

## 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）が起こ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。

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)

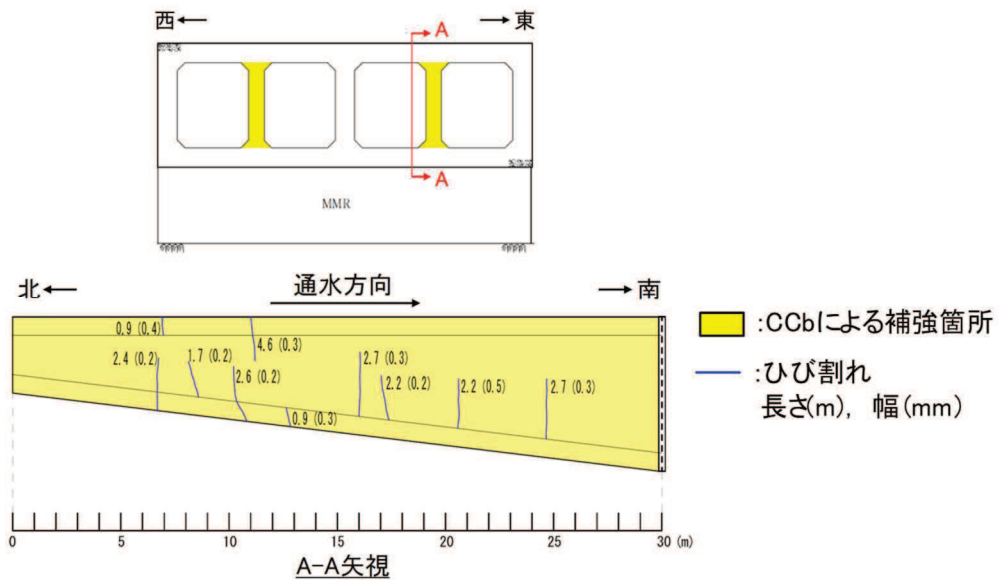


図 4-1 CCb による補強箇所とひび割れ位置の関係  
(取水路(漸拡部)の例)

### 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 ( $20.5\text{N/mm}^2$ ) 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 ( $20.5\text{N/mm}^2$ ) 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 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

## 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 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。

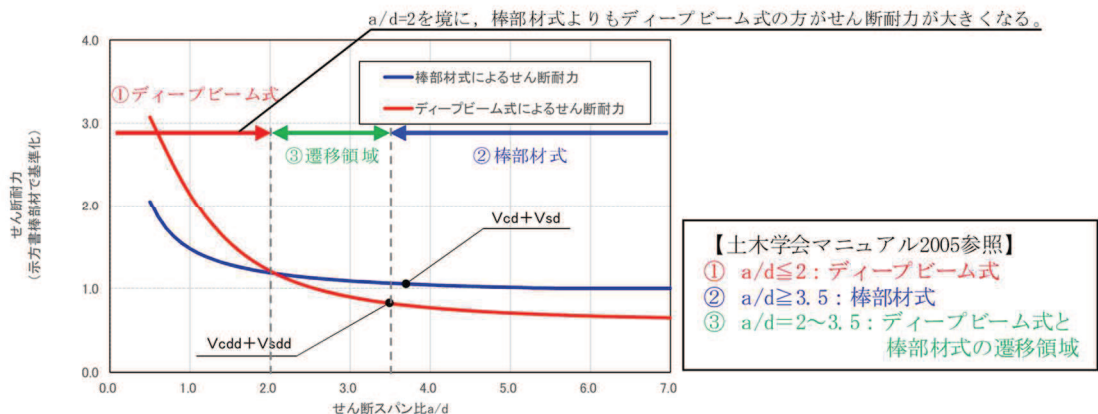


図 5-1 せん断スパン比とせん断耐力の関係

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 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。）



## 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)

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	550					
	高さ	880					
	かぶり	80					
	有効高さ	800					
	せん断スパン比	1.44	1.00	1.44	1.44	1.44	
主鉄筋	鉄筋径	D32					
	規格降伏強度	980					
	本数	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				

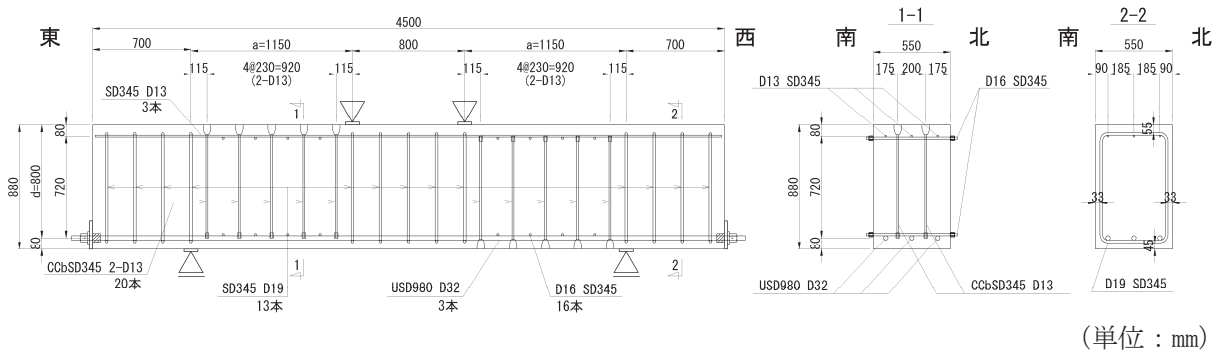


図 5-2 試験体概要 (CASE1: No. 1 試験体)

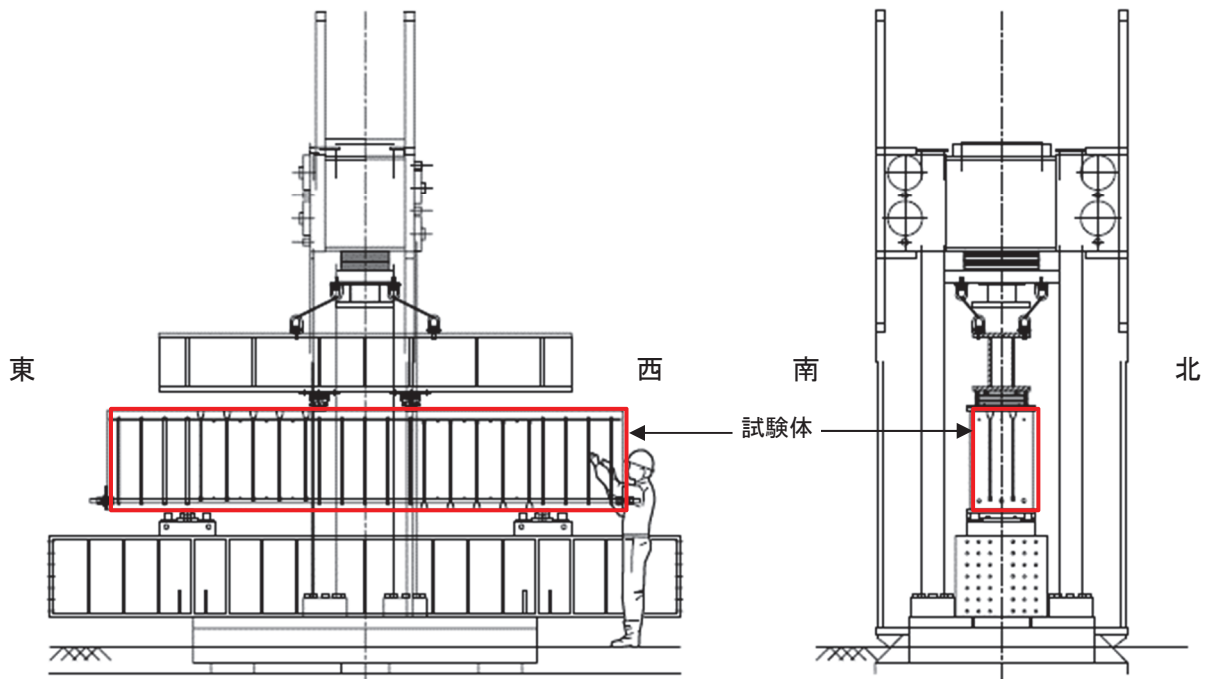


図 5-3 載荷装置概要〔左：正面図（北面），右：側面図（東面）〕

#### 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。

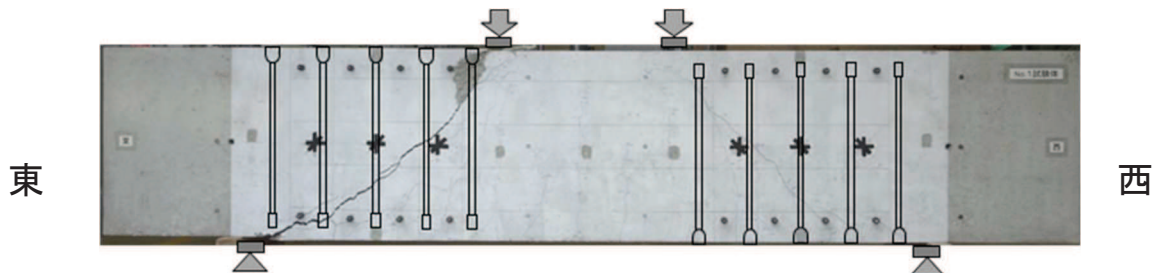
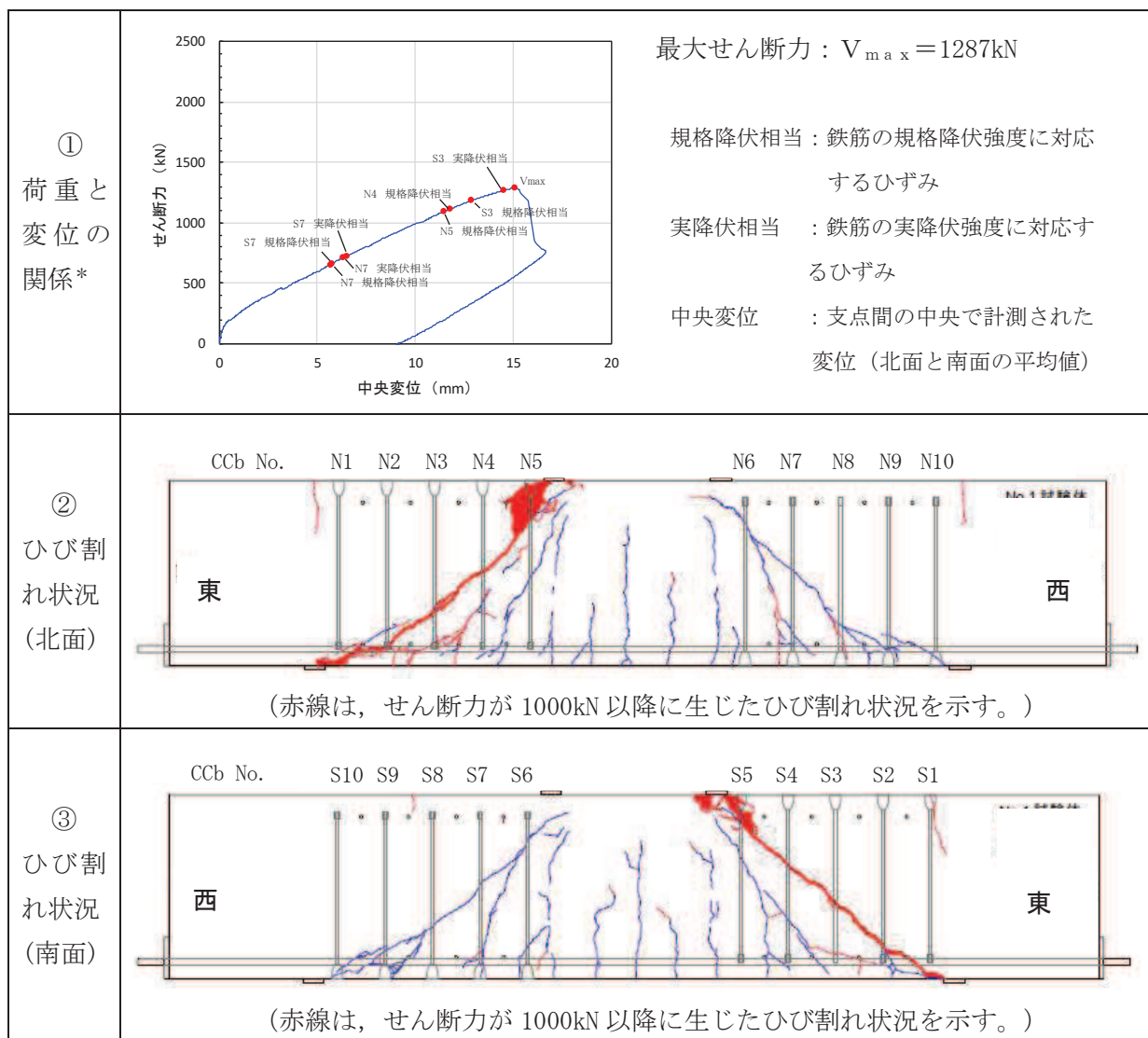


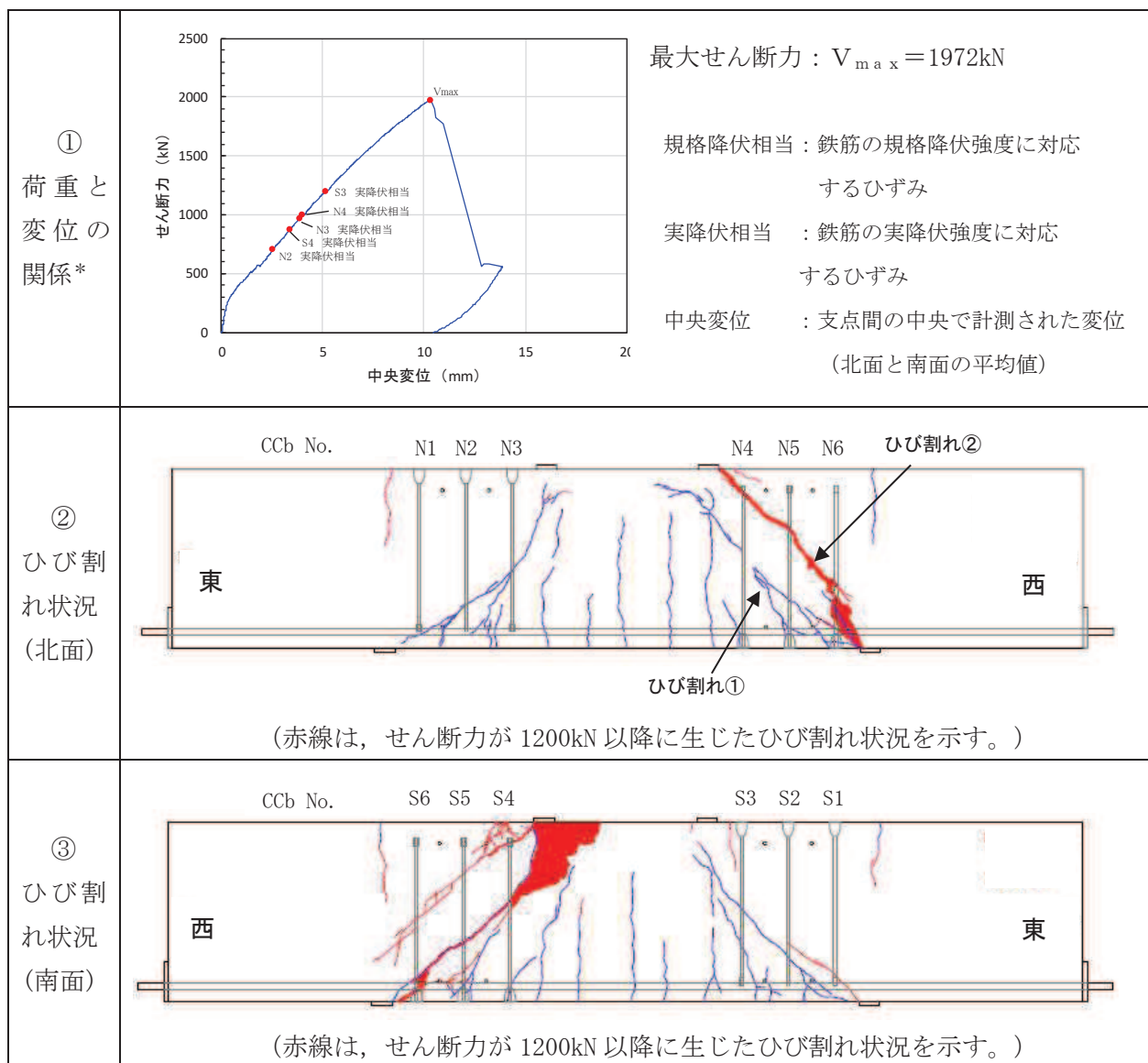
図 5-4 実験終了時のひび割れ発生状況（CASE1：北面）

（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）



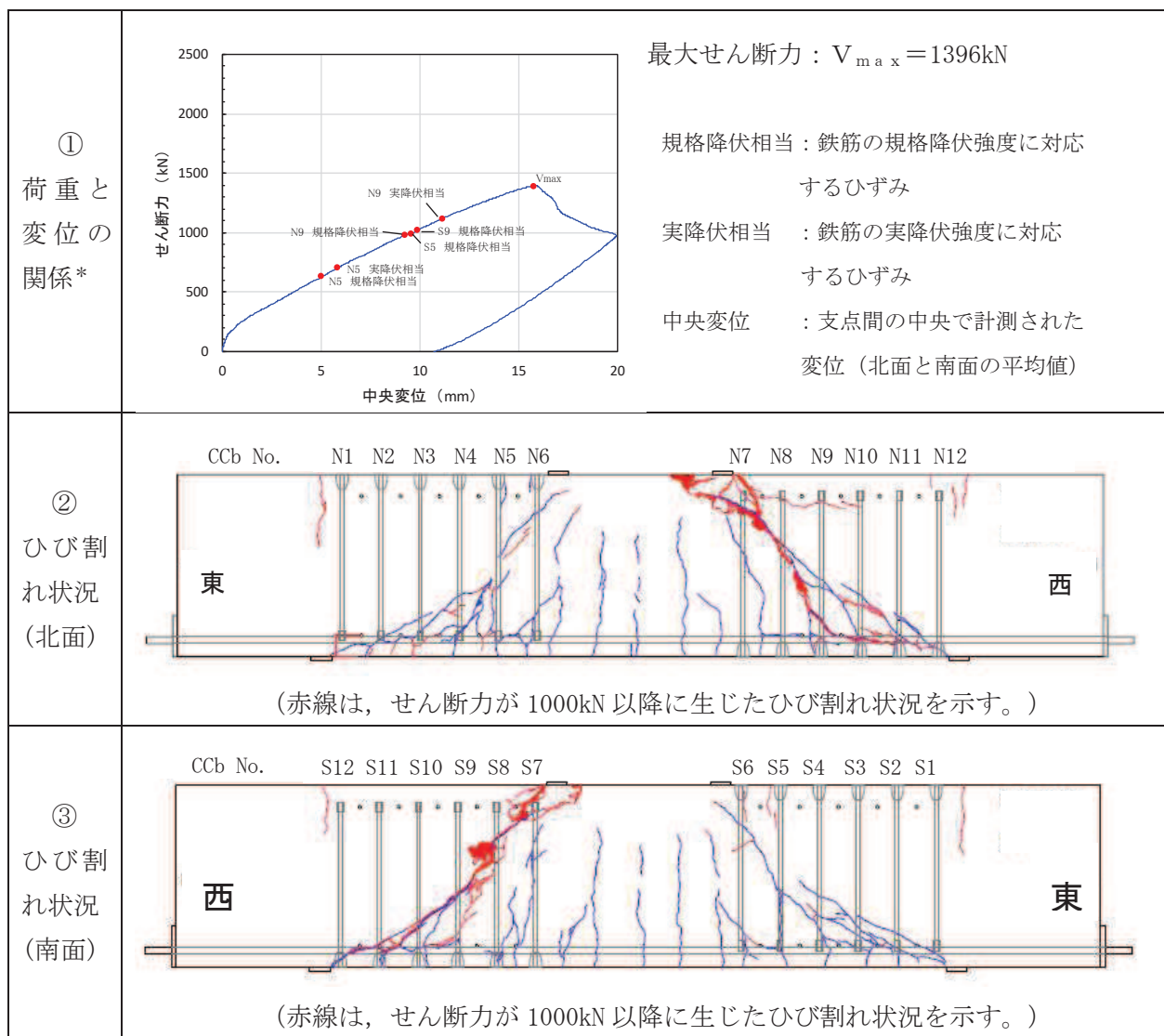
注記\*：グラフ中の記号及び番号（N7，S3 等）は、ひび割れ状況（②・③）に示す北面及び南面それぞれの CcB の No. を表す。

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 Cb の No. を表す。

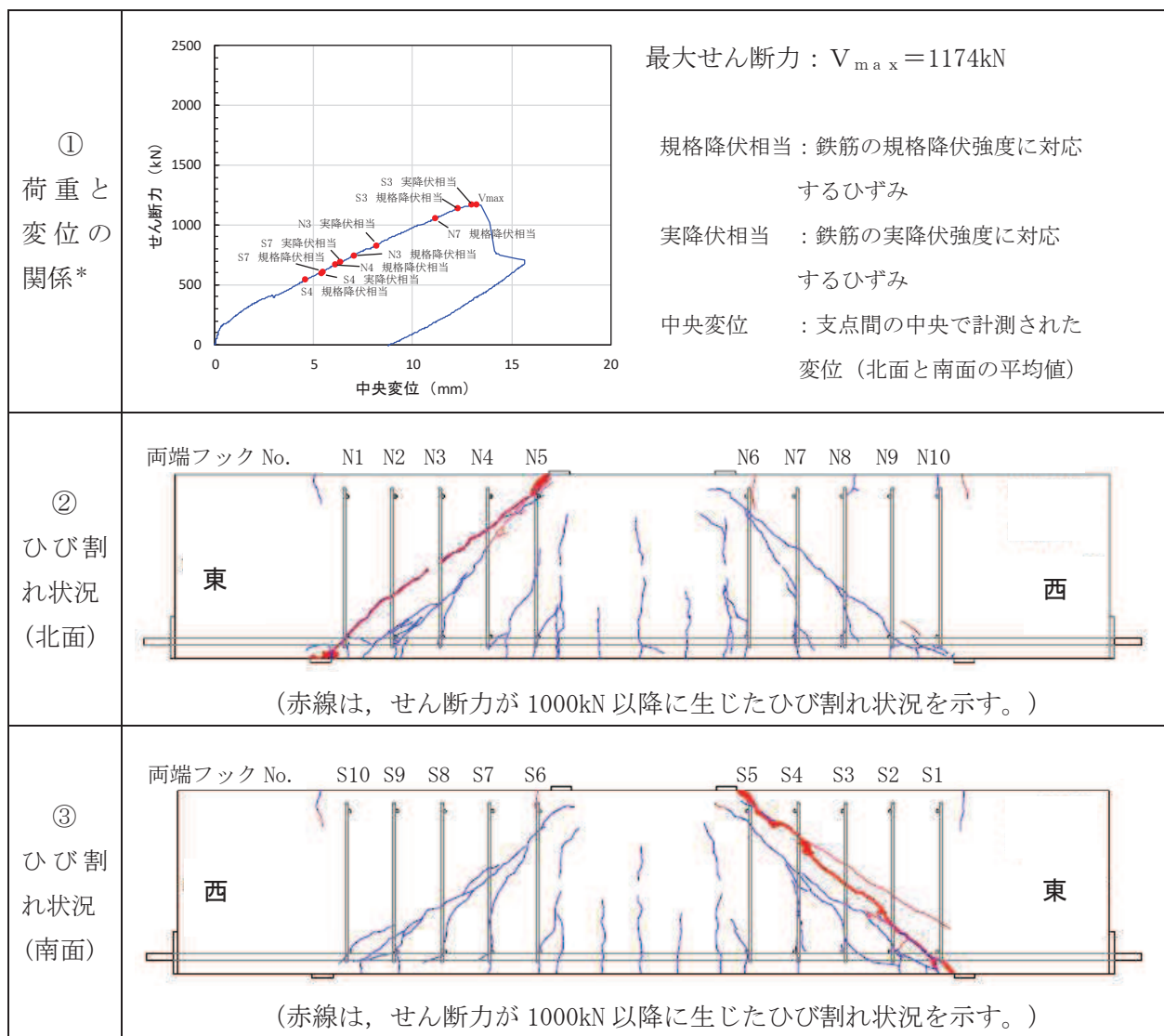
図 5-6 CASE2 (Cb,  $a/d = 1.00$ ,  $p_w = 0.20\%$ )  
(荷重-変位の関係及び実験終了時のひび割れ状況)



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）

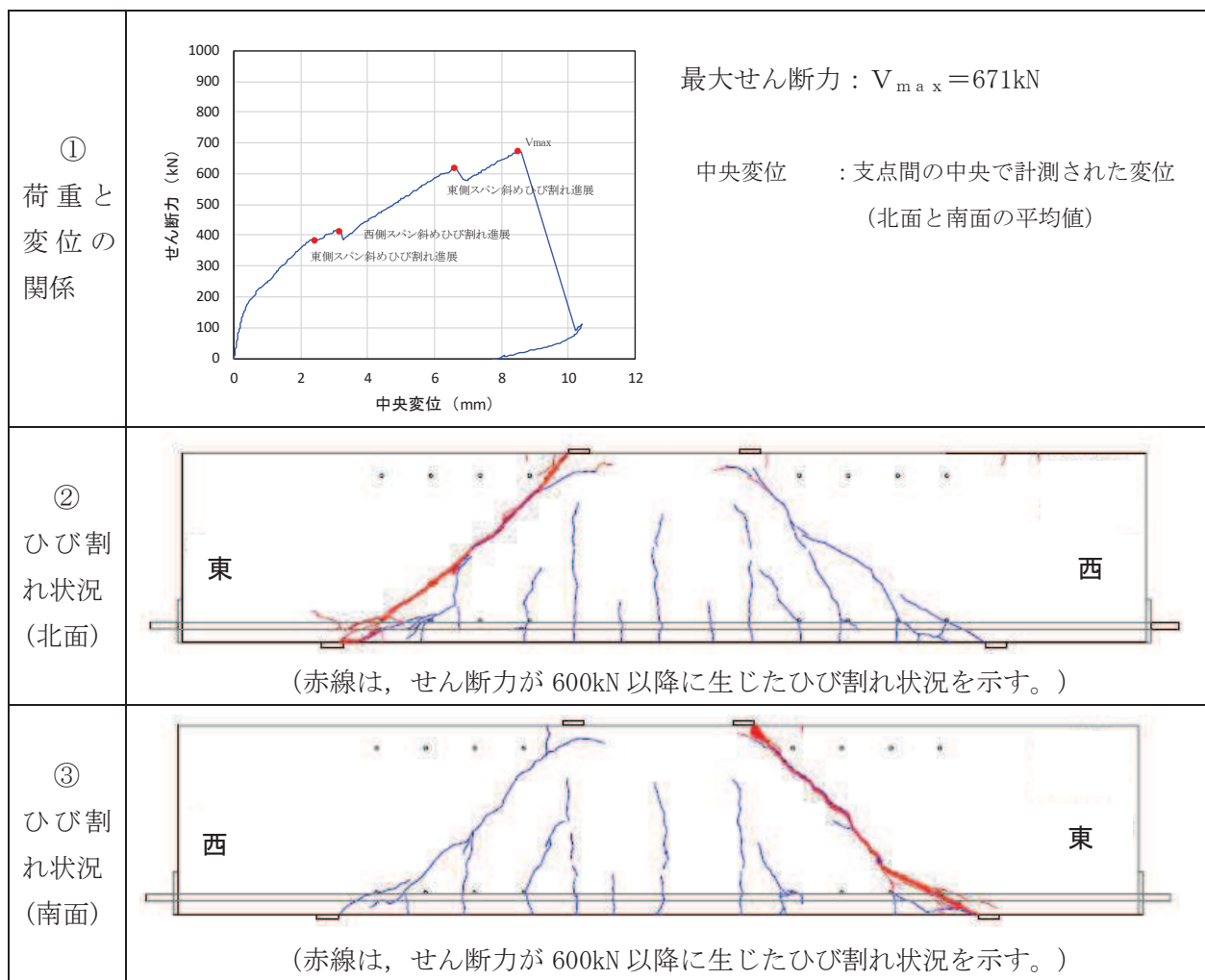


図 5-9 CASE5 (せん断補強鉄筋なし,  $a/d = 1.44$ )  
(荷重-変位の関係及び実験終了時のひび割れ状況)

(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。

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。

## 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）。

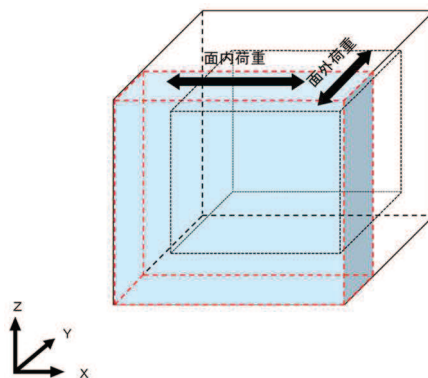


図 6-1 三次元モデルへ作用する荷重の概念図



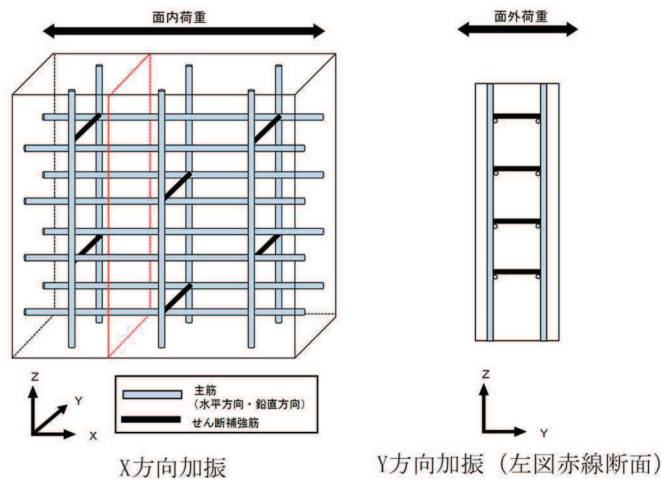


図 6-2 X 方向・Y 方向の壁部材の概要配筋状況

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。

#### 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。

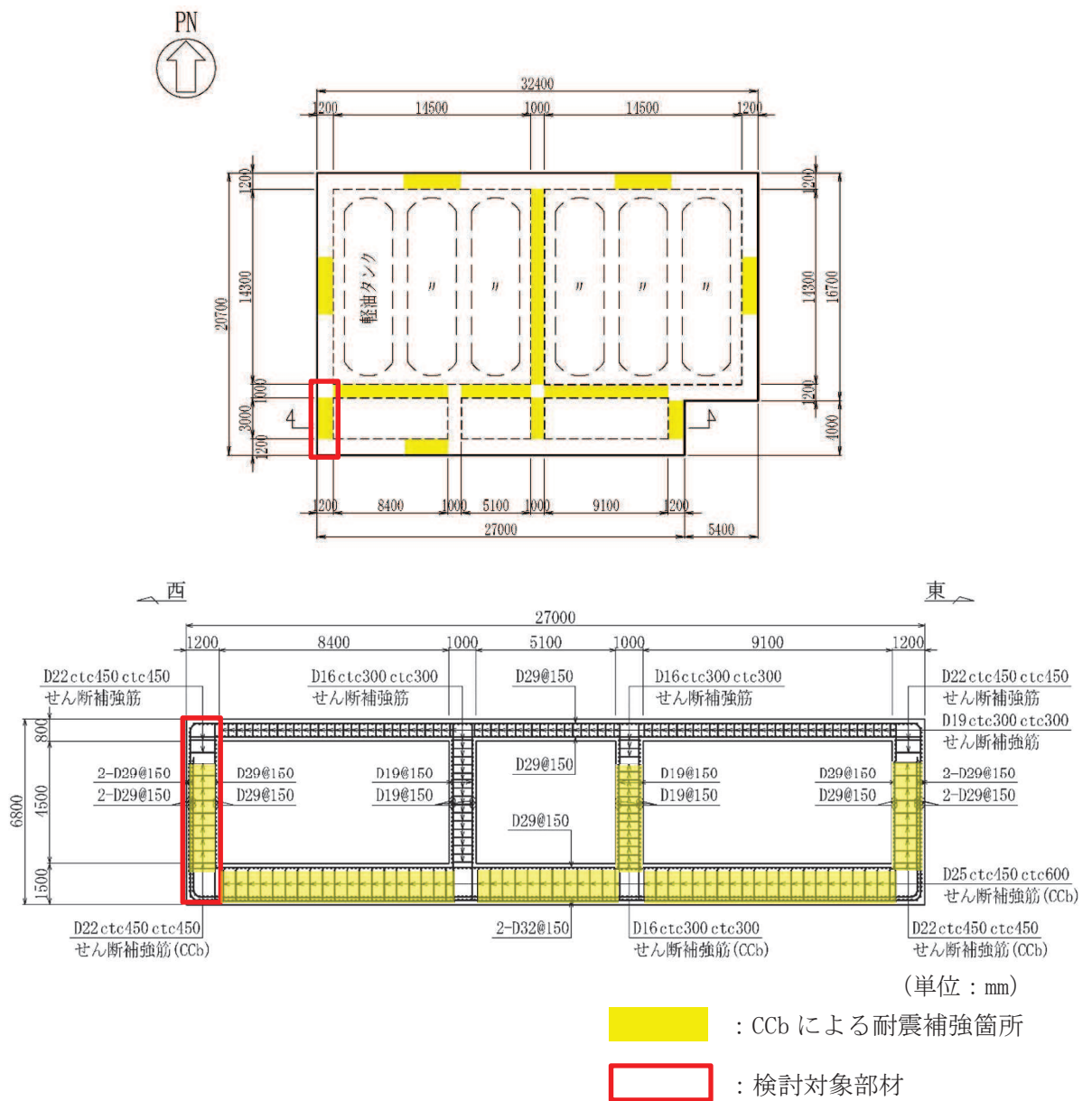


図 6-3 軽油タンク室の平面図及び断面図

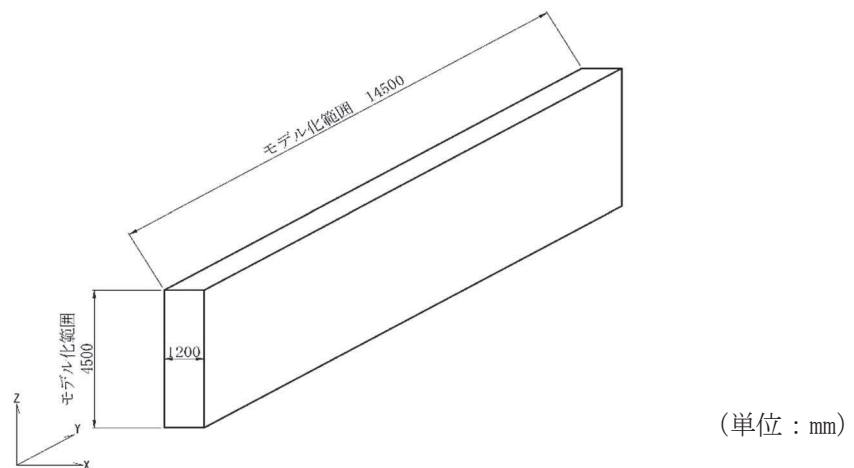


図 6-4 モデル概念図

(参考) 6-添 6-5

## 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150mmであり、芯かぶりの2倍の300mm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150mm、2段目が芯かぶり250mm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400mm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（200mm）とCCb必要定着長（ $5D = 5 \times 22\text{mm} = 110\text{mm}$ ）の合計（310mm）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」、「②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。

