

図 4.12-10(1) 第3号機海水ポンプ室 地震時荷重算出断面図  
(横断方向：スクリーンエリア)

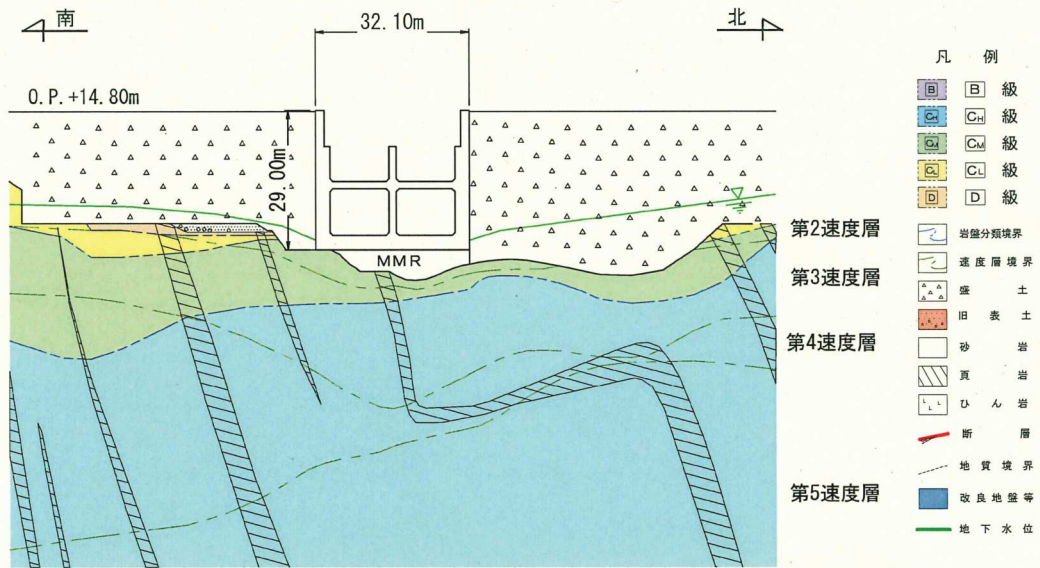


図 4.12-10(2) 第3号機海水ポンプ室 地震時荷重算出断面図  
(横断方向：循環水ポンプエリア)

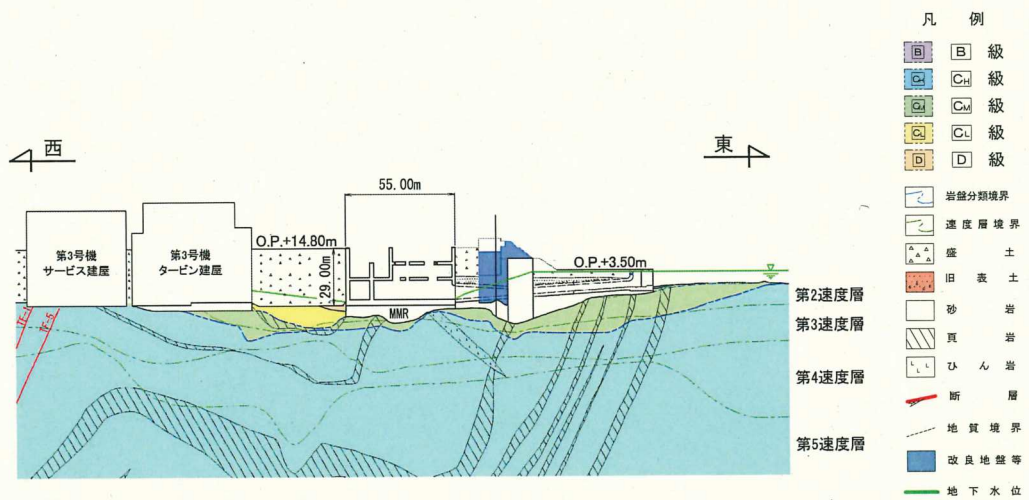


図 4.12-10(3) 第3号機海水ポンプ室 地震時荷重算出断面図 (縦断方向)

## 5. 地盤物性及び材料物性のばらつきの考慮方法

屋外重要土木構造物，常設耐震重要重大事故防止設備又は常設重大事故緩和設備のうち土木構造物，常設耐震重要重大事故防止設備又は常設重大事故緩和設備が設置される重大事故等対処施設（特定重大事故等対処施設を除く）のうち土木構造物（以上の何れかに該当するか，又は兼ねる構造物を「屋外重要土木構造物等」という。）の耐震安全性評価においては，地盤物性及び材料物性のばらつきを適切に考慮する必要がある。

本章では，屋外重要土木構造物等の耐震安全性評価における地盤物性及び材料物性のばらつきの考慮方法について記載する。

なお，液状化強度特性については下限値を設定しており，最も液状化の影響が大きい物性を採用していること，さらには，「4. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における解析手法選定及び断面選定」において，全応力解析と有効応力解析の比較を行い，保守的な評価となる手法を選択する過程を経ることにより，非液状化の場合の検討を事前に行っていることから，液状化強度特性のばらつきは考慮しない。

### 5.1 耐震安全性評価における解析ケース

屋外重要土木構造物等の耐震安全性評価における地盤物性及び材料物性のばらつきの考慮は，評価対象構造物の周辺の地盤状況に応じて2パターンに分類し，表5.1-1及び表5.1-2に示す解析ケースにて行う。

#### (1) 評価対象構造物の周辺の地盤状況に応じた解析ケース（パターン1，2）

屋外重要土木構造物等の地震時の応答は，構造物と周辺地盤の相互作用によることから，地盤物性のばらつきの影響を評価するに当たっては，解析モデルに分布する地盤のうち，主に構造物の応答に支配的となる地盤を選定することとし，構造物周辺の地盤状況に応じて，以下に示す2パターンとする。各パターンの参考例を図5.1-1及び図5.1-2に示す。

- ・パターン1：評価対象構造物周辺に主として旧表土，盛土，**D**級岩盤，セメント改良土及び改良地盤といった，動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布し，これらの地盤が地震時に構造物への応答に大きく影響を与えると判断される場合は，これらの物性のばらつきについて影響を確認する。

（例：開削工法により構築し，上記地盤によって埋め戻された線状構造物又は箱形構造物）

- ・パターン2：評価対象構造物周辺に主として，**C<sub>L</sub>**級岩盤，**C<sub>M</sub>**級岩盤，**C<sub>H</sub>**級岩盤及び**B**級岩盤が分布し，これらの地盤が地震時に構造物への応答に大きく影響を与えると判断される場合は，これらの物性のばらつきについて影響を確認する。

（例：トンネル工法により構築された岩盤トンネル）



- (2) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（表 5.1-1 及び表 5.1-2 に示すケース②, ③）

屋外重要土木構造物等は、主に地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物であり、構造物の耐震性に支配的な損傷モードは地盤のせん断変形を伴う構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊となる。そのため、ばらつきを考慮する物性値は、(1)で示した 2 パターンのとおり、構造物周辺の地盤状況に応じて対象とする地盤について、地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値を基本ケース（表 5.1-1 及び表 5.1-2 に示すケース①）とした場合に加えて、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差( $\sigma$ )のケースについて確認を行う。

ばらつきの設定方法の詳細は、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示す。

- (3) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース（表 5.1-1 及び表 5.1-2 に示すケース④, ⑤）

材料物性のばらつきについては、剛性を定義するコンクリートのヤング係数が、コンクリートの設計基準強度に対応して定まることを踏まえ、コンクリートの設計基準強度を基本ケースとし、ヤング係数をコンクリートの実強度に対応して定めたケースについて確認を行う（表 5.1-1 及び表 5.1-2 に示すケース④）。

また、建物・構築物で考慮しているコンクリートの初期剛性低下を考慮したケースを行い、機器・配管系の耐震評価において影響を確認する（表 5.1-1 及び表 5.1-2 に示すケース⑤）。屋外重要土木構造物等の耐震評価については、主たる荷重である土圧は構造物の剛性が小さい程小さく評価され、危険側の評価となることから、初期剛性低下の影響は考慮しない。

なお、新設の構造物については許容応力度法による設計を行うなど、裕度を確保した設計とすることから、材料物性のばらつきを考慮した構造解析は実施しないが、機器・配管系の耐震評価においては、文献を参照し推定した圧縮強度\*に対応して定めたヤング係数を用いて地震応答解析を行い評価する。

注記\*：建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所における鉄筋コンクリート工事（日本建築学会，2013）又は日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準（日本原子力学会，2015）より推定した圧縮強度（詳細は、「参考資料 3 新設する構造物のコンクリートの圧縮強度の設定について」に示す。）



表 5.1-1 耐震安全性評価における解析ケース

(パターン1：構造物周辺に旧表土，盛土，D級岩盤等が分布する場合)

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ ：ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土，盛土，D級岩盤， セメント改良土，改良地盤 ( $G_0$ ：初期せん断弾性係数)	C <sub>L</sub> 級岩盤，C <sub>M</sub> 級岩盤， C <sub>H</sub> 級岩盤，B級岩盤 ( $G_d$ ：動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 $\sigma$	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*1	平均値	平均値
ケース⑤*2	初期剛性低下考慮	平均値	平均値

注記\*1：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。なお、新設構造物については、文献を参照し推定した圧縮強度とする。

\*2：機器・配管系の耐震安全性評価に適用する。

表 5.1-2 耐震安全性評価における解析ケース

(パターン2：構造物周辺にC<sub>L</sub>級岩盤～B級岩盤が分布する場合)

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ ：ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土，盛土，D級岩盤， セメント改良土，改良地盤 ( $G_0$ ：初期せん断弾性係数)	C <sub>L</sub> 級岩盤，C <sub>M</sub> 級岩盤， C <sub>H</sub> 級岩盤，B級岩盤 ( $G_d$ ：動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値 + 1 $\sigma$
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 $\sigma$
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*1	平均値	平均値
ケース⑤*2	初期剛性低下考慮	平均値	平均値

注記\*1：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

\*2：機器・配管系の耐震安全性評価に適用する。

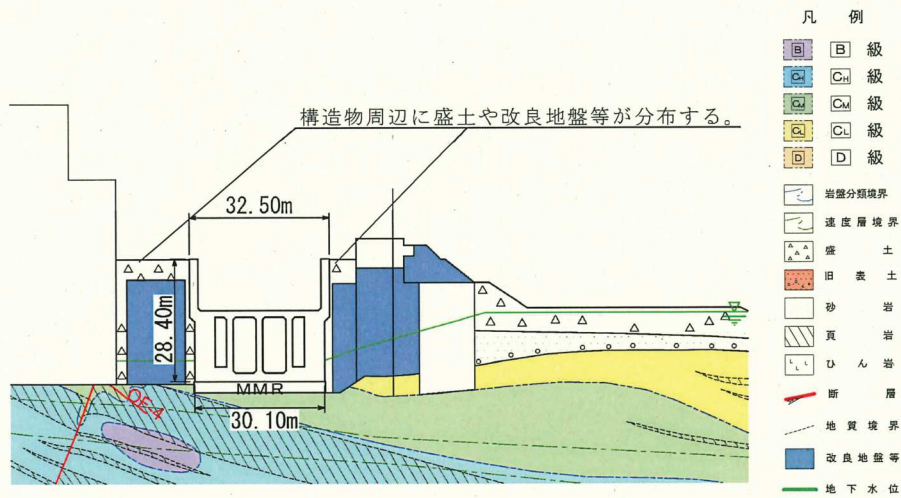


図 5.1-1 (参考例) パターン 1: 海水ポンプ室の例

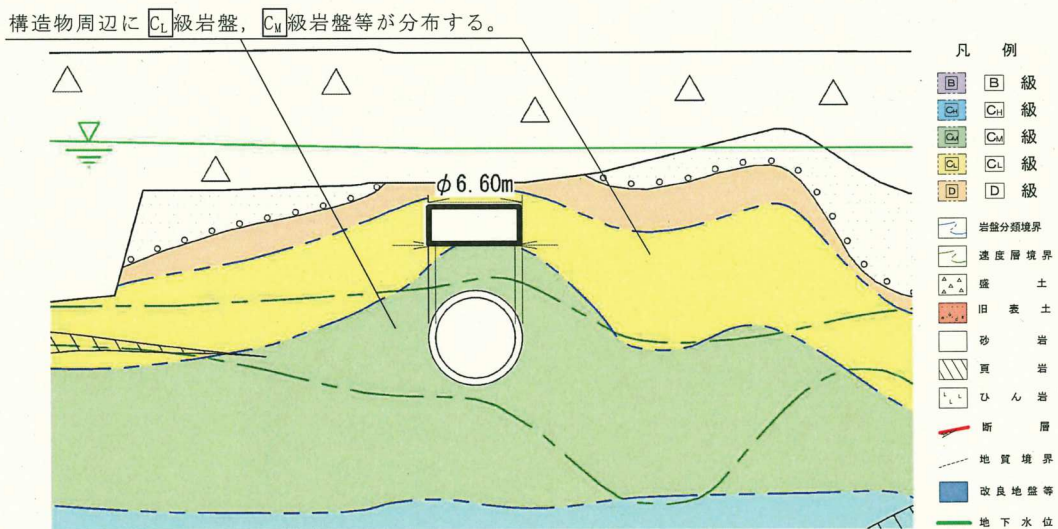


図 5.1-2 (参考例) パターン 2: 排気筒連絡ダクト (岩盤部) の例

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

## 5.2 屋外重要土木構造物等の耐震安全性評価における解析ケースの組合せについて

屋外重要土木構造物等の耐震安全性評価においては、基準地震動 $S_s$ （7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた全14波を用いてケース①（基本ケース）を実施する。

上記のケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに0.5以上となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動\*を用いて、図5.2-1に示すケース②～④を実施する。

耐震安全性評価に対する解析ケースの組合せを図5.2-1及び表5.2-1に示す。

注記\*：各要求機能（支持機能、通水機能、貯水機能、止水機能）により許容限界は異なるが、各照査項目に対して、許容限界に対する余裕が最も小さくなる地震動を選定する。





表 5.2-1 屋外重要土木構造物等の耐震安全性評価における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$	平均値
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度 <sup>*2</sup>
地震動 位相	S <sub>s</sub> -D1	++ <sup>*1</sup>	○	基準地震動 S <sub>s</sub> (7 波) に水平動の位相反転を考慮した地震動 (7 波) を加えた全 14 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②~④を実施する。  全ての照査項目の照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②~④を実施する。	
		-+ <sup>*1</sup>	○		
	S <sub>s</sub> -D2	++ <sup>*1</sup>	○		
		-+ <sup>*1</sup>	○		
	S <sub>s</sub> -D3	++ <sup>*1</sup>	○		
		-+ <sup>*1</sup>	○		
	S <sub>s</sub> -F1	++ <sup>*1</sup>	○		
		-+ <sup>*1</sup>	○		
	S <sub>s</sub> -F2	++ <sup>*1</sup>	○		
		-+ <sup>*1</sup>	○		
	S <sub>s</sub> -F3	++ <sup>*1</sup>	○		
		-+ <sup>*1</sup>	○		
	S <sub>s</sub> -N1	++ <sup>*1</sup>	○		
		-+ <sup>*1</sup>	○		

注記\*1: 耐震評価にあたっては、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会 原子力土木委員会, 2005 年 6 月) (以下「土木学会マニュアル」という。) に従い、水平方向の位相反転を考慮する。地震動の位相について、++の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

\*2: 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。なお、新設構造物については、文献を参照し推定した圧縮強度とする。

### 5.3 機器・配管系の耐震安全性評価に適用する解析ケース

屋外重要土木構造物等に支持される機器・配管系の耐震安全性評価に適用する，床応答への保守的な配慮として，基準地震動  $S_s$  (7波) を用いて図 5.3-1 に示すケース②～⑤の解析を実施する。

機器・配管系の耐震安全性評価に適用するケースの組合せを図 5.3-1 及び表 5.3-1 に示す。



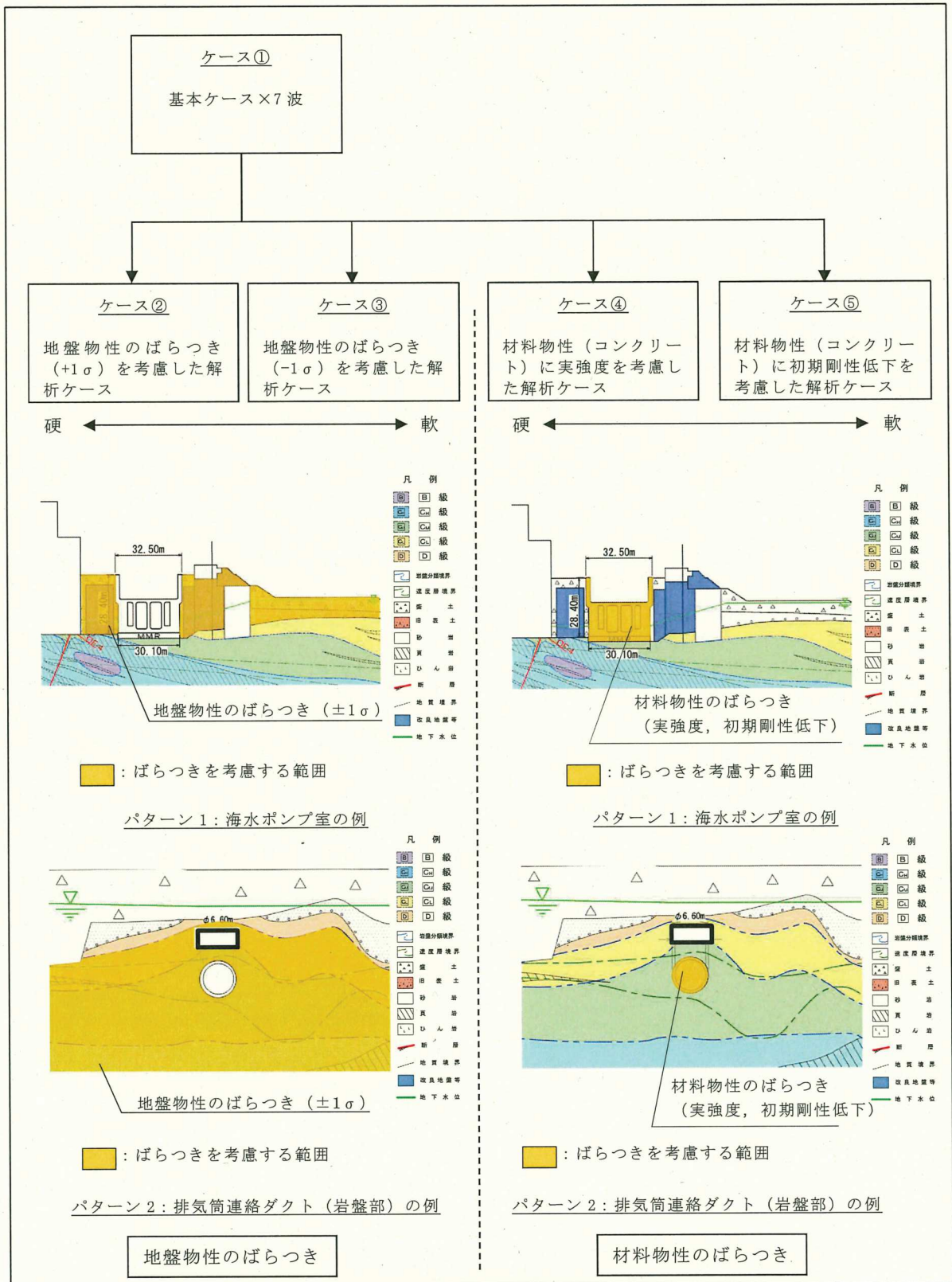


図 5.3-1 機器・配管系の耐震安全性評価に適用する解析ケース

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 5.3-1 機器・配管系の耐震安全性評価に適用する解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑤
		基本 ケース	地盤物性の ばらつき (+1 $\sigma$ )を 考慮した解 析ケース	地盤物性の ばらつき (-1 $\sigma$ )を 考慮した解 析ケース	材料物性 (コンクリ ート)に実 強度を考慮 した解析ケ ース	材料物性(コ ンクリート) に初期剛性低 下を考慮した 解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$	平均値	平均値
材料物性		設計基準 強度	設計基準 強度	設計基準 強度	実強度に 基づく圧縮 強度 <sup>※</sup>	初期剛性 低下考慮
地震動 位相	S s - D 1	++ <sup>※</sup>	○	○	○	○
	S s - D 2	++ <sup>※</sup>	○	○	○	○
	S s - D 3	++ <sup>※</sup>	○	○	○	○
	S s - F 1	++ <sup>※</sup>	○	○	○	○
	S s - F 2	++ <sup>※</sup>	○	○	○	○
	S s - F 3	++ <sup>※</sup>	○	○	○	○
	S s - N 1	++ <sup>※</sup>	○	○	○	○

注記\*1：耐震評価にあたっては、「土木学会マニュアル」に従い、水平方向の位相反転を考慮する。地震動の位相について、++の左側は水平動、右側は鉛直動を表す。

\*2：既設建造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。なお、新設の建造物については、文献を参照し推定した圧縮強度とする。

## 6. 許容限界について

屋外重要土木構造物，常設耐震重要重大事故防止設備又は常設重大事故緩和設備のうち土木構造物，常設耐震重要重大事故防止設備又は常設重大事故緩和設備が設置される重大事故等対処施設（特定重大事故等対処施設を除く。）のうち土木構造物（以上の何れかに該当するか，又は兼ねる構造物を「屋外重要土木構造物等」という。）の耐震安全性評価は，「2. 屋外重要土木構造物等の要求機能と要求機能に対する耐震評価内容」に示すとおり，各構造物の要求機能と要求機能に応じた許容限界を設定し照査を行う。

耐震安全性評価は，許容応力度法又は限界状態設計法を用いることとし，各構造物の解析手法に応じて使い分ける。

### 6.1 許容応力度法による耐震安全性評価について

許容応力度法を用いて耐震安全性評価を行う場合，許容応力度を許容限界とし，発生応力度が許容限界を下回ることを確認する。その場合，構造物を構成する各部材はおおむね弾性状態にあり，限界状態又は終局状態に至らないことは自明であるため，各要求機能の全てを満足することとなり，個別の要求機能に応じた許容限界の設定は不要である。

なお，許容応力度法を用いた曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査は，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）」（以下「コンクリート標準示方書 2002」という。）に基づき，各部材（材料）に許容応力度及び許容応力度を設定して行う。屋外重要土木構造物等に適用する各部材（材料）の許容応力度，割増し係数及び許容応力度を表 6.1-1 に示す。



表 6.1-1 屋外重要土木構造物等に適用する各部材（材料）の許容応力度、割増し係数及び短期許容応力度

部材 (材料)	規格	項目	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	割増し係数*1	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	排気筒 連絡ダクト (岩盤部)	軽油タンク室 (H)	復水貯蔵 タンク基礎 (基礎版)	ガスタービン 発電設備 軽油タンク室
コンクリート	設計基準強度*2 f'ck=20.5N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ 圧縮応力度	7.8	1.5	11.7	○	—	○	—
		許容せん断応力度	0.42	1.5	0.630	—	—	—	—
	設計基準強度 f'ck=24N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ 圧縮応力度	9.0	1.5	13.5	—	○	—	○
		許容せん断応力度	0.45	1.5	0.675	—	—	—	—
鉄筋	SD345	許容引張応力度	196	1.5	294	○	○	○	○
		許容引張応力度 (せん断補強筋)	196	1.5	294	—	—	—	—

注記\*1：設計に用いる許容応力度は地震の影響を考慮した荷重の組合せに対して割増し係数を乗じた値とすることが規格，基準類に記載されている。

\*2：設計基準強度 f'ck=20.5 N/mm<sup>2</sup> に対する許容応力度は，コンクリート標準示方書 2002 に示される許容応力度を内挿して定める。

## 6.2 限界状態設計法による照査

限界状態設計法を用いて耐震安全性評価を行う屋外重要土木構造物等においては、各部材に適用する要求機能に応じて許容限界が異なることから、要求機能に応じた許容限界を設定する。

なお、各許容限界は、既工認実績のある「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（土木学会，2005年）」（以下「土木学会マニュアル2005」という。），J E A G 4 6 0 1 -1987及びコンクリート標準示方書2002等を参照のうえ設定しており、このうち耐震設計に係る工認審査ガイドに記載のない土木学会マニュアル2005の適用性は、「6.3 土木学会マニュアル2005の適用性について」に示す。

### 6.2.1 支持機能

支持機能は、部材が終局状態に至らない状態を想定する。また、アンカー定着部周辺においては、損傷が部材降伏程度であれば定着性能に影響を及ぼさないことから、断面降伏に至らない部材状態を想定する。

部材状態に応じた許容限界として、終局状態に対する許容限界に加え、主筋のひずみが降伏強度に対応するひずみ以下等の許容限界を追加する(表6.2.1-1参照)。

表 6.2.1-1 支持機能の許容限界

破壊モード	許容限界		備考
	指標	許容値	
曲げ・軸力系の破壊	コンクリートの圧縮ひずみ	2000 $\mu$	おおむね弾性範囲となる許容限界であり、コンクリート標準示方書 2002 において、応力-ひずみ関係として示されている。
	主筋ひずみ	1725 $\mu$ (SD345)	
せん断破壊	層間変形角(面内)	2/1000	J E A G 4 6 0 1 - 1987 において、耐震壁の支持機能に対する許容限界として規定されている。
	発生せん断力	せん断耐力	土木学会マニュアル 2005 に規定されている。

曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、コンクリートの圧縮強度に対応するひずみ 2000 $\mu$  と、鉄筋の降伏強度に対応するひずみ 1725 $\mu$  とすることにより、部材が断面降伏に至らないことを確認する。

許容限界として設定した値をコンクリートの応力-ひずみ曲線、鉄筋及び構造用鋼材の応力-ひずみ曲線で示すと図 6.2.1-1 及び図 6.2.1-2 のとおりとなる。



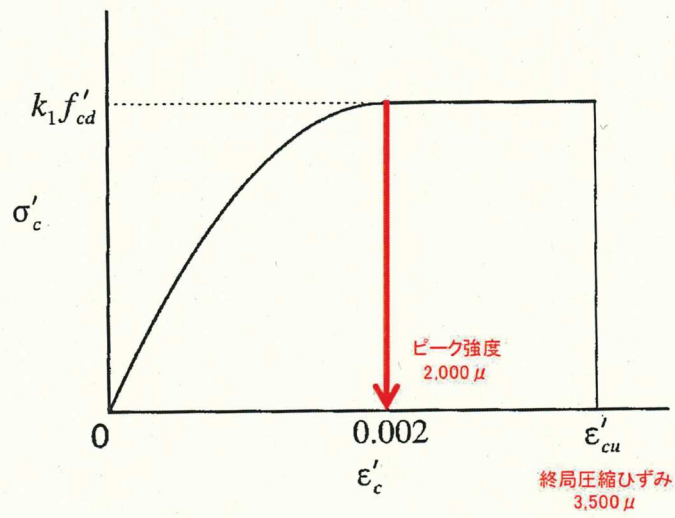
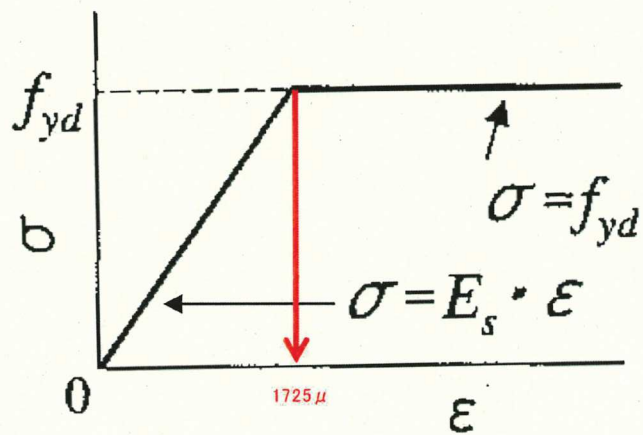


