

3.4 荷重の組合せ

「資料 3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価について」のうち「3.4 荷重の組合せ」と同様とする。

3.5 地震応答解析の解析ケース

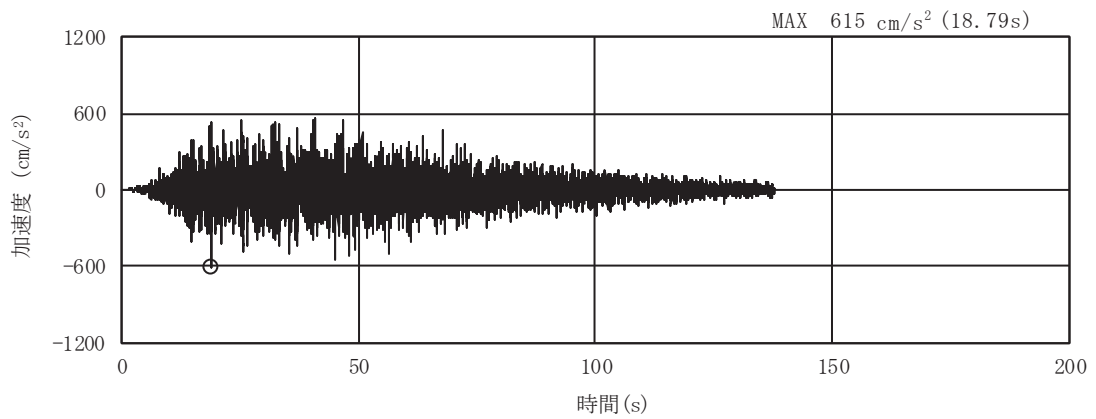
断層交差部の耐震安全性評価において、土砂部（断面②）は、耐震性に与える影響検討のため、基準地震動 S_s （7 波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（7 波）を加えた全 14 波を用いて基本ケース（ケース①）を実施する。岩盤部（断面⑦）については、評価対象断面として耐震評価を行うため、基準地震動 S_s （7 波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（7 波）を加えた全 14 波を用いて基本ケース（ケース①）に加えて、ばらつきケース及び更なるばらつきケースまで実施し、基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び支持機能を有していることを確認する。