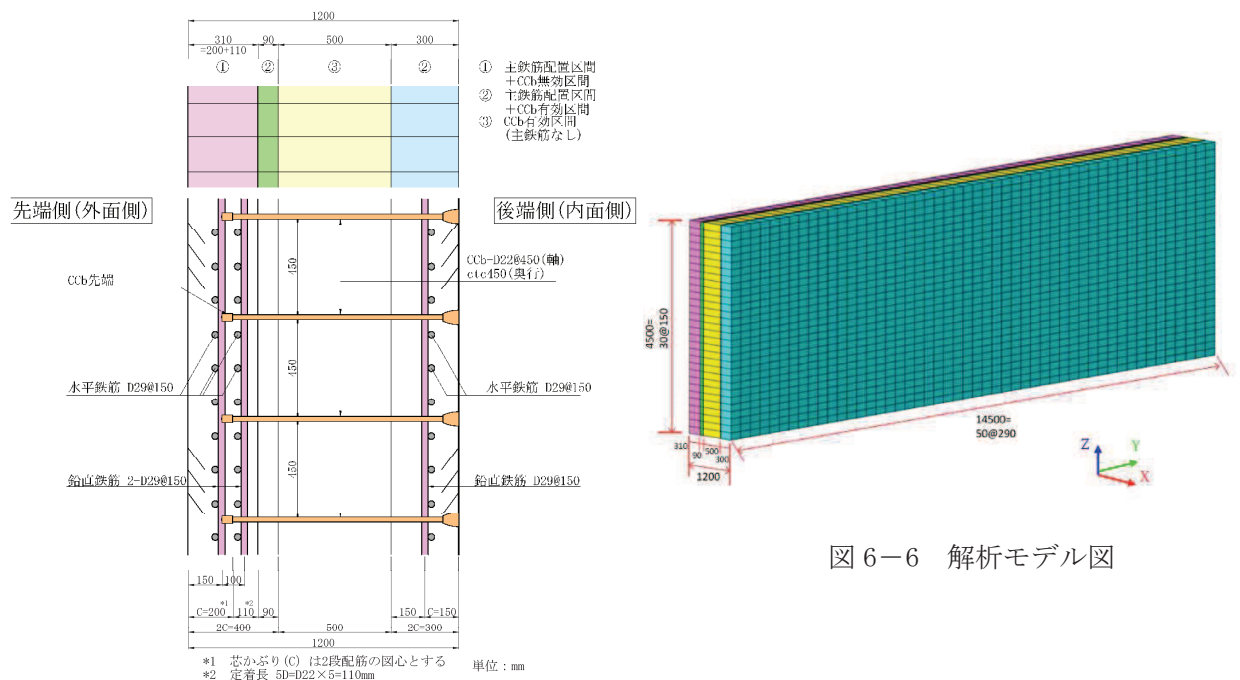


図6-6 解析モデル図

図6-5 配筋モデル概要図

## 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 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

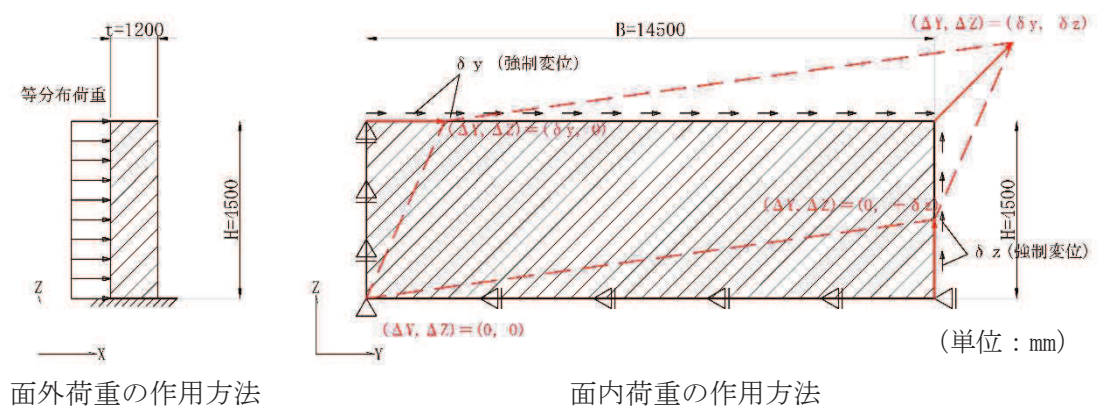


図 6-7 面外荷重及び面内荷重の作用概念図

## 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。

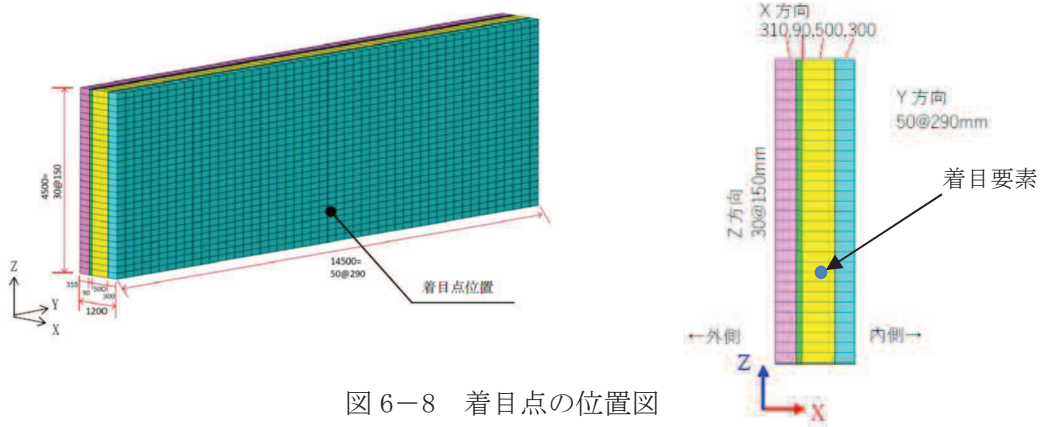


図 6-8 着目点の位置図



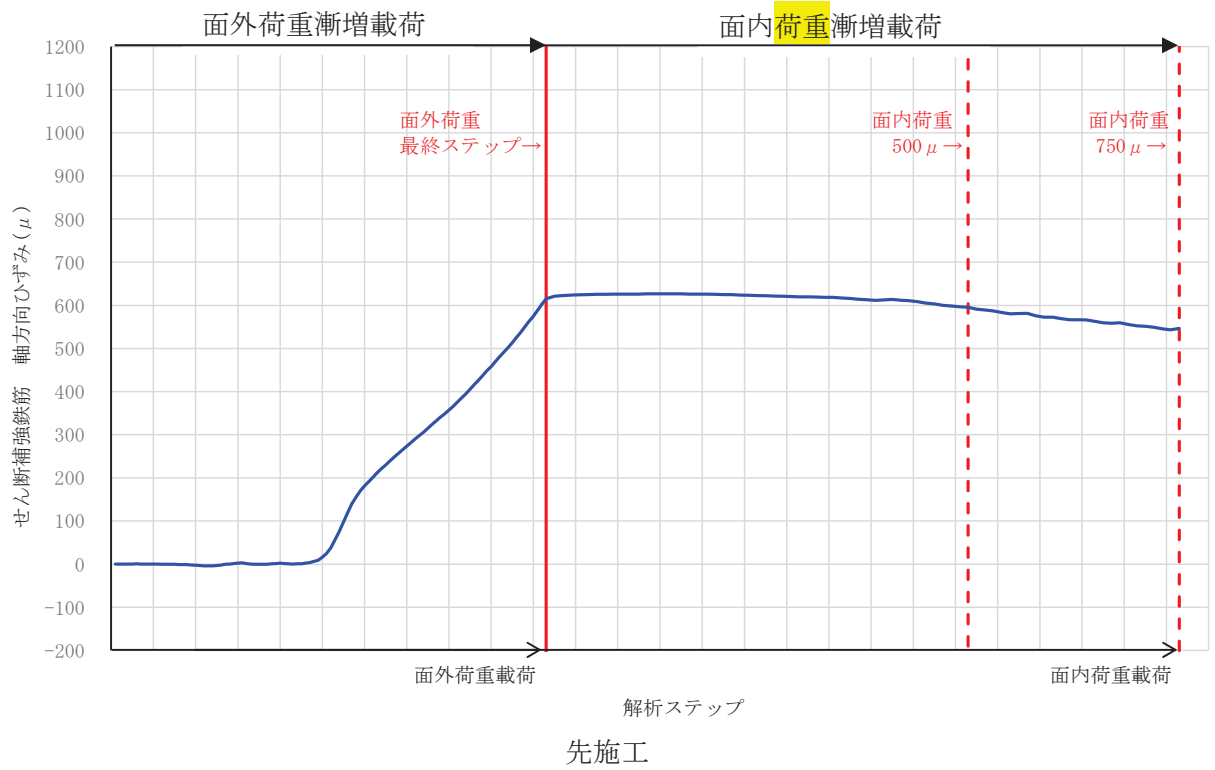
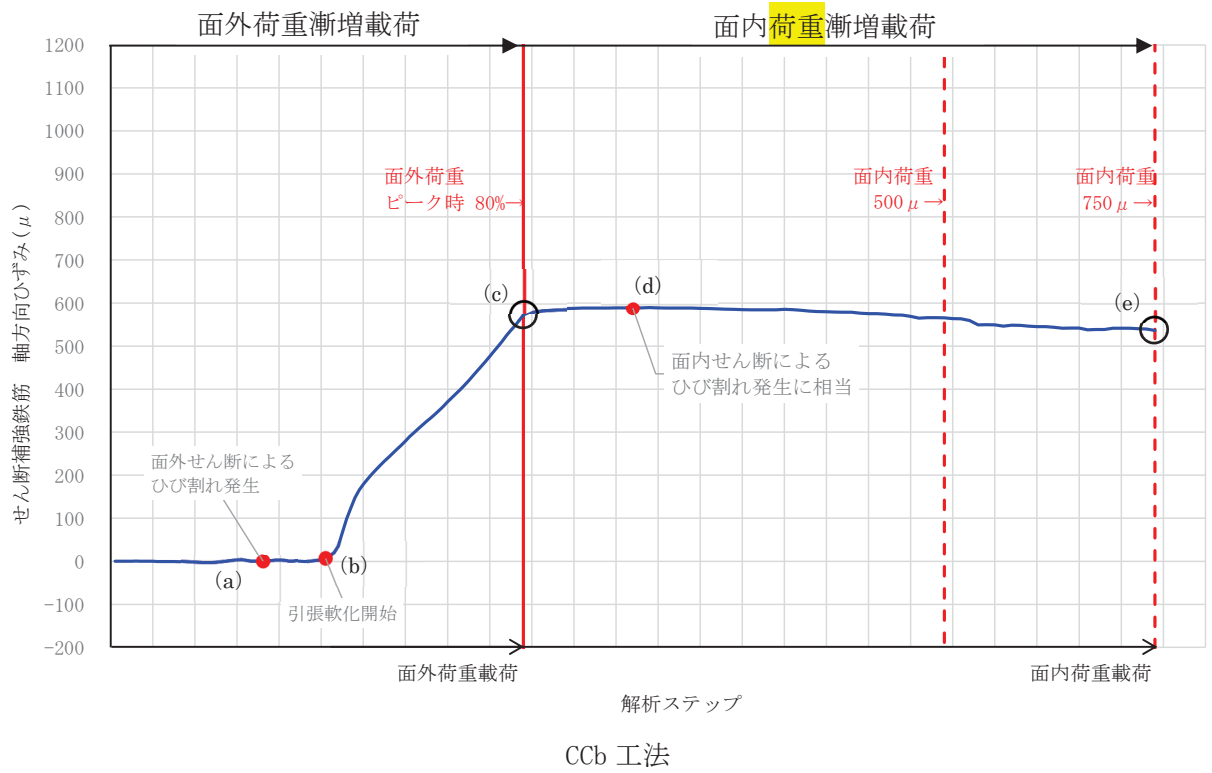
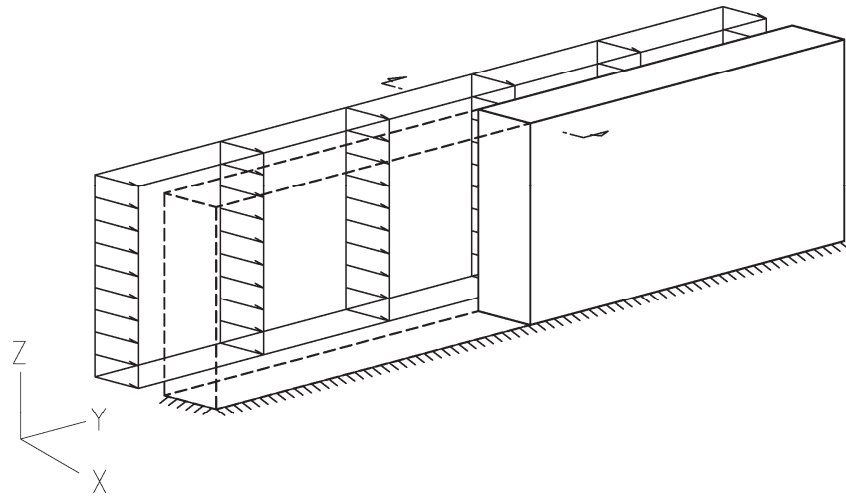
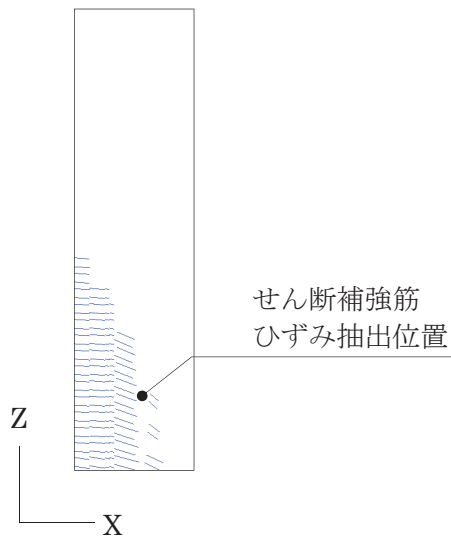


図 6-9 せん断補強鉄筋の軸方向ひずみ

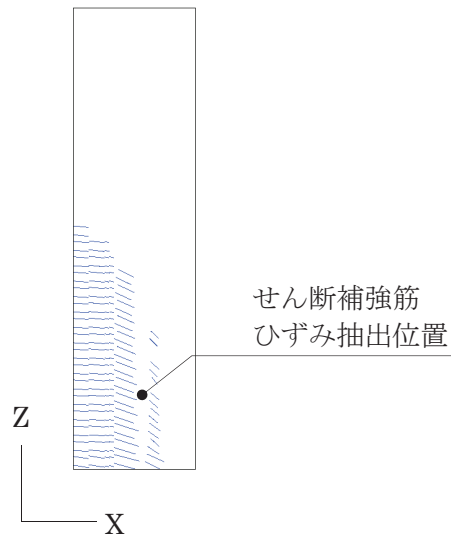


ひび割れ状況の確認断面位置

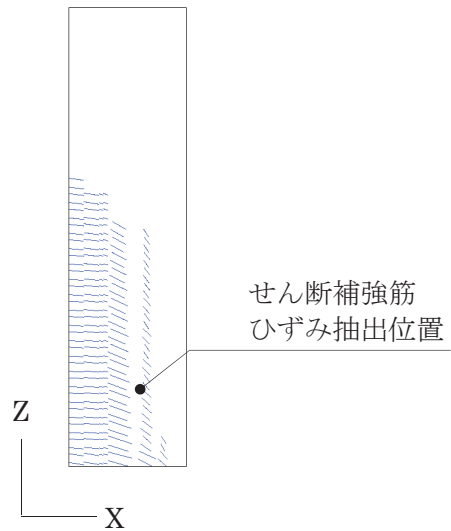


(a) ひび割れ状況 (面外せん断によるひび割れ発生時)

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

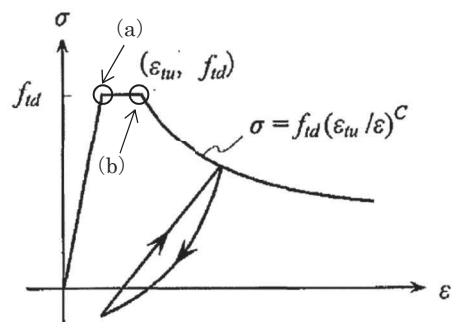
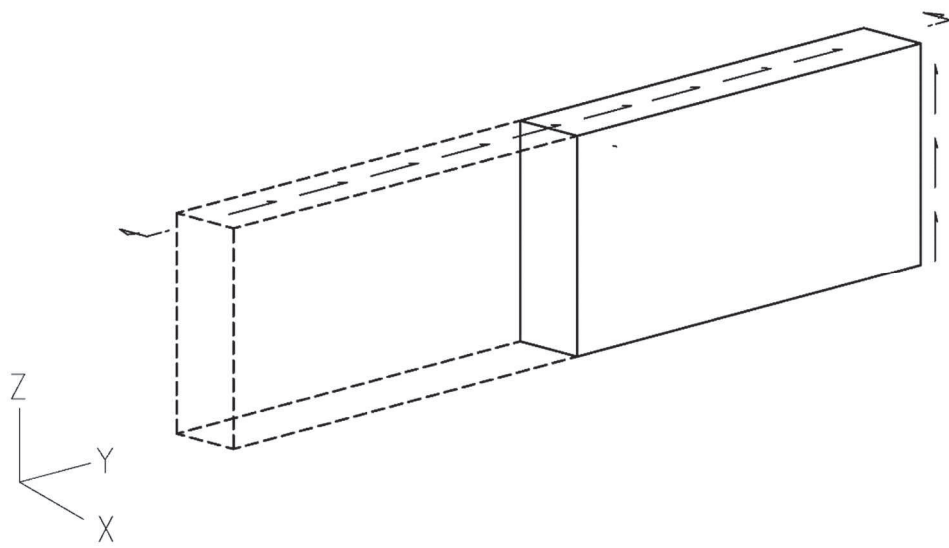
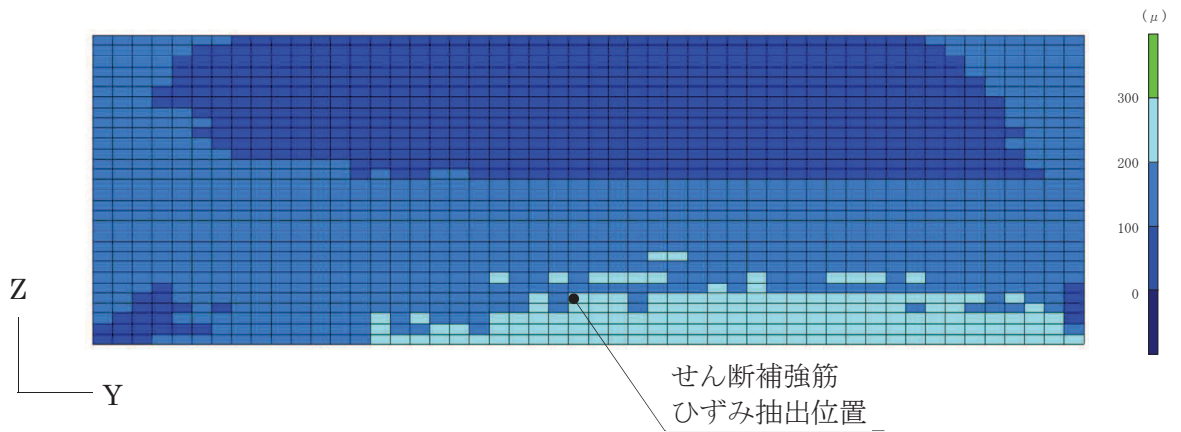


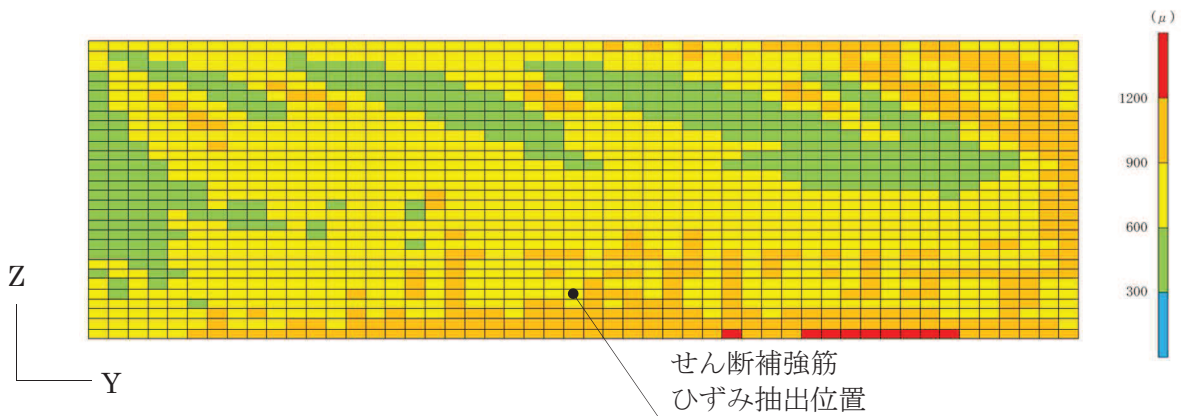
図 6-11 引張応力下における鉄筋とコンクリートの付着効果を考慮した応力-ひずみ関係  
（コンクリート標準示方書[設計編]（土木学会 2017 年制定）に一部加筆）



面内せん断ひずみの確認断面位置

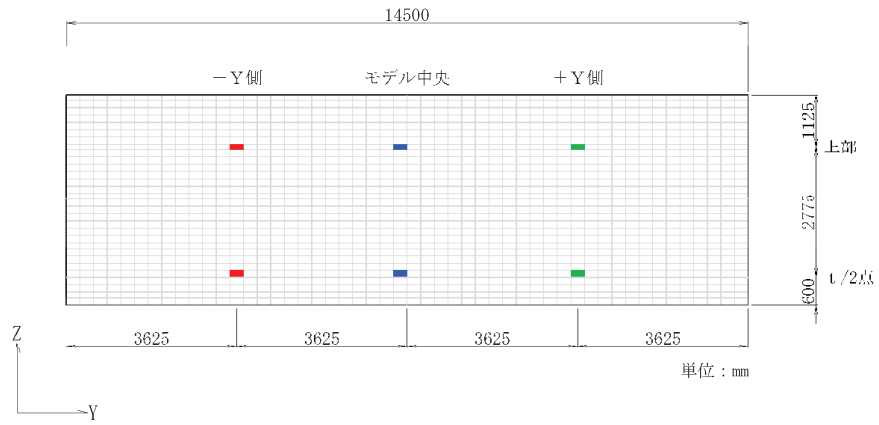


(d) 面内せん断ひずみ分布 (面内せん断によるひび割れ発生に相当)

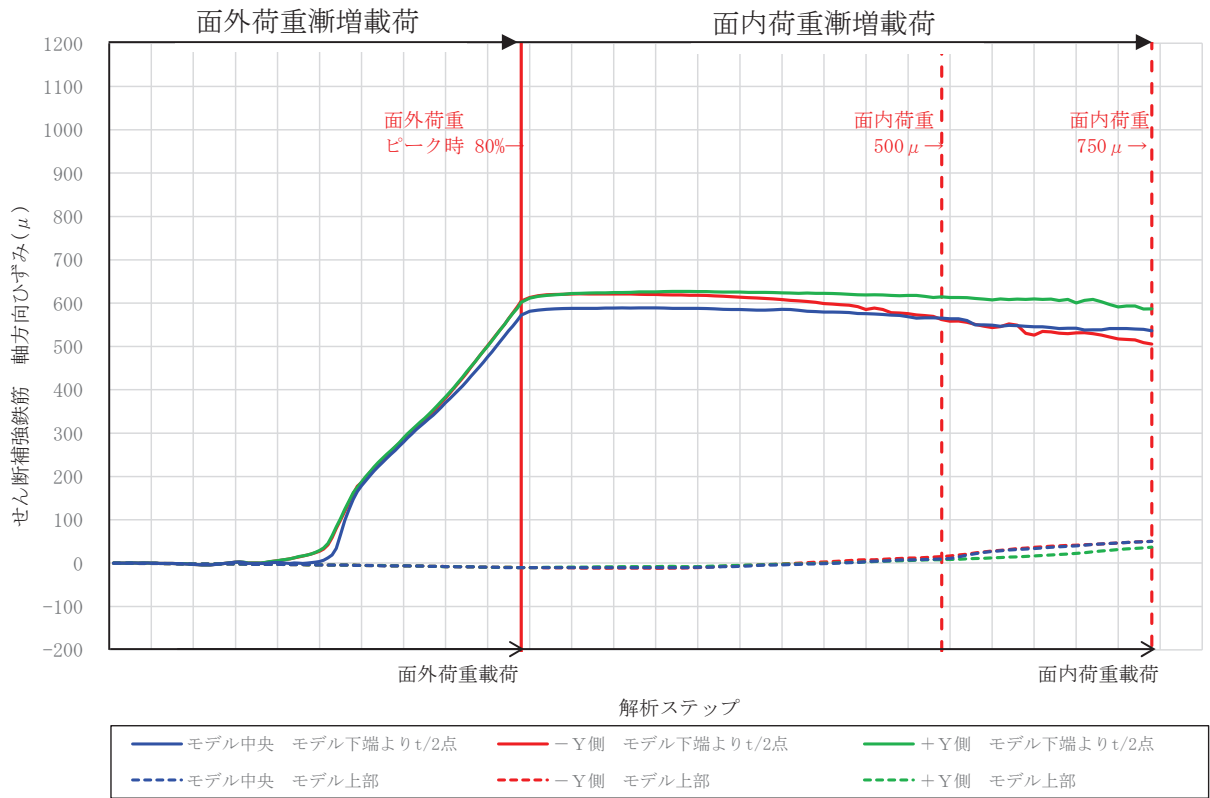


(e) 面内せん断ひずみ分布 (面内荷重最終ステップ)

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7-1 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

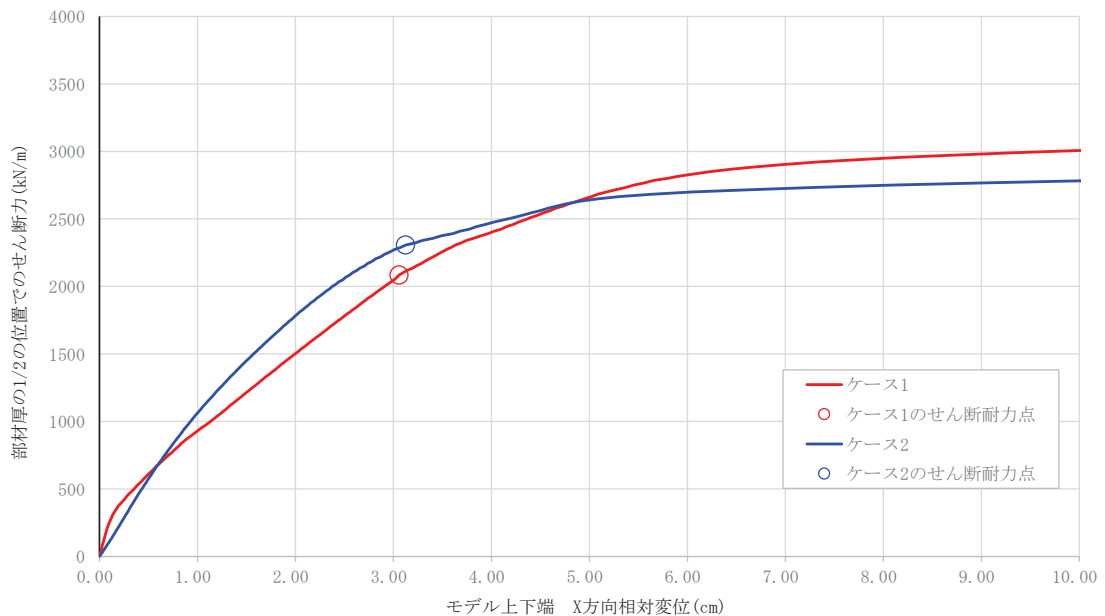


図7-1 せん断耐力の算定 (せん断力-変位関係 (CCb))

## 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 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。

## 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。



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 (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. 載荷方法
	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. 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			
	底版	0.441~0.714	600	1,500~3,200	1.39~7.64	D22		0.208~0.247	分布荷重
			1,370~3,070			D29			
	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	D19		0.241~0.495	集中荷重
			870~1,070			D22			
	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	1,000	5.75	D25	SD345	0.492	分布荷重
			870						
	底版	0.860	300	1,500	3.79	D22		0.649	分布荷重
			1,320						
	隔壁	0.563	300	1,000	3.45	D25		0.492	集中荷重
			870						
海水ポンプ室	底版	0.430~1.126	600	2,000~3,500	0.83~35.59	D16	SD345	0.054~1.288	分布荷重
			1,770~3,270			D22			
						D25			
						D32			
	側壁	0.430~1.765	600	2,000~4,700	1.86~35.59	D22	SD345	0.075~1.288	分布荷重
						D25			
						D29			
						D32			
	隔壁	0.441~1.765	600	1,000~2,000	1.02~37.01	D25	SD345	0.242~1.197	集中荷重
						D29			
						D29			
						D32			
			1,270~1,770			SD345			

: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、ディーブ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。

(参考) 6-添7-9



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	D22	SD345	0.075~0.834	分布荷重
			-----			D25			
			1,270			D29			
			-----			D32			
	導流壁	0.430~1.428	600	1,500	3.54~49.61	D22		0.102~1.795	集中荷重
			-----			D25			
			1,270			D29			
			-----			D32			
	中床版	0.430~1.765	300~600	1,000~1,500	2.13~17.32	D22		0.075~1.974	集中荷重
-----			D25						
770~1,270			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	0.662~1.324	400	3,000	1.30~14.80	D25	SD345	0.073~0.860	分布荷重
			2,770			D29			
			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
			1,570~2,770			D29			
			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
			970~1,770						
	妻壁	0.441~3.530	600	1,500~2,000	2.83~16.10	D25		0.177~0.850	分布荷重
			1,270~1,770			D29			
	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
			1,270~3,070			D29			
	中床版	0.422~2.647	400	1,500	2.83~20.55	D25		0.078~1.795	集中荷重
			1,270			D29			
			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。

## 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。

### 2. 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。

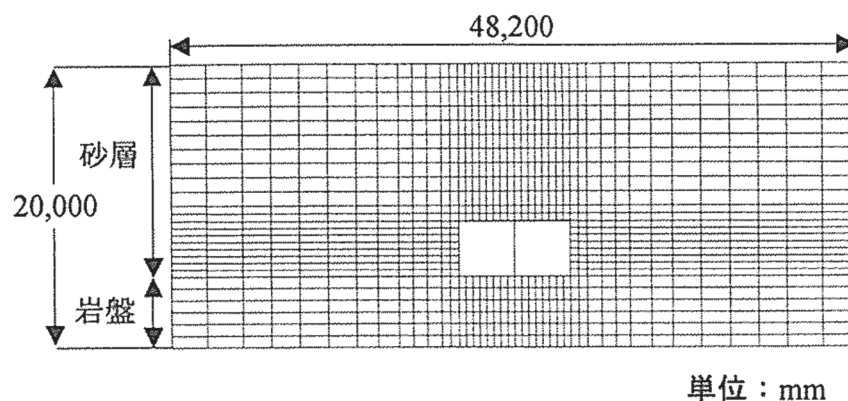


図 2-1 ケース 1 の解析モデル

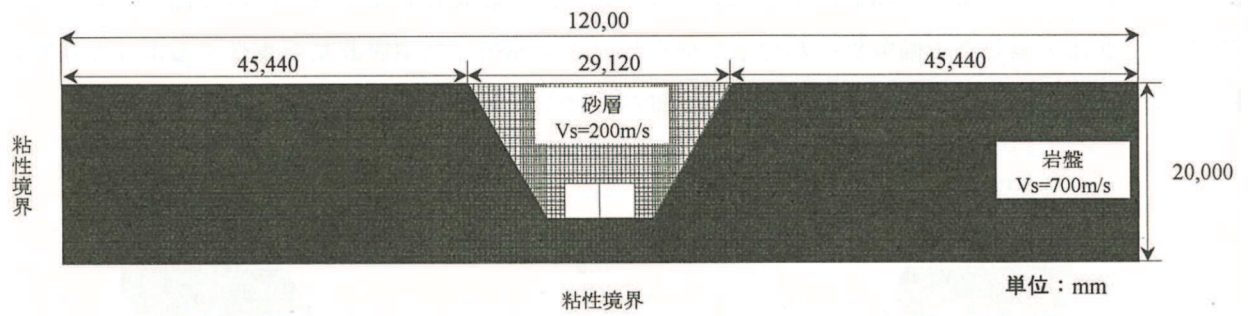


図 2-2 ケース 2 の解析モデル

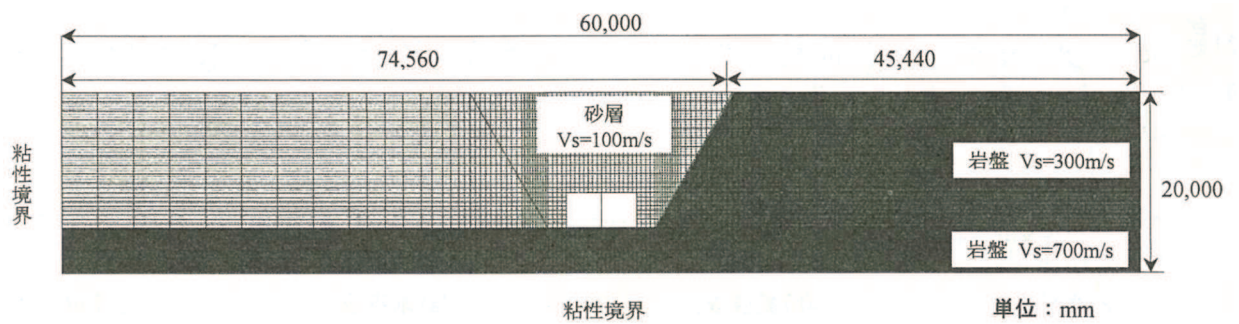


図 2-3 ケース 3 の解析モデル

- 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。

### 3. 検討結果

各ケースによる解析結果を表 3-1 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 3-1 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。

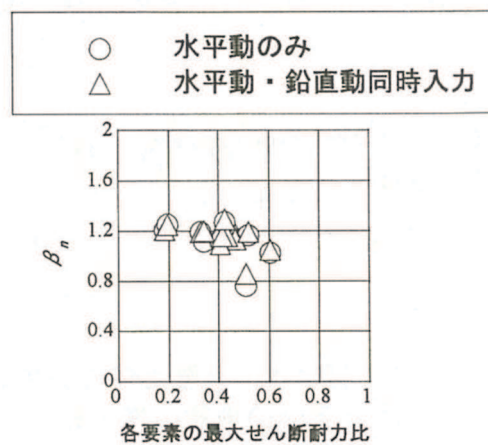


図 3-1 せん断耐力に及ぼす軸力変動の影響

表 3-1 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) 水平動・鉛直動同時入力</p>	<p>(kN) 1200 900 600 300 0 0 300 600 900 1200 水平動のみ (kN) 水平動・鉛直動同時入力</p>	<p>(kN) 1600 1200 800 400 0 0 400 800 1200 1600 水平動のみ (kN) 水平動・鉛直動同時入力</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) 水平動・鉛直動同時入力</p>	<p>(kN) 1000 800 600 400 200 0 0 200 400 600 800 1000 水平動のみ (kN) 水平動・鉛直動同時入力</p>	<p>(kN) 1500 1200 900 600 300 0 0 300 600 900 1200 1500 水平動のみ (kN) 水平動・鉛直動同時入力</p> <p>○ 側壁 × 隔壁 □ 頂版 △ 底版</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) 水平動・鉛直動同時入力</p>	<p>(kN) 800 600 400 200 0 0 200 400 600 800 水平動のみ (kN) 水平動・鉛直動同時入力</p>	<p>(kN) 1200 900 600 300 0 0 300 600 900 1200 水平動のみ (kN) 水平動・鉛直動同時入力</p> <p>○ 側壁 × 隔壁 □ 頂版 △ 底版</p>

#### 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 RC 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。

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ことから、鉛直地震動については、位相の反転を考慮しない。



