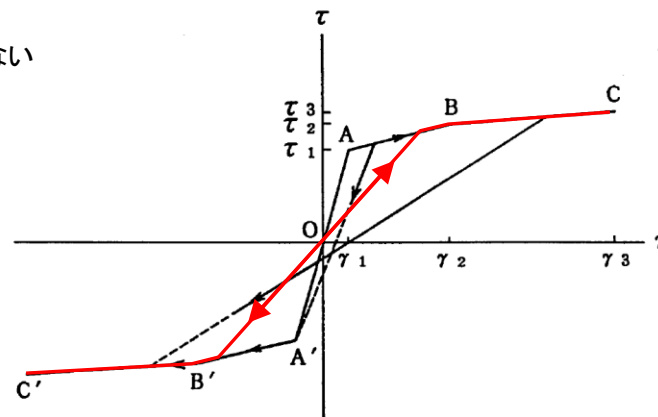


設計時のスケルトン曲線

せん断スケルトン曲線の設定

最大耐力は変わらない

初期剛性を低下させた場合のスケルトン曲線

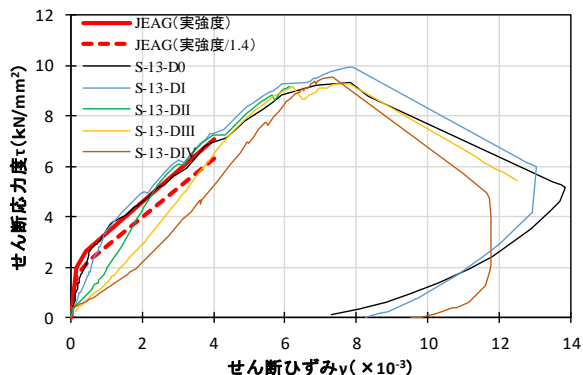


初期剛性を低下させたせん断力復元力特性の設定

3. 基準地震動Ssに対する不確かさケースの設定

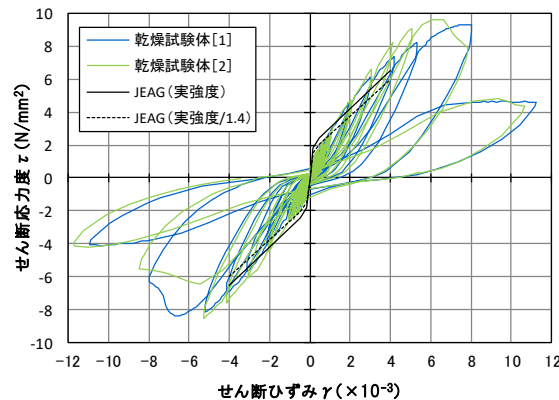
3.1 終局耐力

事前損傷は、JEAG式の評価基準値付近の耐力低下要因とはならない。



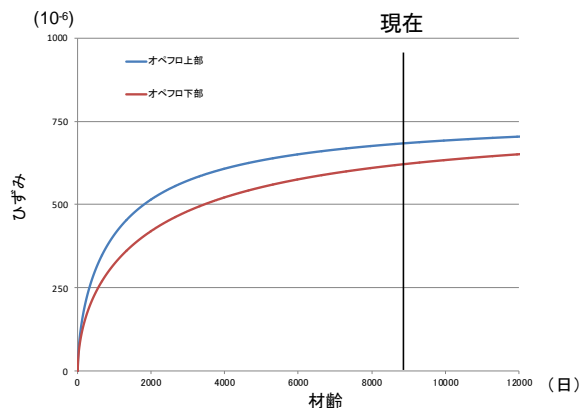
事前損傷が終局耐力に与える影響に関する耐震実験結果(荷重-変形関係)

乾燥収縮は初期剛性低下に寄与するものの、JEAG式の評価基準値付近での耐力はJEAG式を上回る。乾燥が進行しても、更なる剛性低下に寄与しない。



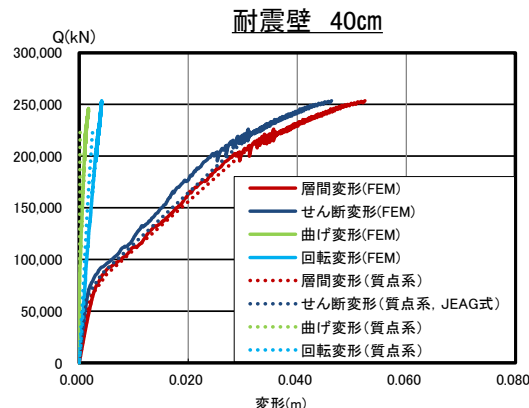
乾燥収縮が終局耐力に与える影響に関する耐震実験結果(荷重-変形関係)

建設後の経過年数から女川2号炉建屋の乾燥状態はほぼ定常状態にある。



収縮ひずみの算定例(女川2号炉原子炉建屋)

オペ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JEAG式の評価基準値付近では評価式と同程度となる。



質点系モデルとFEMモデルによる荷重-変形関係の評価比較

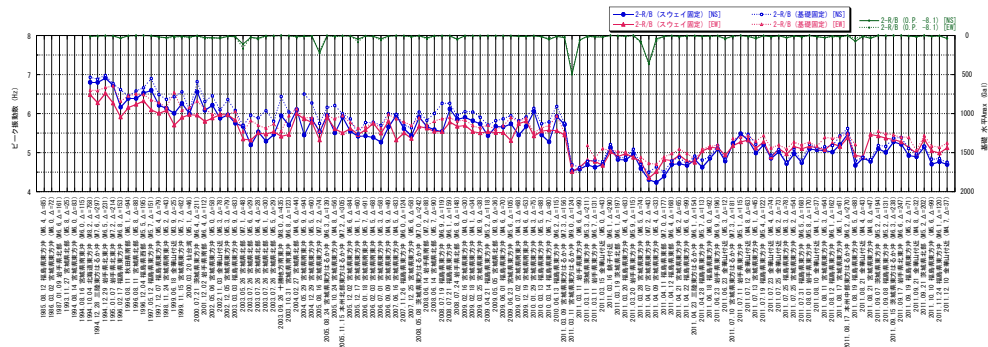
3. 基準地震動Ssに対する不確かさケースの設定

3.2 建屋初期剛性

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(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Ss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(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(水平)】</p> <ul style="list-style-type: none"> 過去の中小地震も含めた記録の傾向では、時間経過に伴い剛性が低下する傾向に加え、更新地震によっても剛性が低下する傾向がある。一方、実機の乾燥程度はほぼ正常状態にあること、乾燥試験体における実験から乾燥程度の違いが剛性や耐力に与える影響は小さい結果が得られたことから、更なる地震動の増加に対し従来と同様の剛性低下傾向を示すかどうかは不明である。しかし、不確かさとして、基準地震動Ssに対して更なる初期剛性の低下を考慮する。 具体的には、基本モデルを用いた基準地震動Ssの応答結果として得られる剛性低下量(原子炉建屋の場合0.78倍)を基本モデルの初期剛性低下量とみなして適用したモデルを不確かさケースとして考慮する。なお、この剛性低下量が、観測記録から類推される基準地震動Ss-D2時の剛性低下量よりも小さいことを確認する。 <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。

シミュレーション解析に用いた解析諸元
(女川2号炉原子炉建屋)

号炉 建屋	地震	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 (観測記録と整合する等価な剛性)		RC 減衰
			オペフロ階(3階)・ クレーン階	地下3階～2階	
O-2 R/B	3.11 4.7	NS	0.30	0.75	0.07
		EW	0.50	0.80	0.07
		UD	1.00	1.00	0.05



固有振動数低下の傾向(水平方向)
(女川2号炉原子炉建屋例)

3. 基準地震動Ssに対する不確かさケースの設定 3.2 建屋初期剛性

○建屋初期剛性の不確かさケースの剛性低下量の設定

【不確かさケースの設定の考え方】

基本モデルを用いた基準地震動Ssによる応答結果は、多くのフロアでせん断スケルトンの折点(第一、第二折点)を超え、1次固有周期が低下する。この固有周期の低下分を全ての部位におけるスケルトンカーブの初期剛性の低下と見なすモデルは、応答が小さい部位の剛性も低下させることになるため、基本モデルに基準地震動Ssを繰り返し入力する応答よりも非線形化が進む。

女川では、3.11地震(巨大プレート間地震)の約一カ月後に4.7地震(プレート内地震)が発生しているという地震環境も踏まえ、基本モデルに基準地震動Ssを入力しJEAG式に従い低下する建屋の剛性低下量を全ての部位におけるスケルトンカーブの初期剛性の低下と見なすモデルを不確かさモデルとして採用する。

【設定方法】

基準地震動Ss時の不確かさケースに設定する剛性低下量は、基準地震動Ss入力前後の1次固有振動数の比($f_{Ss後}/f_{Ss前}$)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。(具体的方法は、添付8参照)

基準地震動Ss前後の建屋剛性比(NS方向)

基準地震動	Ss後の1次ピーク ($f_{Ss後}$)	Ss前の1次ピーク ($f_{Ss前}$)	Ss前後の1次ピークの比 ($f_{Ss後}/f_{Ss前}$)	剛性比
Ss-D1	3.90	4.43	0.88	0.78
Ss-D2	3.90	4.42	0.88	0.78
Ss-D3	4.23	4.41	0.96	0.92
Ss-F1	4.40	4.42	1.00	0.99
Ss-F2	4.12	4.39	0.94	0.88
Ss-F3	4.19	4.42	0.95	0.90
Ss-N1	4.00	4.42	0.91	0.82

最小の比率となる0.78
倍を不確かさケースと
して採用

【参考検討】

これまでの地震観測記録による固有振動数低下の傾向からこれからも継続するとの仮定の上で、基準地震動Ss時に建屋振動数(建屋剛性)がどの程度低下するのか、外挿して検討した結果、3.11地震に対して0.86倍となった。(詳細は、添付8参照)

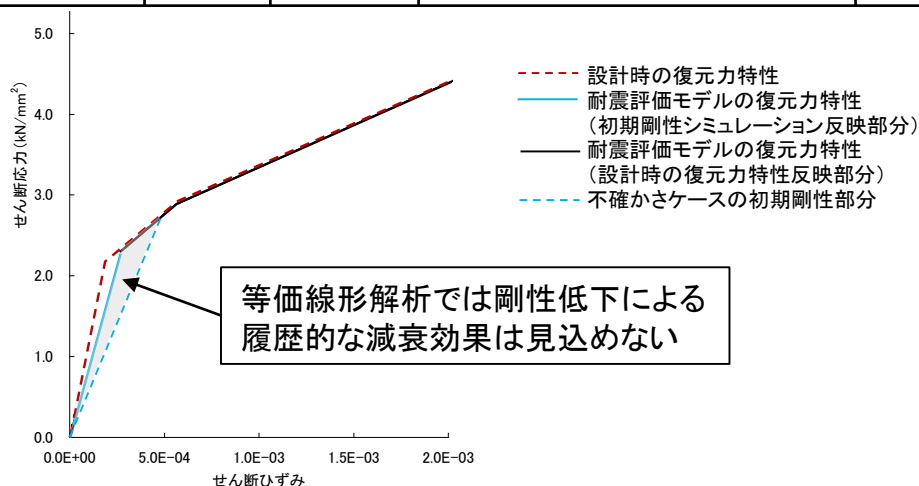
3. 基準地震動Ssに対する不確かさケースの設定

3.3 建屋内部減衰

項目	基本ケースへの適用	不確かさケースへの適用
建屋内部減衰	<p>【水平動】</p> <ul style="list-style-type: none"> 3.11地震における建屋内部減衰は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内部減衰の値を適用する。 基本モデルを用いた基準地震動Ss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、建屋内部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。 <p>【鉛直動】</p> <ul style="list-style-type: none"> 鉛直動シミュレーションでは減衰5%を採用しており、不確かさケースでもこれを用いる。

シミュレーション解析に用いた解析諸元(女川2号炉原子炉建屋)

号炉 建屋	地震	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 (観測記録と整合する等価な剛性)		RC 減衰
			オペフロ階(3階)・クレーン階	地下3階～2階	
O-2 R/B	3.11 4.7	NS	0.30	0.75	0.07
		EW	0.50	0.80	0.07
		UD	1.00	1.00	0.05



3. 基準地震動 S_s に対する不確かさケースの設定

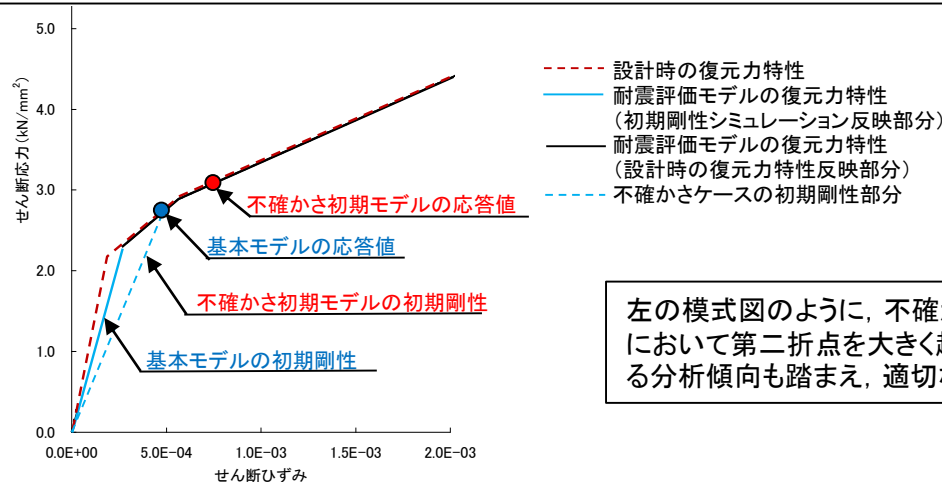
3.3 建屋内部減衰

○不確かさケースに基本ケースより大きい建屋内部減衰を採用する場合の具体的検討

- ・女川の各建屋では、3.11地震による初期剛性の低下が認められること、また、不確かさケースでは、基本モデルによる基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果から得られる剛性低下量を初期剛性に適用するため、鉄筋コンクリート造建屋の建屋内部減衰は、
建屋内部減衰＝内部摩擦減衰＋履歴減衰
として表せられる。
- ・内部摩擦減衰の大きさは建屋の構造や形状の違い(単純な構造体⇄複雑な構造体の違い)が影響する。また、履歴減衰については振幅の大きさに依存する。基準地震動 S_s に対する基本ケースの応答結果が**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(初期剛性については等価線形モデルに相当)では履歴減衰が考慮されないため、**建屋内部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**。具体的検討手順は以下の通り。

【建屋内部減衰に関する具体的検討】

- ・女川では安全上重要な建屋には全て地震計が設置されており、3.11地震等の強震記録が得られている。**中小地震を含めた各種地震の記録を用いた建屋シミュレーション解析を通じ、検討対象建屋のひずみレベルと減衰の大きさの相関関係について分析する。**
- ・シミュレーション解析の結果、建屋内部減衰の振幅依存性の傾向が認められる場合は、基準地震動 S_s に対するひずみレベルの大きさも踏まえ、過去の各種実験等との関係も参考にして、適用する減衰を決定する。
- ・なお、不確かさケースにおいて基本ケースよりも大きな建屋内部減衰を採用する場合は、参考に、3.11地震に対するシミュレーション解析モデルに不確かさモデルで適用する建屋内部減衰を適用した場合の地震応答解析を行い、応答結果が観測記録に対し過度に適合性が低下する周期帯がある場合は、基準地震動 S_s の応答に対して、その周期帯に固有周期を持つ施設の影響程度について確認する。



