

(2) II. 構造形式

建設技術審査証明報告書に、「CCb 補強工法によれば、相次ぐ地震によりその耐震補強の必要性が高まっている原子力施設などの重要地下構造物、高速道路、鉄道及び上下水処理施設などの地下構造物、また、水門あるいは堰の門柱・堰柱など、構造上、巻立て補強が適用できない構造物の耐震性能を改善することができる」と記載されていることから、女川 2 号機の屋外重要土木構造物等にも適用可能である。

(3) III. 構造細目

建設技術審査証明報告書に、以下のとおり構造細目として記載されており、建設技術審査証明報告書と合致している。

- ① せん断補強筋の断面積比 $\geq 0.15\%$ とする。
- ② 補強前に配置されていたせん断補強筋を含めた CCb との最大配置間隔 $\leq$ 補強対象部材の有効高さの  $1/2$  かつ 300mm とする。
- ③ CCb の配置は図 4-3 に示す標準配置によるものとする。
- ④ CCb の埋込側の先端は、主鉄筋の中心まで配置することを原則とする。ただし、孔の先端から埋込側の表面までの厚さは 50mm 以上とする。

②の最大配置間隔 300mm は、収縮等によるひび割れの発生を防ぐための用心鉄筋としての配慮である。

用心鉄筋としての配慮については棒部材の場合、スターラップが露出面（腹部）に配置されることから、「露出面の用心鉄筋」に規定される「1m 当たり  $500\text{mm}^2$  以上の鉄筋を 300mm 以下の間隔で配置する」に準じて規定されたものである。一方、面的な広がりをもつボックスカルバートや箱型構造物の各部材に配置されるせん断補強鉄筋は、各部材の中間的な位置に配置され、「露出面の用心鉄筋」としての機能は不要であるため、「面部材ではせん断補強鋼材の配置間隔は、部材有効高さの  $1/2$  倍以下で配置すればよい」とされている（コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会，2017）（以下「コンクリート標準示方書 2017」という。））（図 4-3 参照）。

女川 2 号機において CCb により耐震補強を行った構造物は建設後 20 年以上経過しており、収縮が収束していると考えられること、また、せん断補強鋼材が露出面に配置されない面部材に対する耐震補強であることから、この規定（最大配置間隔 300mm 以下）は除外することができる。

なお、CCb により耐震補強を行った構造物に対する、せん断補強鉄筋比及び最大配置間隔の適用範囲及び整理結果を表 4-2 及び表 4-3 に「(4) IV. 部材諸元, V. 載荷方法」と併せて示す。

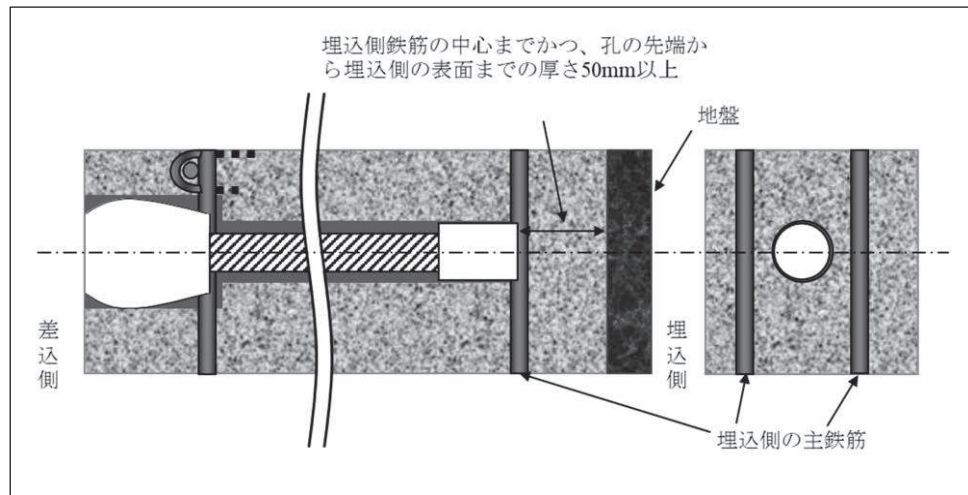


図 4-3 Ccb 標準配置  
(建設技術審査証明報告書より抜粋)

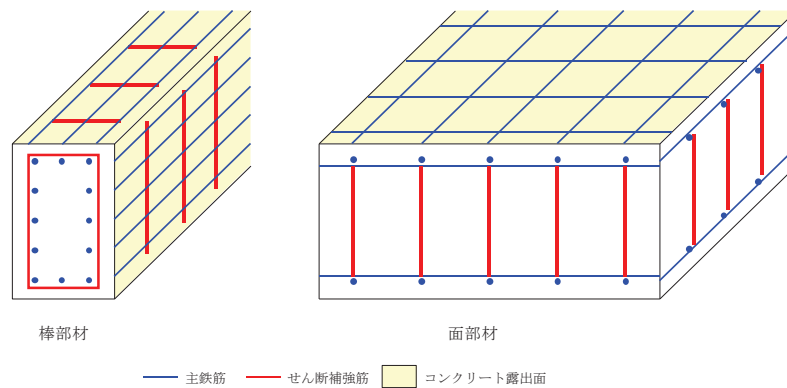


図 4-4 露出面の用心鉄筋 (棒部材・面部材)

(4) IV. 部材諸元, V. 載荷方法

構造細目, 部材諸元及び載荷方法について, Ccb により耐震補強を行った構造物への適用範囲及び整理結果を表 4-2 及び表 4-3 に示す。

表 4-3 に示すとおり, 部材諸元については, 部材厚, せん断スパン比及び主鉄筋比が, 建設技術審査証明報告書又は建設技術審査証明報告書の実験から確認した範囲に合致していない。

また, 載荷方法については, 集中荷重による正負交番載荷を行っているが, 女川 2 号機にて Ccb により耐震補強を行った構造物に作用する荷重は, 実験より大きく, 集中荷重及び分布荷重であるため合致していない。

よって, 部材諸元及び載荷方法については, フロー③建設技術審査証明報告書の適用範囲外の項目に対するせん断補強効果の確認として, 4.5 にて確認する。

表 4-2 適用範囲の整理

	III. 構造細目		IV. 部材諸元				V. 載荷方法	
	せん断補強鉄筋比 (%)	最大配置間隔	部材厚 (mm)	せん断スパン比	CCbの鉄筋径	CCbの鉄筋種別	主鉄筋比 (%)	荷重形態
建設技術審査証明報告書で規定されている適用範囲	せん断補強鉄筋比 $\geq 0.15\%$ 以上	最大配置間隔 $\leq$ 部材の有効高さの1/2	—	—	D13~D32	SD345	—	—
建設技術審査証明報告書の実験から確認した範囲	—	—	500~800	2.78 (棒部材的な破壊)	—	—	1.05~1.48	集中荷重

表 4-3 CCb により耐震補強を行った構造物への整理結果

構造物名称	部 材	III. 構造細目		IV. 部材諸元			主鉄筋比 (%)	荷重形態
		せん断補強鉄筋比 (%)	最大配置間隔 (mm) 有効高さ (mm)	部材厚 (mm)	せん断スパン比 <sup>※1,2</sup>	CCbの鉄筋径		
取水路 (漸拡部)	隔壁	0.430~0.436	300	1,200	5.61	D16	0.495	集中荷重
			1070			D22		
原子炉機器冷却海水配管ダクト	隔壁	0.563	300 1080	1,200	6.02	D25	0.590	集中荷重
軽油タンク室	底版	0.187	600 1300~1350	1,500	2.31~11.15	D25	0.317~0.981	分布荷重
	側壁	0.191~0.430	450 1000~1050	1,200	3.00~14.50	D22	0.408~0.857	分布荷重
	隔壁	0.220~0.441	300 850	1,000	3.53~16.82	D16	0.225	集中荷重
復水貯蔵タンク基礎	遮蔽壁	0.231	200 400	500	7.75	D13	0.250~0.261	集中荷重
			300 900					
	0.178~0.315	450 900	800	1.47~19.19	D16	0.211~0.285	分布荷重	
		200 680						1,000
	0.248	200 880	600	7.60~9.43	D16	0.220~0.365	分布荷重	
		0.358						200 480
	0.248	200 680	800	4.63	D16	0.211~0.373	分布荷重	
		0.248~0.372						200 680

■ : フロー② (建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認) より確認できた範囲 ■ : フロー③ (せん断補強効果の確認) より確認する範囲

※1: せん断スパン比  $a/d$  ( $a$ : 支間長,  $d$ : 有効高さ)

※2: せん断スパン比 ( $a/d$ ) が3.5以上 (土木学会マニュアル2005参照) かつ荷重形態が集中荷重の場合は棒部材と判断して「フロー②より確認できる範囲」とし、 $a/d$ が3.5以上であっても荷重形態が分布荷重の場合は等価せん断スパン比を考慮すると、ディープビーム的なせん断スパン比となる可能性があることから「フロー③より確認する範囲」として整理している。

(5) VI～VIII. 使用材料（せん断補強筋，セラミック製定着体，充てん材）

建設技術審査証明報告書に記載されている使用材料と合致している。（表 4-4 参照）

使用材料のうち，セラミック製定着体及び充てん材は従来工法（先施工）と Ccb 工法の特徴的な差異となることから，これらの材料の役割と要求性能について詳細に整理する。

表 4-5 に示すとおり，材料特性や要求性能に対する性能確認試験（定着性能試験・ねじ節強度試験）により，弱部が生じないことや部材と一体となって挙動するといった要求性能が満たされていることが確認されており，Ccb 工法を採用するにあたり，その性能に悪影響を与える要因がないことを確認している。

また，定着体であるセラミックキャップの損傷（割れや欠け）の要因となる傷がないことを確認している。さらに，施工箇所となる部材にはセラミックキャップの損傷となるような衝撃荷重が作用しないことから，定着体が破損する要因はない。

表 4-4 Ccb の適用条件と使用状況  
（建設技術審査証明報告書より抜粋）

2. 2 セラミック定着体		2. 3 材料の設計値
(1) セラミック定着体は、所定の材料により製作する。 (2) セラミック定着体は、所定の製造工程で製作されたものを用いる。 (3) セラミック定着体の検査は、形状、外観、ねじ節強度、密度について、所定の頻度で実施する。		(1) セラミックキャップバー（CCb） セラミックキャップバー（CCb）を構成するねじ節鉄筋は、JIS G 3112に準拠したネジテツコン（東京鐵鋼株式会社製ねじ節鉄筋）で、種類はSD295A、SD295B、SD345とし、呼び名はD32、D29、D25、D22、D19、D16、D13とする。特性値 $f_{yk}$ および $f_{tk}$ はJIS G 3112の下限値としてよい。また、限界状態の検討に用いる異形鉄筋の断面積は、JIS G 3112による各呼び名の公称断面積としてよい。 (2) 充てん材 充てん材は補強する構造体コンクリートと同等な性能であるとする。
	建設技術審査証明報告書の材料範囲等	使用状況
せん断補強筋 (ねじ節鉄筋)	径 : D13～D32 強度 : SD295A, SD295B, SD345	左記範囲内の材料を使用する。 (D16～D32 SD345)
セラミック 定着体	所定の材料，製造工程で製作され，所定の頻度で形状，外観，ねじ節強度，密度について検査されたもの	左記検査を受けた材料を使用する。
充てん材	構造体コンクリートと同等な性能	躯体コンクリート以上の強度とする。

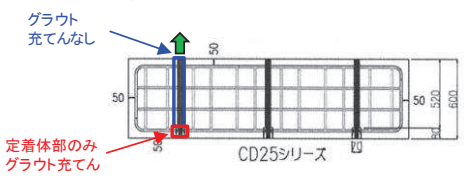
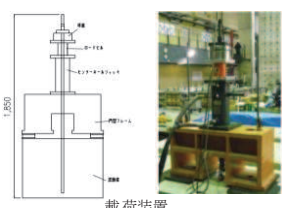
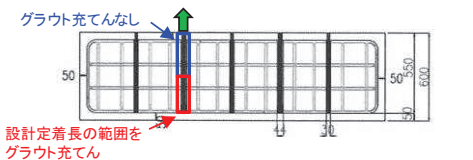
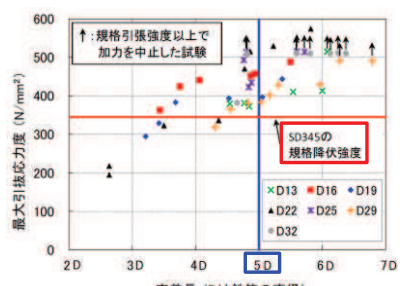
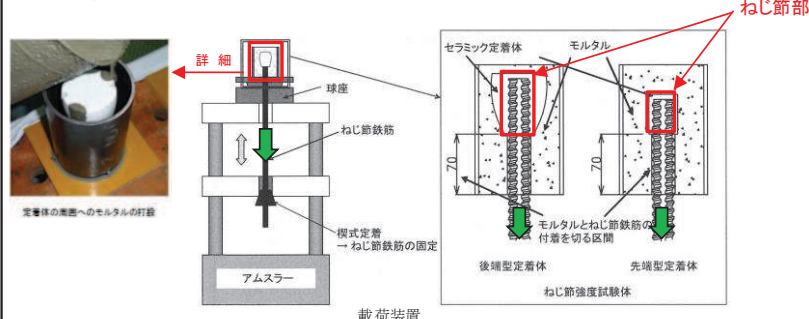

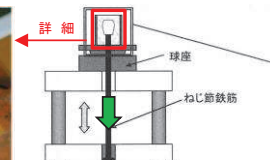
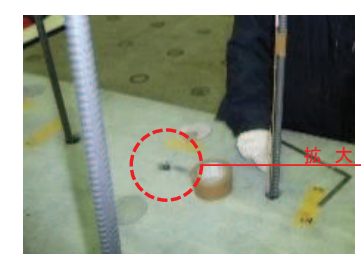

表 4-5 各使用材料の役割・要求性能・材料特性 (1/3)

使用材料	役割	要求性能	要求性能を踏まえた材料特性																							
充てん材 (グラウト)	<ul style="list-style-type: none"> <li>CCbと掘削孔の空隙を充てんし、既設構造部材との一体化を図る。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>CCbと掘削孔の充てん時に、隙間ができないこと。</li> <li>充てん部が弱部とならないこと。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>硬化後に空隙が発生しないよう、充てん性を考慮した流動性を有する無収縮グラウトを使用している。</li> <li>既設コンクリートと同等以上の強度を有するため、弱部とならない。</li> </ul> <p style="text-align: center;">グラウトの品質管理基準</p> <table border="1" data-bbox="1422 502 1960 662"> <thead> <tr> <th>品質管理対象</th> <th>管理項目</th> <th>管理内容</th> <th>規格値</th> <th>管理頻度</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">グラウト</td> <td>流動性</td> <td>JA ロート試験</td> <td>15~30 秒</td> <td>作業開始前</td> </tr> <tr> <td>圧縮強度</td> <td>圧縮強度試験</td> <td>28 日強度が 49.0N/mm<sup>2</sup> 以上*1</td> <td>500 本毎</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">可塑性 グラウト</td> <td>流動性</td> <td>フロー試験</td> <td>静止時 105mm~120mm 15 回打撃 150mm~200mm</td> <td>作業開始前</td> </tr> <tr> <td>圧縮強度</td> <td>圧縮強度試験</td> <td>28 日強度が 49.0N/mm<sup>2</sup> 以上*1</td> <td>500 本毎</td> </tr> </tbody> </table> <p>*1 グラウト強度については、標準となる材料に対する製造者の目標仕様を記載している。 なお、<u>充てん材の強度は補強する既設コンクリート躯体と同等以上である必要がある。</u></p>	品質管理対象	管理項目	管理内容	規格値	管理頻度	グラウト	流動性	JA ロート試験	15~30 秒	作業開始前	圧縮強度	圧縮強度試験	28 日強度が 49.0N/mm <sup>2</sup> 以上*1	500 本毎	可塑性 グラウト	流動性	フロー試験	静止時 105mm~120mm 15 回打撃 150mm~200mm	作業開始前	圧縮強度	圧縮強度試験	28 日強度が 49.0N/mm <sup>2</sup> 以上*1	500 本毎
		品質管理対象	管理項目	管理内容	規格値	管理頻度																				
グラウト	流動性	JA ロート試験	15~30 秒	作業開始前																						
	圧縮強度	圧縮強度試験	28 日強度が 49.0N/mm <sup>2</sup> 以上*1	500 本毎																						
可塑性 グラウト	流動性	フロー試験	静止時 105mm~120mm 15 回打撃 150mm~200mm	作業開始前																						
	圧縮強度	圧縮強度試験	28 日強度が 49.0N/mm <sup>2</sup> 以上*1	500 本毎																						
<ul style="list-style-type: none"> <li>定着体の定着性能を阻害せず、充てん材とコンクリート面の境界が弱部とならないこと。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>定着体部の強度を確認する定着性能試験により、定着体の定着性能が発揮される材料であること及び鉄筋の規格降伏強度を超える引張荷重を作用させても、CCbが抜け出さないことを確認している。</li> <li>よって、充てん材とコンクリート面の境界面は弱部とならない。</li> </ul>																									

表 4-5 各使用材料の役割・要求性能・材料特性 (2/3)

使用材料	役割	要求性能	要求性能を踏まえた材料特性																																								
セラミック 定着体 (先端・後端)	<ul style="list-style-type: none"> <li>後施工せん断補強筋として、従来工法（先施工）のフックの代わりとなるために、同等程度の定着性能を得る。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鉄筋コンクリート中の定着体が弱部とならないこと。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>セラミック（アルミナ材）はコンクリートに比べ高強度（曲げ強度<math>300\text{N/mm}^2</math>以上）であり、鉄筋コンクリートの耐力に影響を与えないことから弱部とならない。 アルミナ材の一般物性の試験結果</li> </ul> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th rowspan="2">アルミナ</th> <th colspan="2">参考値</th> </tr> <tr> <th>コンクリート</th> <th>鋼</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>硬度 HV (kN)</td> <td>12.74</td> <td>—</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>ヤング率 (kN/mm<sup>2</sup>)</td> <td>317.5</td> <td>20.6</td> <td>205.8</td> </tr> <tr> <td>熱膨張係数</td> <td><math>6.84 \times 10^{-6}</math></td> <td><math>10.0 \times 10^{-6}</math>*</td> <td><math>10.0 \times 10^{-6}</math>*</td> </tr> <tr> <td>ポアソン比</td> <td>0.227</td> <td>0.17</td> <td>0.3</td> </tr> <tr> <td>曲げ強度 (N/mm<sup>2</sup>)</td> <td>398</td> <td>—</td> <td>—</td> </tr> </tbody> </table> <p>※：コンクリートの曲げ強度は、一般的に圧縮強度の1/5～1/8程度</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>また、定着体であるセラミックキャップの損傷（割れや欠け）の要因となる傷がないことを確認している。</li> <li>なお、建設技術審査証明報告書に示す梁試験終了後（せん断破壊後）の状態を確認した結果、定着体に割れや欠けは確認されず、健全である。</li> </ul> <p>CCbの品質管理基準</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>管理項目</th> <th>管理内容</th> <th>規格値</th> <th>管理頻度</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>セラミック定着体へのねじ筋鉄筋の差込長さ</td> <td>マーキングゲージによる確認</td> <td>定着体の端部がマーキングにかかっていること</td> <td rowspan="3">全数</td> </tr> <tr> <td>セラミックキャップバネ (CCb) の長さ</td> <td>メジャーによる計測</td> <td>削孔後に確定した挿入長さ+10～5mm以内</td> </tr> <tr> <td>セラミック定着体・鉄筋表面のキズ</td> <td>目視</td> <td>深さ0.5mm以上のキズが無いこと</td> </tr> </tbody> </table> <p>試験後のセラミック定着体の状況</p> <p>後端定着体 (定着体表面に見られる灰色の部分は、定着体に充てん材が付着したものであり、定着体の割れや欠け等の損傷ではない。)</p> <p>充てん材</p>		アルミナ	参考値		コンクリート	鋼	硬度 HV (kN)	12.74	—	—	ヤング率 (kN/mm <sup>2</sup> )	317.5	20.6	205.8	熱膨張係数	$6.84 \times 10^{-6}$	$10.0 \times 10^{-6}$ *	$10.0 \times 10^{-6}$ *	ポアソン比	0.227	0.17	0.3	曲げ強度 (N/mm <sup>2</sup> )	398	—	—	管理項目	管理内容	規格値	管理頻度	セラミック定着体へのねじ筋鉄筋の差込長さ	マーキングゲージによる確認	定着体の端部がマーキングにかかっていること	全数	セラミックキャップバネ (CCb) の長さ	メジャーによる計測	削孔後に確定した挿入長さ+10～5mm以内	セラミック定着体・鉄筋表面のキズ	目視	深さ0.5mm以上のキズが無いこと
		アルミナ	参考値																																								
			コンクリート	鋼																																							
硬度 HV (kN)	12.74	—	—																																								
ヤング率 (kN/mm <sup>2</sup> )	317.5	20.6	205.8																																								
熱膨張係数	$6.84 \times 10^{-6}$	$10.0 \times 10^{-6}$ *	$10.0 \times 10^{-6}$ *																																								
ポアソン比	0.227	0.17	0.3																																								
曲げ強度 (N/mm <sup>2</sup> )	398	—	—																																								
管理項目	管理内容	規格値	管理頻度																																								
セラミック定着体へのねじ筋鉄筋の差込長さ	マーキングゲージによる確認	定着体の端部がマーキングにかかっていること	全数																																								
セラミックキャップバネ (CCb) の長さ	メジャーによる計測	削孔後に確定した挿入長さ+10～5mm以内																																									
セラミック定着体・鉄筋表面のキズ	目視	深さ0.5mm以上のキズが無いこと																																									
		<ul style="list-style-type: none"> <li>鉄筋コンクリートと一体となって挙動すること。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>セラミックを構成するアルミナ材の熱膨張係数、ポアソン比及びヤング率はコンクリート・鋼材と同等であり、一体となって挙動する（上表「アルミナ材の一般物性の試験結果」青枠部参照）。</li> </ul>																																								
		<ul style="list-style-type: none"> <li>後施工せん断補強筋として、せん断補強効果を発揮するための定着性能を有すること。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>定着体部の強度を確認する「定着性能試験」及びねじ筋部の強度を確認する「ねじ筋強度試験」により、定着体がせん断補強効果を発揮するための定着性能を有していることを確認している。</li> </ul>																																								

表 4-5 各使用材料の役割・要求性能・材料特性 (3/3)

項目	定着性能試験	ねじ節強度試験						
目的	<ul style="list-style-type: none"> <li>「定着体部のみ（後端側）」または「定着体部と設計定着長をグラウト充てんした試験体（先端側）」の定着部が、母材であるねじ節鉄筋の規格降伏強度相当の引張荷重以上のねじ節強度を有していることを確認する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>定着体のねじ節部（定着体とねじ節鉄筋の接合部）が、母材となるねじ節鉄筋の規格降伏強度相当の引張荷重以上のねじ節強度を有していることを確認する。</li> </ul>						
確認内容	<p>【後端型定着体】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>定着体部のみをグラウト充てんし、定着体のみで定着強度が母材の規格降伏強度以上であることを確認しており、せん断補強効果を発揮するための定着性能を有している。</li> </ul>  <p>CD25シリーズ</p>  <p>載荷装置</p> <p>【先端型定着体】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>設計定着長（5D，D：鉄筋径）の範囲をグラウト充てんし、定着体及び鋼材とコンクリートの付着による定着強度が母材の規格降伏強度以上であることを確認しており、せん断補強効果を発揮するための定着性能を有している。</li> <li>設計定着長（5D）は、下図「先端型定着体の定着力と定着長の関係」のとおり、鉄筋の直径の5倍以上の定着長があれば母材の規格降伏強度相当以上まで定着力を確保できることが確認できている。</li> <li>また、下表「定着体の有無による定着長の比較」のとおりCcの先端型定着体を取り付けることで、定着体無しの場合よりも設計定着長を20%程度低減させ、定着性能を向上させることができる。</li> </ul>  <p>設計定着長の範囲をグラウト充てん</p> <p>定着体の有無による定着長の比較</p> <table border="1" data-bbox="448 1197 761 1340"> <thead> <tr> <th>定着体の種類</th> <th>設計定着長</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>定着体有り (先端側定着体)</td> <td>5D</td> </tr> <tr> <td>定着体無し*</td> <td>6D</td> </tr> </tbody> </table> <p>※：RMA及びベストグラウトバーを参照し記載。</p>  <p>最大引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)</p> <p>↑：規格引張強度以上で加力を中止した試験</p> <p>SD345の規格降伏強度</p> <p>× D13 ● D16 ● D19 ▲ D22 ◆ D25 ◆ D29 ◇ D32</p> <p>定着長 (Dは鉄筋の直径)</p> <p>先端型定着体の定着力と定着長の関係</p>	定着体の種類	設計定着長	定着体有り (先端側定着体)	5D	定着体無し*	6D	<ul style="list-style-type: none"> <li>セラミック定着体部のみモルタル付着し、ねじ節鉄筋とモルタルの付着を切った試験体を用いて試験を行い、ねじ節部の強度が母材（鋼材）の規格降伏強度以上であることを確認しており、せん断補強効果を発揮するための定着性能を有している。</li> </ul>      <p>試験終了時*の状況 (孔周辺のコンクリート表面にはひび割れ等は認められない。) ※：規格降伏強度確認後、コンクリート表面位置で鉄筋を切断した状況の写真。</p>
定着体の種類	設計定着長							
定着体有り (先端側定着体)	5D							
定着体無し*	6D							

(6) IX. せん断補強筋の定着長

建設技術審査証明報告書で設定されている定着長を考慮していることを確認している。

(7) X. せん断ひび割れ抑制効果の確認

建設技術審査証明報告書の実験と女川 2 号機にて Ccb により耐震補強を行った構造物の各種諸元（部材厚，せん断スパン比，主鉄筋比，載荷方法）が異なっていることから，フロー③建設技術審査証明報告書の適用範囲外の項目に対するせん断補強効果の確認として，4.5 にて確認する。

(8) X I. ひび割れに対する定着機能の保持

建設技術審査証明報告書の実験と女川 2 号機にて Ccb により耐震補強を行った構造物では，発生するひび割れ性状が異なる可能性がある。

さらに，定着体部に実験と性状が異なるひび割れが生じても定着機能が保持されていることを確認する必要があることから，フロー③建設技術審査証明報告書の適用範囲外の項目に対するせん断補強効果の確認として，4.5 にて確認する。

(9) X II. 変形量

Ccb により耐震補強を行った構造物の変形量が建設技術審査証明報告書の実験の変形量を超えないことを確認している。

確認の一例として，添付資料 2 「女川 2 号機における部材諸元他の適用性の検討」にて検討した取水路（漸拡部）の結果を示す。図 4-5 に示すように，取水路（漸拡部）の層間変形角は最大でも 0.29% (29/10,000) 程度（基準地震動 S s - D 2 による照査結果）であり，梁試験体の変形量（1%を超える範囲まで確認）以下に収まっていることを確認している。

なお，女川 2 号機では，かぶりコンクリートの剥落により，Ccb の定着体部の定着機能を阻害するおそれがあるため，かぶりコンクリートの剥落が発生する前の状態である圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%又は層間変形角 1% (1/100) に，十分な余裕をもって Ccb 工法を使用する。



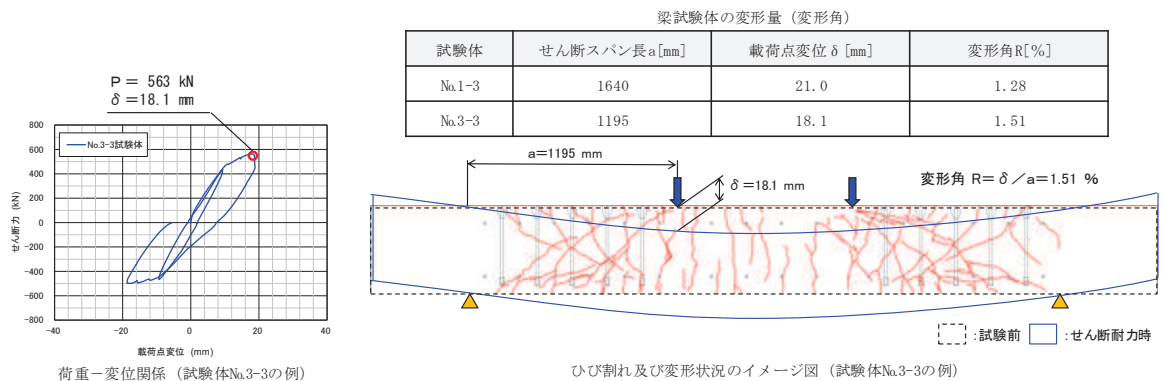


図 4-5 梁試験体の変形量

(10) XⅢ. 使用環境

建設技術審査証明報告書に、「CCb 補強工法によれば、相次ぐ地震によりその耐震補強の必要性が高まっている原子力施設などの重要地下構造物、高速道路、鉄道及び上下水処理施設などの地下構造物、また、水門あるいは堰の門柱・堰柱など、構造上、巻立て補強が適用できない構造物の耐震性能を改善することができる」と記載されており、原子力施設などの重要地下構造物及び女川 2 号機のような海水環境下よりも、より使用環境が厳しい下水処理施設を対象としていることから、女川 2 号機の屋外重要土木構造物等にも適用可能である。

また、4.7 に記載のとおり、CCb 工法については気中及び水中で数多くの施工実績があることが確認されており、硫酸等の影響を受ける腐食環境下にある下水道施設での施工実績もある。

よって、海水中よりも厳しい環境下での施工実績が確認できているため、使用環境として問題がないことを確認している。

(11) XⅣ. CCb を適用した部材のコンクリートの健全性

建設技術審査証明報告書の実験では、新規に供試体を作成しているが、女川 2 号機にて CCb により耐震補強を行った構造物については、東北地方太平洋沖地震 (2011 年 3 月 11 日) 及び宮城県沖の地震 (2011 年 4 月 7 日) により、建設時の基準地震動を一部周期帯で超過する地震動を経験していることから、部材の健全性を確認する。

CCb 工法のせん断補強効果を発揮するためには、コンクリートが CCb 工法のせん断補強効果に悪影響を及ぼす状態にないことを確認する必要があることから、フロー③建設技術審査証明報告書の適用範囲外の項目に対するせん断補強効果の確認として、4.5 にて確認する。

(12) XV. PHb 工法（美浜 3 号機）との差異

PHb 工法と Ccb 工法の差異及び美浜 3 号機と女川 2 号機の適用性確認における差異を表 4-6 に示す。

表 4-6 に示すとおり，定着体の構造，対象部材，せん断耐力の設計法（ $\beta_{aw}$ の設定），検討対象構造物（構造諸元，荷重形態）及び定着体部の状況に差異があることが確認できる。

これらのうち，定着体の構造及びせん断耐力の設計法（ $\beta_{aw}$ の設定）については，PHb 工法と Ccb 工法で差異があるものの，建設技術審査証明報告書に合致していることを確認している。

しかしながら，対象部材，検討対象構造物（構造諸元，荷重形態）及び定着体部の状況については，建設技術審査証明報告書から確認できないことから，フロー③建設技術審査証明報告書の適用範囲外の項目に対するせん断補強効果の確認として，4.5 にて確認する。

(13) XVI. 増厚補強部への適用性\*

建設技術審査証明報告書及び建設技術審査証明報告書の実験では，既設部材へ Ccb による耐震補強を行った後に増厚補強を行った部材を対象としていないことから，フロー③建設技術審査証明報告書の適用範囲外の項目に対するせん断補強効果の確認として，4.5 にて確認する。

注記\*：詳細設計を踏まえ適用性の確認を補足する項目

注：下線部は設置変更許可審査時から内容を補足した箇所を示す。

表 4-6 PHb 工法（美浜 3 号機）と Ccb 工法（女川 2 号機）の差異（1/2）

確認項目		PHb工法 (美浜3号炉)	CCb工法 (女川2号炉)	差異の有無及び確認結果と概要	
工法の差異	目的	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時荷重によるせん断破壊に対する補強工法として、使用している。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>左に同じ。</li> </ul>	無	—
	定着体の構造	<ul style="list-style-type: none"> <li>せん断補強筋の両端部にプレートを取り付けたもの。</li> <li>プレートは、摩擦圧接により取り付けられている。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>せん断補強筋の両端部にファインセラミック製の定着体を取り付けたもの。</li> <li>定着体とせん断補強筋は、ねじ節構造であり、ねじの噛合せ及びエポキシ樹脂により取り付けられている。</li> </ul>	有	<ul style="list-style-type: none"> <li>○</li> <li>定着体部に差異有り。</li> <li>「VII. 使用材料（セラミック製定着体）」と同様、建設技術審査証明報告書に合致することを確認した。</li> </ul>
	施工方法	<ul style="list-style-type: none"> <li>既設の鉄筋コンクリート構造物の表面からドリルにより削孔→孔内にPHbを挿入→充てん材で固定。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>左に同じ（使用材料（PHbまたはCCb）の違いのみ）。</li> <li>既設の鉄筋コンクリート構造物の表面からドリルにより削孔→孔内にCCbを挿入→充てん材で固定。</li> </ul>	無	—
	認定方法	<ul style="list-style-type: none"> <li>一般財団法人土木研究センターより建設技術審査証明を受けている。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>左に同じ。</li> </ul>	無	—
	対象部材	<ul style="list-style-type: none"> <li>梁試験体として、棒部材（せん断スパン比※：a/d=2.7他）に加え、せん断スパン比が小さいディーブーム（a/d=1.19～1.58）についても性能確認試験を行っている。</li> <li>PHb工法の性能確認は、梁試験体による正負交番載荷試験により確認している。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>梁試験体として、棒部材（a/d=2.78）を対象に性能確認試験を行っている。</li> <li>CCb工法の性能確認は、梁試験体による正負交番載荷試験により確認している。</li> </ul>	有	<ul style="list-style-type: none"> <li>フロー③にて確認</li> <li>各工法の性能確認方法に違いはないが、CCb工法の性能確認試験ではディーブームを対象とした試験を行っていない。</li> </ul>
	せん断耐力の設計法① (せん断耐力の算出方法)	$V_{phb} = V_{awd} \times \beta_{aw}$ $V_{phb}$ : PHbで負担されるせん断耐力 $V_{awd}$ : PHbを通常のせん断補強鋼材とみなして求められるせん断耐力 $\beta_{aw}$ : PHbのせん断耐力向上への有効性を示す係数	$V_{ccb} = V_{awd} \times \beta_{aw}$ $V_{ccb}$ : CCbで負担されるせん断耐力 $V_{awd}$ : CCbを通常のせん断補強鋼材とみなして求められるせん断耐力 $\beta_{aw}$ : CCbのせん断耐力向上への有効性を示す係数	無	—
	せん断耐力の設計法② ( $\beta_{aw}$ の設定)	$\beta_{aw} = 1 - l_y / (2 \cdot S_{rb})$ $l_y$ : 定着長 $S_{rb}$ : 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔 <ul style="list-style-type: none"> <li><math>\beta_{aw}</math>の上限値を、0.9としている。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>\beta_{aw}</math>の算出式は、左に同じ。</li> <li><math>\beta_{aw}</math>の上限値は、ない。</li> </ul>	有	<ul style="list-style-type: none"> <li>○</li> <li><math>\beta_{aw}</math>の算定式に差異はないが、CCb工法は<math>\beta_{aw}</math>に上限値なし。</li> <li>建設技術審査証明報告書に合致することを確認した。</li> </ul>

※：せん断スパン比a/d（a：支間長，d：有効高さ）

PHb工法に係る記載内容については、会合資料やHP等をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

表 4-6 PHb 工法（美浜 3 号機）と Ccb 工法（女川 2 号機）の差異（2/2）

確認項目		PHb工法 (美浜3号炉)	CCb工法 (女川2号炉)		差異の有無及び確認結果と概要
適用性確認における差異	適用性	<ul style="list-style-type: none"> <li>適用性確認のためのフローを設定している。</li> <li>建設技術審査証明報告書の適用範囲外の項目については、個別に数値実験等を用いてせん断補強効果を確認している。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>左に同じ。</li> </ul>		無 —
	検討対象 構造物① (構造諸元)	<ul style="list-style-type: none"> <li>構造物：海水ポンプ室</li> <li>対象部材：底版</li> <li>部材厚：2000mm</li> <li>部材照査：梁に発生する断面力に対して照査を実施。</li> </ul>	① <ul style="list-style-type: none"> <li>構造物：取水路(漸拡部)</li> <li>対象部材：隔壁</li> <li>部材厚：1200mm</li> <li>部材照査：梁に発生する断面力に対して照査を実施。</li> </ul>	② <ul style="list-style-type: none"> <li>構造物：軽油タンク室</li> <li>対象部材：側壁</li> <li>部材厚：1500mm</li> <li>部材照査：版や壁部材に発生する断面力に対して照査を実施。</li> </ul>	有 フロー③にて確認 <ul style="list-style-type: none"> <li>女川2号炉では、版や壁部材（面部材）へCCb工法を適用しており、面内荷重と面外荷重が同時に作用することから、その影響について確認する必要がある。</li> </ul>
	検討対象 構造物② (荷重形態)	<ul style="list-style-type: none"> <li>分布荷重系</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>集中荷重系</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>分布荷重系</li> </ul>	有 フロー③にて確認※ <ul style="list-style-type: none"> <li>女川2号炉では、CCbによりせん断補強を行っている部材位置を踏まえ、集中荷重系と分布荷重系の両方に着目し確認する。</li> </ul> ※：「V. 載荷方法」と同一の内容であることから、「V. 載荷方法」にて確認する。
	定着体部の 状況	<ul style="list-style-type: none"> <li>PHbにより耐震補強を行っている海水ポンプ室及び海水管トレンチは、M-Φ曲線の第1折点（ひび割れ発生）程度であり、かぶりコンクリートに顕著なひび割れは発生せず、健全である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>CCbにより耐震補強を行っている構造物は、主筋の降伏強度以下、M-Φ曲線の第2折点以下（主筋の降伏）または主筋のひずみが降伏ひずみ以下の範囲にてCCb工法を使用することとしており、部材にひび割れが発生する可能性がある。</li> </ul>		有 フロー③にて確認※ <ul style="list-style-type: none"> <li>女川2号炉においては、主筋の降伏強度以下にてCCb工法を使用することとしているため、ひび割れ発生による定着機能への影響を確認する。</li> </ul> ※：「XI. ひび割れに対する定着機構の保持」と同一の内容であることから、「XI. ひび割れに対する定着機構の保持」にて確認する。

他サイトの情報に係る記載内容については、会合資料やHP等をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

#### 4.5 ③建設技術審査証明報告書の適用範囲外の項目に対するせん断補強効果の確認

##### 4.5.1 せん断補強効果の確認内容

4.3 で抽出した適用性確認項目のうち、4.4 の建設技術審査証明報告書の適用範囲から確認できなかった項目について、4.5.2 以降において、数値解析による検証及び建設技術審査証明報告書の実験の確認等により、せん断補強効果が期待できることを確認する。確認する項目を以下に示す。

- (1) 部材諸元
- (2) 載荷方法
- (3) せん断ひび割れ抑制効果の確認
- (4) ひび割れに対する定着機能の保持
- (5) Ccb を適用した部材のコンクリートの健全性
- (6) PHb 工法（美浜 3 号機）との差異
- (7) 増厚補強部への適用性\*

注：下線部は設置変更許可審査時から内容を補足した箇所を示す。

注記\*：詳細設計を踏まえ適用性の確認を補足する項目

##### 4.5.2 せん断補強効果の確認

- (1)部材諸元、(2)載荷方法、(3)せん断ひび割れ抑制効果の確認

女川 2 号機で Ccb により耐震補強を行った構造物の多くが、部材諸元（部材厚、せん断スパン比、主鉄筋比、コンクリート設計基準強度）や載荷方法が建設技術審査証明報告書に記載の実験と異なっても、せん断ひび割れを抑制し、せん断補強効果を期待できるかを数値解析により確認する。

数値解析の詳細については、添付資料 2 「女川 2 号機における部材諸元他の適用性の検討」に示す。添付資料 2 に示すとおり、建設技術審査証明報告書の実験条件と異なる項目である (1)～(3) の項目においても、Ccb 工法が適用可能であること及びせん断ひび割れ抑制効果があることを確認した。併せて、終局荷重時においても特異なひび割れや変形が発生しないことを確認した。

- (4) ひび割れに対する定着機能の保持

女川 2 号機において Ccb により耐震補強を行った構造物に発生する可能性があるひび割れ（曲げひび割れ、面内せん断力に伴う高角度の貫通ひび割れ及びディープビームに生じる 45 度を超える高角度のひび割れ）が Ccb の定着体部やその周囲に生じても、定着機能が保持されることを確認する。

詳細は、添付資料 3 「女川 2 号機におけるひび割れに対する定着機能保持の検討」に示す。添付資料 3 に示すとおり、女川 2 号機において Ccb により耐震補強を行った構造物に発生する可能性があるひび割れが、Ccb の定着体部やその周囲に実験と性状が異なるひび割れとして生じても、定着機能が保持されていることを建設技術審査証明報告書の実験との対比から確認した。

なお、建設技術審査証明報告書の実験は、せん断耐力を確認するための実験であることから、曲げ降伏させないよう主鉄筋に高強度の鉄筋（SD490）を使用しており、せ

ん断破壊時における主鉄筋のひずみは、表 4-7 に示すとおり、降伏ひずみ未満の 2363  $\mu$  まで確認されている。これらを踏まえ、主鉄筋に SD345 を用いている女川 2 号機において Ccb により耐震補強を行った構造物については、応答値として主鉄筋のひずみが降伏ひずみ (1725  $\mu$ ) 未満又は応力が降伏強度 (345N/mm<sup>2</sup>) 未満であることを確認する。

確認例として、取水路 (漸拡部) の評価結果 (基準地震動 S s - D 2 による照査結果) を示す。取水路 (漸拡部) は、部材非線形解析 (M- $\phi$  モデル) により評価していることから、M- $\phi$  曲線の第 2 折点 (主鉄筋の降伏に相当) 以下であることを確認する。図 4-6 に示すとおり、応答値を M- $\phi$  曲線上にプロットすると M- $\phi$  曲線の第 1 折点 (ひび割れ発生) 付近であり、主鉄筋は降伏していないため Ccb 工法が適用可能であることがわかる。

表 4-7 梁試験体に生じた鉄筋ひずみ

項 目		備 考
鉄筋ひずみ	2363 $\mu$ *	降伏ひずみ : 2450 $\mu$ (SD490)

注記\* : コンクリートの引張応力を無視し、縦ひずみは断面の中立軸からの距離に比例するものとして算出した。

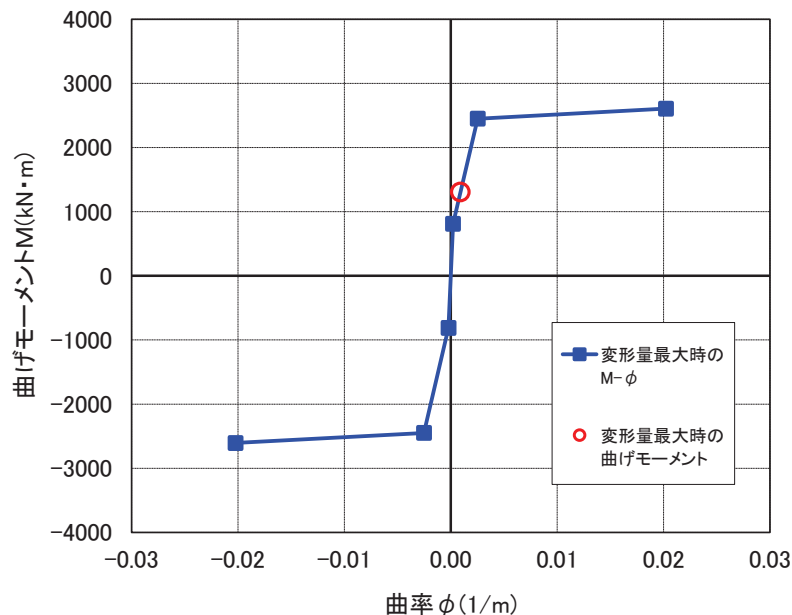


図 4-6 取水路 (漸拡部) の M- $\phi$  曲線

(5) Ccb を適用した部材のコンクリートの健全性

Ccb 工法のせん断補強効果を発揮するためには、コンクリートが健全である必要があることから、ひび割れ状況及び圧縮強度試験によりコンクリートの健全性を確認する。

詳細については、添付資料4「女川2号機におけるコンクリートの健全性の検討」に示す。添付資料4に示すとおり、地震後（東北地方太平洋沖地震（2011年3月11日）及び宮城県沖の地震（2011年4月7日））のひび割れ状況及び構造物から採取したコンクリートコアの圧縮強度試験結果から、Ccbにより耐震補強を行った構造物の既設コンクリートの状態が、Ccbのせん断補強効果を発揮できる状況にあることを確認した。

(6) PHb 工法（美浜3号機）との差異

表4-6に示すとおり、Ccb工法ではディープビームを対象とした性能確認試験を行っていないこと、及び女川2号機では面内荷重を面外荷重が同時に作用する部材も対象としていることから、これらの適用性について確認する。

詳細については、添付資料5「ディープビーム的な破壊に対するCcb工法の適用性の検討」及び添付資料6「面内荷重と面外荷重が作用する部材へのCcb工法の適用性の検討」に示す。

添付資料5に示す、ディープビーム的な破壊形態が想定される部材への適用性については、「応力の負担機構」、「設計における保守性」及び「ひび割れの影響」の観点から整理を行い、女川2号機においてCcbを用いる部材については棒部材式を用いてせん断力に対する評価を行うことに加え、せん断耐力と設計せん断力に対する比（以下、「照査値」という。）をおおむね0.8程度に抑える設計上の配慮を行うこと、及びディープビーム的な破壊形態において発生する可能性のある高角度のひび割れについても実験によりCcbの補強効果が発揮されることが確認されていることから問題ない。更には、ディープビームを対象とした模型実験を実施し、ディープビームにおいてもCcb工法によりせん断補強効果が発揮され、棒部材式で算定されるせん断耐力を上回ることを確認した。

添付資料6に示す、面内荷重と面外荷重が作用する部材へのCcb工法の適用性については、「設計の考え方」及び「ひび割れの影響」の観点から整理を行い、面内荷重及び面外荷重に対する設計上の負担する荷重の観点及び面内荷重により発生するひび割れは、建設技術審査証明報告書の実験で同等のひび割れが生じても、せん断補強効果を確認していることが確認されていることから問題はない。更には、面内荷重と面外荷重が同時に作用する面部材を対象とした数値解析（三次元静的材料非線形解析）を実施し、面内荷重が作用してもCcbへ悪影響がなく、Ccbにより十分なせん断補強効果が得られていることを確認した。

注：下線部は設置変更許可審査時から内容を補足した箇所を示す。

#### (7) 増厚補強部への適用性

女川 2 号機において Ccb による耐震補強を行った部材に増厚補強を行った部材が、せん断補強効果を発揮することを確認する。

詳細は、「資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」に示す。「資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」に示すとおり、Ccb による補強部材と増厚部材を二次元静的材料非線形解析により解析し、せん断補強効果が発揮され、新設した増厚部材と一体となつてせん断耐力が得られることを確認した。

#### 4.6 ④Ccb の施工精度に影響を与える項目の確認

Ccb 工法によるせん断補強においては、施工精度の低下により計画どおり施工できなかった場合、期待するせん断補強効果に影響を及ぼす可能性がある。そのため、施工精度に影響を与える項目を抽出し、施工精度の低下やせん断補強効果に大きな影響を与えないことを確認する。以下に、抽出した項目を示す。

- ① 削孔方法
- ② 削孔角度
- ③ 削孔位置
- ④ グラウトの充てん性

##### 4.6.1 削孔方法

Ccb 挿入計画位置をドリルにより削孔するが、その削孔方法としてはレッグハンマードリル又はコンクリートコアドリルの使用が主となっている。コンクリートコアドリルは設置面に強固に固定でき、掘削方向と掘削深さを精度良く確保することが容易であることから、原子力発電所施設では主にコンクリートコアドリルでの削孔を採用している。

また、削孔時に既存鉄筋の切断を回避するため、既存鉄筋干渉時にコンクリートコアドリルの回転を停止させる鉄筋センサーの使用を標準装備としている（図 4-7 参照）。

なお、削孔においては表 4-8 のとおり、施工精度を確保するために管理基準を設けている。

注：下線部は設置変更許可審査時から内容を補足した箇所を示す。



表 4-8 削孔に関する品質管理基準

管理項目	管理内容	規格値	管理頻度
一般部の削孔長	メジャーによる計測	0mm ≤ 設計値 ≤ 20mm かつ、削孔先端から埋込側表面までの厚さ 50mm 以上	全数
一般部の削孔径 拡幅部の削孔長及び 削孔径	セラミックキャップバー (CCb) による計測	CCb が完全に挿入できること	

#### 4.6.2 削孔角度

CCb 挿入計画位置をドリルにより削孔するが、削孔角度に誤差が生じた場合、CCb のせん断補強効果に影響が及ぶ可能性がある。そのためコンクリートコアドリルを専用架台に設置し、ドリルの鉛直方向、水平方向が削孔面に対して垂直となるよう水平器、金尺等で確認し削孔することにより、削孔角度のばらつきが生じる可能性を低減させる。

また、「建設技術審査証明報告書 技術名称 あと施工型せん断補強用無機系モルタルカプセル及びせん断補強筋「RMA」(建技審証第 1203 号)」ではコンクリートコアドリル長尺削孔精度確認試験を実施している(図 4-8 参照)。コンクリートコアドリル長尺削孔精度確認試験では、幅 1200mm × 高さ 600mm × 長さ 1200mm のコンクリートブロック 4 体を削孔し、削孔位置のずれを確認している。コンクリートコアドリル長尺削孔精度の計測結果を、表 4-9 に示す。女川 2 号機の CCb により耐震補強を行った構造物のうち、最大部材厚は 1500mm である。削孔角度誤差を換算すると、長さ 1200mm, 2400mm は 0.72° , 長さ 3600mm で 0.66° となり、コアドリルによる長尺削孔は十分精度があることが示されている。



図 4-7 削孔状況

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



図 4-8 試験概要図

表 4-9 コンクリートコアドリル長尺削孔精度の計測結果

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

#### 4.6.3 削孔位置

CCb 挿入計画位置をドリルにより削孔するが、部材内部に障害物があり計画位置で削孔できず CCb を計画どおり配置できない可能性がある。その場合は、付近を再削孔し CCb を挿入することで設計上必要な鉄筋量を確保する。再削孔し CCb を配置する際は、4.4 に示す記載事項を満足するものとする。なお、図 4-9 に示すせん断補強筋正面配置図及び部材断面配置図のとおり、再削孔する際は削孔計画位置（赤丸）から位置をずらし、せん断補強効果に影響のない位置に削孔することが可能である。再削孔の際、新たに別の鉄筋に干渉してしまう可能性があることから、孔を隣接させて削孔することが可能なコンクリートコアドリルを使用し、再削孔時の精度向上を図る。

以上より、削孔位置に変更が生じて必要鉄筋量を確保できるためせん断補強効果に影響を及ぼさない。

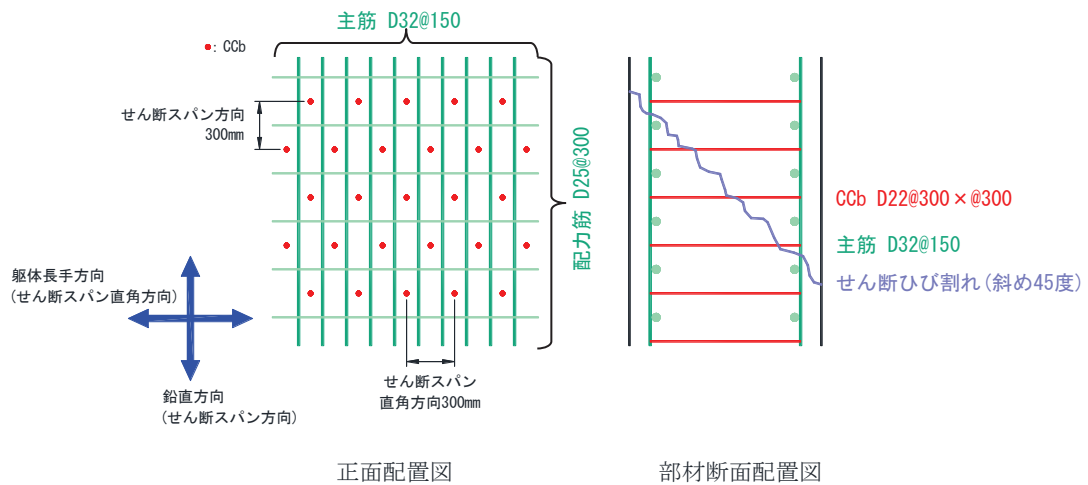


図 4-9 取水路（漸拡部）のせん断補強筋正面配置図及び部材断面配置図

#### 4.6.4 グラウトの充てん性

グラウトの充てん性については、グラウト充てん性確認実験により、削孔内に設置したCCbの先端定着部までグラウトが密実に充てんされ、CCbとコンクリート躯体が一体となっていることを確認している。以下に、建設技術審査証明報告書に記載されているグラウト充てん性確認実験の内容を示す。

グラウト充てん性確認実験は、①先充てん工法（横向き）、②先充てん工法（下向き）、③先充てん工法（上向き）、④後充てん工法（上向き）にて実施されている（図4-10参照）。

なお、グラウト充てんでは残留エアが施工品質に影響を与えることから、高流動グラウトを使用する横向き施工においては、残留エアの有無をかき出しにより確認しており、残留エアが無いことを全数確認している。

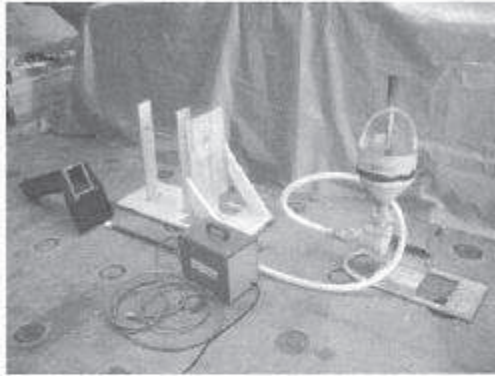
##### ① 先充てん工法（横向き）

先充てん工法（横向き）の場合、コンクリート躯体面に養生用治具を止水剤、接着剤等で設置し、グラウト貯留槽を真空ポンプと吸盤で固定する。そして、グラウトポンプを用いて、掘削孔の先端からエアを追出すようにグラウトを充てんし、削孔部分およびグラウト貯留槽部分にグラウトを満たす。その状態で「セラミックキャップバー（CCb）」を挿入することにより、エア抜きホースを残置すること無く、「セラミックキャップバー（CCb）」の挿入およびその周囲へのグラウトの充てんを行う。

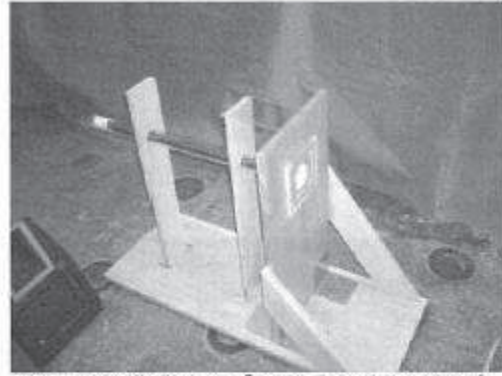
写真Ⅱ-4.9～写真Ⅱ-4.11に示すように、グラウトが充てんされた削孔内に「セラミックキャップバー（CCb）」を抵抗無く挿入でき、エア抜きホースを残置することなく、「セラミックキャップバー（CCb）」の先端定着部までグラウトが充てんできることを、アクリル模型およびRC部材を用いた施工試験により確認した。また、実際の施工では、ほぼ水平となるように削孔することが可能であるが、アクリル模型の先端を2°以上、上に傾けた状態でのグラウトの充てん確認試験を実施し、孔内後端部の上部の角部にエアが残留した場合でも、エア抜き工具を用いて残留エアの有無の確認と除去が可能であることを確認している（写真Ⅱ-4.10）。

図4-10 グラウトの充てん性確認実験  
（建設技術審査証明報告書より抜粋）（1/10）

グラウトはプレミックス材料であり、施工現場では、所定量の水を加えてハンドミキサーで練り混ぜるだけで所定の性質のものが使用できるので、最小限の設備と人員での「セラミックキャップバー (CCb)」の横向きの設置が可能である。



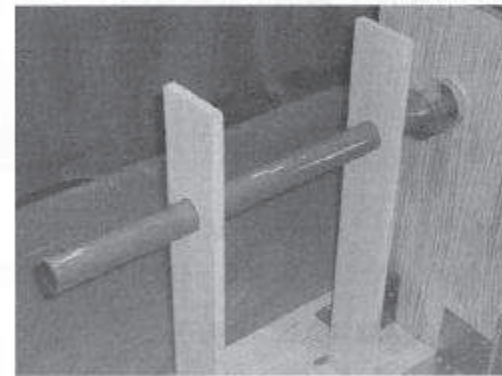
試験器具一式



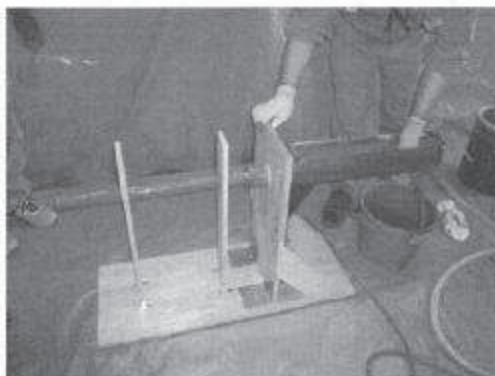
アクリル模型への「セラミックキャップバー (CCb)」の仮設置



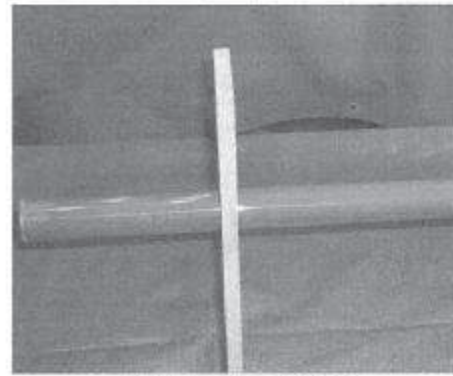
グラウトの充てん状況



グラウトの充てん状況 (先端)



「セラミックキャップバー (CCb)」の挿入



先端部の充てん状況

写真Ⅱ-4.9 アクリル模型によるグラウト充てん性確認実験 (横向き)

図 4-10 グラウトの充てん性確認実験  
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (2/10)

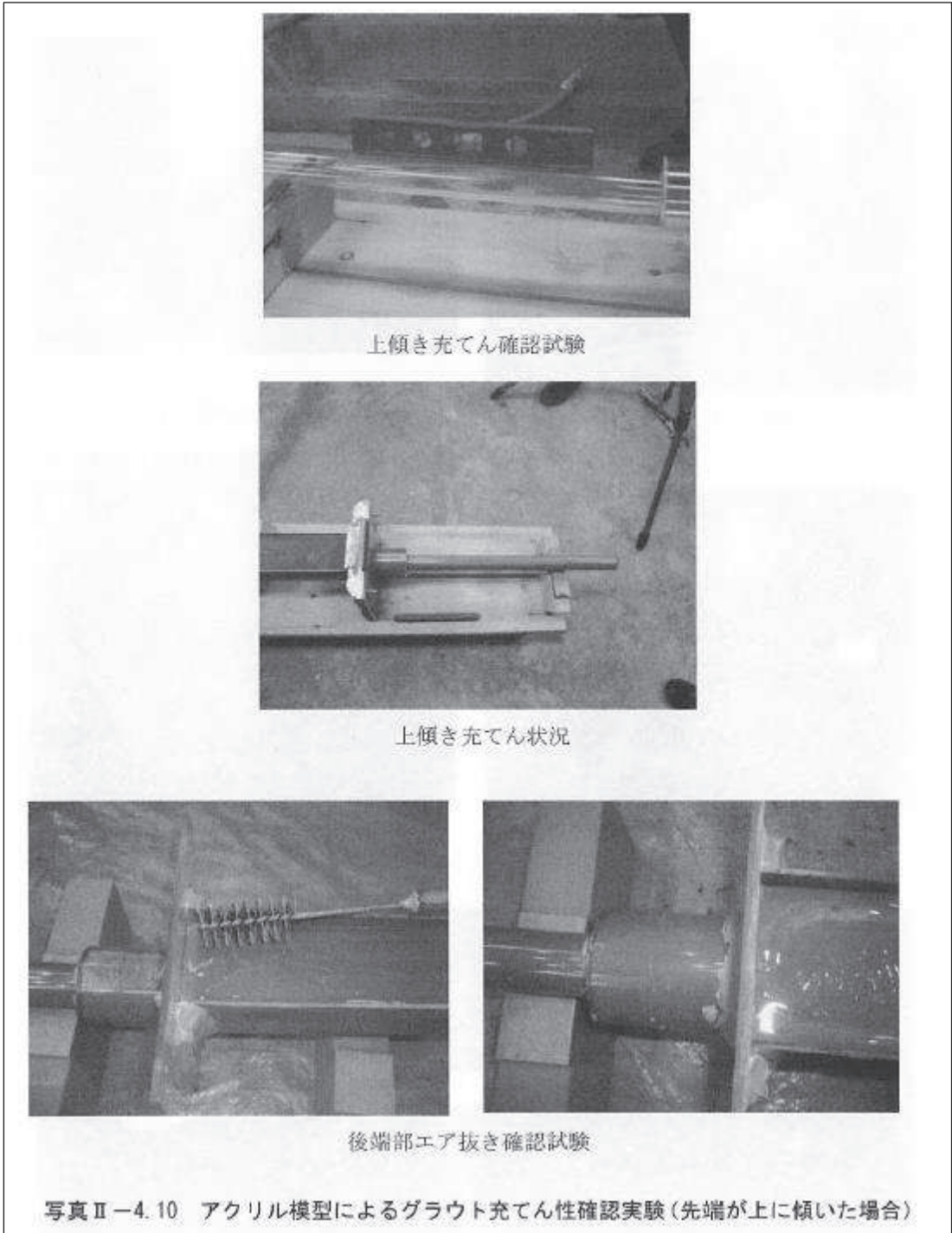
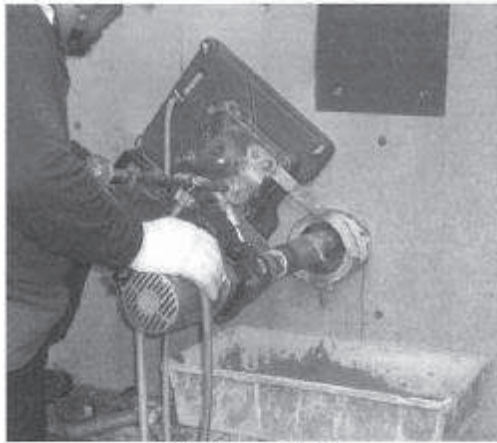
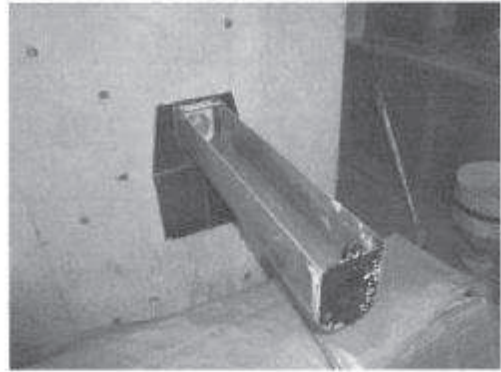


図4-10 グラウトの充てん性確認実験  
 (建設技術審査証明報告書より抜粋) (3/10)



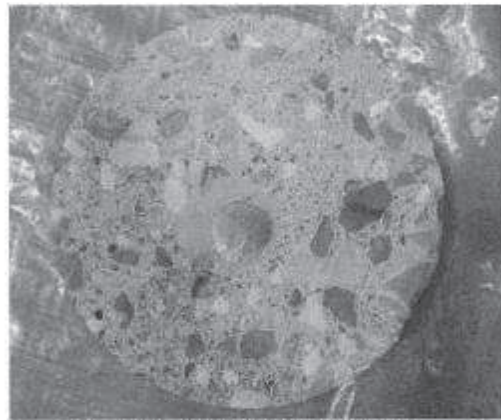
RC 部材への削孔



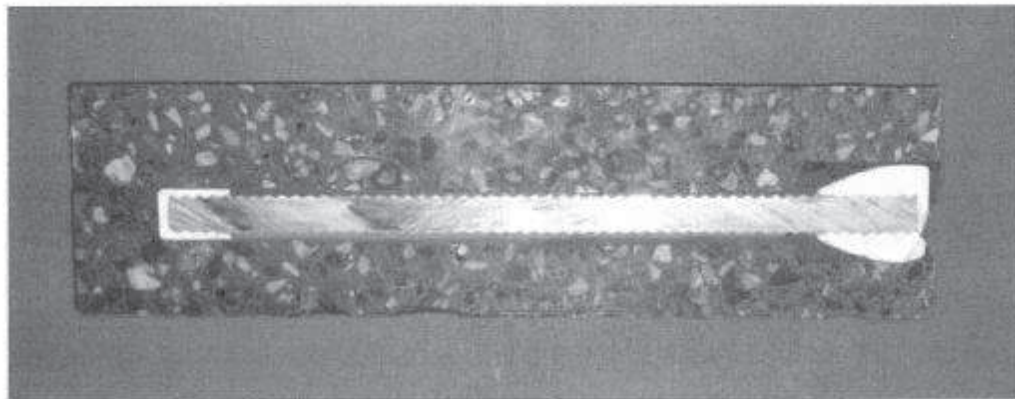
グラウト貯留槽の設置



「セラミックキャップバー (CCb)」の挿入



グラウトの注入状況 (鉄筋部)  
「セラミックキャップバー (CCb)」挿入部を切断したもの



グラウトの注入状況 (全体)

「セラミックキャップバー (CCb)」の挿入部

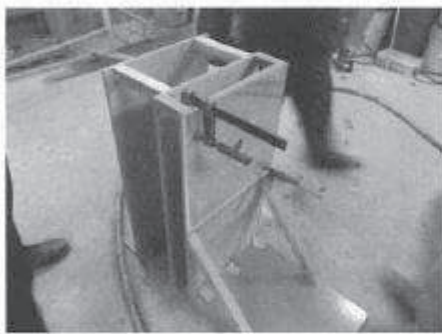
写真Ⅱ-4.11 RC 部材によるグラウト充てん性確認実験 (横向き)

図 4-10 グラウトの充てん性確認実験  
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (4/10)

ハンチ部の施工や、支障物が近傍にあるために、グラウト貯留槽が使用できない箇所は、表Ⅱ-1.4に示す可塑性グラウトを用いて作業を行うことにより、グラウト貯留槽を用いた時と同様の充てん性能を有していることをアクリル模型の施工試験で確認している。

グラウトポンプを用いて、掘削孔の先端からエアを追出すようにグラウトを充てんする。その後に「セラミックキャップバー (CCb)」をゆっくり挿入することにより、エア抜きホースを残置することなく、「セラミックキャップバー (CCb)」の挿入およびその周囲へのグラウトの充てんを行う。

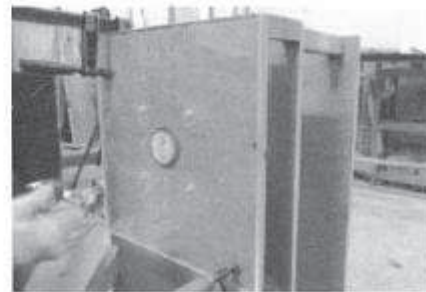
グラウトは、セメントに所定の水を加えてハンドミキサーで練り混ぜ、その後に所定の可塑性剤を添加して再度練り混ぜて使用する。



アクリル模型試験体



「セラミックキャップバー (CCb)」の挿入



「セラミックキャップバー (CCb)」の設置

写真Ⅱ-4.12 アクリル模型による可塑性グラウト充てん性確認試験 (横向き)

表Ⅱ-1.4 可塑性グラウトの性能

水セメント比 (%)	添加率 (%)	テーブルフロー値 (mm)	ブリーディング率 (%)	膨張収縮率 (%)	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )		
					3日	7日	28日
33.0~39.0	0.28%~0.32%	(静止) 105mm~120mm (15回打撃) 150mm~200mm	0.0	0.12%~0.18%	35.9	45.5	56.4

圧縮強度は現場封緘養生による結果である。

図4-10 グラウトの充てん性確認実験  
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (5/10)



② 先充てん工法（下向き）

先充てん工法（下向き）の場合、削孔内にグラウトを充てんし、「セラミックキャップバー（CCb）」を上方から差し込むだけで配置を完了する。削孔内面は、グラウトを充てんする前に湿潤状態にするか、あるいはドライアウト防止剤を散布し、グラウトが吸湿されないようにする。

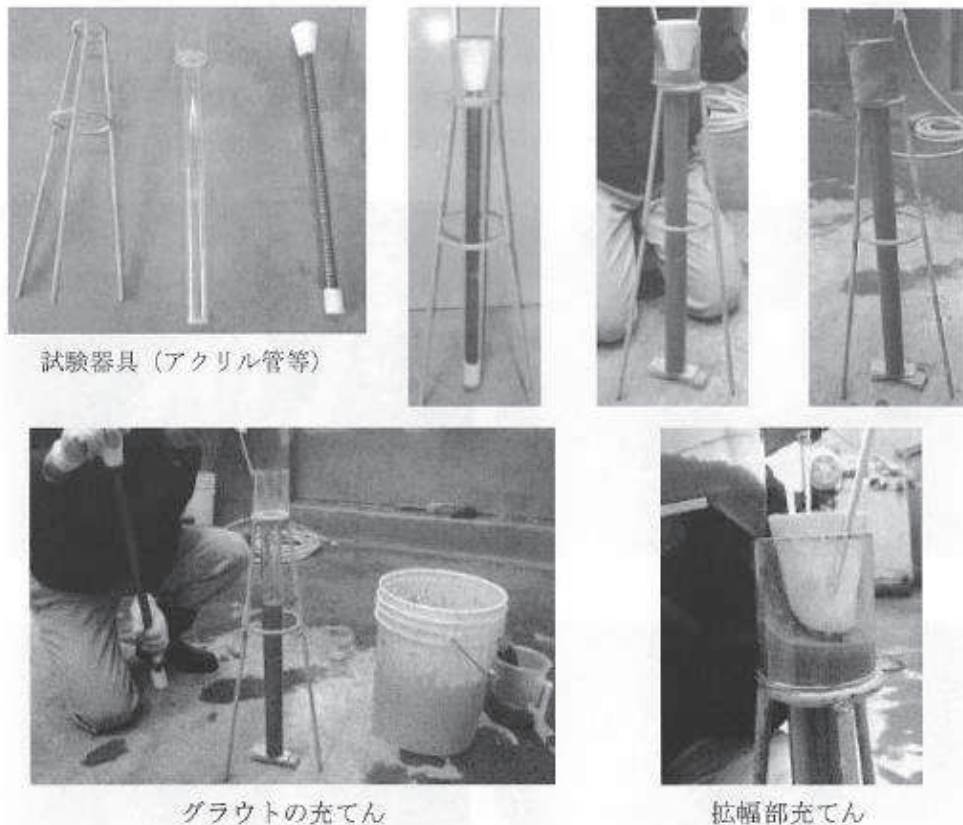
写真Ⅱ-4.8 に示すように、グラウトが表Ⅱ-1.2 に示すものであれば、「セラミックキャップバー（CCb）」の先端定着部までグラウトが充てんすることを、アクリル模型を用いた施工試験により確認した。

グラウトはプレミックス材料であり、施工現場では、所定量の水を加えてハンドミキサーで練り混ぜるだけで所定の性質のものが使用できる。

表Ⅱ-1.3 グラウトの性能

水セメント 比 (%)	JA ロート 流下時間 (秒)	ブリーディ ング率 (%)	膨張収縮率 (%)	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )			
				1日	3日	7日	28日
33.0~39.0	15~30	0.0	0.14~0.23	22.2	38.6	58.3	65.3

圧縮強度は現場封緘養生による結果である。



写真Ⅱ-4.8 グラウト充てん性確認実験（下向き）

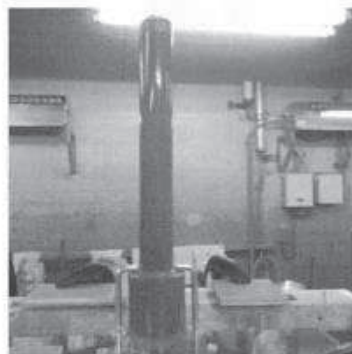
図4-10 グラウトの充てん性確認実験  
（建設技術審査証明報告書より抜粋）（6/10）

### ③ 先充てん工法（上向き）

先充てん工法（上向き）の場合、可塑性グラウトを削孔内にグラウトを充てんし、「セラミックキャップバー（CCb）」を下方から差込むだけで配置を完了する。

写真Ⅱ-4.14、写真Ⅱ-4.15 に示すように、可塑性グラウトであればグラウトで充てんされた削孔内に、「セラミックキャップバー（CCb）」を挿入でき、エア抜きホースを残置すること無く、「セラミックキャップバー（CCb）」の先端定着部までグラウトが充てんできることを、アクリル模型およびRC部材を用いた施工試験、専用エアメータを用いた上向き充てん試験により確認した。

グラウトは、セメントに所定の水を加えてハンドミキサで練り混ぜ、その後に所定の可塑剤を添加して再度練り混ぜて使用できる。



グラウトの充てん



「セラミックキャップバー（CCb）」の設置



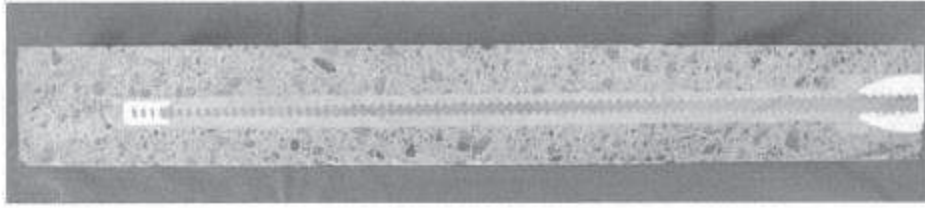
グラウトの充てん



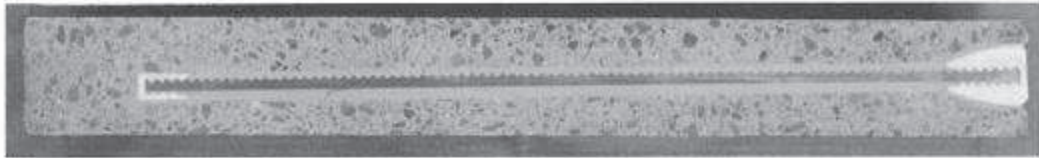
「セラミックキャップバー（CCb）」の挿入

写真Ⅱ-4.14 先充てん後挿入工法グラウト充てん性確認実験（上向き）（その1）

図4-10 グラウトの充てん性確認実験  
（建設技術審査証明報告書より抜粋）（7/10）



拡幅部通常コア



拡幅部親子ビット

グラウトの注入状況（全体）



CCb 工法仕様上向き空気量測定

写真Ⅱ-4.15 先充てん後挿入工法グラウト充てん性確認実験（上向き）（その2）

図4-10 グラウトの充てん性確認実験  
（建設技術審査証明報告書より抜粋）（8/10）

#### ④ 後充てん工法（上向き）

後充てん工法（上向き）の場合、写真Ⅱ-4.13に示すように、「セラミックキャップバー（CCb）」の先端定着部にエア抜きホースを設置した養生治具を用意し、「セラミックキャップバー（CCb）」を挿入した削孔口部分に設置する。

そして、高流動性のグラウトを下方から注入し、エア抜きホースから掘削孔内の空気を排出して充てんする。この時、あらかじめ配置した「セラミックキャップバー（CCb）」が削孔の中心部に配置されるように、差込側の定着体に対し、注入治具側にスペーサ等を設置し位置を調整する。削孔内面は、グラウトの注入前に湿潤状態にするか、あるいはドライアウト防止剤を散布し、グラウトが吸湿されないようにする。グラウトの充てん状況は、グラウト注入時におけるエア抜きホースからの空気の排出と、グラウトの流失を確認することによって把握する。そして、グラウトの注入圧を保ったまま、エア抜きホースを養生治具の位置まで引き抜き、その口を閉じる。

写真Ⅱ-4.13に示すように、上向き施工でも「セラミックキャップバー（CCb）」の先端までグラウトを充てんでき、エア抜きホースを残置することなく、「セラミックキャップバー（CCb）」設置できることを、アクリル模型を用いた施工試験により確認した。

グラウトはプレミックス材料であり、施工現場では、所定量の水を加えてハンドミキサーで練り混ぜるだけで所定の性質のものが使用できる。

図4-10 グラウトの充てん性確認実験  
（建設技術審査証明報告書より抜粋）（9/10）



写真Ⅱ-4.13 グラウト充てん性確認実験（上向き）

図 4-10 グラウトの充てん性確認実験  
 (建設技術審査証明報告書より抜粋) (10/10)

4.6.1～4.6.4 に示すとおり，施工上の配慮により，せん断補強効果に大きな影響を及ぼすような施工精度の低下が生じる可能性は低いことが確認できる。

しかし，現時点では後施工による施工精度に対して，施工実績に基づく十分な統計がとれていないため，施工精度の低下による影響が生じる可能性を否定することはできない。

以上を踏まえて，適切な施工管理を実施してもなお発生しうる施工精度の低下への設計上の配慮として，耐震評価上の裕度（例えば照査値を 8 割程度に抑える）を持たせた設計を行うこととする。

#### 4.7 ⑤施工実績・研究事例等の確認

CCb の施工実績及び後施工せん断補強に関する研究事例を踏まえ、CCb 工法及び施工への反映事項を確認する。

##### 4.7.1 施工実績の整理

CCb の施工実績は、表 4-10 に示すように 2017 年 9 月 30 日までに、道路・地下街、浄化センター、浄水場、水門、排水機場、排水路、発電所・プラントなど、施工中案件を含め 174 件の工事に適用され、37.6 万本以上が施工されている。

表 4-10 CCb の施工実績 (2017 年 9 月 30 日現在)

対象施設		施工件数
道路・地下街	道路橋他	
浄化センター	最終沈澱池、ポンプ室他	
浄水場	配水池他	
水門	防潮水門他	
排水機場	排水機場他	
排水路	地下排水路	
発電所・プラント	貯水池・水路他	
ダム	ダム	
空港	空港	
護岸	防潮堤他	
栈橋	栈橋	

施工中案件を含む 合計：174 件 376,000 本以上

CCb の施工実績を部材厚、鉄筋径及び使用環境ごとに整理する。部材厚ごとに整理した結果を表 4-11 に、鉄筋径ごとに整理した結果を表 4-12 に、使用環境（気中又は水中）ごとに整理した結果を表 4-13 に示す。なお、カウントする際は、1 件の工事のうち複数にまたがって該当する場合には、各項目でそれぞれカウントしている（例：同一工事内で D13、D16、D19 の鉄筋を用いている場合は D13、D16、D19 のすべてにカウント）。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 4-11 Ccb の施工実績（部材厚）（1/4）\*

部材厚(mm)	件数
～500	78
501～1000	126
1001～1500	77
1501～2000	39
2001～3000	10
3001～	7

表 4-11 Ccb の施工実績（部材厚）\*

（上記実績のうち横向き施工）（2/4）

部材厚(mm)	件数
～500	53
501～1000	87
1001～1500	47
1501～2000	17
2001～3000	5
3001～	2

表 4-11 Ccb の施工実績（部材厚）\*

（上記実績のうち下向き施工）（3/4）

部材厚(mm)	件数
～500	35
501～1000	61
1001～1500	48
1501～2000	29
2001～3000	6
3001～	5

表 4-11 Ccb の施工実績（部材厚）\*  
（上記実績のうち上向き施工）（4/4）

部材厚 (mm)	件数
～500	6
501～1000	22
1001～1500	14
1501～2000	0
2001～3000	0
3001～	0

注記\*：ハッチング箇所は，女川 2 号機の屋外重要土木構造物等に採用している項目を示す。

表 4-12 Ccb の施工実績（鉄筋の種類）\*

補強鉄筋の種類		件数
SD345	D13	42
	D16	71
	D19	82
	D22	80
	D25	61
	D29	30
	D32	33

注記\*：ハッチング箇所は，女川 2 号機の屋外重要土木構造物等に採用している項目を示す。

表 4-13 Ccb の施工実績（使用環境）\*

施工場所	件数
気中	12
水中	162

注記\*：ハッチング箇所は，女川 2 号機の屋外重要土木構造物等に採用している項目を示す。



#### 4.7.2 過去の地震の経験事例

CCbにより耐震補強を行った構造物は、過去に多くの地震を受けている(表4-14)。その中には、震度5強の地震を受けた事例もあり、CCb工法研究会に確認したところ、いずれの地点においても、現時点では被害・不具合が発生したという報告はない。

表4-14 震度4以上の地震を受けた構造物

--

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

#### 4.7.3 レベル2地震動を対象とした設計事例

広島空港直下を通る用倉トンネルにおいて、レベル2地震動を対象として耐震補強に鉄筋差込工法（後施工せん断補強鉄筋工法 RMA 工法）を適用したせん断補強事例が報告されている\*。本事例においては、広島空港が大都市拠点空港として空港輸送上重要な空港に位置づけられたため、耐震性能照査を行った結果、せん断耐力が不足していることが判明したことによる。用倉トンネルは現場打ちのアーチカルバートの上に20m弱の盛土をおこなった構造物である。構造形式等の詳細については、4.7.5④に記載する。

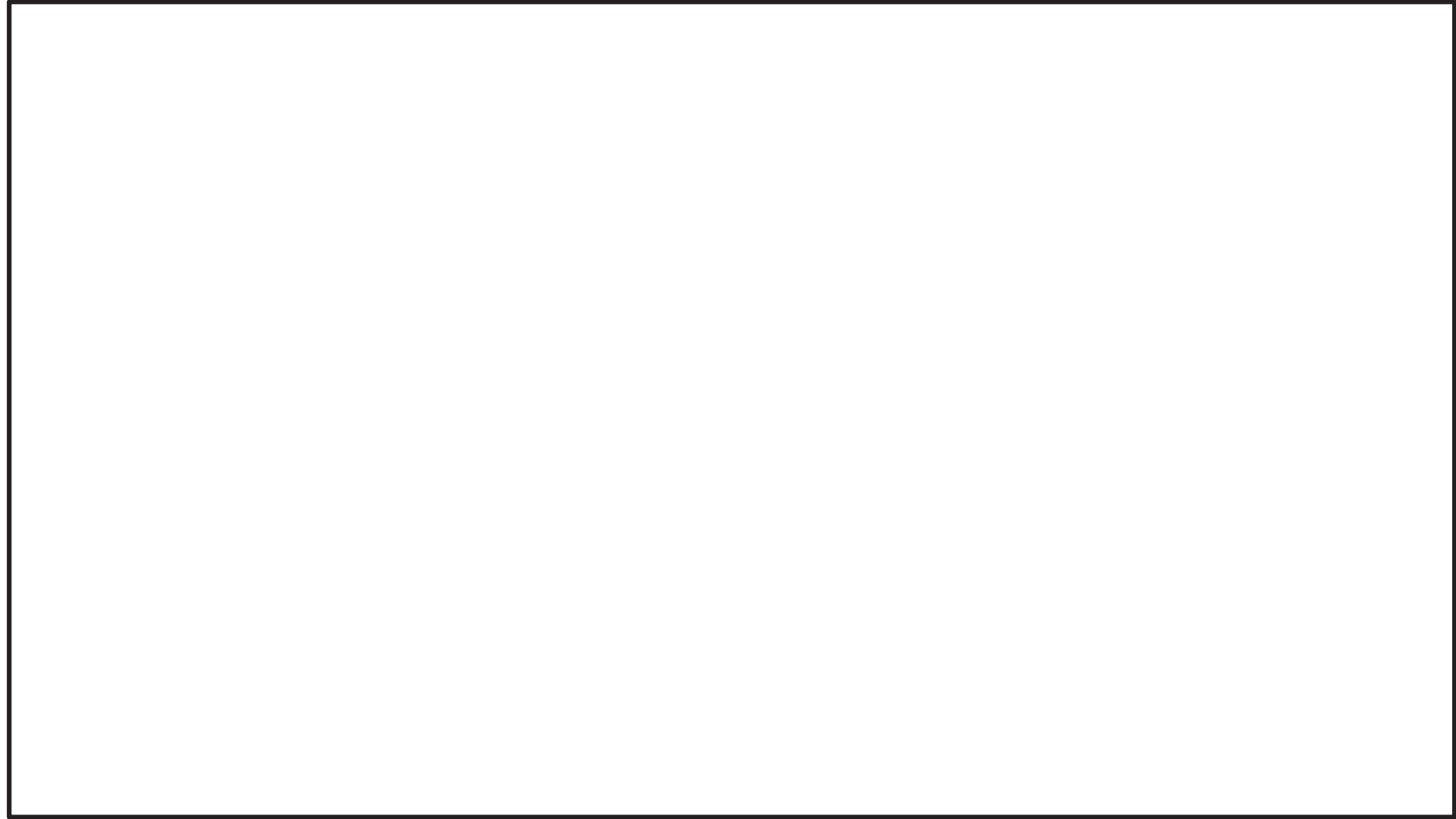
注記\*：参考文献

後施工型せん断補強工法を活用した広島空港地下トンネル耐震補強工事について（岡崎大宜）

#### 4.7.4 後施工せん断補強工法の比較

CCb 工法以外にも土木研究センターにおいては、類似する後施工せん断補強工法の建設技術審査証明が実施されている。後施工せん断補強工法の比較結果を、表4-15に示す。工法に差異はあるものの、コンクリート部分に付着を期待してせん断耐力の向上を期待する点は共通している。また、せん断耐力の算出方法については、工法により多少の差異は存在するものの、おおむねトラス理論を基にせん断耐力の算出を行っている。

表 4-15 後施工せん断補強工法の比較 (1/2)

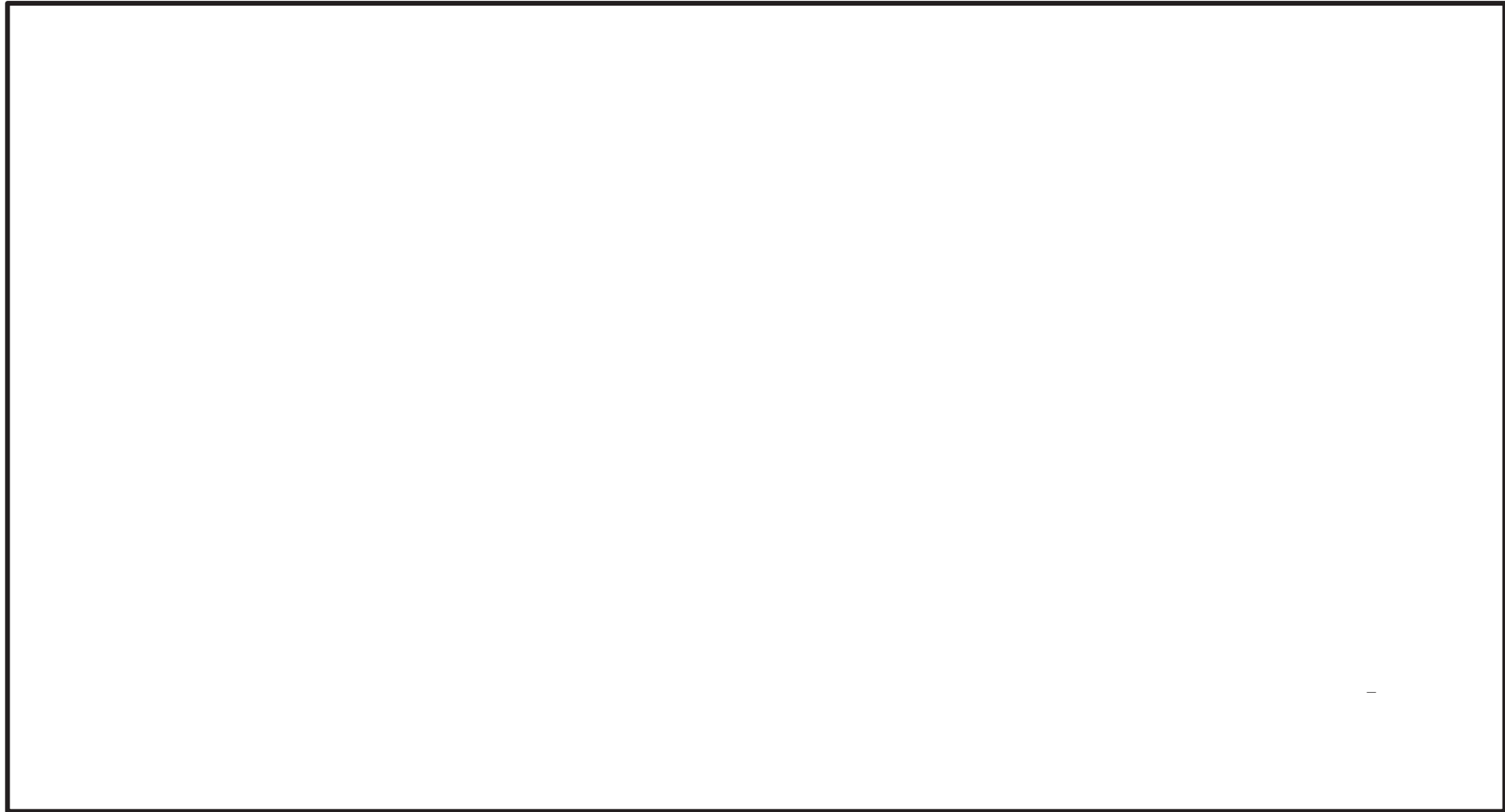


資料 1-(参考) 6-109

注記\* 土木研究センター建設技術審査証明関係資料に基づき作成

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 4-15 後施工せん断補強工法の比較 (2/2)



資料 1-(参考) 6-110

注記\* 土木研究センター建設技術審査証明関係資料に基づき作成

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

#### 4.7.5 後施工せん断補強筋に関する研究事例

後施工せん断補強工法に関する研究事例や施工実績に関する文献から着目すべき事項を整理し、女川2号機におけるCCb工法への反映事項を確認する。

##### ① コンクリート構造物の後施工せん断補強技術

###### ◆ 文献の要旨

既存のコンクリート構造物の耐震補強技術のうち、カルバートや地下貯水槽の壁（地下壁構造）に用いられるせん断補強（後施工せん断補強）技術について述べられたものである。

###### ◆ 着目すべき事項

- ・ 後施工せん断補強筋の定着性能の確認試験として、鉄筋の引抜き試験が例示されている。
- ・ 標準フックのせん断補強筋（先施工）が負担できるせん断力に対する後施工せん断補強筋が負担できるせん断力の割合である有効係数を用いて評価する手法が例示されている。
- ・ 後施工せん断補強効果の確認試験として、梁試験体の正負交番載荷試験が例示されている。
- ・ 「マルチプルナット」、「セラミックキャップバー (CCb)」、「Post-Head-bar (PHb)」の建設技術審査証明報告書を参考文献としている。

###### ◆ 女川2号機におけるCCb工法への反映事項の確認

- ・ 後施工せん断補強技術が地下壁構造に対して効果的であることを確認した。
- ・ CCb工法の建設技術審査証明報告書には、本文献と同様の引抜き試験、梁試験体の正負交番載荷試験が実施され、それら試験結果に基づいた有効係数による評価手法が明記されていることを確認した。

## ② 耐震補強等に用いるあと施工型せん断補強技術（RMA 工法）

### ◆ 文献の要旨

既設の地中構造物を後施工によりせん断補強する工法として RMA 工法が報告されている。

### ◆ 着目すべき事項

- ・ 後施工せん断補強筋の性能確認実験として、引抜き試験による定着性能の確認、梁試験体の正負交番載荷によるせん断補強効果の確認を実施している。
- ・ 後施工せん断補強において、せん断補強筋の定着長を考慮した有効係数によるせん断補強効果の評価手法が示されている。なお、この評価手法は参考文献として示されている「アルカリ骨材反応対策小委員会報告書」（土木学会，2005）に準じている。
- ・ RMA 工法により補強が実施された構造物は、東日本大地震においても損傷がなかったことが報告されている。

### ◆ 女川 2 号機における CCb 工法への反映事項の確認

- ・ 本文献の工法（RMA 工法）と同様の性能確認試験を CCb 工法でも実施していることを確認した。
- ・ 本文献の工法（RMA 工法）と CCb 工法とでは、定着方法の差異により定着長が異なるが、有効係数の算出方法は同様であり、CCb 工法の建設技術審査証明報告書に示される有効係数の算出方法が一般的であることを確認した。
- ・ CCb により耐震補強を行った構造物において、現時点で地震による被害・不具合が発生していないことを確認した。

③ 論文 異形鉄筋の埋込みによるあと施工せん断補強効果に関するはりの載荷実験

◆ 文献の要旨

既存のボックスカルバート等の連続壁に異形鉄筋を埋込みせん断補強を行う方法に対し、その有効性を確認するために梁供試体を用いたせん断試験が行われている。

◆ 着目すべき事項

- ・ 後施工せん断補強した供試体のせん断耐力を実験で確認した結果、先施工として算出したせん断耐力（設計値）とほぼ同等のせん断耐力が得られている（実験値/設計値=0.93～1.12）。
- ・ 後施工によりせん断補強した供試体のせん断耐力は、先施工した供試体のせん断耐力と同等のせん断耐力を有している（後施工/先施工=0.85～1.07）。

◆ 女川2号機におけるCCb工法への反映事項の確認

- ・ 先施工のせん断補強に対するCCb工法の有効係数は、建設技術証明報告書に記載されている梁の交番載荷試験により妥当性が確認された有効係数としていることを確認した。

④ 後施工型のせん断補強工法を活用した広島空港地下トンネル耐震補強工事について

◆ 文献の要旨

広島空港の滑走路及び誘導路直下の地下構造物（用倉トンネル）が、レベル2地震動に対する耐震性能照査においてせん断耐力が不足していることが確認された。用倉トンネル(アーチカルバート)に対し耐震補強工法の選定・検討を実施し、RMA工法による後施工せん断補強が行われている。

◆ 着目すべき事項

- ・ 重要施設である空港滑走路及び誘導路直下の地下構造物（アーチカルバート）に対して、後施工型せん断補強工法（RMA工法）による耐震補強が実施されている。
- ・ アーチカルバートの補強には、増厚工法，後施工せん断補強工法（鉄筋差込工法），接着工法，巻立て工法の中から，施工後においても現況の内空断面を確保でき，坑内からの施工も可能である後施工せん断補強工法が選定されている。
  - ・ 補強対象のアーチカルバートの部材厚は1600mmである。

◆ 女川2号機におけるCCb工法への反映事項の確認

- ・ 地下構造物の補強工法として，後施工せん断補強工法が効果的であることを確認した。
- ・ 女川2号機原子炉機器冷却海水配管ダクト及び取水路（漸拡部）の部材厚（隔壁：1200mm）相当の構造物に対して後施工せん断補強工法の施工実績があることを確認した。



⑤ 地下駅舎 RC 壁のせん断力評価と耐震補強対策

◆ 文献の要旨

地中構造物の側壁隅角部を対象に載荷試験を行い，先施工せん断補強と後施工せん断補強との耐力比較及び後施工せん断補強筋の埋込長の違いによる耐力比較が行われている。

◆ 着目すべき事項

- ・ せん断補強筋のピッチ 300mm 以下の規定については，新設構造物を対象とした乾燥収縮等によるひび割れを防ぐためのものであることから考慮せず，有効高さの 1/2 としている。
- ・ 先端を 45 度にカットした後施工によるせん断補強の場合，先施工の設計耐力に対して最低でも 80% 程度のせん断耐力が実験で得られている。

◆ 女川 2 号機における Ccb 工法への反映事項の確認

- ・ 女川 2 号機において Ccb により耐震補強を行った構造物は建設後 20 年以上経過しており乾燥収縮は終了していることから，せん断補強筋のピッチ 300mm 以下の規定は除外した。
- ・ 先施工のせん断補強に対する Ccb 工法の有効係数は，建設技術審査証明報告書に記載される梁の交番載荷試験により妥当性が確認された有効係数としていることを確認した。

⑥ 論文 セン断補強筋の定着不良が RC はりのせん断耐力に及ぼす影響

◆ 文献の要旨

せん断補強筋の定着不良が RC はりのせん断抵抗機構に及ぼす影響を確認することを目的として、せん断補強筋の定着フック及び端部付近の付着を除去したはりを作製し、せん断耐力の低下と破壊モードを実験的に検証している。また、材料非線形解析における定着不良部のモデル化について検討されている。

◆ 着目すべき事項

- ・ セン断補強筋の定着不良部から鉄筋径の 10 倍程度を鉄筋無効区間として要素内鉄筋比をゼロとすれば、二次元ひび割れ解析でせん断耐力を概略評価することが可能であることが示されている。

◆ 女川 2 号機における Ccb 工法への反映事項の確認

- ・ 女川 2 号機における解析によるせん断補強効果の確認について（添付資料 2）において、Ccb のモデル化に本解析手法を参考とし、実験結果と整合する鉄筋径の 5 倍を後施工せん断補強筋の無効区間とし検討を実施した。

⑦ 地下道における PHb(ポストヘッドバー)工法の採用と積雪寒冷地の施工について

◆ 文献の要旨

既設地下道を耐震補強する目的で採用した PHb 工法の実施内容及び積雪寒冷地での施工方法が報告されている。

◆ 着目すべき事項

- ・ 充てん材の温度と強度の関係を把握するための試験施工が実施されており、充てん材料が 0℃以下の履歴を受けた場合、強度発現が低下することが確認されている。

◆ 女川 2 号機における Ccb 工法への反映事項の確認

- ・ Ccb 工法においては充てん材料が 0℃以下とならないように、施工上の管理基準(5℃以上)を設けて適切な施工管理を実施した。

⑧ せん断補強鉄筋埋込工法（あと施工）による東京湾第二航路海底トンネルの側壁補強

◆ 文献の要旨

東京都港湾局が後施工せん断補強工法における補強効果確認のために行った室内せん断実験の概要，その実験結果の設計への反映，実施工への適用及びその施工結果についての考察が報告されている。

◆ 着目すべき事項

- ・ 施工上予想される不具合を設計上考慮し，せん断耐力に対して低減係数 0.75 を乗じている。

◆ 女川 2 号機における CCb 工法への反映事項の確認

- ・ CCb 工法は第三者機関による審査証明が行われており，その中で施工の確実性についても審査対象となっていることから，本研究事例の低減係数をそのまま設計に適用する必要はない。なお，4.6 にて施工精度の向上に向けた方策を記載している。

⑨ セラミック定着型せん断補強鉄筋（CCb 工法）による既設地下コンクリート構造物の耐震補強

第 57 回 電力土木講習会テキスト 平成 27 年 2 月  
一般社団法人 電力土木技術協会

◆ 文献の要旨

CCb 工法の設計法および施工法の概要と、電力分野での実績を含む施行実績が紹介されている。

◆ 着目すべき事項

- ・ CCb 工法の施工実績は、下水道処理場のポンプ棟、分水槽、重力濃縮槽、汚泥処理槽、ポンプ室及び放流渠等が多い。
- ・ CCb 工法の定着体は、アンカーやインサートにも広く用いられている高い耐食性を有する高純度アルミナ系セラミックス製であるため、塩害や硫酸などの影響を受ける厳しい環境（海水に接する発電所の取・放水路や腐食環境にある下水道施設）においても、耐久性を確保できる。

◆ 女川 2 号機における CCb 工法への反映事項の確認

- ・ CCb 工法が様々な施設で施工実績があることを確認した。
- ・ 塩害や硫酸などの影響を受ける厳しい環境下においても CCb 工法が使用されていることを確認した。

後施工せん断補強筋に関する施工実績及び各研究事例を踏まえて、設計及び施工へ反映している事項を以下に示す。

- 硫酸等の影響を受ける腐食環境下である浄化センター（下水道処理施設）での実績もあり、女川2号機で採用する環境よりも厳しい環境下での施工実績を確認した。
- 後施工せん断補強筋の性能確認実験として、定着性能の確認、梁試験体の正負交番載荷によるせん断補強効果の確認を実施しており、CCb工法においても同様の確認を行っている。
- 標準フックのせん断補強筋（先施工）が負担できるせん断力に対する、後施工せん断補強筋が負担できるせん断力の割合である有効係数を用いて評価する手法が例示されており、CCb工法においても同様の評価手法であることを確認した。

#### 4.8 女川2号機におけるCCb工法の保守性と設計上の制限の整理

女川2号機において、CCbにより耐震補強を行うにあたっての保守性と設計上の制限について整理する。

##### 4.8.1 CCb工法の保守性

設計においてCCbが負担するせん断耐力を算出する際に乗じる有効係数 $\beta_{aw}$ (CCbのせん断耐力の補強効果を示す有効係数)は、建設技術審査証明報告書において、表4-16のとおり試験結果に対して保守的に小さい値を設定しており、せん断耐力を安全側に評価している。(詳細は、4.8.4に示す。)

表4-16 有効係数 $\beta_{aw}$ の保守性

試験ケース	「セラミックキャップパー(CCb)」の仕様		実験での最大せん断耐力(kN)		算定式によるせん断耐力(kN) $V_{cal}=V_{cal}^*V_s$			「セラミックキャップパー(CCb)」が負担するせん断耐力(kN)		せん断補強鉄筋の有効率 $\beta_{aw}$ ( $V_{CCb}/V_s$ )			有効率の設計値 $\beta_{aw}$
	定着体の組合せ	先端位置	$V_{exp}$	$V_{exp}$	$V_{cal}$	$V_{cal}$	$V_s$	$V_{CCb}$	$V_{CCb}$	せん断補強鉄筋の有効率 $\beta_{aw}$ ( $V_{CCb}/V_s$ )			
										正側	負側	平均	
No.3-3	標準型	主鉄筋位置	563	499	542	253	289	310	246	1.07	0.85	0.96	0.89
No.3-4	標準型	主鉄筋の表面より5mm手前	515	570	543	254	289	261	316	0.90	1.09	1.00	0.83
No.3-5	標準型	主鉄筋の表面より5mm手前	531	509	543	254	289	277	255	0.96	0.88	0.92	
No.3-6	標準型	配力鉄筋の表面より5mm手前	497	526	543	254	289	243	272	0.84	0.94	0.89	0.78
No.4-1	両端先端型	主鉄筋の表面より5mm手前	532	520	525	235	290	297	285	1.02	0.98	1.00	0.82
No.4-2	両端先端型	主鉄筋の表面より5mm手前	520	535	526	236	290	284	299	0.98	1.07	1.01	0.82
No.4-3	両端先端型	配力鉄筋の表面より5mm手前	539	546	524	234	290	305	312	1.05	1.08	1.06	0.78
No.4-4	両端後端型	—	667	566	525	235	290	426	333	1.47	1.15	1.31	1.00

※1 下線は正負交番載荷で最初にせん断破壊したことを示す  
 ※2 斜体はせん断破壊をしていない場合、その載荷方向での最大荷重を示す

##### 4.8.2 女川2号機においてCCbにより耐震補強を行うにあたっての保守性

設計においてCCbが負担するせん断耐力は、棒部材式により算出されるせん断耐力よりもディープビーム式により算出されるせん断耐力の方が大きくなるが、保守的に棒部材式により算出されるせん断耐力により部材の照査を行うことで、本来必要と考えられるせん断補強筋量以上のせん断補強筋を配置している。

##### 4.8.3 女川2号機においてCCbにより耐震補強を行うにあたっての設計上の制限

建設技術審査証明報告書の梁試験では、主鉄筋ひずみが2363 $\mu$ (SD490)まで達した状態でのひび割れ状況においてもせん断耐力を保持していることが確認されているが、女川2号機ではSD345の鉄筋を使用していることから、面内せん断力と面外力の合力による鉄筋のひずみが1725 $\mu$ 以下(応力が降伏強度以下)、もしくは面内せん断力に対して、コンクリートのみで抵抗可能な部材を対象におおむね弾性範囲となる状況下でCCb工法を使用する。

建設技術審査証明報告書の梁試験では層間変形角が1%(1/100)を超えている範囲までせん断耐力が保持されていることが確認されているが、かぶりコンクリートの剥落によってCCbの定着機能を阻害するおそれがある。そのため、かぶりコンクリートの剥落が発生する前の状態である圧縮縁コンクリートひずみ1.0%又は層間変形角1%(1/100)に、十分な余裕をもってCCb工法を使用する。なお、当使用制限は一般に上記に示す鉄筋のひず

みに対する制限により満足される。

CCb の施工において、施工精度の低下が生じる可能性は低いと完全に否定できるものではないこと等から、設計上の配慮として耐震評価上の裕度（せん断破壊に対する照査値をおおむね 0.8 程度に抑える）を持たせた設計を行う。

#### 4.8.4 有効係数 $\beta_{aw}$ の保守性

設計において CCb が負担するせん断耐力を算出する際に乗じる有効係数  $\beta_{aw}$  の保守性を、設計式と実験結果及び数値解析実験結果の比較により確認する。保守性は、設計式から得られる有効係数  $\beta_{aw}$  よりも実験値及び解析値から得られる。

$\beta_{aw}$  の方が大きいことにより確認する。有効係数  $\beta_{aw}$  は、せん断耐力評価式で算定するせん断補強筋が負担するせん断耐力  $V_{sd}$  に対する CCb が負担するせん断耐力  $V_{ccbd}$  の比として定義される。なお、実験値及び解析値の有効係数  $\beta_{aw}$  は、設計式から得られるせん断補強筋が負担するせん断耐力  $V_{sd}$  をベースに算出しており、実験及び解析の CCb が負担するせん断耐力  $V_{ccbd}$  は、実験又は解析から得られたせん断耐力から設計式より算出したコンクリートが負担するせん断耐力  $V_{cd}$  を減じて算出する。

検討ケースは、添付資料 2 に示す数値解析実験結果のうち、比較データ（実験結果と解析結果）が充実しているステップ①の材料非線形解析にて対象としている試験体 (No.3-3) とする。結果を表 4-17 に示す。

表 4-17 より、CCb が負担するせん断耐力  $V_{ccbd}$  は、設計式、解析値、実験値の順に大きくなっており、設計式が保守的な評価になっていることが確認できる。よって、設計式、実験値及び解析値から得られる有効係数  $\beta_{aw}$  の比較結果より、設計式から得られる  $\beta_{aw}$  よりも実験値及び解析値から得られる  $\beta_{aw}$  の方が大きく、設計式から得られる  $\beta_{aw}$  の保守性が確認された。



表 4-17 有効係数  $\beta_{aw}$  の比較検討結果

試験ケース		せん断耐力 (kN) <sup>*1</sup>								有効係数 $\beta_{aw}$ <sup>*2</sup>			
		設計式 (せん断耐力評価式)			実験値			解析値			⑧設計式	⑨実験値	⑩解析値
		① $V_{cal}$	② $V_{cd}$	③ $V_{sd}, V_{ccbd}$	④ $V_{exp}$	② $V_{cd}$	⑤ $V_{ccbd}$	⑥ $V_{ana}$	② $V_{cd}$	⑦ $V_{ccbd}$			
No.3-3	従来工法	542	253	289	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	CCb 工法	510		257	563	253	310	550	253	297	0.89	1.07	1.03

ここに,

$V_{cal}$ : 設計式 (せん断耐力評価式) から得られるせん断耐力

$V_{exp}$ : 実験から得られるせん断耐力

$V_{cd}$ : コンクリートが負担するせん断耐力

$V_{ana}$ : 解析から得られるせん断耐力

$V_{sd}(V_{ccbd})$ : せん断補強筋 (CCb) が負担するせん断耐力

$\beta_{aw}$ : CCb のせん断耐力の補強効果を示す有効係数  $\beta_{aw} = (1 - (l_y / 2S_{rb}))$

注記\*1: 各せん断耐力の算出について

- ①・②・③: せん断耐力評価式 (棒部材式) より算出
- ④: 実験から得られたせん断耐力
- ⑤: 「実験から得られたせん断耐力」から「設計式により算出したコンクリートが負担するせん断耐力」を減じて算出 (⑤=④-②)
- ⑥: 解析から得られたせん断耐力
- ⑦: 「解析から得られたせん断耐力」から「設計式により算出したコンクリートが負担するせん断耐力」を減じて算出 (⑦=⑥-②)

注記\*2: 有効係数  $\beta_{aw}$  の算出について

- ⑧: 設計式より得られる有効係数  $(1 - (l_y / 2S_{rb}))$ ,  $l_y$ : CCb の定着長 (5D, D: 鉄筋径),  $S_{rb}$ : 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔)
- ⑨・⑩: CCb を通常のせん断補強筋と見なした場合のせん断耐力負担分に対する有効係数
- ⑨: 「実験から得られた CCb が負担するせん断耐力」を「設計式から得られる通常のせん断補強筋が負担するせん断耐力」で除して算出 (⑨=⑤( $V_{ccbd}$ )/③( $V_{sd}$ ))
- ⑩: 「解析から得られた CCb が負担するせん断耐力」を「設計式から得られる通常のせん断補強筋が負担するせん断耐力」で除して算出 (⑩=⑦( $V_{ccbd}$ )/③( $V_{sd}$ ))

#### 4.8.5 Ccb 工法によるせん断補強の設計検討フロー

4.8.1～4.8.4 に示す，女川 2 号機において Ccb により耐震補強を行うにあたっての保守性及び設計上の制限を考慮した設計検討フローを図 4-11 に示す。

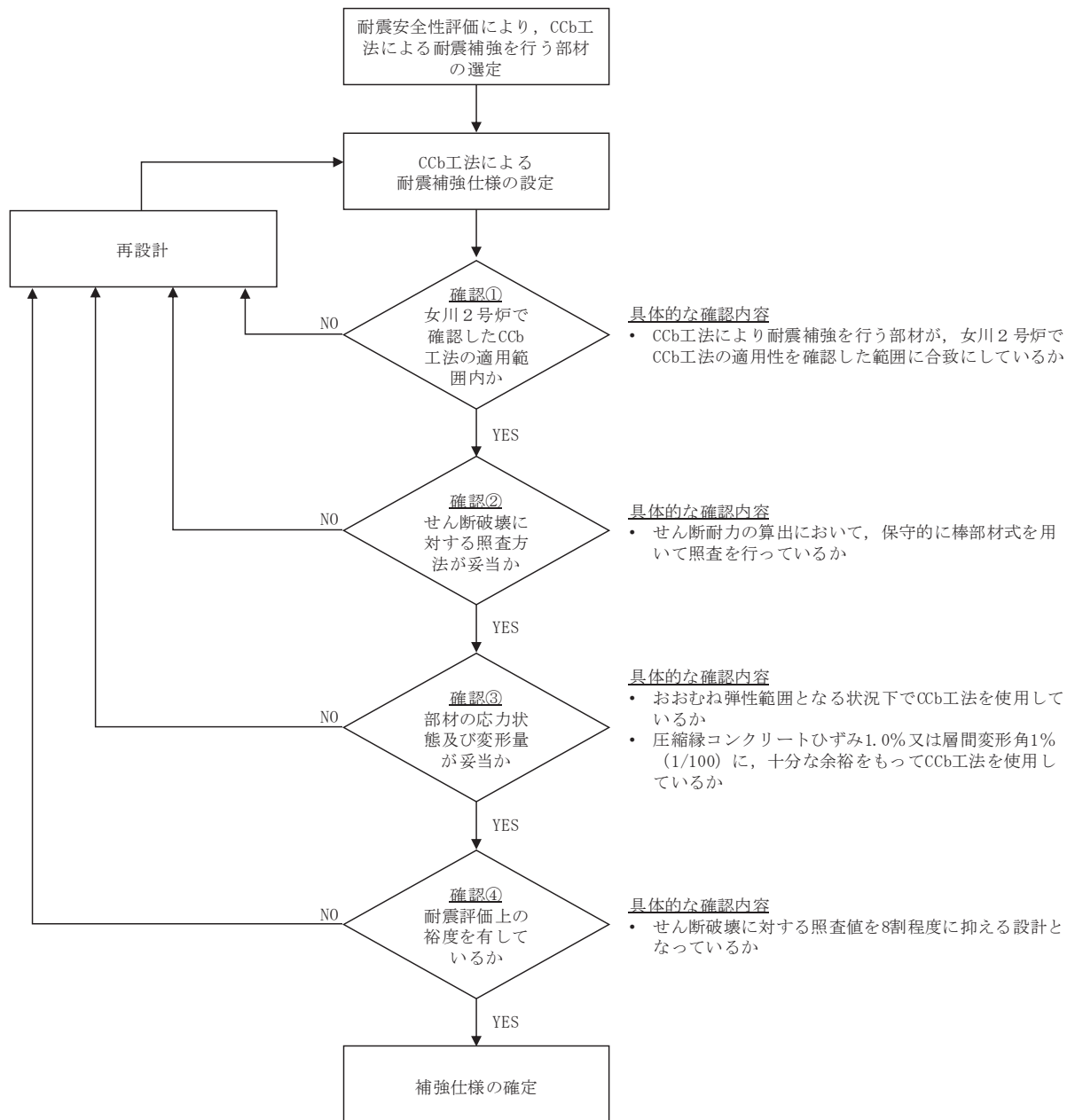


図 4-11 Ccb 工法によるせん断補強の設計検討フロー

#### 4.9 Ccb の適用性確認結果

4.2 で設定した取水路（漸拡部）の補強仕様について、4.1 に従い女川 2 号機屋外重要土木構造物等への Ccb 工法の適用性を検討した結果、建設技術審査証明報告書に記載のとおり、せん断補強効果が期待できることを確認した（図 4-12 参照）。

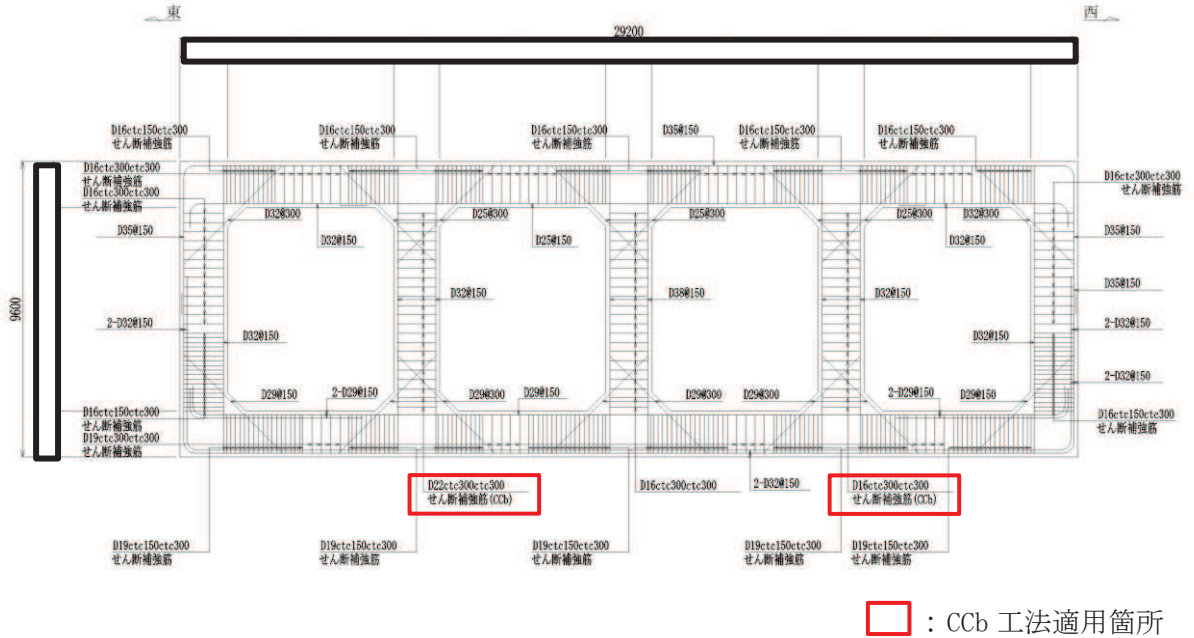


図 4-12 取水路（漸拡部）の補強仕様

注：下線部は設置変更許可審査時から内容を補足した箇所を示す。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

5. 女川2号機におけるCCb工法の適用性確認のまとめ

女川2号機の取水路（漸拡部），原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部），軽油タンク室，復水貯蔵タンク基礎，取水口，取水路（標準部），海水ポンプ室，原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）及び第3号機海水ポンプ室は，CCb工法による耐震補強の対象となっており，その適用性について以下のとおり確認した。

- ・ 建設技術審査証明報告書の実験を上回る部材厚においても，せん断ひび割れ抑制効果を確認できており，CCb工法が適用できることを確認した。  
建設技術審査証明報告書の実験と実施工部材では部材諸元及び載荷方法（設計荷重）等が異なるが，女川2号機でCCbにより耐震補強を行った構造物の部材諸元においても，せん断ひび割れ抑制効果を確認できており，CCb工法が適用できることを確認した。
- ・ CCbにより耐震補強を行った構造物に発生する可能性があるひび割れ（曲げひび割れ，面内せん断力に伴う高角度の貫通ひび割れ及びディープビームに生じる45度を超える高角度の斜めひび割れ）が，CCbの定着体部やその周囲に生じても定着機能が保持され，所要のせん断補強効果が発揮できていることを確認した。
- ・ 女川2号機でCCbにより耐震補強を行った構造物にCCbのせん断補強効果に影響を与えるひび割れはなく，圧縮強度においても設計基準強度以上であったことから，既設コンクリートの状態がCCbのせん断補強効果を発揮できる状況にあることを確認した。
- ・ 建設技術審査証明報告書に記載の梁試験体ではディープビームを対象とした試験を実施していないが，ディープビームを対象とした模型実験を実施し，ディープビーム的な破壊となる部材に対しても，CCb工法が適用できることを確認した。
- ・ 女川2号機でCCbにより耐震補強を行った構造物には，面内荷重と面外荷重が同時に作用する部材があるが，数値解析を実施し，当該部材に対してもCCb工法が適用できることを確認した。
- ・ 女川2号機でCCbによる耐震補強の対象となる構造物には，既設部材へCCbによる耐震補強を行った後に増厚補強を行う部材があるが，当該部材に対してもCCb工法が適用できることを確認した。
- ・ 建設技術審査証明報告書の実験にて確認できている範囲を踏まえ，女川2号機にてCCb工法を適用するにあたっての保守性を設定すると共に，設計上の制限を設定し適用することとした。

注：下線部は設置変更許可審査時から内容を補足した箇所を示す。

建設技術審査証明書

建設技術審査証明書

建設審証第 0811 号

技術名称 後施工セラミック定着型せん断補強鉄筋  
「セラミックキャップバー (CCb)」

(開発の趣旨)  
両端に耐久性が高いセラミック定着体を設置したねじ鉄筋を用いることにより、補強材でもコンクリート表面に近くなる定着体の耐久性を確保しつつ、高い効率でせん断耐力、じん性の向上を図ることができる後施工セラミック定着型せん断補強鉄筋「セラミックキャップバー (CCb)」を提供する。

(開発の目標)  
後施工セラミック定着型せん断補強鉄筋「セラミックキャップバー (CCb)」の開発目標を以下に示す。  
(1) 定着性能  
規格降伏強度相当の定着力を確保するために必要な「セラミックキャップバー (CCb)」の先端型定着体の定着長が 5D (D: 鉄筋の直径) であること。後端型定着体については、定着体単体で規格降伏強度相当以上の定着力を確保すること。  
(2) 配置後のせん断耐力  
「セラミックキャップバー (CCb)」によるせん断耐力の負担分を、通常の方法でせん断補強した部材のせん断補強鉄筋によるせん断耐力寄与分に、通用部材の主鉄筋の間隔および「セラミックキャップバー (CCb)」の各定着体を用いた場合の定着長から評価される有効率を乗じたものとして評価できること。  
(3) 配置後のじん性  
「セラミックキャップバー (CCb)」で後施工補強した RC 部材において、先端型定着体が圧縮となる場合は、拘束効果を無視した終局変位の計算値より大きな変形性能が確保されること。また、後端型定着体が圧縮となる場合は、通常の方法でせん断補強した RC 壁と同等以上の変形性能が確保されること。  
(4) 施工の確実性  
背面に地盤などがあり、片側からしか施工できない RC 部材に対して、補強後の掘削孔内にエア抜き用ホースを残置せずにせん断補強できること。両側からの施工が可能な RC 部材に対し、片方のセラミック定着体をグラウト中で接合することで、両端に後端型定着体を設置する施工が確実に行えること。  
(5) 施工の容易性  
狭い空間や複雑な部位において、大型機材を用いずに容易に施工でき、安定した品質を確保できること。  
挿入する「セラミックキャップバー (CCb)」の長さを確保できないような狭い空間での施工においても、カブラーによる機械式継手を用いて、安定した品質の作業を容易に施工できること。  
一般財団法人土木研究センターの建設技術審査証明事業実施要領に基づき、依頼のあった標記の技術について下記のとおり証明する。

平成 21 年 2 月 3 日	平成 22 年 5 月 17 日	内容変更
平成 24 年 2 月 6 日	平成 25 年 3 月 18 日	内容変更
平成 25 年 9 月 30 日	平成 26 年 2 月 3 日	更新
平成 26 年 8 月 25 日		内容変更

建設技術審査証明事業実施機関  
一般財団法人 土木研究センター  
理事長 中村 亮

1. 審査証明の結果  
上記の開発の趣旨、開発の目標に照らして審査した結果、「セラミックキャップバー (CCb)」は以下の性能を有することが確認された。
- 定着性能  
引抜き試験によれば、規格降伏強度相当の定着力を確保するために必要な「セラミックキャップバー (CCb)」の先端型定着体の定着長が 5D (D: 鉄筋の直径) であること、並びに、後端型定着体については、定着体単体で規格降伏強度相当以上の定着力を確保できることが確認された。
  - 配置後のせん断耐力  
せん断破壊モードの戻り試験体の正負交番繰返し静的加力試験によれば、「セラミックキャップバー (CCb)」によるせん断耐力の負担分は、通常の方法でせん断補強した部材のせん断補強鉄筋によるせん断耐力寄与分に、通用部材の主鉄筋の間隔、および「セラミックキャップバー (CCb)」の各定着体を用いた場合の定着長から評価される有効率を乗じたものとして評価できることが確認された。
  - 配置後のじん性  
曲げ破壊モードの RC 壁試験体の正負交番繰返し静的加力試験によれば、「セラミックキャップバー (CCb)」で後施工補強した RC 部材において、先端型定着体が圧縮となる場合は、拘束効果を無視した終局変位の計算値より大きな変形性能が確保されること、また、後端型定着体が圧縮となる場合は、通常の方法でせん断補強した RC 壁と同等以上の変形性能が確保されることが確認された。
  - 施工の確実性  
施工試験等によれば、背面に地盤などがあり、片側からしか施工できない RC 部材に対して、補強後の掘削孔内にエア抜き用ホースを残置せずにせん断補強できることが確認された。  
両側からの施工が可能な RC 部材に対し、片方のセラミック定着体をグラウト中で接合することで、両端に後端型定着体を設置する施工が確実に行えることが確認された。
  - 施工の容易性  
典型的な補強工事のケーススタディの調査によれば、狭い空間や複雑な部位において、大型機材を用いずに容易に施工でき、安定した品質を確保できることが確認された。  
挿入する「セラミックキャップバー (CCb)」の長さを確保できないような狭い空間での施工においても、カブラーによる機械式継手を用いて、安定した品質の作業を容易に施工できることが確認された。
2. 審査証明の前提  
(1) 本審査証明は、依頼者からの試験データ等の資料を基に審査し、確認したものである。  
(2) 「セラミックキャップバー (CCb)」は、所定の材料を用いて、適正な品質管理のもとで製造されるものとする。  
(3) 「セラミックキャップバー (CCb)」は、適正な補強設計によって計画されるものとする。  
(4) 「セラミックキャップバー (CCb)」は、適正な機材および施工手順によって設置されるものとする。  
(5) 「セラミックキャップバー (CCb)」は、適正な管理のもとで施工されるものとする。
3. 審査証明の範囲  
本審査証明は、主に地盤時の応答変位量が限定される地中構造物であって、施工が片側からしか実施できない壁状の既設鉄筋コンクリート構造物に対し、鉄筋の掘削後に先端型定着体を、差込部に後端型定着体を設置した標準型、鉄筋の両端に先端型定着体を設置した両端先端型の「セラミックキャップバー (CCb)」により、後施工によるせん断補強の目的で用いる。  
ただし、両側からの施工が可能な既設の構造物に対しては、変形性能の向上を目的としないうることを前提として、鉄筋の両端に後端型定着体を設置した両端後端型の「セラミックキャップバー (CCb)」を後施工によるせん断補強の目的で用いることができる。
4. 審査証明の詳細  
建設技術審査証明書  
平成 31 年 2 月 2 日
5. 審査証明の有効期限  
6. 審査証明の依頼者

鹿島建設株式会社  
所在地：東京都港区元赤坂 1-3-1

カジマ・リノバイト株式会社  
所在地：東京都新宿区住吉町 1-20

## 女川 2 号機における部材諸元他の適用性の検討

## 1. せん断補強効果の確認

CCb による補強効果については、建設技術審査証明報告書の各種実験にて検証している。女川 2 号機において CCb により耐震補強を行った構造物（原子炉機器冷却海水配管ダクト、取水路（漸拡部）、軽油タンク室、復水貯蔵タンク基礎）の多くが、部材諸元（部材厚、せん断スパン比、主鉄筋比、コンクリート設計基準強度）や載荷方法が建設技術審査証明報告書に記載の実験と異なっているにもかかわらず、せん断ひび割れを抑制し、せん断補強効果を期待できるかを材料非線形解析により確認する。

材料非線形解析に用いる鉄筋コンクリートの構成則については種々あるが、ここでは、現在までに実務でも使用され、適用性と信頼性が確認されているコンクリート標準示方書 2017 において標準とされている以下の手法とする。

- ・ 鉄筋とコンクリートとの一体性を前提とする分散ひび割れモデルにてモデル化する。
- ・ 鉄筋との複合作用が支配的な鉄筋周辺のコンクリートについては、平均化構成則を用いる。
- ・ 鉄筋との複合作用が及ばない領域では、コンクリートの破壊力学の概念を導入する。

材料非線形解析に用いる解析コードは、上記の鉄筋コンクリートの構成則を有する解析コードの 1 つである「UC-win/WCOMD ver2.02」及び「WCOMD Studio ver1.00」とする。

## 1.1 検討方針

CCb を考慮した材料非線形解析により力学的挙動を確認し、女川 2 号機において CCb により耐震補強を行った構造物への CCb 工法の適用性をステップ①～③により確認する（図 2-1 参照）。

なお、従来工法である先施工のせん断補強筋を想定した材料非線形解析も比較ケースとして実施する。

## 1.1.1 ステップ①：CCb の解析上のモデル化方法の確認

材料非線形解析を実施するにあたり、CCb の解析上のモデル化方法を確認する。

CCb は従来工法（先施工）のせん断補強筋と異なり、セラミック定着体により定着していることから、CCb 工法は従来工法よりも定着性能が劣るものと仮定し、CCb のモデル化方法の妥当性を確認する。モデル化は、前川らによる「せん断補強筋の定着不良が RC はりのせん断耐力に及ぼす影響（コンクリート工学年次論文集 Vol. 26, No. 2, 2004）」（以下「前川ら」という。）を参考に、せん断補強筋が機能しない区間（無効区間：要素内鉄筋比をゼロとする区間）を設定することとしている。

モデル化方法の妥当性は、建設技術審査証明報告書のせん断耐力実験を対象に解析モデルを作成し、実験結果と解析結果のせん断耐力の比較により確認する。モデル化は、無効

区間の設定方法をパラメータに2パターンの検討を行い、実験への再現性が高い設定方法を用いてステップ②以降の検討を実施する。

1.1.2 ステップ②：建設技術審査証明報告書の実験よりも大きな部材厚に対する適用性の確認  
女川2号機のCCbにより耐震補強を行った構造物のうち、最も部材厚の大きい軽油タンク室の底版（ $t=1,500\text{mm}$ ）を想定して材料非線形解析を行い、実験よりも大きな部材厚に対する適用性を確認する。適用性の確認は、ステップ①とステップ②の解析結果の比較により行う。

1.1.3 ステップ③：実施工部材の応答性状の確認

ステップ①・②にて適用性を確認の上、実施工部材として、構造物を棒部材でモデル化して地震応答解析及び構造照査を実施している構造物のうち部材厚が最大である取水路（漸拡部）隔壁を対象に材料非線形解析を行い、CCb工法の適用性を確認する。

また、取水路（漸拡部）隔壁に作用する主な荷重は頂版から受ける集中荷重と慣性力であり、地震時増分土圧等が作用する分布荷重系の荷重形態とは異なることから、部材に作用する荷重や破壊形態の違いに着目し、地震時増分土圧が作用する部材のうち部材厚が最大である軽油タンク室側壁についても材料非線形解析を行い、CCb工法の適用性を確認する。

適用性は、取水路（漸拡部）隔壁及び軽油タンク室側壁の部材諸元相当でも変形状況、ひび割れ状況及び鉄筋の降伏状況に対して、特異な状況とならないことを確認する。

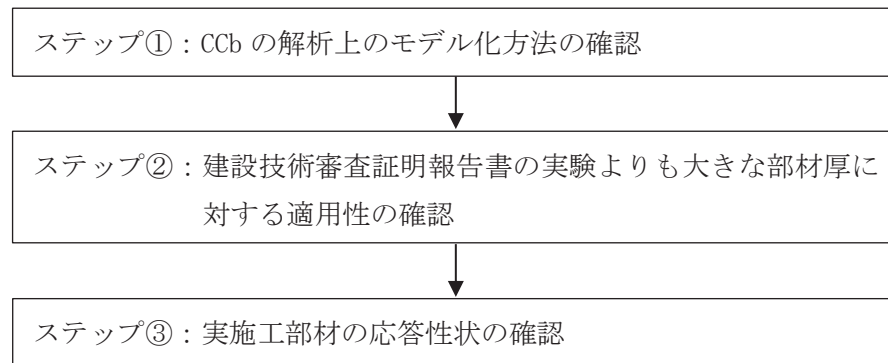


図2-1 女川2号機における部材諸元他の適用性確認フロー

2. ステップ①：CCbの解析上のモデル化方法

CCbの定着効果及び付着効果を考慮したモデル化方法の妥当性の確認を目的に、建設技術審査証明報告書の試験で用いた試験体をモデル化し、材料非線形解析を行う。

試験体は表2-1～表2-3のとおり、せん断補強筋径及び定着体の型が女川2号機の施工実績と合致する、シリーズ1（試験体No.1-3）とシリーズ3（試験体No.3-3：CCb先端位置が主筋の図心位置であり女川2号機と同じ条件）を選定する。

表2-1 試験体概要

試験体	断面寸法 b×h (mm)	せん断 スパン比	せん断 補強筋径	定着体の 組合せ
シリーズ1	825×685	2.78	D22	標準型*
シリーズ2	825×800	同上	D29	同上
シリーズ3	600×500	同上	D16	同上
シリーズ4	同上	同上	D16	両端先端型 両端後端型

■：女川2号機で実績のある補強 □：材料非線形解析を実施

注記\*：差込側に後端型、埋込側に先端側となる標準的なCCbの組合せ

表2-2 シリーズ1の試験体の種類と諸元  
(建設技術審査証明報告書より抜粋)

	No.1-1	No.1-2	No.1-3
断面寸法 $b \times h$	825×685 mm		
せん断スパン長 $a$	1,640 mm		
せん断スパン比 $a/d$	2.78		
実験時の コンクリート圧縮強度 $f_c$	32N/mm <sup>2</sup>	33N/mm <sup>2</sup>	34 N/mm <sup>2</sup>
帯鉄筋・補強鉄筋の 材質、および形状	—	SD345 D22 両端フック	SD345 D22 「セラミックキャ ップバー (CCb)」
せん断補強鉄筋比 $\rho_w$	0	—	0.9%
試験の目的	コンクリート負担分 $V_c$ の評価	後施工せん断補強	鉄筋による 有効率 $\beta_{aw}$ の評価

表2-3 シリーズ3の試験体の種類と諸元  
(建設技術審査証明報告書より抜粋)