図 6.2.1-1 コンクリートの応力-ひずみ曲線



SD345の場合

$E_s$ : 200kN/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ : 345N/mm <sup>2</sup>
$\epsilon_{sy}$ : 1725 $\mu$

図 6.2.1-2 鉄筋及び構造用鋼材の応力-ひずみ曲線

### 6.2.2 通水機能

通水機能は、部材が破壊し通水断面を閉塞しないことにより満足され、終局状態に至らない部材状態を想定する。

部材状態に応じた許容限界として、曲げ・軸力系の破壊は、層間変形角  $1/100$  と圧縮縁コンクリートひずみ  $1.0\%$  ( $10000\mu$ )、せん断破壊については、面内せん断に対しては層間変形角  $2/1000$ 、面外せん断に対してはせん断耐力とする（表 6.2.2-1 参照）。

表 6.2.2-1 通水機能の許容限界

破壊モード	許容限界		備考
	指標	許容値	
曲げ・軸力系の破壊	層間変形角（面外）	$1/100$	土木学会マニュアル 2005 に規定されている。
	圧縮縁コンクリートひずみ	$1.0\%$ ( $10000\mu$ )	
せん断破壊	層間変形角（面内）	$2/1000$	J E A G 4 6 0 1 -1987 において、耐震壁の終局耐力に相当する層間変形角 $4/1000$ に余裕を見込んだ許容限界として規定されている。
	発生せん断力	せん断耐力	土木学会マニュアル 2005 に規定されている。

層間変形角  $1/100$  と圧縮縁コンクリートひずみ  $1.0\%$  ( $10000\mu$ ) に至る状態は、かぶりコンクリートの剥落が発生する前の状態であることが、屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験及び数値シミュレーション等の結果より確認されている。これらの状態を限界値とすることで構造物全体としての安定性が確保できるとして設定されたものである。鉄筋コンクリートはり部材の荷重変位関係と損傷状態に対する概念図を図 6.2.2-1 に示す。

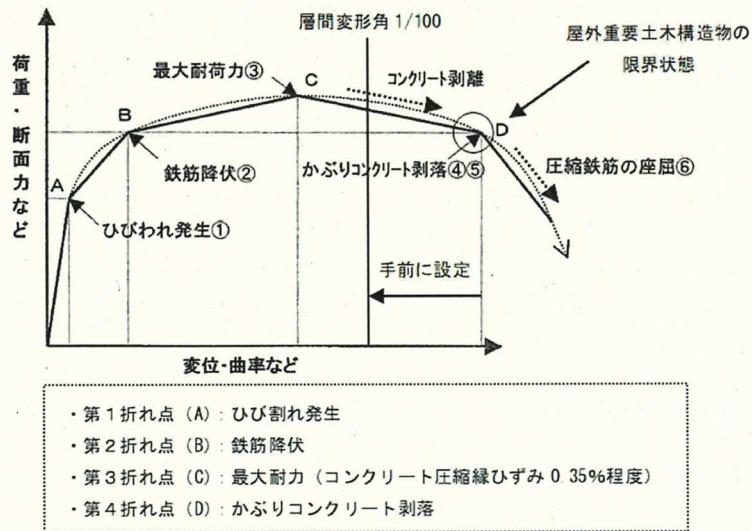


図 6.2.2-1 鉄筋コンクリートはり部材の荷重変位関係と損傷状態に対する概念図 (土木学会マニュアル 2005 に加筆)

壁部材の面内せん断に対する許容限界については、J E A G 4 6 0 1 - 1987 において、図 6.2.2-2 に示すとおり、耐震壁の終局時の変形として層間変形角 4/1000 と規定されており、終局状態の層間変形角 4/1000 に安全率 2 を有するように層間変形角 2/1000 を設定する。

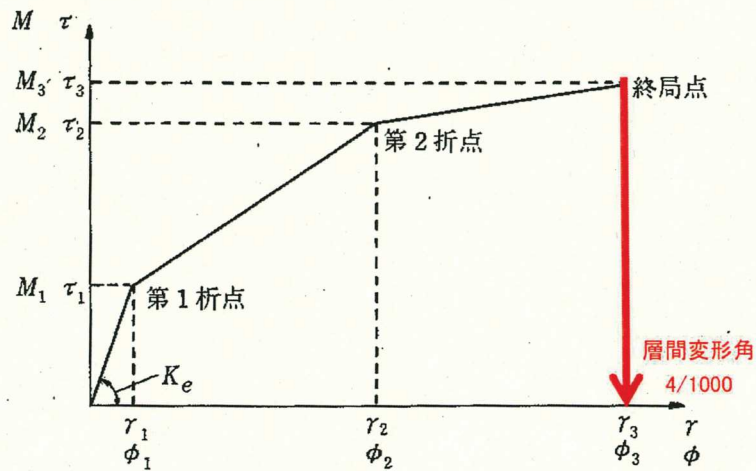


図 6.2.2-2 耐震壁のトリリニア・スケルトンカーブ ( $\tau$ - $\gamma$  関係)

面外せん断に対する照査は、照査用せん断力がせん断耐力を下回ることにより確認する。

なお、せん断耐力式には、複数の安全係数を見込むことにより、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ設計とする。



### 6.2.3 貯水機能

貯水機能は、津波の引き波時に必要となる冷却用水を安全に貯留できることが要求される機能である。

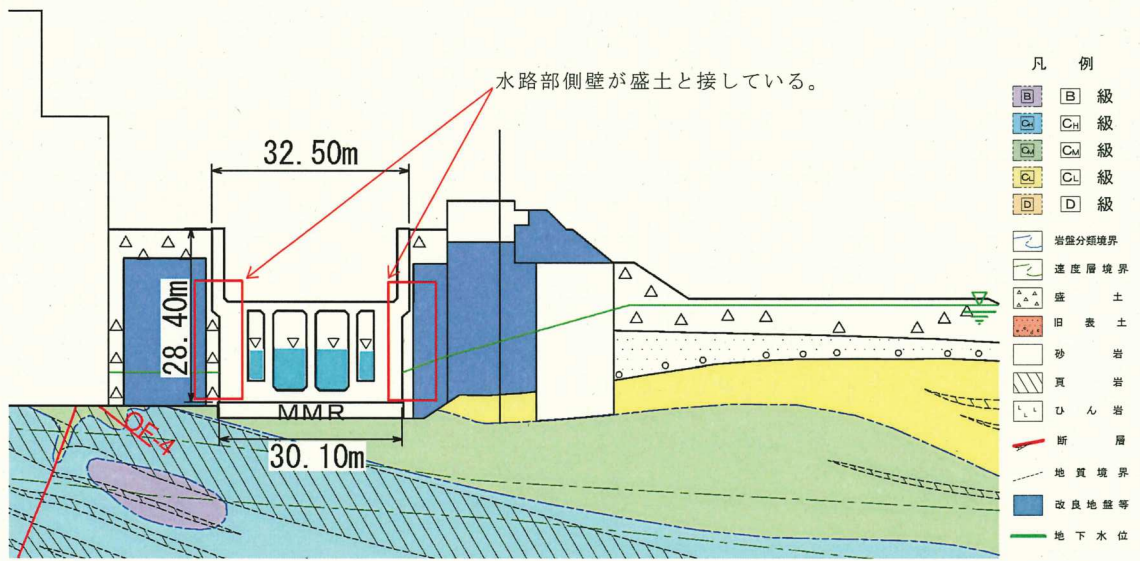
貯水機能が求められる構造物の周辺は、構造物底面は MMR と、側面は透水性の小さい盛土と接しており、部材を貫通するようなひび割れが生じて、ひび割れからの漏えい量は少なく、貯水機能は満足されることを確認している（図 6.2.3-1 参照）。

しかし、盛土の止水性にすべてを期待し、ひび割れに伴う漏水を許容したうえで貯水機能を適切に評価することは困難であることから、保守的に部材を貫通するようなひび割れが発生しない状態を想定し、許容限界を断面降伏及びせん断耐力とする（表 6.2.3-1 参照）。この許容限界は、表 6.2.3-2 に示すとおり、「水道施設耐震工法指針・解説 2009」に規定されている照査基準と同じレベルの許容値である。

面内変形に対しては、層間変形角が図 6.2.3-2 に示す J E A G 4 6 0 1 - 1987 に規定されているスケルトンカーブの第 1 折点 ( $\gamma_1$ ) を下回ることを許容限界と設定する。

第 1 折点 ( $\gamma_1$ ) の評価式は、壁板の面内せん断実験における中央斜めひび割れ発生時の平均せん断応力度に対応するよう定められていることから、せん断変形が第 1 折点 ( $\gamma_1$ ) を下回る場合、水密性に影響のあるせん断ひび割れは生じないと考えられる。

なお、第 1 折点 ( $\gamma_1$ ) を超過する場合には、漏水量を算定し、安全機能を損なうおそれがないことを評価する。



有効貯留容量*1(A)	必要とする容量*2(B)	余裕容量(C)=(A)-(B)	海水ポンプ室の側壁からの盛土への漏水量
約 4300m <sup>3</sup>	2971m <sup>3</sup>	約 1329m <sup>3</sup>	約 31m <sup>3</sup>

注記\*1：非常用取水設備（貯留堰，取水口，取水路及び海水ポンプ室）内に貯留される水量\*3

\*2：非常用海水ポンプが全数運転を継続した場合においても必要な水量\*3

\*3：詳細は、「VI-1-1-4-8-5-1-1 設定根拠に関する説明書（貯留堰（No. 1），（No. 2），（No. 3），（No. 4），（No. 5），（No. 6）」に示す。

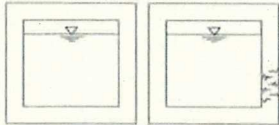
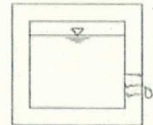
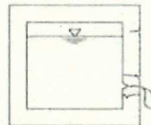
図 6.2.3-1 構造物の周辺状況を考慮した漏水量の確認（海水ポンプ室の例）

表 6.2.3-1 貯水機能の許容限界

破壊モード	許容限界		備考
	指標	許容値	
曲げ・軸力系の破壊	コンクリートの圧縮ひずみ	2000 $\mu$	おおむね弾性範囲となる許容限界であり、コンクリート標準示方書 2002 において、応力-ひずみ関係として示されている。
	主筋ひずみ	1725 $\mu$ (SD345)	
せん断破壊	層間変形角 (面内)	第 1 折点 ( $\gamma_1$ ) を下回ること。 ただし、第 1 折点 ( $\gamma_1$ ) を超過する場合は、漏水量を算定し、安全機能を損なうおそれがないことを評価する。	J E A G 4 6 0 1 -1987 に規定されている。
	発生せん断力	せん断耐力	土木学会マニュアル 2005 に規定されている。



表 6.2.3-2 池状構造物 (RC 構造物) の耐震性能と照査基準

耐震性能	耐震性能 1	耐震性能 2	耐震性能 3
限界状態 <sup>※1</sup>	限界状態 1 ( <u>降伏耐力以下</u> )	限界状態 2 (最大耐力以下)	限界状態 3 (終局変位以下、せん断耐力以下)
損傷状態	 無被害又はひび割れは生じるが漏水は生じない。修復の必要ない。	 軽微なひび割れから漏水は生じるが地震後に早期に修復可能である。	 ひび割れ幅が拡大し、漏水が生じるが施設全体が崩壊しない。修復可能。
照査項目例 <sup>※2</sup>	断面力 (曲げ、せん断)、応力度	断面力 (曲げ、せん断)、塑性率	変位量、曲率、断面力 (せん断)
照査用限界値例 <sup>※3</sup>	断面力 (曲げ) $\leq$ 降伏曲げ耐力 断面力 (せん断) $\leq$ せん断耐力 応力度 $\leq$ 許容応力度	断面力 (曲げ) $\leq$ 最大曲げ耐力 断面力 (せん断) $\leq$ せん断耐力 塑性率 $\leq$ 許容塑性率	変位量 $\leq$ 終局変位量 曲率 $\leq$ 終局曲率 断面力 (せん断) $\leq$ せん断耐力

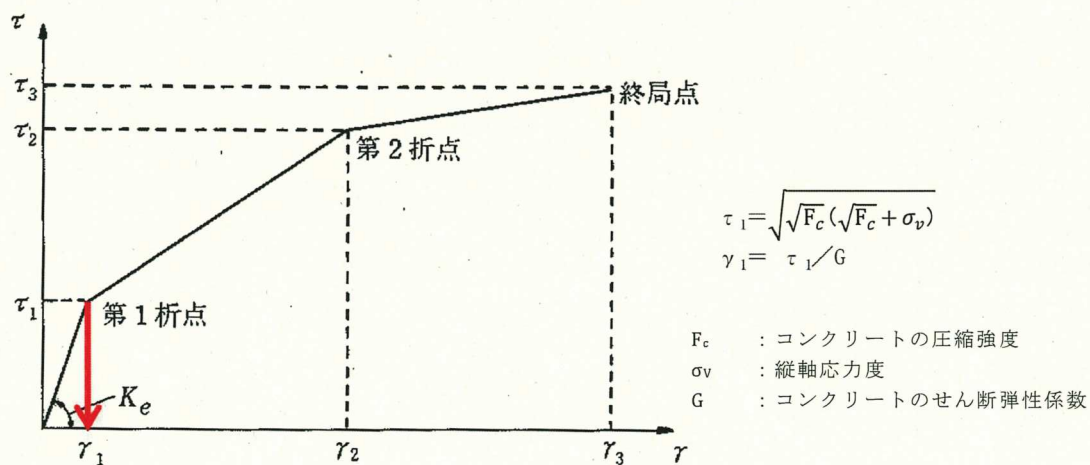


図 6.2.3-2 耐震壁のトリリニア・スケルトンカーブ ( $\tau$ - $\gamma$  関係) と評価式

#### 6.2.4 止水機能

止水機能は、以下に示す 3 つの観点に対し、部材からの漏水により、S クラスの機器及び配管等の安全機能を損なうことがないように止水できることが要求される機能であり、漏水が生じるような顕著な (部材を貫通するような) ひび割れが発生しない状態を想定する。

- (観点 1) 津波の押し波時における外郭防護
- (観点 2) 屋外タンク損傷時における内郭防護
- (観点 3) 循環水管単一破損時における内部溢水

部材状態に応じた許容限界として、断面降伏及びせん断耐力とし、そのうえで、地震終了後の除荷時において顕著なひび割れが発生していないことを解析等により確認又は妥当な裕度を持たせることとする（表 6.2.4-1 参照）。

面内変形に対しては、貯水機能と同様に層間変形角がスケルトンカーブの第1折点（ $\gamma_1$ ）以下であることを許容限界と設定し、第1折点（ $\gamma_1$ ）を超過する場合には、漏水量を算定し、安全機能を損なうおそれがないことを評価する。

表 6.2.4-1 止水機能の許容限界

破壊モード	許容限界		備考
	指標	許容値	
曲げ・軸力系の破壊	コンクリートの圧縮ひずみ	2000 $\mu$	おおむね弾性範囲となる許容限界であり、コンクリート標準示方書 2002 において、応力-ひずみ関係として示されている。
	主筋ひずみ	1725 $\mu$ (SD345)	
せん断破壊	層間変形角（面内）	第1折点（ $\gamma_1$ ） を下回ること。 ただし、第1折点（ $\gamma_1$ ）を超過する場合は、漏水量を算定し、安全機能を損なうおそれがないことを評価する。	J E A G 4 6 0 1 -1987 に規定されている。
	発生せん断力	せん断耐力	

### 6.3 土木学会マニュアル 2005 の適用性について

限界状態設計法のうち、構造部材の層間変形角（面外変形）による曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断耐力評価式によるせん断破壊に対する照査に係る土木学会マニュアル 2005 の適用性について検討を行う。

#### 6.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査に係る土木学会マニュアル 2005 の適用性について

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、土木学会マニュアル 2005 に基づき、照査用層間変形角が層間変形角 1/100 を下回ることを確認する。

コンクリート標準示方書 2002 では、構造部材の終局変位は、部材の荷重-変位関係の骨格曲線において、荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位として求めている。コンクリート標準示方書 2002 による構造部材の終局変位の考え方を図 6.3.1-1 に示す。

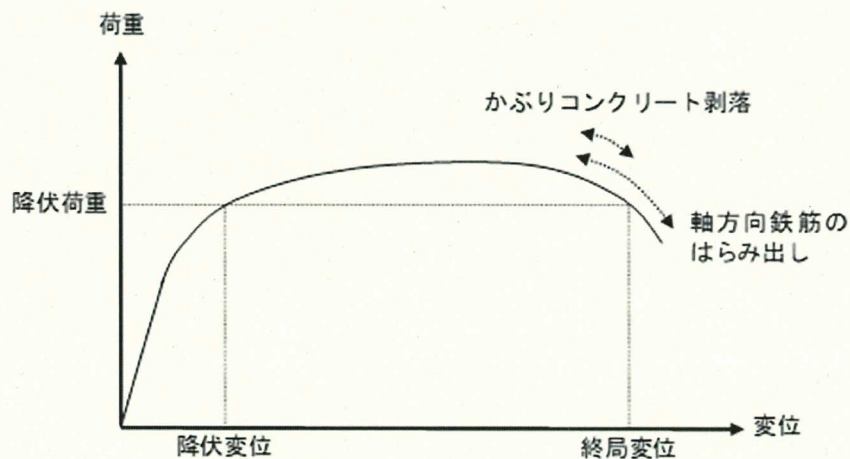


図 6.3.1-1 コンクリート標準示方書 2002 による構造部材の終局変位の考え方

一方、土木学会マニュアル 2005 では、以下の考え方に基づいている。

実験や材料非線形解析の観点から、かぶりコンクリートの剥落時点は、全体系の荷重-変形関係との対応を見ると、終局限界より前の段階（変形が小さい範囲）であることが確認されている。土木学会マニュアル 2005 における鉄筋コンクリートはり部材の荷重変位関係と損傷状態に対する概念図を図 6.3.1-2 に示す。



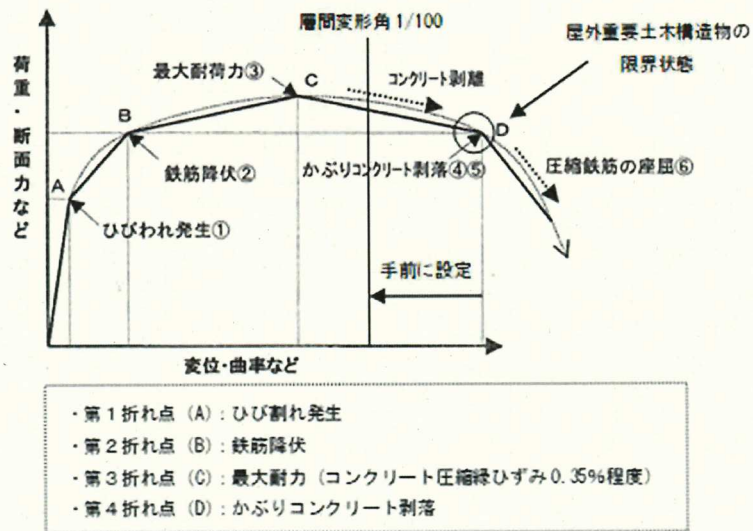


図 6.3.1-2 鉄筋コンクリートはり部材の荷重変位関係と損傷状態に対する概念図（土木学会マニュアル 2005 に加筆）

かぶりコンクリート剥落の必要条件は、「コンクリートの応力が零に近い」である。コンクリートの圧縮ひずみが 1.0% (10000  $\mu$ ) 時のコンクリートの圧縮応力は、圧縮強度のレベルにもよるが、概ね 2~7N/mm<sup>2</sup> 程度残留している状態であり（図 6.3.1-3 参照），これはかぶりコンクリートの剥落に対して若干の裕度を含んだ妥当な設定であると判断できる。

以上より、圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000  $\mu$ ) に至る状態は、かぶりコンクリートが剥落する前の状態であり、荷重が低下しない範囲にある。当該限界値を限界状態とすることで、構造全体としての安定性が確保できるものとして設定されたものである。

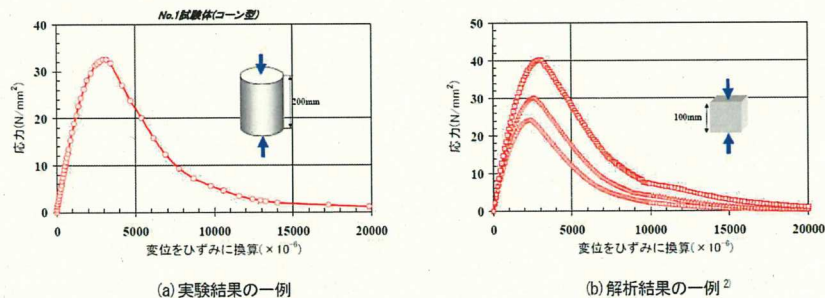


図 6.3.1-3 コンクリートの圧縮ひずみが 1.0% (10000  $\mu$ ) 時点における残留応力（土木学会マニュアル 2005 より引用）

したがって、土木学会マニュアル 2005 による曲げ・軸力系の破壊に対する照査手法は、コンクリート標準示方書 2002 による照査よりも安全側の評価を与えるた

め、適用性を有している。参考に、建築学会における曲げ降伏先行型の部材について、復元力特性と限界状態の関係の概念図を図 6.3.1-4 に示す。建築学会(図 6.3.1-4) と土木学会マニュアル 2005 (図 6.3.1-2) は概ね対応が取れており、いずれにおいても圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000 $\mu$ ) は第 4 折れ点よりも手前にあり、限界状態に至っていないと考えられる。よって、土木学会マニュアル 2005 の各損傷状態の設定は妥当であると考えられる。

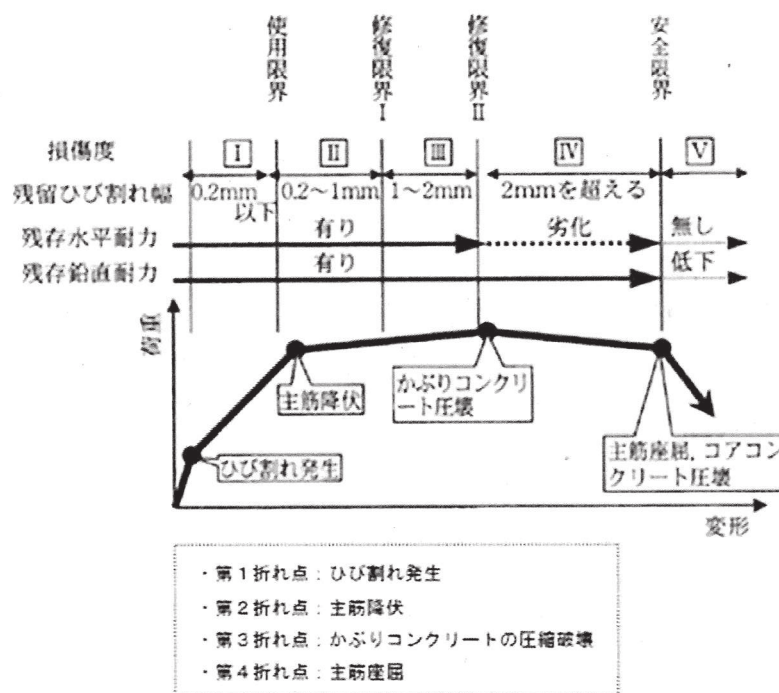


図 6.3.1-4 曲げ降伏先行型の部材の復元力特性と限界状態の関係の概念図 (建築学会に加筆)

曲げ・軸力系の破壊に対する照査において考慮している安全係数は、表 6.3.1-1 に示すとおり、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数及び構造物係数がある。これらの安全係数は土木学会マニュアル 2005 において以下の考えにより定められている。

(1) 材料係数

コンクリート強度の特性値は、製造において、その値を下回る強度が発現する確率が 5.0% 以内となるように設定する。また、鉄筋の機械的性質の特性値に関しても、日本工業規格 (J I S) の規格範囲の下限値を設定してよいとしている。このように、双方とも特性値の段階で実強度に対して小さい値を設定しており、応答値・限界値ともに安全側の照査がなされているため、材料係数は 1.0 としている。

(2) 部材係数

安全側に配慮した設定を行っていることから、部材係数は 1.0 としている。

(3) 荷重係数

地震の影響以外の荷重の評価精度は、かなり高いものと考えられ、地震の影響については入力地震動そのものが最近の研究成果に基づいて設定されるため、荷重係数は 1.0 としている。

(4) 構造解析係数

地盤特性—構造物連成系の応答解析手法の妥当性は、大型振動台実験を行い、その実験結果に基づいて検証されているが、限られた条件での実験であること、地盤パラメータの設定が応答解析結果に及ぼす影響などを考え併せて、構造解析係数は 1.2 以上を標準としている。

(5) 構造物係数

基準地震動  $S_s$  は地点ごとにサイト特性を考慮して設定され、重要度分類に対応して入力地震動が選定される。したがって、構造物係数によりさらに構造物の重要性を考慮する必要はなく、耐震性能照査における構造物係数は 1.0 としている。

表 6.3.1-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査において考慮している安全係数

安全係数		曲げ・軸力系の破壊に対する照査	
		応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.0
	鉄筋	1.0	1.0
	地盤	1.0	—
部材係数		—	1.0
荷重係数		1.0	—
構造解析係数		1.2	—
構造物係数		1.0	

以上のことから、土木学会マニュアル 2005 による曲げ・軸力系の破壊に対する照査手法は、コンクリート標準示方書 2002 による照査よりも安全側の評価を与えるため、技術的妥当性及び適用性を有するとともに適切な余裕が確保されていると判断した。

6.3.2 せん断破壊に対する照査に係る土木学会マニュアル 2005 の適用性について

せん断破壊に対する照査は、土木学会マニュアル 2005 に基づき、照査用せん断力が、せん断耐力を下回ることを確認する。コンクリート標準示方書 2002 では、



棒部材及びディープビームについて表 6.3.2-1 に示すとおり，せん断耐力式を定義している。このうち，ディープビームについては，コンクリート標準示方書 2002 及び土木学会マニュアル 2005 において同様の評価式となっている。

表 6.3.2-1 せん断耐力式の比較表

	コンクリート標準示方書 2002	土木学会マニュアル 2005
棒部材	$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$ $V_{yd} : \text{せん断耐力}$ $V_{cd} : \text{コンクリート負担}$ $V_{sd} : \text{せん断補強筋負担}$ $V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_d, \beta_p : \text{構造寸法や鉄筋量で決まる係数}$ $\beta_n : \text{発生曲げモーメントで決まる係数}$ $f_{vcd} : \text{設計基準強度, 安全係数等で決まる}$ $b_w : \text{腹部の幅}$ $d : \text{有効高さ}$ $\gamma_b : \text{安全係数}$	$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$ $V_{yd} : \text{せん断耐力}$ $V_{cd} : \text{コンクリート負担}$ $V_{sd} : \text{せん断補強筋負担}$ $V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_d, \beta_p : \text{構造寸法や鉄筋量で決まる係数}$ $\beta_n : \text{発生曲げモーメントで決まる係数}$ $\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d}$ $a : \text{せん断スパン長}$ $f_{vcd} : \text{設計基準強度, 安全係数等で決まる}$ $b_w : \text{腹部の幅}$ $d : \text{有効高さ}$ $\gamma_b : \text{安全係数}$
	土木学会マニュアル 2005 は，せん断スパンより設定される係数を考慮し，コンクリート標準示方書 2002 のせん断耐力式を精緻化	
ディープビーム	$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd}$ $V_{ydd} : \text{せん断耐力}$ $V_{cdd} : \text{コンクリート負担}$ $V_{sdd} : \text{せん断補強筋負担}$ $V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{add} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_a = \frac{5}{1 + (a_v/d)^2}$ $a_v : \text{荷重作用点から支承前面までの距離}$ $f_{add} : \text{設計基準強度, 安全係数等で決まる}$	$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd}$ $V_{ydd} : \text{せん断耐力}$ $V_{cdd} : \text{コンクリート負担}$ $V_{sdd} : \text{せん断補強筋負担}$ $V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{add} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_a = \frac{5}{1 + (a_v/d)^2}$ $a_v : \text{荷重作用点から支承前面までの距離}$ $f_{add} : \text{設計基準強度, 安全係数等で決まる}$
	コンクリート標準示方書 2002 と土木学会マニュアル 2005 は同様の評価式	