左の模式図のように、不確かさ初期モデルによる応答が主要な階において第二折点を大きく超えてくるような場合は、観測記録による分析傾向も踏まえ、適切な減衰定数を与える。

3. 基準地震動Ssに対する不確かさケースの設定

3.4 地盤剛性

項目	基本ケースへの適用	不確かさケースへの適用
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。

女川2号炉原子炉建屋の入力地震動評価用地盤モデル

		地層レベル O.P.(m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 Vs(m/s)	減衰定数 ^{※2} h(%)
表層地盤	上部	14.8	18.6	※1	3 ^{※3}
	下部	0.0	23.3	900 ^{※4}	3
底面地盤 ^{※5}		-14.1	23.8	1300	3
		-25.0	24.6	2150	3
		-80.0	25.0	2440	3
		-200.0	25.0	2440	3

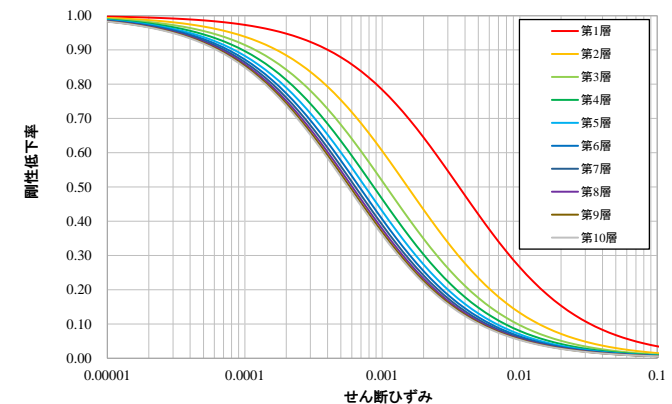
※1 O.P.14.8m～O.P.0mは, 上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また, ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※2 レーリー減衰(4Hz, 12Hz)

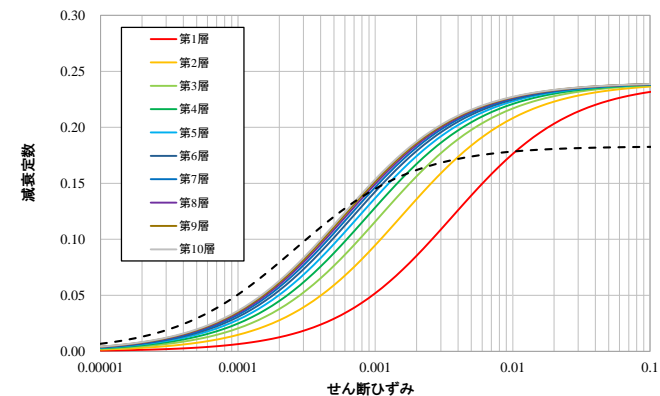
※3 ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※4 PS検層結果と観測記録の分析より設定

※5 底面地盤ばねは, 底面地盤の物性値を用いて算定する。この表の底面地盤の値を「標準地盤」と言う。



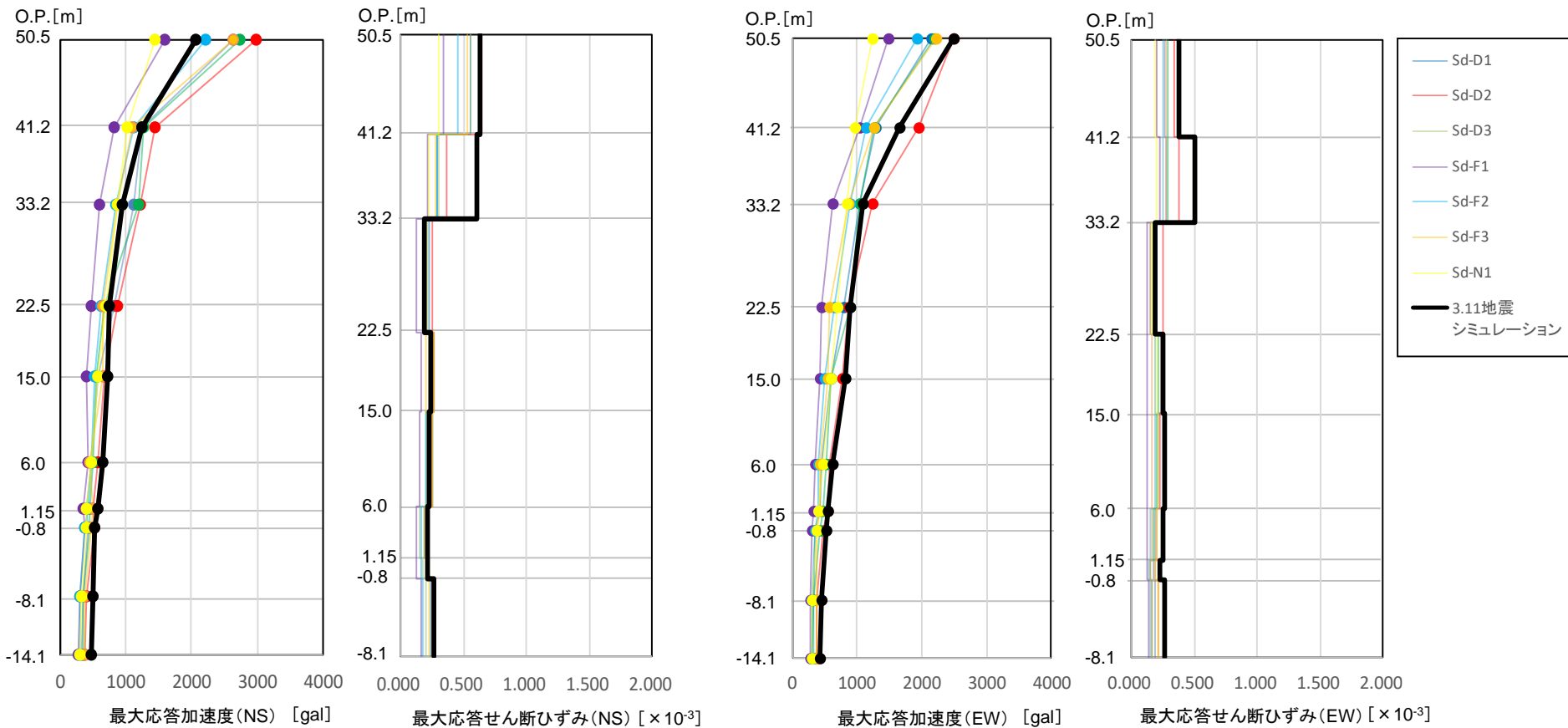
$G/G_0 - \gamma$ 曲線(逐次非線形解析)



$h - \gamma$ 曲線(逐次非線形解析)

4. 弾性設計用地震動Sdに対する不確かさケースの設定

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、内部減衰	<ul style="list-style-type: none"> 弾性設計用地震動Sdの建屋応答は3.11地震による応答と同程度あることから、3.11建屋シミュレーション解析の剛性を採用する。 内部減衰は3.11地震における建屋の内部減衰は7%と評価されたが、保守的に5%を採用する。 	<ul style="list-style-type: none"> 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RC減衰3%を適用しているが、女川の原子炉建屋では弾性設計用地震動Sdと同等レベルの3.11地震において内部減衰7%の評価結果が得られており、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考慮する。



弾性設計用地震動Sdおよび3.11地震に対する建屋応答値比較

5. まとめ

- ①終局耐力, ②建屋初期剛性, ③建屋内部減衰, ④地盤物性 の物性値について, 変動幅を検討した結果を踏まえ, 基準地震動 S_s および弾性設計用地震動 S_d の応答値算定においては, 下表の通りの不確かさケースを考慮することとする。

対象地震動	ケース名	スケルトンカーブ		建屋内部減衰	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 (水平動)	ケース1 (基本ケース)	3.11地震 シミュレーション	設計基準強度を 用いJEAG式で 評価(=既工認)	5% (=既工認)	表層上部非線形 表層下部 $V_s900\text{m/s}$	標準地盤 (=既工認)
	ケース2				表層上部非線形 表層下部 $V_s900+100\text{m/s}$	標準地盤 $+\sigma$
	ケース3					表層上部非線形 表層下部 $V_s900-100\text{m/s}$
	ケース4	基本ケースの0.78倍 (原子炉建屋の場合)	同上	5% (原子炉建屋の場合)	表層上部非線形 表層下部 $V_s900\text{m/s}$	標準地盤 (=既工認)
	ケース5				表層上部非線形 表層下部 $V_s900+100\text{m/s}$	標準地盤 $+\sigma$
	ケース6				表層上部非線形 表層下部 $V_s900-100\text{m/s}$	標準地盤 $-\sigma$
基準地震動 S_s (鉛直動)	ケース1 (基本ケース)	3.11地震 シミュレーション (=既工認)	—	5% (3.11地震シミュレ ーション)(=既工認)	直接入力 (=既工認)	標準地盤 (=既工認)
	ケース2	同上	—	同上	同上	標準地盤 $+\sigma$
	ケース3					標準地盤 $-\sigma$
弾性設計用 地震動 S_d (水平動, 鉛直動)	ケース1 (基本ケース)	3.11地震 シミュレーション	—	5% (水平, 鉛直とも) (=既工認)	(水平)表層上部非線形 表層下部 $V_s900\text{m/s}$ (鉛直) 直接入力	標準地盤 (=既工認)
	ケース2				表層上部非線形 表層下部 $V_s900+100\text{m/s}$	標準地盤 $+\sigma$
	ケース3				表層上部非線形 表層下部 $V_s900-100\text{m/s}$	標準地盤 $-\sigma$

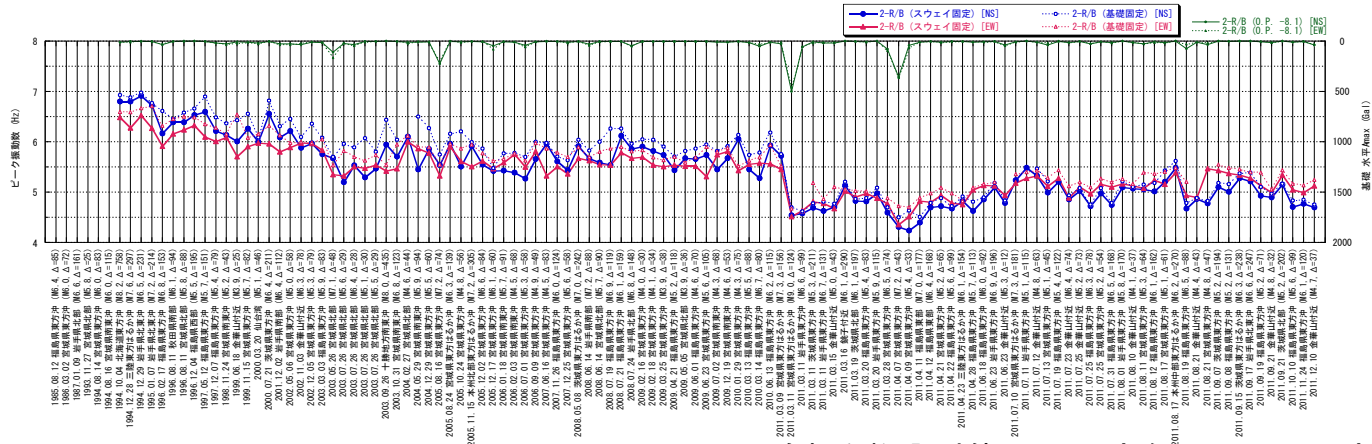
女川2号炉原子炉建屋 不確かさケースの設定

添付資料

- 添付1 中小地震を含めた観測記録の分析(ARXによる検討)
- 添付2 建屋シミュレーション解析
- 添付3 オペフロ上部の剛性低下(大架構)
- 添付4 初期剛性の違いが基準地震動 S_s の応答に与える影響
- 添付5 耐震実験
- 添付6 建屋の状況
- 添付7 地盤物性
- 添付8 建屋初期剛性の不確かさケースの剛性低下量の設定

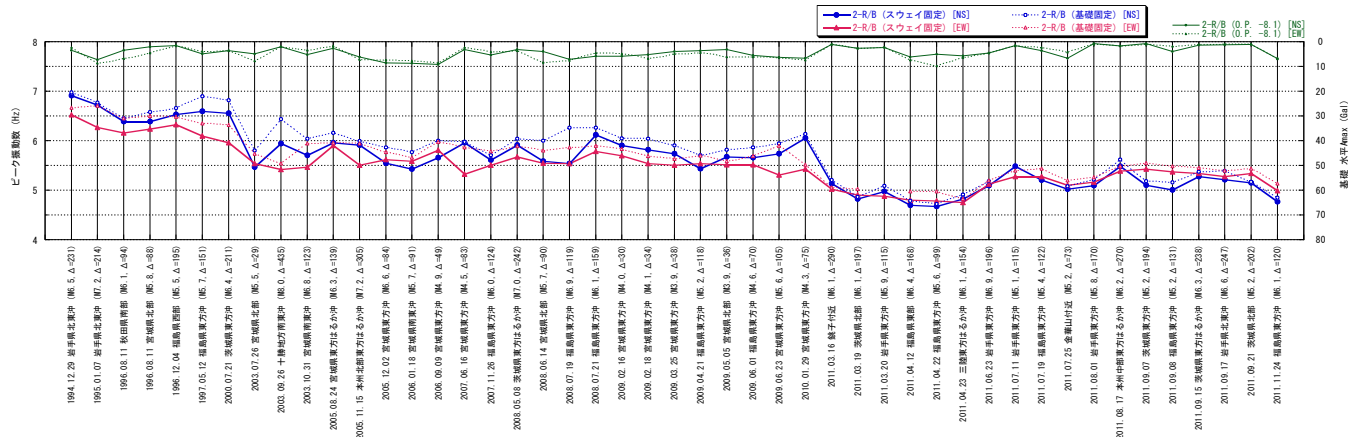
女川2号炉原子炉建屋の観測記録の分析例(水平動)

【使用した地震計位置】基礎マット上と1階, オペフロ階に設置されている地震観測記録の伝達関数より評価
 【主な傾向】水平動について, 地震動レベルの大きさと建屋の剛性低下(振動数低下)については相関性が認められる。また, わずかながら経時的変化による剛性低下(振動数低下)傾向も認められる。
 2011.4.7の地震以後～耐震補強前(2014.2.28)までの小振幅地震の固有振動数の平均値は設計値よりも高くなっている。



固有振動数(設計値) : NS方向 4.83Hz, EW方向 4.91Hz

固有振動数低下の傾向(水平方向)(女川2号炉原子炉建屋例)