4. 評価内容

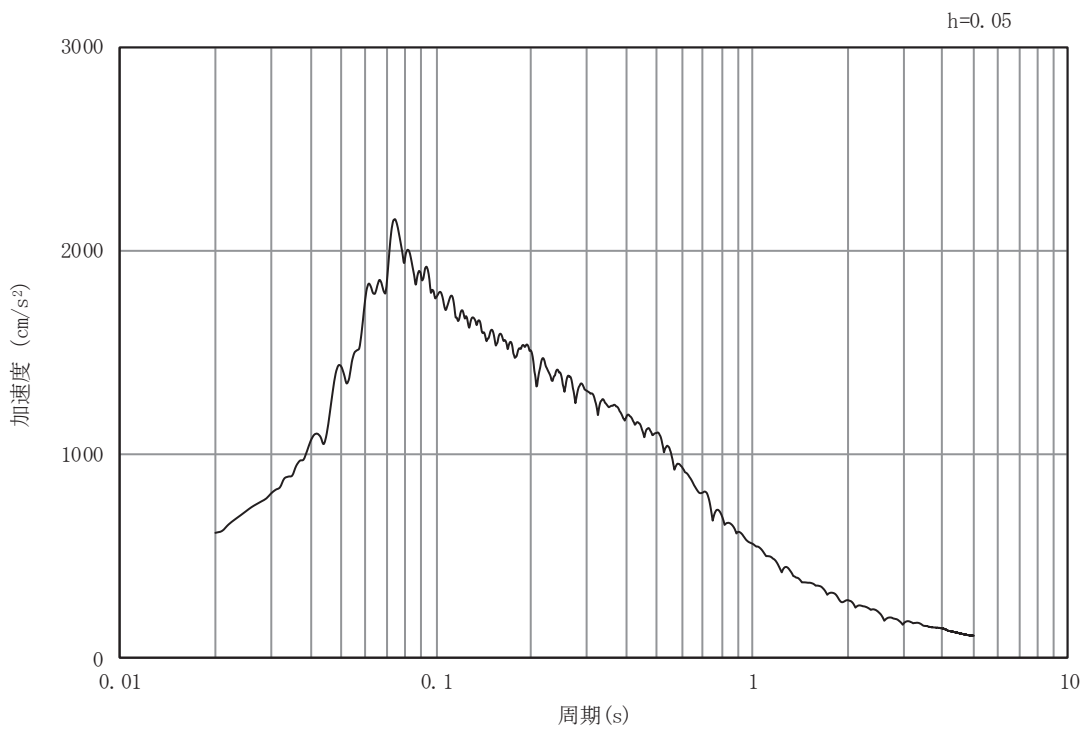
4.1 入力地震動の設定

入力地震動は、「資料 3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価について」のうち「4.1 入力地震動」に基づき設定する。