	No.3-1	No.3-2	No.3-3	No.3-4	No.3-5	No.3-6
断面寸法 $b \times h$	600×500 mm					
せん断スパン長 $a$	1,195 mm					
せん断スパン比 $a/d$	2.78					
実験時のコンクリート 圧縮強度 $f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	41.2	40.6	42.4	42.6	42.9	42.6
帯鉄筋・補強鉄筋の 種類、および形状	—	SD345 D16 両端フック	SD345 D16 セラミックキャ ップバー (CCb)	—		
せん断補強鉄筋比 $\rho_w$	0.33%					
セラミックキャップバ ー (CCb) の埋込み側先 端位置	—	—	主鉄筋の 図心	主鉄筋の表面 から 5mm 手前	配力鉄筋の 表面から 5mm 手前	
定着体の組合せ	—	—	標準型			
試験の目的	試験体諸元の 妥当性検討		後施工せん断補強鉄筋による 有効率 $\beta_{aw}$ の評価	—		



## 2.1 Ccb の定着効果のモデル化

CCb のせん断補強効果を確認するための材料非線形解析による数値実験において、CCb 先端の領域では先施工より定着性能が劣る可能性があることから、せん断補強筋が機能しない（無効区間）ものとしてCCbのモデル化を行う。せん断補強筋の無効区間の設定に関する考え方は、前川らの論文を参照しており、せん断補強筋の定着不良を有する部材のせん断耐力評価は、材料非線形解析を用いてせん断補強筋の無効区間を設けることで評価可能であることが示されている。

### 2.1.1 前川らの検討内容

前川らは、せん断補強筋の定着不良が RC はりのせん断耐力に及ぼす影響の確認を目的に、実験的検証に加え材料非線形解析による定着不良部のモデル化について検討している。せん断補強筋の定着不良を模擬するため、せん断補強筋端部近傍の定着を効かなくした梁に対する実験を行い、その実験の再現として、せん断補強筋の定着不良部を鉄筋無効区間として要素内鉄筋比をゼロとした材料非線形解析を行うことで、実験のせん断耐力を評価することが可能であることを示している。

### 2.1.2 モデル化方法

構造部材は、平面応力要素にてモデル化する。モデル化は、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（以下「土木学会マニュアル」という。）を参考に、鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し、付着の影響が及ばない領域を無筋領域としてモデル化する。

CCb のモデル化は、CCb 先端の領域では定着が十分ではない可能性があるため、せん断補強筋が機能しない（無効区間）ものとして、せん断補強鉄筋比をゼロとしてモデル化する（図2-2参照）。検討は、表2-4に示すとおり、CCb 先端側の主筋領域（芯かぶりの2倍）の鉄筋比をゼロとするCCb1とCCb 先端側の主筋軸心から必要定着長 $5D$ （ $D$ ：鉄筋径）の鉄筋比をゼロとするCCb2の2パターン行う。2パターンの結果から、CCbの再現性が高い条件を用いて、今後の検討を行うものとする。

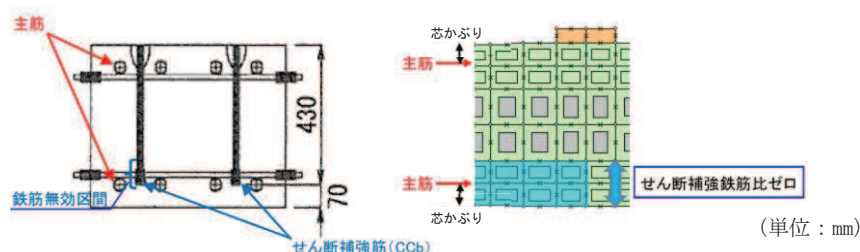


図2-2 Ccb のモデル化概念図

表 2-4 CCb のモデル化方法

解析パターン	CCbのモデル化方法
CCb1	<ul style="list-style-type: none"> <li>• CCb先端側の主筋領域（かぶりの2倍）の鉄筋比をゼロ</li> <li>• シリーズ1（試験体No.1-3）：無効区間 95mm×2=190mm</li> <li>• シリーズ3（試験体No.3-3）：無効区間 70mm×2=140mm</li> </ul>
CCb2	<ul style="list-style-type: none"> <li>• CCb先端側の主筋軸心から必要定着長5D（D：鉄筋径）の鉄筋比をゼロ</li> <li>• シリーズ1（試験体No.1-3）：無効区間 95mm+5×22mm=205mm</li> <li>• シリーズ3（試験体No.3-3）：無効区間 70mm+5×16mm=150mm</li> </ul>

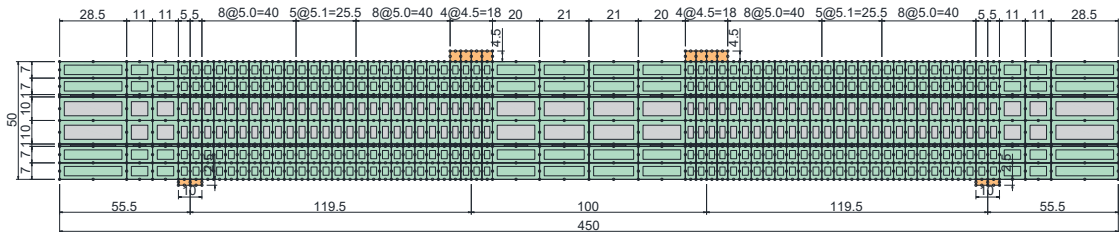
また、解析の入力データとなるコンクリートの材料特性及び鉄筋の材料特性を、表 2-5 及び表 2-6 に示す。これらの条件により設定した解析モデル図を図 2-3 に示す。

表 2-5 コンクリートの材料特性

項目	設定値	
	シリーズ 1	シリーズ 3
圧縮強度 $f'_c$	33.9 N/mm <sup>2</sup>	42.4 N/mm <sup>2</sup>
引張強度 $f_t$	2.41 N/mm <sup>2</sup>	2.80 N/mm <sup>2</sup>
ヤング係数 $E_c$	WCOMD で自動計算	

表 2-6 鉄筋の材料特性

項目	設定値	
	シリーズ 1	シリーズ 3
主鉄筋のヤング係数	200.0 kN/mm <sup>2</sup>	196.4 kN/mm <sup>2</sup>
CCb 鉄筋・せん断補強鉄筋のヤング係数	192.7 kN/mm <sup>2</sup>	197.5 kN/mm <sup>2</sup>
主鉄筋の降伏強度	534.0 N/mm <sup>2</sup>	515.9 N/mm <sup>2</sup>
CCb 鉄筋・せん断補強鉄筋の降伏強度	406.8 N/mm <sup>2</sup>	388.9 N/mm <sup>2</sup>



(単位：cm)

図 2-3 解析モデル図（試験体 No. 3-3 の例）

### 2.1.3 荷重条件

材料非線形解析にて考慮する荷重は、建設技術審査証明報告書の実験における載荷条件を模して、変位を作用位置に強制的に与える。また、鉄筋コンクリートの非線形特性を考慮するため、十分小さい値を漸増載荷する。耐力の評価を主目的とするため、単調載荷とするが、実験条件である交番載荷の影響についても確認することとする。

### 2.1.4 破壊判定基準

材料非線形解析における構造部材の破壊判定は、荷重が減少した場合とし、その直前の最大荷重をせん断耐力とする。

### 2.1.5 妥当性の確認

定着効果のモデル化の妥当性は、建設技術審査証明報告書の梁試験の結果から得られるせん断耐力と材料非線形解析より得られるせん断耐力を比較し、試験のせん断耐力を再現できているかにより確認を行う。

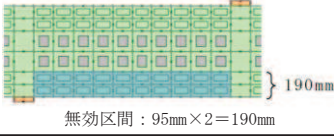
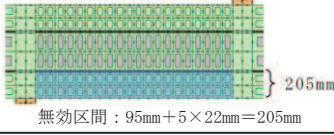
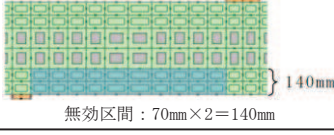
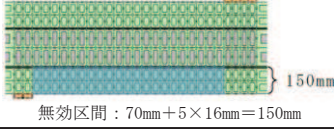
表2-7に各解析パターンの結果を示す。表2-7に示すとおり、シリーズ1・3共に実験から得られたせん断耐力に対して、CCb1のせん断耐力がCCb2のせん断耐力より大きいという傾向が確認された。

また、シリーズ1ではCCb1とCCb2でせん断耐力の再現性（実験結果との解離）は同程度であり、シリーズ3ではCCb2が再現性が良く、両シリーズにおいてCCb2のせん断耐力がやや保守的な評価となる。

これらより、材料非線形解析によるCCbのモデル化をCCb2の方法で行うことで、試験のせん断耐力を良好に再現できると共に、保守的評価が可能であることを確認された。

よって、CCbを材料非線形解析でモデル化する際は、CCb2（CCb先端側の主筋軸心から必要定着長 $5D$ （ $D$ ：鉄筋径）の鉄筋比をゼロ）の方法でモデル化することとする。

表 2-7 各解析パターンの確認結果

解析パターン		CCbのモデル化	実験のせん断耐力 (kN)	解析によるせん断耐力 (kN)	再現性
シリーズ1 No. 1-3試験体	CCb1	 無効区間：95mm×2=190mm	1050	1123 ( <u>実験値の107%</u> )	△ (再現性は CCb2と同程度)
	CCb2	 無効区間：95mm+5×22mm=205mm		965 ( <u>実験値の92%</u> )	△ (再現性は CCb1と同程度)
シリーズ3 No. 3-3試験体	CCb1	 無効区間：70mm×2=140mm	563	676 ( <u>実験値の120%</u> )	× (再現性が 低い)
	CCb2	 無効区間：70mm+5×16mm=150mm		550 ( <u>実験値の98%</u> )	○ (再現性が 高い)

2.1.6 解析パターン (CCb1・CCb2) の違いによるせん断耐力への影響確認

2.1.5 に示したとおり、CCb のモデル化は CCb2 の方法で行うことが妥当であることを確認しているが、解析パターンの違いによるせん断耐力への影響について、建設技術審査証明報告書の実験結果に着目し確認する。

また、CCb1 と比べ CCb2 は要素のアスペクト比の関係からメッシュ分割が細かくなっているため、メッシュサイズの違いによる解析結果への影響についても併せて確認する。

(1) 建設技術審査証明報告書の実験結果より確認

CCb の先端位置をパラメータとして影響検討を行った、シリーズ 3 の梁試験結果について整理する。シリーズ 3 の梁試験では、CCb の先端位置を「主鉄筋位置 (No.3-3)」、「主鉄筋の表面より 5mm 手前 (No.3-4・3-5)」、「配力鉄筋の表面より 5mm 手前 (No.3-6)」とした 3 ケースの検討を行い、せん断耐力を算出しており、各ケースのせん断耐力は表 2-8 に示すとおりとなる。

表 2-8 に示すとおり、CCb の先端位置が主鉄筋位置より離れるに従って、せん断耐力が低下していることがわかる。これは、前川らの論文に示されている傾向と同様であり、せん断補強筋が主鉄筋から離れるに従い、トラス機構の形成が弱まり、せん断耐力が低下したものであり、CCb1 と比較して無効区間が大きい CCb2 のせん断耐力が小さくなったと考えられる。

表 2-8 建設技術審査証明報告書の実験結果 (シリーズ 3)

項目	試験体No. 3-3	試験体No. 3-4・3-5	試験体No. 3-6
CCbの先端位置			
せん断耐力 (kN)	563	515 (No. 3-4), 531 (No. 3-5)	497

(単位: mm)

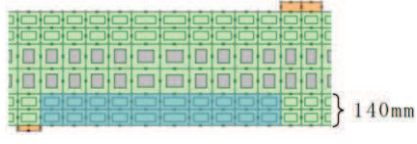
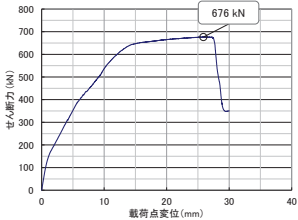
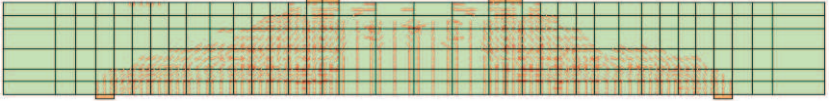
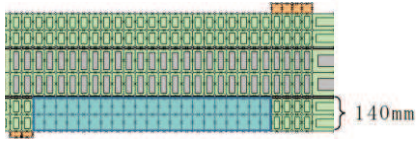
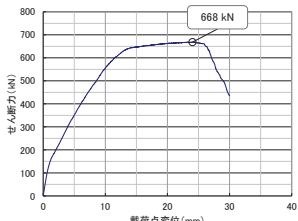
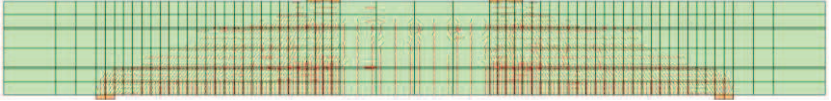
(2) メッシュサイズの影響について

CCb の解析上のモデル化方法を検討するにあたり、せん断補強筋の無効区間をパラメータとしているため、CCb1 と CCb2 ではメッシュ分割が異なる。メッシュ分割を行うにあたり、CCb2 では無効区間の設定において小さな要素が存在するため要素のアスペクト比の関係から CCb1 と比べてメッシュ分割が細かくなっていることから、メッシュサイズの違いが、せん断耐力等を与える影響について確認する。確認はシリーズ 3 の試験体を対象とし、CCb2 の解析モデルで CCb1 の無効区間 (必要定着長  $2C=140\text{mm}$  の鉄筋比をゼロ) を反映した材料非線形解析 (CCb1' とする) により行う。CCb1 及び CCb1' の材料非線形解析の結果を表 2-9 に示す。

表 2-9 に示すとおり、CCb1 と CCb1' のせん断耐力はほぼ同一となり、ひび割れ状況についても大きな差がないことを確認した。

よって、メッシュサイズの違いによるせん断耐力及びひび割れの発生状況への影響がないことを確認した。

表 2-9 Ccb1 と Ccb1' の材料非線形解析の結果

解析パターン		Ccbのモデル化	解析によるせん断耐力	ひび割れ状況*
シリーズ3 No. 3-3試験体	Ccb1	 <p>無効区間：70mm×2=140mm</p>	<p>676kN</p> 	
	Ccb1'	 <p>無効区間：70mm×2=140mm</p>	<p>668kN (Ccb1の99%)</p> 	

資料 1- (参考) 6-添 2-9

注記\*：図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

### 2.1.7 従来工法とCCb工法の材料非線形解析の比較

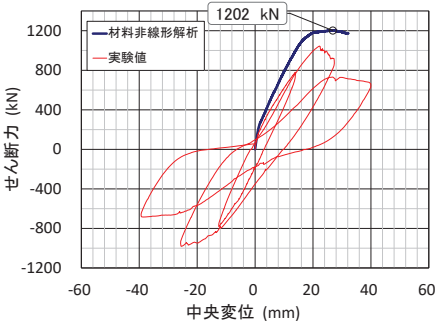
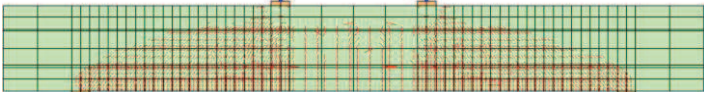
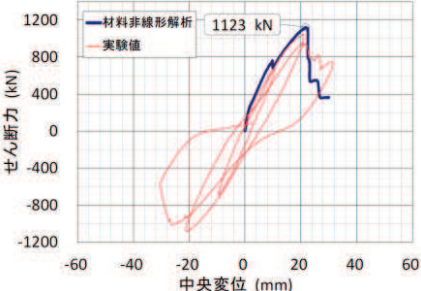
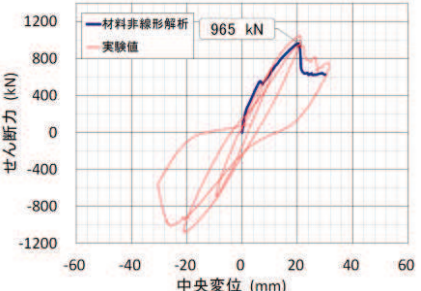
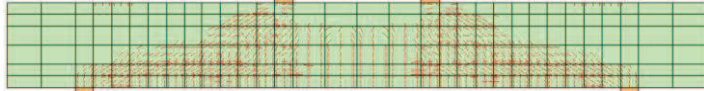
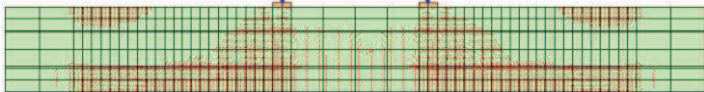
従来工法（先施工）とCCb工法の材料非線形解析の比較を行う。シリーズ1及びシリーズ3の解析結果を表2-10及び表2-11に、シリーズ1及びシリーズ3の実験結果を図2-4及び図2-5に示す。

シリーズ1・3共に実験値（No. 1-3：1050kN，No. 3-3：563kN）に対して、従来工法はCCbの定着不良領域（無効区間）を設定していないことから、せん断耐力がCCbの実験値を上回っていることが確認できる。また、CCb工法のうちCCb2（無効区間C+5D）の方法では2.1.5に示したとおり、せん断耐力は実験をおおむね再現できていることがわかる。

次に、ひび割れ状況を従来工法とCCb工法で比較すると、CCb工法はひび割れの分散性が若干低下しているが、これは無効区間の設定方法について参考とした前川らの論文においても同様の傾向が確認できており、CCbの定着不良域（無効区間）を適切にモデル化できている。CCb工法のうちCCb1とCCb2のひび割れ状況を比較すると、CCb1の方がCCb2よりもひび割れの分散性が良く、せん断耐力も大きい値となるが、ひび割れ分散性の差異が軽微であることと、2.1.5にて示したとおり、せん断耐力を保守的に評価する観点からCCb2の方法でモデル化することが妥当である。

また、建設技術審査証明報告書の実験では交番载荷が行われていることから、参考としてシリーズ3の試験体（No. 3-3）に対して交番载荷を行った解析結果（CCbのモデル化はCCb2の方法）を図2-6に示す。図2-6に示すように、ひび割れ状況は部材全体にひび割れが分散しており、特異な状況は確認されなかった。なお、荷重の再現性は表2-10及び表2-11に示すように単調载荷により確認されており、せん断耐力は良好に再現されている。

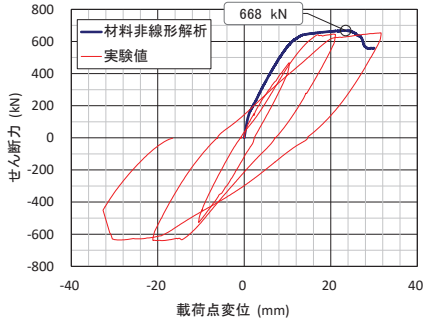
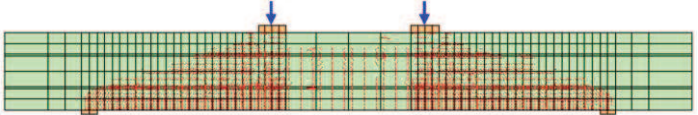
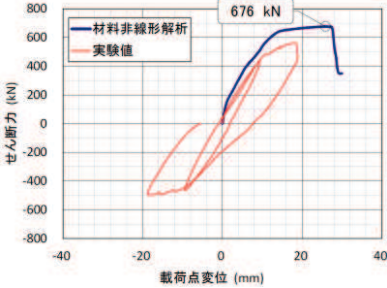
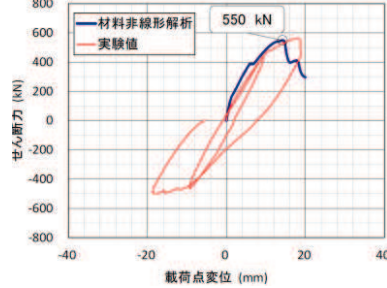
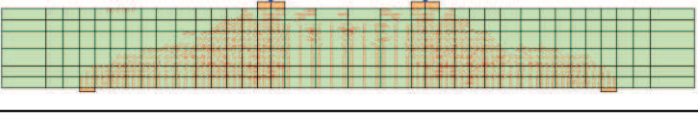
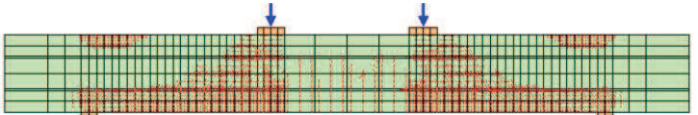
表 2-10 従来工法と Ccb 工法の材料非線形解析結果 (シリーズ 1)

解析ケース		荷重-変位関係	ひび割れ状況*
シリーズ1	従来工法	<ul style="list-style-type: none"> <li>最大荷重：1202kN</li> </ul> 	
	Ccb工法	<p>【Ccb1：無効区間2C】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>最大荷重：1123kN (実験値の107%)</li> <li>実験値：1050kN (試験体No. 1-3)</li> </ul>  <p>【Ccb2：無効区間C+5D】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>最大荷重：965kN (実験値の92%)</li> <li>実験値：1050kN (試験体No. 1-3)</li> </ul> 	<p>【Ccb1：無効区間2C】</p>  <p>【Ccb2：無効区間C+5D】</p> 

注記\*：図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

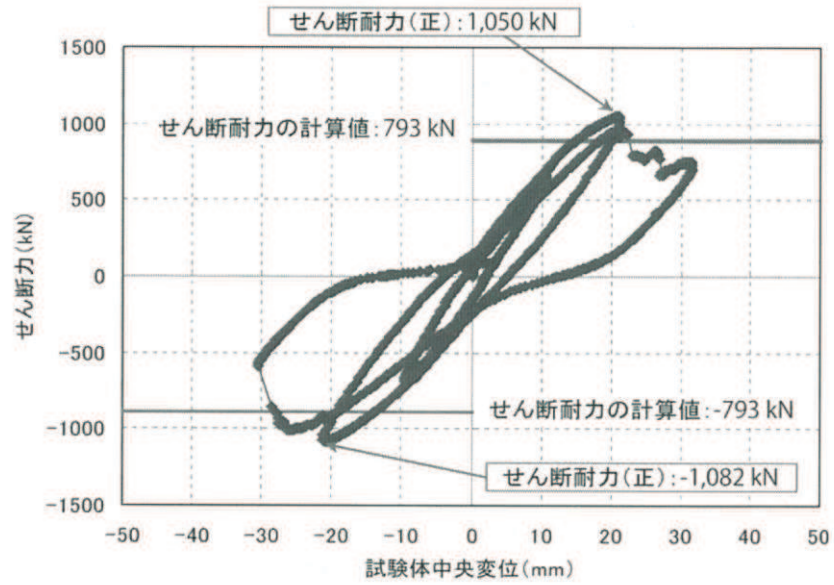


表 2-11 従来工法と Ccb 工法の材料非線形解析結果 (シリーズ 3)

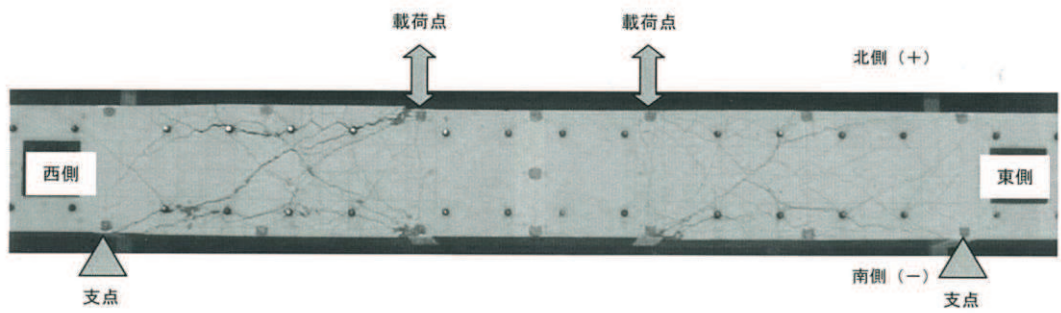
* 解析ケース		荷重-変位関係	ひび割れ状況*
シリーズ3	従来工法	<ul style="list-style-type: none"> <li>最大荷重: 668kN</li> </ul> 	
	Ccb工法	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="width: 45%;"> <p>【CCb1: 無効区間2C】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>最大荷重: 676kN (実験値の120%)</li> <li>実験値: 563kN (試験体No. 3-3)</li> </ul>  </div> <div style="width: 45%;"> <p>【CCb2: 無効区間C+5D】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>最大荷重: 550kN (実験値の98%)</li> <li>実験値: 563kN (試験体No. 3-3)</li> </ul>  </div> </div>	<p>【CCb1: 無効区間2C】</p>  <p>【CCb2: 無効区間C+5D】</p> 

注記\*: 図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

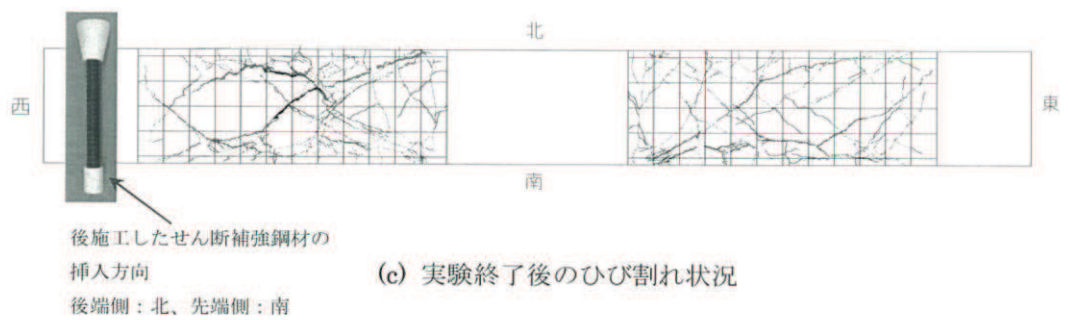
● No.1-3 試験体



(a) せん断力-変位関係



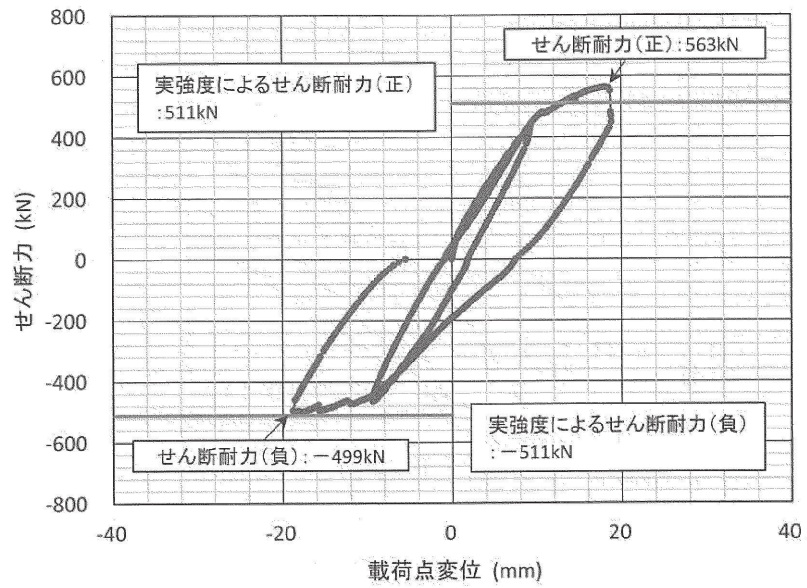
(b) 実験終了後の試験体の状況



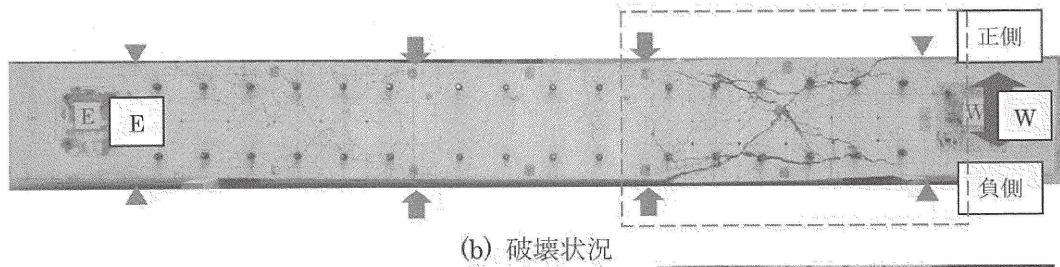
(c) 実験終了後のひび割れ状況

図 2-4 構造実験 (No. 1-3) の荷重 - 変位関係とひび割れ状況  
(建設技術審査証明報告書より抜粋)

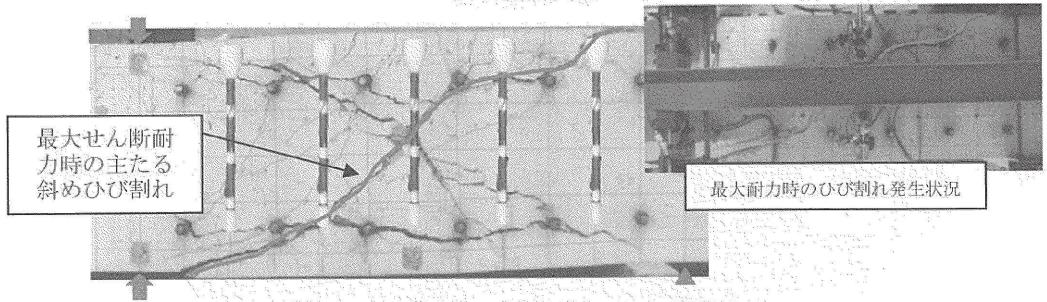
●No.3-3 試験体



(a) せん断力-変位関係



(b) 破壊状況



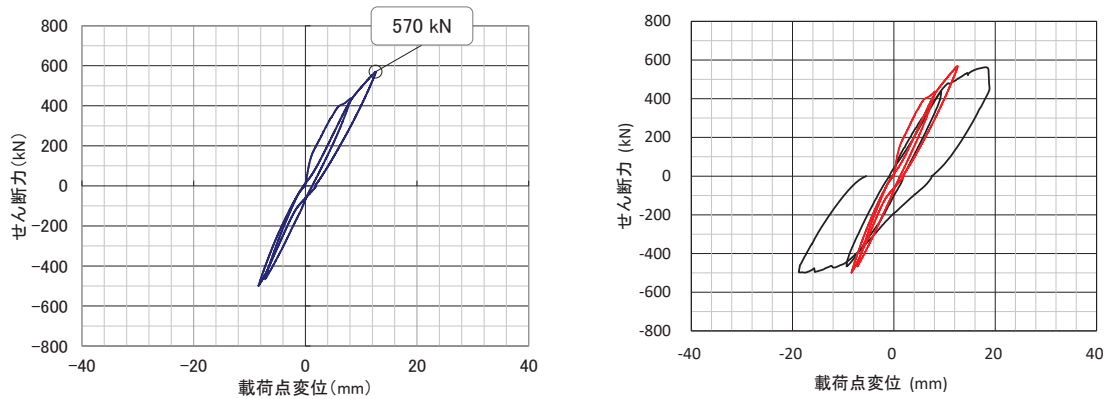
※CCbは合成により設置位置を明示

(c) 破壊状況 - 近景 (西側) -

図 2-5 構造実験 (No. 3-3) の荷重 - 変位関係とひび割れ状況  
(建設技術審査証明報告書より抜粋)

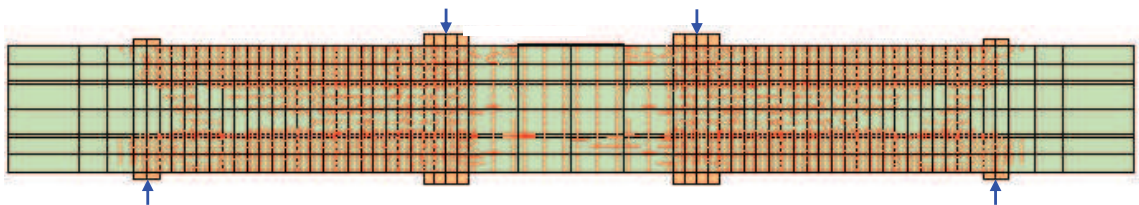
【参考】

- ・ 荷重方法：交番荷重
- ・ Ccb のモデル化：CCb2 の方法
- ・ 最大荷重：570kN（実験値の 101%）
- ・ 実験値：563kN（試験体 No. 3-3）



（赤：材料非線形解析，黒：実験値）

荷重 - 変位関係



ひび割れ状況\*

図 2-6 試験体 No. 3-3（交番荷重）の荷重-変位関係とひび割れ状況【参考】

注記\*：図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

## 2.2 Ccb の付着効果のモデル化

2.1 と同様に、CCb とコンクリート間の付着効果の妥当性の確認を行う。付着効果の妥当性の確認は、建設技術審査証明報告書の実験結果と実験を模擬した材料非線形解析の結果のひび割れ状況の比較により行うこととし、材料非線形解析における CCb のモデル化は再現性が良く保守的評価が可能な CCb2 の方法とする。

### 2.2.1 モデル化方法

CCb のせん断補強効果を確認するための材料非線形解析による数値実験において、CCb の付着が有効な領域は鉄筋コンクリート要素にて、CCb とコンクリートが完全付着であるものとしてモデル化しており、付着の影響が及ばない領域は無筋コンクリート領域としてモデル化している。また、セラミック定着体の強度はコンクリートより強いこと、かつ定着部の強度試験より、セラミック定着体とコンクリート間で破壊は生じないことから、鉄筋コンクリートの分散ひび割れモデルにおいて、ひび割れの影響は鉄筋コンクリート要素の剛性を低下させることにより考慮している。

### 2.2.2 妥当性の確認

付着効果のモデル化の妥当性の確認は、建設技術審査証明報告書のシリーズ 3（試験体 No.3-3）を例に交番載荷試験の結果と材料非線形解析による CCb の無効区間を考慮した試験の再現解析結果の比較により行う。試験体の概要図及び載荷方法を、それぞれ図 2-7 及び図 2-8 に示す。また、交番載荷試験と材料非線形解析の各載荷ステップにおけるひび割れ状況の比較結果を表 2-12 に示す。

表 2-12 に示すように、CCb とコンクリートが付着していると仮定した解析結果は、各載荷ステップで発生するひび割れ状況を良好に再現できていることが確認できる。

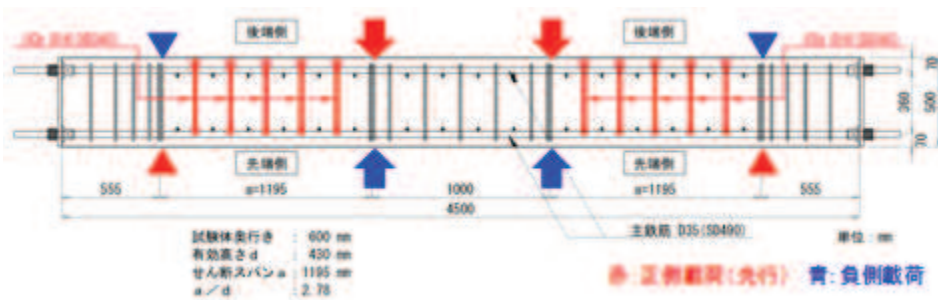
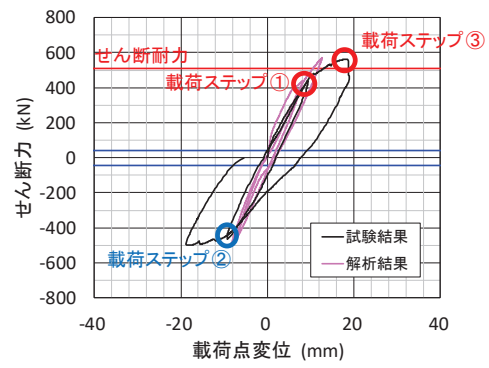
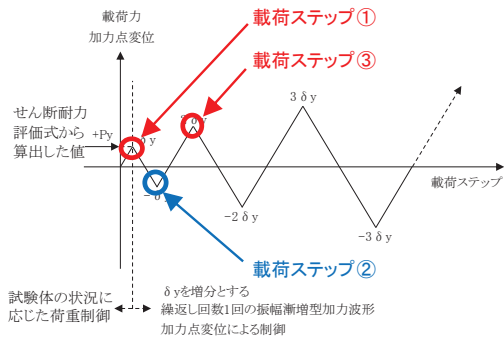


図 2-7 試験体概要



※：図中の赤線は以下の条件で算出した試験体のせん断耐力

- ・コンクリート強度：実強度
- ・補強筋の降伏強度：実強度
- ・有効係数  $\beta_{av}$ ：建設技術審査証明報告書に従う
- ・安全係数(材料係数, 部材係数)は全て1.0とした

※：図中の青線は支間中央における曲げひび割れ発生荷重を示す

図2-8 載荷方法

表 2-12 各荷重ステップにおける試験結果（試験体 No. 3-3）と解析結果のひび割れ状況の比較

荷重方法	試験結果と解析結果の比較
<p>荷重 ステップ①</p>	<p>【試験結果】 腹部において、斜めひび割れ(正側)が発生</p> <p>【解析結果】 曲げによる引張縁に部材軸に対してほぼ垂直な曲げひび割れ(正側)が発生</p> <p>※図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみがひび割れ発生ひずみに達したことを示す。</p>
<p>荷重 ステップ②</p>	<p>【試験結果】 正負のひび割れが連結</p> <p>【解析結果】 正側と同様に、曲げひび割れ(負側)、斜めひび割れ(負側)が生じる</p> <p>※図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみがひび割れ発生ひずみに達したことを示す。</p>
<p>荷重 ステップ③</p>	<p>【試験結果】 斜めひび割れが進展し破壊(斜め引張破壊)。定着部及び梁試験体全体に多数のひび割れが生じているが、C/Csのせん断補強効果は発揮されている。</p> <p>【解析結果】</p> <p>※図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみがひび割れ発生ひずみに達したことを示す。</p>

### 2.2.3 Ccb の解析上のモデル化方法のまとめ

CCb の解析上のモデル化方法について、CCb の定着効果及び付着効果を材料非線形解析によるせん断耐力の再現や実験と解析のひび割れ状況の整合性の観点から確認を行った。

定着体部のモデル化範囲を変えた 2 パターンのモデル化方法について検討を行い、CCb2 (CCb 先端側主筋軸心から必要定着長  $5D$  ( $D$ : 鉄筋径) の鉄筋比をゼロ) の方法によりモデル化を行うことで、実験のせん断耐力やひび割れ発生状況を良好に再現でき、もう一方のモデル化方法 (CCb1: CCb 先端側主筋領域 (芯かぶりの 2 倍) の鉄筋比をゼロ) よりもせん断耐力をやや保守的に評価できることを確認できた。ここで採用した材料非線形解析では分散ひび割れモデルを用いており、CCb に発生したひび割れによる付着性能の低下を完全に模擬することはできないが、今回採用したモデル化により実験のせん断耐力やひび割れ状況を十分に再現できており、CCb の定着効果及び付着効果を間接的に表現し得ることが確認できた。

なお、今回採用した解析モデル・解析コードは、美浜 3 号機 (PHb 工法) の工事計画認可申請において適用性を確認した際のものと同様である。

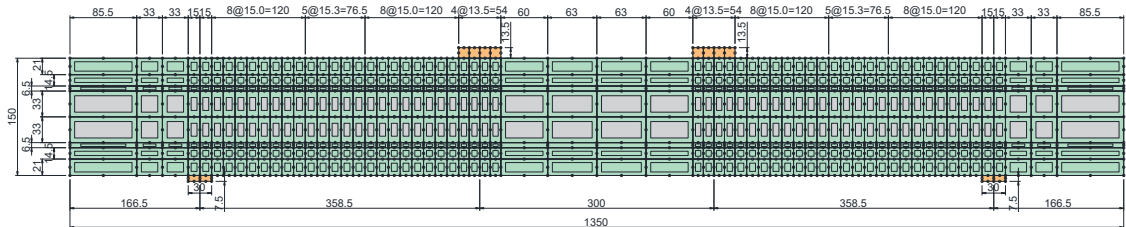


### 3. ステップ②：大きな部材厚に対する適用性確認

#### 3.1 モデル化について

建設技術審査証明報告書の実験よりも大きな部材厚に対する適用性の確認を目的に、女川 2 号機において Ccb 工法を適用した構造物のうち最も部材厚が大きい軽油タンク室底版（ $t = 1500\text{mm}$ ）を想定し、せん断スパン比（ $a/d$ ）がステップ①と同等となるような部材寸法（ステップ①の躯体の相似形）の解析モデルにより材料非線形解析を行う。配筋は、主鉄筋及びせん断補強筋共に鉄筋比が一定となるように、2.1.2 に準じて設定する。

CCb のモデル化は、ステップ①で再現性の良い Ccb2 の方法とし、シリーズ 3（梁試験体 No.3-3）を例に従来工法と Ccb 工法の材料非線形解析の結果の比較を行う。なお、材料物性については、構造実験と同一とする。解析モデル図を図 2-9 に示す。



(単位：cm)

図 2-9 解析モデル図

#### 3.2 荷重条件

2.1.3 に準じて設定する。

#### 3.3 破壊判定基準

2.1.4 に準じて設定する。

#### 3.4 検討ケース

検討ケースは、表 2-13 に示すとおり 3 ケース行う。従来工法によるせん断補強を想定したケースをケース② - A、CCb 工法によるせん断補強を想定したケースをケース② - B とし、参考ケースとして交番載荷としたケースをケース② - C とする。

表 2-13 検討ケース一覧

ケース	荷重載荷方法
② - A 従来工法	単調載荷
② - B Ccb 工法	単調載荷
② - C 同上	交番載荷【参考】

### 3.5 確認結果

各ケースの解析結果を図 2-10～図 2-12 に示す。併せて、ステップ①及び②のせん断耐力の一覧を、表 2-14 に示す。

表 2-14 の一覧より、せん断耐力の有効割合（従来工法に対する Ccb 工法のせん断耐力の比率）を比較するとステップ①（0.82）よりもステップ②（0.93）の方が大きいことが確認できる。これは、建設技術審査証明報告書のせん断耐力算出時における有効係数  $\beta_{aw}$ （Ccb のせん断耐力の補強効果を示す有効係数）を算出する際の理論と同様の傾向であり、部材厚が大きい程、従来工法に対する Ccb 工法によるせん断耐力の有効割合は大きくなることが確認でき、Ccb 工法の特徴を良く再現できている。

また、ひび割れ状況についても全体的にひび割れが分散しており、従来工法と顕著な差は見られなかった。ステップ②では、部材厚が大きくなることで Ccb 端部定着の影響が小さくなったと考えられる。参考に、ケース② - A 及びケース② - B の解析について、各損傷状況における変形状況、ひび割れ状況及び鉄筋降伏状況を表 2-15 及び表 2-16 に示す。表 2-15 及び表 2-16 に示すとおり、各損傷状況において、従来工法と Ccb 工法の間で Ccb によるせん断補強効果に影響を与えるような顕著な差は確認されなかった。

以上より、Ccb 工法によるせん断ひび割れ抑制効果についても従来工法と Ccb 工法で顕著な差は確認されず、実験よりも大きな部材厚に対する適用性を確認できた。

なお、参考ケースのケース② - C の交番载荷のケースにおけるせん断耐力は 1950kN であり、せん断耐力の有効割合は約 0.99 となった。ひび割れ状況についても、部材全体にひび割れが分散しており、特異な状況は確認されなかった。

【ケース② - A】

- ・ 載荷方法：単調載荷
- ・ 最大荷重：1973kN

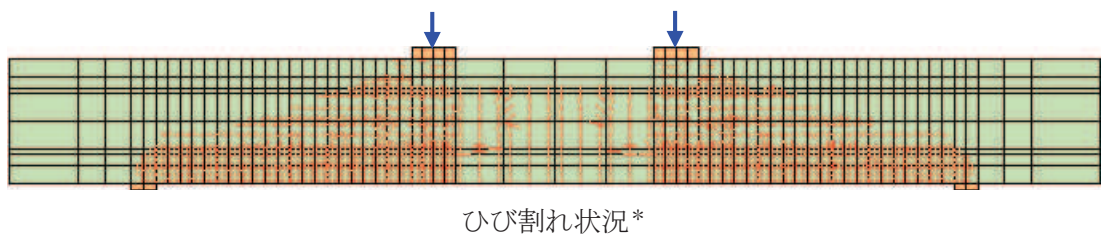
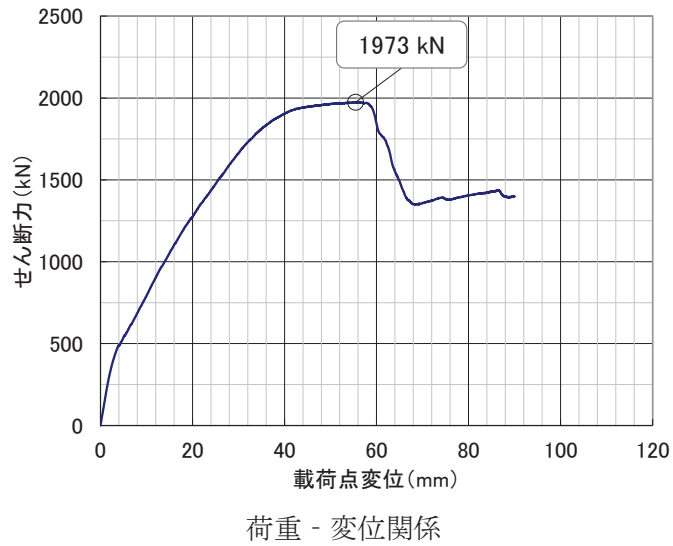
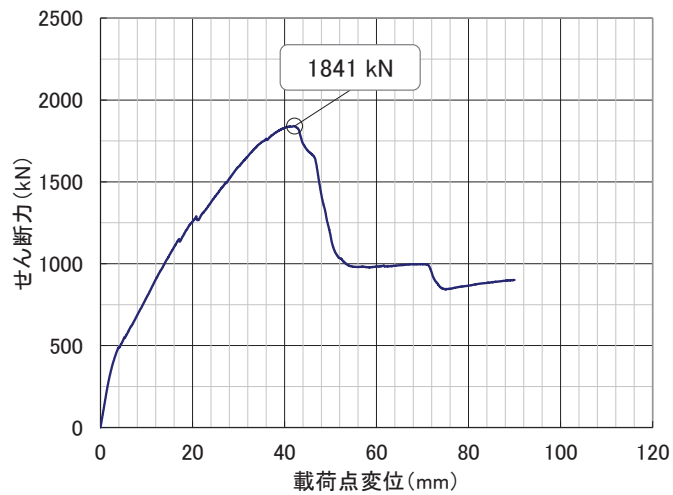


図 2-10 ケース② - A の荷重-変位関係とひび割れ状況

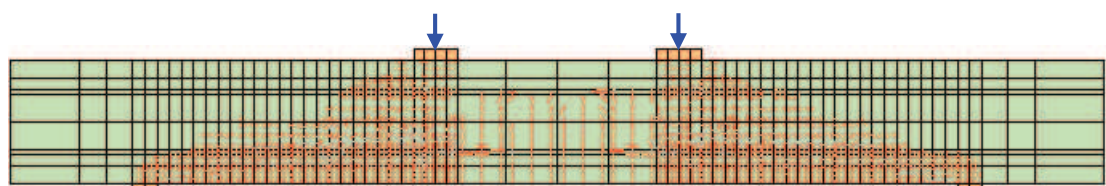
注記\*：図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

【ケース② - B】

- ・ 載荷方法：単調載荷
- ・ 最大荷重：1841kN



荷重 - 変位関係



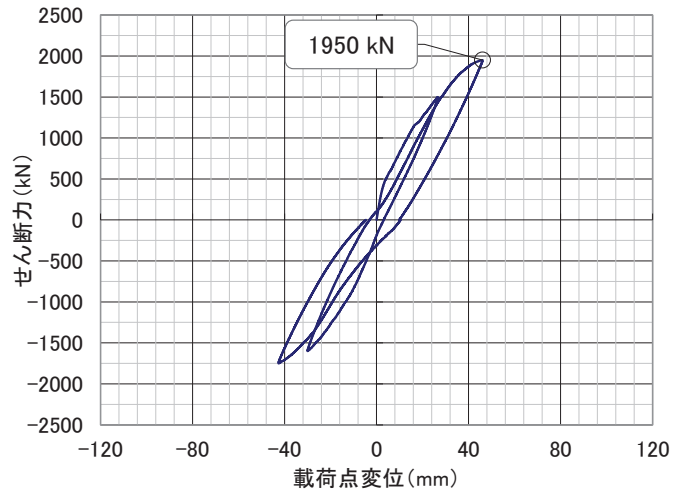
ひび割れ状況\*

図 2-11 ケース② - B の荷重-変位関係とひび割れ状況

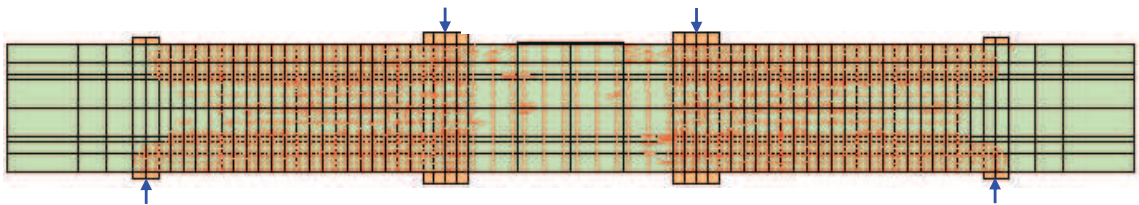
注記\*：図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

【参考：ケース② - C】

- ・ 載荷方法：交番載荷
- ・ 最大荷重：1950kN



荷重 - 変位関係



ひび割れ状況\*

図 2-12 ケース② - C の荷重-変位関係とひび割れ状況【参考】

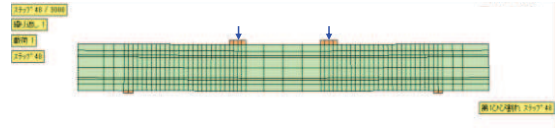
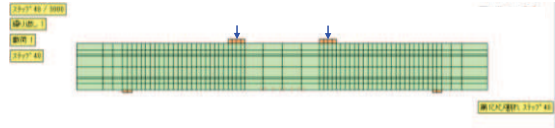
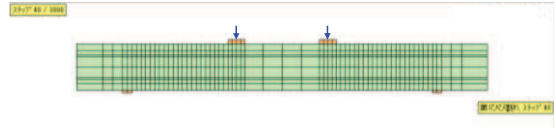
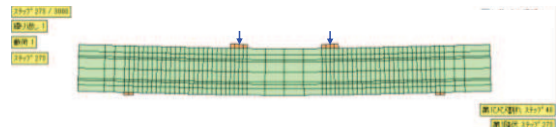
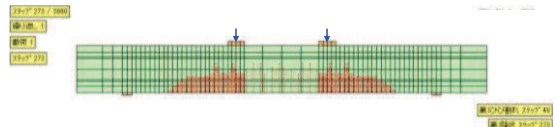
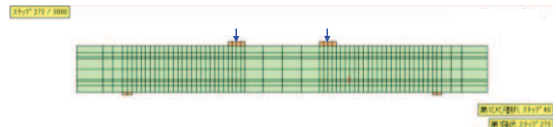
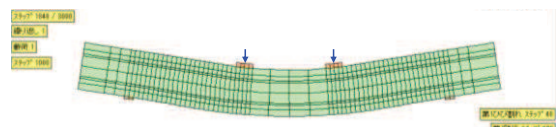
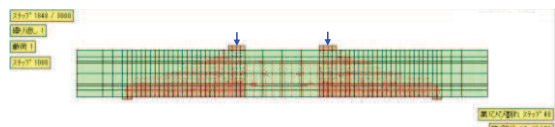
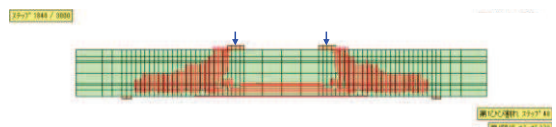
注記\*：図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

表 2-14 各ケースのせん断耐力一覧

ケース		せん断耐力 (kN)	有効割合*
ステップ①	従来工法・単調載荷	668	—
	CCb 工法・単調載荷	550	0.82
ステップ① 【参考】	CCb 工法・交番載荷	570	0.85
ステップ②	従来工法・単調載荷 (ケース② - A)	1973	—
	CCb 工法・単調載荷 (ケース② - B)	1841	0.93
ステップ② 【参考】	CCb 工法・交番載荷 (ケース② - C)	1950	0.99

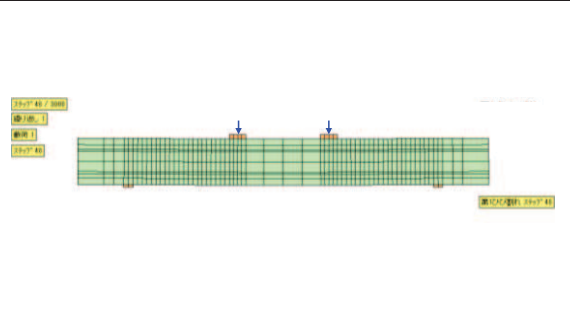
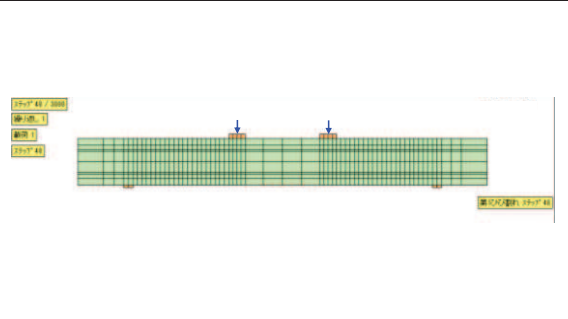
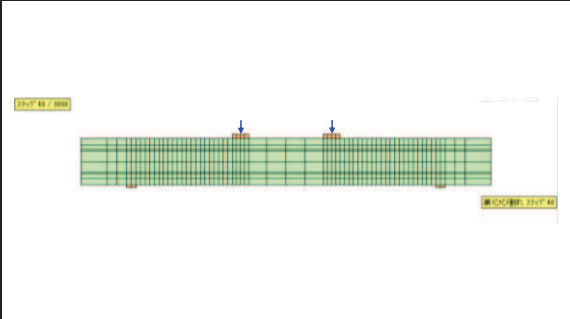
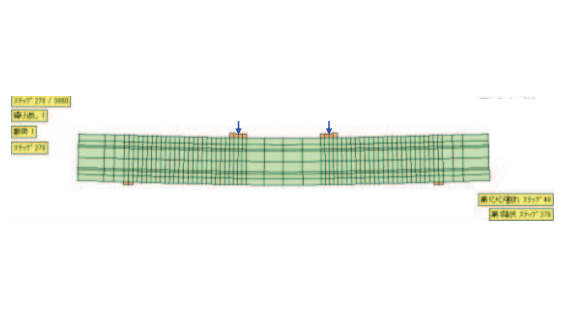
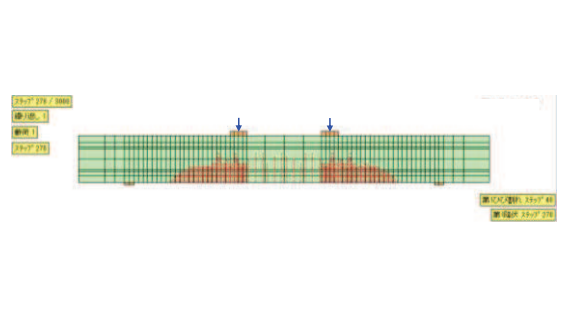
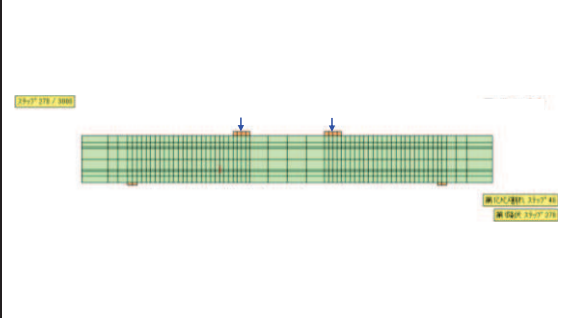
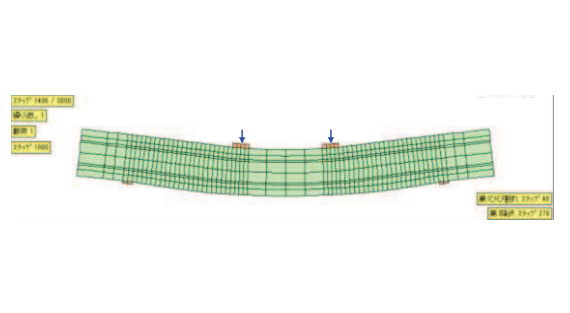
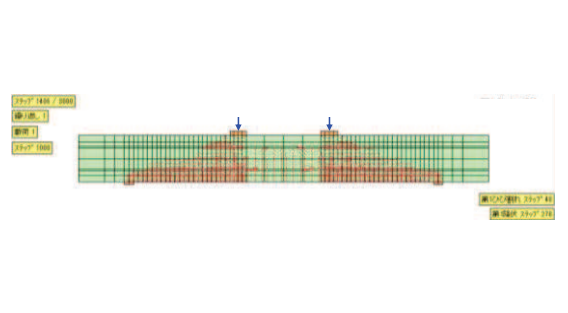
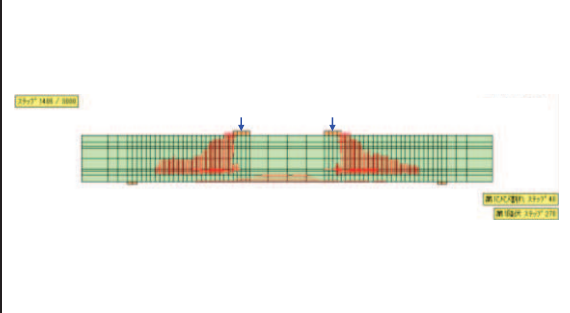
注記\*：従来工法に対する CCb 工法のせん断耐力の比率

表 2-15 ケース② - A (従来工法) の解析結果

	変形状況 (変形倍率 10 倍)	ひび割れ状況*	鉄筋降伏状況
損傷状況 初期ひび割れ発生時の			
損傷状況 初期降伏時の			
損傷状況 終局荷重時の			

注記\* : 図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

表 2-16 ケース② - B (CCb 工法) の解析結果

	変形状況 (変形倍率 10 倍)	ひび割れ状況*	鉄筋降伏状況
損傷状況 初期ひび割れ発生時の			
損傷状況 初期降伏時の			
損傷状況 終局荷重時の			

注記\* : 図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。



#### 4. ステップ③：実施工部材の応答性状の確認

実施工部材に対するCCb工法の適用性を確認することを目的に、荷重形態及び破壊形態（せん断スパン比）の違いに着目して選定した部材に対する材料非線形解析を行う。荷重形態及び破壊形態は、建設技術審査証明報告書の梁試験がせん断破壊を対象としており、曲げ破壊先行とならないように主鉄筋比を大きく設定していることを踏まえ、CCbのせん断補強効果に大きく影響を与える可能性があることから着目している。対象部材は、集中荷重及び分布荷重が作用する構造物のうち部材厚に着目し選定している。表2-17にステップ③における検討ケース概要を示す。

表2-17 検討ケースの概要

検討ケース	対象部材	荷重形態	作用荷重	破壊形態
ケース③-1	取水路（漸拡部）隔壁	集中荷重系	構造物-地盤連成の二次元有限要素解析による地震応答解析（基準地震動Ss-D2）から得られる応答断面力を再現できる荷重。	棒部材的な破壊（斜め引張破壊）
ケース③-2-1	軽油タンク室側壁	分布荷重系	同上	ディープビーム的な破壊（せん断圧縮破壊）
ケース③-2-2	同上	同上	等分布荷重	棒部材的な破壊（斜め引張破壊）

#### 4.1 ケース③-1（集中荷重系）の材料非線形解析

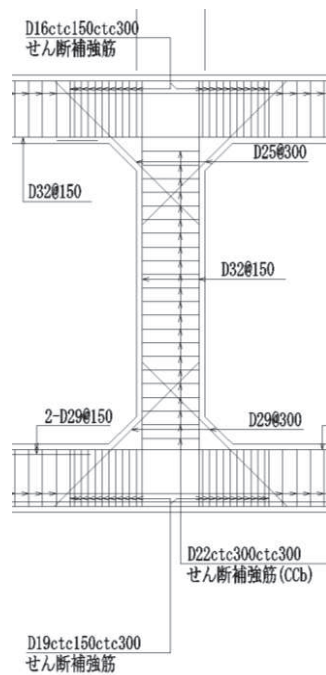
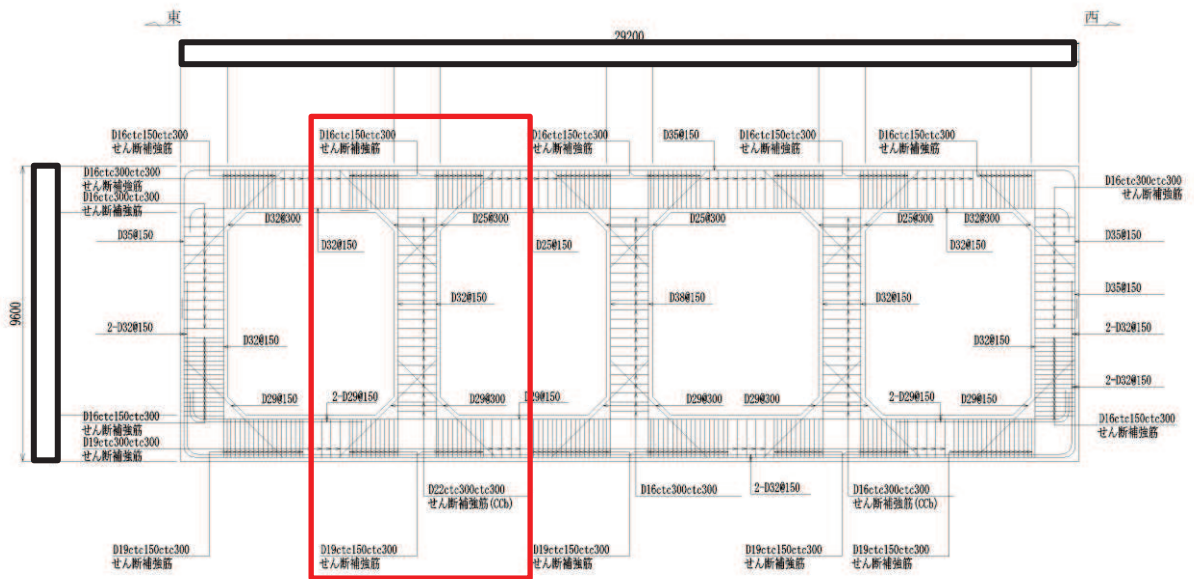
##### 4.1.1 モデル化について

2.1.2に準じて設定する。

対象とする部材は、多連ボックスカルバートの隔壁のように主な荷重が頂版から受ける集中荷重となる構造物のうち、部材厚が最大である取水路（漸拡部）隔壁とし、図2-13に示す左隔壁とする。

解析モデルは、主鉄筋位置やCCbの鉄筋無効区間のモデル化を考慮して要素分割を検討する。奥行き方向の厚さは100cmとし、梁部材の高さ方向の分割については図2-14に示すとおりとする。主鉄筋芯かぶりは130mmであるので、260mm(=130+130)を主鉄筋が配置される要素の高さとする。CCbの無効区間は、主鉄筋芯かぶり+CCb定着長分(130+5D=130+5×22=240mm)とする。主鉄筋が配置され、かつCCbが有効な区間は20mm(=260-240)とする。左側主鉄筋領域と右側主鉄筋領域の間の領域を2分割して、合計5分割としている。

梁部材の軸方向は、地震応答解析モデルでの梁要素の節点位置を考慮して分割を行うものとする。解析モデル図を図2-15に示す。



(拡大図)

(単位：mm)

：評価対象部材

図 2-13 評価対象部材

注：下線部は設置変更許可審査時から内容を補足した箇所を示

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

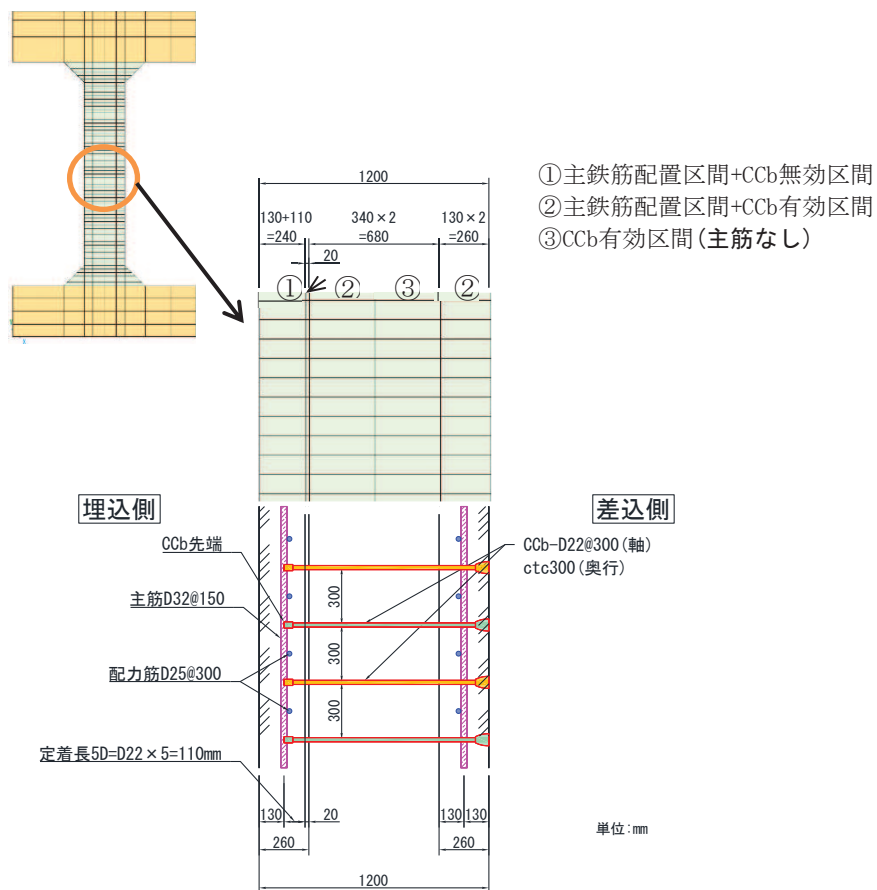


図 2-14 要素分割の考え方

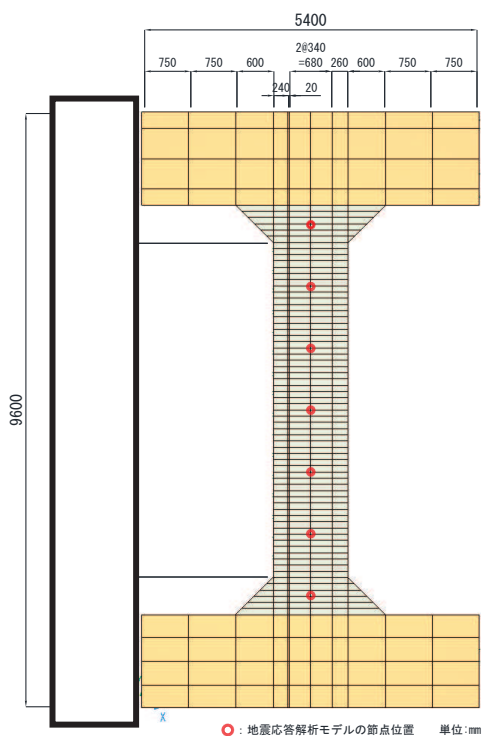


図 2-15 解析モデル図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

解析の入力データとなるコンクリートの材料特性及び鉄筋の材料特性を、表 2-18 及び表 2-19 に示す。

また、ステップ②の解析モデルとケース③-1の解析モデルの違いを、表 2-20 に示す。表 2-20 に示すとおり、各項目において差異があり、これらが解析により応答性状及びせん断補強効果にどの程度影響するかを確認する。

表 2-18 コンクリートの材料特性

項目	設定値
設計基準強度 $f_{ck}$	20.5 N/mm <sup>2</sup>
引張強度 $f_t$	1.72 N/mm <sup>2</sup>
ヤング係数 $E_c$	解析プログラム内で自動計算

表 2-19 鉄筋の材料特性

項目	設定値
主鉄筋及びせん断補強鉄筋のヤング係数	200 kN/mm <sup>2</sup>
主鉄筋の降伏強度	3450 N/mm <sup>2</sup>
CCb 鉄筋の降伏強度	345 N/mm <sup>2</sup>

表 2-20 解析モデルの違い

項目	ステップ②	ケース③-1
部材厚	1500 mm	1200 mm
せん断スパン比	2.78	6.17
主鉄筋比	1.28 %	0.44 %
コンクリート強度	42.4 N/mm <sup>2</sup>	20.5 N/mm <sup>2</sup>
荷重方法	強制変位 (集中荷重系)	断面力に基づく節点力 (集中荷重系)

#### 4.1.2 荷重条件

荷重は、構造物 - 地盤連成の二次元有限要素解析による地震応答解析から得られる応答断面力を用いる。具体的には、取水路（漸拡部）をモデル化した地震応答解析から得られる断面力分布（曲げモーメント、軸力、せん断力）を再現できる荷重を材料非線形解析モデルに作用させる。図 2-16 に示す断面力分布より、材料非線形解析に作用させる荷重が地震応答解析の応答断面力を良好に再現できていることがわかる。

材料非線形解析では、鉄筋コンクリートの非線形特性を考慮するため、荷重を 1/100 にしたものを漸増载荷する。

荷重ケースについては、CCb を考慮したせん断耐力評価式による照査値が最も厳しくなる S s - D 2 を対象とする。取水路（漸拡部）の S s - D 2 のせん断耐力評価式による照査結果を、表 2-21 に示す。

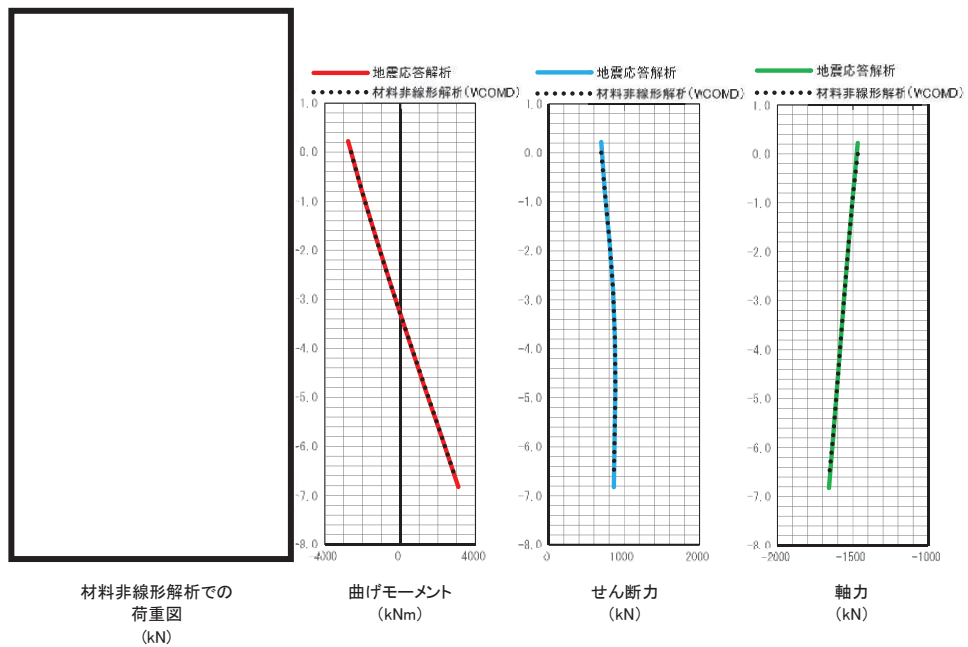


図 2-16 荷重図及び断面力分布

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 2-21 取水路（漸拡部）の照査結果（暫定値）

基準地震動	左隔壁の照査値*
S s - D 1	-
S s - D 2	0.61
S s - D 3	-
S s - F 1	-
S s - F 2	-
S s - F 3	-
S s - N 1	-

注記\*：照査値＝照査用せん断力／せん断耐力

ここで、

$$\text{照査用せん断力} = \text{発生せん断力} \times \text{構造解析係数}$$

#### 4.1.3 破壊判定基準

ケース③ - 1の破壊判定基準は、荷重－変位関係において変位が急増した場合とし、その直前の荷重をせん断耐力とする。

#### 4.1.4 解析結果及び従来工法と Ccb 工法の比較

従来工法によるせん断補強を想定したケースをケース③ - 1 - Aとし、Ccb 工法によるせん断補強を想定したケースをケース③ - 1 - Bとする。解析ケースを表 2-22 に示す。

各ケースのせん断耐力及びせん断耐力の有効割合の比較結果を表 2-23 に、初期ひび割れ発生時及び地震時荷重時の各損傷状況を表 2-24 及び表 2-25 に示す。

せん断耐力は、表 2-23 に示すとおり Ccb 工法のせん断耐力の有効割合が約 88%となり、従来工法よりもせん断耐力は小さくなっている。これは Ccb の定着機能を考慮したせん断補強筋の無効区間による影響であり、部材厚が大きいく程、せん断耐力の有効割合が大きくなるというステップ①・②と整合する結果が得られた。

また、表 2-24 及び表 2-25 に示すとおり、初期ひび割れ発生時及び地震時荷重時において、変形状況、ひび割れ状況及び鉄筋降伏状況は、従来工法と Ccb 工法の間で顕著な差は確認されず、おおむね整合的な結果となった。

以上より、従来工法と Ccb 工法の間で Ccb 工法がせん断補強効果に影響を与えるような特異な状況は確認されず、実施工部材のうち集中荷重系となる荷重形態の部材に対する Ccb 工法の適用性を確認できた。

参考に終局荷重時の状況を表 2-26 に示す。ひび割れ状況から従来工法及び Ccb 工法共に隔壁中央部付近において、ひび割れが繋がることで破壊しており、従来工法と Ccb 工法で破壊状況に顕著な差は見られなかった。なお、従来工法と Ccb 工法でひび割れが繋がる位置が異なるのは、Ccb 工法の鉄筋無効区間による影響である。


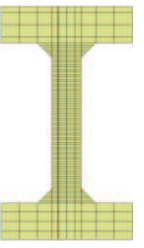
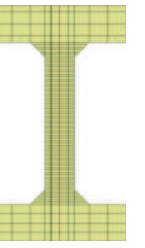

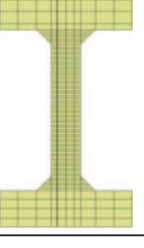
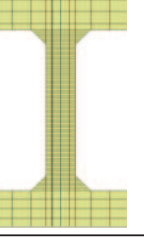
表 2-22 ケース一覧

ケース	地震動	せん断補強筋設置方法
③ - 1 - A	S s - D 2	従来工法 (先施工)
③ - 1 - B	S s - D 2	CCb 工法 (後施工)

表 2-23 せん断耐力の比較


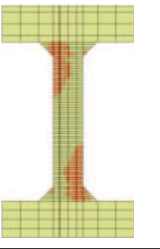
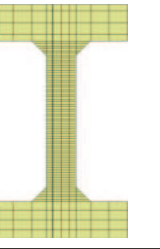

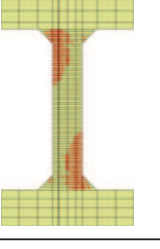
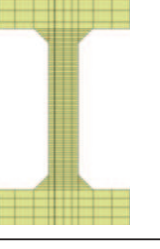
ケース	せん断耐力 (kN)	従来工法と CCb 工法の せん断耐力の比率
従来工法 (③ - 1 - A)	1678	-
CCb 工法 (③ - 1 - B)	1488	0.88

表 2-24 初期ひび割れ発生時の損傷状況

ケース	変形状況	ひび割れ状況*	鉄筋降伏状況
従来工法 (ケース③-1-A)	 変形倍率 100倍		
CCb工法 (ケース③-1-B)	 変形倍率 100倍		

注記\* : 図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

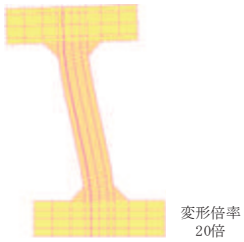
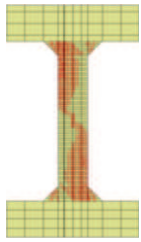
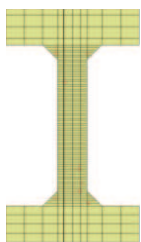
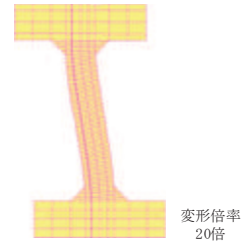
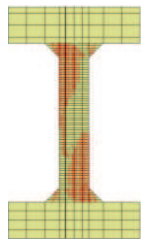
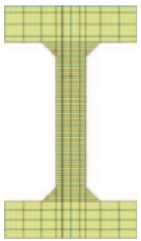
表 2-25 地震時荷重時の損傷状況

ケース	変形状況	ひび割れ状況*	鉄筋降伏状況
従来工法 (ケース③-1-A)	 変形倍率 50倍		
CCb工法 (ケース③-1-B)	 変形倍率 50倍		

注記\* : 図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。



表 2-26 終局荷重時の損傷状況【参考】

ケース	変形状況	ひび割れ状況*	鉄筋降伏状況
従来工法 (ケース③-1-A)	 変形倍率 20倍		
CCb工法 (ケース③-1-B)	 変形倍率 20倍		

注記\*：図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

#### 4.2 ケース③ - 2 (分布荷重系) の材料非線形解析

ケース③ - 2 では、荷重形態に着目し、以下に示す 2 ケース (ケース③ - 2 - 1, ケース③ - 2 - 2) の材料非線形解析を行う。

- ・ ケース③ - 2 - 1 : 二次元有限要素解析による地震応答解析から得られる応答断面力分布を再現できる荷重を作用させる。
- ・ ケース③ - 2 - 2 : 等分布荷重を作用させる。

ケース③ - 2 - 2 は、ケース③ - 2 - 1 の解析を実施した結果、等価せん断スパンを考慮した場合のせん断スパン比が小さく、破壊形態がディープビーム的な破壊 (せん断圧縮破壊) となり、せん断補強工法の差異が確認できなかったことから、破壊形態が棒部材的な破壊 (斜め引張破壊) となるように荷重形態を変更したものである。

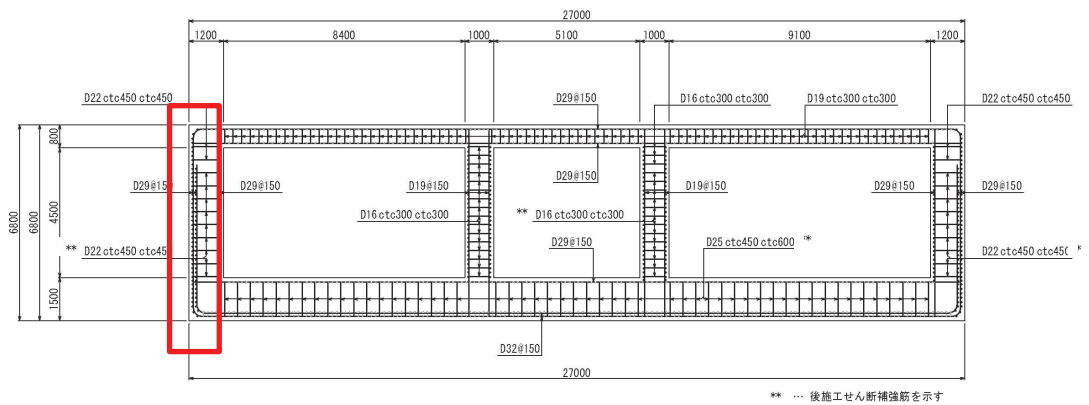
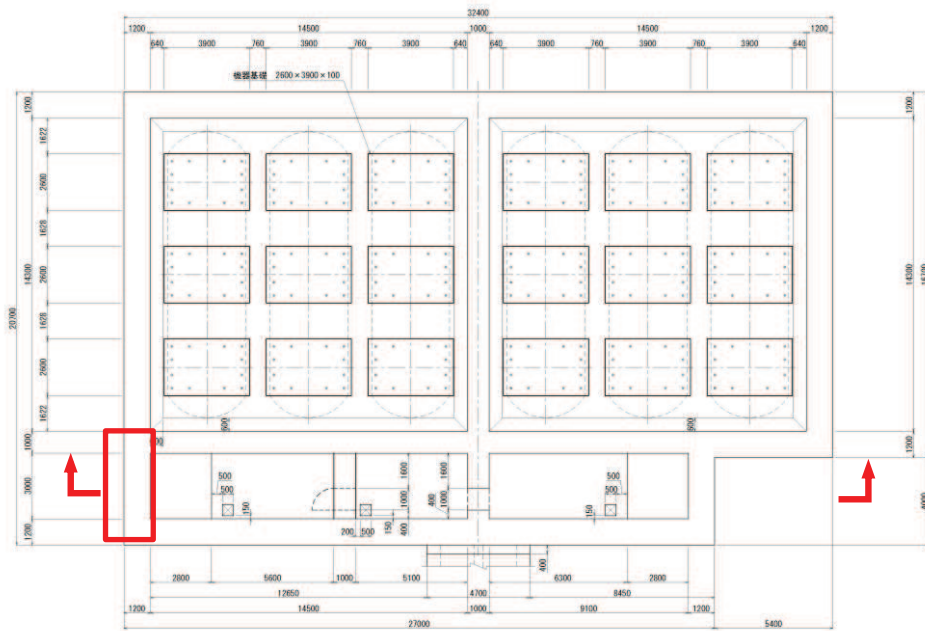
##### 4.2.1 モデル化について

2.1.2 に準じて設定する。

対象とする部材は、ボックスカルバートの側壁のように、主な荷重が地震時増分土圧等の分布荷重となる構造物のうち、部材厚が最大である軽油タンク室の側壁とし、図 2-17 に示す壁とする。

解析モデルは、主鉄筋位置や Ccb の鉄筋無効区間のモデル化を考慮して要素分割を検討する。奥行き方向の厚さは 100cm とし、梁部材の高さ方向の分割については、図 2-18 に示すとおりとする。主鉄筋芯かぶりは、埋込側 (先端側) 200mm (1 段目 150mm + 2 段目 250mm の中心)、差込側 (後端側) 150mm であるので、埋込側 (先端側) 400mm (200 + 200)、差込側 (後端側) 300mm (150 + 150) が、主鉄筋が配置される要素の高さとなる。Ccb の無効区間は、部材外側主鉄筋芯かぶり + Ccb 定着長分 ( $200 + 5D = 200 + 5 \times 22 = 310\text{mm}$ ) とする。主鉄筋が配置され、かつ Ccb が有効な区間は 90mm (400 - 310) とする。

梁部材の軸方向は、地震応答解析モデルでの梁要素の節点位置を考慮して分割を行うものとする。解析モデル図を図 2-19 に示す。



(単位：mm)

: 評価対象部材

図 2-17 評価対象部材

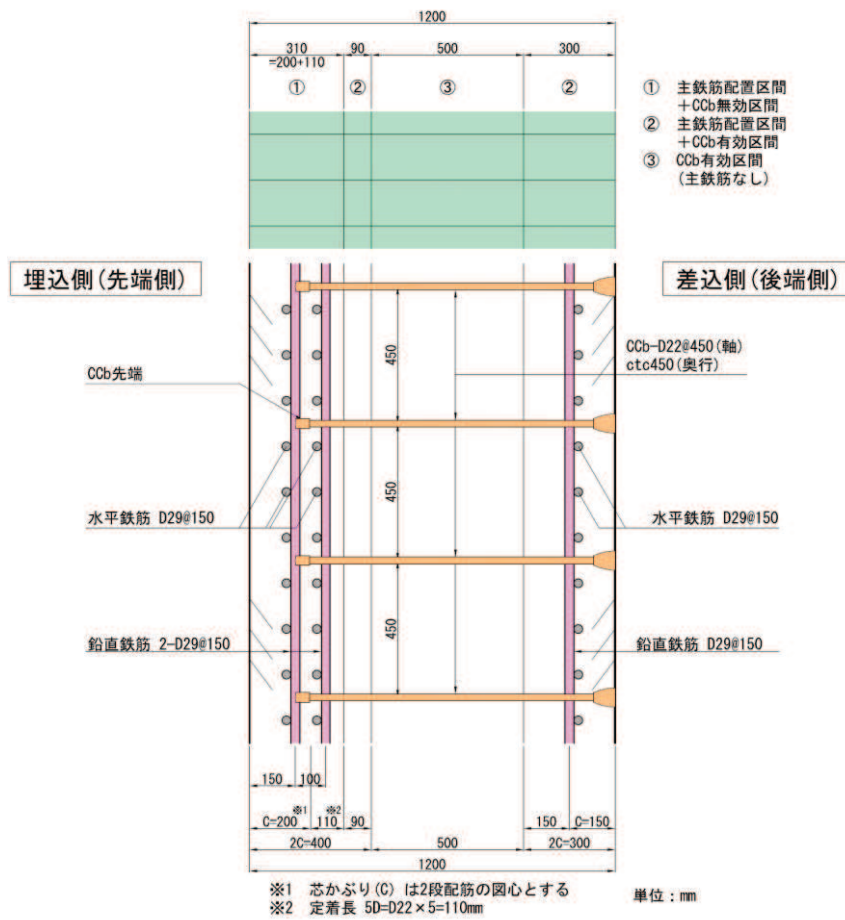


図 2-18 要素分割の考え方

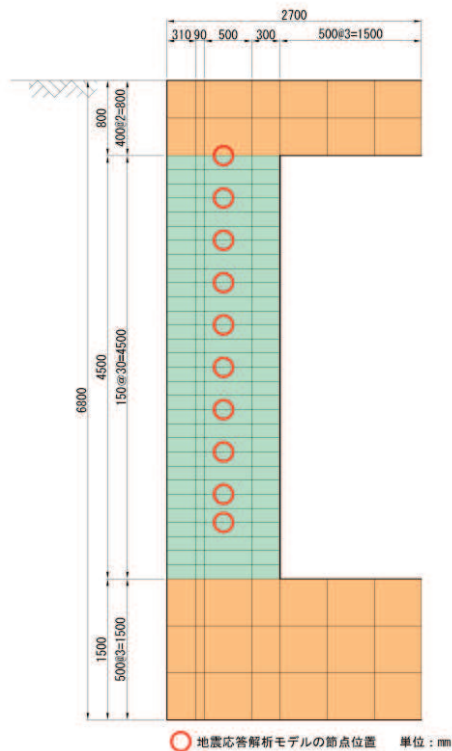


図 2-19 解析モデル図

解析の入力データとなるコンクリートの材料特性及び鉄筋の材料特性を表 2-27 及び表 2-28 に示す。

また、ステップ②の解析モデル及びケース③ - 1 とケース③ - 2 の解析モデルの違いを、表 2-29 に示す。表 2-29 に示すとおり、各項目において差異があり、これらが解析により応答性状及びせん断補強効果にどの程度影響するか確認する。

表 2-27 コンクリートの材料特性

項目	設定値
設計基準強度 $f'_{ck}$	20.5 N/mm <sup>2</sup>
引張強度 $f_t$	1.72 N/mm <sup>2</sup>
ヤング係数 $E_c$	解析プログラム内で自動計算

表 2-28 鉄筋の材料特性

項目	設定値
主鉄筋及びせん断補強鉄筋のヤング係数	200 kN/mm <sup>2</sup>
主鉄筋の降伏強度	3450 N/mm <sup>2</sup>
CCb の降伏強度	345 N/mm <sup>2</sup>

表 2-29 解析モデルの違い

項目	ステップ②	ケース③ - 1	ケース③ - 2
部材厚	1500mm	1200mm	1200mm
せん断スパン比	2.78	6.17	4.50
主鉄筋比	1.28%	0.44%	0.71%
コンクリート強度	42.4 N/mm <sup>2</sup>	20.5 N/mm <sup>2</sup>	20.5 N/mm <sup>2</sup>
載荷方法	強制変位 (集中荷重系)	断面力に基づく 節点力 (集中荷重系)	断面力に基づく 節点力 (分布荷重系)

#### 4.2.2 荷重条件

##### (1) ケース③ - 2 - 1 の荷重条件

荷重は、構造物 - 地盤連成の二次元有限要素解析による地震応答解析から得られる断面力を用いる。具体的には、軽油タンク室をモデル化した地震応答解析から得られる断面力分布（曲げモーメント、軸力、せん断力）を再現できる荷重を材料非線形解析モデルに作用させる。図 2-20 に示す断面力分布より、材料非線形解析に作用させる荷重が地震応答解析の応答断面力を良好に再現できていることがわかる。

材料非線形解析では、鉄筋コンクリートの非線形特性を考慮するため、荷重を 1/100 にしたものを漸増载荷する。

なお、荷重ケースについては、取水路（漸拡部）と同様に Ss-D2 を対象とする。

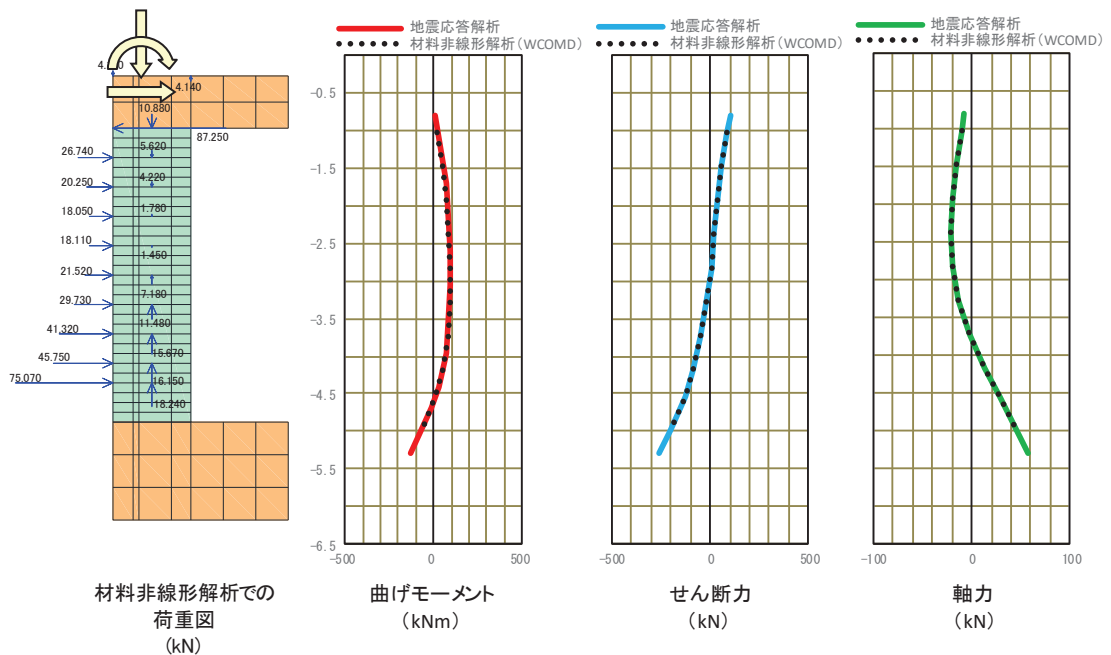


図 2-20 荷重図及び断面力分布

(2) ケース③ - 2 - 2の荷重条件

破壊形態が斜め引張破壊となるように、等分布荷重を材料非線形解析モデルの各節点に作用させるものとする。載荷図を図2-21に示す。

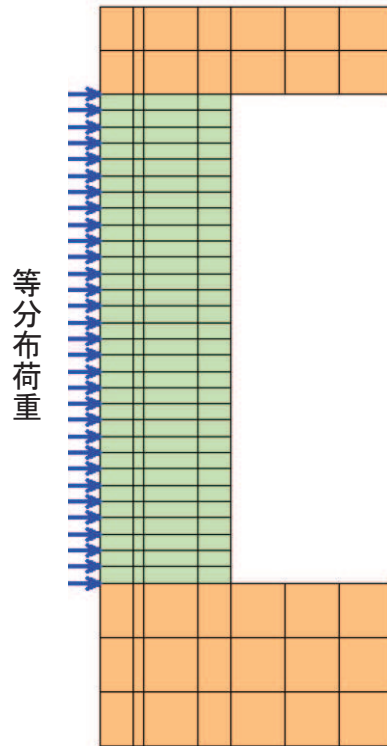


図 2-21 載荷図

4.2.3 破壊判定基準

4.1.3 に準じて設定する。

#### 4.2.4 解析結果

##### (1) ケース③ - 2 - 1 の解析結果及び従来工法と Ccb 工法の比較

従来工法によるせん断補強を想定したケースをケース③ - 2 - 1 - Aとし、Ccb 工法によるせん断補強を想定したケースをケース③ - 2 - 1 - Bとする。解析ケースを表 2-30 に示す。

各ケースのせん断耐力及びせん断耐力の有効割合の比較結果を表 2-31 に、初期ひび割れ発生時及び地震時荷重時の各損傷状況を表 2-32 及び表 2-33 に示す。

せん断耐力は、表 2-31 に示すとおり Ccb 工法のせん断耐力の有効割合が約 99%となった。これは、図 2-22 に示すとおり、等価せん断スパンを考慮したせん断スパン比 ( $a/d=0.66$ ) が小さく、破壊形態がディープビーム的な破壊\* (せん断圧縮破壊) であるため、せん断耐力はコンクリートの圧縮強度の影響が支配的であり、従来工法と Ccb 工法の差異である定着体部の影響が現れなかったためである。

また、表 2-32 及び表 2-33 に示すとおり、初期ひび割れ発生時及び地震時荷重時において、変形状況、ひび割れ状況及び鉄筋降伏状況は、従来工法と Ccb 工法の間で顕著な差は確認されず、おおむね整合的な結果となった。

以上より、従来工法と Ccb 工法の間で Ccb 工法がせん断補強効果に影響を与えるような特異な状況は確認されず、数値解析実験上は実施工部材のうち分布荷重が作用し破壊形態がディープビーム的な破壊となる部材に対する Ccb 工法の適用性を確認できた。

参考に終局荷重時の状況を表 2-34 に示す。ひび割れ状況と鉄筋降伏状況から、ひび割れが部材の広範囲に渡って発生しているのに対し、せん断補強筋の降伏は局所的であり、ディープビーム的な破壊形態 (せん断圧縮破壊) となっていることがわかる。

注記\* : ディープビーム的な破壊は、図 2-23 に示すように、支点と載荷点を結ぶ直線付近に斜めひび割れが発生し、ウェブコンクリートの圧縮破壊により生じる。



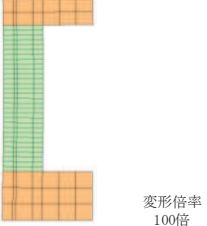
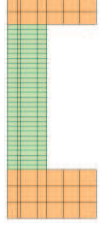

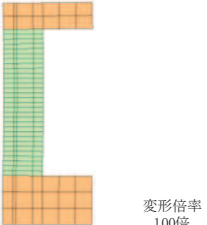


表 2-30 ケース一覧

ケース	地震動	せん断補強筋設置方法
③ - 2 - 1 - A	S s - D 2	従来工法 (先施工)
③ - 2 - 1 - B	S s - D 2	CCb 工法 (後施工)

表 2-31 せん断耐力の比較

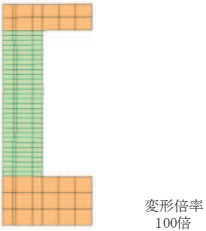
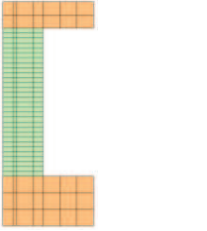
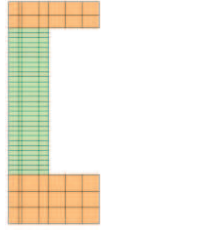
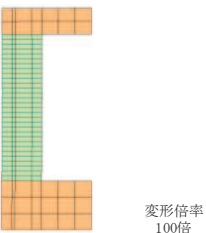
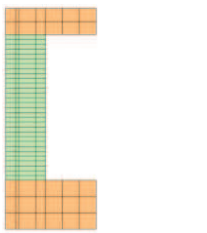
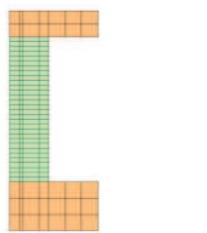
ケース	せん断耐力 (kN)	従来工法と CCb 工法のせん断耐力の比率
従来工法 (③ - 2 - 1 - A)	2635	—
CCb 工法 (③ - 2 - 1 - B)	2610	0.99

表 2-32 初期ひび割れ発生時の損傷状況

ケース	変形状況	ひび割れ状況*	鉄筋降伏状況
従来工法 (ケース③-2-1-A)	 変形倍率 100倍		
CCb工法 (ケース③-2-1-B)	 変形倍率 100倍		

注記\* : 図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

表 2-33 地震時荷重時の損傷状況

ケース	変形状況	ひび割れ状況*	鉄筋降伏状況
従来工法 (ケース③-2-1-A)	 変形倍率 100倍		
CCb工法 (ケース③-2-1-B)	 変形倍率 100倍		

注記\* : 図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

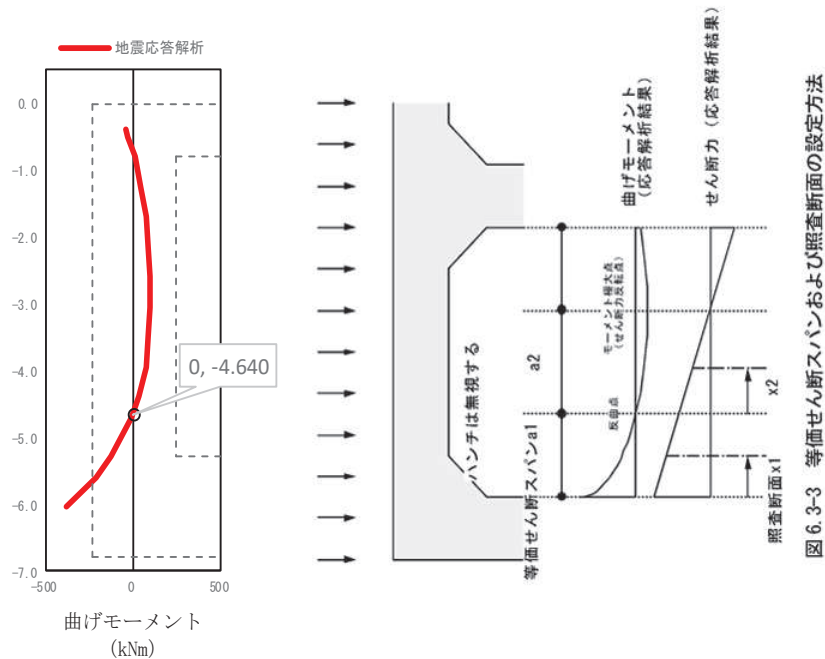


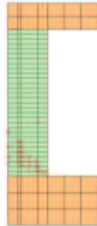





図 6.3-3 等価せん断スパンおよび照査断面の設定方法

- 等価せん断スパン a1  
底版天端 : GL-5.300m  
曲げモーメントの反曲点 : GL=-4.640m  
 $a1 = 5.300 - 4.640 = 0.660\text{m}$
- 部材の有効高  $d = 1.200\text{m} - 0.200\text{m} = 1.000\text{m}$
- 等価せん断スパンを考慮した場合のせん断スパン比  $a/d$   
 $a/d = 0.660 / 1.000 = 0.66$

図 2-22 等価せん断スパンを考慮した場合のせん断スパン比  
(土木学会マニュアル準拠)

表 2-34 終局荷重時の損傷状況【参考】

ケース	変形状況	ひび割れ状況*	鉄筋降伏状況
従来工法 (ケース③-2-1-A)	 変形倍率 20倍		
CCb工法 (ケース③-2-1-B)	 変形倍率 20倍		

注記\* : 図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

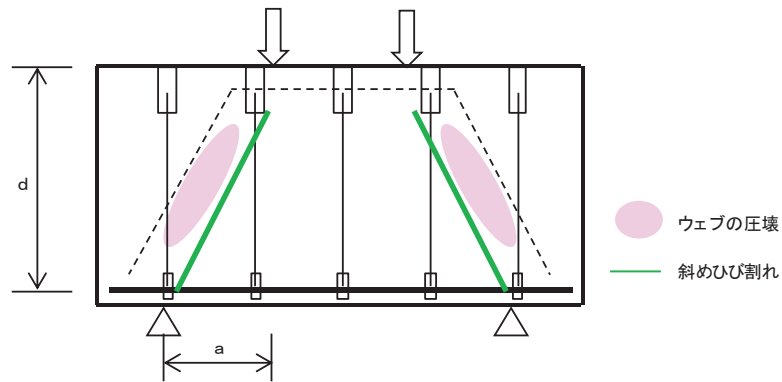


図 2-23 ディープビーム型の破壊形態

(2) ケース③ - 2 - 2の解析結果及び従来工法とCCb工法の比較

従来工法によるせん断補強を想定したケースをケース③- 2 - 2 - Aとし、CCb工法によるせん断補強を想定したケースをケース③- 2 - 2 - Bとする。解析ケースを表 2-35 に示す。

各ケースのせん断耐力及びせん断耐力の有効割合の比較結果を表 2-36 に、ケース③ - 1（取水路（漸拡部））の結果と併せて示す。初期ひび割れ発生時の各損傷状況を表 2-37 に示す。

せん断耐力については、表 2-36 に示すとおり CCb 工法のせん断耐力の有効割合が約 91% となった。これは、取水路（漸拡部）隔壁（ケース③ - 1）と同等の比率となっており、分布荷重が作用する場合であっても、集中荷重が作用する場合と同様のせん断補強効果が得られることが確認された。取水路（漸拡部）隔壁（ケース③ - 1）の結果の比較から、荷重形態の違いによる従来工法と CCb 工法の間で CCb 工法がせん断補強効果に影響を与えるような特異な状況は確認されなかった。

また、表 2-37 に示すとおり、初期ひび割れ発生時において、変形状況、ひび割れ状況及び鉄筋降伏状況は、従来工法と CCb 工法の間で顕著な差は確認されず、おおむね整合的な結果となった。

以上より、実施工部材のうち分布荷重が作用し破壊形態が棒部材的な破壊（斜め引張破壊）となる部材に対する CCb 工法の適用性を確認できた。

参考に終局荷重時の状況を表 2-38 に示す。ひび割れ状況と鉄筋降伏状況から、ひび割れ及びせん断補強筋の降伏が広範囲に渡っており、ケース③ - 2 - 1 のディープビーム的な破壊形態とは異なる棒部材的な破壊（斜め引張破壊）となる破壊形態となっていることが確認できる。







表 2-35 ケース一覧

ケース		せん断補強鉄筋設置方法
③ - 2 - 2 - A	等分布荷重	従来工法（先施工）
③ - 2 - 2 - B		CCb 工法（後施工）

表 2-36 せん断耐力結果一覧

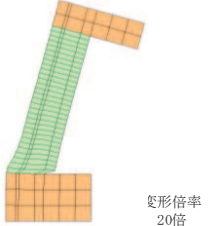

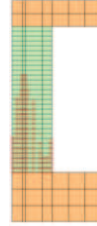
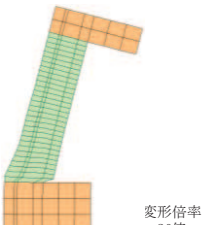


ケース		せん断耐力 (kN)	従来工法と Ccb 工法の せん断耐力の比率
軽油 タンク室	従来工法 (③ - 2 - 2 - A)	2449	-
	Ccb 工法 (③ - 2 - 2 - B)	2232	0.91
取水路 (漸拡部)	従来工法 (③ - 1 - A)	1678	-
	Ccb 工法 (③ - 1 - B)	1488	0.88

表 2-37 初期ひび割れ発生時の損傷状況

ケース	変形状況	ひび割れ状況*	鉄筋降伏状況
従来工法 (ケース③-2-2-A)	 変形倍率 100倍		
Ccb工法 (ケース③-2-2-B)	 変形倍率 100倍		

注記\* : 図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

表 2-38 終局荷重時の損傷状況【参考】

ケース	変形状況	ひび割れ状況*	鉄筋降伏状況
従来工法 (ケース③-2-2-A)			
CCb工法 (ケース③-2-2-B)			

注記\*：図中の赤線は各要素のガウス積分点におけるひずみが、ひび割れ発生ひずみに達したことを示す。

## 5. まとめ

女川2号機においてCCb工法を適用した構造物と建設技術審査証明報告書に記載の各種実験条件（部材諸元（部材厚，せん断スパン比，主鉄筋比）及び载荷方法等）と異なっても，CCb工法によるせん断ひび割れ抑制効果が期待できることを材料非線形解析を用いた数値実験により確認した。検討ステップ①～③により，CCb工法の適用性を確認した内容は以下のとおりである。

- ・ 建設技術審査証明報告書の実験を上回る部材厚においても，せん断ひび割れ抑制効果を確認できており，CCb工法が適用できることを確認した。【ステップ①，②により確認】
- ・ 建設技術審査証明報告書の実験と実施工部材では部材諸元及び载荷方法（設計荷重）等が異なるが，女川2号機でCCbにより耐震補強を行っている構造物の部材諸元においても，せん断ひび割れ抑制効果を確認できており，CCb工法が適用できることを確認した。【ステップ③により確認】
- ・ 建設技術審査証明報告書に記載の梁試験体ではディープビームを対象とした試験を実施していないが，ディープビーム的な破壊となる部材に対しても，CCb工法が適用できることを確認した。【ステップ③により確認】

なお，ディープビームとなる部材に発生する高角度なひび割れが生じた際の定着性能及び女川2号機にてディープビームとなる部材へのせん断耐力評価上における保守性については，添付資料3及び添付資料5にて別途確認する。

## 女川 2 号機におけるひび割れに対する定着機能保持の検討

## 1. はじめに

先施工されたせん断補強筋は主鉄筋又は配力筋にフックを掛けて定着しているが、CCb はせん断補強筋端部の定着体とコンクリートにより定着している。そのため、せん断補強筋としての機能を発揮するためには定着体部の定着機能が保持されている必要があり、定着体部にひび割れが生じると、定着体部の定着機能を阻害するおそれがある。

よって、女川 2 号機において CCb により耐震補強を行った構造物に発生する可能性があるひび割れ（曲げひび割れ、面内せん断力に伴う高角度の貫通ひび割れ及びディープビームに生じる 45 度を超える高角度の斜めひび割れ）が、CCb の定着体部に生じても定着機能が保持され、所要のせん断補強効果を発揮できていることを確認する。併せて、女川 2 号機における CCb 工法の適用範囲を設定する。

せん断補強効果の確認及び CCb 工法の適用範囲の設定においては、建設技術審査証明報告書に記載の梁試験結果を参考に行う。

## 2. CCb の定着機構

CCb 工法における後施工せん断補強筋の効果は、先施工されたせん断補強筋と同様に、コンクリート標準示方書をはじめとする規準類に示されるトラス理論により評価される。

CCb と先施工のせん断補強筋の差異は、せん断補強筋端部の定着機構であり、先施工されたせん断補強筋が主鉄筋または配力筋にフックを掛けて定着していることに対して、CCb はセラミック定着体とコンクリート間の支圧と、セラミック定着体及びせん断補強筋とコンクリート間の附着により定着している（図 3-1 参照）。

また、斜めひび割れ位置でせん断補強筋が設計で期待する降伏強度に相当する引張力に抵抗するために、CCb 工法の定着体部では、せん断補強筋の降伏強度に相当する引張力に対する定着強度を確保していることを建設技術審査証明報告書にて確認している。

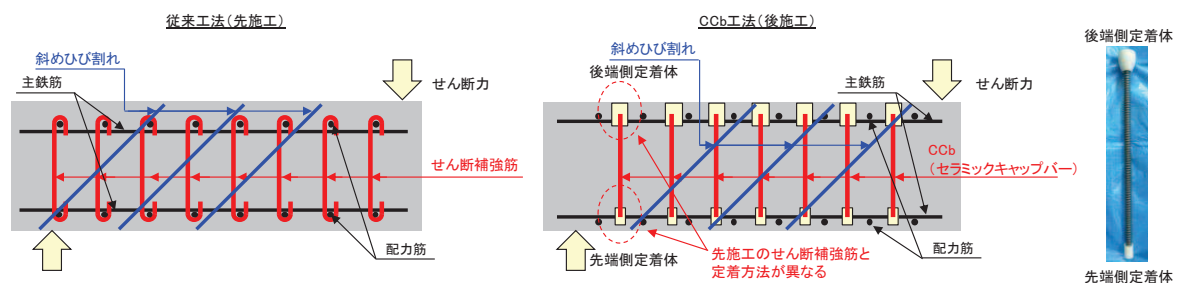


図 3-1 従来工法と CCb 工法の差異



### 3. 定着機能に影響を与える可能性のあるひび割れ状況下での定着機能の保持

CCb 工法を適用しせん断耐力を向上させることにより、部材はせん断破壊先行型の形態から曲げ破壊先行型の形態に移行する。曲げ破壊先行型の形態に移行することにより、曲げひび割れが生じた状態でも CCb の定着機能が保持されている必要がある。同様に、面内せん断力を受ける壁（側壁、底版）に発生する面内せん断力によるひび割れやディープビームに発生する斜めひび割れが生じた状態においても CCb の定着機能が保持されている必要がある。

表 3-1 のとおり、曲げひび割れ及び面内せん断力によるひび割れが、CCb の定着体部付近において CCb とほぼ平行な高角度に発生することや、せん断スパン比が小さいディープビーム ( $a/d \leq 1.0$ ) では、斜めひび割れの角度が 45 度を超え、CCb の定着体部付近に高角度なひび割れが発生することが予想されることから、その状況下においても所要のせん断補強効果を保持していることを確認する。

なお、曲げひび割れ、面内せん断力によるひび割れ及びディープビームへのひび割れが発生した状況下において、定着体部以外は先施工と CCb 工法で差異はない。

CCb のせん断補強効果は、建設技術審査証明報告書の梁試験体の正負交番載荷試験により確認していることから、試験時のひび割れ状況を整理し、部材（特に定着体部）のひび割れが CCb の定着機能に与える影響を確認するとともに、女川 2 号機における CCb 工法の適用範囲について検討する。

表 3-1 ひび割れの特徴

曲げひび割れの特徴	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 曲げによる引張縁に部材軸方向に対してほぼ垂直に発生する。</li> <li>• ひび割れの幅，分布は引張鉄筋（軸方向鉄筋）により制御される。</li> <li>• Ccb の定着体部付近に高角度で生じるため，定着機能に影響を与える可能性がある。</li> </ul>
面内せん断力によるひび割れの特徴	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 面内せん断力により部材軸方向に対して平面的に 45 度の方向に発生する。</li> <li>• 部材断面を貫通するひび割れである。</li> <li>• ひび割れの幅，分布は軸方向鉄筋及び配力筋（上縁・下縁）により制御される。</li> <li>• Ccb の定着体部付近を含む断面全体に高角度で生じるため，定着機能に影響を与える可能性がある。</li> </ul>
ディープビームに発生するひび割れの特徴	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• せん断スパン比が小さいディープビーム (<math>a/d \leq 1.0</math>) では，角度が 45 度を超える斜めひび割れが発生する。</li> <li>• Ccb の定着体部付近を含む断面全体に 45 度を超える高角度で生じるため，定着機能に影響を与える可能性がある。</li> </ul>

#### 4. Ccb のせん断補強効果の確認

##### 4.1 確認方法

ひび割れ状況下における Ccb のせん断補強効果の確認は、建設技術審査証明報告書の梁試験体による交番載荷試験におけるひび割れ状況とせん断耐力を対比することにより行う。試験の概要は以下のとおりである（図 3-2 及び図 3-3 参照）。

- ・ 女川 2 号機で Ccb を施工した条件と同じ、Ccb の先端位置が主鉄筋の図心位置となる試験体（No. 3-3）を対象とする。
- ・ 対象とする試験ではせん断耐力を確認するため、曲げ降伏させないように主鉄筋には高強度の鉄筋を使用している。
- ・ 正負交番載荷により、Ccb によるせん断補強効果を確認した試験である。
- ・ 正負交番載荷は、先端側定着体側に曲げひび割れが生じる載荷方向を正側としている。

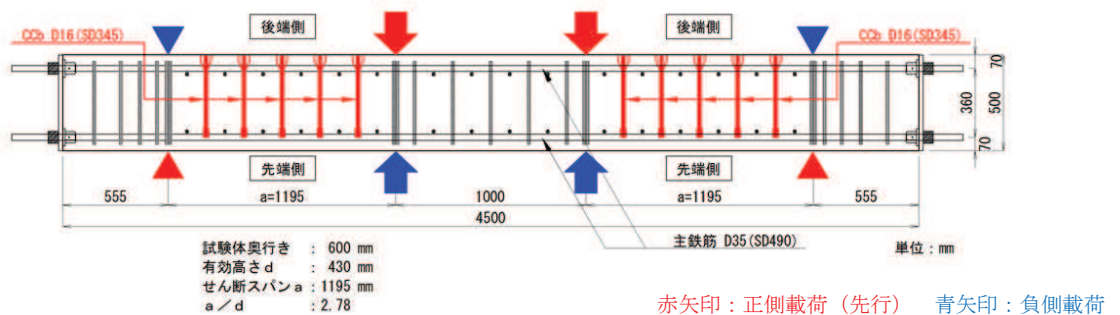


図 3-2 試験体概要図

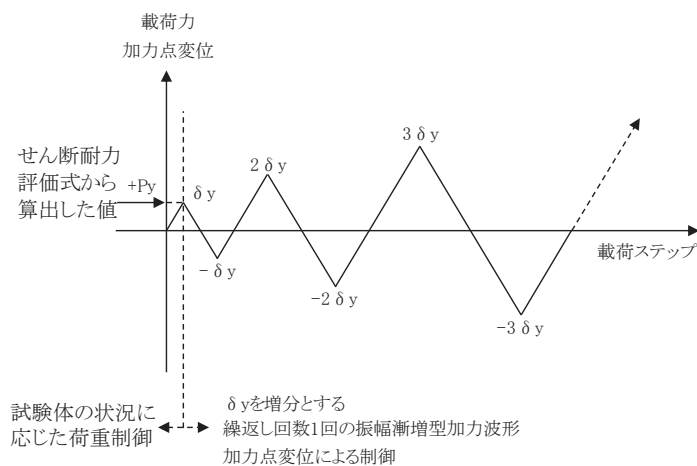


図 3-3 試験体への載荷方法

せん断補強効果の確認は、定着体部（先端・後端）に曲げによる垂直に近い高角度のひび割れが生じた状態においても、試験体が建設技術審査証明報告書に従い算出した有効係数（ $\beta_{aw}$ ）を考慮したせん断耐力を有していることを確認する。

さらに、試験体のひび割れ状況を整理するとともに、Ccb によるせん断補強筋の定着機能はひび割れによらず保持されていると仮定した再現解析（添付資料 2 「2. ステップ①: Ccb の解析上

のモデル化方法]の結果を参考に、試験体に生じたひび割れ性状と解析によるひび割れ性状の比較を行い、定着体部の定着機能を確認する。

#### 4.2 確認結果

表 3-2～表 3-4 に各載荷ステップにおける試験結果と解析結果のひび割れ状況の比較を、表 3-5 に載荷ステップ③（試験最大荷重時（試験体のせん断破壊時））におけるひび割れと各ひび割れ状況（曲げひび割れ、面内せん断力によるひび割れ及びディープビームによるひび割れ）との比較結果を示す。

表 3-2～表 3-4 に示すとおり、試験結果と Ccb の無効区間を 5D とした解析結果は整合的であり、解析結果は試験結果のひび割れ状況を良好に再現している。また、Ccb とコンクリートが付着しているとした解析結果が実験結果を良好に再現されていることを踏まえると、試験体に載荷された最大荷重（試験体のせん断破壊時）の範囲では、Ccb とコンクリートの付着は保持されていると考えられる。

また、表 3-5 に示すとおり、試験結果と各ひび割れ状況の比較から、女川 2 号機において Ccb により耐震補強を行った構造物に発生する可能性があるひび割れが、定着体部やその周囲に生じてても定着機能が保持され、所要のせん断補強効果を発揮できていることを確認した。

表 3-2 荷重ステップ①におけるひび割れ状況

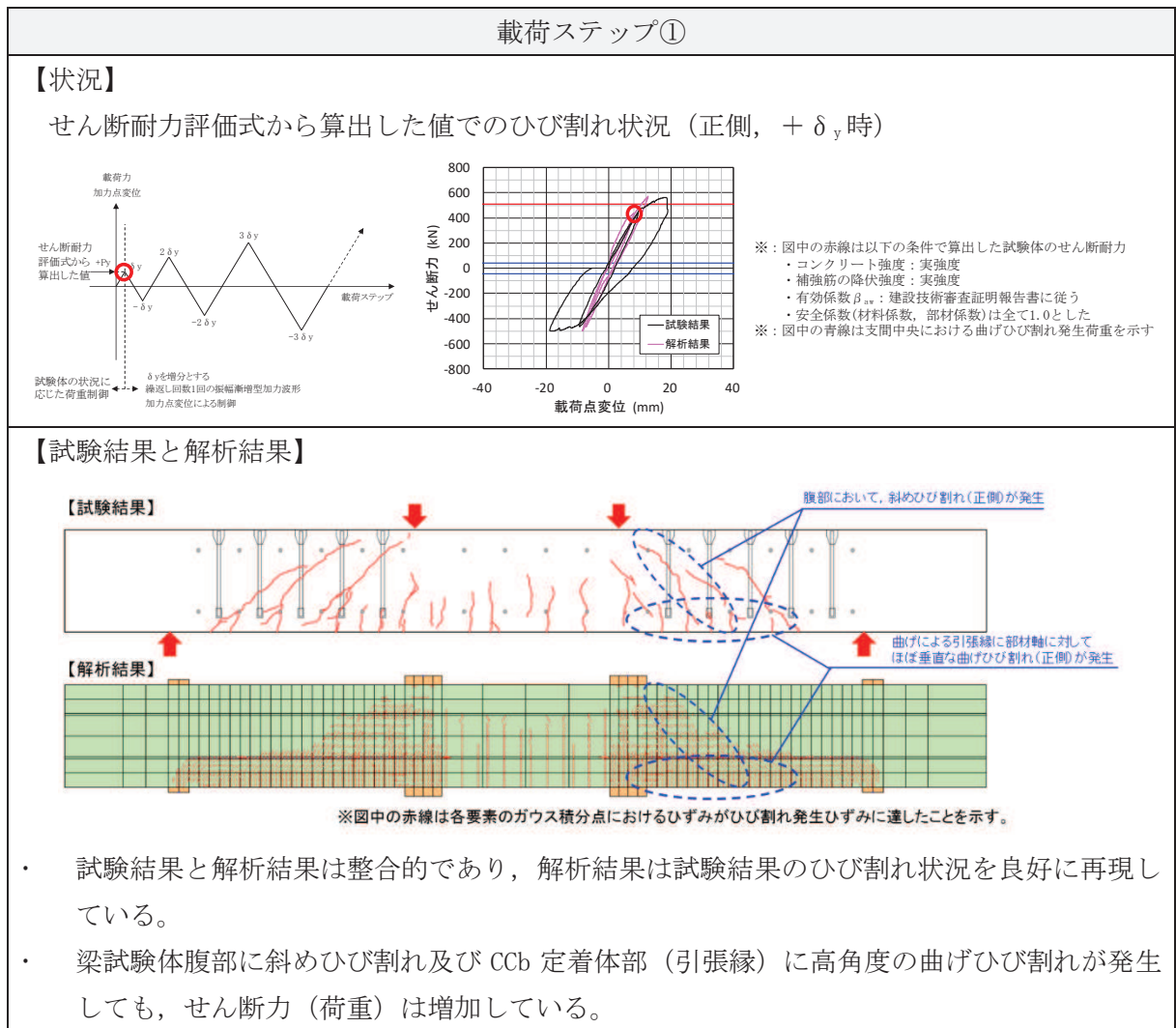


表 3-3 載荷ステップ②におけるひび割れ状況

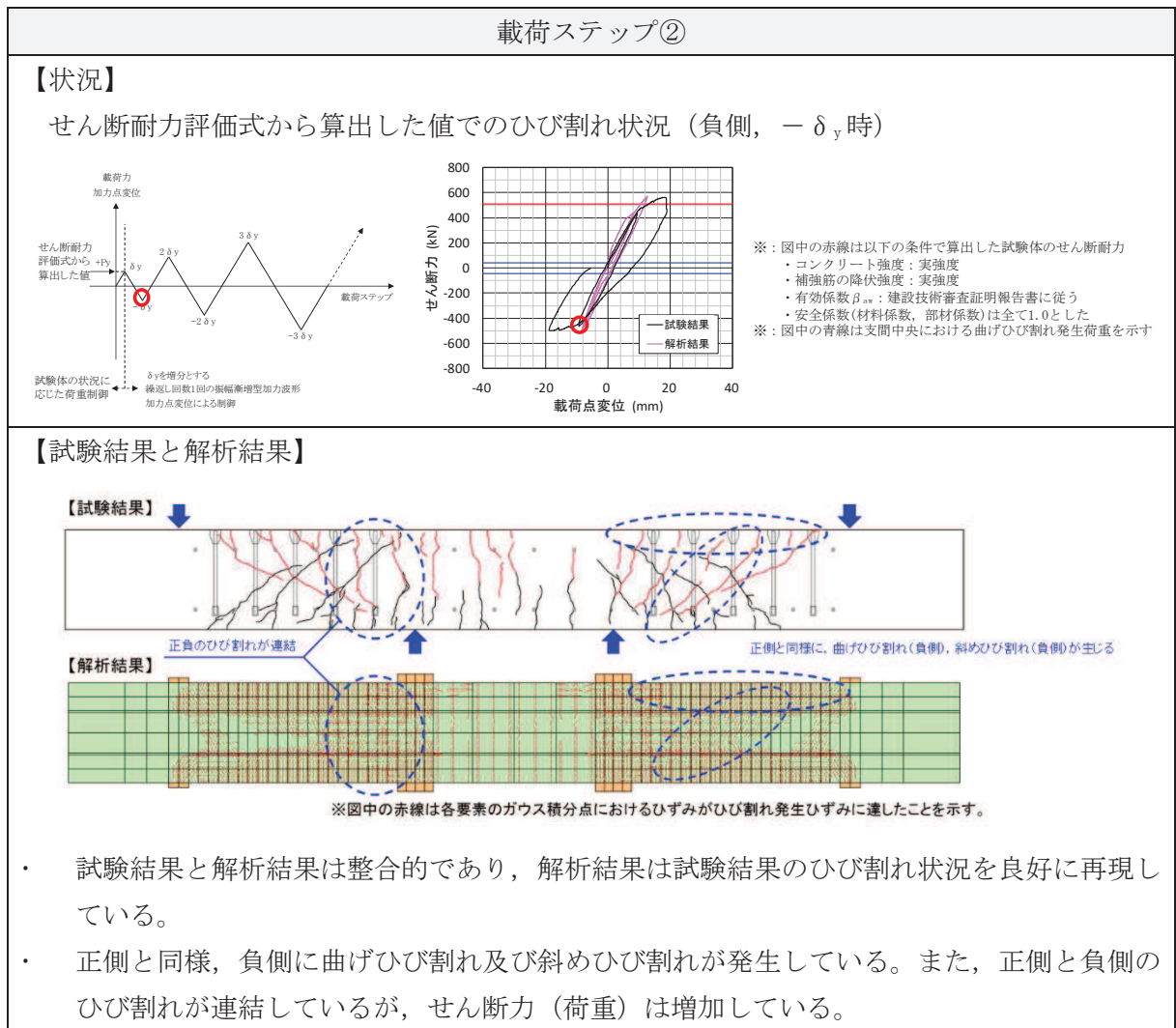


表 3-4 載荷ステップ③におけるひび割れ状況

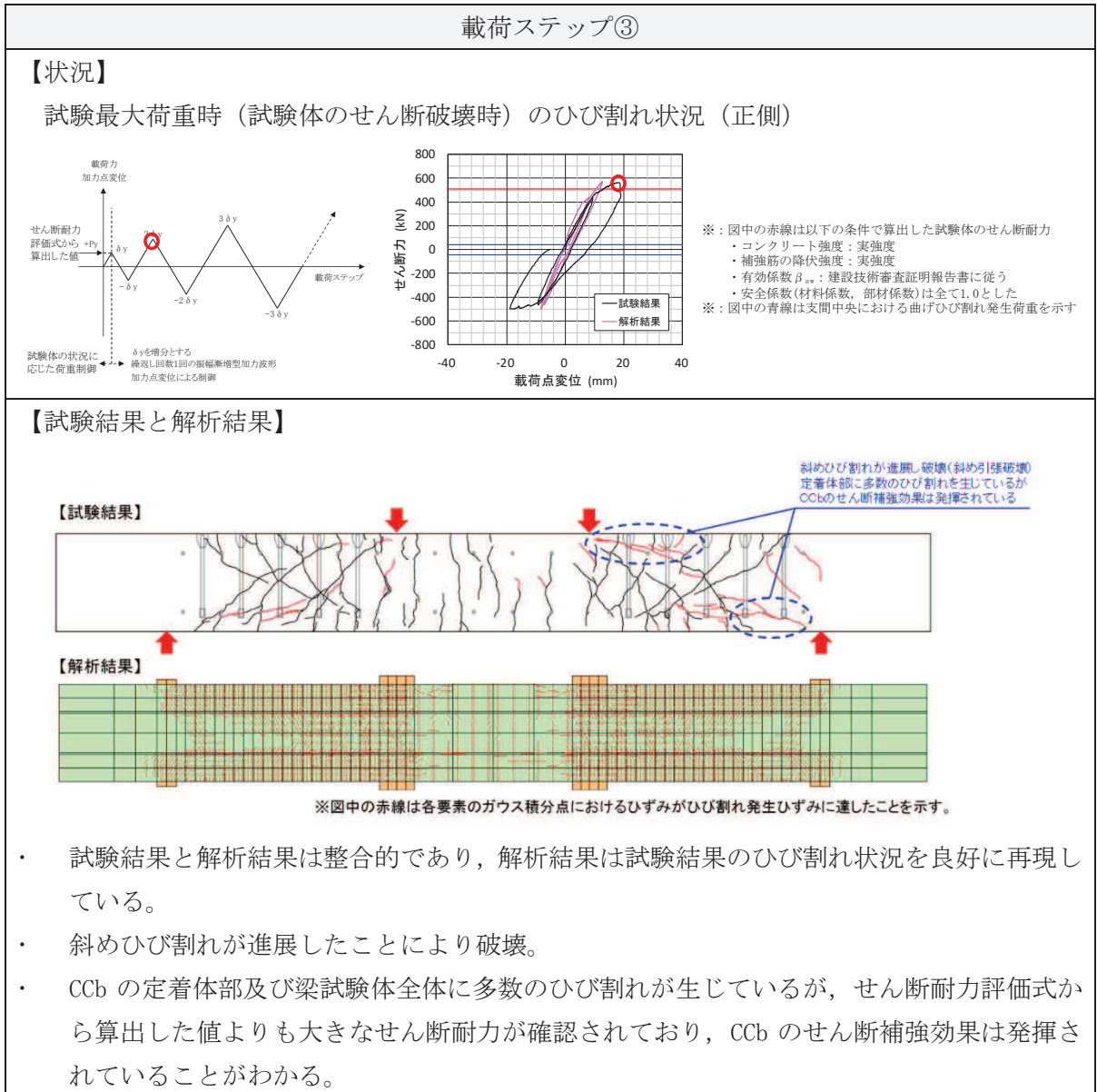
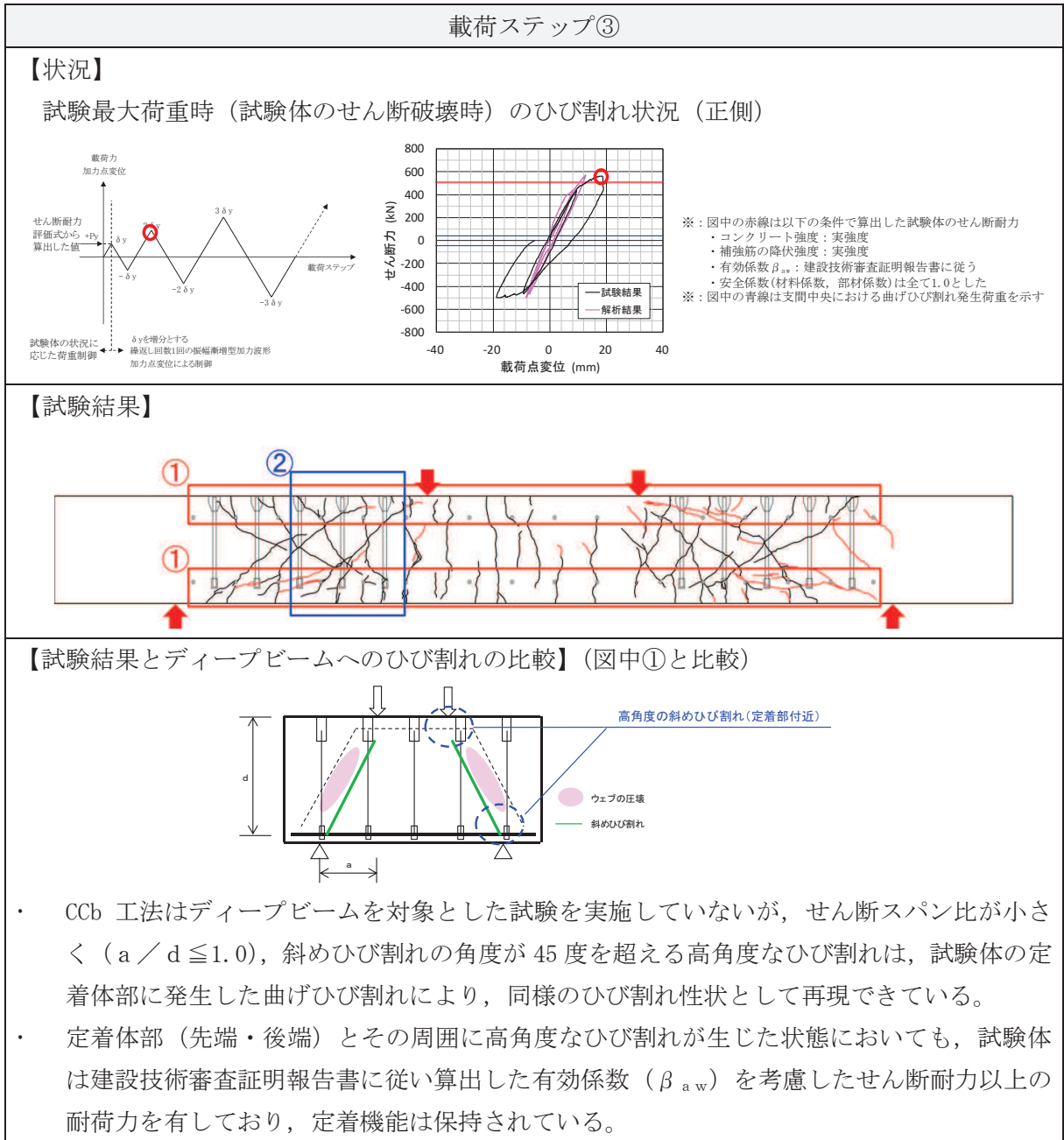


表 3-5 載荷ステップ③におけるひび割れ状況の比較 (1/2)