## 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. 海水ポンプ室及び取水路（漸拡部）に対する確認

海水ポンプ室と取水路（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。

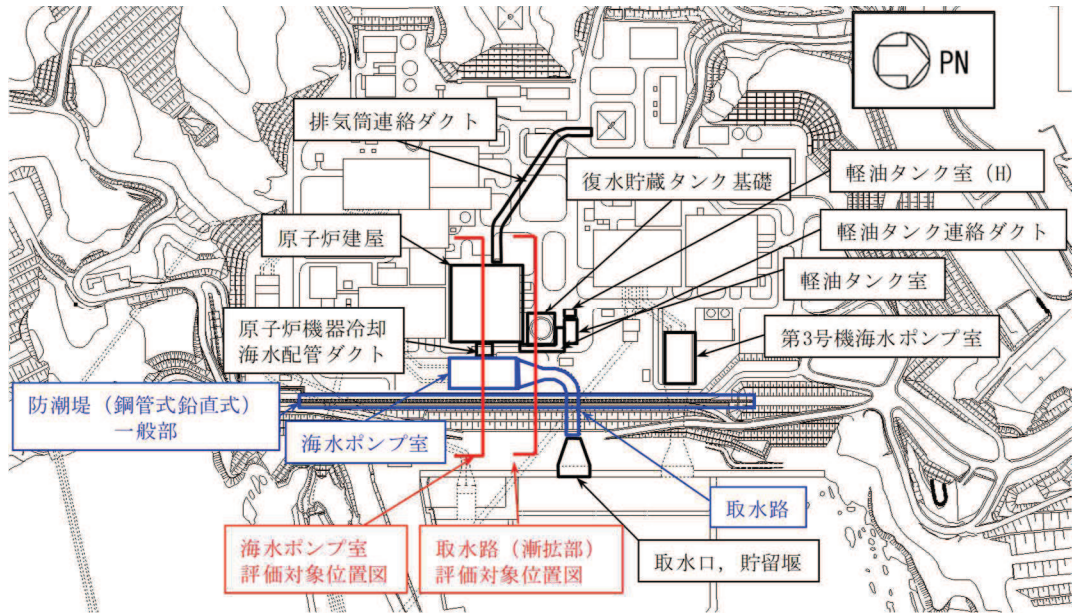


図 2-1 海水ポンプ室及び取水路（漸拡部）評価対象位置図

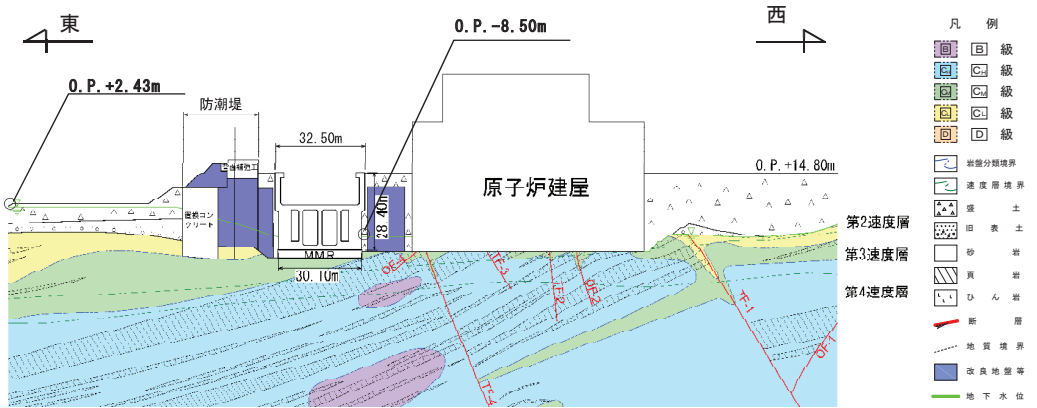


図 2-2 海水ポンプ室地質断面図（東西（補機ポンプエリア））

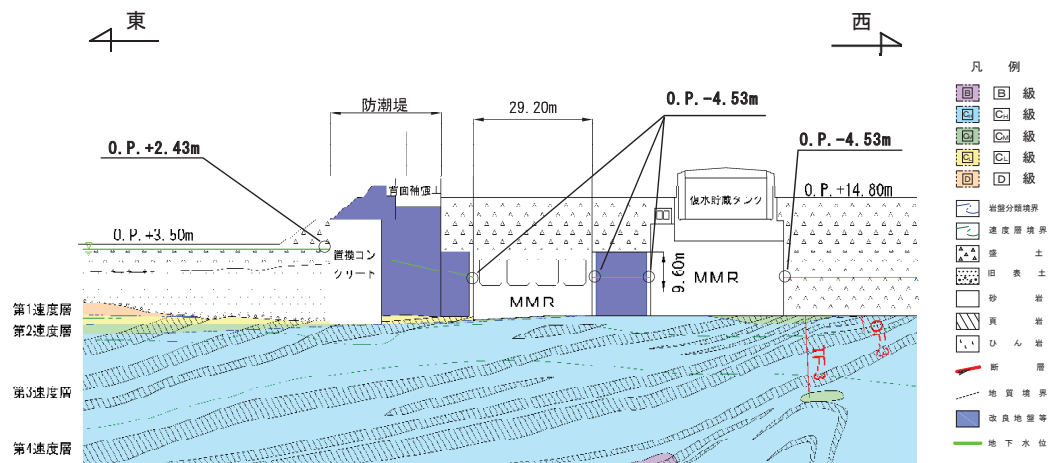


図 2-3 取水路（漸拡部）評価対象地質断面図

## 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  $S_s - D1$ （++）と防潮堤の耐震性に厳しい  $S_s - D2$ （++）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。

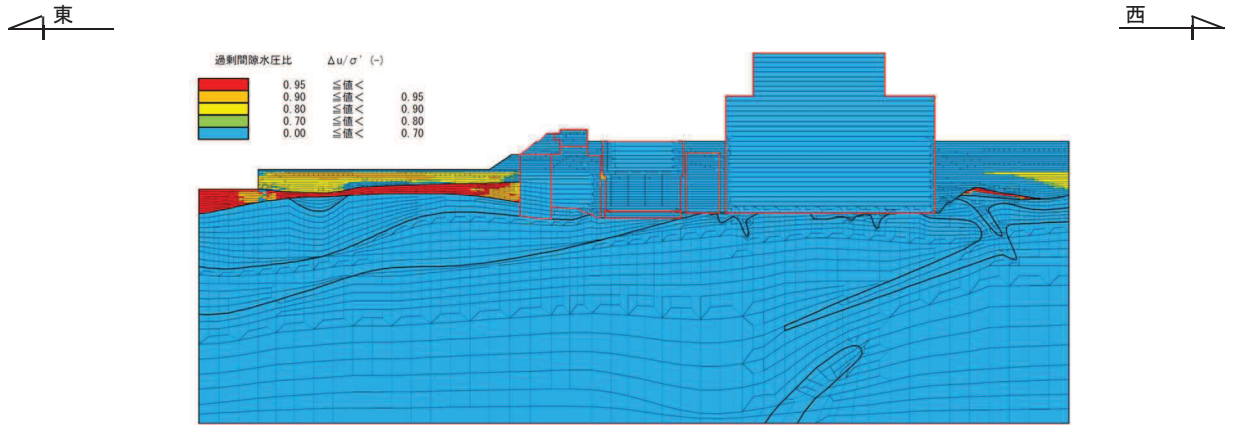


图 2-4(1) 最大過剩間隙水圧比分布 (S s - D 1 (++) )

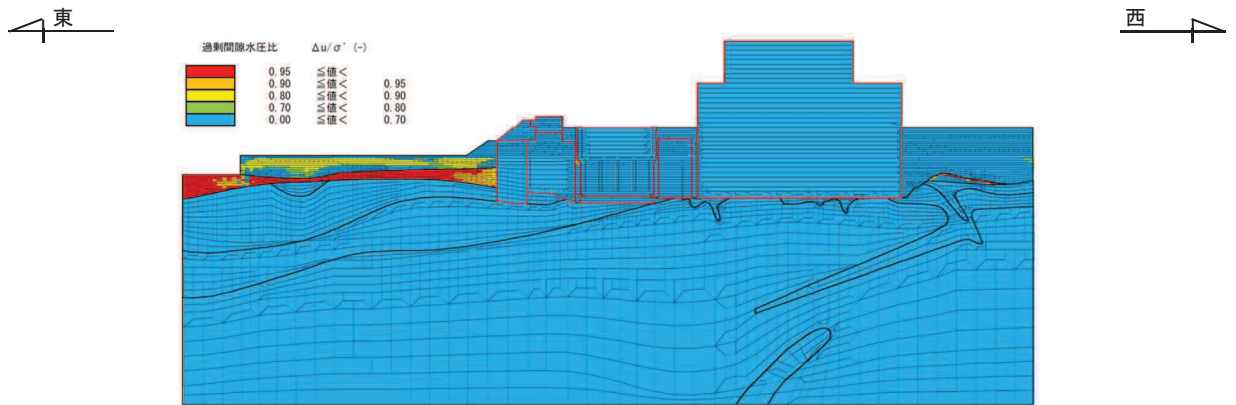


图 2-4(2) 最大過剩間隙水圧比分布 (S s - D 2 (++) )

## 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%以下であることから、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。

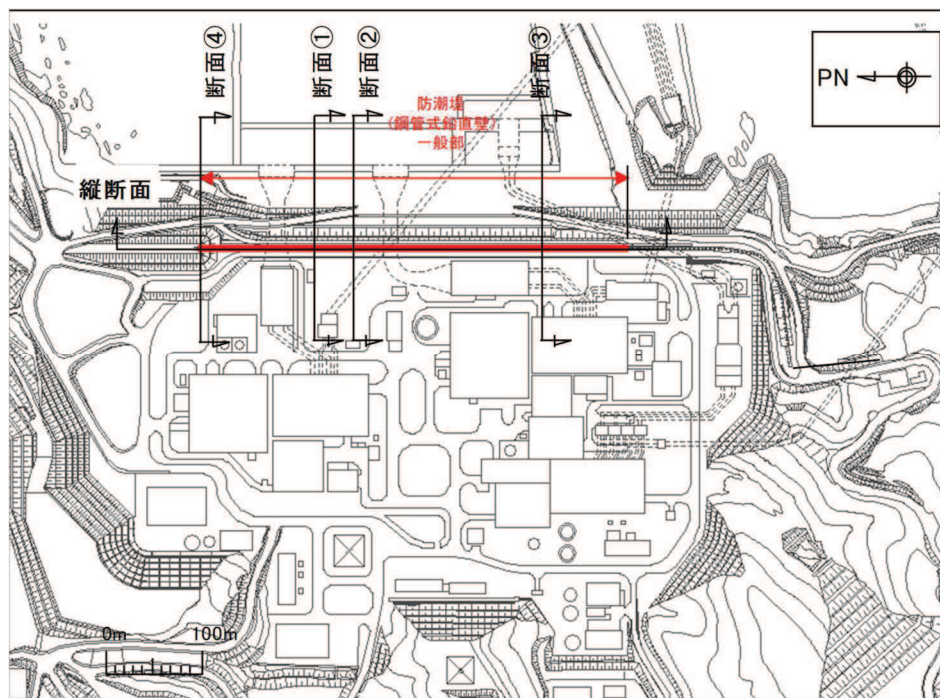


図2-5 防潮堤の解析断面位置図（断面②）

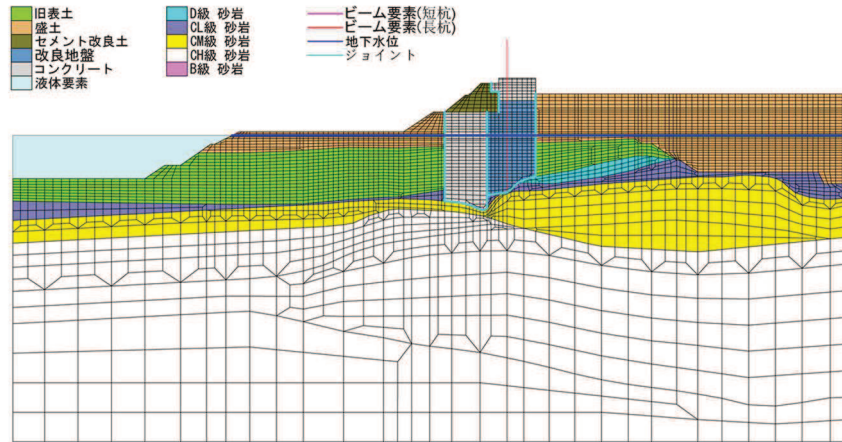
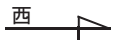


図 2-6 断面②の解析モデル

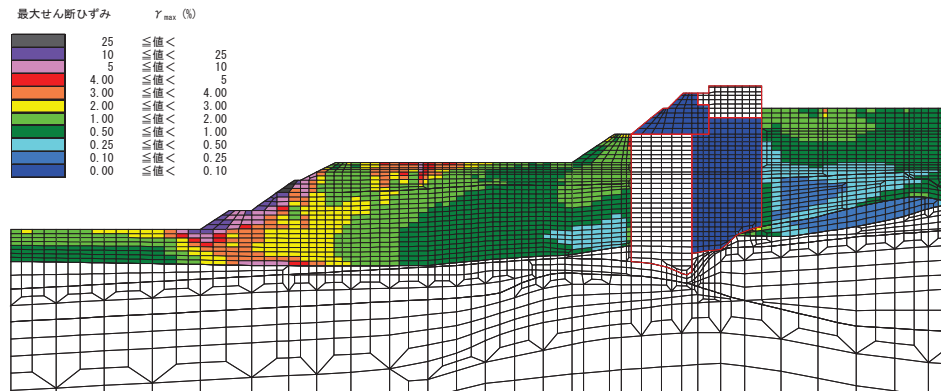
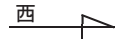


図 2-7(1) 全応力解析 (断面②) の最大せん断ひずみ分布

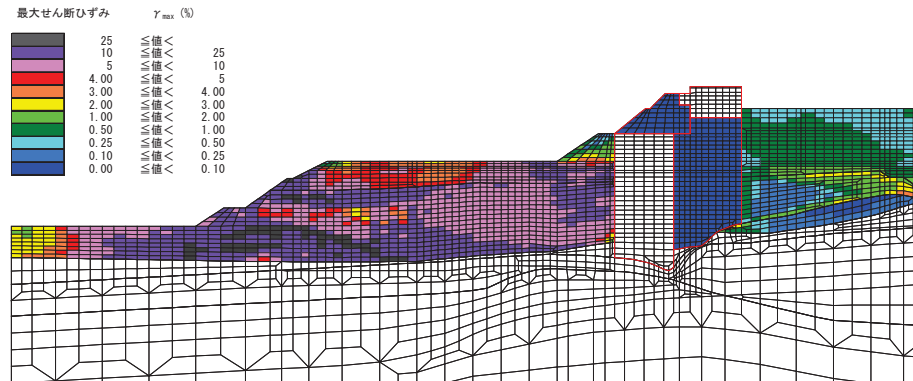
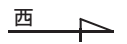


図 2-7(2) 有効応力解析 (断面②) の最大せん断ひずみ分布

3. 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3-1に，地質断面図を図3-2及び図3-3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。

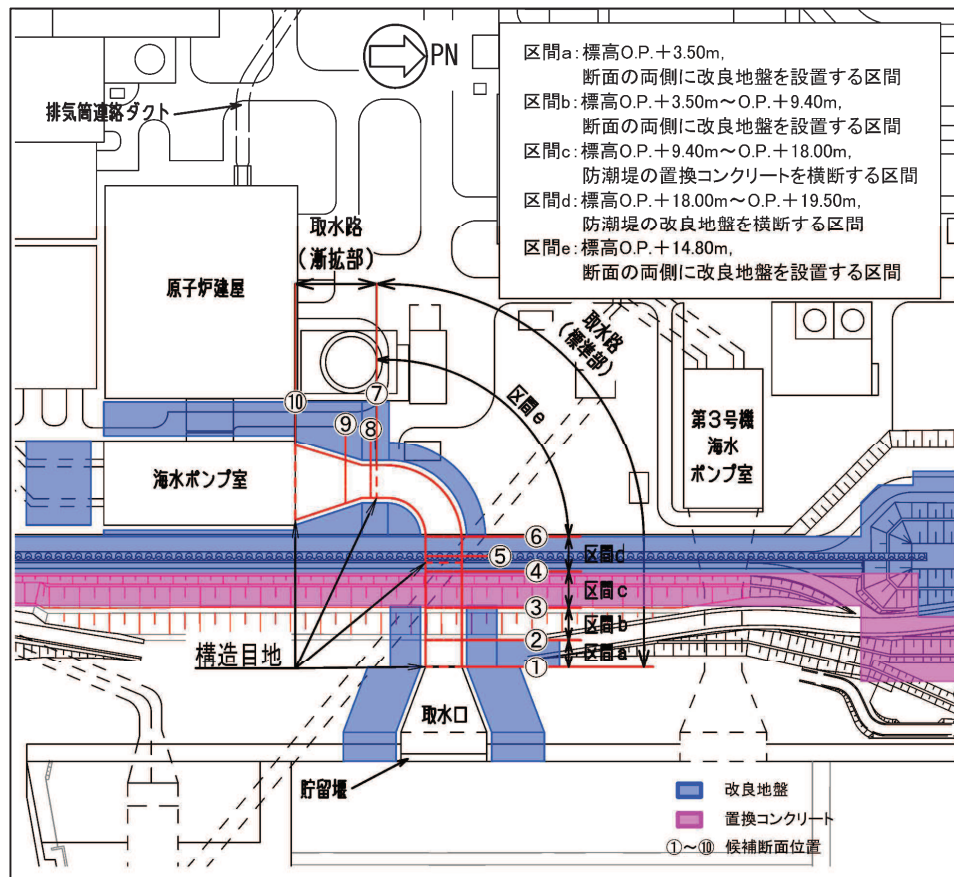


図3-1 取水路（標準部，断面④及び⑤）平面図

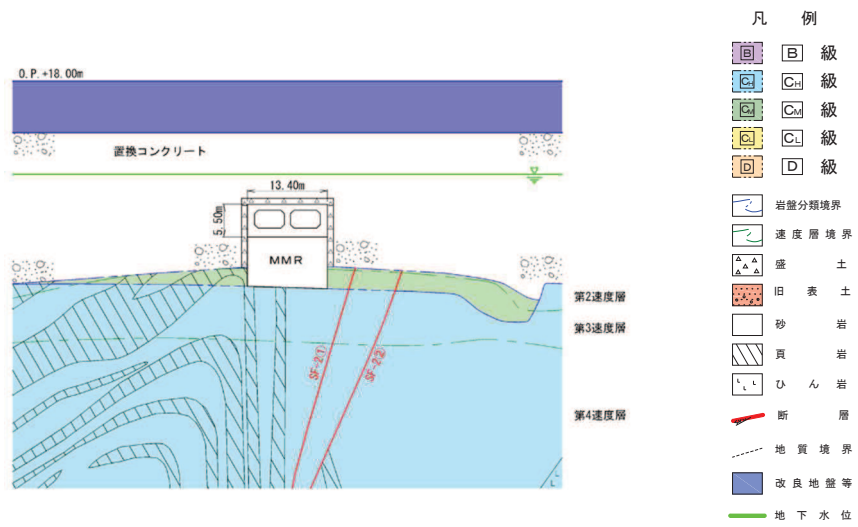


図 3-2 取水路（標準部）地質断面図（断面④：直線部）

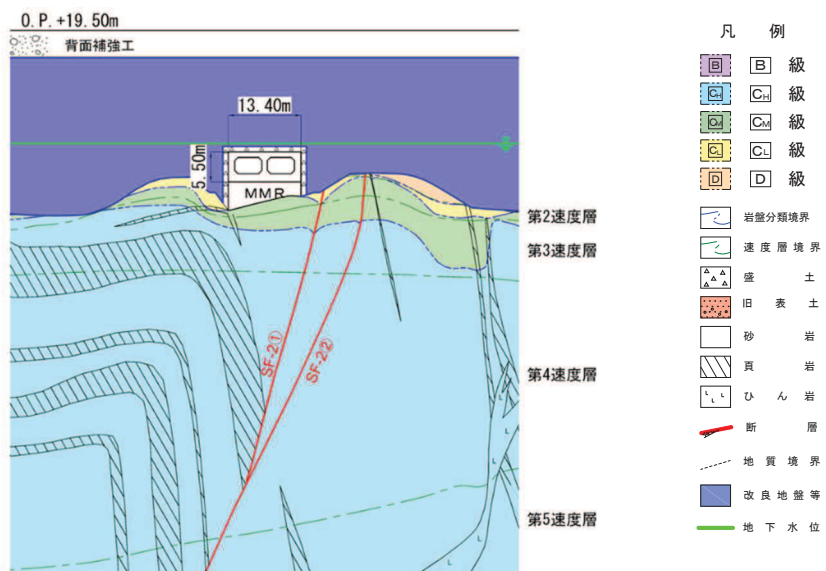


図 3-3 取水路（標準部）地質断面図（断面⑤：曲線部）



#### 4. 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 4-1 に、地質断面図を図 4-2 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 4-3 に、解析結果として最大過剰間隙水圧比分布を図 4-4 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。

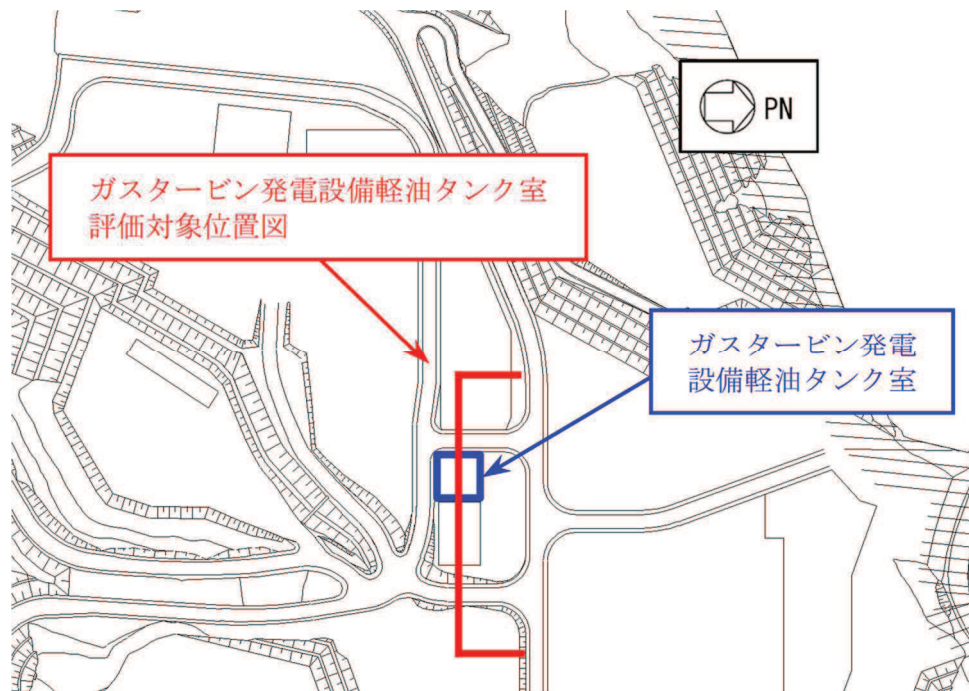


図 4-1 ガスタービン発電設備軽油タンク室平面図

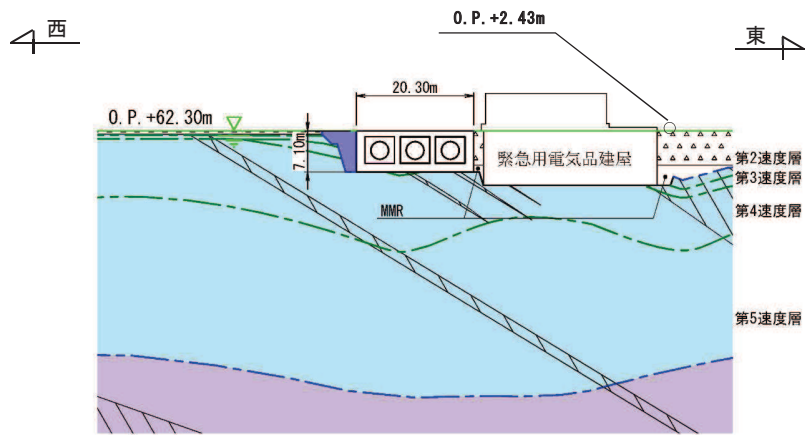


図 4-2 ガスタービン発電設備軽油タンク室評価対象地質断面図 (東西方向)

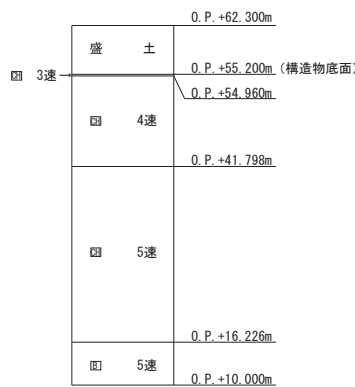


図 4-3 ガスタービン発電設備軽油タンク室 一次元解析モデル

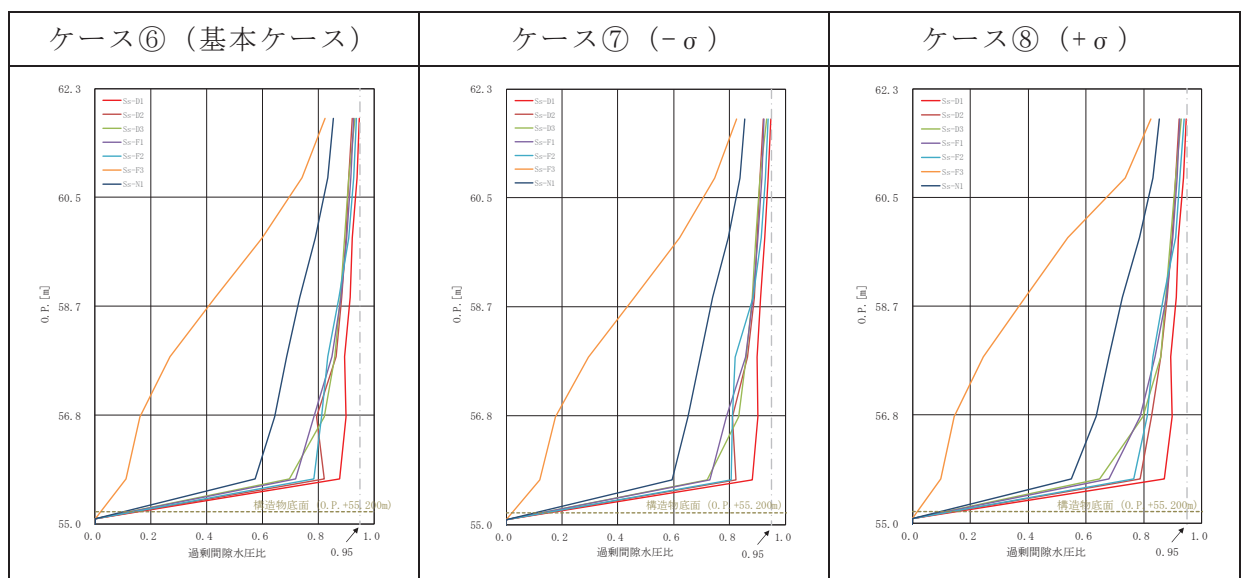


図 4-4 最大過剰間隙水圧比分布

(参考) 9-10

#### 4. 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。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，防潮堤の陸側に発生する地盤のせん断ひずみについて，二次元全応力解析と二次元有効応力解析による比較を行い，両者が同等であり，ひずみレベルも 2%以下と小さ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について

### 1. 概要

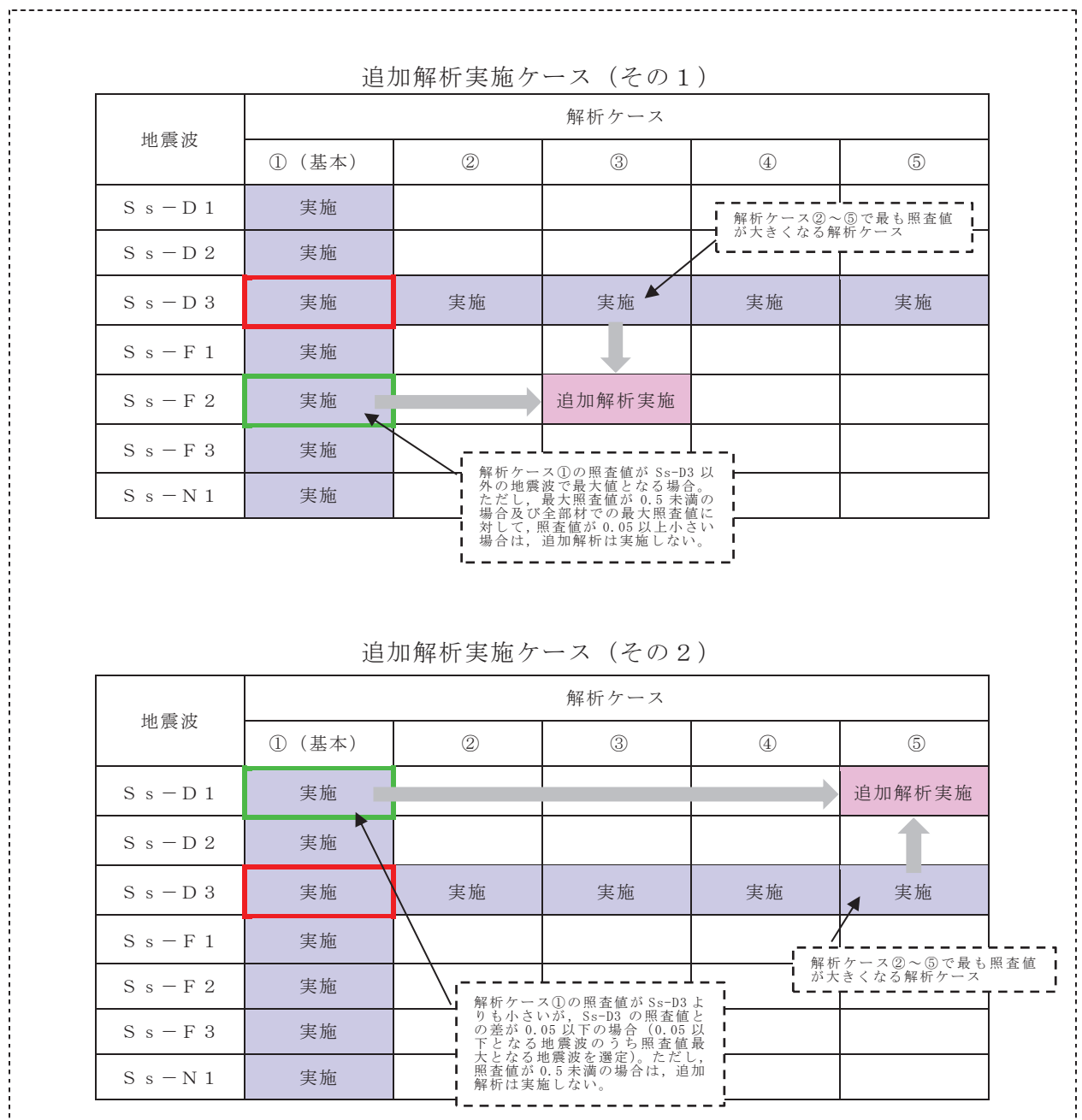
「9. 屋外重要土木構造物の耐震評価における追加解析ケースの選定について」に示すとおり、曲げ軸力、せん断力及び支持力の照査において、照査地が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

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以上とな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②～⑤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。



### 資料3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価

## 目 次

1. 評価方法
2. 評価条件
  - 2.1 評価対象断面の選定
  - 2.2 使用材料及び材料の物性値
  - 2.3 地盤物性値
  - 2.4 評価構造物諸元
  - 2.5 地下水位
  - 2.6 耐震評価フロー
  - 2.7 適用規格
3. 地震応答解析
  - 3.1 地震応答解析手法
  - 3.2 地震応答解析モデルの設定
  - 3.3 地震応答解析の解析ケース
4. 評価内容
  - 4.1 入力地震動の設定
  - 4.2 許容限界の設定
5. 評価結果
  - 5.1 地震応答解析結果
  - 5.2 解析ケースと照査値
  - 5.3 層間変形角時刻歴波形（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）
  - 5.4 断面力分布（せん断破壊に対する照査）
  - 5.5 最大せん断ひずみ分布
  - 5.6 構造部材の健全性に対する評価結果
  - 5.7 基礎地盤の支持性能に対する評価結果
  - 5.8 機器・配管系への鉄筋コンクリート部材の初期剛性低下の影響（ケース⑤）
6. まとめ

### 参考資料

- 参考資料 1 解析手法の選定.....資料 3- (参考) 1-1

## 参考資料 1 解析手法の選定

### 1. はじめに

排気筒連絡ダクト（土砂部）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「4.3 解析手法の選定」における解析手法の選定フローに基づき、二次元の全応力解析及び有効応力解析の比較検討を行い、保守的な解析手法を選定する構造物となる。

本資料では土砂部を対象に比較検討を行い、全応力解析が保守的手法として選定した結果を説明するものである。比較検討の結果、構造物の耐震性にとってクリティカルとなるせん断照査値は、全応力解析の方が厳しくなったことから、全応力解析を保守的な解析手法として選定した。

### 2. 解析手法選定の方針

解析手法の選定では、断面選定による候補断面から代表断面を選定し、基準地震動  $S_s$  7 波に対する全応力解析と有効応力解析を行い、断面力及び照査値を比較する。候補断面の位置を図 2-1 に示す。

候補断面として断面①，断面②及び断面③をそれぞれ図 2-2，図 2-3 及び図 2-4 に示す。解析手法の選定に用いる代表断面は、候補断面のうち液状化の影響が大きい断面を代表とする。女川原子力発電所の盛土・旧表土の液状化特性について、盛土に比べ、旧表土の方が液状化抵抗が小さい。また、液状化検討対象への土被りが大きいほど、液状化の影響が少なくなる（「参考資料 1 0. P. 14. 8m 盤に分布する盛土・旧表土の液状化特性」参照）ことを考慮し、解析手法の選定に用いる断面は、周辺に旧表土が分布しており、旧表土への土被りが小さい、断面③を代表とする。



図 2-1 排気筒連絡ダクト縦断図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



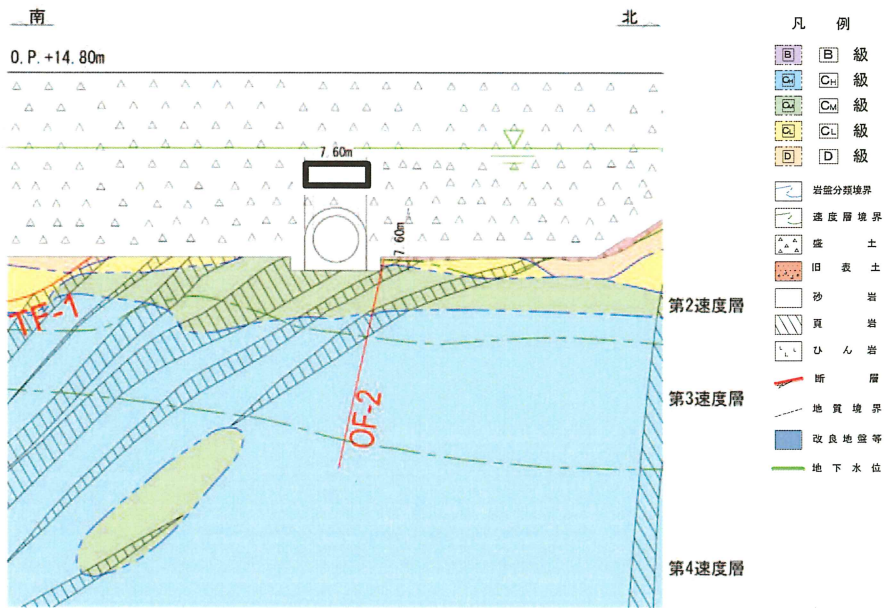


図 2-2 排気筒連絡ダクト断面図 (断面①)