図 4-1～図 4-28 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

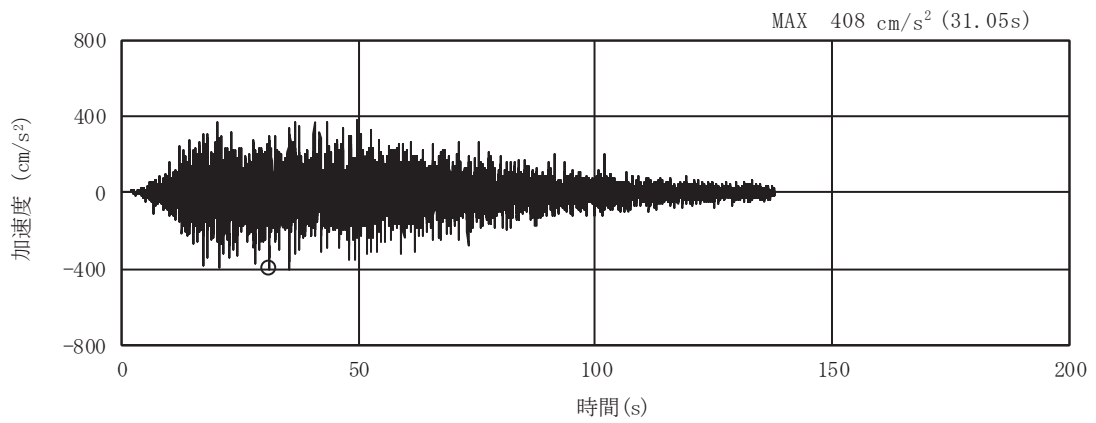


(a) 加速度時刻歴波形

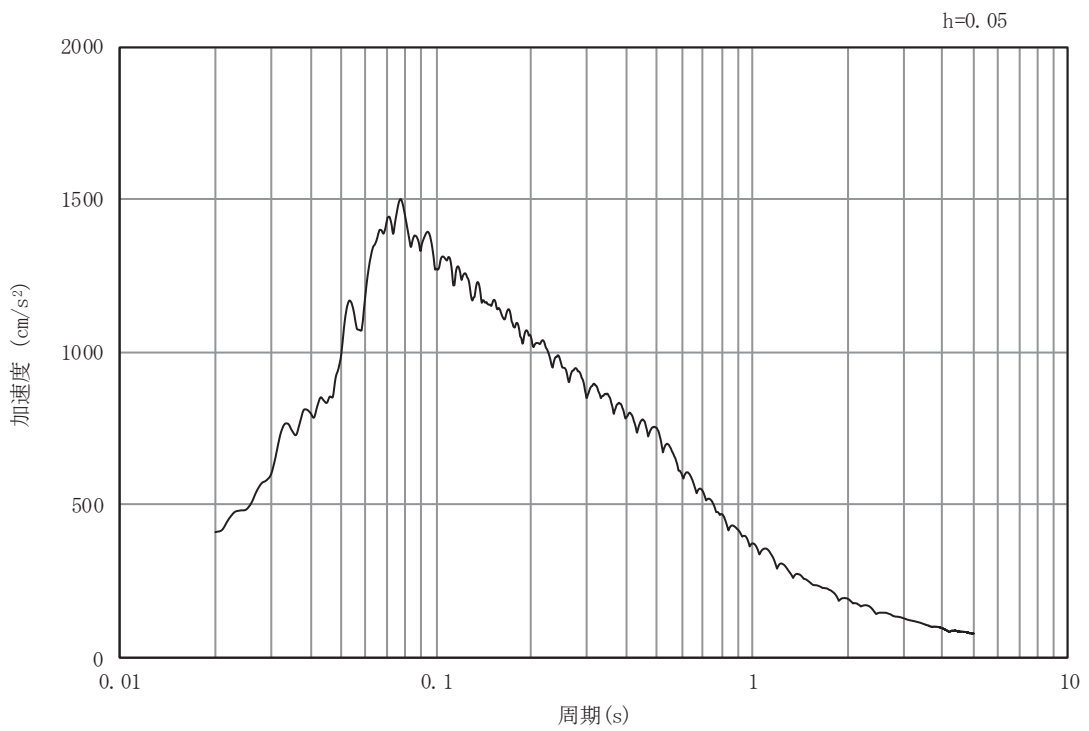


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-1 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(土砂部 (断面②)) (水平成分 : S s - D 1)