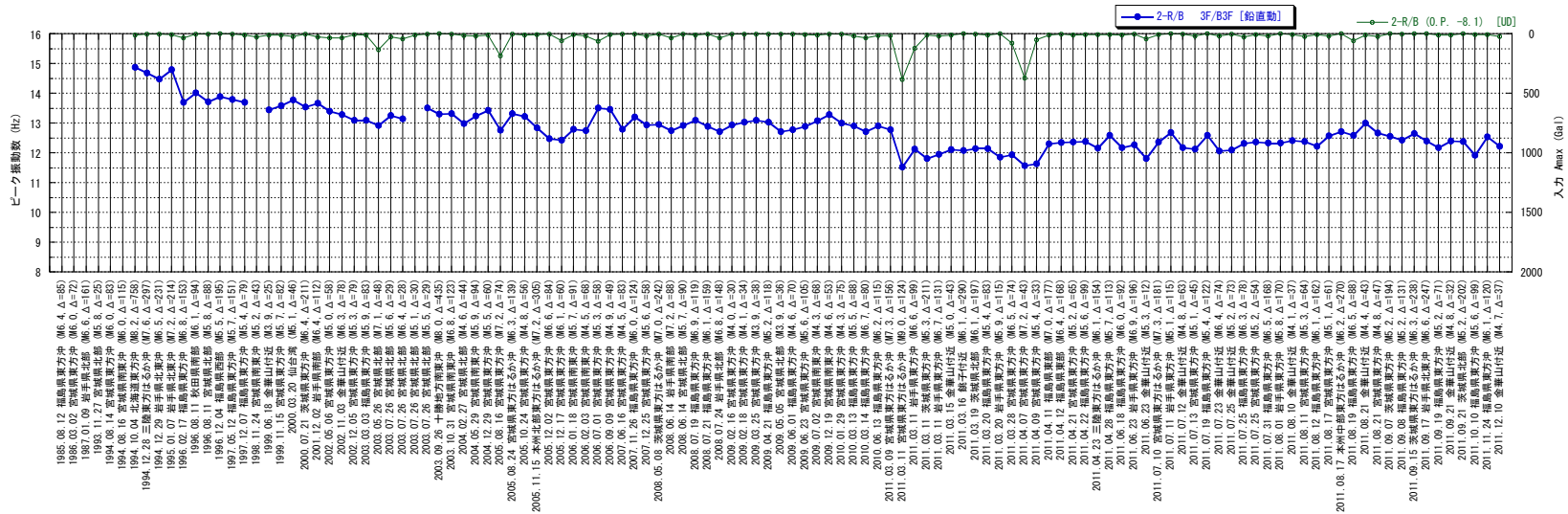
※2011.4.7の地震以後～耐震補強前(2014.2.28)までの小振幅地震の固有振動数の平均値:
 NS方向 5.11Hz, EW方向 5.15Hz

固有振動数低下の傾向(小振幅地震, 水平方向)(女川2号炉原子炉建屋の例)

女川2号炉原子炉建屋の観測記録の分析例(鉛直動)

【使用した地震計位置】基礎マット上と1階、オペフロ階に設置されている地震観測記録の伝達関数より評価

【主な傾向】鉛直動についても水平動ほど顕著ではないが、地震動レベルの大きさと建屋の剛性低下(振動数低下)については相関性が認められるが、設計時の固有振動数よりも高い。



固有振動数(設計値) : UD方向 9.96Hz

固有振動数低下の傾向(鉛直方向)(女川2号炉原子炉建屋の例)

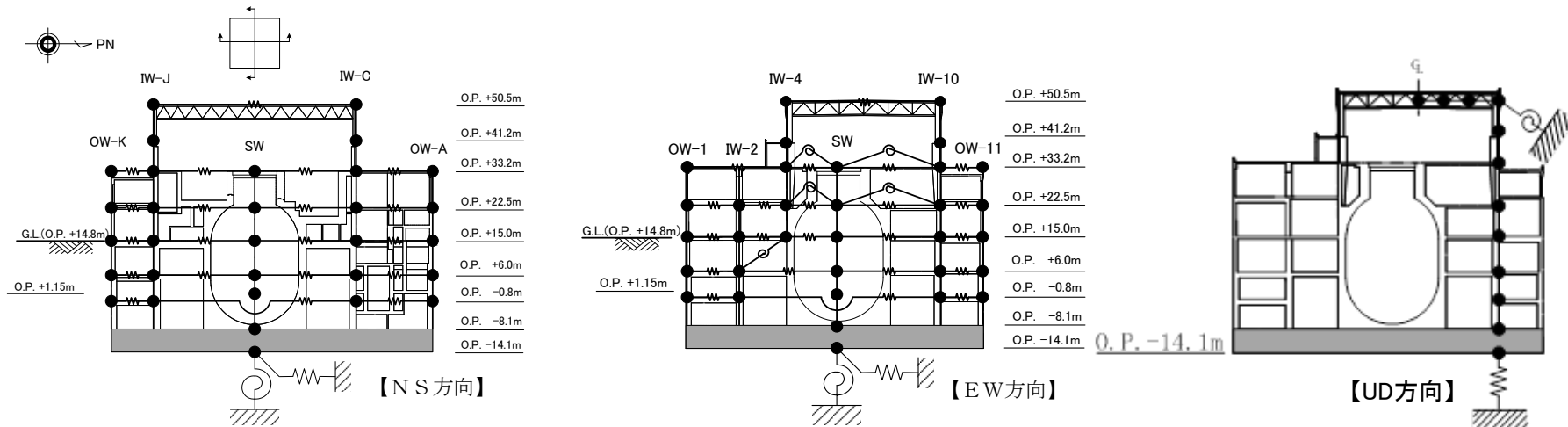
質点系モデルによる3.11地震等に対するシミュレーション解析

■検討の目的

・2号炉原子炉建屋を例に3.11地震, 4.7地震に対するシミュレーション解析を実施し, 建屋の振動特性を確認する。

■具体的検討内容

・地震応答解析は質点系モデルとし, 水平動, 鉛直動それぞれに対して実施した。



号炉 建屋	地震	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 (観測記録と整合する等価な剛性)		RC 減衰*
			オペフロ階(3階)・クレーン階	地下3階～2階	
O-2 R/B	3.11 4.7	NS	0.30	0.75	0.07
		EW	0.50	0.80	0.07
		UD	1.00	1.00	0.05

※コンクリート壁の初期剛性の設計値に対する補正係数及びRC減衰は, 観測記録との整合を確認しながらチューニングしている。
 なお, 設計におけるRC減衰は0.05(5%)。

2号炉原子炉建屋のシミュレーション解析(水平動, 鉛直動)

■2号炉原子炉建屋(水平動, 鉛直動)

・2号炉原子炉建屋の基礎マット上で得られた地震観測記録を入力し、建屋の各フロアで得られた地震観測記録との整合性を検討したシミュレーション解析の結果、以下の傾向が確認された。

【水平動】

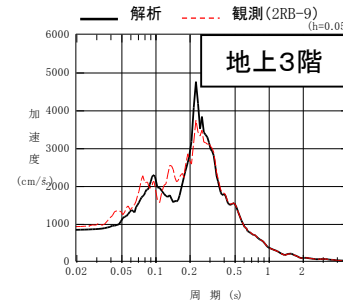
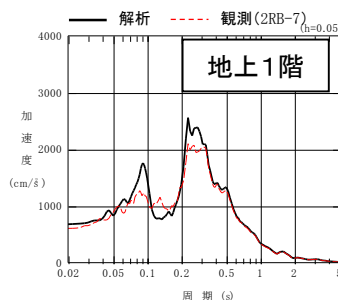
①水平動について、建屋の振動特性に支配的なオペレーションフロア（以下、オペフロと呼称）下部の初期剛性について、NS, EW方向とも、設計で考慮している剛性よりも2割程度低下させた解析結果が、記録との整合性が良い。また、合わせて算定された応力、ひずみとの関係から、耐震壁は概ね弾性範囲であったと判断される。

②オペフロ上部については、NS, EW方向とも、設計で考慮している剛性よりも5~7割程度低下させた解析結果が、記録との整合性が良い。なお、算定された応力、ひずみとの関係から、耐震壁は第一折点を超過するレベルであったが、設計における応力-ひずみ曲線とは乖離がある。

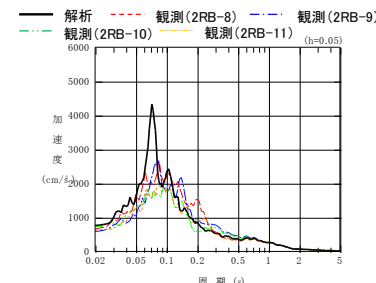
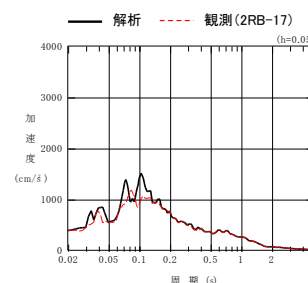
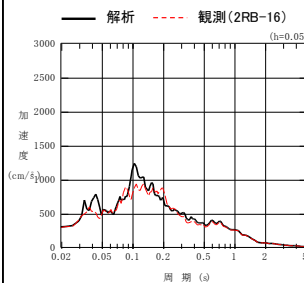
③RC減衰については7%を採用することで記録との整合性が良い結果が得られた。

【鉛直動】

④鉛直動については、設計で考慮している剛性、減衰を用いた解析結果が、記録との整合性が良い。



加速度応答スペクトルの比較
(2号炉原子炉建屋 3.11地震 NS方向)



(地下2階)

(地下1階)

(地上3階)

加速度応答スペクトルの比較
(2号炉原子炉建屋 3.11地震 鉛直方向)

以上の傾向は3.11地震, 4.7地震共通である。

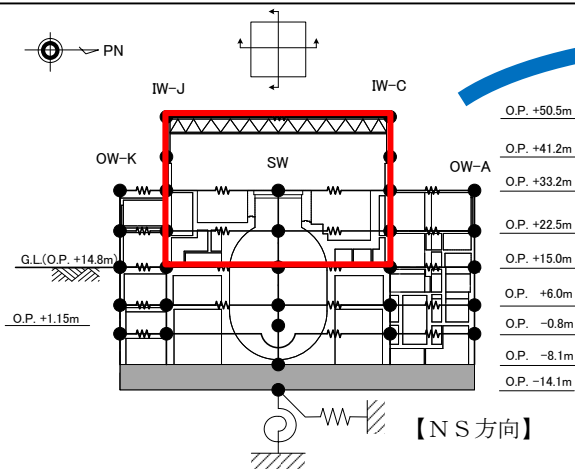
2号炉原子炉建屋オペフロ上部の耐力評価に関する検討

■検討の目的

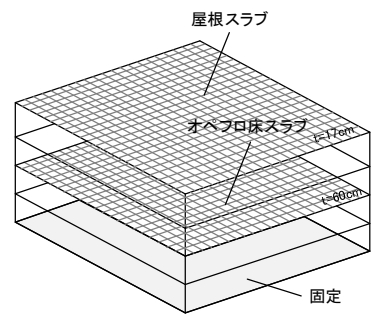
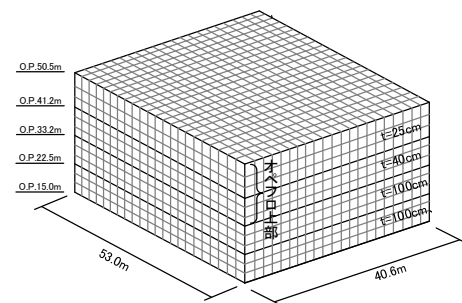
・2号炉原子炉建屋の3.11地震, 4.7地震に対するシミュレーション解析では, オペフロ階, クレーン階の剛性補正係数が0.3(NS), 0.5(EW)とオペフロ階より下の0.75, 0.8よりも小さかった。これは, オペフロ上部の構造的な特徴として比較的壁やスラブが薄くスパンの大きい大架構であることが影響していると考えられるため, 実態を表す3次元FEMモデルと質点系モデルにより剛性と耐力を比較検討した。

■具体的検討内容

・原子炉建屋1階～オペフロ階の一部を単純化して模擬した建屋を3次元FEMと質点系によりモデル化し, それぞれに対して静的地震力を加えることで, 弾塑性の剛性や耐力を比較した。JEAGに基づく質点系モデルに対して, 3次元FEMモデルのほうが変形しやすく柔らかめとなるが, 特に耐力がJEAGに基づく評価と同等であるかどうかを検討した。



1階～オペフロ階
～屋根までの壁
床を取り出して,
3次元FEMと質点
系によるモデル
化と比較検討



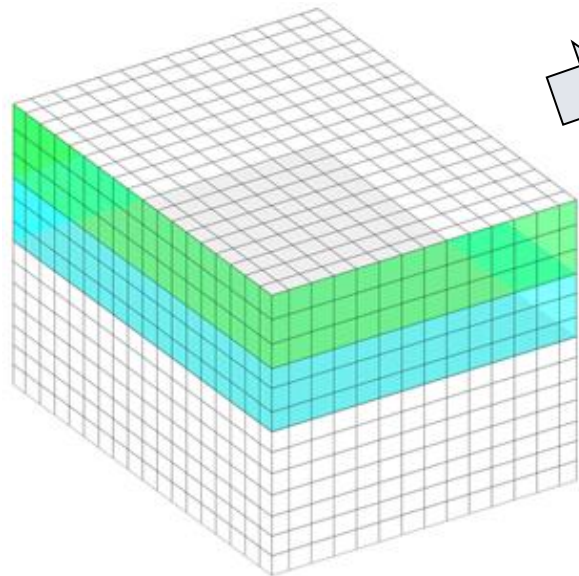
モデル建屋

号炉 建屋	地震	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 (観測記録と整合する等価な剛性)	
			オペフロ階(3階)・クレーン階	地下3階～2階
O-2 R/B	3.11	NS	0.30	0.75
		EW	0.50	0.80
	4.7	UD	1.00	1.00