載荷ステップ③	
<p>【状況】</p> <p>試験最大荷重時（試験体のせん断破壊時）のひび割れ状況（正側）</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>せん断耐力評価式から+Py算出した値</p> <p>試験体の状況に応じた荷重制御</p> <p>delta yを増分とする繰返し回数1回の振幅漸増型加力波形 加力点変位による制御</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>せん断耐力 (kN)</p> <p>載荷点変位 (mm)</p> <p>— 試験結果 — 解析結果</p> </div> <div style="font-size: small;"> <p>※：図中の赤線は以下の条件で算出した試験体のせん断耐力</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート強度：実強度</li> <li>・補強筋の降伏強度：実強度</li> <li>・有効係数 <math>\beta_{aw}</math>：建設技術審査証明報告書に従う</li> <li>・安全係数（材料係数，部材係数）は全て1.0とした</li> </ul> <p>※：図中の青線は支間中央における曲げひび割れ発生荷重を示す</p> </div> </div>	
<p>【試験結果】</p>	
<p>【試験結果と曲げひび割れの比較】（図中①との比較）</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 定着体部（先端・後端）とその周囲に高角度な曲げひび割れが生じた状態においても，試験体は建設技術審査証明報告書に従い算出した有効係数（<math>\beta_{aw}</math>）を考慮したせん断耐力以上の耐荷力を有しており，定着機能は保持されている。</li> </ul>	
<p>【試験結果と面内せん断力によるひび割れの比較】（図中②との比較）</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 面内せん断力により発生する貫通ひび割れは，正負交番荷重試験の正側の曲げひび割れと負側の曲げひび割れが連結したことにより，同様のひび割れ性状として再現できている。</li> <li>・ また，曲げひび割れ同様，定着体部（先端・後端）とその周囲に高角度なひび割れが生じた状態においても，試験体は建設技術審査証明報告書に従い算出した有効係数（<math>\beta_{aw}</math>）を考慮したせん断耐力以上の耐荷力を有しており，定着機能は保持されている。</li> </ul>	



表 3-5 荷重ステップ③におけるひび割れ状況の比較 (2/2)



#### 4.3 梁試験体の鉄筋ひずみの整理

梁試験体のせん断破壊時における主鉄筋のひずみを確認し、女川2号機においてCCb工法を適用するにあたっての適用範囲を設定する。

前述のとおり建設技術審査証明報告書の梁試験体は、せん断耐力を確認するための試験であることから、曲げ降伏させないよう主鉄筋に高強度の鉄筋を使用しており、せん断破壊時における主鉄筋のひずみは、表3-6に示すとおり降伏ひずみ未満の $2363\mu$ まで確認されている。

よって、主鉄筋にSD345を用いている女川2号機においてCCbにより耐震補強を行った構造物については、応答値として主鉄筋のひずみが降伏ひずみ( $1725\mu$ )未満または応力が降伏強度( $345\text{N/mm}^2$ )未満であることを確認する。

表3-6 梁試験体に生じた鉄筋ひずみ

項 目		備 考
鉄筋ひずみ	$2363\mu$ *	降伏ひずみ： $2450\mu$ (SD490)

注記\*：コンクリートの引張応力を無視し、縦ひずみは断面の中立軸からの距離に比例するものとして算出した。

## 5. Ccb の梁試験体のひび割れ状況下での定着機能についてのまとめ

建設技術審査証明報告書の梁試験結果及び試験を再現した材料非線形解析による数値解析結果から、Ccb は定着体部やその周囲にひび割れが発生した状態においても、定着機能が保持されており、せん断補強効果が発揮されることが確認できた。建設技術審査証明報告書の梁試験の内容を踏まえ、女川 2 号機における Ccb 工法の適用範囲を以下のとおりとする。

- ・ 高角度の曲げひび割れ，面内せん断力に伴う高角度の貫通ひび割れ及びせん断スパン比が小さい ( $a/d \leq 1.0$ ) ディープビームに生じる 45 度を超える高角度なひび割れが発生する可能性のある部材に対しても Ccb 工法の適用を可能とする。
- ・ ただし，曲げ降伏後のひび割れ幅が大きく進展したときのように定着部のひび割れ幅が大きい場合，Ccb の定着性能を含めた所要のせん断補強効果が発揮できることは確認できていない。また，建設技術審査証明報告書に記載の梁試験にて発生している鉄筋ひずみ以内でせん断補強効果を確認していることを踏まえ，曲げによる主鉄筋の応力が降伏強度以下である範囲においてのみ，せん断補強として Ccb 工法の適用を可能とする。
- ・ 同様に面内せん断力と面外力（曲げ，せん断等）の両方に対して耐震要素として期待する壁（側壁，底版）に対しては，面内せん断力と面外力の合力による鉄筋の応力が降伏強度以下である範囲，もしくは面内せん断力に対して，コンクリートのみで抵抗可能な部材において Ccb 工法の適用を可能とする。

## 女川 2 号機におけるコンクリートの健全性の検討

## 1. はじめに

女川原子力発電所は、東北地方太平洋沖地震（2011 年 3 月 11 日）及び宮城県沖の地震（2011 年 4 月 7 日）により、建設時の基準地震動を一部周期帯で超過する地震動を経験していることを踏まえ、CCb を適用した部材のコンクリートにおいて CCb のせん断補強効果を阻害するひび割れがなく、構造物が健全であることを確認する。

また、CCb の施工箇所地震起因以外によるひび割れとして、乾燥収縮によるひび割れやコンクリートの劣化によるひび割れ（アルカリ骨材反応、凍結融解作用、中性化、塩害）等についても抽出し、CCb のせん断補強効果を阻害するひび割れがないことを確認する。

なお、健全性はコンクリートのひび割れ状況及び圧縮強度試験結果より判断する。

## 2. ひび割れ状況の確認

ひび割れ状況を地震起因によるひび割れと地震起因以外によるひび割れに着目し確認を行う。ひび割れの確認結果を、表 4-1 に示す。

## 2.1 地震起因によるひび割れの確認

表 4-1 に示すとおり、東北地方太平洋沖地震（2011 年 3 月 11 日）及び宮城県沖の地震（2011 年 4 月 7 日）以降に実施しているひび割れ調査（平成 23 年度に実施）により、地震の影響を否定できないひび割れについて、耐震性能に影響するひび割れ（評価基準値：ひび割れ幅 1.0mm ※）がないことを確認している。

※：Guidelines for Nuclear Plant Response to an Earthquake (EPRI NP-6695) に示すひび割れ幅約 1.5mm を参考に安全側に 1.0mm として設定している。

## 2.2 地震起因以外によるひび割れの確認

CCb の施工箇所に生じている地震起因以外によるひび割れは表 4-1 のとおりであり、これらは主に温度応力に伴う外部拘束によるひび割れであることから、構造物の耐力に影響を与えるものではない。

また、表 4-1 及び図 4-1 に示すとおり、ひび割れ幅は大多数が 0.2mm 程度であり一部 0.5mm 程度のひび割れが存在する箇所があるが、部材の一部に集中しているものではなく、数 m に 1 本程度の頻度であり、社内基準に基づき補修することとしている。補修は、エポキシ樹脂の注入等を行うことで、更なる劣化（鉄筋腐食等）が起きることを防止しており、今後ひび割れが CCb の付着性能低下に影響を与えることはない。

よって、地震起因以外によるひび割れにおいては、CCb のせん断補強効果に影響を与えるひび割れではないことを確認できた。

なお、これらのひび割れについては、ただちに部材の耐力や CCb の付着性能に影響を与えるものではないことから、継続監視のもと計画的に補修を実施していく。

注：下線部は設置変更許可審査時から内容を補足した箇所を示す。

表 4-1 ひび割れ確認結果

CCbを適用した構造物	地震の影響を否定できないひび割れの幅[mm]	地震起因以外によるひび割れの幅[mm]
取水路（漸拡部）	耐震性能に影響するひび割れなし	0.2~0.5 (確認時期：H29. 6, H29. 8)
原子炉機器冷却海水配管ダクト	同上	ひび割れなし (確認時期：H30. 1)
軽油タンク室	同上	0.1~0.4 (確認時期：H30. 2)
復水貯蔵タンク基礎	同上	0.2~0.4 (確認時期：H30. 1)

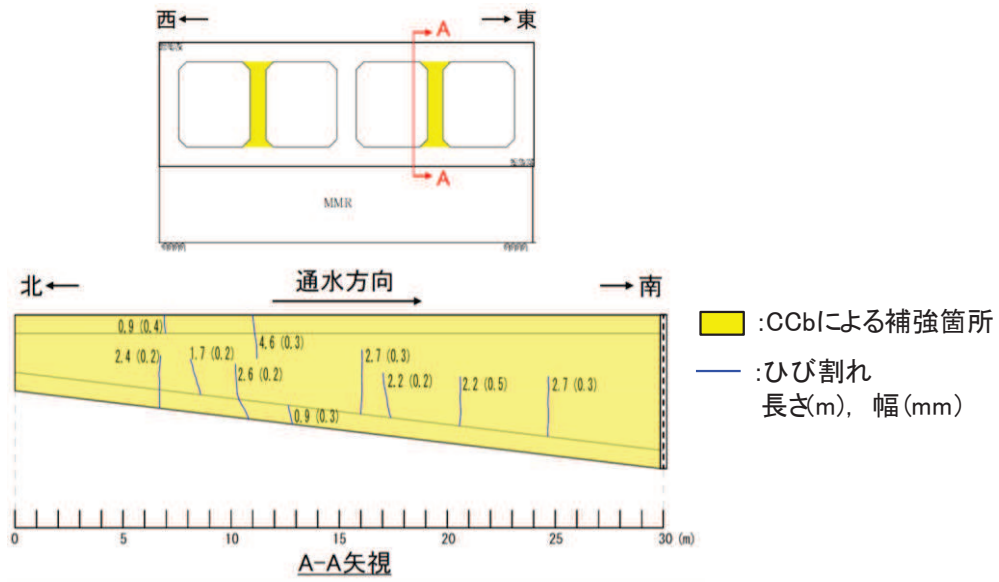


図 4-1 CCb による補強箇所とひび割れ位置の関係  
(取水路(漸拡部)の例)

### 3. コンクリートの圧縮強度試験結果の確認

表 4-2 に Ccb により耐震補強を行った構造物からコンクリートコアを採取し実施した圧縮強度試験の結果を示す。

圧縮強度の最低値は、すべての構造物において設計基準強度 (20.5N/mm<sup>2</sup>) 以上であることを確認している。

表 4-2 圧縮強度試験結果

CCbを適用した構造物	設計基準強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	圧縮強度 (最低値) [N/mm <sup>2</sup> ]
取水路 (漸拡部)	20.5	45.4 (確認時期: H23.9)
原子炉機器冷却海水配管ダクト		36.3 (確認時期: H30.2)
軽油タンク室		43.0 (確認時期: H30.2)
復水貯蔵タンク基礎		32.4 (確認時期: H30.2)

### 4. CCb を適用した部材のコンクリートの健全性確認のまとめ

コンクリートのひび割れ状況より、CCb により耐震補強を行った構造物に CCb のせん断補強効果に影響を与えるひび割れがないことを確認した。

また、構造物から採取したコンクリートコアの圧縮強度が、設計基準強度 (20.5N/mm<sup>2</sup>) 以上であり、CCb のせん断補強効果に悪影響を及ぼす状態にないことを確認した。

以上より、女川 2 号機の CCb により耐震補強を行った構造物の既設コンクリートの状態が、CCb のせん断補強効果を発揮できる状況にあることを確認できた。

## ディープビーム的な破壊に対する Ccb 工法の適用性の検討

## 1. はじめに

CCb 工法は建設技術審査証明報告書において、梁試験体による正負交番載荷試験により性能確認を行っており、その試験体は棒部材 ( $a/d^*=2.78$ ) を対象としており、ディープビームを対象とした実験は行われていない。

一般に、ディープビーム的な破壊形態が想定される場合のせん断耐力は、棒部材的な破壊形態が想定される場合のせん断耐力よりも大きい。

これらのことから、女川 2 号機において Ccb によりせん断補強を行う部材については、棒部材式によるせん断耐力により照査を行うとともに、照査値は **おおむね** 0.8 程度を目標として Ccb によるせん断補強鉄筋量を算定することにより安全側の配慮をしている。

ここでは、一般的なトラス理論に基づくせん断補強筋の役割や、建設技術審査証明報告書における実験を考察することにより、ディープビーム的な破壊形態に対する Ccb 工法の適用性について検討した。

更に、ディープビームを対象とした模型実験を実施し、女川 2 号機の設計で用いる棒部材式による照査により保守性が確保されることを確認した。

注記\* :  $a/d$  : せん断スパン比

a : せん断スパン

d : 部材の有効高さ

注 : 下線部は設置変更許可審査時から内容を補足した箇所を示す。

## 2. ディープビーム的な破壊に対する Ccb 工法の適用性

ディープビーム的な破壊に対する Ccb 工法の適用性は、「応力の負担機構」、「設計における保守性」及び「ひび割れの影響」の観点に着目し適用性を確認する。

## 2.1 各破壊形態におけるコンクリート及びせん断補強筋の応力の負担機構

せん断破壊は、せん断スパン比 ( $a/d$ ) により、斜めひび割れが発生する角度が変わることによって「棒部材式で想定する破壊形態」と「ディープビーム式で想定する破壊形態」に分けられる。表 5-1 に各破壊形態における応力の負担機構を示す。

ここに、部材のせん断耐力  $V_{y,d}$  は、せん断補強筋によるせん断耐力  $V_{s,d}$  とコンクリート負担分のせん断耐力  $V_{c,d}$  の和で表現される (式 (1))。

$$V_{y,d} = V_{s,d} + V_{c,d} \quad \dots\dots\dots \text{式 (1)}$$

表 5-1 に示すとおり、せん断補強筋は、棒部材式で想定する破壊形態、ディープビーム式で想定する破壊形態のいずれもひび割れ面と直交する方向に作用する引張応力に対して抵抗することによりせん断力を負担する ( $V_{s,d}$ ) のものであり、ひび割れ角度によりその効果に差はあるが、せん断力の負担機構は変わらない。

また、コンクリートは、棒部材式で想定する破壊形態の場合は、ひび割れ発生面の骨材のかみ合い作用  $V_a$ 、主鉄筋のダウエル作用  $V_d$ 、圧縮部のせん断力  $V_{c,z}$  によりせん断力を負担する。ディープビーム式で想定する破壊形態の場合は、形成されるタイドストラット部 (またはタイ

ドアーチ部) のコンクリートの圧縮力  $V_{cd}$  によりせん断力を負担する。

表 5-1 各破壊形態における応力の負担機構

	応力状態	
	棒部材式で想定する破壊形態 ( $a/d$ が大きい場合)	ディープビーム式で想定する破壊形態 ( $a/d$ が小さい場合)
せん断補強筋 が負担する せん断耐力 ( $V_{sd}$ )		
コンクリート が負担する せん断耐力 ( $V_{cd}$ )		

## 2.2 設計における保守性

ここまで述べたように、ディープビーム式におけるコンクリート分のせん断耐力は主に圧縮によりせん断力に抵抗するものであり、棒部材式におけるコンクリート分のせん断力負担分(せん断耐力)よりも大きいことから、せん断スパン比 ( $a/d$ ) の範囲によって破壊形態とせん断耐力は図 5-1 のように分けられ、ディープビーム型の破壊形態が想定される  $a/d$  の範囲 ( $a/d \leq 2$ ) において棒部材式により評価を行うことは安全側の評価となる。

また、表 5-2 に示す添付資料 2 にて実施した、ディープビーム型の破壊形態となる部材のせん断耐力評価においても、棒部材式よりもディープビーム式のせん断耐力が大きく、棒部材式によりせん断耐力を評価することが安全側の設計であることが確認でき、材料非線形解析の結果も棒部材式よりも大きなせん断耐力となることが確認できる。

女川 2 号機において CCb によりせん断補強を行う部材の設計に当たっては、 $a/d$  がディープビーム式で想定する破壊形態の範囲であっても棒部材式により評価を行うとともに、設計上の配慮として照査値を **おおむね** 0.8 程度とする方針であり、更に裕度が大きいものと考えられる。

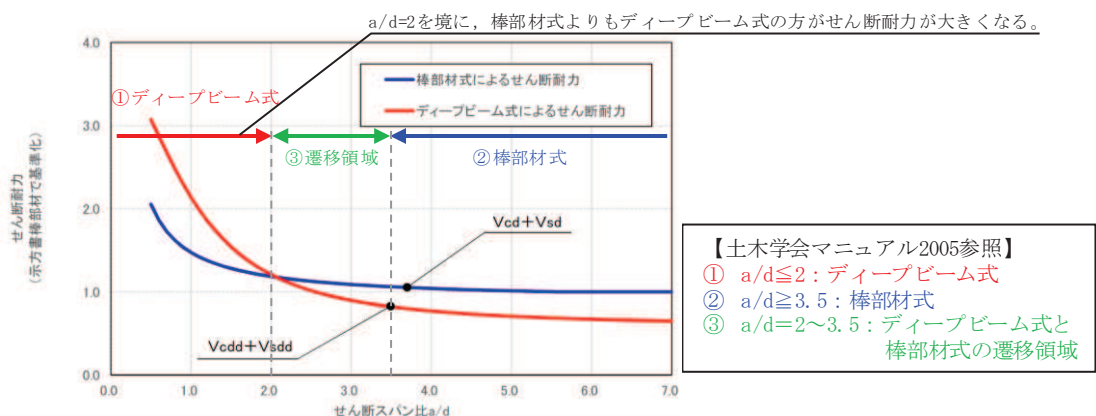


図 5-1 せん断スパン比とせん断耐力の関係



表 5-2 セン断耐力の比較例（軽油タンク室）

ケース		せん断耐力（kN）		
軽油 タンク室	③ - 2 - 1 - B (CCb工法)	せん断耐 力評価式	棒部材式	775
			ディープビーム式	2407
		材料非線形解析		2610

### 2.3 ディープビーム的な破壊により発生するひび割れの影響

ディープビーム的な破壊形態のせん断力によるひび割れ角度は、棒部材的な破壊形態において想定するひび割れ角度（45 度）より大きくなる場合がある。この高角度のひび割れにより、CCb の定着性能に影響を与える可能性があるが、添付資料 3 に示すとおり建設技術審査証明報告書の梁試験から高角度のひび割れが発生している状態においても所要のせん断補強効果が確認できている。

2.1～2.3 に示したとおり、女川 2 号機において CCb を用いる部材については棒部材式を用いてせん断力に対する評価を行うことに加え、照査値を **おおむね** 0.8 程度に抑える設計上の配慮を行うこと及びディープビーム的な破壊形態において発生する可能性のある高角度のひび割れについても実験により CCb の補強効果が発揮されることが確認されていることから、ディープビーム的な破壊形態が想定される部材への適用性は問題ないと考えられる。

### 3. ディープビーム的な破壊形態に対する Ccb のせん断補強効果の確認実験

ディープビーム的な破壊が発生する可能性のある部材への Ccb 工法の適用性は、2.2 及び 2.3 に示すとおり問題ないと考えられるが、ディープビーム ( $a/d=1.00$  及び  $1.44$ ) を対象とした模型実験を実施し、ディープビームにおいても Ccb 工法によりせん断補強効果が発揮され、棒部材式\*で算定されるせん断耐力よりも大きなせん断耐力が得られることを確認する。

注記\*：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 2005 年）（以下「土木学会マニュアル 2005」という。）

注：下線部は設置変更許可審査時から内容を補足した箇所を示す。

## 4. 模型実験

### 4.1 検討ケース

ディープビームとなる部材への Ccb 工法の適用性を確認するため、実験はディープビームの設計式の算定を行った実験諸元\*等を参照し、せん断スパン比 ( $a/d$ ) を 1.44、せん断補強鉄筋比 ( $p_w$ ) を 0.20% とするケースを基本ケース (CASE1) とした。

また、せん断スパン比 ( $a/d$ ) を変更したケース (CASE2)、せん断補強鉄筋比 ( $p_w$ ) を変更したケース (CASE3)、せん断補強鉄筋の種類 (先施工) を変更したケース (CASE4) 及びせん断補強鉄筋を配置しないケース (CASE5) を実施した。実験ケースの概要及び検討の目的を表 5-3 に示す。

注記\* : 2012 年制定コンクリート標準示方書改訂資料 基本原則編・設計編・施工編 コンクリートライブラリー138号 (土木学会, 2013年)

注 : 下線部は設置変更許可審査時から内容を補足した箇所を示す。

表 5-3 実験ケースの概要及び検討の目的

	ケースの概要	せん断補強鉄筋の種類	せん断スパン比 (a/d)	せん断補強鉄筋比 (p <sub>w</sub> )	検討目的
CASE1	基本ケース	CCb	1.44	0.20	CCb によりせん断補強を行った構造物のうちディープビームとなる部材の適用性を確認
CASE2	せん断スパン比 (a/d) の違い	CCb	<u>1.00</u>	0.20	CASE1 (a/d=1.44) との比較により, せん断スパン比の違いによる CCb のせん断補強効果を確認
CASE3	せん断補強鉄筋比 (p <sub>w</sub> ) の違い	CCb	1.44	<u>0.55</u>	CASE1 (p <sub>w</sub> =0.20%) との比較により, せん断補強鉄筋比の違いによる CCb のせん断補強効果を確認
CASE4	せん断補強鉄筋の種類の違い	先施工 ( <u>両端フック</u> )	1.44	0.20	CASE1 との比較により, CCb 工法と先施工 (両端フック) との差異を確認
CASE5	せん断補強鉄筋の有無	<u>なし</u>	1.44	0.20	CASE1 との比較により, CCb によるせん断補強効果を確認

注記：下線は、CASE1（基本ケース）との違いを示す。

#### 4.2 実験概要

各実験ケースの試験体諸元を表 5-4 に、試験体の一例（CASE 1 : No. 1 試験体）を図 5-2 に示す。載荷実験は図 5-3 に示す 5000kN 圧縮試験機を用いて実施した。載荷は、終局まで漸増載荷を実施し、試験体のひび割れ状況を観察した。

表 5-4 試験体諸元

諸元		CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	
試験体	幅	mm	550				
	高さ	mm	880				
	かぶり	mm	80				
	有効高さ	mm	800				
	せん断スパン比		1.44	1.00	1.44	1.44	1.44
主鉄筋	鉄筋径	mm	D32				
	規格降伏強度	N/mm <sup>2</sup>	980				
	本数	本	3				
	鉄筋比	%	0.54				
せん断補強鉄筋	種類	—	CCb	CCb	CCb	先施工 (両端フック)	なし
	鉄筋径	mm	D13	D13	D19	D13	—
	規格降伏強度	N/mm <sup>2</sup>	345				—
	間隔	mm	230	230	190	230	—
	本数	本	2				—
	鉄筋比	%	0.20	0.20	0.55	0.20	—
コンクリートの設計基準強度		N/mm <sup>2</sup>	24				

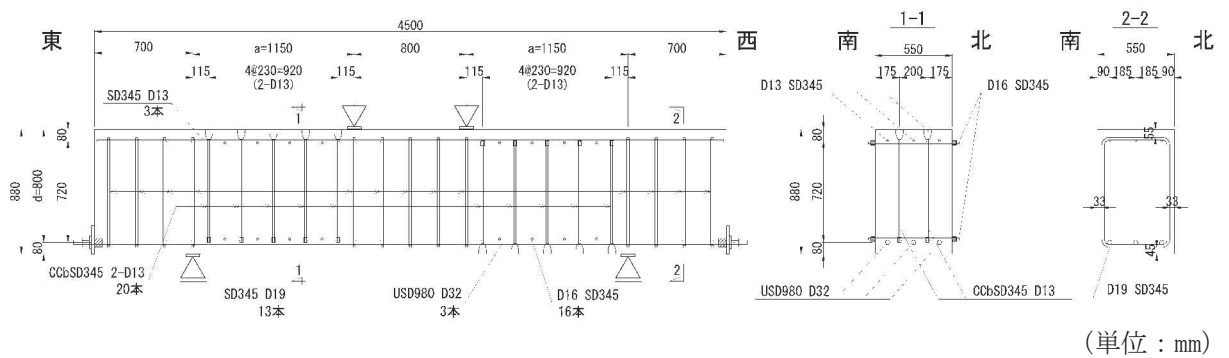


図 5-2 試験体概要 (CASE1: No. 1 試験体)

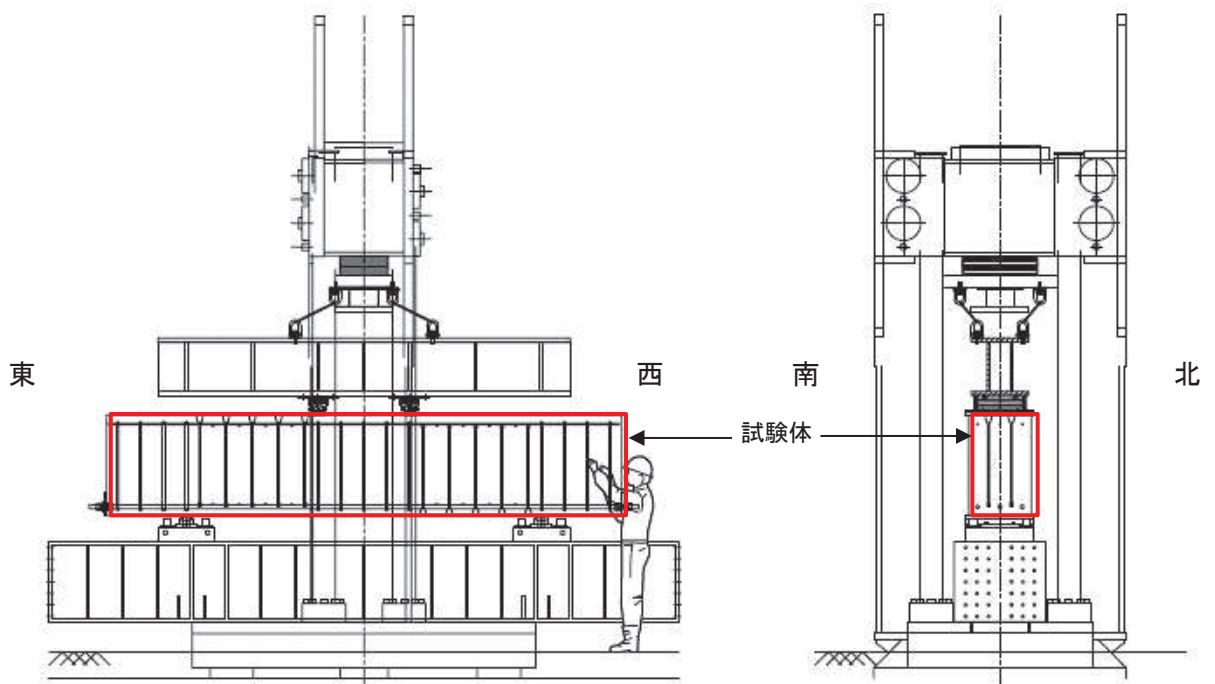


図 5-3 載荷装置概要〔左：正面図（北面），右：側面図（東面）〕

#### 4.3 実験結果

実験終了時のひび割れ発生状況の一例として CASE1（北面）の場合を図 5-4 に示す。

また、各ケースの荷重－変位との関係及び実験終了時のひび割れ状況（スケッチ図）を図 5-5～図 5-9 に示すとともに、各ケースの破壊性状及びせん断スパン比（ $a/d$ ），せん断補強鉄筋比（ $p_w$ ），せん断補強鉄筋の種類，せん断補強鉄筋の有無による影響を以下に示す。

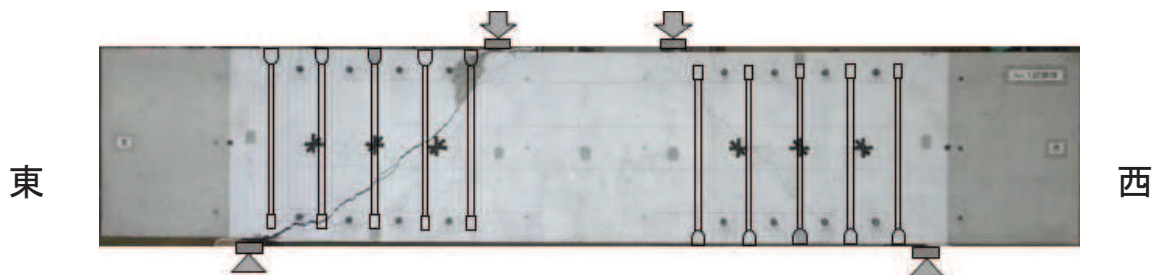
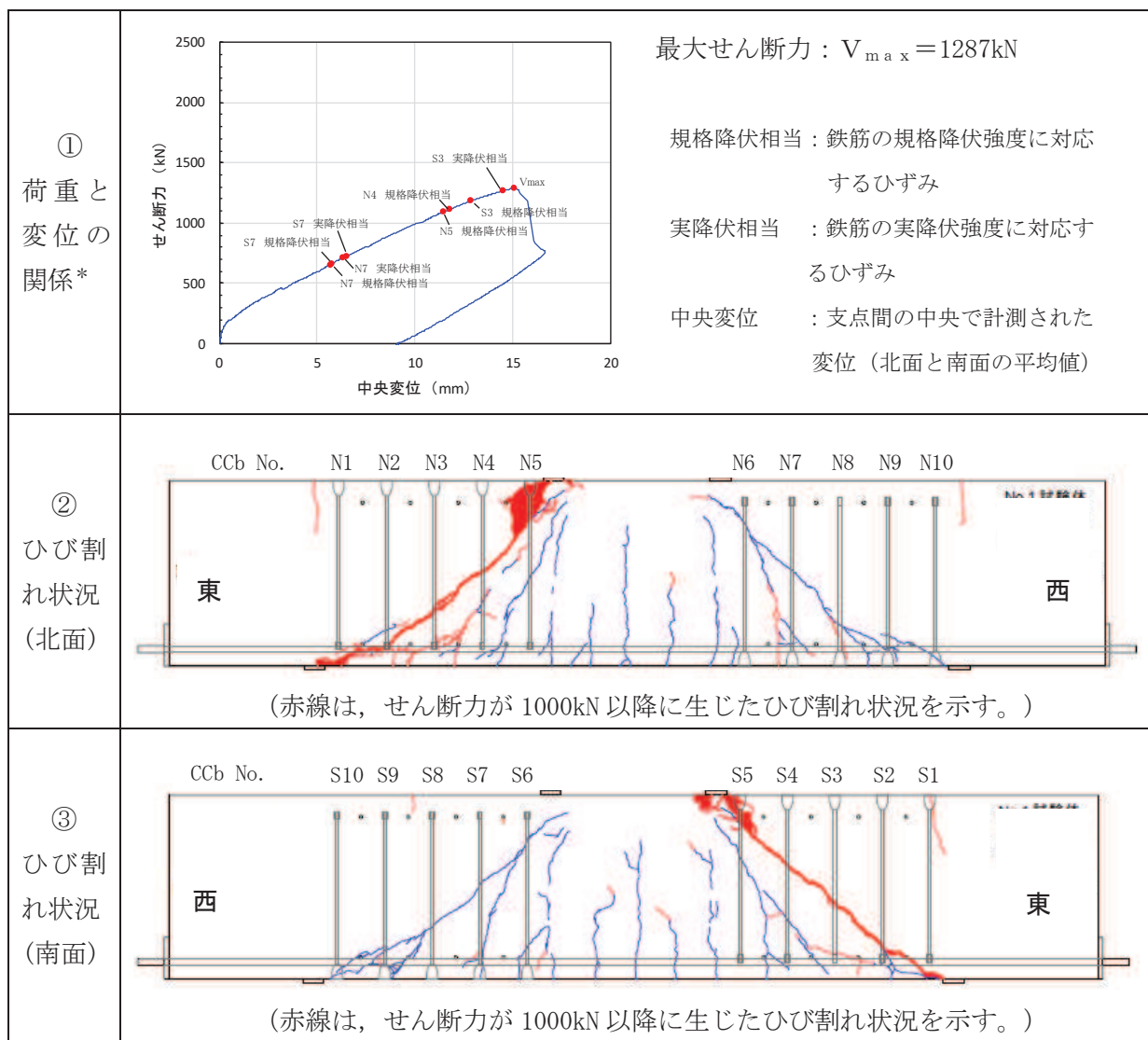


図 5-4 実験終了時のひび割れ発生状況（CASE1：北面）

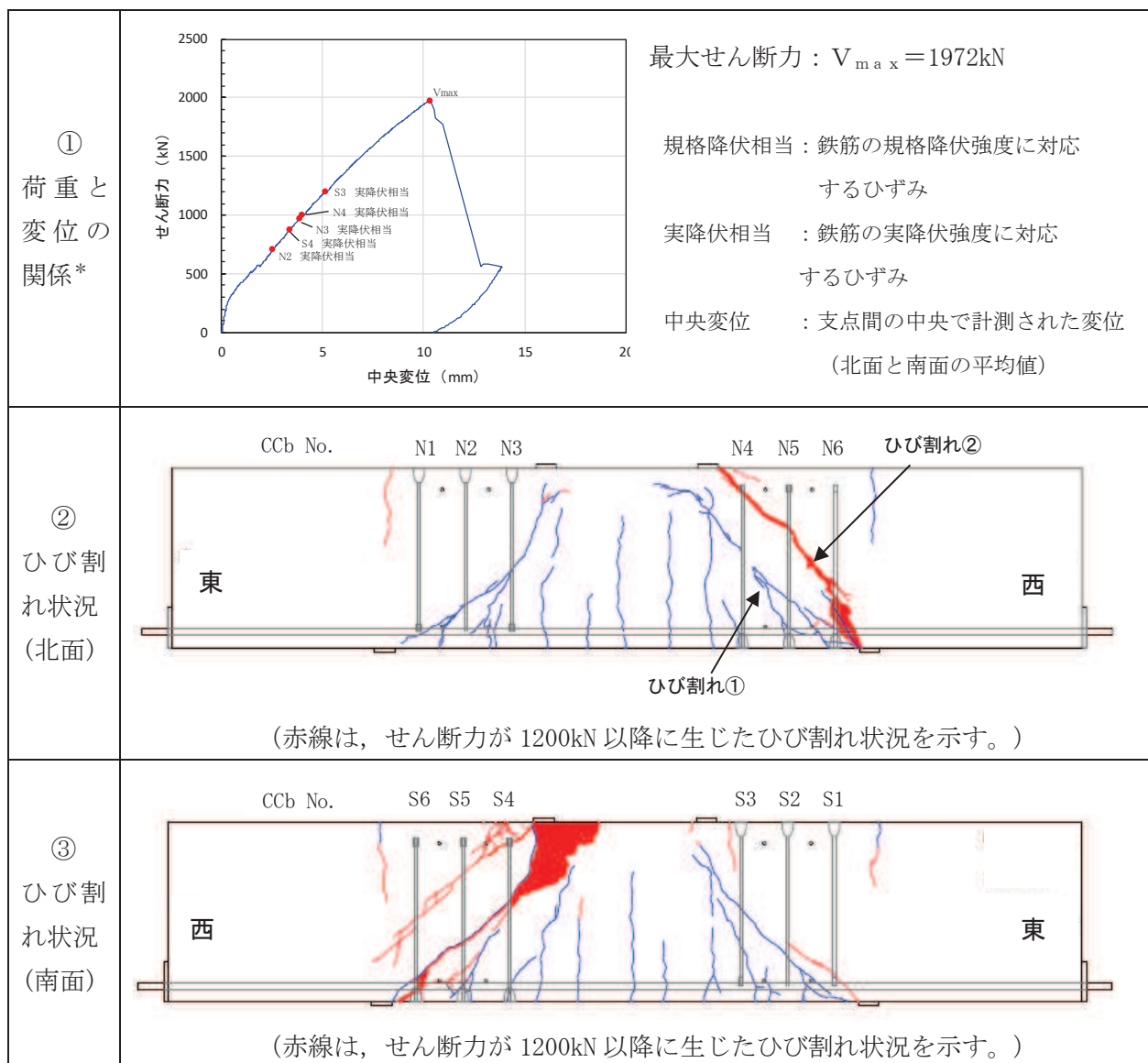
（写真中の CCb は、ひび割れ発生位置と比較するため試験体側面に図示したもの）



注記\*：グラフ中の記号及び番号 (N7, S3 等) は、ひび割れ状況 (②・③) に示す北面及び南面それぞれの Ccb の No. を表す。

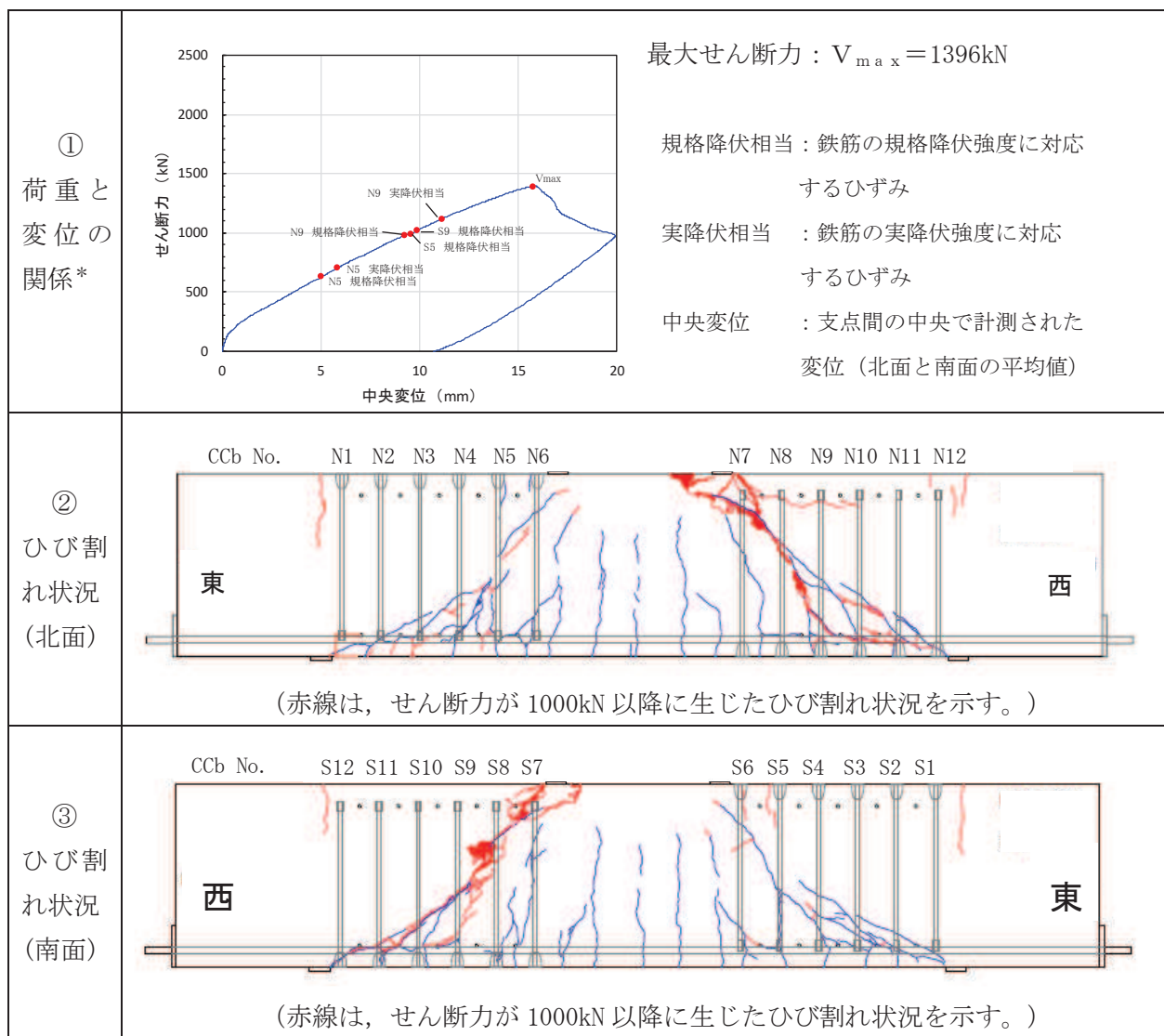
図 5-5 CASE1 (Ccb,  $a/d = 1.44$ ,  $p_w = 0.20\%$ )  
(荷重-変位の関係及び実験終了時のひび割れ状況)





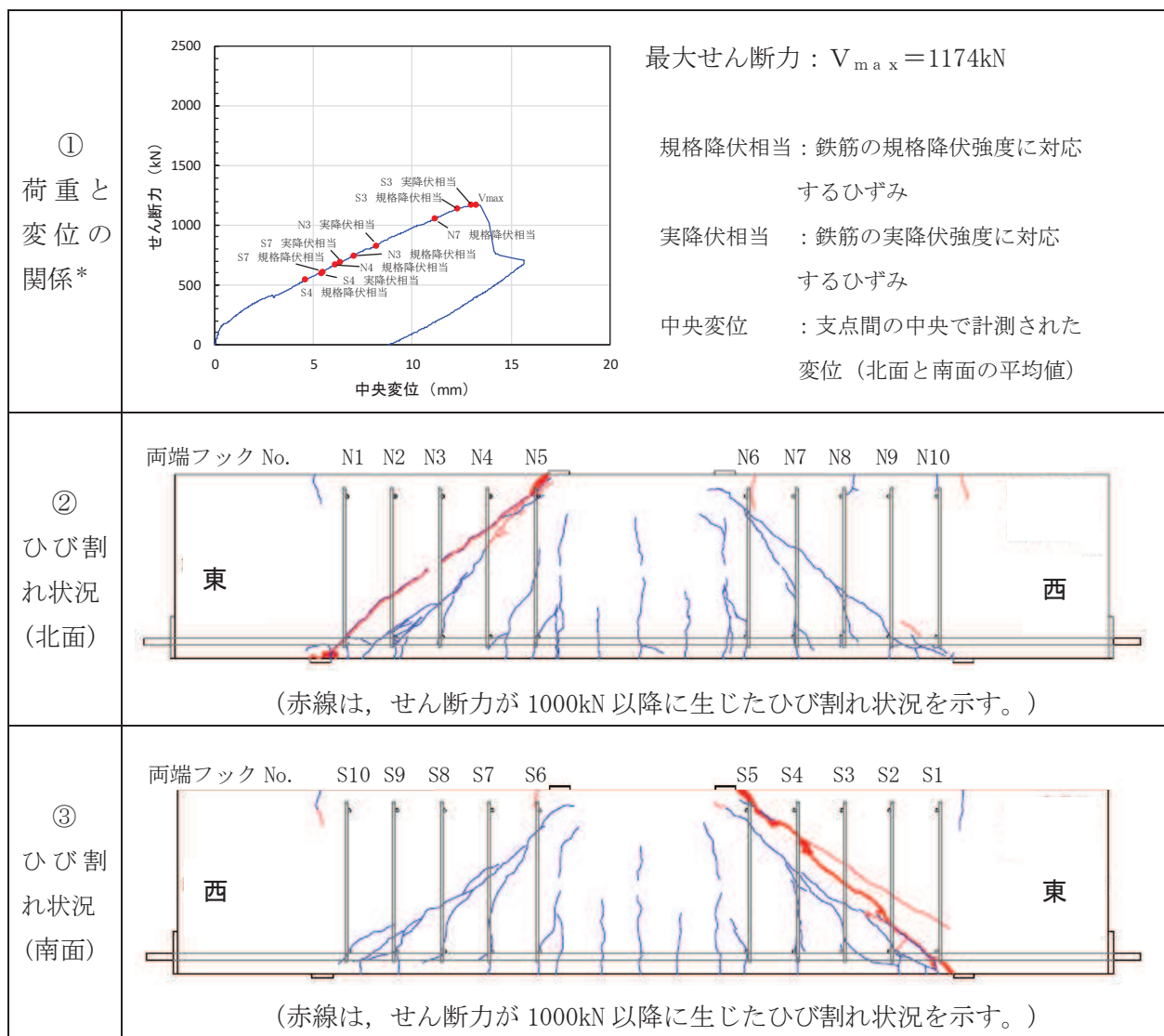
注記\*：グラフ中の記号及び番号（N2，S3 等）は、ひび割れ状況（②・③）に示す北面及び南面それぞれの CcB の No. を表す。

図 5-6 CASE2 (CcB,  $a/d = 1.00$ ,  $p_w = 0.20\%$ )  
(荷重-変位の関係及び実験終了時のひび割れ状況)



注記\*：グラフ中の記号及び番号（N5，S9 等）は、ひび割れ状況（②・③）に示す北面及び南面それぞれの Ccb の No. を表す。

図 5-7 CASE3 (Ccb,  $a/d = 1.44$ ,  $p_w = 0.55\%$ )  
(荷重-変位の関係及び実験終了時のひび割れ状況)



注記\*：グラフ中の記号及び番号（N7，S4 等）は、ひび割れ状況（②・③）に示す北面及び南面それぞれのせん断補強筋（先施工（両端フック））の No. を表す。

図 5-8 CASE4（先施工（両端フック）， $a/d = 1.44$ ， $p_w = 0.20\%$ ）  
（荷重－変位の関係及び実験終了時のひび割れ状況）

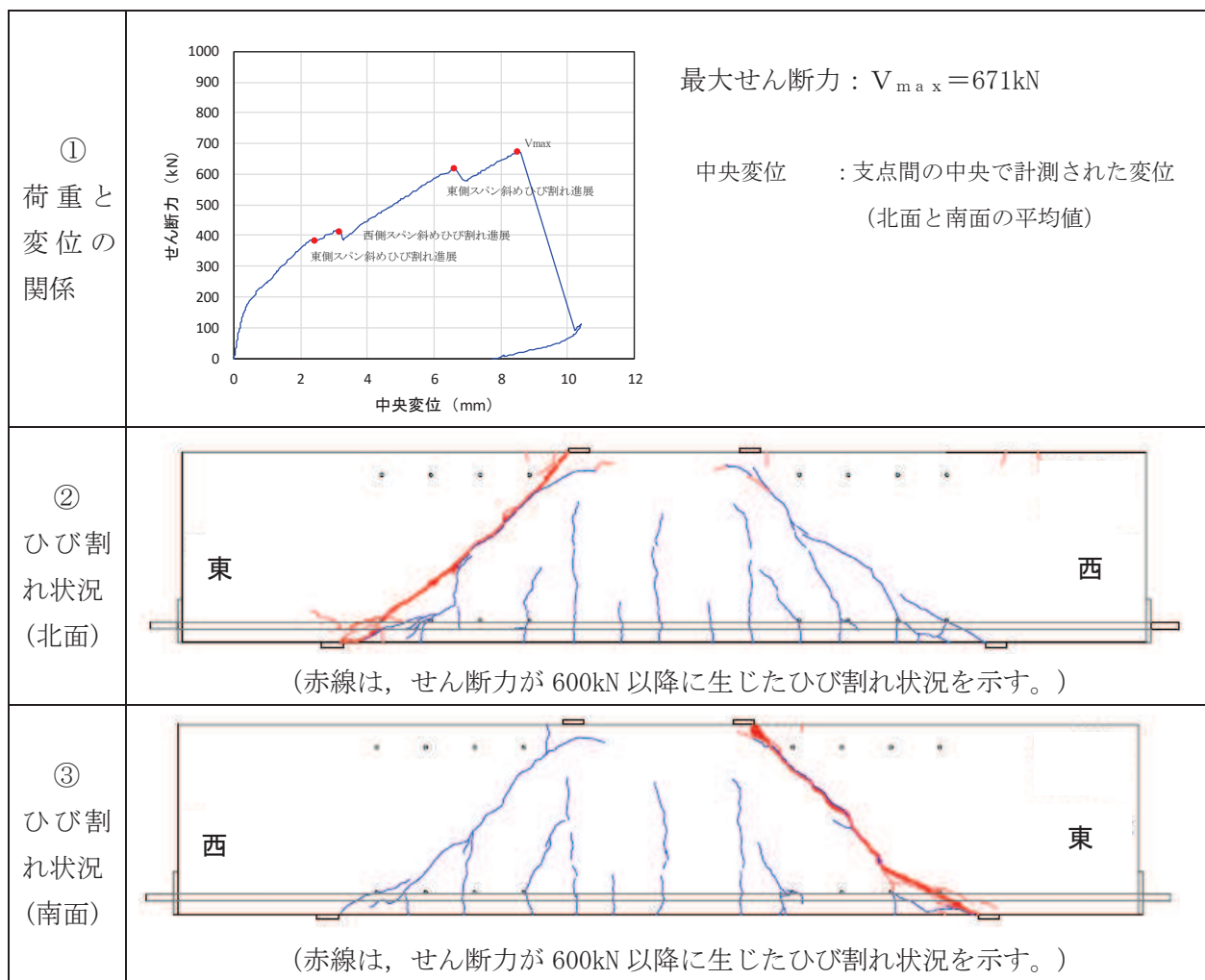


図 5-9 CASE5 (せん断補強鉄筋なし,  $a/d = 1.44$ )  
(荷重-変位の関係及び実験終了時のひび割れ状況)

(1) 基本ケース (CASE1)

CASE1 については、東側スパンに斜めひび割れが進展し、その後安定してせん断力が上昇し、最大せん断力 1287kN で東側スパンの斜めひび割れが載荷点端部に向かって進展し、急激に耐力が低下した。また、載荷点近傍には、コンクリートの圧壊も確認された。両せん断スパンのいずれの Ccb のひずみも、荷重の増加とともに規格降伏相当のひずみ（鉄筋の規格強度に対応するひずみ）に達しており、Ccb がせん断力を負担し補強効果を発揮している。

なお、ディープビームに発生する斜めひび割れは、一般に、載荷点と支点を結ぶ圧縮ストラットの下方に発生するが、実験で発生した斜めひび割れの位置からも、ディープビームの破壊機構が生じていることが推察される。

(2) せん断スパン比 ( $a/d$ ) の影響 (CASE2)

CASE2 は CASE1 よりもせん断スパン比が小さいケースである (CASE1 :  $a/d = 1.44$ , CASE2 :  $a/d = 1.00$ )。CASE2 において西側スパンのひび割れの進展 (北面) は、図 5-6 のひび割れ①が主たる斜めひび割れとして進展し、最大せん断力 1972kN に達した後、ひび割れ②が急激に進展することで耐力が低下した。また、南面に着目すれば、西側スパンの載荷点近傍でコンクリートの圧壊が確認された。両せん断スパンの載荷点近傍に配置した Ccb は、いずれも実降伏相当のひずみ（鉄筋の実降伏強度に対応するひずみ）に達しており、Ccb がせん断力を負担し補強効果を発揮している。

なお、CASE2 はせん断スパン比が小さいため、CASE1 と比較して、コンクリートの圧縮応力が卓越していると考えられ、実験でも、西側せん断スパンの載荷点近傍ではコンクリートの圧壊が確認されており、圧壊により終局を迎えている。

(3) せん断補強鉄筋比 ( $p_w$ ) の影響 (CASE3)

CASE3 は CASE1 よりもせん断補強鉄筋比 ( $p_w$ ) が大きいケースである (CASE1 :  $p_w = 0.20\%$ , CASE3 :  $p_w = 0.55\%$ )。CASE3 については、安定してせん断力が上昇したが、最大せん断力 1396kN に達し、西側スパンの載荷点近傍でコンクリートが圧壊し、耐力が低下した。せん断力が 600kN を超えた段階から Ccb は、荷重の増加とともに規格降伏相当のひずみ、実降伏相当のひずみに順次達しており、Ccb がせん断力を負担し補強効果を発揮している。

なお、せん断補強鉄筋が多く配置されたことによりコンクリートの局所的な破壊が抑制され、CASE2 と同様に、コンクリートの圧壊が終局の主要因となり、西側せん断スパンの載荷点近傍の圧壊により終局を迎えている。

(4) せん断補強鉄筋の種類の影響 (CASE4)

CASE1はCCbを用いているのに対し、CASE4は先施工(両端フック)のせん断補強鉄筋を配置したケースである。

CASE4については、東側スパンに斜めひび割れが進展し、その後安定してせん断力が上昇し、最大せん断力1174kNで東側スパンの斜めひび割れが載荷点端部に向かって進展することで耐力が低下した。また、載荷点近傍には、コンクリートの圧壊も確認された。CASE1とCASE4では、斜めひび割れ発生の荷重レベルや、ひび割れ発生状況に大きな違いは見られなかった。また、最大荷重を比較すれば、ほぼ同程度の補強効果が得られており、せん断挙動に大きな違いは見られなかった。

(5) せん断補強鉄筋の有無の影響 (CASE5)

CASE1はせん断補強鉄筋(CCb)を用いているのに対し、CASE5はせん断補強鉄筋を配置しないケースである。

CASE5については、せん断力が400kN前後で斜めひび割れの発生により荷重が一時低下した。その後、安定してせん断力が上昇したが、せん断力が約600kNで斜めひび割れが更に進展することで再び荷重が低下し、最大せん断力671kNに達した後、ひび割れが載荷点端部に向かって進展することにより耐力が低下した。

CASE5に対して、CASE1の最大荷重は約1.9倍となっており、せん断補強鉄筋による補強効果が確認できる。

また、せん断補強鉄筋を配置したケース(CASE1~CASE3はCCb、CASE4は両端フック)は、斜めひび割れが発生した後も、せん断力が安定して上昇しており、せん断補強鉄筋がせん断力を負担して補強効果を發揮しているのに対し、CASE5は、斜めひび割れが進展するたびに荷重低下が起きている。

以上、CASE1~CASE4については、いずれの試験体も斜めひび割れの発生後もせん断力の上昇が確認され、載荷点近傍においてディープビーム的な破壊形態であるコンクリートの圧壊により耐力の低下が確認された。また、斜めひび割れの発生位置は圧縮ストラットの下方で卓越していた。

## 5. 土木学会マニュアル 2005 のせん断耐力式との比較

せん断破壊の形態として、棒部材の場合は斜め引張破壊(せん断力の卓越する箇所に発生する、斜め引張力に伴う斜めひび割れの進展により破壊する形態)を示すのに対し、ディープビームとなる部材の場合はせん断圧縮破壊(支点と載荷点を結ぶ直線付近に斜めひび割れが発生し、コンクリートが圧縮破壊する破壊形態)を示す。

せん断圧縮破壊(ディープビーム的な破壊形態)が想定される場合のせん断耐力は、斜め引張破壊(棒部材的な破壊形態)が想定される場合のせん断耐力より、一般に大きいことから、女川2号機において、CCbによりせん断補強を行う部材に関しては、安全側への配慮として、せん断スパン比( $a/d$ )がディープビーム式で想定する破壊形態の範囲内でも棒部材式により照査を行うこととしている。

ここでは、ディープビームにおけるCCbのせん断補強効果を確認するため、土木学会マニュアル2005のせん断耐力評価式(棒部材式)に基づくせん断耐力と本実験による最大荷重の比較を行った。また、実験結果とせん断耐力評価式(ディープビーム式)との比較を行い、CCbを用いた場合のディープビーム式による評価の可能性について検討した。

表5-5にCCbを用いてせん断補強を行った場合の実験ケース(CASE1~CASE3)によるせん断耐力とせん断耐力評価式との比較を示す。なお、せん断耐力評価式については、安全係数を見込んだせん断耐力についても併せて示す。いずれのケースについても、実験値は棒部材式に基づく耐力値を上回る結果となった。また、ディープビーム式との比較については、せん断スパン比やせん断補強鉄筋比の違いにより裕度に差があるものの、実験値はディープビーム式に基づく耐力値と同等かそれ以上の結果となった。

注：下線部は設置変更許可審査時から内容を補足した箇所を示す。

表 5-5 土木学会マニュアル 2005 のせん断耐力評価式と実験結果の比較

No	ケースの概要	せん断 スパン比 (a / d)	せん断補 強鉄筋比 (p <sub>w</sub> )	せん断耐力 (kN)		
				実験	せん断耐力評価式*1, 2	
					棒部材式*3	ディープ ビーム式*3
CASE1	基本ケース	1.44	0.20	1287	744 (1.73)	1051 (1.22)
					583 (2.21)	777 (1.66)
CASE2	せん断スパン比 (a / d) の違い	1.00	0.20	1972	857 (2.30)	1461 (1.35)
					663 (2.97)	1053 (1.87)
CASE3	せん断補強鉄筋比 (p <sub>w</sub> ) の違い	1.44	0.55	1396	1226 (1.14)	1433 (0.97)
					1021 (1.37)	1122 (1.24)

注記\*1：土木学会マニュアル 2005 による評価式

\*2：上段：安全係数を  $\gamma_c=1.0$ ,  $\gamma_s=1.0$ ,  $\gamma_{bc}=1.0$ ,  $\gamma_{bs}=1.0$  として算出

下段：安全係数を  $\gamma_c=1.3$ ,  $\gamma_s=1.0$ ,  $\gamma_{bc}=1.3$ ,  $\gamma_{bs}=1.1$  として算出

ここに、 $\gamma_c$ ：材料係数（コンクリート）

$\gamma_s$ ：材料係数（鉄筋）

$\gamma_{bc}$ ：部材係数（コンクリート）

$\gamma_{bs}$ ：部材係数（鉄筋）

\*3：各ケースの括弧内の数値は、せん断耐力評価式によるせん断耐力に対する実験値の比率を示す。



## 6. ディープビームにおける Ccb 工法の適用性

本実験により、ディープビームについても Ccb により十分なせん断補強効果が得られることが確認できた。

また、実験値から得られたせん断耐力は、棒部材式で算定されるせん断耐力を上回り、せん断スパン比 ( $a/d$ ) がディープビーム式で想定する破壊形態の範囲内でも、棒部材式を用いることの保守性を確認することができた。

注：下線部は設置変更許可審査時から内容を補足した箇所を示す。

## 面内荷重と面外荷重が作用する部材へのCCb工法の適用性の検討

## 1. はじめに

女川2号機においてCCbによりせん断補強を行った部材には、面内荷重と面外荷重が同時に作用する部材があることから、荷重が同時に作用する場合でもCCbのせん断補強効果が損なわれないことを確認する。三次元ソリッド要素で面部材をモデル化し、面外荷重として等分布荷重を作用させた場合のCCbの状態が、更に面内せん断変形を作用させた時においても変化が生じず、面内荷重はCCbには影響のないことを数値解析により確認した。

## 2. 面内荷重と面外荷重が作用する部材へのCCb工法の適用性

面内荷重と面外荷重が作用する部材へのCCb工法の適用性については、「設計の考え方」及び「ひび割れの影響」の観点に着目し適用性を確認する。

## 2.1 面内荷重及び面外荷重に対する設計の考え方

女川2号機においてCCbを適用する構造物のうち面内荷重と面外荷重を同時に受ける部材の設計に当たっては、面内荷重は主筋及びコンクリートで負担し、面外荷重は主筋、せん断補強筋及びコンクリートで負担する設計としている。そのため、部材に面内荷重と面外荷重が同時に作用してもCCbは面内荷重を負担させない設計としていることから、CCbへの影響はなく負担する荷重の観点からは適用性に問題はない（図6-1、図6-2及び表6-1参照）。

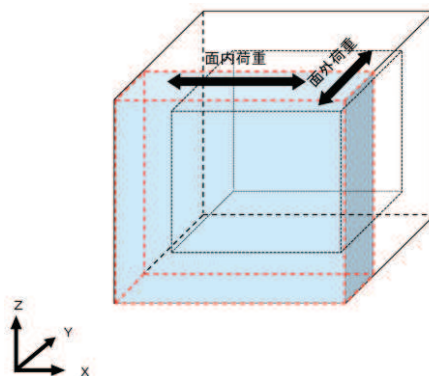


図6-1 三次元モデルへ作用する荷重の概念図

注：下線部は設置変更許可審査時から内容を補足した箇所を示す。

資料1-（参考）6-添6-1

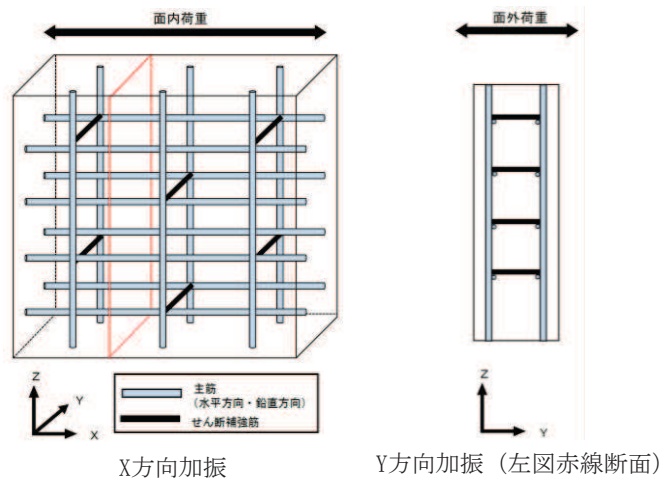


図 6-2 X 方向・Y 方向の壁部材の概要配筋状況

表 6-1 面内荷重・面外荷重に対する設計の考え方

	面内荷重 (X方向加振)	面外荷重 (Y方向加振)
主筋*	○	○
せん断補強筋	×	○

○：荷重を負担する

×：荷重を負担しない

注記\*：主筋は降伏ひずみ以下の範囲で使用する。

## 2.2 面内荷重により発生するひび割れの影響

面内荷重が作用することにより、部材を貫通するひび割れ（面内せん断力によるひび割れ）が発生する可能性があるが、女川 2 号機においては Ccb を採用する面部材については、面内せん断ひずみを  $2,000\mu$  以下とすることや、主筋のひずみが降伏ひずみ以下で用いることなどの使用制限を設けることとしており、ひび割れの発生が限定的な範囲で発生することとしている。

なお、面内せん断力によるひび割れにより、Ccb の定着性能に影響を与える可能性があるが、添付資料 3 に示すとおり建設技術審査証明報告書の梁試験より、同等のひび割れ状態においてもせん断補強効果を確認していることから、Ccb 工法の適用性に問題はない。

### 3. 面内荷重と面外荷重が作用する部材への Ccb 工法の適用性に関する数値解析による検討

面内荷重と面外荷重が作用する部材への Ccb 工法の適用性は、2.1 及び 2.2 より Ccb への悪影響はなく問題ないと考えられるが、面内荷重と面外荷重が作用する面部材を対象とした数値解析（三次元静的材料非線形解析（解析コード：COM3））により、Ccb への影響を確認する。

注：下線部は設置変更許可審査時から内容を補足した箇所を示す。

資料 1-（参考） 6-添 6-3

#### 4. 検討概要

検討対象とする面部材は、箱形構造物において、面外荷重として地震時土圧が作用する側壁のうち、CCbのみ（先施工せん断補強筋がない）でせん断補強を行う軽油タンク室の側壁とした。

軽油タンク室の平面図及び断面図（検討対象部材）を図6-3に、モデル概念図を図6-4に示す。対象とする面部材は、幅3m、高さ4.5m、厚さ1.2mであり、D22のCCbが施工されている壁部材である。

本検討は、等分布の面外荷重が作用している面部材に対し、面内荷重を作用させた場合に、CCbに生じる軸ひずみや、面内せん断ひび割れの影響を確認することにより行う。

また、先施工のケースについても同様の数値解析を実施し、CCb工法との比較を行う。

注：下線部は設置変更許可審査時から内容を補足した箇所を示す。

資料1-（参考）6-添6-4

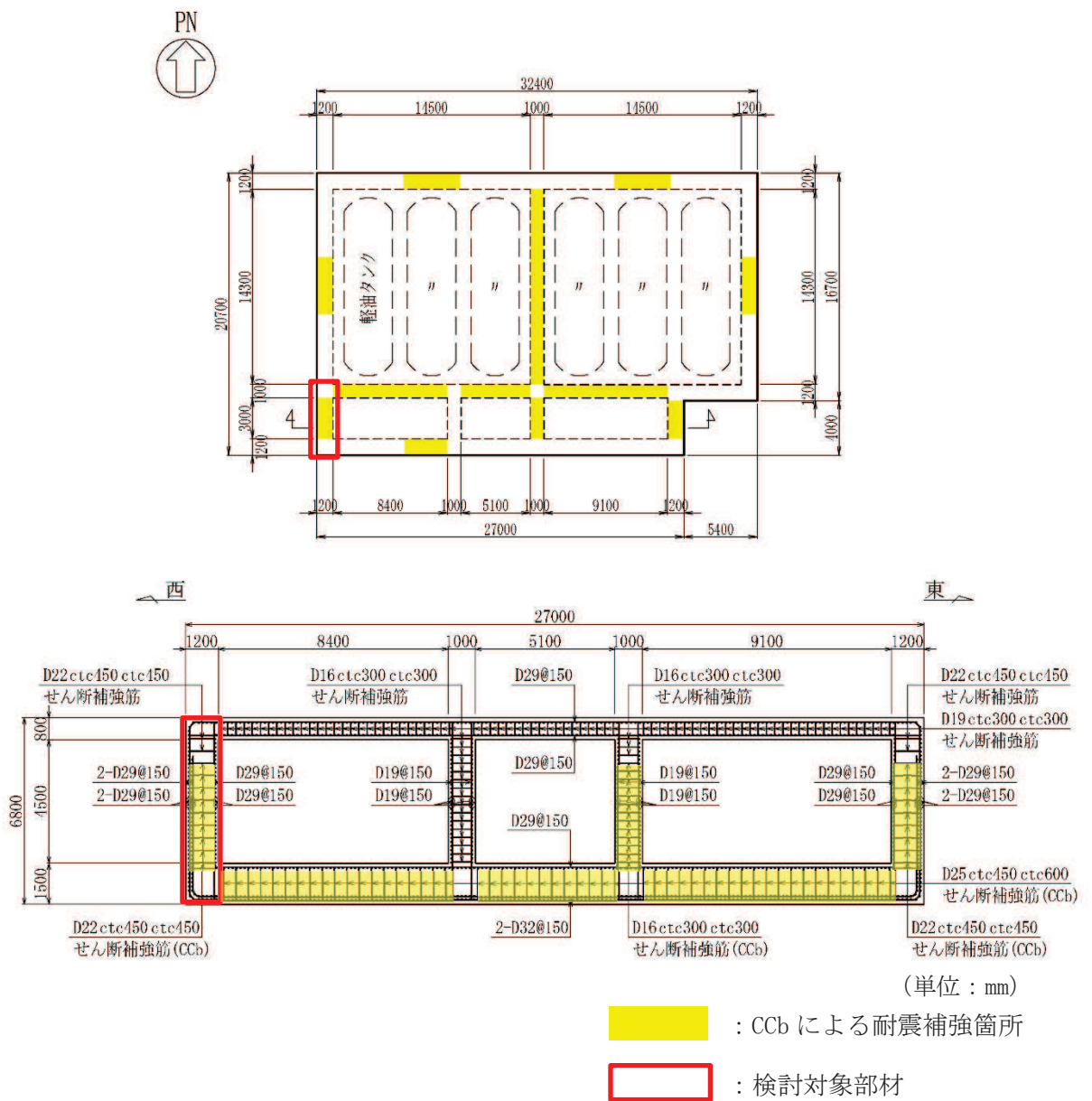


図 6-3 軽油タンク室の平面図及び断面図

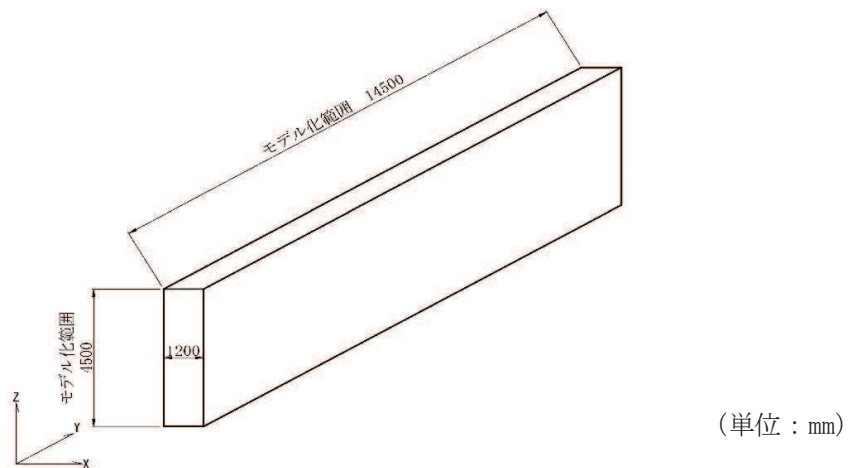


図 6-4 モデル概念図

## 5. 解析モデル及び荷重条件

### 5.1 解析モデル

解析対象部材の断面図（配筋モデル概要図）を図 6-5 に、解析モデル図を図 6-6 に示す。厚さ方向（X 方向）のモデル化は、主鉄筋位置や Ccb の鉄筋無効区間のモデル化を考慮して要素分割を行った。具体的には、Ccb 後端側（内面側）の主鉄筋の芯かぶりは 150 mm であり、芯かぶりの 2 倍の 300 mm を主鉄筋が配置される要素高さとした。Ccb 先端側（外面側）の主鉄筋は、1 段目が芯かぶり 150 mm、2 段目が芯かぶり 250 mm の 2 段配筋となっており、図心位置かぶり  $[200 \text{ mm} = (150 \text{ mm} + 250 \text{ mm}) / 2]$  の 2 倍の 400 mm を主鉄筋が配置される要素高さとした。このうち、Ccb 先端側の無効区間は、主鉄筋かぶり（200 mm）と Ccb 必要定着長（ $5D = 5 \times 22 \text{ mm} = 110 \text{ mm}$ ）の合計（310 mm）として設定した。

以上のとおり、厚さ方向（X 方向）に対しては、外面側から内面側に向かい、「①主鉄筋配置区間 + Ccb 無効区間」、「②主鉄筋配置区間 + Ccb 有効区間」、「③主鉄筋なし + Ccb 有効区間」、「④主鉄筋配置区間 + Ccb 有効区間」の合計 4 分割とした。

幅方向（Y 方向）のモデル化は、面内荷重を載荷させる際に部材全体に面内せん断変形が作用し、均一に斜め 45 度のひび割れを発生させることを目的に部材を幅方向に延長している。幅方向のモデル長として、軽油タンク室の水平方向の最大支間長である 14.5m を採用した。

先施工のせん断補強鉄筋に対するモデル化は、厚さ方向に対して、せん断補強筋の設置区間全体を有効としてモデル化する以外は、Ccb と同様である。

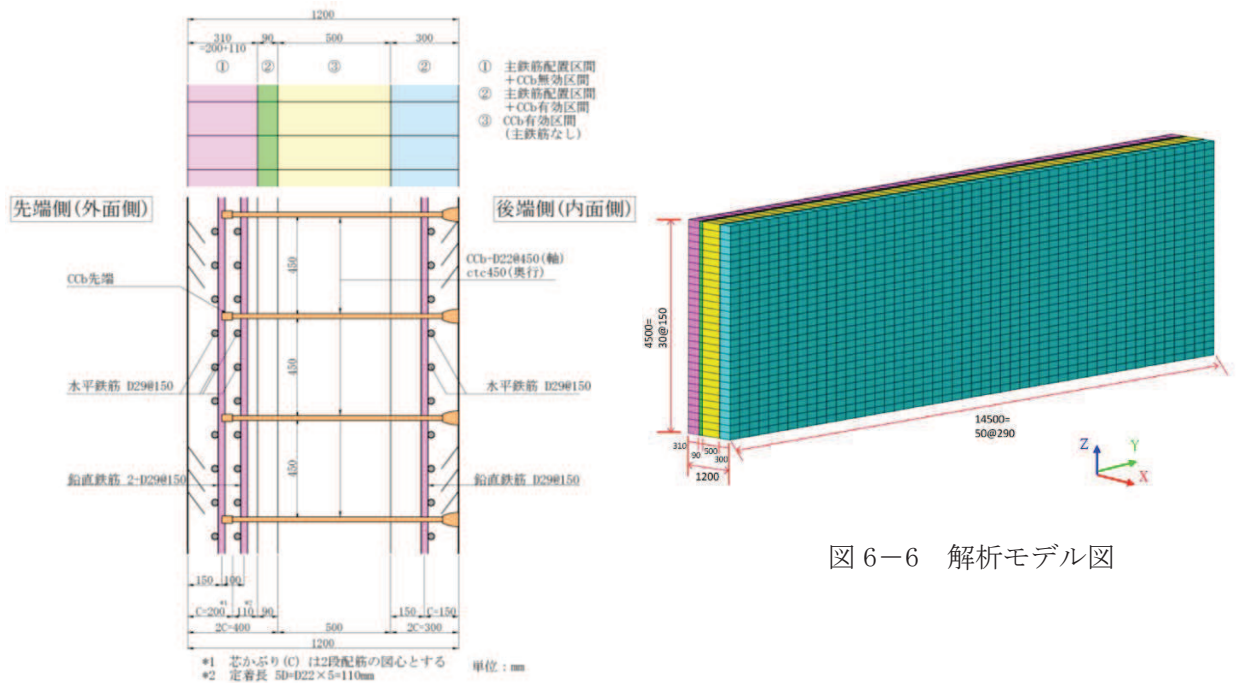


図 6-6 解析モデル図

図 6-5 配筋モデル概要図

注：下線部は設置変更許可審査時から内容を補足した箇所を示す。

## 5.2 荷重条件

面外荷重と面内荷重が部材に同時に作用した状況を想定するため、まず、面外荷重のみを作用させた状態を再現し (STEP1)、次に面外荷重載荷の最終ステップの応力及びひずみの状態を引継ぎ、面内荷重を漸増載荷する (STEP2)。面外荷重及び面内荷重の作用方法並びに境界条件を示した概念図を図 6-7 に示す。

面外荷重作用時は、境界条件を底面固定、その他をフリーとした片持ち梁としてモデル化し、外面側から等分布荷重を作用させる。面外荷重は部材が破壊する前かつ面外荷重の効果が表れるように、ピーク時相当荷重\*の **おおむね** 0.8 程度に相当する荷重とした。

面内荷重 (面内せん断力) 作用時は、境界条件を 1 点ヒンジ、短辺を水平ローラー支持及び長辺を鉛直ローラー支持とし、解析モデル 4 辺に強制変位を与え、モデル全体に一樣なせん断変形を作用させた。作用させる変形は、女川の CCb 補強部材で見込まれている設計応答値 (500  $\mu$  程度) に十分な余裕を見込んだ値として 750  $\mu$  まで作用させた。

注記\*：荷重漸増解析 (荷重制御) による P- $\delta$  関係から、変位が急増するときの荷重

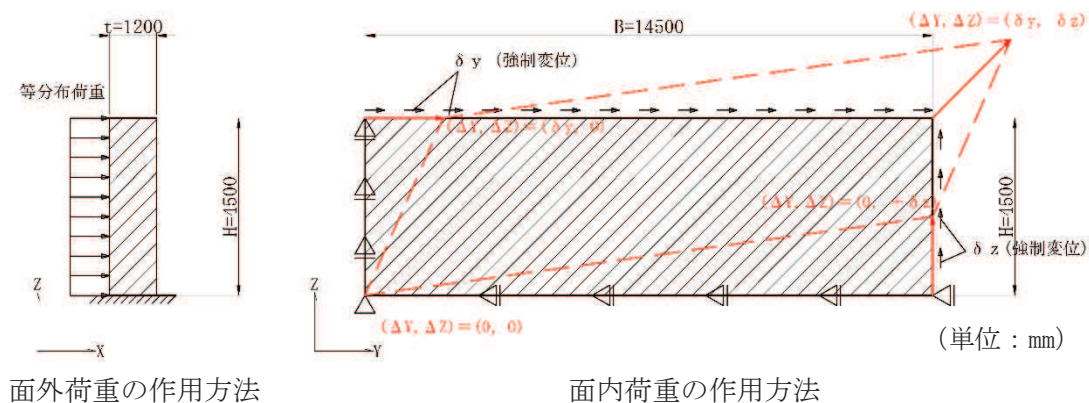


図 6-7 面外荷重及び面内荷重の作用概念図

## 6. 解析結果

各荷重状態におけるせん断補強鉄筋の応答を確認するため、せん断補強鉄筋の軸方向のひずみ ( $\epsilon_x$ ) を確認する。

せん断補強鉄筋の軸方向のひずみは、面外荷重に対するせん断補強としての効果が顕著に表れる位置に着目し整理する。着目位置として、モデル高さ方向 (Z 方向) は面外せん断力の照査位置である解析モデル下端から部材厚の 1/2 (600mm) の位置とし、厚さ方向 (X 方向) については、面外荷重による斜めひび割れを生じる断面中央位置とした。なお、幅方向 (Y 方向) は解析モデル中央とする。着目要素を図 6-8 に示す。

各解析ステップにおけるせん断補強鉄筋の軸方向 (X 方向) のひずみの進展状況を図 6-9 に示す。

面外荷重作用時の初期段階では、せん断補強鉄筋の軸方向ひずみに変化が見られないが、面外



荷重の増加に伴い斜めひび割れが生じ、斜めひび割れ発生後はコンクリートの引張軟化開始を起点に面外荷重の増加とともに単調増加しており、せん断補強鉄筋が面外荷重に対してせん断補強効果を発揮していることが確認できる。

面外荷重の載荷完了時点（面外荷重最終ステップ）では、ひずみレベルは  $570\mu$  程度で、降伏ひずみ ( $1725\mu$  (SD345)) 以下であり、せん断補強鉄筋の降伏には至っていない状態である。

面外荷重載荷による、斜めひび割れ発生時、コンクリートの引張軟化開始時及び載荷完了時点（面外荷重最終ステップ）でのひび割れ図を図 6-10 に示す。図 6-10 のとおり、面外荷重が作用する外面側では曲げひび割れが生じ、断面中央位置では斜めひび割れが生じており、面外荷重の増加と共に、ひび割れの進展が確認できる。なお、斜めひび割れ発生時及びコンクリートの引張軟化開始時は、図 6-11 に示すコンクリートの応力-ひずみ関係の設計引張強度（図中の (a)）及び引張軟化開始点（図中の (b)）に該当する。

その後、面外荷重載荷の最終ステップの応力及びひずみの状態を引継ぎ、面内荷重を漸増載荷させる。図 6-9 に示すように、面内荷重を最終ステップとなる面内せん断ひずみ  $750\mu$  程度まで作用させても、せん断補強鉄筋の軸方向ひずみは、多少の減少傾向が確認されるものの、ほぼ一定となり、面内荷重の増加は、せん断補強鉄筋の軸方向ひずみに影響を与えず、せん断補強鉄筋が面内荷重を負担しないことを確認した。なお、面内荷重載荷時に確認されたせん断補強筋の軸方向ひずみの減少は、面外荷重に加えて面内荷重を載荷させることにより、主ひずみの方向が変化し、面外せん断ひび割れが閉じる方向に面内荷重が作用したためである。面内荷重作用時における、面内せん断ひび割れ発生に相当するひずみ ( $130\mu$  程度) 及び面内荷重最終ステップ ( $750\mu$ ) の面内せん断ひずみ分布を図 6-12 に示す。せん断ひずみに一部濃淡はあるが、おおむね部材全体に一樣に面内荷重が作用していることが確認できる。

先施工の場合にも、CCb 工法とほぼ同じ結果であることを確認している。

また、せん断補強鉄筋の軸方向ひずみの抽出位置の差異の影響として、図 6-13 に示すように、幅方向 (Y 方向) を 4 分割する位置、同様に高さ方向 (Z 方向) を 4 分割する位置の軸方向ひずみを抽出し確認を行った。図 6-13 に示すとおり、モデル上部の抽出位置においては作用する面外荷重が小さいことから軸方向ひずみの増加は確認されず、その後、面内荷重を載荷させても、軸方向ひずみの増加は見られず、せん断補強鉄筋が面内荷重を負担しないことを確認した。モデル下部の幅方向 (Y 方向) の差異で抽出した位置においては、せん断補強鉄筋の軸方向ひずみは、ほぼ一定となり、面内荷重の増加は、せん断補強鉄筋の軸方向ひずみに影響を与えず、せん断補強鉄筋が面内荷重を負担しないことを確認した。

以上より、面外荷重と面内荷重が作用する部材については、面内せん断ひずみが  $750\mu$  までの範囲内において CCb 工法を適用できることを確認した。

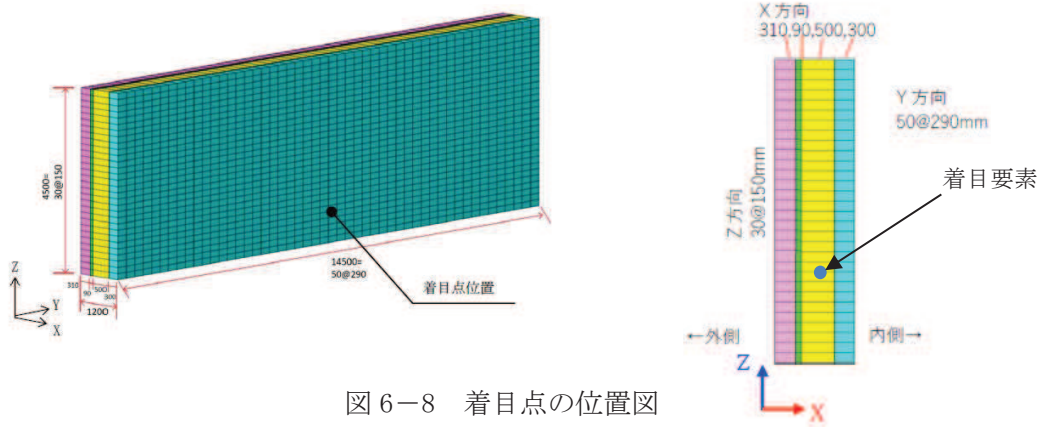
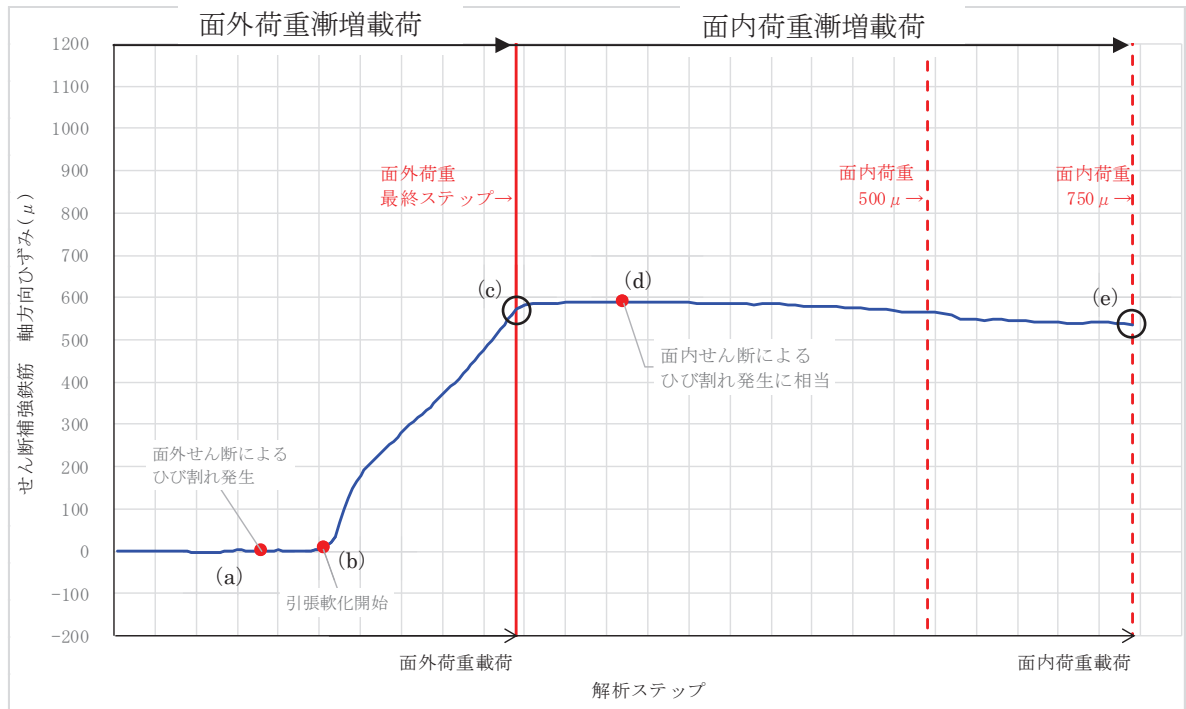


図 6-8 着目点の位置図



CcB 工法

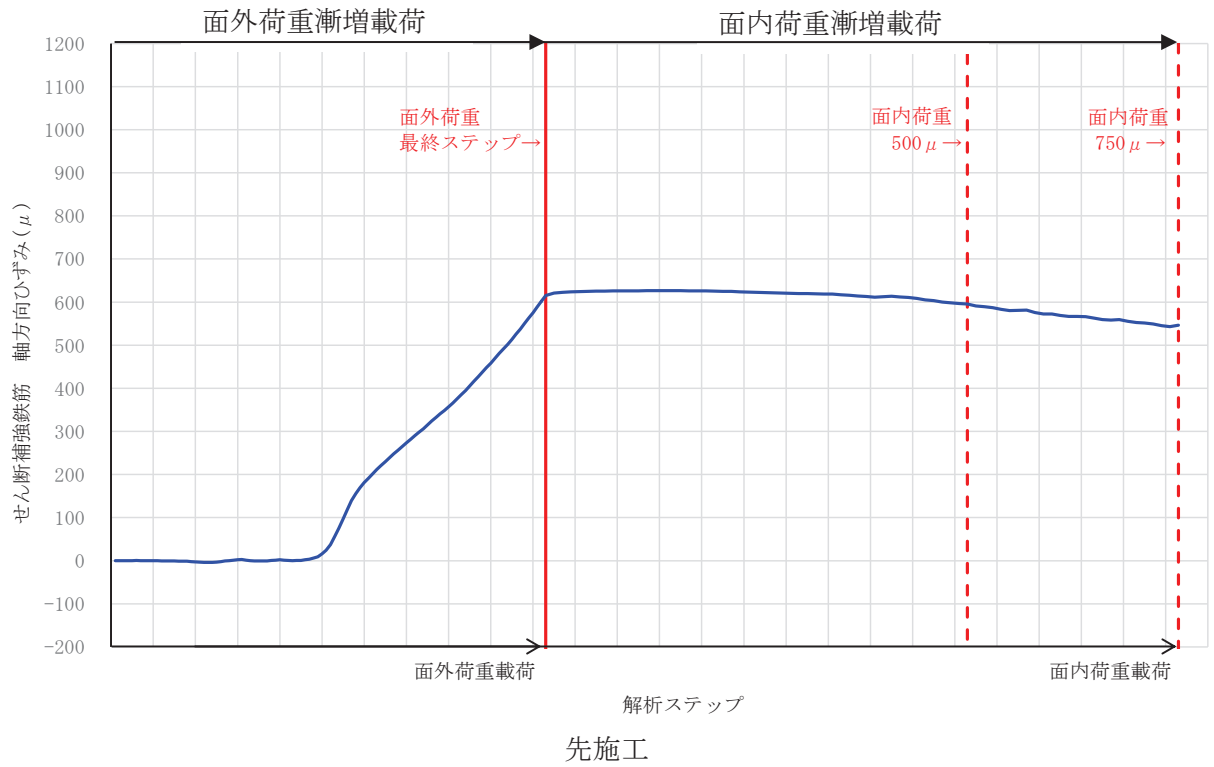
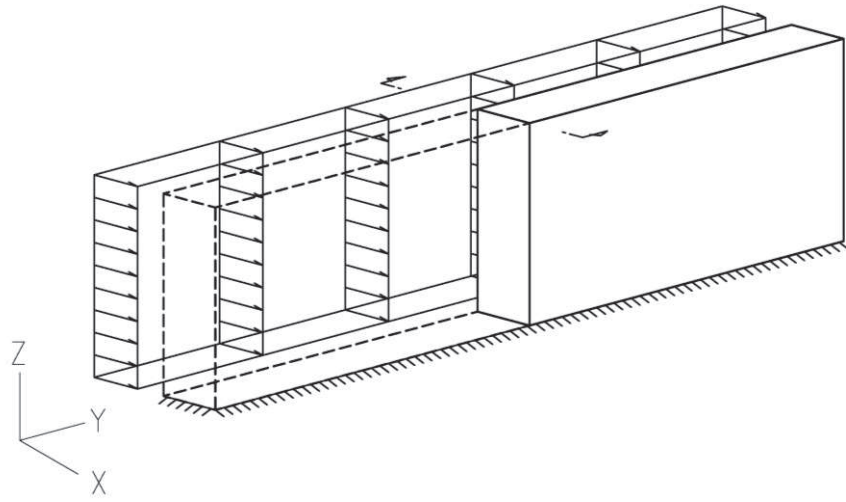
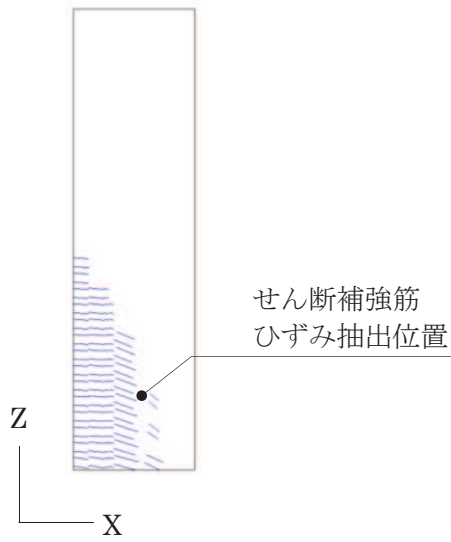


図 6-9 せん断補強鉄筋の軸方向ひずみ

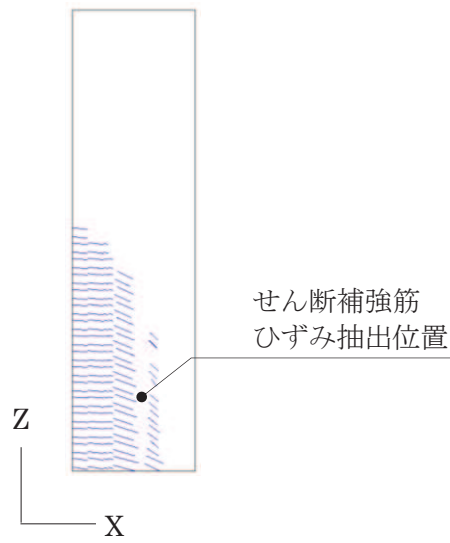


ひび割れ状況の確認断面位置

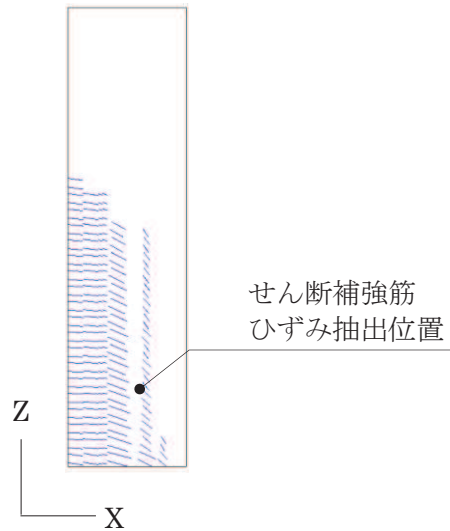


(a) ひび割れ状況 (面外せん断によるひび割れ発生時)

図 6-10 (1) 確認断面位置とひび割れ状況



(b) ひび割れ状況（コンクリートの引張軟化開始時）



(c) ひび割れ状況（面外荷重最終ステップ時）

図 6-10 (2) 確認断面位置とひび割れ状況

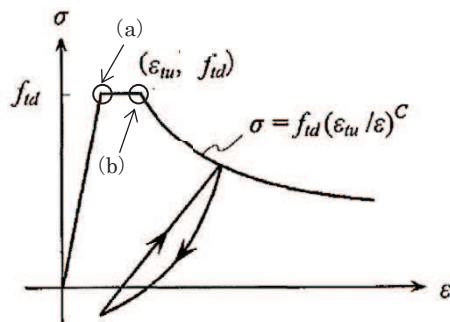
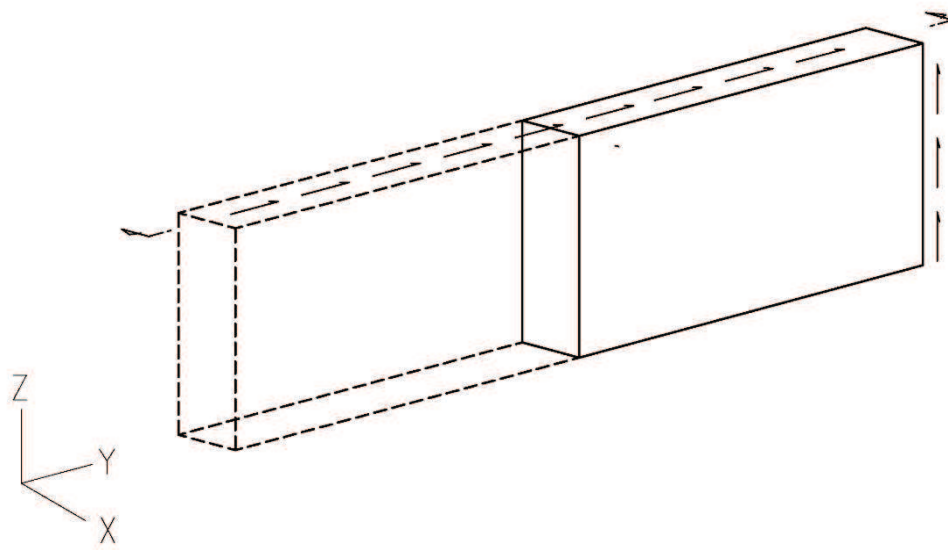
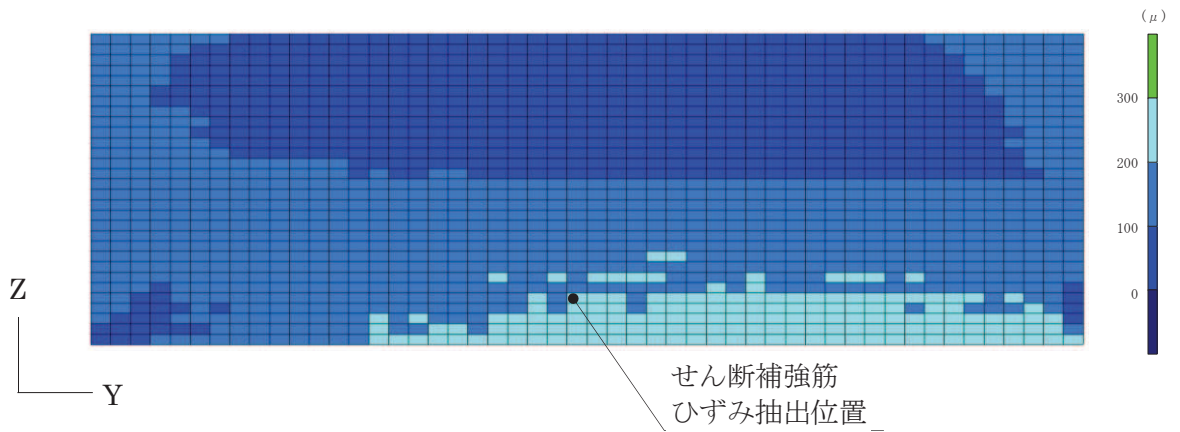


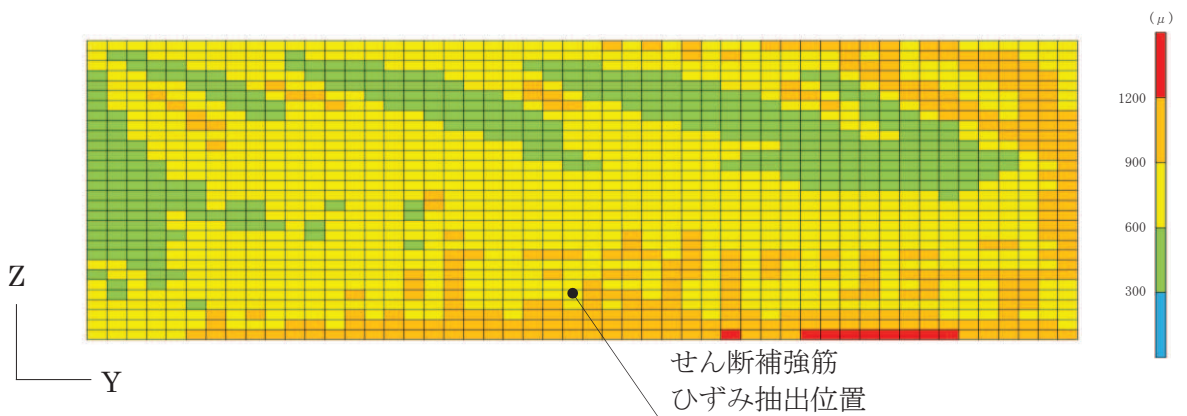
図 6-11 引張応力下における鉄筋とコンクリートの付着効果を考慮した応力-ひずみ関係  
（コンクリート標準示方書[設計編]（土木学会 2017 年制定）に一部加筆）



面内せん断ひずみの確認断面位置

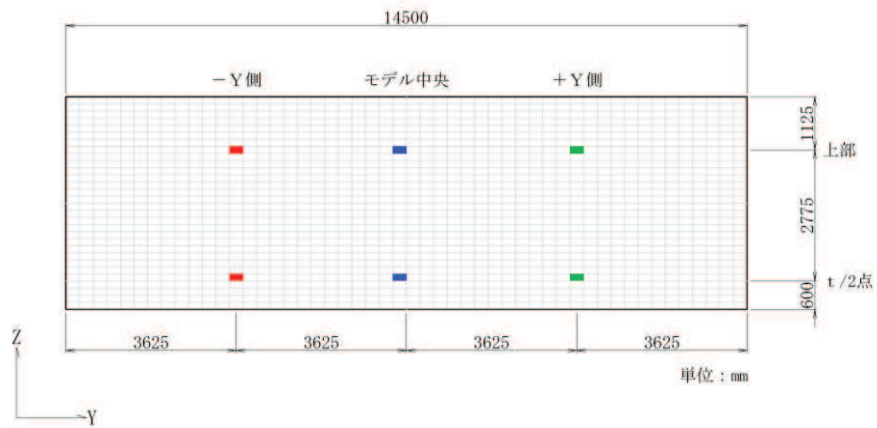


(d) 面内せん断ひずみ分布 (面内せん断によるひび割れ発生に相当)

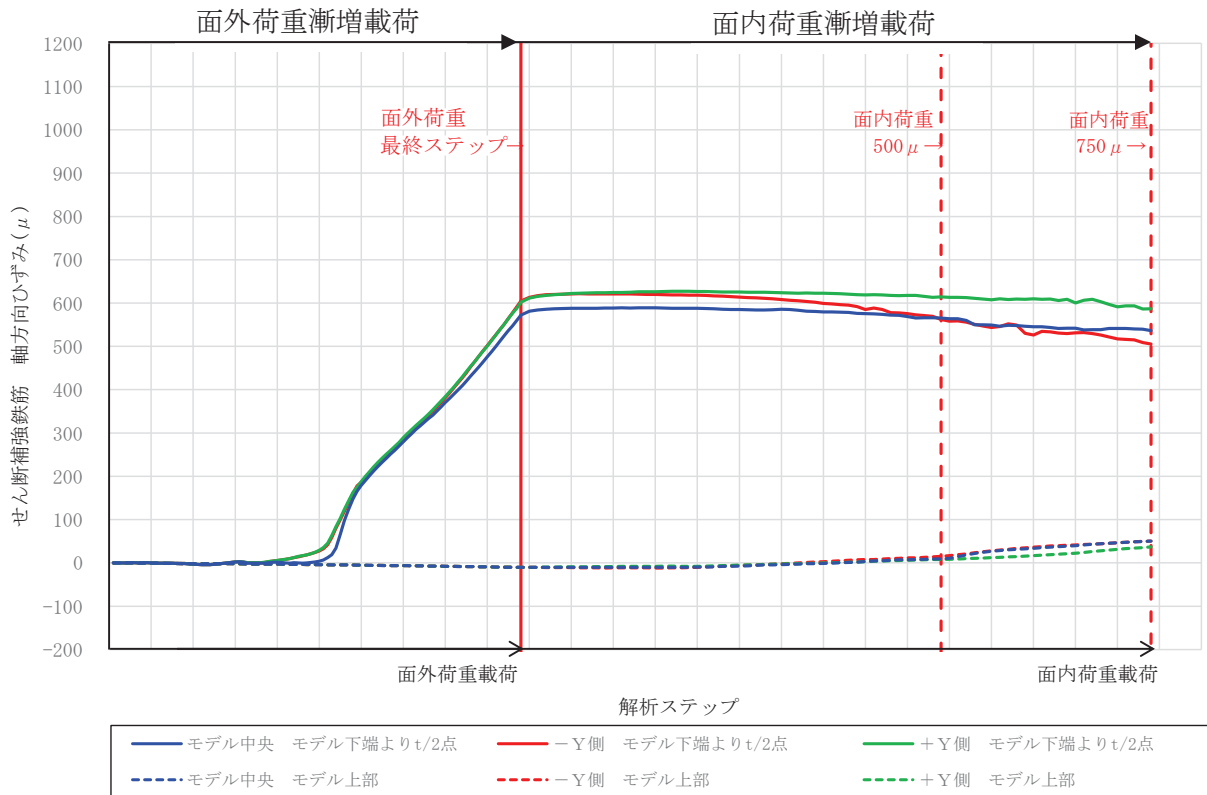


(e) 面内せん断ひずみ分布 (面内荷重最終ステップ)

図 6-12 確認断面位置と面内せん断ひずみ分布



軸方向ひずみの抽出位置



せん断補強鉄筋の軸方向ひずみ (CCb 工法)

図 6-13 せん断補強鉄筋の軸方向ひずみの抽出位置による差異の確認 (CCb 工法)

## 7. 面内荷重載荷後のせん断耐力への影響確認

面内荷重を載荷させた後に面外荷重を漸増載荷させることによる、CCbのせん断補強効果（せん断耐力）への影響について確認を行う。確認は、面外荷重を漸増載荷させたケース（ケース1）と面内荷重載荷後に面外荷重を載荷するケース（ケース2）のせん断耐力の比較により行う。

面内荷重載荷後に面外荷重を載荷するケース（ケース2）の解析は、「5. 解析モデル及び荷重条件」及び「6. 解析結果」に示す条件と同様とし、面内せん断ひずみが $750\mu$ となるまで面内荷重を載荷し、その後、面内荷重の最終ステップの応力及びひずみの状態を引継ぎ、面外荷重を漸増載荷させ、せん断耐力の確認を行った。

せん断耐力の算定結果を表7-1に、せん断力-変位関係を図7-1に示す。せん断耐力は、せん断力-変位関係において変位が急増した際の直前のせん断力としている。

表7-1に示すように、ケース1及びケース2でせん断耐力は同等であり、面内荷重を載荷させた後に面外荷重を載荷させてもCCbのせん断補強効果に影響を与えないことを確認した。

表 6-2 せん断耐力の算定結果 (CCb)

解析ケース		せん断耐力 (kN/m)
ケース 1	面外荷重漸増載荷	2084
ケース 2	面内荷重載荷 ( $750\mu$ ) → 面外荷重漸増載荷	2306

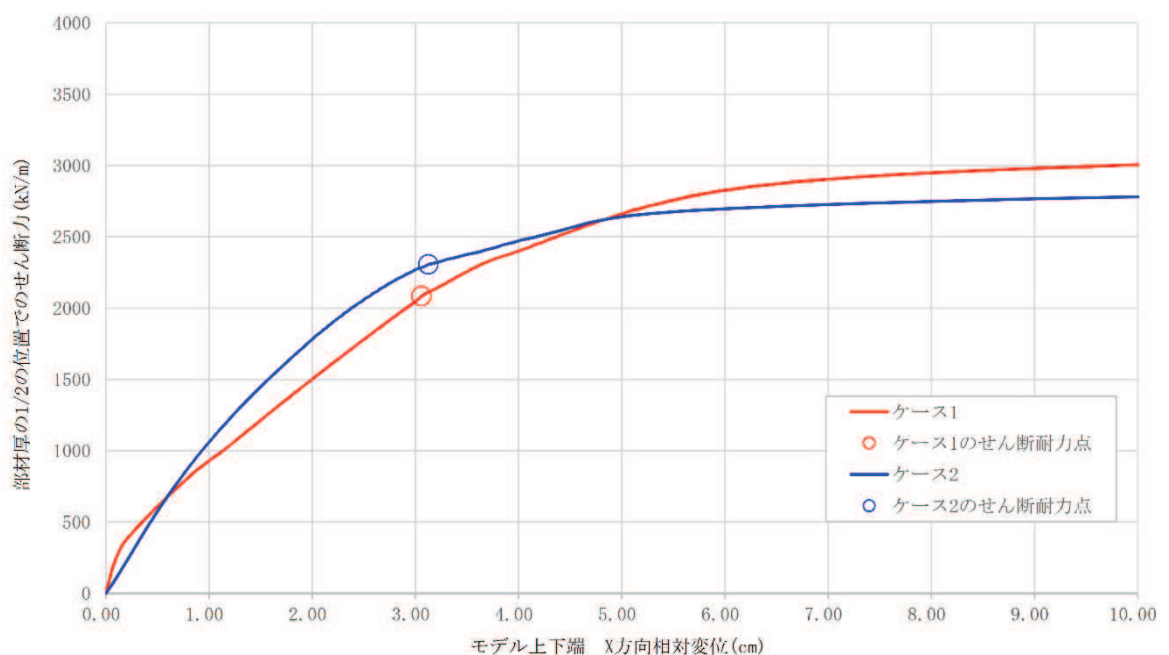


図 6-14 せん断耐力の算定 (せん断力-変位関係 (CCb))



## 8. 面内荷重及び面外荷重が同時に作用する部材へのCCb工法の適用性

三次元静的材料非線形解析により、面外荷重と面内荷重が同時に作用する部材へのCCb工法の適用性の確認として、面外荷重のみを作用させた状態を再現し、次に面外荷重載荷の最終ステップの応力及びひずみの状態を引継ぎ、面内荷重を漸増載荷させCCbに生じる軸方向ひずみ等を確認した。その結果、面外荷重載荷後に面内荷重を面内せん断ひずみ $750\mu$ 程度まで作用させても、せん断補強鉄筋の軸方向ひずみは、ほぼ一定となり、面内荷重の増加は、せん断補強鉄筋の軸方向ひずみに影響を与えず、せん断補強鉄筋が面内荷重を負担しないこと及び面内荷重が作用してもCCbにより十分なせん断補強効果が得られることを確認した。

また、面内荷重載荷後に面外荷重を漸増載荷させることによるCCbへのせん断補強効果の確認として、面内荷重を作用させず面外荷重を漸増載荷させたケースとの比較を行った。その結果、せん断耐力が同等であり、面内せん断ひずみが $750\mu$ となる面内荷重を載荷させた後に面外荷重を載荷させても、CCbのせん断補強効果に影響を与えないことを確認した。

CCb工法と先施工のせん断補強鉄筋のひずみ挙動は、CCb工法と先施工で同様であり、面外荷重と面内荷重が同時に作用する部材へのCCb工法の適用性が確認できた。

以上より、面外荷重と面内荷重が作用する部材については、面内せん断ひずみが $750\mu$ までの範囲内においてCCb工法を使用する。

なお、CCbを適用した部材のせん断破壊に対する評価では、棒部材式で算出するせん断耐力に対する照査値をおおむね0.8程度に抑える設計としていることから、今回の数値解析で作用させた面外荷重は、実構造物に作用する荷重と比較して保守的な荷重設定となっている。

注：下線部は設置変更許可審査時から内容を補足した箇所を示す。

詳細設計を踏まえ Ccb 補強を行う構造物に対する Ccb 工法の適用性の検討

## 1. はじめに

女川 2 号機における Ccb 補強の対象構造物のうち、取水路（漸拡部）、原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）、軽油タンク室及び復水貯蔵タンク基礎については、本文「4. 女川 2 号機における Ccb 工法の適用性の確認」において適用性を確認している。

本資料では、詳細設計を踏まえ Ccb 補強の対象となる取水口、取水路（標準部）、海水ポンプ室、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）及び第 3 号機海水ポンプ室の Ccb 工法の適用性について確認する。

本文「4. 女川 2 号機における Ccb 工法の適用性の確認」に示す内容の確認に加え、詳細設計を踏まえ設置変更許可審査時の内容を補足する項目である「増厚補強を行った部材への適用性（資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価参照）」についても確認を行い、詳細設計により対象となった構造物に対する Ccb 工法の適用性を確認した。

## 2. 詳細設計により対象となった構造物に対する Ccb 工法の適用性

詳細設計により対象となった構造物に対する Ccb 工法の適用性は、本文「4. 女川 2 号機における Ccb 工法の適用性の確認」に示すフローに倣い、本文「4.3 ①適用性確認項目の抽出」に示す各項目が適用範囲にあり、Ccb によるせん断補強効果が発揮できることを確認する。表 7-1 に適用性確認項目と確認結果を示す。

注：下線部は設置変更許可審査時から内容を補足した箇所を示す。

表 7-1(1) 詳細設計により対象となった構造物に対する適用性

適用性確認項目	確認結果
<p>I. 使用目的 建設技術審査証明報告書に明記されている目的に該当しているか。</p>	<p>適用性あり (建設技術審査証明報告書より確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 本文「4.4 ②建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認 (1) I. 使用目的」に同じ。</li> </ul>
<p>II. 構造形式 建設技術審査証明報告書で想定している構造形式に該当しているか。</p>	<p>適用性あり (建設技術審査証明報告書より確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 本文「4.4 ②建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認 (2) II. 構造形式」に同じ。</li> </ul>
<p>III. 構造細目 建設技術審査証明報告書で規定している構造細目に該当しているか。</p>	<p>適用性あり (建設技術審査証明報告書より確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 本文「4.4 ②建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認 (3) III. 構造細目」に同じ。</li> </ul>

表 7-1(2) 詳細設計により対象となった構造物に対する適用性

適用性確認項目	確認結果
<p>IV. 部材諸元</p> <p>建設技術審査証明報告書の実験で適用性が確認された部材あるいは実績のある部材厚か。せん断スパン比, 主鉄筋比, コンクリート設計基準強度について, 建設技術審査証明報告書の実験で適用性が確認された範囲内であるか, 又は範囲内でなくともせん断補強効果が期待できるか。</p>	<p>適用性あり</p> <p>(数値解析により確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 本文「4.5.2 せん断補強効果の確認 (1) 部材諸元, (2) 載荷方法, (3) せん断ひび割れ抑制効果の確認」に同じ。</li> <li>・ 「添付資料 2」で, 建設技術審査証明報告書の実験条件と異なっても, せん断補強効果が発揮されることを数値解析により確認している。</li> <li>・ 表 7-2 に建設技術審査証明報告書及び建設技術審査証明報告書の実験から確認される適用範囲, 表 7-3 に対象構造物の部材諸元等を示す。</li> <li>・ 表 7-3 のとおり, 詳細設計により対象となった構造物のうち部材厚の最大値は海水ポンプ室側壁の <math>t=4700\text{mm}</math> となるが, 部材厚が大きくなるほど, せん断耐力算出時における有効係数 <math>\beta_{aw}</math> (CCb のせん断耐力の補強効果を示す有効係数) が大きくなり, 先施工 (従来工法) との差異がなくなることから, 部材厚が大きくなることによる影響はない。</li> <li>・ せん断スパン比が小さいことによる影響としてディープビームとなる部材への適用性については, 「添付資料 5」にて確認している。</li> <li>・ 以上より, 詳細設計により対象となった構造物に対する適用性を確認できた。</li> </ul>

表 7-1(3) 詳細設計により対象となった構造物に対する適用性

適用性確認項目	確認結果
<p>V. 載荷方法</p> <p>建設技術審査証明報告書の実験適用性が確認された範囲内であること, 又は範囲内でなくともせん断補強効果が期待できるか。</p>	<p>適用性あり</p> <p>(数値解析により確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 本文「4.5.2 せん断補強効果の確認 (1) 部材諸元, (2) 載荷方法, (3) せん断ひび割れ抑制効果の確認」に同じ。</li> <li>・ 「添付資料 2」で, 建設技術審査証明報告書の実験条件と異なっても, せん断補強効果が発揮されることを数値解析により確認している。</li> <li>・ 載荷方法として「集中荷重系」と「分布荷重系」の双方の適用性を確認済みであり, 表 7-3 に示す載荷パターンを網羅している。</li> <li>・ 以上より, 詳細設計により対象となった構造物に対する適用性を確認できた。</li> </ul>
<p>VI. 使用材料 (せん断補強筋)</p> <p>建設技術審査証明報告書で規定されている材料か。せん断補強筋は, JIS G 3112 に準拠した熱間圧延異形棒鋼ネジテツコン(東京鐵鋼株式会社製)で, 鉄筋の種類は SD295A, SD295B, SD345 とし, 呼び名は D32, D29, D25, D22, D19, D16, D13 とする。</p>	<p>適用性あり</p> <p>(建設技術審査証明報告書より確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 本文「4.4 ②建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認 (5) VI~VIII. 使用材料 (せん断補強, セラミック製定着体, 充てん材)」に同じ。</li> </ul>
<p>VII. 使用材料 (セラミック製定着体)</p> <p>建設技術審査証明報告書で規定されている材料か。</p>	
<p>VIII. 使用材料 (充てん材)</p> <p>建設技術審査証明報告書で規定されている材料か。</p>	
<p>IX. せん断補強鉄筋の定着長</p> <p>建設技術審査証明報告書で設定している定着長を考慮して設計しているか。</p>	<p>適用性あり</p> <p>(建設技術審査証明報告書より確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 本文「4.4 ②建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認 (6) IX. せん断補強筋の定着長」に同じ。</li> </ul>

表 7-1(4) 詳細設計により対象となった構造物に対する適用性

適用性確認項目	確認結果
<p>X. せん断ひび割れ抑制効果の確認</p> <p>建設技術審査証明報告書の実験にて確認していない諸元において、せん断ひび割れ抑制効果を確認できるか。</p>	<p>適用性あり</p> <p>(数値解析により確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 本文「4.5.2 せん断補強効果の確認 (1) 部材諸元, (2) 載荷方法, (3) せん断ひび割れ抑制効果の確認」に同じ。</li> <li>・ 「添付資料 2」で、建設技術審査証明報告書の実験条件と異なっても、せん断ひび割れ抑制効果が発揮されることを数値解析により確認している。</li> <li>・ 以上より、詳細設計により対象となった構造物に対する適用性を確認できた。</li> </ul>
<p>X I. ひび割れに対する定着機能の保持</p> <p>CCb 工法は、従来工法 (先施工) とせん断補強筋の定着機構が異なることから、せん断補強筋としての機能を発揮するために、定着体部にひび割れが生じても、定着機能が保持されているか。</p>	<p>適用性あり</p> <p>(建設技術審査証明報告書の実験により確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 本文「4.5.2 せん断補強効果の確認 (4) ひび割れに対する定着機能の保持」に同じ。</li> <li>・ 「添付資料 3」で、CCb により耐震補強を行った構造物に発生する可能性があるひび割れが生じても、定着機能が保持されることを確認している。</li> <li>・ 詳細設計により対象となった構造物においても、発生するひび割れ形態に差異がないものと考えられるため影響はない。</li> <li>・ 以上より、詳細設計により対象となった構造物に対する適用性を確認できた。</li> </ul>

表 7-1(5) 詳細設計により対象となった構造物に対する適用性

適用性確認項目	確認結果
<p>X II. 変形量</p> <p>変形に伴うかぶりコンクリート部の剥落によって、CCb の定着体部の定着機能を阻害するおそれがあることから、建設技術審査証明報告書の実験の変形量を超えていないか。</p>	<p>適用性あり</p> <p>(建設技術審査証明報告書より確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 本文「4.4 ②建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認 (9) X II. 変形量」に同じ。</li> </ul>
<p>X III. 使用環境</p> <p>建設技術審査証明報告書で想定している使用環境において使用しているか。</p> <p>また、女川 2 号機では海水環境下にて使用していることから、海水環境下相当での実績があるか。</p>	<p>適用性あり</p> <p>(建設技術審査証明報告書より確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 本文「4.4 ②建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認 (10) X III. 使用環境」に同じ。</li> </ul>
<p>X IV. CCb を適用した部材のコンクリートの健全性</p> <p>CCb を適用した部材のコンクリートに CCb のせん断補強効果を阻害するひび割れがなく、構造物が健全であるか。</p>	<p>適用性あり</p> <p>(部材の健全性を目視により確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 本文「4.5.2 せん断補強効果の確認 (5) CCb を適用した部材のコンクリートの健全性」に同じ。</li> <li>・ 「添付資料 4」に示す構造物と同様に、詳細設計により対象となった構造物についても、ひび割れ状況及び圧縮強度試験結果を確認し、既設コンクリートの状態が CCb のせん断補強効果を発揮できる状況にあることを確認している。</li> <li>・ 以上より、詳細設計により対象となった構造物に対する適用性を確認できた。</li> </ul>

表 7-1(6) 詳細設計により対象となった構造物に対する適用性

適用性確認項目	確認結果
<p>X V. PHb 工法（美浜 3 号機）との差異 PHb 工法及び美浜 3 号機での適用実績と比較を行い，抽出された差異が建設技術審査証明報告書で規定された適用範囲に収まっているか。</p>	<p>適用性あり (建設技術審査証明報告書の実験, 追加の模型実験及び数値解析により確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 本文「4.5.2 セン断補強効果の確認 (6) PHb 工法（美浜 3 号機）との差異」に同じ。</li> <li>・ 「添付資料 5」で，ディーブビームにおいても Ccb 工法によりセン断補強効果が発揮され，棒部材式で算定されるセン断耐力を上回るセン断耐力が得られることを確認している。</li> <li>・ 「添付資料 6」で，面内荷重と面外荷重が同時に作用する部材においても Ccb により十分なセン断補強効果が得られていることを確認している。</li> <li>・ 詳細設計により対象となった構造物においてもディーブビームとなる部材及び面内荷重と面外荷重が同時に作用する部材があるが，「添付資料 5」及び「添付資料 6」で確認していることから適用性を確認できた。</li> </ul>
<p>X VI. 増厚補強部への適用性 建設技術審査証明報告書で規定又は建設技術審査証明報告書の実験で適用性が確認された範囲内であるか, 又は範囲内でなくともセン断補強効果が期待できるか。</p>	<p>適用性あり (数値解析により確認)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 本文「4.5.2 セン断補強効果の確認 (7) 増厚補強部への適用性」に同じ。</li> <li>・ 詳細設計を踏まえ適用性の確認を補足する項目である。</li> <li>・ 「資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」で，既設部材に Ccb を施工した部材へ増厚補強を行う場合でも新設した増厚部材と一体となってセン断耐力が得られることを確認し，詳細設計により対象となった構造物に対する適用性を確認できた。</li> </ul>



表 7-2 建設技術審査証明報告書及び建設技術審査証明報告書の実験から確認される適用範囲

	III. 構造細目		IV. 部材諸元					V. 荷重方法
	せん断補強鉄筋比(%)	最大配置間隔(mm)	部材厚(mm)	せん断スパン比	CCbの鉄筋径	CCbの鉄筋種別	主鉄筋比(%)	荷重形態
建設技術審査証明報告書で規定されている適用範囲	せん断補強鉄筋比 ≥0.15%以上	最大配置間隔 ≤部材の有効高さの1/2	—	—	D13~D32	SD345	—	—
建設技術審査証明報告書の 実験から確認した範囲	—	—	500~800	2.78 (棒部材的な破壊)	—	—	1.05~1.48	集中荷重

表 7-3(1) 対象構造物の部材諸元等

構造物名称	部 材	III. 構造細目		IV. 部材諸元					V. 荷重方法
		せん断補強鉄筋比(%)	最大配置間隔(mm) 有効高さ(mm)	部材厚(mm)	せん断スパン比*1,2	CCbの鉄筋径	CCbの鉄筋種別	主鉄筋比(%)	荷重形態
取水口	頂版	0.221~0.563	300	1,000	1.15~12.03	D16	SD345	0.220~0.388	分布荷重
			870			D19			
						D22			
						D25			
	底版	0.441~0.714	600	1,500~3,200	1.39~7.64	D29		0.208~0.247	分布荷重
			1,370~3,070			D32			
	側壁	0.375~0.714	450	1,200~1,500	2.80~7.30	D25		0.241~0.316	分布荷重
			1,070~1,370			D29			
	導流壁	0.375~0.714	300~450	1,000~1,200	2.80~9.35	D22		0.241~0.495	集中荷重
			870~1,070			D29			
	妻壁	0.430	300	1,500	2.92~3.65	D22		0.247	分布荷重
			1,370						

:フロー②(建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認)より確認できた範囲
  :フロー③(せん断補強効果の確認)より確認する範囲

注記\*1: せん断スパン比 $a/d$ ( $a$ : 支間長,  $d$ : 有効高さ)

\*2: せん断スパン比 $(a/d)$ が3.5以上(土木学会マニュアル2005参照)かつ荷重形態が集中荷重の場合は棒部材と判断して「フロー②より確認できる範囲」とし,  $a/d$ が3.5以上であっても荷重形態が分布荷重の場合は等価せん断スパン比を考慮すると, ディープビーム的なせん断スパン比となる可能性があることから「フロー③より確認する範囲」として整理している。

表 7-3(2) 対象構造物の部材諸元等

構造物名称	部 材	III. 構造細目		IV. 部材諸元				V. 載荷方法		
		せん断補強鉄筋比(%)	最大配置間隔(mm) 有効高さ(mm)	部材厚(mm)	せん断スパン比*1,2	CCbの鉄筋径	CCbの鉄筋種別	主鉄筋比(%)	荷重形態	
取水路 (標準部)	頂版	1.126	300 ----- 870	1,000	5.75	D25	SD345	0.492	分布荷重	
	底版	0.860	300 ----- 1,320	1,500	3.79	D22		0.649	分布荷重	
	隔壁	0.563	300 ----- 870	1,000	3.45	D25		0.492	集中荷重	
海水ポンプ室	底版	0.430~1.126	600	2,000~3,500	0.83~35.59	D22		SD345	0.054~1.288	分布荷重
			----- 1,770~3,270			D25				
			D32							
	側壁	0.357~1.428	600	2,000~4,700	1.86~35.59	D22	0.075~1.288		分布荷重	
			----- 1,770~4,470			D25				
			D29							
隔壁	0.441~1.765	600	1,000~2,000	1.02~37.01	D25	0.242~1.197	集中荷重			
		----- 1,270~1,770			D32					

:フロー②(建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認)より確認できた範囲
  :フロー③(せん断補強効果の確認)より確認する範囲

注記\*1: せん断スパン比 $a/d$ (a: 支間長, d: 有効高さ)

\*2: せん断スパン比 $a/d$ が3.5以上(土木学会マニュアル2005参照)かつ荷重形態が集中荷重の場合は棒部材と判断して「フロー②より確認できる範囲」とし、 $a/d$ が3.5以上であっても荷重形態が分布荷重の場合は等価せん断スパン比を考慮すると、ディープビーム的なせん断スパン比となる可能性があることから「フロー③より確認する範囲」として整理している。

表 7-3(3) 対象構造物の部材諸元等

構造物名称	部 材	III. 構造細目		IV. 部材諸元				V. 載荷方法	
		せん断補強鉄筋比(%)	最大配置間隔(mm) 有効高さ(mm)	部材厚(mm)	せん断スパン比*1,2	CCbの鉄筋径	CCbの鉄筋種別	主鉄筋比(%)	荷重形態
海水ポンプ室	妻壁	0.441~1.765	600	1,500	3.54~22.44	D25	SD345	0.075~0.834	分布荷重
			1,270			D29			
						D32			
	導流壁	0.430~1.765	600	1,500	3.54~49.61	D22		0.102~1.795	集中荷重
			1,270			D25			
						D29			
中床版	0.430~3.530	300~600	1,000~1,500	2.13~17.32	D22	0.075~1.974	集中荷重		
		770~1,270			D25				
					D29				
					D32				
原子炉機器冷却海水配管ダクト(鉛直部)	側壁	0.221	150	700	4.14	D16	0.329	分布荷重	
			580						
	隔壁	0.318	300	800	3.24	D19	0.245	分布荷重	
			680						

:フロー②(建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認)より確認できた範囲
  :フロー③(せん断補強効果の確認)より確認する範囲

注記\*1: せん断スパン比 $a/d$ (a: 支間長, d: 有効高さ)

\*2: せん断スパン比 $a/d$ が3.5以上(土木学会マニュアル2005参照)かつ荷重形態が集中荷重の場合は棒部材と判断して「フロー②より確認できる範囲」とし、 $a/d$ が3.5以上であっても荷重形態が分布荷重の場合は等価せん断スパン比を考慮すると、ディープビーム的なせん断スパン比となる可能性があることから「フロー③より確認する範囲」として整理している。

表 7-3(4) 対象構造物の部材諸元等

構造物名称	部 材	III. 構造細目		IV. 部材諸元				V. 載荷方法	
		せん断補強鉄筋比(%)	最大配置間隔(mm) 有効高さ(mm)	部材厚(mm)	せん断スパン比*1,2	CCbの鉄筋径	CCbの鉄筋種別	主鉄筋比(%)	荷重形態
第3号機 海水ポンプ室	底版	0.662~1.689	400	3,000	1.30~14.80	D25	SD345	0.073~0.860	分布荷重
			-----			D29			
			2,770			D32			
	側壁	0.422~1.324	400	1,800~3,000	2.27~14.80	D25		0.091~0.779	分布荷重
			-----			D29			
			1,570~2,770			D32			
	隔壁	0.441~0.882	600	1,200~2,000	4.14~29.38	D32		0.203~1.219	集中荷重
			-----			D32			
	妻壁	0.441~3.530	600	1,500~2,000	2.83~16.10	D25		0.177~0.850	分布荷重
			-----			D32			
	導流壁	0.422~2.647	400	1,500~3,300	2.15~32.28	D25		0.113~1.130	集中荷重
			-----			D32			
中床版	0.422~2.647	400	1,500	2.83~20.55	D25	0.078~1.795	集中荷重		
		-----			D29				
		1,270			D32				

:フロー②(建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認)より確認できた範囲
  :フロー③(せん断補強効果の確認)より確認する範囲

注記\*1: せん断スパン比 $a/d$ (a: 支間長, d: 有効高さ)

\*2: せん断スパン比 $(a/d)$ が3.5以上(土木学会マニュアル2005参照)かつ荷重形態が集中荷重の場合は棒部材と判断して「フロー②より確認できる範囲」とし、 $a/d$ が3.5以上であっても荷重形態が分布荷重の場合は等価せん断スパン比を考慮すると、ディープビーム的なせん断スパン比となる可能性があることから「フロー③より確認する範囲」として整理している。

### 3. まとめ

詳細設計を踏まえ Ccb 補強の対象となる取水口，取水路（標準部），海水ポンプ室，原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）及び第 3 号機海水ポンプ室について Ccb 工法の適用性について確認を行った。

各適用性確認項目について，建設技術審査証明報告書の適用範囲内であること又は適用範囲から確認できなかった項目がある場合は，数値解析，模型実験等により適用性があることを確認し，詳細設計により対象となった構造物に対しても適用性があることを確認できた。

また，詳細設計を踏まえ適用性の確認を補足する項目である「増厚補強部への適用性」についても，「資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」により適用性を確認することができた。

以上より，詳細設計により対象となった構造物に対する Ccb 工法の適用性を確認することができた。

屋外重要土木構造物等の Ccb 工法適用条件の確認結果

1. はじめに

CCb 工法の適用にあたっては、確実に機能が発揮されるよう以下の 3 つの条件を満足することとしている。

- ・ 棒部材式によるせん断耐力による照査で、照査値がおおむね 0.8 程度であること
- ・ 部材はおおむね弾性範囲であること
- ・ 面内変形する可能性のある部材は面内せん断ひずみが  $750\mu$  未満であること

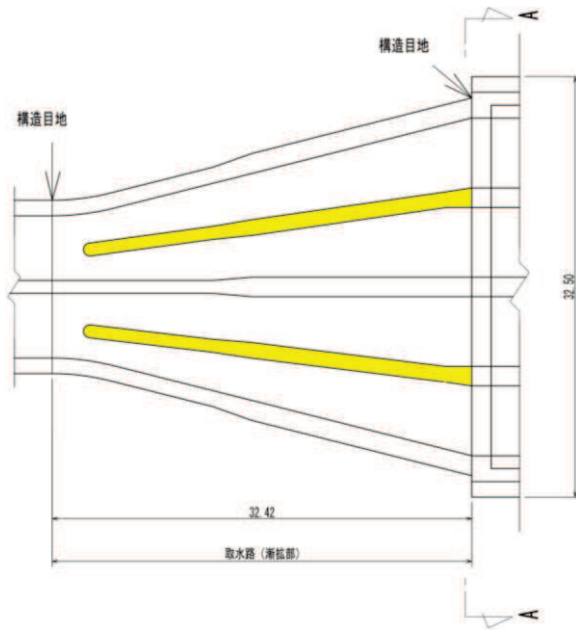
本資料は、基準地震動  $S_s$  に対する照査結果をまとめ、CCb 工法による耐震補強対象の構造物が上記 3 つの条件を満足していることを確認するものである。

2. Ccb 工法による耐震補強対象の構造物とその部位

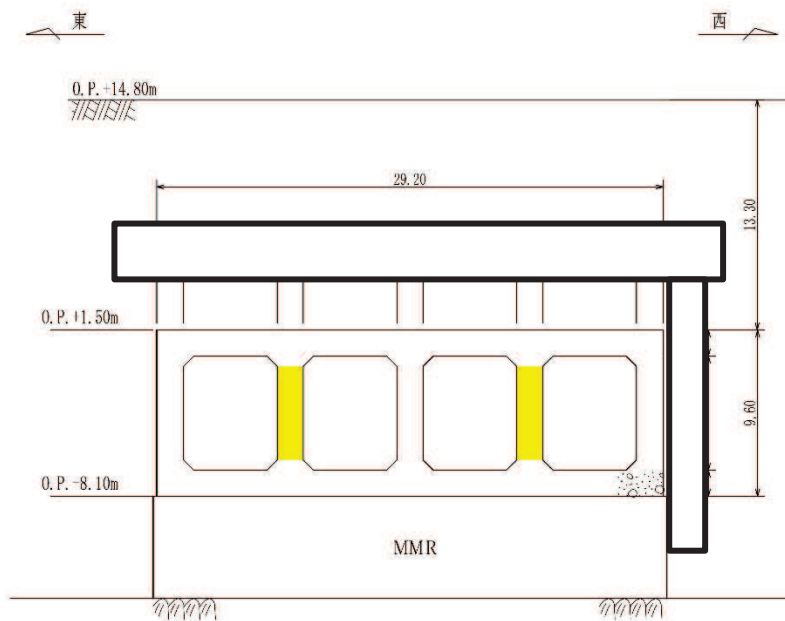
以下に、「参考資料 6 後施工せん断補強工法の適用性」の「1. 概要」に示している Ccb 工法による耐震補強対象の構造物とその部位を、図 2-1～図 2-9 に再掲する。

注：下線部は設置変更許可審査時から内容を補足した箇所を示す。

PN 



平面図



A-A 断面

(単位 : m)


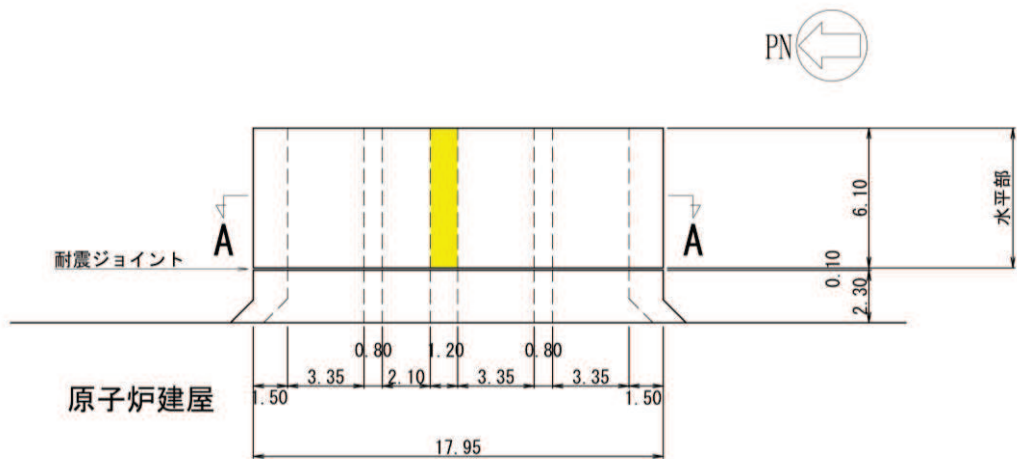
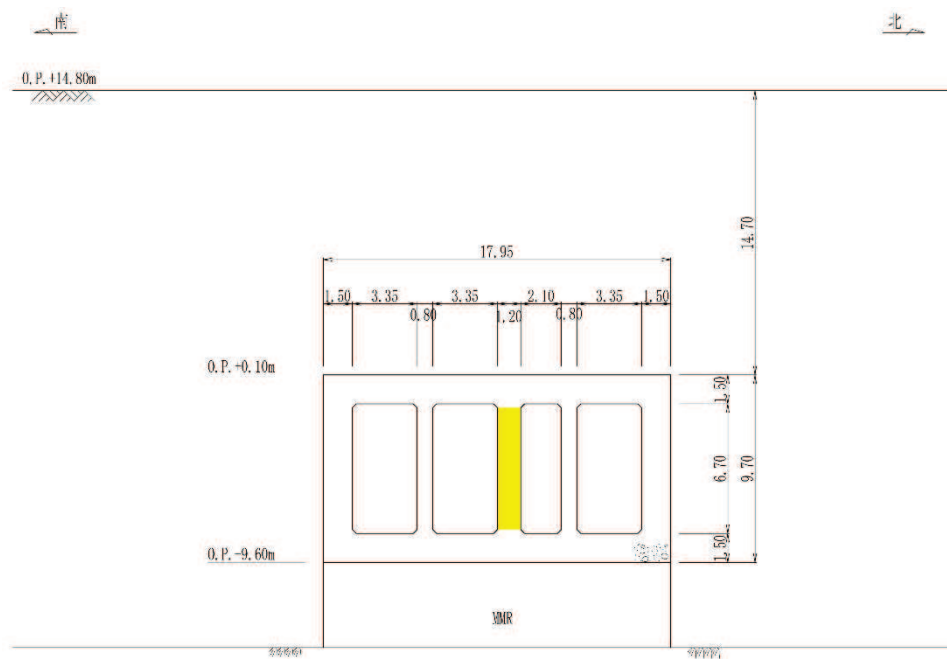
 : CCb による耐震補強箇所