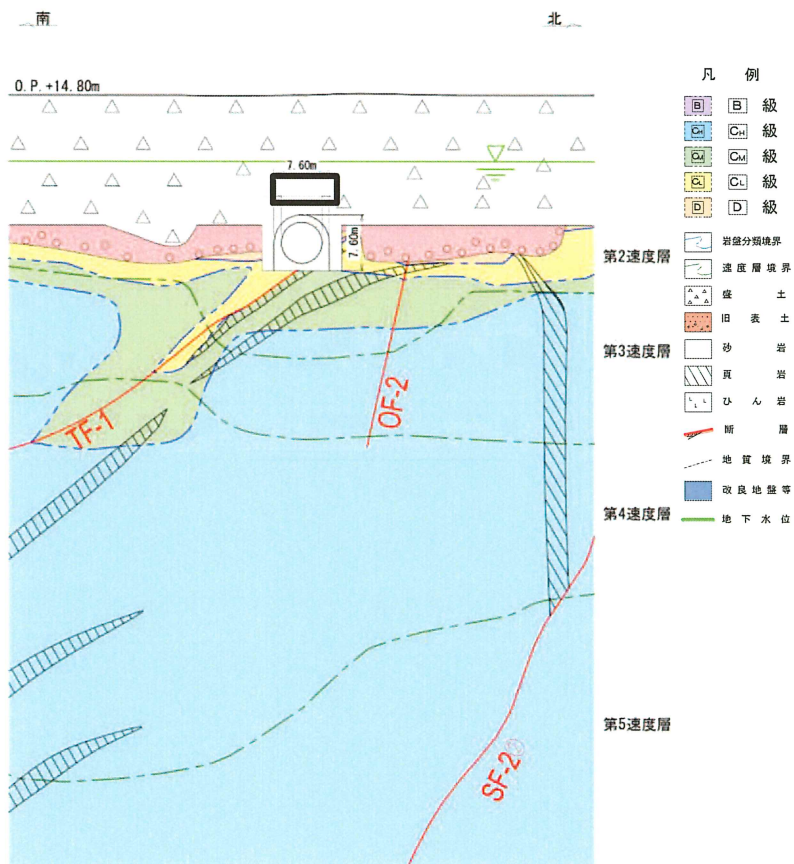


図 2-3 排気筒連絡ダクト断面図 (断面②)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

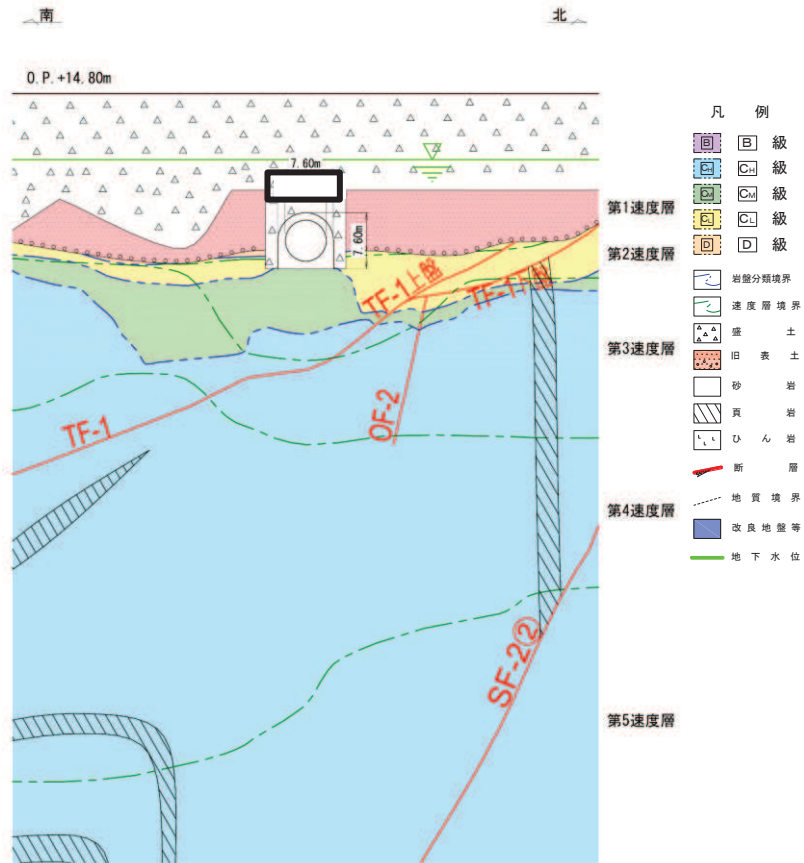


図 2-4 排気筒連絡ダクト断面図 (断面③)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

### 3. 二次元地震応答解析

排気筒連絡ダクト（断面③）の解析モデル図を図3-1に示す。

二次元地震応答解析は、基準地震動  $S_s$ （7波）に対して実施した。

曲げ・軸力系の破壊に対しては、層間変形角に着目し照査を行った。また、せん断破壊に対しては、各部材（アーチ・左側壁・右側壁・底版）の最大せん断力が発生する時刻における照査を行った。

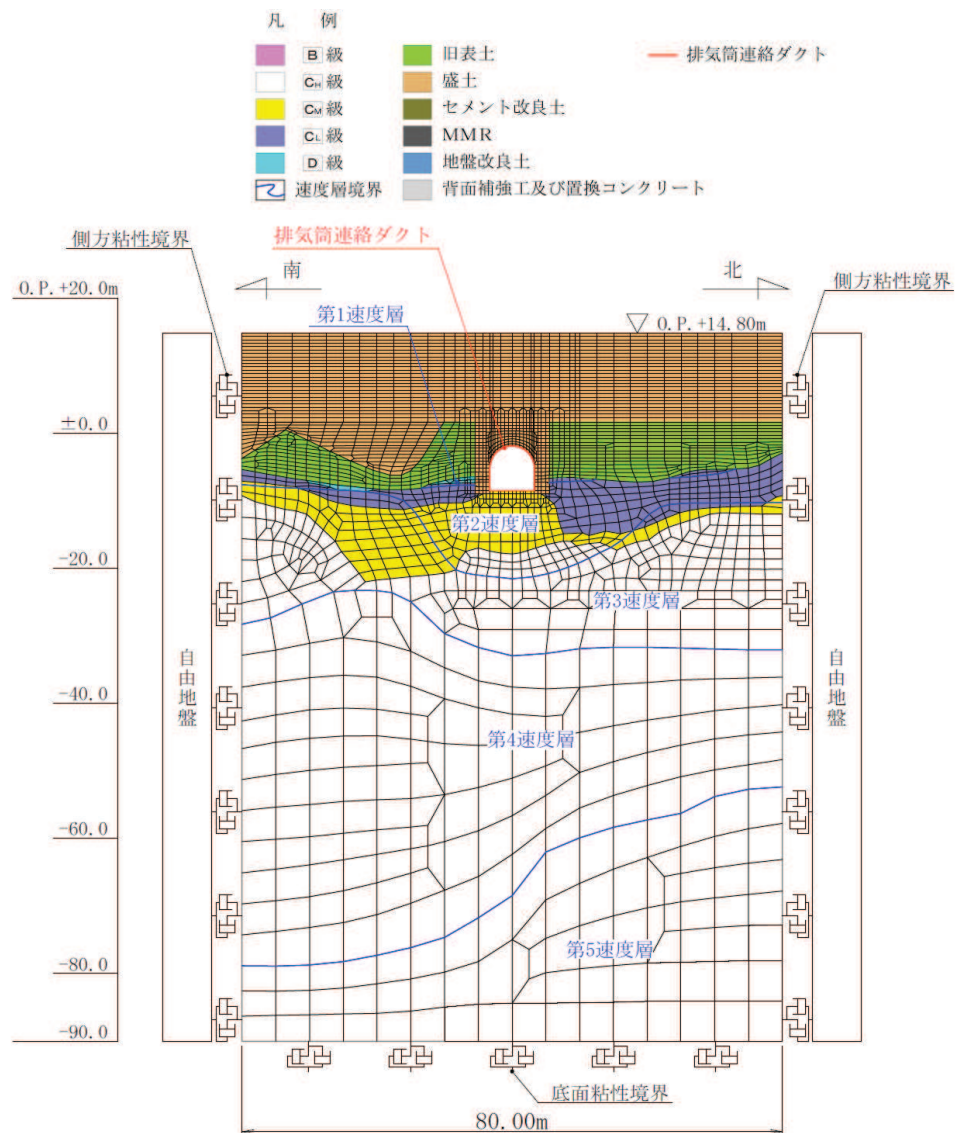


図3-1 排気筒連絡ダクト（断面③）解析モデル図

### 3.1 断面力の比較

図 3.1-1～図 3.1-7 に基準地震動  $S_s$  毎の断面力図（曲げモーメント，せん断力，軸力）を示す。なお，断面力図は，せん断破壊に対して部材ごとに照査時刻が異なることから，せん断力が全部材で最も厳しくなった時刻を示した。

基準地震動  $S_s$  毎に断面力を比較すると， $S_s-D1$  に対する曲げモーメントを除く，曲げモーメント，せん断力及び軸力の全てで全応力解析が大きい値を示す結果となっている。

また，耐震評価に支配的な要因である土圧（「参考資料 2 地中構造物の耐震性に支配的な要因の検討」参照）について，基準地震動  $S_s$  毎に表 3.1-1 に示す。表 3.1-1 に示す通り，基準地震動  $S_s$ （7 波）全てにおいて全応力解析が大きいことにより，部材に発生する断面力も同様の傾向を示していると考えられる。

参考までに，各断面における基準地震動  $S_s$  毎の過剰間隙水圧比分布を図 3.1-8～図 3.1-14 に示す。

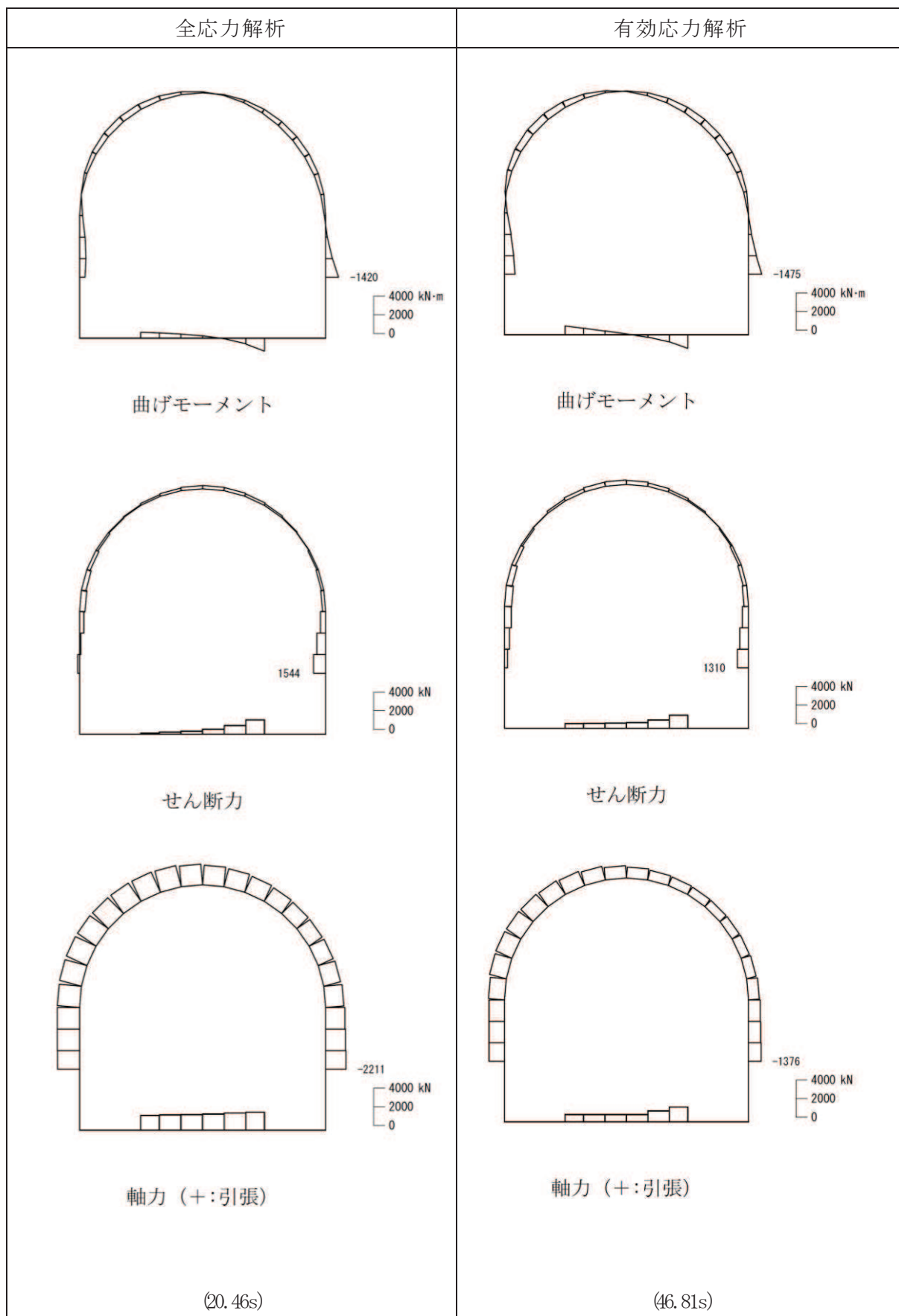


図 3.1-1 断面力図 (S s - D 1)

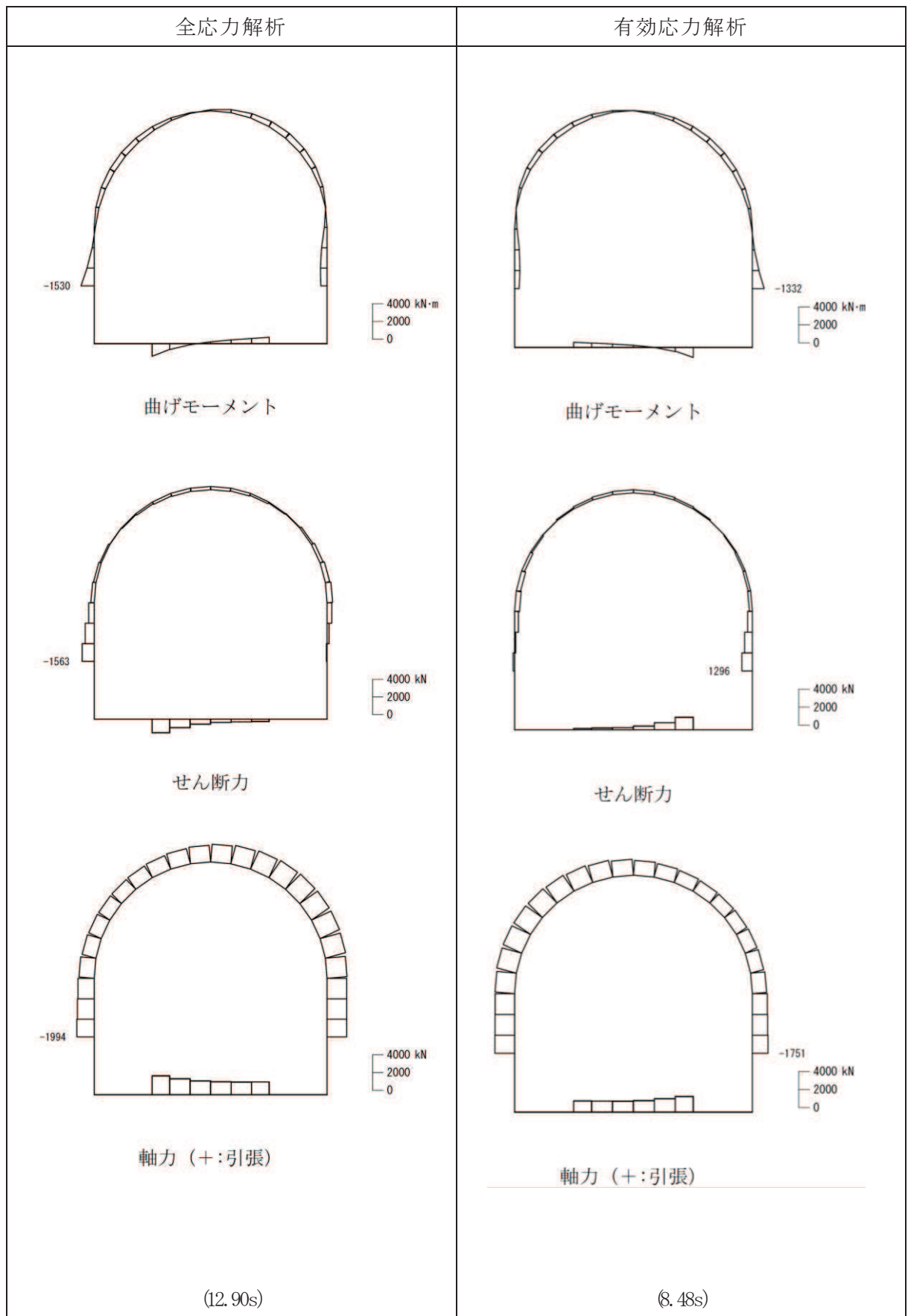


図 3.1-2 断面力図 (S<sub>s</sub>-D2)

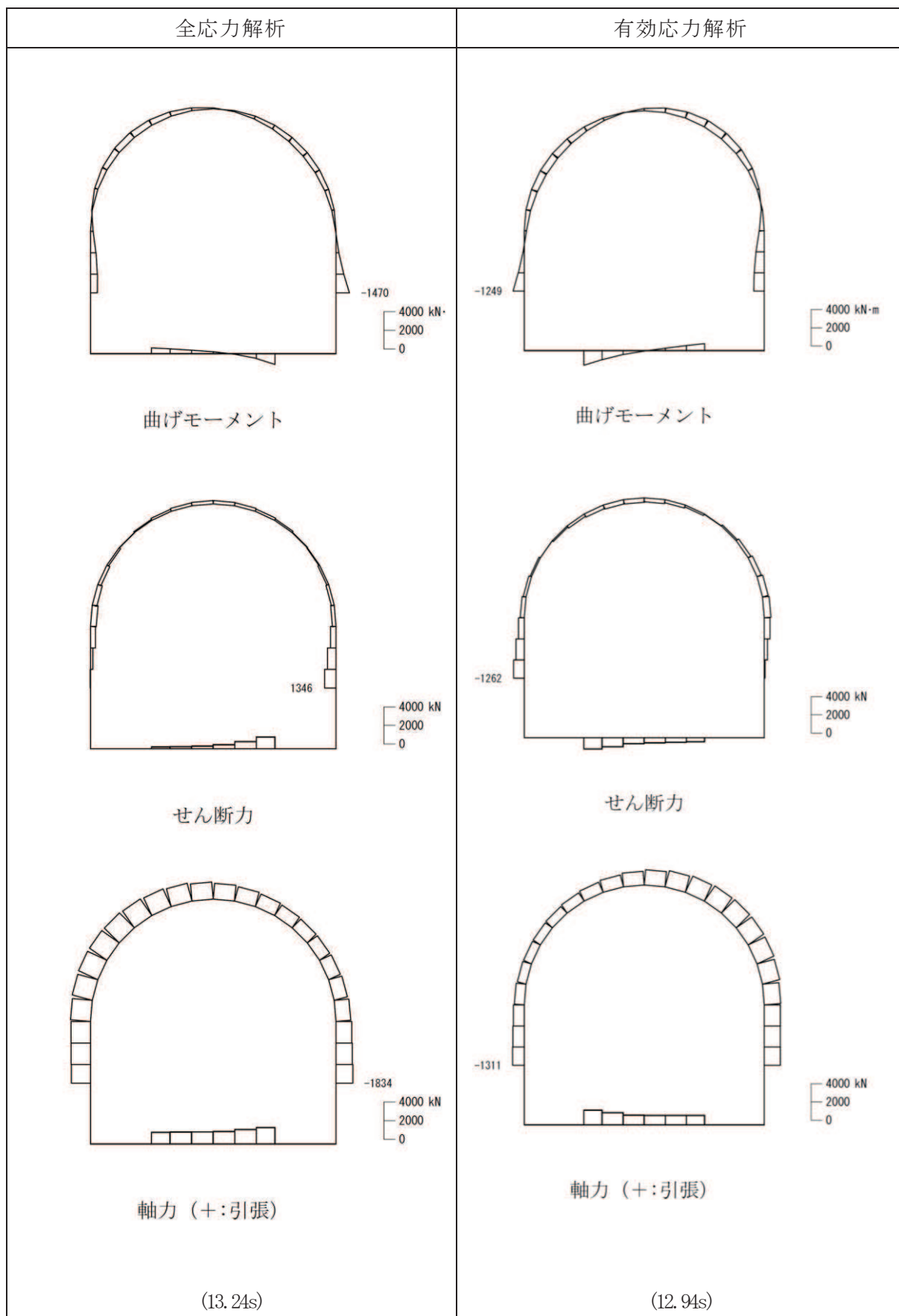


図 3.1-3 断面力図 (S s - D 3)

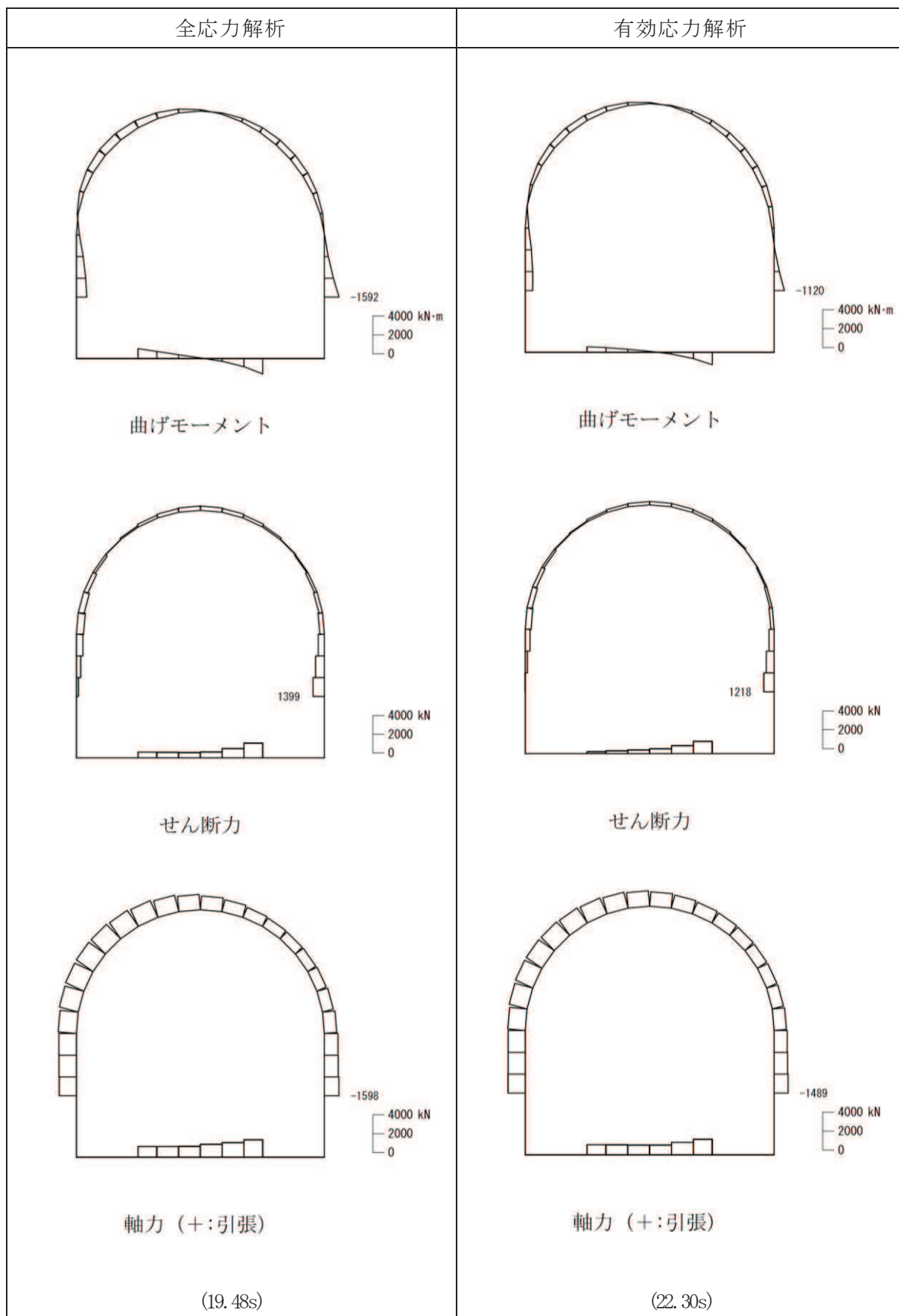


図 3.1-4 断面力図 (S s - F 1)



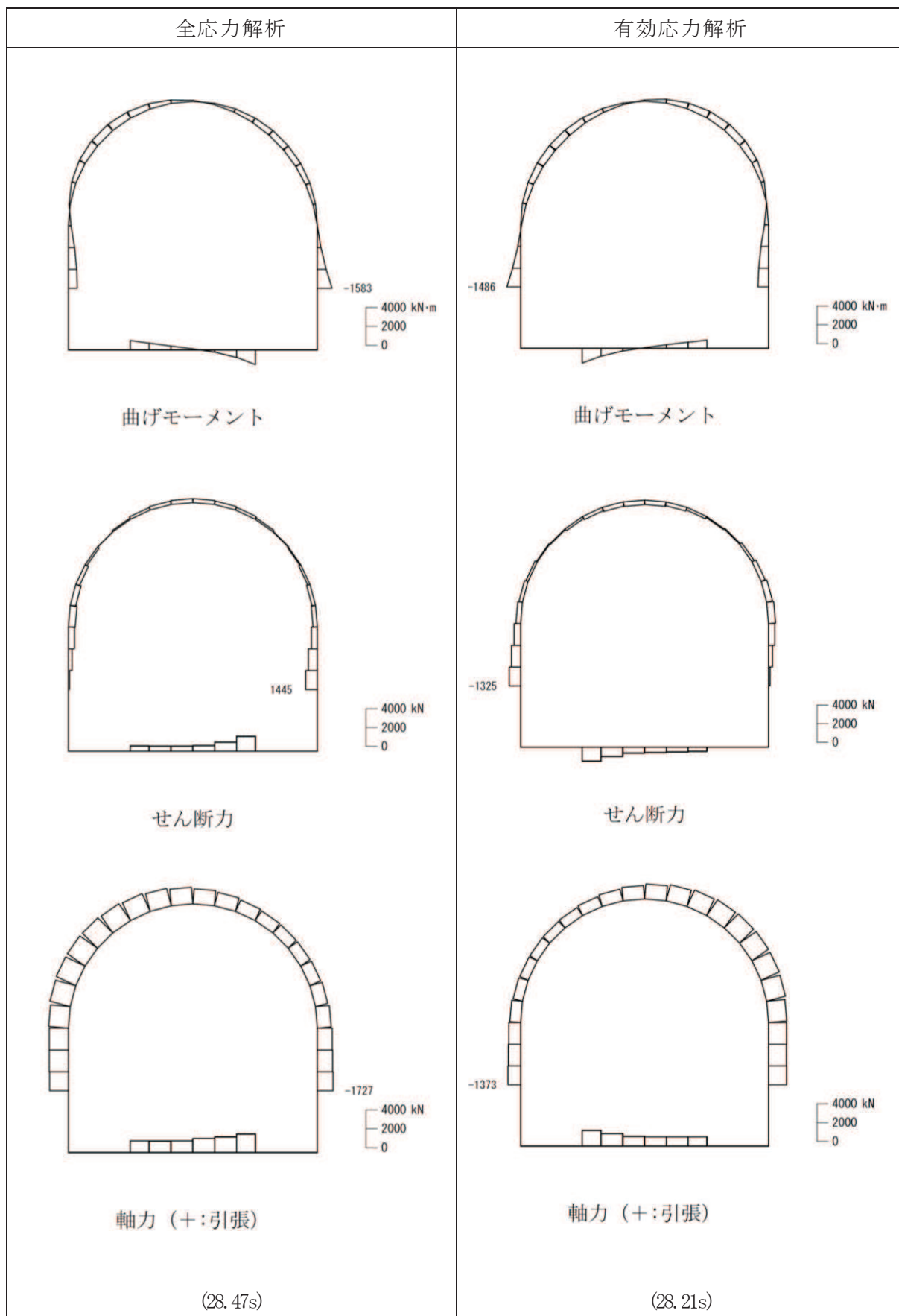


図 3.1-5 断面力図 (S s - F 2)

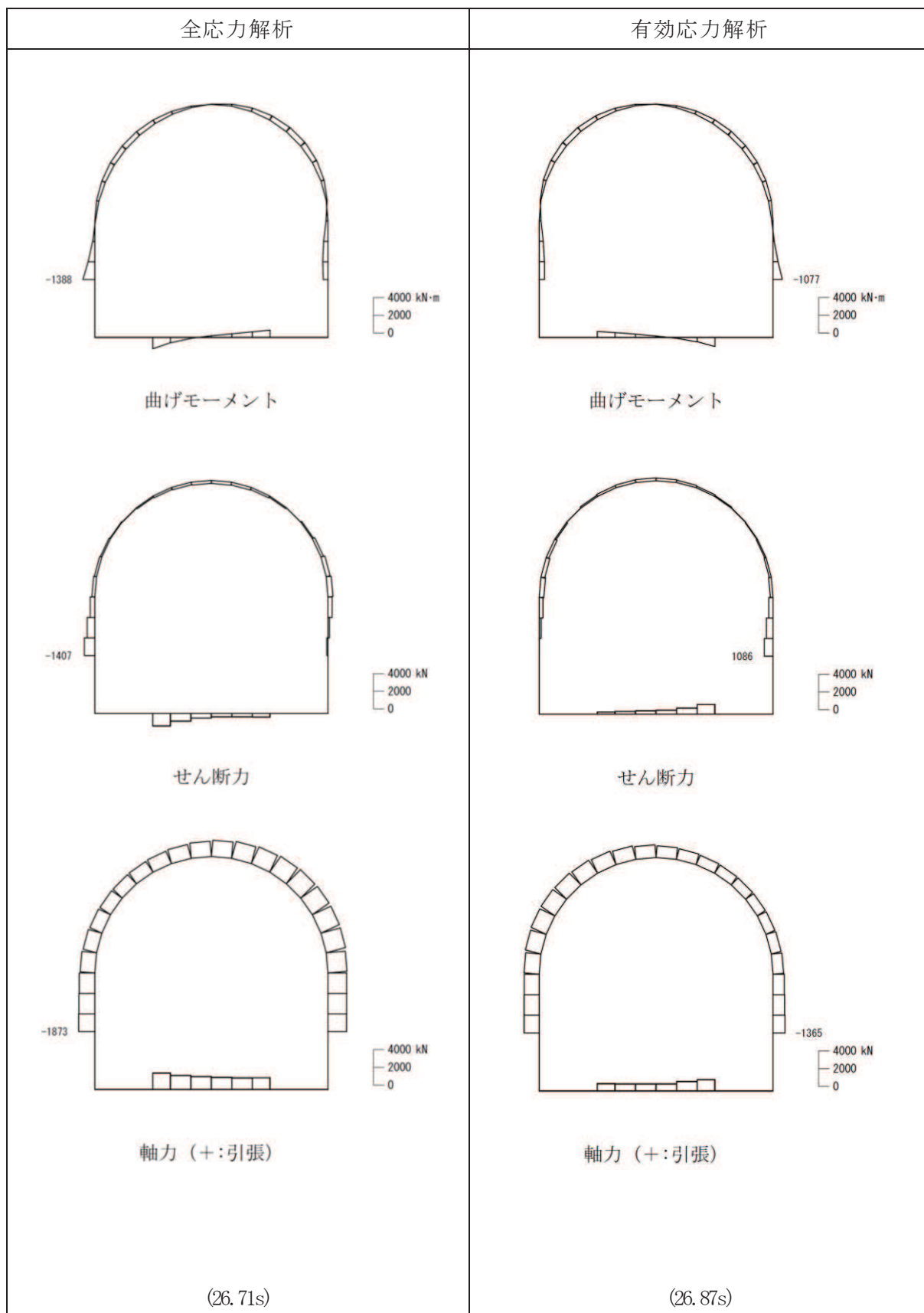


図 3.1-6 断面力図 (S s - F 3)

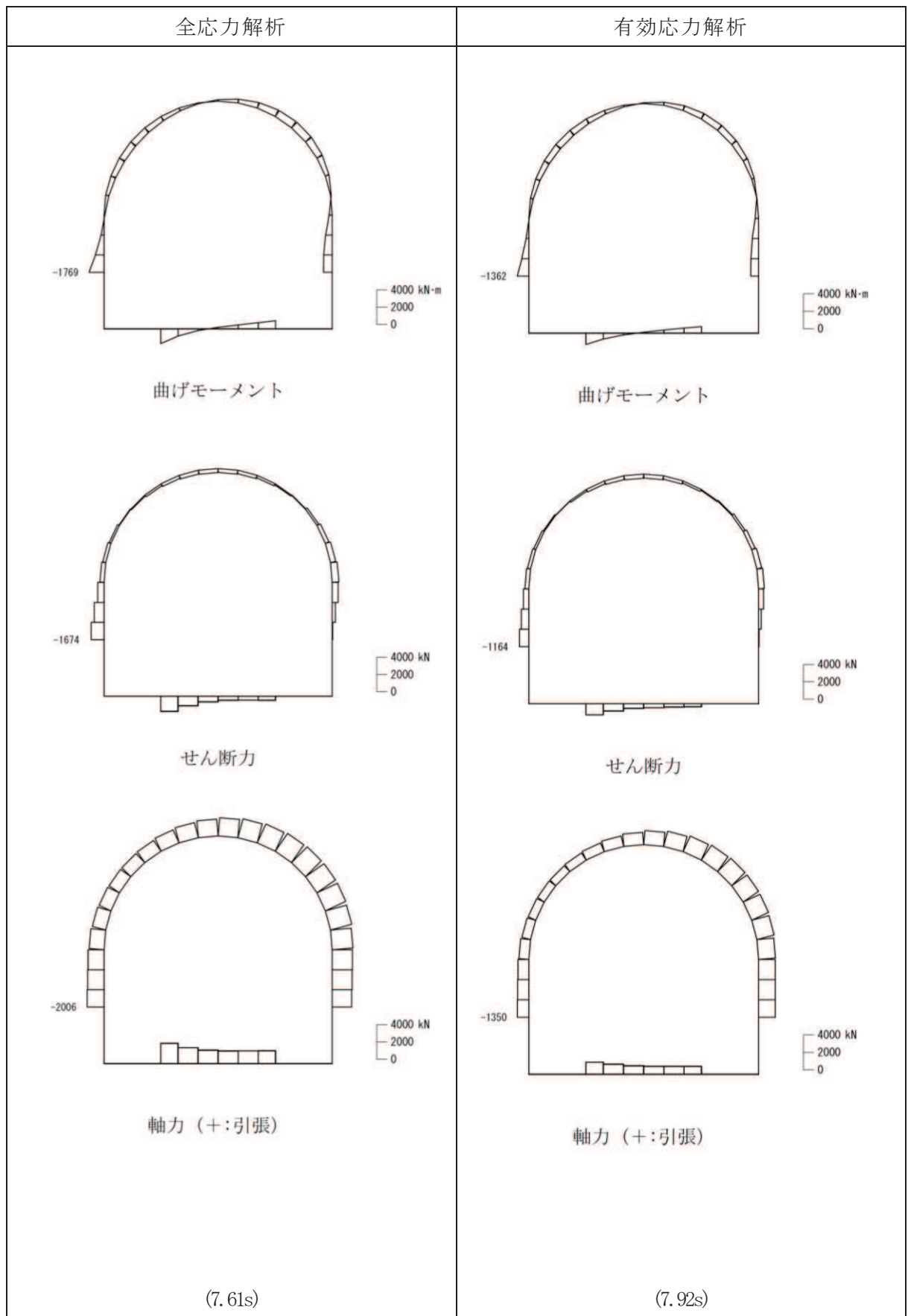
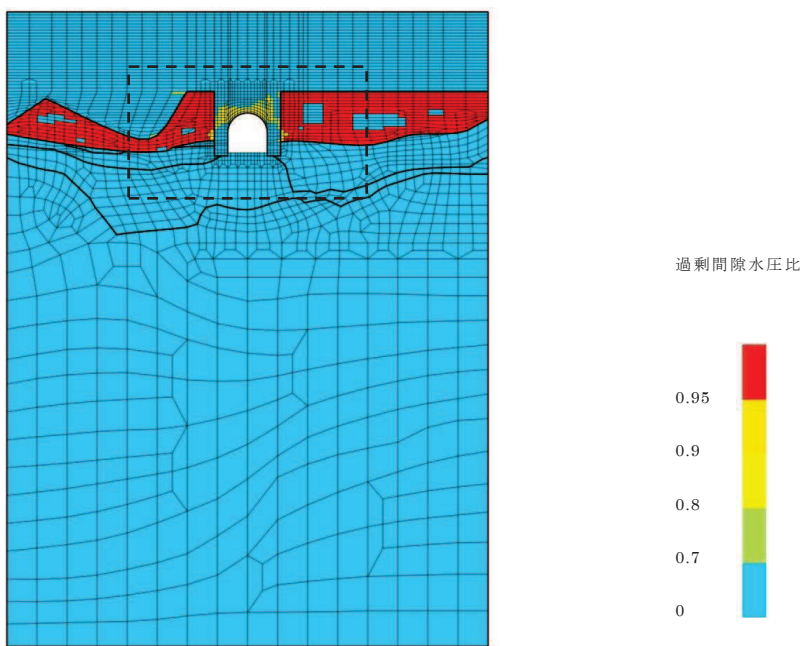


図 3.1-7 断面力図 (S s - N 1)