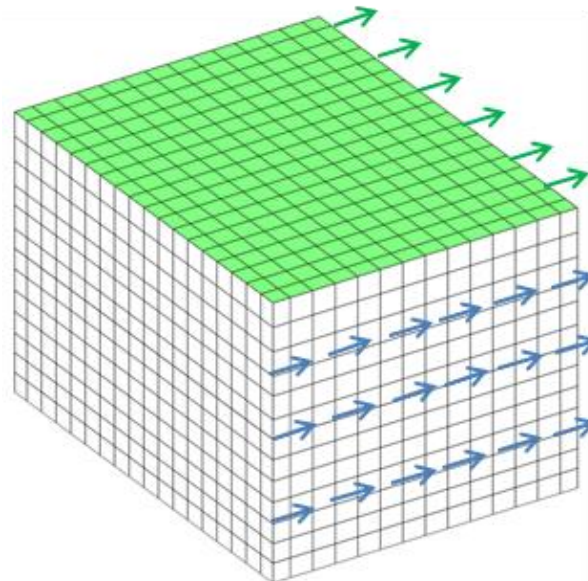
2号炉原子炉建屋オペフロ上部の耐力評価に関する検討

耐震壁25cm
耐震壁40cm

積層シェル要素
によりモデル化



オペフロ上部の耐力評価のため
設定した建屋モデル

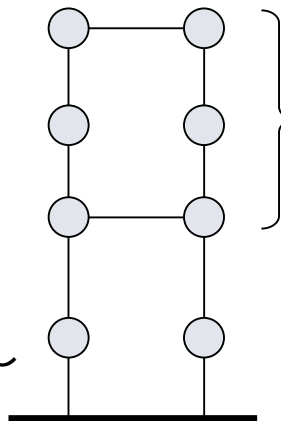


3次元FEM解析モデル

層間変形や耐力
を評価, 検討



JEAGに基づき,
曲げ, せん断剛
性, 耐力を設定し
モデル化



層間変形や耐力
を評価, 検討

・静的弾塑性解析に
より, 上部2層の各
耐震壁の耐力, 剛
性を比較検討する

質点系解析モデル

2号炉原子炉建屋オペフロ上部の耐力評価に関する検討

■検討結果

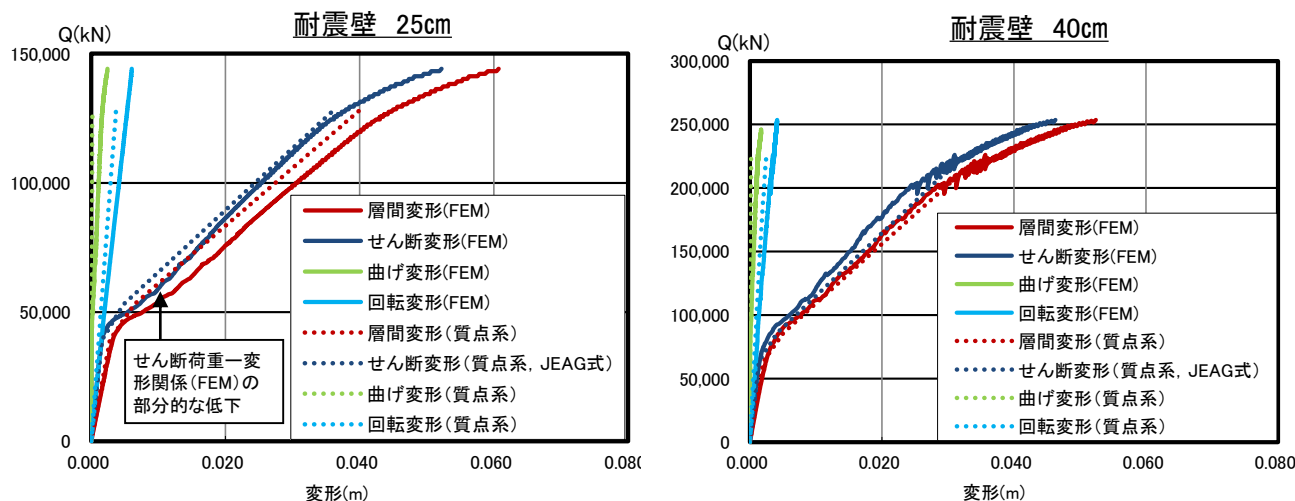
・原子炉建屋1階～オペフロ階の一部を模擬した建屋を対象に、設計と同様の質点系モデルと、より実現象に近い3次元FEMモデルの応答の違いについて検討した。検討は、モデルに対して静的地震力を加え、オペフロ上部の耐震壁の耐力、変形等を比較した。

その結果、

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

■基本モデルの保守性

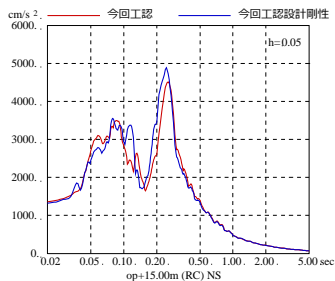
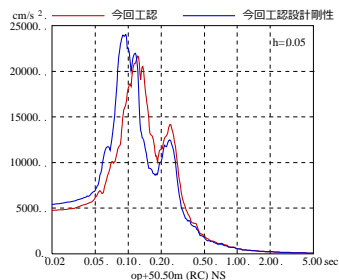
- ・終局付近では、耐震壁25cm、耐震壁40cmともせん断耐力は同等となっている。一方FEMモデルの方が曲げ・回転変形が大きく、これは終局付近でも同様であり、質点系モデルは曲げ・回転剛性を過大に評価していることによる差異と考えられる。女川の基本モデルは、3.11地震による質点系シミュレーション解析におけるオペフロ上部の剛性低下量を考慮しているが、このことは、実際の曲げ変形による剛性低下量の多くをせん断剛性の剛性低下量とみなし、変形としてはせん断変形が大きめに評価される剛性低下量を使用していることと等価になるため、保守的な評価となる。
- ・耐震壁25cmにおいて、変形が小さい一部の領域においてFEMモデルのせん断の荷重－変形が部分的に低下している点については、変形の大きい領域では認められない傾向であることから評価上問題となるものではないが、その発生原因について確認する。



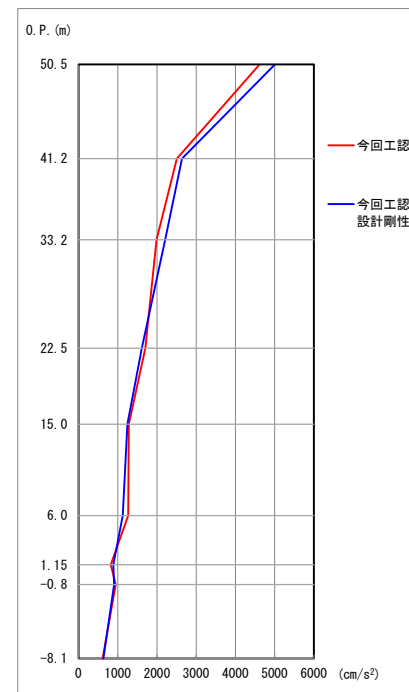
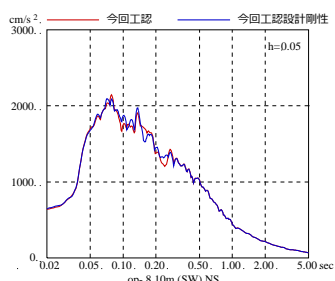
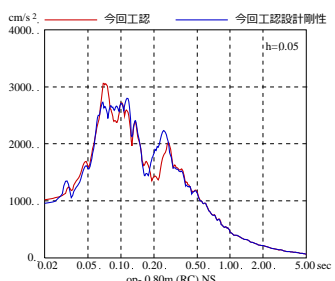
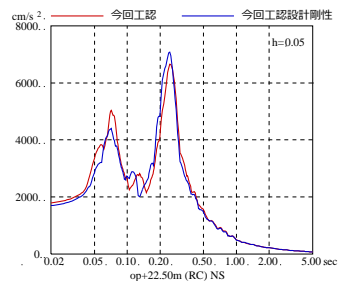
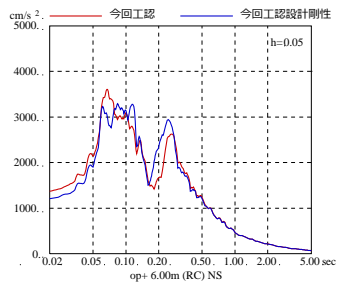
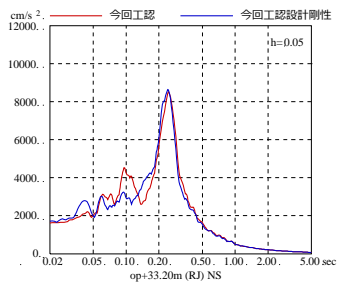
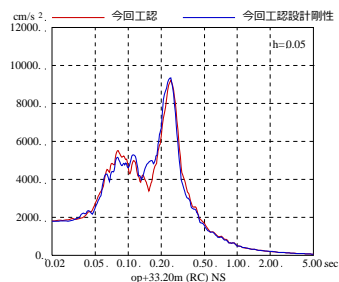
層せん断力－層間変形関係(NS方向)

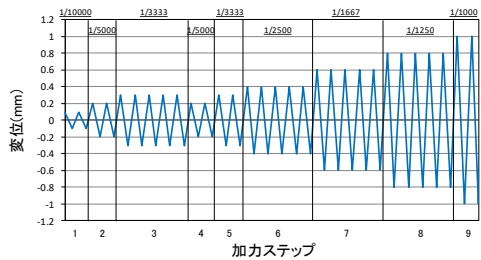
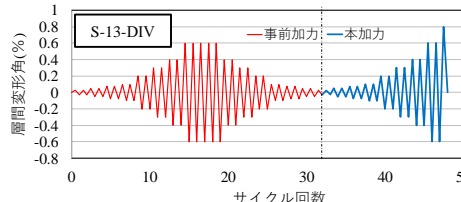
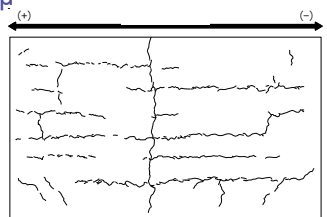
■ 女川2号炉原子炉建屋の加速度応答スペクトルと最大加速度分布の比較(基準地震動Ss-D2 NS方向)

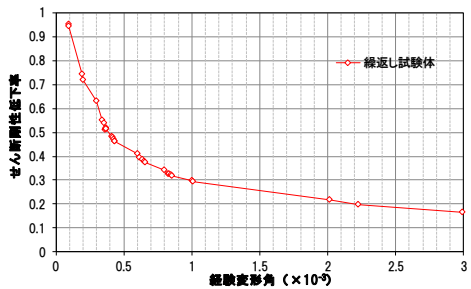
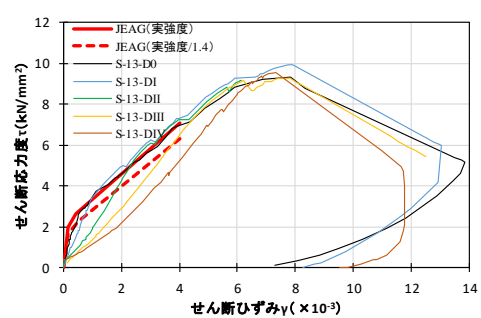
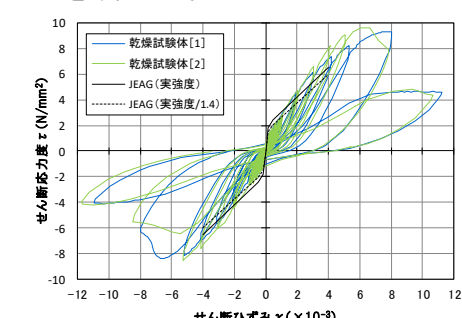
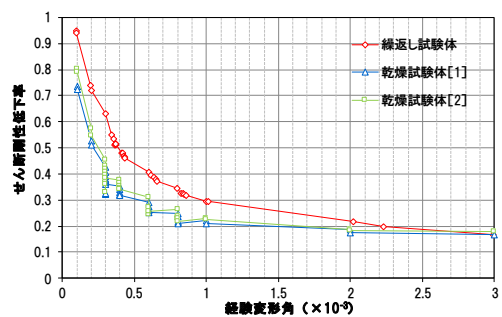
基準地震動Ss-D2に対する応答結果では、両者には大きな違いは認められなかった。



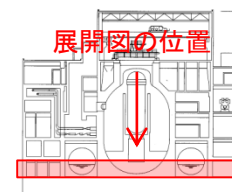
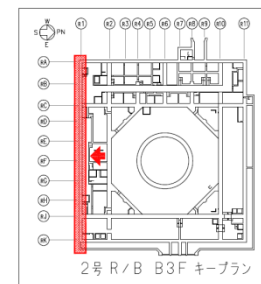
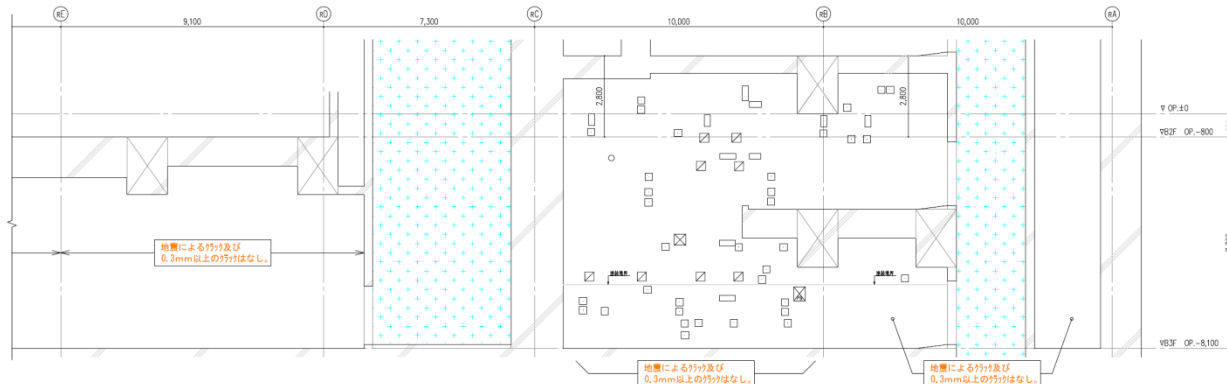
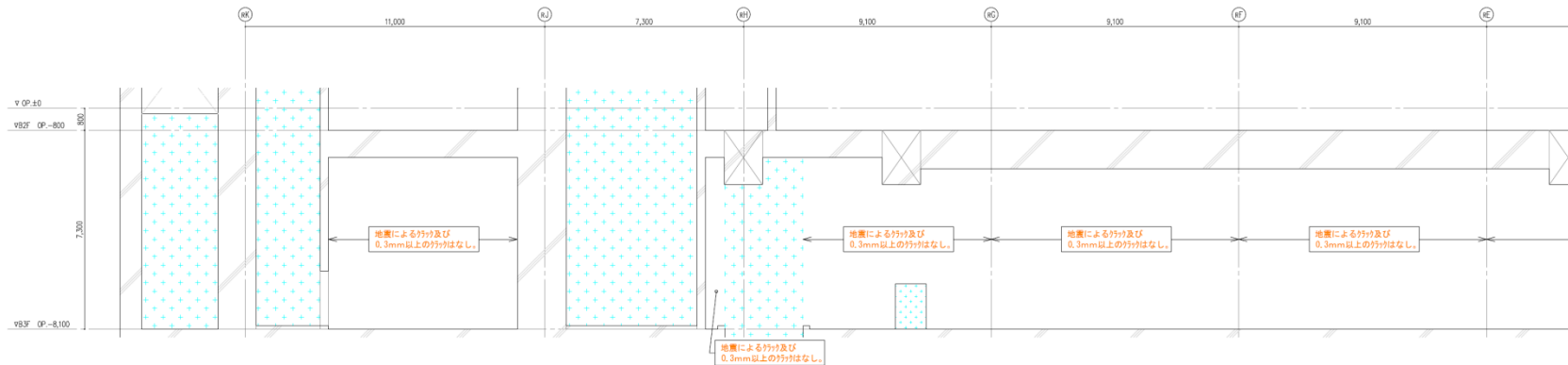
①今回工認モデル
 ②設計剛性モデル(今回工認モデルの初期剛性を設計剛性としたモデル, 地盤ばねも変更)の比較



	耐震実験[1]	耐震実験[2]	耐震実験[3]
目的	比較的大きな地震動を繰返し経験することで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	耐震壁の損傷程度の違い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	乾燥収縮が、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
実験概要	[2017.12.26審査会合説明]	[2017.12.26審査会合説明]	[2017.12.26審査会合説明]
	<ul style="list-style-type: none"> ➢ 耐震壁に対する静的繰返し加力を行う耐震実験 ➢ 鉄筋比1.4% ➢ 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、最大5サイクル ➢ 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>加力概念図</p>	<ul style="list-style-type: none"> ➢ 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 ➢ 加力パターンは、“事前加力”で損傷度合いに違いを与え、“本加力”によって、終局耐力まで加力 ➢ 損傷度合いは、無損傷、損傷度 I (せん断変形角0.75×10^{-3}) ~ IV (せん断変形角6.0×10^{-3}) の計5試験体 ➢ 鉄筋比1.32%  <p>加力概念図</p>	<ul style="list-style-type: none"> ➢ 試験体の大きさ・形状や配筋などは耐震実験[1]と同じ ➢ 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 ➢ 約3ヶ月間空中養生により壁部分を乾燥 ➢ 実験時のコンクリートの乾燥収縮率は約800μ  <p>加力前の乾燥試験体[1]乾燥収縮ひび割れ状況</p>
			[今回追加説明]
		[今回追加説明]	
		<ul style="list-style-type: none"> ➢ 補足的な検討として、鉄筋量を変えた場合(半分の鉄筋量)の実験を実施 ➢ 鉄筋比0.66% ➢ 他の条件は上記実験と同じ 	