図 2-1 CCb による耐震補強対象の構造物  
(取水路 (漸拡部))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



平面図



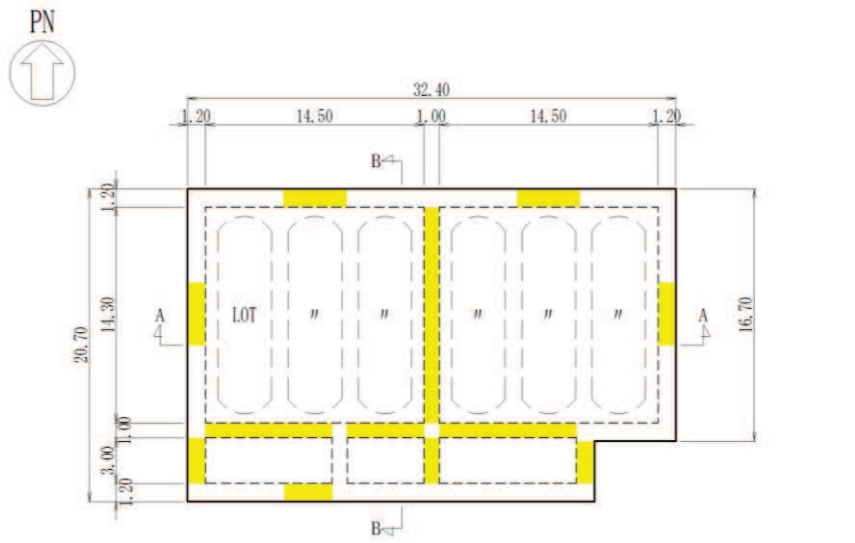
A-A 断面

(単位：m)

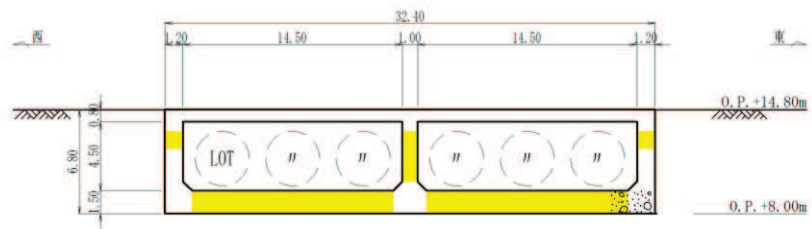
黄色 : CCb による耐震補強箇所

図 2-2 CCb による耐震補強対象の構造物  
(原子炉機器冷却海水配管ダクト (水平部))

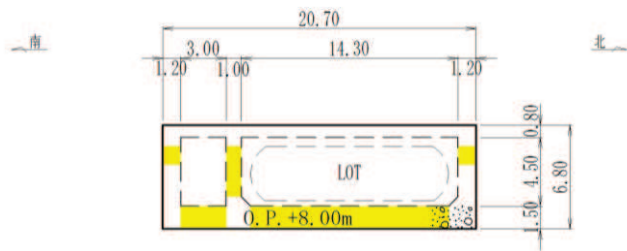




平面図



A-A 断面

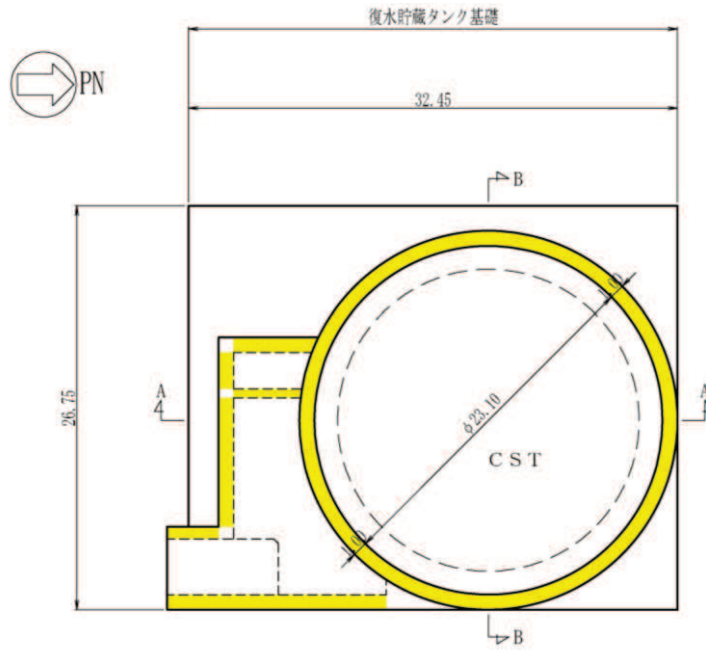


B-B 断面

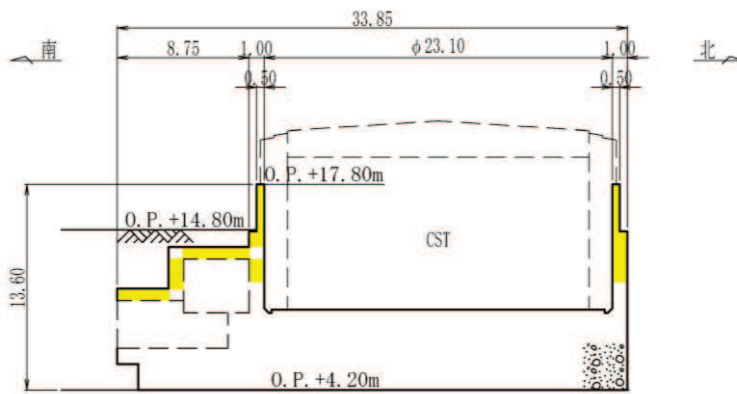
(単位：m)

■ : Ccb による耐震補強箇所

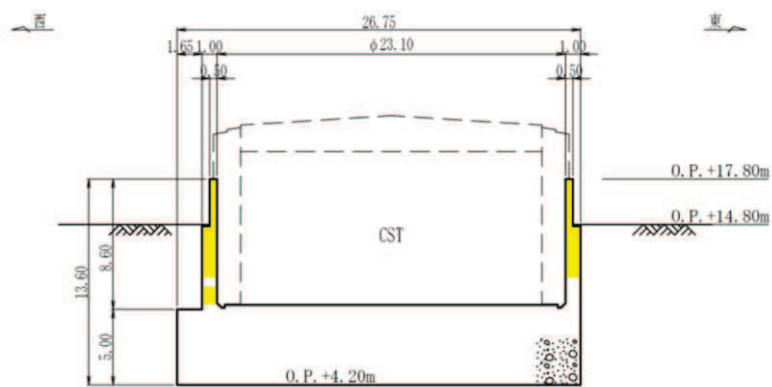
図 2-3 Ccb による耐震補強対象の構造物  
(軽油タンク室)



(平面図)



(A-A 断面)



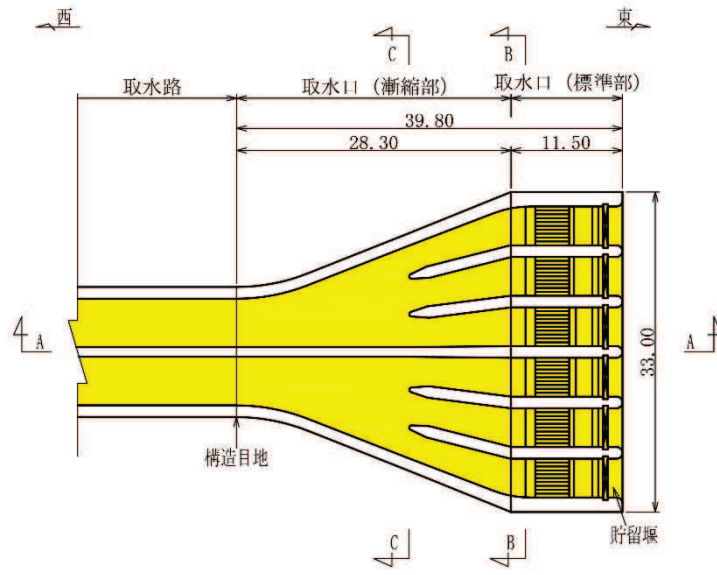
(B-B 断面)

(単位：m)

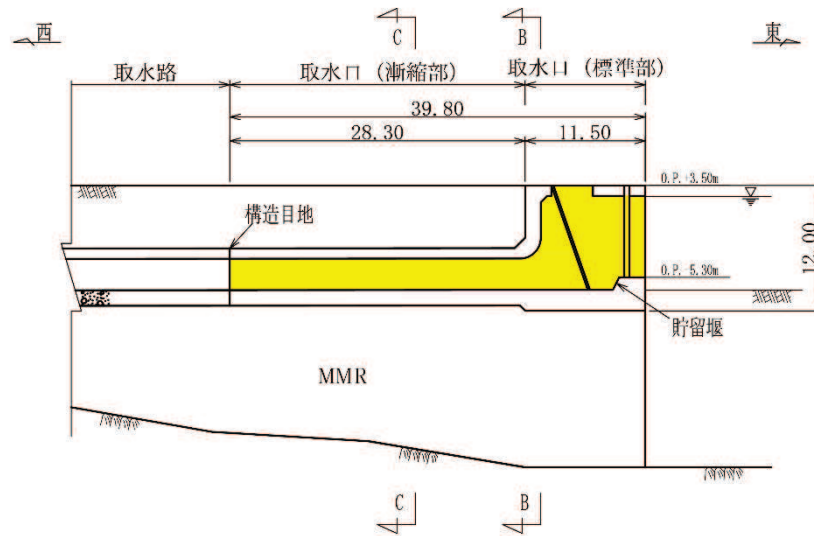
■ Ccbによる耐震補強箇所

図2-4 Ccbによる耐震補強対象の構造物  
(復水貯蔵タンク基礎)

資料1-(参考)6-添8-5



平面図

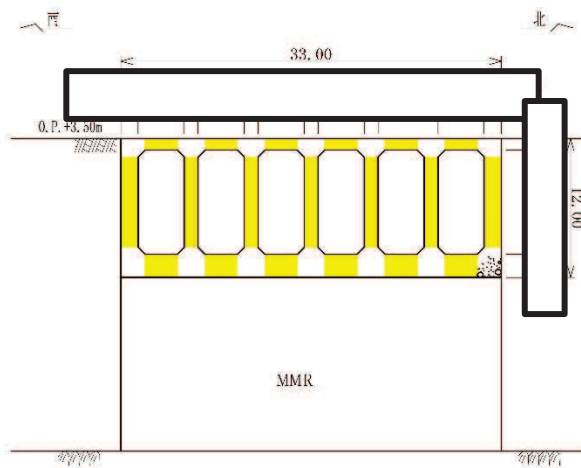


A-A 断面

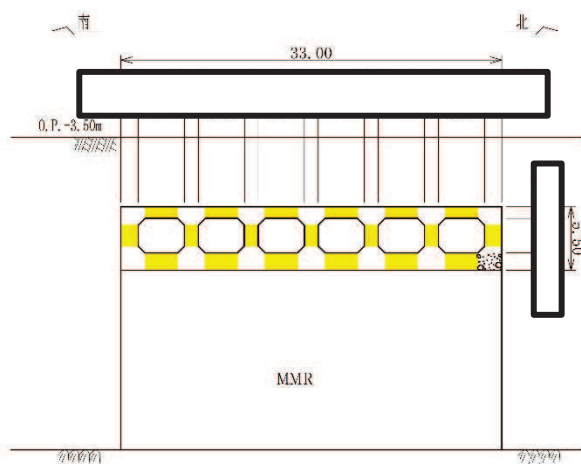
(単位：m)

■: CCb による耐震補強箇所

図 2-5(1) CCb による耐震補強対象の構造物  
(取水口)



B-B 断面



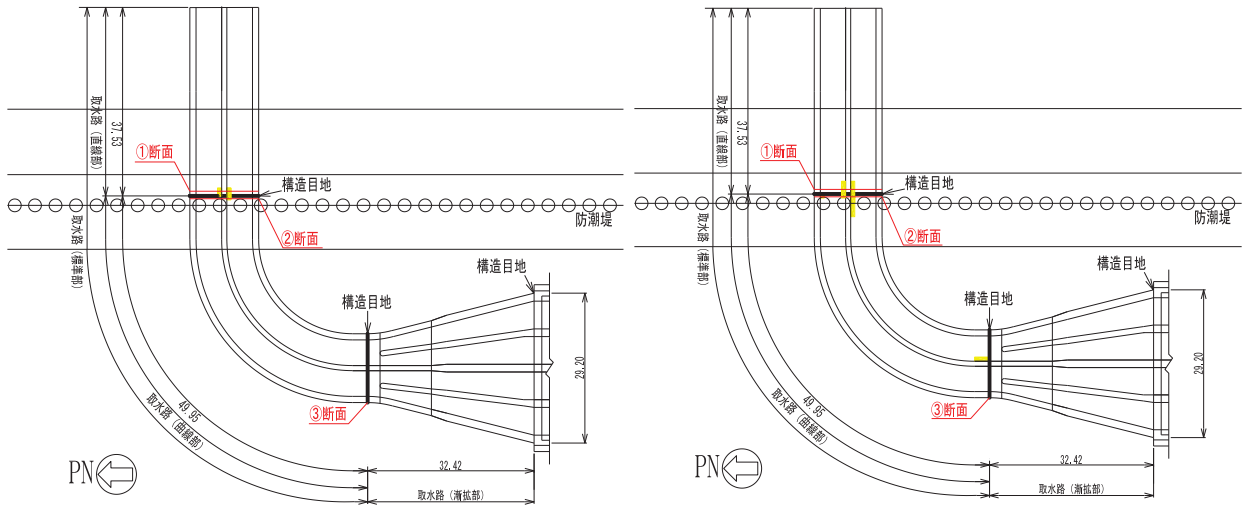
C-C 断面

(単位 : m)

■ : CCb による耐震補強箇所

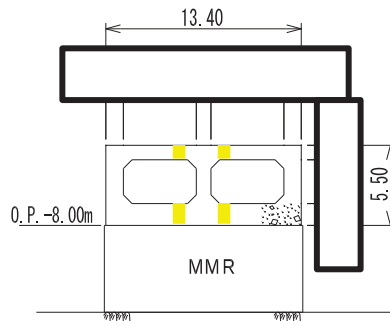
図 2-5(2) CCb による耐震補強対象の構造物  
(取水口)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



平面図 (頂版)

平面図 (底版)



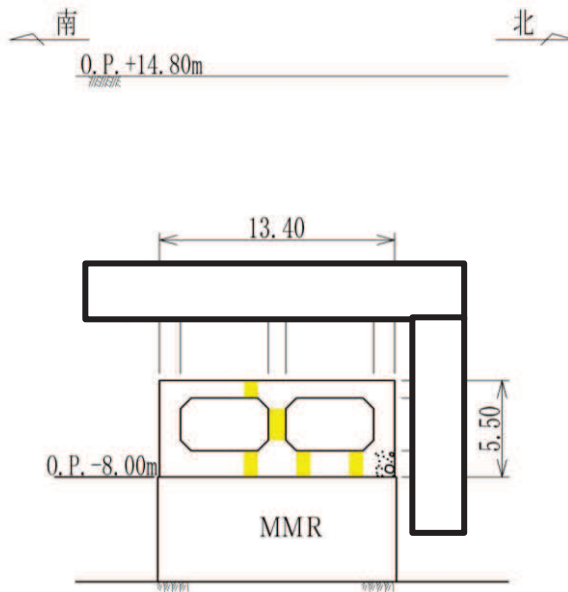
断面① (直線部)

(単位：m)

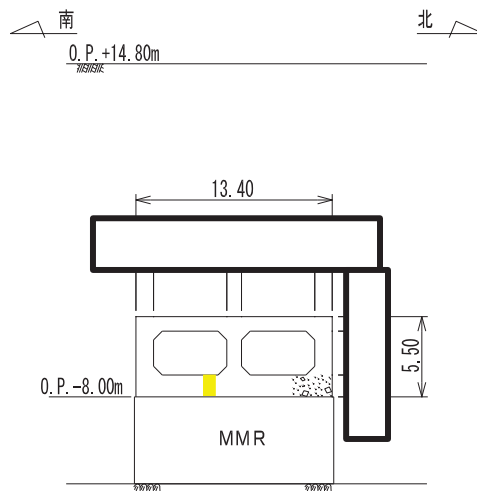
■ : Ccb による耐震補強箇所

図 2-6(1) Ccb による耐震補強対象の構造物 (詳細設計反映)

(取水路 (標準部))



断面②（曲線部）



断面③（曲線部）

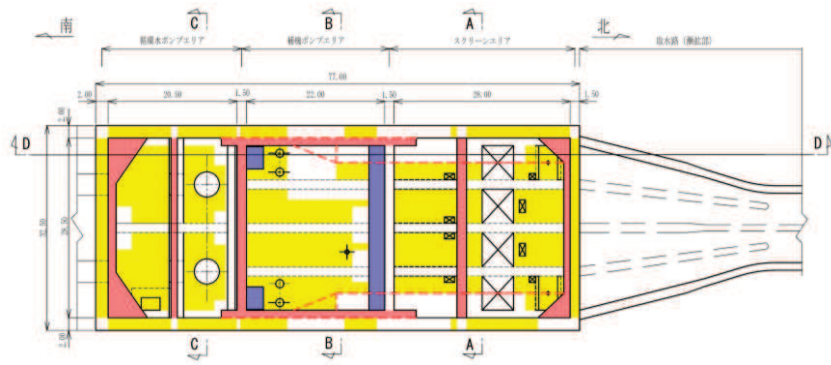
（単位：m）

■ : CCbによる耐震補強箇所

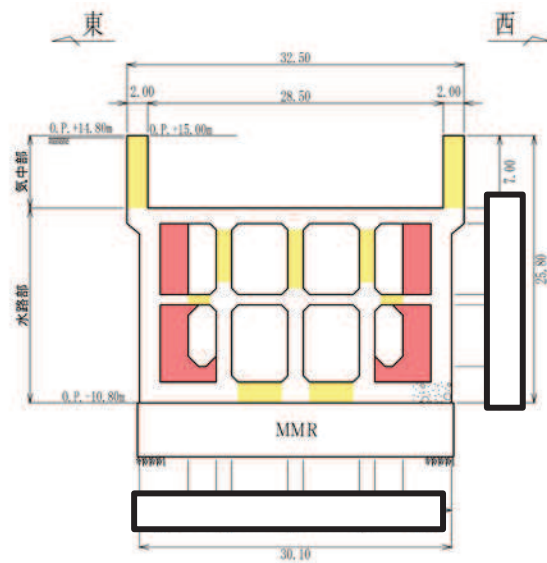
図 2-6(2) CCbによる耐震補強対象の構造物（詳細設計反映）

（取水路（標準部））

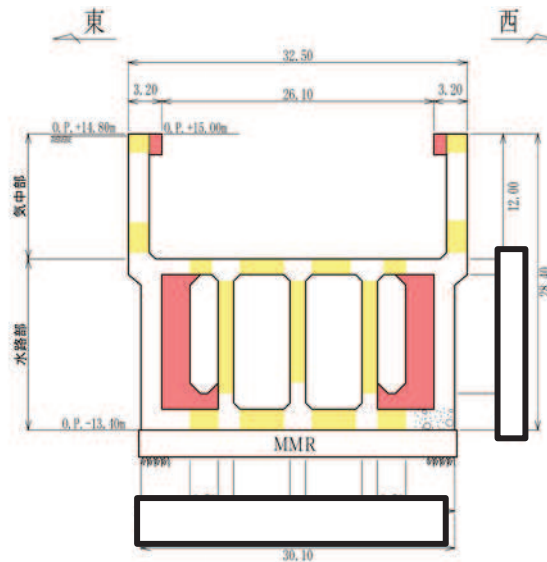
枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



平面図



A-A 断面



(B-B 断面)

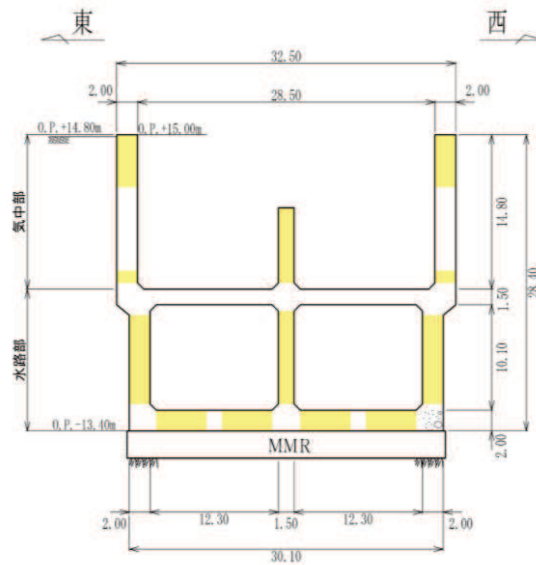
(単位：m)

- : Ccb による耐震補強箇所
- : 部材増厚または部材追加箇所
- : 竜巻防護ネット支持部

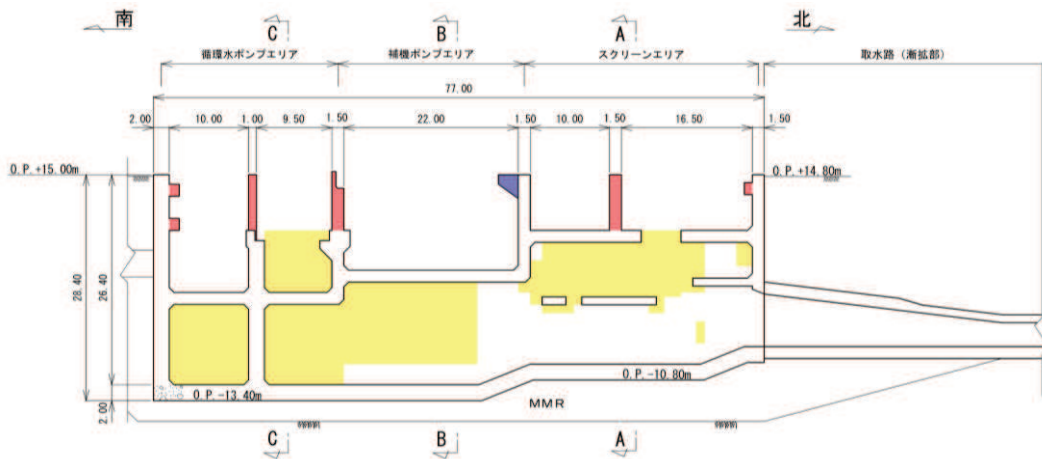
図 2-7(1) Ccb による耐震補強対象の構造物 (海水ポンプ室)

資料 1- (参考) 6-添 8-10

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



C-C 断面



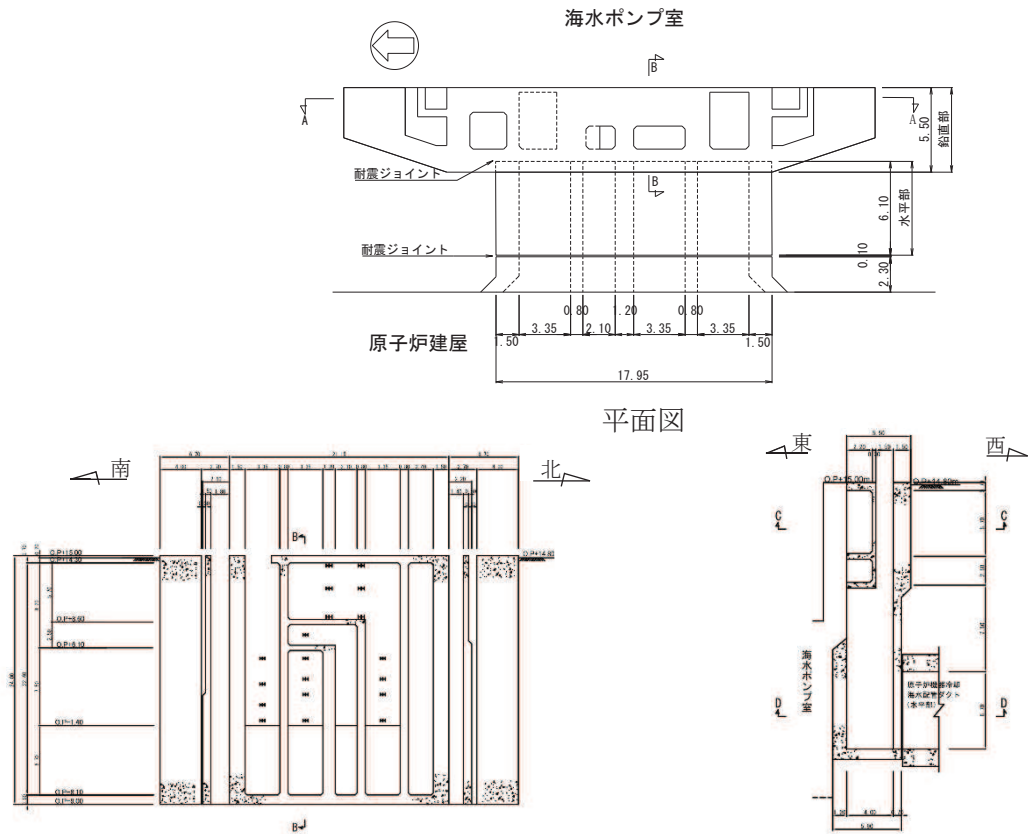
D-D 断面 (投影)

(単位：m)

- : Ccb による耐震補強箇所
- : 部材増厚または部材追加箇所
- : 竜巻防護ネット支持部

図 2-7(2) Ccb による耐震補強対象の構造物 (海水ポンプ室)

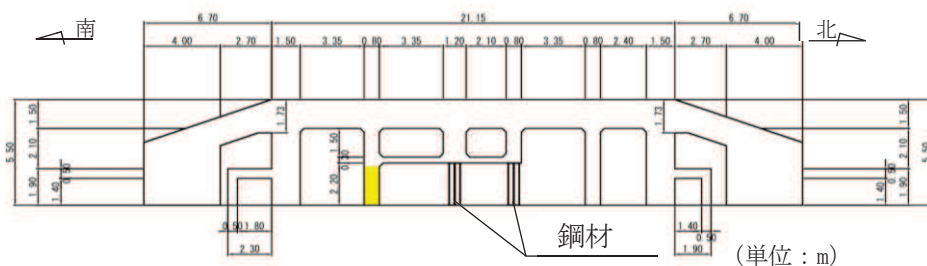




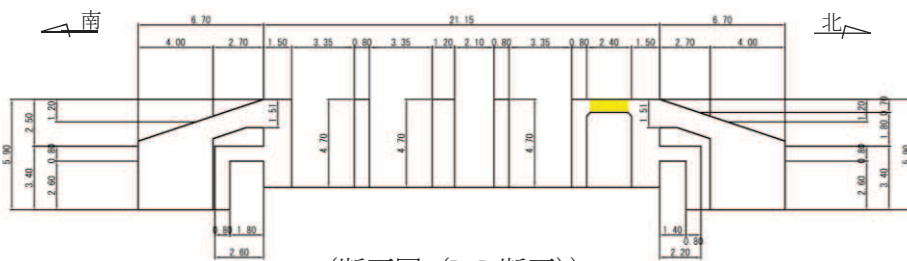
注記\* : 図中の H は鋼材を示す。

正面図 (A-A 断面)

縦断面図 (B-B 断面)



(断面図 (C-C 断面))



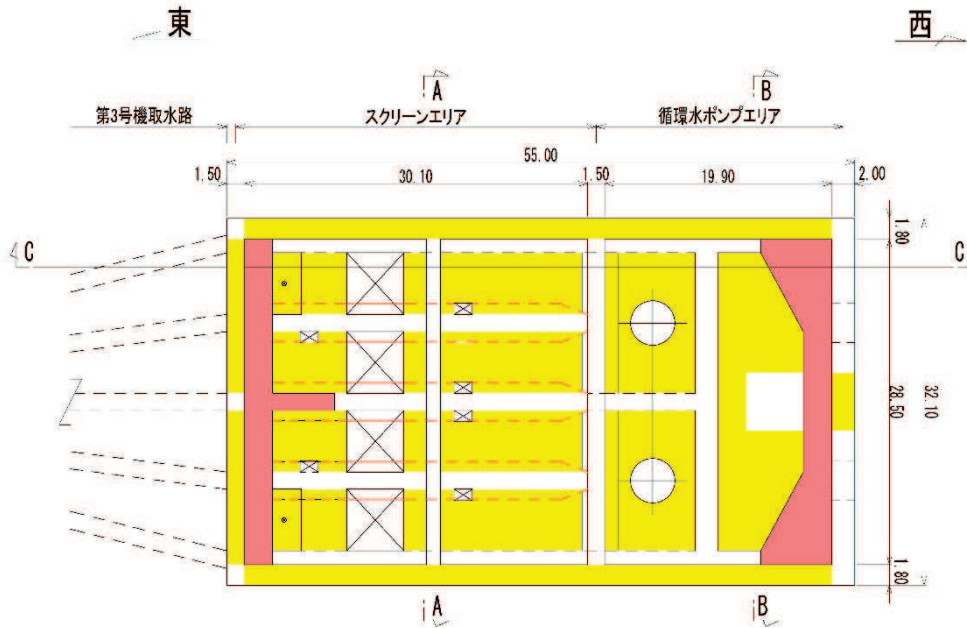
(断面図 (D-D 断面))

(単位: m)

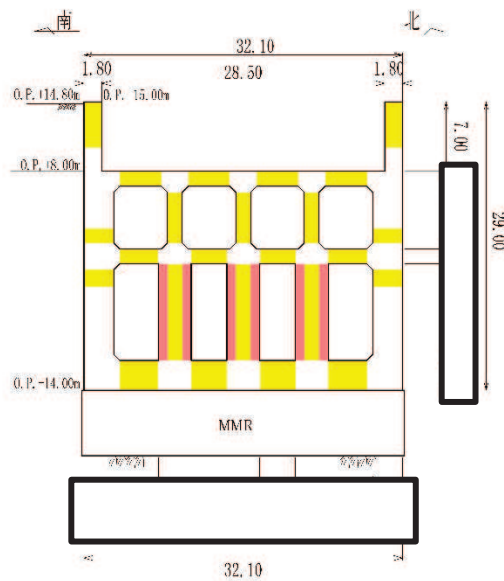
■ : Ccb による耐震補強箇所

図 2-8 Ccb による耐震補強対象の構造物  
(原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部))

資料 1- (参考) 6-添 8-12



平面図



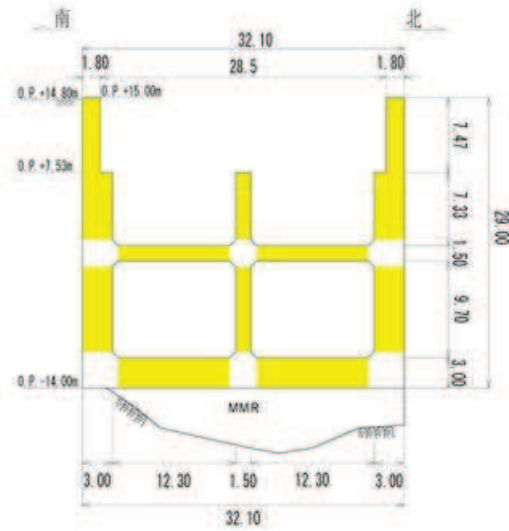
A-A 断面

(単位：m)

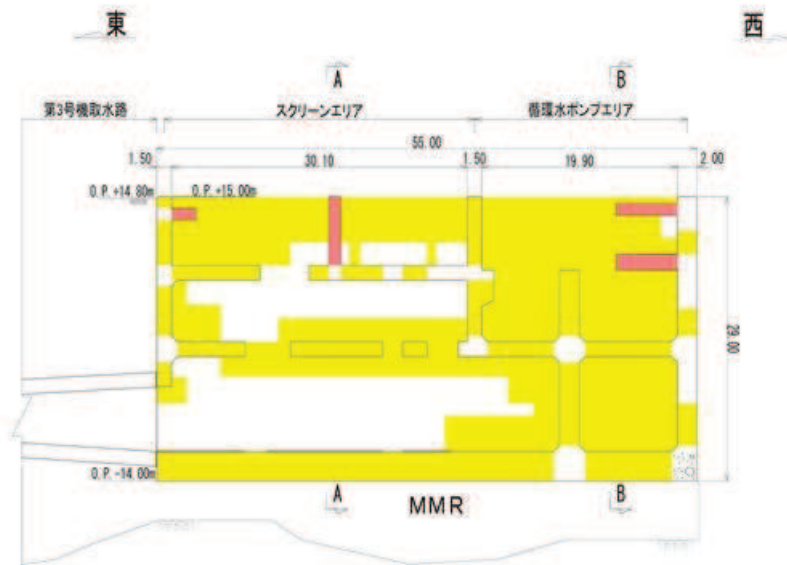
- : CCb による耐震補強箇所
- : 部材増厚または部材追加箇所

図 2-9(1) CCb による耐震補強対象の構造物  
(第 3 号機海水ポンプ室)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



B-B 断面



C-C 断面

(単位：m)

■ : Ccb による耐震補強箇所

■ : 部材増厚または部材追加箇所

図 2-9(2) Ccb による耐震補強対象の構造物  
(第 3 号機海水ポンプ室)

### 3. Ccb 補強の対象構造物の照査結果

#### 3.1 せん断破壊に対する照査結果

せん断破壊に対する照査において、Ccb 工法を適用する部材は、棒部材式によるせん断耐力により照査を行うとともに、照査値がおおむね 0.8 程度であることを確認する。照査値が最大となる部材の評価結果を表 3-1 に示す。また、図 3-1～図 3-9 に、Ccb 工法の適用部材における最大照査位置を示す。

取水路（漸拡部）、海水ポンプ室、第 3 号機海水ポンプ室では、設計上の配慮として設定したせん断破壊に対する照査値となる、0.8 を超えることを確認した。取水路（漸拡部）は施工済みの構造物となり、十分な精度で施工していることを確認していることから、設計上の配慮として設定したせん断破壊に対する照査値の 0.8 を超えることは耐震評価に影響を及ぼさない。また、海水ポンプ室、第 3 号機海水ポンプ室は今後施工する構造物となるが、2021 年 10 月現在、Ccb 工法は女川で 3 万本程度の施工実績を有しており、十分な精度で施工していることを確認している。具体的には、部材内部に障害物等があり主筋まで削孔できなかった事例、角度に誤差が生じた事例及び Ccb の先端定着部までグラウトが密実に充填されなかった事例は発生していない。そのため、今後施工する海水ポンプ室、第 3 号機海水ポンプ室についても同様に十分な施工精度を確保できると考えられることから、設計上の配慮として設定したせん断破壊に対する照査値の 0.8 を超えることは耐震評価に影響を及ぼさない。

表 3-1 Ccb 工法を適用する部材におけるせん断破壊に対する照査結果

構造物	部材		解析 ケース	地震動		照査値
取水路（漸拡部）	隔壁	90	④	S s - F 2	- +	0.82
原子炉機器冷却海水 配管ダクト（水平部）	隔壁	80	③	S s - N 1	++	0.32
軽油タンク室	隔壁（東西）	53	③	S s - D 2	++	0.67
復水貯蔵タンク基礎	バルブ室 （南壁）	32	①	S s - D 1	- +	0.71
取水口	側壁	31	③	S s - D 2	++	0.78
取水路（標準部）	曲線部：隔壁	81	⑧'	S s - N 1	- +	0.78
海水ポンプ室	隔壁	101	②	S s - N 1	++	0.83
原子炉機器冷却海水 配管ダクト（鉛直部）	隔壁（東西）	233	④	S s - D 2	++	0.71
第 3 号機海水ポンプ室	側壁	53	④	S s - N 1	++	0.83

注：耐震評価における解析ケース一覧

【全応力解析】

解析ケース	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
	基本ケース		地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮し た解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮し た解析ケース
地盤物性	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく 圧縮強度

【有効応力解析】

解析ケース	ケース⑥ (⑥'*)	ケース⑦ (⑦'*)	ケース⑧ (⑧'*)	ケース⑨ (⑨'*)
	基本ケース		地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮し た解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮し た解析ケース
地盤物性	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく 圧縮強度

注記\*：取水路（標準部）の耐震評価にて、断面②，③，⑥，⑦にて有効応力解析を，断面④  
及び断面⑤にて全応力解析を実施しているケースを示す。

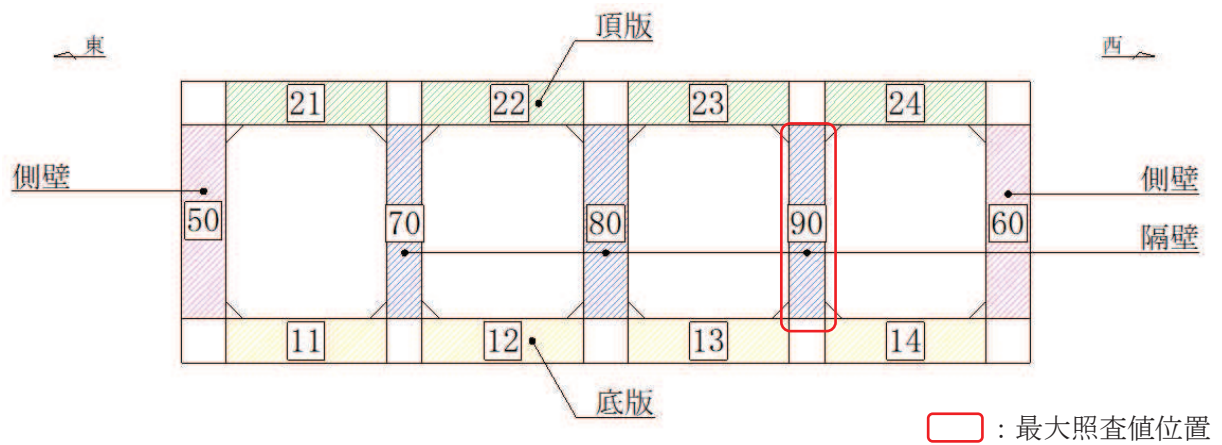


図 3-1 取水路（漸拡部） Ccb 工法の適用部材における最大照査位置

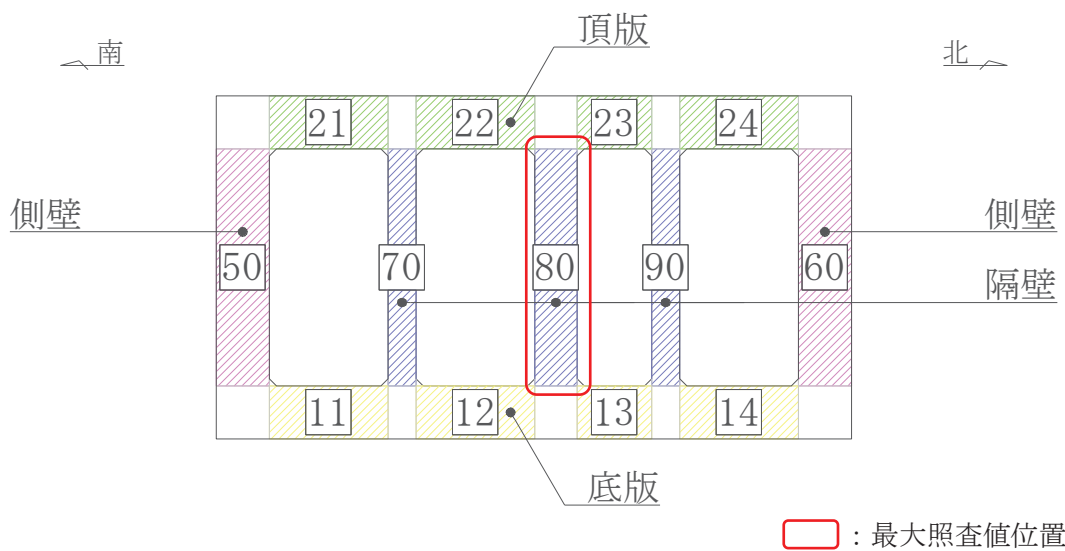


図 3-2 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部） Ccb 工法の適用部材における最大照査位置

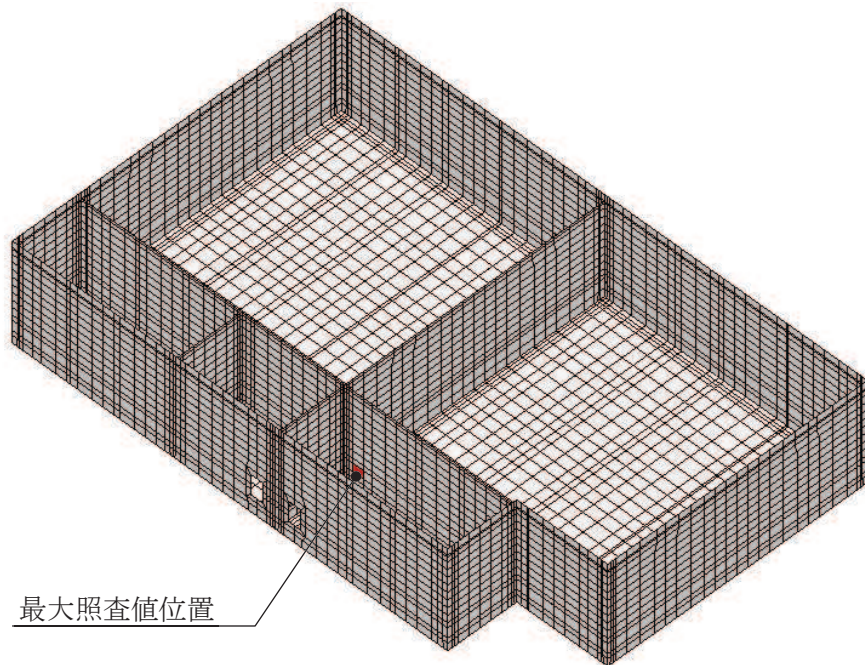
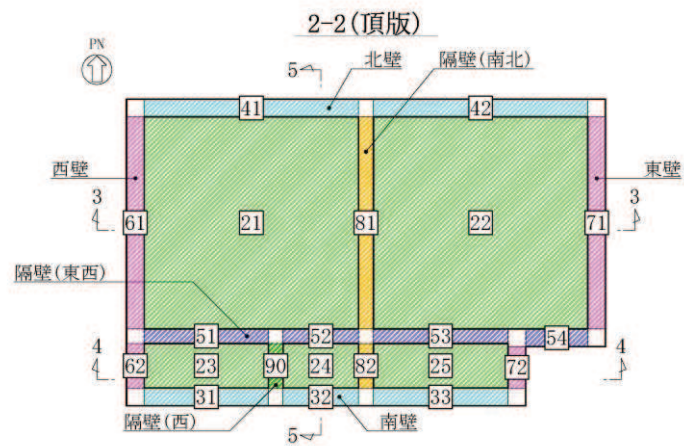
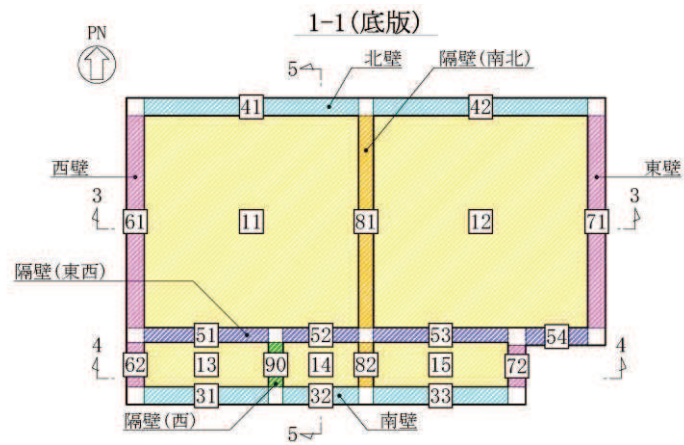


図 3-3 軽油タンク室 CCb 工法の適用部材における最大照査位置

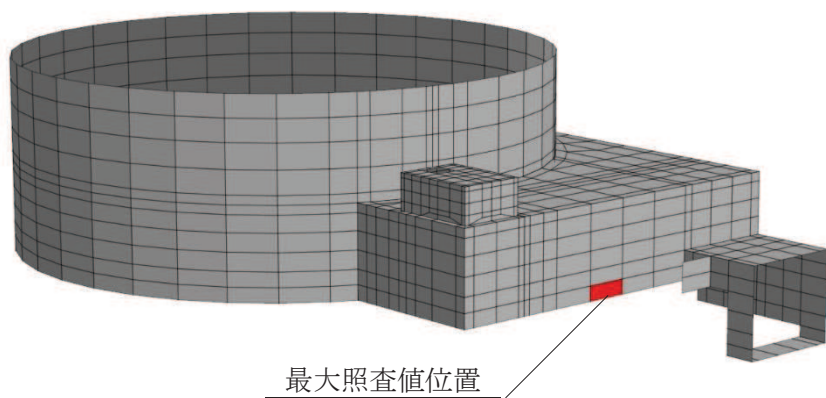
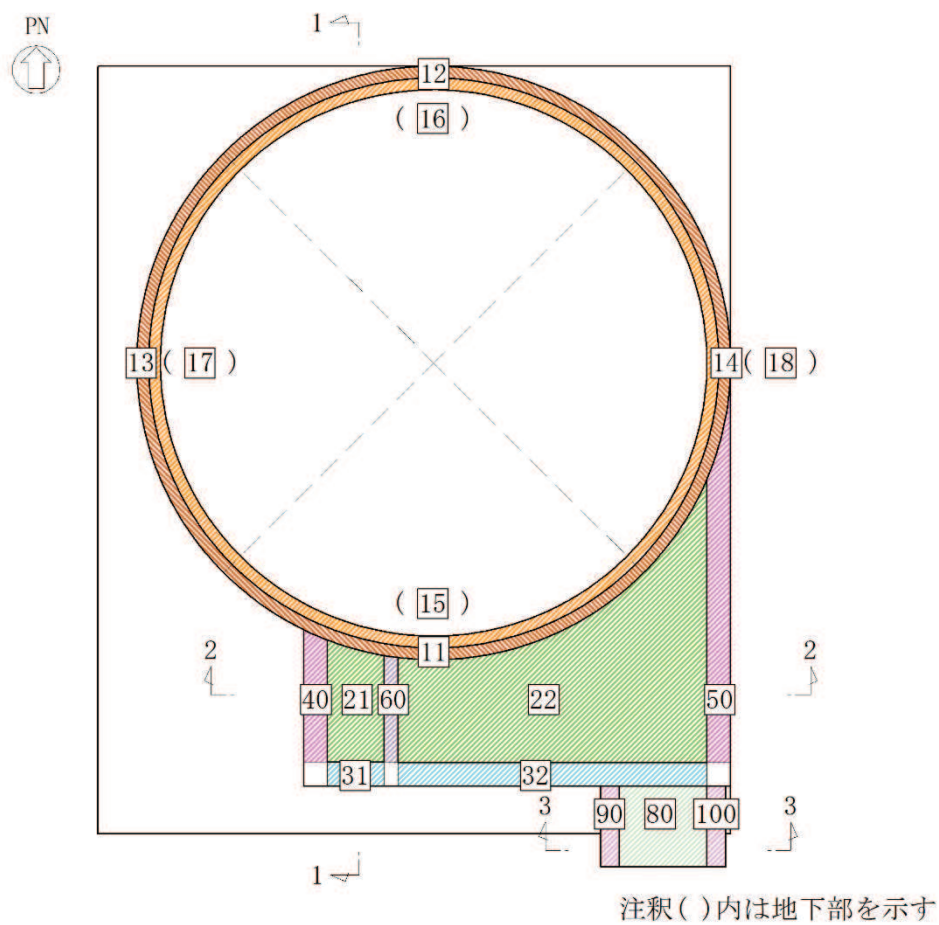


図 3-4 復水貯蔵タンク基礎 Ccb 工法の適用部材における最大照査位置



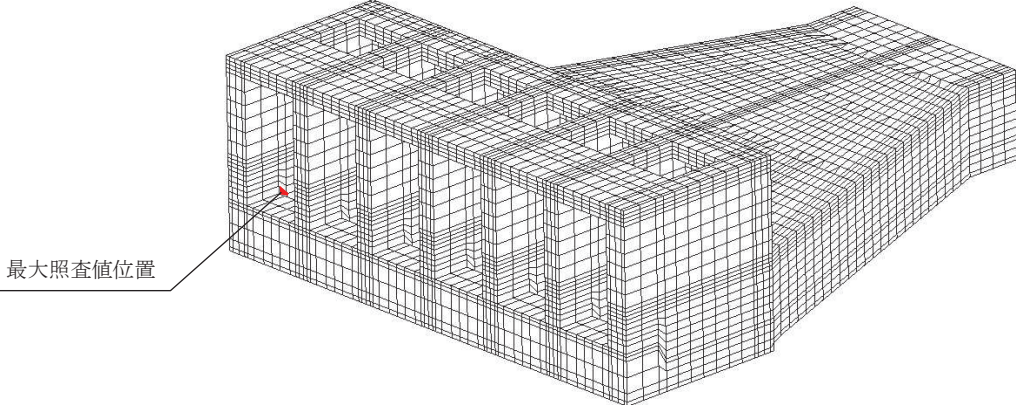
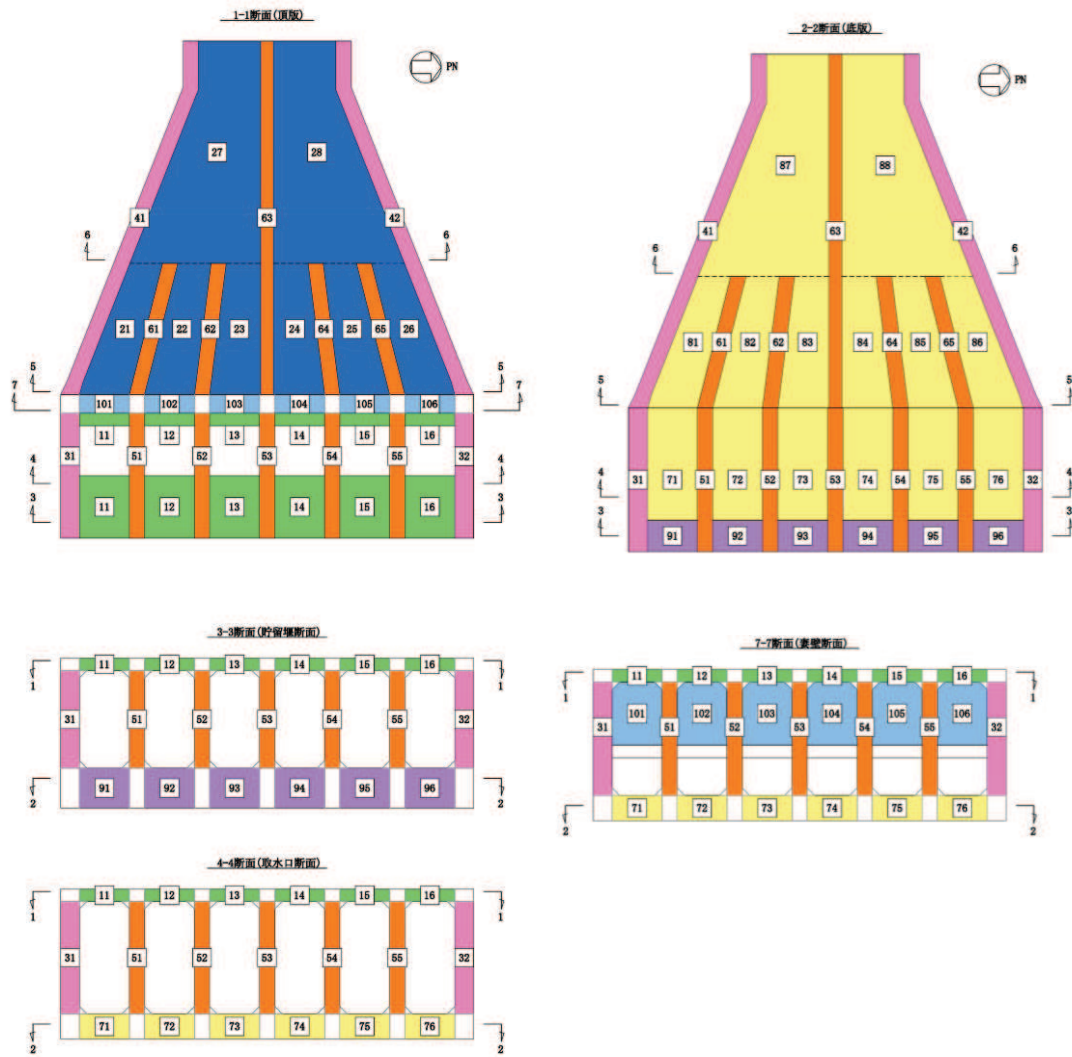


図 3-5 取水口 Ccb 工法の適用部材における最大照査位置

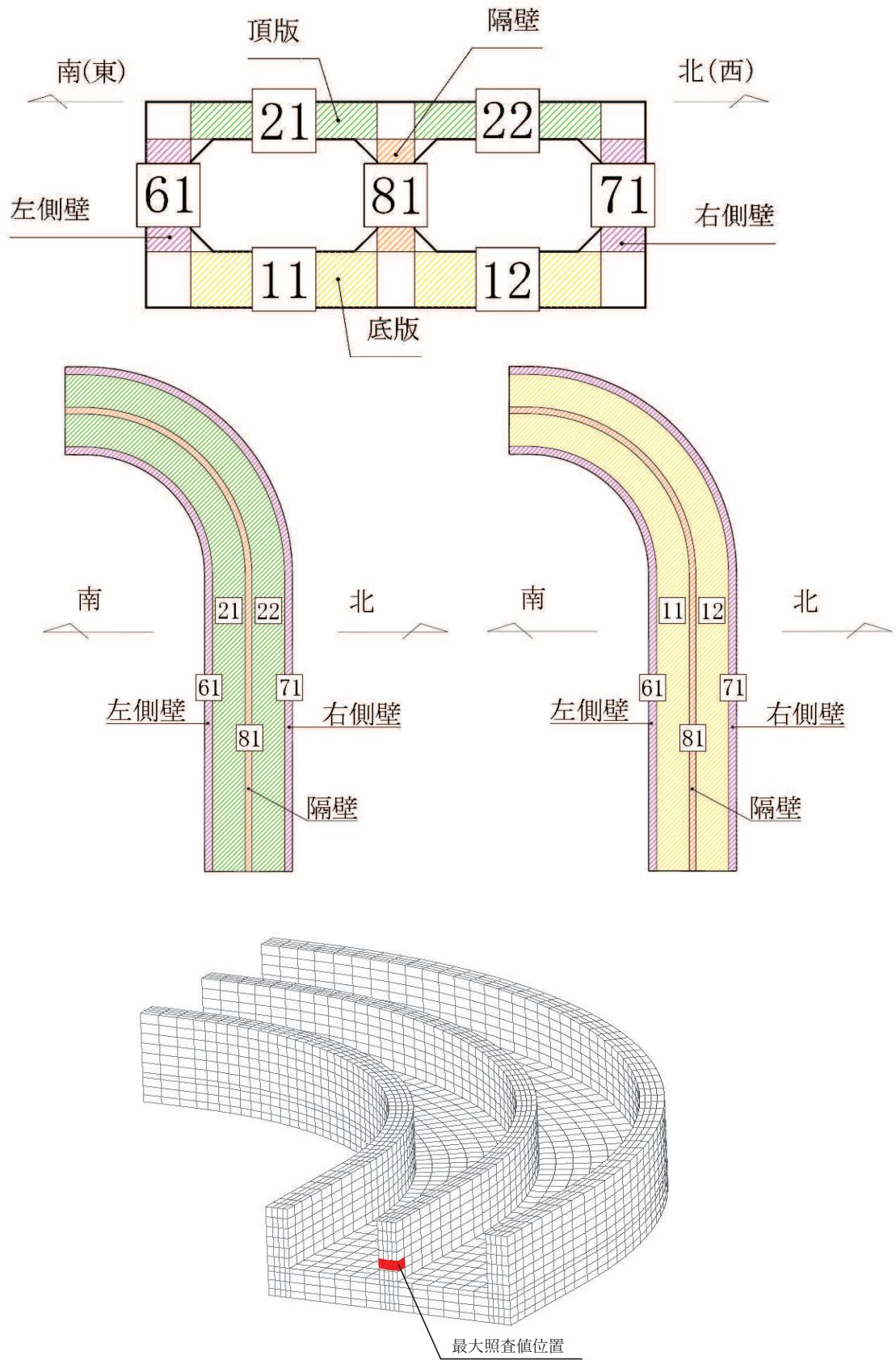


図 3-6 取水路（標準部） Ccb 工法の適用部材における最大照査位置

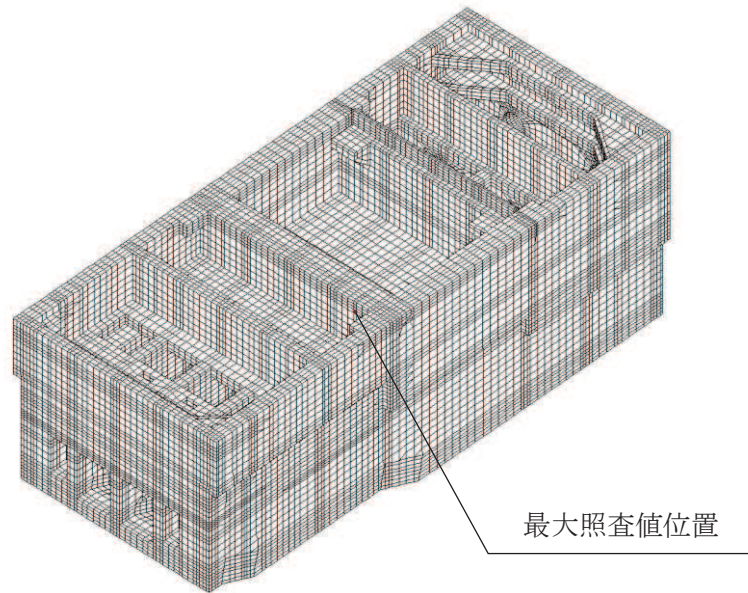
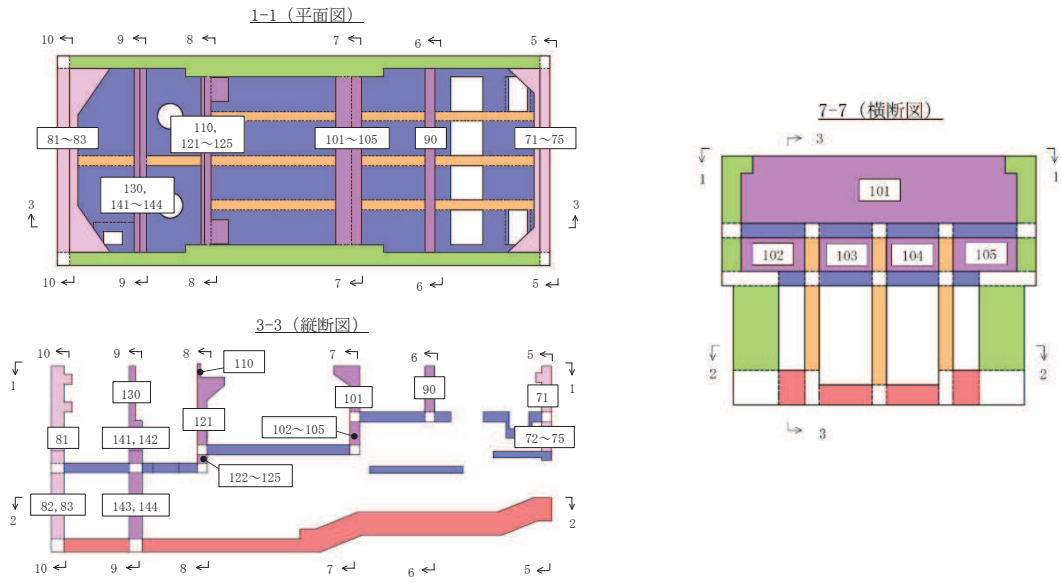
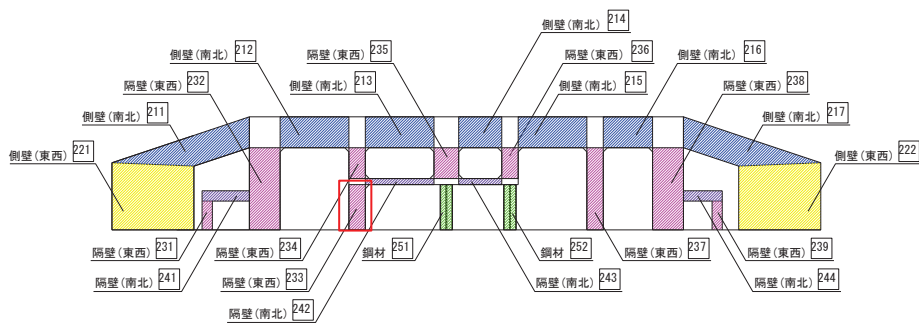
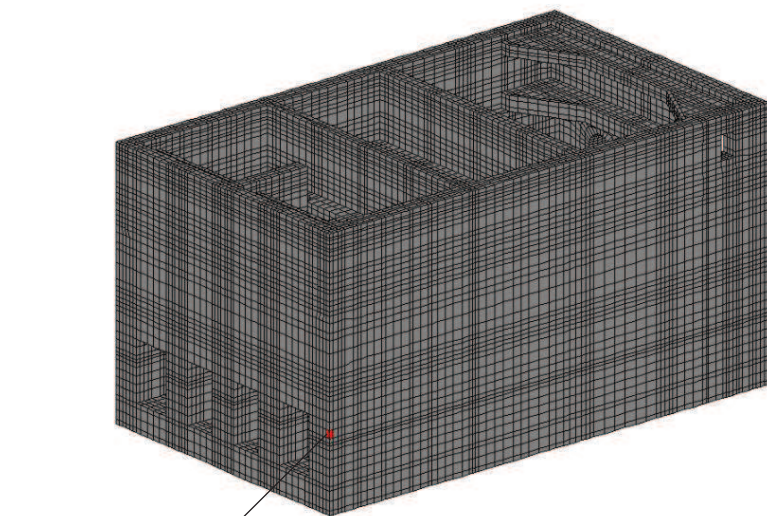
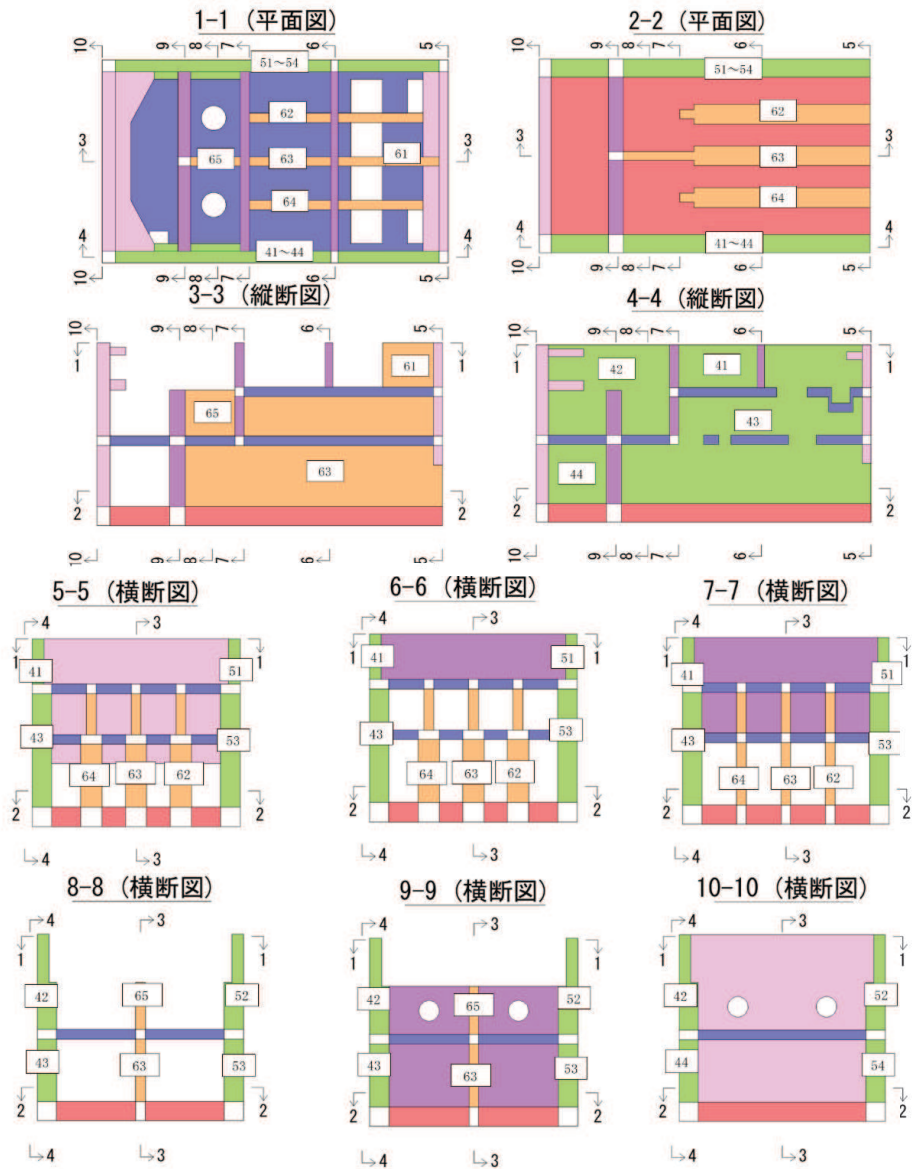


図 3-7 海水ポンプ室 Ccb 工法適用部材における最大照査位置



□ : 最大照査位置

図 3-8 海水配管ダクト（鉛直部）（断面②） Ccb 工法の適用部材における最大照査位置



最大照査位置

図 3-9 第 3 号機海水ポンプ室 Ccb 工法の適用部材における最大照査位置

資料 1- (参考) 6-添 8-24

### 3.2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果

曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、CCb 工法はおおむね弾性範囲となる状況下で使用することから、コンクリート及び鉄筋のひずみが、部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリートの圧縮ひずみ：2000 $\mu$ ，主筋ひずみ：1725 $\mu$ ）を下回ることを確認し、両者のうち最大照査値となる部材の評価結果を表 3-2 に示す。なお、取水路（漸拡部）及び原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）については、照査用曲げモーメントが降伏曲げモーメントを下回ることを確認する。

表 3-2 Ccb 工法を適用する部材における曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果

構造物	部材		解析ケース	地震動		照査値
取水路（漸拡部）	隔壁	90	④	S s - F 2	- +	0.70
原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）	隔壁	80	③	S s - N 1	++	0.61
軽油タンク室	隔壁（南北）	82	③	S s - D 2	++	0.11
復水貯蔵タンク基礎	しゃへい壁（地中部）	17	①	S s - D 2	- +	0.16
取水口	導流壁	55	①	S s - D 2	- +	0.90
取水路（標準部）	曲線部：底版	12	③	S s - N 1	++	0.36
海水ポンプ室	底版	1	②	S s - N 1	++	0.97
原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）	側壁（南北）	512	③	S s - N 1	- +	0.91
第 3 号機海水ポンプ室	導流壁	62	⑧	S s - D 2	++	0.97

### 3.3 面内せん断に対する照査結果

面内せん断に対する照査において、CCb 工法を適用する部材は、「添付資料 6 面内荷重と面外荷重が作用する部材への CCb 工法の適用性の検討」で行った数値解析より、照査用面内せん断ひずみが  $750 \mu$  を下回ることを確認する。照査用面内せん断ひずみが最大となる部材の評価結果を表 3-3 に、各構造物の評価部材位置図を図 3-10～図 3-15 示す。

表 3-3 CCb 工法を適用する部材における面内せん断に対する照査結果

構造物	部材	解析ケース	地震動	照査用面内せん断ひずみ*
軽油タンク室	隔壁 (南北)	③	S s - D 2 ++	$168 \mu$
復水貯蔵タンク基礎	バルブ室 (隔壁)	①	S s - D 1 - +	$192 \mu$
海水ポンプ室	隔壁	③	S s - N 1 ++	$505 \mu$
取水口	妻壁	①	S s - D 2 - +	$124 \mu$
第 3 号機 海水ポンプ室	隔壁	⑥	S s - N 1 ++	$543 \mu$
取水路 (標準部)	曲線部: 隔壁	⑧'	S s - N 1 - +	$122 \mu$

注記\* : 照査用面内せん断ひずみ = 発生面内せん断ひずみ × 構造解析係数  $\gamma_a$

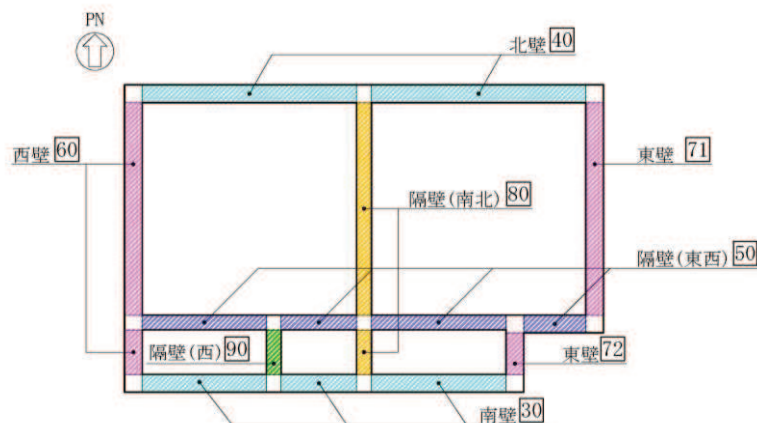


図 3-10 評価部材位置 (軽油タンク室)

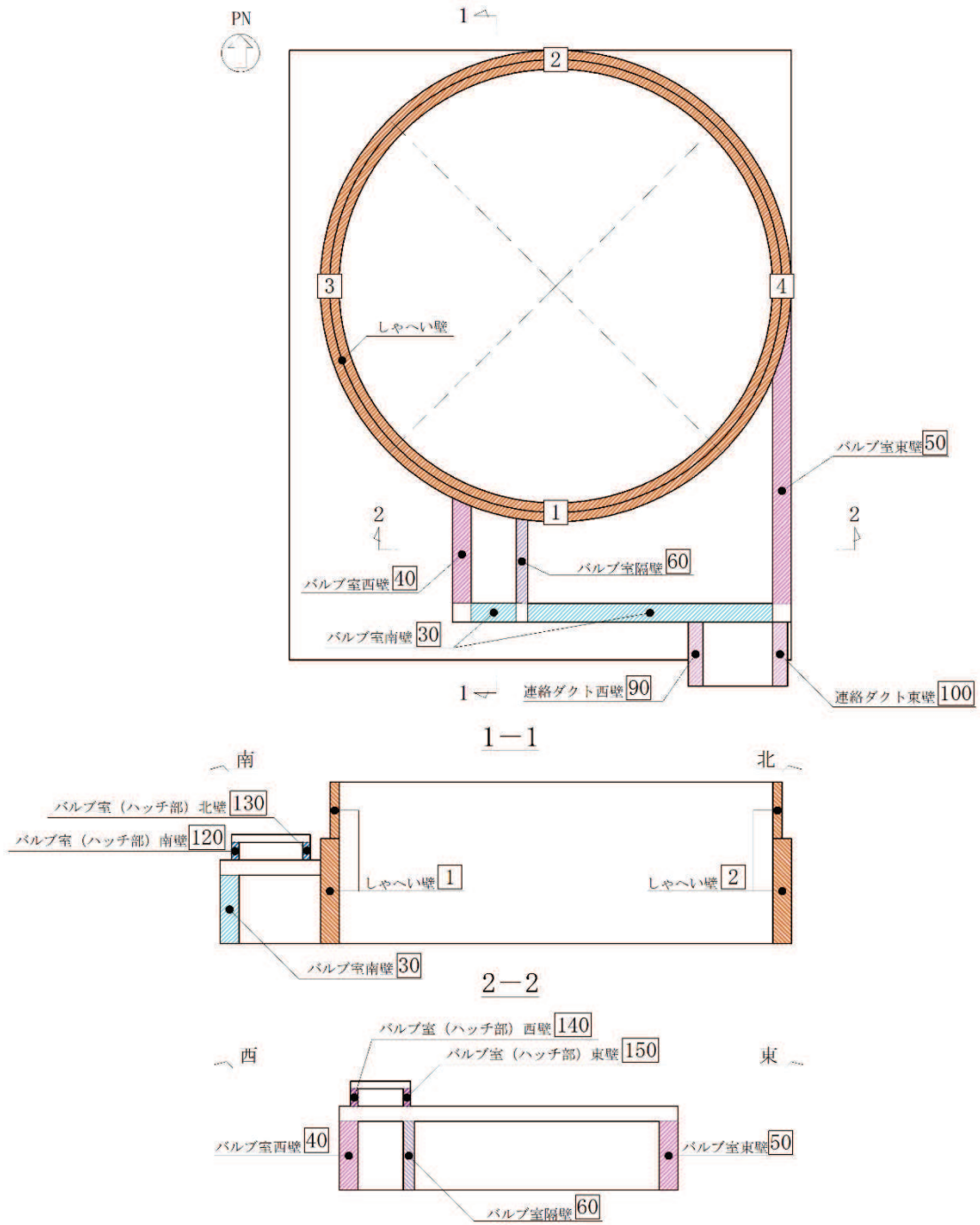


図 3-11 評価部材位置 (復水貯蔵タンク基礎)



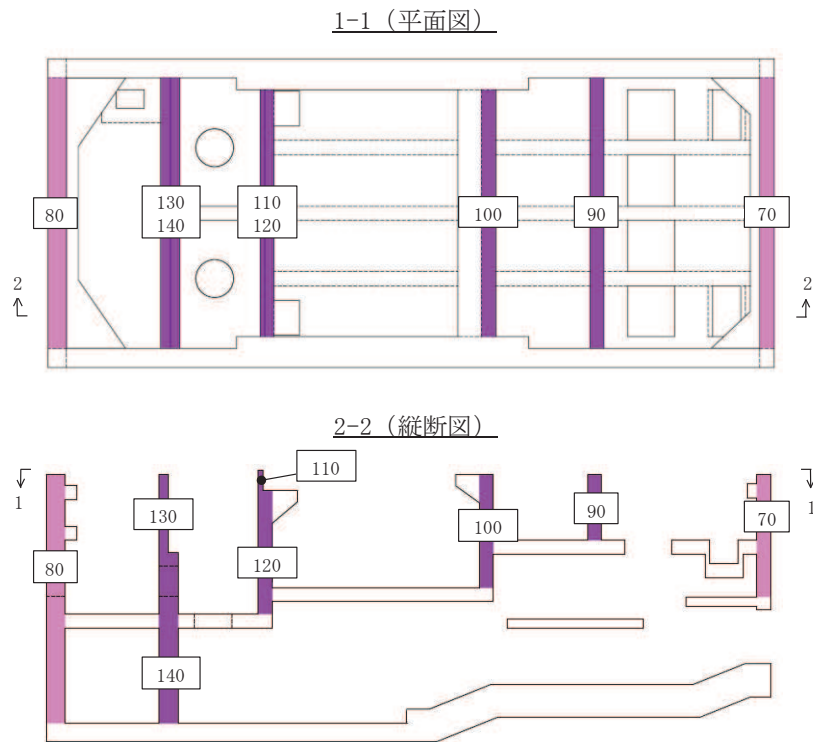


図 3-12 評価部材位置 (海水ポンプ室)

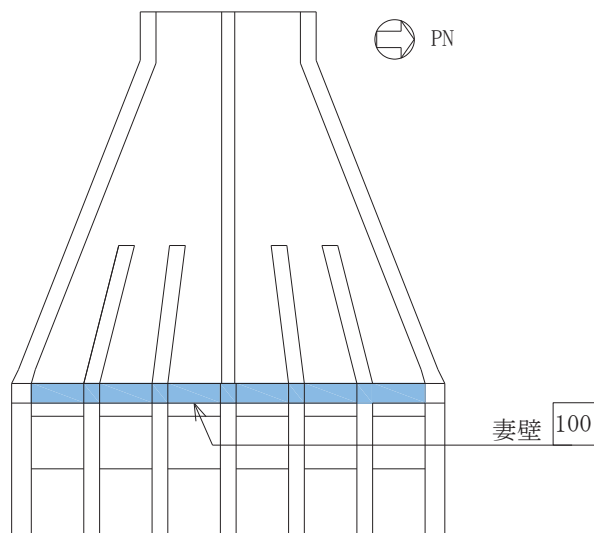


図 3-13 評価部材位置 (取水口)

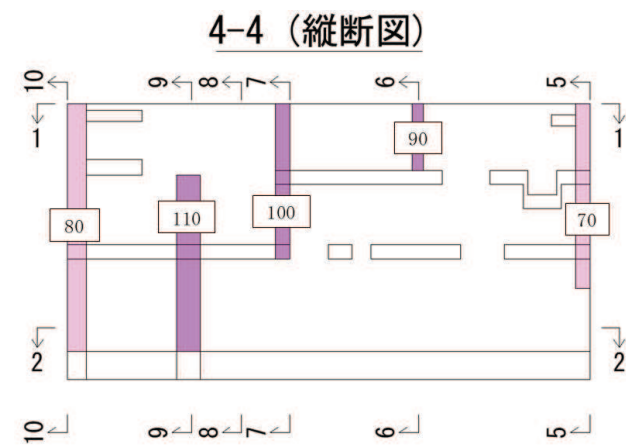
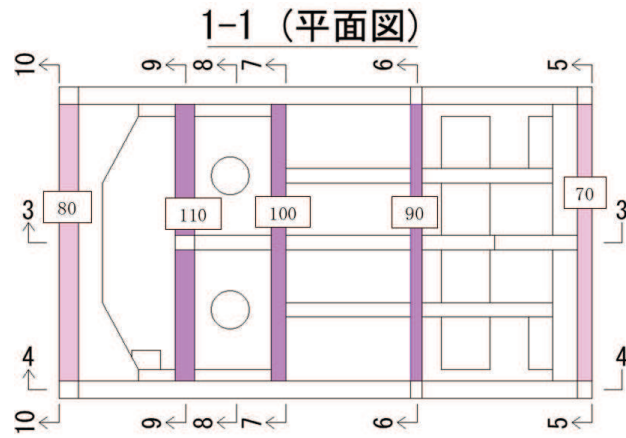
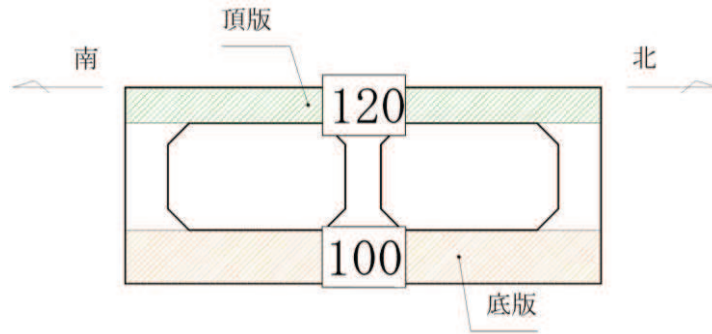
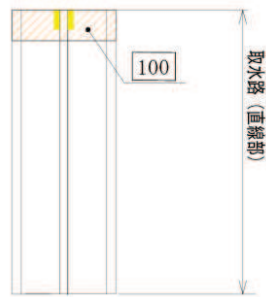


図 3-14 評価部材位置 (第 3 号機海水ポンプ室)



(断面図)

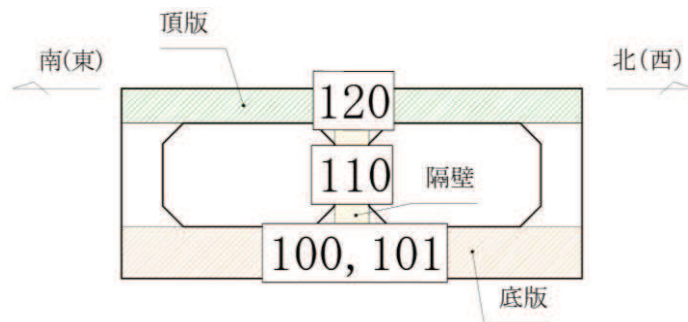


(平面図 (底版))

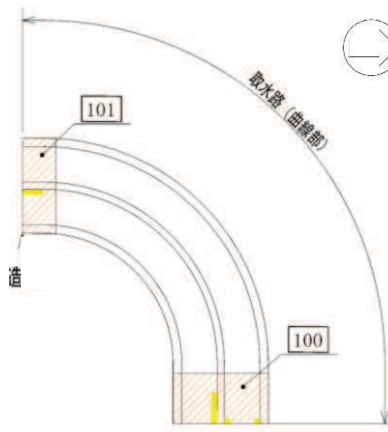


(平面図 (頂版))

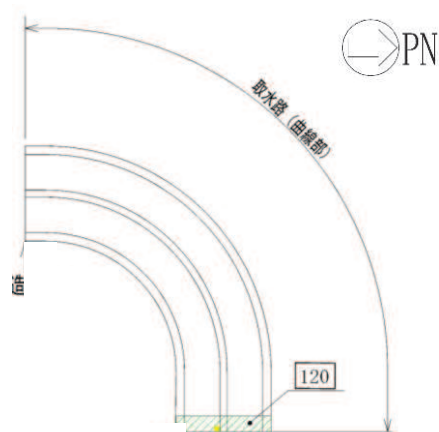
図 3-15(1) 評価部材位置 (取水路 (標準部), 直線部)



(断面図)



(平面図 (底版))



(平面図 (頂版))

図 3-15(2) 評価部材位置 (取水路 (標準部), 曲線部)

#### 4. まとめ

屋外重要土木構造物等のうち Ccb 工法による耐震補強対象の構造物が基準地震動  $S_s$  に対して、Ccb 工法の以下の 3 つの条件を満足することで、Ccb 工法の適用範囲内であることを確認した。

- ・ 棒部材式によるせん断耐力による照査で、照査値がおおむね 0.8 程度であること
- ・ 部材はおおむね弾性範囲であること
- ・ 面内変形する可能性のある部材は照査用面内せん断ひずみが  $750\mu$  未満であること

## 参考資料 7 地中構造物への鉛直地震動の位相が与える影響

### 1. 概要

屋外重要土木構造物等は、開削したうえで建設し、その後、盛土により埋戻しを行っている。そのため、海水ポンプ室、第3号機海水ポンプ室及び復水貯蔵タンク基礎の一部が地上に露出しているものの、多くが地表面以下に設置された地中構造物となっている。これらの鉛直地震動位相反転の影響について検討を行う。

鉛直地震動が地中構造物の応答に及ぼす影響については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針<技術資料>（土木学会，2005）」にて検討が実施されており、以下にその内容について取りまとめる。

また、女川原子力発電所の屋外重要土木構造物における影響検討を行い、構造物に対する鉛直方向への位相反転の影響について確認を行う。

### 2. 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針における影響検討

#### 2.1 検討方法

屋外重要土木構造物のような地中の構造物の応答に対する鉛直地震動の影響の程度を把握するため、複数の地盤条件を対象に、地盤一構造物連成系モデルを用いた時刻歴地震応答解析を実施する。

解析では、水平成層の場合（ケース1）、側方が両側とも傾斜した地盤中に埋設された場合（ケース2）、側方が片側のみ傾斜した地盤中に埋設された場合（ケース3）について検討する。

なお、構造物が設置される基礎地盤は、 $V_s=700\text{m/s}$  の一様岩盤である。

#### a. 解析モデル

地盤要素は、4節点平面ひずみ要素を用い、側方及び底面の境界には粘性要素を設ける。構造物要素には、2節点はり要素を用いる。地盤一構造物間には、ジョイント要素を設け、構造物の剥離、すべりを評価する。図2-1～図2-3に解析モデルを示す。

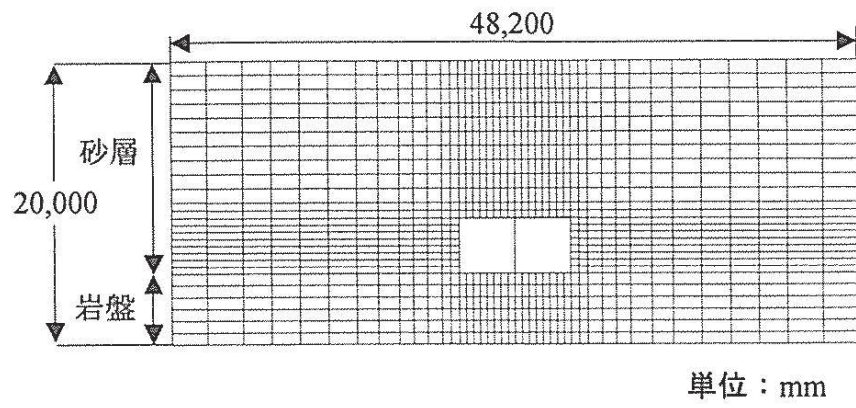


図 2-1 ケース 1 の解析モデル

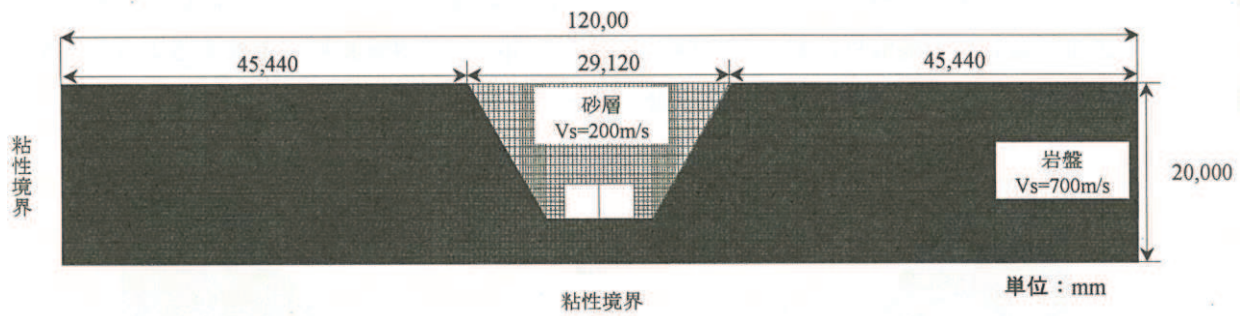


図 2-2 ケース 2 の解析モデル

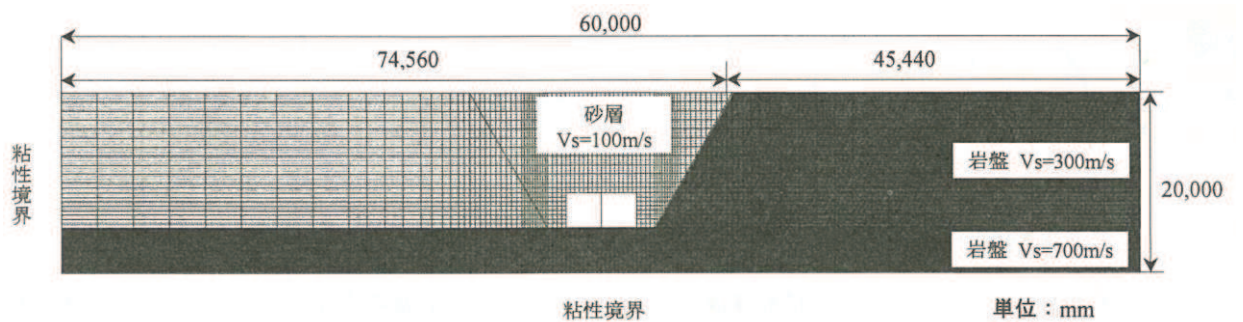


図 2-3 ケース 3 の解析モデル

b. 地盤のモデル化

R-0 モデルにより，動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性を考慮する。

c. 構造物のモデル化

軸力変動型トリリニアモデルにより，RC 部材の曲げに関する非線形特性を考慮する。

d. 入力地震動

水平・鉛直地震動ともに，1995 年兵庫県南部地震における神戸大学での観測記録を用いる。

## 2.2 検討結果

各ケースによる解析結果を表 2-1 に示す。

同表における各断面力図は、横軸に水平地震動のみ加振した場合の断面力を、縦軸に、水平・鉛直同時加振の場合の断面力で整理している。

各ケース、鉛直地震動により、発生軸力に若干の影響が認められるものの、曲げ及びせん断に支配的な断面力である、曲げモーメント、せん断力は、鉛直地震動による影響が小さい。

図 2-2 に、コンクリート標準示方書におけるせん断耐力式のうち、軸力の影響を評する項である  $\beta_n$  についてケース 3 の解析結果を整理したものを示す。

同図より、水平地震動のみの場合と、水平・鉛直同時加振の場合の  $\beta_n$  は、ほぼ整合しており、鉛直地震動の影響は小さいことが示された結果と言える。

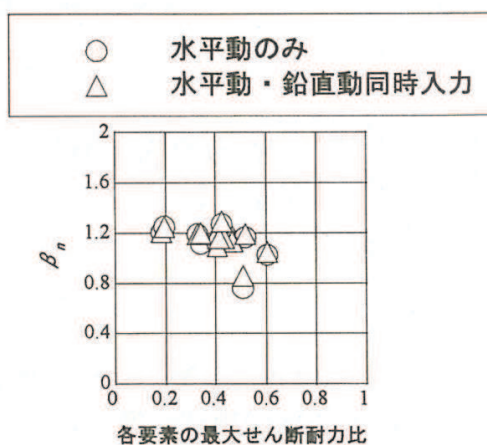


図 2-2 せん断耐力に及ぼす軸力変動の影響



表 2-1 地震応答解析結果一覧表

	断面力		
	曲げモーメント	せん断力	軸力
ケース1	<p>(kN·m) 800 600 400 200 0 0 200 400 600 800 水平動のみ (kN·m)</p>	<p>(kN) 1200 900 600 300 0 0 300 600 900 1200 水平動のみ (kN)</p>	<p>(kN) 1600 1200 800 400 0 0 400 800 1200 1600 水平動のみ (kN)</p>
ケース2	<p>(kN·m) 500 400 300 200 100 0 0 100 200 300 400 500 水平動のみ (kN·m)</p>	<p>(kN) 1000 800 600 400 200 0 0 200 400 600 800 1000 水平動のみ (kN)</p>	<p>(kN) 1500 1200 900 600 300 0 0 300 600 900 1200 1500 水平動のみ (kN)</p>
ケース3	<p>(kN·m) 500 400 300 200 100 0 0 100 200 300 400 500 水平動のみ (kN·m)</p>	<p>(kN) 800 600 400 200 0 0 200 400 600 800 水平動のみ (kN)</p>	<p>(kN) 1200 900 600 300 0 0 300 600 900 1200 水平動のみ (kN)</p>

### 3. 女川原子力発電所の屋外重要土木構造物における影響検討

#### 3.1 検討方法

女川原子力発電所の屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針における鉛直方向への位相反転の影響について、女川原子力発電所の屋外重要土木構造物に対しても同様に鉛直方向の位相反転の影響検討を行う。

評価対象構造物について、地中に埋設されている構造物は、土被りが小さいことから常時荷重による軸力の発生が小さく、鉛直方向の位相反転による構造物への影響が大きいと考えられる軽油タンク連絡ダクトを対象に影響検討を行う。

影響検討に用いる地震動は基本ケースにおける曲げ・軸力系の破壊に対する評価及びせん断破壊に対する評価が最も厳しい波を選定し、解析ケースは基本ケースを用いる。影響検討は設計ケースである++，-+に対して、鉛直方向の位相反転による+-，--ケースとする。

#### 3.2 検討結果

曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 3-1 に、せん断破壊に対する評価結果を表 3-2 に示す。検討の結果、曲げ・軸力系の破壊に対する評価及びせん断破壊に対する評価において、概ね同等の結果となった。また、耐震評価における最厳ケース以内の照査値になることを確認した。

表 3-1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）

地震動		照査値	照査値 最厳時
S s - D 2	++	0.07	S s - F 1 (-+) ケース① 照査値：0.10
	-+	0.08	
	+-	0.08	
	--	0.08	

表 3-2 せん断破壊に対する評価結果

地震動		照査値	照査値 最厳時
S s - D 2	++	0.37	S s - D 3 (++) ケース③ 照査値：0.47*
	-+	0.46	
	+-	0.46	
	--	0.38	

注記\*：軽油タンク連絡ダクトのばらつきケースは基本ケースで最も厳しい照査値となる S s - D 2 (-+) で実施しているが、全照査値の最厳ケースは更なるばらつきケースとなる。

#### 4. まとめ

鉛直地震動が地中構造物の応答に及ぼす影響について、既往の文献を基に検討を実施した。その結果、基礎地盤の速度構造が一様である場合、屋外重要土木構造物のような、地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物は、鉛直地震動の影響をほぼ受けないことが確認された。

上記の結果について、女川原子力発電所の屋外重要土木構造物に対しても同様の結果となるのか確認のため、軽油タンク連絡ダクトを対象に影響検討を行った結果、鉛直方向の位相反転の影響は小さく、耐震評価における最厳ケース以内の照査値になることを確認した。

上記の結果について、女川原子力発電所の基礎地盤の速度構造は、おおむね水平成層であることが確認されていることから、屋外重要土木構造物の耐震安全性評価では、鉛直地震動は耐震性に顕著な影響を及ぼさないものと判断される。

以上により、鉛直地震動については、位相の反転を考慮しないことの妥当性を確認した。

## 参考資料 8 等価剛性モデルにおける鉛直方向床応答への影響

### 1. 概要

「11. 等価剛性モデルの設定方針」に示すとおり，屋外重要土木構造物等のうち妻壁や隔壁等の面部材を有する箱形構造物は，二次元地震応答解析における構造物モデルを等価剛性モデルとしている。等価剛性モデルでは，補正係数 $\alpha$ ， $\beta$ を設定しており，補正係数 $\alpha$ は構造物の奥行長さに対する，各部材の奥行長さの比率から算出し，補正係数 $\beta$ は三次元モデルの水平変位と等しくなるように算出し，等価剛性モデルの弾性係数（剛性）を設定している。

補正係数 $\beta$ は二次元等価剛性モデルの平面応力要素に対して設定しており，水平・鉛直方向で等方のため，方向に応じて剛性を変更することはできない。そのため，本書では，水平方向の剛性を等価としない場合の鉛直方向の床応答を算定し，剛性調整による鉛直方向床応答への影響について確認する。

### 2. 検討方法

検討方法として，二次元地震応答解析により，水平方向の剛性を合わせた場合（ $\beta$ 調整）と，合わせない場合（ $\beta = 1$ ）の床応答について加速度応答スペクトル比較を行う。

検討対象構造物は，補正係数 $\beta$ の調整量が最小の構造物と最大の構造物を選定する。調整量最小の構造物は $\beta = 0.49$ となるガスタービン発電設備軽油タンク室のEW断面，調整量最大の構造物は $\beta = 1.12$ となる軽油タンク室（H）のNS断面のため，これらの構造物を用いて影響検討を行う。

検討では基準地震動S s 7波（++）の基本ケースを包絡した加速度応答スペクトルを用い，加速度応答スペクトルの抽出位置は，床応答算出箇所のうち応答加速度が最大となる節点を抽出する。ガスタービン発電設備軽油タンク室における抽出位置を図2-1に，軽油タンク室（H）の抽出位置を図2-2に示す。

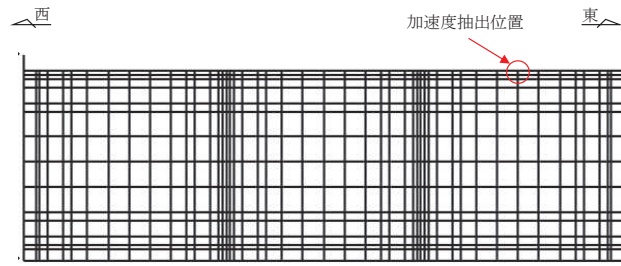


図 2-1 ガスタービン発電設備軽油タンク室の抽出位置

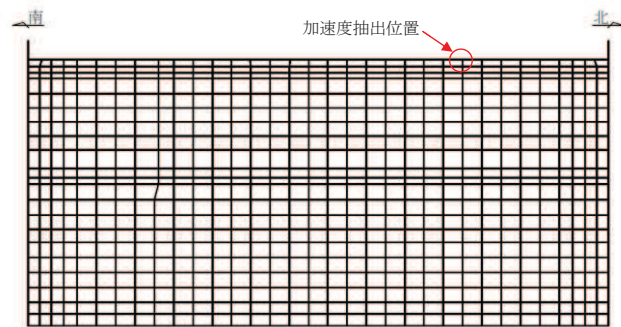


図 2-2 軽油タンク室 (H) の抽出位置

### 3. 検討結果

ガスタービン発電設備軽油タンク室における比較結果を図 3-1 に、軽油タンク室 (H) における比較結果を図 3-2 に示す。

検討の結果、補正係数  $\beta$  を小さくなるよう調整したガスタービン発電設備軽油タンク室は、補正係数  $\beta = 1$  (調整しない) の場合に比べて応答が多少大きくなり、保守的な結果となった。補正係数  $\beta$  を大きくなるよう調整した軽油タンク室 (H) は、補正係数  $\beta = 1$  (調整しない) の場合と同等の結果となった。

補正係数  $\beta$  を調整する場合、方向に応じて剛性を変更することはできないことから、鉛直方向の応答に多少影響を及ぼすが、影響は軽微であった。

以上の結果から、補正係数  $\beta$  の調整により、鉛直方向床応答への影響を与える場合があるが、女川原子力発電所の屋外重要土木構造物等の設定は問題無いことを確認した。

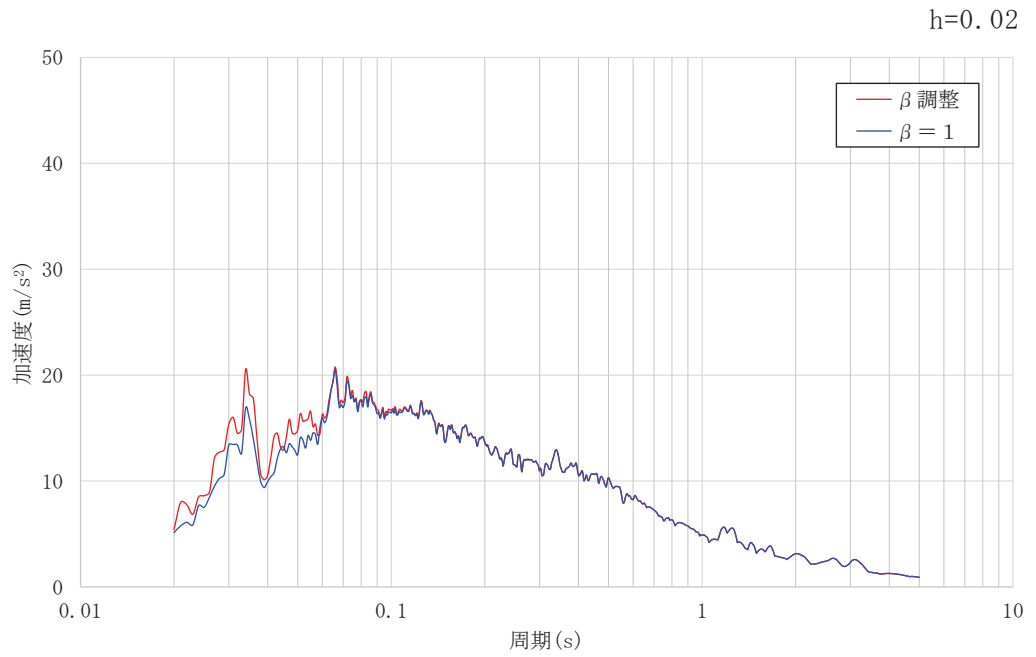


図 3-1 ガスタービン発電設備軽油タンク室の加速度応答スペクトル（鉛直方向）

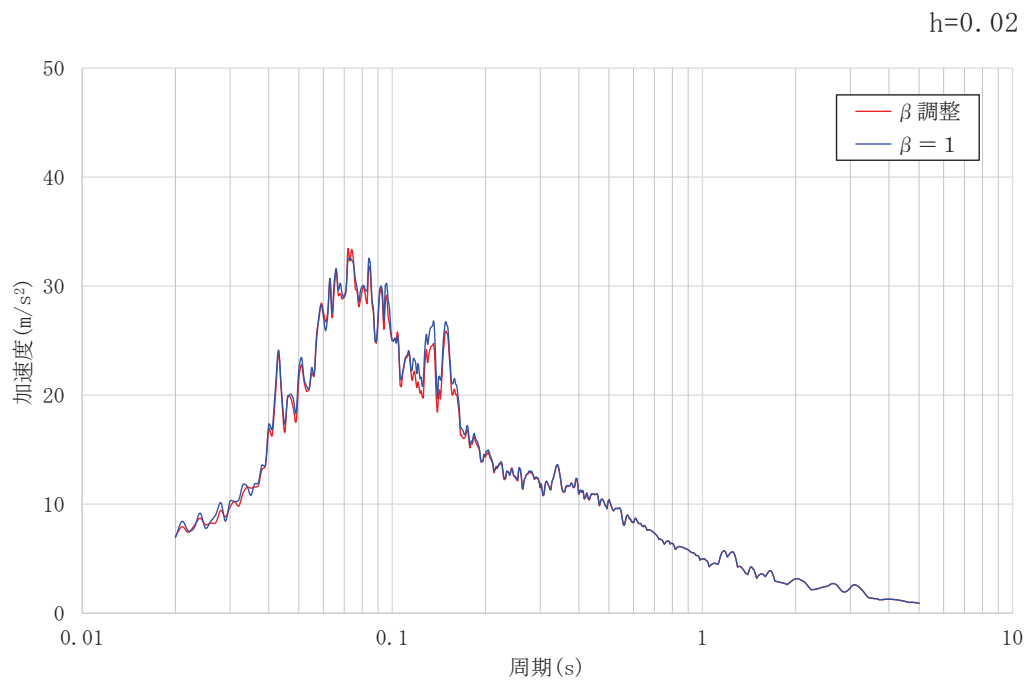


図 3-2 軽油タンク室 (H) の加速度応答スペクトル（鉛直方向）

## 参考資料 9 解析手法の選定（④全応力解析）の補足確認結果

### 1. はじめに

屋外重要土木構造物のうち、海水ポンプ室、取水路（漸拡部）、取水路（標準部、断面④及び⑤）及びガスタービン発電設備軽油タンク室（東西方向）は、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について 4.3 解析手法選定の方針」に示す解析手法の選定フローにより、④全応力解析に分類されている。

しかし、各構造物と地盤改良の間や解析断面の周辺領域に地下水位以下の盛土や旧表土が分布していることから、これらの地盤の液状化の可能性等を確認するため有効応力解析を行い、全応力解析による耐震評価で問題無いことと、液状化による浮上りの評価が不要であることを確認した。

以下に構造物毎に検討内容を示す。

### 2. 海水ポンプ室（東西方向）及び取水路（漸拡部）に対する確認

海水ポンプ室（東西方向）と取水路（漸拡部）は相互に接続して設置されており、周囲の改良地盤や盛土・旧表土の分布等の地質状況も類似しているため、両構造物に対する確認をまとめて行う。

海水ポンプ室（東西方向）及び取水路（漸拡部）の評価対象位置図を図 2-1 に、地質断面図を図 2-2 及び図 2-3 にそれぞれ示す。両構造物とも、躯体と改良地盤の間には地下水位以深の盛土が分布していることから、この盛土の液状化の可能性を確認する。また、両断面とも隣接する防潮堤の東側には、O.P. 3.5m 盤の地下水位以深の盛土・旧表土が分布していることから、盛土・旧表土の液状化による構造物への影響を確認する。



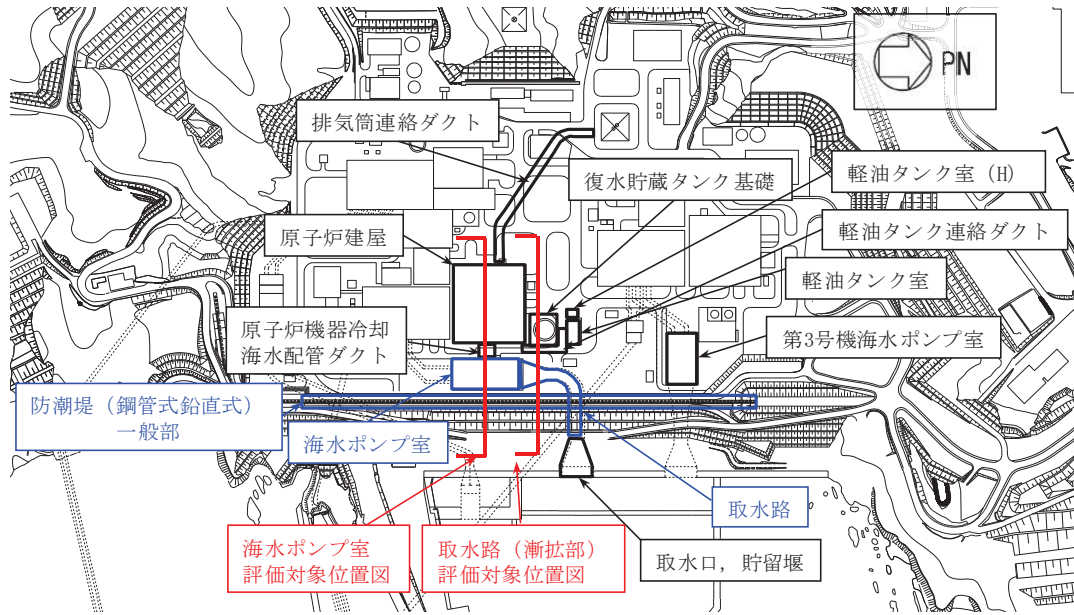


図 2-1 海水ポンプ室及び取水路（漸拡部）評価対象位置図

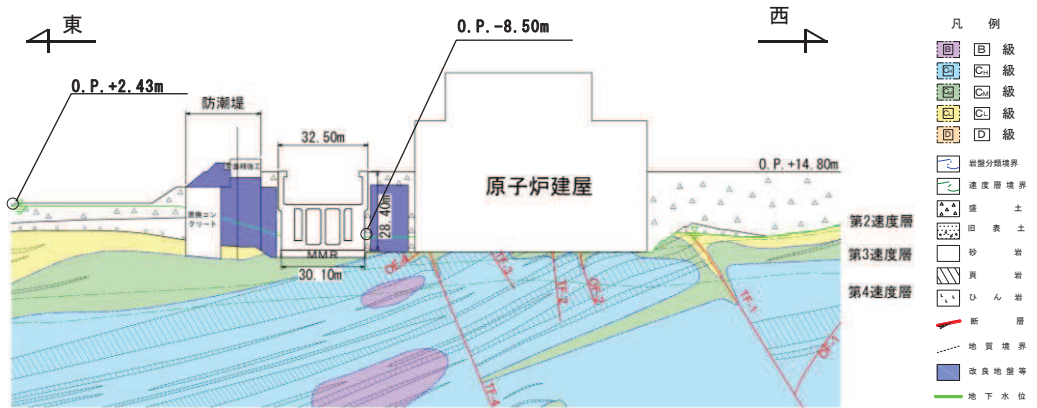


図 2-2 海水ポンプ室地質断面図（東西（補機ポンプエリア））

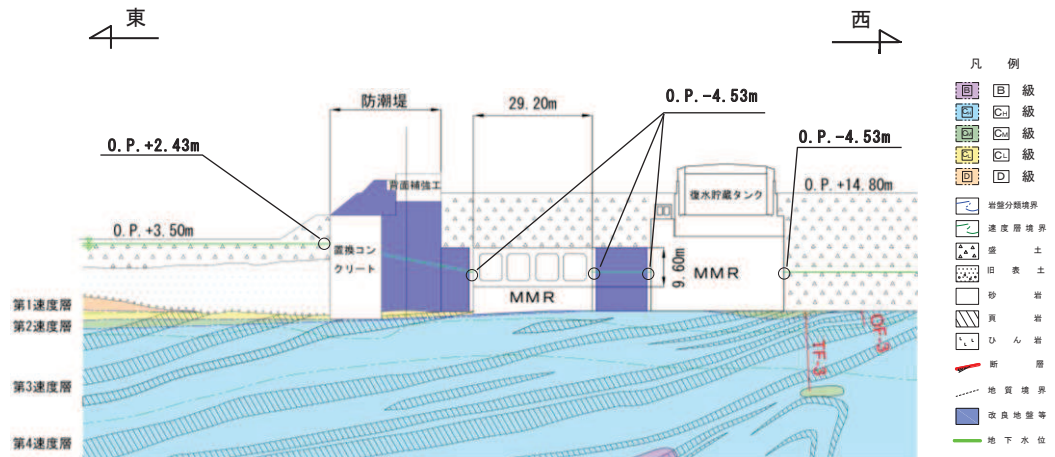


図 2-3 取水路（漸拡部）評価対象地質断面図

## 2.1 構造物と改良地盤間に分布する盛土の液状化の確認

構造物と改良地盤間に局所的に分布する盛土の液状化の可能性は、防潮堤を対象として実施した有効応力解析による地盤の過剰間隙水圧比により確認する。解析断面は、図 2-1 において海水ポンプ室を含む断面とし、地質断面図は、図 2-2 と同様である。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）に対する隣接構造物の影響検討を目的に実施した有効応力解析結果を引用する。海水ポンプ室及び原子炉建屋は、コンクリート剛性として変位が小さく評価されていることに留意が必要である。一方、地下水位は O.P. 3.5m 盤及び O.P. 14.8m 盤共に、O.P. 2.43m としており、海水ポンプ室周辺では、海水ポンプ室の設計用地下水位（O.P. -8.5m）や取水路（漸拡部）の設計用地下水位（O.P. -4.53m）より高く、保守的な設定となっている。

地震動の継続時間が長く液状化発生の可能性が高くなる  $S_s - D 1$ （++）と防潮堤の耐震性に厳しい  $S_s - D 2$ （++）に対する最大過剰間隙水圧分布比分布を図 2-4(1) と図 2-4(2) にそれぞれ示す。

解析の結果、液状化が発生しているのは、O.P. 3.5m 盤の旧表土のみであり、拘束圧が小さく地下水が高い O.P. 3.5m 盤の盛土においては液状化していない。また、着目する O.P. 14.8m の盛土は液状化していない。

本解析では、構造物の剛性を高くモデル化して、変形が小さく評価されているが、その影響を受けずに自由に変形できる O.P. 3.5m 盤の盛土でも液状化していないことから、両構造物の付近に局所的に分布する盛土の液状化やそれに起因する浮上りの影響は無いと判断した。

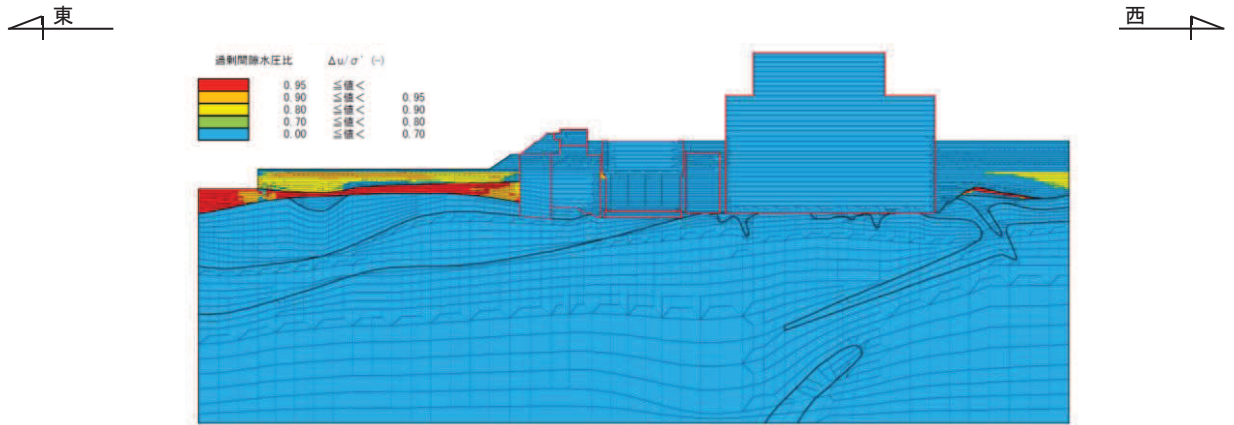


图 2-4(1) 最大过剩间隙水压比分布 (S s - D 1 (++) )

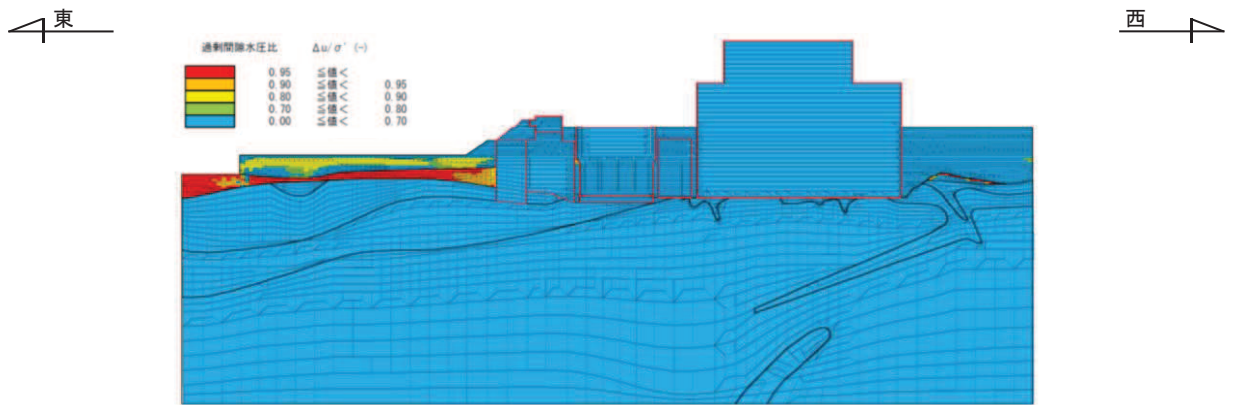


图 2-4(2) 最大过剩间隙水压比分布 (S s - D 2 (++) )

## 2.2 0.P. 3.5m 盤の盛土・旧表土による影響の確認

影響の確認は，防潮堤を対象として実施した全応力解析と有効応力解析による地盤のせん断ひずみ，残留変形及び過剰間隙水圧比等に着目し比較する。解析断面は，液状化強度比が比較的小さい旧表土が厚く分布する図 2-5 の断面②とする。断面②の解析モデルを図 2-6 に示す。入力地震動は，防潮堤の耐震評価が厳しくなる  $S_s-D2$  (—) とする。

全応力解析及び有効応力解析によるせん断ひずみ分布を，図 2-7(1)と図 2-7(2)に，過剰間隙水圧比を図 2-8 に示す。解析の結果，0.P. 3.5m 盤の旧表土は液状化しているものの，防潮堤西側（陸側）における両解析のせん断ひずみの分布は類似しており，ひずみレベルも両解析ともに 2%以下である。

また，有効応力解析による残留変形図を図 2-8 に示す。0.P. +3.5m 盤の旧表土及び盛土は，液状化に伴う残留変形を示しているものの，防潮堤西側（陸側）では残留変形はほとんど示していない。

以上より，0.P. 3.5m の液状化の影響は，両構造物の分布する 0.P. 14.8m 盤の地盤に影響を及ぼさないと判断した。

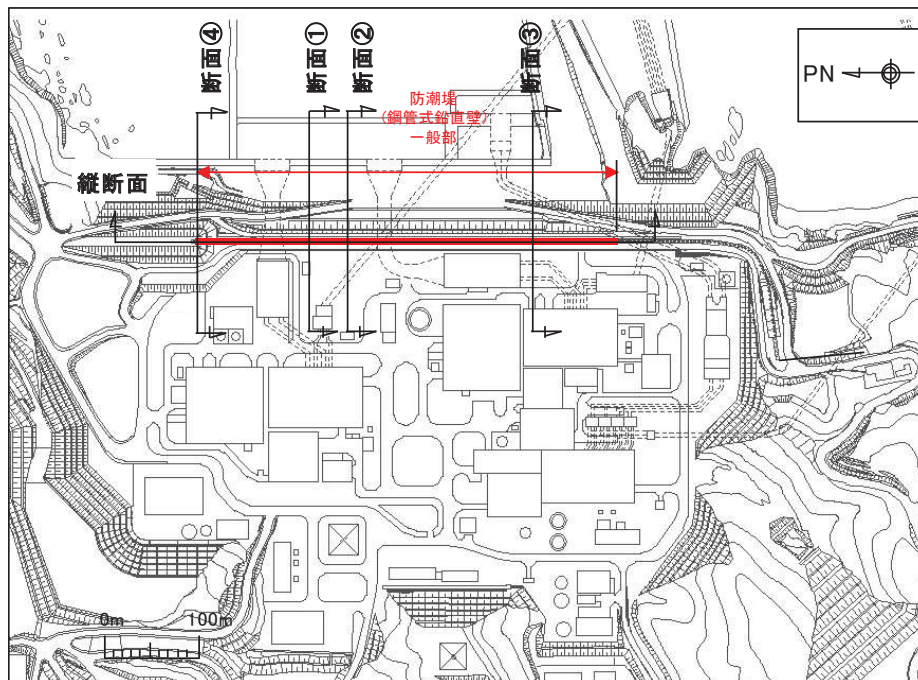


図 2-5 防潮堤の解析断面位置図（断面②）

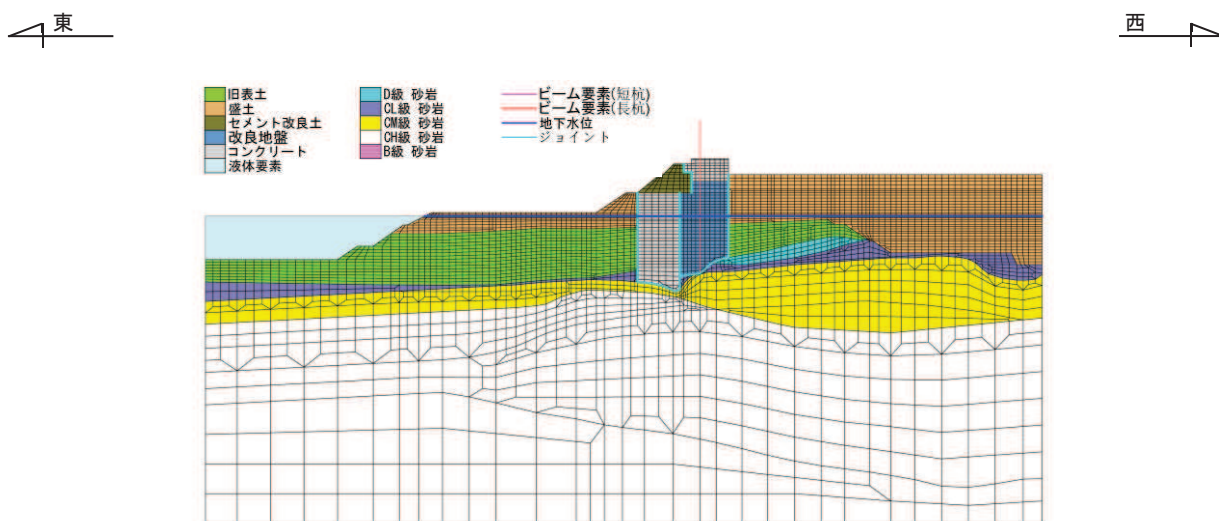


図 2-6 断面②の解析モデル

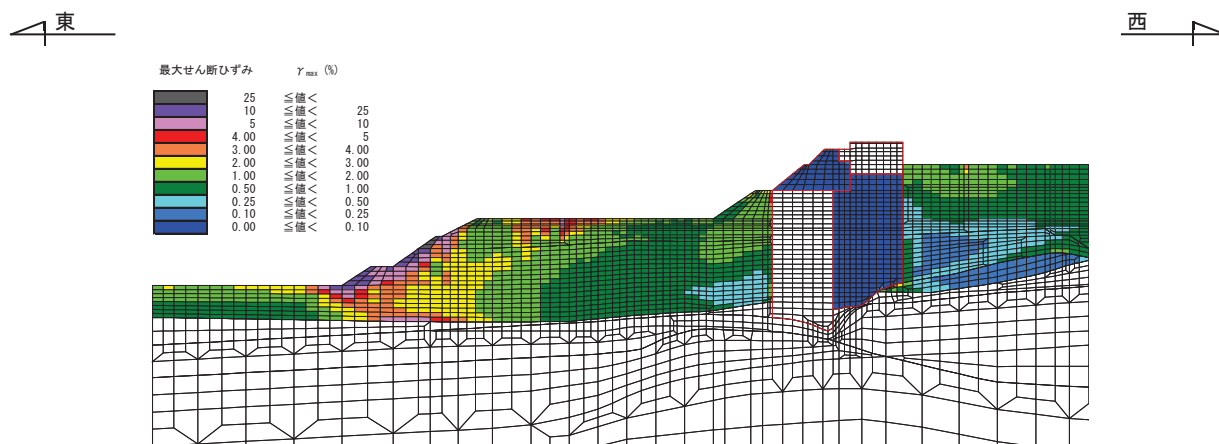


図 2-7(1) 全応力解析 (断面②) の最大せん断ひずみ分布

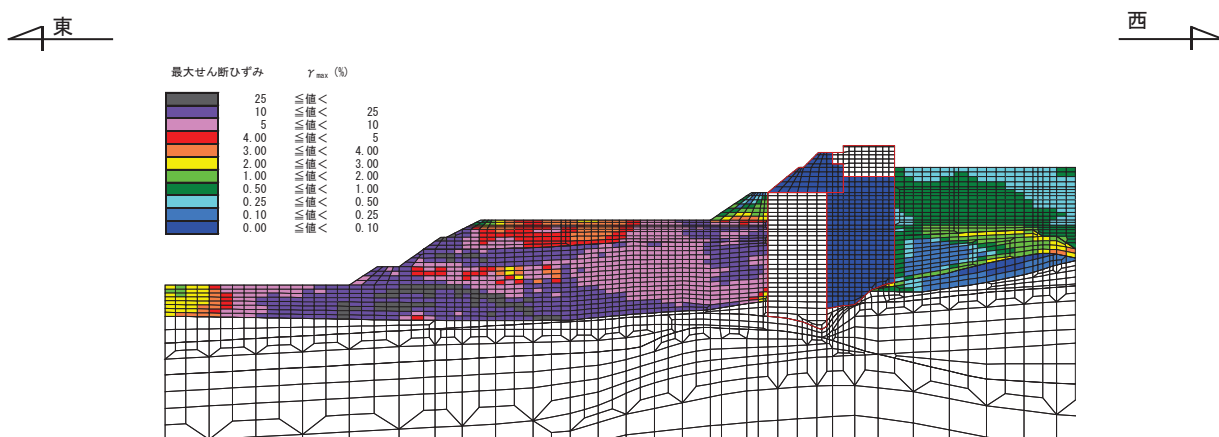


図 2-7(2) 有効応力解析 (断面②) の最大せん断ひずみ分布

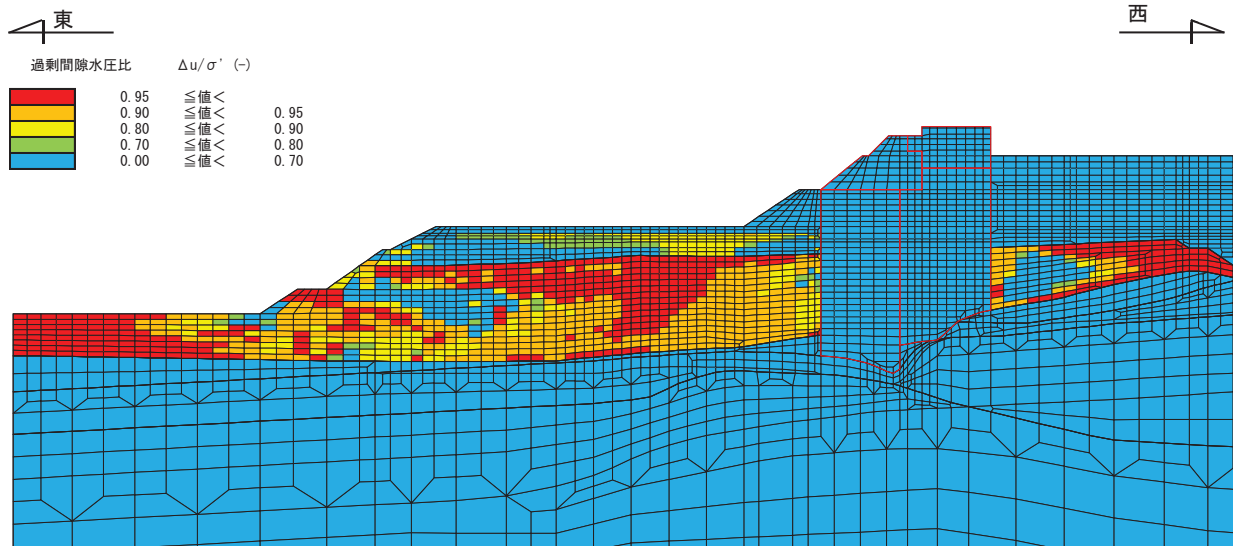
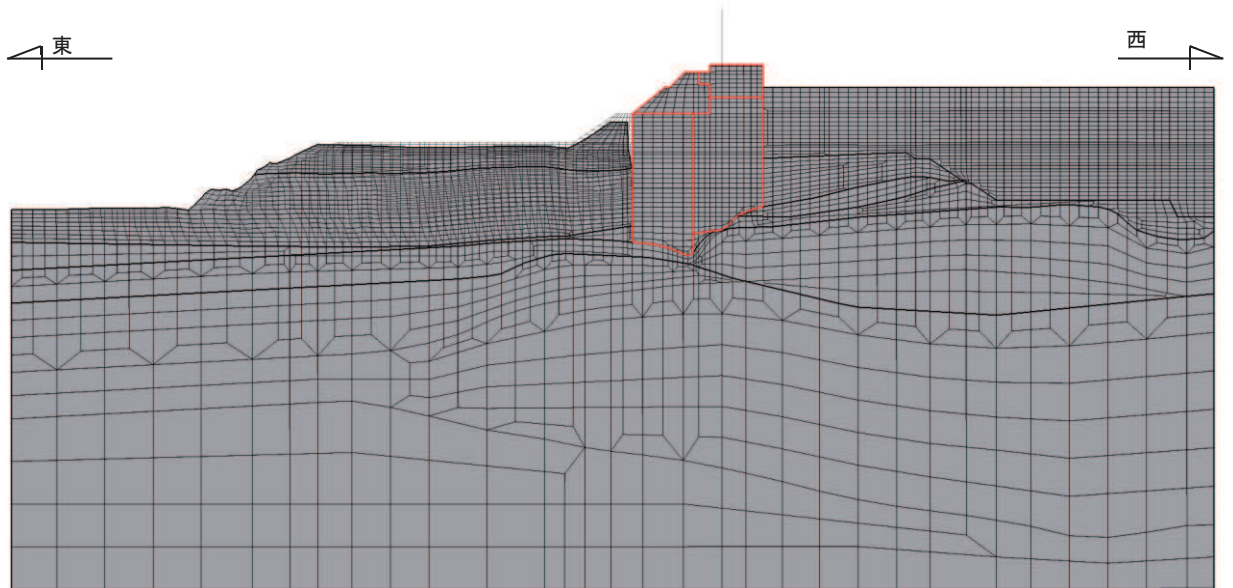


図 2-8 有効応力解析（断面②）の過剰間隙水圧比分布



変形倍率：2倍

図 2-9 有効応力解析（断面②）の残留変形図

### 3. 海水ポンプ室（南北方向）に対する確認

海水ポンプ室（南北方向）の平面図を図 3-1 に、地質断面図を図 3-2 に示す。

海水ポンプ室の北側には取水路が存在し、取水路周辺の地下水以深については改良地盤がなされていることから液状化による影響はないと考えられる。

海水ポンプ室の南側は改良地盤がなされ、その外側には地下水位以深の盛土が分布していることから、この盛土の液状化の可能性を確認する。

確認は、図 3-2 に示す改良地盤の南側で地下水位が高く土被りが小さく液状化しやすい箇所を対象に基準地震動  $S_s$  を用いた有効応力解析により盛土の過剰間隙水圧比に着目して実施する。解析ケースは、有効応力解析の基本ケースであるケース⑥に加え、地盤のばらつきを考慮したケース⑦及び⑧とする。改良地盤により液状化による躯体への影響を軽減されると想定されることから、一次元有効応力解析により、隣接構造物がない水平成層地盤を想定することにより保守的に評価を行った。

なお、海水ポンプ室の南西角に地下水揚水井戸 No2 が設置されるため、改良地盤されていない領域がある。当該域の設計用地下水位は、揚水ポンプの故障時を想定して設定されており、図 3-3 の通り、盛土の深部に局所的に地下水位以深の部分がある。この部分については、上載土厚が 22.2m であるのに対し、図 3-2 に示す海水ポンプ室南側の 1 次元有効応力解析による評価を行う位置における上載土厚は 14.6m であるため、海水ポンプ室南側の方が有効拘束圧は小さい。そのため、海水ポンプ室南西部の評価は、有効拘束圧が小さく液状化しやすい地盤条件である海水ポンプ室南側の一次元有効応力解析で代表する。

一次元有効応力解析に用いる土層モデルを図 3-4 に、解析結果として過剰間隙水圧比分布を図 3-5 に示す。解析の結果、盛土の過剰間隙水圧比は 0.95 以下となっていることから、液状化の影響及び浮上がりの可能性はないと判断した。

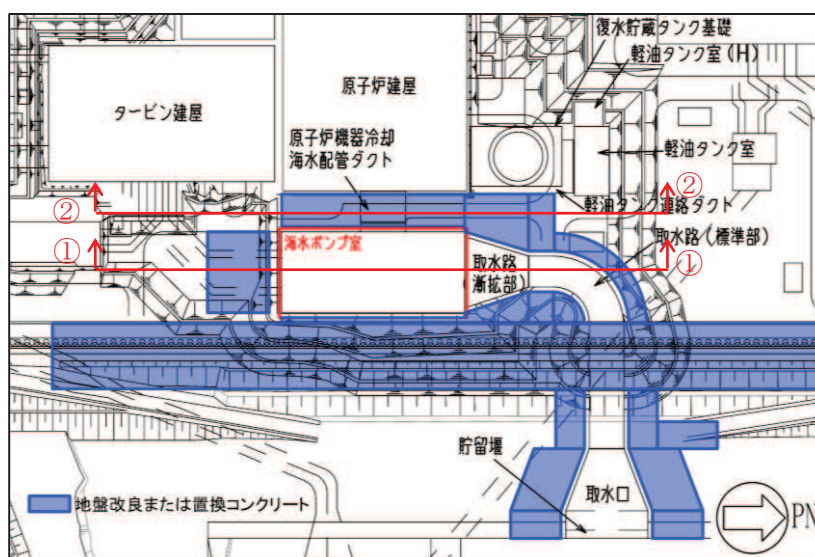


図 3-1 海水ポンプ室の平面図

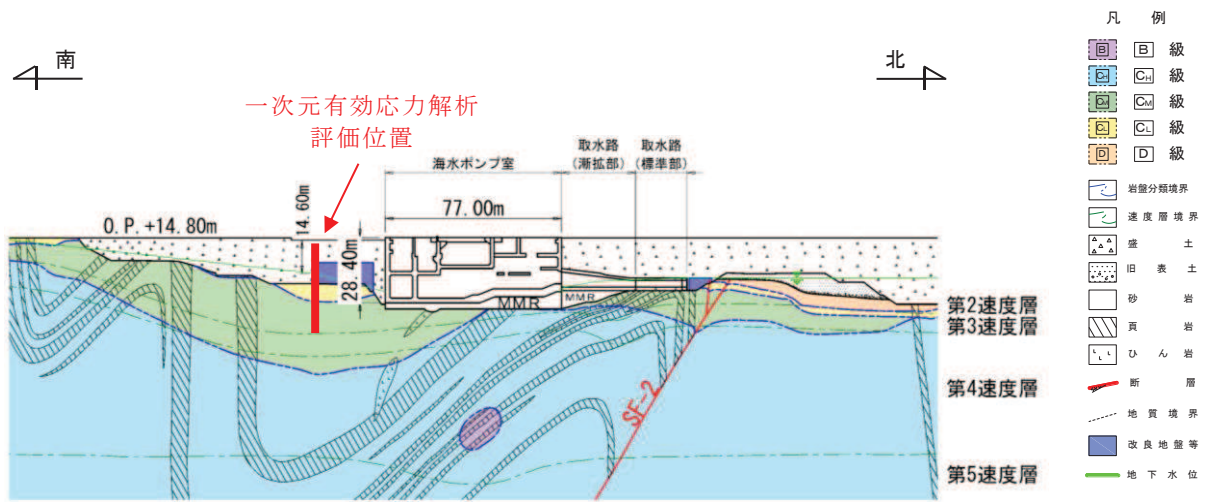


図 3-2 海水ポンプ室評価対象地質断面図 (断面①)