土木学会マニュアル 2005 では、コンクリート標準示方書 2002 におけるせん断耐力式のうち棒部材式において、等価せん断スパンにより設定可能な係数  $\beta_a$  を考慮している。これは、屋外重要土木構造物が地中に埋設されたラーメン構造で、土圧、水圧、地震時慣性力等の多数の分布荷重が作用していることにより分布荷重が卓越し、スパン内に反曲点が存在する等の载荷形態にある条件下では、せん断耐力が増大するという実験的知見を踏まえ、より合理的なせん断耐力を与えるよう、コンクリート標準示方書 2002 のせん断耐力式を精緻化したものである。当該せん断耐力式は、図 6.3.2-1 に示すとおり、屋外重要土木構造物を模した破壊試験より得られるせん断耐力と整合的であり、合理的な評価が可能であることが確認されている（参考文献 (1), (2) 参照）。

また、これら多数の荷重の複合作用を個々に分解することは困難であることから、せん断耐力の算定時に個々の荷重作用を区分せず最終的な設計用断面力分布を用いて合理的なせん断耐力を算定することとしている（参考文献 (1) 参照）。

せん断破壊に対する照査において考慮している安全係数は表 6.3.2-2 に示すとおり、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数及び構造物係数がある。これらの安全係数は土木学会マニュアル 2005 において以下の考えにより定められている。

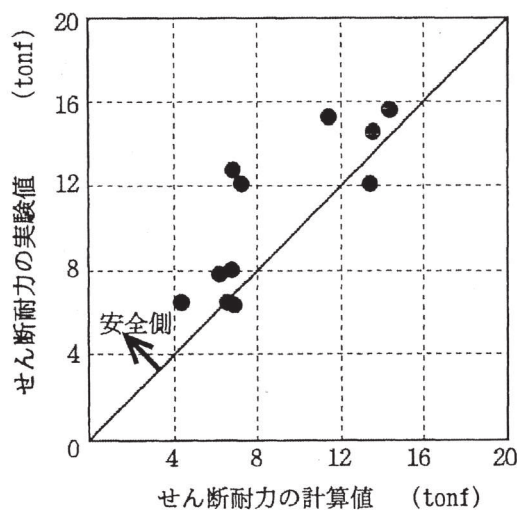


図 6.3.2-1 せん断耐力算定法の妥当性の検証  
(参考文献 (1) より引用)

(1) 材料係数

限界値算定時に適用する材料係数はコンクリート標準示方書 2002 に準拠して、コンクリートに対して 1.3\*、鉄筋に対して 1.0 としている。応答値算定時に適用する材料係数は、コンクリートと鉄筋の物性値が、特性値の段階で実強度に対して小さい値を設定していることから、安全側の照査がなされているため、材料係数は 1.0 としている。

注記\*：材料係数は 1.3 を標準とするが、既設構造物において、強度等の材料特性のばらつきを考慮して特性値が設定されていることを実測値により確認した場合は 1.0~1.3 の間で低減する。

(2) 部材係数

コンクリート標準示方書 2002 に準拠して、コンクリート寄与分に対して 1.3、鉄筋寄与分に対して 1.1 としている。

(3) 荷重係数

地震の影響以外の荷重の評価精度は、かなり高いものと考えられ、地震の影響については入力地震動そのものが最近の研究成果に基づいて設定されるため、荷重係数は 1.0 としている。

(4) 構造解析係数

変形に関する応答値の評価精度に比較して、断面力に関する応答値の評価精度は高いと考えられることから、変形照査の場合より低減させて 1.05 としている。

(5) 構造物係数

基準地震動  $S_s$  は地点ごとにサイト特性を考慮して設定され、重要度分類に対応して入力地震動が選定される。したがって、構造物係数によりさらに構造物の重要性を考慮する必要はなく、耐震性能照査における構造物係数は 1.0 としている。



表 6.3.2-2 セン断破壊に対する照査において考慮している安全係数

安全係数		せん断照査	
		応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.3*
	鉄筋	1.0	1.0
	地盤	1.0	—
部材係数	コンクリート	—	1.3
	鉄筋	—	1.1
荷重係数		1.0	—
構造解析係数		1.05	—
構造物係数		1.0	

注記\*：材料係数は 1.3 を標準とするが、既設構造物において、強度等の材料特性のばらつきを考慮して特性値が設定されていることを実測値により確認した場合は 1.0～1.3 の間で低減する。

以上のことから、土木学会マニュアル 2005 によるせん断破壊に対する照査手法は、屋外重要土木構造物の構造的特徴を踏まえ設定された手法であるため、技術的妥当性及び適用性を有すると判断した。

【参考文献】

- (1) 原子力土木委員会・限界状態設計部会：原子力発電所・鉄筋コンクリート製屋外重要土木構造物への限界状態設計法の適用・安全性照査マニュアルの提案，土木学会論文集 No. 442/V-16，1992
- (2) 遠藤ら：鉄筋コンクリート製地中構造物の限界状態に用いるせん断耐力評価法，電力中央研究所報告，1992

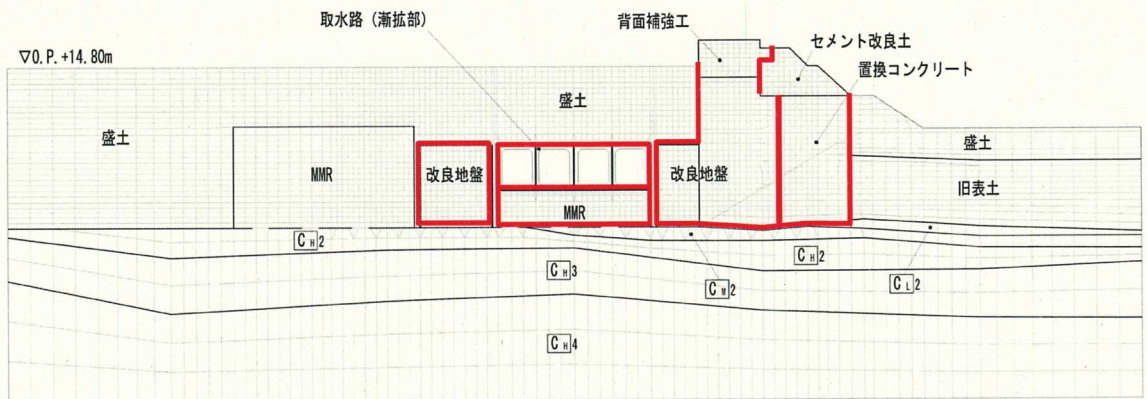
## 7. ジョイント要素のばね設定について

地盤と構造物の接合面の法線方向に対して地震時の引張荷重を与えると、地盤は構造体から剥離する特徴がある。また、地盤と構造物の接合面のせん断方向に対して地震時のせん断荷重を与え、せん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。

時刻歴応答解析では、地震時の地盤と構造物の接合面におけるこれらの力学特性を適切に評価するため、地盤と構造物の接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造物の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造物の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向は、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、ジョイント要素の剛性及び応力をゼロとし剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造物の接合面において、地盤のせん断強度を超えるせん断応力が生じた場合、ジョイント要素のせん断剛性をゼロ、せん断応力をせん断強度で一定としすべりを考慮する。なお、接合面に設定するジョイント要素のせん断強度は、隣り合う地盤又は構造物の各せん断強度のうち、小さい値を採用する。

ジョイント要素の考え方を図 7-1 に示す。



— : ジョイント要素

取水路（漸拡部）（例）

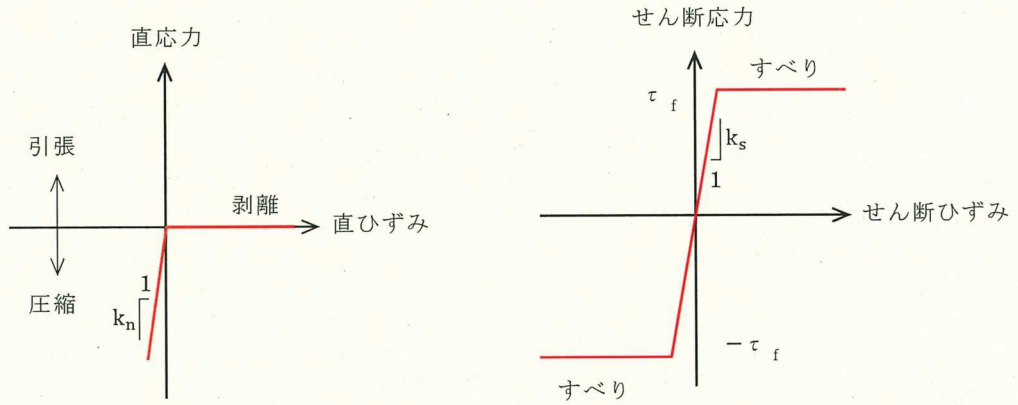


図 7-1 ジョイント要素の考え方



せん断強度  $\tau_f$  は式(1)の Mohr-Coulomb 式により規定される。c (粘着力),  $\phi$  (内部摩擦角) は, 周辺地盤及び MMR の c,  $\phi$  とし, 「補足-600-1 地盤の支持性能について」に基づき設定する。なお, 防潮堤の置換コンクリートのせん断強度は,  $c=0.2f'ck$ ,  $\phi=0^\circ$  とし設定しているが, MMR のジョイント要素の設定における c,  $\phi$  については, ACI レポート (1970) (参考文献(1)参照) において, コンクリートのせん断特性として, 三軸試験の結果から得られる線形関数で関係付けられる圧縮強度, せん断強度及び内部摩擦角 ( $\tan \phi$ ) が示されており, この関係を参照し置換コンクリートのせん断強度の考え方を下回らないように  $c=0.199f'ck$ ,  $\phi=40^\circ$  と設定する (図 7-2 参照)。MMR のジョイント要素のせん断強度の設定において, ACI レポート (1970) を参照した c,  $\phi$  とし, 「補足-600-1 地盤の支持性能について」に基づき設定するせん断強度よりも, 大きなせん断強度とすることで, 地震時における構造物のせん断変形を抑制せず, 保守的な耐震安全性評価を行うことができる。

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (1)$$

ここに,  $\tau_f$ : せん断強度  
c: 粘着力  
 $\phi$ : 内部摩擦角

表-3.8.1 コンクリート\*のせん断特性

ダム名	材令 (日)	W/C	圧縮強度 (C)	せん断強度 (S)	$\tan \phi$	S/C
			kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>		
Grand Coulee	28	0.52	369.08	82.25	0.90	0.223
	28	0.58	318.46	71.71	0.89	0.225
	28	0.64	267.84	58.35	0.92	0.218
	90	0.58	333.93	71.00	0.97	0.212
	112	0.58	345.88	68.89	1.05	0.199
Hungry Horse	365	0.58	597.55	132.16	0.91	0.221
	104	0.55†	158.18	35.15	0.90	0.222
	140	0.55†	213.71	47.80	0.89	0.224
Monticello	622	0.60†	123.02	28.12	0.86	0.229
	28	0.62†	196.84	42.88	0.93	0.218
Shasta	40	0.62†	289.64	66.78	0.85	0.231
	28	0.50	403.52	80.14	1.05	0.199
	28	0.60	345.88	74.52	0.95	0.215
	90	0.50	383.14	76.63	1.05	0.200
	90	0.50	463.28	95.61	1.01	0.206
	90	0.60	351.50	73.11	1.00	0.208
	245	0.50	430.24	86.47	1.04	0.201

粘着力  $c=0.199f'ck$

・ せん断強度 (S)/圧縮強度 (C) の最小値 0.199 より,  $S=0.199C$  と設定

内部摩擦角  $\phi=40^\circ$

・  $\tan \phi$  の最小値 0.85 より,  $\phi=40.36 \approx 40^\circ$  と設定

注) \*  $\phi 15 \times h 30$  cm の供試体で骨材最大寸法は 40 mm

† W/C+P

図 7-2 MMR の c,  $\phi$  の設定 (参考文献(1)参照)

ジョイント要素のばね定数は, 数値計算上, 不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値とし, 松本らの方法 (参考文献(2)参照) に従い設定する。

半無限弾性地盤上の基礎構造物に作用させる地盤ばねは、以下のように表すことができる。ばね定数算定のための形状係数を図 7-3 に示す。

$$K_z = \frac{G}{1-\nu} \beta_z \sqrt{BL}$$

$$K_x = 2(1+\nu)G\beta_x \sqrt{BL}$$

$K_z$  : 鉛直方向の地盤ばね  
 $K_x$  : 水平方向の地盤ばね  
 $G$  : 地盤のせん断弾性係数  
 $\nu$  : 地盤のポアソン比  
 $B$  : 基礎幅  
 $L$  : 基礎長さ  
 $\beta_z, \beta_x$  : 形状係数

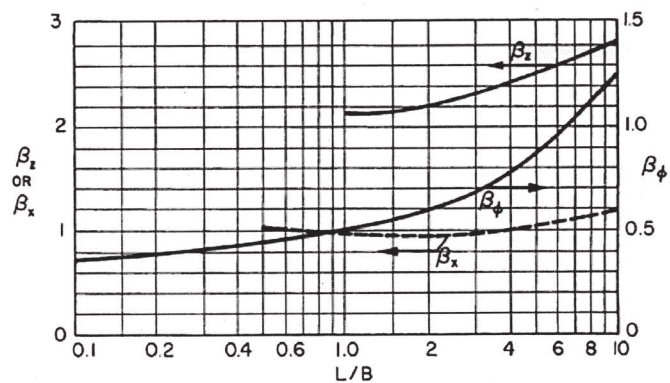


図 7-3 ばね定数算定のための形状係数

ジョイント要素の剛性は、単位面積当たりのばね定数として表現されるため、上記のばね定数を構造物の底面積で除する。既往の知見を踏まえ、この値を 5~10 倍したのち、整然とした数値に丸めることで設定した。表 7-1 に設定したジョイント要素のばね定数を示す。

表 7-1 ジョイント要素のばね定数

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

なお、表 7-1 に示すジョイント要素のばね定数の設定が妥当であることを確認するために、ジョイント要素の影響が大きいと考えられる代表構造物を選定し、ジョイント要素の剛性が与える影響として、断面力や土圧・加速度等の応答に有意な差がないこと等を確認する。

【参考文献】

- (1) 大友：ダム及び他の大型構造物に用いるマスコンクリート(その2)，コンクリート  
ジャーナル Vol. 9, No. 3 March pp73-84, 1971
- (2) 松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学  
論文集 Vol. 12 pp1061-1070, 2009



## 8. 地震応答解析における構造物の減衰定数について

時刻歴応答解析（全応力解析及び有効応力解析）における構造物の減衰定数は、粘性減衰及び履歴減衰で考慮している。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。

履歴減衰による減衰は、構造部材の部材非線形性（曲げモーメントー曲率関係又はコンクリート、鉄筋の応力ーひずみ関係）における非線形の程度に応じた値となる。

なお、構造部材のモデル化方法（線形又は非線形）によらず、係数  $\alpha$ 、 $\beta$  の設定方法は同一としており、構造物を線形でモデル化する場合は、Rayleigh 減衰のみを設定する。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

$[c]$  : 減衰係数マトリックス,  $[m]$  : 質量マトリックス,

$[k]$  : 剛性マトリックス

$\alpha$ ,  $\beta$  : 係数

### 8.1 時刻歴応答解析（全応力解析）で設定する Rayleigh 減衰

全応力による時刻歴応答解析では、「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（土木学会，2005）」に準拠し、質量比例型減衰と剛性比例型減衰の組み合わせ（ $\alpha$ ,  $\beta > 0$ ）による Rayleigh 減衰を設定する。Rayleigh 減衰の設定フローを図 8.1-1 に示す。

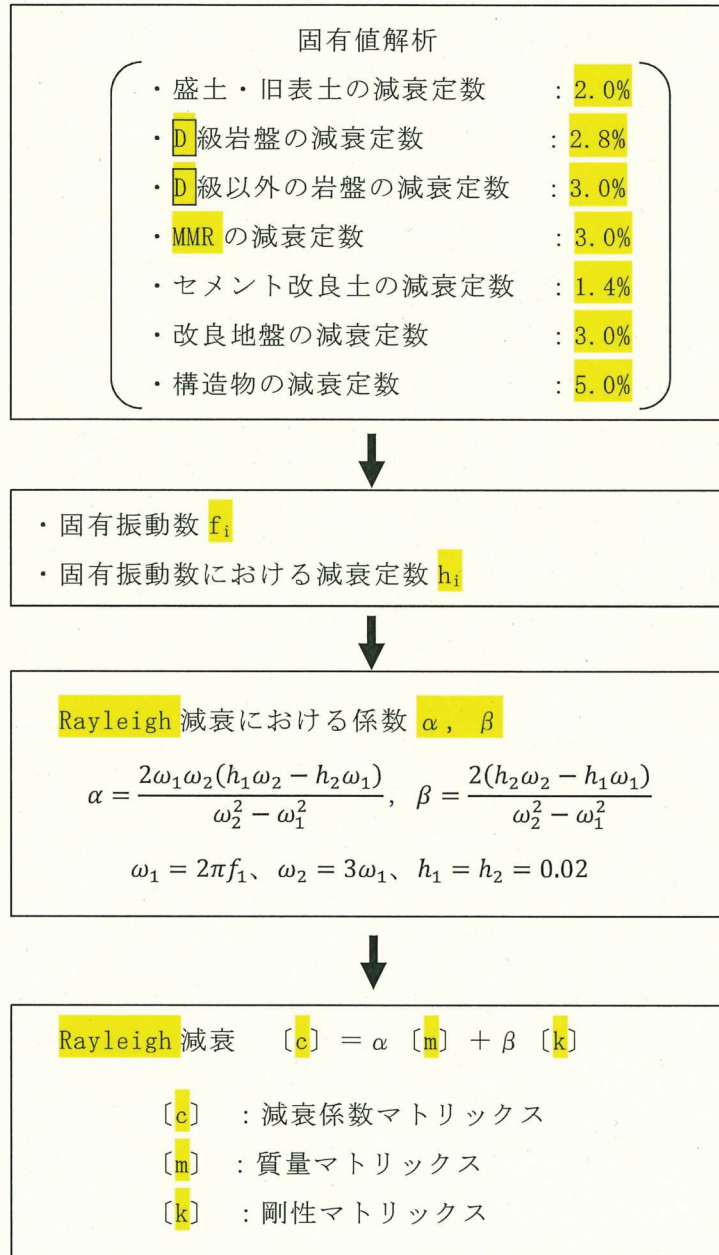


図 8.1-1 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定にあたっては、低次のモードの変形が支配的となる地中埋設構造物に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して、1 次及び 2 次モードの固有振動数に基づき定めることとする。

1 次モードの固有円振動数 ( $\omega_1$ ) は、地震応答解析の解析モデルの固有値解析結果から有効質量比や刺激係数に着目して得られる 1 次モードの固有振動数 ( $f_1$ ) に  $2\pi$  を乗じて算定する。なお、2 次モードの固有円振動数 ( $\omega_2$ ) は、水平成層地盤の 2 次固有振動数が 1 次固有振動数の 3 倍であることから、1 次モードの固有円振動数 ( $\omega_1$ ) の 3 倍とする。

減衰定数 ( $h_1$ ,  $h_2$ ) については、地中構造物を対象としているため地震応答解析の解析モデルに占める割合の大きい盛土及び旧表土の挙動が支配的となることから、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示す盛土及び旧表土の繰返し三軸試験結果に基づき 0.02 を採用している。なお、減衰定数 0.02 は、盛土及び旧表土の微小ひずみ領域における減衰定数であるため、地震時の履歴減衰と比較して十分に小さい値である。

## 8.2 時刻歴応答解析（有効応力解析）で設定する Rayleigh 減衰

有効応力による時刻歴応答解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1 次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように係数  $\alpha$  を 0 として設定し、低振動数帯で減衰  $\alpha$  [m] の影響がない剛性比例型減衰としている。

係数  $\beta$  の設定については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に、 $\beta = 0.002$  と設定している。



## 9. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定について

屋外重要土木構造物，常設耐震重要重大事故防止設備又は常設重大事故緩和設備のうち土木構造物，常設耐震重要重大事故防止設備又は常設重大事故緩和設備が設置される重大事故等対処施設（特定重大事故等対処施設を除く。）のうち土木構造物（以上の何れかに該当するか，又は兼ねる構造物を「屋外重要土木構造物等」という。）の耐震安全性評価においては，地盤物性及び材料物性に平均値及び設計基準強度を用いた基本ケースに加え，地盤物性及び材料物性のばらつきを考慮した解析を追加で行う。

本章では，屋外重要土木構造物等の耐震安全性評価における追加解析ケースの選定方法について記載する。

### 9.1 評価方針

屋外重要土木構造物等の耐震安全性評価においては，「5. 地盤物性及び材料物性のばらつきの考慮方法」に示すとおり，評価対象構造物の周辺の地盤状況に応じた解析ケース（パターン1，2）\*1)に対し，基準地震動 $S_s$ （7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた全14波を用いてケース①（基本ケース）を実施する。

上記のケース①において，曲げ・軸力系の破壊，せん断破壊及び基礎地盤の支持力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，最も厳しい地震動\*2)を用いて，図9.1-2，表9.1-1，表9.1-2に示すケース②～④の追加解析を実施する。

追加解析を実施する地震動の選定フローを図9.1-1に，耐震安全性評価における解析ケースを図9.1-2，表9.1-1及び表9.1-2に示す（図9.1-2，表9.1-1及び表9.1-2は，それぞれ「5. 地盤物性及び材料物性のばらつきの考慮方法」に示す，図5.2-1，表5.1-1及び表5.1-2の再掲）。

注記\*1：

- ・パターン1：評価対象構造物周辺に主として，旧表土，盛土， $D$ 級岩盤，セメント改良土及び改良地盤といった，動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布する場合
- ・パターン2：評価対象構造物周辺に主として， $C_L$ 級岩盤， $C_M$ 級岩盤， $C_H$ 級岩盤及び $B$ 級岩盤が分布する場合

\*2：各要求機能（支持機能，通水機能，貯水機能，止水機能）により許容限界は異なるが，各照査項目に対して，許容限界に対する余裕が最も小さくなる地震動を選定する。

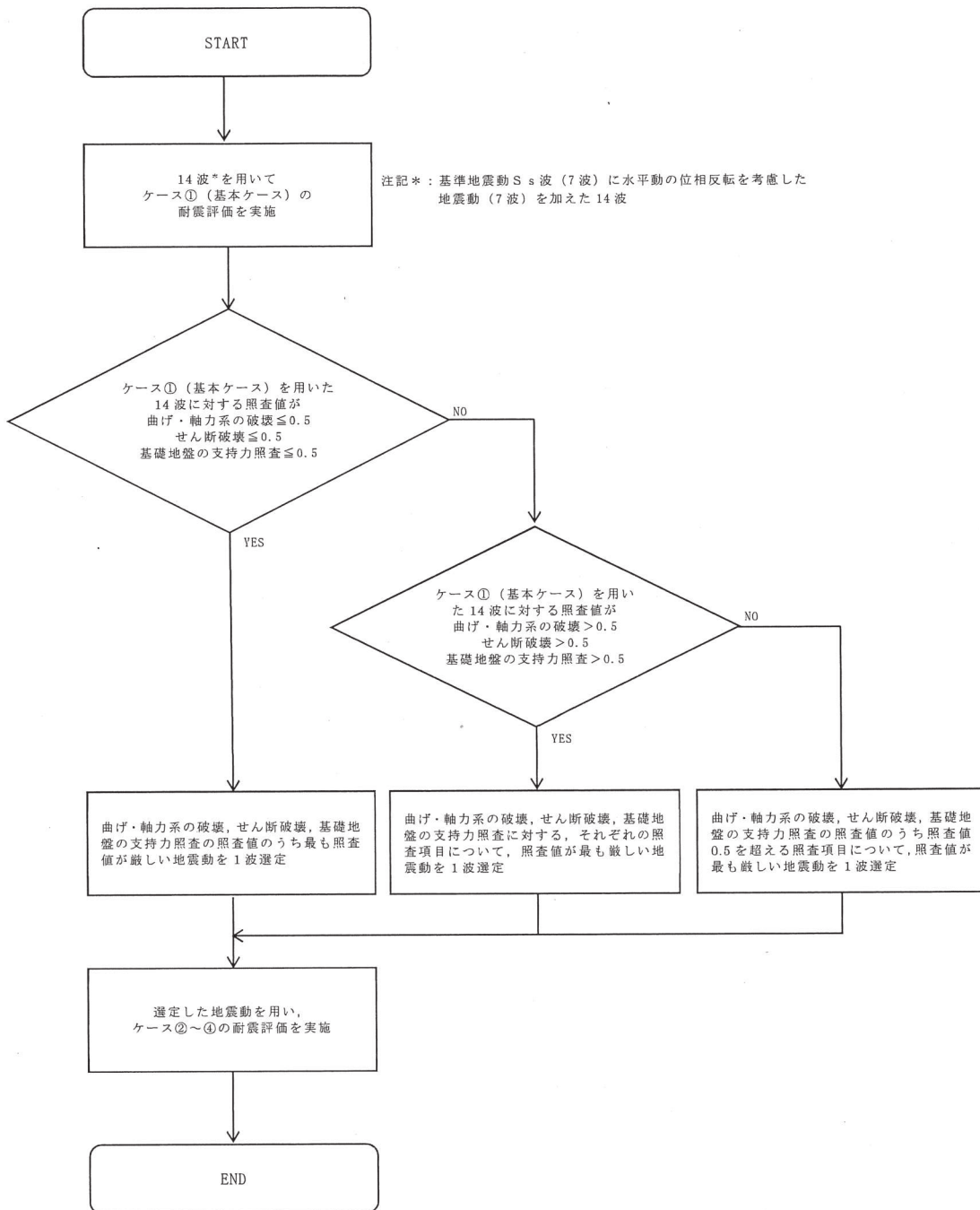


図 9.1-1 追加解析を実施する地震動の選定フロー





表9.1-1 耐震安全性評価における解析ケース（表5.1-1の再掲）

（パターン1：構造物周辺に旧表土，盛土，D級岩盤等が分布する場合）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土，盛土，D級岩盤， セメント改良土，改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <sub>L</sub> 級岩盤，C <sub>M</sub> 級岩盤， C <sub>H</sub> 級岩盤，B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 $\sigma$	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*1	平均値	平均値
ケース⑤*2	初期剛性低下考慮	平均値	平均値

注記\*1：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。なお、新設構造物については、文献を参照し推定した圧縮強度とする。