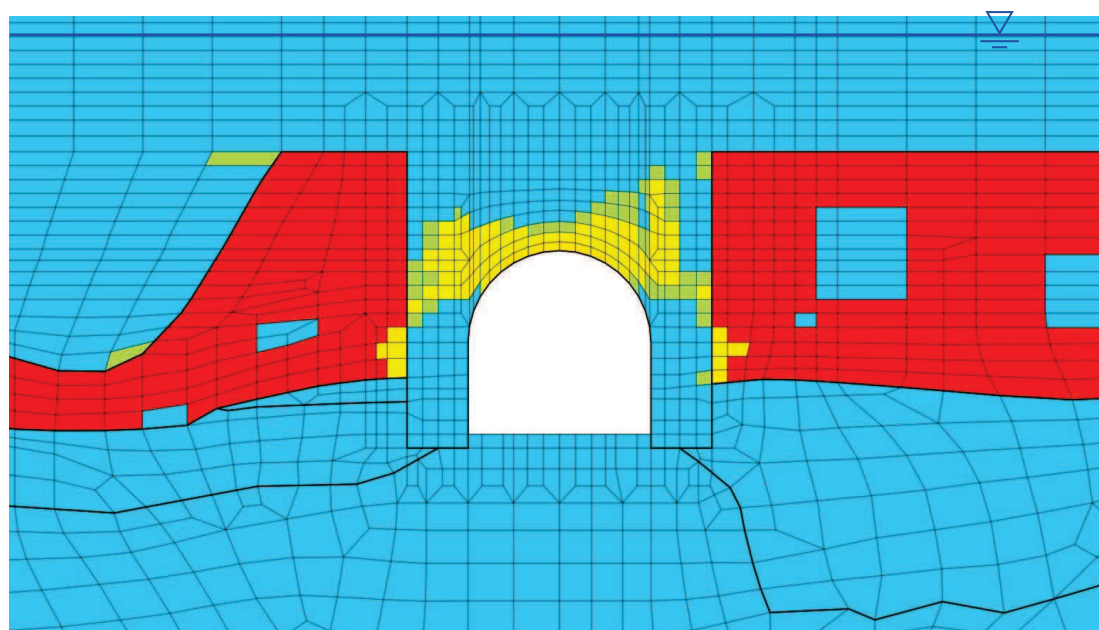
表 3.1-1 構造物に作用する土圧（基準地震動  $S_s$ （7 波））

基準地震動	土圧 (kN)	
	全応力解析	有効応力解析
$S_s - D 1$	3060	2493
$S_s - D 2$	3015	2484
$S_s - D 3$	2821	2487
$S_s - F 1$	2705	2356
$S_s - F 2$	2709	2570
$S_s - F 3$	2672	2081
$S_s - N 1$	<u>3289</u>	2318

網掛：全応力解析と有効応力解析を比較して大きい方の値，また下線は土圧の最大値

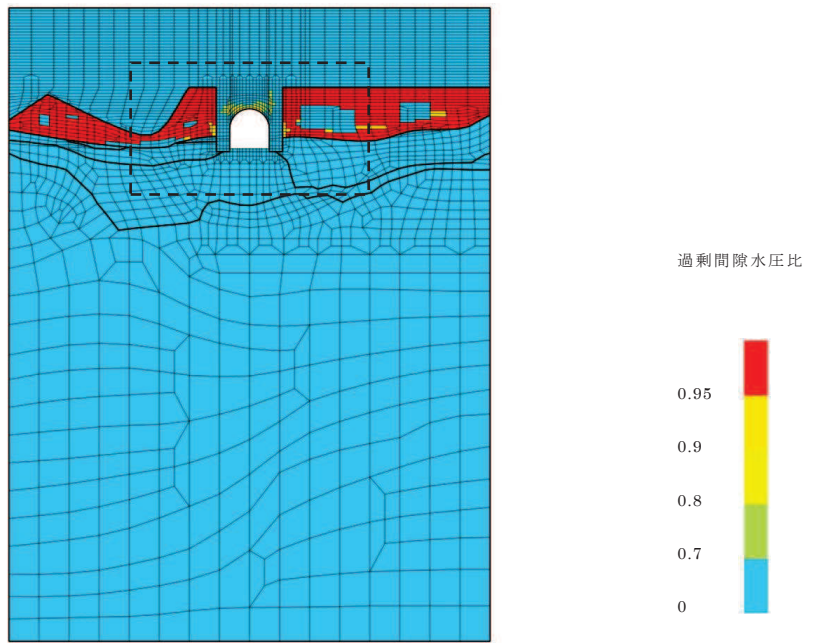


(a) 全体図

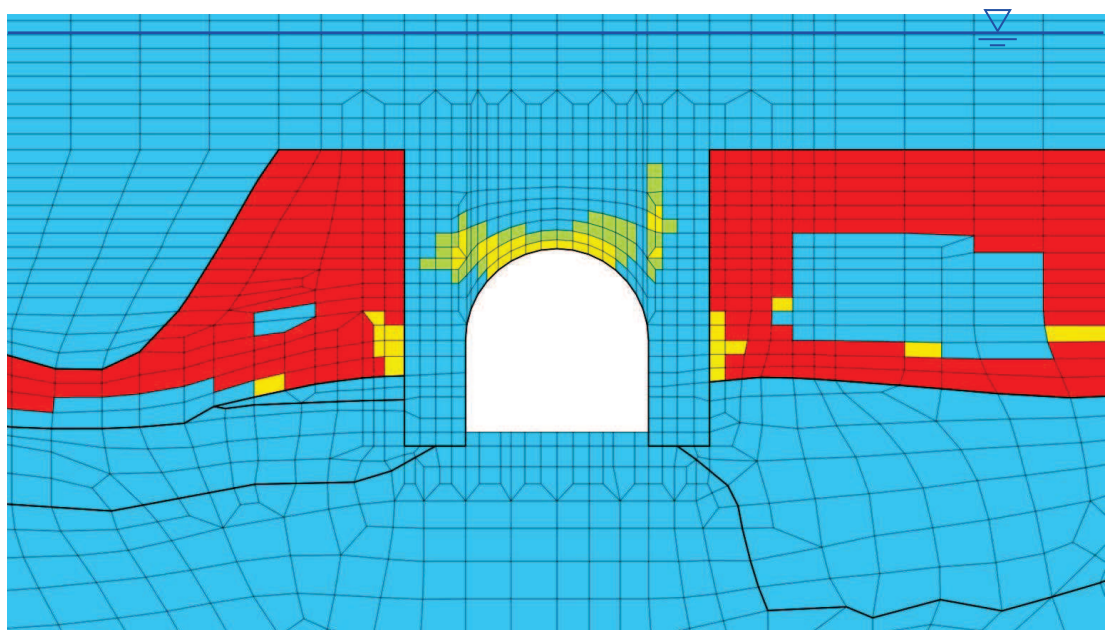


(b) 構造物周辺拡大図

図 3.1-8 過剰間隙水圧比分布 (S s - D 1)

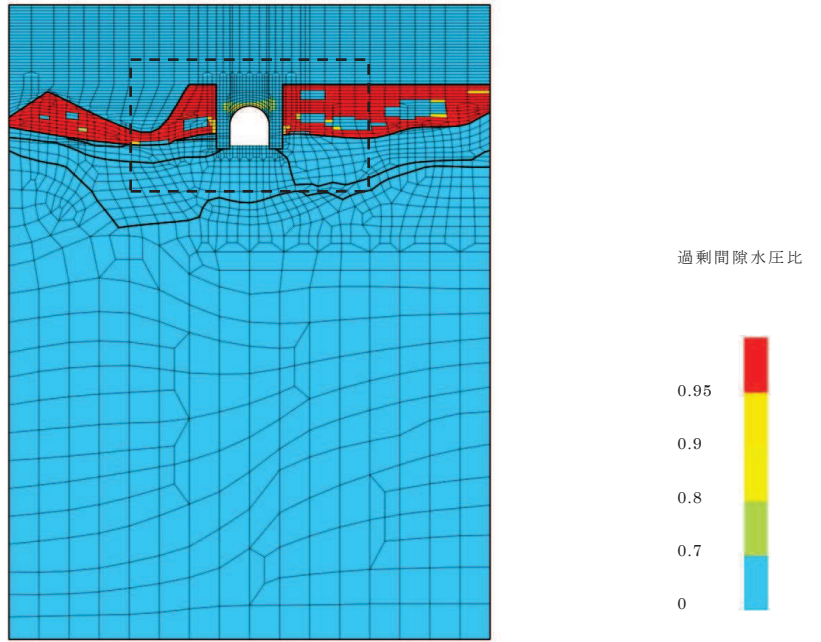


(a) 全体図

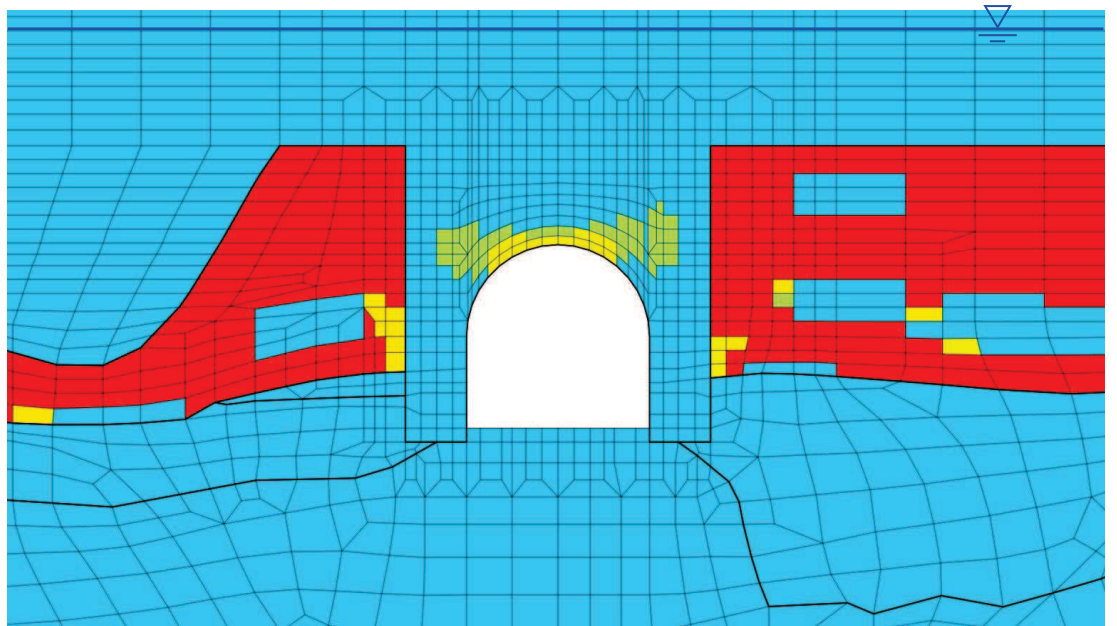


(b) 構造物周辺拡大図

図 3.1-9 過剰間隙水圧比分布 (S s - D 2)

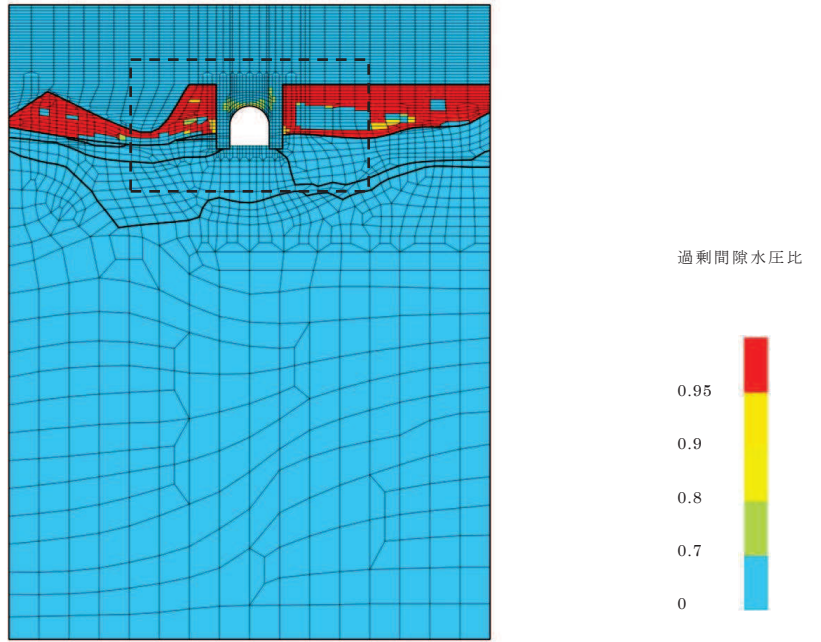


(a) 全体図

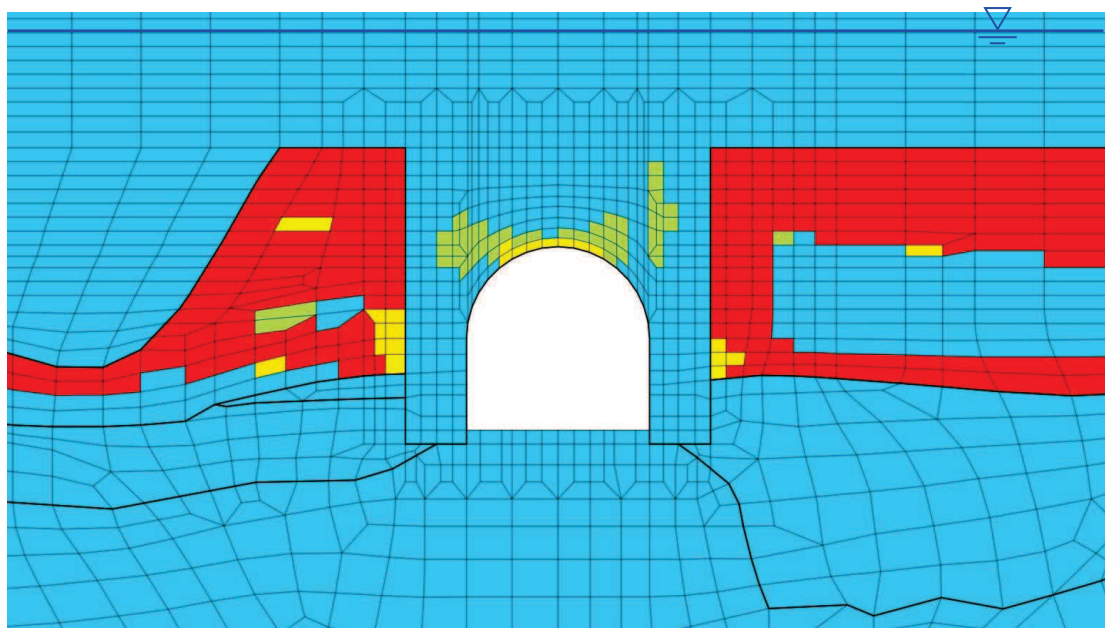


(b) 構造物周辺拡大図

図 3.1-10 過剩間隙水圧比分布 (S<sub>s</sub>-D3)



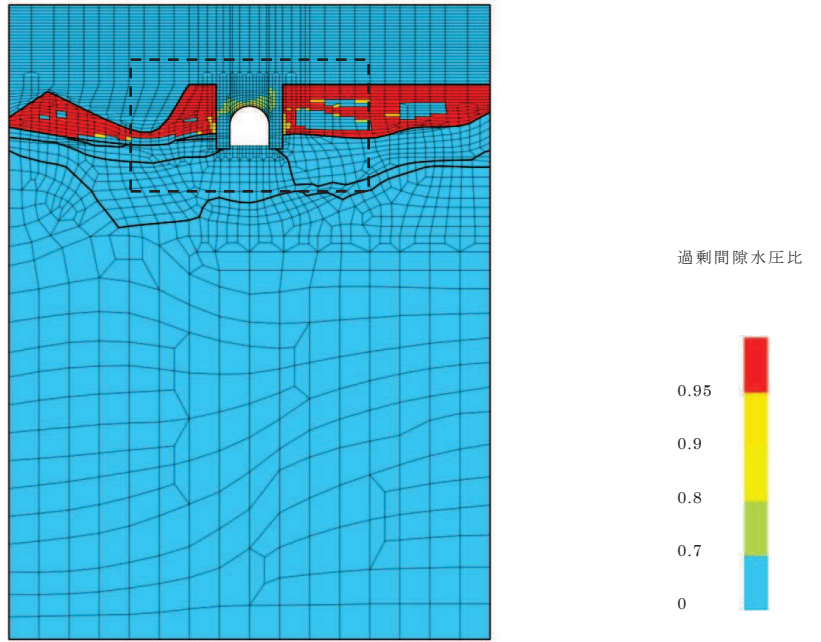
(a) 全体図



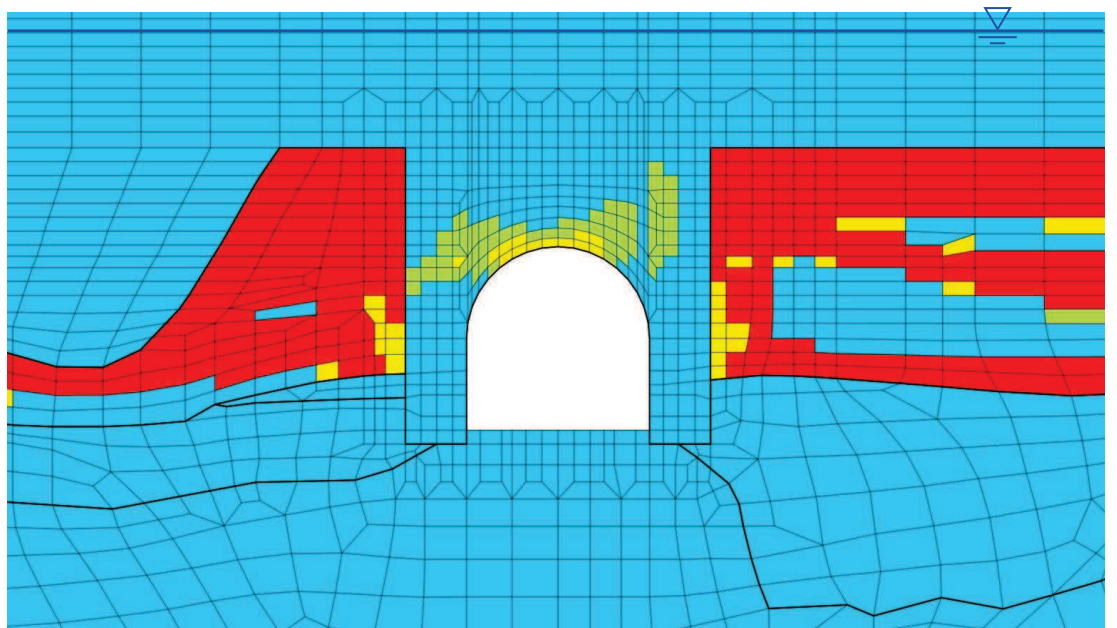
(b) 構造物周辺拡大図

図 3.1-11 過剩間隙水压比分布 (S<sub>s</sub> - F 1)



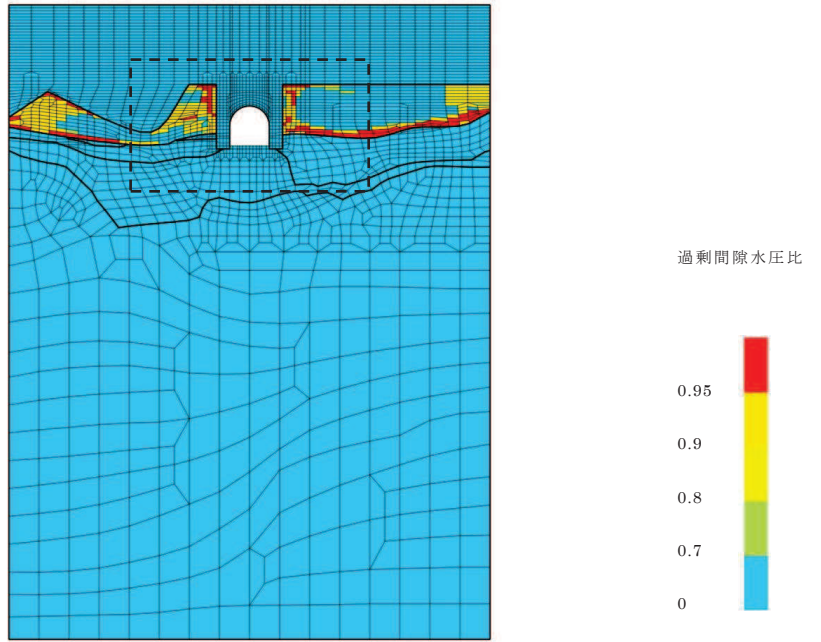


(a) 全体図

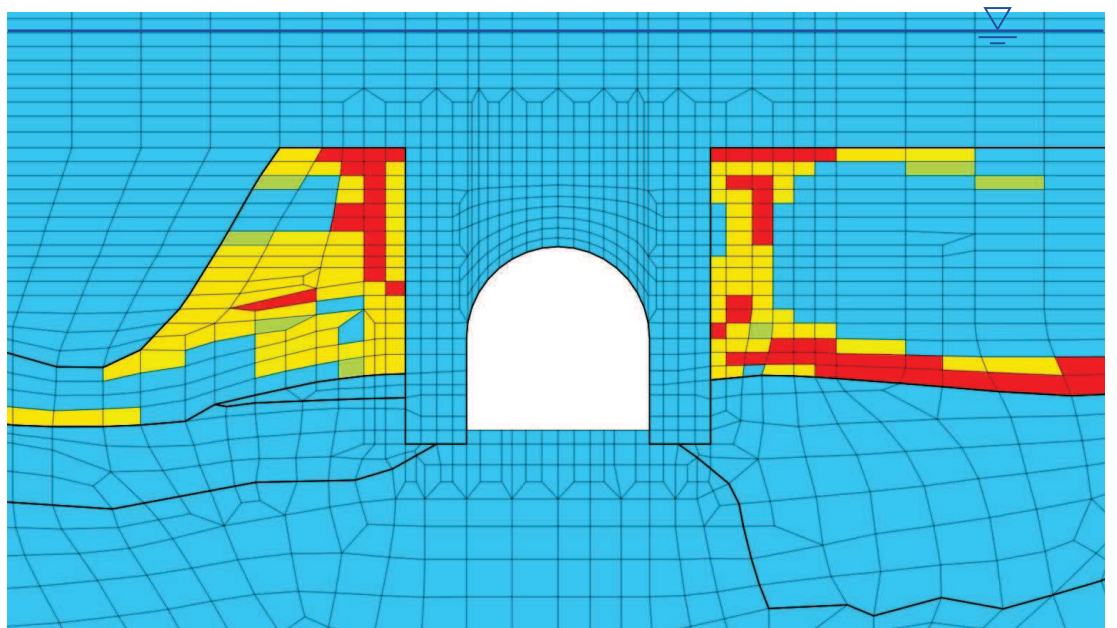


(b) 構造物周辺拡大図

図 3.1-12 過剩間隙水圧比分布 (S<sub>s</sub> - F 2)

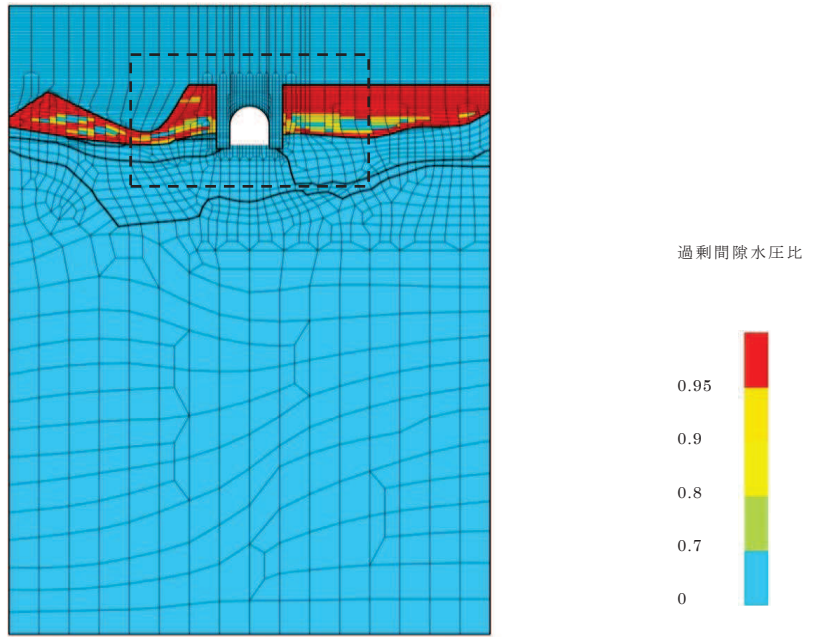


(a) 全体図

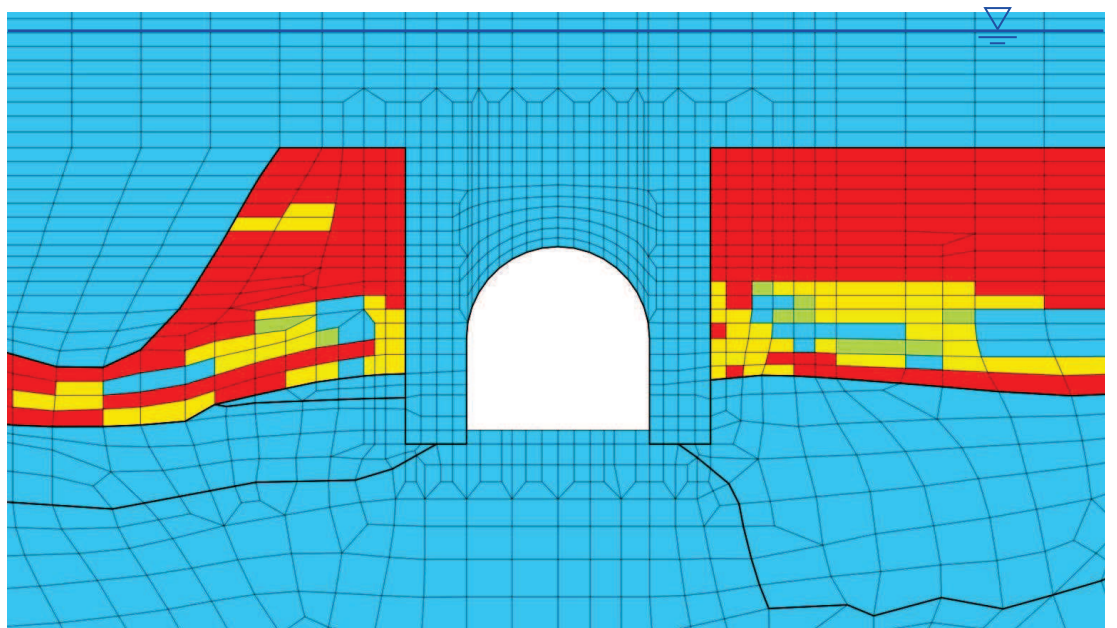


(b) 構造物周辺拡大図

図 3.1-13 過剰間隙水圧比分布 (S<sub>s</sub>-F3)



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 3.1-14 過剰間隙水圧比分布 (S<sub>s</sub>-N1)

### 3.2 照査値の比較

曲げ・軸力系の破壊に対する照査については、全応力解析で最大照査値を示し、概ね有効応力解析と同程度であるが、いずれの手法でも十分な裕度がある結果となった。せん断破壊に対する照査については、有効応力解析と比較して全応力解析の方が厳しい結果となった。

曲げ・軸力系の破壊に対しては、層間変形角に着目した照査結果を表 3.2-1 に、せん断破壊に対しては、最大せん断力が発生する時刻における照査結果を表 3.2-2 に示す。せん断破壊に対する照査はせん断耐力式による算定としており、1.0 を超える照査値となっている。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査については、全応力解析で最大照査値を示し、概ね有効応力解析と同程度であるが、いずれの手法でも十分な裕度がある結果となった。せん断破壊に対する照査については、有効応力解析と比較して全応力解析の方が厳しい結果となった。

このことは、3.1 で示した、有効応力解析と比較して全応力解析の方が部材に発生する断面力が多いことと整合的である。

表 3.2-1 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果 (最大値による比較)

全応力解析	有効応力解析
0.13 (6.9 mm) (S <sub>s</sub> -D2)	0.12 (6.5 mm) (S <sub>s</sub> -D1)

網掛：全応力解析と有効応力解析を比較して大きい方の値

( ) 内：構造物上端と下端の層間変位

$$\text{照査値} : \gamma_i \times R_d / R_{ud}$$

( $\gamma_i$  : 安全係数 1.0,  $R_d$  : 層間変形角,  $R_{ud}$  : 限界値 0.01)

表 3.2-1 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果 (基準地震動 S<sub>s</sub> (7 波))

	全応力解析	有効応力解析
S <sub>s</sub> -D1	0.11 (5.6mm)	0.12 (6.5mm)
S <sub>s</sub> -D2	0.13 (6.9mm)	0.09 (4.7mm)
S <sub>s</sub> -D3	0.08 (4.2mm)	0.11 (6.0mm)
S <sub>s</sub> -F1	0.12 (6.1mm)	0.08 (4.3mm)
S <sub>s</sub> -F2	0.11 (5.7mm)	0.12 (6.2mm)
S <sub>s</sub> -F3	0.06 (3.1mm)	0.05 (2.5mm)
S <sub>s</sub> -N1	0.11 (5.8mm)	0.09 (4.9mm)

網掛：全応力解析，有効応力解析のそれぞれにおける最大値

( ) 内：構造物上端と下端の層間変位

表 3.2-2 (1) せん断破壊に対する照査結果\* (最大値による比較)

全応力解析				有効応力解析			
アーチ	左側壁	右側壁	底版	アーチ	左側壁	右側壁	底版
0.76 <sup>s</sup> (S <sub>s</sub> -D2)	1.63 (S <sub>s</sub> -N1)	1.47 (S <sub>s</sub> -D1)	1.29 (S <sub>s</sub> -N1)	0.76 <sup>s</sup> (S <sub>s</sub> -D1)	1.31 (S <sub>s</sub> -F2)	1.30 (S <sub>s</sub> -D1)	1.06 (S <sub>s</sub> -D2)

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)」に基づくせん断耐力式により算定

上段 : 最大応答値, 下段 : 最大応答値を示す地震動

網掛 : 部材ごとに全応力解析と有効応力解析を比較して大きい方の値

表 3.2-2 (2) せん断破壊に対する照査結果\* (基準地震動 S<sub>s</sub> (7波))

	全応力解析				有効応力解析			
	アーチ	左側壁	右側壁	底版	アーチ	左側壁	右側壁	底版
S <sub>s</sub> -D1	0.73	1.41	<u>1.47</u>	1.21	0.76 <sup>s</sup>	1.24	1.30	1.01
S <sub>s</sub> -D2	<u>0.76<sup>s</sup></u>	1.51	1.27	1.14	0.64	1.18	1.25	1.06
S <sub>s</sub> -D3	0.60	1.20	1.31	0.99	0.72	1.24	1.10	0.98
S <sub>s</sub> -F1	0.73	1.23	1.38	1.10	0.64	1.16	1.18	0.90
S <sub>s</sub> -F2	0.69	1.26	1.41	1.13	0.75	1.31	1.19	1.04
S <sub>s</sub> -F3	0.54	1.36	1.00	1.03	0.49	0.97	1.05	0.84
S <sub>s</sub> -N1	0.74	<u>1.63</u>	1.08	<u>1.29</u>	0.65	1.15	0.95	0.90

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)」に基づくせん断耐力式により算定。1.0を上回る照査値となる部材に対しては今後材料非線形解析による方法等により安全性を確認する。

網掛 : 部材ごとに全応力解析と有効応力解析を比較して大きい方の値, また下線は各部材の最大値

#### 4. まとめ

全応力解析と有効応力解析を比較した結果、屋外重要土木構造物の耐震評価に支配的な要因である土圧、構造物に発生する断面力及び照査結果のいずれも全応力解析が大きい、または、厳しい値となった。女川2号の屋外重要土木構造物の耐震性は曲げ・軸力系の破壊に対しては大きな裕度を有している反面、せん断に対しては耐力式で求めるせん断耐力を上回り、材料非線形解析で詳細な評価が必要となることから、保守的な解析手法としてはせん断照査に厳しくなる全応力解析を選定する。以上より、断面①、断面②及び断面③においては全応力解析を用いて評価する。

## 資料9 海水ポンプ室の耐震安全性評価

## 目 次

1	評価方法	1
2	評価条件	1
2.1	適用規格	1
2.2	耐震評価フロー	4
2.3	補強計画の概要	6
2.4	地震時荷重算出断面の選定	9
2.5	使用材料及び材料の物性値	16
2.6	地盤物性値	16
2.7	評価構造物諸元及び要求機能の考え方	17
2.7.1	評価構造物諸元	17
2.7.2	海水ポンプ室の要求機能の考え方	19
2.8	地下水位	23
3	地震応答解析	25
3.1	地震応答解析手法	25
3.2	地震応答解析モデルの設定	28
3.2.1	解析モデル領域	28
3.2.2	境界条件	30
3.2.3	構造物のモデル化	37
3.2.4	隣接構造物のモデル化	44
3.2.5	地盤及びマンメイドロック (MMR) のモデル化	47
3.2.6	ジョイント要素の設定	47
3.3	減衰定数	54
3.4	荷重の組合せ	69
3.4.1	機器・配管荷重	70
3.4.2	竜巻防護ネット荷重	71
3.4.3	原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 荷重	72
3.4.4	外水圧	74
3.4.5	内水圧	76
3.4.6	積載荷重	78
3.4.7	動水圧	81
3.5	耐震安全性評価における解析ケース	83
3.6	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	89
4	三次元構造解析	92
4.1	解析手法	92
4.2	解析モデルの設定	93
4.2.1	構造物のモデル化	93
4.2.2	地盤ばね要素	96



4.2.3	材料の非線形特性	97
4.3	照査時刻の選定	102
4.4	入力荷重	105
4.4.1	常時荷重（躯体自重，土圧・外水圧，内水圧，積載荷重及び機器・配管荷重）	108
4.4.2	慣性力（機器・配管系）	111
4.4.3	慣性力（躯体）	113
4.4.4	慣性力（竜巻防護ネット反力）	114
4.4.5	慣性力（原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部））	118
4.4.6	内水圧・動水圧	120
4.4.7	土圧・水圧及び周面せん断力	122
5	評価内容	123
5.1	入力地震動の設定	123
5.2	許容限界の設定	181
5.2.1	通水機能	181
5.2.2	貯水機能	184
5.2.3	止水機能	186
5.2.4	支持機能	186
6	評価結果	187
6.1	地震応答解析結果	187
6.1.1	解析ケースと照査値	187
6.1.2	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果	210
6.1.3	作用荷重分布図	237
6.1.4	最大せん断ひずみ	243
6.2	三次元構造解析結果	250
6.2.1	構造部材のひずみ分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	250
6.2.2	構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）	262
6.3	構造部材の健全性に対する評価結果	275
6.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	275
6.3.2	せん断破壊に対する評価結果	334
6.3.3	壁部材の面内せん断に対する評価結果	364
6.3.4	水平2方向載荷による評価結果	384
6.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	387
6.4.1	基礎地盤（狐崎部層）	387
6.4.2	MMR（既設）	391
7	まとめ	399

参考資料

参考資料 1	主筋ひずみの平均化について.....	資料 9-	(参考) 1-1
参考資料 2	止水機能が要求される部材に対する漏水量評価について.....	資料 9-	(参考) 2-1
参考資料 3	増厚部における既設部材と補強部材の一体化設計.....	資料 9-	(参考) 3-1
参考資料 4	静的地震力に対する耐震評価.....	資料 9-	(参考) 4-1
参考資料 5	解析手法の選定について.....	資料 9-	(参考) 5-1
参考資料 6	照査時刻の選定について.....	資料 9-	(参考) 6-1

: 本日の説明範囲

## 参考資料 1 主筋ひずみの平均化について

### 1. はじめに

本資料は、海水ポンプ室の構造解析における曲げ・軸力系の破壊に対し局所的に主筋ひずみが許容限界を上回ることから、要求機能を確認した上で、基準等に基づき主筋ひずみの平均化を行う方針と結果についてまとめたものである。

部材の概ね弾性範囲に対する評価においては、細かい要素分割を行っている部材の一部について部材厚程度の範囲で主筋ひずみを平均化した値を設計用主筋ひずみとして評価を実施していることから、本資料では、複数の要素で主筋ひずみを平均化している部材の要求機能に対する影響確認及び平均化範囲の考え方及び結果について示す。

### 2. 海水ポンプ室のモデル化方針

海水ポンプ室の三次元構造解析モデルは、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。）に準拠しモデル化を行っている。

要素分割の寸法について、土木学会マニュアルでは、要素分割において以下の記載がある。

- ・ 要素分割は、断面厚さまたは有効高さの1.0倍程度とするのがよい。
- ・ 要素長さを部材の断面厚または有効高さの約2.0倍よりは大きくしてはならない。
- ・ 要素分割を細かくせざるを得ない場合は、軸線方向に部材の断面厚さ又は有効高さの1.0倍程度の範囲で複数の要素での地震応答解析結果を平均的に評価するとよい。
- ・ 要素の形状は、著しく扁平にならないように注意し、四角形要素の縦横比は基本的に1:1が望ましく、応力の流れがほぼ一様となる場合でも、縦横比で1:5を限度とすることが望ましい
- ・ 鉄筋コンクリート要素を用いる場合には、鉄筋位置と無筋領域を適切に考慮して要素分割しなければならない。

部材の高さ方向及びスパン方向の分割数は、例えば底版は、断面厚さの1.0倍だと3分割（断面厚さ：2.0m，スパン方向長さ（水路の内空幅）：5.4m）になるが、断面厚方向の要素分割を考慮し、要素の縦横比が1:5を下回るようにさらに細かく、6分割以上としている。また、部材延長方向の分割数は、高さ方向等と同様に要素の縦横比が1:5を下回るように要素分割を実施している。要素分割図を図2-1及び図2-2に示す。