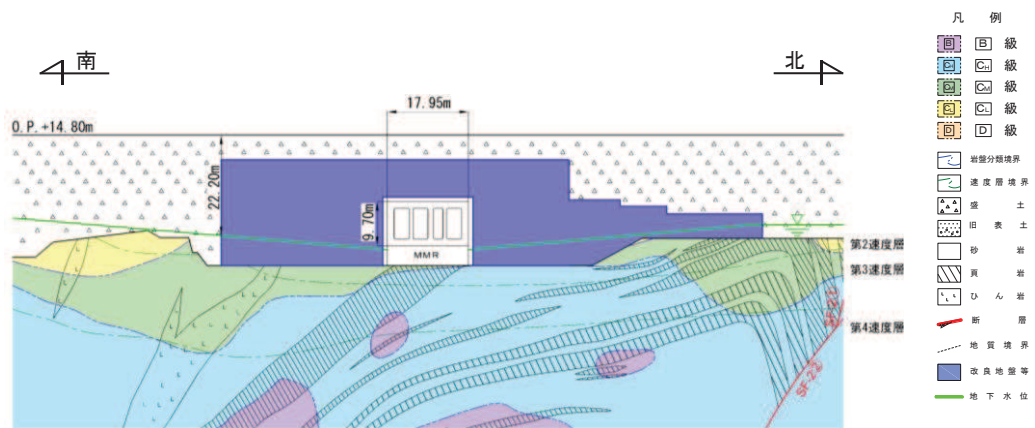


図 3-3 原子炉機器冷却海水配管ダクト (水平部) 対象評価地質断面図 (断面②)



		O. P. +14. 800m
盛	土	地下水位 O. P. -0. 799m
		O. P. -5. 087m
CL	2速	O. P. -12. 685m
CM	2速	O. P. -20. 000m

図 3-4 海水ポンプ室 一次元解析モデル

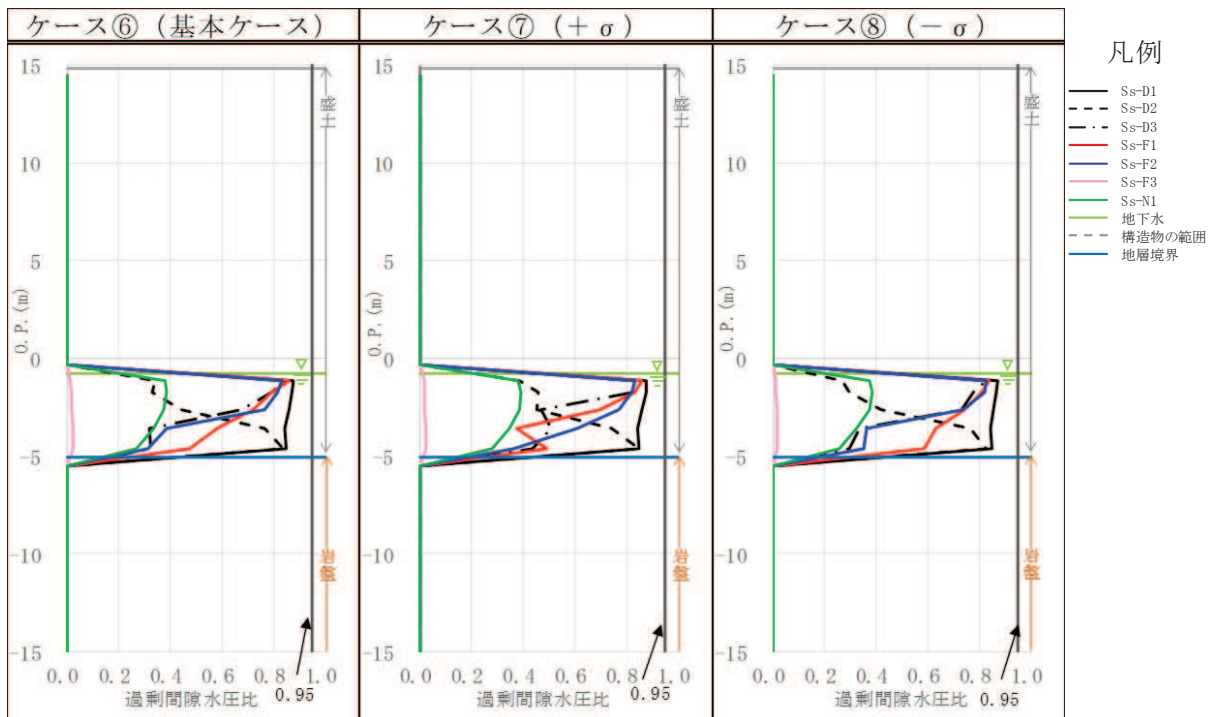


図 3-5 最大過剰間隙水圧比分布

4. 取水路（標準部，断面④及び断面⑤）に対する確認

取水路（標準部，断面④及び断面⑤）の平面図を図4-1に，地質断面図を図4-2及び図4-3にそれぞれ示す。両断面とも，躯体の側面及び頂部に地下水位以深の盛土が分布している。この盛土については，断面④では躯体と防潮堤の置換コンクリートに挟まれ，断面⑤では躯体と防潮堤の改良地盤に挟まれ，変形を拘束されていることから，せん断変形を受けて過剰間隙水圧が蓄積する可能性は小さいと考えられる。したがって，両断面とも躯体近傍の盛土の液状化の影響やそれに起因する浮上りの影響は無いと判断した。

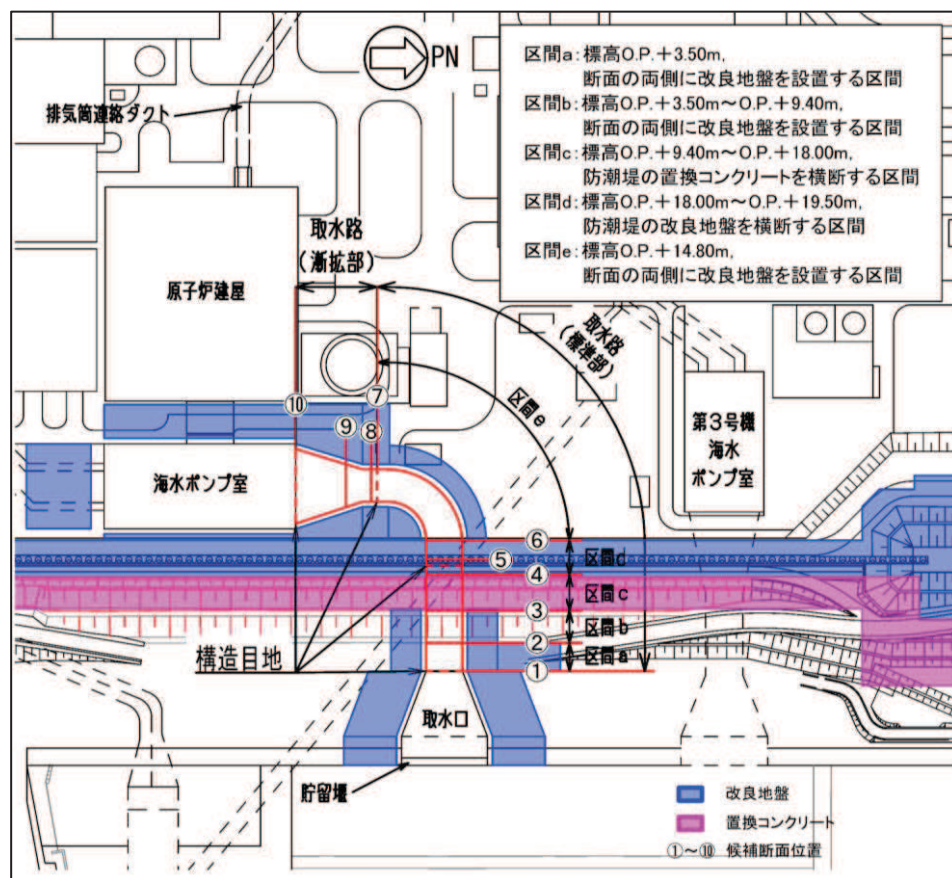


図4-1 取水路（標準部，断面④及び⑤）平面図

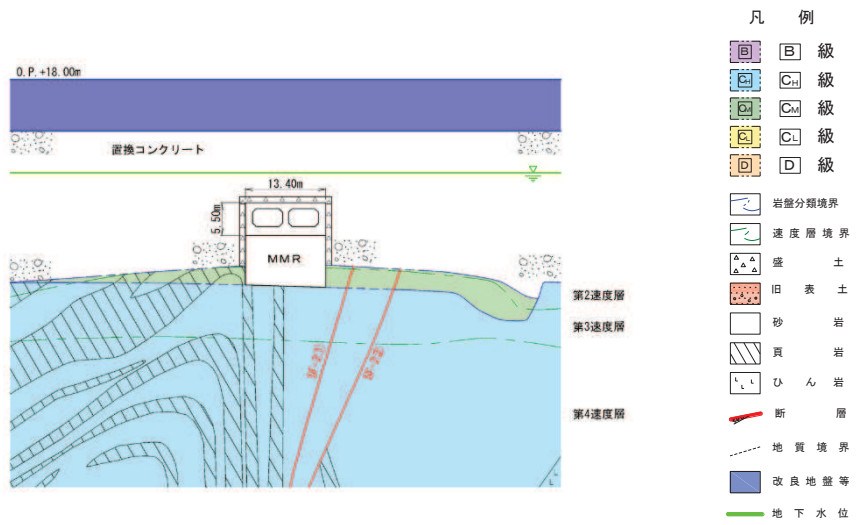


図 4-2 取水路（標準部）地質断面図（断面④：直線部）

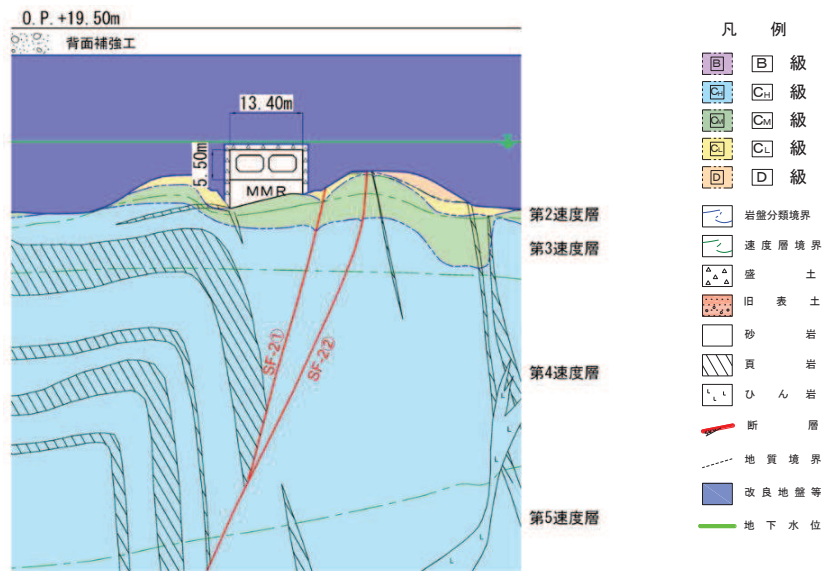


図 4-3 取水路（標準部）地質断面図（断面⑤：曲線部）

5. ガスタービン発電設備軽油タンク室（東西方向）に対する確認

ガスタービン発電設備軽油タンク室（東西方向）の平面図を図 5-1 に、地質断面図を図 5-2 に示す。躯体の東側には電気品建屋が隣接するが、電気品建屋との間の地盤は、地下水位以深の盛土が分布していることから、この盛土の液状化の可能性を確認する。

確認は、基準地震動  $S_s$  を用いた一次元有効応力解析により盛土の過剰間隙水圧比に着目して実施する。解析ケースは、有効応力解析の基本ケースであるケース⑥に加え、地盤のばらつきを考慮したケース⑦及び⑧とする。地盤のばらつきを考慮した検討の対象とする盛土は、ガスタービン発電設備軽油タンク室と電気品建屋に挟まれ、変形を拘束されているが、一次元有効応力解析により、隣接構造物が無い水平成層地盤を想定することにより保守的に評価を行った。

一次元有効応力解析に用いる土層モデルを図 5-3 に、解析結果として最大過剰間隙水圧比分布を図 5-4 に示す。解析の結果、盛土の過剰間隙水圧比は 0.95 以下となっていることから、液状化の影響及び浮上りの可能性はないと判断した。

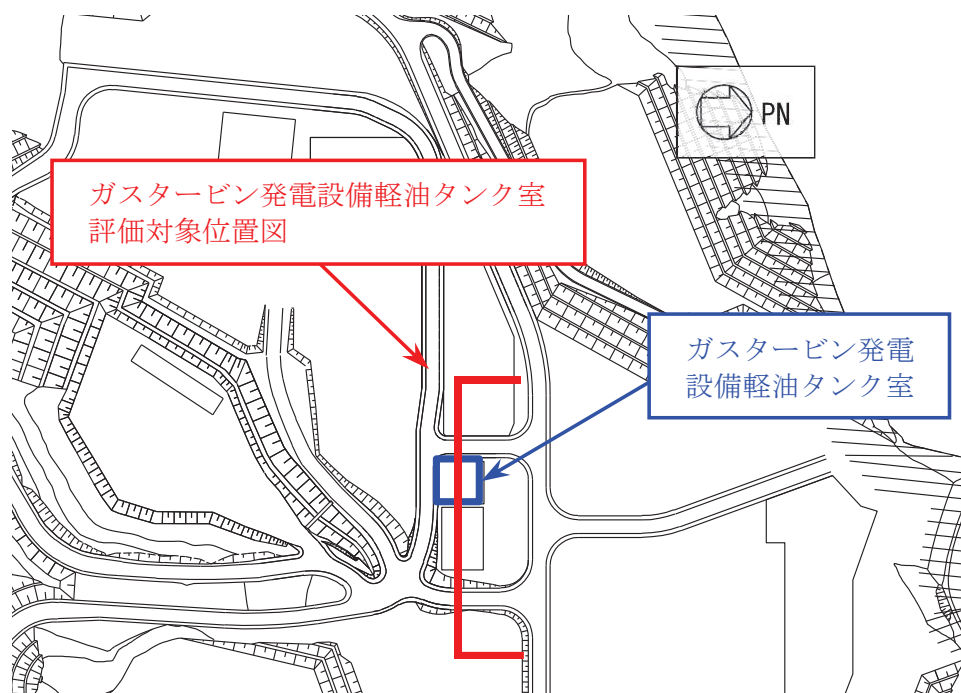


図 5-1 ガスタービン発電設備軽油タンク室平面図

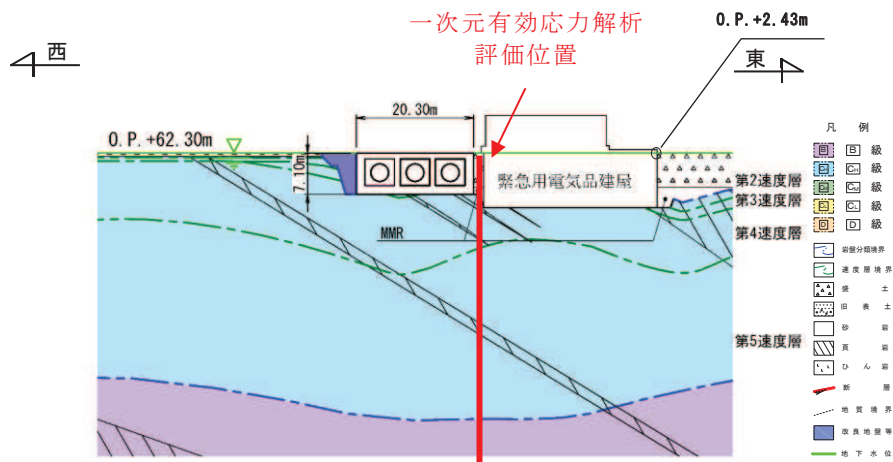


図 5-2 ガスタービン発電設備軽油タンク室評価対象地質断面図（東西方向）

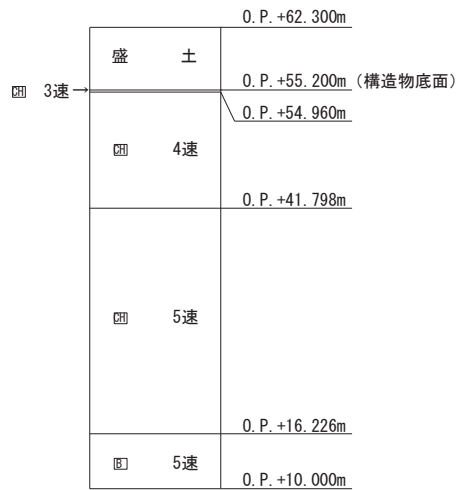


図 5-3 ガスタービン発電設備軽油タンク室 一次元解析モデル

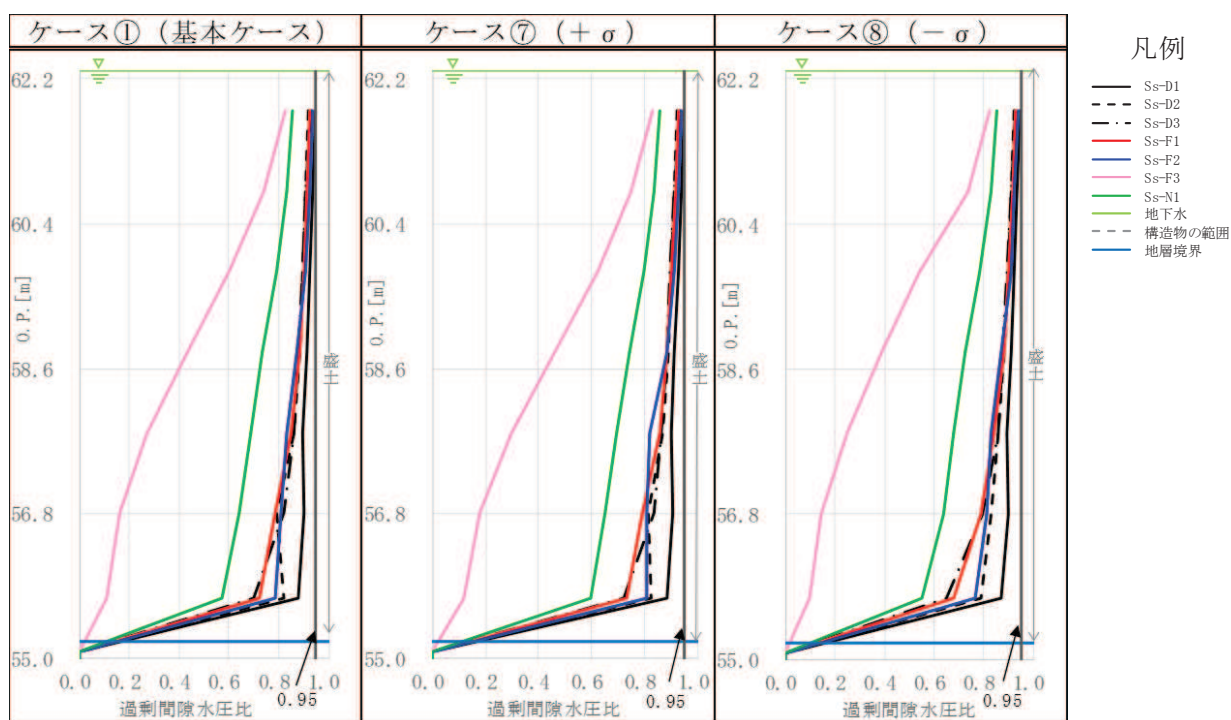


図 5-4 最大過剰間隙水圧比分布

## 5. まとめ

全応力解析により耐震評価を実施する海水ポンプ室，取水路（漸拡部），取水路（標準部，断面④及び断面⑤），及びガスタービン発電設備軽油タンク室（東西方向）について，躯体の近傍に局所的に分布する盛土の液状化可能性について検討し，いずれの構造物の盛土も液状化は発生せず，液状化の影響及びそれに起因する浮上りの影響は無いと判断した。

具体的には，海水ポンプ室（東西方向）及び取水路（漸拡部）については，二次元有効応力解析により盛土の過剰間隙水圧比は 0.95 以下であることを確認した。取水路（標準部，断面④及び断面⑤）については，周囲を置換えコンクリート又は改良地盤で囲われており，盛土の変形が拘束されていることから定性的に液状化の影響及び浮上りの可能性はないと判断した。海水ポンプ室（南北方向）及びガスタービン発電設備軽油タンク（東西方向）については，一次元有効応力解析により盛土の過剰間隙水圧比は 0.95 以下であることを確認した。

海水ポンプ室（東西方向）及び取水路（漸拡部）については，隣接する防潮堤の東側に分布する盛土・旧表土の液状化による影響の確認として，防潮堤の陸側について，発生する地盤のせん断ひずみが，二次元全応力解析と二次元有効応力解析の両解析でひずみレベル 2%以下と小さいこと及び二次元有効応力解析により残留変形を示していないことから全応力解析を選定することの妥当性を確認した。

以上の確認により，解析手法の選定で④全応力解析と選定された断面には，盛土や旧表土が分布するものの全応力解析を選定することの妥当性が確認された。

## 参考資料 10 追加解析ケースの選定方法の詳細

### 1. 概要

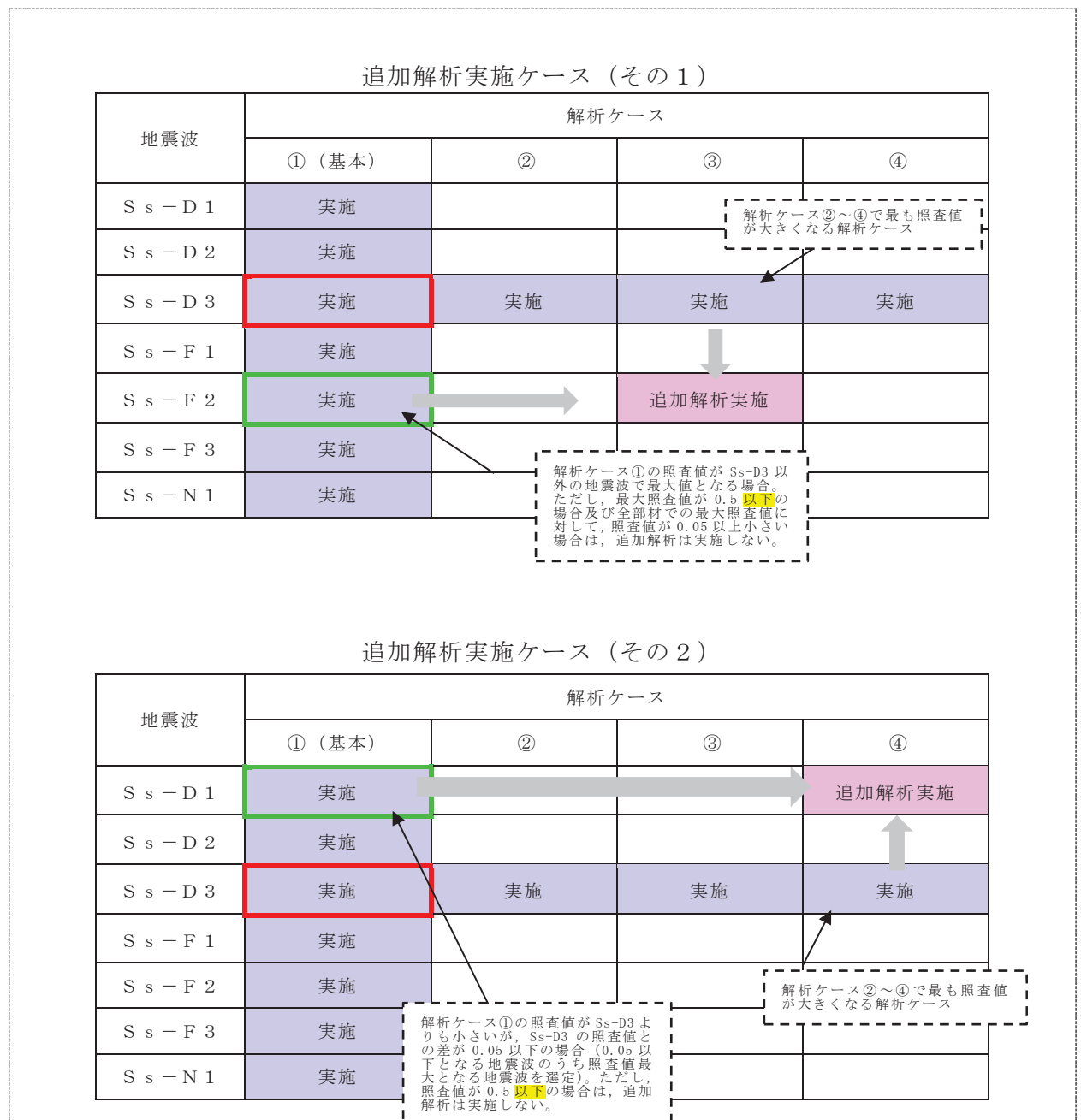
「10. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定」に示すとおり、曲げ軸力、せん断力及び支持力の照査において、照査地が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

本項では、追加解析ケースの選定方法の詳細を示す。

## 2. 選定方法

耐震評価においては、全ての基準地震動 $S_s$ に対して実施する解析ケース①(基本ケース)において、曲げ軸力、せん断力及び支持力の照査において照査値が 0.5 を超える全ての照査項目に対して、最も厳しい(許容限界に対する余裕が最も小さい)地震動を用い、解析ケース②～④の追加解析を実施する。

曲げ軸力、せん断力及び支持力の全ての照査について、図 2-1 の概念図に示すとおり、上記解析ケースの結果を踏まえ、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。





参考資料 11 女川原子力発電所における地盤の振動特性

1. 概要

本資料は、図 1-1 に示す女川原子力発電所の敷地における地盤の振動特性として、代表断面における地盤の最大加速度分布図、最大変位分布図及び最大せん断ひずみ分布図を示すものである。

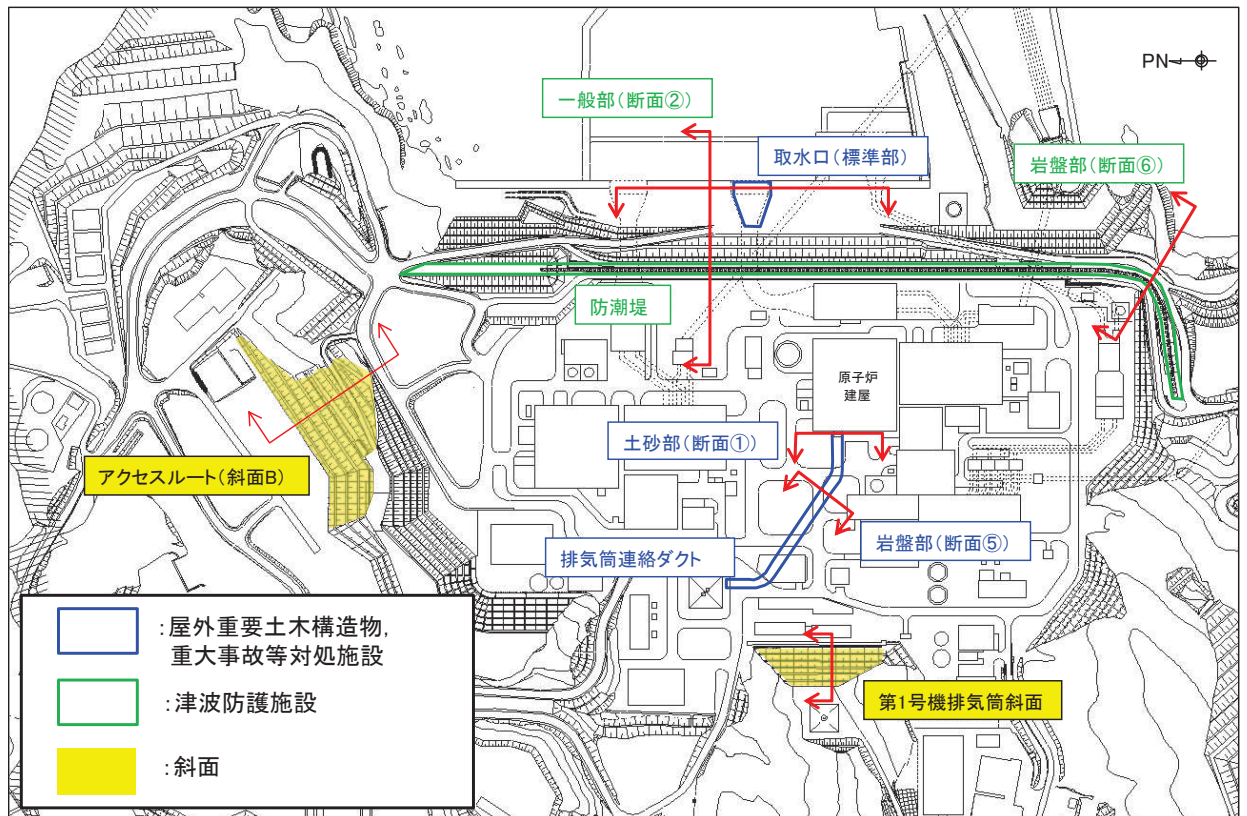


図 1-1 屋外重要土木構造物等の配置平面図

## 2. 対象断面の選定

対象断面は敷地の地盤特性を網羅的に示すよう、周囲に分布する地盤状況を踏まえて、表 2-1 の断面を対象断面として選定する。対象断面における地質断面図を図 2-1～2-7 に示す。

表 2-1 対象断面の選定

対象断面	選定理由
排気筒連絡ダクト（土砂部，断面①）	・ 施設の周囲に盛土が広く分布している
排気筒連絡ダクト（岩盤部，断面⑤）	・ 施設の周囲に岩盤が広く分布している
取水口（標準部）	・ 施設の周囲に旧表土が広く分布している ・ 施設近傍に地盤改良を実施している
防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部（断面②）	・ O. P. 13. 8m 盤*から海方向の断面であり，施設の周囲に旧表土が広く分布している
防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部（断面⑥）	・ O. P. 13. 8m 盤*から海方向の断面であり，施設の周囲に岩盤が広く分布している
アクセスルート（斜面 B）	・ O. P. 14. 8m 盤から高台への断面であり，斜面に盛土が広く分布している
第 1 号機排気筒斜面	・ O. P. 14. 8m 盤から高台への断面であり，岩盤で構成されている斜面

注記\*：東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈下を考慮した標高

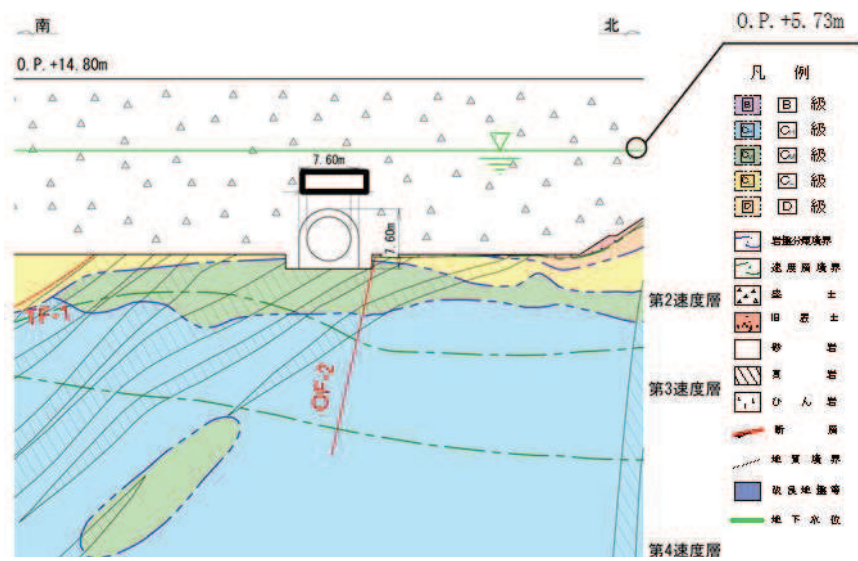


図 2-1 排気筒連絡ダクト土砂部（断面①）における地質断面図

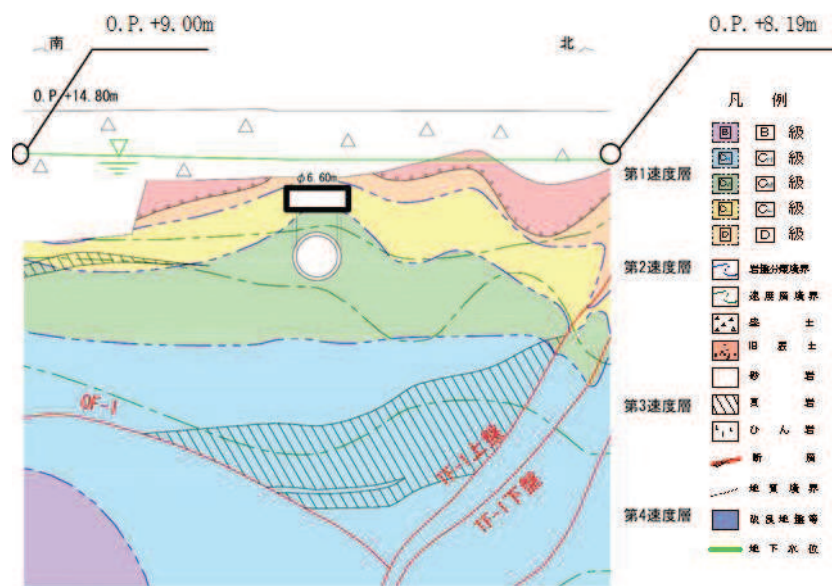


図 2-2 排気筒連絡ダクト岩盤部（断面⑤）における地質断面図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

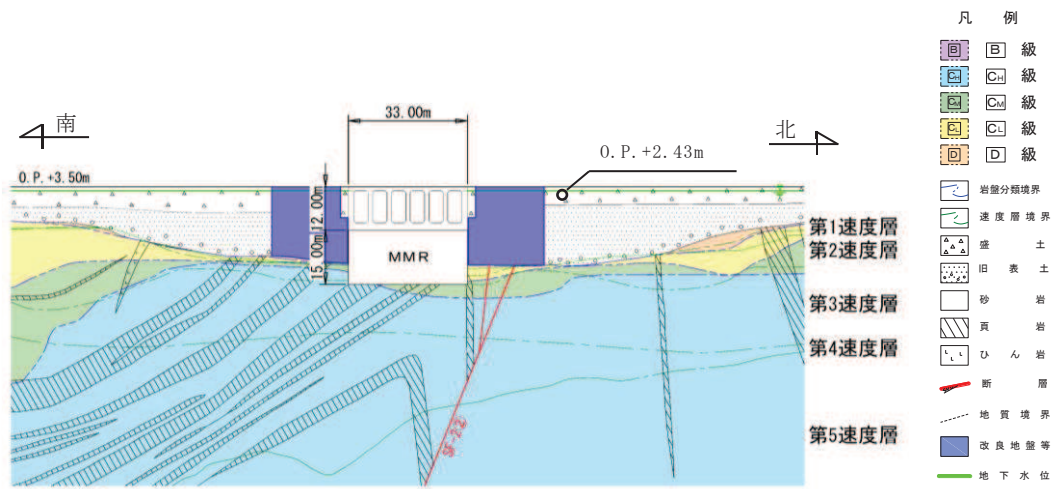
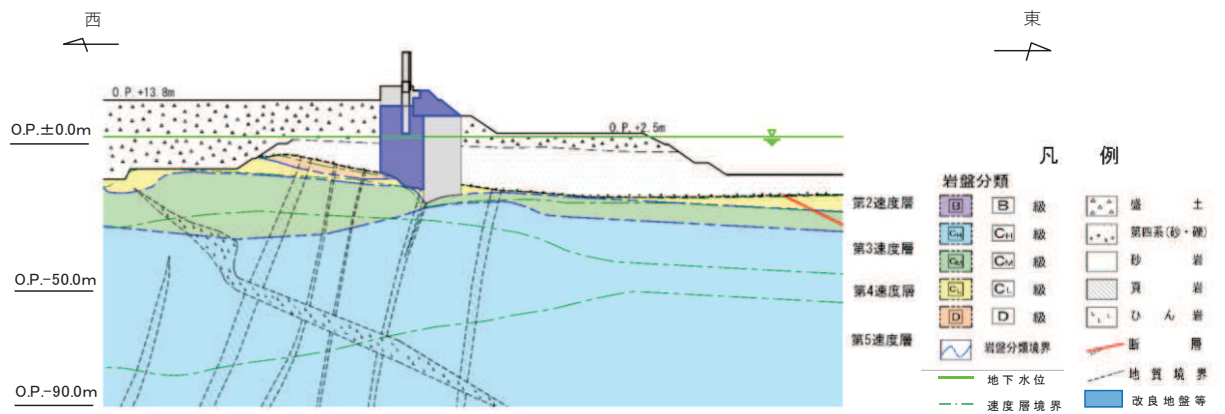
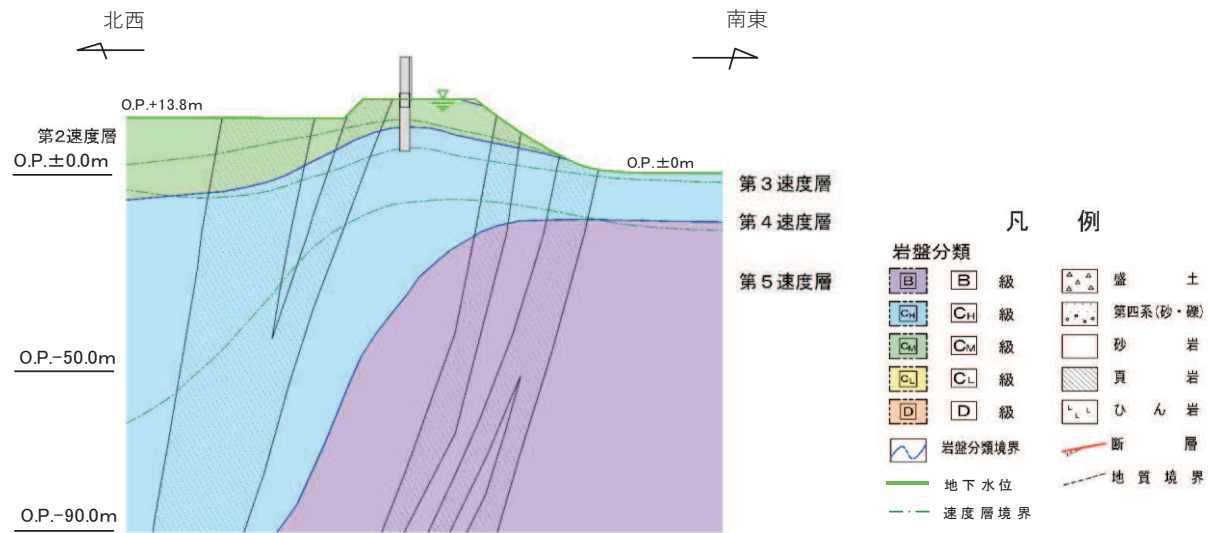


図 2-3 取水口（標準部）における地質断面図



注：東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈下を考慮した標高

図 2-4 防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部（断面②）における地質断面図



注：東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈下を考慮した標高

図 2-5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部（断面⑥）における地質断面図

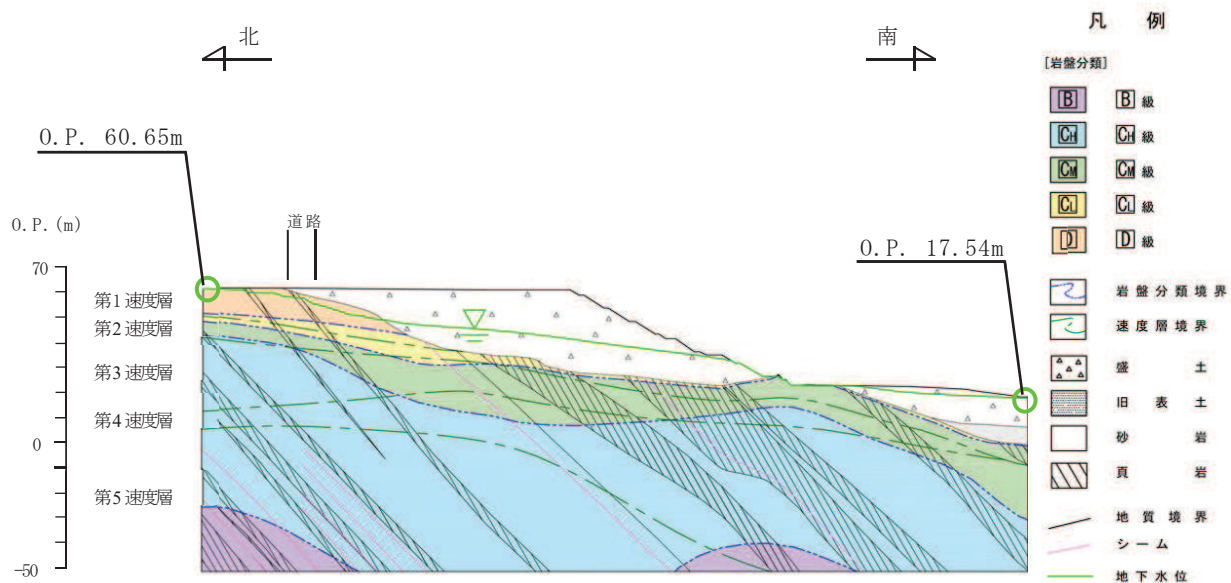


図 2-6 アクセスルート (斜面 B) における地質断面図

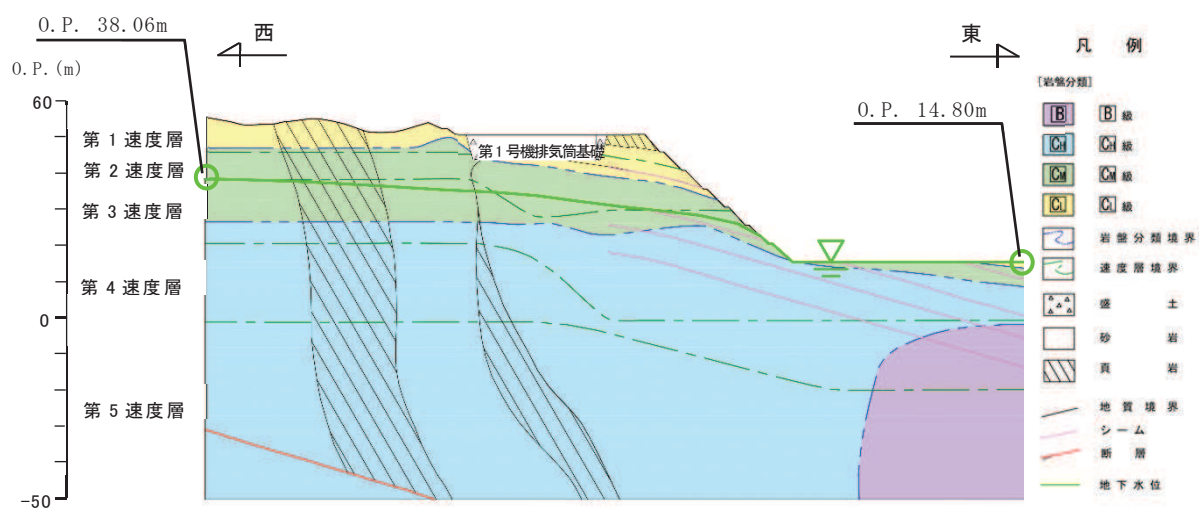


図 2-7 第 1 号機排気筒斜面における地質断面図

### 3. 解析方針

地盤の最大加速度分布図，最大変位分布図及び最大せん断ひずみ分布図は，添付書類「VI-2-2-27 排気筒連絡ダクトの地震応答計算書」，「VI-2-10-4-3 取水口の耐震性についての計算書」，「VI-2-10-2-2 防潮堤の耐震性についての計算書」，「VI-1-1-6-別添 1 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」及び「VI-2-11-2-15 第 1 号機排気筒の耐震性についての計算書」に基づき，地震応答解析を実施し，算定する。検討に用いる地震動は構造物における解析手法ごとに照査値が最も厳しい地震動を選定する。対象断面ごとの解析手法及び地震動を表 3-1 に示す。

表 3-1(1) 対象断面ごとの解析手法及び地震動

対象断面	解析手法	地震動	分布図の記載箇所		
			加速度	変位	せん断ひずみ
排気筒連絡ダクト (土砂部，断面①)	全応力解析	・ S s - D 2 (++) ケース④ (曲げ・軸力系の破壊に対する照査)	図 4-1(1)	図 4-1(2)	図 4-1(3)
		・ S s - N 1 (++) ケース④ (せん断破壊に対する照査)	図 4-2(1)	図 4-2(2)	図 4-2(3)
	有効応力解析	・ S s - D 3 (-+) ケース⑦ (曲げ・軸力系及びせん断破壊に対する照査)	図 4-3(1)	図 4-3(2)	図 4-3(3)
排気筒連絡ダクト (岩盤部，断面⑤)	全応力解析	・ S s - D 2 (-+) ケース④ (曲げ・軸力系の破壊に対する照査)	図 4-4(1)	図 4-4(2)	図 4-4(3)
		・ S s - D 2 (-+) ケース③ (せん断破壊に対する照査)	図 4-5(1)	図 4-5(2)	図 4-5(3)

表 3-1(2) 対象断面ごとの解析手法及び地震動

対象断面	解析手法	地震動	分布図の記載箇所		
			加速度	変位	せん断ひずみ
取水口（標準部）	全応力解析	・ $S_s - D 2$ ( - + ) ケース③ ( 曲げ・軸力系の破壊に対する照査 )	図 4-6(1)	図 4-6(2)	図 4-6(3)
		・ $S_s - D 2$ ( + + ) ケース③ ( せん断破壊に対する照査 )	図 4-7(1)	図 4-7(2)	図 4-7(3)
	有効応力解析	・ $S_s - D 2$ ( + + ) ケース⑧ ( 曲げ・軸力系の破壊に対する照査 )	図 4-8(1)	図 4-8(2)	図 4-8(3)
		・ $S_s - D 2$ ( + + ) ケース⑨ ( せん断破壊に対する照査 )	図 4-9(1)	図 4-9(2)	図 4-9(3)
防潮堤 ( 鋼管式鉛直壁 ) 一般部 ( 断面② )	全応力解析	・ $S_s - D 2$ ( - - ) ケース② ( 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査 )	図 4-10(1)	図 4-10(2)	図 4-10(3)
防潮堤 ( 鋼管式鉛直壁 ) 岩盤部 ( 断面⑥ )	有効応力解析	・ $S_s - F 3$ ( + + ) ケース③ ( 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査 )	図 4-11(1)	図 4-11(2)	図 4-11(3)
アクセスルート ( 斜面 B )	全応力解析	・ $S_s - D 1$ ( + - ) ( 最小すべり安全率となるケース )	図 4-12(1)	図 4-12(2)	図 4-12(3)
第 1 号機排気筒斜面	全応力解析	・ $S_s - F 2$ ( - + ) ( 最小すべり安全率となるケース )	図 4-13(1)	図 4-13(2)	図 4-13(3)



#### 4. 解析結果

地震応答解析により算出された，対象断面における最大加速度分布図，最大変位分布図及び最大せん断ひずみ分布図を図 4-1～図 4-13 に示す。

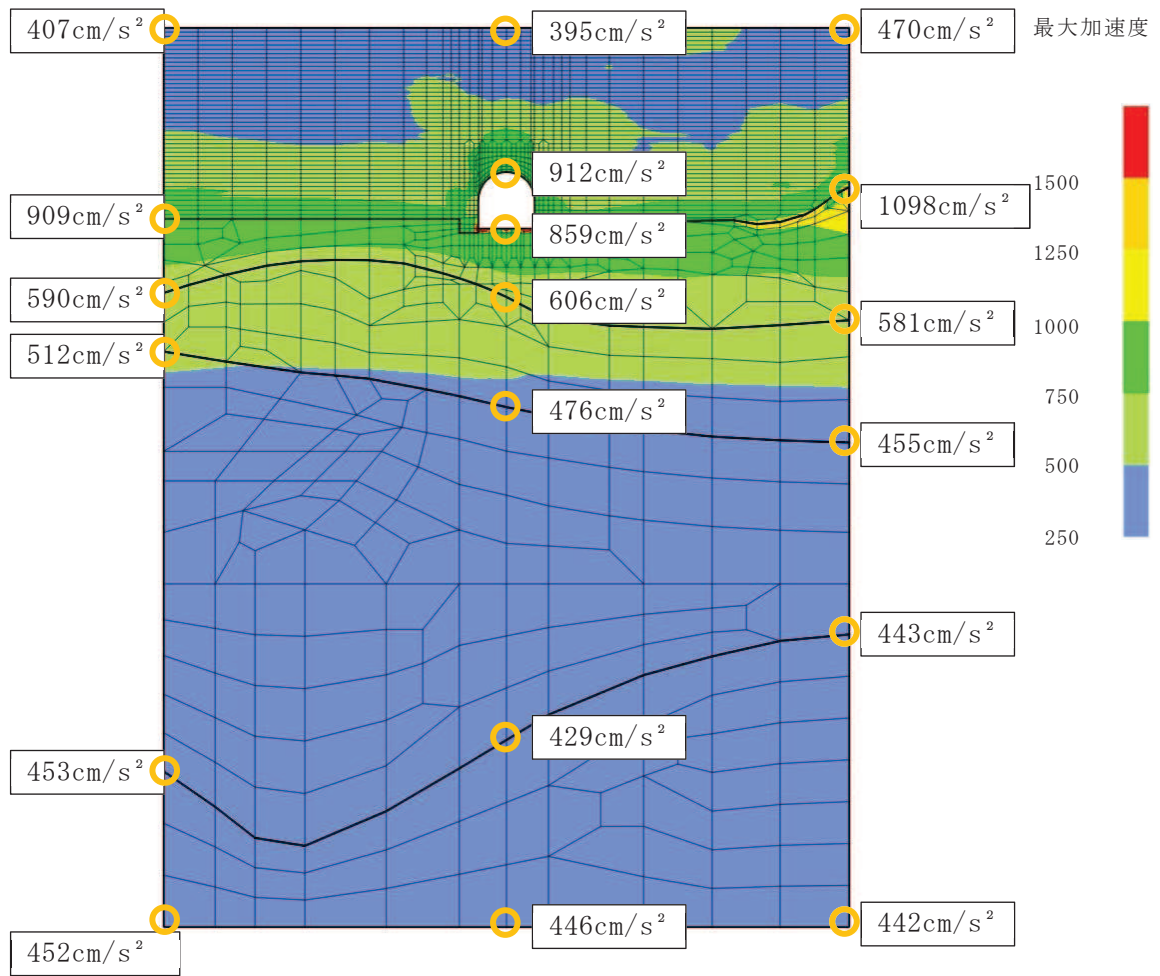


図 4-1(1) 排気筒連絡ダクト土砂部（断面①）における最大加速度分布図  
 （全応力解析， $S_s - D2$ （++）ケース④）

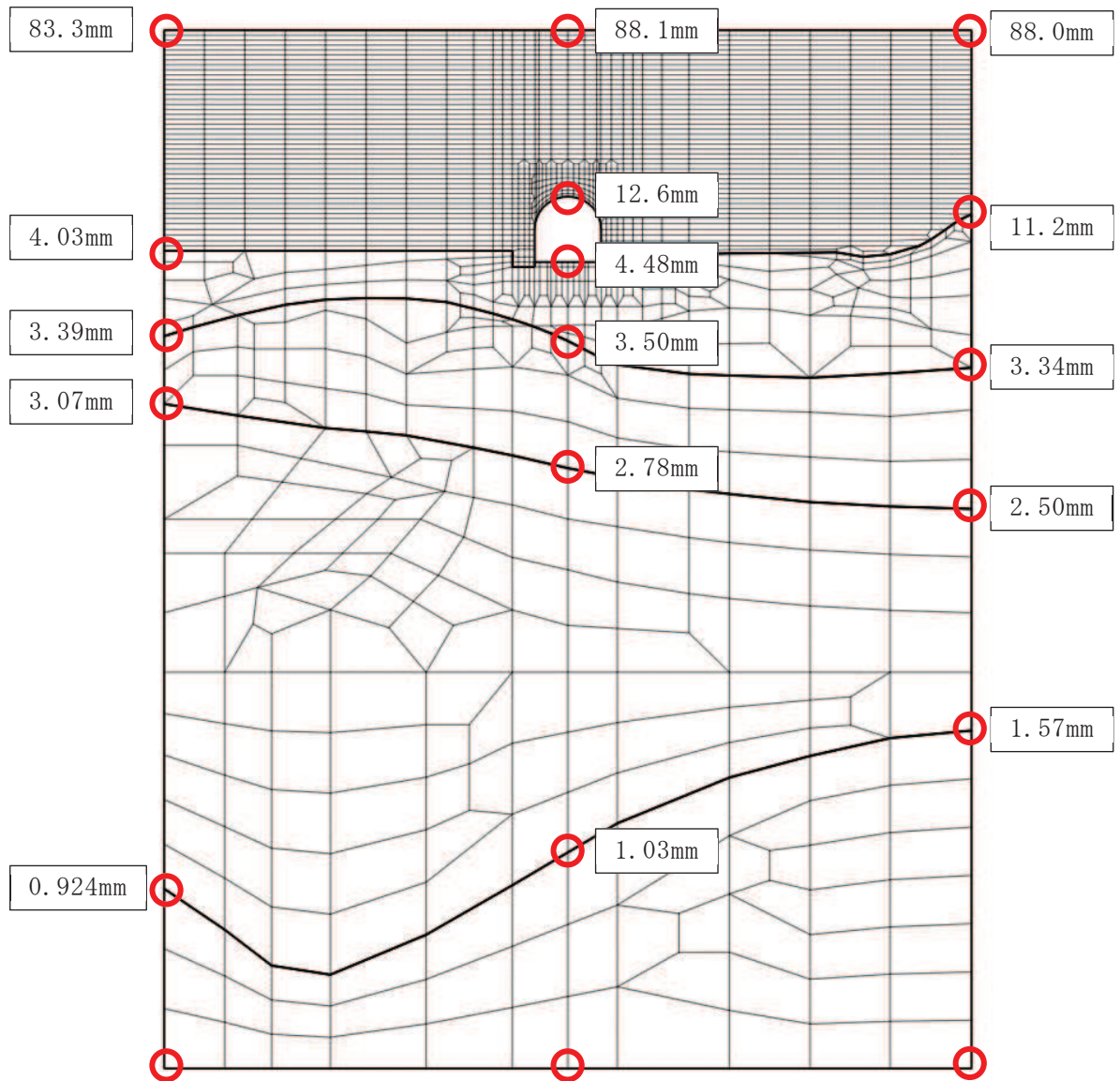


図 4-1(2) 排気筒連絡ダクト土砂部 (断面①) における最大変位分布図  
 (全応力解析, S<sub>s</sub>-D2(++) ケース④)

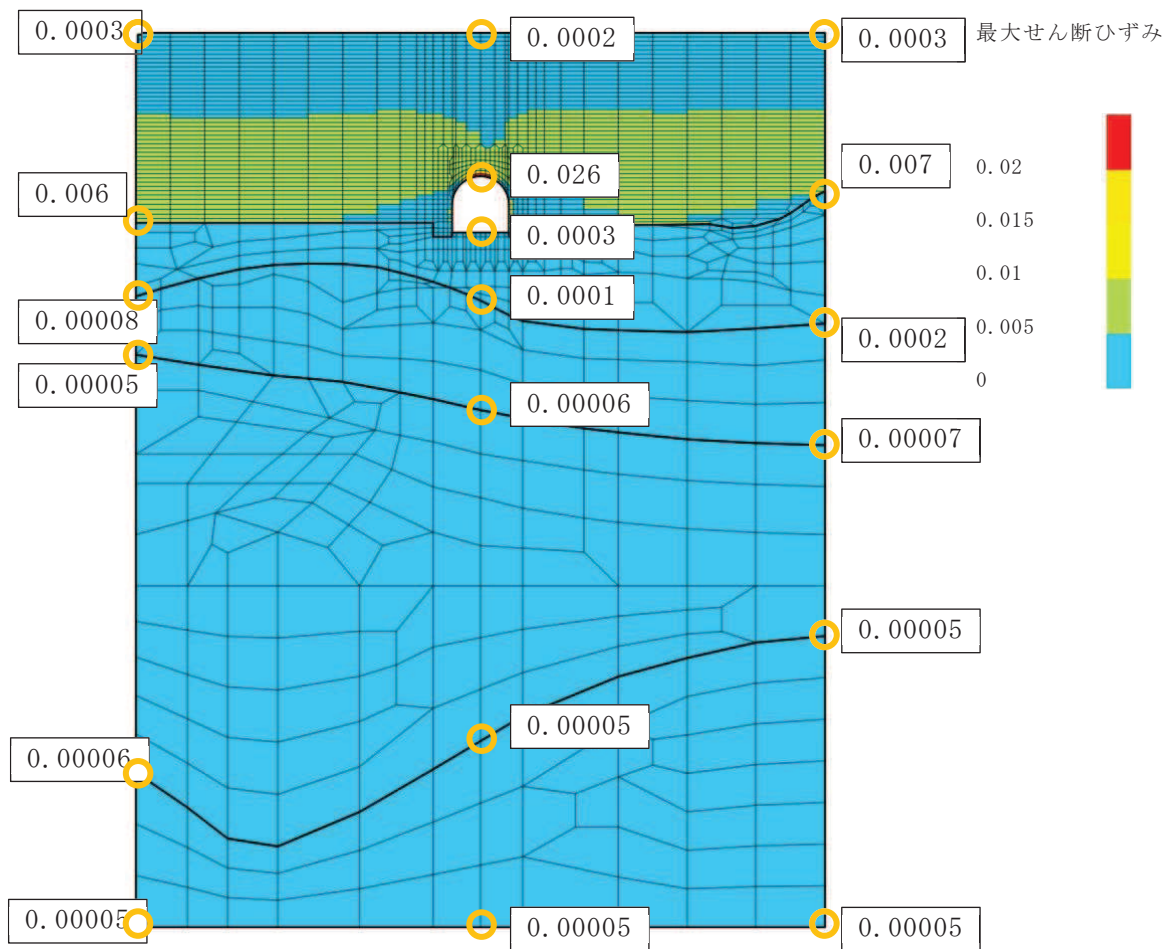


図 4-1(3) 排気筒連絡ダクト土砂部（断面①）における最大せん断ひずみ分布図  
 （全応力解析， $S_s - D 2$ （++）ケース④）

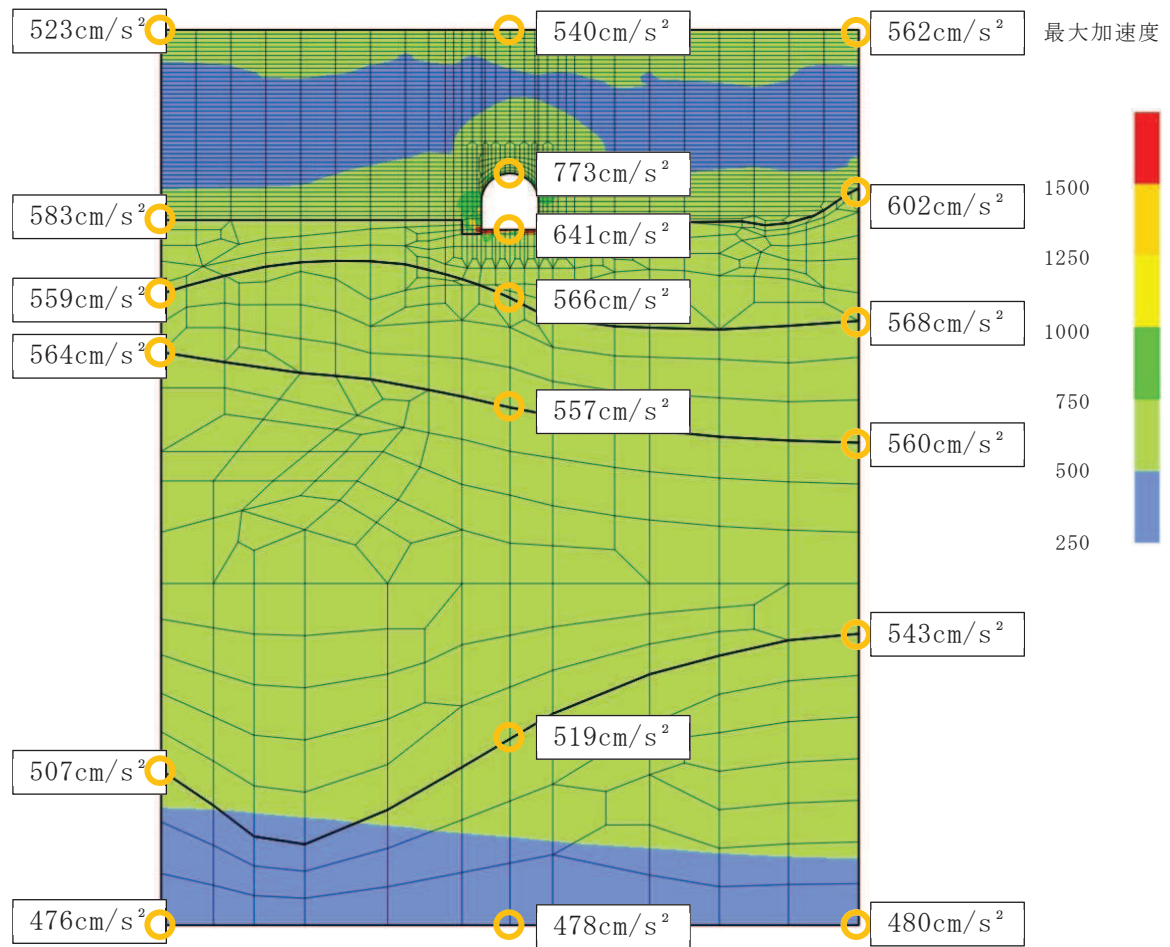


図 4-2(1) 排気筒連絡ダクト土砂部 (断面①) における最大加速度分布図  
(全応力解析,  $S_s - N1$  (++) ケース④)

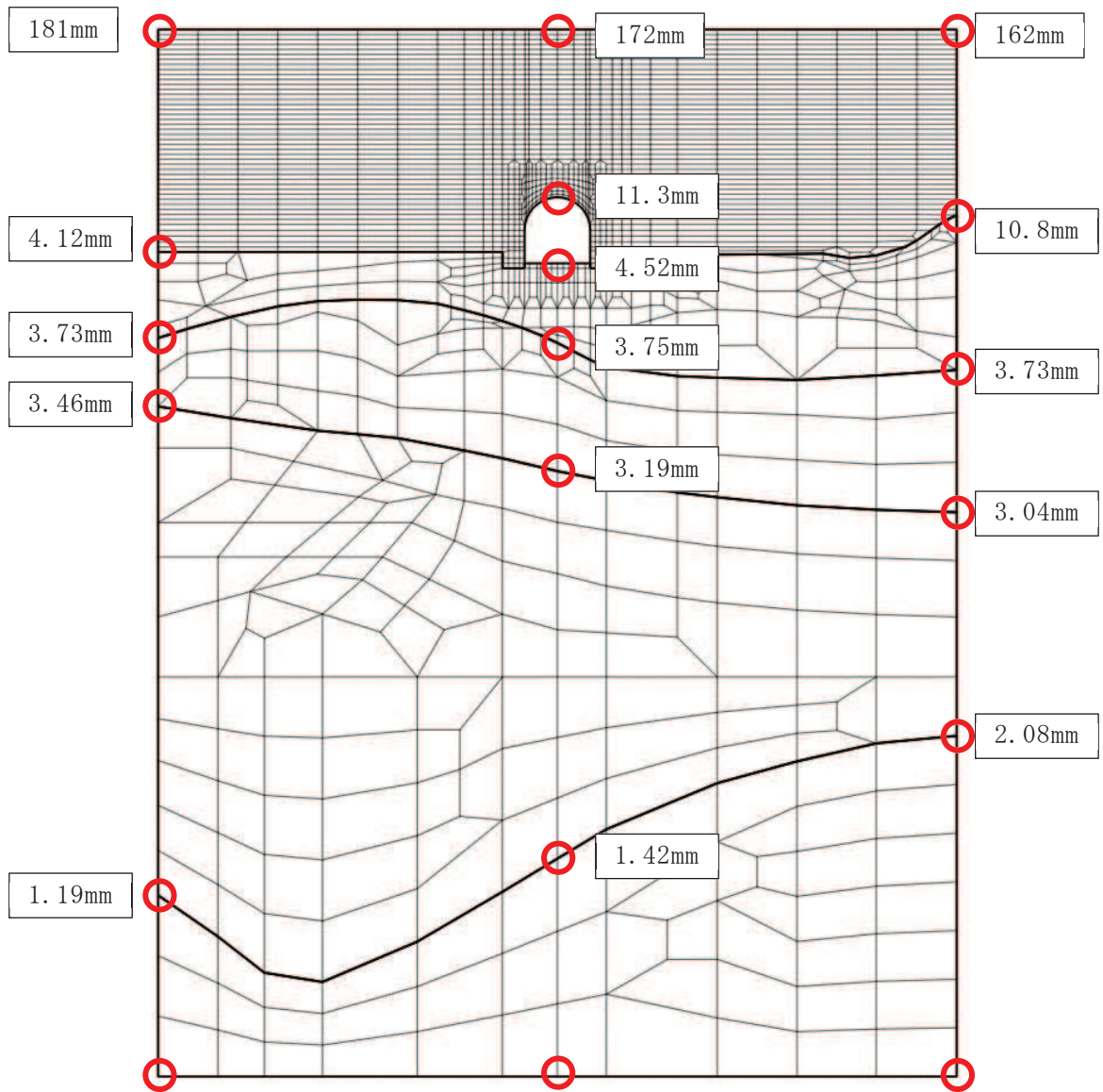


図 4-2(2) 排気筒連絡ダクト土砂部 (断面①) における最大変位分布図  
 (全応力解析,  $S_s - N1$  (++) ケース④)

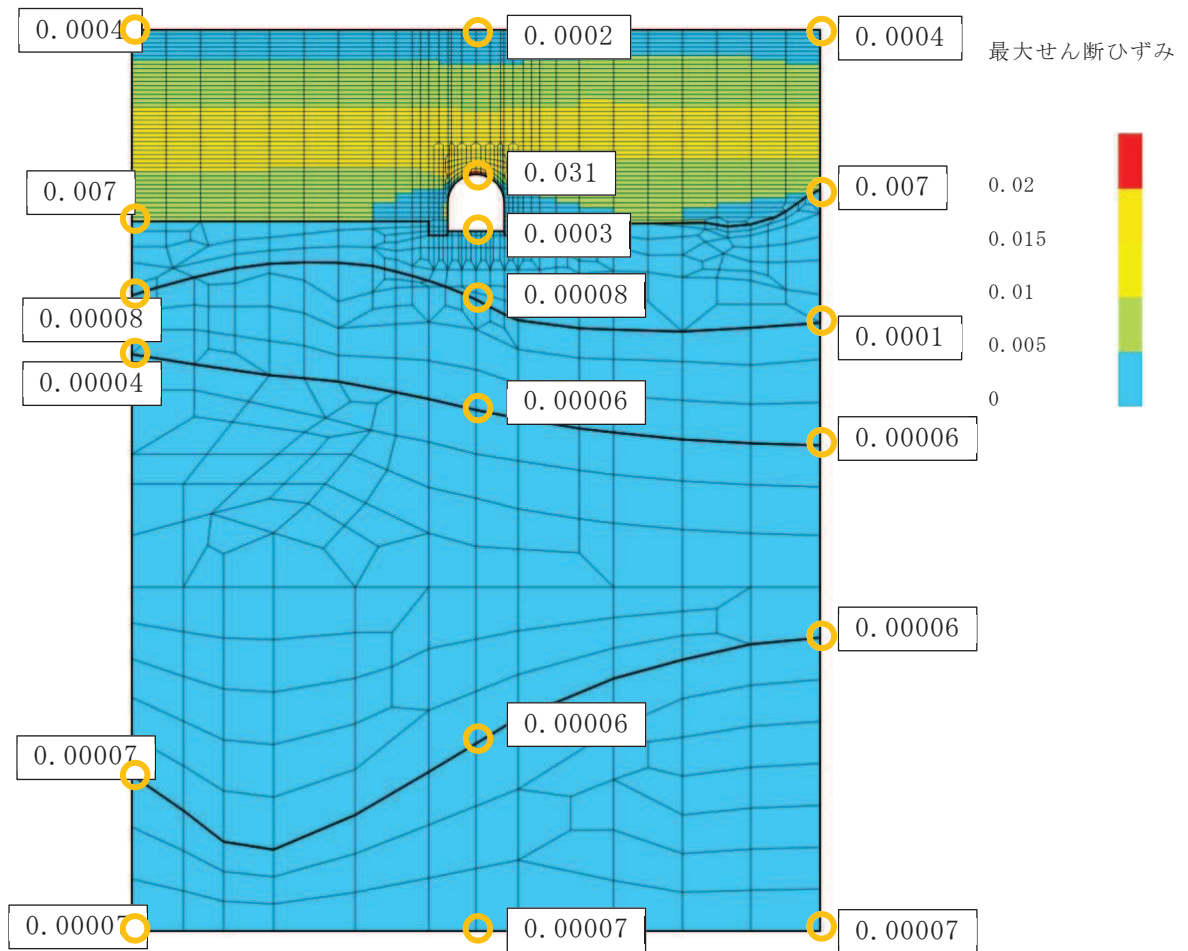


図 4-2(3) 排気筒連絡ダクト土砂部 (断面①) における最大せん断ひずみ分布図  
 (全応力解析,  $S_s - N1$  (++) ケース④)

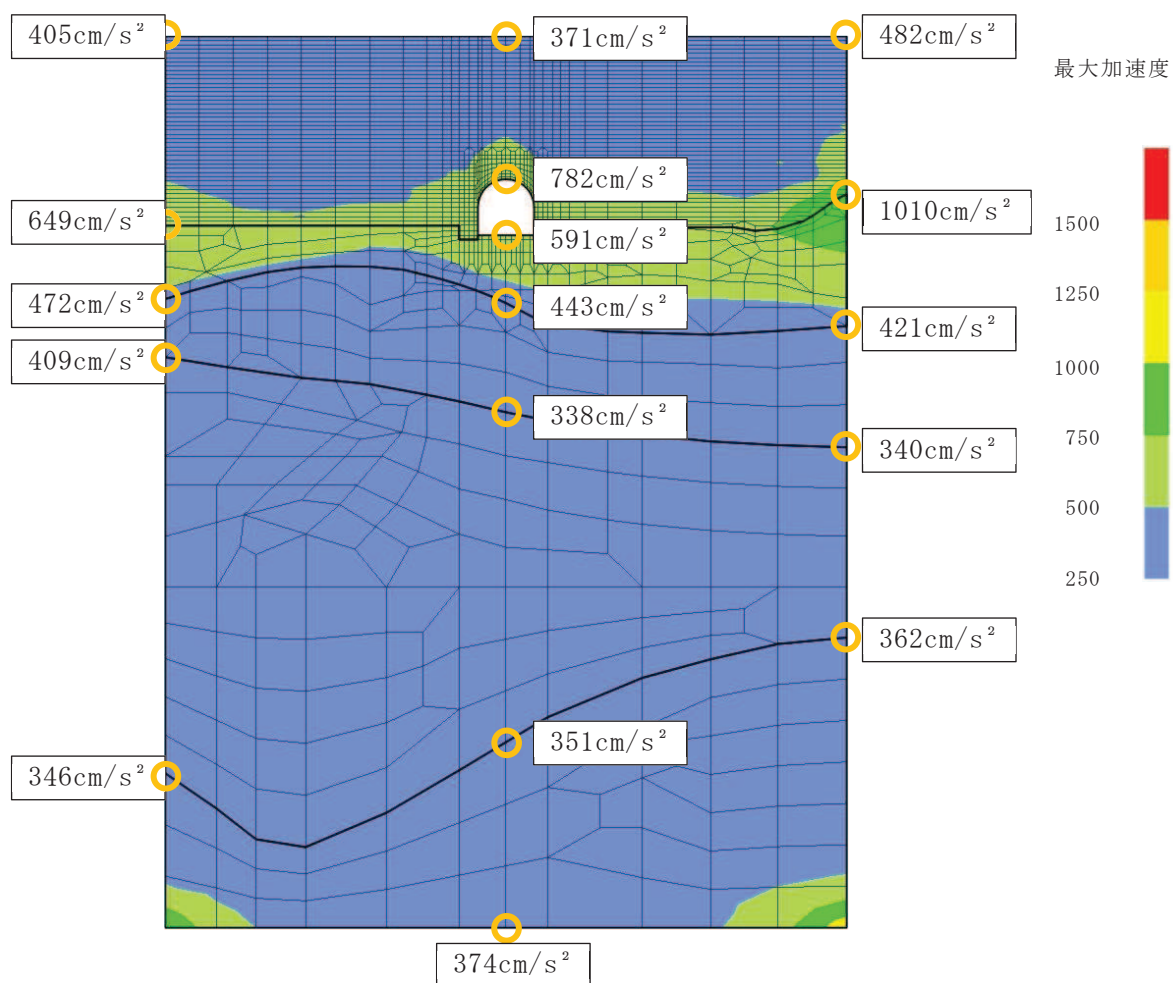


図 4-3(1) 排気筒連絡ダクト土砂部 (断面①) における最大加速度分布図  
(有効応力解析,  $S_s - D_3$  (一+) ケース⑦)



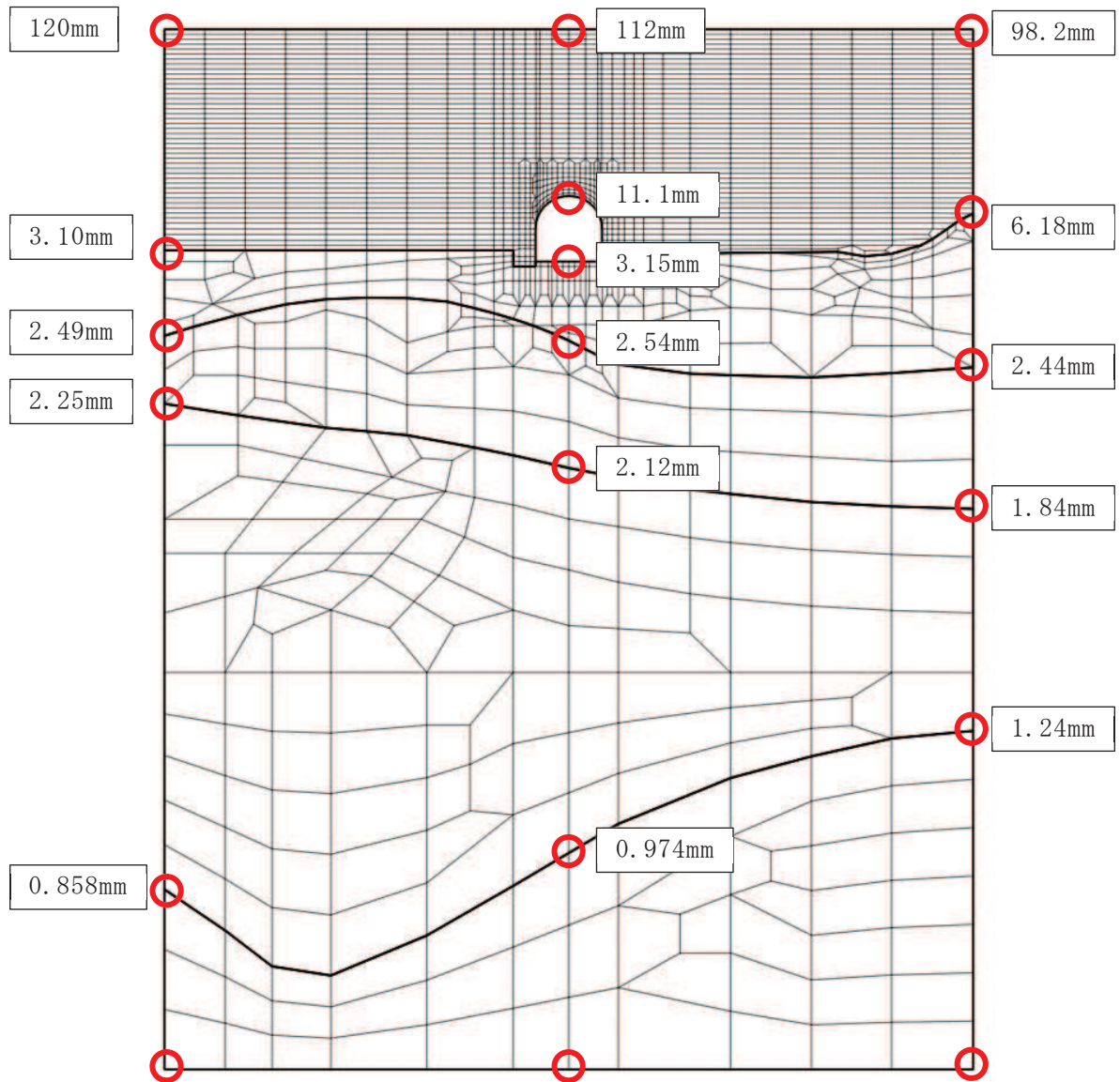


図 4-3(2) 排気筒連絡ダクト土砂部 (断面①) における最大変位分布図  
 (有効応力解析, S s - D 3 ( - + ) ケース⑦)

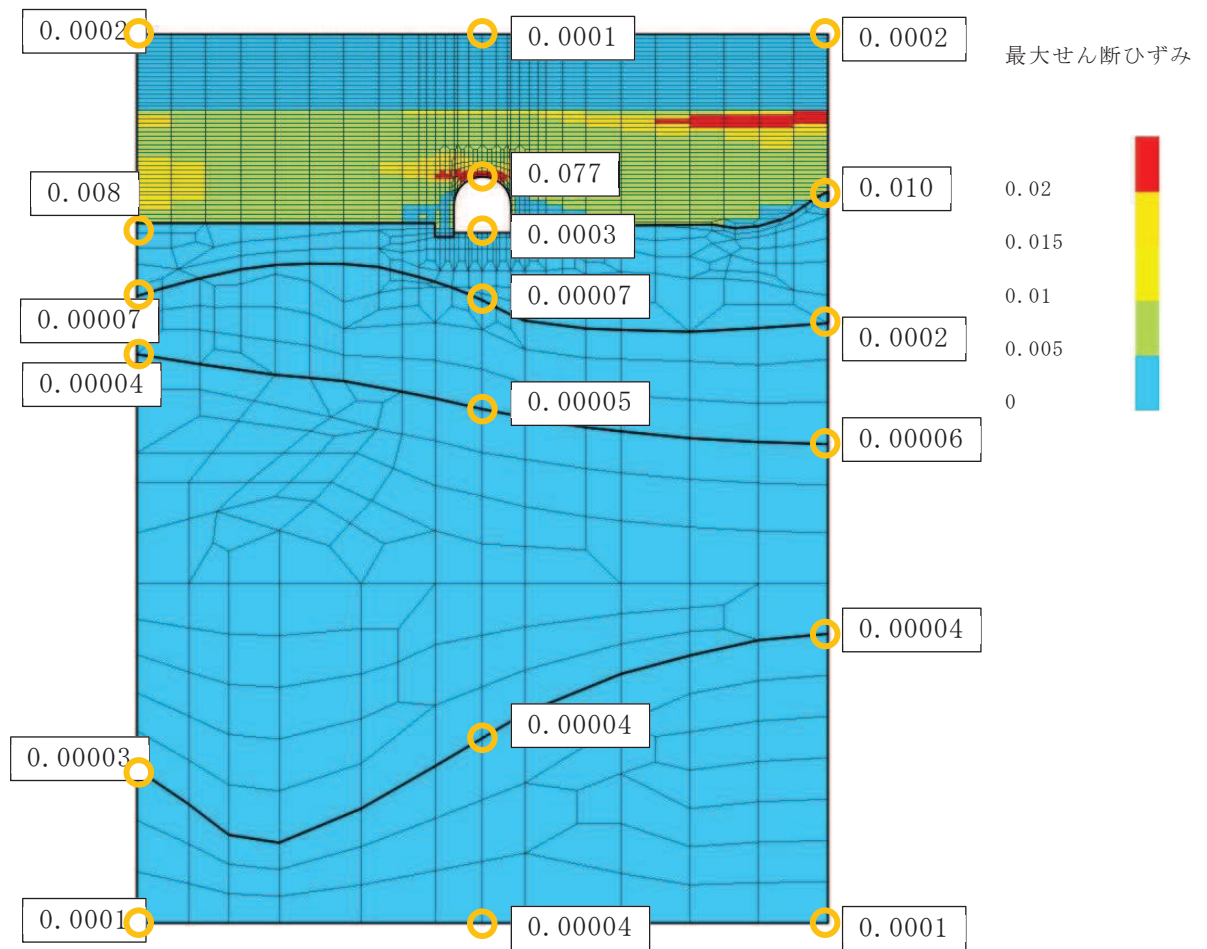


図 4-3(3) 排気筒連絡ダクト土砂部 (断面①) における最大せん断ひずみ分布図  
(有効応力解析,  $S_s - D3$  (-+) ケース⑦)

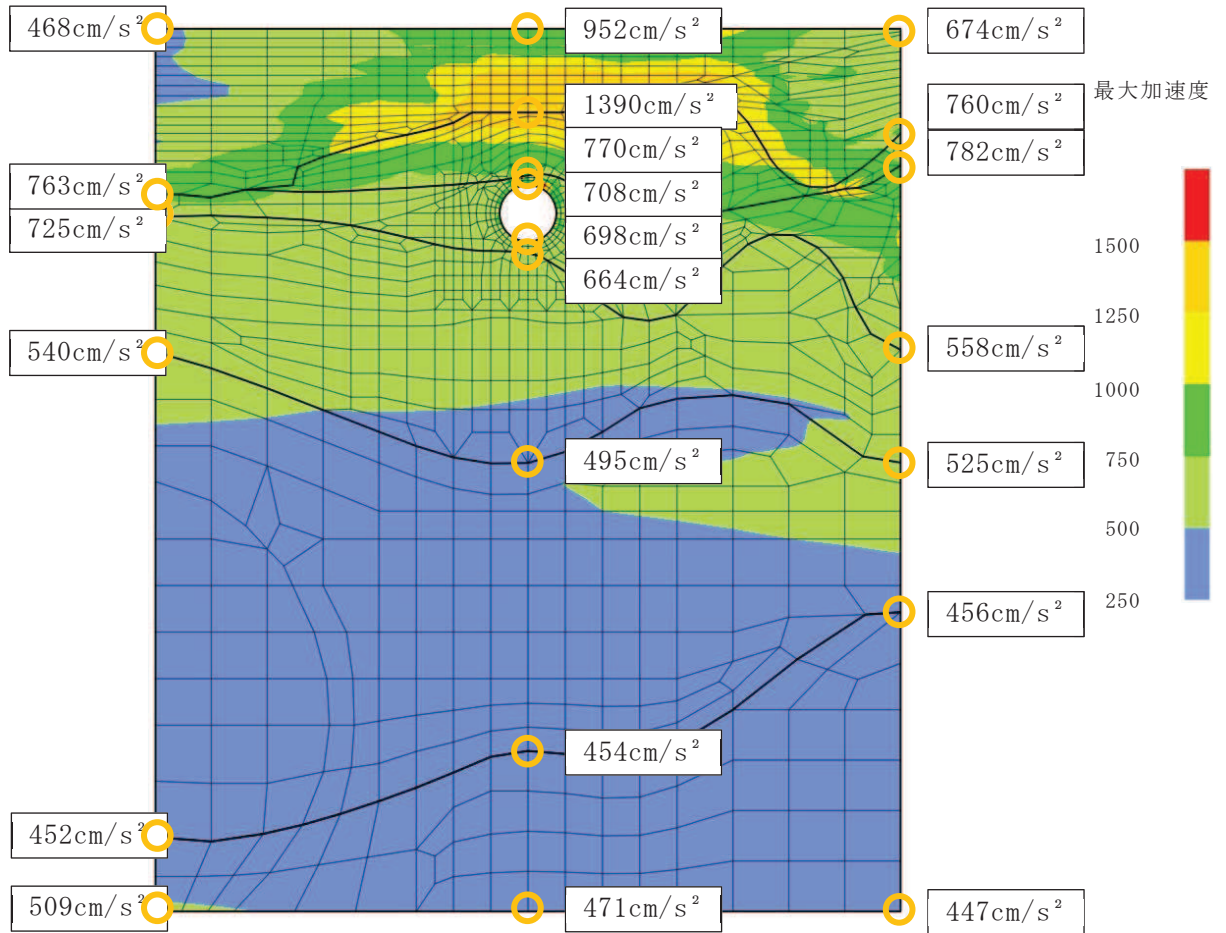


図 4-4(1) 排気筒連絡ダクト岩盤部（断面⑤）における最大加速度分布図  
 （全応力解析， $S_s - D2$ （-+）ケース④）

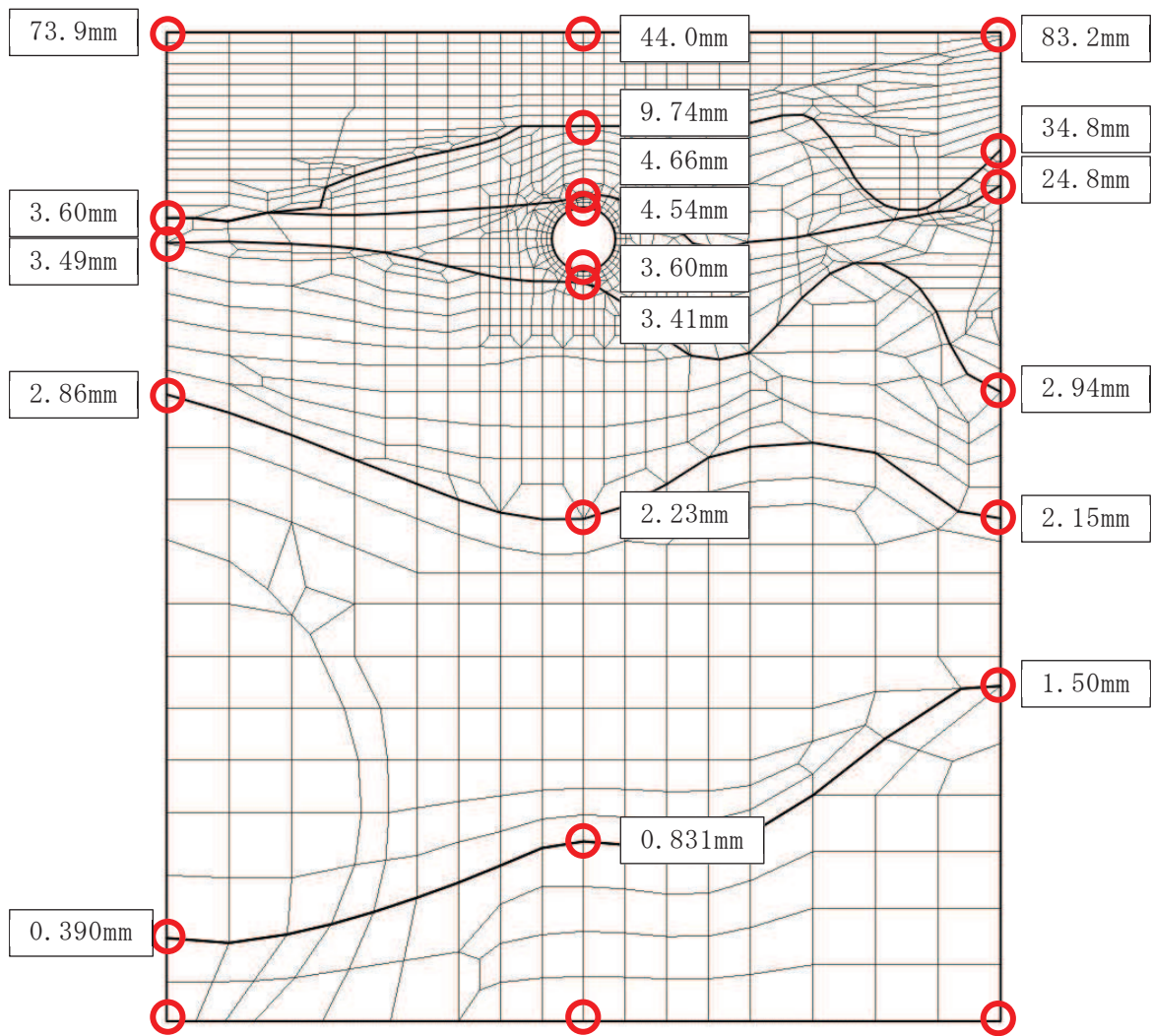


図 4-4(2) 排気筒連絡ダクト岩盤部 (断面⑤) における最大変位分布図  
 (全応力解析, S<sub>s</sub>-D2 (-+) ケース④)

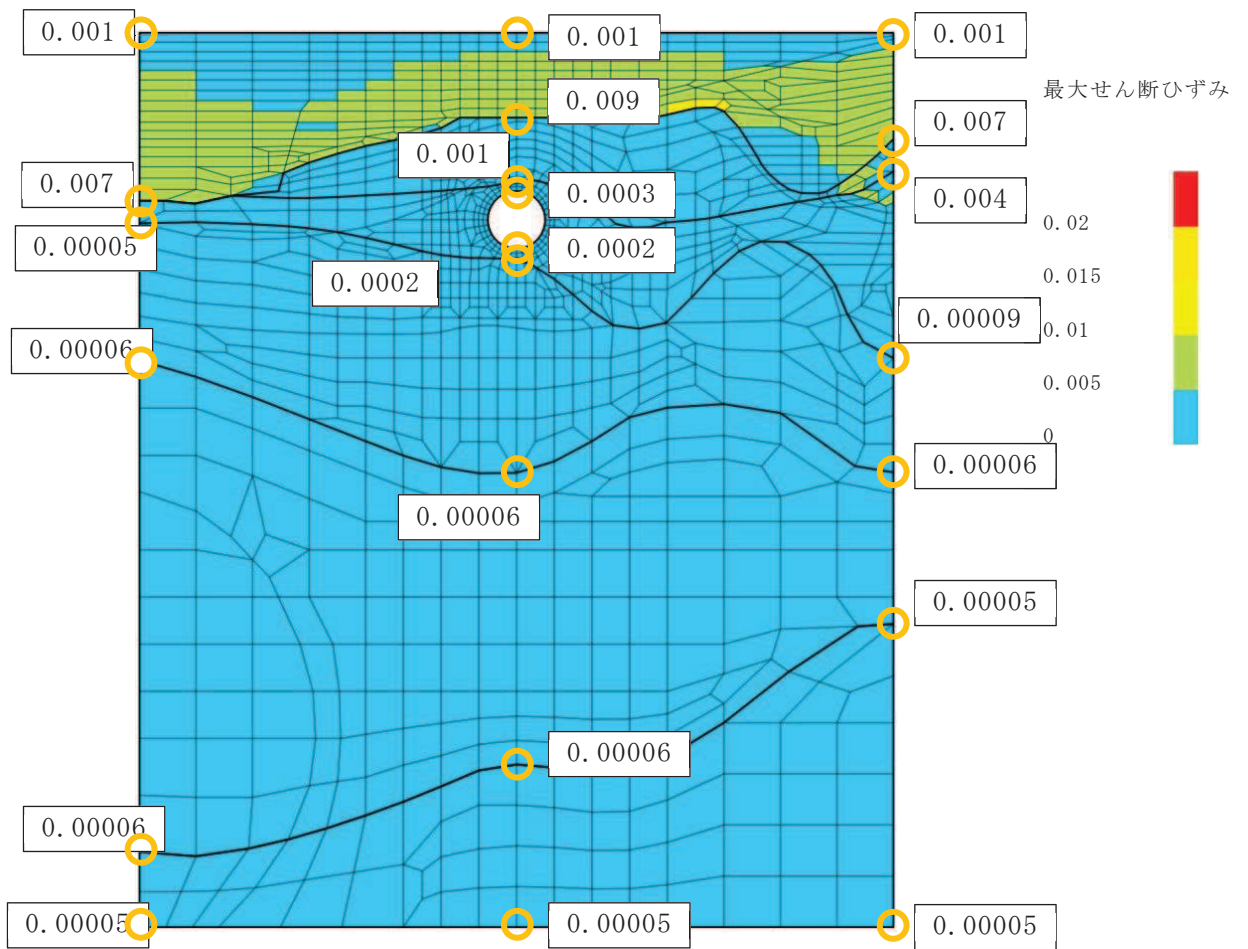


図 4-4(3) 排気筒連絡ダクト岩盤部 (断面⑤) における最大せん断ひずみ分布図  
(全応力解析,  $S_s - D 2 (-+)$  ケース④)

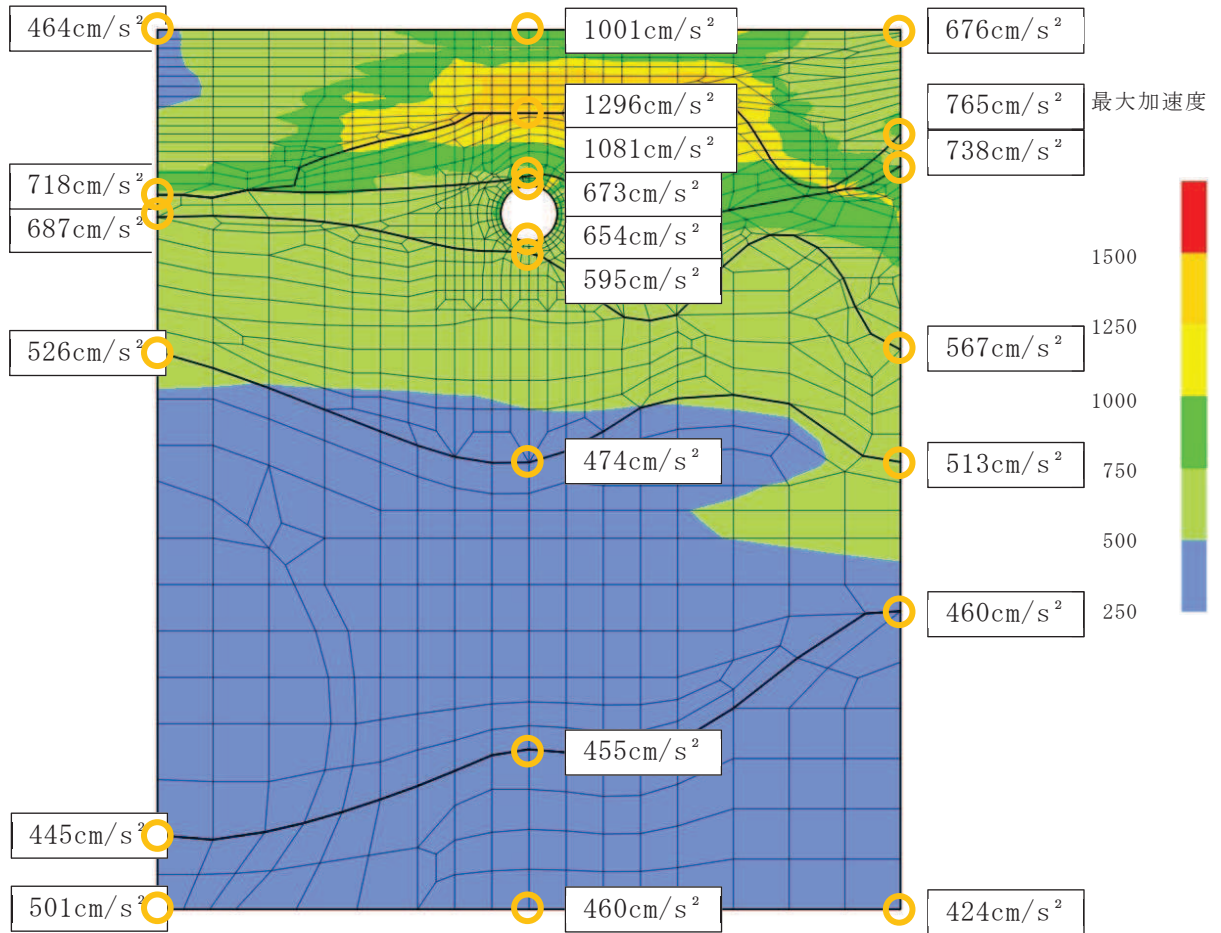


図 4-5(1) 排気筒連絡ダクト岩盤部 (断面⑤) における最大加速度分布図  
(全応力解析,  $S_s - D2$  (一十) ケース③)

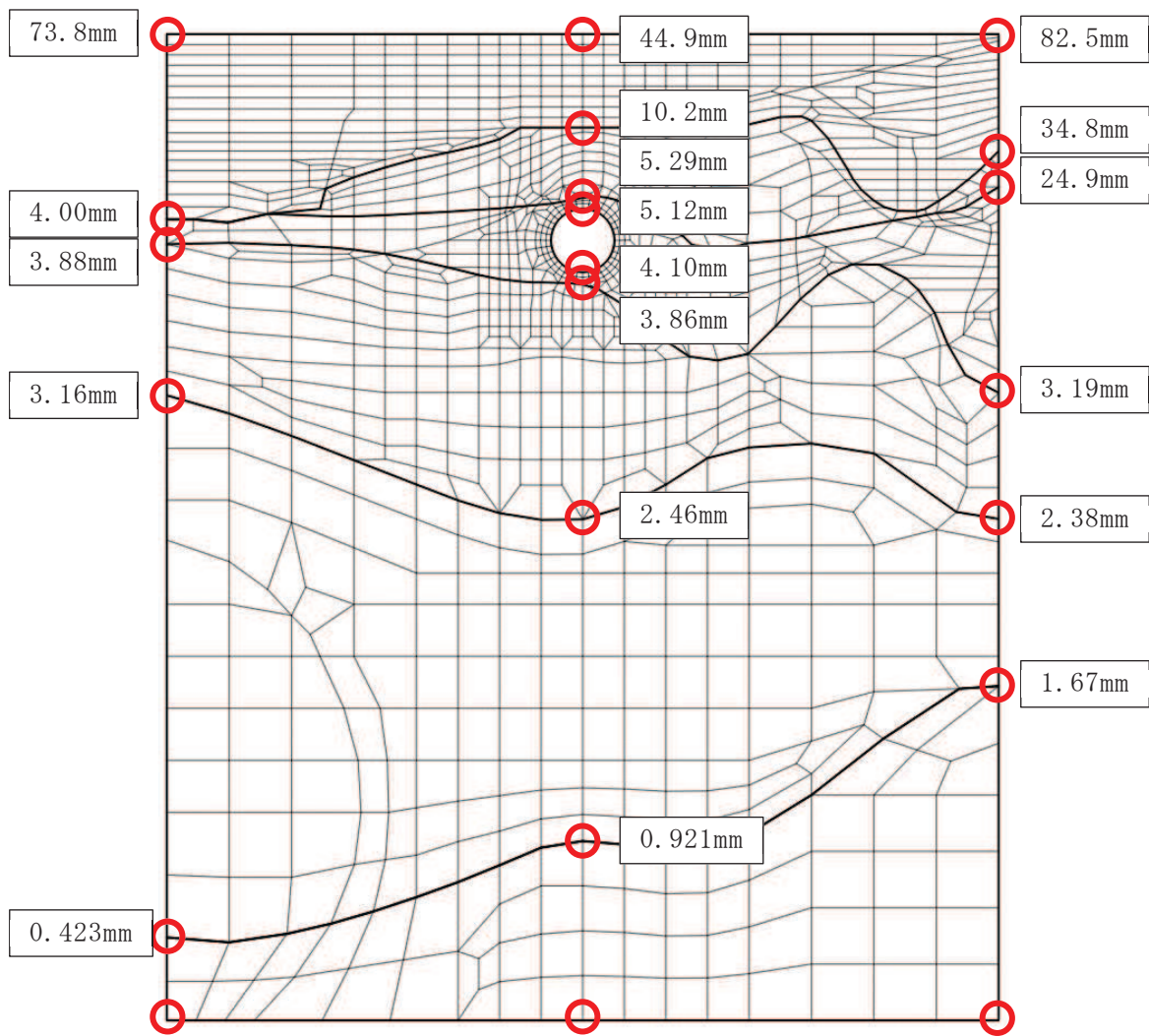


図 4-5(2) 排気筒連絡ダクト岩盤部 (断面⑤) における最大変位分布図  
 (全応力解析, S<sub>s</sub>-D2 (-+) ケース③)

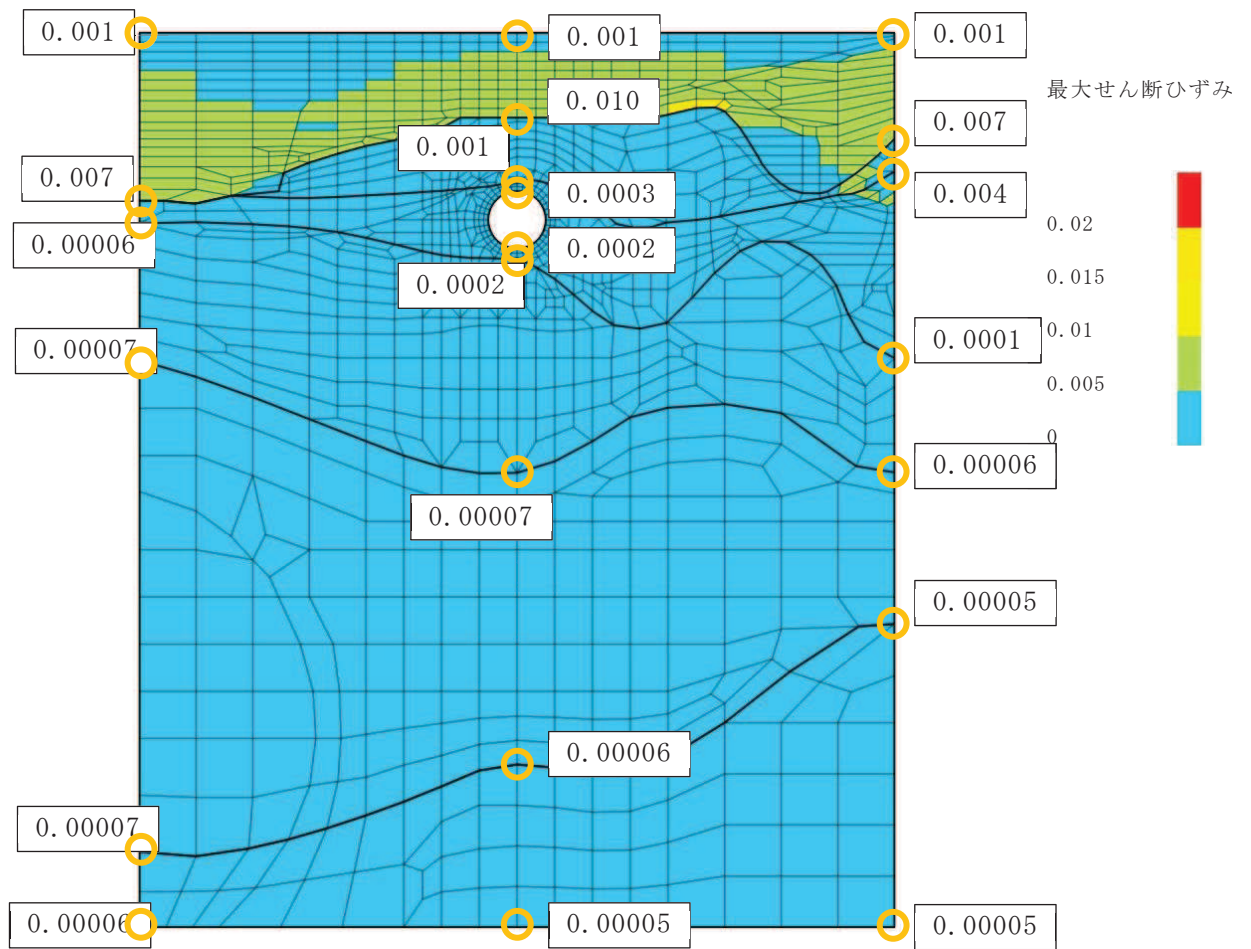


図 4-5(3) 排気筒連絡ダクト岩盤部 (断面⑤) における最大せん断ひずみ分布図  
(全応力解析,  $S_s - D2$  (-+) ケース③)



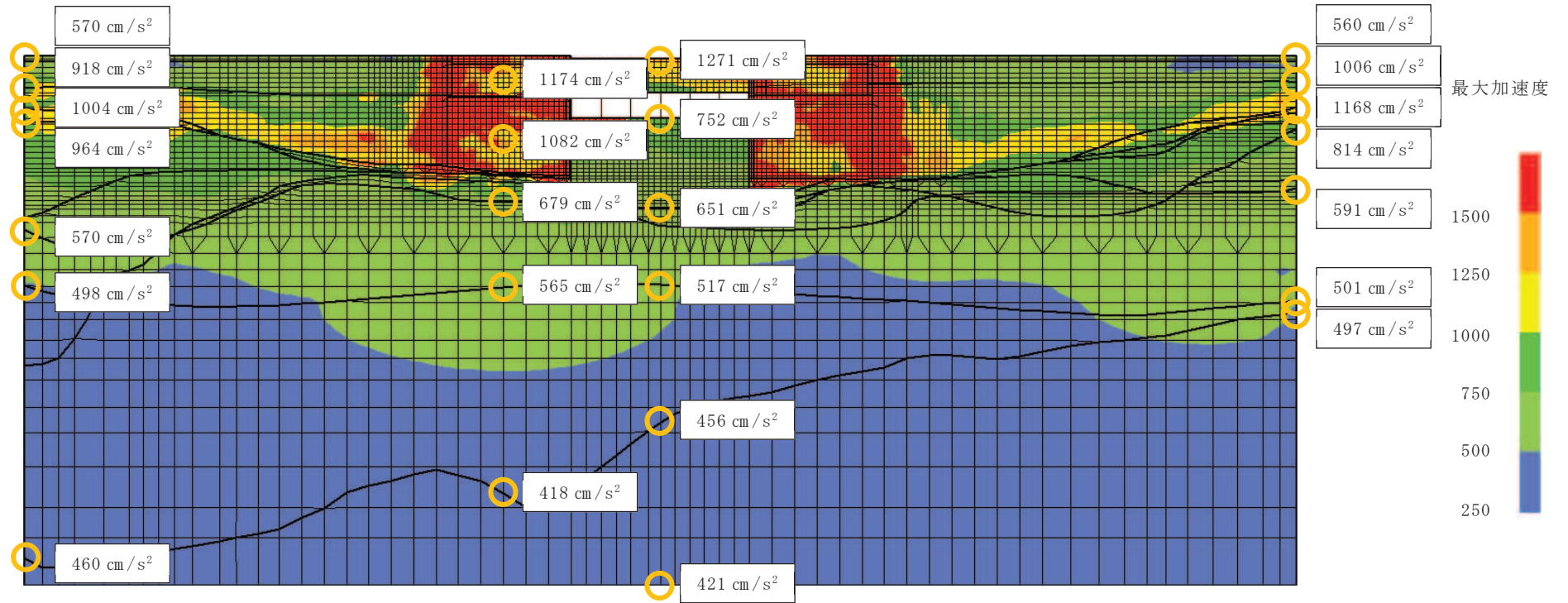


図 4-6(1) 取水口 (標準部) における最大加速度分布図  
 (全応力解析, S s - D 2 (-+) ケース③)

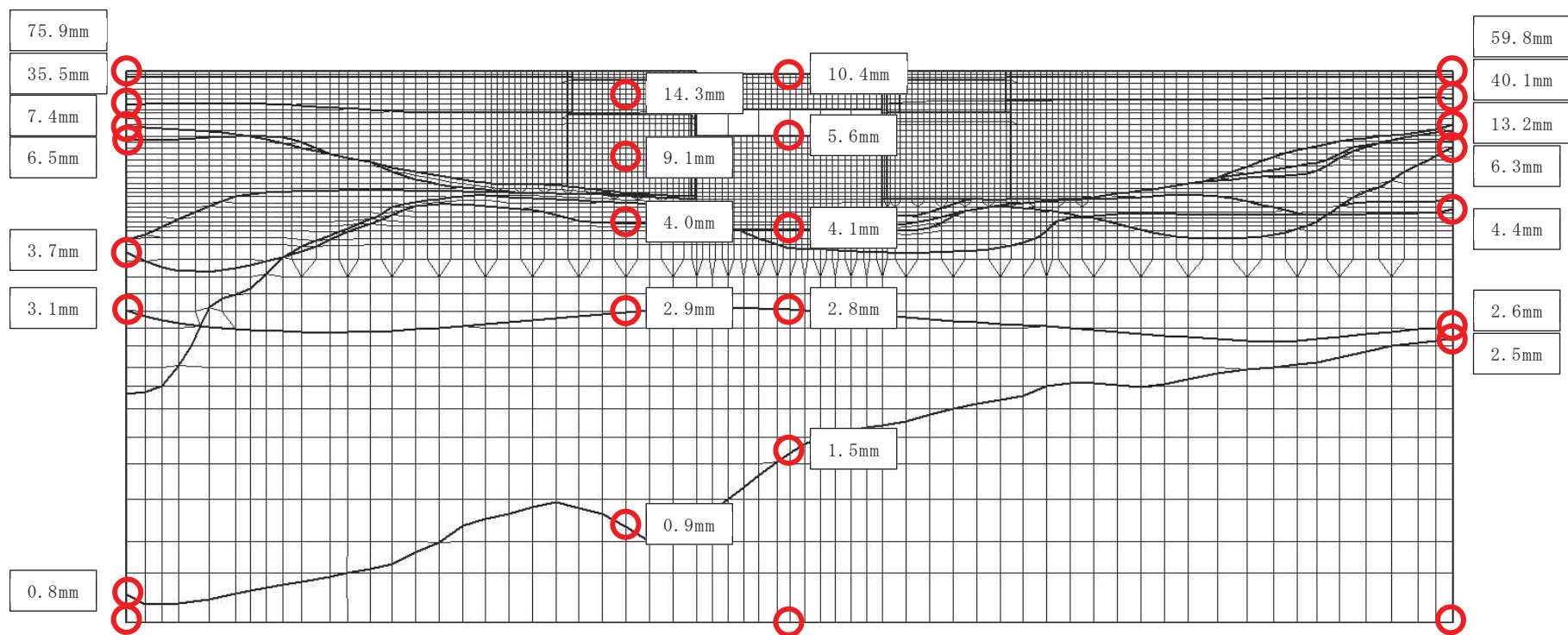


図 4-6(2) 取水口 (標準部) における最大変位分布図  
 (全応力解析, S s - D 2 (-+) ケース③)

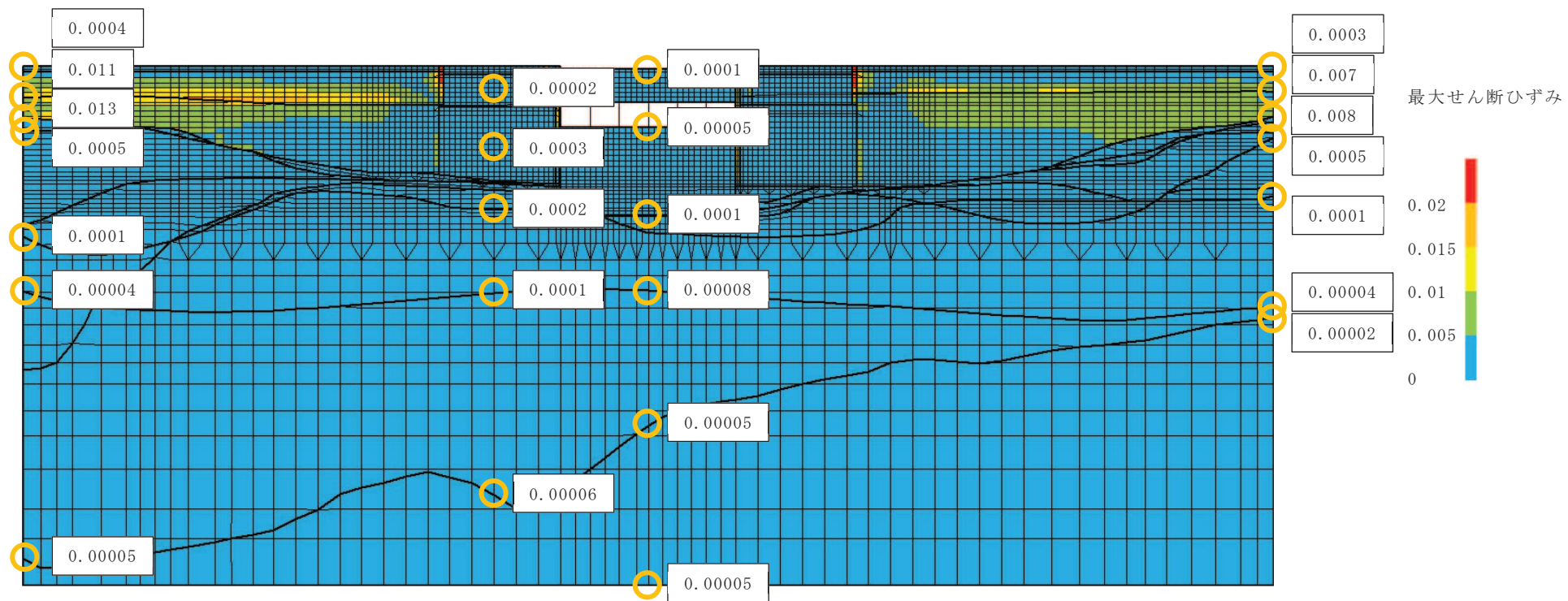


図 4-6(3) 取水口 (標準部) における最大せん断ひずみ分布図  
 (全応力解析,  $S_s - D_2$  (-+) ケース③)

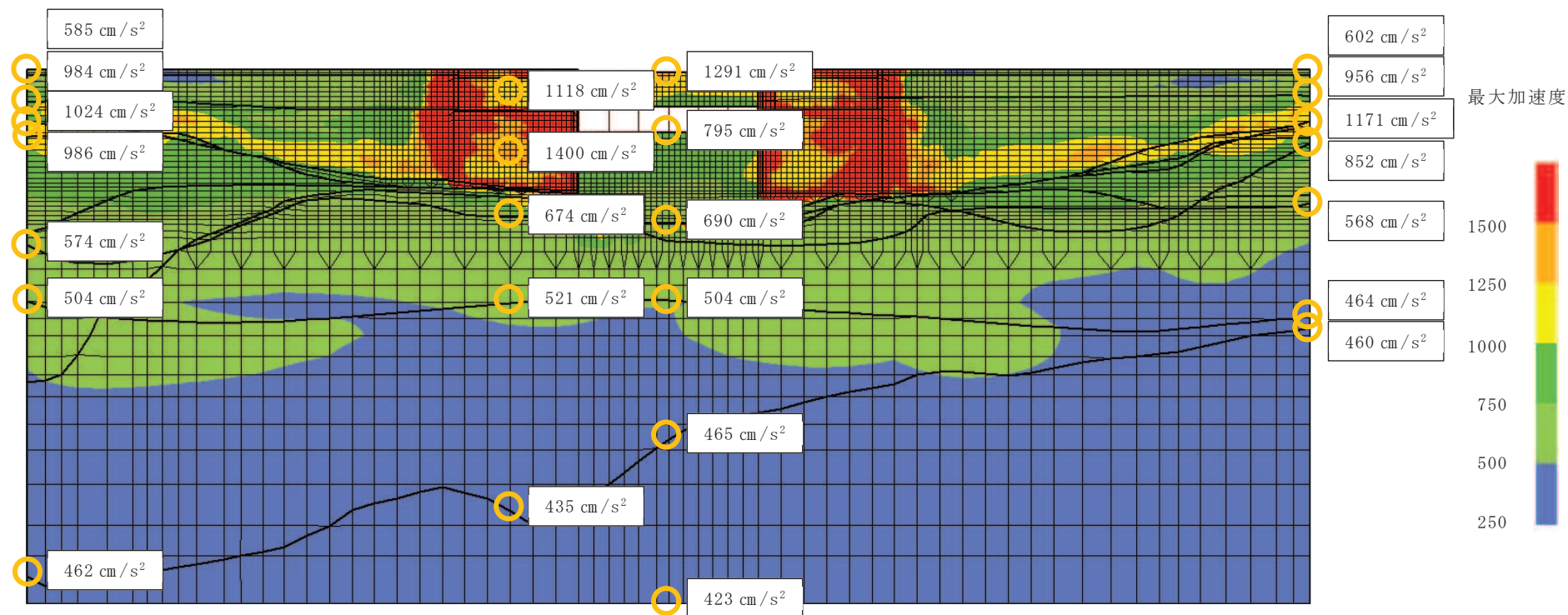


図 4-7(1) 取水口 (標準部) における最大加速度分布図  
(全応力解析,  $S_s - D 2 (+ +)$  ケース③)

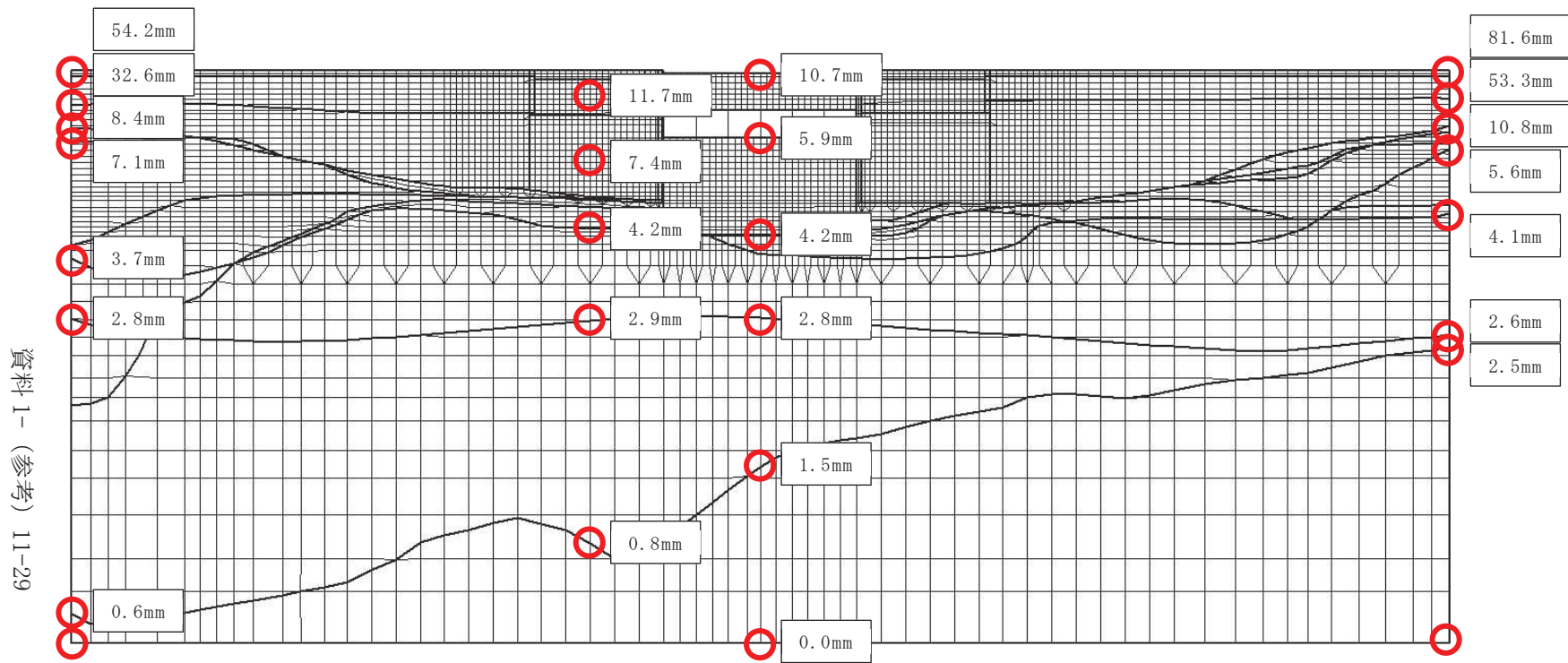


図 4-7(2) 取水口 (標準部) における最大変位分布図

(全応力解析,  $S_s - D_2$  (++) ケース③)

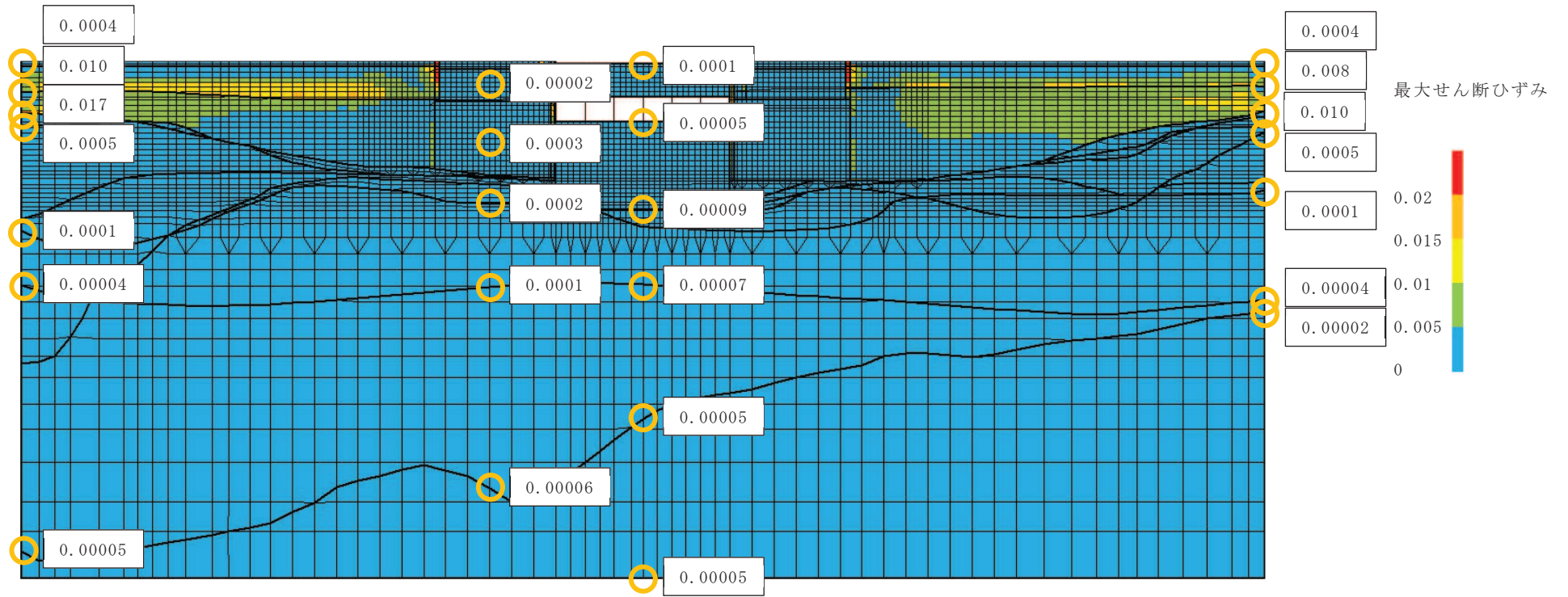


図 4-7(3) 取水口 (標準部) における最大せん断ひずみ分布図  
(全応力解析, S<sub>s</sub>-D2 (++) ケース③)

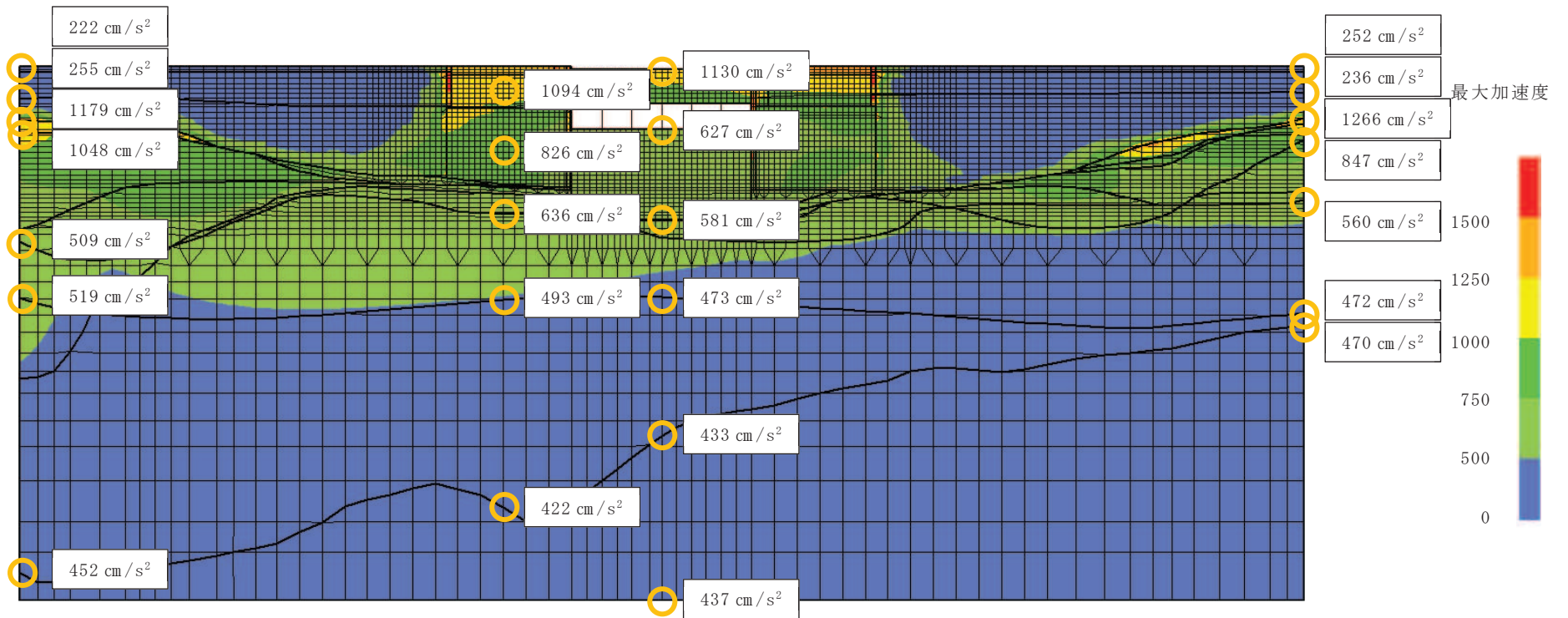


図 4-8(1) 取水口 (標準部) における最大加速度分布図  
 (有効応力解析, S<sub>s</sub>-D2 (++) ケース⑧)

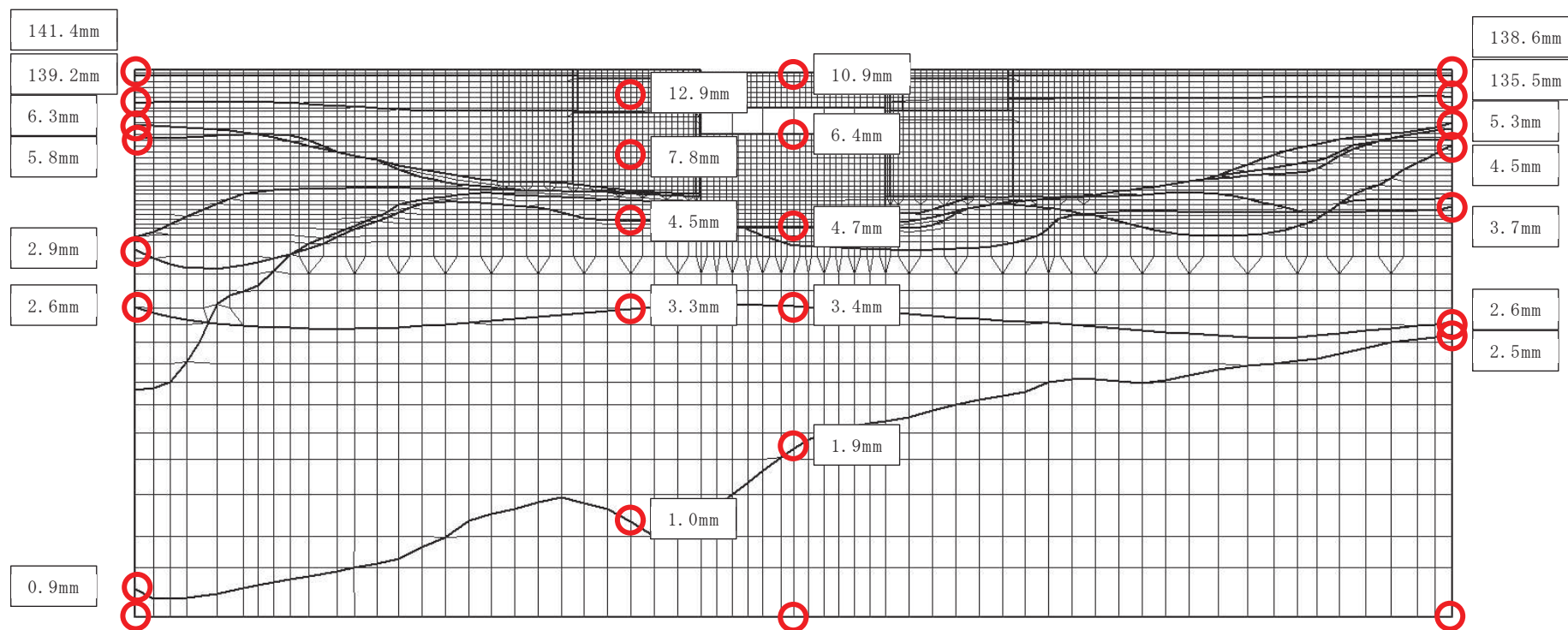


図 4-8(2) 取水口 (標準部) における最大変位分布図  
 (有効応力解析, S s - D 2 (++) ケース⑧)