\*2：機器・配管系の耐震安全性評価に適用する。

表9.1-2 耐震安全性評価における解析ケース（表5.1-2の再掲）

（パターン2：構造物周辺にC<sub>L</sub>級岩盤～B級岩盤が分布する場合）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土，盛土，D級岩盤， セメント改良土，改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <sub>L</sub> 級岩盤，C <sub>M</sub> 級岩盤， C <sub>H</sub> 級岩盤，B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値 + 1 $\sigma$
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 $\sigma$
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*1	平均値	平均値
ケース⑤*2	初期剛性低下考慮	平均値	平均値

注記\*1：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

\*2：機器・配管系の耐震安全性評価に適用する。

## 参考資料 1 一次元地震応答解析による解析手法選定の妥当性について

構造物周辺に液状化検討対象層（盛土・旧表土）が分布する場合、評価対象断面・地震時荷重算出断面及び解析手法の選定は、一次元全応力解析及び一次元有効応力解析による応答値の比較を行ったうえで評価する。

一次元地震応答解析では、耐震評価上、屋外重要土木構造物等については躯体に作用する土圧が構造物に対して支配的な荷重になるとの観点から、地盤のせん断応力に着目し、評価対象断面・地震時荷重算出断面及び解析手法の選定を行った。

ここでは、その解析手法選定の妥当性を確認するため、全応力解析及び有効応力解析による二次元地震応答解析を実施し、構造物の耐震安全性評価を行った。

具体的には、一次元地震応答解析の結果と二次元地震応答解析から算定される曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を比較し、一次元地震応答解析による解析手法選定の妥当性を確認した。

構造物周辺に液状化検討対象層（盛土・旧表土）が分布し、一次元全応力解析と一次元有効応力解析の比較により、評価対象断面・地震時荷重算出断面及び解析手法を選定する屋外重要土木構造物等は、排気筒連絡ダクト（土砂部）、取水口、取水路であり、周辺状況として、構造物周辺に液状化検討対象層が分布し構造物周辺に地盤改良がなされていない構造物と、構造物周辺が地盤改良されており液状化検討対象層がその外側に分布する構造物に大別される。

構造物周辺に液状化検討対象層が分布し、構造物周辺に地盤改良がなされていない構造物は、排気筒連絡ダクト（土砂部）及び取水口（縦断方向：西側\*）である。検討に当たっては、このうち、比較的単純な線状構造物の二次元モデルであり、作用荷重と応答値との関連が明確と考えられる排気筒連絡ダクト（土砂部）を代表とした。検討断面については、構造物に対して地下水位が比較的高く、液状化強度比が小さい旧表土が最も厚い断面③を検討対象とした。

また、構造物周辺が地盤改良されており、液状化検討対象層がその外側に分布する構造物は、取水路、取水口（横断方向：北側及び南側）である。このうち、上記、排気筒連絡ダクト（土砂部）と同様に、比較的単純な線状構造物である取水路を代表とした。検討断面については、構造物に対して地下水位が高く、他の断面と比較して地盤改良幅が狭いため液状化の影響が相対的に大きいと考えられ、また土被りが厚く構造物に厳しい断面と考えられる断面③（O. P. +9.40m）を検討対象とした。

注記\*：取水口の西側には取水路（標準部）が位置しているが、作用土圧を保守的に評価するため、盛土としてモデル化する。



## 1. 排気筒連絡ダクト（土砂部）

### (1) 一次元地震応答解析

排気筒連絡ダクト（土砂部）は幌型トンネル構造の地中構造物であり、周辺には、液状化検討対象層（盛土・旧表土）が分布している。排気筒連絡ダクト縦断面図を図 1-1 に、断面図（評価対象断面：断面①，断面②，断面③）を図 1-2～図 1-4 に、一次元地震応答解析のモデル図を図 1-5 に、一次元地震応答解析結果（全応力解析及び有効応力解析の各指標の最大値）の一覧を表 1-1 に示す。また、一次元地震応答解析結果について、構造物上端と下端の深度の相対変位が最大となる時刻における相対変位、せん断歪の深度分布図、及び全時刻で最大となるせん断応力の深度分布図を図 1-6 に示す。

また、構造物の耐震性は、躯体に作用する液状化検討対象層（盛土・旧表土）からの土圧が支配的な荷重となることから、構造物範囲（深度）の液状化検討対象層（盛土・旧表土）の値に着目した。

表 1-1、図 1-6 から、有効応力解析の方が相対変位及びせん断歪は大きい値となり、せん断応力については全応力解析が大きい値となることがわかる。地盤の液状化の影響を考慮できる有効応力解析では、地盤の剛性が異なる岩盤と液状化検討対象層（旧表土）の境界付近で変位・せん断歪の急激な変化が発生するが、せん断応力は全深度にわたり、全応力解析に比べて小さな値となっている。

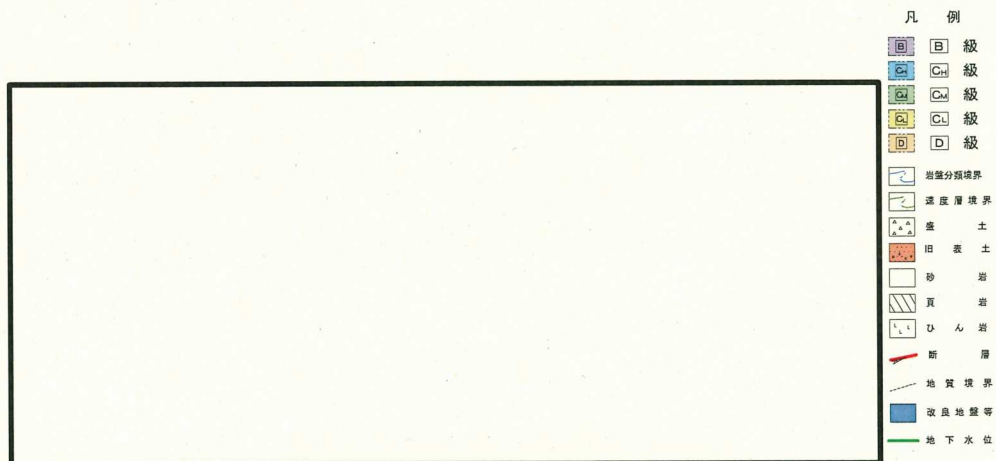


図 1-1 排気筒連絡ダクト縦断面図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



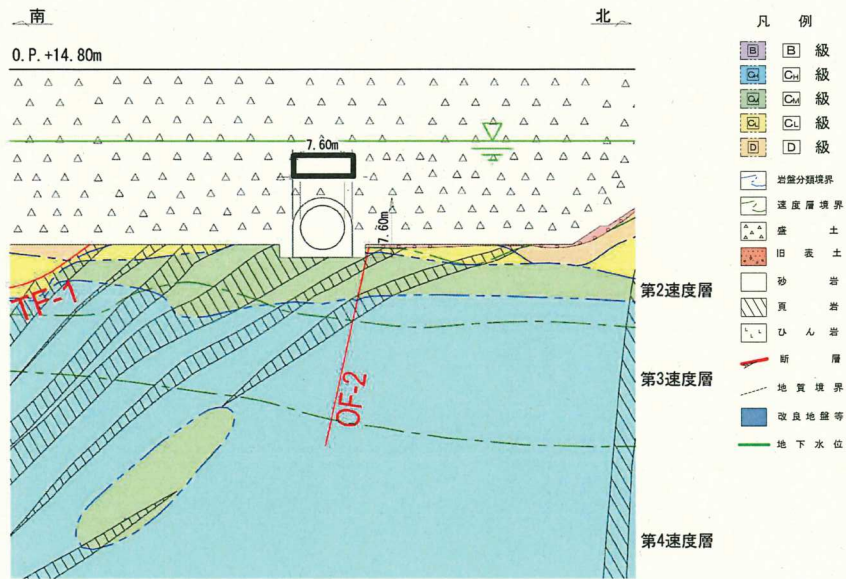


図 1-2 排気筒連絡ダクト断面図 (断面①)

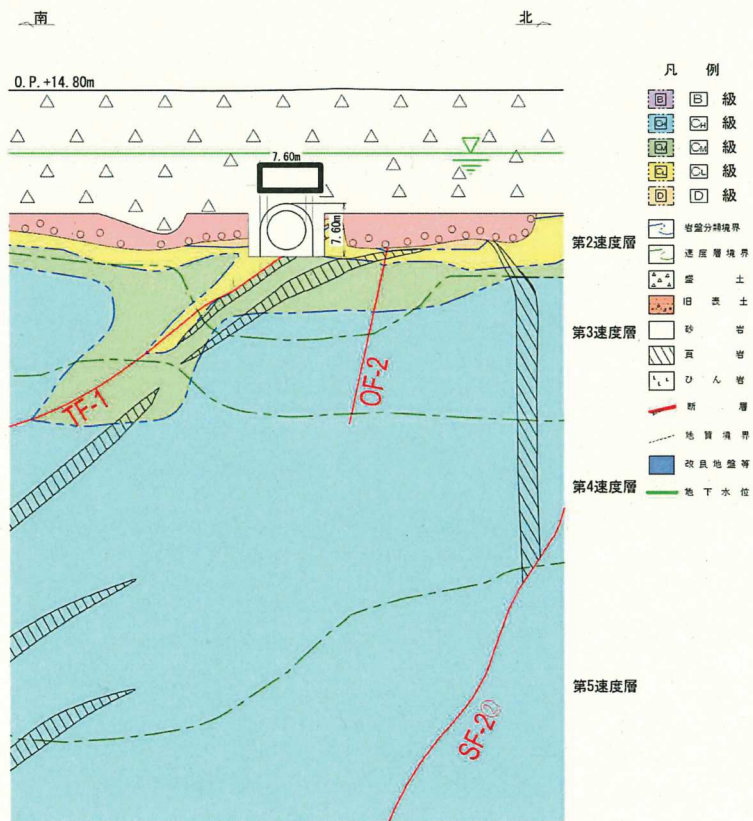


図 1-3 排気筒連絡ダクト断面図 (断面②)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

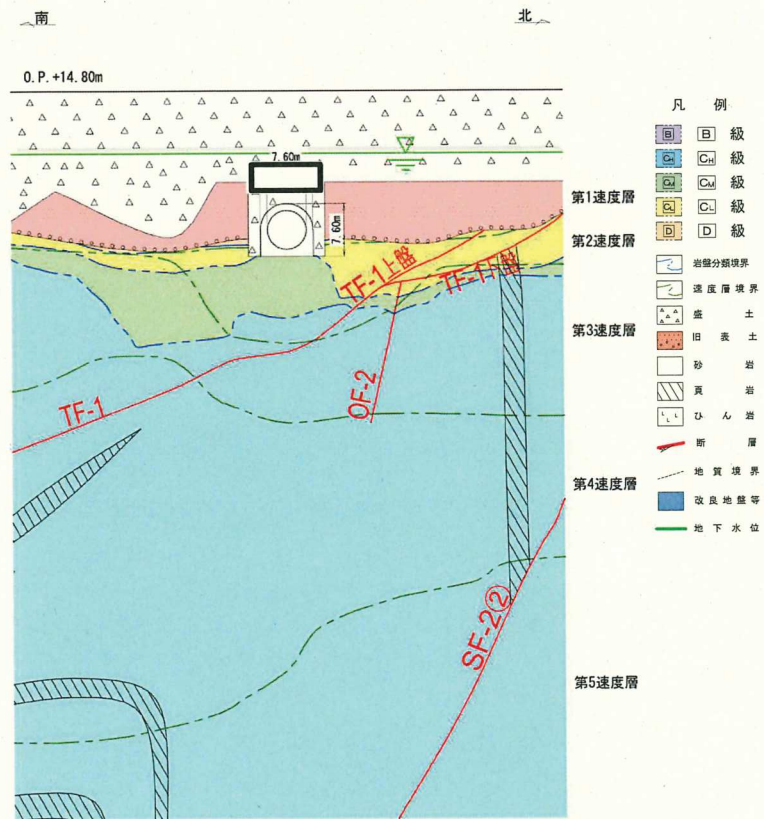


図 1-4 排気筒連絡ダクト断面図 (断面③)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



図 1-5 一次元地震応答解析モデル図 (断面③)

表 1-1 一次元地震応答解析結果 (各指標の最大値)

(排気筒連絡ダクト：断面③)

一次元全応力解析			一次元有効応力解析		
相対変位 (m)	せん断歪	せん断応力 (kN/m <sup>2</sup> )	相対変位 (m)	せん断歪	せん断応力 (kN/m <sup>2</sup> )
0.046 (S s - N 1)	0.012 (S s - F 2)	85 (S s - F 2)	0.257 (S s - D 3)	0.097 (S s - D 1)	62 (S s - N 1)

上段：最大応答値，下段：最大応答値を示す地震動

網掛：各指標（相対変位，せん断歪，せん断応力）において，全応力解析と有効応力解析を比較して大きい方の値



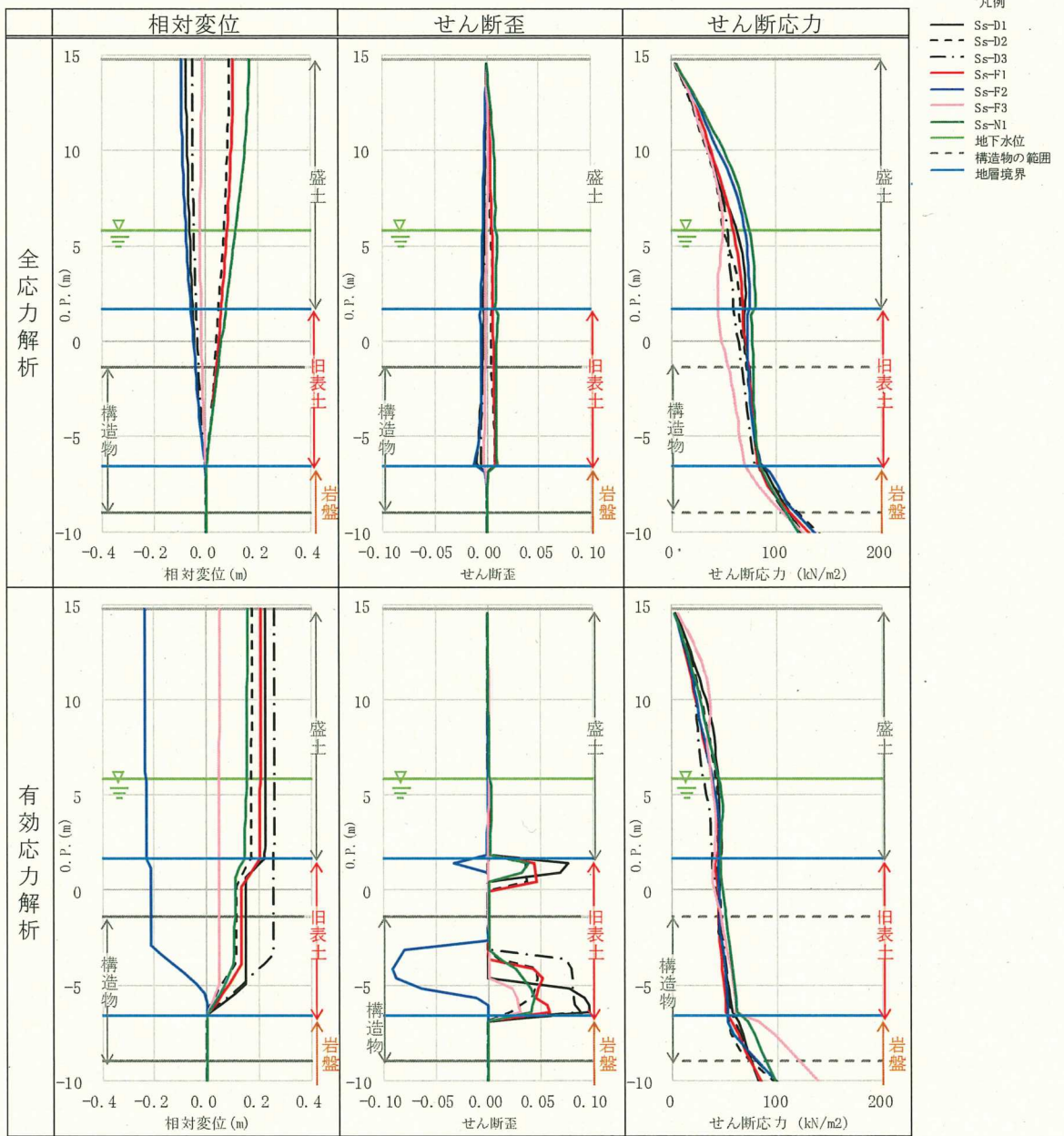


図 1-6 深度分布図 (排気筒連絡ダクト: 断面③)

(2) 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1-7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1-8～図1-14に断面力図（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，せん断破壊に対する照査値が全部材で最も厳しくなった時刻を示した。

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・軸力系の破壊に対する照査結果を表1-2に，せん断破壊に対する照査結果を表1-3に示す。

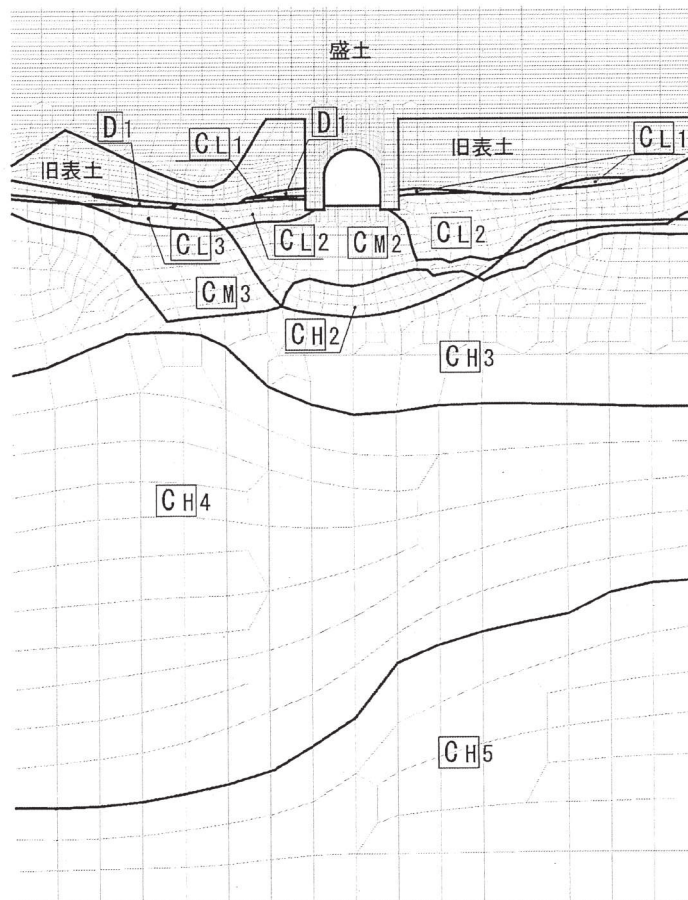


図1-7 排気筒連絡ダクト（断面③）解析モデル図

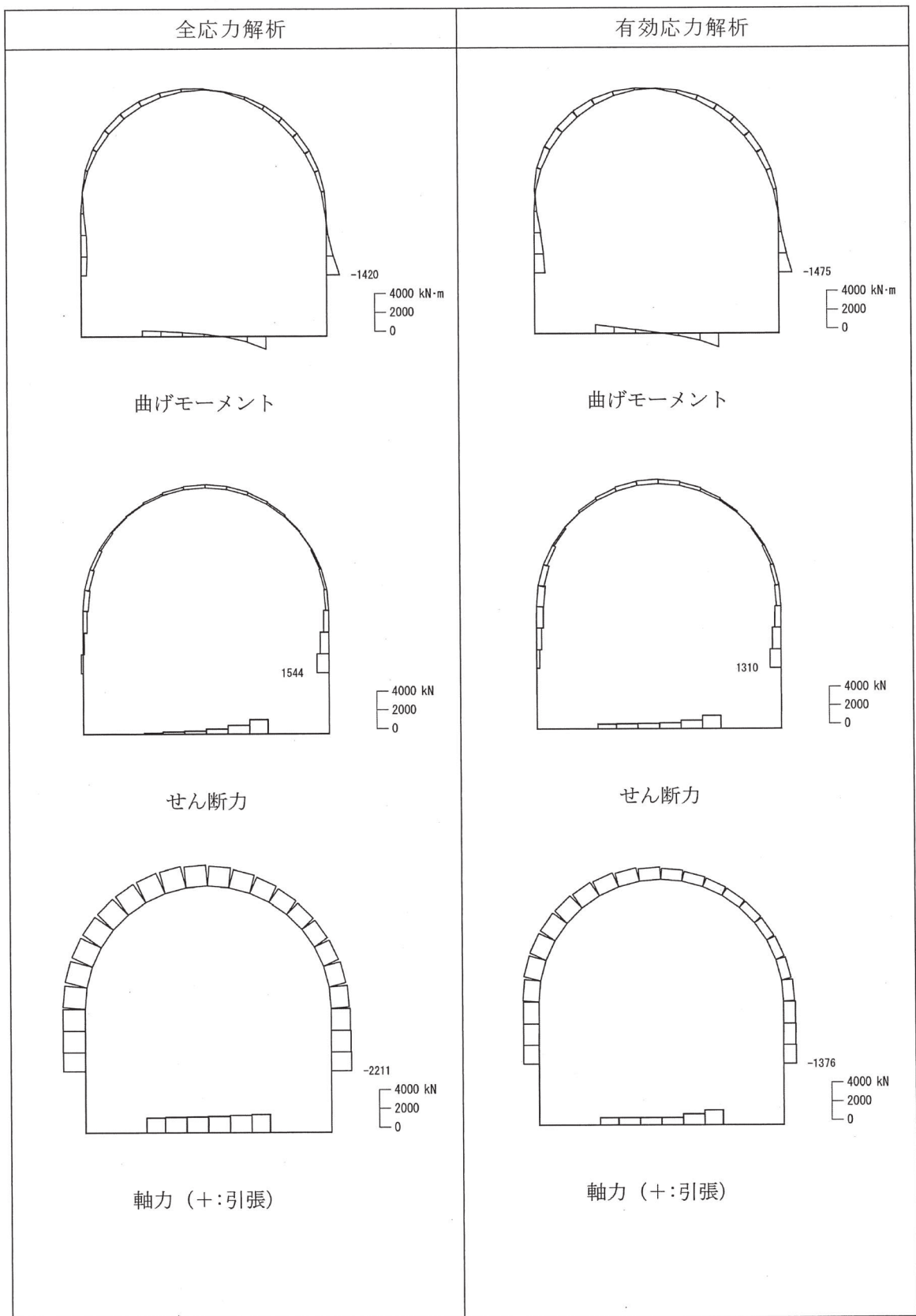


図 1-8 断面力図 (S s - D 1)



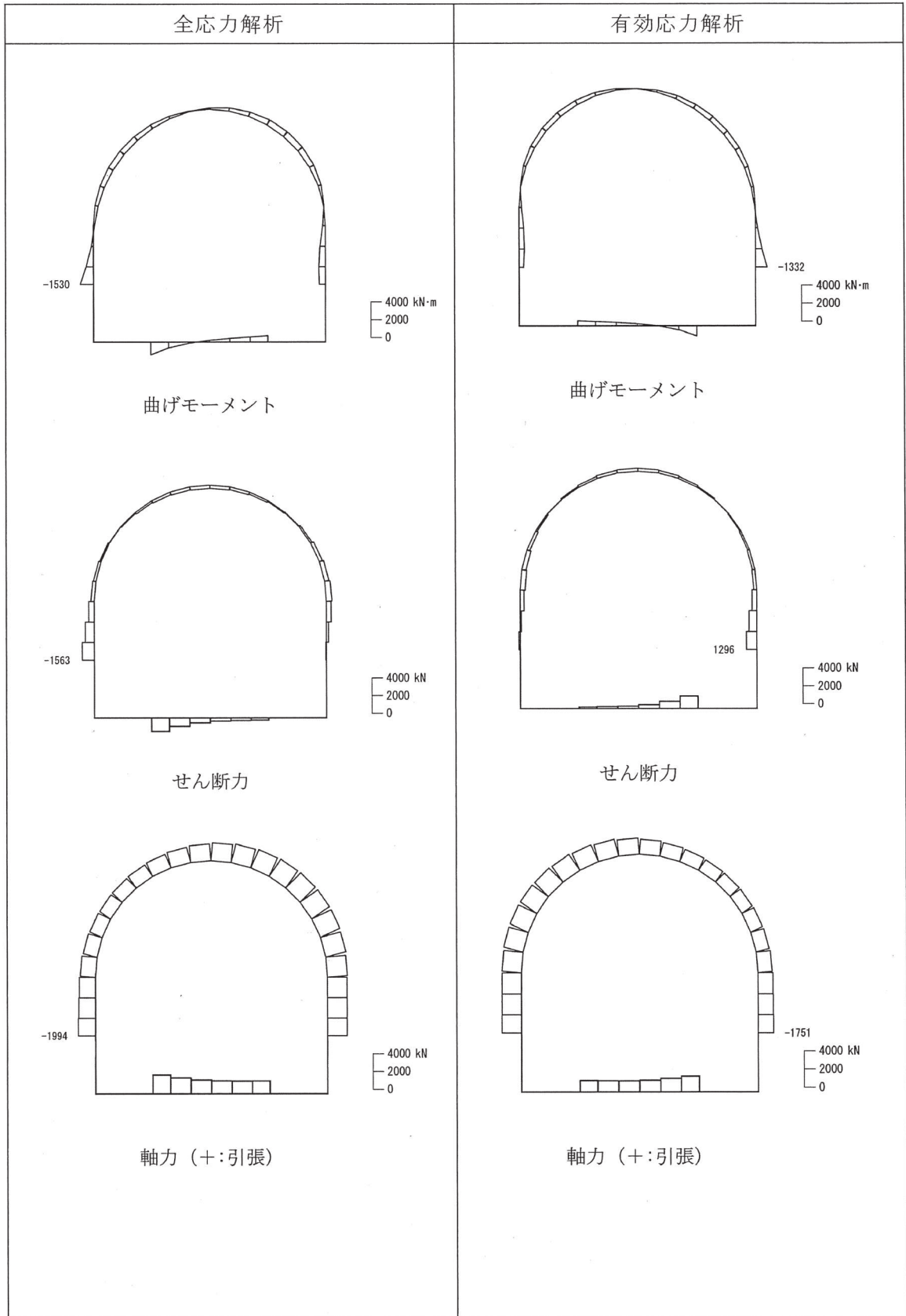


図 1-9 断面力図 (S s - D 2)