	耐震実験[1]	耐震実験[2]	耐震実験[3]
<p>成果 (実験毎)</p>	<ul style="list-style-type: none"> ➢ JEAG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。 ➢ インナーリング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。 	<ul style="list-style-type: none"> ➢ 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、JEAG式の終局耐力に与える影響は小さいことを確認した。 ➢ 損傷度 I, II では、JEAG式の評価基準値付近での耐力低下は認められなかった。 ➢ 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。 	<ul style="list-style-type: none"> ➢ 乾燥試験体の初期剛性はJEAG式より低下するものの、評価基準値付近や終局耐力ではJEAG式を上回ることを確認した。また、乾燥試験体[1][2]で、初期剛性を含めて、荷重-変形関係は同等であった。 ➢ インナーリング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>成果 (各実験の比較)</p>	<ul style="list-style-type: none"> ➢ 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]の方が初期剛性の低下量が大きい。なお、主要地震(2005年宮城県沖の地震や3.11地震)時の女川2号炉原子炉建屋の建設当初から剛性低下量との整合性は耐震実験[3]の方が良い。 ➢ 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。 ➢ また、インナーリング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>耐震実験結果の まとめ</p>	<ul style="list-style-type: none"> ➢ 繰返し加力による有意な剛性低下は認められなかった。 ➢ 女川2号炉原子炉建屋の建設当初から剛性低下量は、耐震実験[3](地震と乾燥収縮の影響の重畳)の結果が、整合性が良い。 ➢ 地震による事前損傷や乾燥収縮の影響が、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})付近の耐力や終局耐力に与える影響は小さい。 		

点検の結果、ひび割れはほとんど認められず、追加調査の目安となる、地震により生じた幅1.0mm以上のひび割れは確認されなかった。

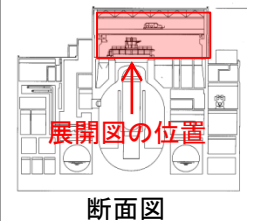
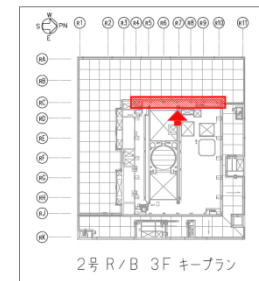
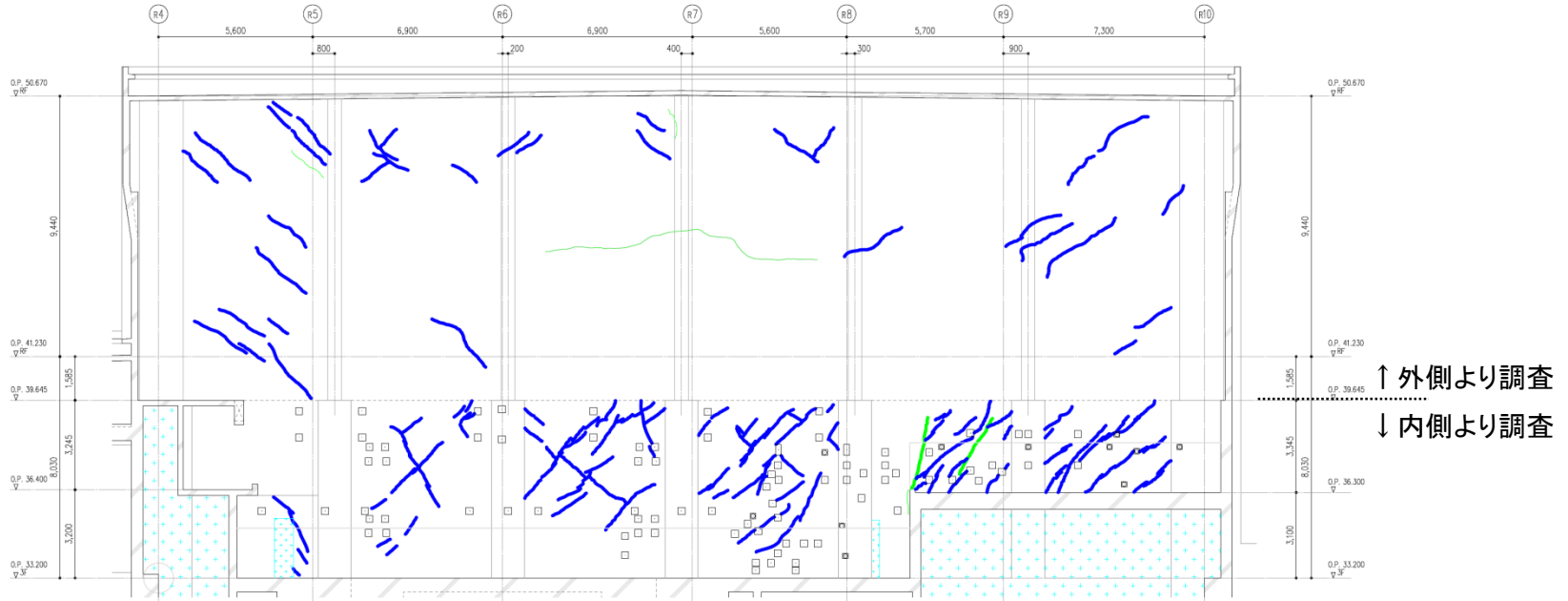


断面図

地震による		地震以外		
—	0.3mm未満	—	0.3mm以上～1.0mm未満	幅未確認
—	0.3mm以上～1.0mm未満	—	1.0mm以上	はくらく
—	1.0mm以上	+		確認不能の範囲

地震後点検結果の例(2号炉原子炉建屋 地上3階 RC通り)

点検の結果, 0.3mm未満の微小なひび割れは比較的多く認められたが, 追加調査の目安となる, 地震により生じた幅1.0mm以上のひび割れは確認されなかった。



地震による		地震以外		
	0.3mm未満		0.3mm以上~1.0mm未満	幅未確認
	0.3mm以上~1.0mm未満		1.0mm以上	はくら
	1.0mm以上			確認不能の範囲

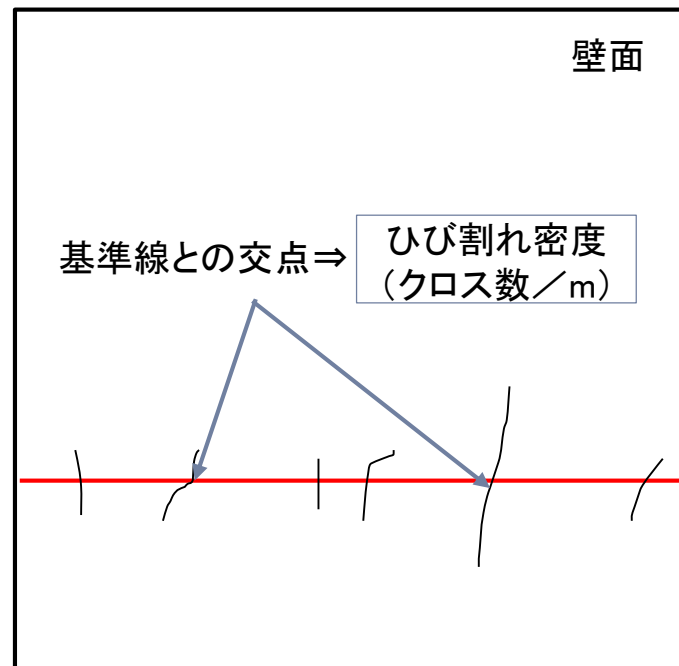
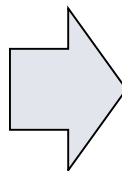
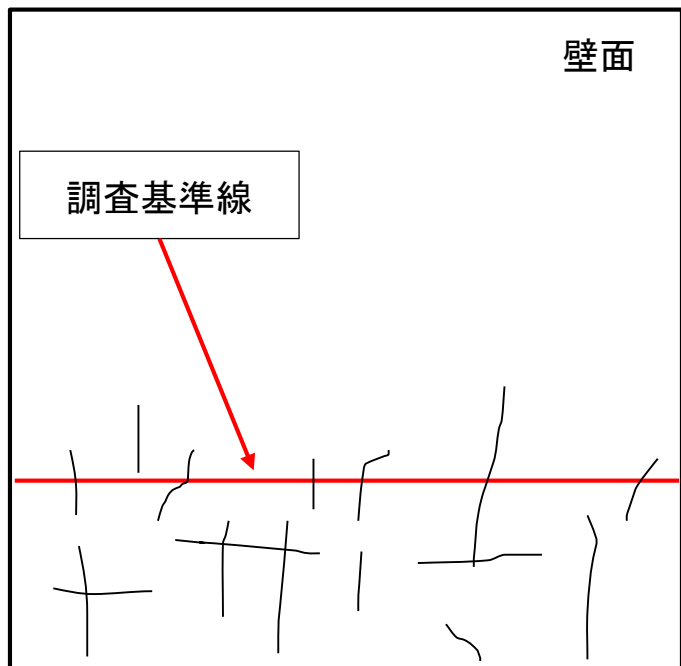
乾燥収縮ひび割れ調査(調査目的, 調査方法)

■ひび割れ調査目的

- ・建屋の剛性低下要因の一つとしている乾燥収縮について、女川原子力発電所の建屋に発生している乾燥収縮ひび割れを確認することを目的として調査を実施する。

■ひび割れ調査方法

- ・調査範囲は、全耐震壁を対象とする。
- ・乾燥収縮によるひび割れは壁面に概ね万遍なく生じることから、その測定は、壁面に一定の高さ(約1.5m)の基準線を引き、その線とひび割れとの交点を基準線1m当たりのクロス数(以下、「ひび割れ密度」と呼ぶ。)として調査する。配管等のある箇所は避け、可能な限り長くとることとする。調査方法のイメージを下図に示す。(調査方法の適用性については、次ページ参照)



ひび割れ調査方法概要

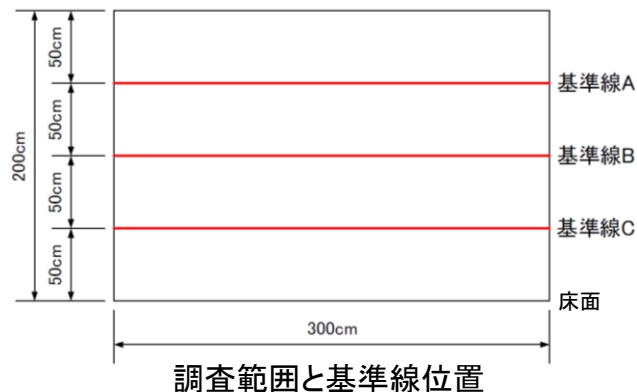
乾燥収縮ひび割れ調査(調査方法の適用性)

■調査方法の適用性の検討目的・方法

- ・代表の基準線を設けて、そのひび割れ密度が基準線の高さ方向で差がないか確認する。
- ・女川3号炉海水熱交換器建屋および東通1号炉海水熱交換器建屋の代表箇所について、2m(高さ)×3m(幅)の領域の乾燥収縮ひび割れ調査を行い、得られた乾燥収縮ひび割れスケッチ図を用いて、高さ方向に50cm間隔で設定した3本の水平方向のひび割れクロス数がどの程度のばらつきとなるかを確認する。

■適用性の検討結果

- ・基準線ごとの平均値のばらつきを見ると、3本の基準線でひび割れクロス数を計測した場合、最大でも±20%以内の差になっている。また、平均±σでばらつきを評価した場合は±30%~40%のばらつきとなっている。
- ・調査結果の分析の際に、想定されるばらつき以上の差が認められれば有意な差と評価することができると考えられ、建屋間のひび割れの多寡を評価する場合には、任意の位置の基準線1本で評価した場合で十分評価可能と考えることができる。また、調査長さが増えることによりばらつきはより小さくなると考えられる。

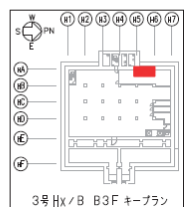


女川3号炉
海水熱交換器建屋

基準線	PS1 (B1F,EW)	A系非常用 電気品室 (B1F,NS)	RCW 熱交換器 (B)(D)室 (B2F,EW)	RCW 熱交換器 (B)(D)室 (B2F,NS)	TCW 熱交換器室 (B3F,EW)	常用 電気品室 (B3F,NS)	平均	標準偏差
A	11	9	17	2	4	7		
B	20	14	9	9	8	10		
C	16	20	5	17	5	9		
A/平均	0.70	0.63	1.65	0.21	0.71	0.81	0.784	0.429
B/平均	1.28	0.98	0.87	0.96	1.41	1.15	1.109	0.190
C/平均	1.02	1.40	0.48	1.82	0.88	1.04	1.107	0.417
平均							1.000	0.393

東通1号炉
海水熱交換器建屋

基準線	非常用 電気品室 (B1F,NS)	非常用 電気品室 (B1F,EW)	RCW 熱交換器 (A)(C)室 (B2F,NS)	RCW 熱交換器 (A)(C)室 (B2F,EW)	TCW 熱交換器室 (B3F,NS)	TCW 熱交換器室 (B3F,EW)	平均	標準偏差
A	5	6	8	6	8	9		
B	9	2	8	6	4	1		
C	9	8	3	3	10	10		
A/平均	0.65	1.13	1.26	1.20	1.09	1.35	1.114	0.223
B/平均	1.17	0.38	1.26	1.20	0.55	0.15	0.785	0.444
C/平均	1.17	1.50	0.47	0.60	1.36	1.50	1.102	0.416
平均							1.000	0.404



調査結果例: 常用電気品室

基準線A (FL+1.5m)
基準線B (FL+1.0m)
基準線C (FL+0.5m)

2,000

代表箇所調査位置図: 女川3号炉海水熱交換器建屋, 東通1号炉海水熱交換器建屋

<p>女川 3号炉 海水熱 交換器 建屋</p>	<p>PS1 (B1F,EW)</p> <p>3号 Hx/B B1F キープラン</p>	<p>A系非常用 電気品室 (B1F,NS)</p> <p>3号 Hx/B B1F キープラン</p>	<p>RCW 熱交換器 (B)(D)室 (B2F,EW)</p> <p>3号 Hx/B B2F キープラン</p>	<p>RCW 熱交換器 (B)(D)室 (B2F,NS)</p> <p>3号 Hx/B B2F キープラン</p>	<p>TCW 熱交換器室 (B3F,EW)</p> <p>3号 Hx/B B3F キープラン</p>	<p>常用 電気品室 (B3F,NS)</p> <p>3号 Hx/B B3F キープラン</p>
	<p>東通 1号炉 海水熱 交換器 建屋</p>	<p>非常用 電気品室 (B1F,NS)</p> <p>1号 Hx/B B1F キープラン</p>	<p>非常用 電気品室 (B1F,EW)</p> <p>1号 Hx/B B1F キープラン</p>	<p>RCW 熱交換器 (A)(C)室 (B2F,NS)</p> <p>1号 Hx/B B2F キープラン</p>	<p>RCW 熱交換器 (A)(C)室 (B2F,EW)</p> <p>1号 Hx/B B2F キープラン</p>	<p>TCW 熱交換器室 (B3F,NS)</p> <p>1号 Hx/B B3F キープラン</p>