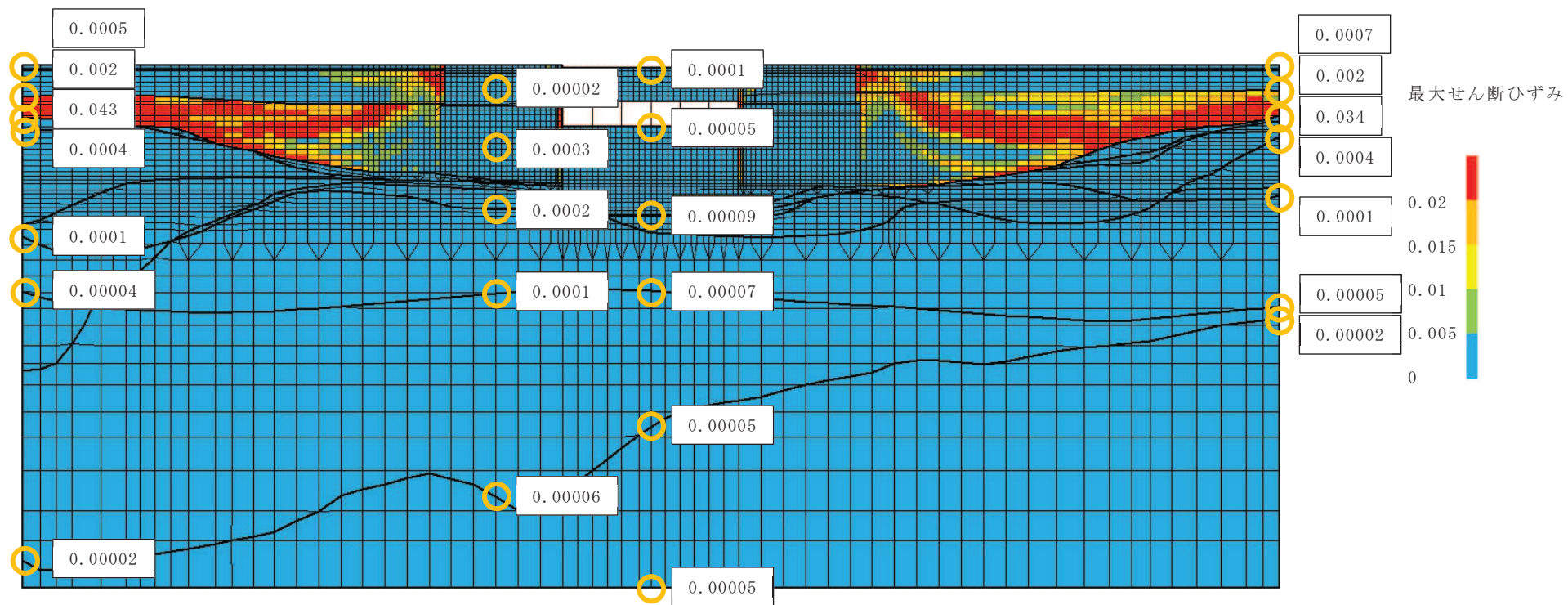


図 4-8(3) 取水口 (標準部) における最大せん断ひずみ分布図  
(有効応力解析, S<sub>s</sub>-D2 (++) ケース⑧)

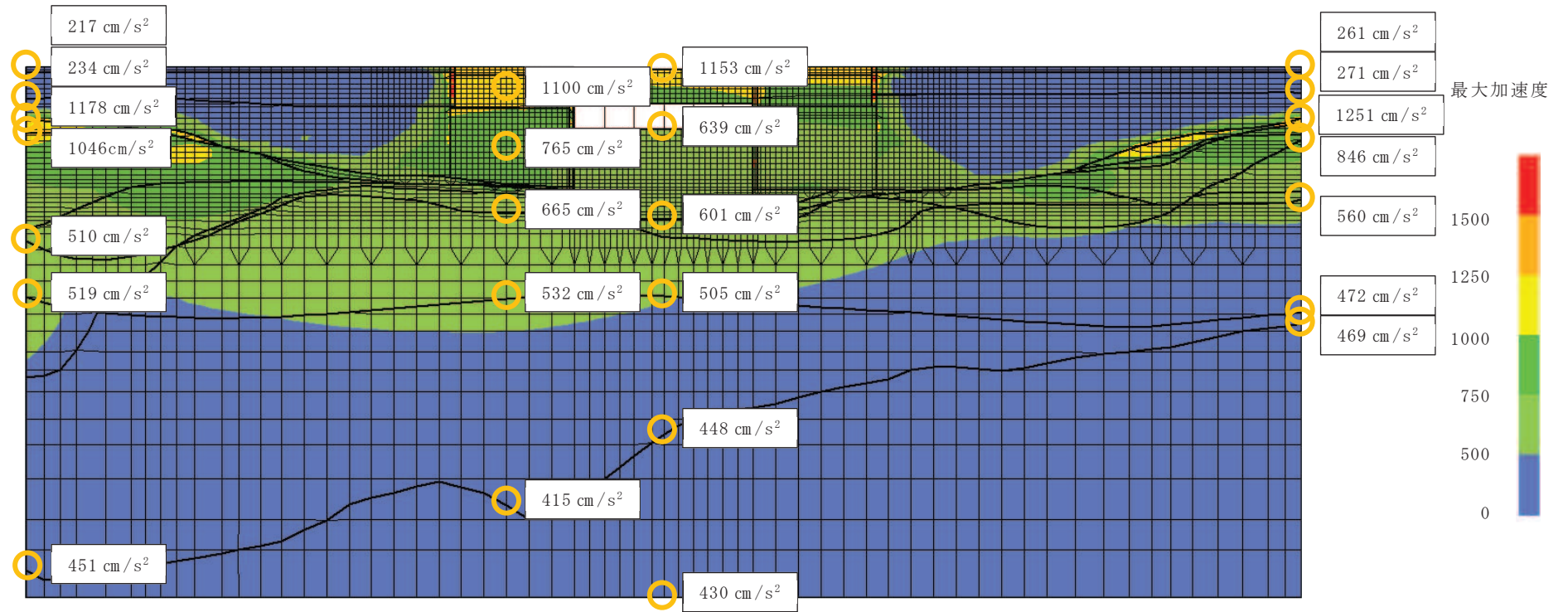


図 4-9(1) 取水口 (標準部) における最大加速度分布図  
(有効応力解析, S s - D 2 (++) ケース⑨)

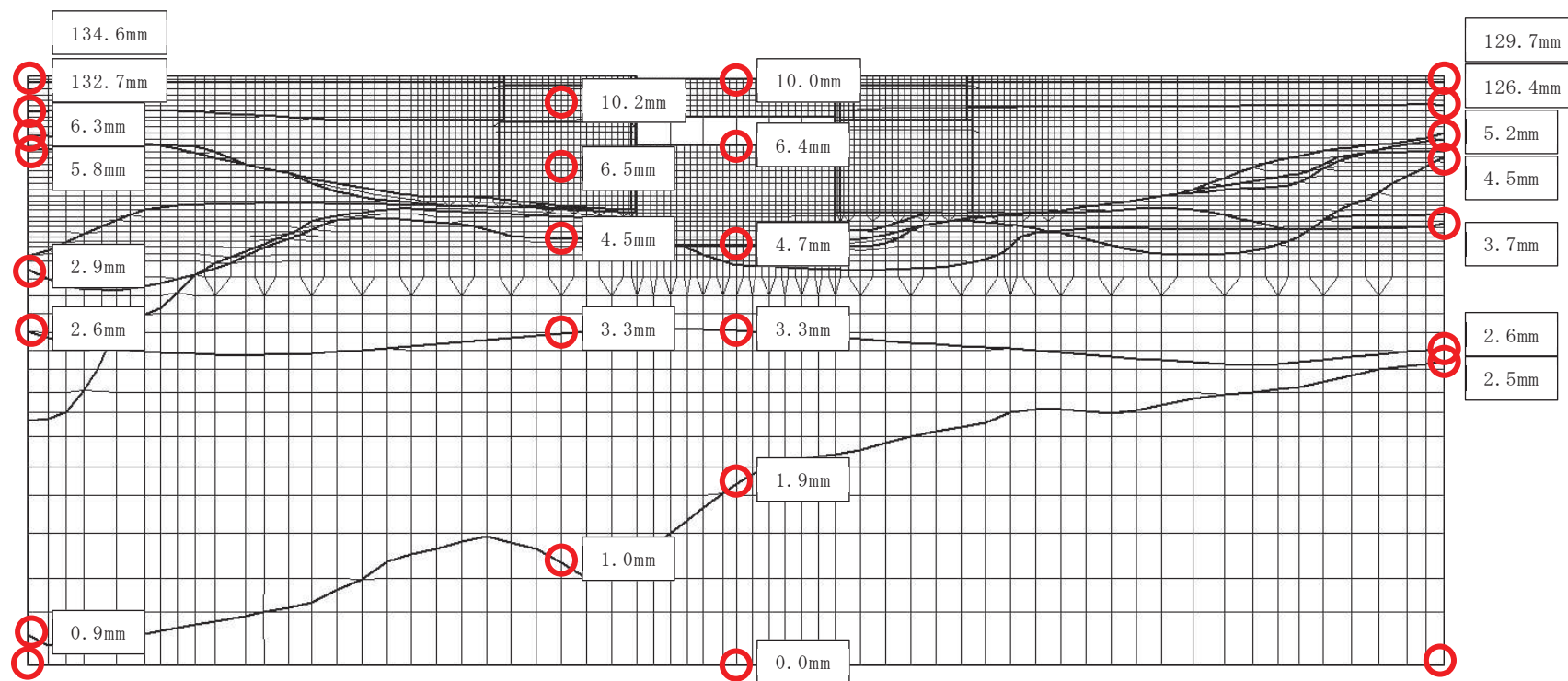


図 4-9(2) 取水口 (標準部) における最大変位分布図  
 (有効応力解析, S s - D 2 (++) ケース⑨)

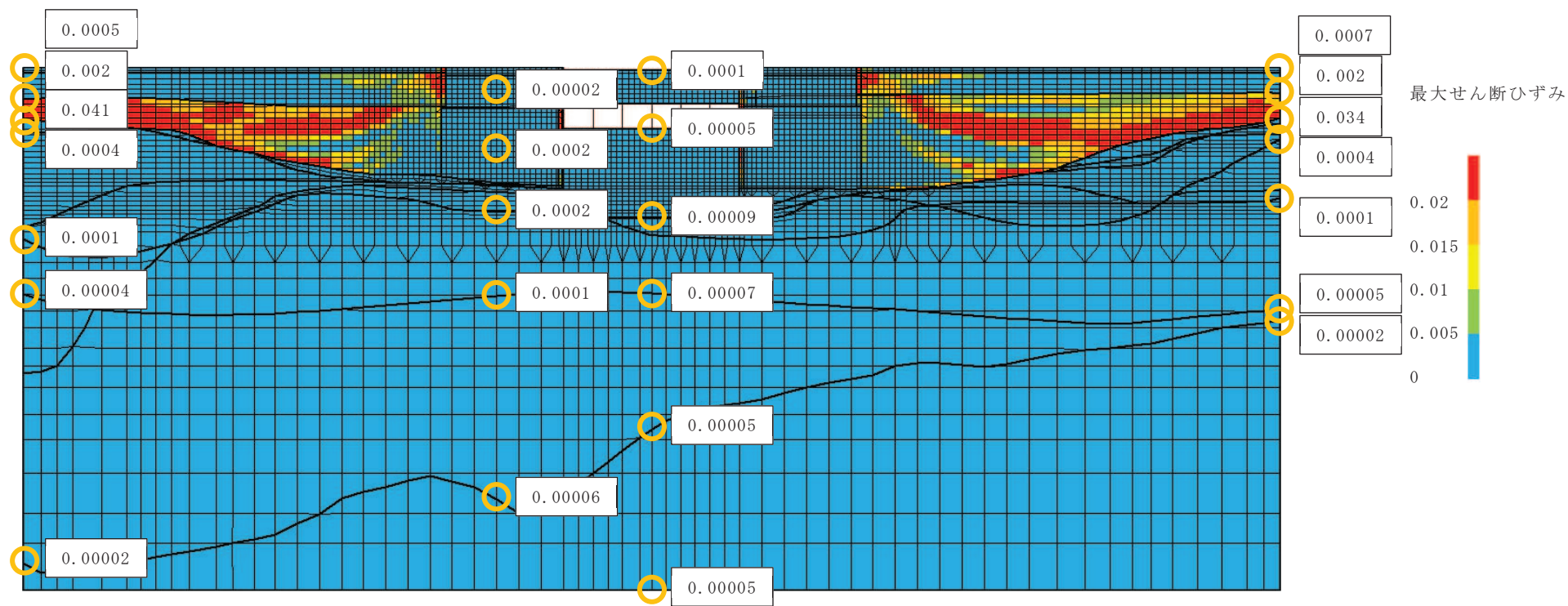


図 4-9(3) 取水口 (標準部) における最大せん断ひずみ分布図  
(有効応力解析, S s - D 2 (++) ケース⑨)

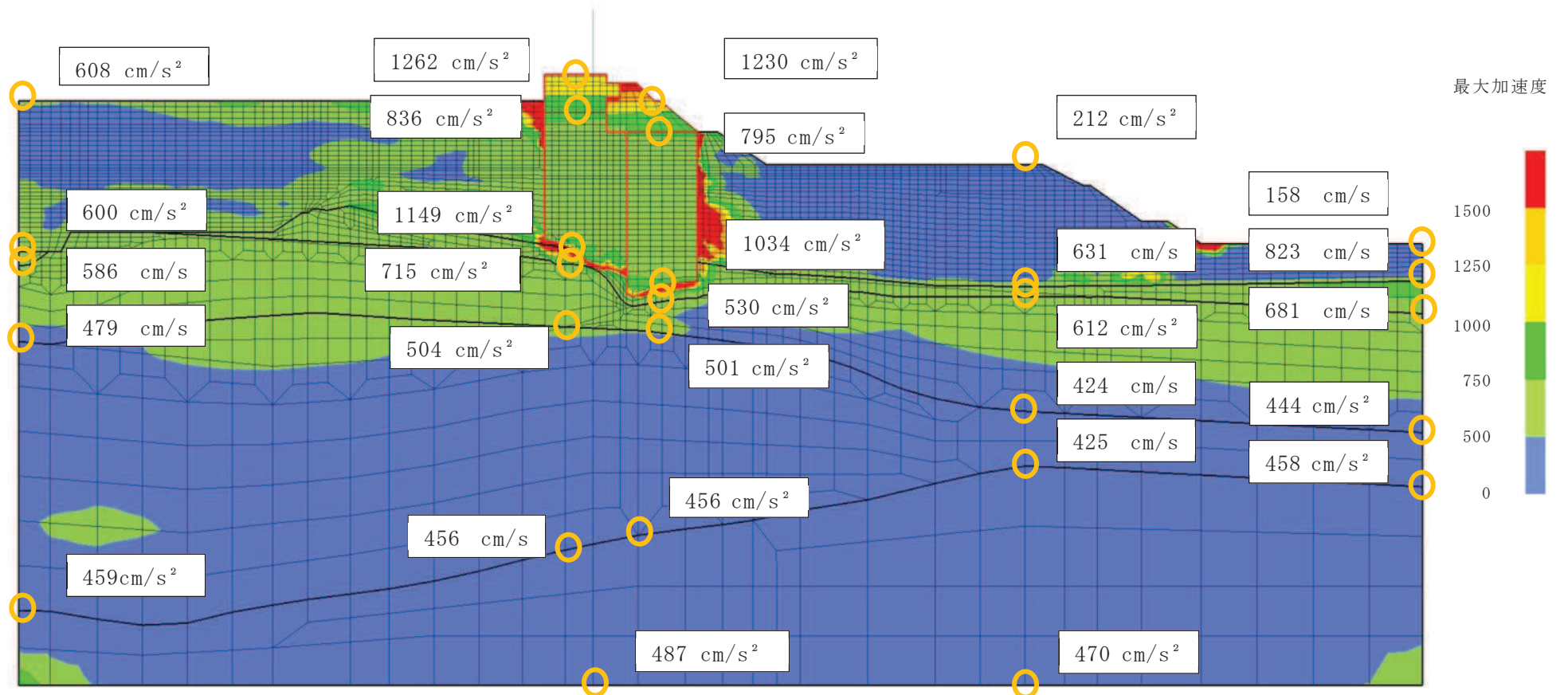


図 4-10(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）（断面②）における最大加速度分布図  
 （有効応力解析，S s - D 2（-）ケース②）

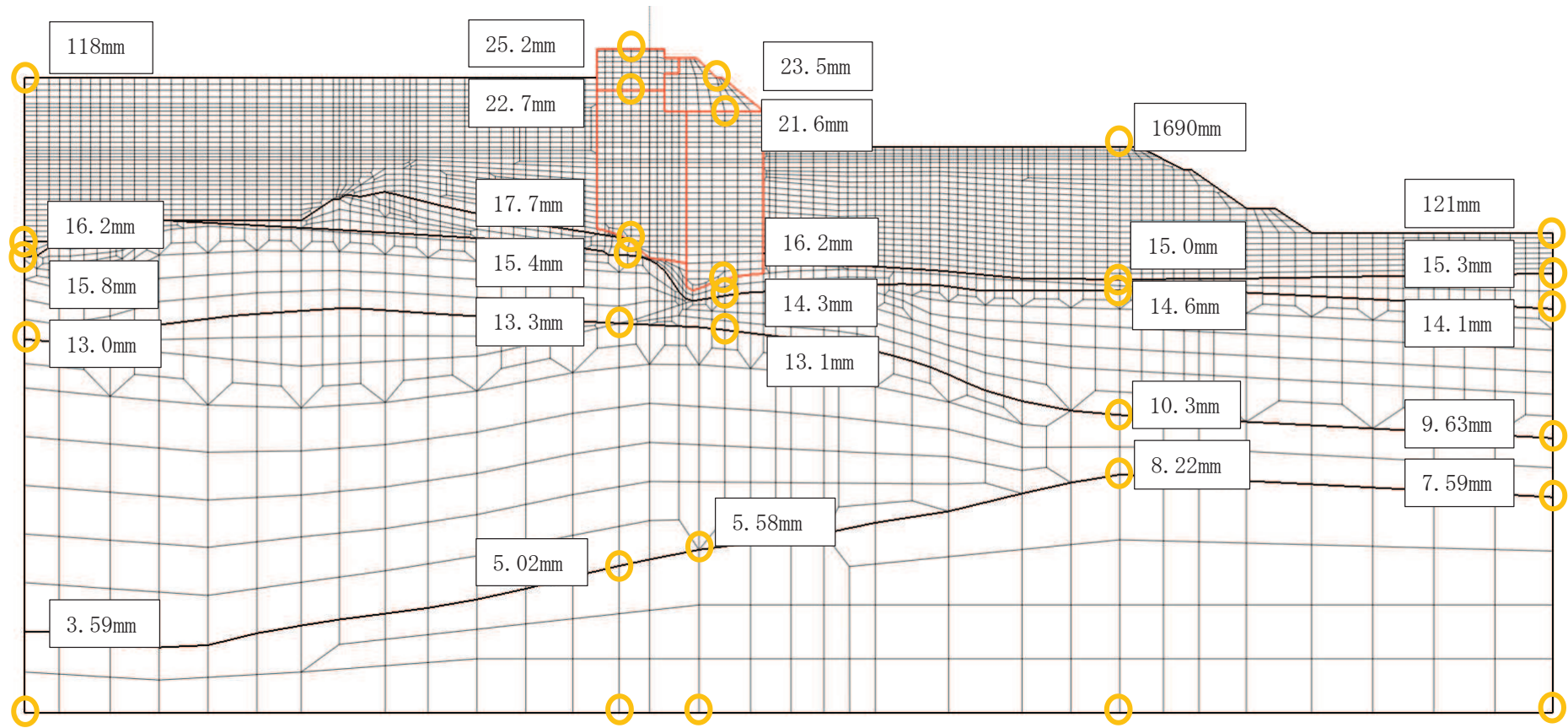


図 4-10(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）（断面②）における最大変位分布図  
 （有効応力解析， $S_s-D2$ （--）ケース②）

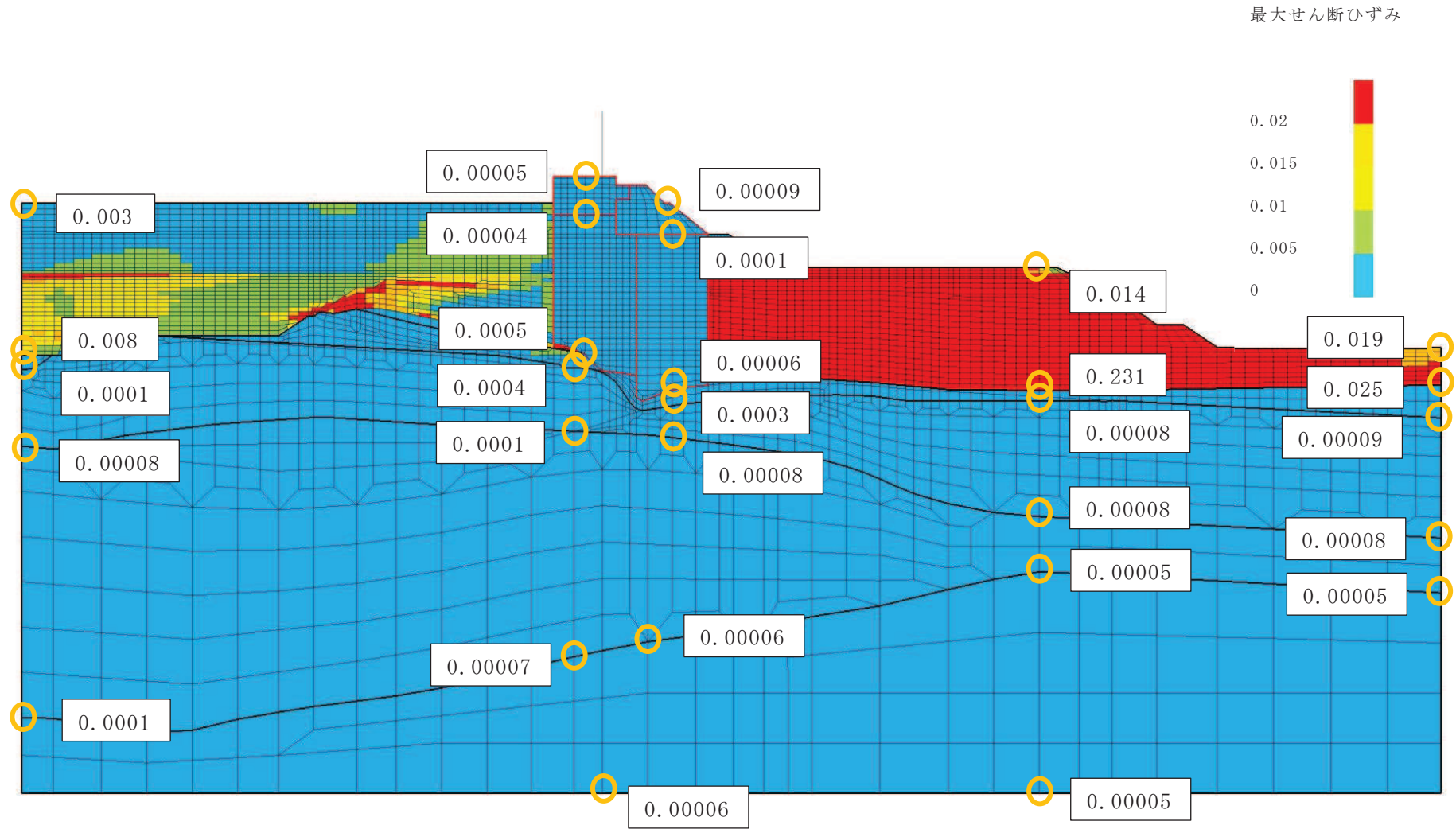


図 4-10(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）（断面②）における最大せん断ひずみ分布図  
（有効応力解析， $S_s - D_2$ （--）ケース②）

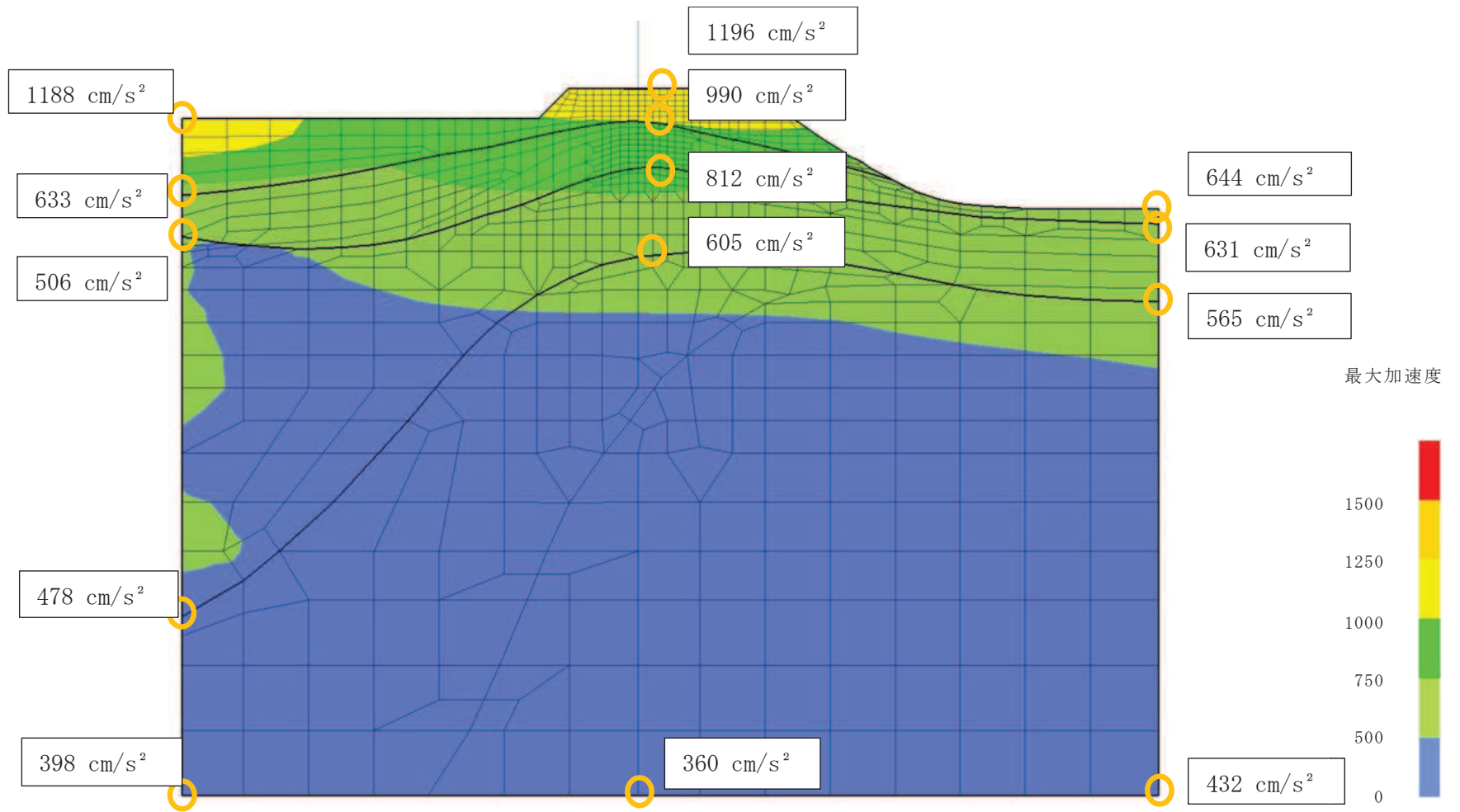


図 4-11(1) 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) (断面⑥) における最大加速度分布図  
(全応力解析, S<sub>s</sub>-F3 (++) ケース③)



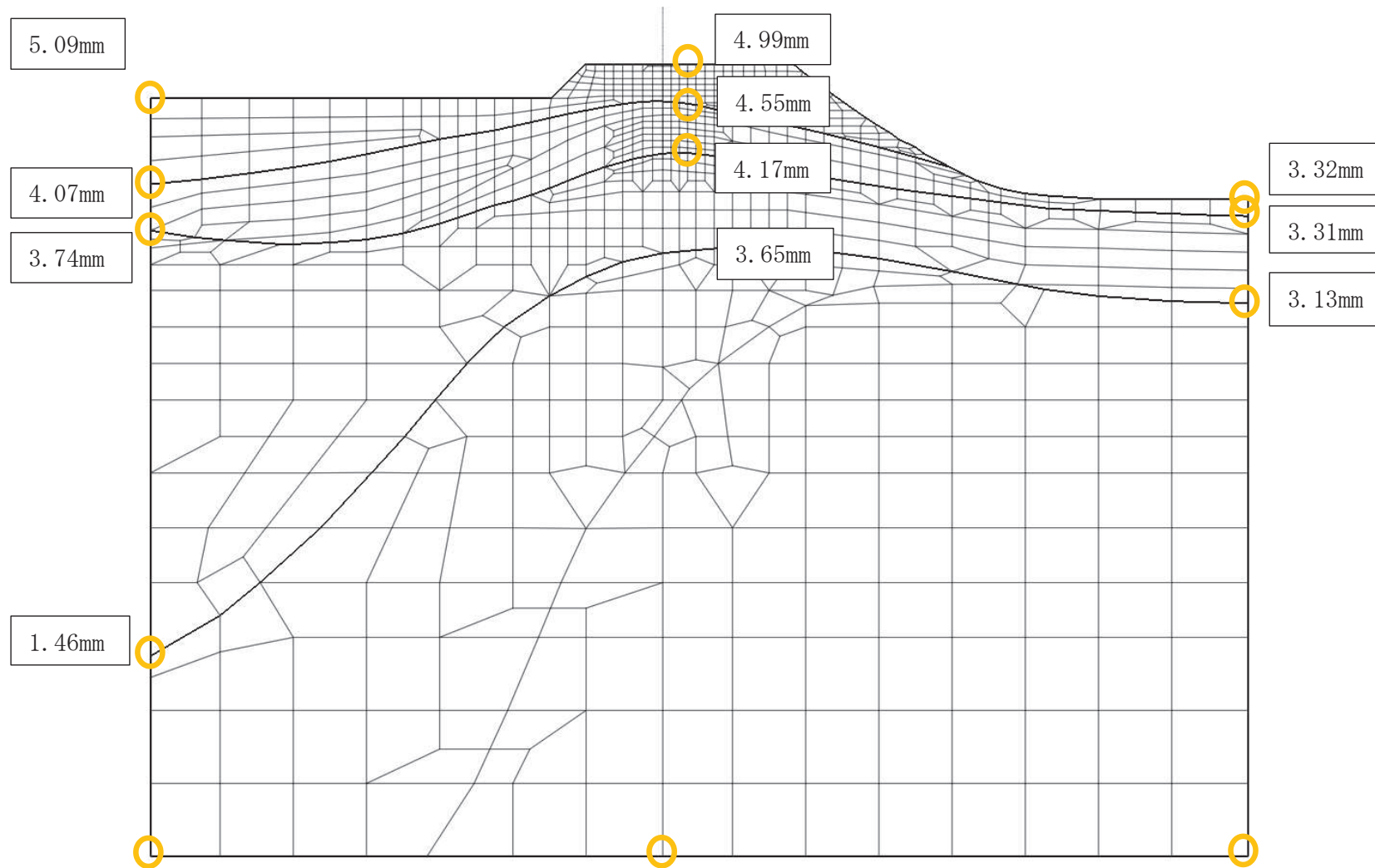


図 4-11(2) 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) (断面⑥) における最大変位分布図  
(全応力解析,  $S_s - F_3$  (++) ケース③)

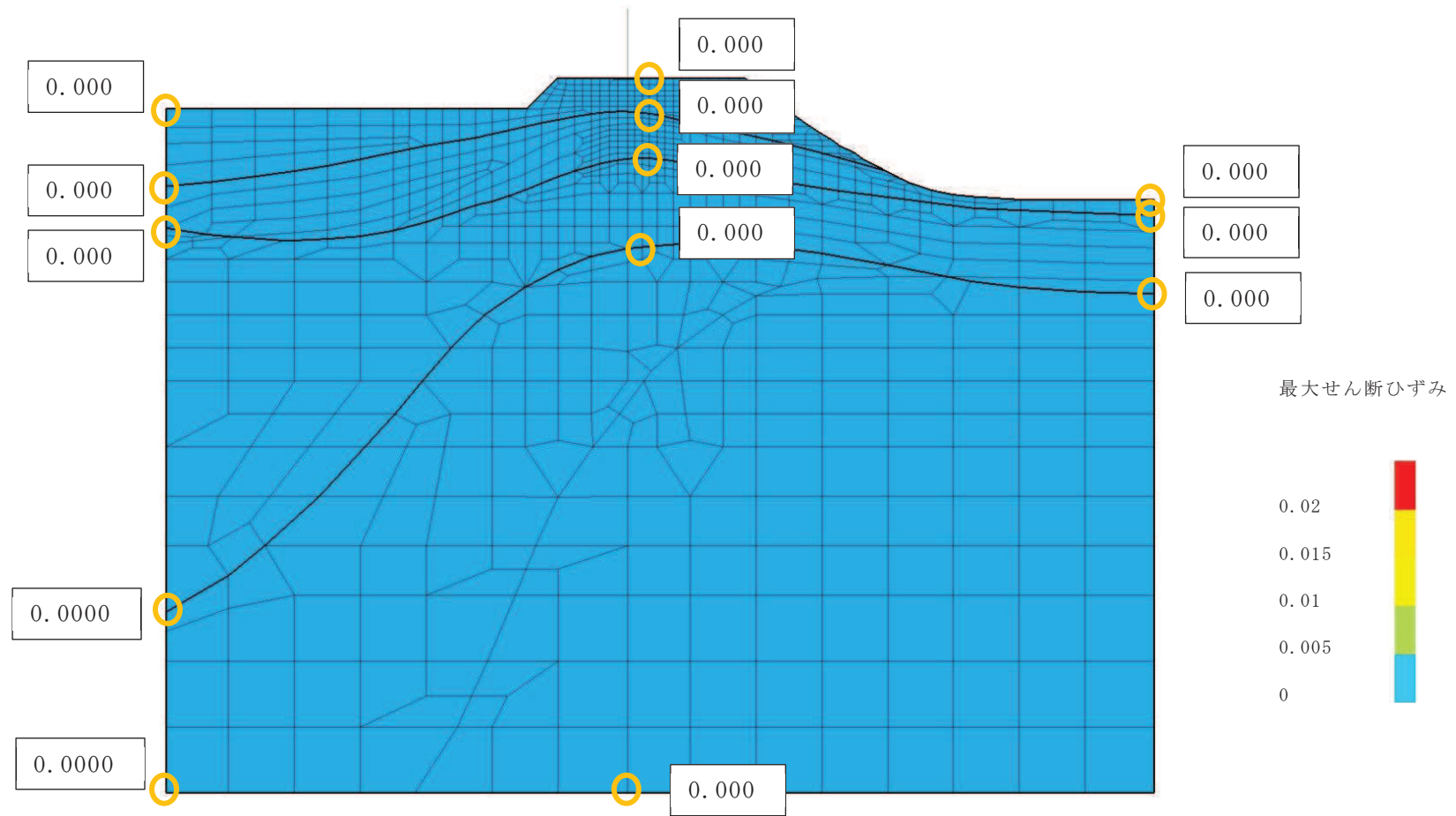


図 4-11 (3) 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) (断面⑥) における最大せん断ひずみ分布図  
(全応力解析,  $S_s - F_3$  (++) ケース③)

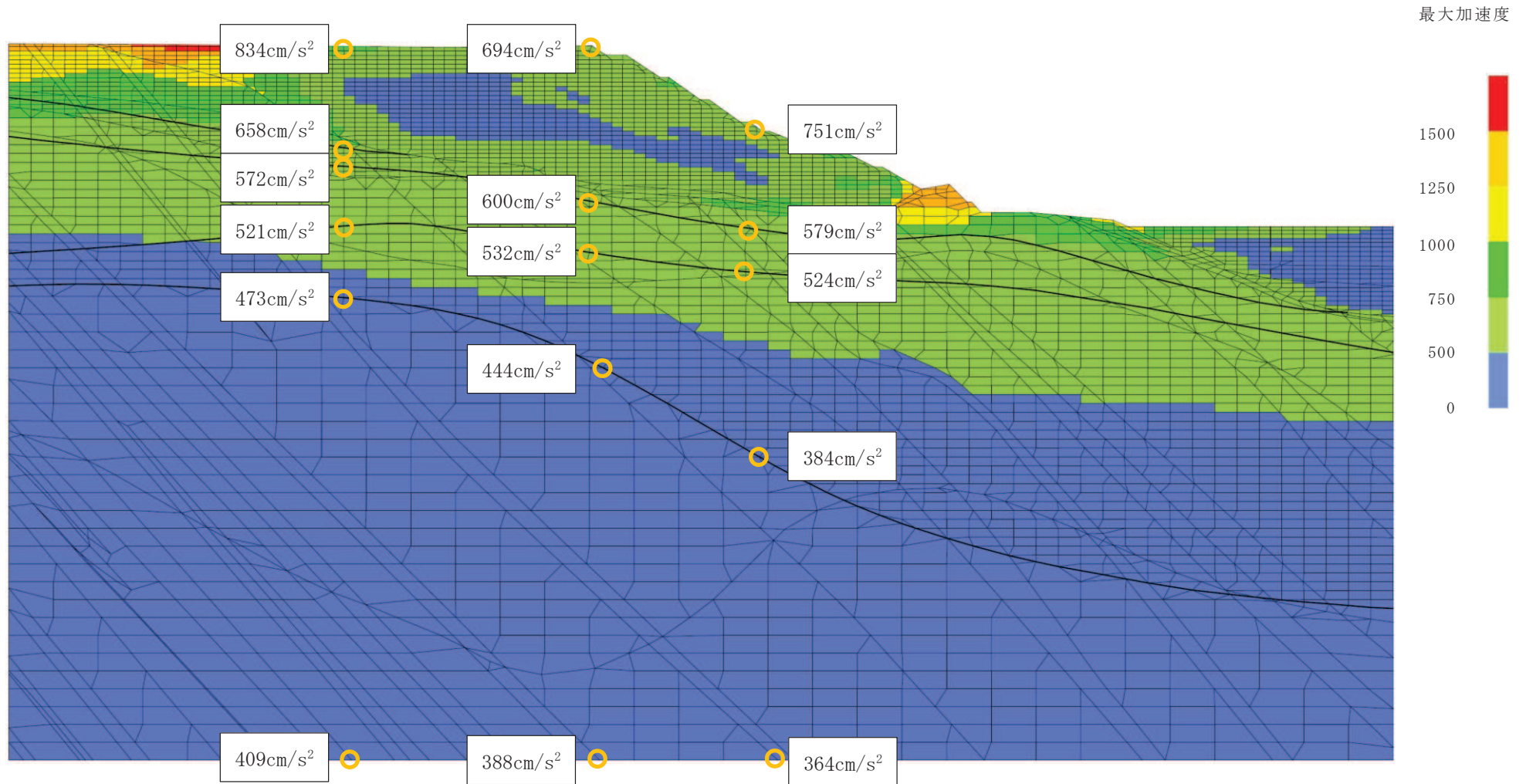


図 4-12(1) アクセスルート (斜面 B) における最大加速度分布図  
(全応力解析, S s - D 1 (+ -))

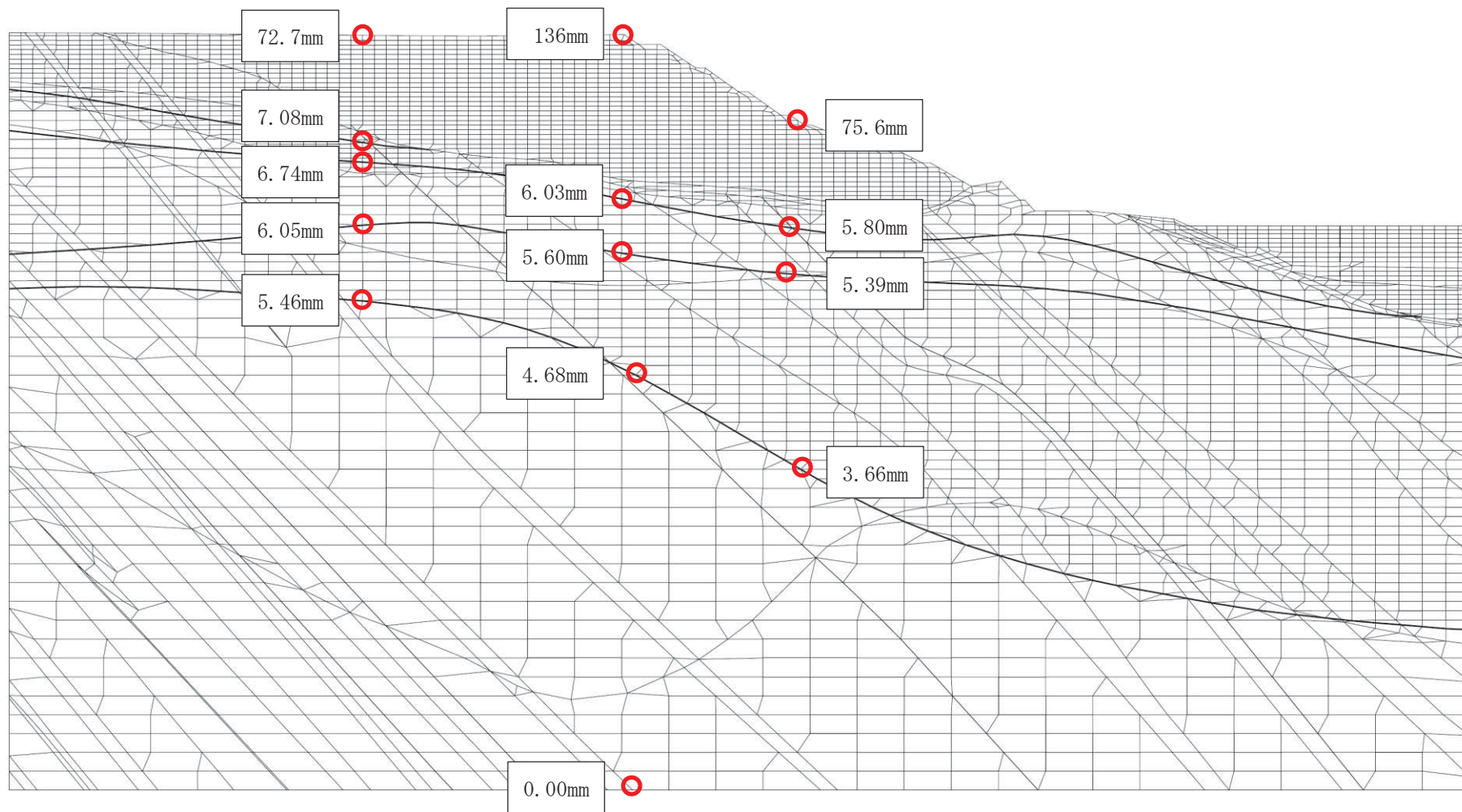


図 4-12(2) アクセスルート (斜面 B) における最大変位分布図  
(全応力解析, S s - D 1 (+ -))

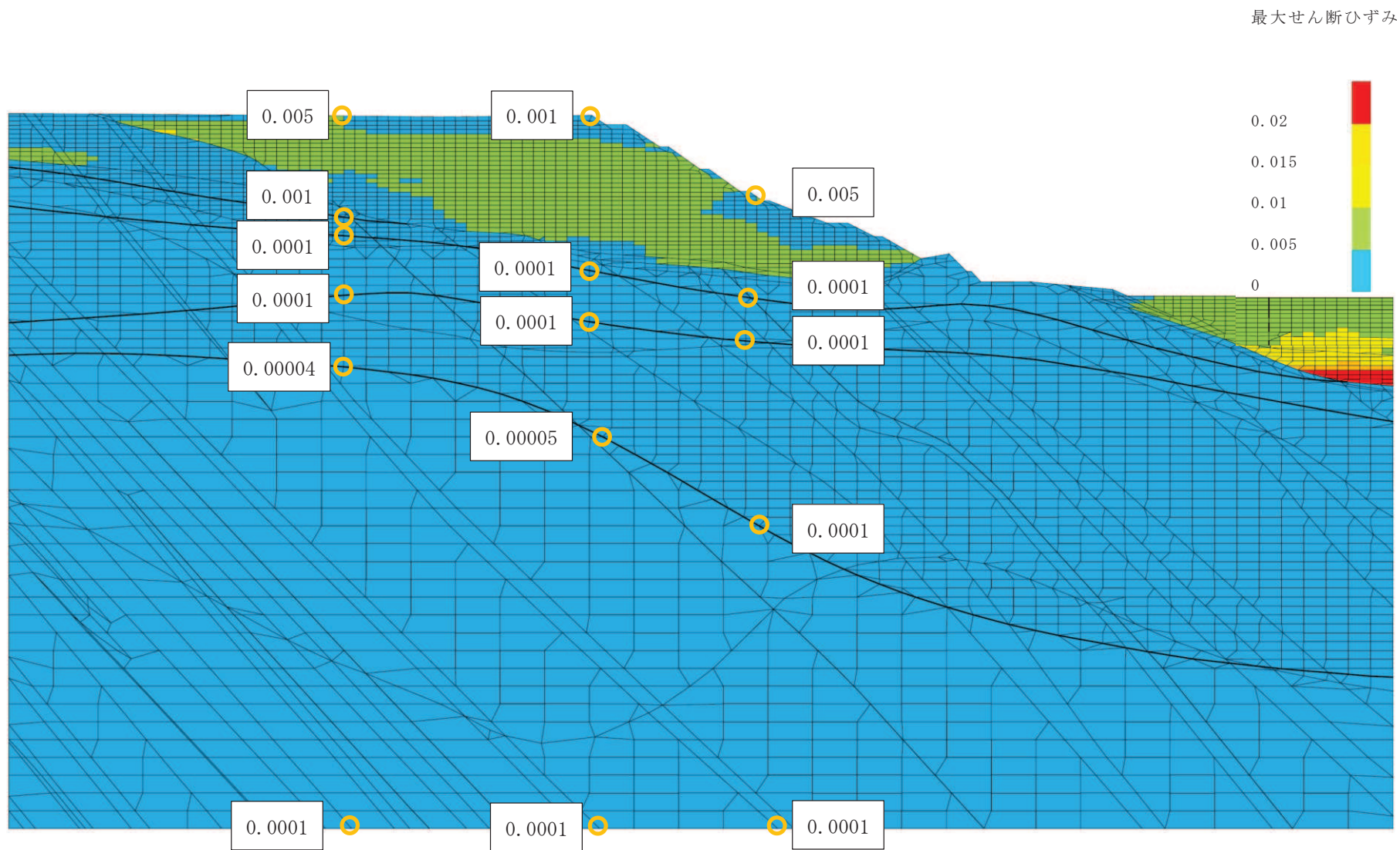


図 4-12(3) アクセスルート (斜面 B) における最大せん断ひずみ分布図  
(全応力解析, S s - D 1 (+ -))

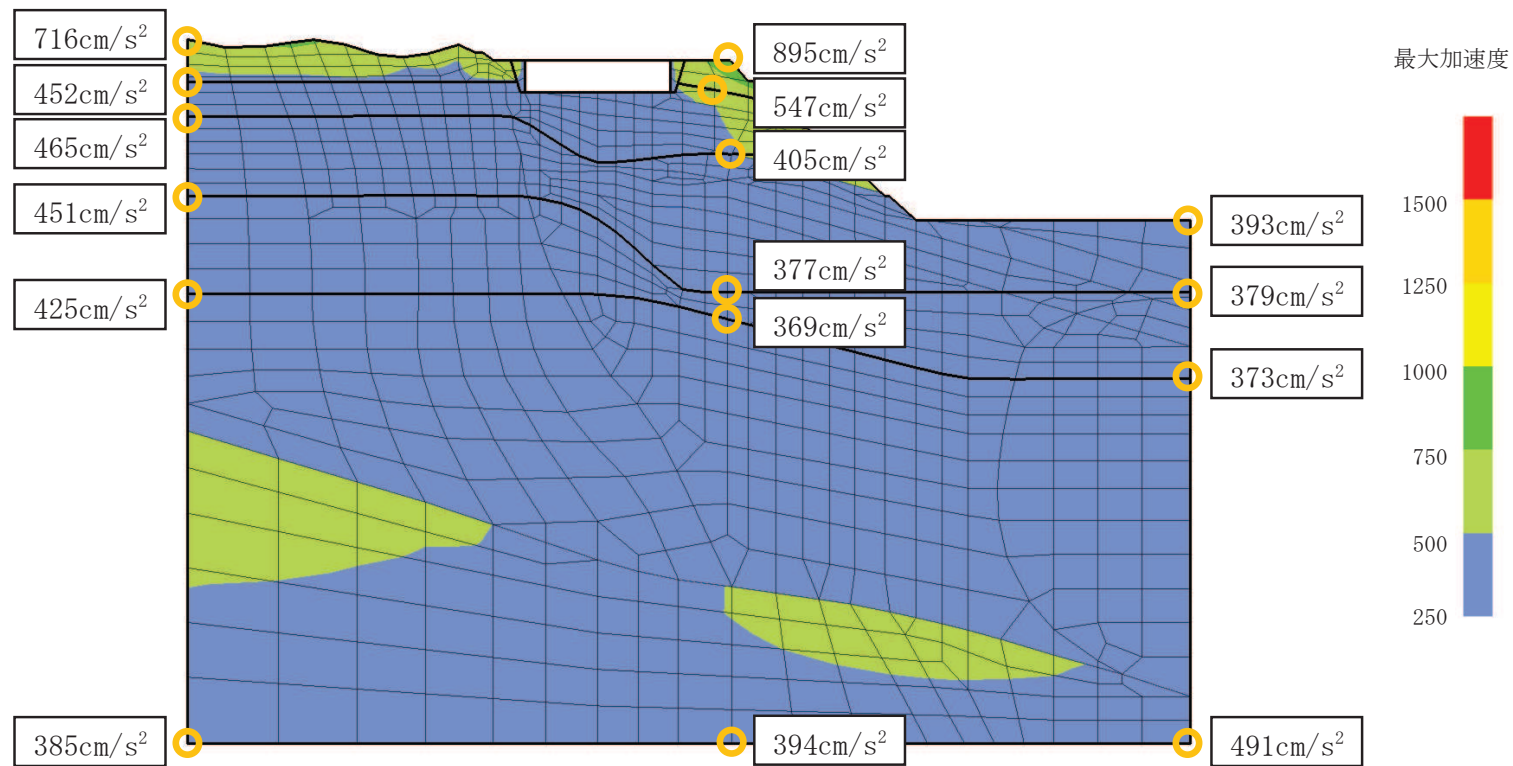


図 4-13(1) 第 1 号機排気筒斜面における最大加速度分布図  
(全応力解析, S s - F 2 ( - + ) )

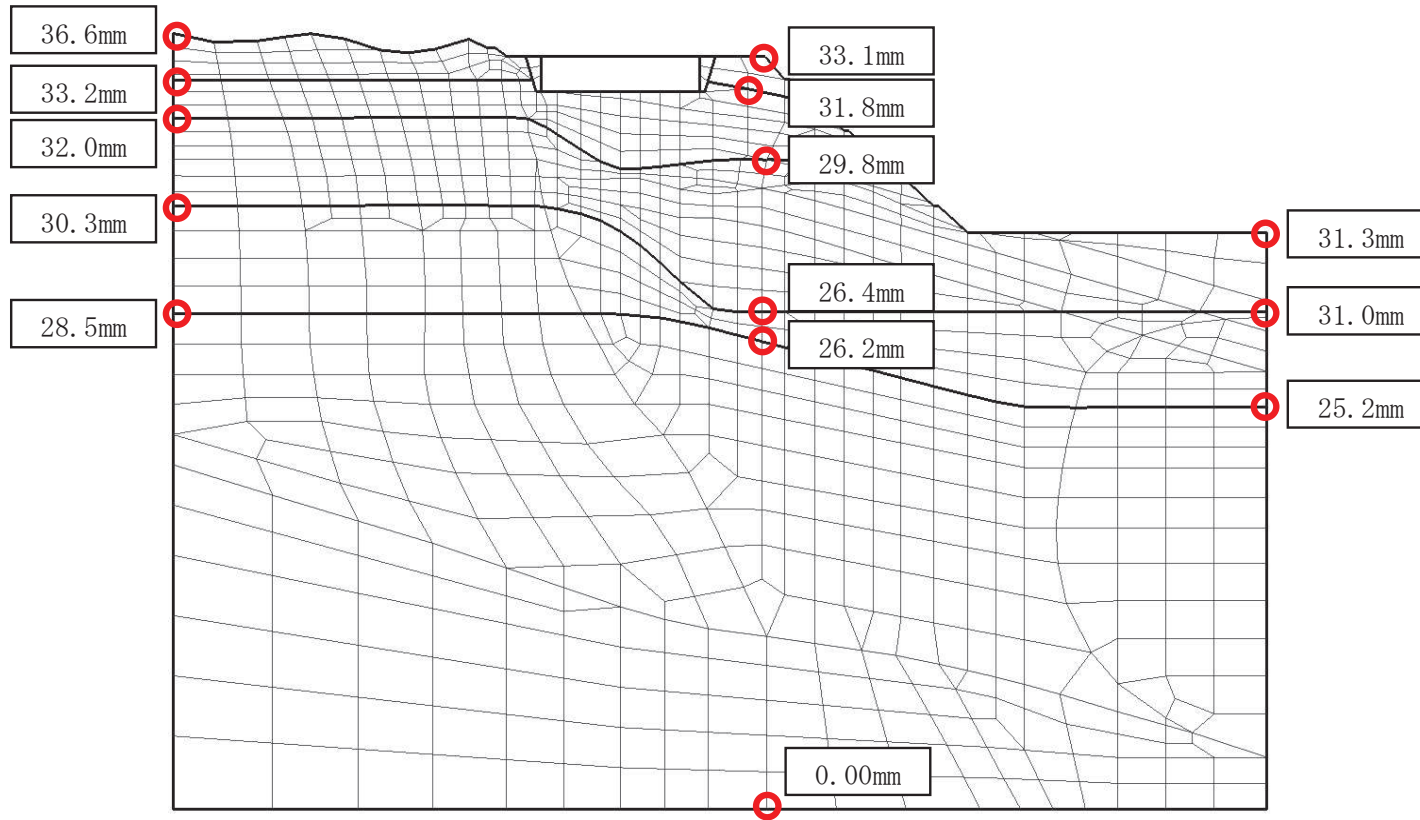


図 4-13(2) 第 1 号機排気筒斜面における最大変位分布図  
(全応力解析, S s - F 2 (-+))

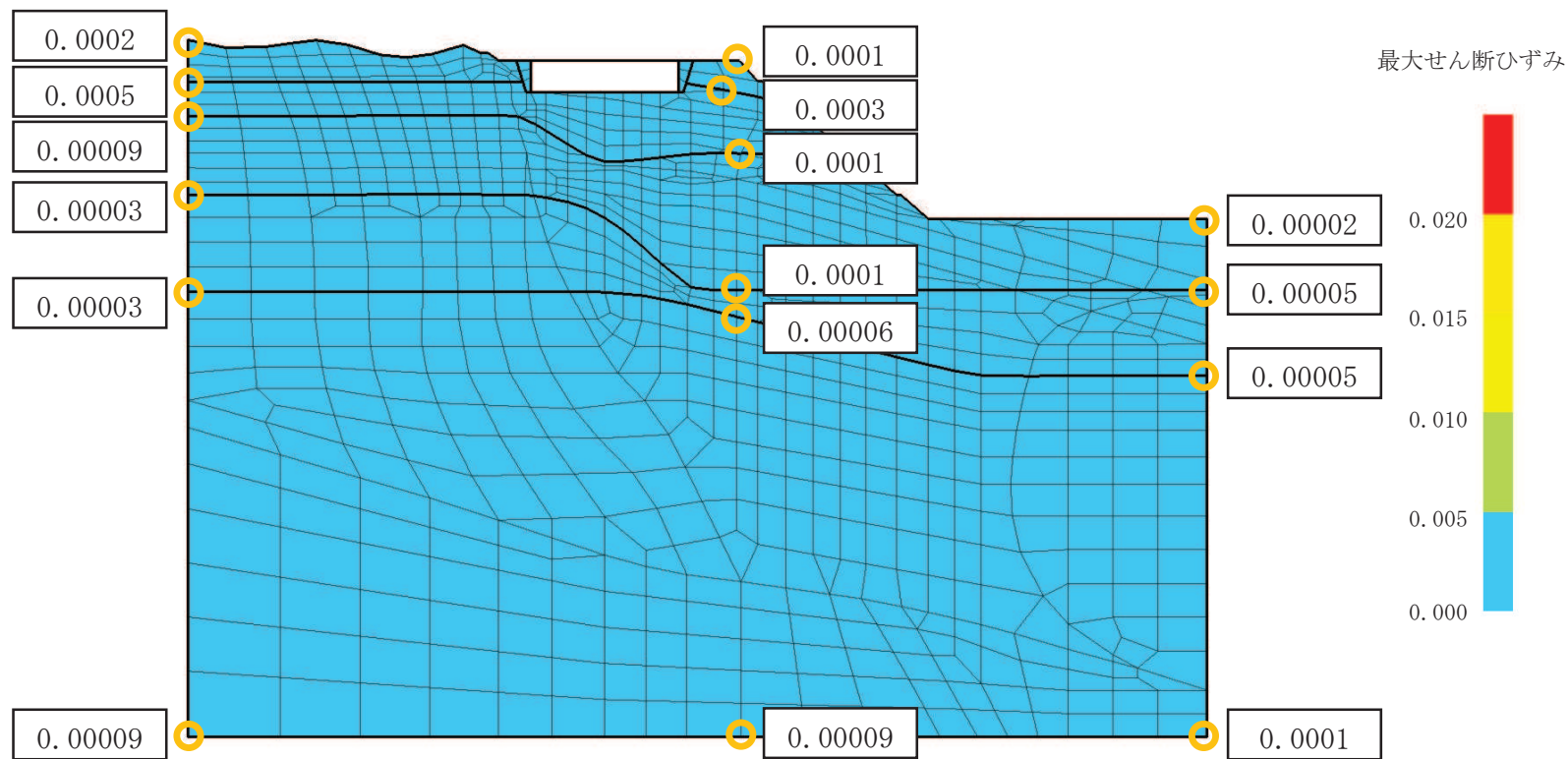


図 4-13(3) 第 1 号機排気筒斜面における最大せん断ひずみ分布図  
(全応力解析,  $S_s - F_2 (-+)$ )



参考資料 12 ジョイント要素のばね定数の妥当性確認結果

1. 概要

「7. ジョイント要素のばね設定」に示すとおり、ジョイント要素のばね定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、松本らの方法（参考文献(1)参照）に従い、表 1-1 のとおり設定する。

本項では、表 1-1 のとおり設定しているジョイント要素のばね定数が、数値計算上不安定な挙動を起こさず、かつ、地盤から構造物への圧縮荷重、せん断荷重が確実に伝達され得る適切な設定値であることを確認する。

表 1-1 ジョイント要素のばね定数

地盤	設定位置	せん断剛性 $k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	圧縮剛性 $k_n$ (kN/m <sup>3</sup> )
盛土, 旧表土	側方及び底面	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$
岩盤, セメント改良土, 改良地盤, MMR	側方及び底面	$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$

2. 評価方法

表 1-1 のとおり設定しているジョイント要素のばね定数が、数値計算上不安定な挙動を起こさず、かつ、地盤から構造物への圧縮荷重、せん断荷重が確実に伝達され得る適切な設定値であるかを確認するため、ジョイント要素のばね定数について影響評価を実施する。具体的には、今回の工事計画認可申請にて、松本らの方法に従い設定しているジョイント要素のばね定数に対して、ばね定数の値を 1/10 倍、1 倍、10 倍、100 倍とした場合の解析を実施し、構造物の照査値、地盤と構造物の接合面における剥離・すべり量及び構造物位置での応答加速度の比較を行う。

評価対象とする構造物は、屋外重要土木構造物において躯体の断面形状が比較的大きく、地盤と構造物の接合面で多数のジョイント要素を設けており、ジョイント要素のばね定数の設定値による影響を生じやすいと考えられる取水路（漸拡部）とする。解析ケースは基本ケース①とし、地震動は、基本ケース（検討ケース 2）におけるせん断破壊に対する照査値が最も厳しく、全周期帯で加速度応答スペクトルが大きい  $S_s - D1 (+ +)$  を用いる。

表 2-1 にジョイント要素のばね定数に係る影響評価の検討ケース、図 2-1 に取水路（漸拡部）の平面図、図 2-2 に断面図、図 2-3 にジョイント要素の配置図をそれぞれ示す。

表 2-1 検討ケース

検討ケース	ばね定数の倍率	ジョイント要素のばね定数 (kN/m <sup>3</sup> )	
		盛土, 旧表土	岩盤, セメント改良土, 改良地盤, MMR
1	0.1 倍	$k_s = k_n = 1.0 \times 10^5$	$k_s = k_n = 1.0 \times 10^6$
2	1 倍 (基本ケース)	$k_s = k_n = 1.0 \times 10^6$	$k_s = k_n = 1.0 \times 10^7$
3	10 倍	$k_s = k_n = 1.0 \times 10^7$	$k_s = k_n = 1.0 \times 10^8$
4	100 倍	$k_s = k_n = 1.0 \times 10^8$	$k_s = k_n = 1.0 \times 10^9$

注： $k_s$ ：せん断剛性， $k_n$ ：圧縮剛性

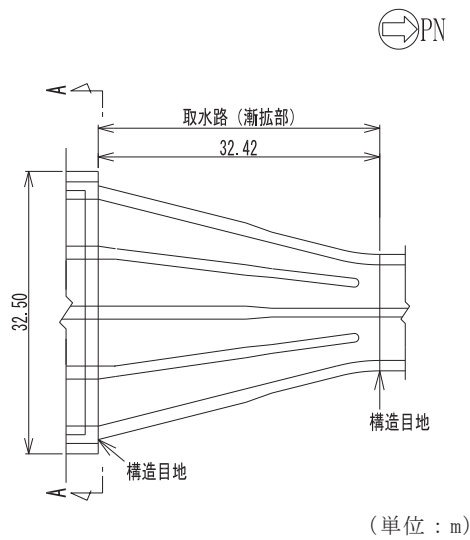


図 2-1 取水路 (漸拡部) の平面図

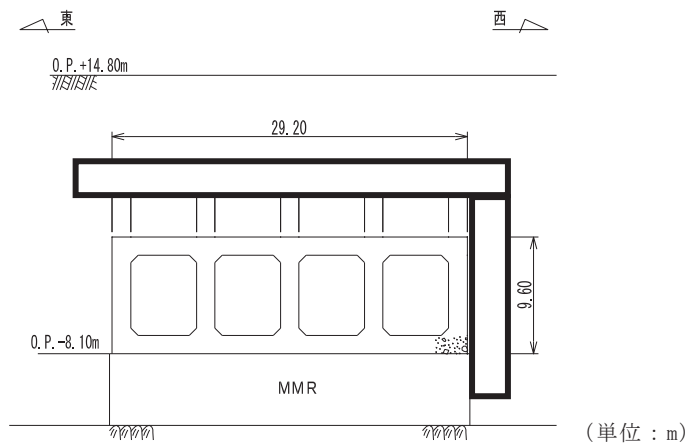


図 2-2 取水路 (漸拡部) の断面図 (A-A 断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

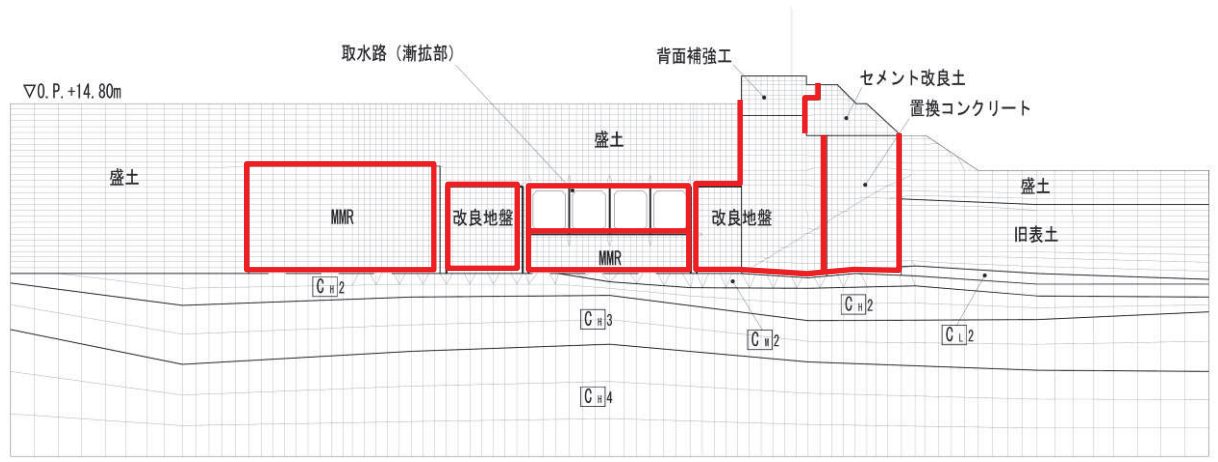


図 2-3 ジョイント要素の配置図

### 3. 評価結果

ジョイント要素のばね定数の設定値と、各設定値に対する取水路（漸拡部）の構造物の照査値（曲げ・軸力系の破壊に対する照査値及びせん断破壊に対する照査値）の比較結果を表 3-1 に、地盤と構造物の接合面における剥離・すべり量の比較結果を図 3-1 に、構造物位置における加速度応答スペクトルの比較結果を図 3-2 に示す。

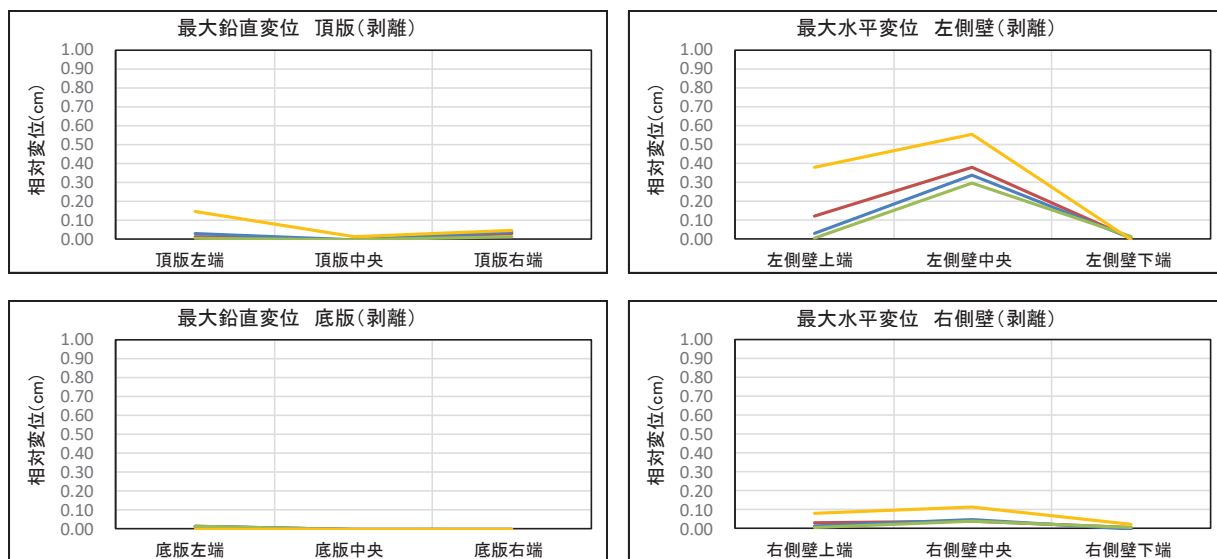
表 3-1 に示す通り、曲げ・軸力系の破壊に対する照査値及びせん断破壊に対する照査値とともに、ジョイント要素のばね定数が大きくなるほど、照査値が小さく、裕度が大きくなっている。図 3-1 に示すとおり、ばね定数が 1 倍、10 倍の設定において、剥離・すべり量に大きな差は無い。ばね定数 0.1 倍においては、剥離・すべり量が明確に大きくなっている。ばね定数 100 倍においては、右側壁中央のすべり量が特に大きくなっている。図 3-2 に示すとおり、ばね定数 1 倍以上の設定において、加速度応答スペクトルに大きな差は無い。

以上の結果から、ばね定数 1 倍、10 倍では数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値となっており、地盤から構造物への圧縮荷重、せん断荷重が確実に伝達され得る適切な設定値であることを確認した。また、松本らの方法に従いに従い設定したばね定数 1 倍は、ばね定数 10 倍に比べて保守的な設定となっており、ジョイント要素のばね定数の設定は問題無いことを確認した。

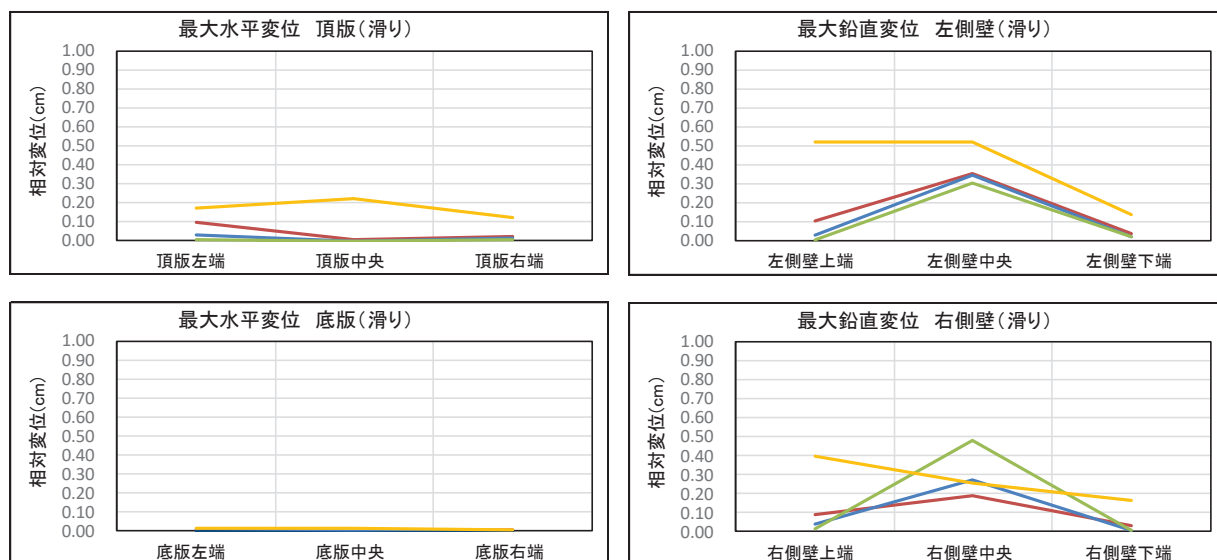
表 3-1 構造物の照査値の比較結果  $S_s - D_1$  (++)

検討ケース	ばね定数の倍率	曲げ・軸力系の破壊 に対する照査値	せん断破壊 に対する照査値*
1	0.1 倍	0.12	0.75
2	1 倍	0.09	0.69
3	10 倍	0.08	0.67
4	100 倍	0.08	0.63

注記\*：部材非線形解析の結果を示す。全ての検討ケースにおいて照査位置は照査値が最も厳しい頂版の値である。



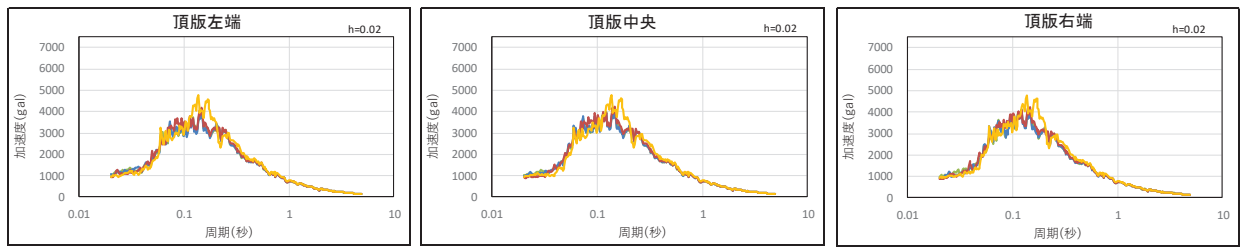
(a) 剥離量



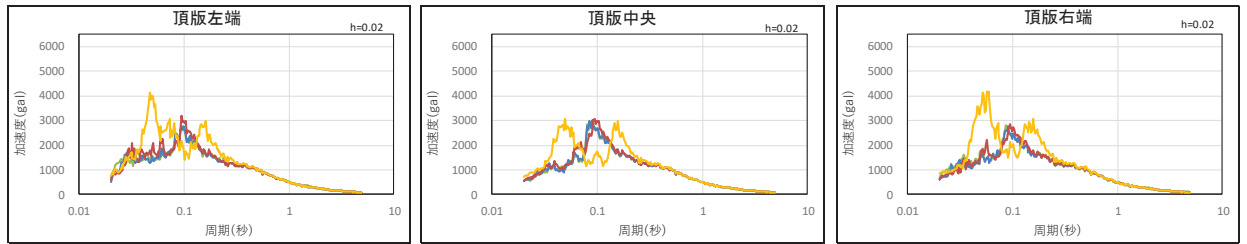
(b) すべり量



図 3-1 地盤と構造物の接合面における剥離・すべり量の比較  
(基本ケース①,  $S_s - D1 (+ +)$ )



(a) 水平加速度



(b) 鉛直加速度



図 3-2 構造物位置における加速度応答スペクトルの比較  
(基本ケース①,  $S_s - D1 (+ +)$ )

【参考文献】

- (1) 松本敏克, 坂田勉, 八木悟, 森聡, 沢田純男: 基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法, 応用力学論文集 Vol.12 pp1061-1070, 2009

## 参考資料 13 三次元構造解析による耐震評価の照査時刻の妥当性確認方針

### 1. はじめに

三次元構造解析においては、耐震評価結果が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から複数選定して地震時荷重を算出し、選定した時刻の荷重を三次元構造解析モデルに作用させて評価を行っている。

本資料は、照査時刻の選定の妥当性を確認するための方針について取りまとめたものである。具体的には、複数の照査時刻における地震時荷重の包絡（照査時刻包絡）と、全時刻における地震時荷重の包絡（全時刻包絡）の深度分布を比較し、照査時刻以外の荷重状態が、耐震評価に影響を及ぼすことがないことを確認する。また、三次元構造解析を行う箱形構造物を、構造形式の違いにより3つに分類し、それぞれの分類から妥当性確認を行う構造物を代表構造物として選定する。

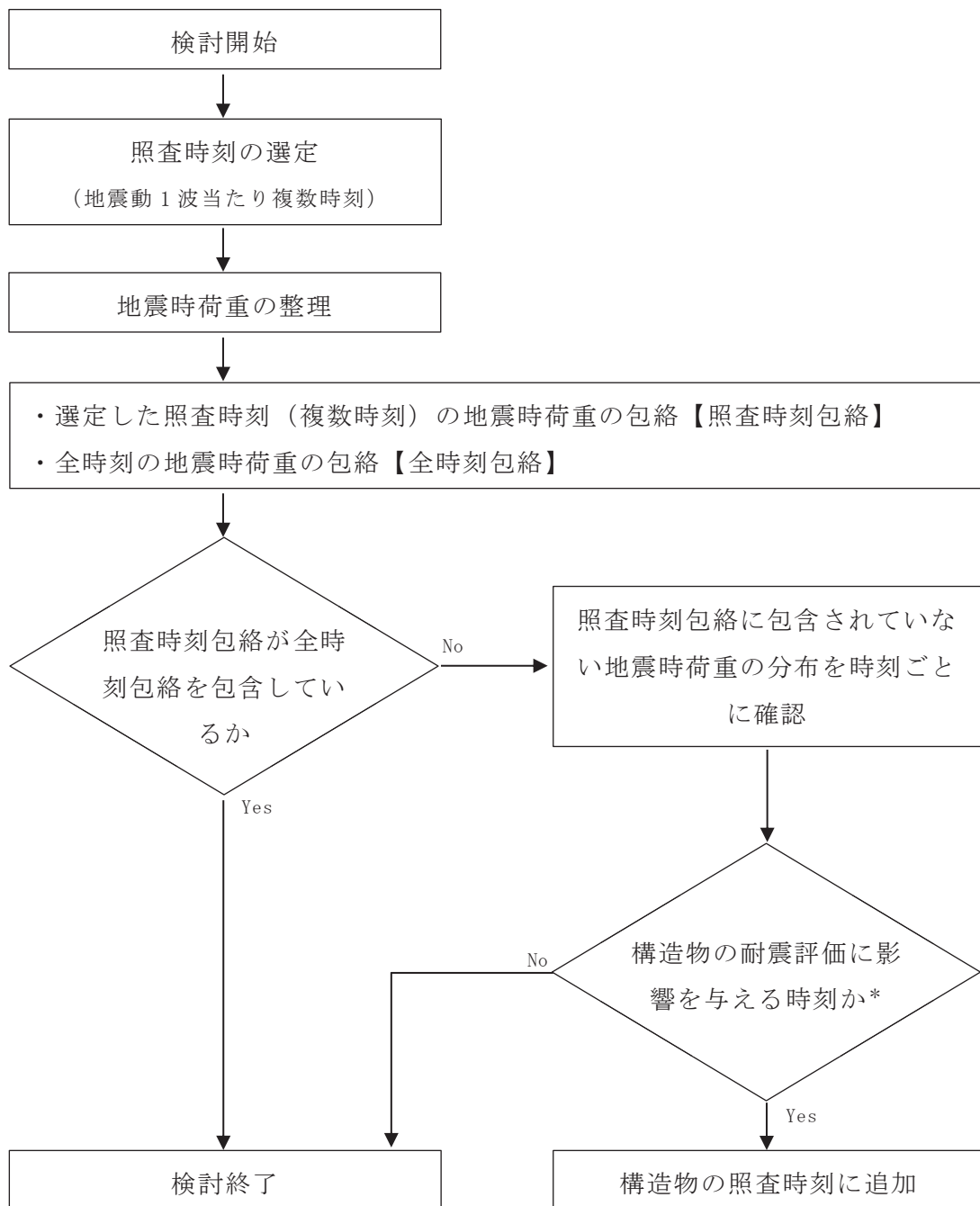
なお、各構造物の照査時刻の妥当性確認結果は、個別の補足説明資料に示す。

## 2. 照査時刻の選定の妥当性確認方法

三次元構造解析を行う箱形構造物は、構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる照査時刻を選定し耐震評価を行っている。照査時刻の妥当性の検証は、図 2-1 に示すフローに基づき行うこととし、選定した複数の照査時刻とは異なる時刻における荷重状態が、耐震評価に影響を及ぼさないことを確認する。

確認方法は、選定した複数の照査時刻の地震時荷重の包絡（照査時刻包絡）と全時刻の地震時荷重の包絡（全時刻包絡）の深度分布を比較し、照査時刻包絡と全時刻包絡の大小関係を確認する。照査時刻包絡が全時刻包絡を包含していない場合は、包含していない時刻を抽出し、その時刻の荷重状態が構造物の耐震評価に影響を与える可能性があるかを確認する。地震時荷重の分布から判断が難しい場合は、構造解析等による個別の評価により耐震評価への影響を確認する。





注記\*：深度方向の地震時荷重の分布により確認する。地震時荷重の分布から判断が難しい場合は、構造解析等による個別の評価により耐震評価への影響を確認する。

図 2-1 確認フロー

### 3. 照査時刻の選定の妥当性確認を行う代表構造物の整理

三次元構造解析を行う箱形構造物を周辺地盤との相互作用を考慮し構造形式を以下の3種類に分類する。

- ①構造全体が地中に埋設され、上部に開口を有する構造物であり、かつ構造物の断面奥行方向で部材の配置が異なる箱形構造物
- ②構造全体が地中に埋設され、頂版を有する構造物であり、かつ断面奥行方向で部材の配置がおおむね同一である箱形構造物
- ③構造の一部が地上に露出し、複数の部位から構成される箱形構造物

照査時刻の選定の妥当性確認を行う代表構造物について整理した結果を表3-1に示す。

#### 3.1 構造全体が地中に埋設され、上部に開口を有する構造物であり、かつ構造物の断面奥行方向で部材の配置が異なる箱形構造物

取水口、第3号機海水ポンプ室及び海水ポンプ室は構造全体が地中に埋設され、上部に開口を有する構造物であり、かつ構造物の断面奥行方向で部材の配置が異なる箱形構造物に分類される。

取水口及び第3号機海水ポンプ室は、地震時荷重の分布形状が類似している。このうち、着目する損傷モードが多く、照査時刻を多く有する第3号機海水ポンプ室を妥当性確認の対象構造物として選定する。

確認結果は、「資料14 第3号機海水ポンプ室の耐震安全性評価」に示す。

海水ポンプ室は、周辺地盤の大部分が改良され、防潮堤や原子炉建屋といった大規模な構造物と隣接しており、周辺状況が他構造物とは著しく異なるため地震時荷重の分布形状も異なる。よって、妥当性確認の対象構造物として、海水ポンプ室を選定する。

確認結果は、「資料9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」に示す。

#### 3.2 構造全体が地中に埋設され、頂版を有する構造物であり、かつ断面奥行方向で部材の配置がおおむね同一である箱形構造物

軽油タンク室、軽油タンク室(H)及びガスタービン発電設備軽油タンク室は構造全体が地中に埋設され、頂版を有する構造物であり、かつ断面奥行方向で部材の配置がおおむね同一である箱形構造物に分類される。これらの構造物は、地震時荷重に構造全体で抵抗することや構成される部材が同一であることから、構造的特徴に大きな差異はなく、着目する照査時刻の考え方も同様である。このうち、比較的構造が単純で、三次元静的材料非線形解析を行っている軽油タンク室を代表構造物として選定する。

確認結果は、「資料7 軽油タンク室の耐震安全性評価」に示す。

#### 3.3 構造の一部が地上に露出し、複数の部位から構成される箱形構造物

復水貯蔵タンク基礎以外に該当する構造物が存在しないことから、復水貯蔵タンク基

礎により照査時刻の選定の妥当性確認を行う。

確認結果は、「資料 12 復水貯蔵タンク基礎の耐震安全性評価」に示す。

表 3-1(1) 箱形構造物の構造形式

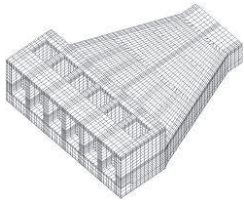
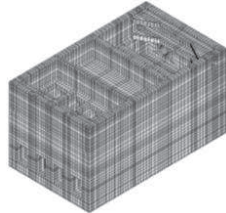
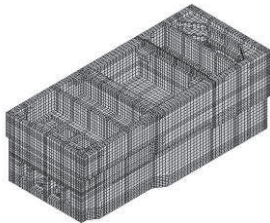
No.	構造形式	周辺地盤との相互作用	構造物名称／三次元モデル	代表構造物の選定
1	構造全体が地中に埋設され、上部に開口を有する構造物であり、かつ構造物の断面奥行方向で部材の配置が異なる箱形構造物	<ul style="list-style-type: none"> <li>左記に該当する構造物は地表面から 12.0m~29.0m の深さで MMR を介して岩盤に支持されていることから作用する土圧は大きい。</li> </ul>	<p>取水口</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>取水口及び第 3 号機海水ポンプは地震時荷重の分布形状が類似している。このうち、着目する損傷モードが多く、照査時刻を多く有する第 3 号機海水ポンプ室を妥当性確認の対象構造物として選定する。</li> <li>確認結果は、「資料 14 第 3 号機海水ポンプ室の耐震安全性評価」に示す。</li> </ul>
		<ul style="list-style-type: none"> <li>海水ポンプ室、第 3 号機海水ポンプ室の中床版以深及び取水口ではボックスカルバート構造の水路となっており、地震時荷重は主に側壁、導流壁及び中床版又は頂版が負担し、水路部全体で抵抗する。</li> </ul>	<p>第 3 号機海水ポンプ室</p> 	
		<ul style="list-style-type: none"> <li>海水ポンプ室は構造物周辺地盤の大部分が改良され、防潮堤や原子炉建屋といった大規模な構造物と隣接しており、周辺状況が他構造物とは著しく異なる。</li> </ul>	<p>海水ポンプ室</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>構造物周辺地盤の大部分が改良され、防潮堤や原子炉建屋といった大規模な構造物と隣接しており、周辺状況が他構造物とは著しく異なるため地震時荷重の分布形状も異なることから、妥当性確認の対象構造物として海水ポンプ室を選定する。</li> <li>確認結果は、「資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」に示す。</li> </ul>

表 3-1(2) 箱形構造物の構造形式

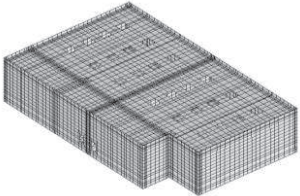
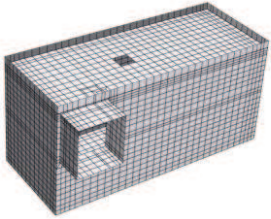
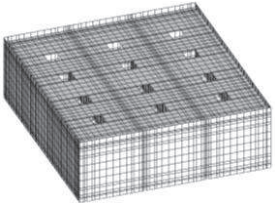
No.	構造形式	周辺地盤との相互作用	構造物名称／三次元モデル	代表構造物の選定
2	構造全体が地中に埋設され、頂版を有する構造物であり、かつ断面奥行方向で部材の配置がおむね同一である箱形構造物	<ul style="list-style-type: none"> <li>左記に該当する構造物は地表面から 6.8m~9.9m の深さで直接又は MMR を介して岩盤に支持されていることから作用する土圧は比較的小さい。</li> <li>ボックスカルバート構造となっており、地震時荷重は主に側壁、隔壁及び頂版が負担し、ボックスカルバート全体で抵抗する。</li> </ul>	<p>軽油タンク室</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>左記に示す構造物は、構造的特徴に大きな差異がなく、着目する照査時刻の考え方も同様であることから、比較的構造が単純であり、三次元静的材料非線形解析を行っている軽油タンク室を代表に照査時刻の選定の妥当性を確認する。</li> <li>確認結果は、「資料 7 軽油タンク室の耐震安全性評価」に示す。</li> </ul>
			<p>軽油タンク室 (H)</p> 	
			<p>ガスタービン発電設備 軽油タンク室</p> 	

表 3-1(3) 箱形構造物の構造形式

No.	構造形式	周辺地盤との相互作用	構造物名称／三次元モデル	代表構造物の選定
3	<p>構造の一部が地上に露出し、複数の部位から構成される箱形構造物</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>左記に該当する構造物は地表面から 13.6m の深さで MMR を介して岩盤に支持されていることから作用する土圧は比較的小さい。</li> <li>地上に露出した構造のため、地上部に生じる慣性力が構造物全体の振動に作用し、地盤との相互作用が生じる。</li> </ul>	<p>復水貯蔵タンク基礎</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li><u>復水貯蔵タンク基礎</u>を代表に照査時刻の選定の妥当性を確認する。</li> <li>確認結果は、「資料 12 復水貯蔵タンク基礎の耐震安全性評価」に示す。</li> </ul>

## 参考資料 14 浮上り評価結果

### 1. 概要

屋外重要土木構造物等のうち、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について 4.3 解析手法選定の方針」に示す解析手法の選定フローにより，⑤に分類されている排気筒連絡ダクト（土砂部），取水口，取水路（標準部），第 3 号機海水ポンプ室及びガスタービン発電設備軽油タンク室は，施設周辺に液状化対象層が分布しており，浮上りの影響を受ける可能性があるため，浮上り評価を行うこととしている。

本資料では，浮上りに対する評価結果をとりまとめ，影響がないことを示す。

評価は，トンネル標準示方書（土木学会，2006）（以下，「トンネル標準示方書」という。）に基づき，かつ地下水位以深の液状化対象層（盛土，旧表土）は液状化する前提で評価する。その後，有効応力解析により液状化が発生していないことを確認した。

### 2. 評価内容

#### 2.1 浮上り評価に用いる指針・基準の選定

屋外重要土木構造物等における浮上り評価の対象構造物は，主に矩形のボックスカルバート構造であることから，共同溝設計指針，トンネル標準示方書及び鉄道構造物等設計標準・同解説に示される式(2.1)を用いて評価を実施する。浮上り評価の概念図を図 2-1 に示す。

$$F_S = (W_S + W_B + 2Q_S + 2Q_B) / \gamma_i \cdot (U_S + U_D) \cdots \cdots \text{式 (2.1)}$$

ここで，

$F_S$  : 浮上りに対する安全率

$\gamma_i$  : 構造物係数で， $\gamma_i = 1.0$  とする

$U_S$  : 構造物底面に作用する静水圧による揚圧力 (kN/m)

$U_D$  : 構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力 (kN/m)

$W_S$  : 上載土の荷重（水の重量を含む）(kN/m)

$W_B$  : 構造物の自重 (kN/m)

$Q_S$  : 上載土のせん断抵抗 (kN/m)

$Q_B$  : 構造物側面の摩擦抵抗 (kN/m)

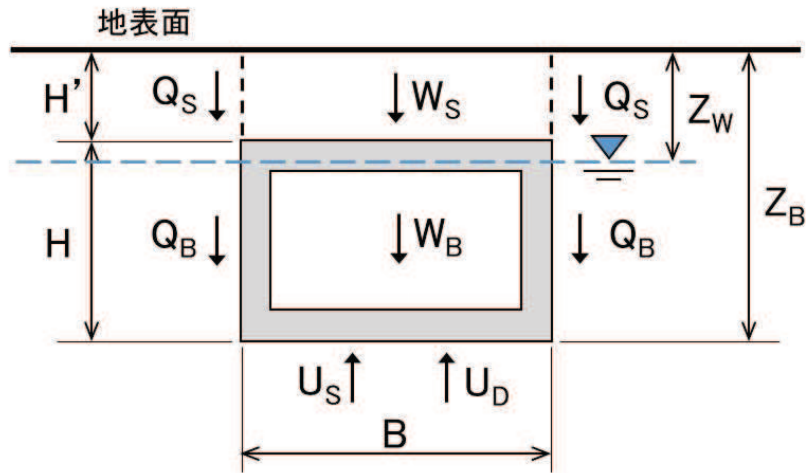


図 2-1 算定方法の概念図

上載土のせん断抵抗 $Q_s$ 及び構造物側面の摩擦抵抗 $Q_B$ は、トンネル標準示方書に示される式(2.2)及び式(2.3)に基づき算定する。

$$Q_s = f_{uw} \cdot (c_s + K_o \cdot \sigma'_{vs} \cdot \tan \phi_s) \cdot H' \dots \dots \dots \text{式 (2.2)}$$

$$Q_B = f_{us} \cdot (c_B + K_o \cdot \sigma'_{vB} \cdot \tan \phi_B) \cdot H \dots \dots \dots \text{式 (2.3)}$$

ここで、

- $c_s$  : 上載土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $c_B$  : 構造物側面の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\phi_s$  : 上載土のせん断抵抗角 (°)
- $\phi_B$  : 構造物側面の壁面摩擦角で、 $\Phi_B = 2\phi / 3$  とする (°)
- $\phi$  : 構造物周辺地盤の内部摩擦角 (°)
- $K_o$  : 静止土圧係数
- $\sigma'_{vs}$  : 上載土中央深さにおける有効上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\sigma'_{vB}$  : 構造物中央深さにおける有効上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $H'$  : 上載土の厚さ (m)
- $H$  : 構造物の高さ (m)
- $f_{uw}, f_{us}$  : 液状化時の浮上りに関する安全係数で、 $f_{uw} = 1.0$ ,  
 $f_{us} = 1.0$  とする



構造物底面に作用する静水圧による揚圧力 $U_s$ は、トンネル標準示方書に示される式(2.4)に基づき算定する。

$$U_s = \gamma_w \cdot (Z_B - Z_w) \cdot B \cdots \cdots \cdots \text{式 (2.4)}$$

ここで、

- $\gamma_w$  : 地下水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $Z_B$  : 地表から構造物底面までの深さ (m)
- $Z_w$  : 地表から地下水面までの深さ (m)
- $B$  : 構造物の幅 (m)

構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力 $U_D$ は、トンネル標準示方書に示される式(2.5)に基づき算定する。

$$U_D = L_U \cdot \sigma_v' \cdot B \cdots \cdots \cdots \text{式 (2.5)}$$

ここで、

- $U_D$  : 構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力 (kN/m)
- $L_U$  : 過剰間隙水圧比
- $\sigma_v'$  : 構造物底面位置における初期有効上載圧 (kN/m<sup>3</sup>)
- $B$  : 構造物の幅 (m)

安全率は、共同溝設計指針では「1.1」、トンネル標準示方書では「1.0」とされているが、本検討では保守的な設定として共同溝指針の「1.1」とする。

## 2.2 評価対象断面

### (1) 排気筒連絡ダクト（土砂部）

排気筒連絡ダクトの縦断図を図 2-2 に示す。評価対象断面は、耐震評価を行っている断面①及び北側で地下水位が高く、上載土の層厚が小さいことから、浮上りが発生しやすいと考えられる断面②とする。

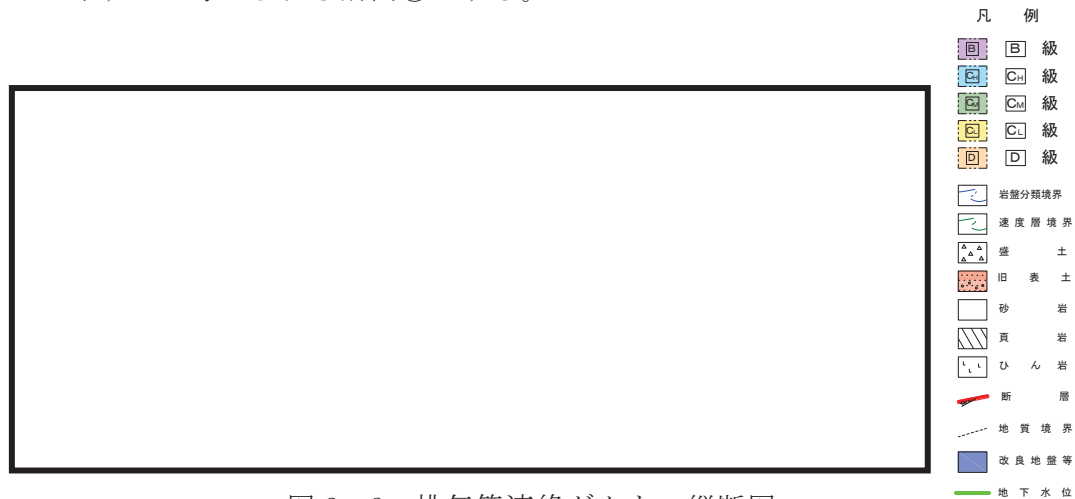


図 2-2 排気筒連絡ダクト 縦断図

### (2) 取水口及び取水路（標準部）

取水口及び取水路の縦断図を図 2-3 に示す。取水口の評価対象断面は、上載土がないこと及び地下水位が朔望平均満潮位となっている 6 連ボックスカルバートの A-A 断面と、A-A 断面と比較して上載土の層厚は大きい、2 連ボックスカルバートであり構造物自重が小さい B-B 断面とする。

取水路（標準部）は東側ほど上載土の層厚が小さくなり地下水が高いことから、取水口の評価対象断面である B-B 断面で代表するものとする。

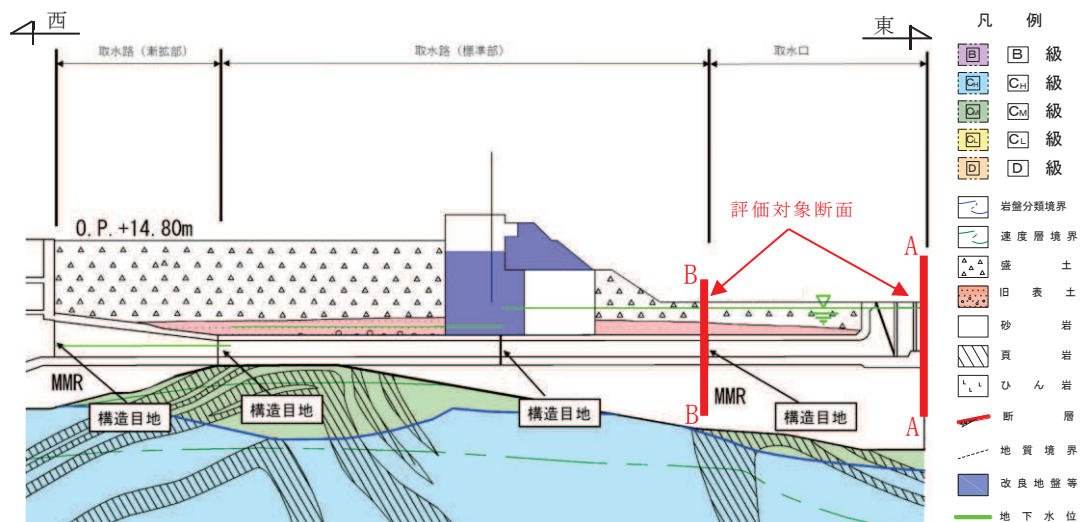


図 2-3 取水口及び取水路 縦断図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(3) 第3号機海水ポンプ室

第3号機海水ポンプ室の縦断図を図2-4に示す。第3号機海水ポンプ室は図2-5に示すスクリーンエリアと図2-6に示す循環水ポンプエリアの2エリアに分かれているが、評価対象断面はスクリーンエリアと比較して自重が比較的小さく浮上りやすいと考えられる循環水ポンプエリアの断面とする。なお、地下水位は、縦断東西方向に底版付近で一定となっている。

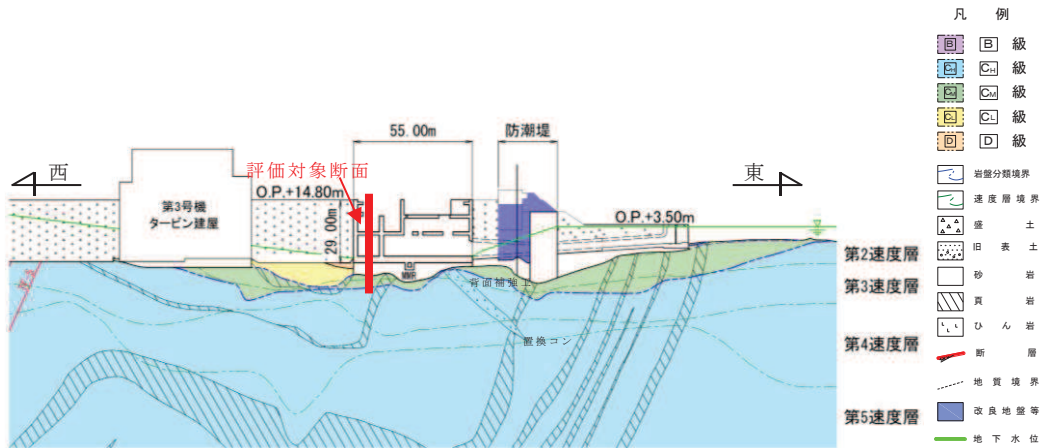


図2-4 第3号機海水ポンプ室 縦断図

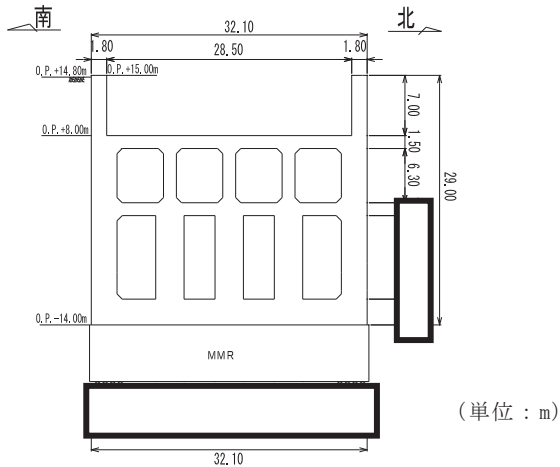


図2-5 第3号機海水ポンプ室 スクリーンエリア

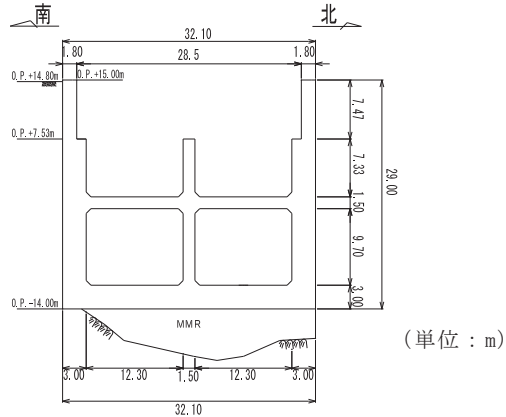


図2-6 第3号機海水ポンプ室 循環水ポンプエリア

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(4) ガスタービン発電設備軽油タンク室（南北方向）

ガスタービン発電設備軽油タンク室の地質断面図を図 2-7 及び図 2-8 に示す。構造物の南北方向及び西側には、セメント改良土が頂版の高さで躯体際まで施工されていること、東側には、底版から 1.2m の高さで MMR が施工されていることから、共同溝指針に基づき、不透水層への根入れが 1m 以上あるので浮上らないと判断した。

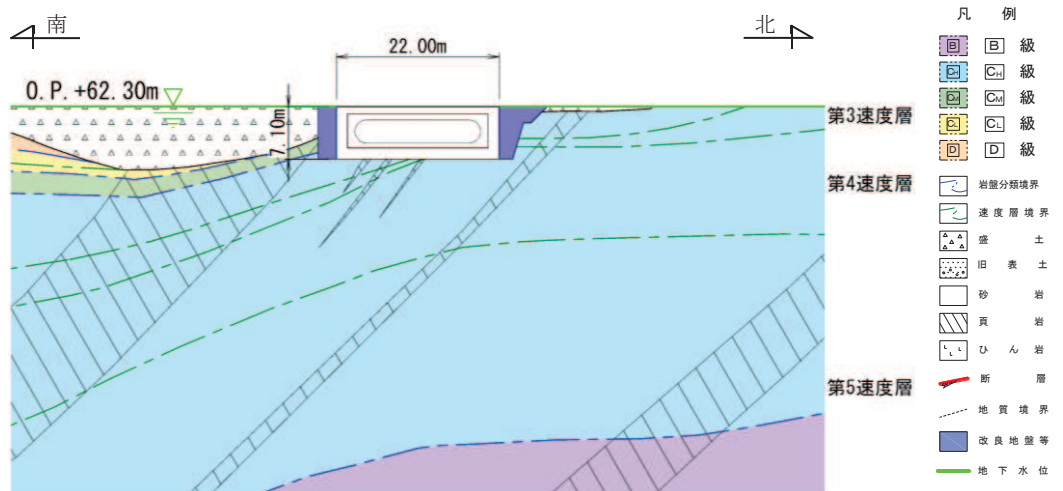


図 2-7 ガスタービン発電設備軽油タンク室地質断面図（南北方向）

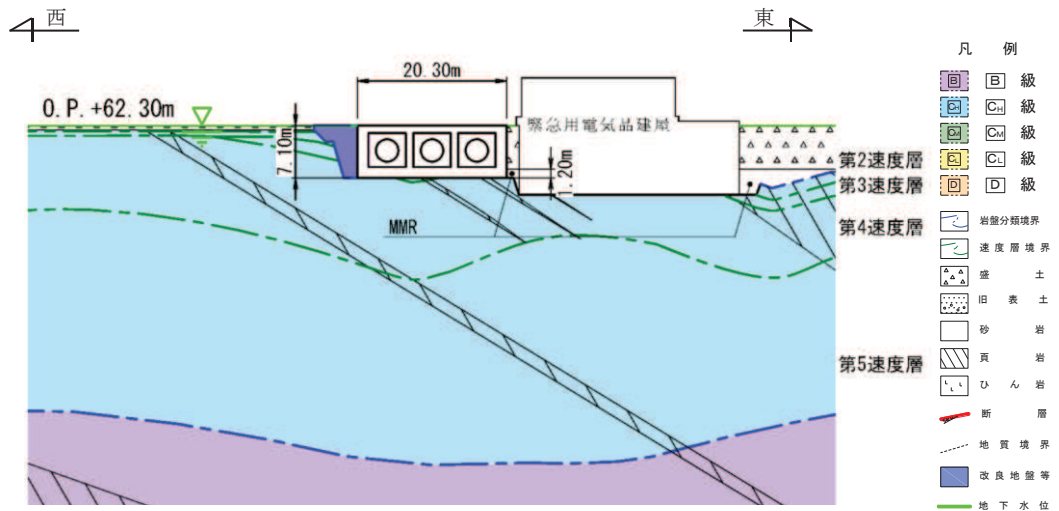


図 2-8 ガスタービン発電設備軽油タンク室地質断面図（東西方向）

## 2.3 評価条件

浮上り評価の評価条件を以下に示す。

### 2.3.1 荷重・重量

表 2-1 に、上載土の荷重及び構造物の自重に関する評価条件を示す。

地盤の単位体積重量は、V-2-1-3「地盤の支持性能の基本方針」に基づき設定する。地下水及び海水の密度、鉄筋コンクリートの単位体積重量は耐震評価と同じ設定とする。取水口、取水路（標準部）及び第3号機海水ポンプ室の自重 $W_B$ の算出においては、鉄筋コンクリートの躯体重量に加え、水路内の内水を考慮する。機器・配管荷重については、保守的に考慮しないこととする。

表 2-1 荷重・重量に関する評価条件

種別	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
盛土（地下水位以浅）	18.6
盛土（地下水位以深）	20.6
旧表土（地下水位以浅）	18.4
旧表土（地下水位以深）	19.0
地下水	9.8
海水（内水）	10.1
鉄筋コンクリート	24.0

### 2.3.2 設計用地下水位

設計用地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計用地下水位の一覧を表 2-2 に示す。

表 2-2 設計地下水位

施設名称	設計用地下水位
排気筒連絡ダクト（土砂部） 断面①	O. P. +5.73m
排気筒連絡ダクト（土砂部） 断面②	O. P. +14.80m
取水口 A-A 断面	O. P. +2.43m <sup>*1,2</sup>
取水口（取水路（標準部）） B-B 断面	O. P. +2.43m <sup>*1,2</sup>
第 3 号機海水ポンプ室	O. P. -12.00m

注記\*1：朔望平均満潮位。

\*2：東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を、朔望平均満潮位を O. P. +1.43m から O. P. +2.43m とすることにより考慮する。

### 2.3.3 構造物の寸法及び上載土の層厚

浮上り評価対象構造物の寸法及び上載土の層厚を表 2-3 に示す。

表 2-3 浮上り評価の諸元

施設名称	施設		上載土	
	高さ H (m)	幅 B (m)	地盤種別	層厚（地下水位以浅の層厚） H' (m)
排気筒連絡ダクト（土砂部） 断面①	7.6	7.6	盛土	16.30 (9.07)
排気筒連絡ダクト（土砂部） 断面②	7.6	7.6	盛土	7.2 (0.00)
取水口 A-A 断面	12.0	33.0	盛土	0.00 (0.00)
取水口（取水路（標準部）） B-B 断面	5.5	13.4	盛土	5.48 (1.07)
第 3 号機海水ポンプ室	29.0	32.1	盛土	0.00 (0.00)

#### 2.3.4 地盤のせん断抵抗

地盤のせん断抵抗に関する評価条件として、地盤の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、V-2-1-3「地盤の支持性能の基本方針」に基づき、表 2-4 のとおりに設定する。

なお、浮上り評価においては、地震応答解析の結果によらず設計地下水位以深の液状化検討対象層（盛土、旧表土）については、液状化するものとして扱い、上載土のせん断抵抗  $Q_s$  及び構造物側面の摩擦抵抗  $Q_B$  は考慮しない。なお、有効応力解析による過剰間隙水圧分布比を「4. 有効応力解析結果」に示す。

静止土圧係数  $K_0$  は 0.5 とする。

表 2-4 地盤の粘着力  $c$  と内部摩擦角  $\phi$

種別	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
盛土（地下水位以浅）	0.10	33.9
旧表土（地下水位以浅）	0.00	38.7

#### 2.3.5 揚圧力

構造物底面に作用する揚圧力のうち、静水圧による揚圧力  $U_s$  は表 2-2 に示す地下水位に基づき設定する。過剰間隙水圧による揚圧力  $U_D$  は、評価対象構造物は全て MMR 上に設置又は岩着していることから、考慮しないこととする。

### 3. 評価結果

評価結果を表 3-1 に示す。排気筒連絡ダクト（土砂部），取水口，取水路（標準部）及び第 3 号機海水ポンプ室は，浮上り評価に対して十分な安全性を有していることを確認した。

表 3-1 浮上り評価結果

施設名称	安全率 $F_s$	判定 $F_s \geq 1.1$
排気筒連絡ダクト（土砂部） 断面①	4.99	○
排気筒連絡ダクト（土砂部） 断面②	1.72	○
取水口 A-A 断面	1.56	○
取水口（取水路（標準部）） B-B 断面	2.24	○
第 3 号機海水ポンプ室	26.42	○



#### 4. 有効応力解析結果

浮上り評価では、地下水位以深の液状化対象層は液状化するものとして、保守的に評価を実施しているが、各構造物については有効応力解析による耐震評価を行っていることから、過剰間隙水圧比分布による構造物周辺の液状化発生の有無について確認する。

排気筒連絡ダクトの評価対象断面である断面⑫は、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.5 排気筒連絡ダクト」より、耐震評価を行う断面ではないことから、構造物周辺の液状化の発生の有無の確認は、一次元有効応力解析により行う。一次元有効応力解析に用いる土層モデル図 4-1 に示す。

取水口及び取水路（標準部）の評価対象断面である B-B 断面は、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価についての「4.11 取水口」及び「4.12 取水路（標準部）」より、地震時荷重算出断面ではないことから、液状化の発生の有無の確認は、B-B 断面と構造形状に差異が無く地質状況が類似している、図 4-2 に示す C-C 断面（取水路（標準部）の地震時荷重算出断面）にて構造物周辺の液状化発生の有無を行う。

浮上り評価対象構造物の有効応力解析による、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示す解析ケースを表 4-1 に、過剰間隙水圧比分布の結果を図 4-3～図 4-9 に示す。

有効応力解析による過剰間隙水圧比分布の確認により、構造物周辺で液状化の発生は認められなかった。

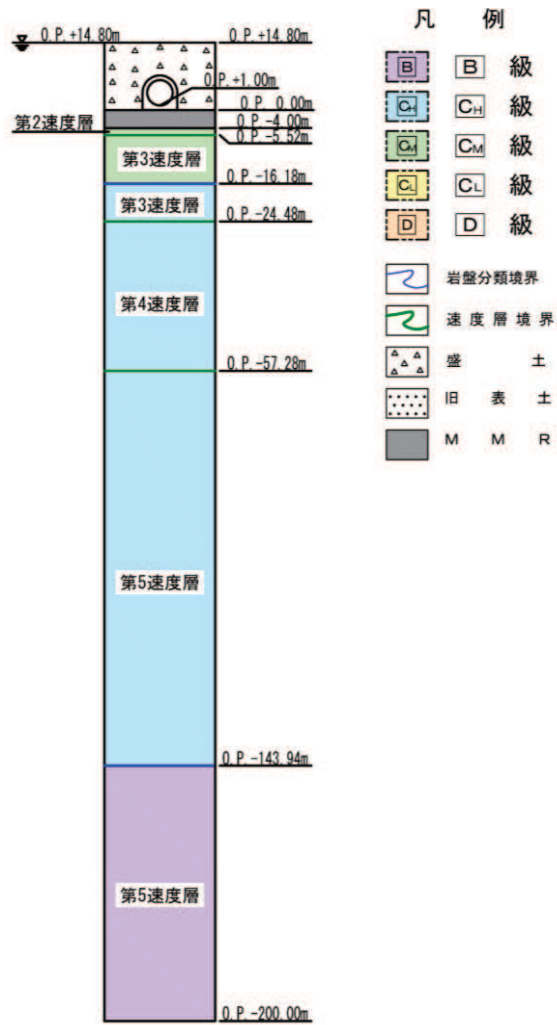


図 4-1 排気筒連絡ダクト（土砂部）断面⑫ 土層モデル

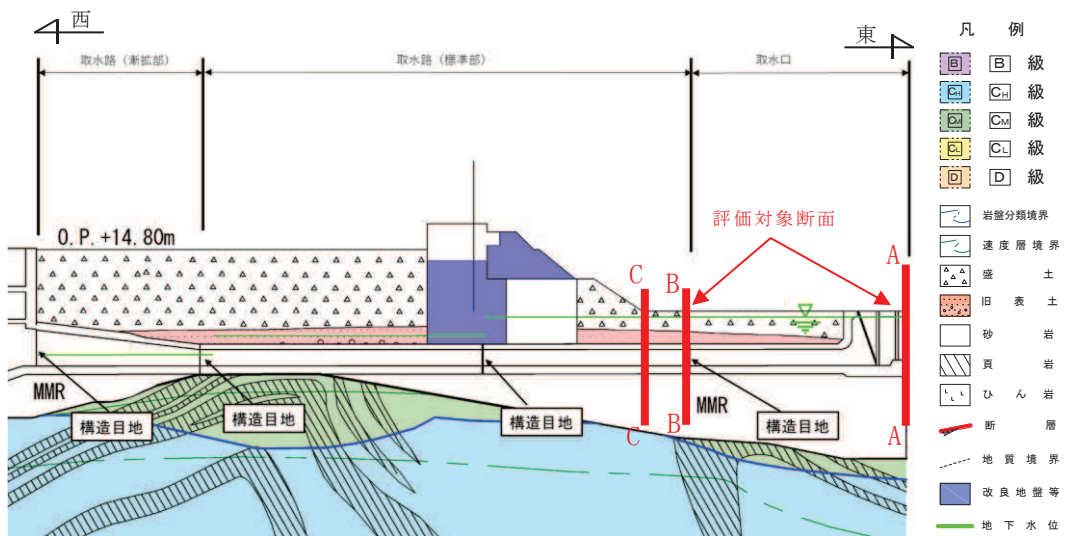


図 4-2 取水口及び取水路 縦断面図

表 4-1 最大照査値を示す解析ケース

施設名称	評価項目	
	曲げ・軸力系の破壊 に対する照査	せん断破壊に対する照査
排気筒連絡ダクト 断面①	ケース⑦ S s - D 3 (-+)	ケース⑦ S s - D 3 (-+)
排気筒連絡ダクト 断面⑫* <sup>1</sup>	-	-
取水口 A-A 断面	ケース⑧ S s - D 2 (++)	ケース⑧ S s - D 2 (++)
取水路 (標準部) C-C 断面* <sup>2</sup>	ケース⑧ S s - F 3 (++)	ケース⑨ S s - F 3 (++)
第 3 号機海水ポンプ室	ケース⑥ S s - N 1 (++)	ケース⑧ S s - D 2 (++)

注記\*1：断面⑫周辺の液状化発生の有無の確認は、一次元有効応力解析を実施して行う。

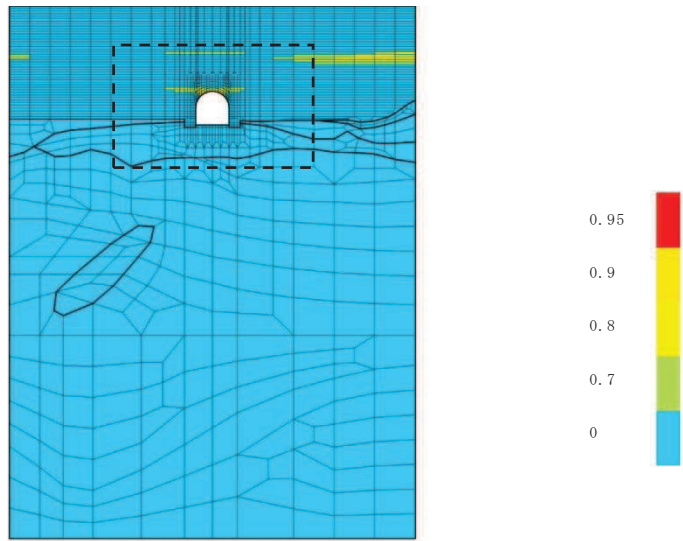
解析ケースは基準地震動 7 波の基本ケース (解析ケース⑥) とする。

\*2：B-B 断面周辺の液状化発生の有無の確認は、B-B 断面と構造形状及び地質状況が同一の C-C 断面にて行う。

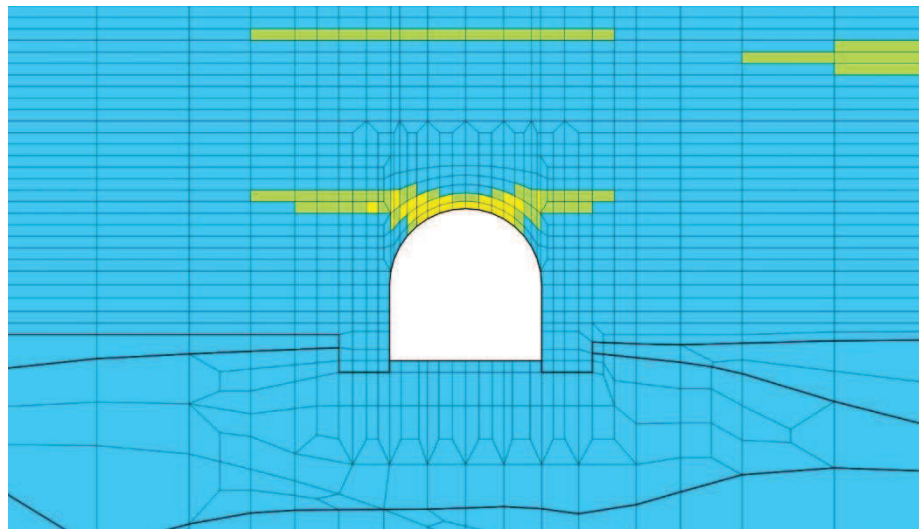
注：耐震評価における解析ケース一覧

【有効応力解析】

解析ケース	ケース⑥	ケース⑦	ケース⑧	ケース⑨
	基本ケース		地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ	平均値
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4-3 最大過剰間隙水圧比分布図 (排気筒連絡ダクト (土砂部), 断面①)  
(解析ケース⑦, S s - D 3 (-+))

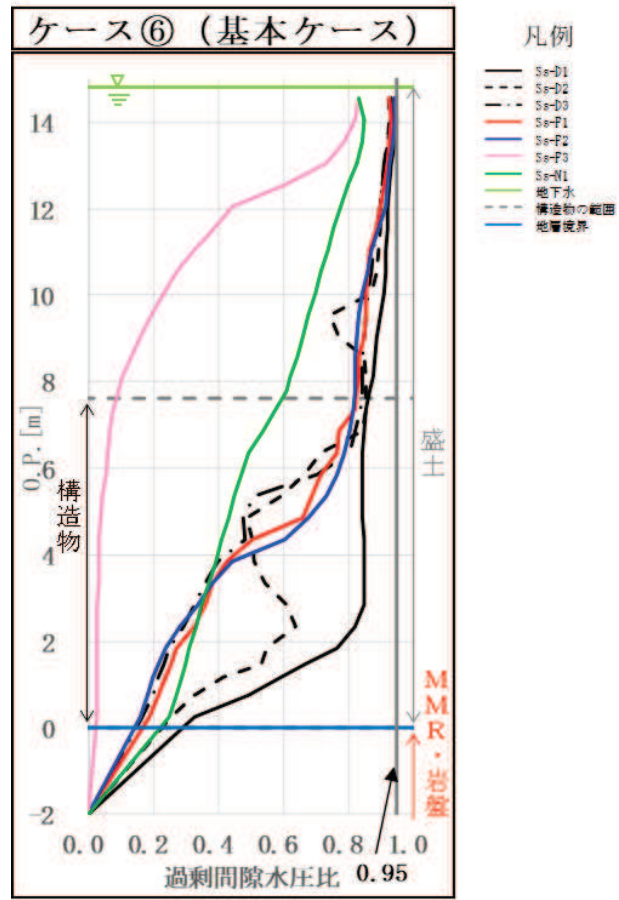
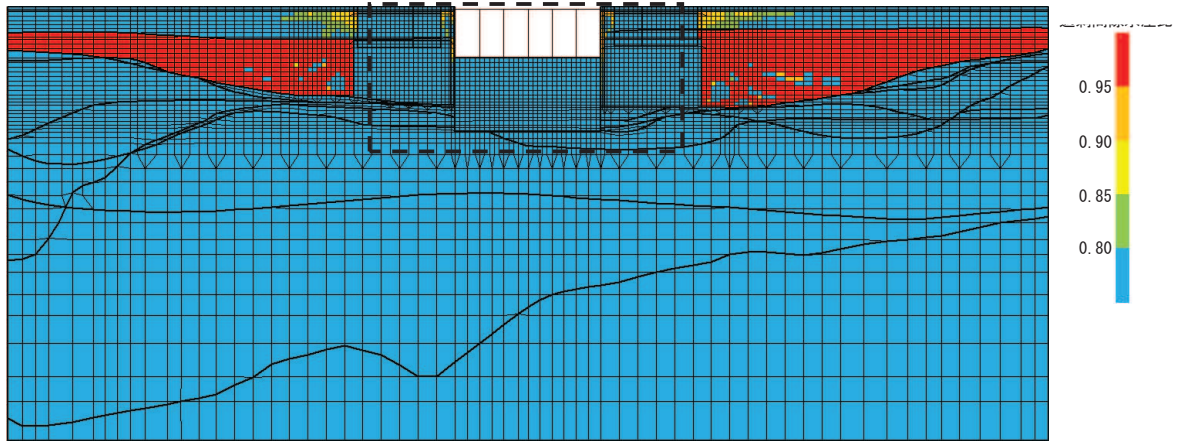
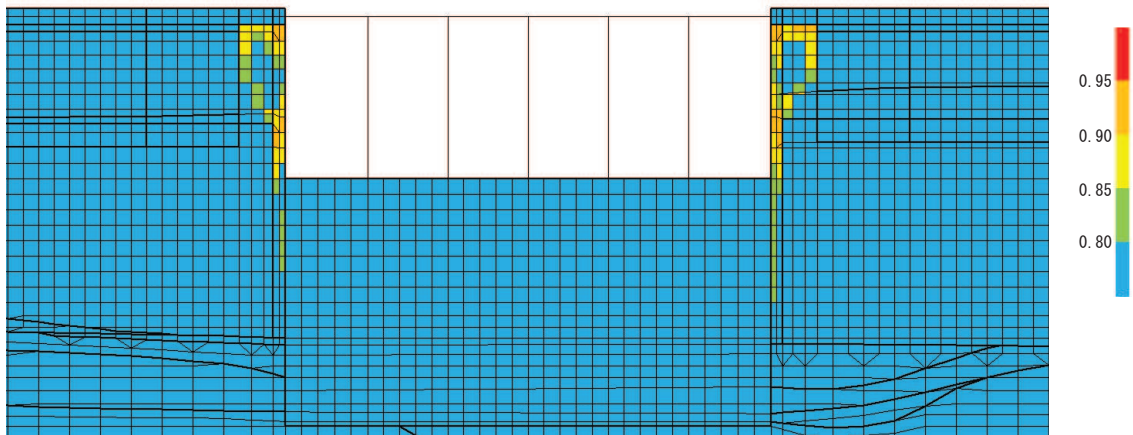


図 4-4 最大過剰間隙水圧比分布図 (排気筒連絡ダクト (土砂部), 断面⑫)

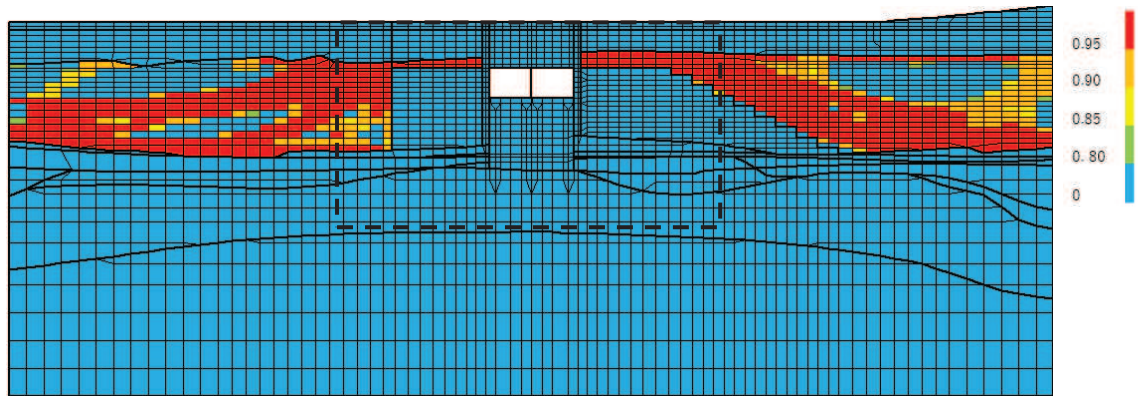


(a) 全体図

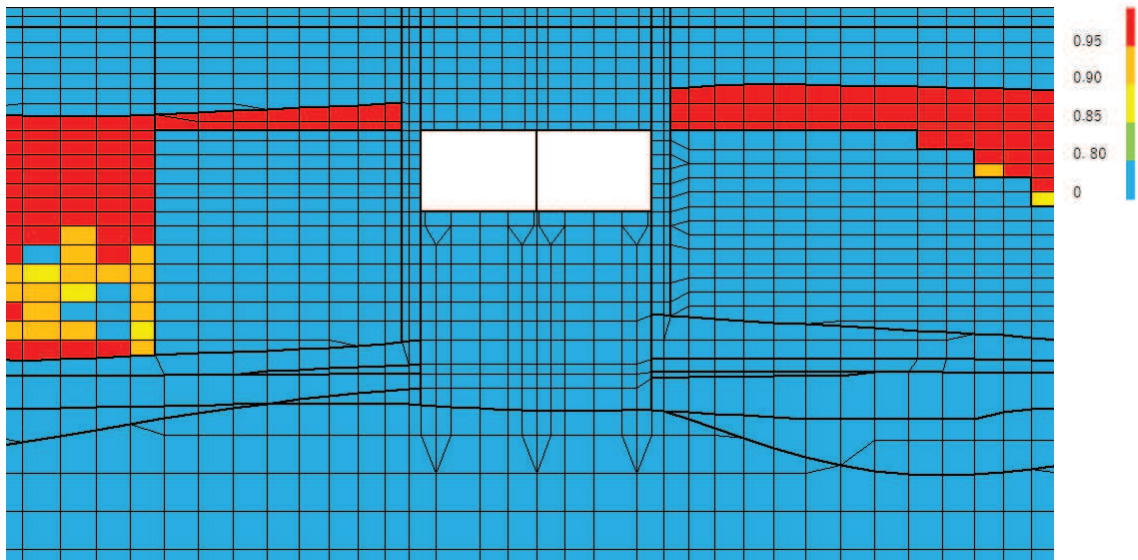


(b) 構造物周辺拡大図

図 4-5 最大過剰間隙水圧比分布図 (取水口 (標準部), A-A 断面)  
(解析ケース⑧, S s - D 2 (++) )

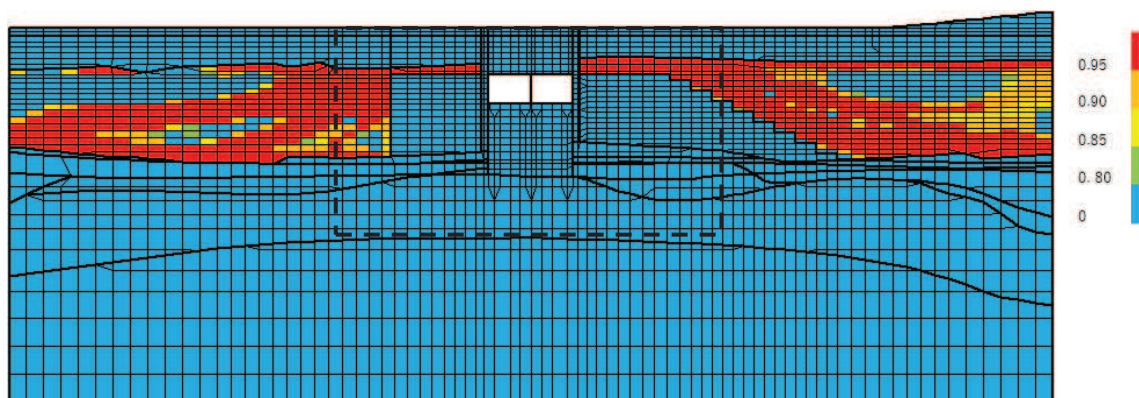


(a) 全体図

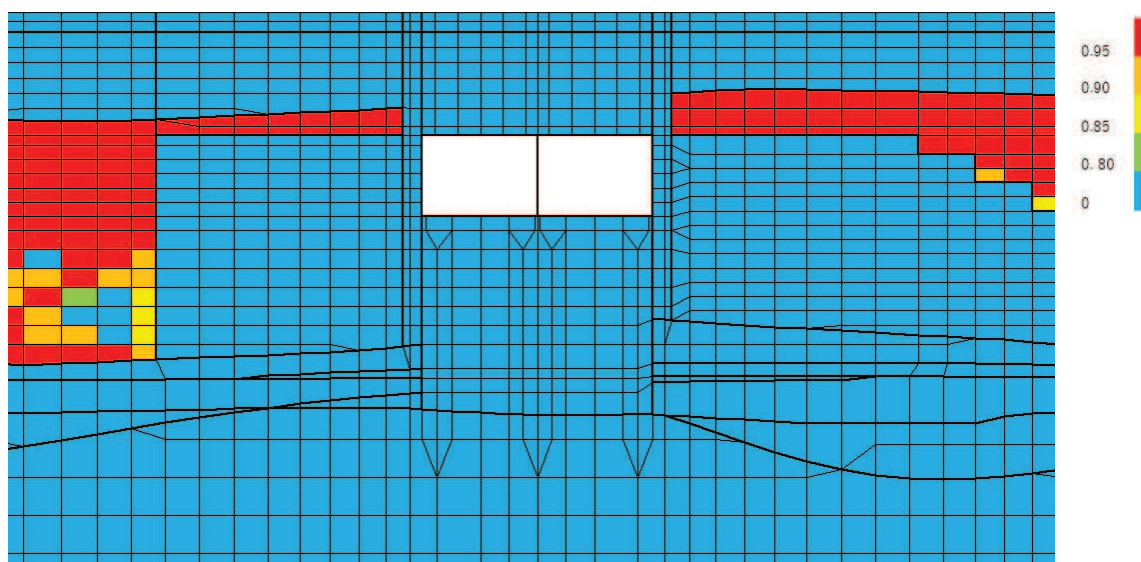


(b) 構造物周辺拡大図

図 4-6 最大過剰間隙水圧比分布図 (取水路 (標準部), C-C 断面)  
(解析ケース⑧, S s - F 3 (++) )