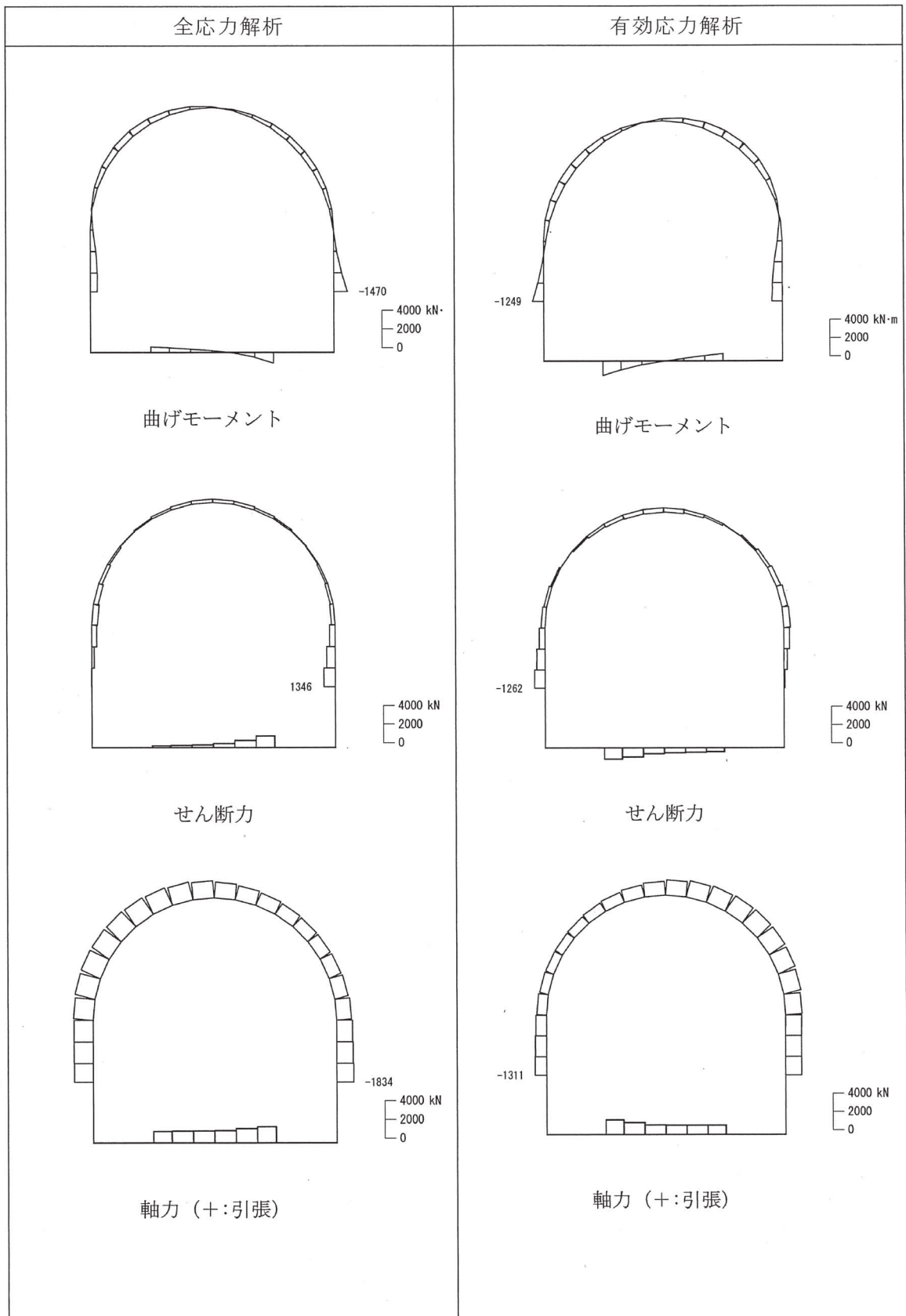


図 1-10 断面力図 (S s - D 3)

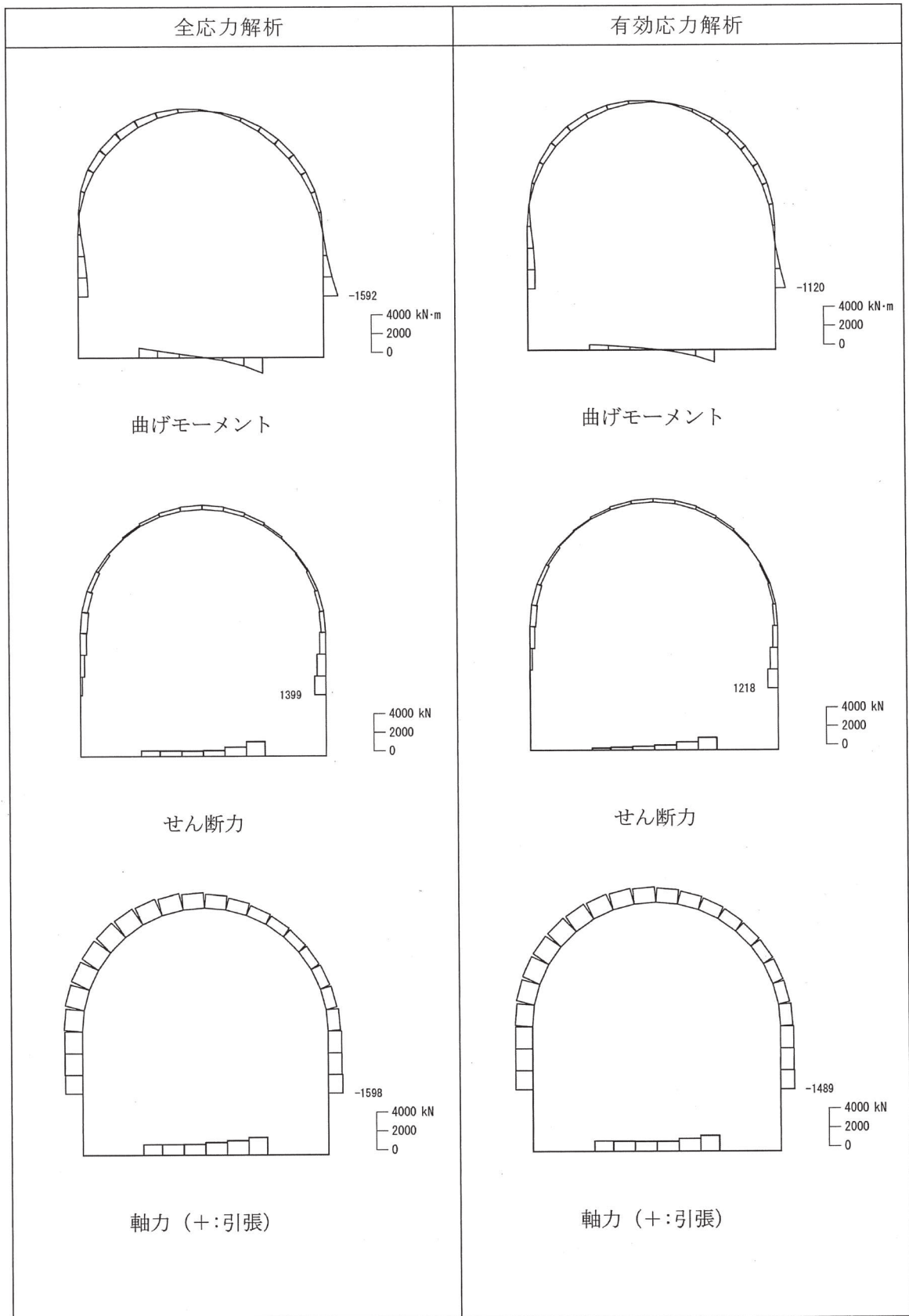


図 1-11 断面力図 (S s - F 1)



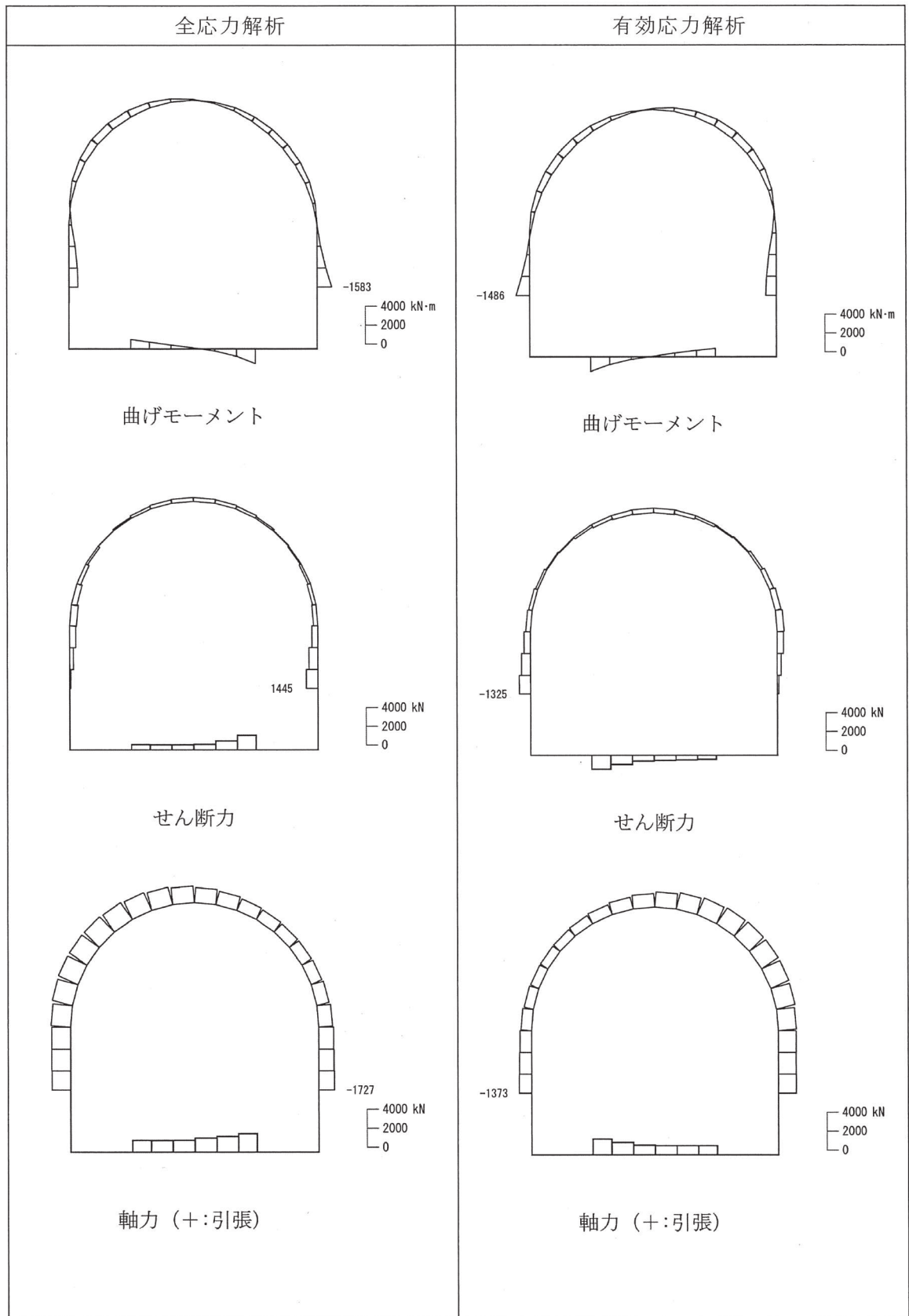


図 1-12 断面力図 (S<sub>s</sub>-F2)

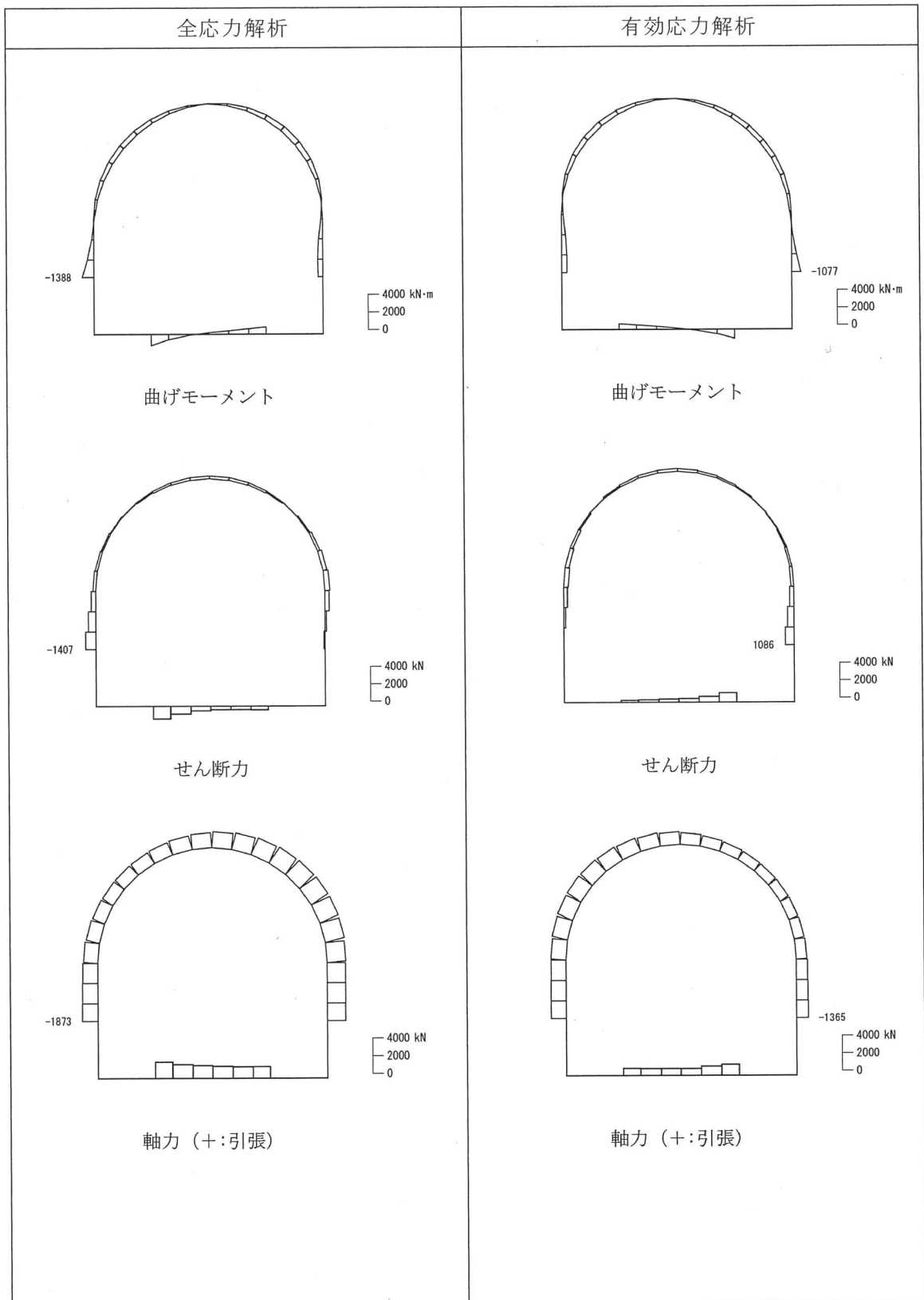


図 1-13 断面力図 (S s - F 3)

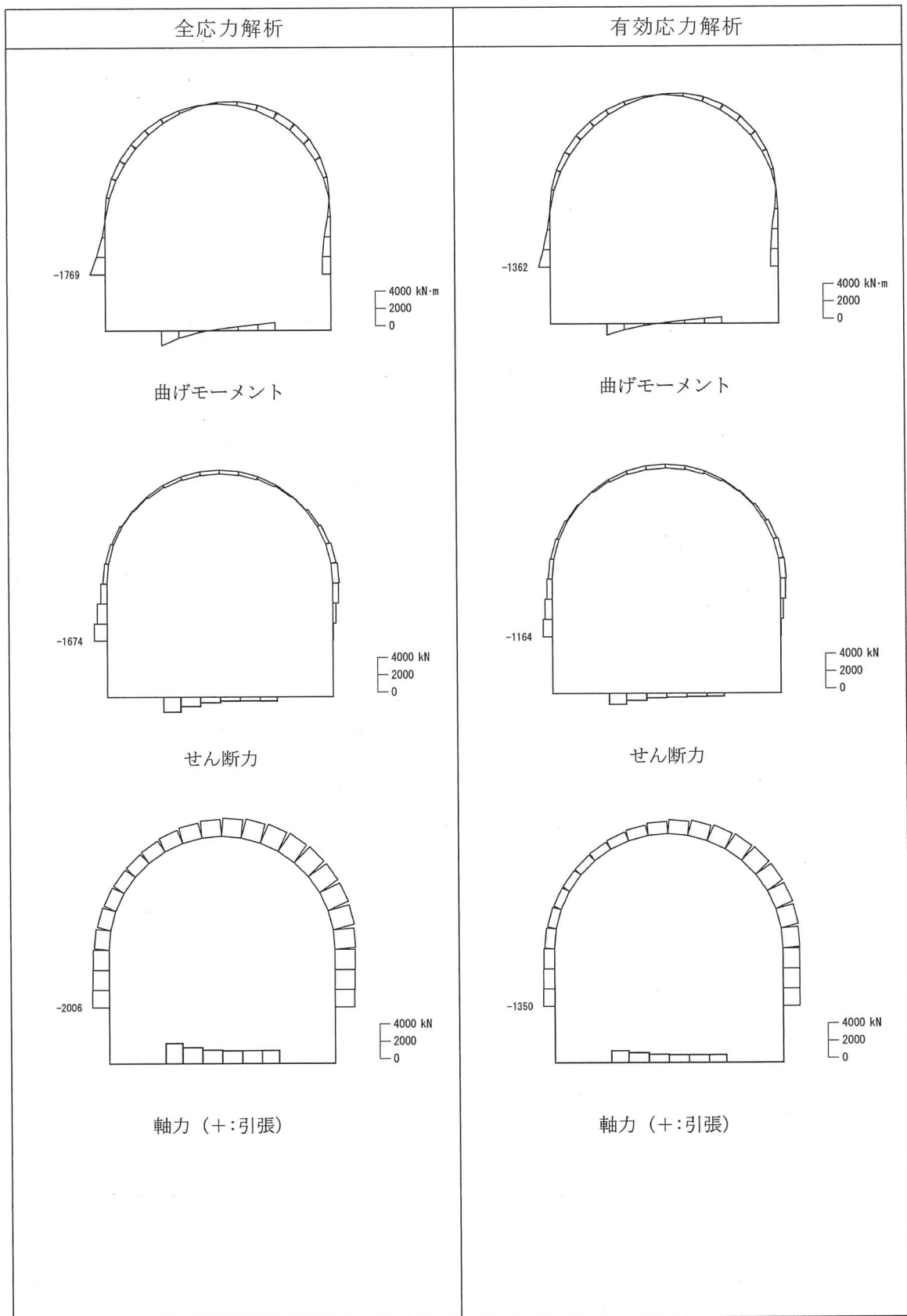


図 1-14 断面力図 (S s - N 1)



表 1-2 (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

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 1-2 (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 1-3 (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>8</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>5</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 1-3 (2) せん断破壊に対する照査結果\* (基準地震動  $S_s$  (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>5</sup>	1.24	1.30	1.01
S <sub>s</sub> -D2	<u>0.76<sup>8</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建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

## 2. 取水路

### (1) 一次元地震応答解析

取水路は二連ボックスカルバート構造の地中構造物であり、構造物周辺が地盤改良されている。取水路縦断面図を図2-1に、断面図（地震時荷重算出断面：断面②，断面③）を図2-2，図2-3に、一次元地震応答解析のモデル図を図2-4に示す。

断面③は、岩盤の速度層がほぼ水平成層であり、改良地盤の外側と構造物中央の断面を比較すると、液状化検討対象層（旧表土）の厚さも横断方向に同等であることから、構造物直下のMMRを原地盤（旧表土）としたうえで、構造物中央位置の断面を代表としてモデル化した。断面③の地質断面図及び一次元地震応答解析の断面位置を図2-5に示す。

一次元地震応答解析結果（全応力解析及び有効応力解析の各指標の最大値）の一覧を表2-1に示す。また、一次元地震応答解析結果について、構造物頂版と底版の深度の相対変位が最大となる時刻における相対変位，せん断歪の深度分布図，及び全時刻で最大となるせん断応力の深度分布図を図2-6に示す。

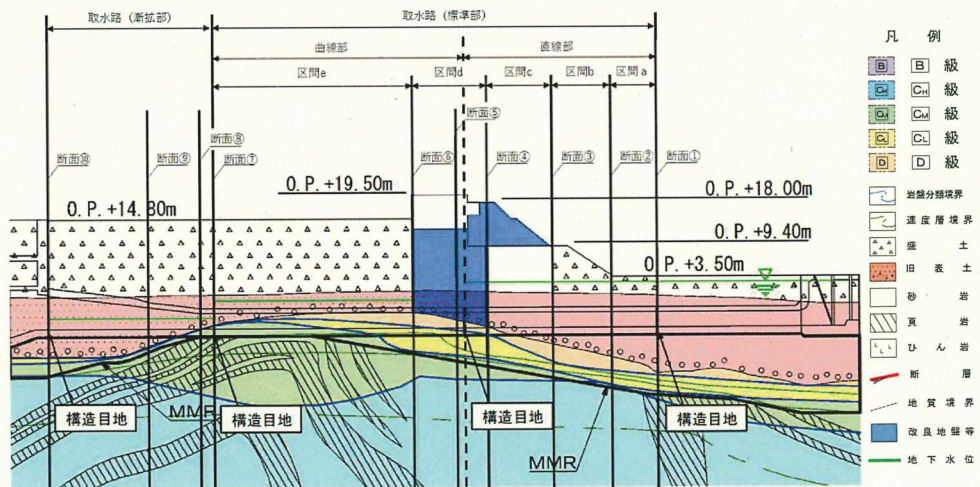


図2-1 取水路縦断面図



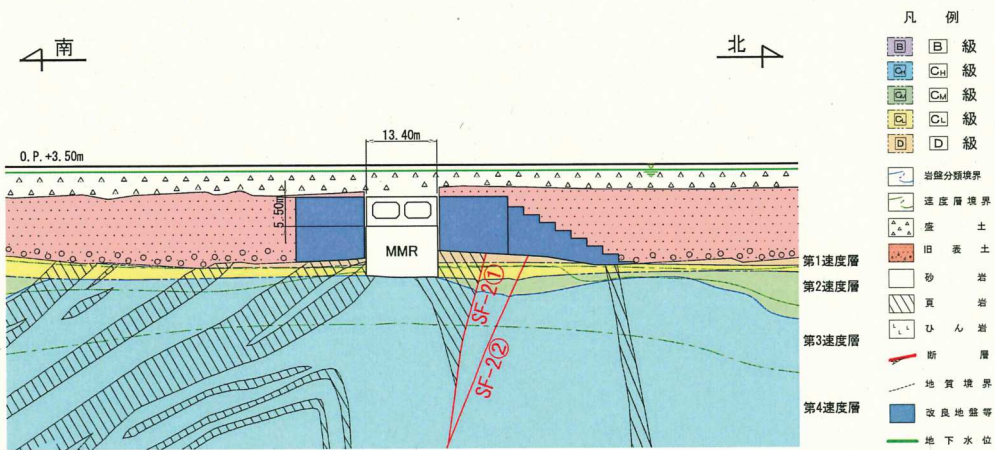


図 2-2 取水路断面図 (断面②)

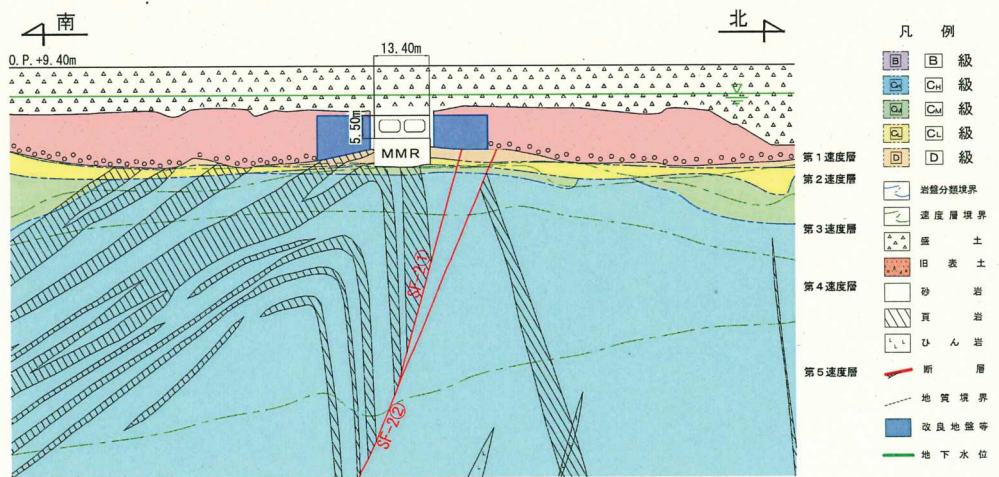


図 2-3 取水路断面図 (断面③)

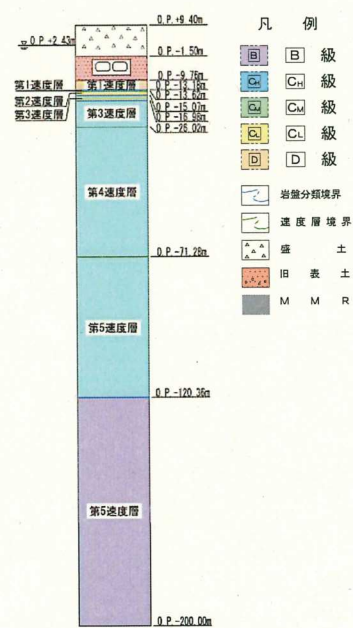


図 2-4 一次元地震応答解析モデル図 (断面③)





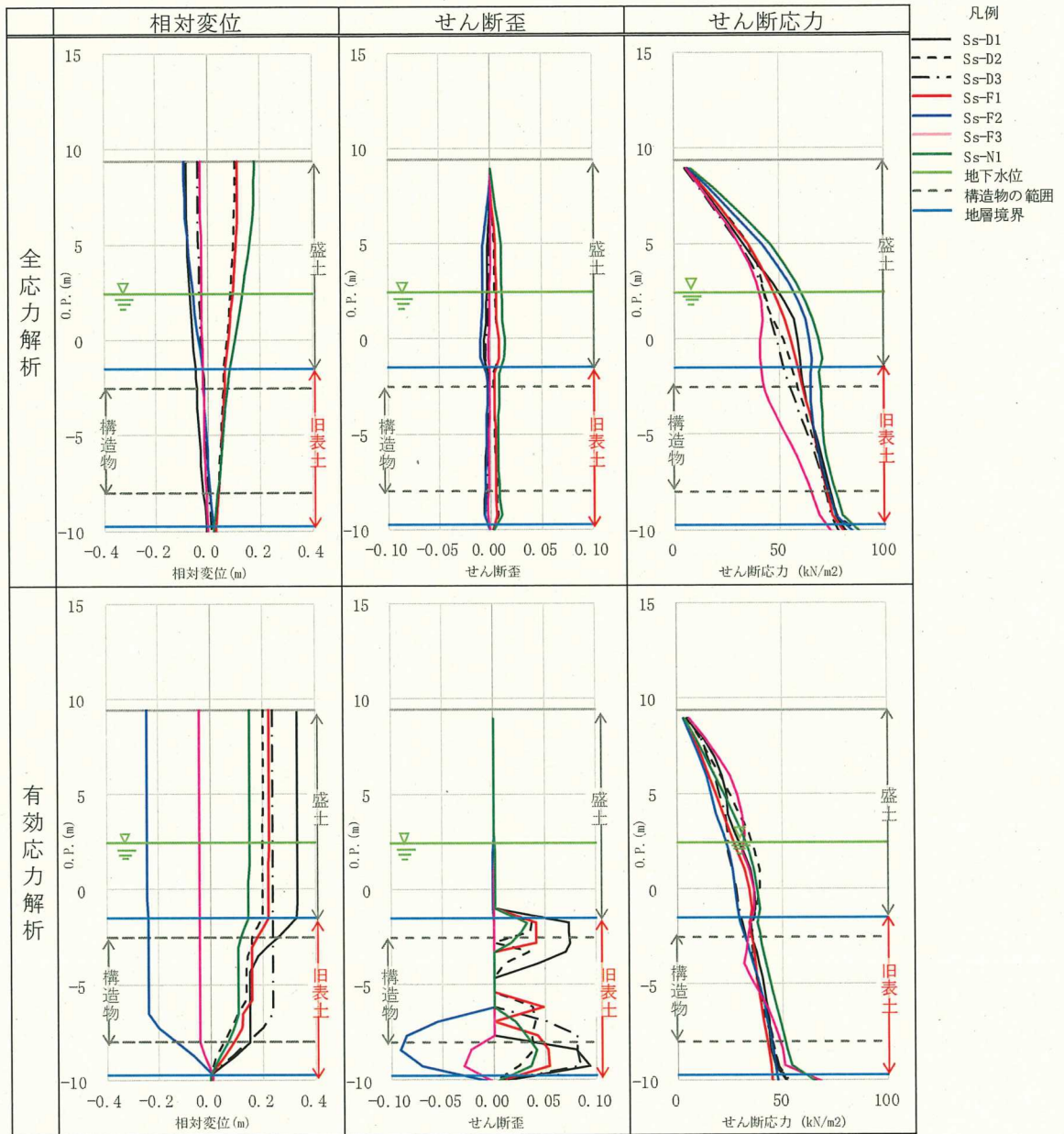


図 2-6 深度分布図 (取水路：断面③)