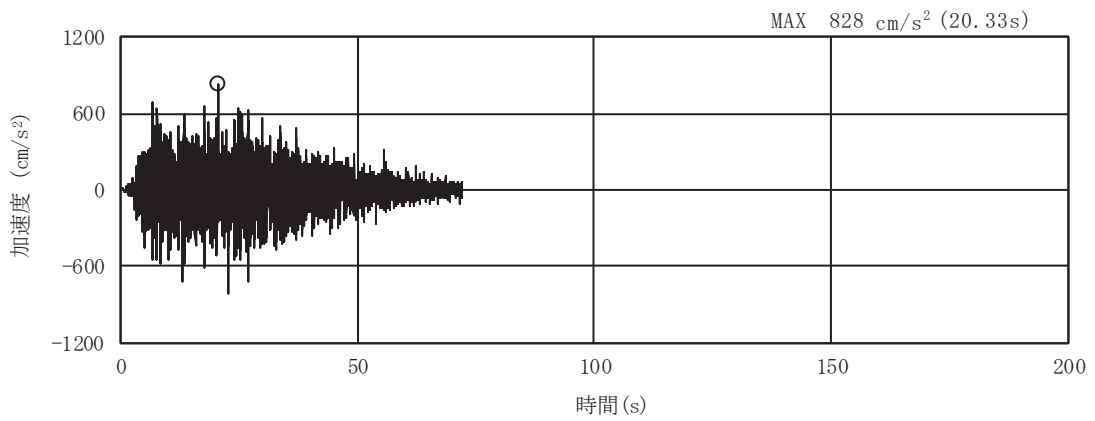


(a) 加速度時刻歴波形

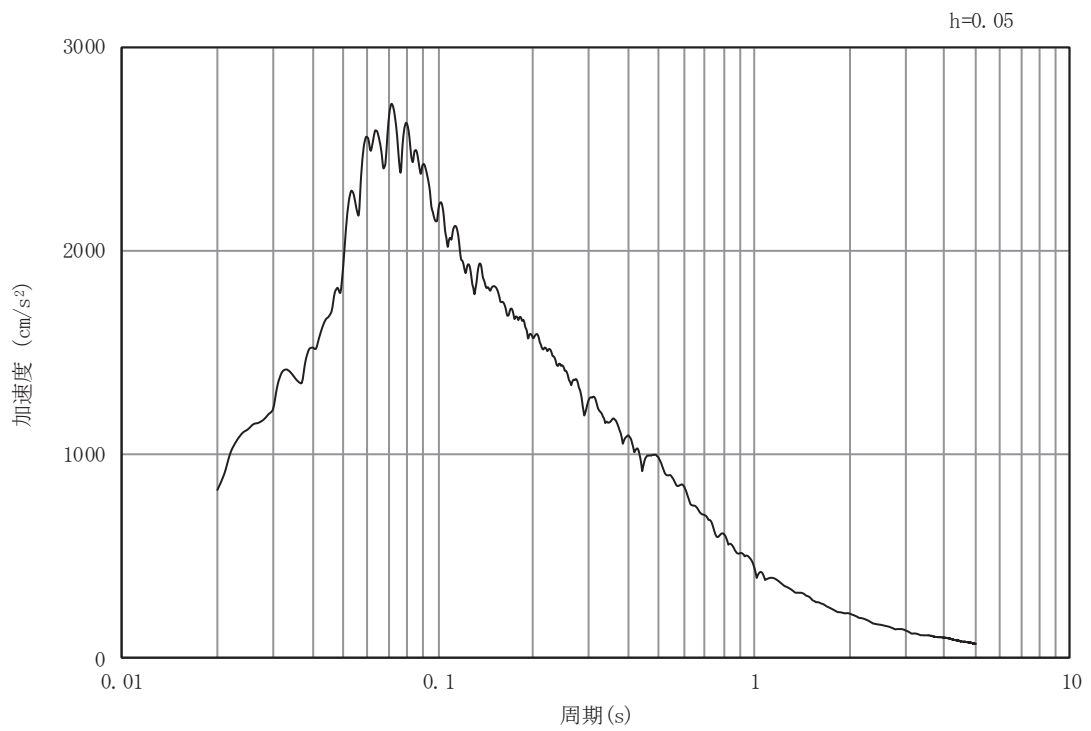


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(土砂部 (断面②)) (鉛直成分 : S s - D 1)