乾燥収縮ひび割れ調査結果(女川2号炉原子炉建屋)

■ひび割れ調査結果

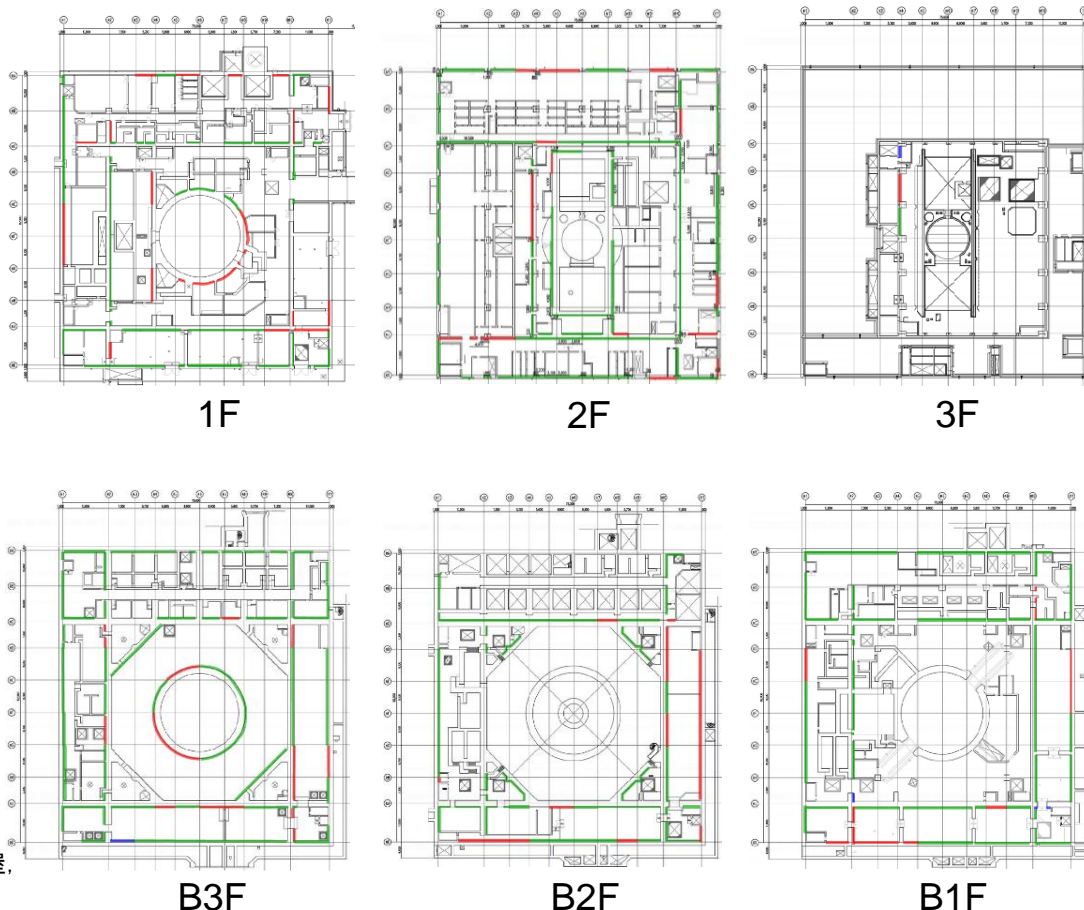
- ・ひび割れ密度は女川2号炉原子炉建屋において、4~5の間の数値を示している。
- ・全建屋のひび割れ密度の平均値より $+\sigma$ 以上の耐震壁を赤色で、 $-\sigma$ 以下の耐震壁を青色で、 $\pm\sigma$ に収まった耐震壁を緑色で示した図においては、赤色を示している部位が多く確認される。

フロアごとのひび割れ調査結果
(女川2号炉原子炉建屋)

	調査長さ(m)		ひび割れ密度
	建屋	各階	
3F	約2036	約14	約4.8
M2F		約30	約4.5
2F		約417	約4.2
M1F		約77	約4.0
1F		約269	約4.5
B1F		約360	約4.0
MB2F		約31	約4.5
B2F		約312	約4.8
MB3F		約86	約4.5
B3F		約440	約4.0

ひび割れ密度※
— : 平均より $+\sigma$ 以上多い
— : $-\sigma \sim +\sigma$
— : 平均より $-\sigma$ 少ない

※女川2号炉原子炉建屋、
 女川3号炉海水熱交換器建屋、
 東通1号炉原子炉建屋、
 東通1号炉海水熱交換器建屋
 の調査結果より平均値、 σ を算出
 (平均値:3, 標準偏差 σ :2.4)



調査スパンごとのひび割れの多寡状況図
(女川2号炉原子炉建屋)

乾燥収縮ひび割れ調査結果(東通1号炉原子炉建屋)

■ひび割れ調査結果

- ・ひび割れ密度は東通1号炉原子炉建屋において、1未満の数値を示している。
- ・全建屋のひび割れ密度の平均値より $+\sigma$ 以上の耐震壁を赤色で、 $-\sigma$ 以下の耐震壁を青色で、 $\pm\sigma$ に収まった耐震壁を緑色で示した図においては、青色を示している部位が多く確認される。
- ・女川2号炉原子炉建屋と比較すると、**女川2号炉原子炉建屋の方がひび割れ密度が高い傾向**となっている。

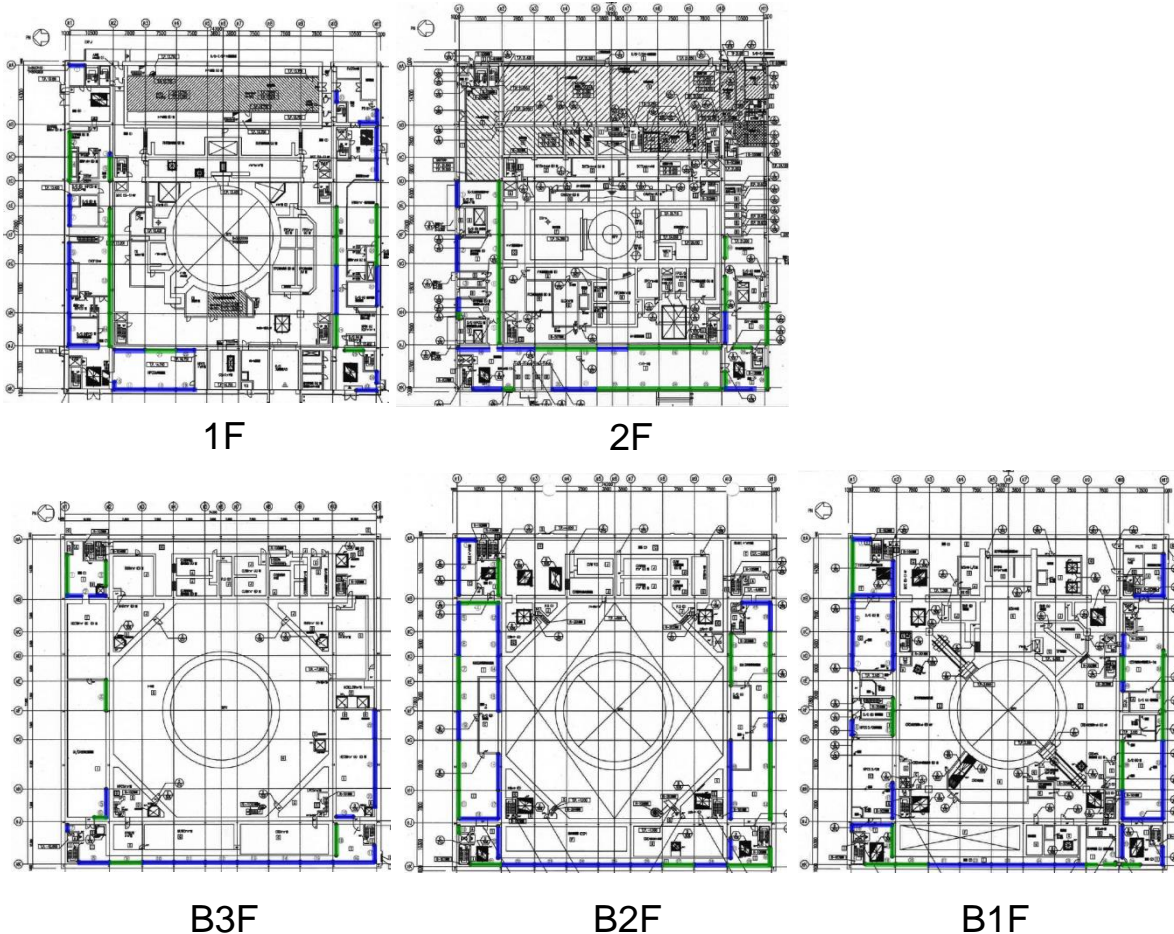
フロアごとのひび割れ調査結果 (東通1号炉原子炉建屋)

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

ひび割れ密度※

- 赤色 — : 平均より $+\sigma$ 以上多い
- 緑色 — : $-\sigma \sim +\sigma$
- 青色 — : 平均より $-\sigma$ 少ない

※女川2号炉原子炉建屋,
女川3号炉海水熱交換器建屋,
東通1号炉原子炉建屋,
東通1号炉海水熱交換器建屋
の調査結果より平均値, σ を算出
(平均値:3, 標準偏差 σ :2.4)



調査スパンごとのひび割れの多寡状況図
(東通1号炉原子炉建屋)

■ひび割れ調査結果

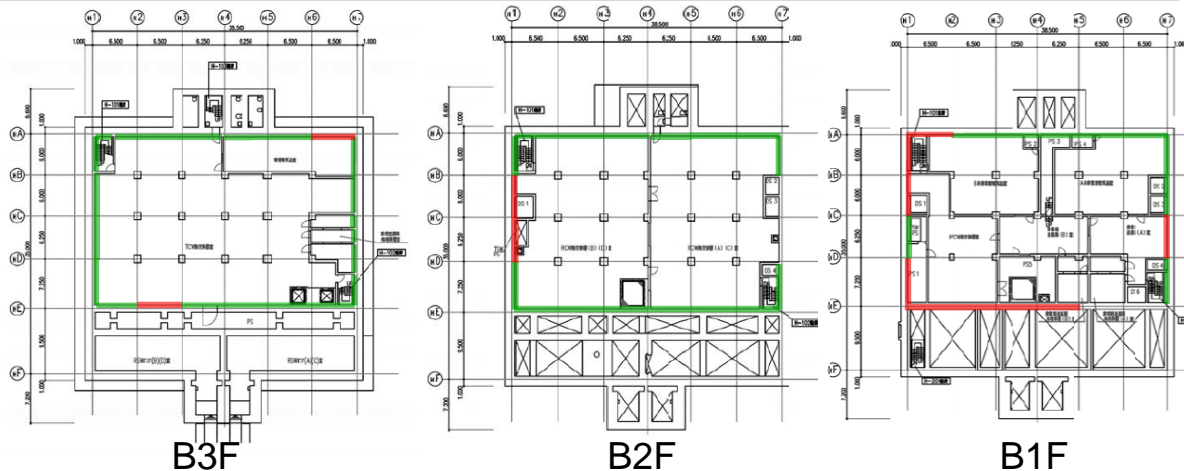
- ・ひび割れ密度は女川3号炉海水熱交換器建屋の方が東通1号炉海水熱交換器建屋よりも多かった。
- ・全建屋のひび割れ密度の平均値より $+\sigma$ 以上の耐震壁を赤色で、 $-\sigma$ 以下の耐震壁を青色で、 $\pm\sigma$ に収まった耐震壁を緑色で示した図についても、女川3号炉海水熱交換器建屋の方が東通1号炉海水熱交換器建屋より赤色を示していることから、女川3号炉海水熱交換器建屋の方が多いたことが分かる。

フロアごとのひび割れ調査結果
(女川3号炉海水熱交換器建屋)

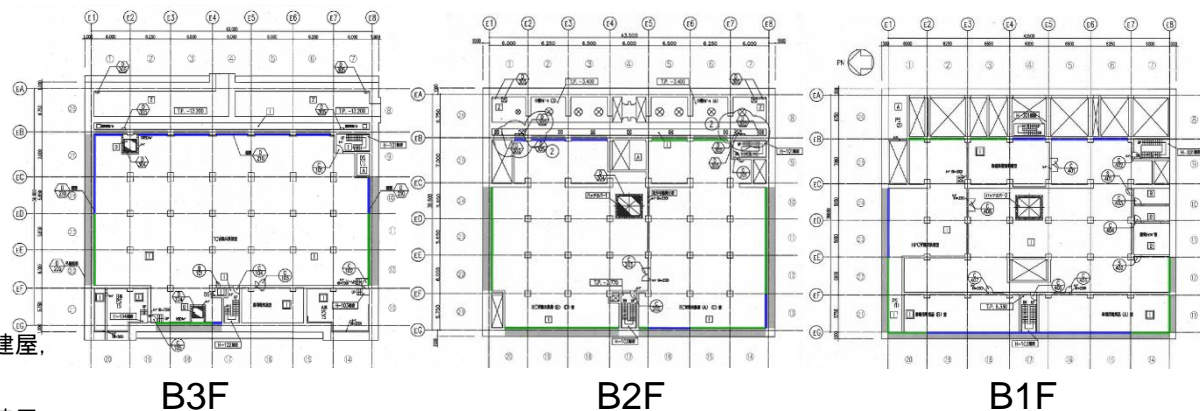
	調査長さ(m)		ひび割れ密度
	建屋	各階	
B1F	約238	約66	約5.5
B2F		約75	約4.3
B3F		約98	約3.9

フロアごとのひび割れ調査結果
(東通1号炉海水熱交換器建屋)

	調査長さ(m)		ひび割れ密度
	建屋	各階	
B1F	約257	約97	約1.0
B2F		約84	約1.2
B3F		約77	約0.9



女川3号炉海水熱交換器建屋



東通1号炉海水熱交換器建屋

調査スパンごとのひび割れの多寡状況図

※女川2号炉原子炉建屋、
女川3号炉海水熱交換器建屋、
東通1号炉原子炉建屋、
東通1号炉海水熱交換器建屋
の調査結果より平均値、 σ を算出
(平均値:3, 標準偏差 σ :2.4)

ひび割れ密度※
— : 平均より $+\sigma$ 以上多い
— : $-\sigma \sim +\sigma$
— : 平均より $-\sigma$ 少ない

コンクリートの乾燥収縮による経年的変化

■乾燥収縮の進行度合い

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

・その結果、耐震壁の壁厚相当での乾燥収縮は4000日経過程度まではゆっくりと進行し、その後収束する傾向にあり、現時点(コンクリート打設から**25年程度[9000日程度]**)では概ね収束した状態となっている。

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

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

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

W ：単位水量 (kg/m^3)

C ：単位セメント量 (kg/m^3)

G ：単位粗骨材量 (kg/m^3)