表 2-1, 図 2-6 から, 有効応力解析の方が相対変位及びせん断歪は大きい値となり, せん断応力については全応力解析が大きい値となることからわかる。地盤の液状化の影響を考慮できる有効応力解析では, 地盤の剛性が異なる岩盤と液状化検討対象層 (旧表土) の境界付近で変位・せん断歪の急激な変化が発生するが, せん断応力は全深度にわたり, 全応力解析に比べて小さな値となっている。



(2) 二次元地震応答解析

取水路（断面③）の解析モデル図を図 2-7 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（頂版・底版・左側壁・隔壁・右側壁）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 2-8～図 2-14 に断面力図（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，せん断破壊に対する照査値が全部材で最も厳しくなった時刻を示した。

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・軸力系の破壊に対する照査結果を表 2-2 に，せん断破壊に対する照査結果を表 2-3 に示す。

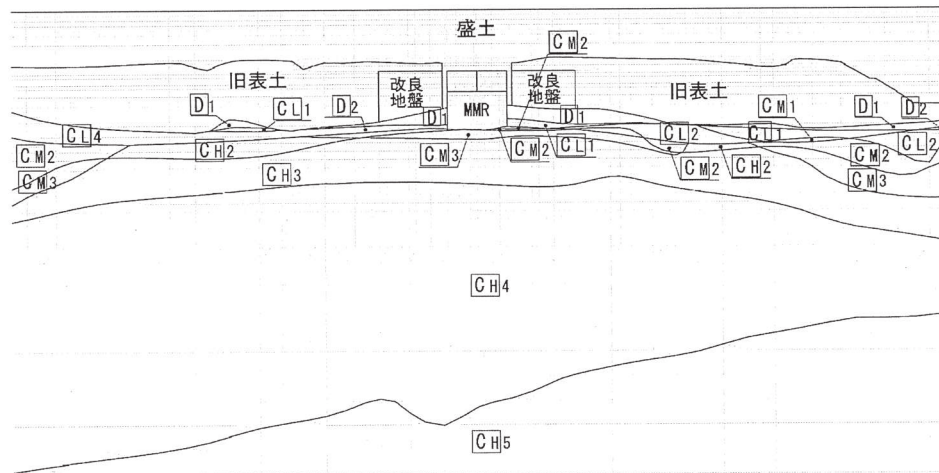


図 2-7 取水路（断面③）解析モデル図

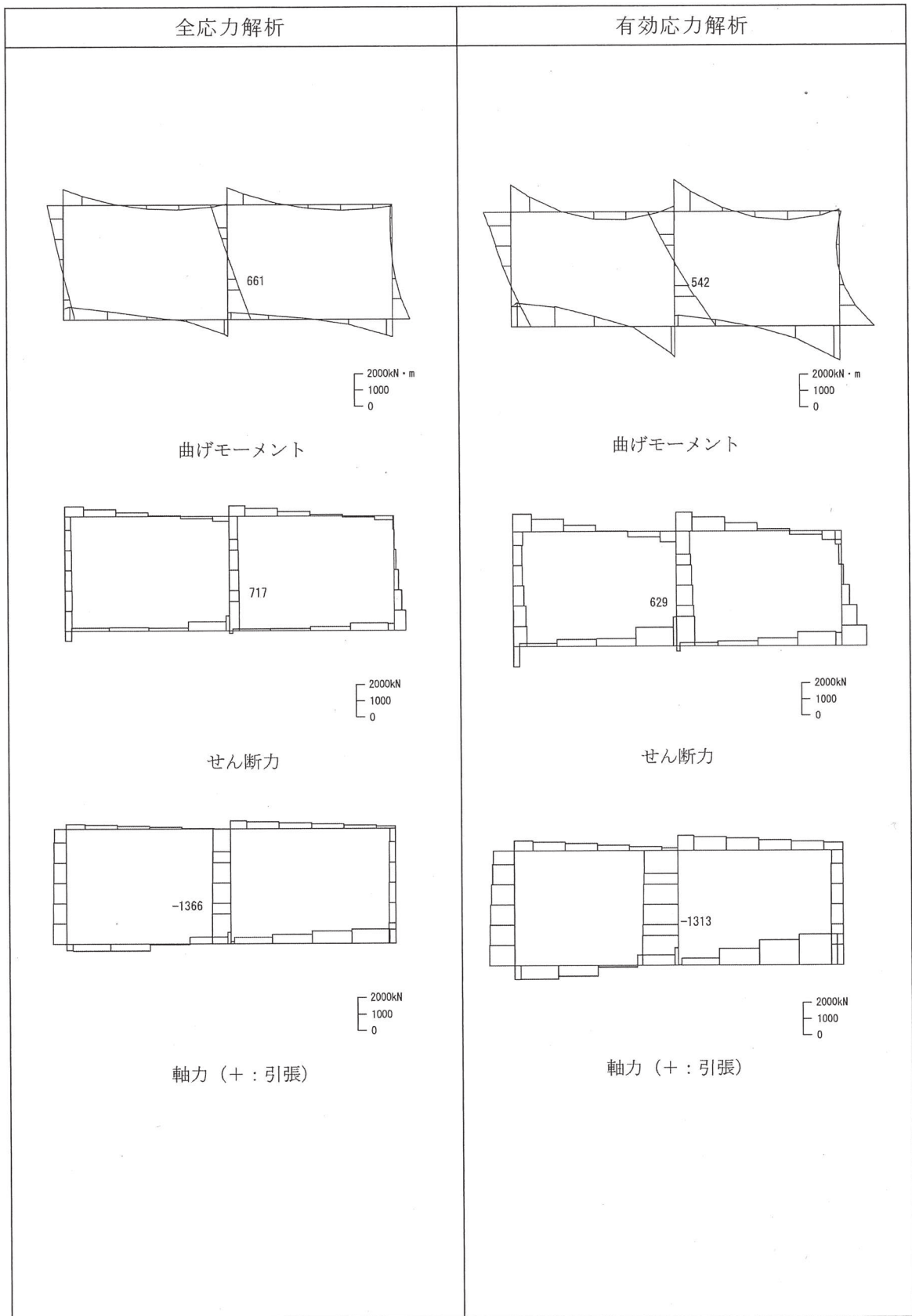


図 2-8 断面力図 (S s - D 1)

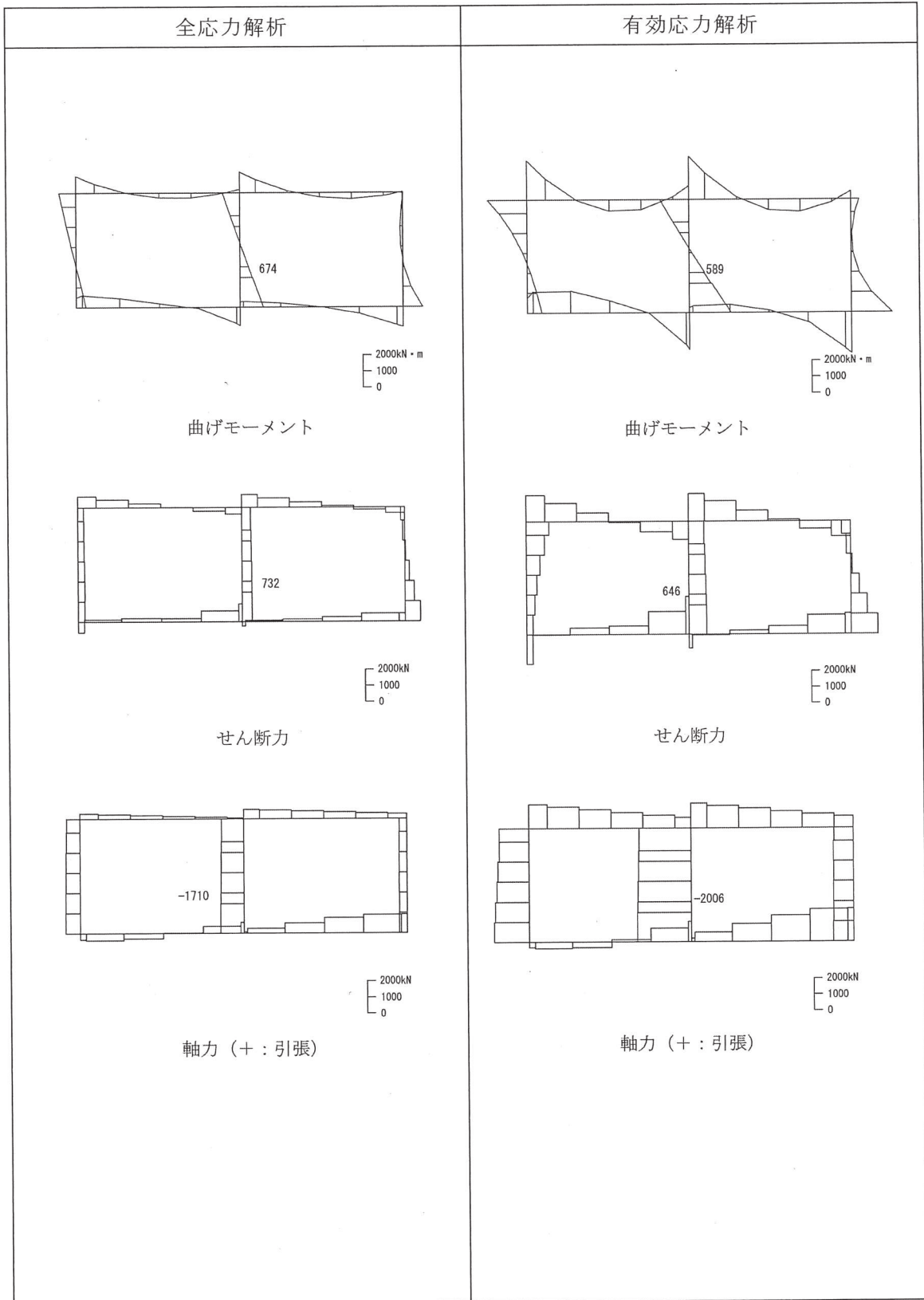


図 2-9 断面力図 (S s - D 2)



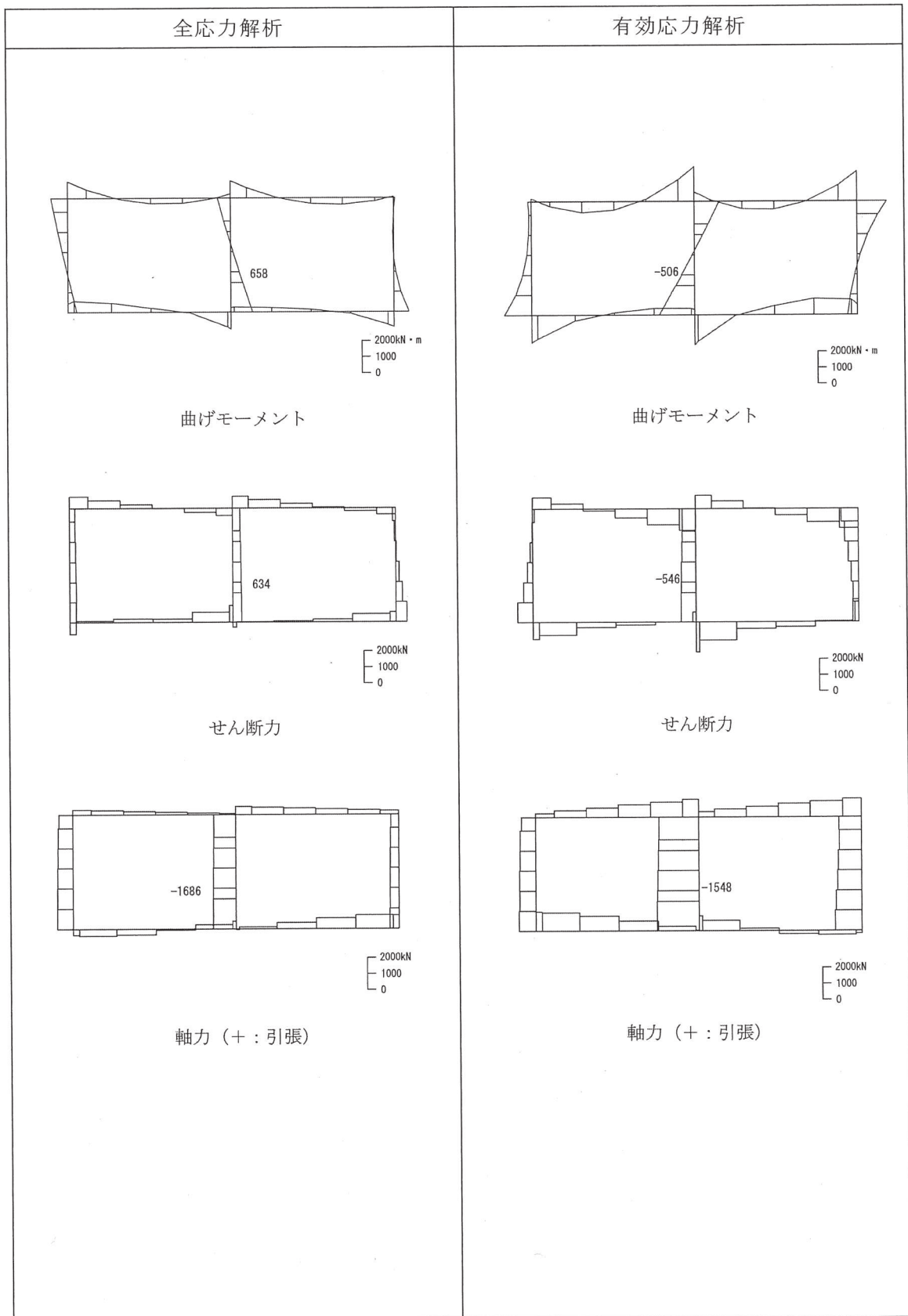


図 2-10 断面力図 (S s - D 3)

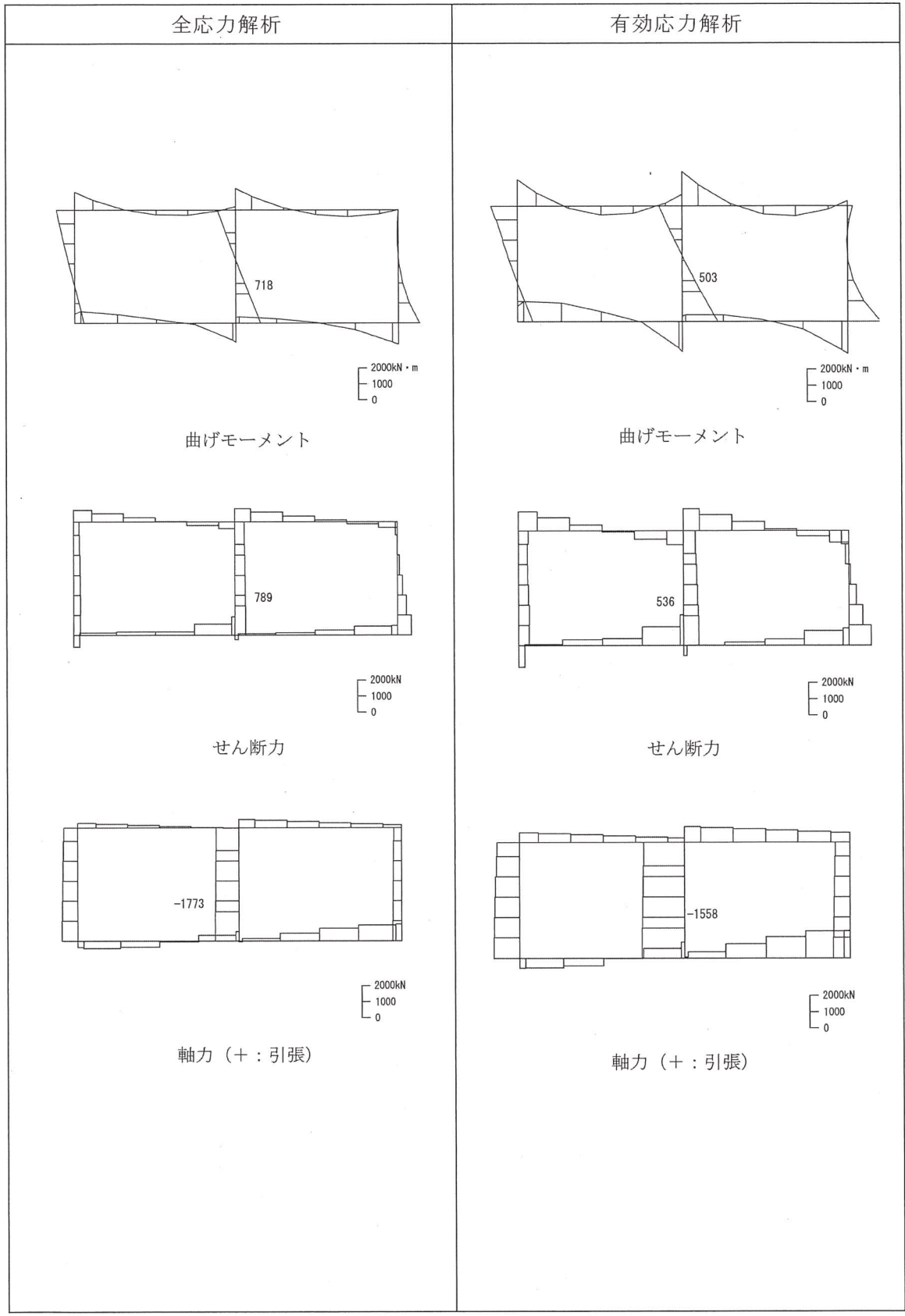


図 2-11 断面力図 (S<sub>s</sub>-F1)

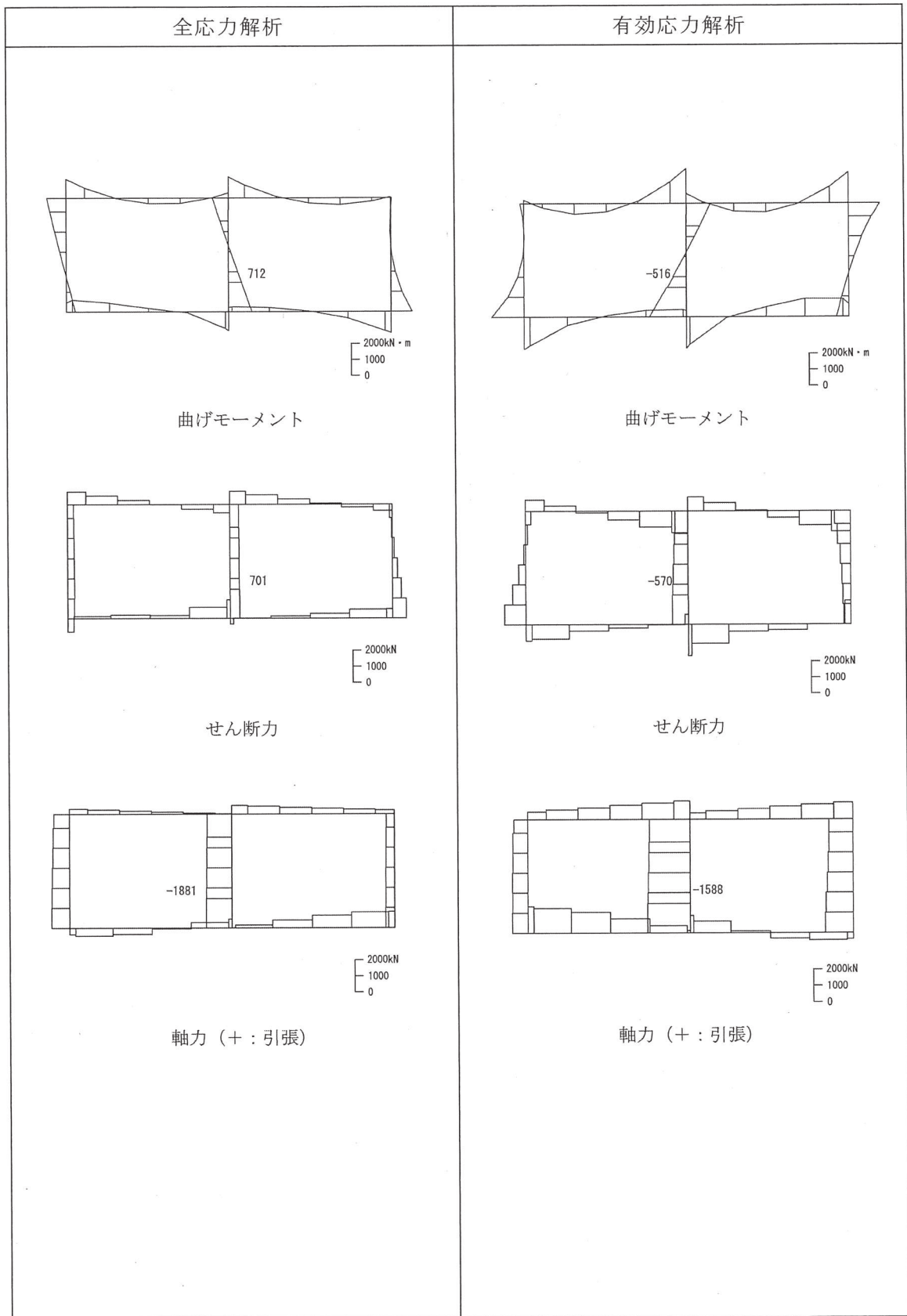


図 2-12 断面力図 (S s - F 2)



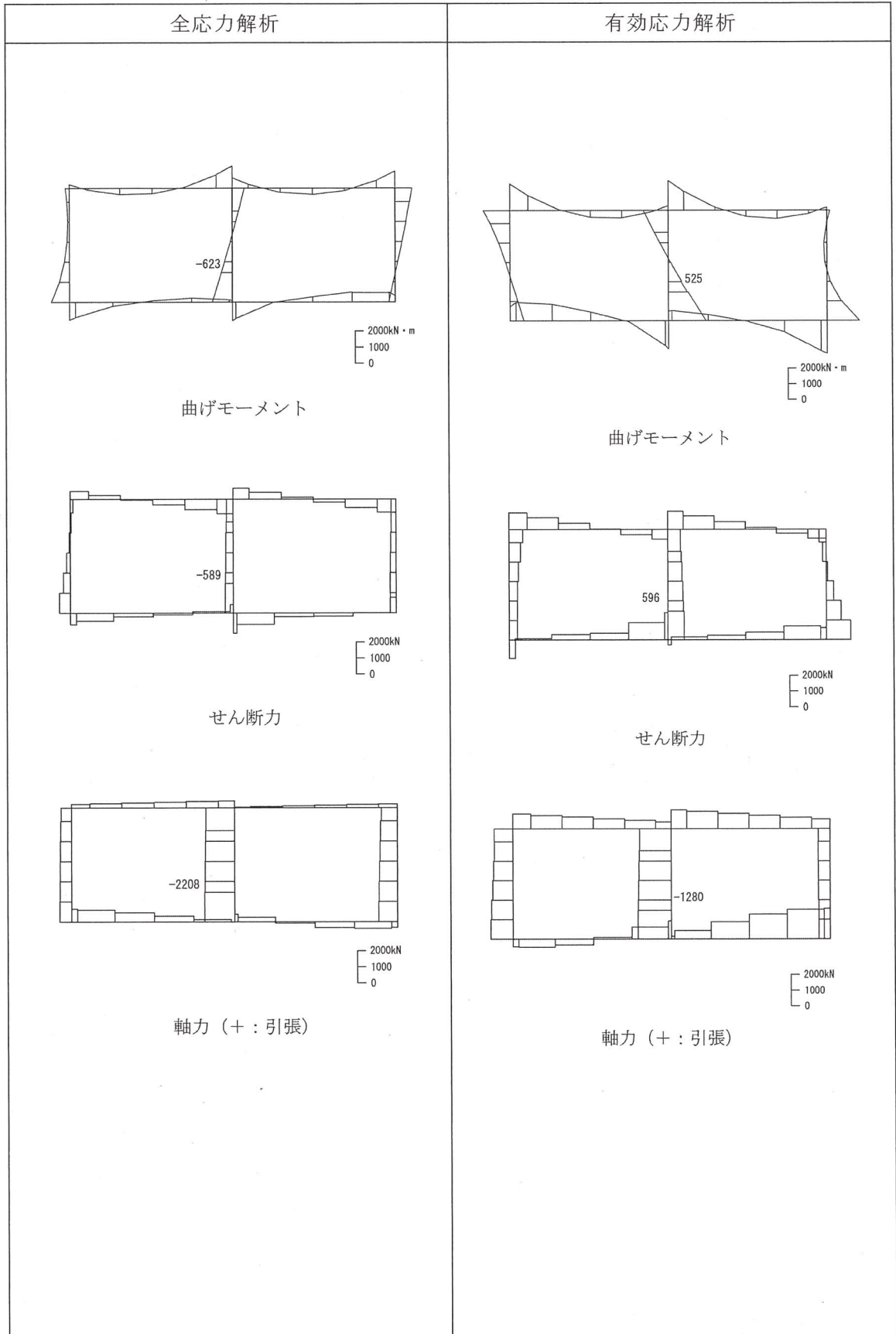


図 2-13 断面力図 (S<sub>s</sub>-F3)