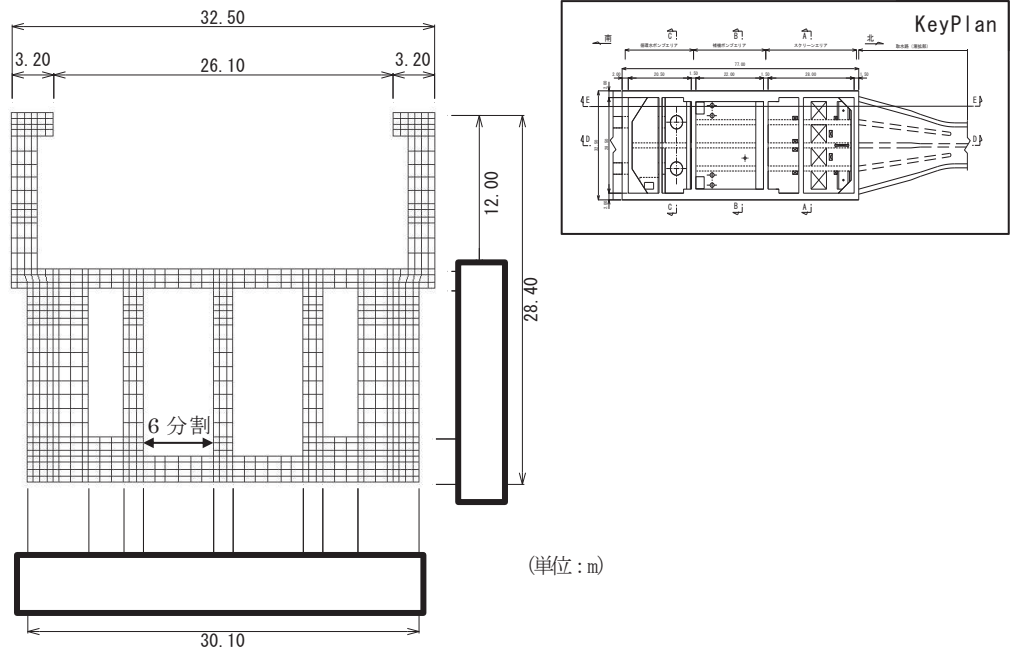


図 2-1 要素分割図 (B-B 断面, 補機ポンプエリア)

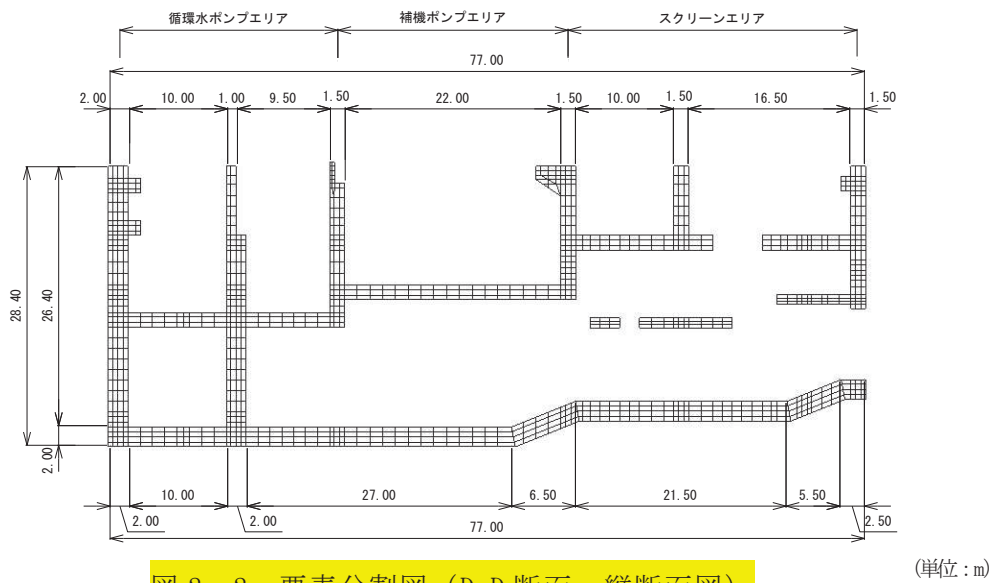


図 2-2 要素分割図 (D-D 断面, 縦断面図)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

部材厚方向の要素分割数は、海水ポンプ室でスパンが大きく、要素分割数による評価結果への影響が大きいと考えられる側壁を代表として、要素分割をパラメータとした影響検討を実施し、終局状態までの変形を表現できる分割数として、部材厚方向は3分割以上としてモデル化している。部材厚方向の分割の概念図を図2-3に示す。

部材厚方向の要素分割に対して、スパンが大きい側壁を対象に解析結果への影響検討を行った。検討概要を表2-1に示す。

解析モデル図を上端筋と下端筋を鉄筋付着有効領域（RCゾーン）端筋と下端筋に挟まれた無筋コンクリート領域（PLゾーン）を2分割及び3分割した三次元ソリッドモデルをにて終局状態までの荷重-変位関係の比較を行った。

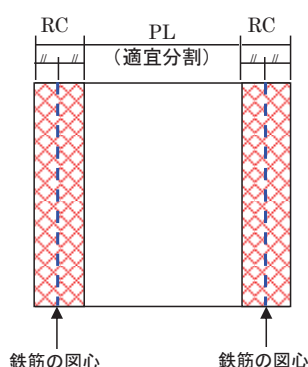


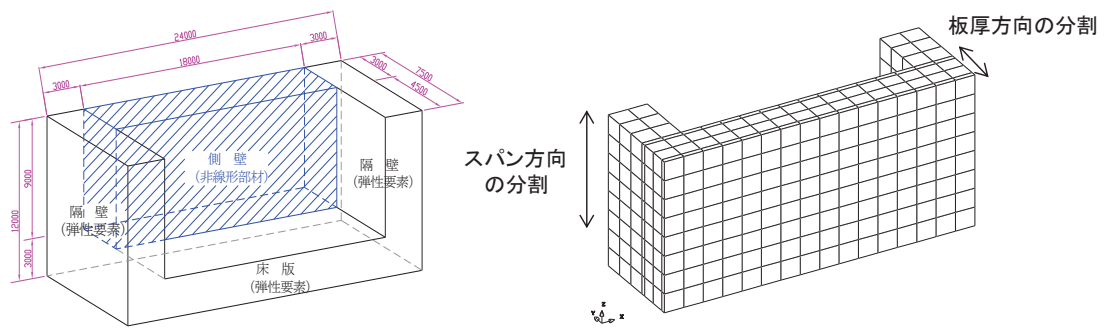
図2-3 部材厚方向分割の概念図

表2-1 部材厚方向の要素分割数による影響検討概要

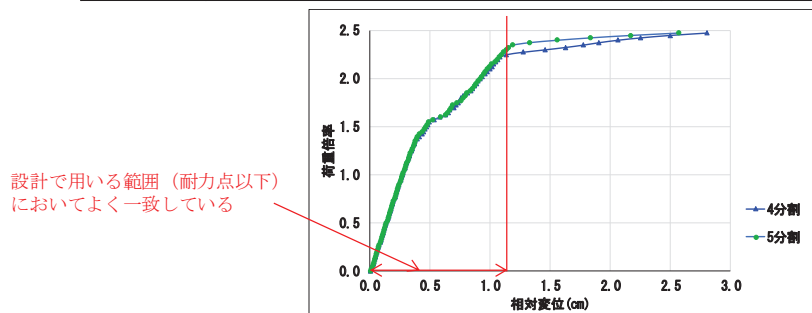
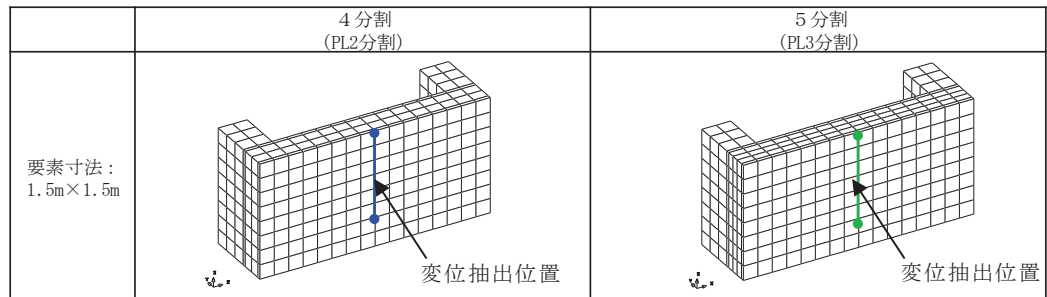
解析モデル	<ul style="list-style-type: none"> <li>海水ポンプ室でスパンが大きな部材となる側壁を想定した規模のモデルで検討を行う。</li> <li>側壁や隔壁を想定し、頂部以外の3辺を弾性要素としてモデル化する。(境界条件)</li> <li>底面及び側面を固定条件。</li> <li>荷重は面外に等分布荷重を漸増载荷する。</li> </ul>
部材厚方向の分割数検討	<ul style="list-style-type: none"> <li>PLゾーンを2分割、3分割としてパラスタを行う。</li> <li>スパン方向の分割は6分割で固定する。</li> </ul>
スパン方向の分割数検討	<ul style="list-style-type: none"> <li>土木学会マニュアル2005において、モデルの要素分割は断面厚さ又は有効高さの1.0倍程度とするのがよいとされている。</li> <li>また、要素分割を過度に細かくすることは、解析結果が力学的に意味を持たなかったり、計算時間が長くなるなど問題点が多いとされている。</li> <li>部材厚さの1.0倍だと3分割となるが、地震応答挙動をより適切に評価するため、アスペクト比等も勘案し、更に細かく6分割とした。</li> </ul>
モデル寸法の影響検討	<ul style="list-style-type: none"> <li>板厚方向及びスパン方向の分割数検討の結果を踏まえた分割数に対し、モデルの寸法を要素寸法が载荷実験の再現解析と同等となるよう、1/5に縮小して影響を確認する。</li> </ul>

影響検討の結果を図 2-4 に示す。PL ゾーン 2 分割（部材厚方向に 4 分割）と PL ゾーン 3 分割（部材厚方向に 5 分割）で、荷重－変位関係に終局状態の変形まで大きな差はなく、設計に用いる範囲においてよく一致していることから、部材厚方向の分割を 4 分割することとした。なお、導流壁等の部材厚が小さい場合は、PL ゾーンを分割せず部材厚方向に 3 分割とした。

なお、海水ポンプ室の側壁と底版及び中床版の境界部等の隅角部にはハンチが配置されているが、ひずみが保守的な評価となるようモデル化はしていない。



解析モデル図



荷重－変位関係

図 2-4 要素分割数による影響検討結果 (PL ゾーン 2 分割, 3 分割)

### 3. 許容限界を超える部材

海水ポンプ室は、要求機能ごとに許容限界を設定しており、止水機能、貯水機能が要求される部材について、鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、部材降伏に相当するひずみ（主筋ひずみ  $1725\mu$ 、コンクリートの圧縮ひずみ  $2000\mu$ ）を許容限界とし、照査用ひずみが限界ひずみを下回ることを確認することとしている。また、各要求機能に対する評価のほかに、CCb 工法によるせん断補強を実施する箇所は、概ね弾性範囲内で使用することとしており、CCb 工法の適用性として照査用ひずみが、部材降伏に対応する限界ひずみ（主筋ひずみ： $1725\mu$ 、コンクリートの圧縮ひずみ： $2000\mu$ ）を下回ることを確認することとしている。

基準地震動  $S_s$  に対する耐震評価の結果、照査用ひずみのうち主筋ひずみが許容限界を超えることが判明した。主筋ひずみが許容限界を超える部材の最大照査値の一覧を表 2-1 に示す。

表 2-1 照査用ひずみが許容限界を超える部材と要求機能

地震動	評価位置	照査用ひずみ*	限界ひずみ	照査値	要求機能
$S_s - N1$ (++)	底版	$2444\mu$	$1725\mu$	1.42	貯水機能 通水機能 CCb の適用性
$S_s - N1$ (++)	側壁	$2259\mu$	$1725\mu$	1.31	貯水機能 通水機能 止水機能 CCb の適用性
$S_s - N1$ (++)	導流壁	$2580\mu$	$1725\mu$	1.50	通水機能 CCb の適用性

注記\*：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数  $\gamma_a$  (1.2)

### 4. 各構造部材の要求機能及び CCb の適用性への影響確認

耐震評価の結果、主筋ひずみが集中している部材に対して、部材ごとの要求機能に着目して、影響確認を行う。海水ポンプ室の 3 次元構造解析モデルは、要素ごとにひずみを評価できるため、各部材に対して部材厚方向での主筋ひずみの発生箇所に着目することで各構造部材の要求機能に対する影響確認を行う。

#### 4.1 底版の要求機能への影響確認

底版に発生する主筋ひずみが最大となる時刻における主筋ひずみ分布図を図 4-1 に示す。底版は、貯水機能、通水機能及び CCb の適用性の観点から概ね弾性範囲内の評価とすることが要求される部材である。底版において許容限界を超える主筋ひずみの発生箇所は、底版と導流壁及び底版と側壁との境界部である。照査時刻全体をとおして底版上面にのみ許容限界を超える主筋ひずみが発生しており、底版下面の主筋ひずみは、 $555\mu$  であり、概ね弾性範囲内であることから、漏水が生じるような有意な貫通ひび割れは

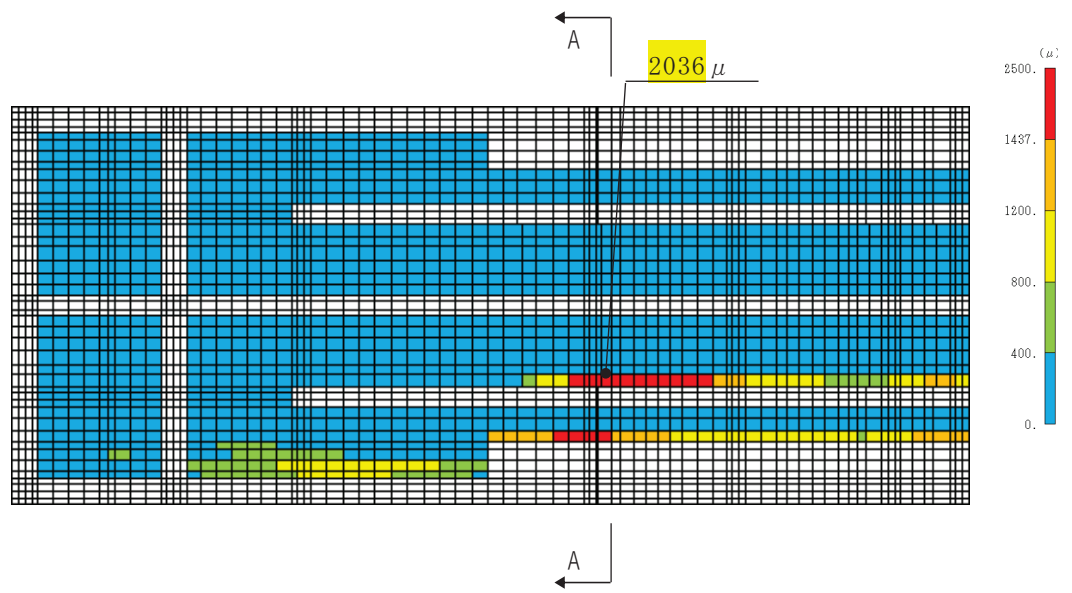
発生しない。加えて、底版下面は透水性が非常に小さい MMR に支持されており、漏水に対する影響は小さいことから、貯水機能を満足できる。

部材の降伏に対して、許容限界を超える主筋ひずみの範囲は、底版の延長方向で 25% 程度、当該要素に隣接する要素の主筋ひずみは全体的に  $400\mu$  以下であり、許容限界を超える範囲は限定的であるため、底版の一部の要素が局所的に降伏に至ったとしても部材全体の降伏には至らないため、部材単位では概ね弾性範囲内であると言える。

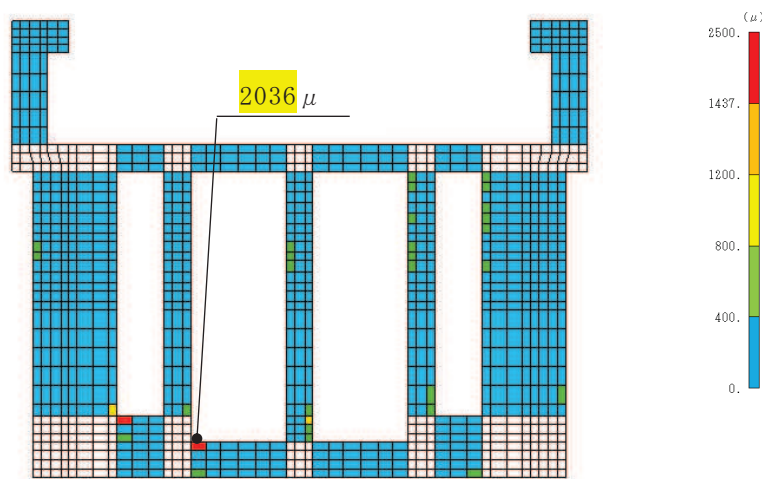
以上から、許容限界を超える主筋ひずみに対して、貯水機能、CCb の適用性の観点で底版の要求機能を満足していることを確認した。

なお、主筋ひずみを保守的に評価するために、底版と導流壁及び底版と側壁の境界部に配置されるハンチをモデル化していないが、実際に発生する主筋ひずみの分布は、より滑らかになると考えられる。





底版 平面図（上面）



A-A 断面図

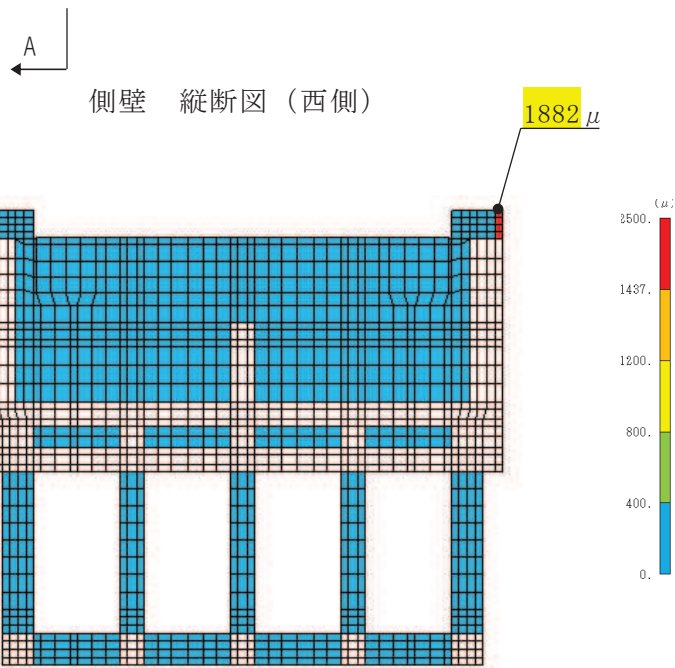
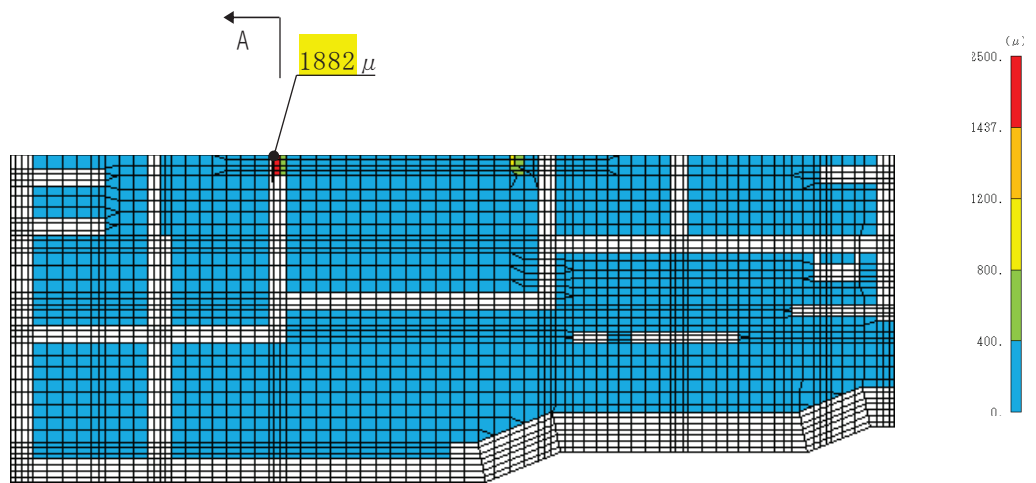
図 4-1 主筋ひずみ分布図（底版）  
（地震動 S s - N 1（++））

#### 4.2 側壁の要求機能への影響確認

側壁に発生する主筋ひずみが最大となる時刻における主筋ひずみ分布図を図 4-2 に示す。側壁のうち許容限界を超える主筋ひずみは、気中部の隔壁との境界部に発生しており、当該箇所の要求機能は、止水機能及び Ccb の適用性である。照査時刻全体をとおして側壁の外側にのみ許容限界を超える主筋ひずみが発生しており、当該要素以外の部材厚方向の主筋ひずみは、 $20\mu\sim 377\mu$  であり、概ね弾性範囲内であり、漏水が生じるような有意な貫通ひび割れは発生しないことから、止水機能を満足できる。

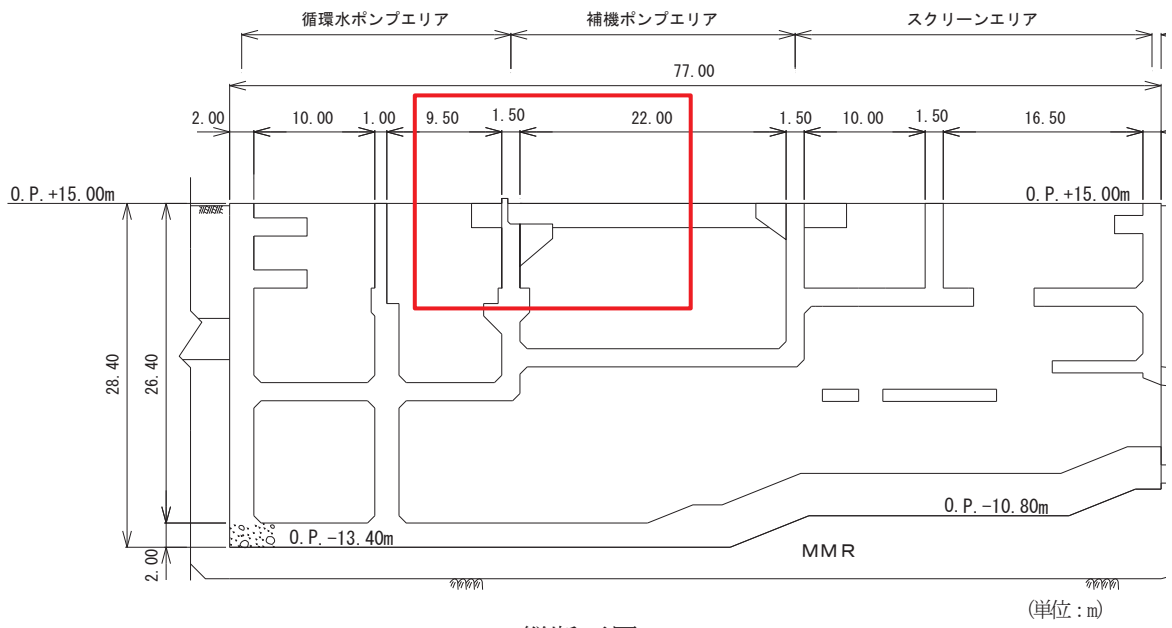
許容限界を超える主筋ひずみは、側壁と隔壁の境界部のうち隔壁の部材厚が 1500mm から 500mm に変化する箇所に局所的に発生している（図 3-3）。地震時荷重を受けた側壁は、水平方向に曲げ変形を生じ、側壁の外側に頂部から上下方向にひび割れが分布するが、部材厚さ 1500mm の隔壁との境界部より以深では、当該エリアは側壁と隔壁の隅角部となるため、ひび割れは進展せず、部材全体の降伏には至らないため、部材単位では概ね弾性範囲内であると言える。

以上から、許容限界を超える主筋ひずみに対して、止水機能、Ccb の適用性の観点で側壁の要求機能を満足していることを確認した。

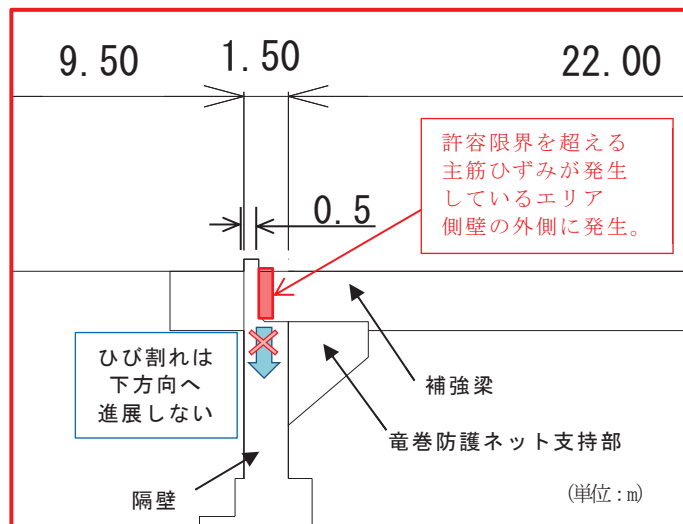


A-A 断面図

図 4-2 主筋ひずみ分布図 (側壁 (西側))  
(地震動 S s - N 1 (++) )



縦断面図



縦断面図 (拡大図)

図 4-3 海水ポンプ室 縦断面図 (側壁 (西側))

#### 4.3 導流壁の要求機能への影響確認

導流壁に発生する主筋ひずみが最大となる時刻における主筋ひずみ分布図を図 4-4 に示す。導流壁は通水機能のみが要求される部材であるが、CCb の適用性の観点から概ね弾性範囲内の評価とすることとしている。許容限界を超える主筋ひずみは、導流壁と底版の境界部に発生しているが、部材の降伏に対して、許容限界を超える主筋ひずみの範囲は、導流壁の延長方向で 25%程度、当該要素に隣接する要素の主筋ひずみは  $800\mu$  ~  $1200\mu$  であるが、その周辺の要素を見ると全体的に  $400\mu$  程度であり、許容限界を超える範囲は限定的であるため、導流壁の一部の要素が局所的に降伏に至ったとしても部材全体の降伏に至らないため、部材単位では概ね弾性範囲内であると言える。

以上から、許容限界を超える主筋ひずみに対して、CCb の適用性の観点で導流壁の要求機能を満足していることを確認した。

なお、主筋ひずみを保守的に評価するために、導流壁と底版の境界部に配置されるハンチをモデル化していないが、実際に発生する主筋ひずみの分布は、より滑らかになると考えられる。

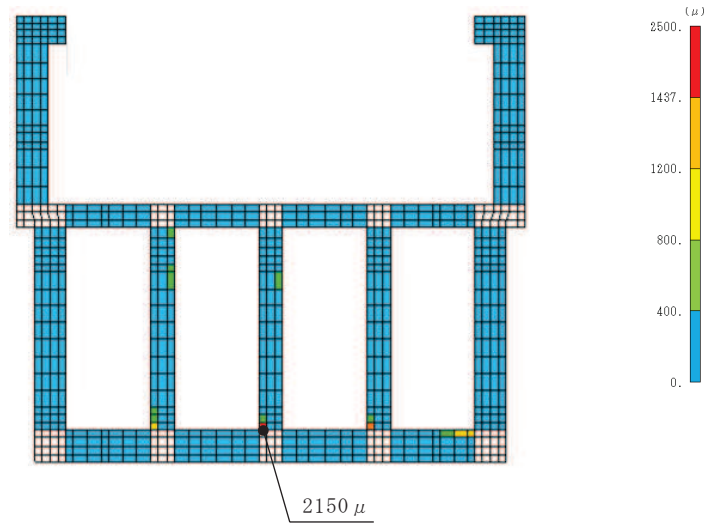
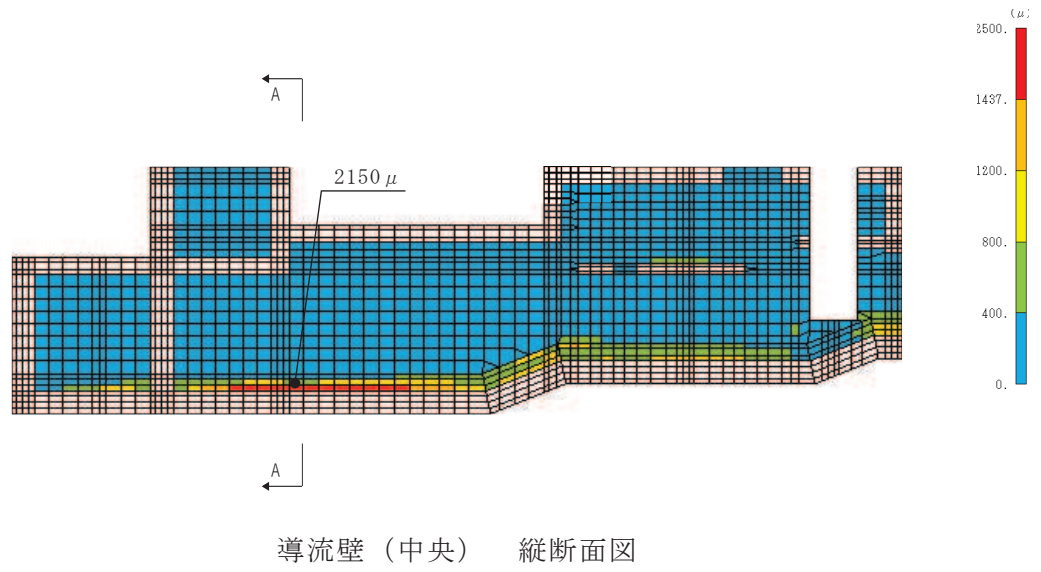


図 4-4 主筋ひずみ分布図（導流壁（中央））  
（地震動 S s - N 1（++））

## 5. 主筋ひずみの平均化の考え方

要素分割について、「2. 海水ポンプ室のモデル化方針」のとおり、土木学会マニュアルで断面高さ又は有効高さの1.0倍程度とするのが良いとされている。

海水ポンプ室の耐震評価に用いる三次元構造解析モデルにおける非線形ソリッド要素は、三次元の8節点を有する6面体要素であり、1次の形状関数を仮定している。この場合、要素単位での局所的な曲げ変形を表現できない<sup>1)</sup>。

鉄筋コンクリート造構造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説（日本建築学会，1999）においては、柱・梁のヒンジが形成される部材において、主筋の降伏は、端部の危険断面位置のみならず、端部より中央に向かってある長さの範囲に生じるとされている。つまり、局所的に主筋が降伏に至っても、曲げ・軸力系の破壊に至る過程で全塑性領域において生じる塑性ヒンジは、ある幅を持って形成されるため塑性ヒンジ領域まで主筋の降伏が広がるまでは、部材の降伏に至らないと考えられる。

塑性ヒンジ領域の長さは、せん断スパン比、軸方向応力度、引張鉄筋比、横補強筋量率の構造因子に影響されるものの、既往の研究結果からせん断スパン比のヒンジ領域は長くとも有効せい1.5倍程度であり、ヒンジ長さについてあまり研究されていない等の理由から、RC計算規準での柱の帯筋規定（帯筋の間隔における構造細目）と整合させ、降伏ヒンジ長さをせん断スパン比等に係らず1.5D（D：部材厚）としている。

以上から、主筋ひずみの平均化の範囲は、上記の基準類のうち主筋ひずみを安全側に評価できる部材厚の1.0倍程度で行うこととする。

主筋ひずみの平均化は、許容限界を超えている当該要素に対し、曲げ変形の方角を考慮して主筋の軸方向に隣接する要素を対象とする。平均化後の主筋ひずみの計算は、当該要素の主筋ひずみと隣接要素の主筋ひずみをそれぞれの要素の面積に応じた加重平均として算出する。図4-1に底版を例に平均化の概要図を示す。

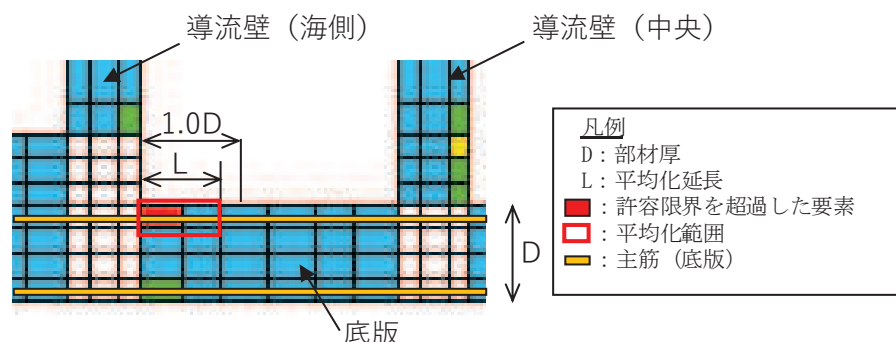


図 5-1 平均化概念図 (底版の例)

6. 主筋ひずみの平均化後の結果

各部材の主筋ひずみ平均化後の照査値を表 6-1 に示す。平均化後の照査値が許容限界を満足することを確認した。

表 6-1 平均化後の照査結果

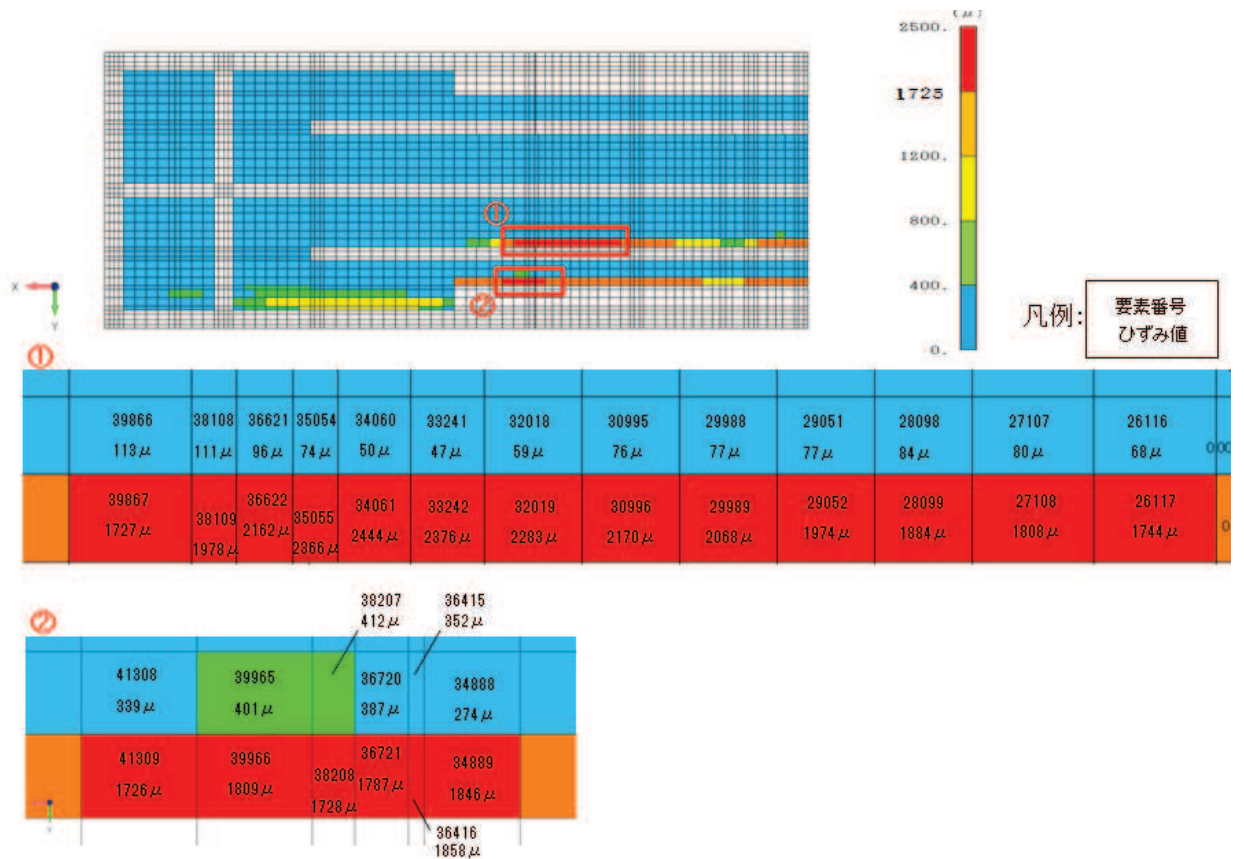
地震動	評価位置	照査用ひずみ* (平均化後)	限界ひずみ	照査値 (平均化後)
S s - N 1 (++)	底版	1318 $\mu$	1725 $\mu$	0.77
S s - N 1 (++)	側壁	1487 $\mu$	1725 $\mu$	0.87
S s - N 1 (++)	導流壁	1642 $\mu$	1725 $\mu$	0.96