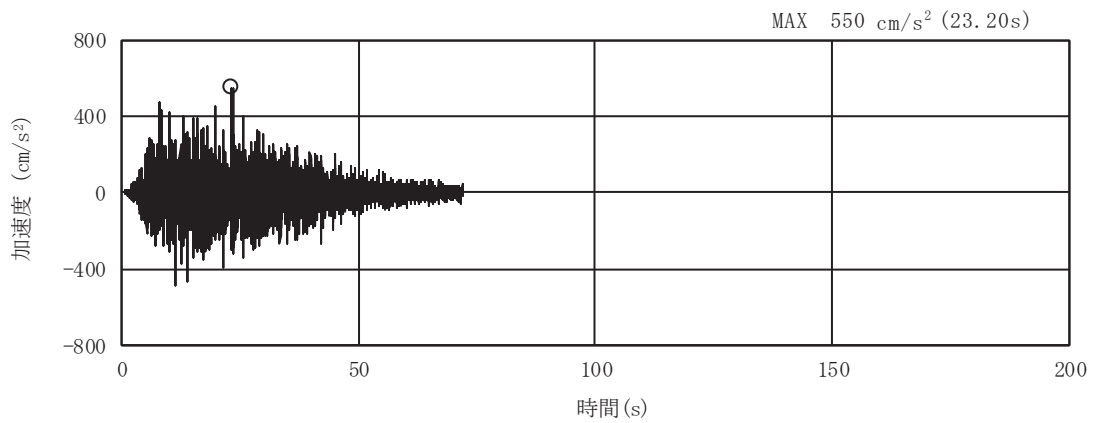


(a) 加速度時刻歴波形

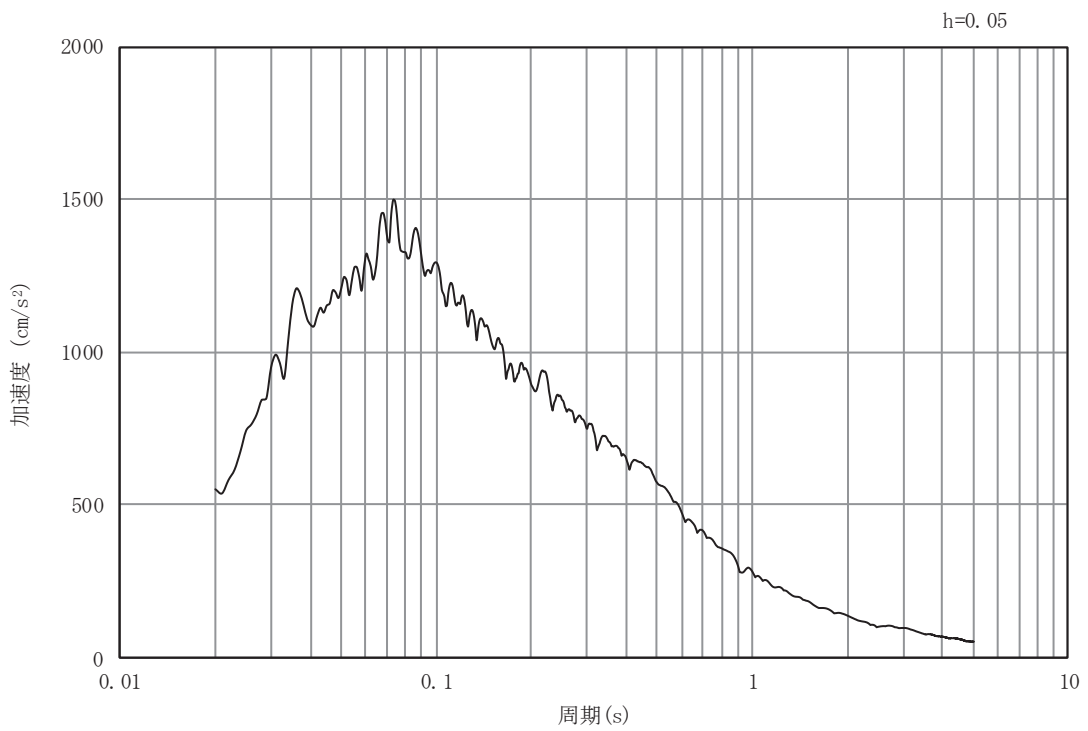


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(土砂部 (断面②)) (水平成分 : S s - D 2)