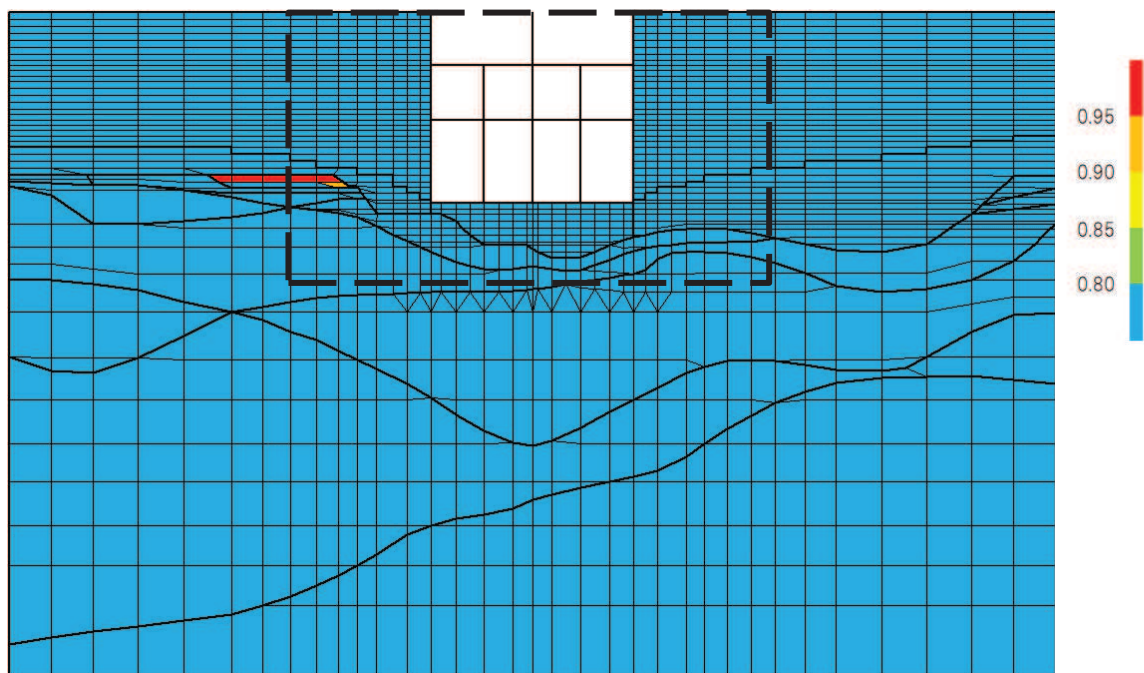
(a) 全体図



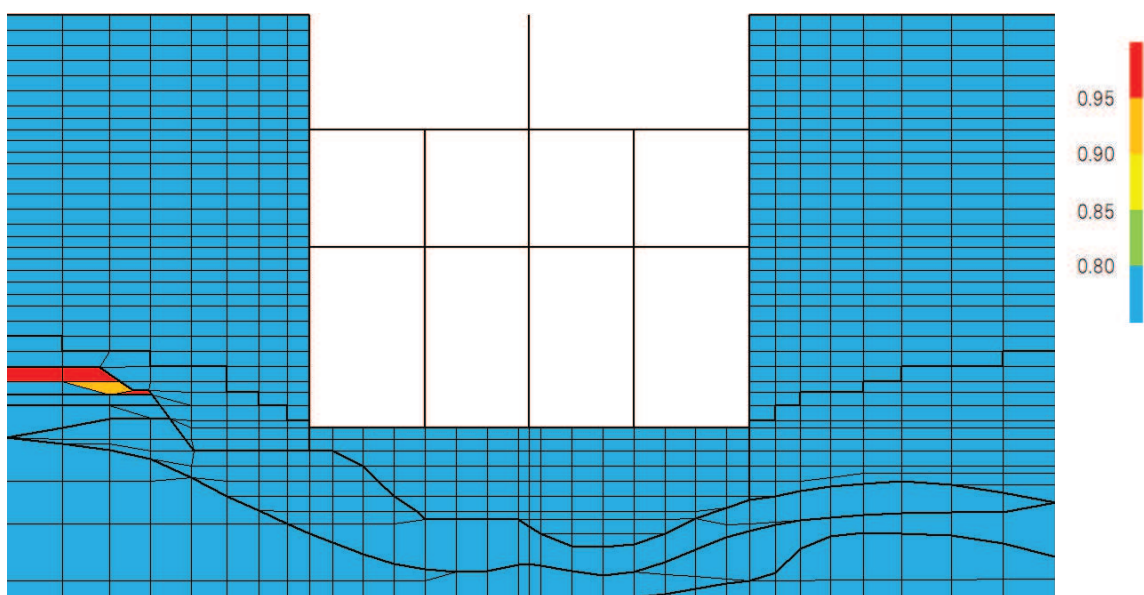
(b) 構造物周辺拡大図

図 4-7 最大過剰間隙水圧比分布図 (取水路 (標準部), C-C 断面)  
(解析ケース⑨,  $S_s - F3$  (++)



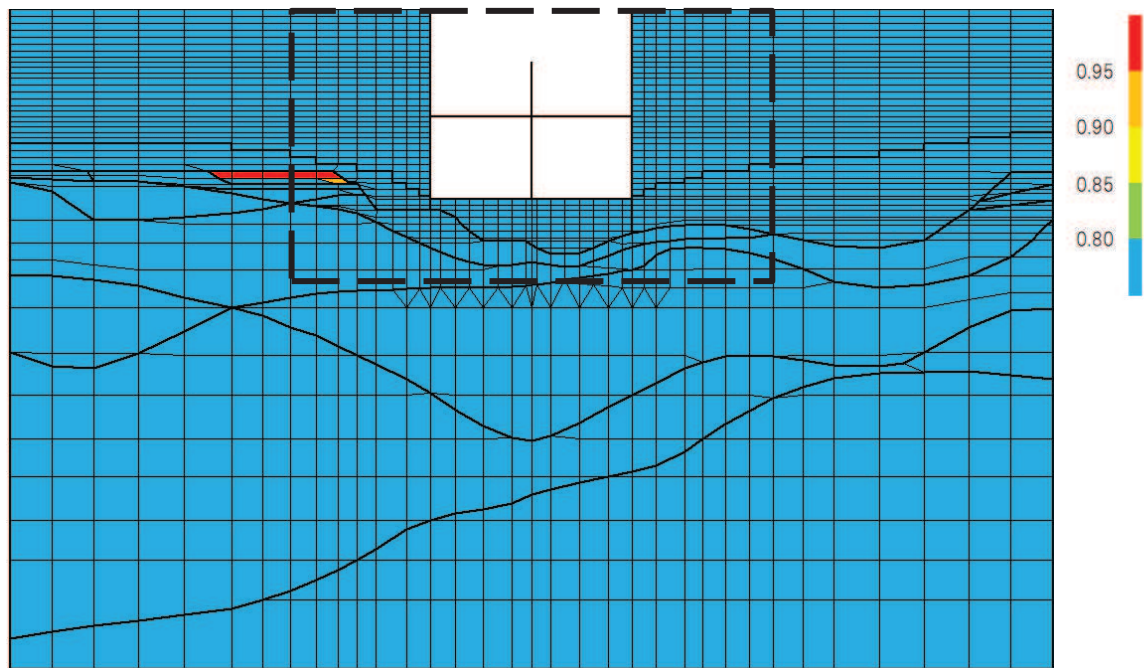


(a) 全体図

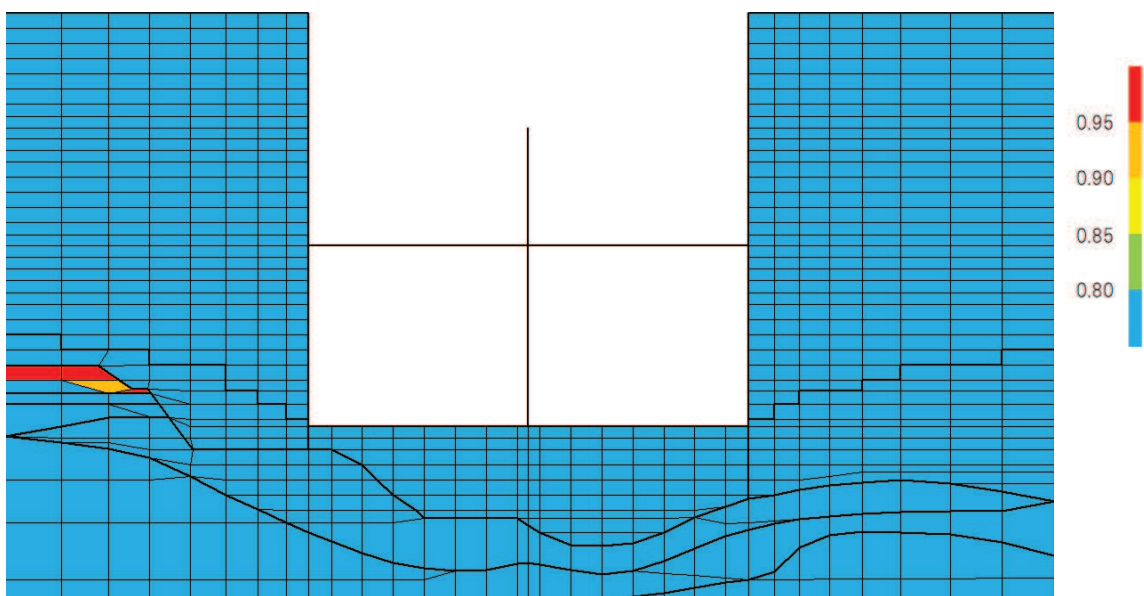


(b) 構造物周辺拡大図

図 4-8 最大過剰間隙水圧比分布図 (第 3 号機海水ポンプ室)  
(解析ケース⑥, 地震動  $S_s - N1 (+ +)$ )



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4-9 最大過剰間隙水圧比分布図 (第 3 号機海水ポンプ室)  
(解析ケース⑧, 地震動  $S_s - D 2$  (++) )

#### 4. まとめ

本検討では、施設周辺に液状化対象層が分布している排気筒連絡ダクト（土砂部）、取水口、取水路（標準部）、第3号機海水ポンプ室の浮上り評価を実施した。評価はトンネル標準示方書に基づき、かつ地下水以深は液状化するものとして保守的に評価した。ガスタービン発電設備軽油タンク室については、不透水層への根入れが1m以上あるので浮上らないと判断した。検討の結果、浮上りの対して十分な安全性を有していることを確認した。

更に、有効応力解析の結果として過剰間隙水圧比分布を確認したが、全ての構造物において、側面の地盤に液状化の発生は認められなかった。したがってより浮上りに対する安全性が高いこととなる。

参考資料 15 屋外重要土木構造物等におけるコンクリート初期剛性低下の  
機器・配管系への影響

1. 概要

本資料は、屋外重要土木構造物等に対して建物・構築物で考慮しているコンクリートの初期剛性低下を考慮した場合の機器・配管系への影響について確認する。

なお、屋外重要土木構造物等の耐震性に支配的な要因である土圧は、構造物と周囲の地盤の剛性差により生じることから、構造物の剛性が低下し、地盤との剛性差が小さくなることは、耐震裕度が向上することとなるため、屋外重要土木構造物等の耐震性への影響検討は対象外とする。

2. 検討方針

機器・配管系への屋外重要土木構造物等におけるコンクリートの初期剛性低下による影響の考慮にあたっては、以下の資料に示す「コンクリート初期剛性低下を考慮した解析ケース（影響検討ケース）」の応答を求め「工認用解析ケース（基本ケース及び不確かさケース）」の地震応答解析結果と比較する。

- ・ 補足-610-16 排気筒基礎の耐震性についての計算書に関する補足説明資料
- ・ 補足-610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について
  - ・ 資料 2 軽油タンク連絡ダクトの耐震安全性評価
  - ・ 資料 3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価
  - ・ 資料 4 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の耐震安全性評価
  - ・ 資料 7 軽油タンク室の耐震安全性評価
  - ・ 資料 8 軽油タンク室（H）の耐震安全性評価
  - ・ 資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価
  - ・ 資料 12 復水貯蔵タンク基礎の耐震安全性評価
  - ・ 資料 13 ガスタービン発電設備軽油タンク室の耐震安全性評価

影響検討フローを図 2-1 に示す。

屋外重要土木構造物等にコンクリートの初期剛性低下を考慮した影響検討用解析ケースの応答から作成した耐震条件（以下「影響検討条件」という。）と工認用解析ケースの応答から作成した耐震条件（以下「設計条件」という。）を比較し、最大応答加速度及び床応答曲線の応答比率を作成する。作成した応答比率と検討対象設備の裕度（許容値／発生値）を用いた簡易評価（応答比率 $\leq$ 裕度であれば影響なし）を行う。

また、簡易評価で成立性を確認できなかった設備に対しては影響検討条件を用いた詳細評価（当該設備の耐震計算書と同様の評価手法（スペクトルモデル解析など）による設備評価）を行う。

なお、相対変位による機器・配管系の耐震性への影響については、4.2 項に記載のとおり、影響検討条件の相対変位と設計条件の相対変位を比較すると、その大小関係は一定ではないが、設計条件を上回る場合であっても、相対変位の差異は 1mm 未満であることから影響は軽微であると判断し、最大応答加速度及び設計用床応答曲線を用いた影響検討を実施する。

### 3. 検討対象

屋外重要土木構造物等に設置される以下の機器・配管系を影響検討の対象とする。

- ・設計基準対象施設のうち、耐震重要度分類の S クラスに属する機器・配管系
- ・重大事故等対処施設のうち、常設耐震重要重大事故防止設備、常設重大事故緩和設備、常設重大事故防止設備（設計基準拡張）（当該設備が属する耐震重要度分類が S クラスのもの）及び常設重大事故緩和設備（設計基準拡張）に属する機器・配管系
- ・波及的影響防止のために耐震評価を実施する機器・配管系

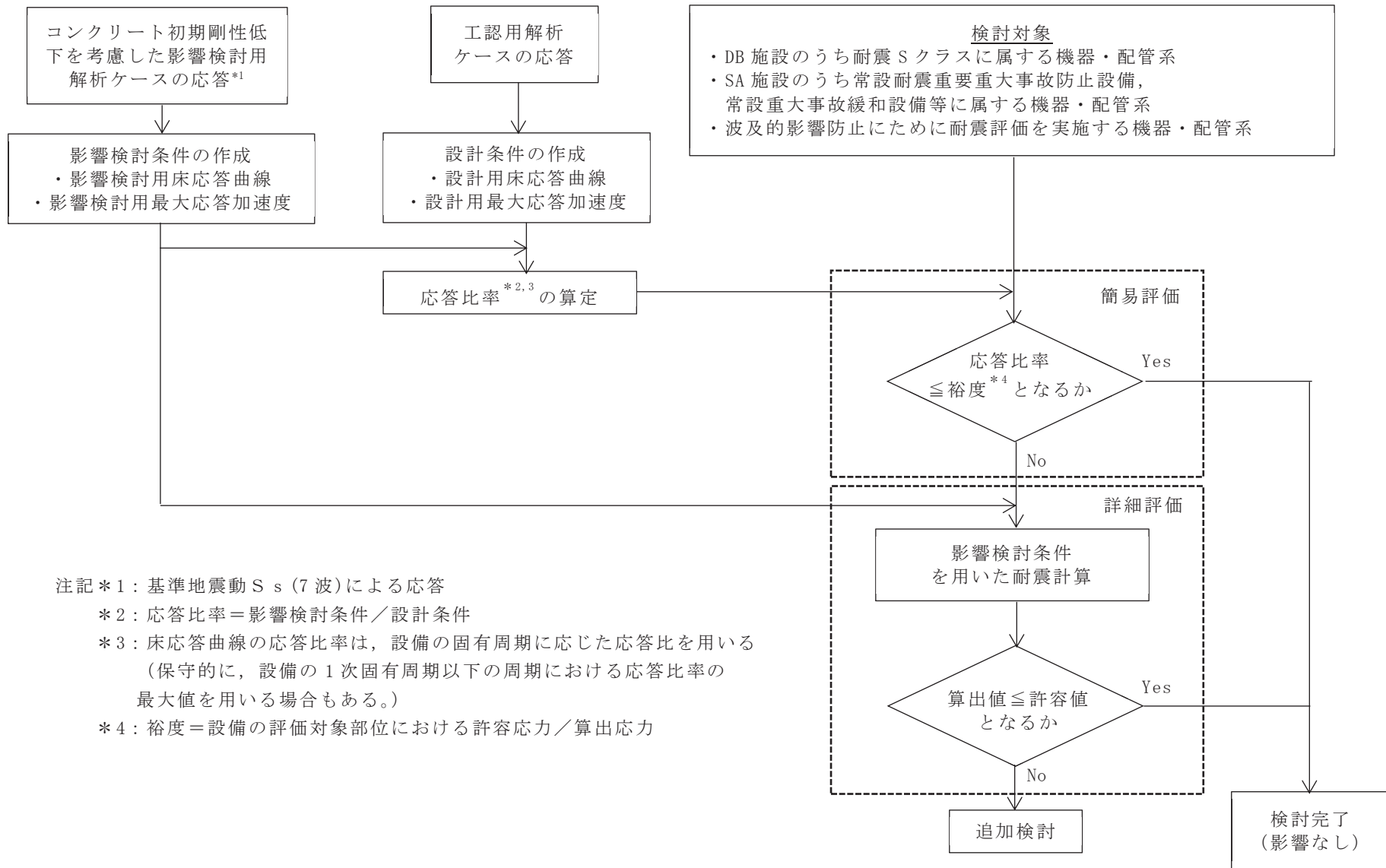


図 2-1 屋外重要土木構造物等におけるコンクリート初期剛性低下を考慮した影響検討フロー

#### 4. 検討内容

##### 4.1 応答比率算定

機器・配管系の耐震計算に用いる条件の応答比率の算定方法及び応答比率を以下に示す。

##### 4.1.1 最大応答加速度

各屋外重要土木構造物等の各標高における最大応答加速度の比較結果（水平方向（NS/EW 方向別又は NS/EW 方向包絡）及び鉛直方向）を表 4-1～9 に示す。

影響検討条件の最大応答加速度が設計条件の最大応答加速度を一部上回ることを確認した。

##### (1) 復水貯蔵タンク基礎

表 4-1(1) 最大応答加速度の応答比率  
（基準地震動  $S_s$  , 1.2ZPA, 水平方向（NS/EW 方向包絡））

位置	標高 O.P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
		①設計条件	②影響検討条件	
復水貯蔵タンク	21.362	4.60	4.52	0.99
	19.362	4.33	4.26	0.99
	17.402	4.06	4.00	0.99
	15.442	3.73	3.67	0.99
	13.482	2.87	2.83	0.99
	11.522	1.80	1.77	0.99
	9.562	1.21	1.18	0.98
しゃへい壁	20.600	2.21	2.44	1.11
	19.600	2.02	2.23	1.11
	17.800	1.73	1.75	1.02
	14.800	1.51	1.55	1.03
	13.250	1.43	1.45	1.02
	11.225	1.36	1.33	0.98
	9.200	1.20	1.18	0.99
バルブ室	14.800	2.40	2.43	1.02
	13.250	1.86	1.85	1.00
	11.225	1.45	1.44	1.00
連絡トレンチ	10.500	1.25	1.21	0.97

表 4-1(2) 最大応答加速度の応答比率  
 (基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 鉛直方向)

位置 名称	標高 O.P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
		①設計条件	②影響検討条件	
復水貯蔵タンク	21.362	0.92	0.90	0.98
	19.362	0.92	0.90	0.98
	17.402	0.92	0.90	0.98
	15.442	0.92	0.90	0.98
	13.482	0.92	0.90	0.98
	11.522	0.92	0.90	0.98
	9.562	0.92	0.90	0.98
しゃへい壁	20.600	0.92	0.90	0.98
	19.600	0.92	0.90	0.98
	17.800	0.92	0.90	0.98
	14.800	0.92	0.90	0.98
	13.250	0.92	0.90	0.98
	11.225	0.92	0.90	0.98
	9.200	0.92	0.90	0.98
バルブ室	14.800	0.92	0.90	0.98
	13.250	0.92	0.90	0.98
	11.225	0.92	0.90	0.98
連絡トレンチ	10.500	0.92	0.90	0.98



(2) 海水ポンプ室

表 4-2(1) 最大応答加速度の応答比率

(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 水平方向 (NS/EW 方向包絡))

標高 O. P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
14.800	7.34	5.30	0.73
11.025	3.15	2.85	0.91
7.250	2.76	2.60	0.95
2.250	1.83	1.77	0.97
-0.550	1.88	1.75	0.94
-7.025	1.50	1.55	1.04
-9.800	1.18	1.30	1.11

表 4-2(2) 最大応答加速度の応答比率

(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 水平方向 (NS))

標高 O. P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
14.800	1.56	1.30	0.84
11.650	1.17	1.23	1.06
7.250	1.03	1.06	1.03
2.250	0.94	0.94	1.00
-0.550	0.89	0.89	1.00
-6.400	0.82	0.84	1.03
-9.800	0.82	0.84	1.03

表 4-2(3) 最大応答加速度の応答比率  
 (基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 水平方向 (EW))

標高 O. P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
14.800	7.34	5.30	0.73
11.025	3.15	2.85	0.91
7.250	2.76	2.60	0.95
2.250	1.83	1.77	0.97
-0.550	1.88	1.75	0.94
-7.025	1.50	1.55	1.04
-9.800	1.18	1.30	1.11

表 4-2(4) 最大応答加速度の応答比率  
 (基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 鉛直方向)

標高 O. P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
14.800	2.72	2.96	1.09
11.025	2.47	2.34	0.95
7.250	2.26	1.85	0.82
2.250	1.94	1.61	0.83
-0.550	1.48	1.30	0.88
-7.025	1.44	1.25	0.87
-9.800	1.44	1.25	0.87

(3) 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）

表 4-3(1) 最大応答加速度の応答比率

（基準地震動  $S_s$  , 1.2ZPA, 水平方向）

標高 O.P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
-0.65	1.34	1.12	0.84
-4.75	1.36	1.31	0.97
-8.85	1.19	1.03	0.87

表 4-3(2) 最大応答加速度の応答比率

（基準地震動  $S_s$  , 1.2ZPA, 鉛直方向）

標高 O.P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
-0.65	1.11	1.12	1.01
-4.75	1.13	1.06	0.94
-8.85	1.02	0.97	0.96

(4) 軽油タンク室

表 4-4(1) 最大応答加速度の応答比率

(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 水平方向 (NS/EW 方向包絡))

位置	標高 O.P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
		①設計条件	②影響検討条件	
タンク室	14.80	1.65	1.61	0.98
	9.50	1.31	1.30	1.00
ポンプ室	14.80	1.69	1.56	0.93
	9.50	1.30	1.33	1.03

表 4-4(2) 最大応答加速度の応答比率

(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 鉛直方向)

位置	標高 O.P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
		①設計条件	②影響検討条件	
タンク室	14.80	1.10	1.19	1.09
	9.50	0.99	0.95	0.96
ポンプ室	14.80	0.95	0.93	0.98
	9.50	0.91	0.89	0.98

(5) 軽油タンク室 (H)

表 4-5(1) 最大応答加速度の応答比率  
(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 水平方向 (NS/EW 方向包絡))

標高 O. P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
14.80	2.16	2.13	0.99
6.40	1.72	1.36	0.80

表 4-5(2) 最大応答加速度の応答比率  
(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 鉛直方向)

標高 O. P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
14.80	1.33	1.36	1.03
6.40	1.03	1.00	0.98

(6) ガスタービン発電設備軽油タンク室

表 4-6(1) 最大応答加速度の応答比率  
(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 水平方向 (NS/EW 方向包絡))

標高 O. P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
62.30	1.47	1.55	1.06
56.70	0.94	0.90	0.96

表 4-6(2) 最大応答加速度の応答比率  
(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 鉛直方向)

標高 O. P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
62.30	0.94	0.94	1.00
56.70	0.69	0.69	1.00

(7) 軽油タンク連絡ダクト

表 4-7(1) 最大応答加速度の応答比率

(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 水平方向 (NS/EW 方向包絡))

標高 O. P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
12.1	1.79	1.52	0.85
10.5	1.56	1.34	0.86
9.5	1.31	1.20	0.92

表 4-7(2) 最大応答加速度の応答比率

(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 鉛直方向)

標高 O. P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
12.1	1.22	1.08	0.89
10.5	1.25	1.08	0.87
9.5	1.13	1.02	0.91

(8) 排気筒基礎

表 4-8(1) 最大応答加速度の応答比率  
(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 水平方向 (NS/EW 方向包絡))

標高 O. P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
14.80	1.69	1.64	0.98
10.41	1.56	1.49	0.96
6.60	1.48	1.35	0.92
1.00	1.25	1.17	0.94

表 4-8(2) 最大応答加速度の応答比率  
(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 鉛直方向)

標高 O. P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
14.80	0.99	0.94	0.95
10.41	0.96	0.92	0.96
6.60	0.91	0.90	0.99
1.00	0.85	0.85	1.00

(9) 排気筒連絡ダクト

表 4-9(1) 最大応答加速度の応答比率  
(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 水平方向)

標高 O.P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
上床板	1.54	1.59	1.04
中間点	1.03	0.99	0.97
底板	1.11	1.12	1.01

表 4-9(2) 最大応答加速度の応答比率  
(基準地震動  $S_s$ , 1.2ZPA, 鉛直方向)

標高 O.P. (m)	最大応答加速度 ( $\times 9.80665\text{m/s}^2 \times 1.2$ )		応答比率 (②/①)
	①設計条件	②影響検討条件	
上床板	1.17	1.18	1.01
中間点	1.13	1.10	0.98
底板	0.83	0.78	0.94



#### 4.1.2 床応答スペクトル

各屋外重要土木構造物等の各標高における床応答スペクトルの比較結果を図4-1に示す。なお、床応答スペクトルの減衰定数は、耐震裕度の比較的小さい配管系の主要な減衰定数である2.0%を用いる。

影響検討条件の床応答スペクトルが一部周期帯において、設計条件の床応答周スペクトルを一部上回ることを確認した。

床応答スペクトルの応答比率は、方向、標高、減衰定数及び設備の固有周期に応じた応答比率を算定する。応答比率の算定例を図4-2に示す。

(1) 復水貯蔵タンク基礎

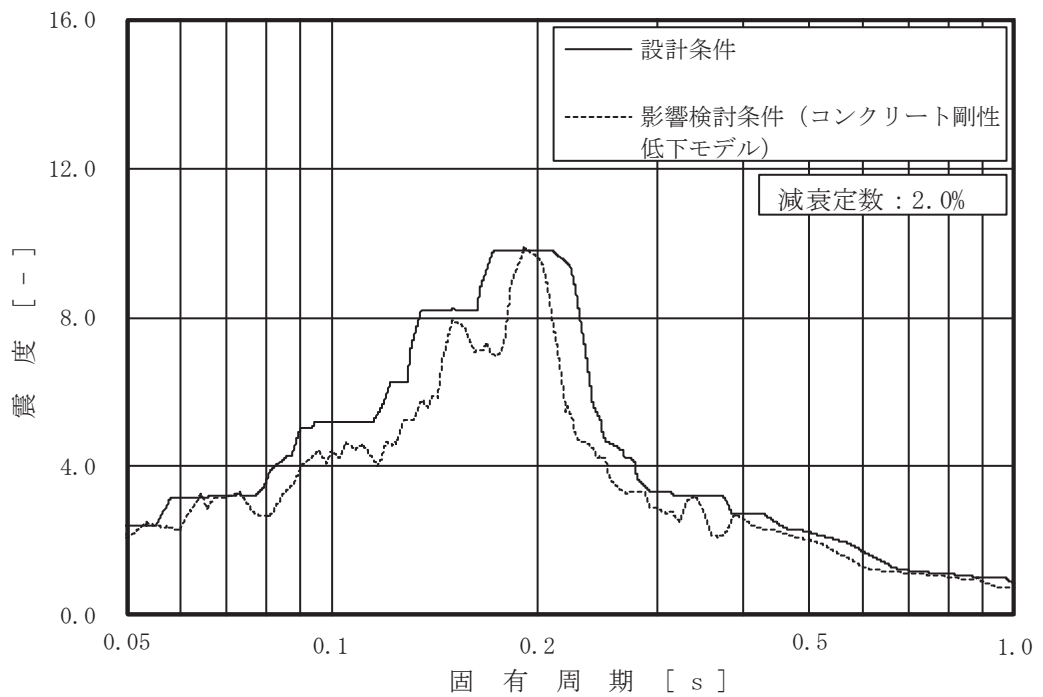


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (1/63) (基準地震動  $S_s$  , 復水貯蔵タンク基礎 (バルブ室) 0.P.13.250m , 水平 (NS/EW 包絡))

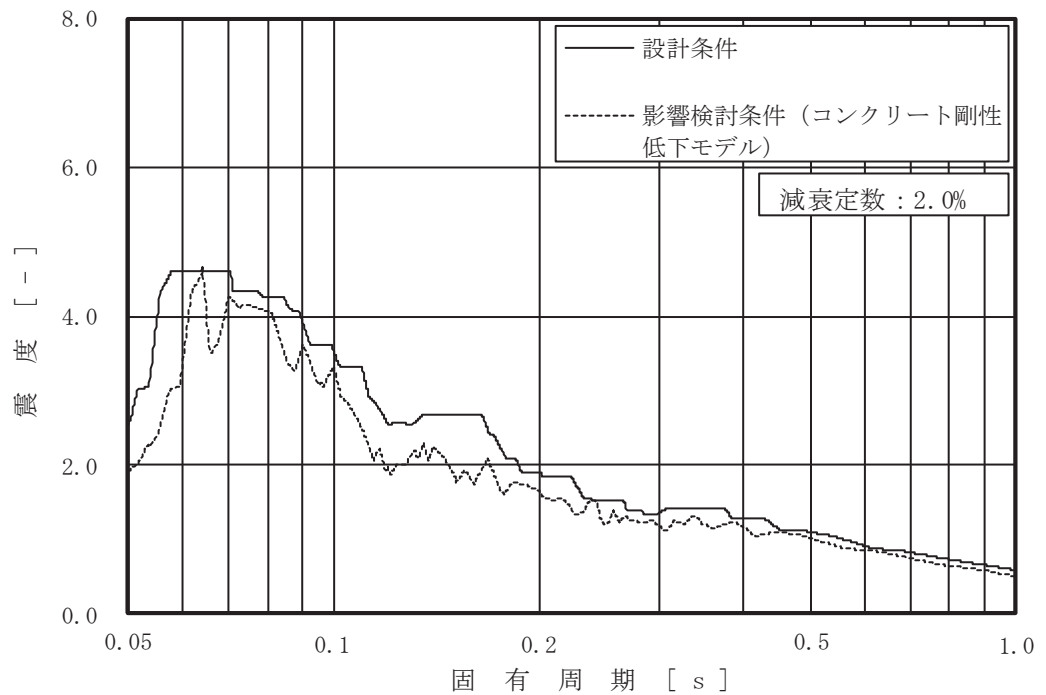


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (2/63) (基準地震動  $S_s$  , 復水貯蔵タンク基礎 (バルブ室) 0.P.13.250m , 鉛直)

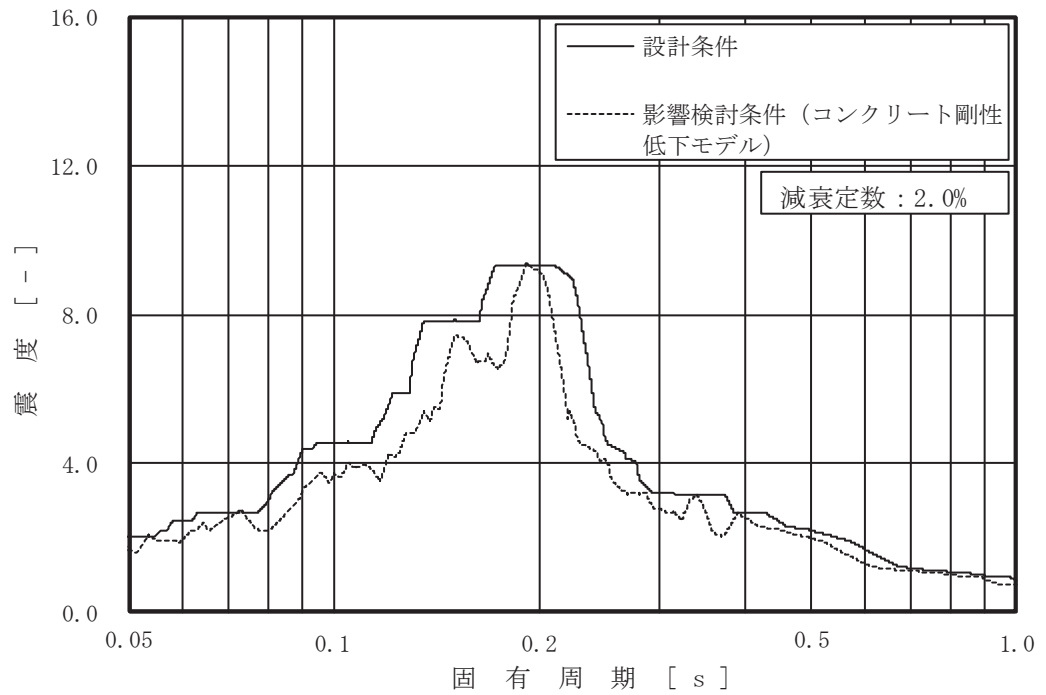


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (3/63) (基準地震動  $S_s$  , 復水貯蔵タンク基礎 (バルブ室) 0.P.11.225m , 水平 (NS/EW 包絡))

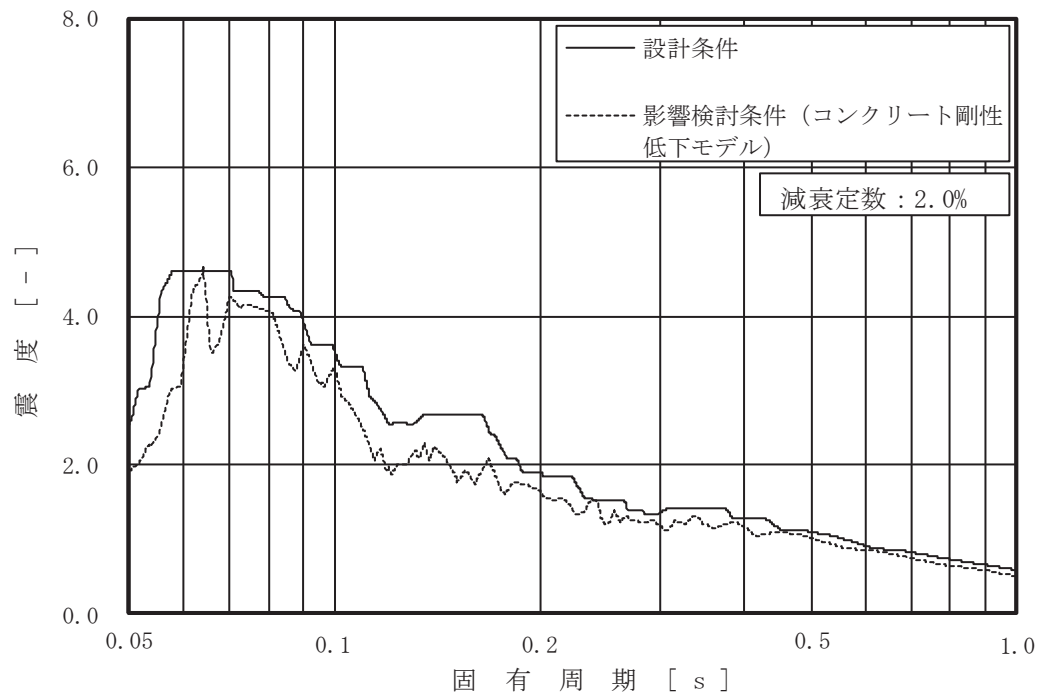


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (4/63) (基準地震動  $S_s$  , 復水貯蔵タンク基礎 (バルブ室) 0.P.11.225m , 鉛直)

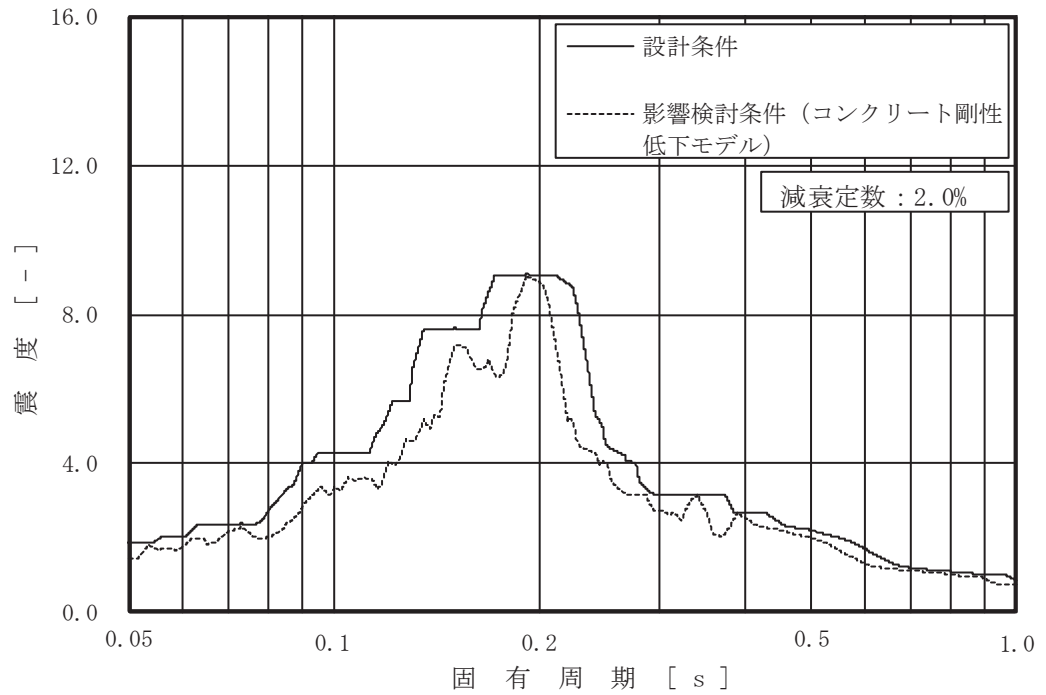


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (5/63) (基準地震動  $S_s$ , 復水貯蔵タンク基礎 (連絡トレンチ) 0.P.10.500m, 水平 (NS/EW 包絡),)

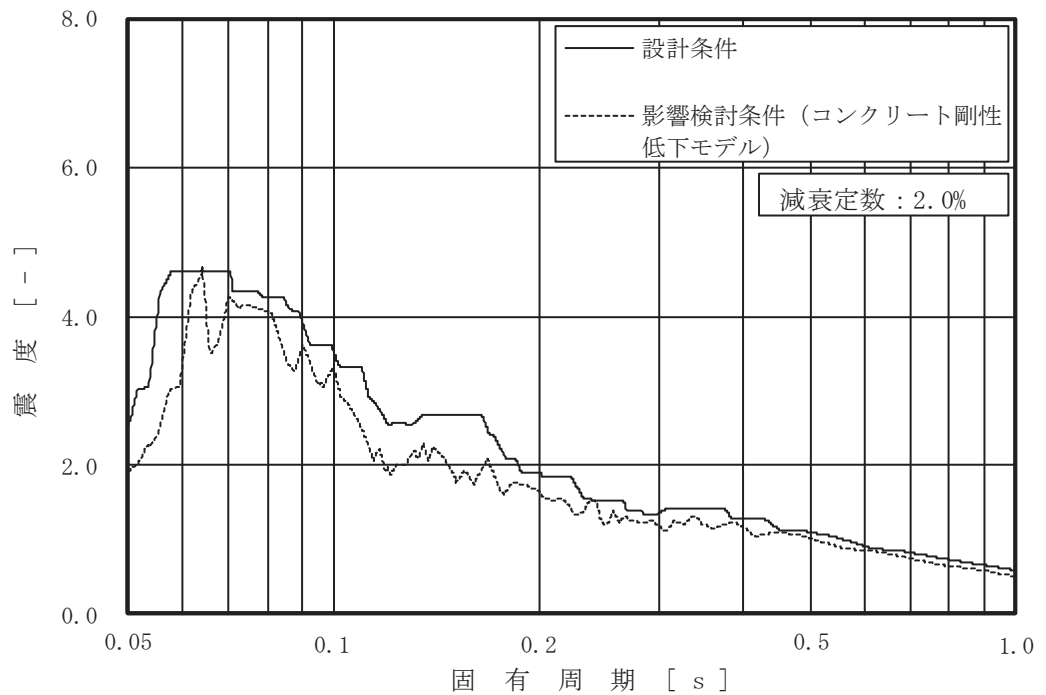


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (6/63)  
(基準地震動  $S_s$ , 復水貯蔵タンク基礎 (バルブ室) 0.P.10.500m, 鉛直)

(2) 海水ポンプ室

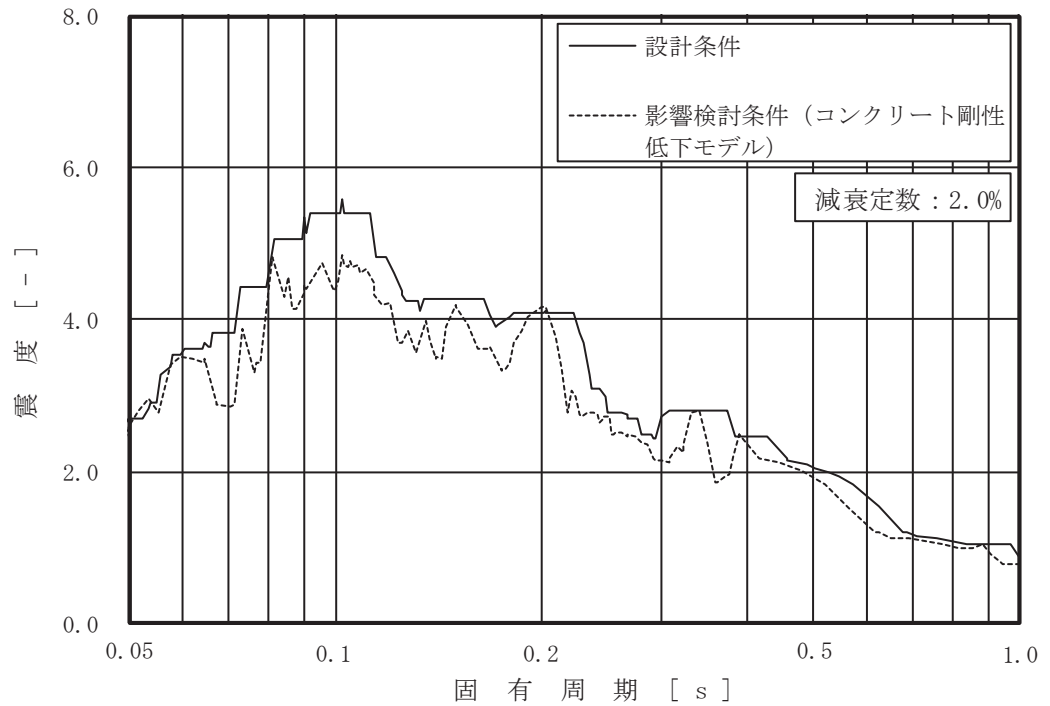


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (7/63)

(基準地震動  $S_s$  , 海水ポンプ室 0.P.14.800m , 水平 (NS))

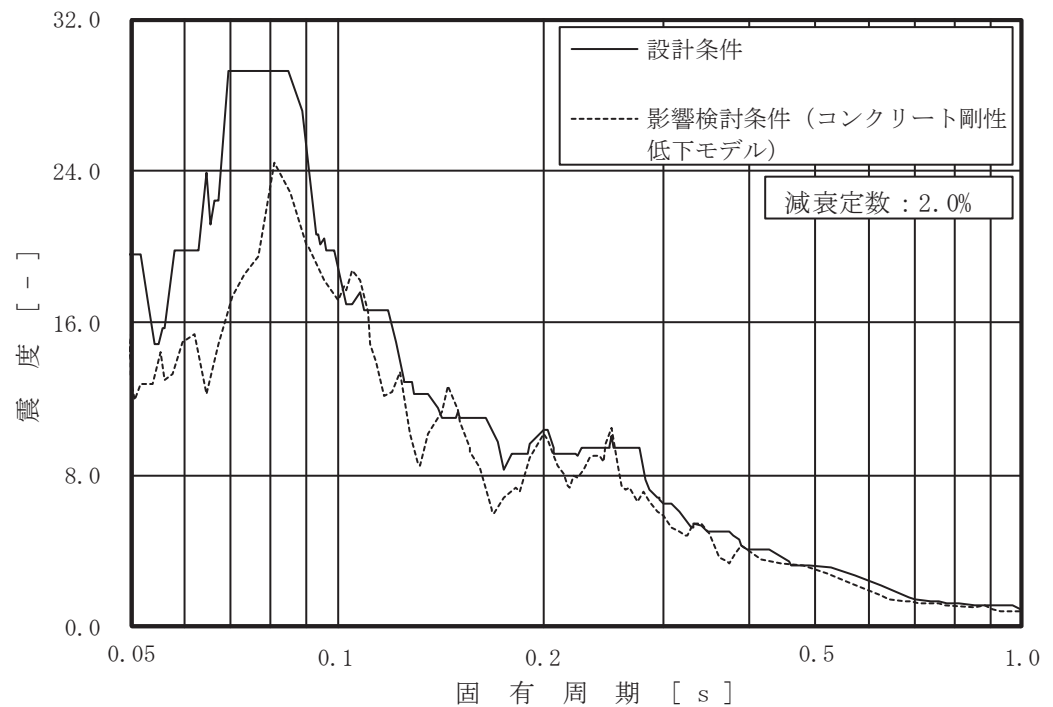


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (8/63)

(基準地震動  $S_s$  , 海水ポンプ室 0.P.14.800m , 水平 (EW))

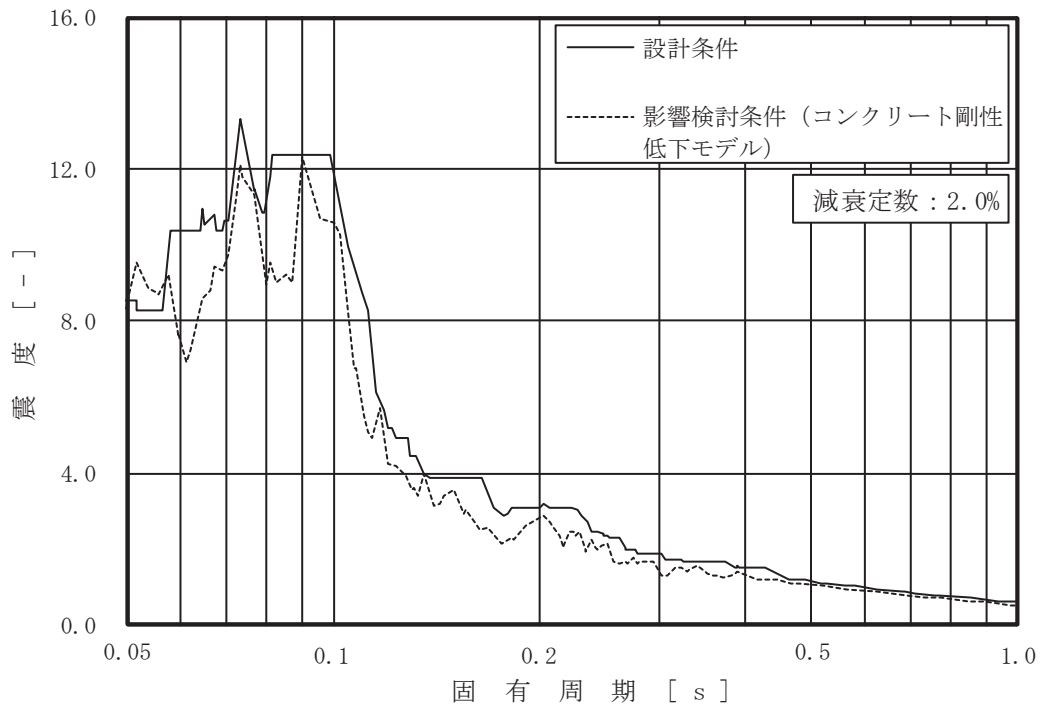


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (9/63)  
 (基準地震動  $S_s$  , 海水ポンプ室 0.P.14.800m , 鉛直)

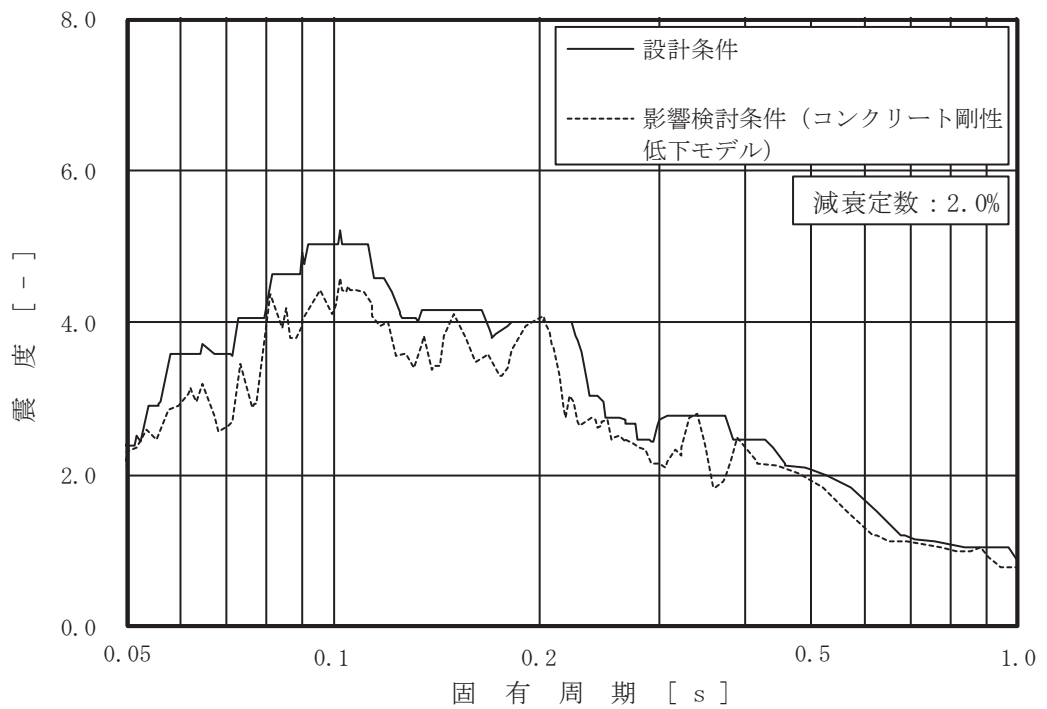


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (10/63)  
 (基準地震動  $S_s$  , 海水ポンプ室 0.P.11.650m , 水平 (NS))

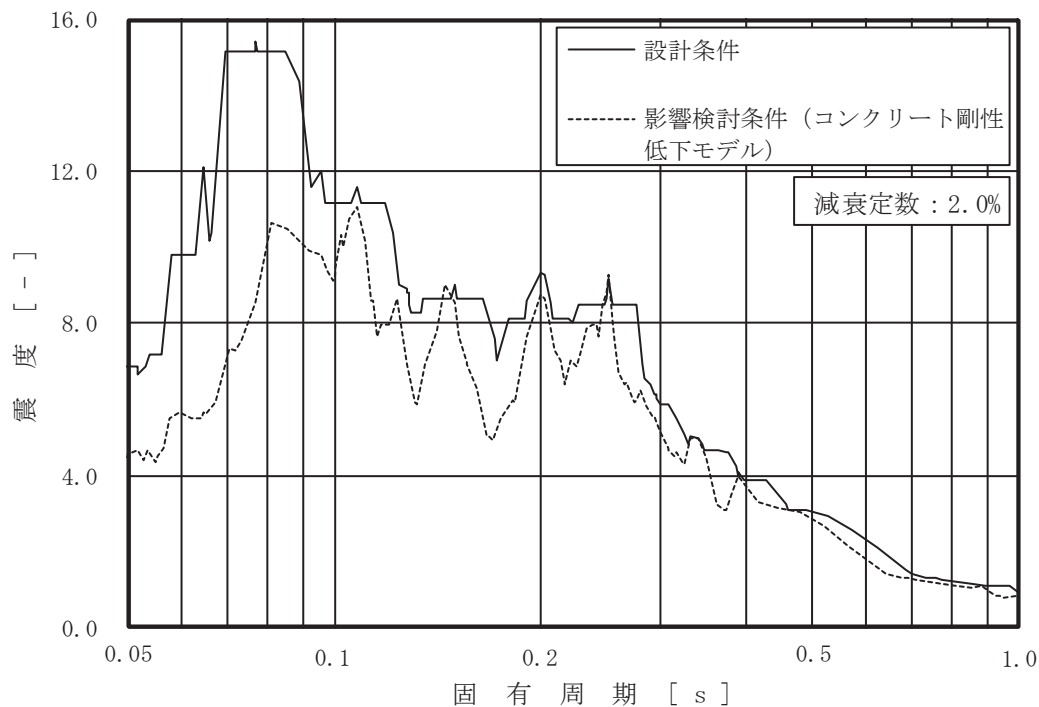


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (11/63)  
 (基準地震動 S s , 海水ポンプ室 0.P.11.025m , 水平 (EW))

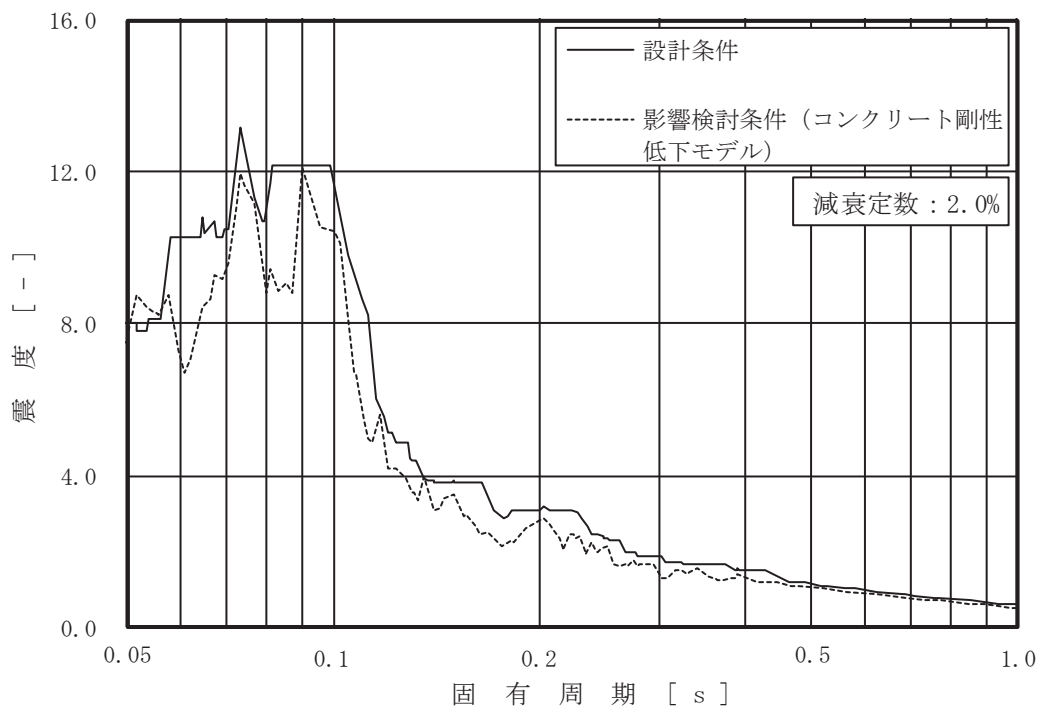


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (12/63)  
 (基準地震動 S s , 海水ポンプ室 0.P.11.025m , 鉛直)

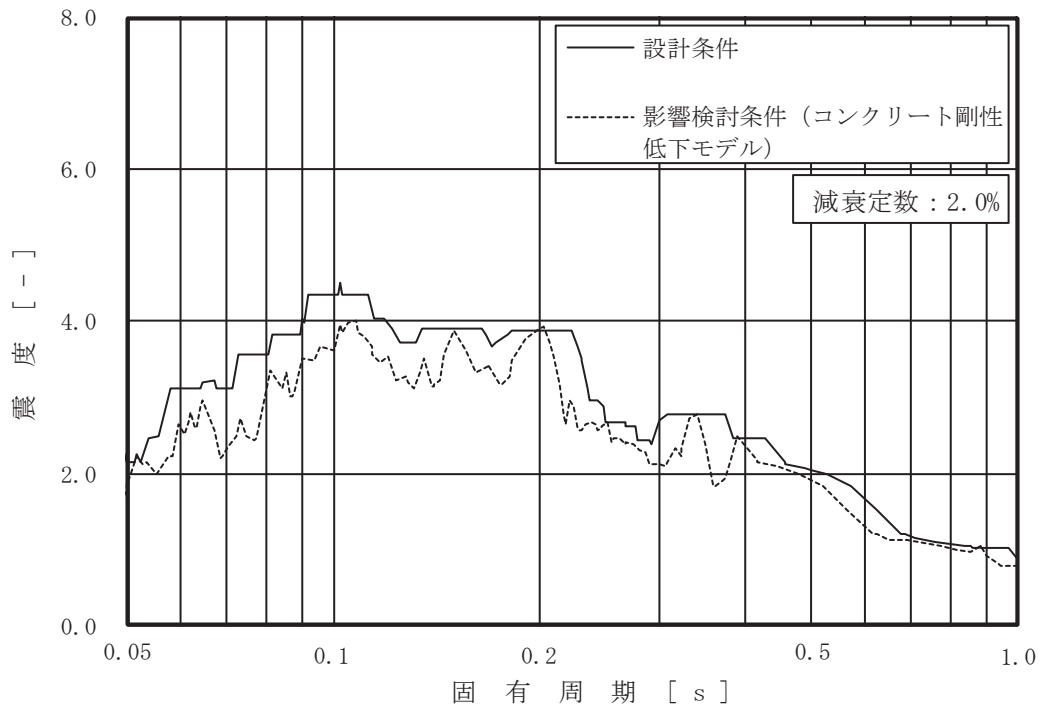


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (13/63)

(基準地震動 S s, 海水ポンプ室 0.P.7.250m, 水平 (NS))

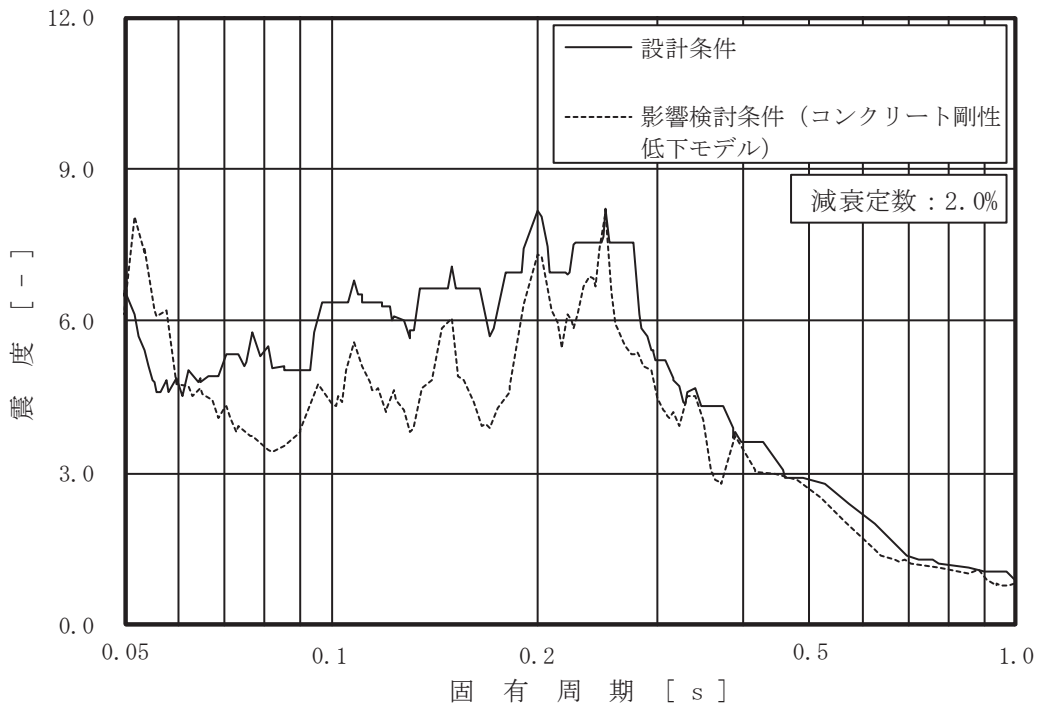


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (14/63)

(基準地震動 S s, 海水ポンプ室 0.P.7.250m, 水平 (EW))



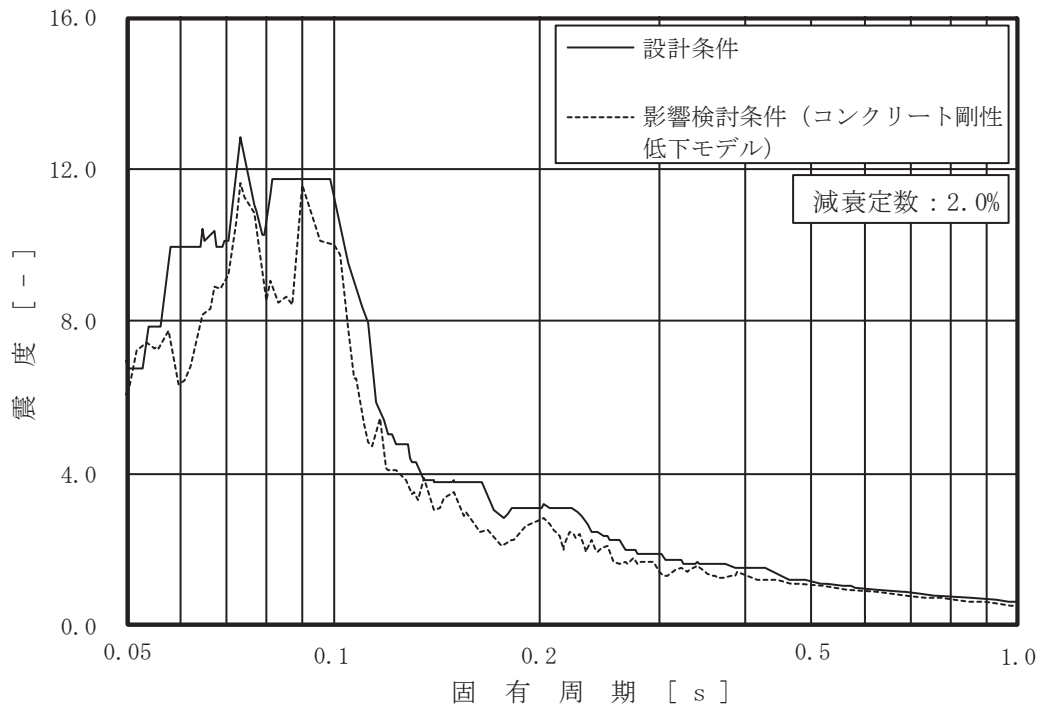


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (15/63)  
 (基準地震動 S s , 海水ポンプ室 0.P.7.250m , 鉛直)

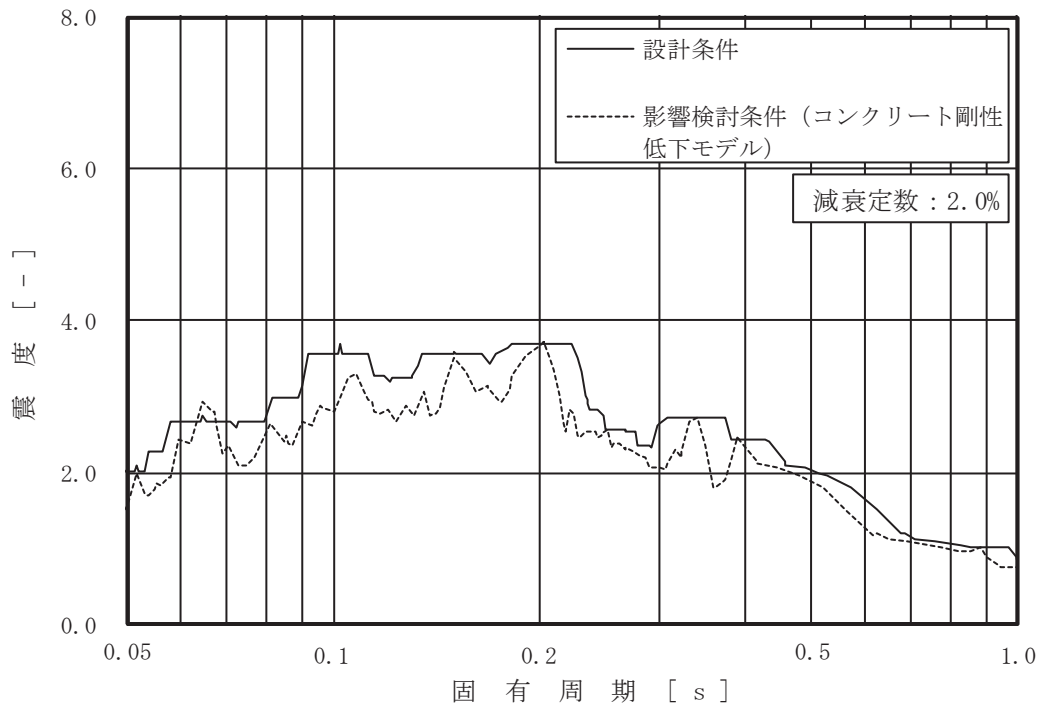


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (16/63)  
 (基準地震動 S s , 海水ポンプ室 0.P.2.250m , 水平 (NS))

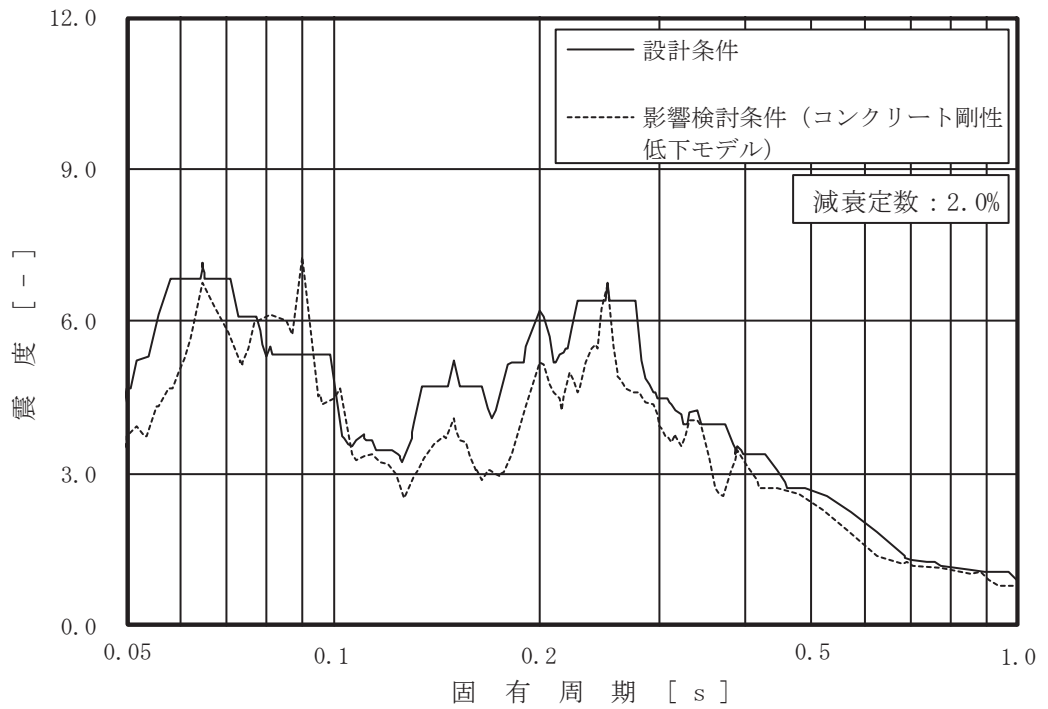


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (17/63)

(基準地震動 S s, 海水ポンプ室 0.P.2.250m, 水平 (EW))

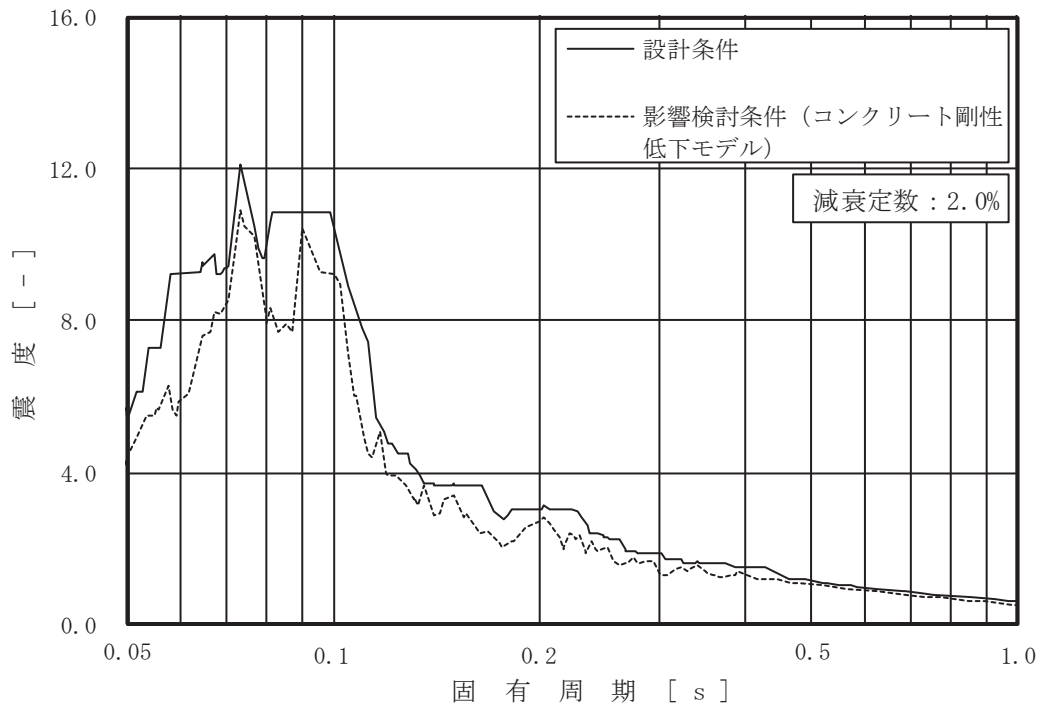


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (18/63)

(基準地震動 S s, 海水ポンプ室 0.P.2.250m, 鉛直)

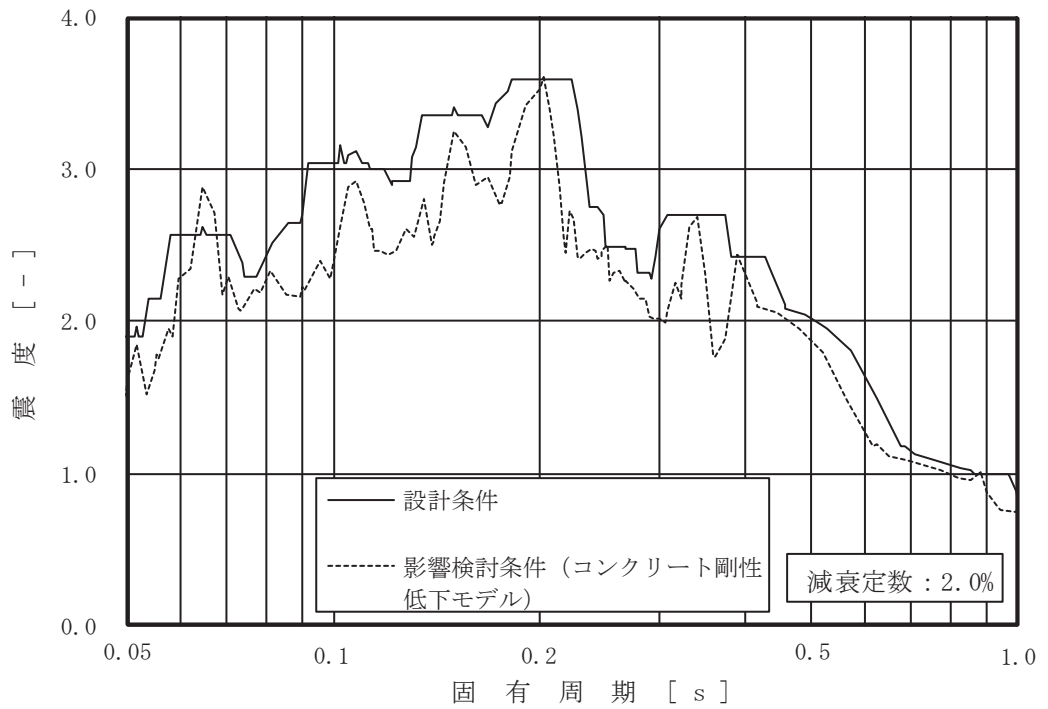


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (19/63)  
 (基準地震動 S s , 海水ポンプ室 0.P.-0.550m , 水平 (NS))

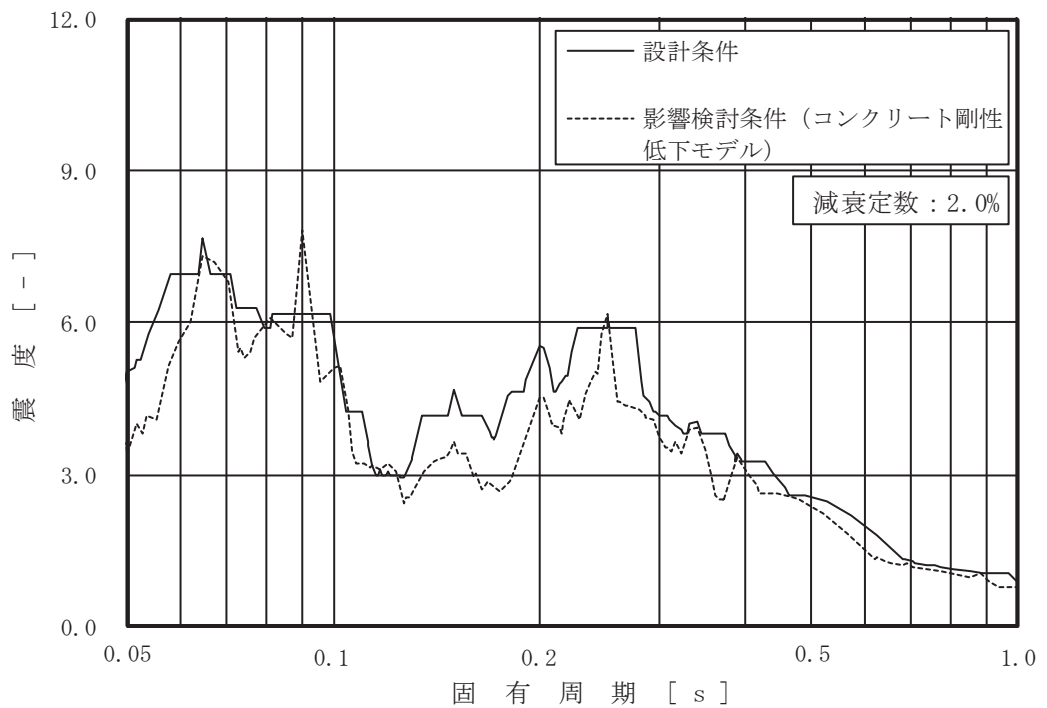


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (20/63)  
 (基準地震動 S s , 海水ポンプ室 0.P.-0.550m , 水平 (EW))

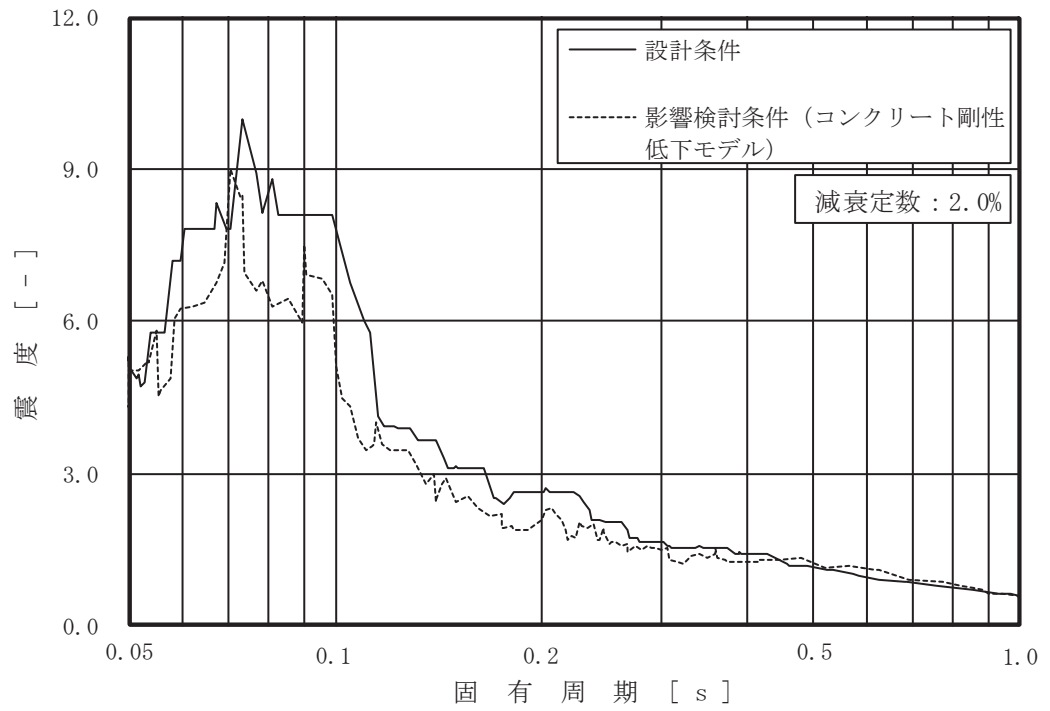


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (21/63)  
 (基準地震動 S s , 海水ポンプ室 0.P.-0.550m , 鉛直)

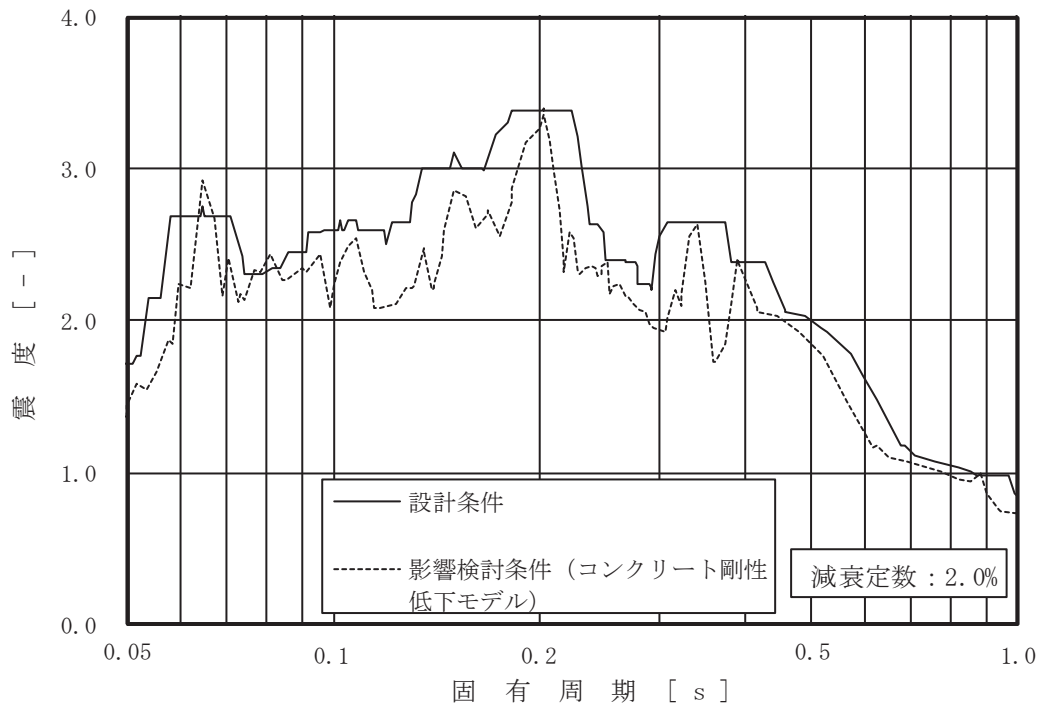


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (22/63)  
 (基準地震動 S s , 海水ポンプ室 0.P.-6.400m , 水平 (NS))

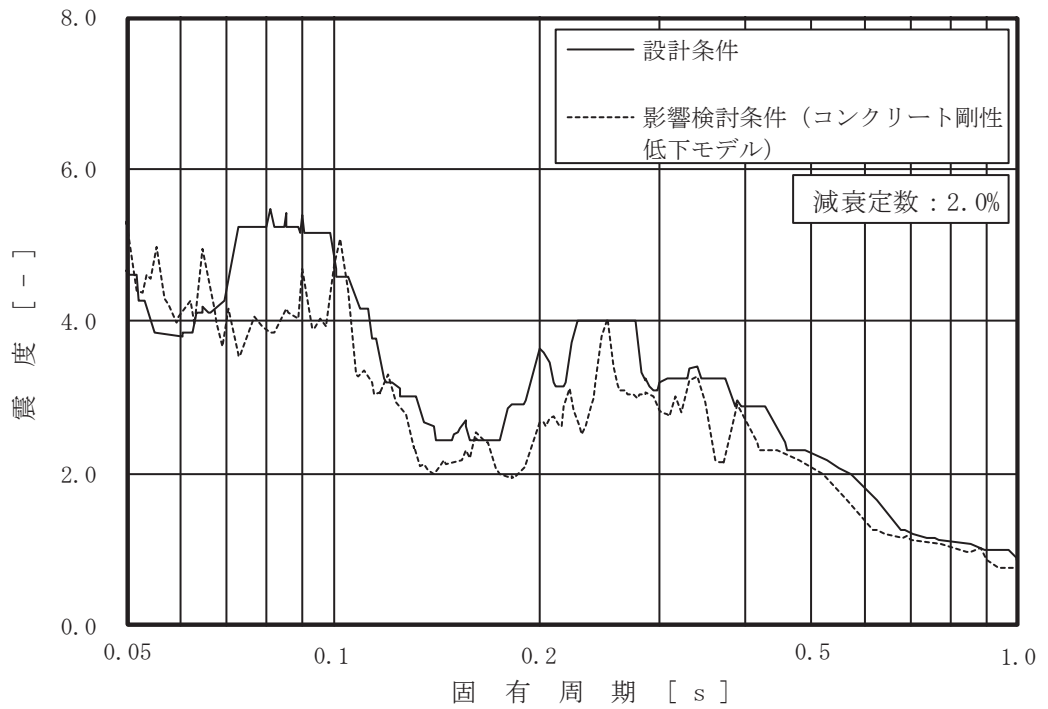


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (23/63)  
 (基準地震動 S s, 海水ポンプ室 O.P.-7.025m, 水平 (EW))

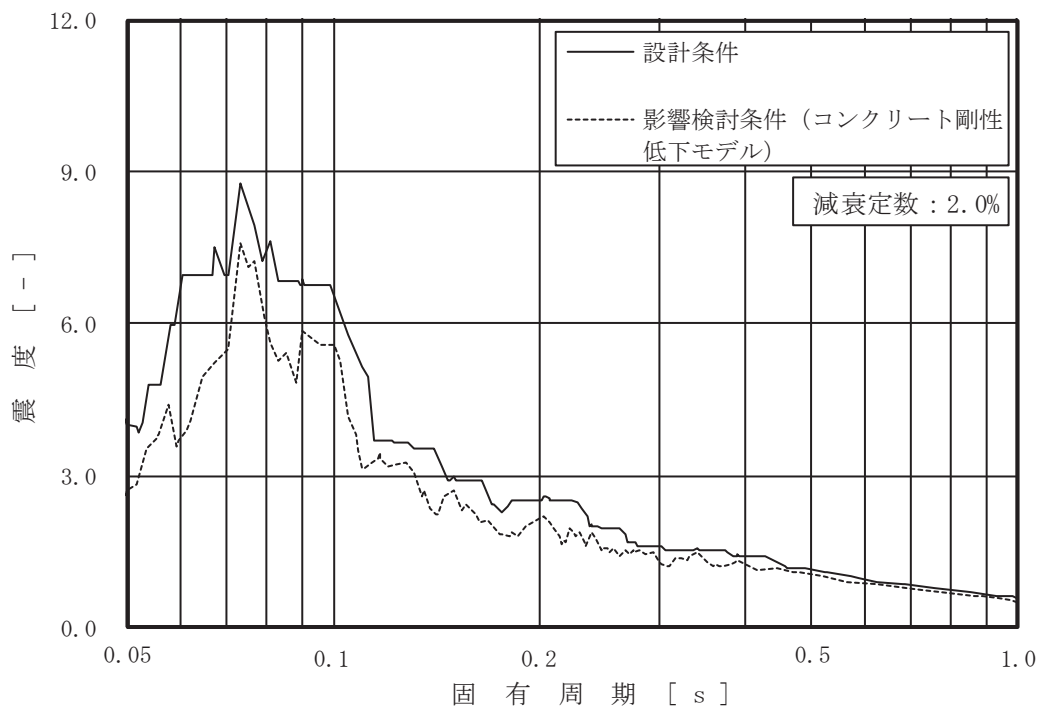


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (24/63)  
 (基準地震動 S s, 海水ポンプ室 O.P.-7.025m, 鉛直)

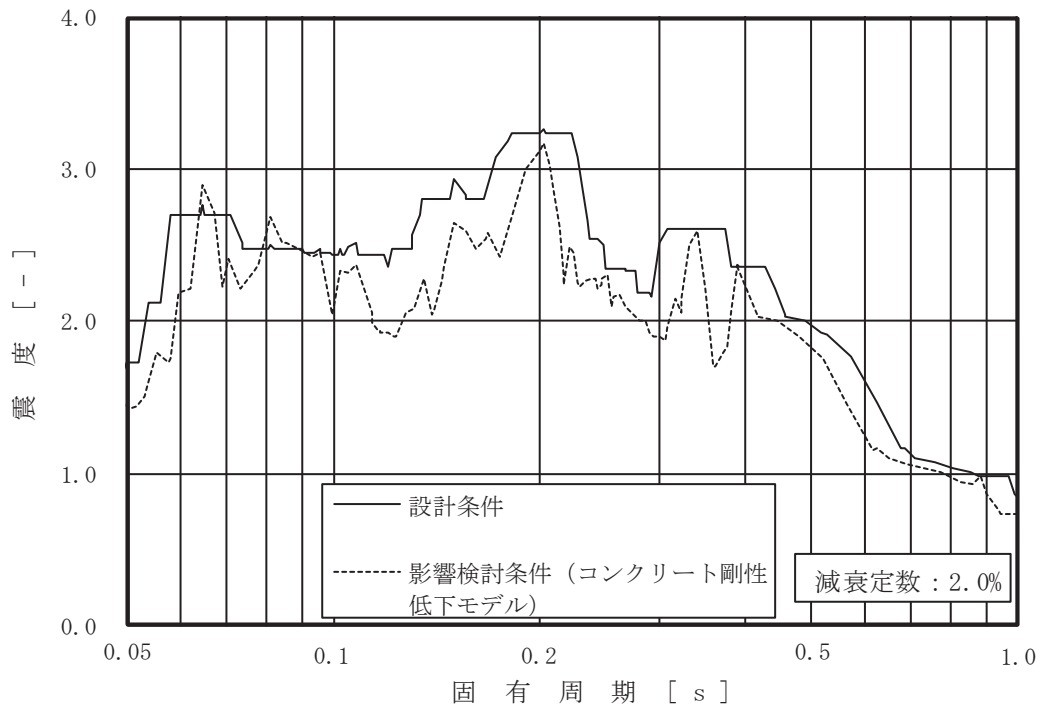


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (25/63)  
 (基準地震動 S s , 海水ポンプ室 O.P. -9.800m , 水平 (NS))

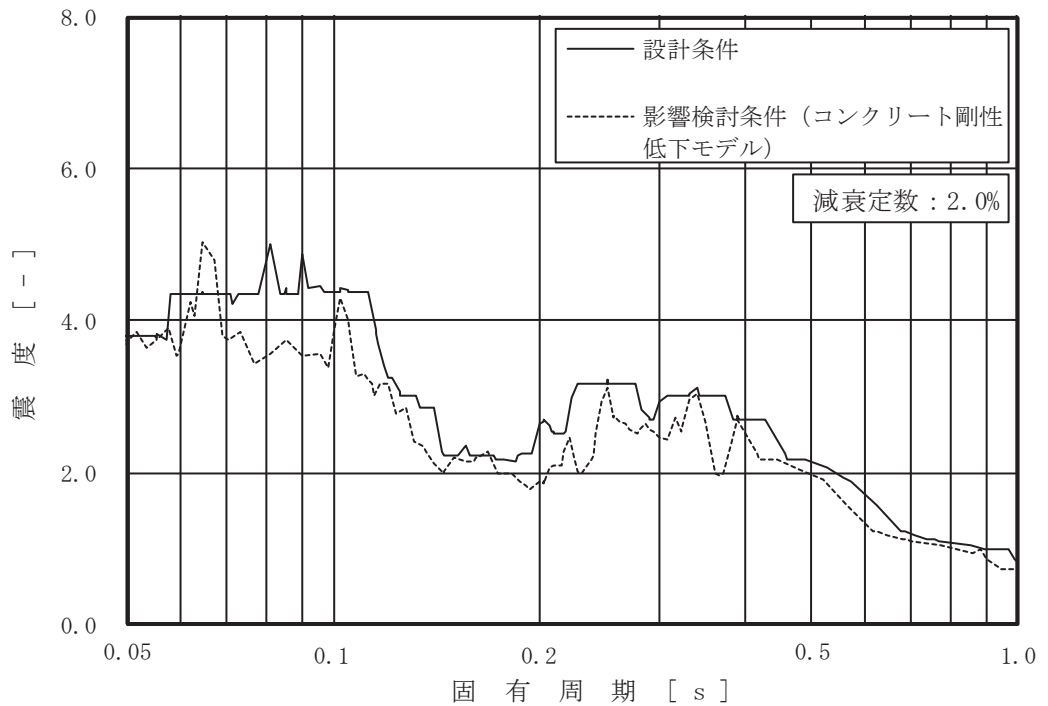


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (26/63)  
 (基準地震動 S s , 海水ポンプ室 O.P. -9.800m , 水平 (EW))

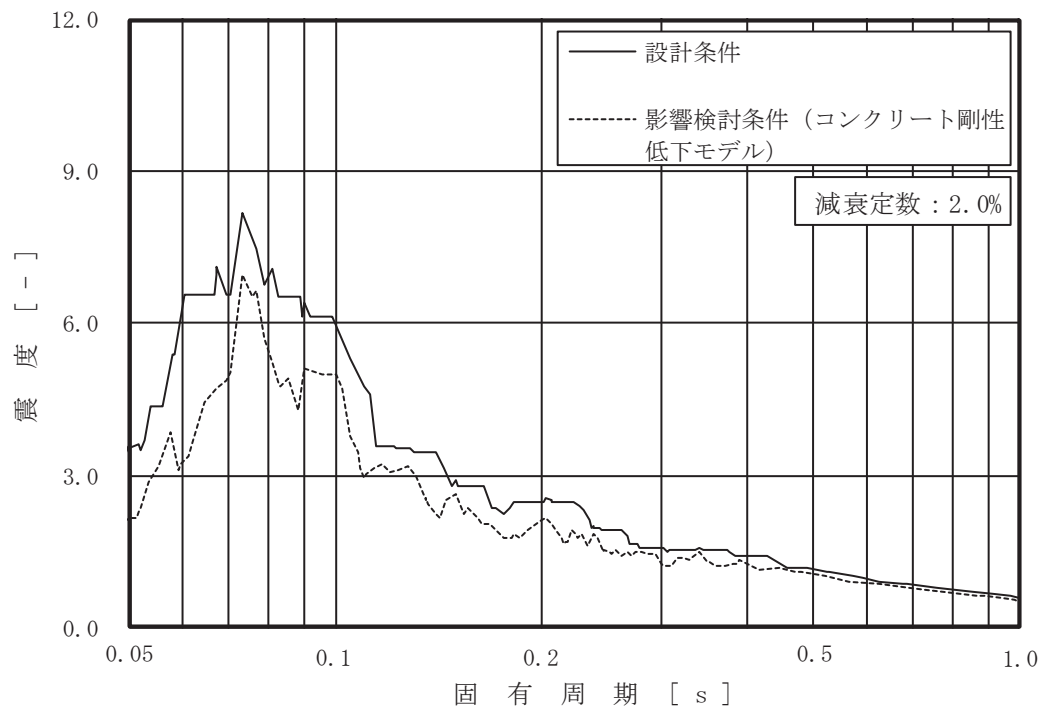


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (27/63)  
 (基準地震動 S s , 海水ポンプ室 O.P.-9.800m , 鉛直)

(3) 軽油タンク室

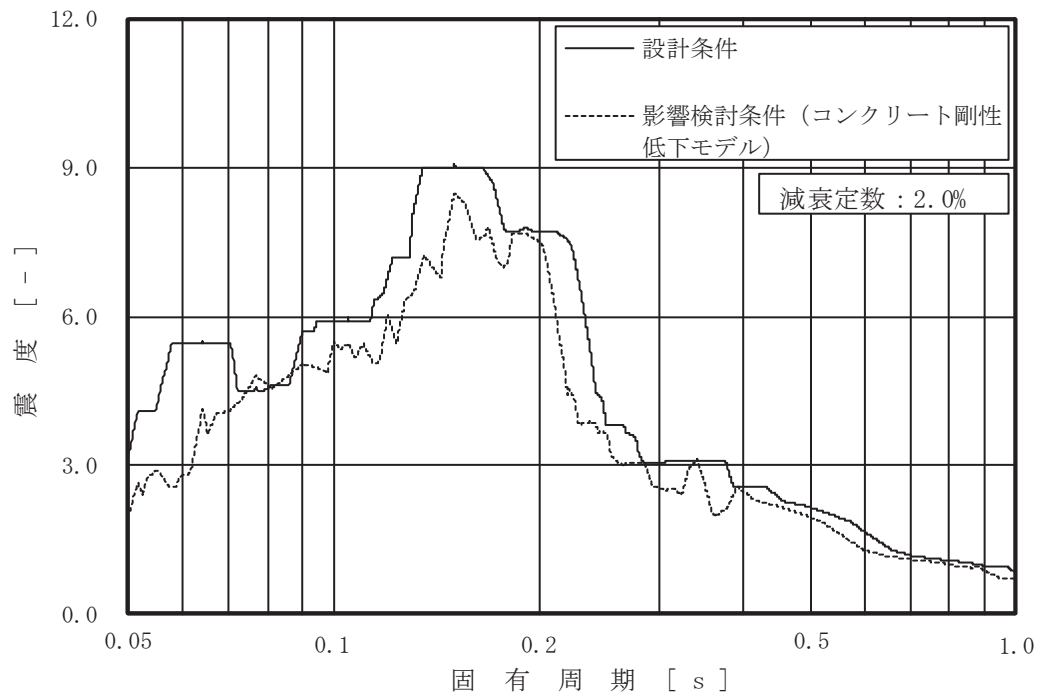


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (28/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク室 (タンク室) 0.P.14.800m , 水平 (NS/EW 包絡))

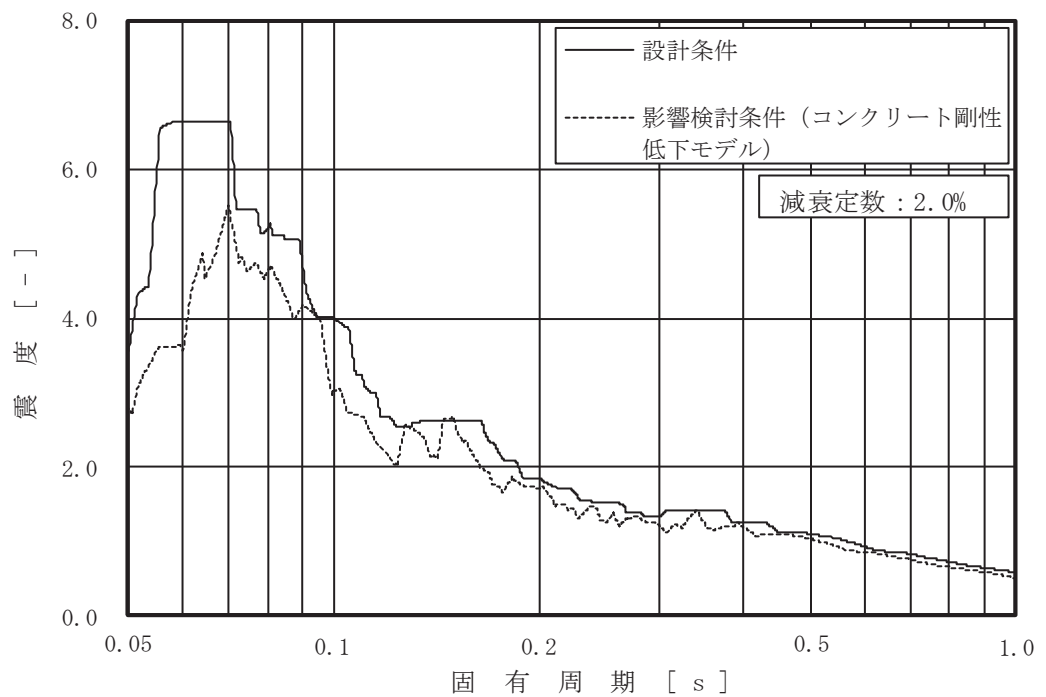


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (29/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク室 (タンク室) 0.P.14.800m , 鉛直)



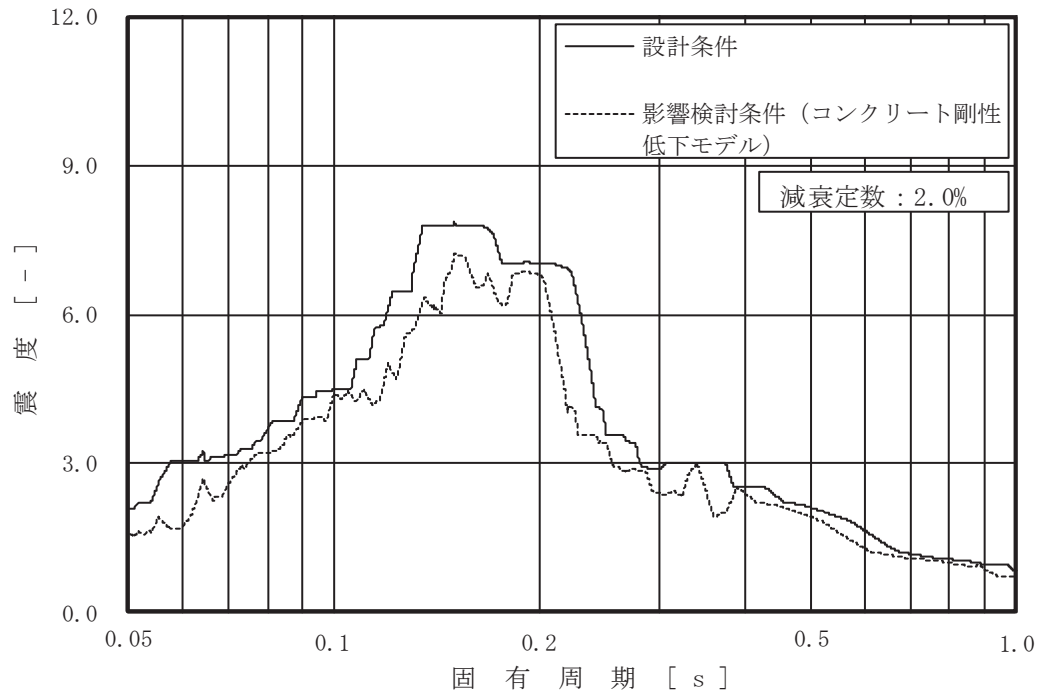


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (30/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク室 (タンク室) 0.P.9.500m , 水平 (NS/EW 包絡))

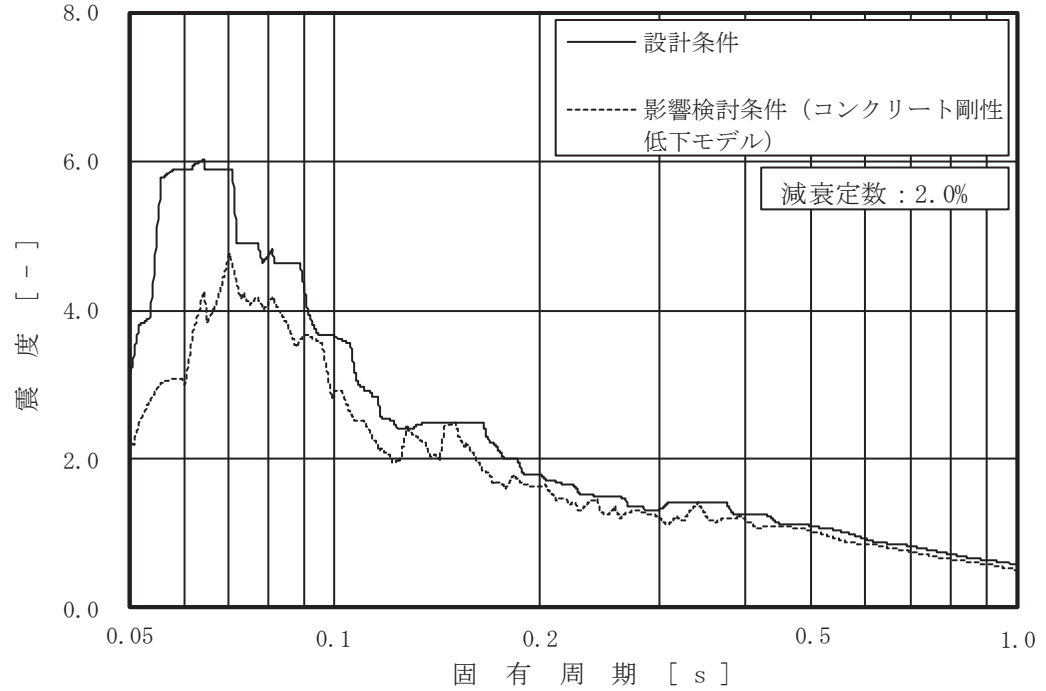


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (31/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク室 (タンク室) 0.P.9.500m , 鉛直)

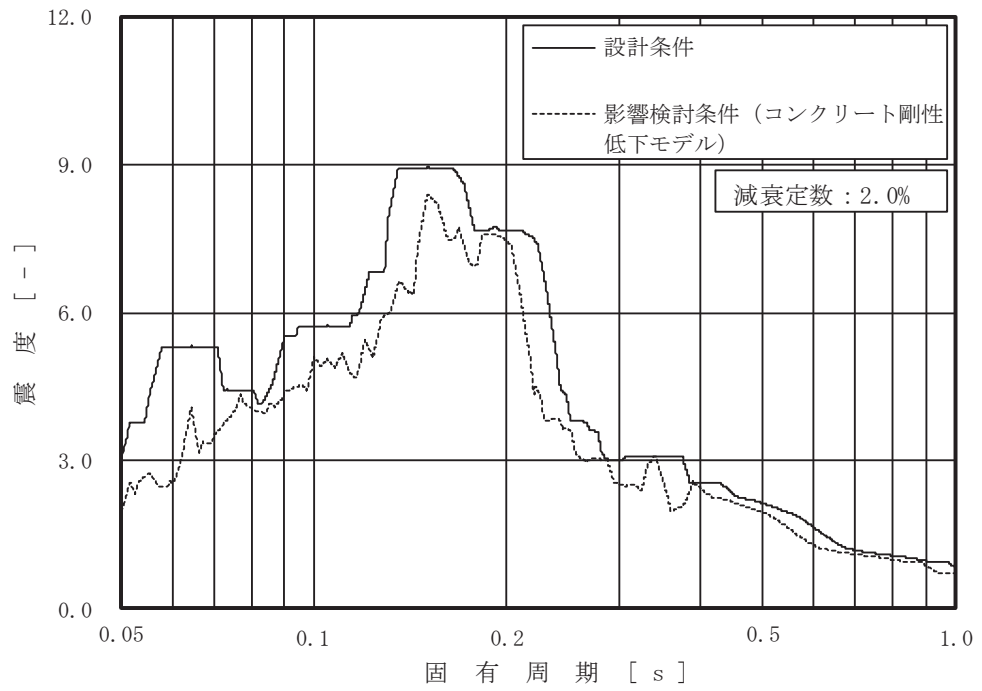


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (32/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク室 (ポンプ室) O.P. 14.800m , 水平 (NS/EW 包絡))

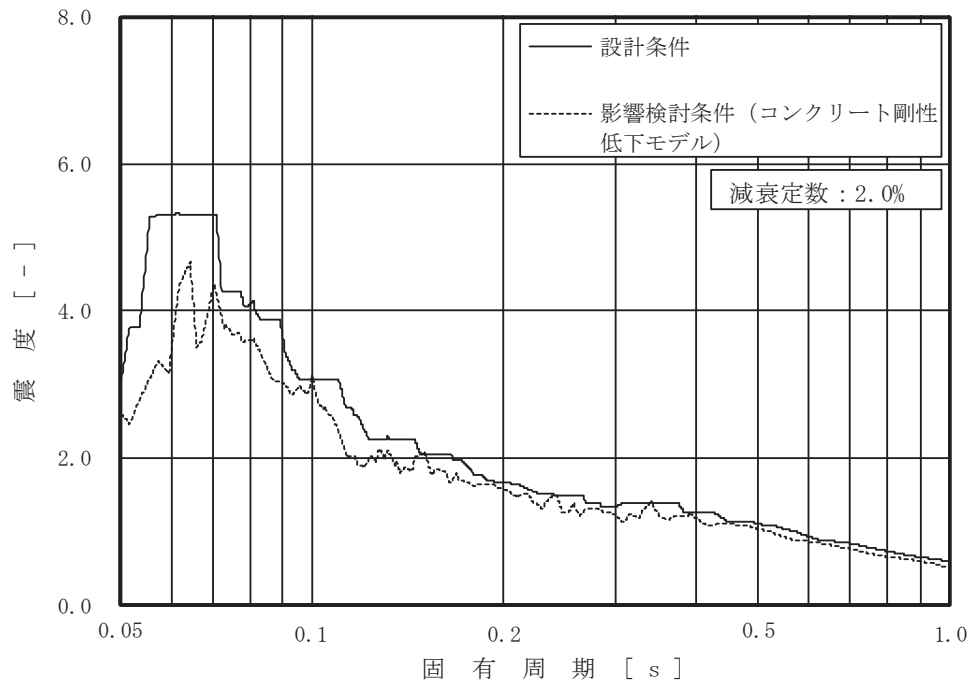


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (33/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク室 (ポンプ室) O.P. 14.800m , 鉛直)

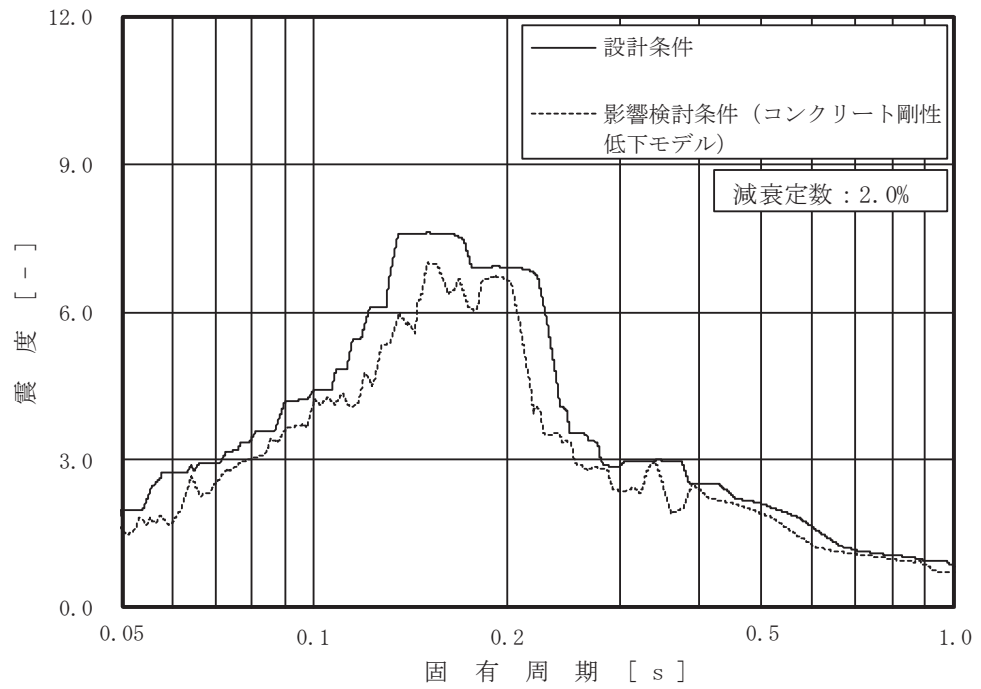


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (34/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク室 (ポンプ室) 0.P.9.500m , 水平 (NS/EW 包絡))

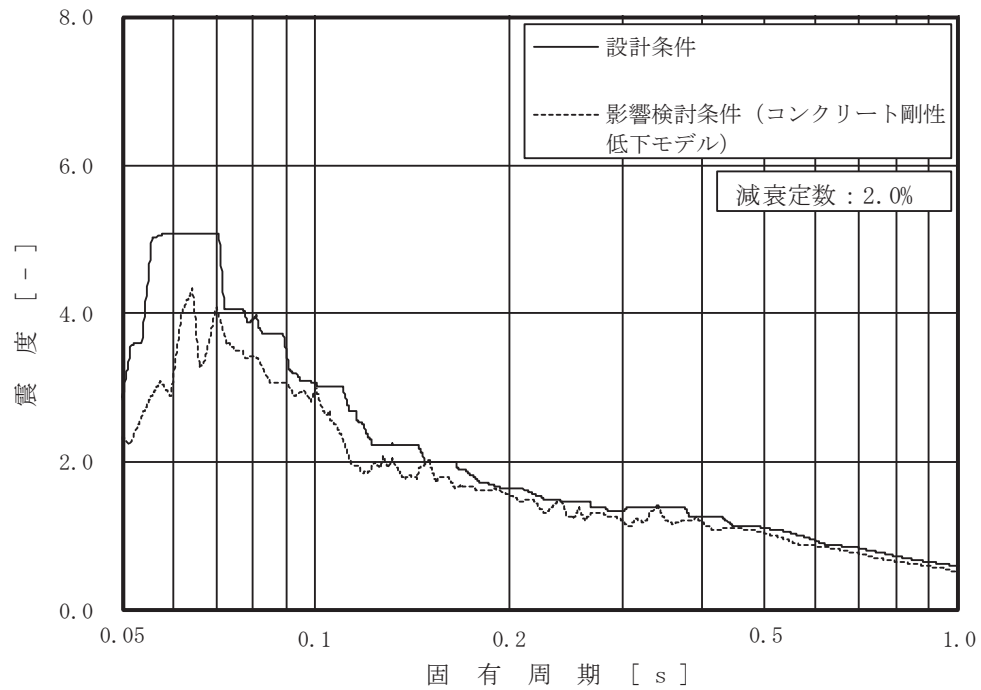


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (35/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク室 (ポンプ室) 0.P.9.500m , 鉛直)

(4) 軽油タンク室(H)

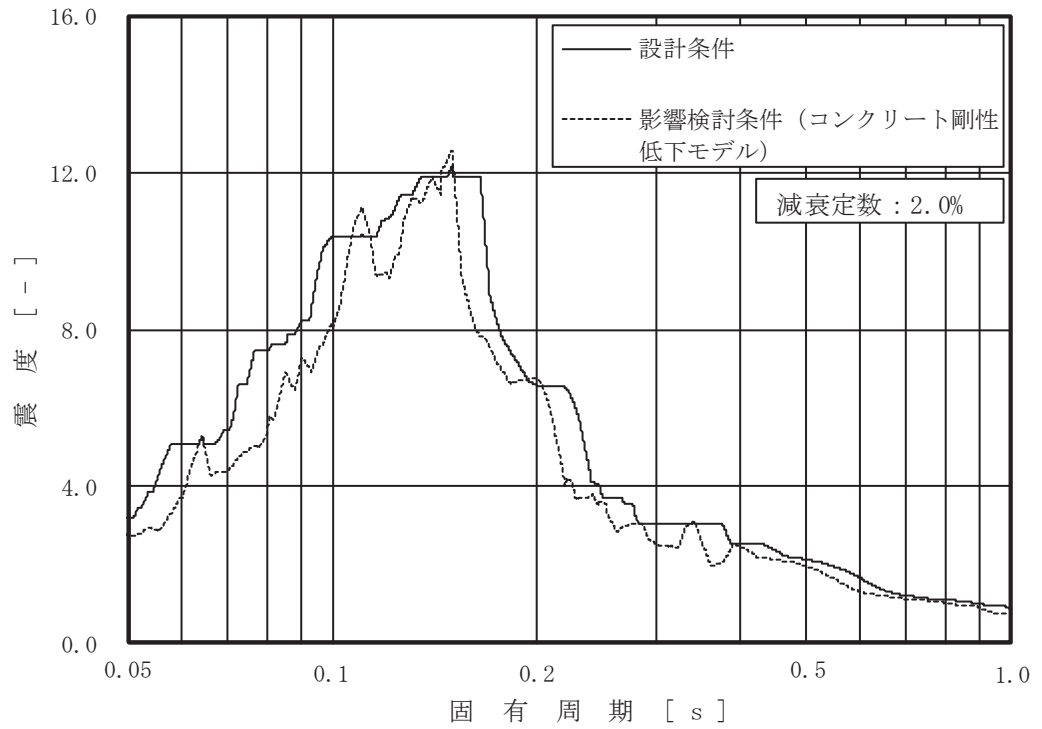


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (36/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク室 (H) 0.P.14.800m , 水平 (NS/EW 包絡))

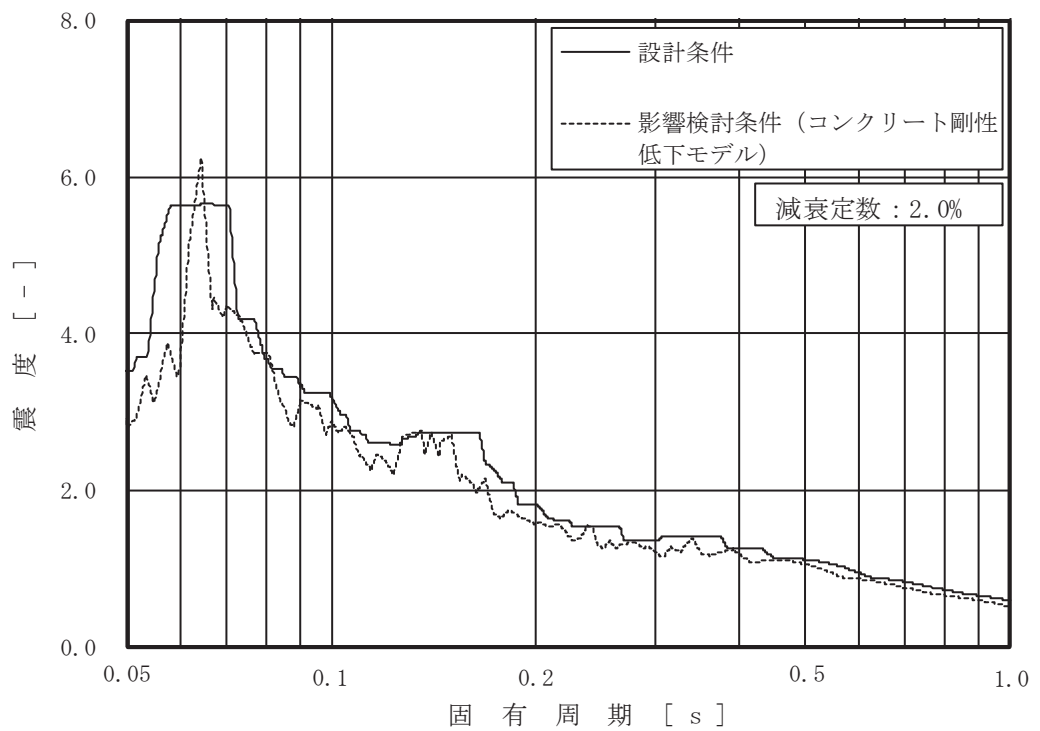


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (37/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク室 (H) 0.P.14.800m , 鉛直)

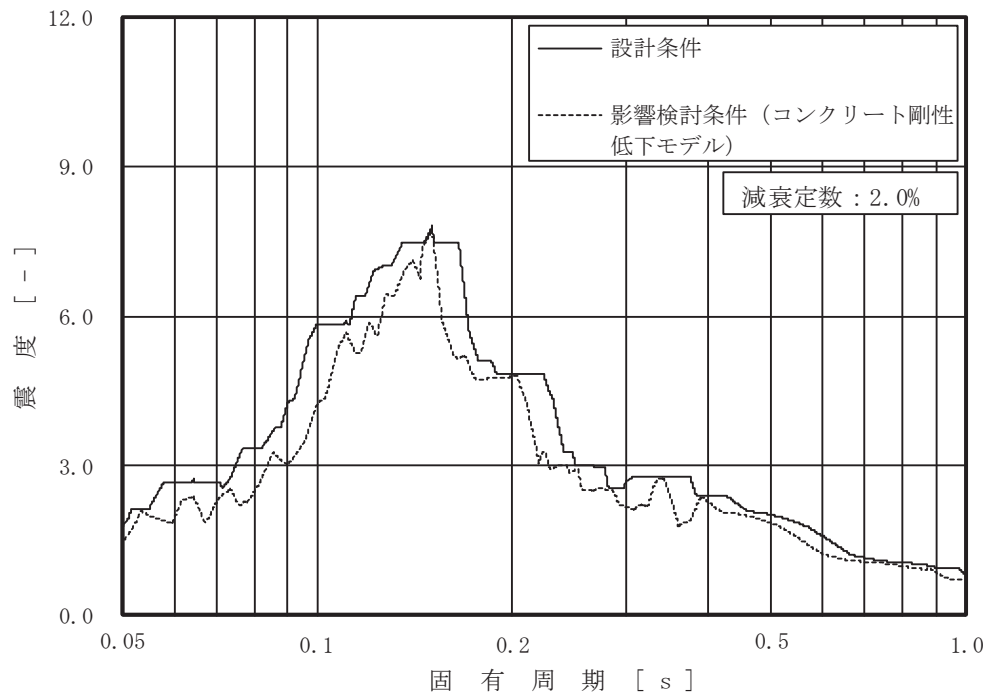


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (38/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク室 (H) 0.P.6.400m , 水平 (NS/EW 包絡))

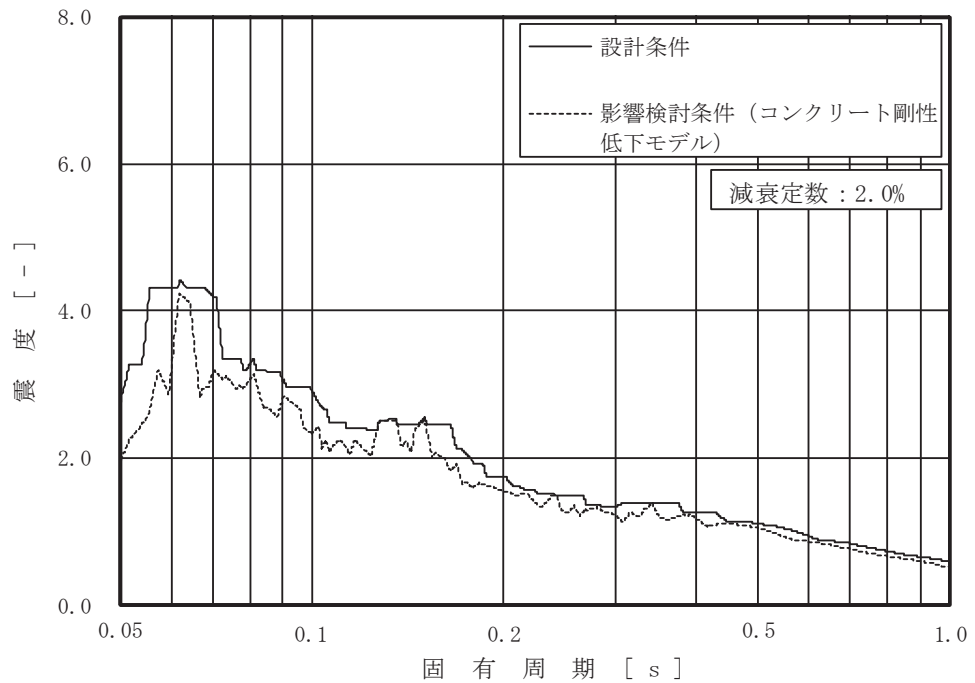


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (39/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク室 (H) 0.P.6.400m , 鉛直)

(5) ガスタービン発電設備軽油タンク室

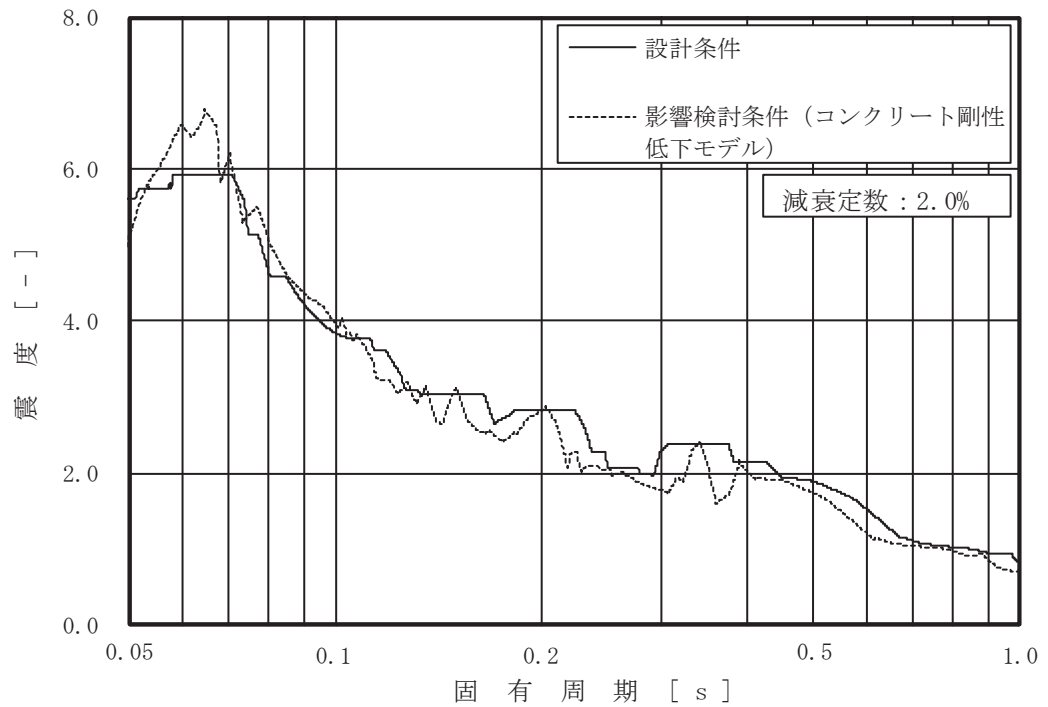


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (40/63) (基準地震動  $S_s$  , ガスタービン発電設備軽油タンク室 0.P.62.30m , 水平 (NS/EW 包絡))

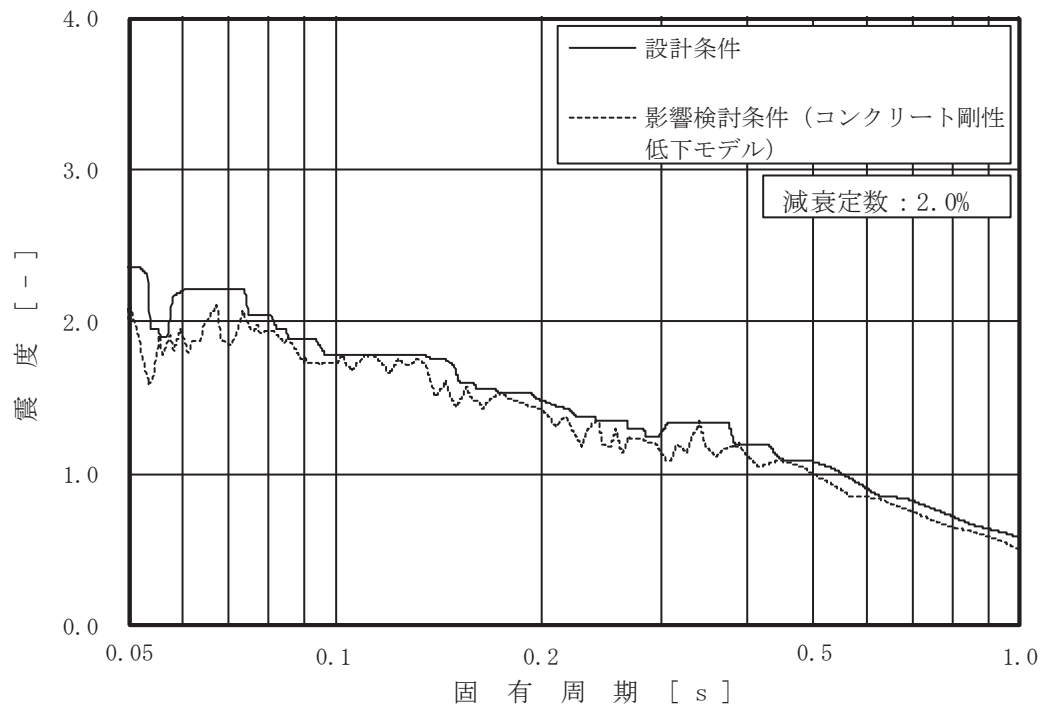


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (41/63)  
(基準地震動  $S_s$  , ガスタービン発電設備軽油タンク室 0.P.62.30m , 鉛直)

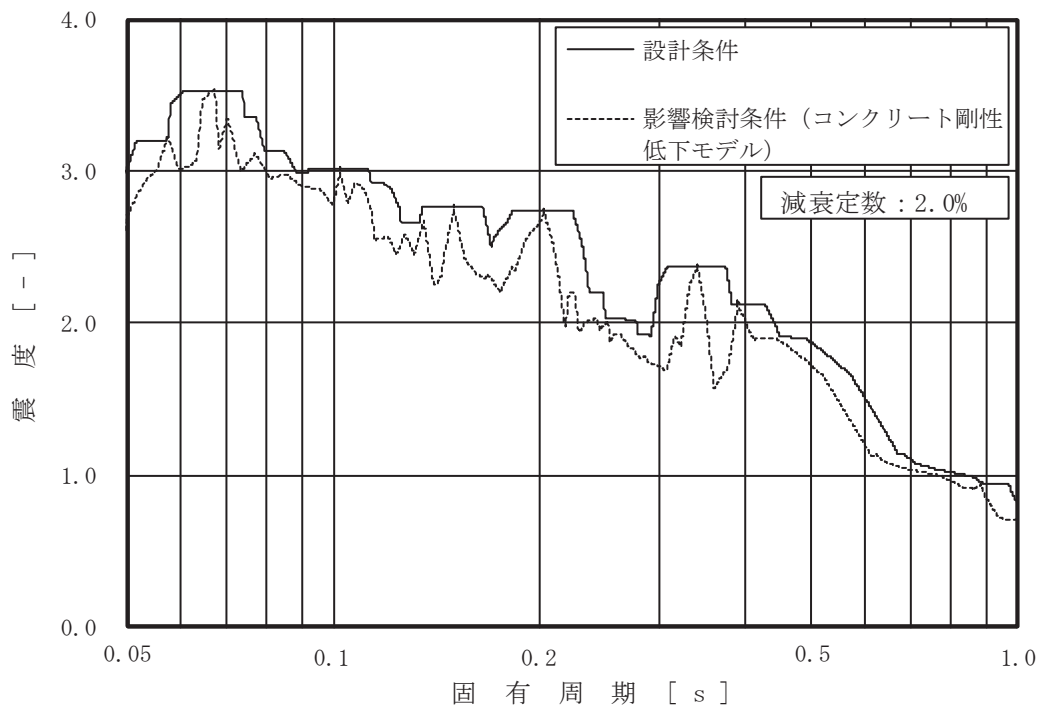


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (42/63) (基準地震動  $S_s$  , ガスタービン発電設備軽油タンク室 0.P.56.70m , 水平 (NS/EW 包絡))

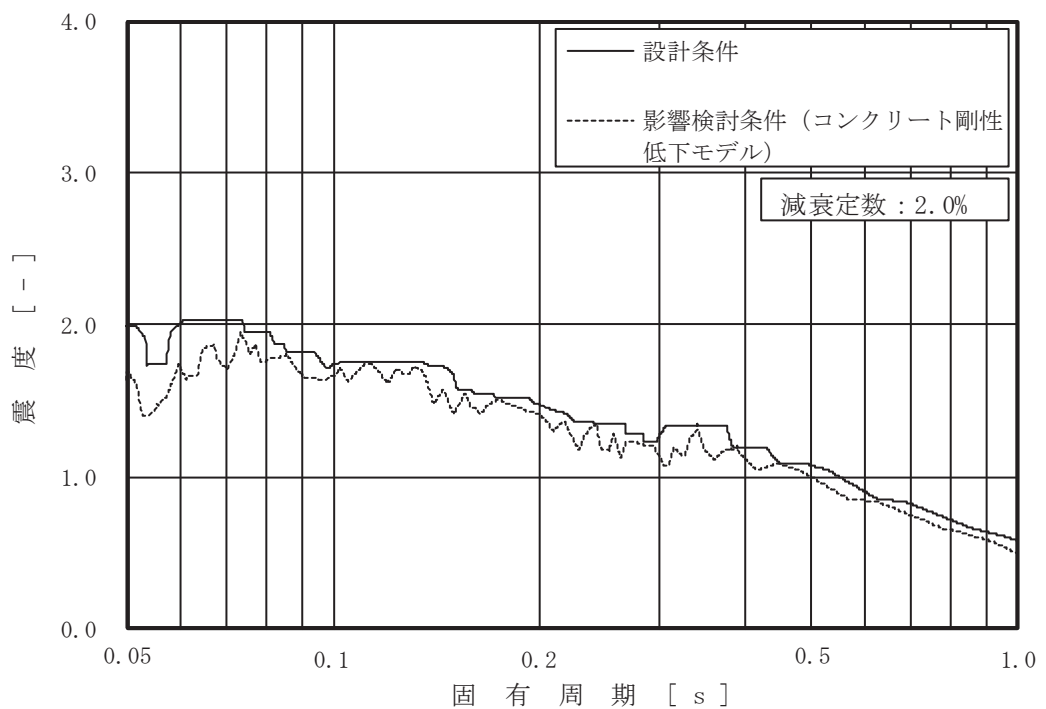


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (43/63)  
(基準地震動  $S_s$  , ガスタービン発電設備軽油タンク室 0.P.56.70m , 鉛直)

(6) 軽油タンク連絡ダクト

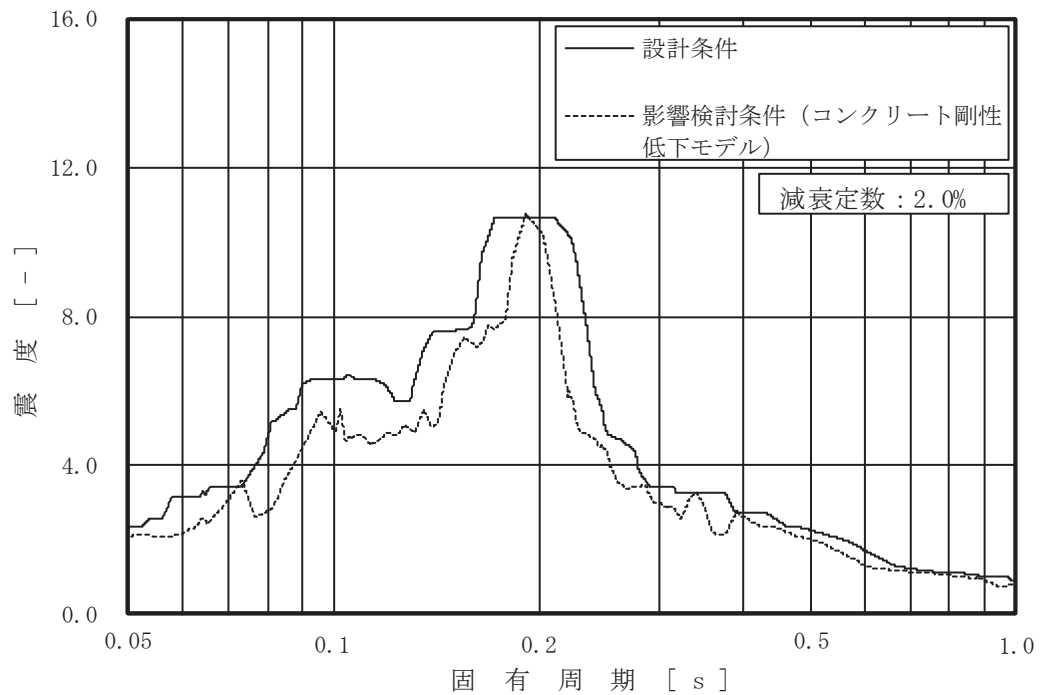


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (44/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク連絡ダクト 0.P.12.10m , 水平 (NS/EW 包絡))