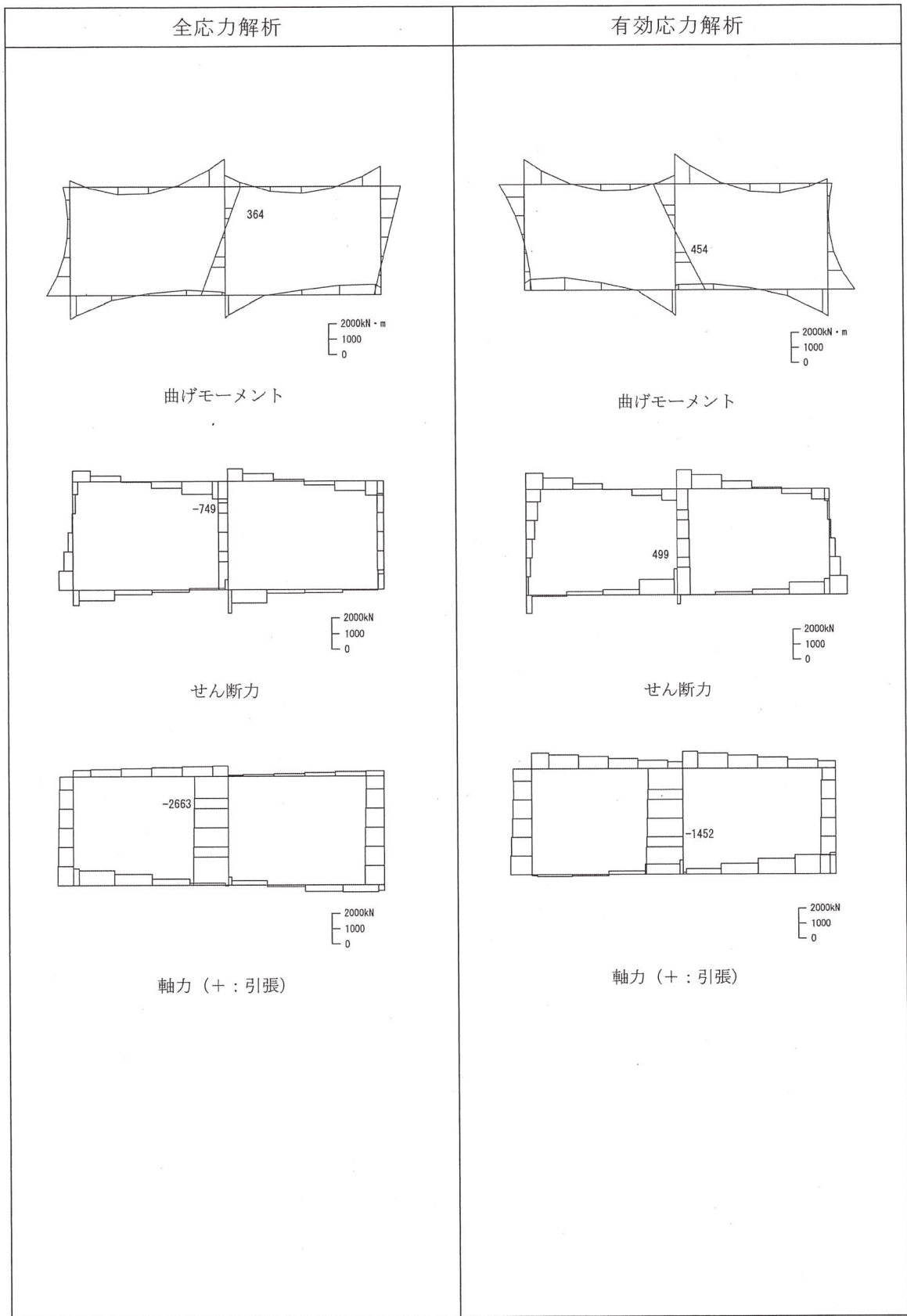


図 2-14 断面力図 (S s - N 1)

表 2-2 (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
0.06 (1.9 mm) (S <sub>s</sub> -F1)	0.04 (1.2 mm) (S <sub>s</sub> -D2)

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

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 2-2 (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	0.06 (1.8mm)	0.04 (1.1mm)
S <sub>s</sub> -D2	0.05 (1.8mm)	0.04 (1.2mm)
S <sub>s</sub> -D3	0.05 (1.5mm)	0.03 (0.9mm)
S <sub>s</sub> -F1	0.06 (1.9mm)	0.03 (0.8mm)
S <sub>s</sub> -F2	0.05 (1.7mm)	0.03 (0.9mm)
S <sub>s</sub> -F3	0.04 (1.3mm)	0.03 (1.0mm)
S <sub>s</sub> -N1	0.05 (1.5mm)	0.03 (0.8mm)

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：構造物頂版と底版の層間変位

表 2-3 (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					
頂版	底版	左側壁	隔壁	右側壁	頂版	底版	左側壁	隔壁	右側壁
0.62 (S <sub>s</sub> -N1)	0.39 (S <sub>s</sub> -N1)	0.41 (S <sub>s</sub> -D1) (S <sub>s</sub> -F1) (S <sub>s</sub> -F2)	0.83 (S <sub>s</sub> -F1)	0.42 (S <sub>s</sub> -N1)	0.49 (S <sub>s</sub> -D2)	0.33 (S <sub>s</sub> -D2)	0.50 (S <sub>s</sub> -D2)	0.66 (S <sub>s</sub> -D1)	0.47 (S <sub>s</sub> -D3)

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 2-3 (2) せん断破壊に対する照査結果 (基準地震動 S s (7 波))

	全応力解析					有効応力解析				
	頂版	底版	左側壁	隔壁	右側壁	頂版	底版	左側壁	隔壁	右側壁
S s - D 1	0.57	0.33	0.41	0.77	0.40 <sup>1</sup>	0.47	0.28	0.40	0.66	0.41 <sup>0</sup>
			0.28		0.24 <sup>4</sup>			0.25		0.24 <sup>3</sup>
S s - D 2	0.60	0.34	0.38	0.76	0.38	0.49	0.33	0.50	0.64	0.44
			0.27		0.30			0.22		0.27
S s - D 3	0.55	0.33	0.36	0.66	0.34	0.45	0.27	0.37	0.56	0.47
			0.23		0.22 <sup>7</sup>			0.18		0.22 <sup>6</sup>
S s - F 1	0.49	0.31	0.41	0.83	0.34	0.40	0.26	0.36	0.54	0.35
			0.25		0.31			0.21		0.23
S s - F 2	0.49	0.32	0.41	0.73	0.34	0.45	0.28	0.39	0.58	0.40
			0.25		0.30			0.23		0.22
S s - F 3	0.48	0.32	0.28	0.58	0.35 <sup>2</sup>	0.43	0.26	0.37	0.63	0.35 <sup>1</sup>
			0.25		0.22			0.21		0.25
S s - N 1	0.62	0.39	0.32	0.65	0.42	0.47	0.25	0.37	0.50	0.40
			0.30		0.26			0.18		0.20

照査値：「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。左側壁及び右側壁は，上側と下側で配筋が異なることから，照査値は上側・下側を記載。

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（同じ値の場合は両方に網掛），また下線は各部材の最大値

### 3. 一次元地震応答解析による解析手法選定の妥当性

一次元地震応答解析による解析手法選定の妥当性を確認するため、構造物周辺に液状化検討対象層（盛土・旧表土）が分布する排気筒連絡ダクト（土砂部）及び取水路を代表として、全応力解析及び有効応力解析による二次元地震応答解析を実施し、照査値の比較を行った。

一次元地震応答解析では、せん断応力については、有効応力解析に比べて全応力解析が大きい値となった。また、相対変位及びせん断歪については、有効応力解析の方が大きい値となった。

二次元地震応答解析では、有効応力解析と比較して全応力解析の方が、耐震評価上、構造物に対して厳しい結果となった。

以上から、一次元地震応答解析の指標として、屋外重要土木構造物等の主たる荷重である土圧を表現するせん断応力を指標とすることの妥当性を確認することができた。



参考資料 2 断層の影響を評価する断面について

1. 断層影響評価候補構造物の抽出

敷地内には SF-1～SF-2 断層，OF-1～OF-7 断層及び TF-1～TF-7 断層の 16 本の主要断層が分布しており，このうち SF-2 断層，OF-1 断層，OF-4 断層，TF-1 断層の 4 本の断層が屋外重要土木構造物等と接している。また SF-2 断層は，SF-2①断層と SF-2②断層に分かれ，それぞれ構造物と接している。

これらの断層と交差する屋外重要土木構造物等は，軽油タンク室 (H)，軽油タンク室，原子炉機器冷却海水配管ダクト，海水ポンプ室及び排気筒連絡ダクトの 5 つの構造物であり，このうち延長が長い線状構造物である排気筒連絡ダクトは，構造形態が異なる土砂部（幌型トンネル）と岩盤部（円形トンネル）の両方で断層と接している。

具体的には，軽油タンク室 (H) には SF-2①断層及び SF-2②断層が，軽油タンク室には SF-2①断層が，原子炉機器冷却海水配管ダクト及び海水ポンプ室には OF-4 断層が接している。また，排気筒連絡ダクトの土砂部には TF-1 断層及び SF-2②断層が，排気筒連絡ダクトの岩盤部には OF-1 断層及び SF-2①断層が接している。

断層の影響を評価するにあたり，これらの各断層が接する上記の構造物を，断層影響評価候補構造物（以下「候補構造物」という。）とし，これらから評価対象とする構造物を選定する。屋外重要土木構造物等の位置と主要断層の分布状況を図 1-1 に示す。

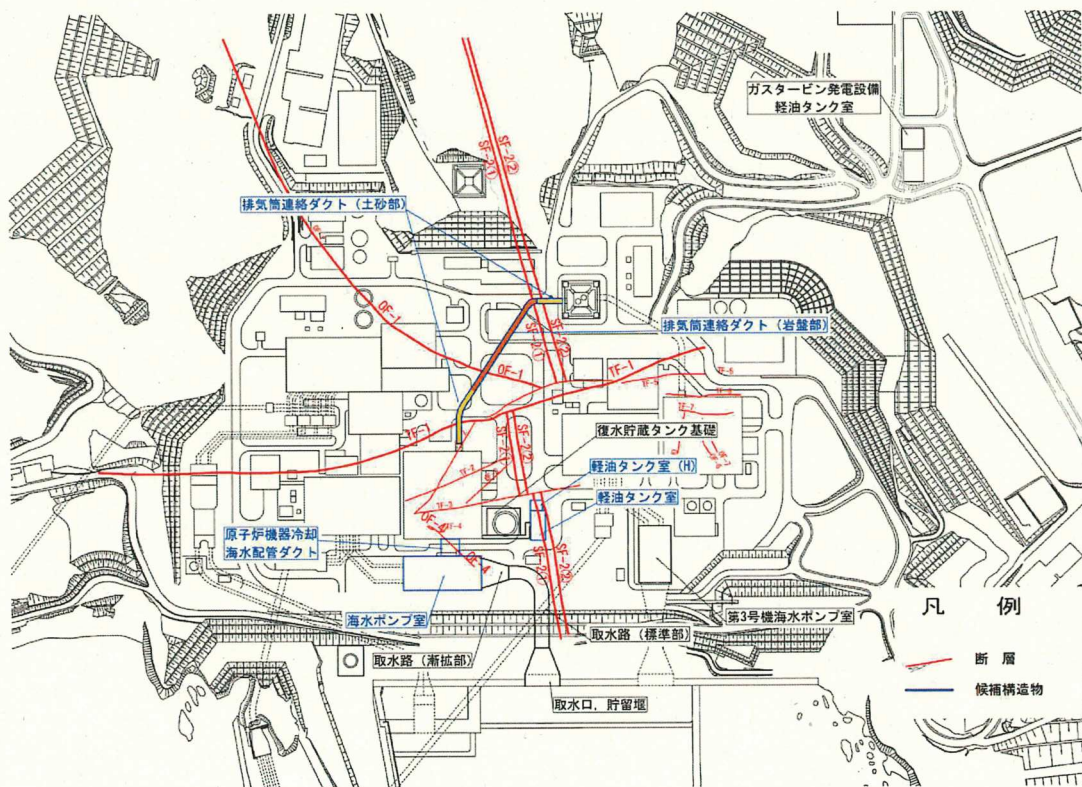


図 1-1 屋外重要土木構造物等の位置と主要断層の分布状況 (O.P. 約-14m)

## 2. 断層影響評価対象構造物の選定

構造物に対する断層の変形の影響は、周辺地質（構造物周辺が盛土にて埋め戻されている、又は岩盤に囲まれている）、支持条件（岩盤に直接設置している、又はMMRを介して岩盤に設置している）及び断層の規模（幅）により異なると考えられるため、周辺地質、構造物と断層との位置関係、断層の規模（幅）を勘案し、以下のとおり整理する。

### (1) 周辺地質及び支持条件による分類

断層の変形による構造物への影響は、構造物と断層の接し方や周辺地質により異なると考えられるため、構造物と断層の位置関係により以下のとおり分類する。構造物と断層の位置関係の例について図2-1に示す。

- a. 構造物の掘削底面にてMMR又は改良地盤を介して断層と接するもの（以下「分類a（MMR）」という。）
- b. 構造物と断層が底面で接しており、構造物周辺は盛土にて埋め戻されているもの（以下「分類b（盛土）」という。）
- c. 構造物周辺が岩盤で囲まれている状況で断層と接するもの（以下「分類c（岩盤）」という。）

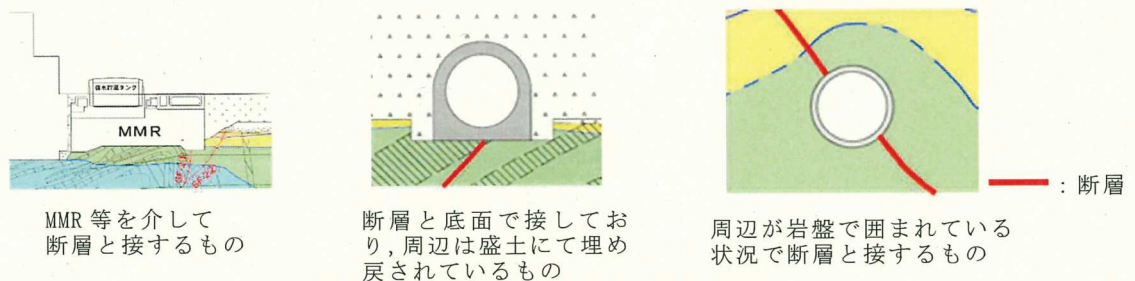


図2-1 構造物と断層の位置関係の例

### (2) 断層の規模（幅）による選定

断層影響評価対象構造物（以下「評価対象構造物」という。）は、上記「(1) 周辺地質及び支持条件による分類」に基づく分類ごとに、断層の幅や連続性を勘案して、耐震評価上、構造物に対する影響が大きいと考えられる構造物を以下の考えで選定する。

- ・ 断層幅については、破碎帯の膨縮や風化によって、各断層で必ずしも一様とはならないことから、評価に用いる断層幅は、解析モデル領域で得られた試掘坑調査、底盤スケッチ、ボーリング調査の結果により得られた値を俯瞰して、平均値により設定することとし、評価対象構造物の選定において考慮する断層幅は、各構造物の解析モデル領域の平均値とする。
- ・ 構造物への断層の影響としては、断層の規模（幅）が大きい程、断層の変形によ



る構造物への影響が厳しくなると想定されることから、上記(1)の a. ～c. の観点ごとに断層と接する構造物を分類したうえで、解析モデル領域の断層幅(平均値)が最も大きい構造物を評価対象構造物とする。

上記、「(1) 周辺地質及び支持条件による分類」により、候補構造物を分類した場合、軽油タンク室(H)、軽油タンク室、原子炉機器冷却海水配管ダクト及び海水ポンプ室は分類 a (MMR) に、排気筒連絡ダクト(土砂部)は分類 b (盛土) に、排気筒連絡ダクト(岩盤部)は分類 c (岩盤) に分類される。

分類 a (MMR) に関しては、対象構造物が多いことから、上記、「(2) 断層の規模(幅)による選定」に基づき、評価対象構造物を選定する。

軽油タンク室(H)に接する SF-2②断層の断層幅の分布を図 2-2 に、軽油タンク室(H)及び軽油タンク室に接する SF-2①断層の断層幅の分布を図 2-3 に示す。なお、軽油タンク室(H)と接する SF-2①断層及び SF-2②断層の断層幅の分布範囲は、軽油タンク室(H)と軽油タンク室が隣接し、断層の変形による構造物への影響は両構造物で同様と考えられることから、軽油タンク室(H)の解析モデル領域を包含する軽油タンク室の解析モデル領域とする。




また、原子炉機器冷却海水配管ダクト及び海水ポンプ室に接する OF-4 断層の断層幅の分布を図 2-4 に示す。

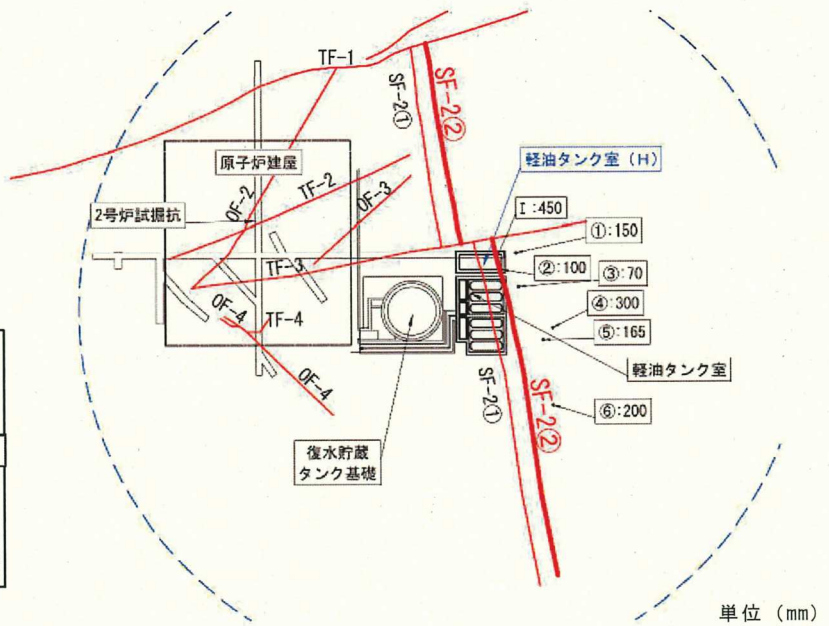
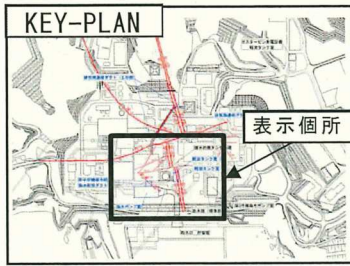
分類 b (盛土) と分類 c (岩盤) については、対象となる構造物が排気筒連絡ダクトのみであることから、分類 b (盛土) に関しては排気筒連絡ダクト(土砂部)を、分類 c (岩盤) に関しては排気筒連絡ダクト(岩盤部)を、それぞれ評価対象構造物として選定する。

排気筒連絡ダクト(土砂部)に接する TF-1 断層及び SF-2②断層の断層幅の分布を図 2-5、図 2-6 に、排気筒連絡ダクト(岩盤部)に接する OF-1 断層及び SF-2①断層の断層幅の分布を図 2-7、図 2-8 に、それぞれ示すとともに各候補構造物の断層幅の調査結果の一覧を表 2-1 に示す。

分類 a (MMR) については、軽油タンク室(H)に接する SF-2②断層の断層幅が 205mm で最大であった。分類 b (盛土) については、排気筒連絡ダクト(土砂部)に接する TF-1 断層の断層幅が 1146 mm で最大であった。分類 c (岩盤) については、排気筒連絡ダクト(岩盤部)に接する OF-1 断層の断層幅が 95 mm で最大であった。

凡 例

-  断層
-  候補構造物
-  解析モデル領域



単位 (mm)

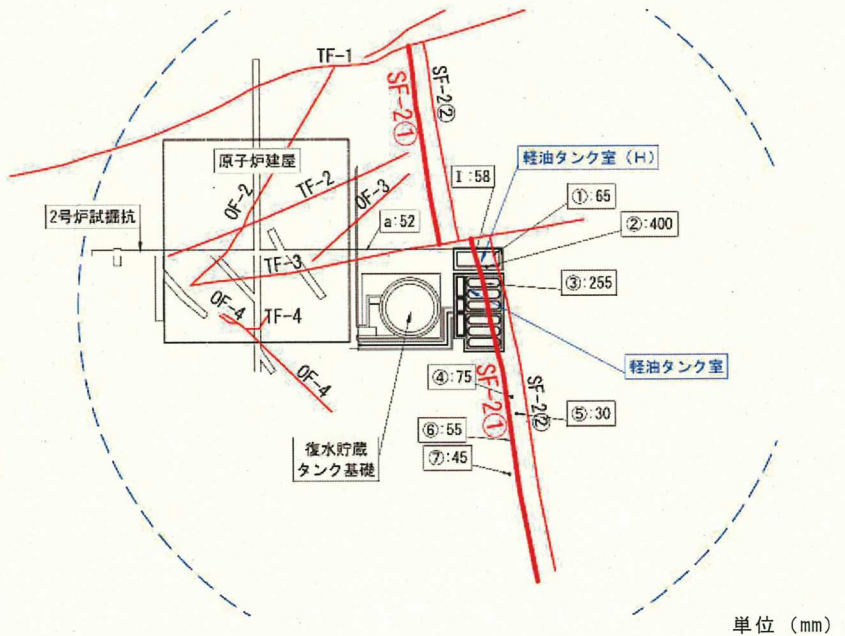
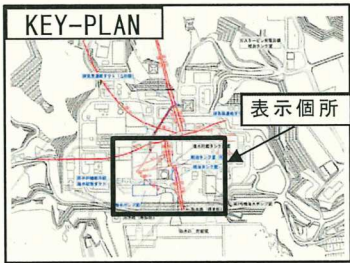
注 1: I は試掘坑調査, ①~⑥は底盤スケッチの結果

注 2: 断層幅を示した位置「・」と O.P. 約-14m で示した断層位置は調査位置の関係で合致しない

図 2-2 軽油タンク室 (H) に接する SF-2②断層の断層幅の分布 (O.P. 約-14m)

凡 例

-  断層
-  候補構造物
-  解析モデル領域



単位 (mm)

注 1: I は試掘坑調査, ①~⑦は底盤スケッチ, a はボーリング調査の結果

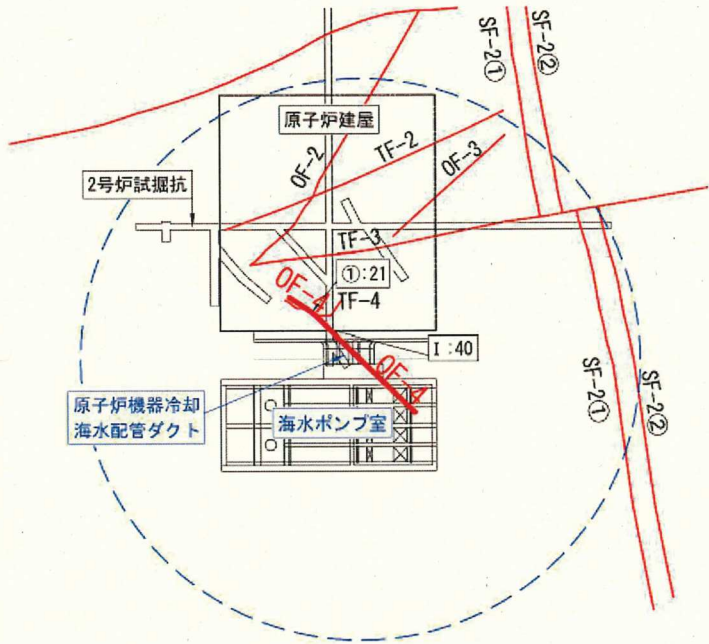
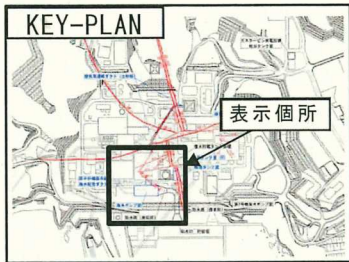
注 2: 断層幅を示した位置「・」と O.P. 約-14m で示した断層位置は調査位置の関係で合致しない

図 2-3 軽油タンク室 (H) 及び軽油タンク室に接する SF-2①断層の断層幅の分布 (O.P. 約-14m)



凡 例

-  断 層
-  候補構造物
-  解析モデル領域



位 (mm)

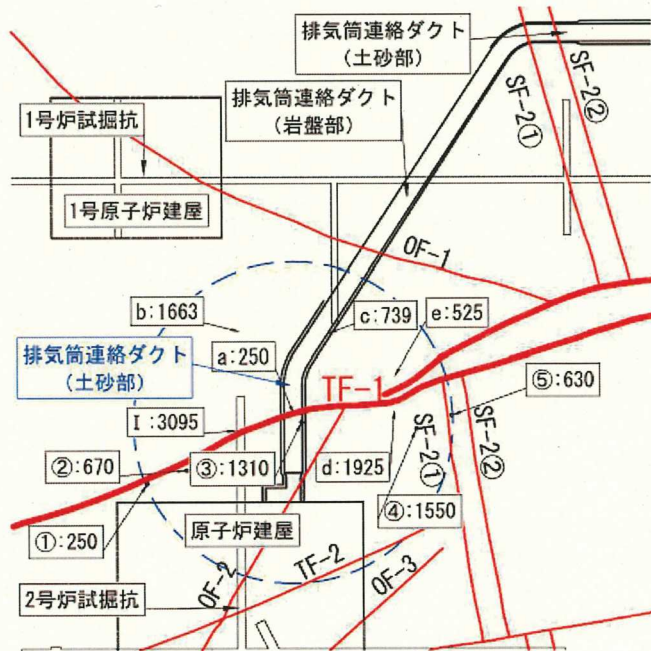
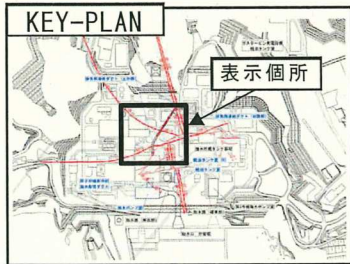
注 1: I は試掘坑調査, ①は底盤スケッチの結果

注 2: 断層幅を示した位置「・」と O.P. 約-14m で示した断層位置は調査位置の関係で合致しない

図 2-4 原子炉機器冷却海水配管ダクト及び海水ポンプ室に接する OF-4 断層の断層幅の分布 (O.P. 約-14m)

凡 例

-  断 層
-  候補構造物
-  解析モデル領域




単位 (mm)

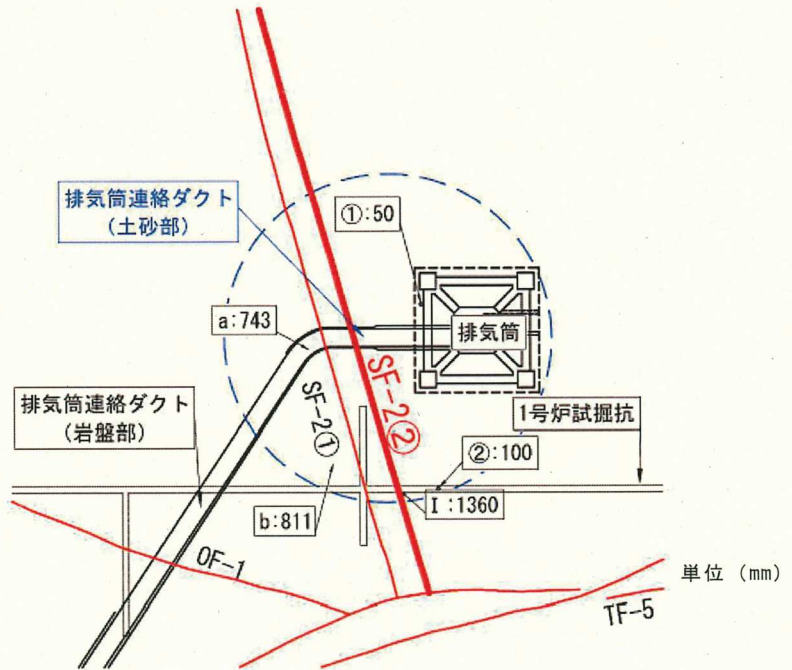
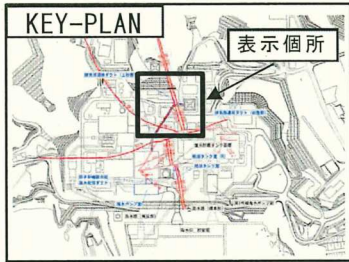
注 1: I は試掘坑調査, ①~⑤は底盤スケッチ, a~e はボーリング調査の結果