注記\* : 照査用ひずみ = 発生ひずみ  $\times$  構造解析係数  $\gamma_a$  (1.2)



## 6.1 底版における平均化

底版の主筋ひずみが最大となる時刻において平均化を実施した範囲の主筋ひずみ分布図を図 6-1 に、平均化前後の主筋ひずみを表 6-2 に示す。



注記\* : ひずみ値は照査用ひずみ (主筋ひずみ×構造解析係数 (1.2)) を示す。

図 6-1 主筋ひずみコンター図 (底版)

表 6-2 平均化前後の主筋ひずみ一覧（底版）

部材	主筋ひずみが 許容限界を超過する要素			隣接要素			平均化後の 主筋ひずみ
	要素番号	面積(cm2)	主筋ひずみ	要素番号	面積(cm2)	主筋ひずみ	
底版	34061	6750	2444μ	34060	6000	50μ	1318μ
	33242	6750	2376μ	33241	6000	47μ	1280μ
	35055	4455	2366μ	35054	3960	74μ	1288μ
	32019	9000	2283μ	32018	8000	59μ	1237μ
	30996	9000	2170μ	30995	8000	76μ	1185μ
	36622	5625	2162μ	36621	5000	96μ	1190μ
	29989	9000	2068μ	29988	8000	77μ	1132μ
	38109	4455	1978μ	38108	3960	111μ	1100μ
	29052	9000	1974μ	29051	8000	77μ	1082μ
	28099	9000	1884μ	28098	8000	84μ	1037μ
	36416	1656	1858μ	36415	1656	352μ	1105μ
	34889	9350.1	1846μ	34888	9350.1	274μ	1060μ
	39966	12114	1809μ	39965	12114	401μ	1105μ
	27108	11250	1808μ	27107	10000	80μ	995μ
	36721	5625	1787μ	36720	5625	387μ	1087μ
	26117	11250	1744μ	26116	10000	68μ	956μ
	38208	4455	1728μ	38207	4455	412μ	1070μ
	39867	12114	1727μ	39866	10768	113μ	968μ
41309	12114	1726μ	41308	12114	339μ	1033μ	

## 6.2 側壁における平均化

側壁の主筋ひずみが最大となる時刻において平均化を実施した範囲の主筋ひずみ分布図を図 6-2 に、平均化前後の主筋ひずみを表 6-3 に示す。



注記\* : ひずみ値は照査用ひずみ（主筋ひずみ×構造解析係数（1.2））を示す。

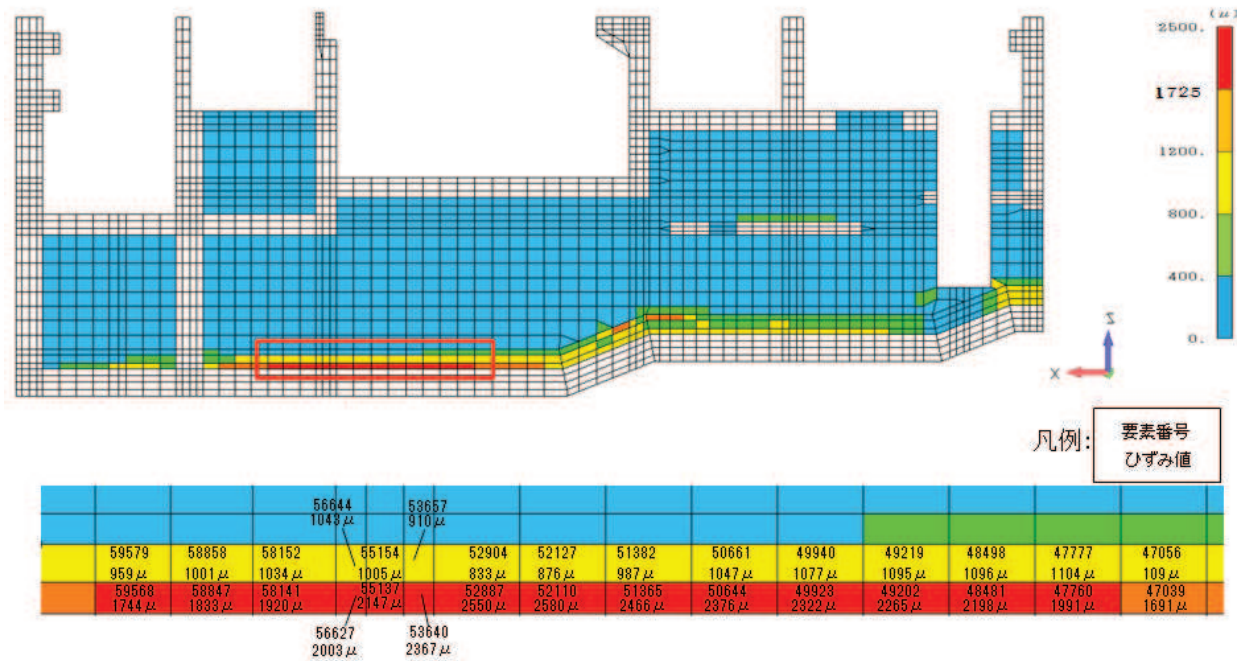
図 6-2 主筋ひずみコンター図（側壁）

表 6-3 平均化前後主筋ひずみ一覧 (側壁)

部材	主筋ひずみが 許容限界を超過する要素			隣接要素			平均化後の 主筋ひずみ
	要素番号	面積(cm2)	主筋ひずみ	要素番号	面積(cm2)	主筋ひずみ	
側壁	54875	2484	2259 $\mu$	54788	2116	579 $\mu$	1487 $\mu$
	54863	2376	2139 $\mu$	54776	2024	528 $\mu$	1398 $\mu$
	54851	2376	2037 $\mu$	54764	2024	546 $\mu$	1352 $\mu$
	54839	2484	1932 $\mu$	54752	2116	668 $\mu$	1351 $\mu$

### 6.3 導流壁における平均化

導流壁の主筋ひずみが最大となる時刻において平均化を実施した範囲の主筋ひずみ分布図を図 6-3 に、平均化前後の主筋ひずみを表 6-4 に示す。



注記\* : ひずみ値は照査用ひずみ (主筋ひずみ×構造解析係数 (1.2)) を示す。

図 6-3 主筋ひずみコンター図 (導流壁)

表 6-4 平均化前後主筋ひずみ一覧（導流壁）

部材	主筋ひずみが許容限界を超過する要素			隣接要素			平均化後の主筋ひずみ
	要素番号	面積(cm <sup>2</sup> )	主筋ひずみ	要素番号	面積(cm <sup>2</sup> )	主筋ひずみ	
導流壁 (中央)	52110	5980	2580μ	52127	7540	876μ	1630μ
	52887	5980	2550μ	52904	7540	833μ	1593μ
	51365	5980	2466μ	51382	7540	987μ	1642μ
	50644	5980	2376μ	50661	7540	1047μ	1635μ
	53640	2116	2367μ	53657	2668	910μ	1555μ
	49923	5980	2322μ	49940	7540	1077μ	1628μ
	49202	5980	2265μ	49219	7540	1095μ	1613μ
	48481	5980	2198μ	48498	7540	1096μ	1584μ
	55137	2668	2147μ	55154	3364	1005μ	1511μ
	56627	2116	2003μ	56644	2668	1043μ	1468μ
	47760	5980	1991μ	47777	7540	1104μ	1497μ
	58141	5750	1920μ	58152	7250	1034μ	1426μ
	58847	5750	1833μ	58858	7250	1001μ	1369μ
	59568	5257.34	1744μ	59579	6628.82	959μ	1307μ

## 6. まとめ

海水ポンプ室において、構造解析における曲げ・軸力系の破壊に対し局所的に主筋ひずみが許容限界を上回ることから、各部材の要求機能への影響検討を行うとともに、基準類をもとに要素の平均化範囲の妥当性を確認し、平均化後の主筋ひずみが許容限界を満足することを確認した。

## 参考文献

- 1) コンクリート構造物の設計に FEM 解析を適用するためのガイドライン，日本コンクリート工学協会，1989 年 3 月
- 2) 鉄筋コンクリート造構造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，日本建築学会，199 年 8 月

### 参考資料 3 増厚部における既設部材と補強部材の一体化設計

#### 1. はじめに

海水ポンプ室については、構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する補強を目的に、既設部材へ増厚補強及び隔壁の追加等を行っている。また、既設部材と補強部材にはそれぞれ Ccb 工法によるせん断補強及び先施工によるせん断補強を行い、設計は一体壁として耐震評価を行っていることから、本資料では既設部材と補強部材を一体として設計することの妥当性を検証する。なお、海水ポンプ室の他に第 3 号機海水ポンプ室についても同様の増厚補強を実施することから、本資料では、海水ポンプ室及び第 3 号機海水ポンプ室（以下「海水ポンプ室等」という。）を対象に妥当性を検証する。

#### 2. 他プラント実績との比較

他プラントでの増厚補強の実績と海水ポンプ室等との比較を表 2-1 に示す。他プラントでは、玄海 3 号機、柏崎刈羽 6 号機にて増厚補強の実績があり、増厚部の一体化について、玄海 3 号機ではトンネル標準示方書[開削工法編]・同解説（土木学会，2016 年制定）（以下「トンネル標準示方書」という。）に基づくジベル筋を用いた既設部材との一体化設計の実績があり、柏崎刈羽 6 号機ではあと施工アンカー【接着系】ケミカルアンカー R タイプ (-N) -技術資料-（日本デコラックス株式会社，平成 24 年 11 月）に基づくケミカルアンカーによる主筋の定着の設計について実績がある。一方、海水ポンプ室等のように、増厚補強部において、既設部材及び補強部材のそれぞれにせん断補強鋼材を配置した評価及び増厚補強部の既設部材に Ccb 工法を適用した実績はない。このため、増厚補強部において、既設部材及び補強部材にせん断補強鋼材を配置する場合の設計手法の妥当性及び増厚補強部の既設部材に Ccb 工法を適用する妥当性の確認を行う。

表 2-1 他プラント実績との比較表

プラント名	設 備 (部材)	補強目的	設 計		一体化 方法
			曲げ・軸力	せん断	
女川 2 号機	海水ポンプ室 (側壁, 底版)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・曲げ・軸力系の破壊</li> <li>・面外せん断破壊</li> </ul>	一体として設計	<ul style="list-style-type: none"> <li>・一体として設計</li> <li>・既設部材, 補強部材それぞれにせん断補強鋼材を考慮</li> <li>・既設部材に Ccb を適用</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ジベル筋</li> <li>・主筋定着</li> </ul>
	第 3 号機 海水ポンプ室 (導流壁)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・曲げ・軸力系の破壊</li> <li>・面外せん断破壊</li> </ul>	一体として設計	<ul style="list-style-type: none"> <li>・一体として設計</li> <li>・既設部材, 補強部材それぞれにせん断補強鉄筋を考慮</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ジベル筋</li> <li>・主筋定着</li> </ul>
玄海 3 号機	海水管ダクト 立坑部 (側壁)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・面外せん断破壊</li> </ul>	一体として設計	<ul style="list-style-type: none"> <li>・一体として設計</li> <li>・既設部のみせん断補強鋼材を考慮</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ジベル筋</li> </ul>
柏崎刈羽 6 号機	張出しダクト (頂版, 底版)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・曲げ・軸力系の破壊</li> </ul>	増厚部のみの剛性及び強度を考慮	<ul style="list-style-type: none"> <li>・補強部材のみせん断補強鋼材を考慮</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・主筋定着</li> </ul>



### 3. 海水ポンプ室等の補強概要

#### 3.1 補強経緯

海水ポンプ室等の補強フロー図を図 3-1 に、補強概要図を図 3-2～図 3-5 に示す。各部材の補強内容及び理由を表 3-1 に、対象構造物の補強部材の諸元を表 3-2 に示す。

海水ポンプ室は、基準地震動  $S_s$  の増大に伴い、図 3-1 の手順にて補強検討を行った。海水ポンプ室は、土圧低減を目的として、構造物周辺の地盤改良を追加し、それでもなお、側壁及び底版の変形が大きく、曲げ・軸力系の破壊に対して許容限界を満足することができなかったことから、気中部においては、側壁の曲げ変形を抑えるため、各エリアに隔壁を追加した。

補機ポンプエリアには、S クラス機器・配管が多く設置されており、隔壁の追加が困難であったことから、補強梁の追加により側壁の変形の抑制を図った。

水路部については、側壁及び底版の曲げ変形を抑えるための補強が必要となり、補強方法としては、表 3-3 のとおり、地盤改良のほか、鋼板や炭素繊維を用いた曲げ耐力を向上させる方法及び増厚を検討したが、水路部は運転時に海水環境となり、鋼板は腐食が考えられることから不適當であり、炭素繊維については、一般産業界では実績があるものの原子力発電所での採用実績がないことから、他プラントでも実績のある増厚工法を採用することとした。

また、水平 2 方向載荷における検討において、妻壁の曲げ変形を抑える必要があったことから、妻壁に補強梁を追加することとした。

さらに、せん断破壊に対する許容限界についても満足することができなかったことから、せん断破壊に対する補強（以下、「せん断補強」という。）を各部材に対して検討し、CCb 工法による補強を追加することとした。海水ポンプ室の CCb 工法による補強箇所のうち、側壁（気中部）の補強梁及び妻壁部については、せん断補強鋼材を既設部材と補強部材に貫通し既設部材と補強部材を一体の部材として施工する。側壁（気中部における）補強梁の概略配筋図を図 3-6 に示す。

第 3 号機海水ポンプ室について、海水ポンプ室の補強方法に準じた考え方で側壁曲げ変形を抑えるため隔壁を追加し、妻壁の曲げ変形を抑えるため補強梁及び控え壁を追加し、せん断補強として、CCb 工法によるせん断補強を追加することとした。

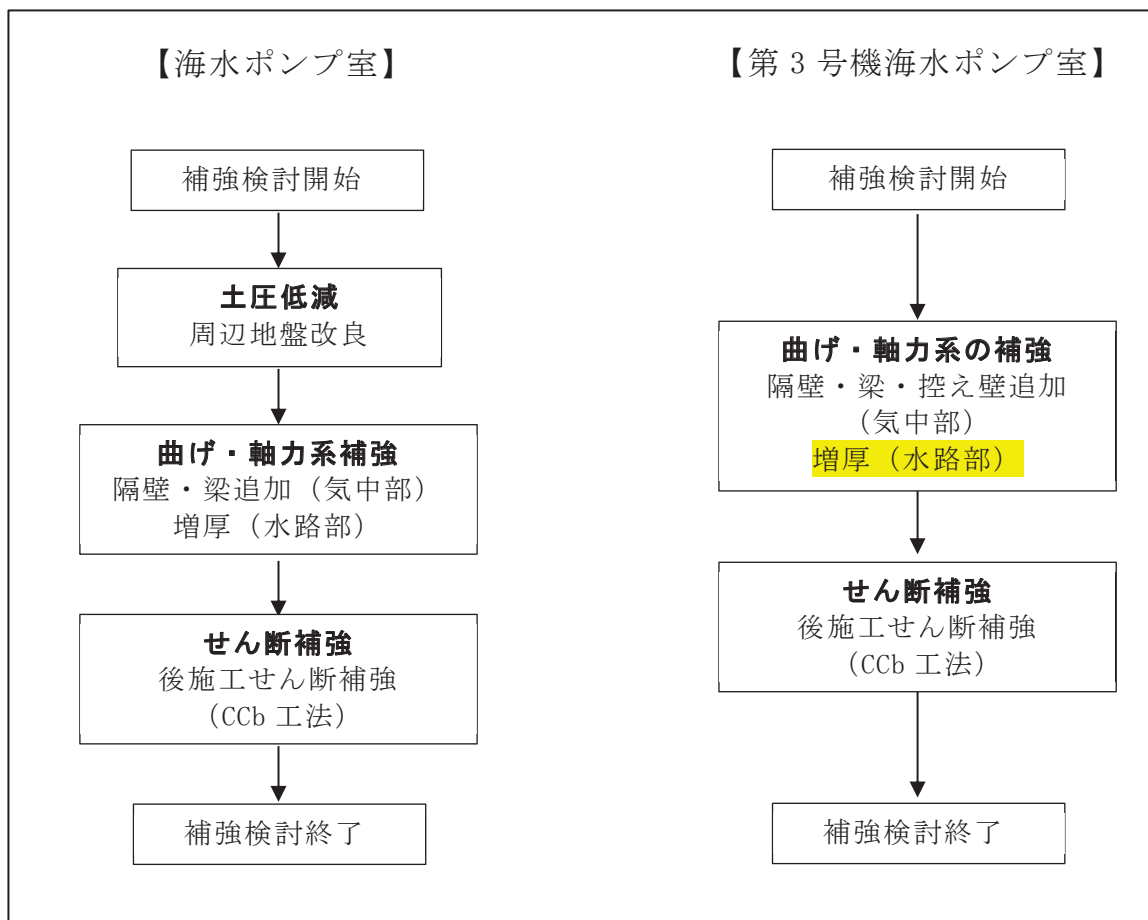


図 3-1 補強フロー図

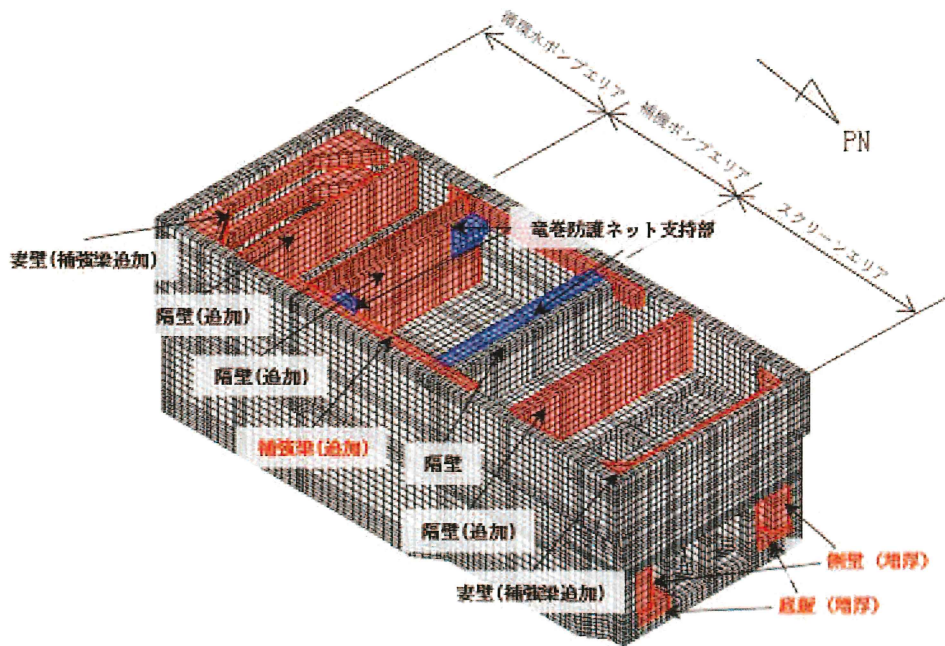
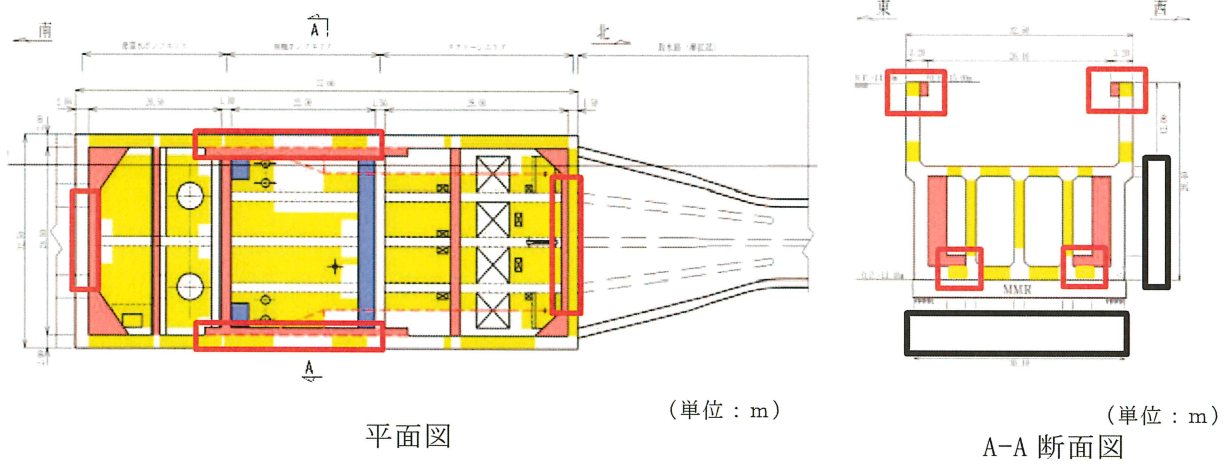


図 3-2 海水ポンプ室 補強概要図 (1)



(単位：m) (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
- : 増厚+CCb補強

図 3-3 海水ポンプ室 補強概要図 (2)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

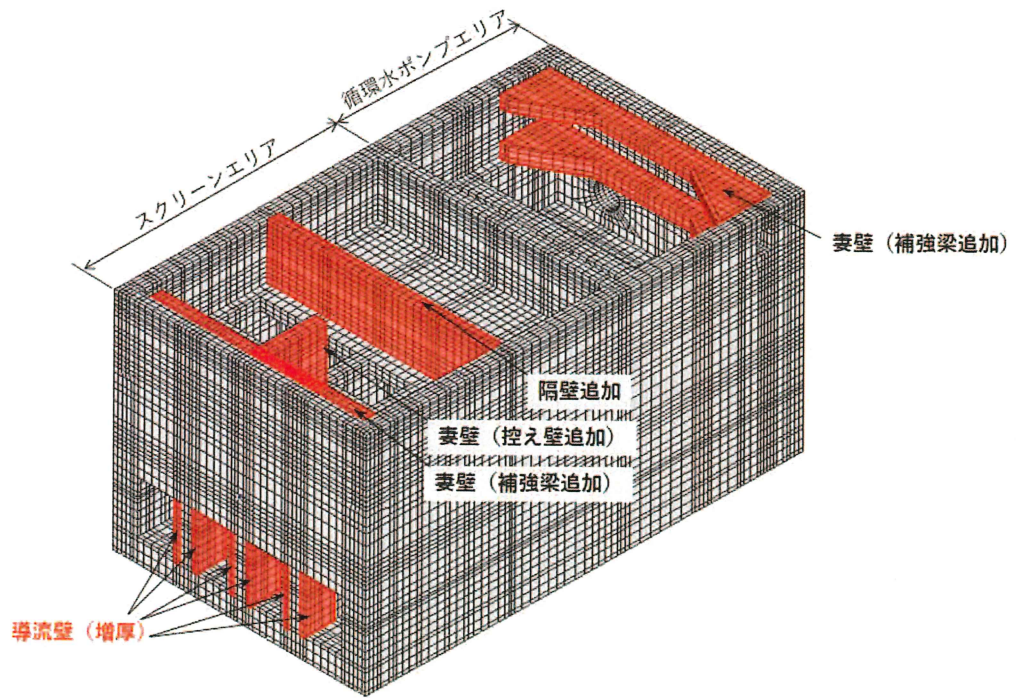


図 3-4 第 3 号機海水ポンプ室 補強計画図 (1)

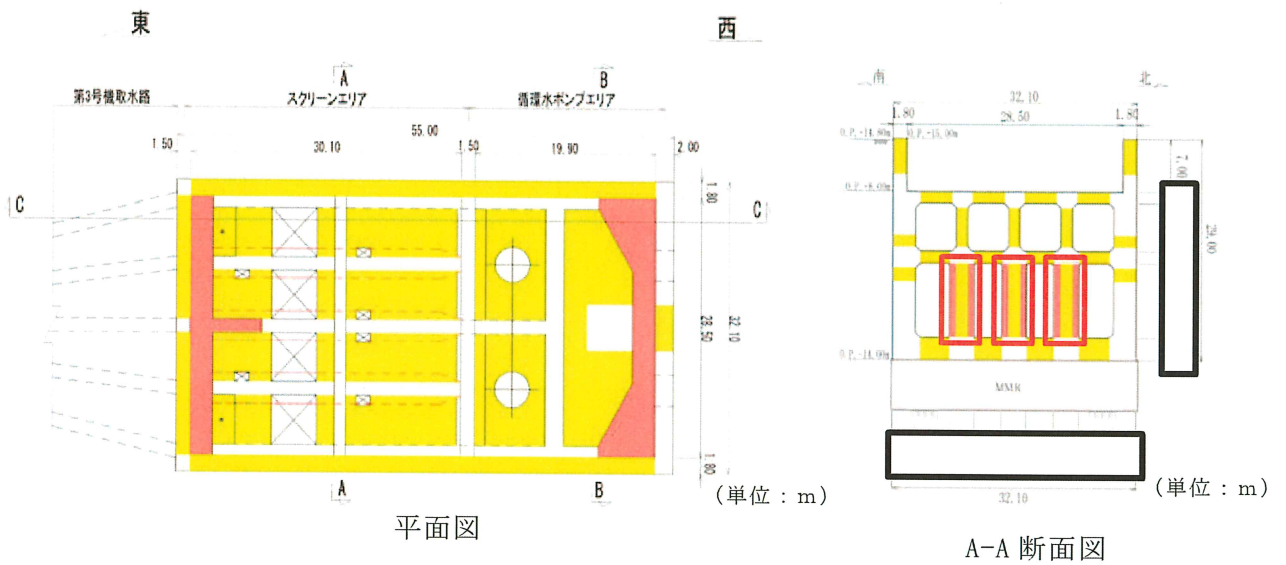


図 3-5 第 3 号機海水ポンプ室 補強概要図 (2)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

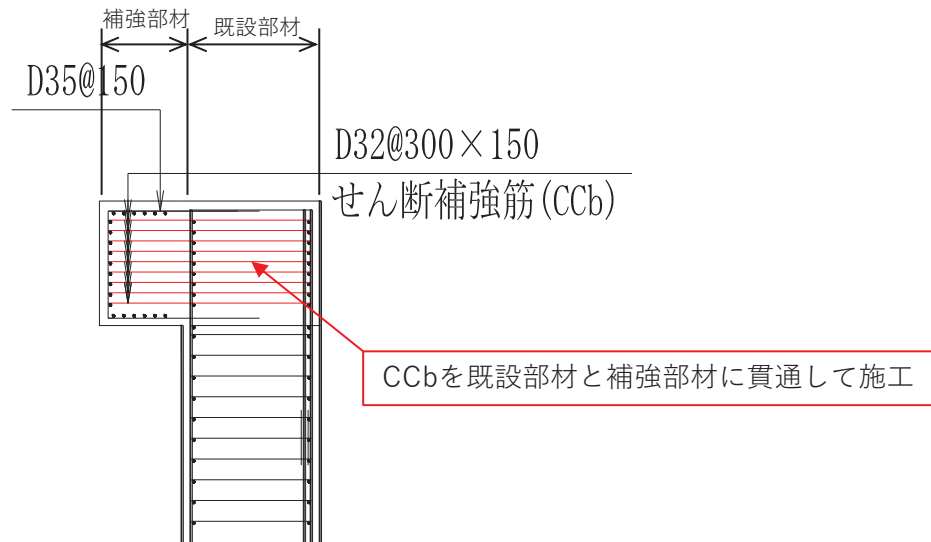


図 3-6 海水ポンプ室概略配筋図 (側壁 (気中部) 補強梁)

表 3-1 各部材における補強方法と理由

構造物	部 材		補強方法	補強理由
海水ポンプ室	底版		①増厚 ③CCb 追加	①曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強
	側壁	水路部	①増厚 ③CCb 追加	①曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強
		気中部	①隔壁追加 ②補強梁追加 (補機ポンプエリア) ③CCb 追加	①, ②曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強
	妻壁		①補強梁追加 ③CCb 追加	①曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強
第3号機 海水ポンプ室	導流壁		①増厚 ③CCb 追加	①曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強
	妻壁		①補強梁追加 ③CCb 追加	①曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強

表 3-2 補強部材の諸元

		既設部材				補強部材				部材 厚さ 比 $h_1:h_2$	有効 高さ $d$ (m)	支間長 $a$ (m)	せん断 スパン 比 $a/d$	
		厚さ $h_1$ (m)	有効 高さ $d_1$ (m)	CCb径	せん断 補強鉄筋 配置間隔 $s_1$	厚さ $h_2$ (m)	有効 高さ $d_2$ (m)	先施工 せん断 補強 鉄筋径	せん断 補強鉄筋 配置間隔 $s_2$					
海水ポンプ室	底版		2.00	1.89	D25	150~ 300	1.50	1.39	D29	150~ 300	1.3:1	3.27	2.7	0.83
	側壁	気中部	2.00	1.89	D29 ~ D32	150~ 300	1.20	1.09	D22	150~ 300	1.7:1	2.97	23.0	7.74
		水路部	2.00	1.89	-	150~ 300	2.70	2.59	D32	300	1:1.4	4.47	9.3	2.08
	妻壁		上段:上流側 下段:下流側	1.50 2.00	1.39 1.89	D25 ~ D32	150~ 600	1.00 1.25	0.89 1.14	D32	150~ 300	1.5:1 1.6:1	2.27 3.02	20.8 14.1
第3号機 海水ポンプ室	導流壁		1.50	1.39	D25 ~ D32	150~ 300	0.9*	0.79	D32	150~ 300	1:1.7	2.29*	9.7	4.23*

注記\* : 第3号機海水ポンプ室の導流壁の補強は両側補強(片側 0.9m×2箇所)だが、せん断耐力において補強部材のせん断補強鋼材は片側のみ考慮するため、せん断スパン比は片側のみ補強した数値としている。

表 3-3 (1) 主な補強方法（曲げ・軸力系の破壊に対する補強）

	地盤改良工法	鋼板・炭素繊維	増厚工法
概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>既設コンクリート構造物周辺地盤にセメントミルク等を噴射し、地盤改良体を構築する工法。</li> <li>地盤改良を行うことにより、地震時荷重（主に土圧）が低減され、構造物の曲げ変形の抑制に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>既設コンクリートに鋼板や炭素繊維シートを樹脂等により貼り付ける工法。</li> <li>鋼板および炭素繊維シートの引張強度により、部材の曲げ耐力の向上に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>既設コンクリート構造物表面にコンクリートを打ち足すことで、断面を増厚する工法</li> <li>部材厚の増により、曲げ変形の抑制や体力の向上に寄与する。</li> </ul>
図			
備考	<ul style="list-style-type: none"> <li>女川 2 号機その他、多数の施工実績がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>女川 2 号機では施工実績はないが、一般土木構造物において施工実績がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>女川 2 号機では施工実績はないが、他プラント、一般土木構造物において施工実績がある。</li> </ul>

表 3-3 (2) 主な補強方法（せん断破壊に対する補強）

	従来工法（先施工）	増厚工法	地盤改良工法	後施工せん断補強工法
概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート打設前の鉄筋組立時に、せん断補強筋を主筋または配力筋にフックを掛けて定着させる工法。</li> <li>せん断補強筋を配置することで、せん断破壊に対する安全性向上に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>既設コンクリート構造物表面にコンクリートを打ち足すことで、断面を増厚する工法。</li> <li>部材厚の増により、せん断破壊に対する安全性向上に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>既設コンクリート構造物周辺地盤にセメントミルク等を噴射し、地盤改良体を構築する工法。</li> <li>地盤改良を行うことにより、地震時荷重（主に土圧）が低減され、せん断破壊に対する安全性向上に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>既設コンクリート構造物を削孔し、その孔内にせん断補強筋を差し込み充てん材で固定する工法。</li> <li>せん断補強筋を配置することで、せん断破壊に対する安全性向上に寄与する。</li> </ul>
図				
備考	<ul style="list-style-type: none"> <li>女川2号炉他、多数の施工実績がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>女川2号炉では施工実績はないが、一般土木構造物において施工実績がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>女川2号炉他、多数の施工実績がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>美浜3号炉にて、工認実績有り。（ポストヘッドバー（PHb工法））</li> </ul>

### 3.2 補強追加によるメリット・デメリット

海水ポンプ室等への補強追加によるメリット・デメリット及びデメリットに対する影響確認結果を表 3-4 に示す。周辺地盤改良，隔壁・補強梁・控え壁追加，増厚補強及び Ccb 工法によるメリット，デメリットを整理し，デメリットに対しては影響確認を行い，各項目に対して問題ないことを確認した。



表 3-4 補強追加によるメリット・デメリットと影響確認 (1/2)

	メリット	デメリット	影響確認	関連資料	
周辺地盤改良	土圧低減への寄与	特になし	-	-	
隔壁・補強梁・控え壁追加	(隔壁追加) ・曲げ変形の抑制 (補強梁追加) ・曲げ変形の抑制 ・せん断耐力の向上	既設機器・配管系との干渉及びメンテナンス性への影響	問題なし 既設機器・配管系の干渉，メンテナンス性を考慮した補強部材の配置としているため問題なし。	-	
増厚	・曲げ剛性の向上による曲げ変形の抑制 ・せん断耐力の向上	構造部材の剛性上昇による床応答への影響	問題なし 地震応答解析モデルの構造物モデルは，補強部材の剛性を反映した等価剛性モデルとしている。	VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書	
		通水断面積の減少	①入力津波への影響	問題なし 増厚を反映した入力津波高さを算定し，許容津波高さが入力津波高さを上回っており，敷地に津波は流入しないことを確認している。	VI-1-1-2-2-4 入力津波による津波防護対象施設への影響評価
			②引き波時における貯留量への影響	問題なし 増厚を反映した貯留量を算定しており，引き波時においても，非常用海水ポンプが機能を保持できることを確認している。	VI-1-1-2-2-4 入力津波による津波防護対象施設への影響評価
	③ポンプ取水への影響*	問題なし 増厚による流況変化により渦の発生の虞があることから，通常運転時における安全機能への影響確認として，非常用海水ポンプを対象に水理模型実験を実施し，渦が生じないことを確認した。 また，常用海水ポンプを対象とした水理模型実験を実施し渦が生じていないことを確認した。	-		
CCb	・せん断耐力の向上	特になし	-	-	

注記\* : 詳細は次回以降のヒアリングにて説明予定

#### 4. 規格・基準の適用性

##### 4.1 増厚部における設計に係る規格・基準

既設部材と補強部材を一体壁として考慮する設計は「鉄道構造物等設計標準・同解説（開削トンネル）（鉄道総合技術研究所，平成13年3月）」（以下「鉄道標準」という。）及び「トンネル標準示方書[開削工法編]・同解説（土木学会，2016年制定）」（以下「トンネル標準示方書」という。）に地中連続壁を本体利用する場合の地中連続壁と本体構造（カルバート）を一体壁として設計する手法が示されており，玄海3号では，海水管ダクト立坑部の増厚部におけるジベル筋の設計において，トンネル標準示方書を適用した実績がある。鉄道標準とトンネル標準示方書の一体壁に対する設計手法は同一のものが記載されているが，増厚の部材厚の比率やせん断補強の範囲等の適用範囲については，鉄道標準に詳細に記載されているため適用性の検討に当たっては，鉄道標準を参照する。なお，「道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋編（平成14年3月）」において，プレキャストコンクリートげたと場所打ち床版の結合部の設計手法について示されているが，地上部の橋梁に対する設計手法であることから，海水ポンプ室等と同様に地中構造物に対する設計手法である，鉄道標準を参照する。

##### 4.2 鉄道標準に基づくせん断耐力の考え方

増厚補強部において既設部材と補強部材を一体壁として考慮する場合におけるせん断補強鋼材が負担するせん断耐力  $V_{wd}$  の算定の考え方を図4-1に示す。せん断耐力式は，既設部材と補強部材が負担するせん断耐力の足し合わせとして（解8.4.3-3）が示されている。海水ポンプ室等では，既設部材にCCb補強を行うことから，一体壁のせん断耐力のうちせん断補強鋼材が負担する設計せん断耐力  $V_{wd}$  は，（解8.4.3-3）に補足説明資料「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 参考資料6」第3.3-8図に示す有効率  $\beta_{aw}$  を考慮し，以下の式（1）により算定する。

コンクリート負担分のせん断耐力  $V_{cd}$  は，既設部材と補強部材との間にジベル鉄筋を配置し，既設部材と補強部材が一体として挙動するため，増厚を実施しない部材において参照している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）に基づき算出する。

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} f_{wyd} (\sin\theta_1 + \cos\theta_1) z_1}{s_1} \cdot \beta_{aw} + \frac{A_{w2} f_{wyd} (\sin\theta_2 + \cos\theta_2) z_2}{s_2} \cdot \frac{h_2}{h_1} \right\} / \gamma_b \quad \text{式 (1)}$$