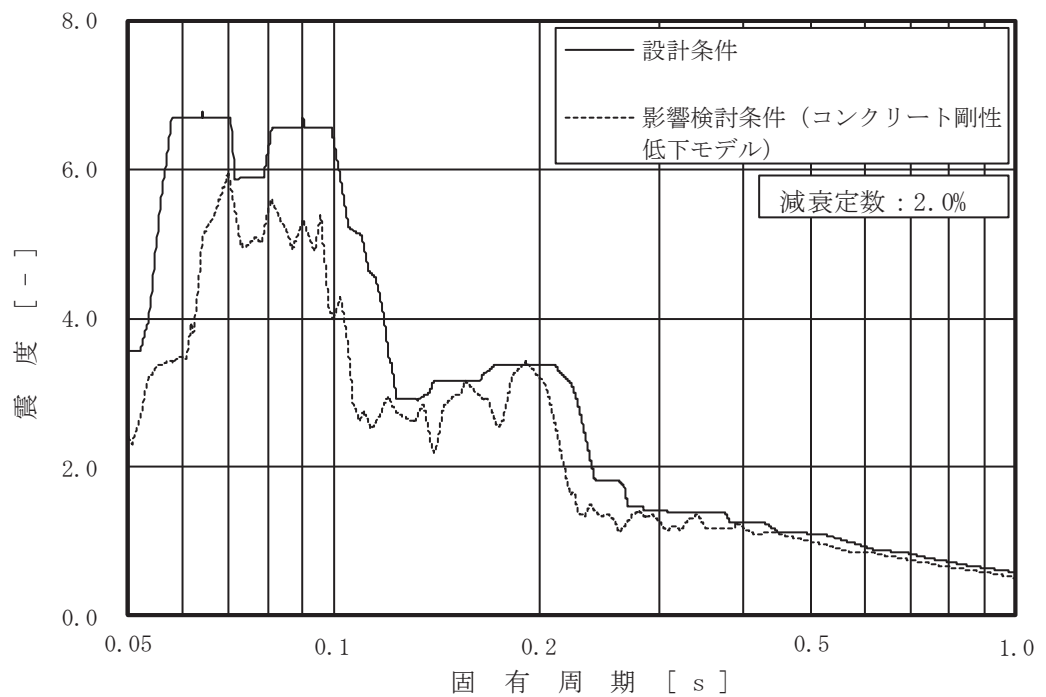


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (45/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク連絡ダクト 0.P.12.10m , 鉛直)



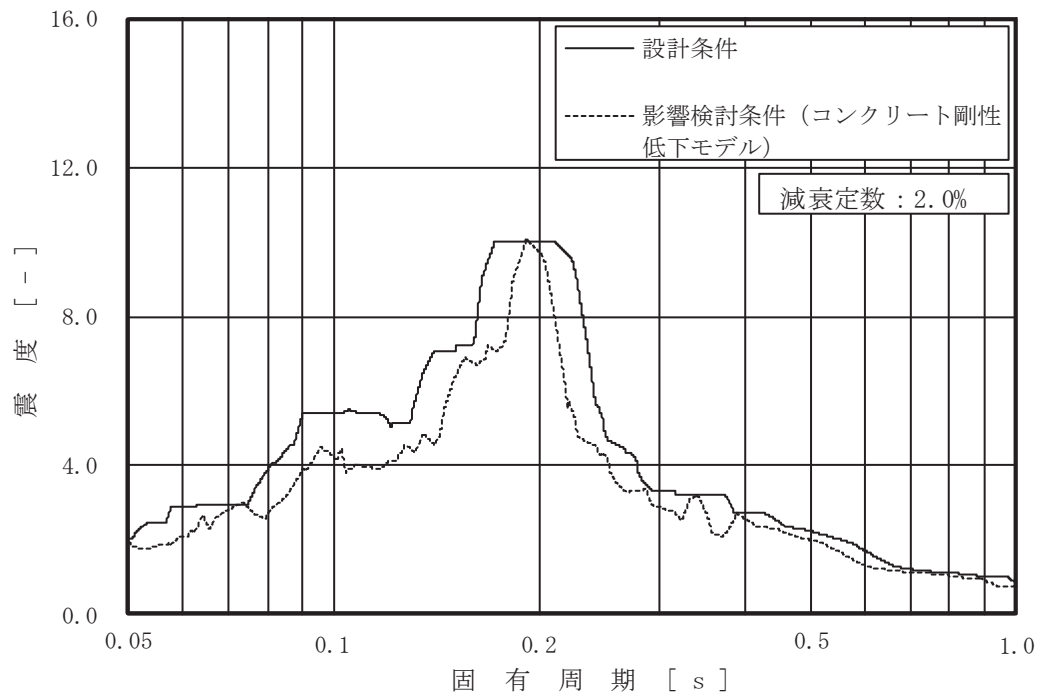


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (46/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク連絡ダクト 0.P.10.50m , 水平 (NS/EW 包絡))

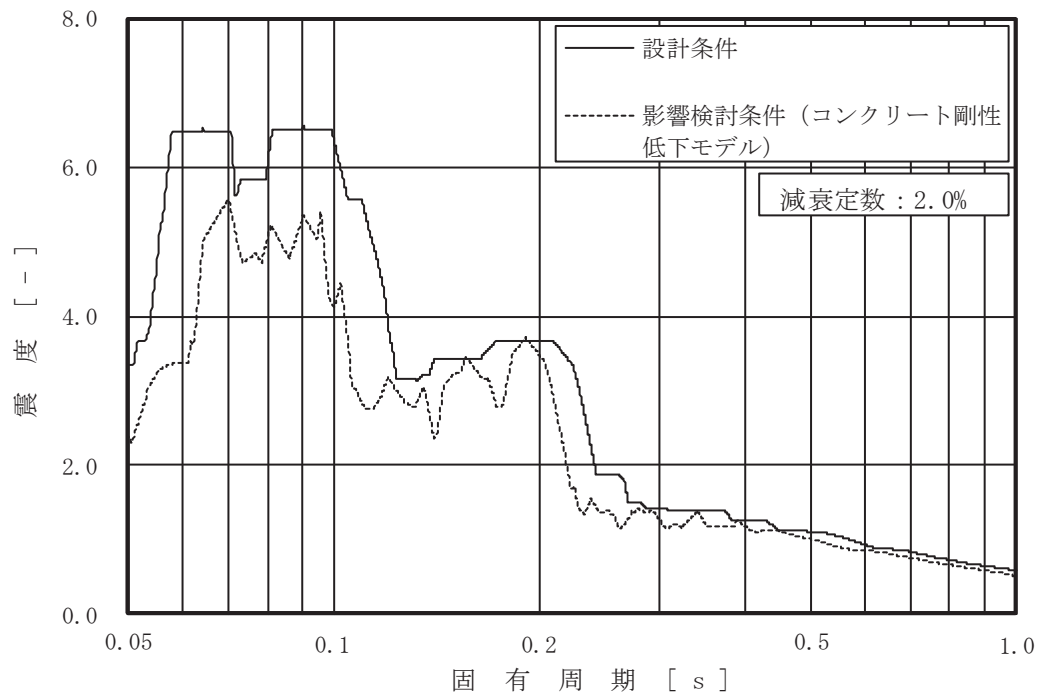


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (47/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク連絡ダクト 0.P.10.50m , 鉛直)

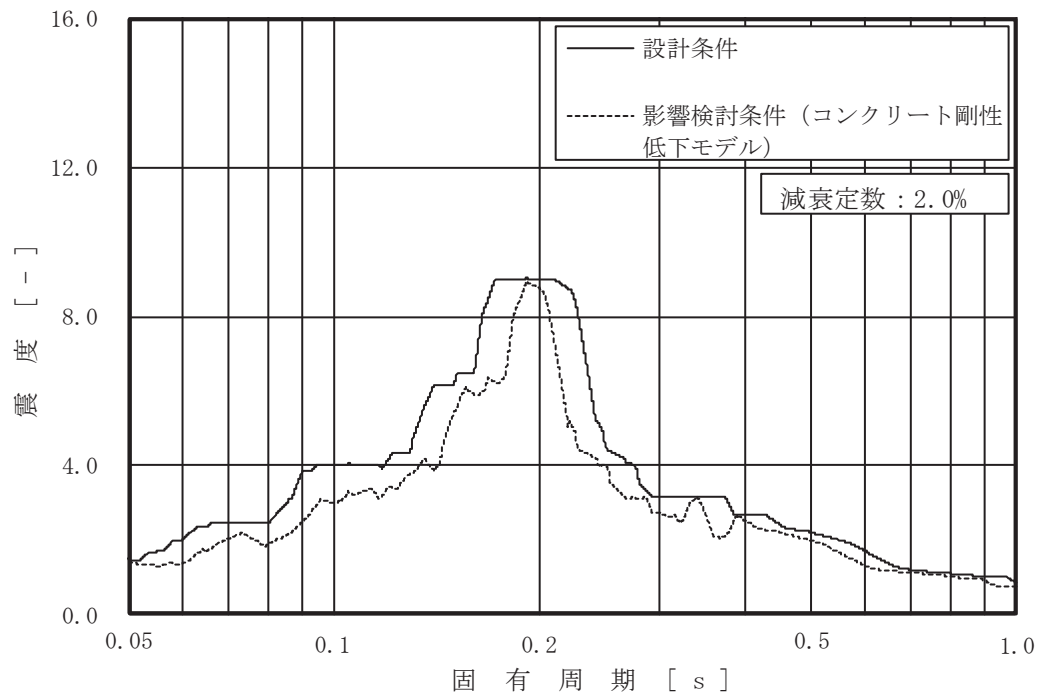


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (48/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク連絡ダクト 0.P.9.50m , 水平 (NS/EW 包絡))

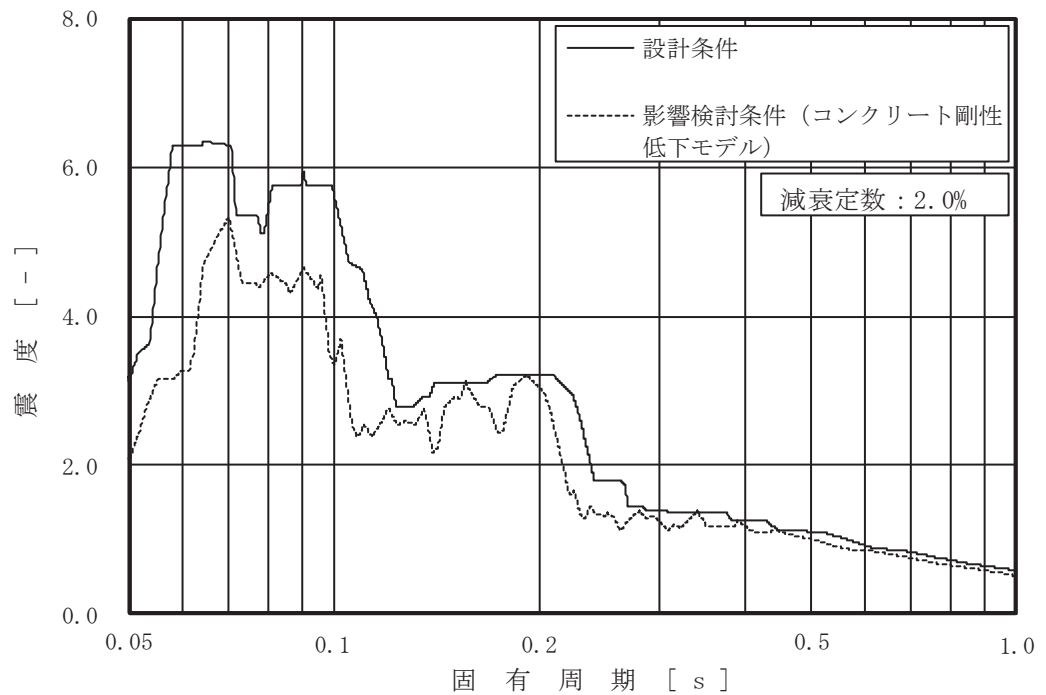


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (49/63)

(基準地震動  $S_s$  , 軽油タンク連絡ダクト 0.P.9.50m , 鉛直)

(7) 排気筒基礎

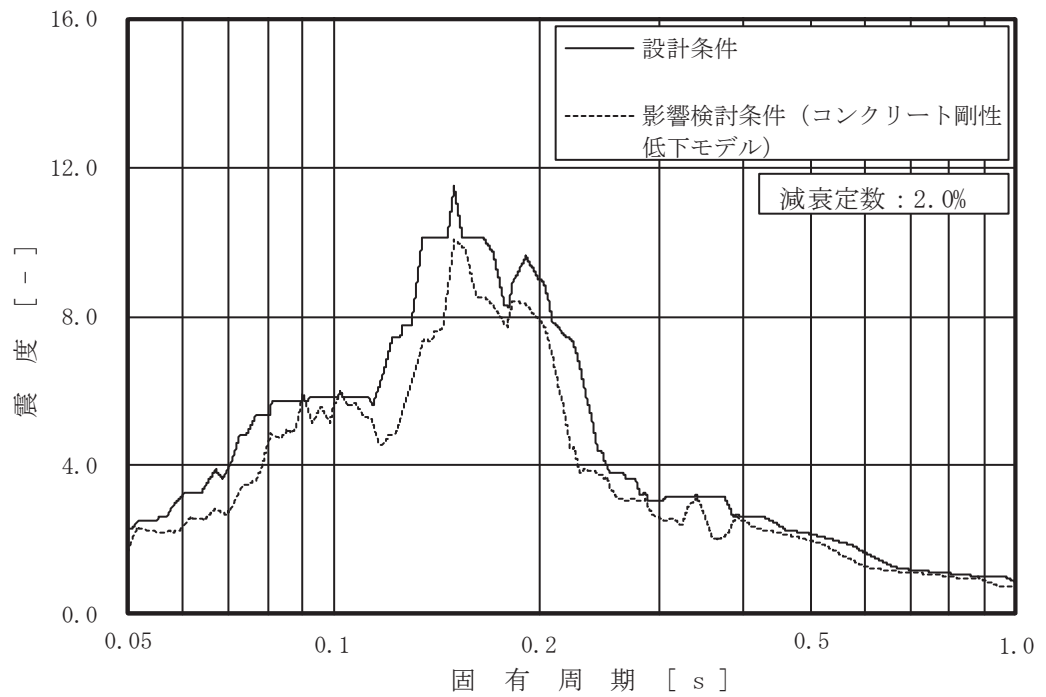


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (50/63)

(基準地震動  $S_s$  , 排気筒基礎 0.P.14.80m , 水平 (NS/EW 包絡))

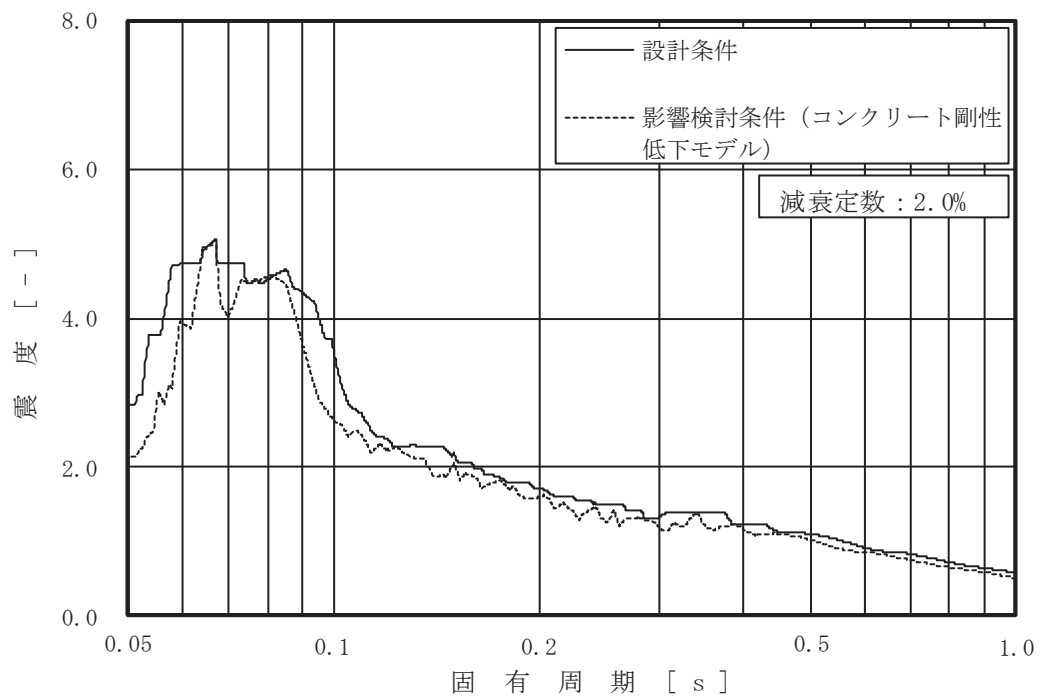


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (51/63)

(基準地震動  $S_s$  , 排気筒基礎 0.P.14.80m , 鉛直)

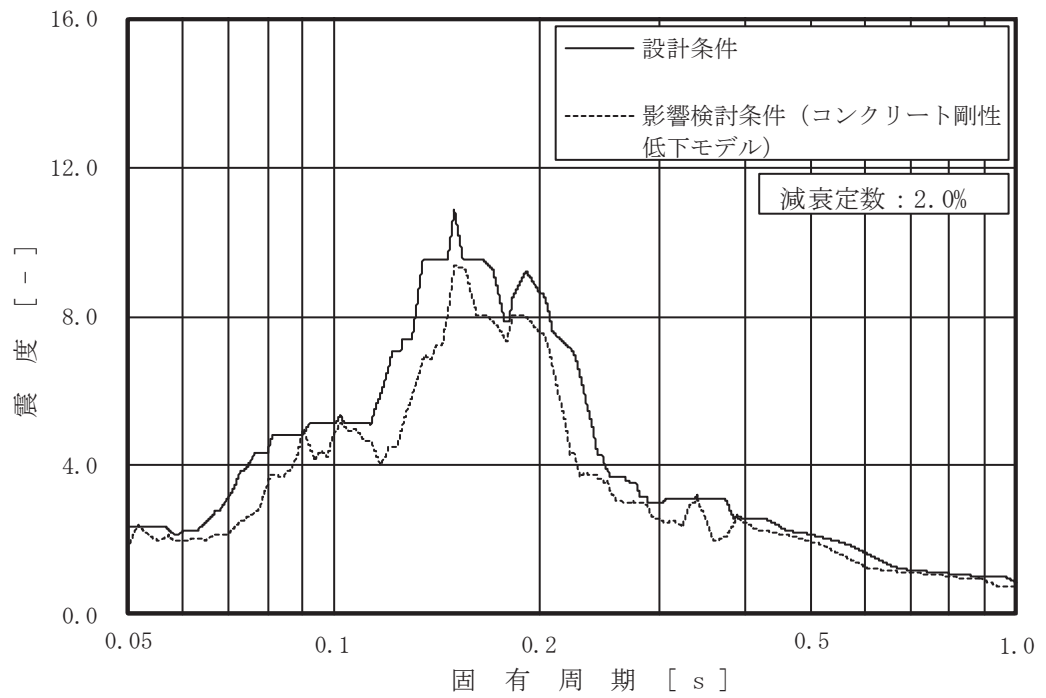


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (52/63)  
 (基準地震動  $S_s$  , 排気筒基礎 0.P.10.41m , 水平 (NS/EW 包絡))

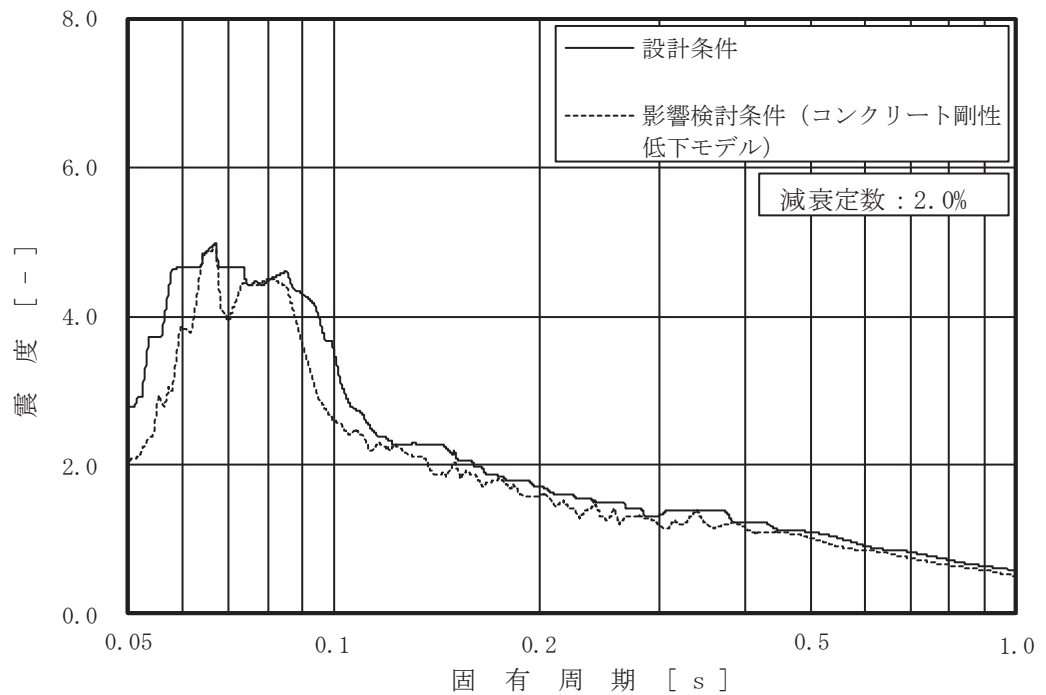


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (53/63)  
 (基準地震動  $S_s$  , 排気筒基礎 0.P.10.41m , 鉛直)

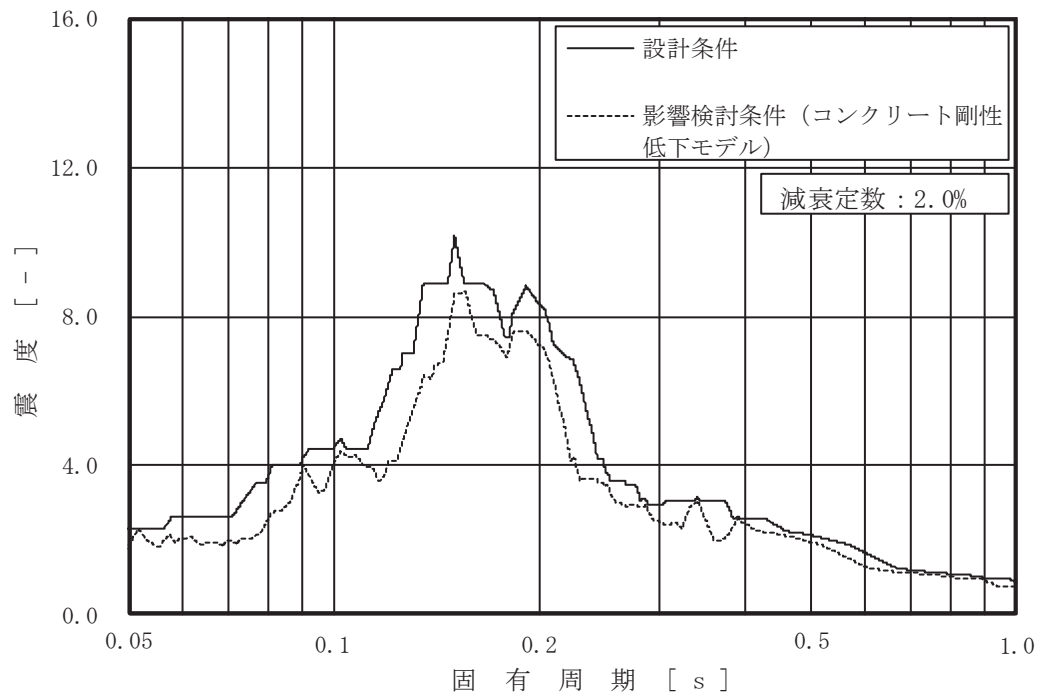


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (54/63)

(基準地震動 S s , 排気筒基礎 0.P.6.60m , 水平 (NS/EW 包絡))

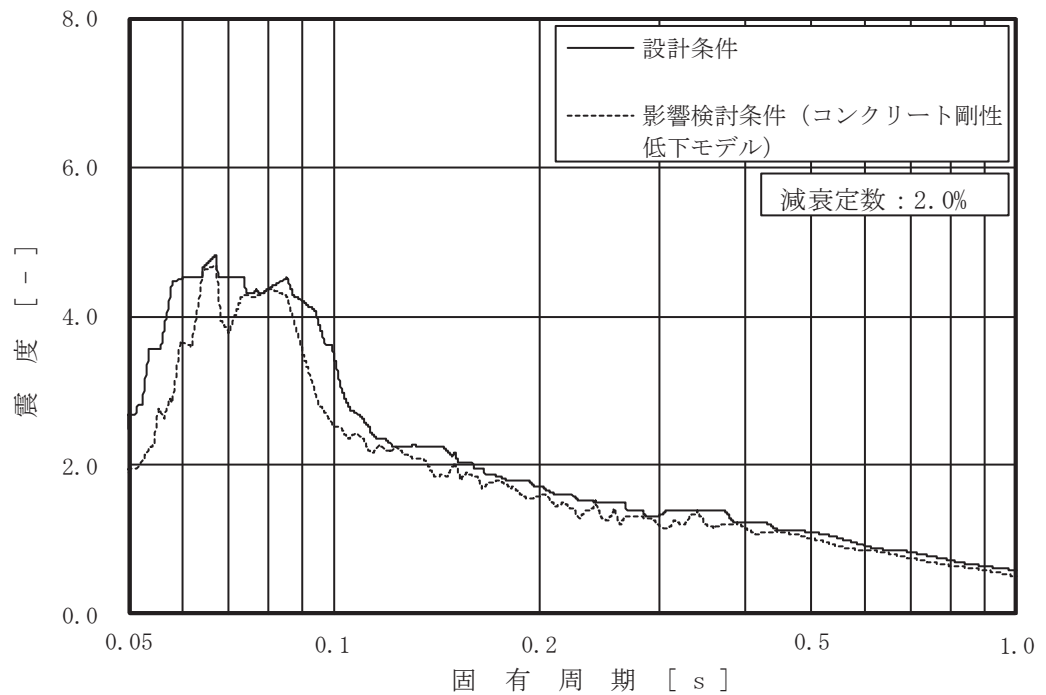


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (55/63)

(基準地震動 S s , 排気筒基礎 0.P.6.60m , 鉛直)

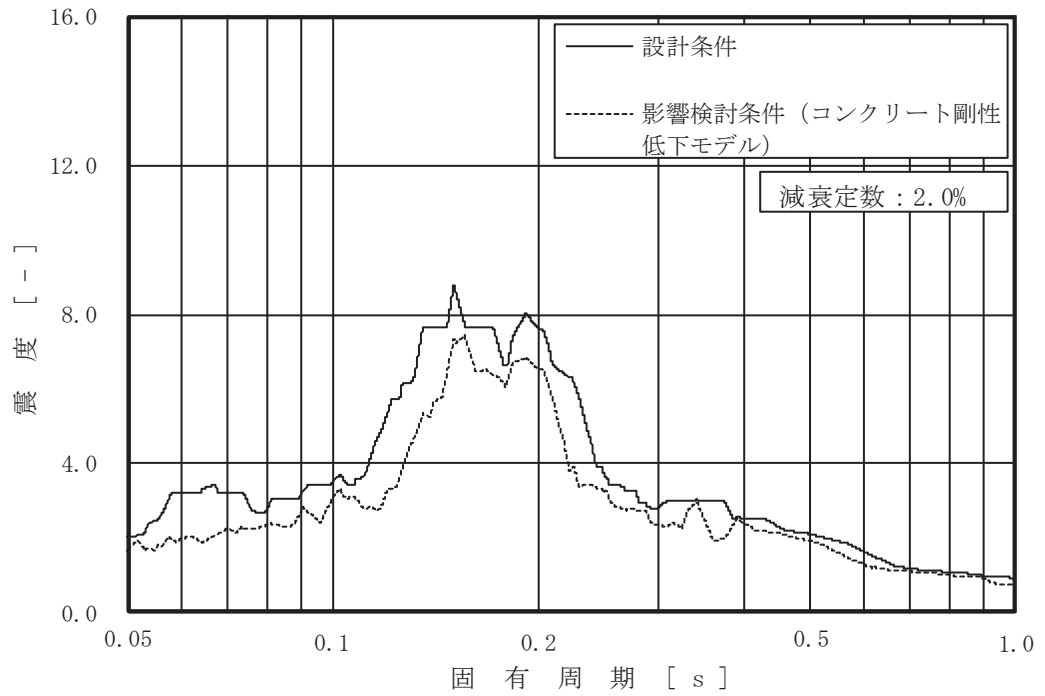


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (56/63)

(基準地震動 S s , 排気筒基礎 0.P.1.00m , 水平 (NS/EW 包絡))

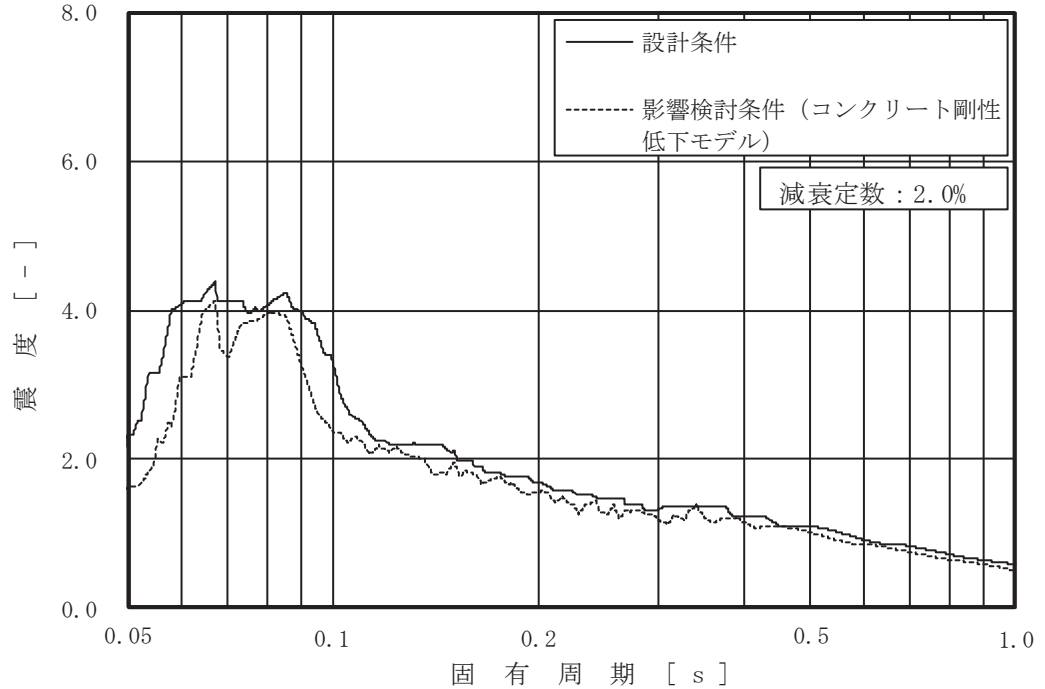


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (57/63)

(基準地震動 S s , 排気筒基礎 0.P.1.00m , 鉛直)

(8) 排気筒連絡ダクト

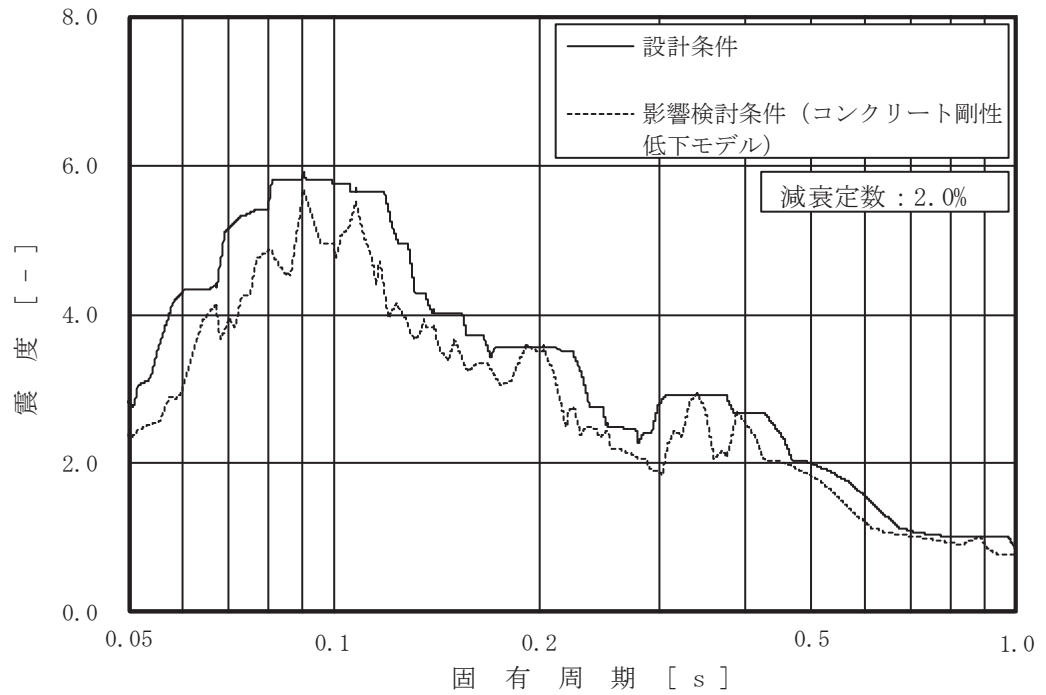


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (58/63)

(基準地震動  $S_s$  , 排気筒連絡ダクト 上床板 , 水平 (NS/EW 包絡))

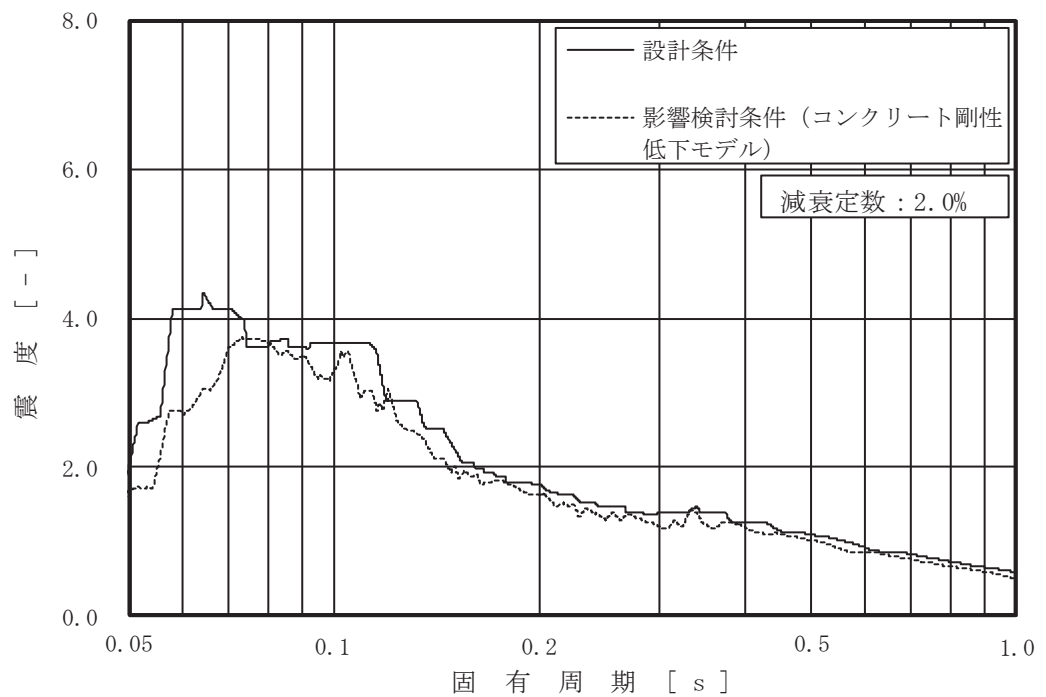


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (59/63)

(基準地震動  $S_s$  , 排気筒連絡ダクト 上床板 , 鉛直)

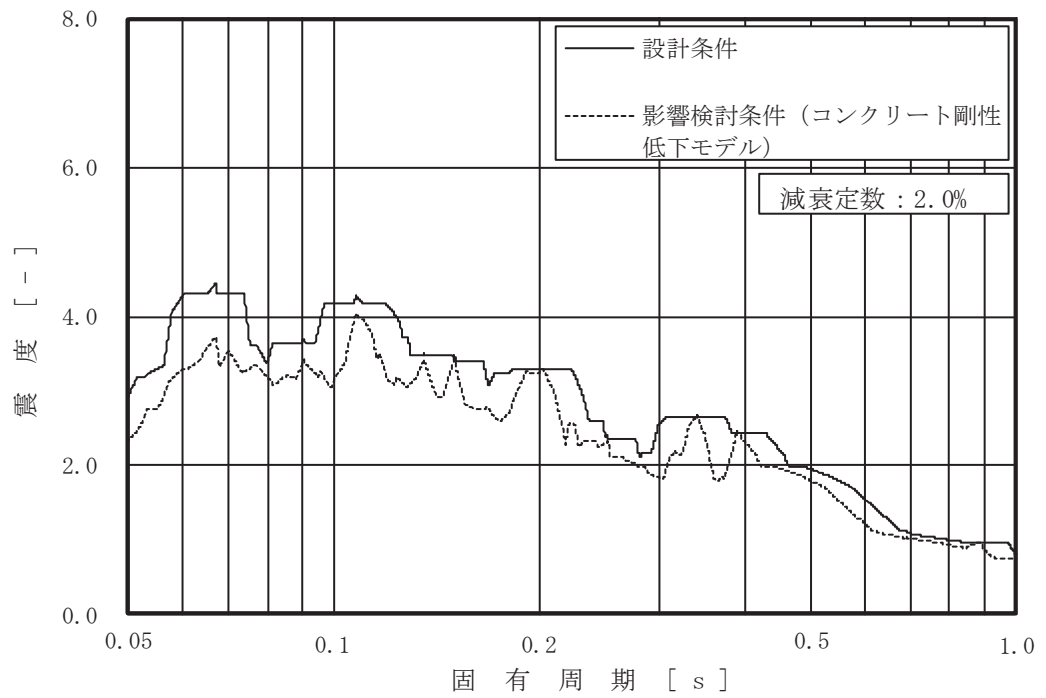


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (60/63)  
 (基準地震動  $S_s$  , 排気筒連絡ダクト 中間点 , 水平 (NS/EW 包絡))

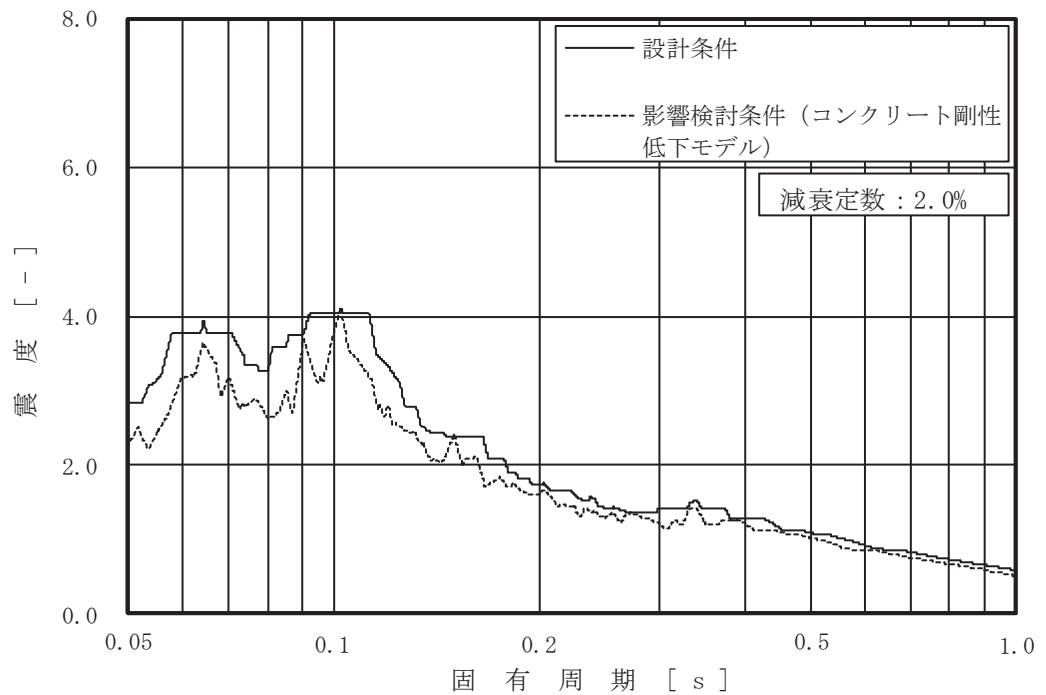


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (61/63)  
 (基準地震動  $S_s$  , 排気筒連絡ダクト 中間点 , 鉛直)



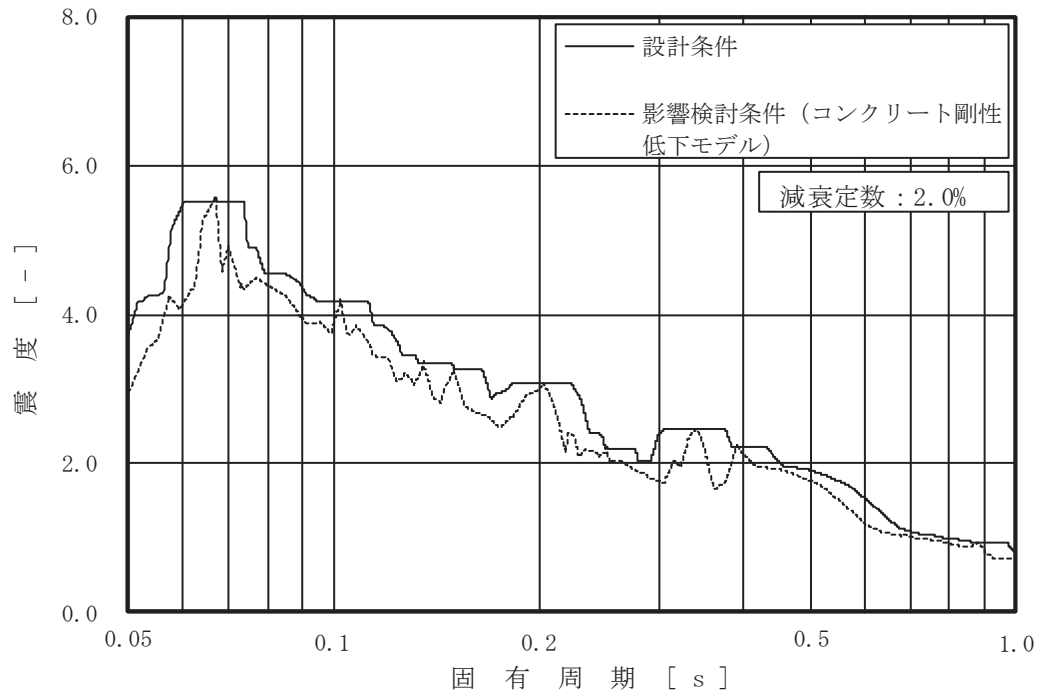


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (62/63)  
 (基準地震動  $S_s$  , 排気筒連絡ダクト 底板 , 水平 (NS/EW 包絡))

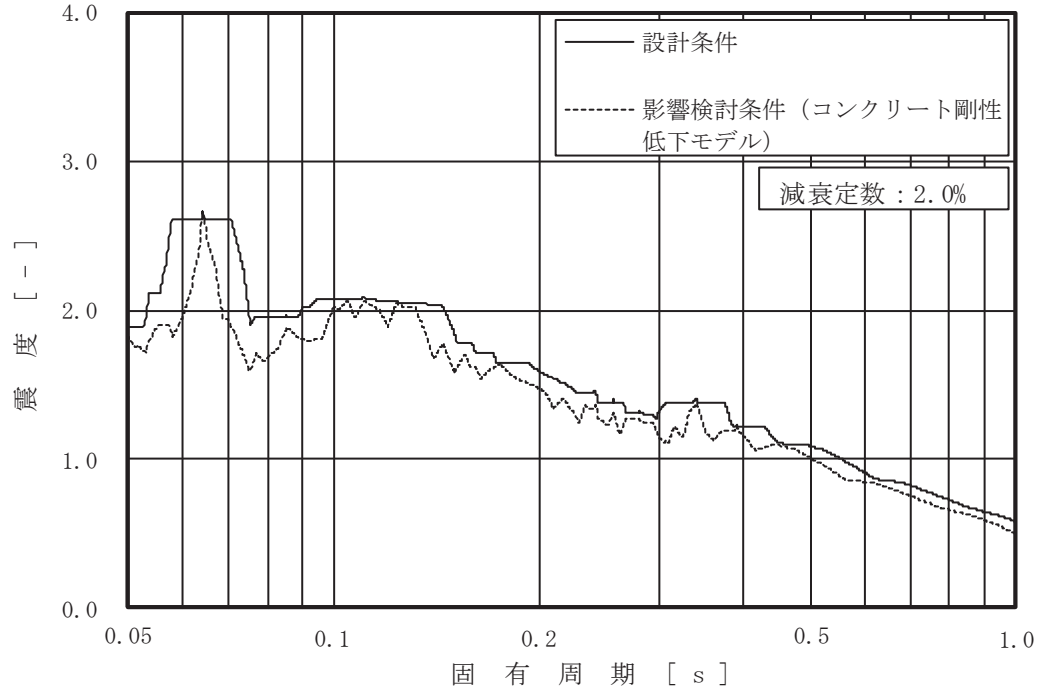


図 4-1 床応答スペクトルの比較 (63/63)  
 (基準地震動  $S_s$  , 排気筒連絡ダクト 底板 , 鉛直)

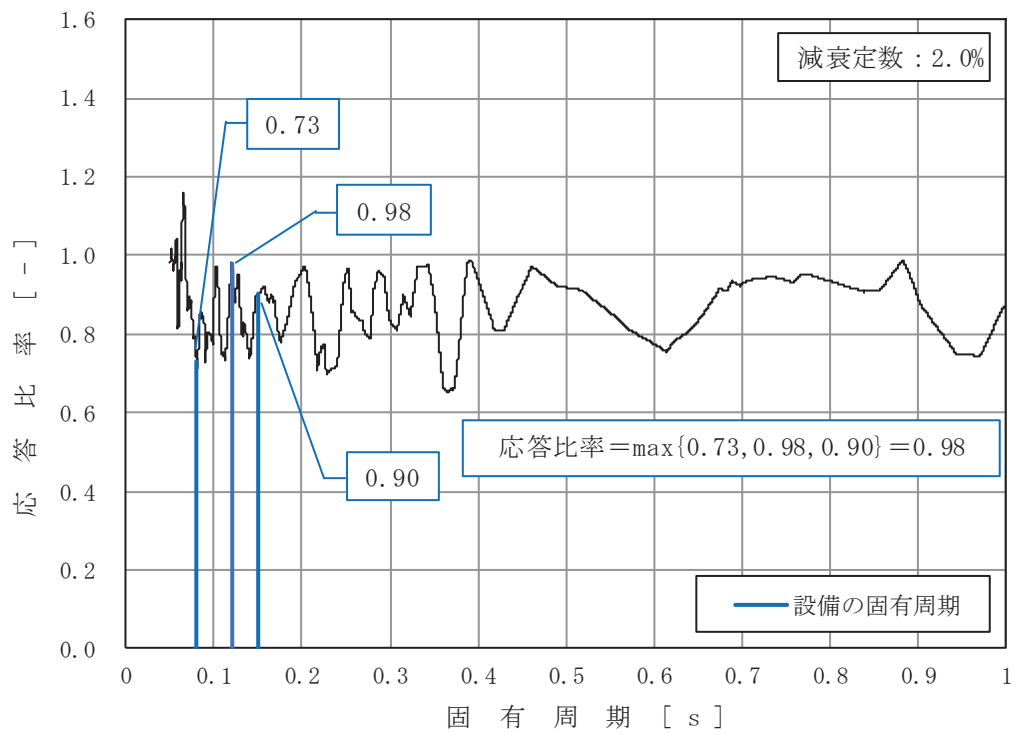


図 4-2 床応答スペクトルにおける応答比率の算定例  
 (基準地震動  $S_s$ , 海水ポンプ室 O.P. -9.800m, 水平 (NS/EW 包絡),  
 固有周期: 0.08s, 0.12s, 0.15s)

#### 4.2 相対変位の影響

2. 項「検討方針」に示すように屋外重要土木構造物等にコンクリートの初期剛性低下（影響検討条件）を考慮した場合の機器・配管系への影響確認は、床応答曲線及び最大応答加速度を用いて行うこととしているが、機器・配管系の耐震性評価においては、各屋外重要土木構造物等の相対変位も考慮する必要があるため、その影響について確認した。

屋外重要土木構造物等のうち箱型構造物として海水ポンプ室、線状構造物として軽油タンク連絡ダクトを代表として、設備設計に用いている各方向、各標高の設計条件と影響検討条件の相対変位<sup>\*1</sup>の比較を表 4-10～11 に示す。

影響検討条件の相対変位を設計条件の相対変位と比較すると、方向によっては設計条件を上回る場合があるが、相対変位の差異は 1mm 未満であることから影響は軽微である。

したがって、屋外重要土木構造物等にコンクリートの初期剛性低下（影響検討条件）を考慮した場合の機器・配管系への影響確認は床応答曲線及び最大応答加速度を用いて実施する。

なお、5. 項に示す詳細評価を実施した配管系においては、影響検討条件の相対変位についても反映した評価<sup>\*2</sup>を実施し、算出値が許容値以下になることを確認した（結果は 5. 項 表 5-2 にて後述）。

注記\*1:



\*2: 影響検討条件の相対変位が設計条件の相対変位を下回った場合については、当該方向の設計条件の相対変位を適用。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(1) 海水ポンプ室－原子炉建屋間\*

表 4-10(1) 相対変位の比較（水平方向（NS））

標高 O. P. (m)		相対変位 (mm)		差異 (②-①)
海水ポンプ室	原子炉建屋	①設計条件	②影響検討条件	
				-0.2
				-0.2
				-0.1

表 4-10(2) 相対変位の比較（水平方向（EW））

標高 O. P. (m)		相対変位 (mm)		差異 (②-①)
海水ポンプ室	原子炉建屋	①設計条件	②影響検討条件	
				-2.9
				-2.3
				-1.4

表 4-10(3) 相対変位の比較（鉛直）

標高 O. P. (m)		相対変位 (mm)		差 (②-①)
海水ポンプ室	原子炉建屋	①設計条件	②影響検討条件	
				0.2
				0.2
				0.1

注記\*：詳細評価対象となる配管系の敷設ルートは、海水ポンプ室（原子炉機器冷却配管ダクト（鉛直部）含む）－原子炉機器冷却配管ダクト（水平部）－原子炉建屋であるが、原子炉機器冷却配管ダクト（水平部）には配管支持構造物を設置していないため、海水ポンプ室－原子炉建屋間の相対変位を考慮する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(2) 軽油タンク連絡ダクトー原子炉建屋間

表 4-11(1) 相対変位の比較 (水平方向 (NS, EW 方向包絡))

標高 O. P. (m)		相対変位 (mm)		差 (②-①)
軽油タンク連絡 ダクト	原子炉建屋	①設計条件	②影響検討条件	
				0.9
				0.9

表 4-11(2) 相対変位の比較 (鉛直方向)

標高 O. P. (m)		相対変位 (mm)		差 (②-①)
軽油タンク連絡 ダクト	原子炉建屋	①設計条件	②影響検討条件	
				-0.1
				-0.1

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

5. 検討結果

「2. 検討方針」に示す影響検討フローに従った検討を行い、一部の設備（4設備）を除き、簡易評価の結果で裕度が応答比率を上回ることを確認した。

また、裕度が応答比率を下回った4設備の簡易評価結果を表5-1に、詳細評価結果を表5-2に示す。

簡易評価で裕度が応答比率を下回った4設備に対して、影響検討条件による耐震計算を行い、算出値が許容値以下になることを確認した。

表 5-1 裕度が応答比率を下回った4設備の簡易評価結果  
(コンクリート初期剛性低下を考慮した解析ケースの影響検討)

設備名称	評価部位	応力分類	今回工認の耐震評価 (基準地震動 S s)			応答比率	確認結果
			算出値 (MPa)	許容値 (MPa)	裕度		
原子炉補機冷却海水系配管 (RSW-002)	配管本体	一次+二次 応力	457	482	1.05	1.25	×
原子炉補機冷却海水系配管 (RSW-012)	配管本体	一次+二次 応力	376	482	1.28	1.35	×
海水ポンプ室門型クレーン	クレーン 本体ガード	曲げ応力	263	280	1.06	1.42	×
燃料移送系配管 (DGD0-B008)	配管本体	一次+二次 応力	439	398	0.90	1.06	×
		疲労	0.4004*	1*	-		

注記\*：単位は無次元

表 5-2 簡易評価で裕度が応答比率を下回った 4 設備の詳細評価結果  
(コンクリート初期剛性低下を考慮した解析ケースの影響検討)

対象設備	評価部位	応力分類	影響検討条件を用いた耐震計算 (基準地震動 S s)				確認結果
			最大応答 加速度 (1.2ZPA)	床応答曲線	算出値 (MPa)	許容値 (MPa)	
原子炉補機冷却海水系配管 (RSW-002)	配管本体	一次+二次応力	水平 : 1.75 鉛直 : 1.30	海水ポンプ室 O.P. -0.550, -7.025 m 原子炉建屋 O.P. -0.8, -8.1 m (2%減衰)	402	482	○
原子炉補機冷却海水系配管 (RSW-012)	配管本体	一次+二次応力	水平 : 2.60 鉛直 : 1.85	海水ポンプ室 O.P. 7.250, 2.250, -0.550, -7.025 m 原子炉建屋 O.P. -0.8, -8.1 m (2%減衰)	371	482	○
海水ポンプ室門型クレーン	クレーン本体 ガーダ	曲げ	時刻歴応答解析による評価		246	280	○
燃料移送系配管 (DGD0-B008)	配管本体	一次+二次応力	水平 : 1.97 鉛直 : 1.37	軽油タンク連絡ダクト O.P. 12.1, 10.5, 9.5 m 原子炉建屋 O.P. 15.0, 6.0 m (2%減衰)	439	398	○
		疲労			0.3990*	1.000*	
(配管系に対し影響検討条件の相対変位を適用した場合の評価結果)							
原子炉補機冷却海水系配管 (RSW-002)	配管本体	一次+二次応力	上記に同じ		402	482	○
原子炉補機冷却海水系配管 (RSW-012)	配管本体	一次+二次応力			378	482	○
燃料移送系配管 (DGD0-B008)	配管本体	一次+二次応力			458	398	○
		疲労	0.3997*	1.000*			

注記\* : 単位は無次元

## 6. まとめ

屋外重要土木構造物等に対してコンクリートの初期剛性低下を考慮した場合の機器・配管系への影響評価について、一部の設備（4 設備）を除き、簡易評価の結果で余裕が応答比率を上回ることを確認した。

また、余裕が応答比率を下回った 4 設備について影響検討条件による耐震計算を行い、算出値が許容値以下となることを確認した。

以上より、屋外重要土木構造物等に対してコンクリートの初期剛性低下を考慮した場合でも機器・配管系の耐震評価への影響はない。



## 資料2 軽油タンク連絡ダクトの耐震安全性評価

## 目次

1. 評価方法	資料 2-1
2. 評価条件	資料 2-1
2.1 構造概要	資料 2-1
2.2 評価対象断面の方向	資料 2-6
2.3 評価対象断面の選定	資料 2-7
2.4 使用材料及び材料の物性値	資料 2-8
2.5 地盤物性値	資料 2-8
2.6 評価構造物諸元	資料 2-13
2.7 地下水位	資料 2-14
2.8 耐震評価フロー	資料 2-15
2.9 適用規格	資料 2-17
3. 地震応答解析	資料 2-19
3.1 地震応答解析手法	資料 2-19
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 2-22
3.2.1 解析モデル領域	資料 2-22
3.2.2 境界条件	資料 2-24
3.2.3 構造物のモデル化	資料 2-28
3.2.4 隣接構造物のモデル化	資料 2-28
3.2.5 地盤及び MMR のモデル化	資料 2-28
3.2.6 ジョイント要素の設定	資料 2-29
3.2.7 材料特性の設定	資料 2-32
3.3 減衰定数	資料 2-34
3.4 荷重の組合せ	資料 2-41
3.4.1 機器・配管荷重	資料 2-42
3.4.2 外水圧	資料 2-42
3.4.3 積載荷重	資料 2-42
3.5 地震応答解析の解析ケース	資料 2-43
3.5.1 耐震評価における解析ケース	資料 2-43
3.5.2 機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケース	資料 2-50
4. 評価内容	資料 2-54
4.1 入力地震動の設定	資料 2-54
4.2 許容限界の設定	資料 2-83
4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	資料 2-83
4.2.2 せん断破壊に対する許容限界（せん断耐力式によるせん断耐力）	資料 2-85
4.2.3 せん断破壊に対する許容限界（材料非線形解析によるせん断耐力）	資料 2-89
4.2.4 基礎地盤の支持性能に対する許容限界	資料 2-102

5. 評価結果 .....	資料 2-103
5.1 地震応答解析結果 .....	資料 2-103
5.1.1 解析ケースと照査値 .....	資料 2-103
5.1.2 層間変形角時刻歴波形（曲げ・軸力系の破壊に対する照査） .....	資料 2-111
5.1.3 断面力分布（せん断破壊に対する照査） .....	資料 2-112
5.1.4 最大せん断ひずみ分布 .....	資料 2-114
5.2 構造部材の健全性に対する評価結果.....	資料 2-117
5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果.....	資料 2-117
5.2.2 せん断破壊に対する評価結果.....	資料 2-122
5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果.....	資料 2-153
5.3.1 基礎地盤（狐崎部層） .....	資料 2-153
5.3.2 MMR（既設） .....	資料 2-155
6. まとめ .....	資料 2-163

参考資料

- 参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース ..... 資料 2- (参考) 1-1
- 参考資料 2 静的地震力に対する耐震評価 ..... 資料 2- (参考) 2-1

## 1. 評価方法

軽油タンク連絡ダクトは、耐震重要施設及び常設重大事故等対処設備である燃料移送系配管を間接支持しており、支持機能が要求される。

軽油タンク連絡ダクトについては、基準地震動 $S_s$ による耐震評価として、構造部材の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施する。

構造部材の健全性評価については、鉄筋コンクリート部材の層間変形角、ひずみ及びせん断力が要求性能に応じた許容限界を下回ることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ることを、マンメイドロック（以下「MMR」という。）に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ることを及びMMRの健全性を確認する。

## 2. 評価条件

### 2.1 構造概要

軽油タンク連絡ダクトの位置図を図2-1に示す。

軽油タンク連絡ダクトは、鉄筋コンクリート造の地中構造物である。

軽油タンク連絡ダクトの平面図を図2-2に、断面図及び縦断図を図2-3に、概略配筋図を図2-4に示す。

軽油タンク連絡ダクトは、軽油タンク室と原子炉建屋を結ぶ、鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、延長52.30m、内空幅1.25m、内空高さ2.00mの二連ボックスカルバート構造の標準部（以下「標準部」という。）と、内空幅1.55m（東西方向）×2.25m（南北方向）、内空高さ3.05mの軽油タンク室と接続する接続部（以下「接続部」という。）から構成され、MMRを介して十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。

軽油タンク連絡ダクトは、延長方向に13.0m間隔で構造目地を介して分割され、原子炉建屋との接合部には耐震ジョイントが設置されており、延長方向に断面の変化が少ない線状構造物である。

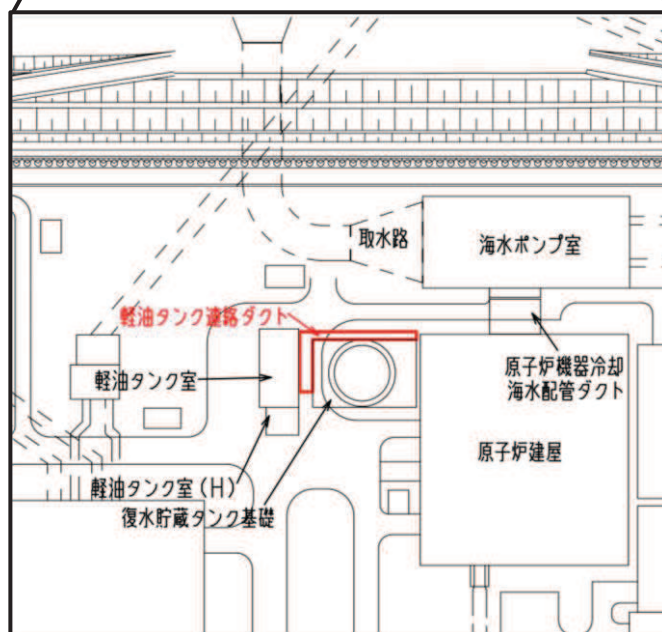
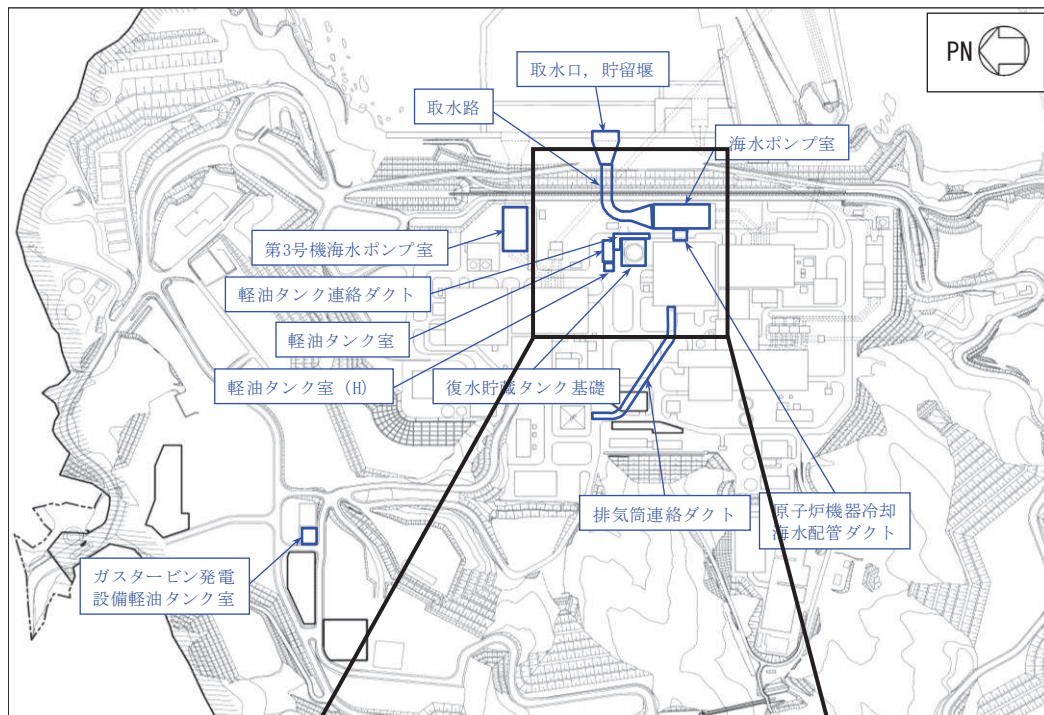


図 2-1 軽油タンク連絡ダクトの位置図

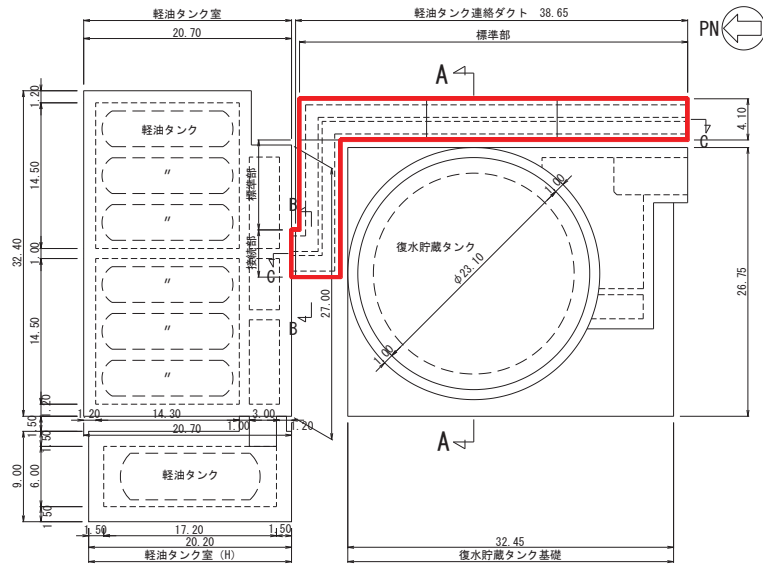


図 2-2(1) 軽油タンク連絡ダクト平面図 (単位：m)

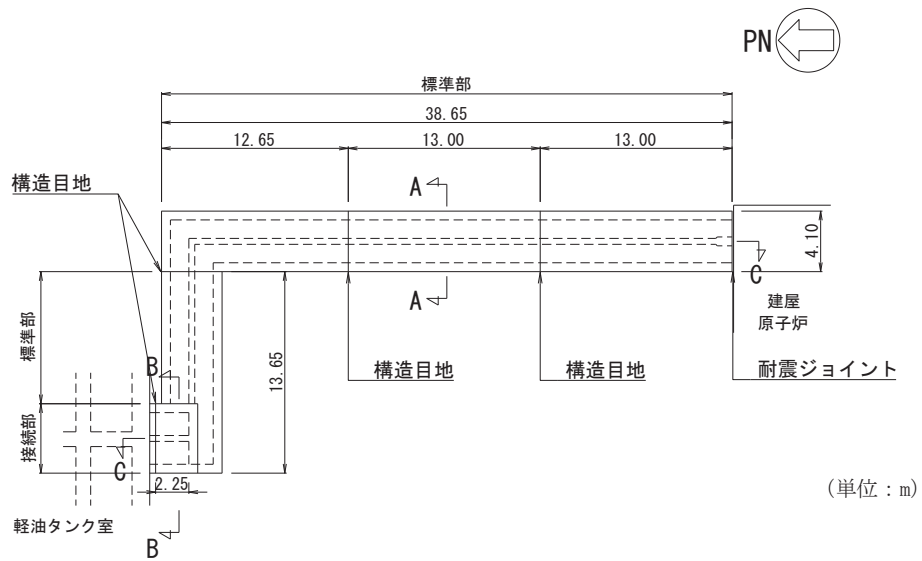


図 2-2(2) 軽油タンク連絡ダクト平面図 (詳細)

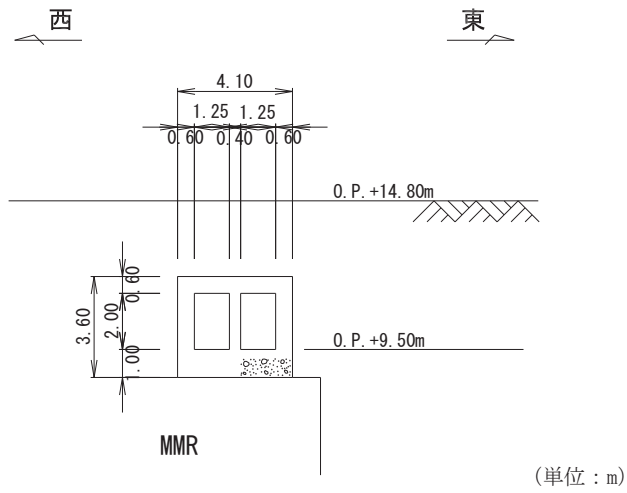


図 2-3(1) 軽油タンク連絡ダクト断面図 (A-A 断面, 標準部)

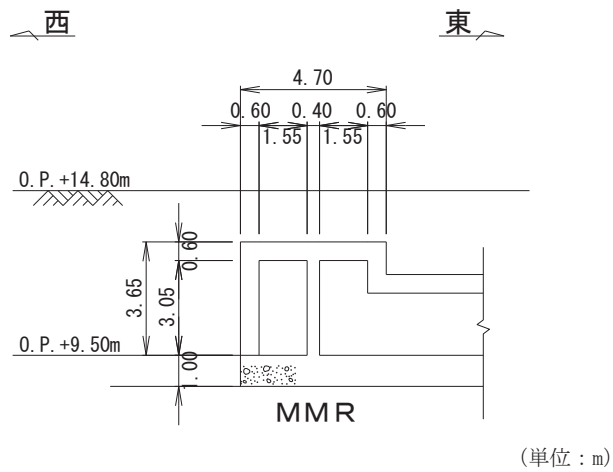


図 2-3(2) 軽油タンク連絡ダクト断面図 (B-B 断面, 接続部)

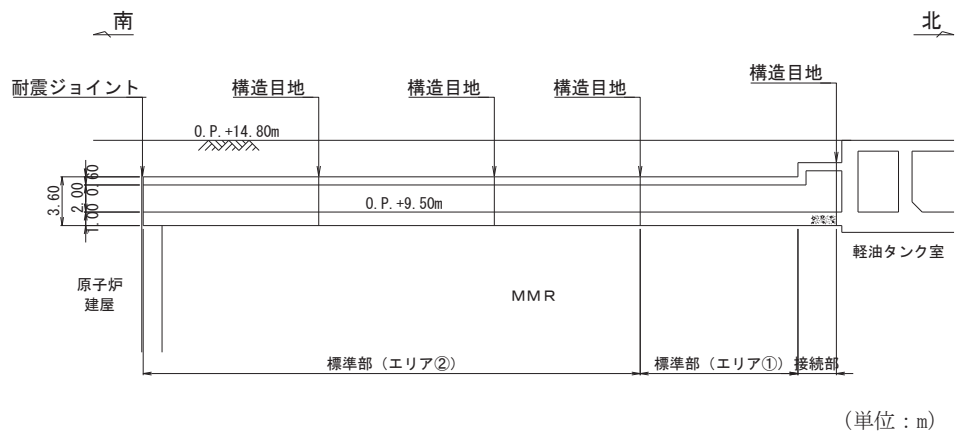


図 2-3(3) 軽油タンク連絡ダクト縦断面図 (C-C 断面)



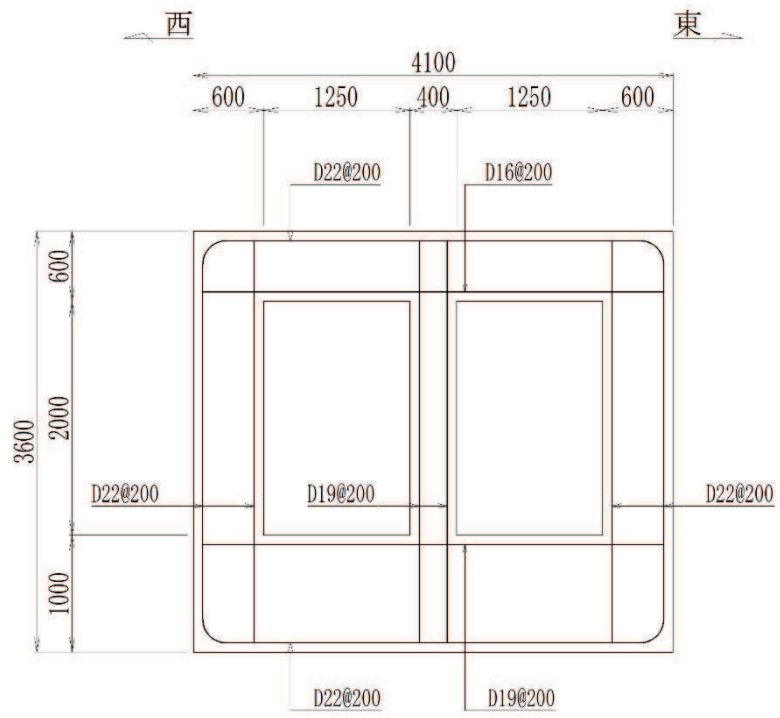


図 2-4 軽油タンク連絡ダクト概略配筋図 (A-A 断面)

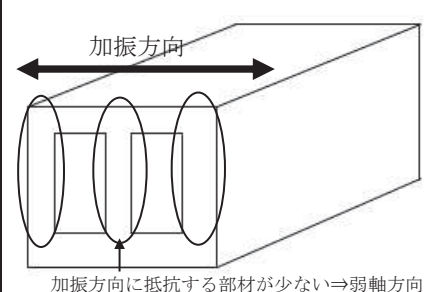
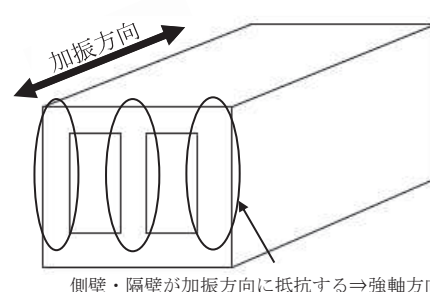
## 2.2 評価対象断面の方向

軽油タンク連絡ダクトは復水貯蔵タンク基礎の東側及び復水貯蔵タンク基礎と軽油タンク室の間にL型に設置されるが、復水貯蔵タンク基礎と軽油タンク室の間は地震時の土圧が低減されることから、復水貯蔵タンク基礎の東側部分から評価対象断面を選定する。

評価対象断面の方向の選定に係る考え方を表 2-1 に示す。軽油タンク連絡ダクトの南北方向は加振方向と平行に配置される側壁又は隔壁を耐震上見込むことができることから、強軸方向となる。一方、東西方向は、加振方向と平行に配置される構造部材がないことから、弱軸方向となる。

以上のことから、軽油タンク連絡ダクトの耐震評価では、構造の安定性に支配的な弱軸方向である東西方向を評価対象断面とする。

表 2-1 軽油タンク連絡ダクトの評価対象断面の方向の選定

	東西方向の加振	南北方向の加振
軽油タンク連絡ダクト	 <p>加振方向に抵抗する部材が少ない⇒弱軸方向</p>	 <p>側壁・隔壁が加振方向に抵抗する⇒強軸方向</p>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>・東西方向は、加振方向に平行な壁部材がなく、弱軸方向にあたる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・南北方向は、加振方向に平行な側壁及び隔壁を耐震設計上見込むことができ、強軸方向にあたる。</li> </ul>
弱軸方向を評価対象断面とする。		

2.3 評価対象断面の選定

軽油タンク連絡ダクトは、延長方向に13.0m間隔で構造目地を介して分割され、原子炉建屋との接合部には耐震ジョイントが設置されており、延長方向に断面の変化が少ない線状構造物である。

評価対象断面は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.4 軽油タンク連絡ダクト」に示すとおり、構造的特徴や周辺状況等を踏まえ構造物の延長方向のおおむね中心位置を通り弱軸方向となる東西方向（A-A断面）を代表として、耐震評価を実施する。

軽油タンク連絡ダクトの評価対象地質断面図を図2-5に示す。

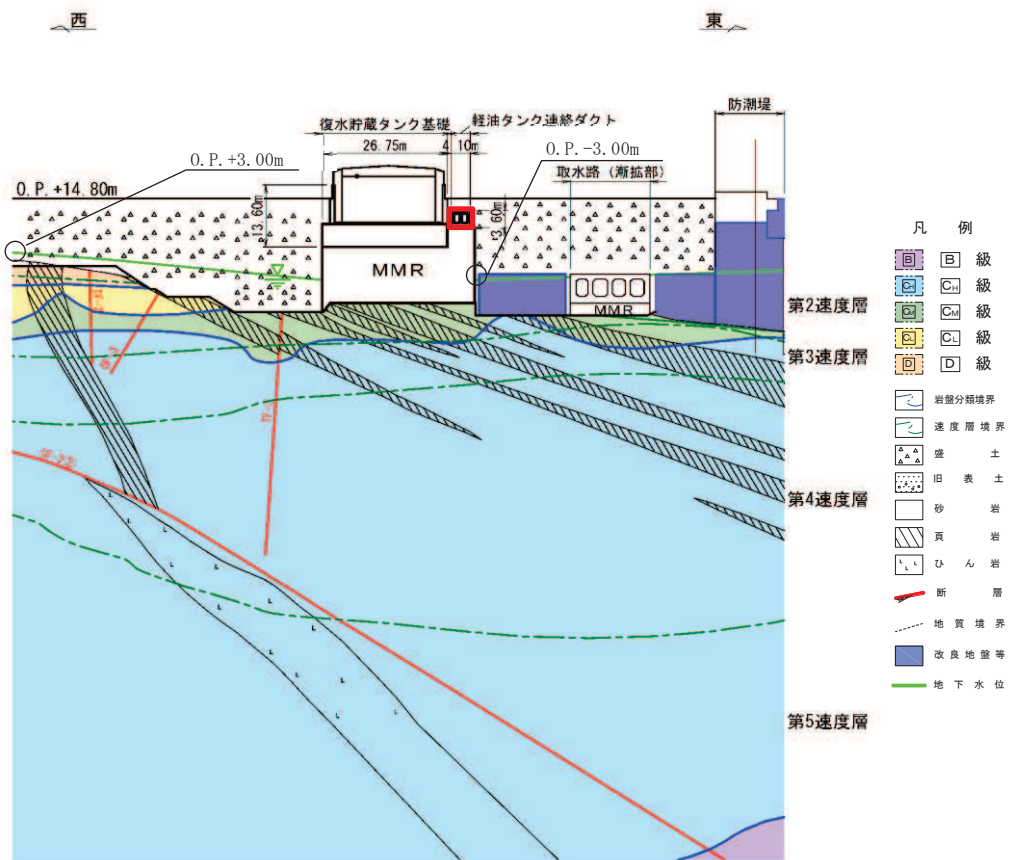


図2-5 軽油タンク連絡ダクト 評価対象地質断面図（A-A断面）

2. 4 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表2-2に、材料の物性値を表2-3に示す。

表 2-2 使用材料

材料	仕様
コンクリート	設計基準強度 20.5N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	SD345

表 2-3 材料の物性値

材料	項目	材料諸元	備考
鉄筋コンクリート	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	24.0	
コンクリート	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	設計基準強度	2.33×10 <sup>4</sup> 解析ケース*2 ①, ②, ③
		実強度*1	3.32×10 <sup>4</sup> 解析ケース*2④
	ポアソン比	0.2	

注記\*1：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

\*2：解析ケースについては、「3.5 地震応答解析の解析ケース」に示す。

2. 5 地盤物性値

地盤については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表2-4～表2-6に示す。

表 2-4(1) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

岩種・岩級		物理特性	強度特性			変形特性				
		単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	静的・動的特性			静的特性		動的特性		
			せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$	減衰定数 $h$
B級	砂岩	26.4	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 2-4(2) 参照	0.03	
C <sub>H</sub> 級		26.2	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03	
C <sub>M</sub> 級		25.2	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03	
C <sub>L</sub> 級		24.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03	
D級		20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d / G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	

表 2-4(2) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 $\nu_d$
B級 及び C <sub>H</sub> 級	砂岩	第 2 速度層	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第 3 速度層	$5.9 \times 10^3$	0.40
		第 4 速度層	$13.2 \times 10^3$	0.36
		第 5 速度層	$16.5 \times 10^3$	0.35
C <sub>M</sub> 級		第 1 速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
		第 2 速度層	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第 3 速度層	$5.7 \times 10^3$	0.40
		第 4 速度層	$12.7 \times 10^3$	0.36
		第 5 速度層	$15.8 \times 10^3$	0.35
C <sub>L</sub> 級	第 1 速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48	
	第 2 速度層	$1.4 \times 10^3$	0.44	
	第 3 速度層	$5.5 \times 10^3$	0.40	
D級	第 1 速度層	表 2-4(1)参照	0.48	
	第 3 速度層		0.44	

表 2-5 地盤の解析用物性値 (盛土他)

岩種・岩級	物理特性 単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	強度特性				変形特性				
		静的・動的特性				静的特性		動的特性		
		せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$	減衰定数 $h$
盛土	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00036)^{*1}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.0201 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.0911 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
断層 及びシーム <sup>*2</sup>	18.6	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.0012)^{*1}$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.0311 \log \gamma$
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.0501 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$

\*1: 残存剛性率 ( $G_d/G_0$ ) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s / 2 (1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m), \quad \gamma_m = \tau_f / G_0$$

\*2: 断層及びシームの狭在物は、「粘土状」、「砂状」、「鱗片状」等の性状が確認されているが、そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している

表 2-6 地盤の解析用物性値 (MMR)

	物理特性	強度特性				変形特性			
	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	せん断剛性 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	減衰定数 (%)
MMR (既設) ( $f'_{ck} = 15.6$ N/mm <sup>2</sup> )	22.6	3.12	-*	1.43	-*	20590	8579	0.2	3

\*：内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。



2. 6 評価構造物諸元

軽油タンク連絡ダクトの諸元を表 2-7 に、評価部位を図 2-6 に示す。

表 2-7 評価部位とその仕様

部位		仕様		材料		要求機能
		部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋	
頂版	3 4	1000	600	20.5	SD345	—
側壁	5 7	1000	600	20.5	SD345	—
隔壁	6	1000	400	20.5	SD345	支持機能
底版	1 2	1000	1000	20.5	SD345	—

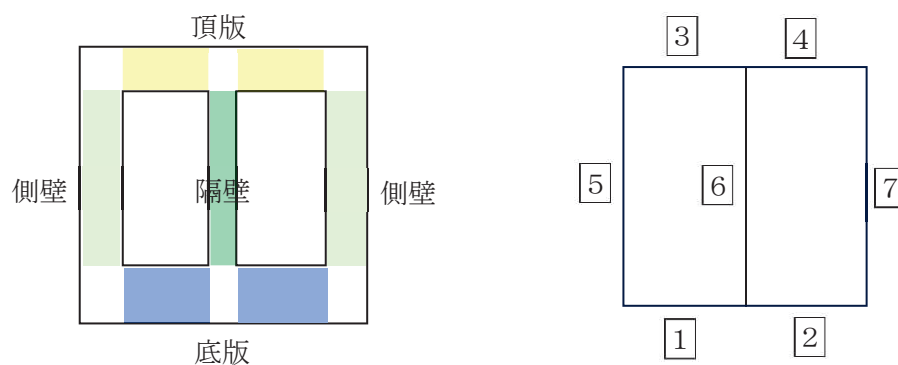


図 2-6 評価部位

2. 7 地下水位

設計用地下水位は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。  
 設計用地下水位の一覧を表2-8に、設計用地下水位を図2-7に示す。

表 2-8 設計用地下水位の一覧

施設名称	設計用地下水位
軽油タンク連絡ダクト	O. P. -3.00m~O. P. +3.00m

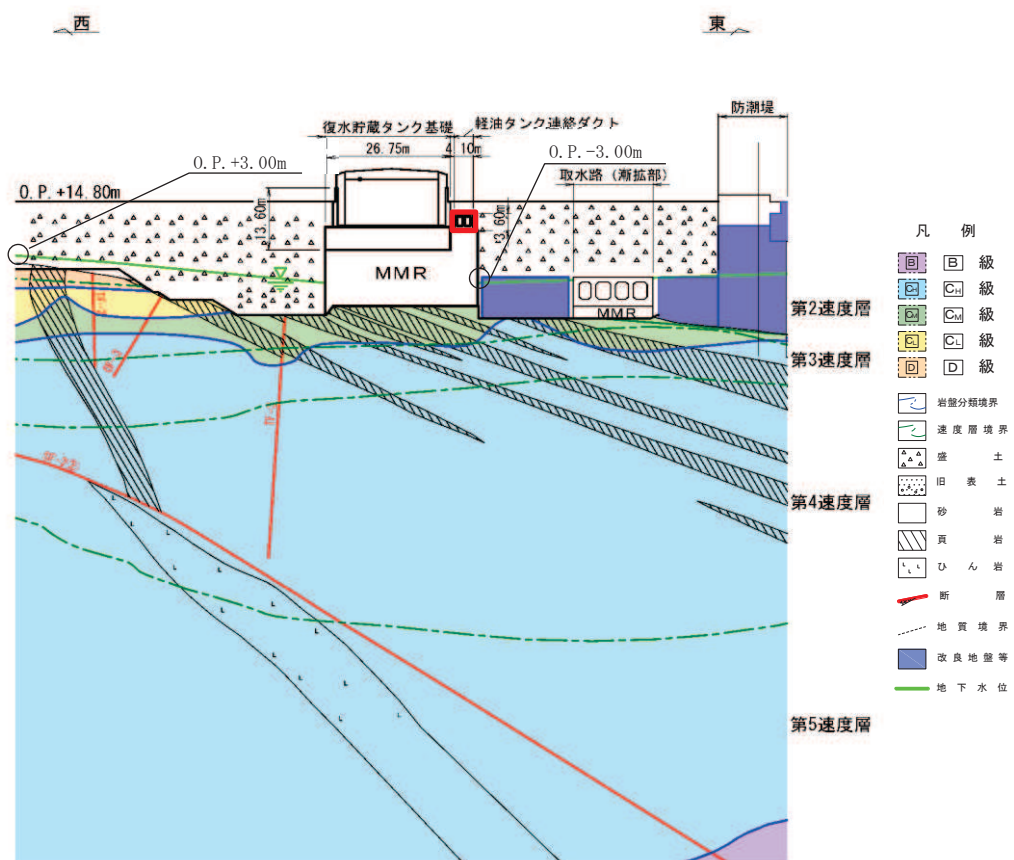


図 2-7 軽油タンク連絡ダクトの設計用地下水位

## 2. 8 耐震評価フロー

軽油タンク連絡ダクトの地震応答解析フロー及び耐震評価フローを図2-8及び図2-9に示す。

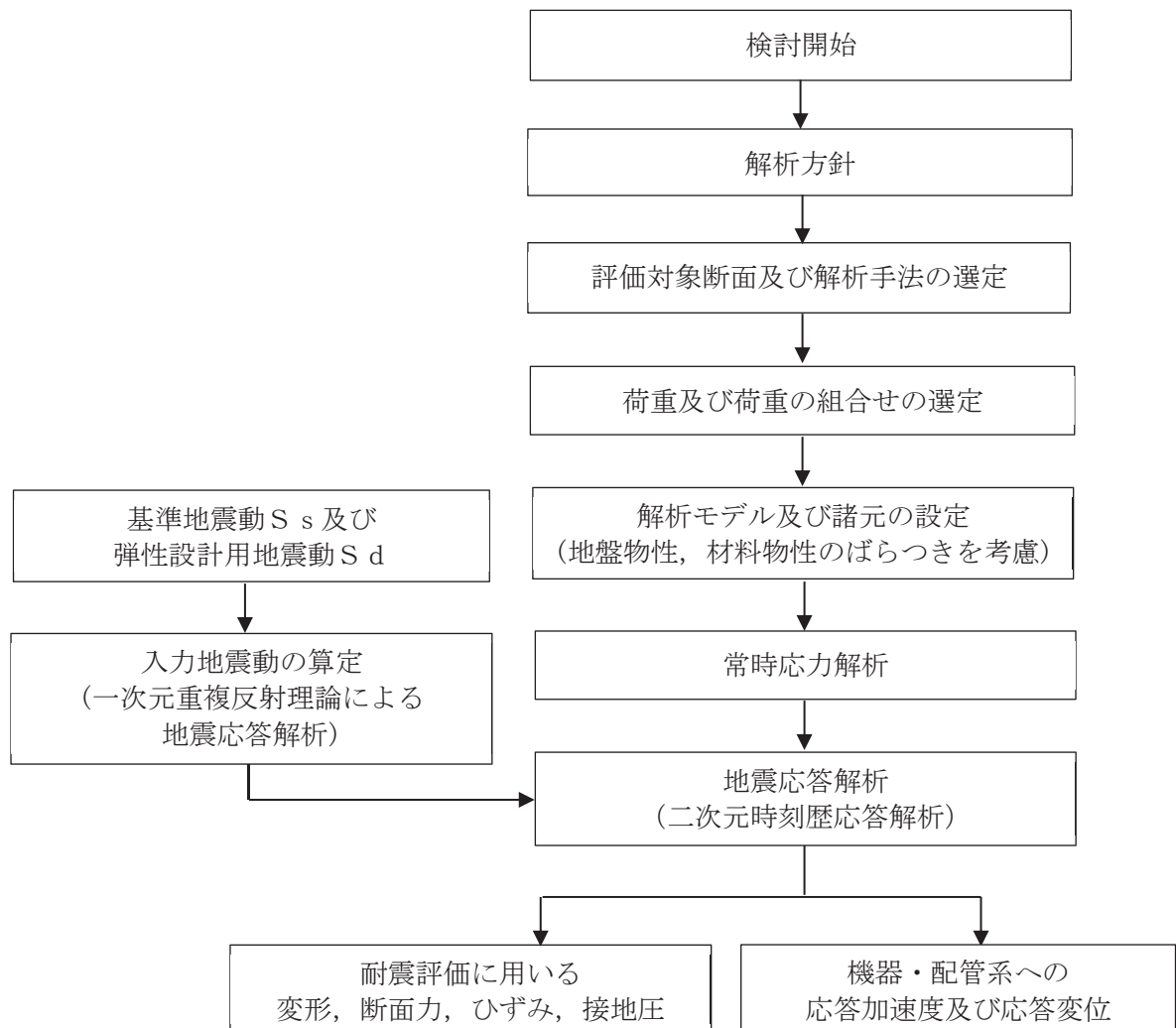


図 2-8 軽油タンク連絡ダクトの地震応答解析フロー

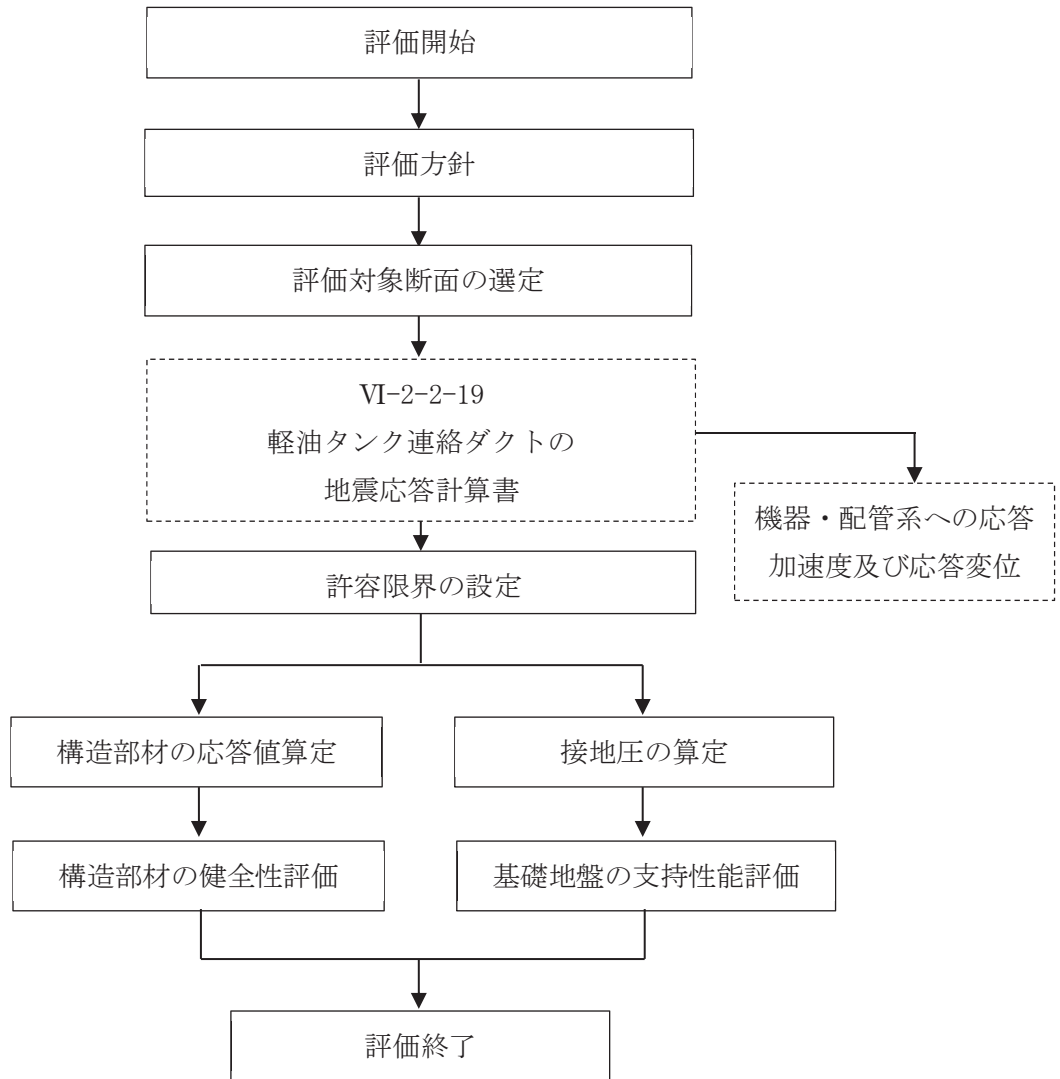


図 2-9 軽油タンク連絡ダクトの耐震評価フロー

## 2. 9 適用規格

軽油タンク連絡ダクトの耐震評価に当たっては、コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会 2002年制定）（以下「コンクリート標準示方書」という。）、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系及びせん断破壊の許容限界の一部については、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005年6月 土木学会 原子力土木委員会）（以下「土木学会マニュアル」という。）及びコンクリート標準示方書を適用する。また、基礎地盤の支持性能の許容限界については、道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV下部構造編）（社団法人 日本道路協会、平成14年3月）を適用する。

また、材料非線形解析によりせん断耐力を求める場合の材料定数についてはコンクリート標準示方書[設計編]（土木学会 2017年制定）（以下「コンクリート標準示方書2017」という。）を適用する。

表2-9に適用する規格，基準類を示す。

表 2-9 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考	確認項目
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会 2002 年制定)	・鉄筋コンクリートの材料諸元( $\gamma$ , E, $\nu$ )	—
	・コンクリート標準示方書 [設計編] (土木学会 2017 年制定)	・コンクリートの材料定数 (材料非線形解析によるせん断耐力の算定)	—
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会 2002 年制定)	・永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討	—
許容限界* <sup>1</sup>	・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル(2005 年 6 月 土木学会 原子力土木委員会)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査は, 限界層間変形角を設定した上で, 発生層間変形角が限界層間変形角を下回ることを確認*	・構造強度を有すること
	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会 2002 年制定)	・せん断破壊に対する照査は, 発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認*	・構造強度を有すること ・Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと
	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会 2002 年制定)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査においておおむね弾性範囲として, 発生ひずみが限界ひずみ (コンクリート圧縮 $2000\mu$ , 主筋ひずみ $1725\mu$ ) 以下であることを確認* <sup>2</sup>	・Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと
	・道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV下部構造編) (日本道路協会 平成 14 年 3 月)	・基礎地盤の支持性能に対する照査は, 基礎地盤に発生する応力が極限支持力を下回ることを確認* <sup>2</sup>	—
地震応答解析	・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)	・有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析	—

注記\*1: 軽油タンク連絡ダクトは, 設計用地下水位がダクトの底版より低く, 地下水の流入が無いことから, 地下水に対する止水性能の評価を省略する。

\*2: 妥当な安全余裕を考慮する。

### 3. 地震応答解析

#### 3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととし、解析手法については、図3-1に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。解析手法は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.4 軽油タンク連絡ダクト」に示すとおり、全応力解析とする。

構造部材については、非線形はり要素を用いる。

地盤については、平面ひずみ要素でモデル化することとし、岩盤 (D級岩盤以外) は線形でモデル化する。盛土、旧表土及びD級岩盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようにマルチスプリングモデルを用いることとし、ばね特性は双曲線モデル (修正GHEモデル又はH-Dモデル) を用いて非線形性を考慮する。

地震応答解析については、解析コード「SLAP Ver. 6.64」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム (解析コード) の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図3-2に示す。

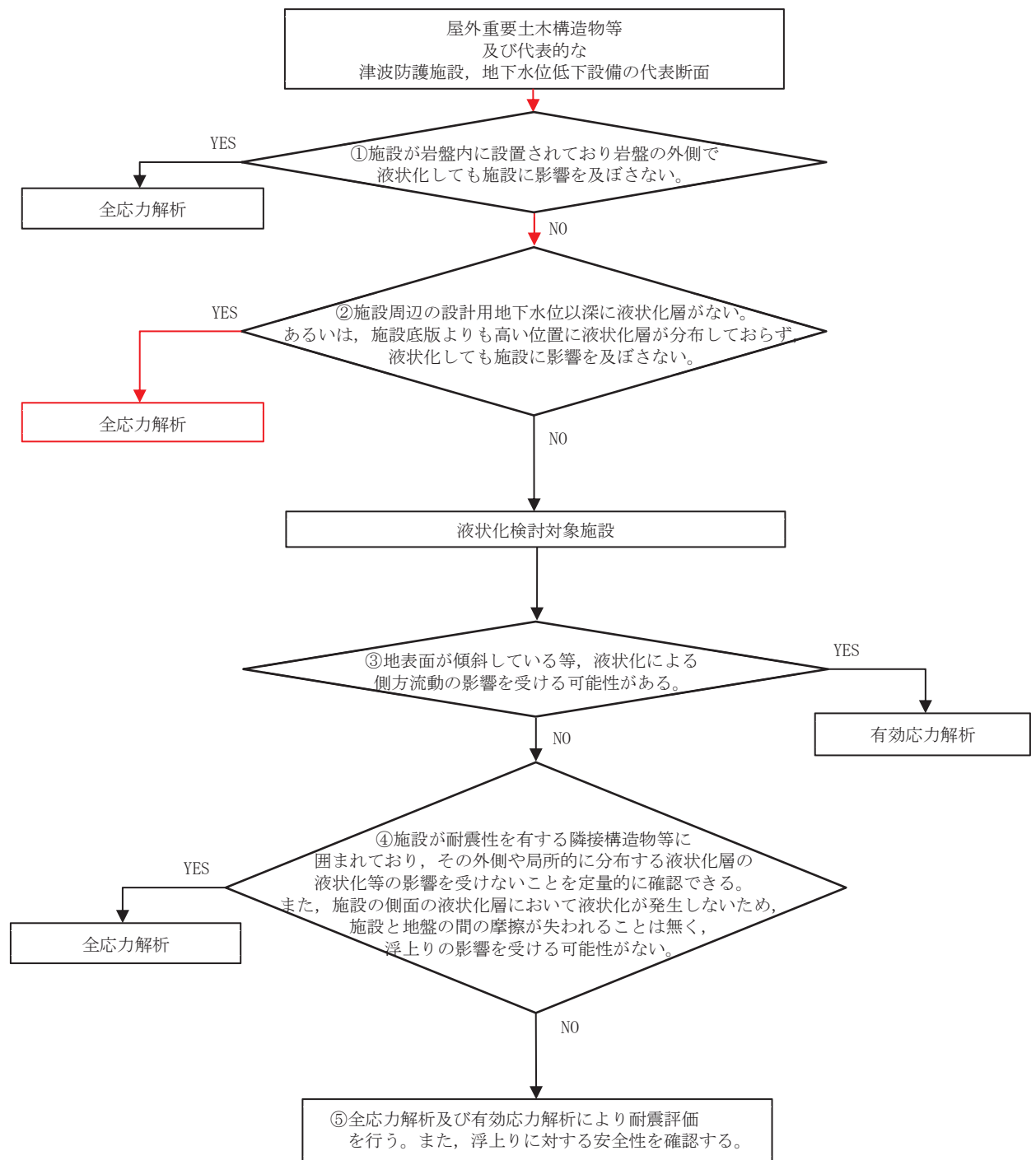


図 3-1 解析手法の選定フロー



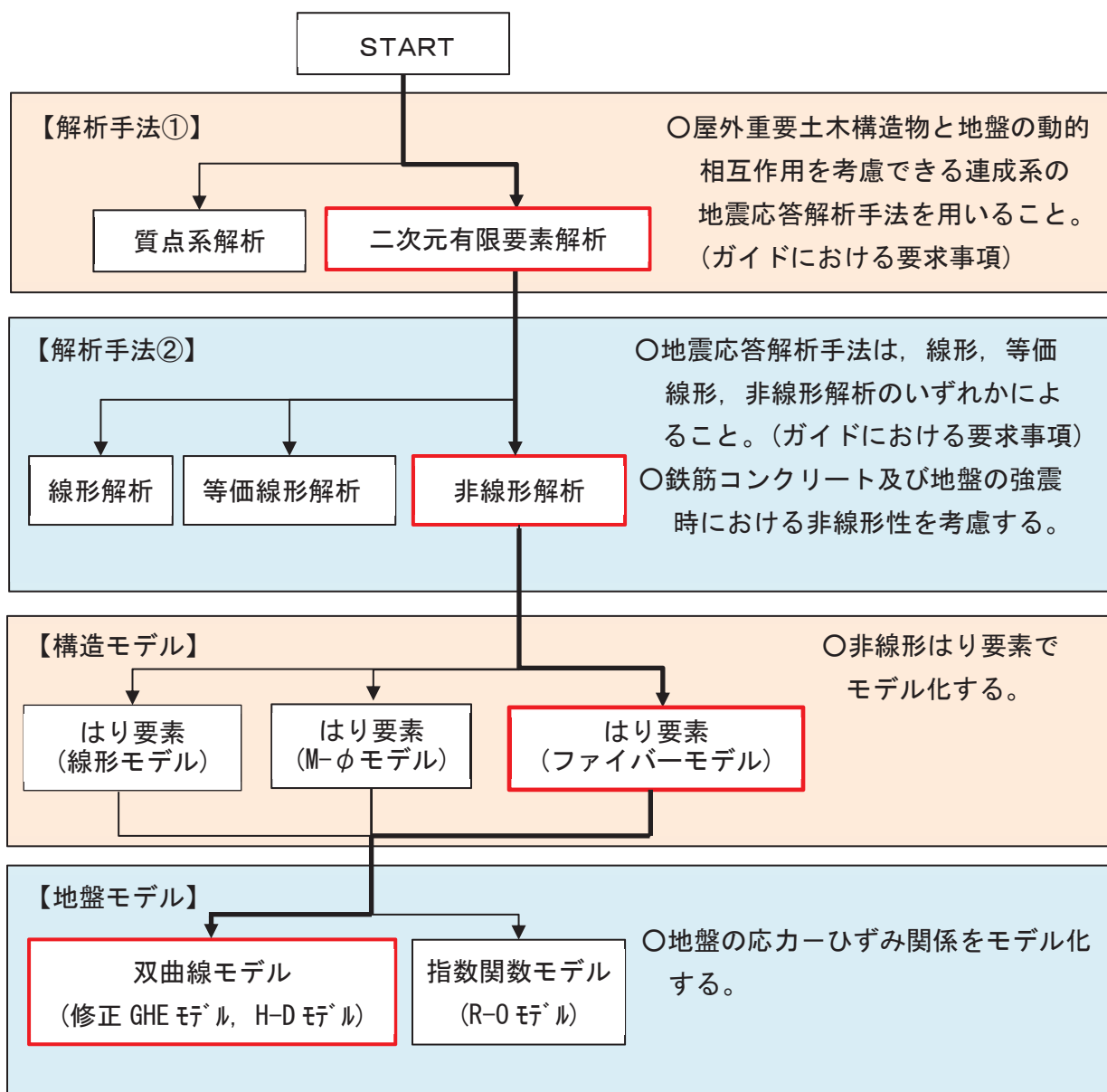


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

### 3.2 地震応答解析モデルの設定

#### 3.2.1 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 3-3 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物基礎幅の 2 倍以上とする。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、土木学会マニュアルに従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度まで細分して設定する。

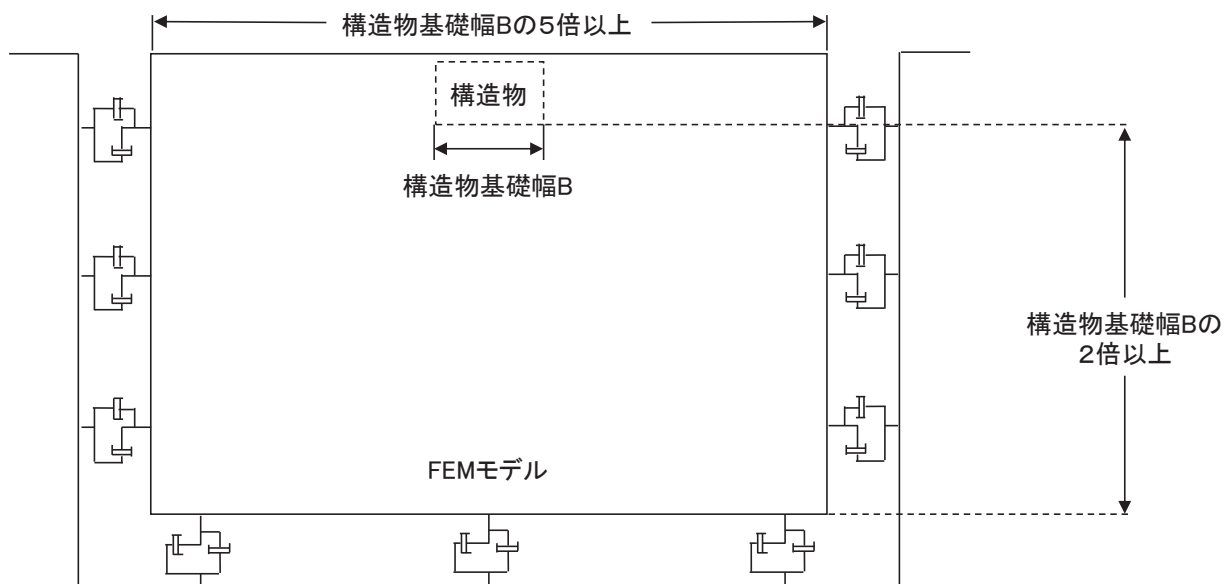


図 3-3 モデル化範囲の考え方

二次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。二次元地震応答解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3-4に示す。

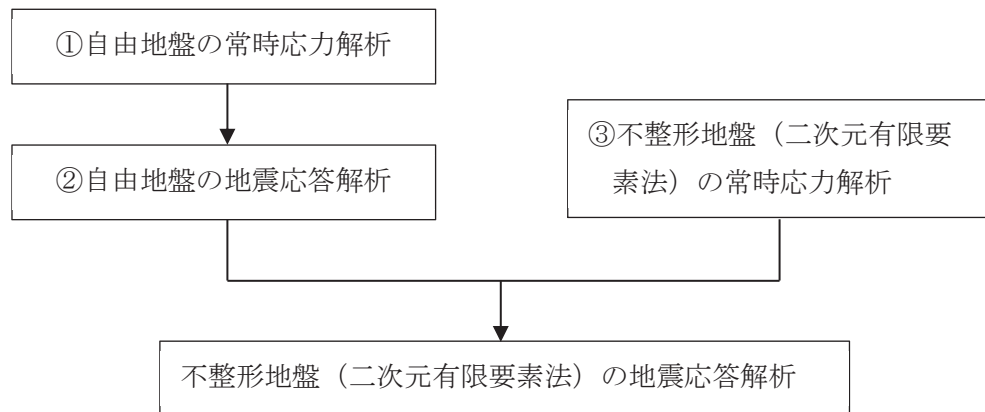


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

### 3.2.2 境界条件

#### (1) 固有値解析時

Rayleigh 減衰の設定に用いる固有周期を求めるための固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図3-5に示す。

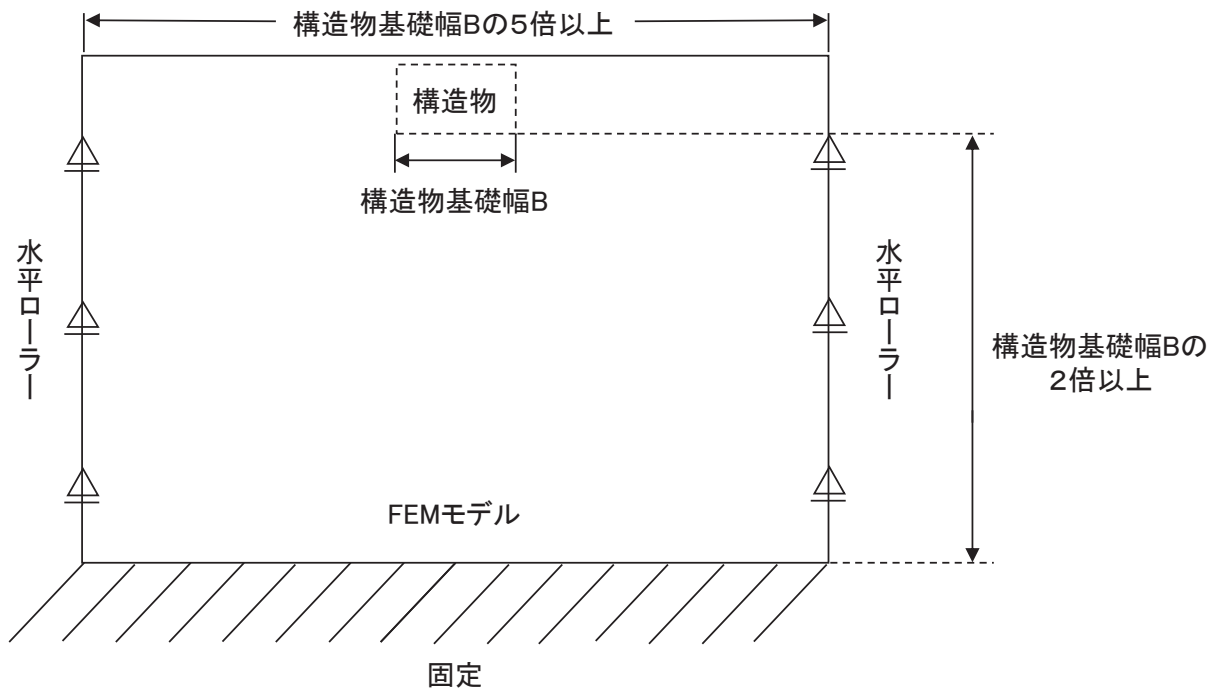


図3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図3-6に示す。

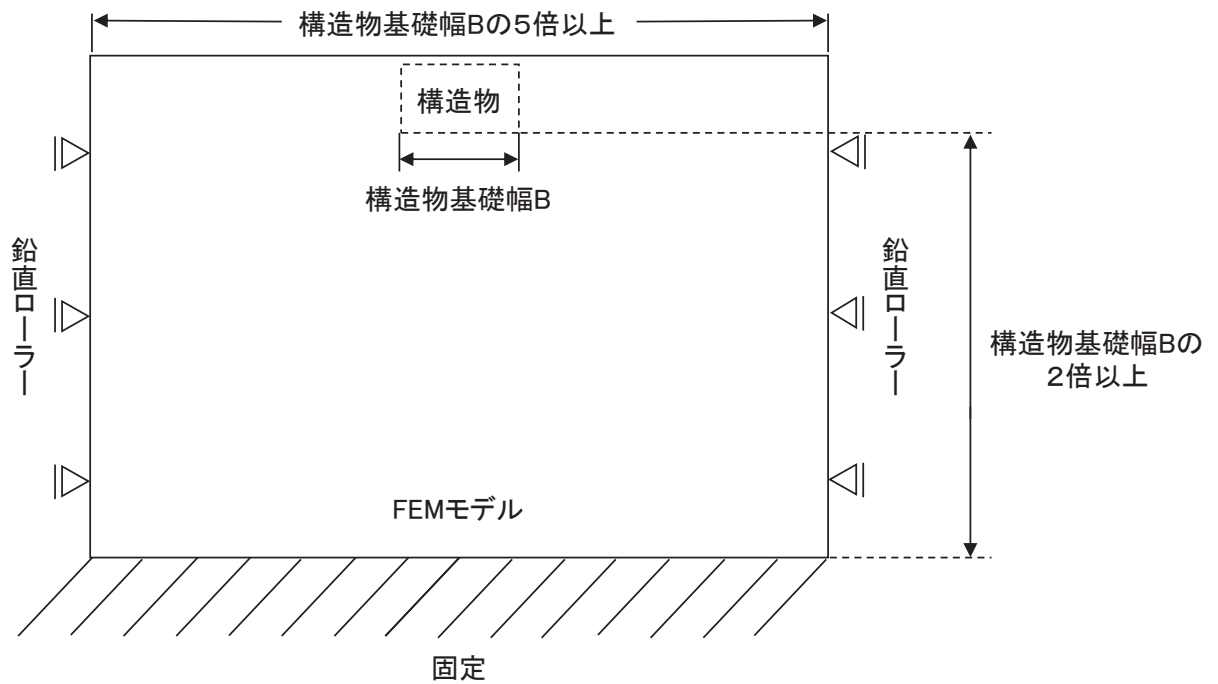
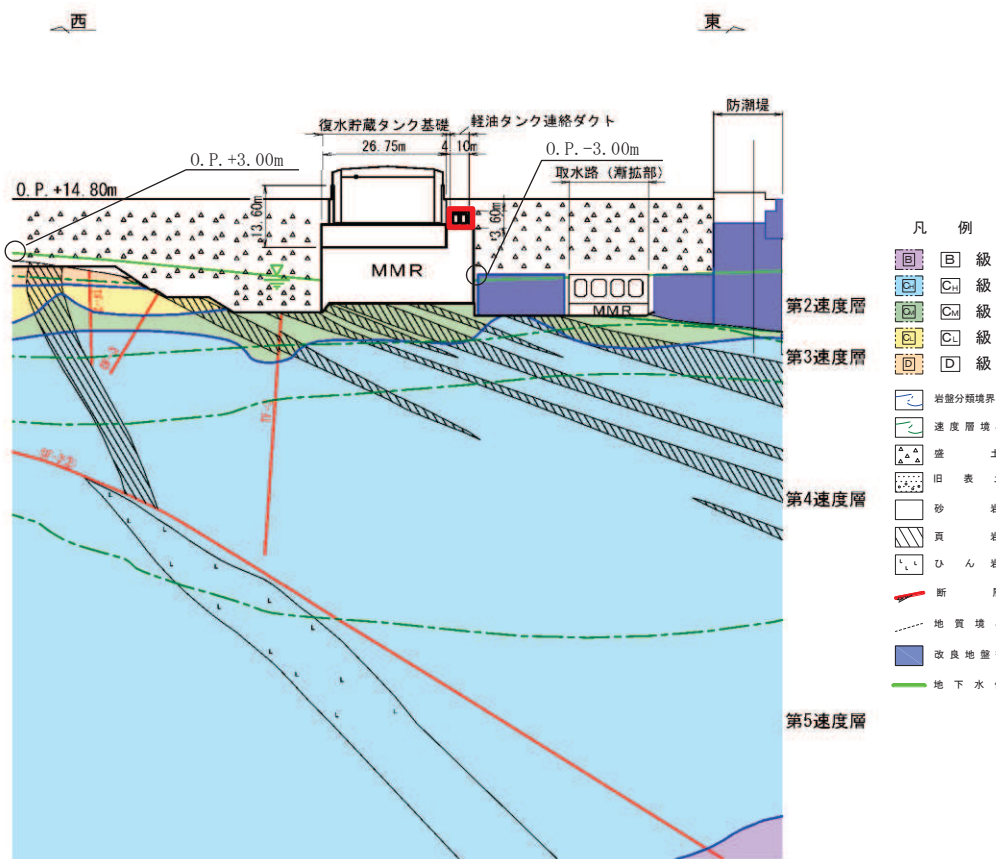


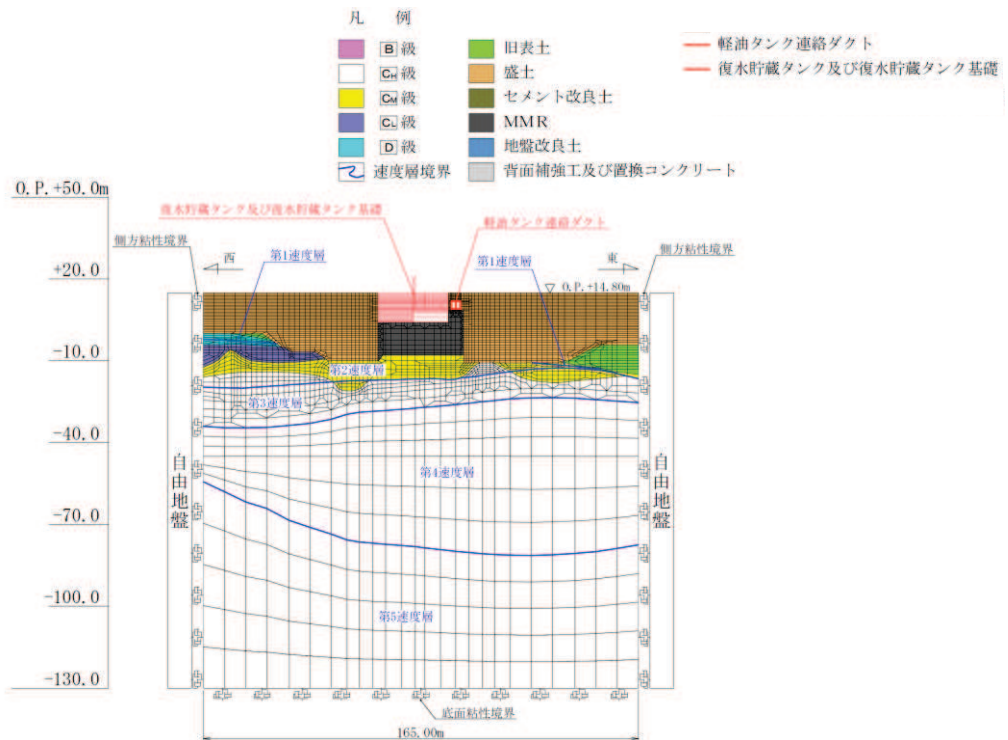
図3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

(3) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。評価対象地質断面図及び地震応答解析モデル図を図 3-7 に示す。



(a) 評価対象地質断面図



(b) 地震応答解析モデル図

図 3-7 軽油タンク連絡ダクトの評価対象地質断面図及び地震応答解析モデル図

### 3.2.3 構造物のモデル化

軽油タンク連絡ダクトでは、構造部材を非線形はり要素でモデル化する。鉄筋コンクリート部材のはり要素の交点には、コンクリート標準示方書に基づき剛域を設ける。

軽油タンク連絡ダクトの解析モデルにおける構造物部分の拡大図を図3-8に示す。

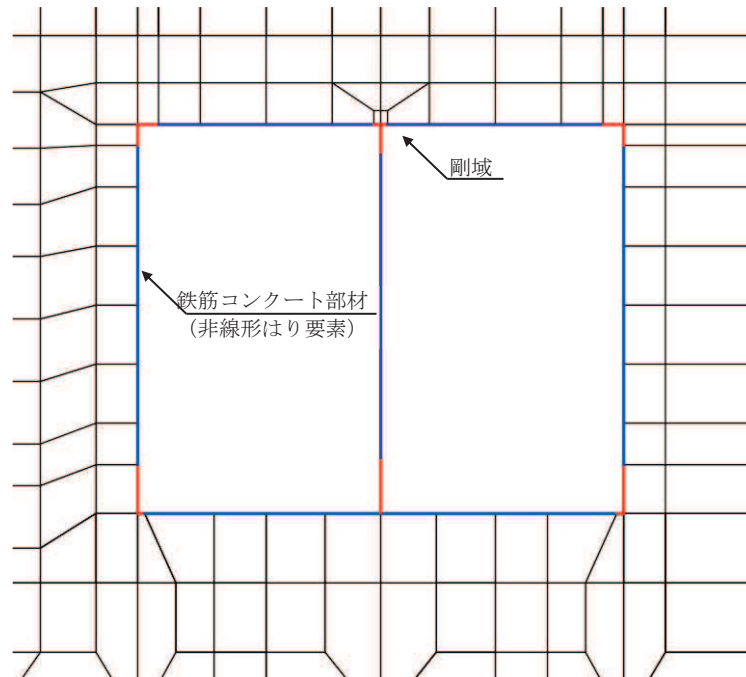


図3-8 軽油タンク連絡ダクトの地震応答解析モデル（構造物部分拡大）

### 3.2.4 隣接構造物のモデル化

軽油タンク連絡ダクトの東側に設置されている取水路や周囲の改良地盤及び防潮堤については、軽油タンク連絡ダクトの耐震性に保守的な評価となるよう盛土でモデル化する。

また、軽油タンク連絡ダクトは復水貯蔵タンク基礎とMMRを共有しており、お互いの振動を受けることから、復水貯蔵タンク基礎をモデル化する。なお、復水貯蔵タンク基礎は、線形はり要素でモデル化する。

### 3.2.5 地盤及びMMRのモデル化

D<sub>1</sub>級を除く岩盤及びMMRは線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、盛土、旧表土、及びD<sub>2</sub>級岩盤は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。



### 3.2.6 ジョイント要素の設定

「地盤と構造物（MMR 含む）」及び「構造物と MMR」（以下「地盤と構造物等」という。）の接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の「地盤と構造物等」の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は「地盤と構造物等」の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、「地盤と構造物等」の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は周辺地盤の  $c$ 、 $\phi$  とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3-1 のとおりとする。また、要素間の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は強度の小さい側の要素の物性値とし、表 3-2 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

- $\sigma'$  : 面直圧
- $\tau_f$  : せん断強度
- $c$  : 粘着力
- $\phi$  : 内部摩擦角

表 3-1 周辺地盤との境界に用いる強度特性（狐崎部層）

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
盛土* <sup>1</sup>	0.10	33.9
盛土* <sup>2</sup>	0.06	30.0
C <sub>M</sub> 級	0.49	47.0
MMR（既設）	3.10	40.0

注記\*1：地下水位以浅

\*2：地下水位以深

表 3-2 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
盛土-MMR	盛土の $c$	盛土の $\phi$
盛土-構造物	盛土の $c$	盛土の $\phi$
岩盤-MMR	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
構造物-MMR	MMR の $c$	MMR の $\phi$

また、ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp1061-1070，2009）に従い，表 3-3 のとおり設定する。

ジョイント要素の力学特性を図 3-9 に，ジョイント要素の配置を図 3-10 に示す。

表 3-3 ジョイント要素のばね定数

地盤	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN/m}^3$ )	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN/m}^3$ )
盛土	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$
岩盤	$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$
MMR (既設)	$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$

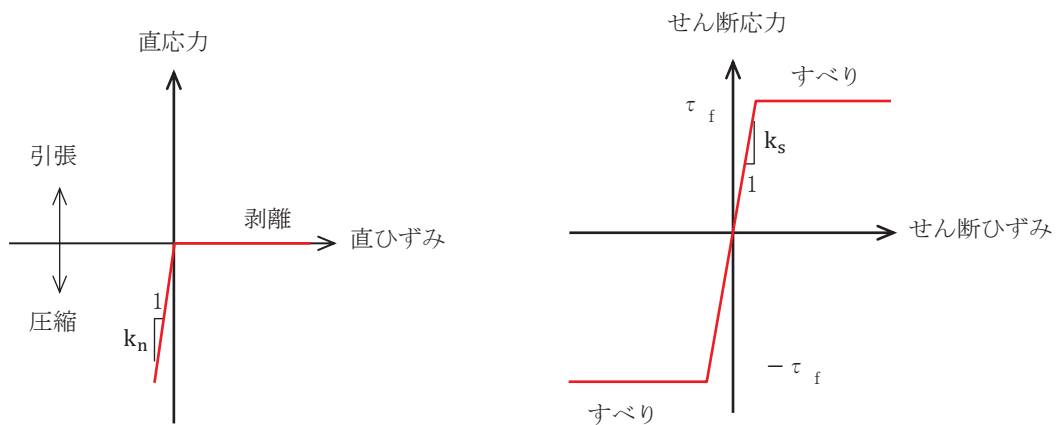


図 3-9 ジョイント要素の力学特性

凡 例	
■	旧表土
■	盛土
■	セメント改良土
■	MMR
■	地盤改良土
■	背面補強工及び置換コンクリート
■	軽油タンク室
—	ジョイント要素
—	速度層境界

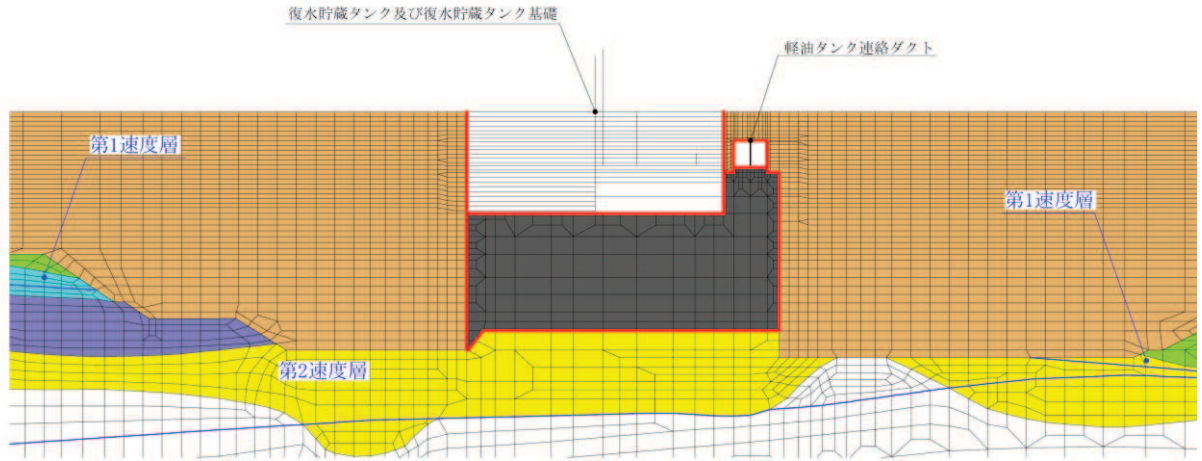


図 3-10 ジョイント要素の配置

### 3.2.7 材料特性の設定

鉄筋コンクリート部材は、非線形はり要素であるファイバーモデルを用いてモデル化する。非線形特性の設定においては、コンクリート及び鉄筋の非線形性を考慮する。材料の非線形性はコンクリート標準示方書及びコンクリート標準示方書 2017 に基づき設定する。

図 3-11 にファイバーモデルの概念図を、図 3-12 にファイバーモデルに用いるコンクリートの応力-ひずみ関係、及び鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。

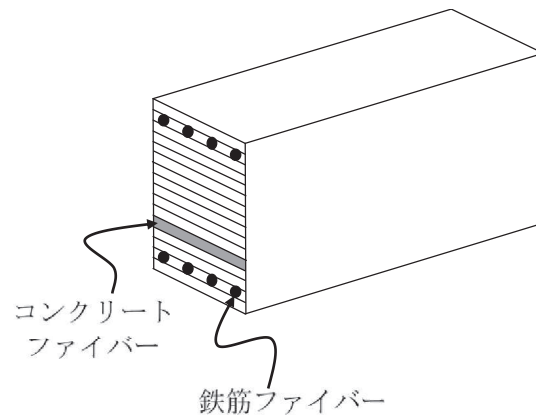


図 3-11 ファイバーモデルの概念図

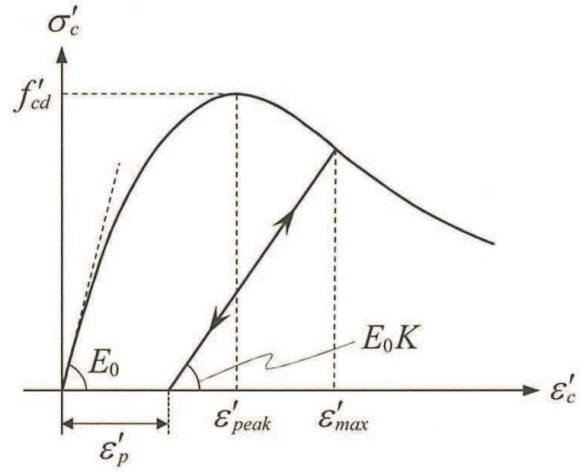


図 3-12(1) コンクリートの応力-ひずみ関係  
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

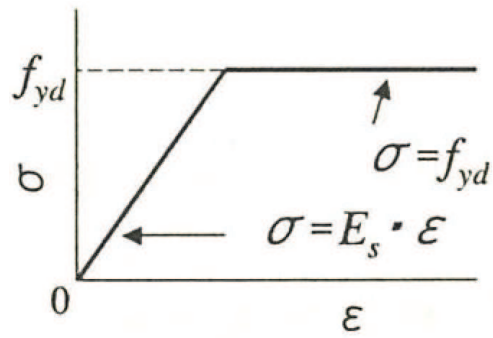


図 3-12(2) 鉄筋の応力-ひずみ関係  
(コンクリート標準示方書より引用)

### 3.3 減衰定数

減衰定数は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「9. 地震応答解析における減衰定数」に基づき、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる解析モデル全体の固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰を解析モデル全体に与える。

Rayleigh減衰の設定フローを図3-13に示す。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

[c]：減衰係数マトリックス，[m]：質量マトリックス，

[k]：剛性マトリックス

$\alpha$ ， $\beta$ ：係数

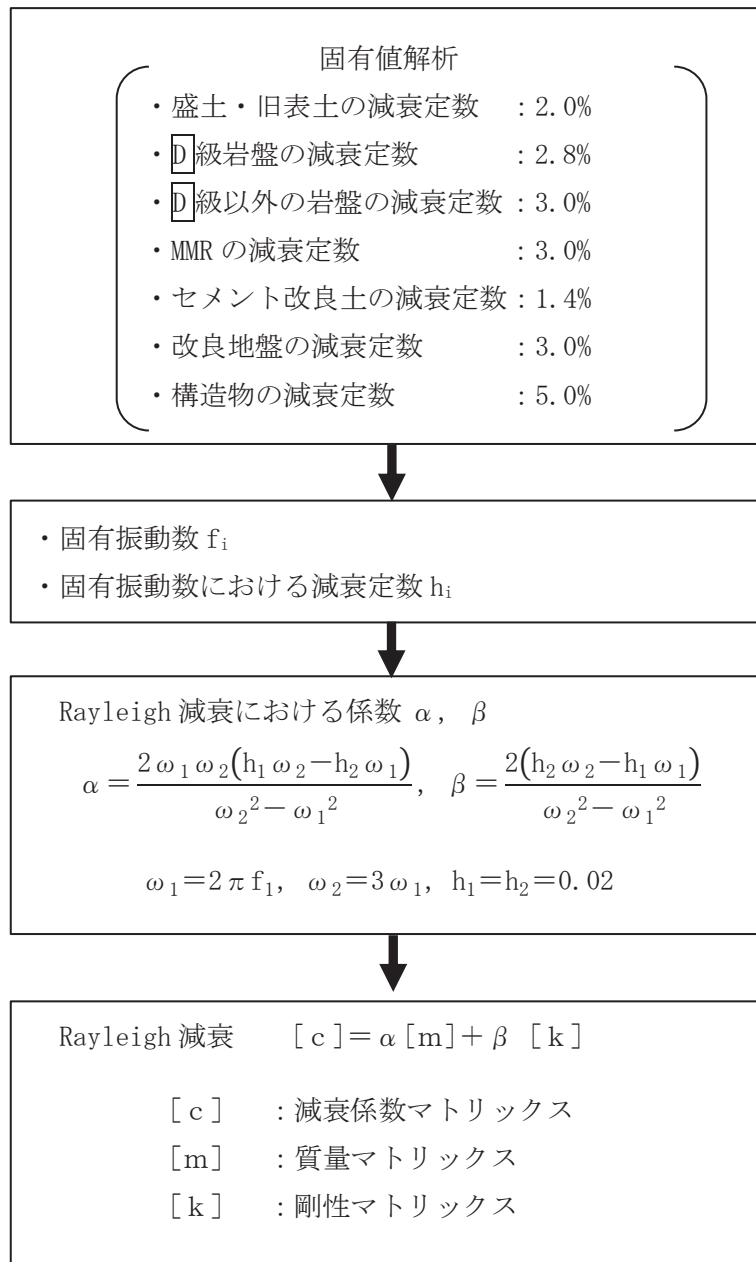


図 3-13 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ 、 $\beta$  の設定に当たっては、低次のモードの変形が支配的となる地中埋設構造物に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して、1 次及び 2 次モードの固有振動数において、過大な減衰とならないよう定めている。

1 次固有振動数 ( $f_1$ ) は、地震応答解析の解析モデルの固有値解析結果から算定する。2 次固有振動数 ( $f_2$ ) は、固有値解析から算定した 1 次固有振動数 ( $f_1$ ) の 3 倍とする。減衰定数は、解析モデルに占める割合が多く、かつ減衰定数の小さい盛土・旧表土の 2% とする。

固有値解析結果の一覧を表 3-4 に、固有値解析におけるモード図を図 3-14 に、係数  $\alpha$ 、 $\beta$  を表 3-5 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-15 に示す。

表 3-4 固有値解析結果

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	$\beta_x$	$\beta_y$	
1	1.415	5	0	-52.99	8.60	1 次として採用
2	1.795	9	0	-49.26	-4.15	—
3	1.998	9	0	7.81	12.06	—
4	2.299	9	0	-10.70	5.92	—
5	2.412	9	1	-16.26	7.13	—
6	2.698	10	1	-12.04	-5.50	—
7	2.960	10	1	-12.30	-4.79	—
8	3.112	10	1	14.52	-10.29	—
9	3.118	10	1	-7.02	-3.20	—
10	3.257	12	1	-29.98	9.41	—