注 2: 断層幅を示した位置「・」と O.P. 約-14m で示した断層位置は調査位置の関係で合致しない

図 2-5 排気筒連絡ダクト (土砂部) に接する TF-1 断層の断層幅の分布 (O.P. 約-14m)

凡 例

-  断 層
-  候補構造物
-  解析モデル領域






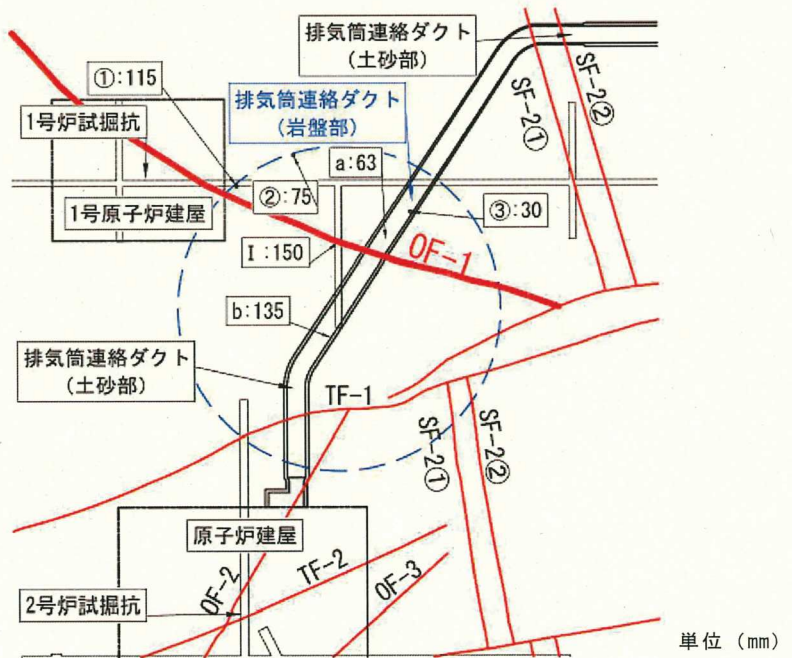
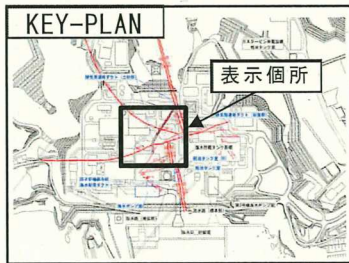
注 1: I は試掘坑調査, ①~②は底盤スケッチ, a~b はボーリング調査の結果

注 2: 断層幅を示した位置「・」と O.P. 約-14m で示した断層位置は調査位置の関係で合致しない

図 2-6 排気筒連絡ダクト (土砂部) に接する SF-2②断層の断層幅の分布 (O.P. 約-14m)

凡 例

-  断 層
-  候補構造物
-  解析モデル領域



注 1: I は試掘坑調査, ①~③は底盤スケッチ, a~b はボーリング調査の結果

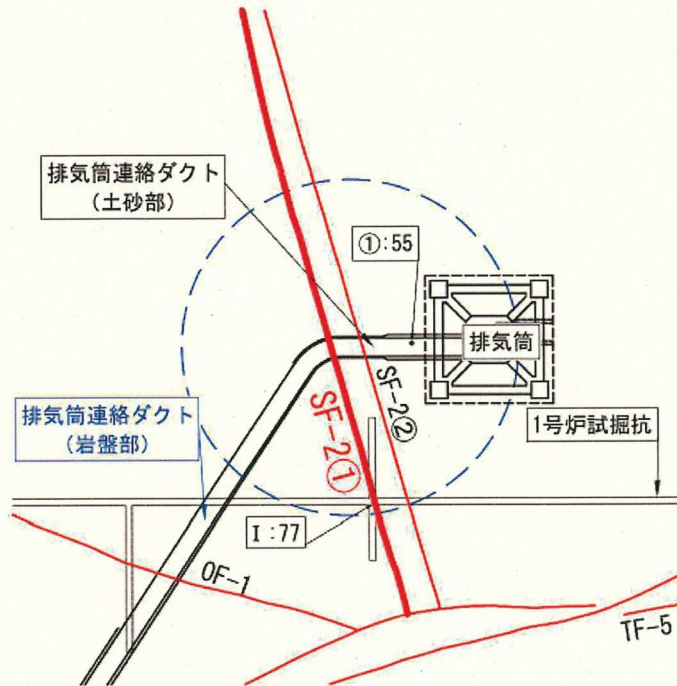
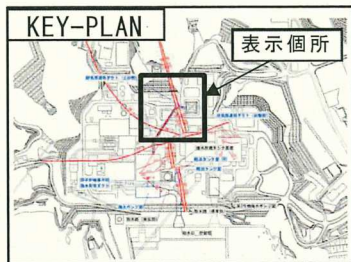
注 2: 断層幅を示した位置「・」と O.P. 約-14m で示した断層位置は調査位置の関係で合致しない

図 2-7 排気筒連絡ダクト (岩盤部) に接する OF-1 断層の断層幅の分布 (O.P. 約-14m)



凡 例

-  断 層
-  候補構造物
-  解析モデル領域



単位 (mm)

注 1: I は試掘坑調査, ①は底盤スケッチの結果

注 2: 断層幅を示した位置「・」と O.P. 約-14m で示した断層位置は調査位置の関係で合致しない

図 2-8 排気筒連絡ダクト (岩盤部) に接する SF-2①断層の断層幅の分布 (O.P. 約-14m)

表 2-1(1) 候補構造物の断層幅の調査結果の一覧  
(軽油タンク室(H)・軽油タンク室)

分類	構造物	断層	調査内容	No.	調査断層幅(mm)		断層幅*1 (mm)
					調査値	平均値	
分類 a (MMR)	軽油 タンク室 (H)	SF-2② 断層*2	試掘坑	I	200 ~ 700	450	205
			底版 スケッチ	①	150	150	
				②	50 ~ 150	100	
				③	70	70	
				④	300	300	
				⑤	30 ~ 300	165	
				⑥	200	200	
		SF-2① 断層*2	試掘坑	I	5 ~ 110	58	115
			底版 スケッチ	①	50 ~ 80	65	
				②	400	400	
				③	10 ~ 500	255	
				④	50 ~ 100	75	
				⑤	30	30	
				⑥	50 ~ 60	55	
⑦	10 ~ 80	45					
	ホーリング*	a	52	52			
分類 a (MMR)	軽油 タンク室	SF-2① 断層	試掘坑	I	5 ~ 110	58	115
			底版 スケッチ	①	50 ~ 80	65	
				②	400	400	
				③	10 ~ 500	255	
				④	50 ~ 100	75	
				⑤	30	30	
				⑥	50 ~ 60	55	
				⑦	10 ~ 80	45	
			ホーリング*	a	52	52	

注記\*1：平均値（各構造物に接する断層ごとの平均値）

\*2：軽油タンク室（H）に接する SF-2①断層及び SF-2②断層の断層幅については、軽油タンク室（H）に隣接し軽油タンク室（H）の解析モデル領域を包絡している、軽油タンク室の解析モデル領域の調査結果に基づき設定する。

表 2-1(2) 候補構造物の断層幅の調査結果の一覧

(原子炉機器冷却海水配管ダクト・海水ポンプ室・排気筒連絡ダクト (土砂部))

分類	構造物	断層	調査内容	No.	調査断層幅 (mm)		断層幅* (mm)
					調査値	平均値	
分類 a (MMR)	原子炉機器 冷却海水 配管ダクト	OF-4 断層	試掘坑	I	20 ~ 60	40	31
			底版 スケッチ	①	1 ~ 40	21	
分類 a (MMR)	海水ポンプ室	OF-4 断層	試掘坑	I	20 ~ 60	40	31
			底版 スケッチ	①	1 ~ 40	21	
分類 b (盛土)	排気筒 連絡ダクト (土砂部)	TF-1 断層	試掘坑	I	2870 ~ 3320	3095	1146
			岩盤 スケッチ	①	250	250	
				②	670	670	
				③	1010 ~ 1610	1310	
				④	1550	1550	
				⑤	630	630	
			ホーリング*	a	250	250	
				b	1663	1663	
				c	739	739	
				d	1925	1925	
		e		525	525		
		SF-2② 断層	試掘坑	I	720 ~ 2000	1360	613
岩盤 スケッチ	①		0 ~ 100	50			
	②		50 ~ 150	100			
ホーリング*	a		743	743			
	b	811	811				

注記\* : 平均値 (各構造物に接する断層ごとの平均値)



表 2-1(3) 候補構造物の断層幅の調査結果の一覧 (排気筒連絡ダクト (岩盤部))

分類	構造物	断層	調査内容	No.	調査断層幅 (mm)		断層幅* (mm)
					調査値	平均値	
分類 c (岩盤)	排気筒 連絡ダクト (岩盤部)	0F-1 断層	試掘坑	I	120 ~ 180	150	95
			底版 スケッチ	①	100 ~ 130	115	
				②	50 ~ 100	75	
				③	20 ~ 40	30	
			ホ-リング	a	63	63	
				b	135	135	
		SF-2① 断層	試掘坑	I	43 ~ 110	77	66
			底版 スケッチ	①	10 ~ 100	55	

注記\* : 平均値 (各構造物に接する断層ごとの平均値)

### 3. 評価対象構造物の選定結果

評価対象構造物の選定結果を表 3-1 に示す。

分類 a (MMR)からは、断層幅（平均値）が最大となる SF-2②断層が交差しており、SF-2①断層も併せて影響評価が可能な、軽油タンク室(H)を評価対象構造物として選定する。なお、軽油タンク室(H)と並行して設置されている軽油タンク室においても、軽油タンク室(H)と同様な形で SF-2①断層が MMR に接しているが、SF-2①断層及び SF-2②断層のうち SF-2①断層のみが MMR に接していることに加え、軽油タンク室(H)の方が MMR の規模が小さく、断層の変形の影響（構造物に生じる断面力等）が大きいと考えられることから、軽油タンク室(H)を代表として評価を行う。

分類 b (盛土)は排気筒連絡ダクト(土砂部)を、分類 c (岩盤)は排気筒連絡ダクト(岩盤部)を評価対象構造物として選定する。また、排気筒連絡ダクト(土砂部)については断層の規模(幅)が大きい TF-1 断層を、排気筒連絡ダクト(岩盤部)については断層の規模(幅)が大きい OF-1 断層を評価の代表とする。

表 3-1 評価対象構造物の選定結果

	構造物	断層	断層幅 (mm)
分類 a (MMR)	軽油タンク室 (H)	SF-2②断層	205
		SF-2①断層	115
	軽油タンク室	SF-2①断層	115
	原子炉機器冷却 海水配管ダクト	OF-4 断層	31
	海水ポンプ室	OF-4 断層	31
分類 b (盛土)	排気筒連絡ダクト (土砂部)	TF-1 断層	1146
		SF-2②断層	613
分類 c (岩盤)	排気筒連絡ダクト (岩盤部)	OF-1 断層	95
		SF-2①断層	66

#### 4. 断層の影響を評価する断面の選定結果

断層の影響を評価する断面（以下「評価対象断面」という。）は、上記「3. 評価対象構造物の選定結果」にて選定された評価対象構造物に対し、断層の変形の影響により耐震評価上、構造物に対して最も影響が大きいと考えられる断面を選定する。

分類 a (MMR)において選定された軽油タンク室(H)は、断層の変形が MMR を介して構造物へ与える影響（断面力等）を適切に評価するために、断層の影響を確認するのに適していると考えられる SF-2①断層及び SF-2②断層に対して概ね直交する方向、及び SF-2①断層と SF-2②断層の両方の断層が MMR に接している、縦断方向（タンク軸方向）の断面を評価対象断面とする。

分類 b (盛土)及び分類 c (岩盤)において選定された排気筒連絡ダクト（土砂部、岩盤部）は、横断方向（延長方向に直交する方向）に構造部材がない線状構造物であり横断方向（延長方向に直交する方向）が明確な弱軸になるとともに、全線にわたりブロック割されており、延長方向の応力は区画ごとに解放されることから、断層の変形が直接、構造物へ与える影響を確認するのに適していると考えられる、横断方向（延長方向に直交する方向）に対し、構造物中心に断層が交差する断面を評価対象断面とする。

軽油タンク室 (H)、排気筒連絡ダクト（土砂部）、排気筒連絡ダクト（岩盤部）のそれぞれについて、評価対象断面の選定結果を表 4-1 に、評価対象断面図を図 4-1～図 4-3 に示す。

表 4-1 評価対象断面の選定結果

	構造物	断層	選定結果
分類 a (MMR)	軽油タンク室 (H)	SF-2②断層 SF-2①断層	SF-2①断層及び SF-2②断層に対して概ね直交し、両方の断層が MMR に接している縦断方向（タンク軸方向）の断面を評価対象断面として選定する。
分類 b (盛土)	排気筒連絡ダクト (土砂部)	TF-1 断層	排気筒連絡ダクト(土砂部)にて、断層の規模（幅）が大きい TF-1 断層に対し、構造物中心に断層が交差する横断方向の断面を評価対象断面として選定する。
分類 c (岩盤)	排気筒連絡ダクト (岩盤部)	OF-1 断層	排気筒連絡ダクト(岩盤部)にて、断層の規模（幅）が大きい OF-1 断層に対し、構造物中心に断層が交差する横断方向の断面を評価対象断面として選定する。

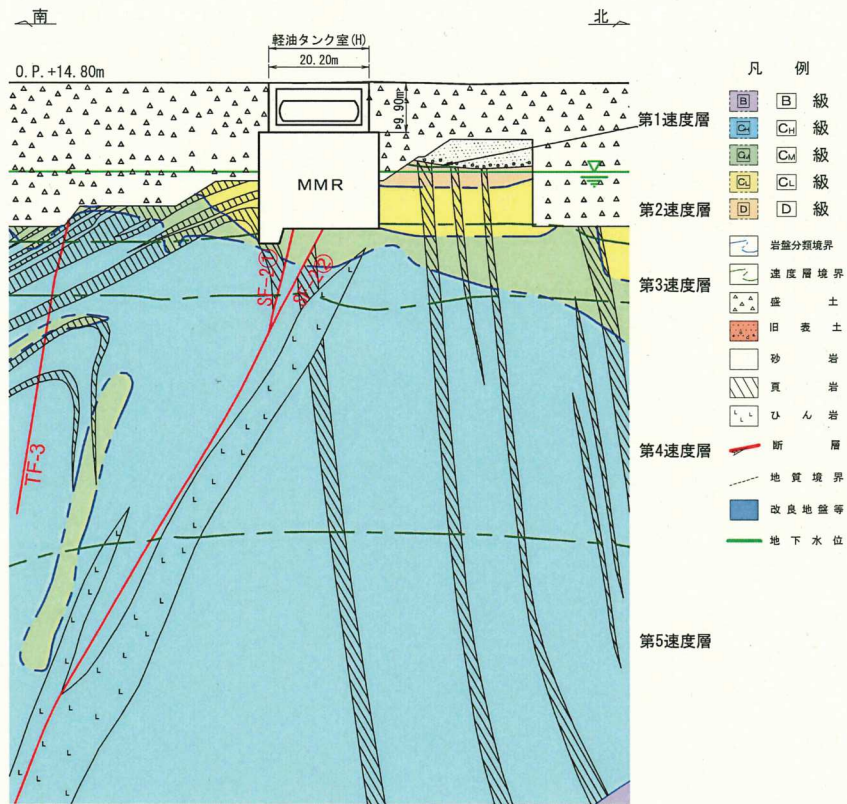


図 4-1 分類 a (MMR) 評価対象断面図 (軽油タンク室 (H) の縦断面)



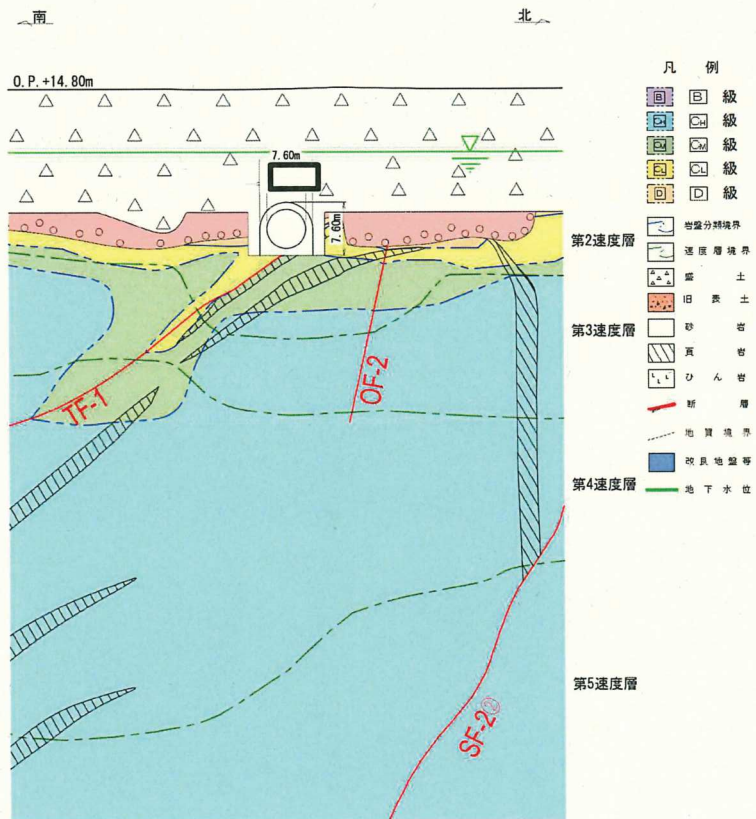


図 4-2 分類 b (盛土) 評価対象断面図  
(排気筒連絡ダクト (土砂部) の横断面)

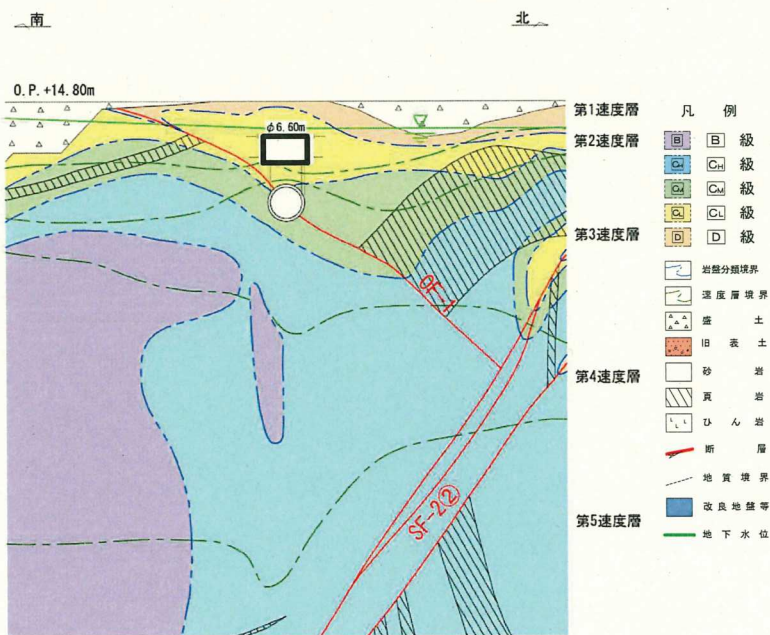


図 4-3 分類 c (岩盤) 評価対象断面図  
(排気筒連絡ダクト (岩盤部) の横断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

### 参考資料 3 新設する構造物のコンクリートの圧縮強度の設定について

屋外重要土木構造物等の耐震安全性評価においては、地盤物性及び材料物性のばらつき（コンクリートの剛性のばらつき）を考慮した評価を行う。そのうち、材料物性のばらつきを考慮した解析については、ヤング係数（剛性）がコンクリートの設計基準強度に対応して定まることを踏まえ、既設構造物から採取したコアの圧縮強度試験結果より算定したヤング係数（剛性）を用いて解析を行う。

また、新設する屋外重要土木構造物等のコンクリートについては、材齢の経過に伴って強度が上がり剛性も高くなることが予想されるが、許容応力度法による設計を行うなど、裕度を確保した設計とすることから、材料物性のばらつきを考慮した評価は実施しない。ただし、間接支持する機器・配管系の耐震安全性評価においては、推定した圧縮強度より算定したコンクリートの剛性（ヤング係数）の影響を確認する。

ここでは、新設する屋外重要土木構造物等のコンクリートの圧縮強度の設定方法について示す。圧縮強度の設定に当たっては、「建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所における鉄筋コンクリート工事（日本建築学会，2013）」（以下「JASS 5N」という。）による方法、及び「日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準（日本原子力学会，2015）」（以下「日本原子力学会標準」という。）による方法を比較し、保守的な配慮として圧縮強度が大きい方の値を採用する。

#### 1. JASS 5N による圧縮強度の設定方法

JASS 5N の方法により推定される調合強度は、算定式の違い（以下に示す「式 1- (1)」及び「式 1- (2)」）から 2 つの値が得られるが、圧縮強度の推定値は大きい方の値とする。

JASS 5N による圧縮強度の設定方法の詳細を以下に示す。

##### (1) コンクリートの調合強度の算定

コンクリートの調合強度は、コンクリートの調合管理強度と構造体コンクリートの強度管理用供試体の圧縮強度の標準偏差を用いて算定する。

調合強度は、次の式 1- (1) 及び式 1- (2) を満足するように定める。

$$F \geq F_m + 1.73 \sigma \quad \text{式 1- (1)}$$

$$F \geq 0.85F_m + 3 \sigma \quad \text{式 1- (2)}$$

ここに  $F$  : コンクリートの調合強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$F_m^{*1}$  : コンクリートの調合管理強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$\sigma^{*2}$  : 構造体コンクリートの強度管理用供試体の圧縮強度の標準偏差 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

注記\*1：以下の「(2) コンクリートの調和管理強度の算定」に示す方法により求める。

\*2： $\sigma$  は以下に示す 2 つの方法により定めるが，設計上の配慮として圧縮強度が大きい方の値を採用する。

a.  $\sigma$  の値が工事の実績から類推できる場合はその値とする。表 1-1 に，新設する構造物のうち工事実績のあるガスタービン発電設備軽油タンク室の値を示す。

b. 工事の実績がなく，工事初期で  $\sigma$  の値が未知の場合は  $3.5\text{N/mm}^2$  もしくは  $0.1(F_q + {}_mS_n)^{*3}$  の大きい方の値とする。

\*3： $F_q$  はコンクリートの品質基準強度（設計基準強度もしくは  $24\text{N/mm}^2$  のうち大きい方の値）， ${}_mS_n$  は標準養生した供試体の材齢  $m$  日における圧縮強度と構造体コンクリートの材齢  $n$  日における圧縮強度との差によるコンクリート強度の補正值を示す。

表 1-1 工事実績より類推する標準偏差 ( $\sigma$ )

構造物名称	ガスタービン発電設備軽油タンク室*
セメントの種類	フライアッシュ B 種
設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	24
材齢 (日)	28
標準偏差 $\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	2.05

注記\*：2015～2016年の工事実績

(2) コンクリートの調和管理強度の算定

コンクリートの調和管理強度は，コンクリートの品質基準強度（設計基準強度もしくは  $24\text{N/mm}^2$  のうち大きい方の値）とコンクリート強度の補正值から算定する。

$$F_m \geq F_q + {}_mS_n$$

ここに  $F_m$ ：コンクリートの調和管理強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$F_q^{*1}$ ：コンクリートの品質基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

${}_mS_n^{*2}$ ：標準養生した供試体の材齢  $m$  日における圧縮強度と，構造体コンクリートの材齢  $n$  日における圧縮強度との差によるコンクリート強度の補正值を示す (N/mm<sup>2</sup>)。ただし， ${}_mS_n$  は 0 以上の値とする。

注記\*1：設計基準強度もしくは  $24\text{N/mm}^2$  のうち大きい方の値を採用する。

\*2： ${}_mS_n$  は図 1-1 を参照して定めるが，圧縮強度が大きくなるよう 6 を採用する。



表 5.1 構造体強度補正值 $_{28}S_{91}$ の標準値

セメントの種類	コンクリートの打込みから材齢 28 日までの予想平均養生温度 (°C)	
	$8 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 8$
普通ポルトランドセメント	$8 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 8$
フライアッシュセメント B 種	$9 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 9$
中庸熱ポルトランドセメント	$11 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 11$
中庸熱フライアッシュセメント	$11 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 11$
低熱ポルトランドセメント	$14 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 14$
構造体強度補正值 $_{28}S_{91}$ (N/mm <sup>2</sup> )	3	6

[注] 普通ポルトランドセメントおよびフライアッシュセメント B 種においては、暑中コンクリート工事の適用期間中は、補正值は 6N/mm<sup>2</sup>とする。

図 1-1 構造体強度補正值の $_{28}S_{91}$ の標準値 (JASS 5N に加筆)

コンクリートの調合管理強度及び調合強度の算定を踏まえ、式 1- (1) 及び式 1- (2) から算定される調合強度のうち大きい方の値を JASS 5N により算定される圧縮強度とする。

2. 日本原子力学会標準による圧縮強度の設定方法

日本原子力学会標準に示す「コンクリート実強度の標準的なデータベース」に基づき、圧縮強度を設定する。「コンクリート実強度の標準的なデータベース」には、原子力発電所施設を対象に実機の 13 週管理コンクリートの実強度について調査・検討した結果が図 2-1 のとおり整理されている。

図 2-1 に示すとおり、コンクリートの打設から 1 年後の実強度は、設計基準強度の 1.40 倍 (平均値) であることに基づき、設計基準強度の 1.40 倍を日本原子力学会標準により算定される圧縮強度として設定する。

表 BZ.2 コンクリート実強度の統計値

	統計値	
	平均値	変動係数
13週シリンダー強度/設計基準強度 (13週管理)	1.35	0.07
1年シリンダー強度/13週シリンダー強度	1.1	-
実強度(1年)/1年シリンダー強度	0.95	0.11
実強度(1年)/設計基準強度(13週管理)	1.40	0.13

図 2-1 コンクリート実強度の統計値 (日本原子力学会標準に加筆)



3. 新設する構造物に設定する圧縮強度について

新設する構造物のコンクリートの圧縮強度は、JASS 5Nにより算定される圧縮強度と日本原子力学会標準により算定される圧縮強度のうち大きい方の値を採用する。

ガスタービン発電設備軽油タンク室及び軽油タンク室(H)で設定する圧縮強度を表3-1に示す。

なお、ガスタービン発電設備軽油タンク室は施工済であることから、「1. (1) コンクリートの調合強度の算定(注記\*2)」の「a.」及び「b.」に示す方法のうち大きい方の値を標準偏差 $\sigma$ として定め、圧縮強度を推定した。また、軽油タンク室(H)については、未施工であるため「b.」に示す方法により標準偏差 $\sigma$ を定め、圧縮強度を推定した。

表 3-1 新設する構造物に設定する圧縮強度

	ガスタービン発電設備 軽油タンク室	軽油タンク室 (H)
セメントの種類	フライアッシュ B 種	フライアッシュ B 種
設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	24	24
圧縮強度① (N/mm <sup>2</sup> ) *1	<u>36.1</u>	<u>36.1</u>
圧縮強度② (N/mm <sup>2</sup> ) *2	33.6	33.6
圧縮強度の採用値 (N/mm <sup>2</sup> ) *3	<u>36.1</u>	<u>36.1</u>

注記\*1：JASS 5Nにより推定される圧縮強度

\*2：日本原子力学会標準により推定される圧縮強度

\*3, 下線：圧縮強度①と圧縮強度②を比較して大きい方の値