ここで、

$A_{wi}$  : 区間  $s$  におけるせん断補強筋の総断面積

$f_{wyd}$  : せん断補強筋の降伏強度を材料係数  $\gamma_{ms}$  (1.0) で除したもので、 $400\text{N/mm}^2$ 以下とする。ただし、コンクリートの圧縮強度の特性値

$f'_{ck}$  が  $60\text{N/mm}^2$ 以上の時は、 $800\text{N/mm}^2$ 以下とする。

$\theta_i$  : せん断補強筋と部材軸のなす角度

$s_i$  : せん断補強筋の配置間隔

$z_i$  : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、 $d/1.15$ とする。

$\gamma_b$  : 部材係数 (=1.1)

$h_i$  : 部材厚

各々の壁に分離してせん断補強鋼材を配置する場合において、せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力は、式（解 8.4.3-3）により算定してよい。

$h_1 > h_2$  の場合

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) \cdot z_1}{s_1} + \frac{A_{w2} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) \cdot z_2 \cdot \frac{h_2}{h_1}}{s_2} \right\} / \gamma_b$$

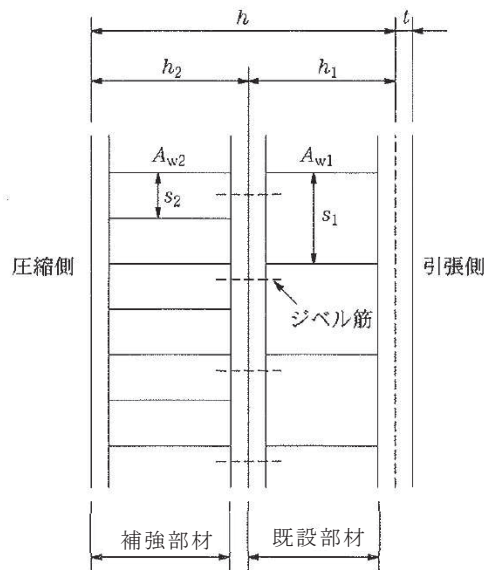
$h_1 = h_2$  の場合

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) \cdot z_1}{s_1} + \frac{A_{w2} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) \cdot z_2}{s_2} \right\} / \gamma_b$$

$h_1 < h_2$  の場合

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) \cdot z_1 \cdot \frac{h_1}{h_2}}{s_1} + \frac{A_{w2} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) \cdot z_2}{s_2} \right\} / \gamma_b \quad (\text{解 8.4.3-3})$$

ここに、 $V_{wd}$ ：せん断補強鋼材により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力



解説図 8.4.3-4 一体化におけるせん断補強鉄筋の配置（分離して配置した場合）

図 4-1 既設部材と補強部材を一体壁としたせん断耐力の考え方  
（鉄道標準より抜粋（一部加筆））

#### 4.3 一体壁のせん断耐力式の妥当性

##### 4.3.1 せん断破壊の機構とせん断耐力式の構成

一体壁として挙動する場合のせん断破壊の模式図を図 4-3 に示す。せん断補強鋼材が分離して配置される場合，それぞれの部材において，荷重を分担し，トラス機構を形成してせん断力を受け持っている。

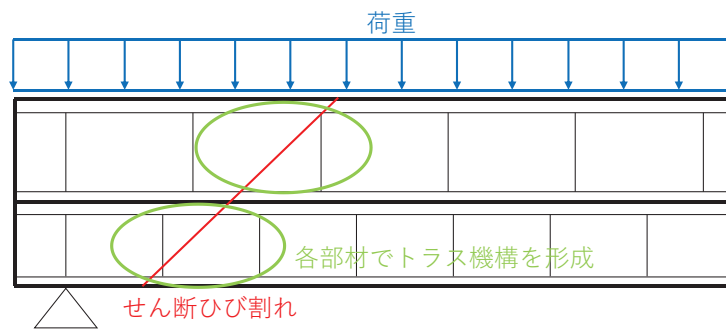


図 4-3 一体壁として挙動する場合のせん断破壊の模式図

石橋ら<sup>1)</sup>は，地下連続壁を本体利用する場合のせん断耐力を算定するために，せん断スパン比，接合面の処理方法等に着目し，上下に部材を配置した重ね梁の模型供試体（54 ケース）による既往実験に対し，解析を加えることで，重ね梁において，せん断補強鋼材をそれぞれの部材に配置した場合のせん断耐力式を示している。石橋らにて整理した実験ケースを表 4-1 に示す。

表 4-1 示す実験ケースのうち，せん断補強鋼材を上下の梁にそれぞれ分けて配したケース（供試体 No. 32～No. 40，表 4-1 赤枠内）における実験の結果から，実験によるせん断耐力（ $P_{max}$ ）と算定式によるせん断耐力（ $P_{cal}$ ）の比較を行い， $P_{max}/P_{cal}$  の平均値は 1.061，変動係数は 5.79%であることから，上下の桁高のいかんにかかわらず，上下の梁にそれぞれ分けてせん断補強鋼材を配置した場合は以下の式（4）'にてせん断耐力を算出できることを示しており，鉄道標準では，式（4）'を基に既設部材と補強部材の部材厚の比率に応じたせん断耐力式を示している。

$$V_s = \frac{A_{v1}\sigma_{sy}d_1}{1.15s_1} \times \frac{H_1}{H} + \frac{A_{v2}\sigma_{sy}d_1}{1.15s_2} \times \frac{H_2}{H} \dots\dots(4)'$$

ここで， $H = H_1 + H_2$

$H_1, H_2$ ：それぞれの梁の桁高（cm）

$A_{v1}, A_{v2}$ ：それぞれの梁の区間  $s_1$  あるいは  $s_2$  におけるスターラップの総断面積（ $cm^2$ ）

$s_1, s_2$ ：それぞれのスターラップの部材軸方向の間隔（cm）

（石橋ら<sup>1)</sup>より抜粋）

表 4-1 重ね梁の模型供試体による実験概要

(石橋ら<sup>1)</sup>による設計資料より引用)

No	供試体名	接合面の状態	スターラップ		桁高(cm)		コンクリート圧縮強度 $f_c$ kgf/cm <sup>2</sup> (MPa)		$P_{max}$ tf (kN)	$P_{cal}$ tf (kN)	$P_{max}/P_{cal}$
			上梁	下梁	上梁	下梁	上梁	下梁			
1	S 1	A	N		40		412 (40.4)		29.9 (293)	29.5 (289)	1.015
2	S 2	A	N		40		412 (40.4)		33.4 (328)	28.7 (281)	1.165
3	S 3	A	N		40		399 (39.1)		26.0 (255)	27.1 (266)	0.960
4	S 4	A	N		40		412 (40.4)		24.8 (243)	25.9 (254)	0.956
5	S 5	A	N		40		359 (35.2)		20.0 (196)	22.6 (222)	0.884
6	S 6	A	N		40		348 (34.1)		27.4 (269)	25.9 (254)	1.059
7	S 7	A	N		40		414 (40.6)		29.5 (289)	30.3 (297)	0.973
8	S 8	A	Y <sub>1</sub>		40		404 (39.6)		47.2 (463)	38.5 (378)	1.225
9	S 9	A	Y <sub>1</sub>		40		359 (35.2)		58.3 (572)	43.9 (431)	1.329
10	G 1	A	N		40		262 (25.7)		22.0 (216)	23.1 (227)	0.952
11	G 9	A	Y <sub>1</sub>		40		308 (30.2)		42.0 (412)	39.4 (386)	1.067
12	TG4	A	Y <sub>3</sub>		80		287 (28.1)		250.0(2452)	202.0(1981)	1.238
13	G 2	BG	N	N	20	20	298 (29.2)	280 (27.5)	23.0 (226)	23.9 (234)	0.963
14	G 3	C1G	N	N	20	20	298 (29.2)	280 (27.5)	24.0 (235)	23.9 (234)	1.005
15	G 4	C2G	N	N	20	20	301 (29.5)	290 (28.4)	23.0 (226)	24.1 (236)	0.956
16	G 5	D1G	N	N	20	20	301 (29.5)	290 (28.4)	27.2 (267)	24.1 (236)	1.130
17	G 6	D2G	N	N	20	20	305 (29.9)	299 (29.3)	23.0 (226)	24.2 (237)	0.949
18	G 7	BG	N	N	15	25	305 (29.9)	299 (29.3)	19.0 (186)	23.5 (230)	0.810
19	G 8	BG	N	N	25	15	308 (30.2)	308 (30.2)	18.5 (181)	25.1 (246)	0.736
20	G18	BG	Y <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	20	20	287 (28.1)	315 (30.9)	30.0 (294)	31.7 (311)	0.946
21	G19	EG	N	N	15	35	269 (26.4)	320 (31.4)	39.5 (387)	35.9 (352)	1.100
22	G20	EG	Y <sub>1</sub>	N	15	25	259 (25.4)	308 (30.2)	26.6 (261)	30.0 (294)	0.887
23	G21	EG	Y <sub>2</sub>	N	15	25	264 (25.9)	314 (30.8)	25.5 (250)	27.3 (268)	0.933
24	G23	EG	Y <sub>2</sub>	N	25	15	269 (26.4)	320 (31.4)	33.6 (330)	33.5 (329)	1.003
25	W 1	BW	N	N	20	20	332 (32.6)	384 (37.7)	27.0 (265)	28.9 (283)	0.935
26	W 2	C1W	N	N	20	20	332 (32.6)	384 (37.7)	24.0 (235)	28.9 (283)	0.831
27	W 3	C2W	N	N	20	20	336 (33.0)	353 (34.6)	25.0 (245)	28.5 (279)	0.877
28	W 4	D1W	N	N	20	20	336 (33.0)	353 (34.6)	29.0 (284)	28.5 (279)	1.017
29	W 5	D2W	N	N	20	20	399 (39.1)	336 (33.0)	23.6 (231)	29.1 (285)	0.810
30	W 6	BW	N	N	15	25	378 (37.1)	341 (33.4)	22.0 (216)	27.6 (271)	0.797
31	W 7	BW	N	N	25	15	388 (38.0)	363 (35.6)	18.0 (177)	30.6 (300)	0.589
32	W 8	BW	Y <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	20	20	326 (32.0)	388 (38.0)	43.0 (422)	43.8 (430)	0.981
33	W 9	C1W	Y <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	20	20	290 (28.4)	329 (32.3)	44.0 (431)	42.5 (417)	1.036
34	W10	C2W	Y <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	20	20	290 (28.4)	329 (32.3)	44.5 (436)	42.5 (417)	1.047
35	W11	D1W	Y <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	20	20	335 (32.9)	331 (32.5)	47.0 (461)	43.2 (424)	1.089
36	W12	D2W	Y <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	20	20	342 (33.5)	361 (35.4)	48.7 (478)	43.7 (429)	1.115
37	W13	BW	Y <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	15	25	392 (38.4)	364 (35.7)	45.2 (443)	43.1 (423)	1.050
38	W14	BW	Y <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	25	15	392 (38.4)	364 (35.7)	43.9 (431)	45.6 (447)	0.963
39	W15	D1W	Y <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	25	15	373 (36.6)	380 (37.3)	50.3 (493)	45.6 (447)	1.104
40	W16	D2W	Y <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	25	15	373 (36.6)	380 (37.3)	53.2 (522)	45.6 (447)	1.168
41	W17	BW	N	Y <sub>1</sub>	20	20	361 (35.4)	379 (37.2)	33.0 (324)	36.7 (360)	0.900
42	W18	C1W	N	Y <sub>1</sub>	20	20	361 (35.4)	379 (37.2)	38.7 (380)	36.7 (360)	1.055
43	W19	C2W	N	Y <sub>1</sub>	20	20	342 (33.5)	376 (36.9)	36.0 (353)	36.4 (357)	0.989
44	W20	D1W	N	Y <sub>1</sub>	20	20	342 (33.5)	376 (36.9)	35.3 (346)	36.4 (357)	0.970
45	W21	D2W	N	Y <sub>1</sub>	20	20	230 (22.6)	353 (34.6)	36.4 (357)	34.5 (338)	1.057
46	W22	BW	N	Y <sub>1</sub>	15	25	313 (30.7)	393 (38.5)	35.1 (344)	36.8 (361)	0.954
47	W23	BW	N	Y <sub>1</sub>	25	15	313 (30.9)	393 (30.7)	22.1 (217)	34.4 (337)	0.642
48	TG5	BT	Y <sub>3</sub>	Y <sub>3</sub>	40	40	303 (29.7)	222 (21.8)	188.0(1844)	196.5(1927)	0.957
49	TG6	ET	Y <sub>3</sub>	Y <sub>3</sub>	40	40	307 (30.1)	320 (31.4)	274.0(2687)	207.5(2035)	1.320
50	TG7	D1T	Y <sub>4</sub>	Y <sub>4</sub>	40	40	310 (30.4)	287 (28.1)	291.0(2854)	231.6(2271)	1.257
51	TG8	D2T	Y <sub>3</sub>	Y <sub>3</sub>	40	40	370 (36.3)	301 (29.5)	277.0(2716)	211.9(2078)	1.307
52	TG9	D2T	Y <sub>3</sub>	Y <sub>3</sub>	40	80	301 (29.5)	329 (32.3)	264.0(2589)	240.0(2354)	1.100
53	TA2	D1T	Y <sub>4</sub>	Y <sub>4</sub>	40	40	285 (27.9)	256 (25.1)	287.0(2815)	225.5(2211)	1.273
54	TB2	D3T	Y <sub>3</sub>	N	20	40	341 (33.4)	379 (37.2)	91.0 (892)	89.8 (882)	1.013

注 1) 接合面の状態 A: 1体打ち, その他: 図-2 による

注 2) スターラップ N: 無し Y<sub>1</sub>: φ6 8.5cm ctc Y<sub>2</sub>: φ6 17.0cm ctc

Y<sub>3</sub>: D10 40.0cm ctc Y<sub>4</sub>: 端部 D16 20.0cm ctc 中央部 D10 40.0cm ctc

供試体 No. 32～40 のそれぞれのケースの実験条件は、表 4-1 の赤枠内に示されており、各項目に記載されている記号は、図 4-4 及び図 4-5 の赤枠内に対応している。供試体 No. 32～No. 40 のせん断スパン比は 2.3 であり、重ね梁の部材高さの比率は上梁：下梁＝1.7：1～1：1.7 である。接合面の処理は、グリース (BW)、「ジベル筋＋グリース」(C1W (C2W)) 及び供試体の両端が「チップング＋ジベル筋」、供試体の中央部がグリース (D1W (D2W)) (図 4-5 赤枠内) となっており、実験の接合条件は完全な一体の条件とはなっていない。荷重の載荷方法は、図 4-6 のとおり 2 点に集中荷重として載荷している。

No. 32～No. 40 の実験結果から、接合面が BW の条件では、 $P_{max}/P_{cal}$  の平均値は 0.998 であり、接合面の状態がより一体化に近い C1W (C2W) 及び D1W (D2W) における  $P_{max}/P_{cal}$  の平均値は、1.093 であり、接合面の状態がより一体化に近づくほど若干のせん断力の増大が認められる結果となっているため、一体化を確実に行うことはせん断耐力を確保するために重要である。

本実験では、海水ポンプ室の側壁の補強梁及び妻壁部のように、上下の梁に貫通したせん断補強鋼材を配した実験 (供試体 No. 50～53, 表 4-1 青枠) も実施している。一体打ちの部材において、せん断補強鋼材が受け持つせん断耐力  $V_s$  の計算式は、以下の式 (4) で示されている。

$$V_s = \frac{A_v \sigma_{sy} d}{1.15s} \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 $A_v$ ：梁の区間  $s$  におけるスターラップの総断面積 (cm<sup>2</sup>)

$s$ ：梁のスターラップの部材軸方向の間隔 (cm)

$\sigma_{sy}$ ：スターラップの降伏点応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$d$ ：有効高さ (cm)

(石橋ら<sup>1)</sup>より抜粋)

一体打ちの梁のせん断耐力の計算値  $P_{cal}$  は、以下の式 (5) で示されている。

$$P_{cal} = 2(V_c + V_s) \dots\dots\dots (5)$$

$V_c$ ：コンクリートが負担するせん断耐力

$V_s$ ：せん断補強鋼材が負担するせん断耐力

No. 50～No. 53 を対象とした実験結果と式 (5) との比較において、せん断耐力

の比  $P_{max}/P_{cal}$  の平均値は 1.234 となり、上下の梁に貫通したせん断補強鋼材を配置すれば、ほぼ一体打ちの梁と同じ程度のせん断耐力が得られるとしている。なお、接合面の処理方法等の影響についてさらに検討が必要とされているが、実験における条件で供試体の両端がチップング、供試体の中央部が無処理の条件で、 $P_{max}/P_{cal}$  は、1.265 であり、全面的にチップング等の目荒らしを行うことで一体打ちの場合のせん断耐力と同等の値が得られると考えられる。

なお、せん断補強鋼材の配置に関して、上下のいずれか一方にせん断補強鋼材が配置されている場合にはさらなる検討が必要であるとされている。

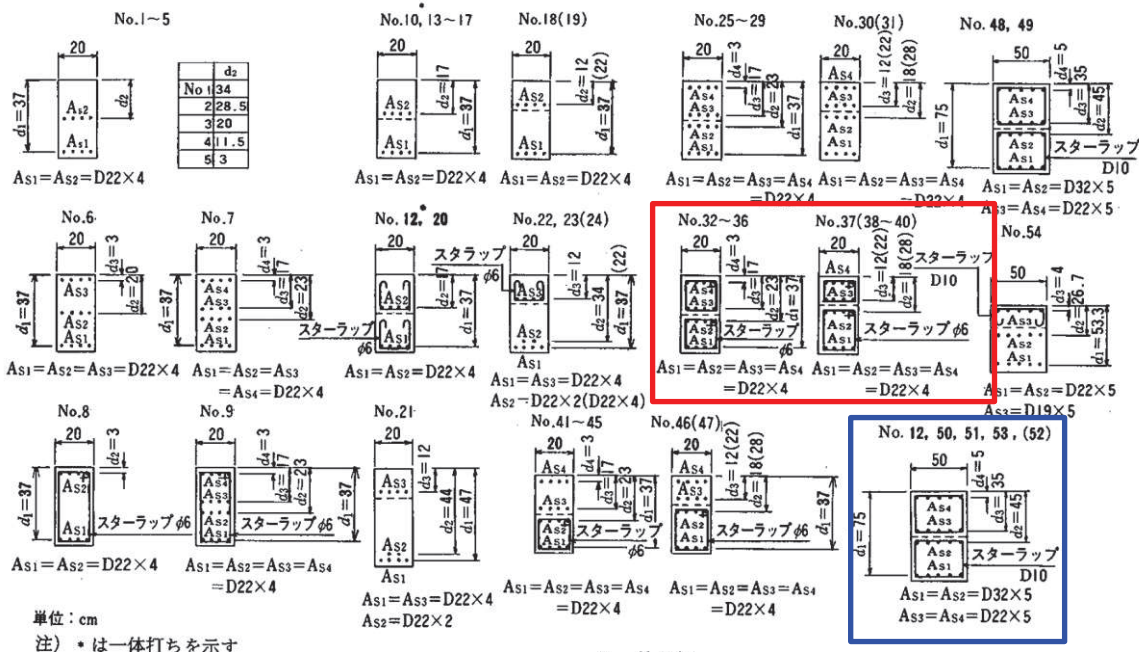
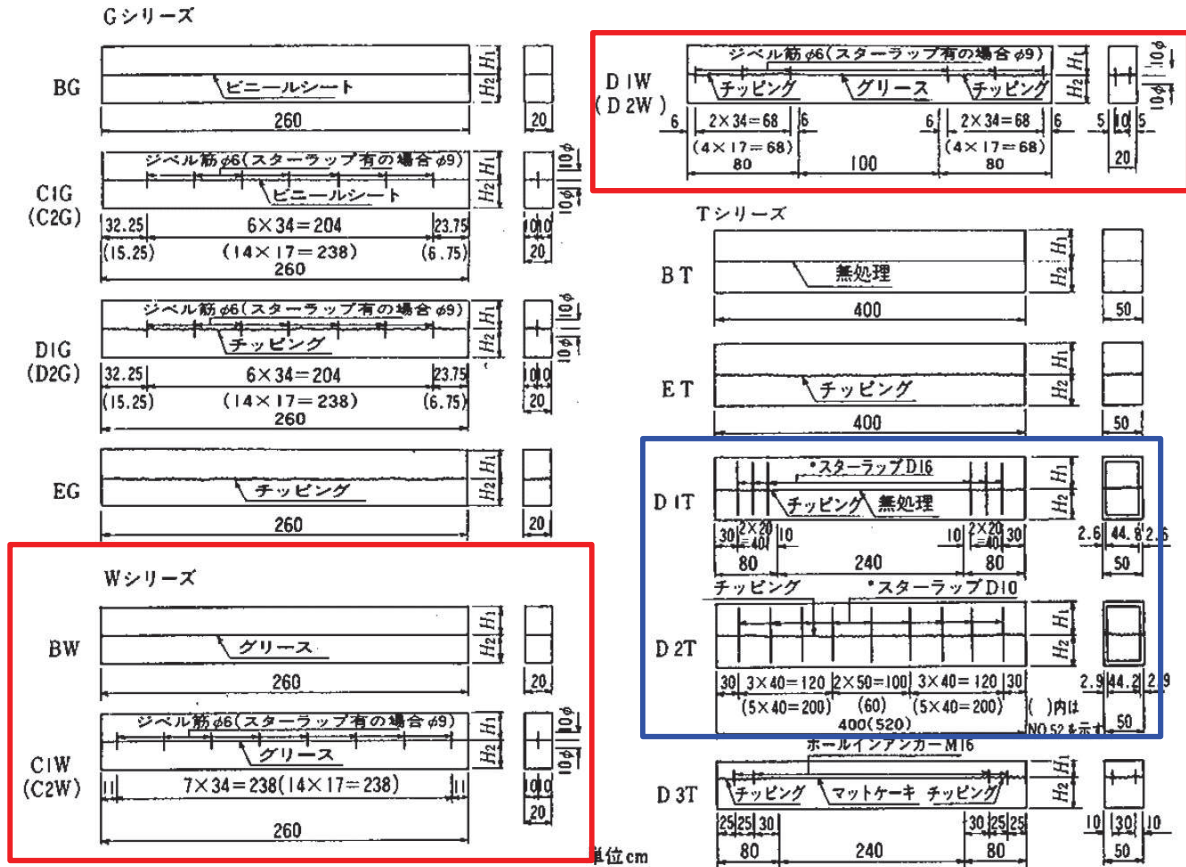


図 4-4 供試体一覧

(石橋ら<sup>1)</sup>より引用)





注) \* はスターラップを貫通させ、ジベル筋は用いていない

図 4-5 接合面の状態  
(石橋ら<sup>1)</sup>より引用)

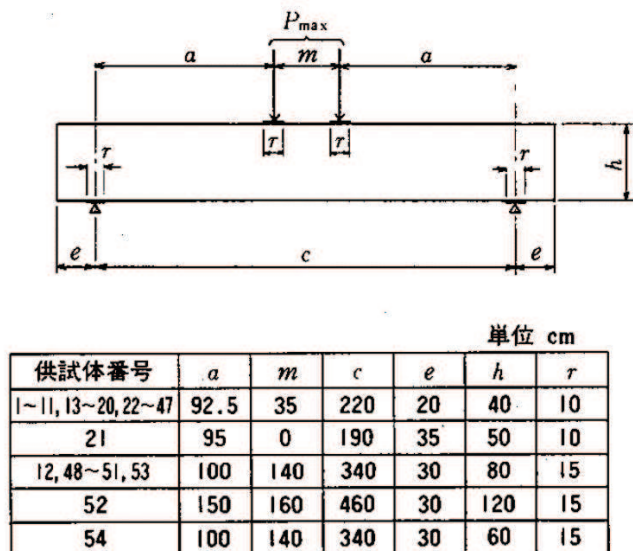


図 4-6 載荷方法, 供試体形状  
(石橋ら<sup>1)</sup>より引用)

#### 4.3.2 海水ポンプ室等での適用性

鉄道標準では地中に埋設されるトンネル等の構造物の本体と土留め等の地下連続壁を一体化し本体利用するための設計方法が示されている。海水ポンプ室等についても、2つの壁部材の接合であり、鉄道標準における一体化と類似していることから、本書を参照して評価することは妥当であると考えられる。

海水ポンプ室における一体壁の適用範囲について鉄道標準では、既設部材と補強部材の部材厚比が2:1~1:2までとされており、それらの根拠となる石橋らの実験においては1.7:1~1:1.7となっている。表3-2のとおり海水ポンプ室等の部材厚比は1.7:1~1:1.4であり、接合面の処理については、海水ポンプ室等では、ブラスト処理及びジベル筋による一体化を図ることから鉄道標準の適用範囲内である。

せん断スパン比については、石橋らの実験が2.3であるのに対し、海水ポンプ室の側壁（水中部）は、2.08と同等であることから適用範囲内であるが、底版については、0.83であることから、数値実験によりディープビームにおいて鉄道標準に基づくせん断耐力の算定式を適用することの妥当性を確認する。

また、(解8.4.3-3)は、せん断補強鋼材をそれぞれの部材に分けて配置した場合に適用できるとされており、いずれか一方の部材にせん断補強鋼材が配置された場合については、検討が必要であるとされていることから、側壁のうち補強部材にせん断補強鋼材が配置され、既設部材にせん断補強鋼材が一部配置されないエリアについて、数値実験により適用性を確認する。

側壁（気中部）については、CCbを既設部材と補強部材に貫通して配置するため、鉄道標準は適用しないが、石橋らの実験結果から、接合面の処理を確実に行うことでせん断耐力を確保できる。

第3号機海水ポンプ室の導流壁については、せん断スパン比が7.74と実験の範囲を超えるものの、鉄道標準におけるせん断耐力式は、棒部材式を基に設定されており、せん断スパン比が大きい側であれば棒部材式の適用性の範囲であるため、鉄道標準を適用できる。

第3号機海水ポンプ室は、両側から増厚補強を実施するが、鉄道標準には二枚の重ね梁によるせん断耐力の算定方法のみが示されている。それを踏まえ、第3号機海水ポンプ室のせん断補強鋼材が受け持つせん断耐力は、既設部材に配置されるCCb及び補強部材のうち片方のせん断補強鋼材のみを考慮して算定するため、実際の補強仕様より保守的な設計となる。コンクリート負担分は、既設部材と補強部材が一体として施工されることから両側補強分も含めた部材厚を考慮して算定する。なお、断面力の算定において、三次元構造解析モデルには、両側の補強部材をモデル化することで、せん断耐力式で考慮する部材の剛性よりも大きい剛性を考慮し、断面力が大きく評価されるように配慮する。

#### 4.4 既設部材と補強部材の一体化

海水ポンプ室等では、既設部材と補強部材を一体壁として評価する前提条件として、接合面をブラスト処理による目荒らしを実施し、更にジベル筋を配置し一体壁とする。鉄道標準では、図 4-4 のとおりジベル筋の設計方法が示されている。ここでは、既設部材と補強部材の一体化について、各部材に生じる応力状態を考慮し、ジベル筋の受け持つ応力を明確にするとともに、その他の応力も考慮し、既設部材と補強部材を一体として評価することの妥当性を検証する。

##### 4.4.1 海水ポンプ室等に作用する応力状態

海水ポンプ室等の既設部材と補強部材の接合面に発生する応力の概念図（海水ポンプ室を例に）を図 4-5 に、それぞれの応力に対する設計方針を表 4-1 に示す。図 4-5 のとおり、既設部材と補強部材の接合面に発生する応力は大きく以下の 3 つに分けられる。①については、3 次元構造解析モデル（非線形ソリッド要素）の既設部材と補強部材の接合面で得られるせん断力（ $Q_x$ ,  $Q_y$ ）の合力に対しジベル筋の設計を行う。②については、設計においては、端部の主筋ひずみが部材降伏の許容限界（ $1725\mu$ ）を下回ることを確認するとともに、施工において主筋の定着を確保する。③については、設計において既設部材と補強部材の接合面での発生引張応力が付着強度を下回ることを確認し、施工においては、既設部材の目荒らしにより付着強度を確保する。

注記\*：以降の記載については、次回以降のヒアリングにて説明予定。

(2) ジベル鉄筋の設計

地下連続壁と内壁の接合面に配置するジベル鉄筋は、前記1)および2)のせん断力に対し、安全となるように設計し、その検討は次式による。

$$\gamma_a \gamma_b \gamma_i \frac{V}{V_u} \leq 1.0, \quad V_u = V_{ug} + V_{ul}$$
$$V_{ug} = \frac{\mu(nf_{syd}A_{sg} + \sigma_N A_{cg})}{\gamma_c}, \quad V_{ul} = \frac{\mu\sigma_N A_{ul}}{\gamma_c}$$

- ここに、 $V$  : 接合面に作用する全設計せん断力(=  $V_0 + V_B$ )  
 $V_u$  : 接合面における全せん断耐力  
 $V_{ug}$  : ジベル鉄筋配置区間の全せん断耐力  
 $V_{ul}$  : ジベル鉄筋配置区間以外のコンクリートの接合面におけるせん断耐力  
 $\mu$  : 摩擦係数 (1.4程度: 地下連続壁面は洗浄し、レイタンスを取り除き、深さ7mm程度の粗さとした場合)  
 $n$  : ジベル鉄筋の本数 (単位幅あたり)  
 $f_{syd}$  : ジベル鉄筋の設計引張降伏強度  
 $\sigma_N$  : 接合面に作用する垂直応力度 (地下連続壁に作用する側圧等の外力)  
 $A_{sg}$  : ジベル鉄筋1本あたりの断面積  
 $A_{cg}$  : ジベル鉄筋配置区間の全面積 (面積の境界は、最外縁の鉄筋から鉄筋間隔の半分程度の距離まで)  
 $A_{ul}$  : ジベル鉄筋配置区間以外のコンクリート面積 (地下連続壁の接合面処理を行う部分のみ)  
 $\gamma_a, \gamma_i$  : 安全係数 (第2編 2.4による)  
 $\gamma_b$  : 部材係数で一般に1.3としてよい  
 $\gamma_c$  : コンクリートの材料係数

なお、ジベル鉄筋の配置区間としては、支点から側壁スパン長の1/4程度としてよい。

単独壁におけるジベル鉄筋の設計は、内壁がないことから付図 2.5.4 による  $f$  区間の範囲を、上式のうち、 $V = \Delta V$ 、 $V_{ul} = 0$  として同様に行う。

図 4-4 ジベル筋の設計  
(トンネル標準示方書より抜粋)

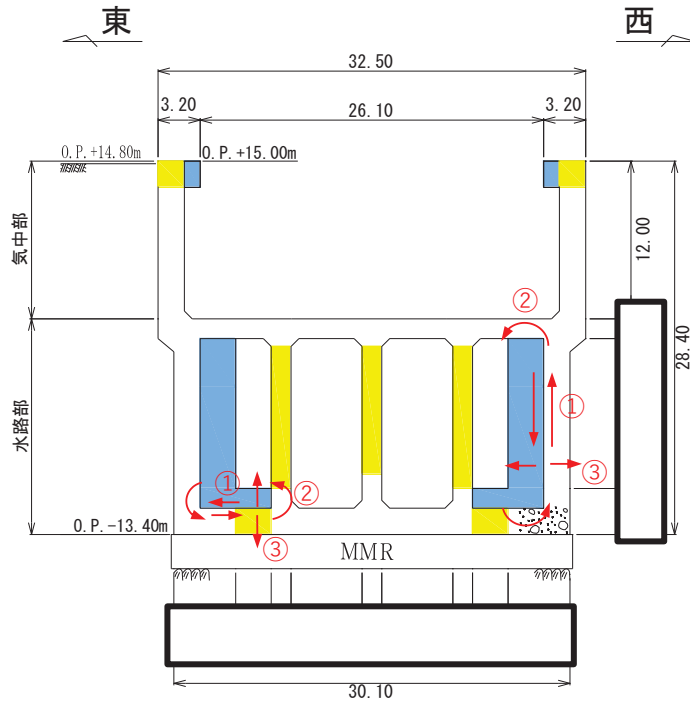


図 4-5 海水ポンプ室 既設部材と増厚部材に発生する応力の概念図

表 4-1 既設部材と補強部材の接合面に発生する応力と設計方針

想定される応力	設計・施工方針	準拠基準
①接合面に発生するせん断力 (1) 曲げによるずれせん断力 (2) 面内せん断によるずれせん断力 (3) 自重によるせん断力	接合面に発生するせん断力がジベル筋のせん断耐力を下まわることを確認する。 接合面に発生するせん断力は、3次元構造解析モデルにより算出される接合面のせん断力を用いる。(1)～(3)の合力)	トンネル標準示方書 [開削工法編]・同解説 (土木学会, 2016年制定)
②部材端部に発生する曲げモーメント	(設計) 端部の主筋ひずみが部材降伏の許容限界(1725 $\mu$ )を下回ることを確認する。 (施工) 主鉄筋の定着を確保 定着長: 16 $\phi$	コンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工指針(案) (土木学会 2014年3月)
③接合面での剥離	(設計) 接合面での発生引張応力が付着強度を下回ることを確認する。 付着強度: 1.5N/mm <sup>2</sup> (施工) 既設部材の目荒らしにより付着強度を確保する。	表面保護工法 設計施工指針(案)[工法別マニュアル編](土木学会 2005年4月)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

#### 4.4.2 検討ケース

4.4.1 に示したずれせん断のうち (3) 自重によるせん断力は、地震動による違いはなく、弱軸方向の荷重に対し、(2) 面内せん断によるずれせん断力と比較し、(1) 曲げによるずれせん断力が卓越すると考えられるため、(1) 曲げによるずれせん断力に着目し、代表する地震動を検討する。曲げによるずれが最も大きくなると考えられる、水路の層間変位最大時刻及び水路への荷重が最大となると考えられる水路水平荷重最大時刻がどちらも最大となる、 $S_s - N1 (+ +)$  を代表に、ジベル筋の設計を行う。

#### 4.5 ジベル筋設計結果

既設部材と補強部材の接合面のせん断評価結果を表 4-2 に示す。なお、接合面のせん断評価結果については、側壁及び底版ともに照査値が最大となる照査結果を示す。同表より、既設部材と補強部材の接合面に生じるせん断力は、接合面に配置したジベル筋によるせん断耐力にて受け持つことができる。また、補強部材の端部に発生する曲げモーメント、既設部材と補強部材の接合面での剥離に対しても、主筋の定着確保、目荒らしによる付着強度確保をする。なお、接合面に発生する引張応力は最大で  $1.1\text{N/mm}^2$  であり、目荒らしによる付着強度  $1.5\text{N/mm}^2$  を下回っていること確認した。

以上のことから、既設部材と補強部材の接合面でのずれ等は生じず、一体として挙動することを確認した。

表 4-2 ジベル筋設計結果

部材	鉄筋径・ピッチ	発生せん断力 (kN)	せん断耐力 (kN)	照査値
側壁	D22@300×300	89,434	155,389	0.58
底版	D29@300×300	23,087	40,016	0.58

## 5. 増厚補強部における Ccb 工法の適用性に関する数値解析による検討

CCb 工法を適用した増厚補強部について、材料非線形解析によりせん断耐力を評価し、トンネル標準示方書に基づくせん断耐力式へ有効率  $\beta_{aw}$  を考慮した設計せん断耐力が保守的であること及びせん断補強鋼材が補強部材にのみ配置されている場合のせん断耐力式の妥当性を確認する。

第3号機海水ポンプ室は、両側から増厚補強を実施するが、評価式においては鉄筋が負担するせん断耐力は片側のみを考慮するため、より保守的な設計となる。このため検討対象は海水ポンプ室から選定する。

### 5.1 解析モデル及び荷重条件

#### 5.1.1 対象部材

海水ポンプ室のうち、側壁（気中部）及び妻壁の補強梁については、主筋を既設部材に定着長分確保して定着し、せん断補強鋼材は既設部材と補強部材に通して配置することから、対象としない。対象部材は、表 3-3 に示す部材のうち補強の部材厚が大きく、部材の全面に Ccb が配置される海水ポンプ室の底版及びせん断スパン比から棒部材である側壁（水路部）を選定する。また、側壁（水路部）には、せん断補強鋼材が補強部材に配置され、既設部材の一部にせん断補強鋼材が配置されない区間があることから、既設部材と補強部材のせん断補強鋼材量にコントラストがある断面として選定する。また、耐震設計においては、増厚部のコンクリートの設計基準強度は  $20.5\text{N/mm}^2$  としているが、設計上の配慮として、 $30\text{N/mm}^2$  を使用することから、既設部材と補強部材のコンクリート強度の違いによる影響についても数値解析において確認する。解析手法は、材料非線形解析（解析コード：WCOMD Studio (Ver.1.00.02)）とする。解析結果については別途示す。

#### 参考文献

- 1) 石橋忠良，斉藤啓一，寺田年夫，重ね梁のせん断設計，構造物設計資料 No. 84，日本国有鉄道 構造物設計事務所・監修，1985-12