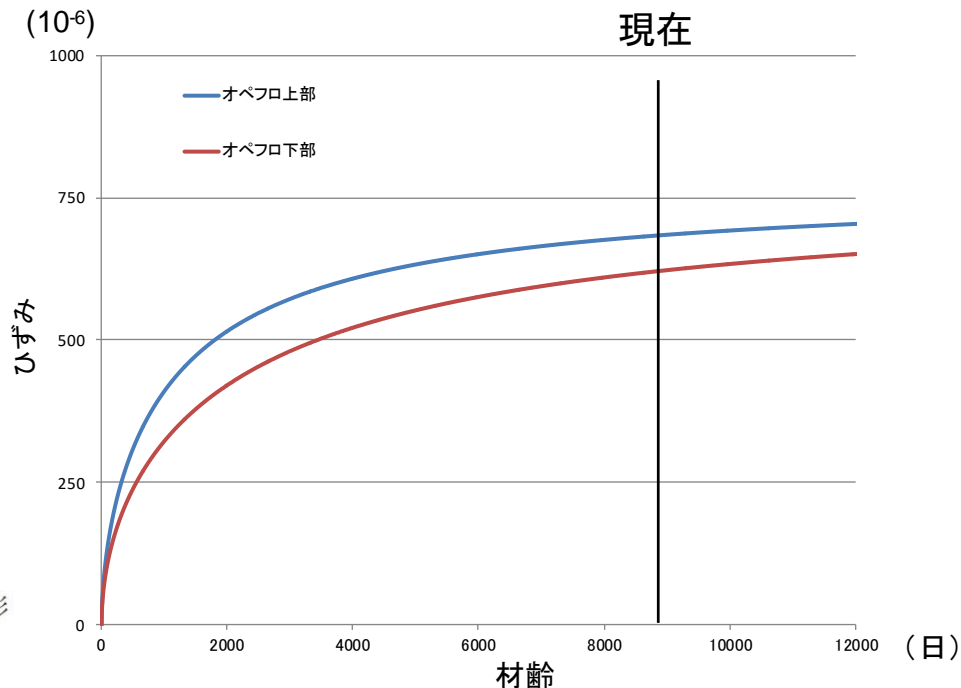
h ：相対湿度 (%) ($40\% \leq h \leq 100\%$)

V ：体積 (mm^3)

S ：外気に接する表面積 (mm^2)

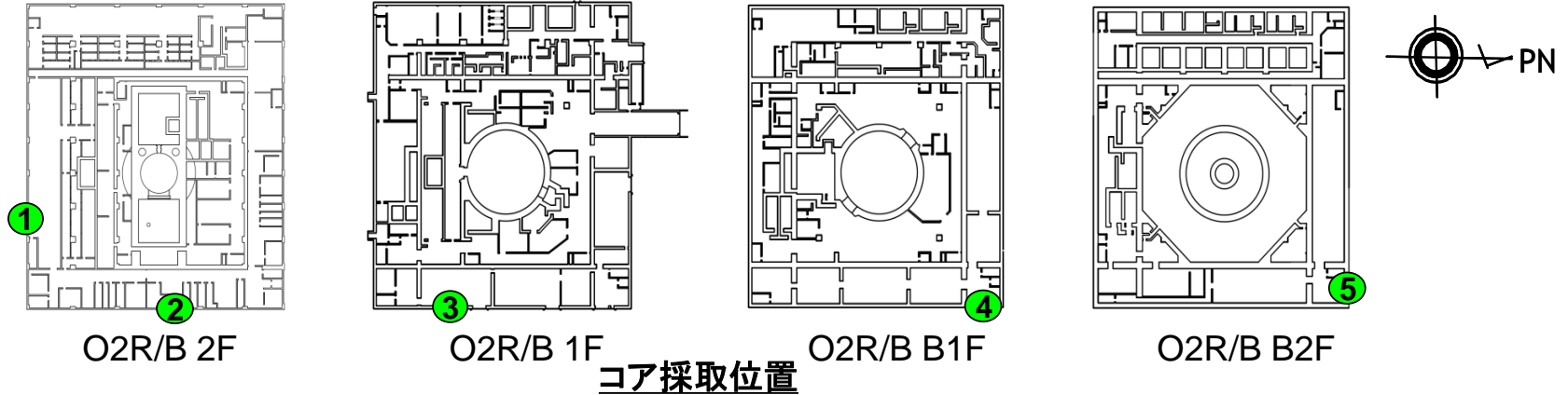
V/S ：体積表面積比 (mm) ($V/S \leq 300\text{mm}$)

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



耐震壁の初期剛性低下の要因分析 2号炉原子炉建屋コア抜き試験

- 初期剛性の低下の要因として、コンクリート材料の圧縮強度の低下による可能性について検討することを目的として、実機のコンクリート強度を確認する。
- 2号炉原子炉建屋のB2階、B1階、1階、2階において、耐震壁から5箇所(計15本)のコンクリートコアを採取し、3.11地震前後のコンクリート強度及び静弾性係数を確認する。コア採取位置は下図のとおりである。
- 個々のコアの圧縮強度は設計基準強度32.4N/mm²を上回る値が得られた。



圧縮強度試験結果 ※3.11地震前は2006年度に、3.11地震後は2018年度に実施(設計値 設計基準強度:32.4N/mm²)

	①			②			③			④			⑤		
3.11前※ 圧縮強度 (N/mm ²)	60.7	61.6	55.3	66.4	58.7	60.2	42.4	42.6	37.7	43.0	44.4	51.7	54.1	57.3	58.3
	平均 59.2			平均 61.8			平均 40.9			平均 46.4			平均 56.6		
3.11後※ 圧縮強度 (N/mm ²)	調査結果追而														
3.11前※ 静弾性係数 (kN/mm ²)	36.5	38.1	34.4	38.5	38.3	39.2	26.5	26.7	27.6	30.5	32.1	34.3	31.5	32.3	33.2
	平均 36.3			平均 38.7			平均 26.9			平均 32.3			平均 32.3		
3.11後※ 静弾性係数 (kN/mm ²)	調査結果追而														

耐震壁の初期剛性低下の要因分析 2号炉原子炉建屋コア抜き試験

- オペフロ階(3階)においても、耐震壁から2箇所(計6本)のコンクリートコアを採取し、コンクリート強度及び静弾性係数を評価した。
- 個々のコアの圧縮強度は設計基準強度 32.4N/mm^2 を上回る値が得られた。



- コンクリート壁の初期剛性の低下の主な要因は、コンクリート材料の圧縮強度の低下によるものではないと考えられる。

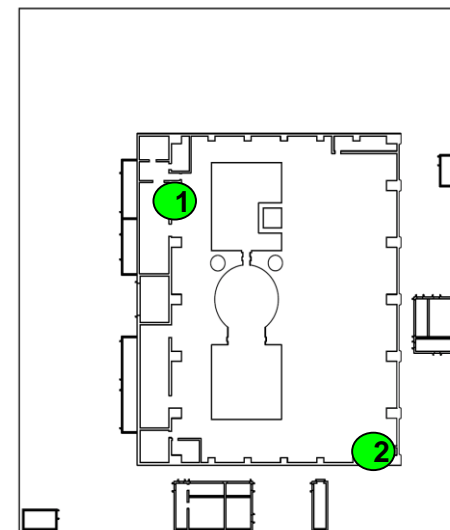
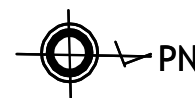
圧縮強度、静弾性係数試験結果(平成24年2月24日試験)

括弧内は設計値に対する比率を示す。

(設計値 設計基準強度: 32.4N/mm^2 、静弾性係数 26.5kN/mm^2)

	①		
圧縮強度 (N/mm^2)	46.9 (1.45)	46.4 (1.43)	44.3 (1.37)
	平均 45.9 (1.42)		
静弾性係数 (kN/mm^2)	30.8 (1.16)	31.7 (1.20)	29.9 (1.13)
	平均 30.8 (1.16)		

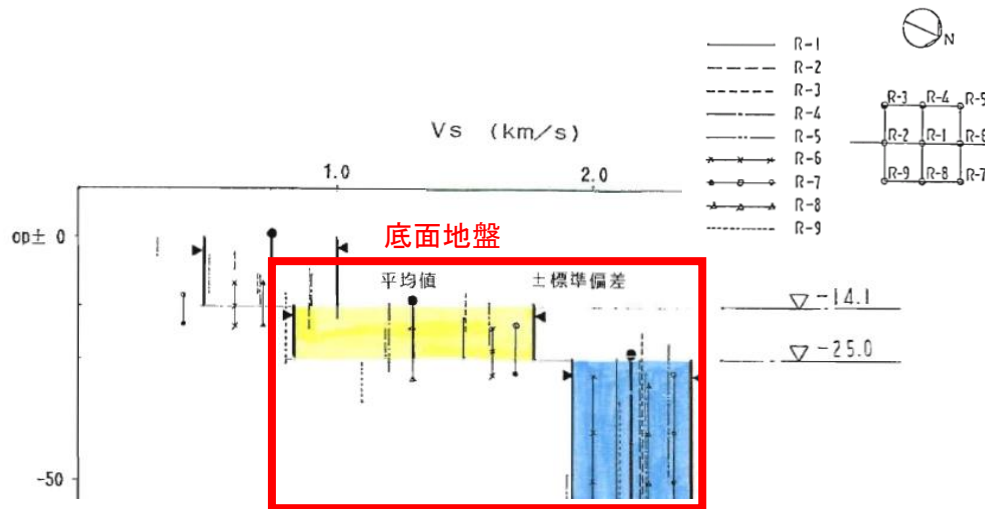
	②		
圧縮強度 (N/mm^2)	55.3 (1.71)	59.5 (1.84)	54.9 (1.69)
	平均 56.6 (1.75)		
静弾性係数 (kN/mm^2)	33.2 (1.25)	34.2 (1.29)	33.1 (1.25)
	平均 33.4 (1.26)		



コア採取位置

■2号炉原子炉建屋の炉心ボーリングのPS検層および密度検層結果

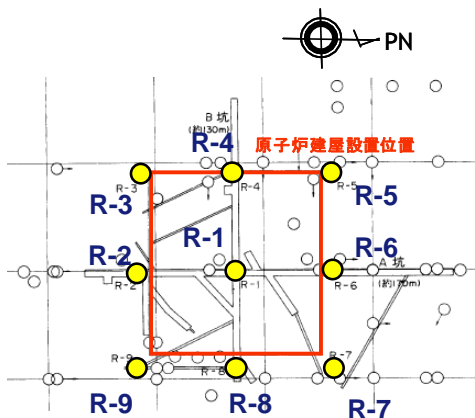
➤ 建屋直下のPS検層を9箇所実施し、その平均値よりせん断波速度を設定



女川2号炉原子炉建屋位置のPS検層結果

PS検層および密度検層結果

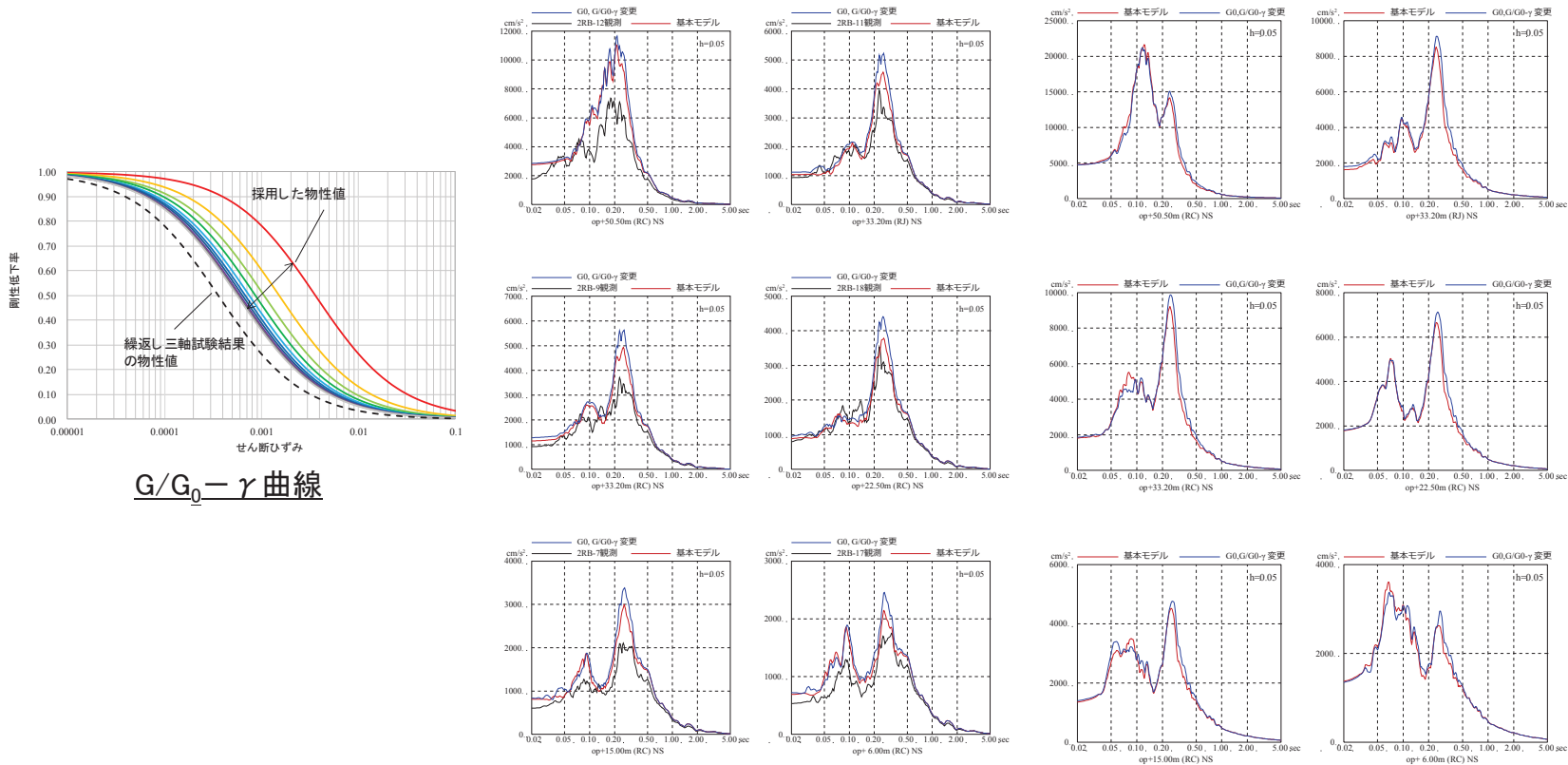
	地層レベル O.P.(m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 Vs(m/sec)
底面地盤	-14.10	23.8	1300
	-25.00	24.6	2150
	-80.00	25.0	2440
	-200.0	25.0	2440



地盤調査位置

表層地盤上部の初期せん断剛性に地盤の安定解析と同様の評価値を採用した場合の影響

- 表層地盤の非線形特性は、PS換層結果から初期せん断剛性 G_0 を、原位置せん断試験結果から双曲線モデルとして $G/G_0-\gamma$ 曲線を、繰返し三軸試験結果から $h-\gamma$ 曲線を設定し、地震観測記録のシミュレーション解析により検証している。一方、初期せん断剛性 G_0 および $G/G_0-\gamma$ 曲線については、地盤安定解析では繰返し三軸試験による結果も考慮していることから、この結果を反映した地盤モデルを採用した場合の3.11地震に対するシミュレーション解析を行い、観測記録との整合性について検討した。その結果、策定した入力地震動評価用地盤モデルの方が整合性の良い結果となった。
 - さらにモデルの違いが基準地震動 S_s の応答に与える影響について確認したところ、ひずみの大きい基準地震動 S_s の場合、両者の違いは小さい結果となった。
- ⇒ 以上のことから、表層地盤上部の非線形特性は基準地震動 S_s に対する評価に適用可能と判断した。



3.11地震 NS方向

基準地震動 S_s -D2 NS方向

表層地盤の非線形特性を変えた場合※の床応答スペクトルの比較

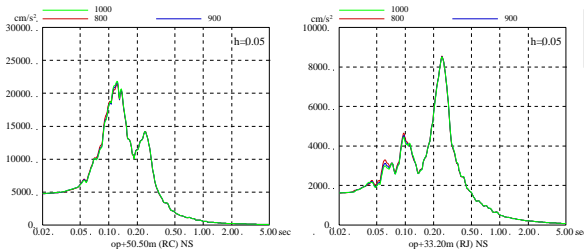
※初期せん断弾性係数 G_0 と $G/G_0-\gamma$ 曲線を変更した場合

表層地盤下部のせん断波速度 V_s を低下させた場合の影響

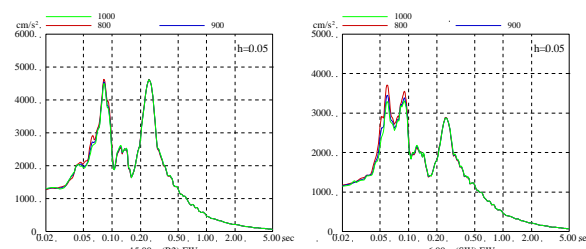
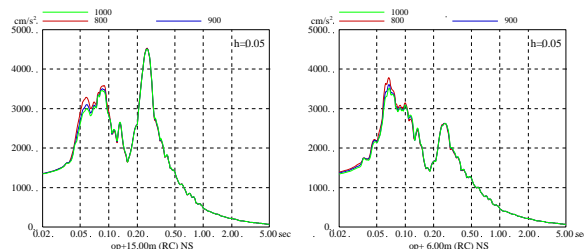
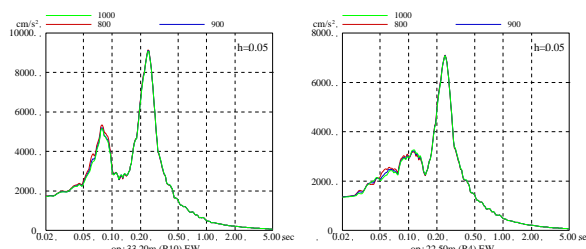
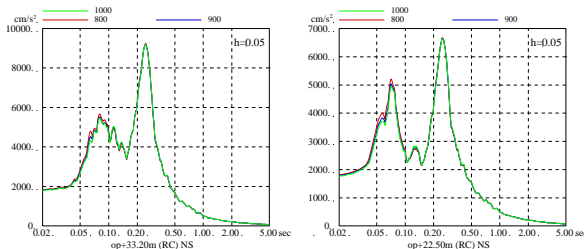
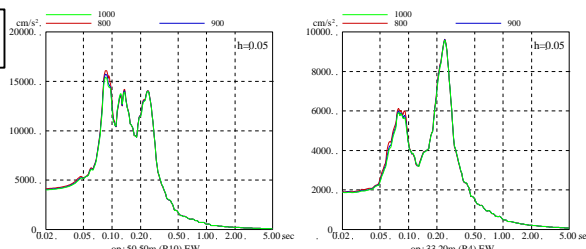
- ・表層地盤下部の波動伝播特性評価においては、岩盤以外の地質構造もあるものの全体として岩盤の影響が支配的な層として設定しており、せん断波速度 V_s は岩盤相当の値($V_s=900\text{m/s}$)を採用し特に非線形性は考慮していないが、岩盤以外の表層地盤の非線形化の影響の可能性も考慮し、地盤物性の変化(せん断波速度 V_s を 800m/s から 1000m/s の範囲で変化)が基準地震動 S_s に対する応答に与える影響を確認した。
- ・その結果、表層地盤下部の地盤物性の違いが応答結果に与える影響は小さいことを確認した。この傾向は3.11地震に対しても同様であることも確認している。

⇒ 以上のことから、表層地盤下部のせん断波速度 $V_s=900\text{m/s}$ は、基準地震動 S_s に対する評価に適用可能と判断した。

NS方向



EW方向

表層地盤下部のせん断波速度 V_s を変化させた場合の床応答スペクトルの比較

($V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$, 基準地震動 $S_s\text{-D2}$)

建屋初期剛性の不確かさケースの剛性低下量の設定

○建屋初期剛性の不確かさケースの剛性低下量の設定

【不確かさケースの設定の考え方】

基本モデルを用いた基準地震動 S_s による応答結果は、多くのフロアでせん断スケルトンの折点(第一, 第二折点)を超え非線形化が進むため、初期剛性の違いが応答結果に及ぼす影響は小さいと考えられるが、基準地震動 S_s を経験するまでに最大限低下する場合を初期剛性低下の不確かさケースとして考慮する。

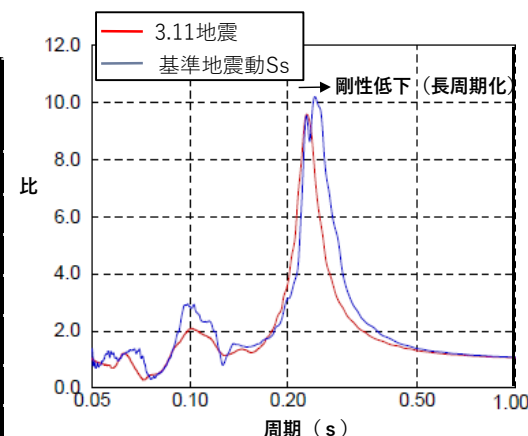
【設定方法】

基準地震動 S_s 時の不確かさケースに設定する剛性低下量は、基準地震動 S_s 入力前後の1次固有振動数の比($f_{S_s後}/f_{S_s前}$)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。

基準地震動 S_s 入力前の1次固有振動数 $f_{S_s前}$ は、基本ケースに $1/2 \times S_d$ を入力した際の基礎版から各階の伝達関数の1次ピーク振動数の平均より求める。基準地震動 S_s 入力後の1次固有振動数 $f_{S_s後}$ は、基本ケースに各基準地震動 S_s を入力した後に $1/2 \times S_d$ を入力した際の基礎版から各階の伝達関数(各階/基礎版)の1次ピーク振動数の平均より求める。ここで $1/2 \times S_d$ を使っているが、初期剛性を確認するために小振幅の地震動として入力したものである。

基準地震動 S_s 前後の建屋剛性比(NS方向)

基準地震動	S_s 後の1次ピーク ($f_{S_s後}$)	S_s 前の1次ピーク ($f_{S_s前}$)	S_s 前後の1次ピークの比 ($f_{S_s後}/f_{S_s前}$)	剛性比
Ss-D1	3.90	4.43	0.88	0.78
Ss-D2	3.90	4.42	0.88	0.78
Ss-D3	4.23	4.41	0.96	0.92
Ss-F1	4.40	4.42	1.00	0.99
Ss-F2	4.12	4.39	0.94	0.88
Ss-F3	4.19	4.42	0.95	0.90
Ss-N1	4.00	4.42	0.91	0.82

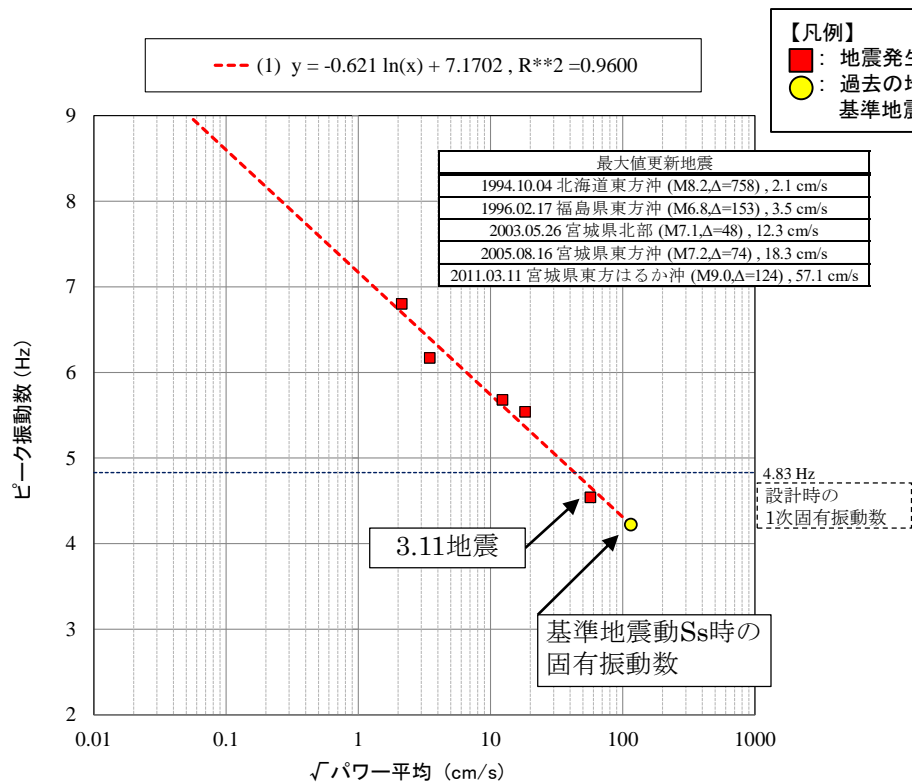


オペフロ/基礎版の伝達関数イメージ

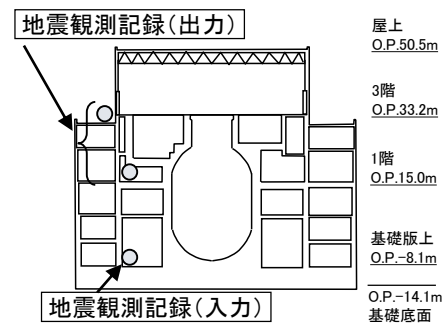
【参考検討】女川2号炉原子炉建屋の観測記録の分析例

基準地震動Ss時において建屋の1次固有振動数(建屋剛性)がどの程度低下するのか、過去の地震による固有振動数低下の傾向から参考として検討した。

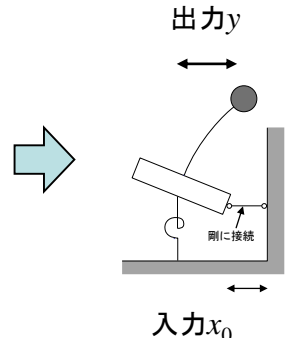
その結果、基準地震動Ss-D2時には、現状よりもさらに非線形化が進み約0.86倍の建屋剛性となることが想定される。



【凡例】
 ■：地震発生時に過去の入力の最大値を更新した地震の固有振動数
 ●：過去の地震観測記録の傾向から基準地震動Ss時の建屋振動数(建屋剛性)を推定



1質点系として固有振動数を評価



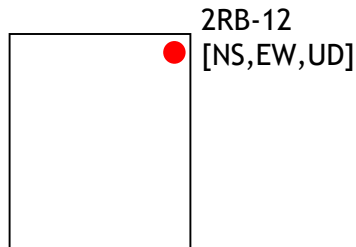
固有振動数評価の概念図

固有振動数と基礎版上のパワースペクトルの平均値の平方根との関係(NS方向)

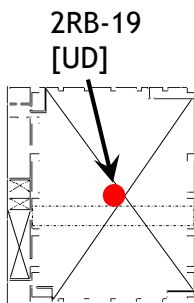
建屋剛性比の検討

	固有振動数(Hz)	3.11地震に対する剛性比
3.11地震 (基礎版上 57.1cm/s)	4.54	1.0
基準地震動 Ss-D2 (基礎版上 115.2cm/s)	4.22	0.86

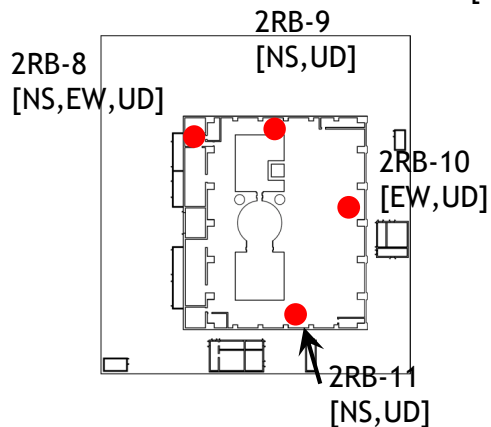
女川2号炉原子炉建屋



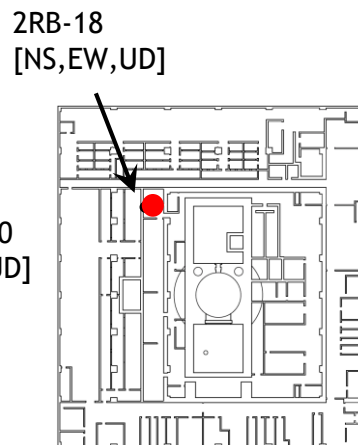
RF (O.P.50.5m)



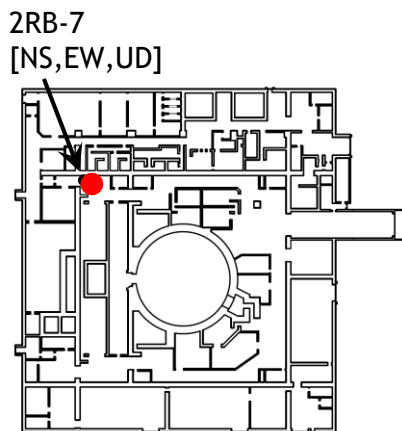
屋根トラス (O.P.46.95m)



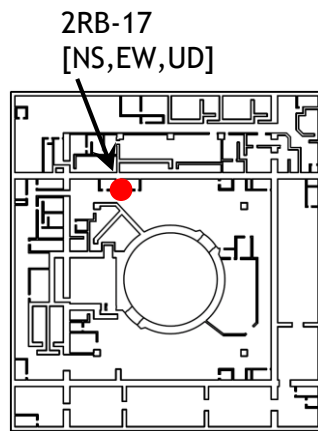
3F (O.P.33.2m)



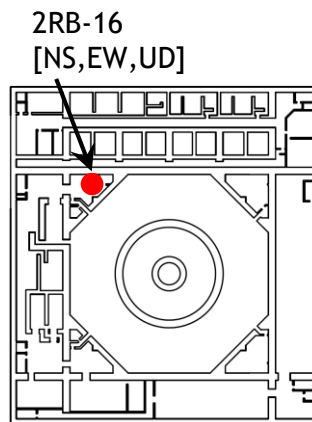
2F (O.P.22.5m)



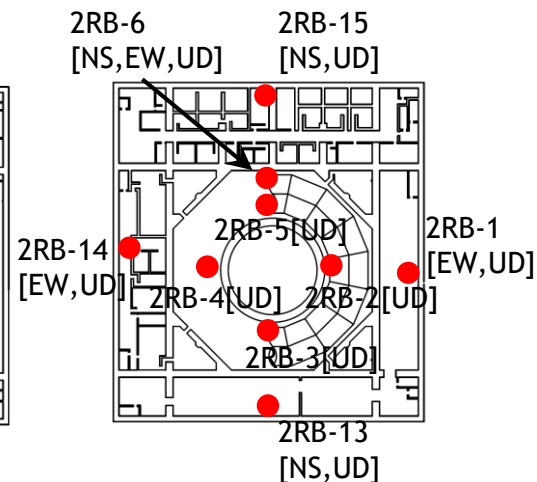
1F (O.P.15.0m)



B1F (O.P.6.0m)



B2F (O.P.-0.8m)



基礎版上 (O.P.-8.1m)