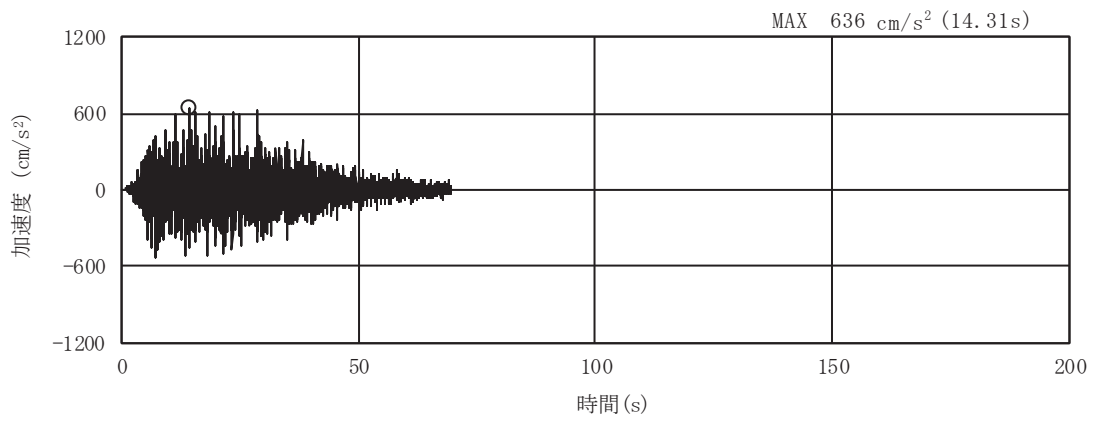


(a) 加速度時刻歴波形

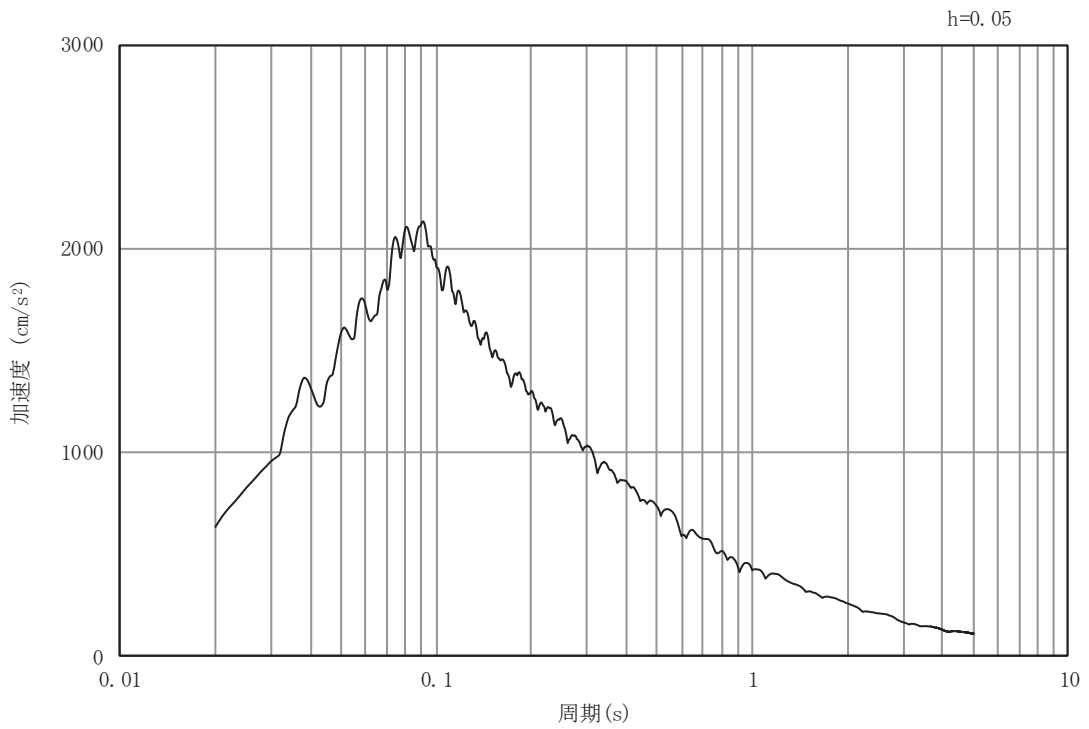


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(土砂部 (断面②)) (鉛直成分 : S s - D 2)

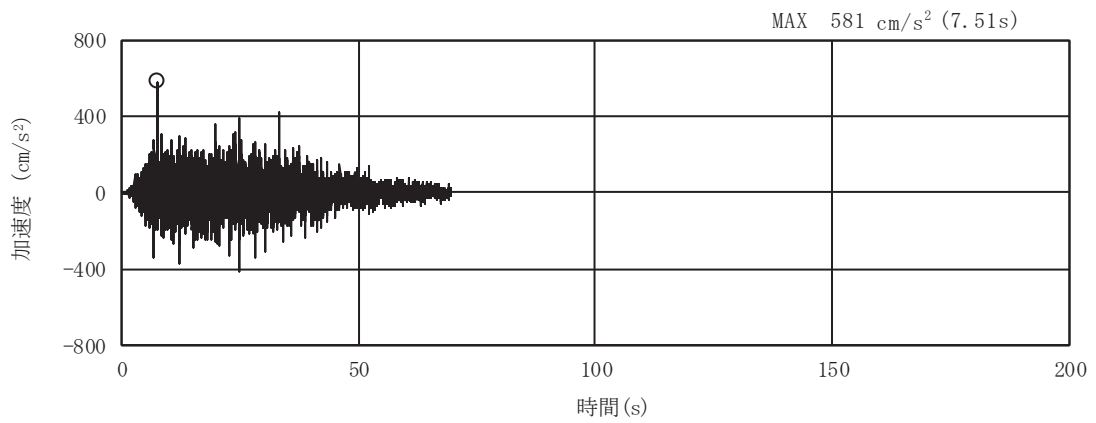


(a) 加速度時刻歴波形

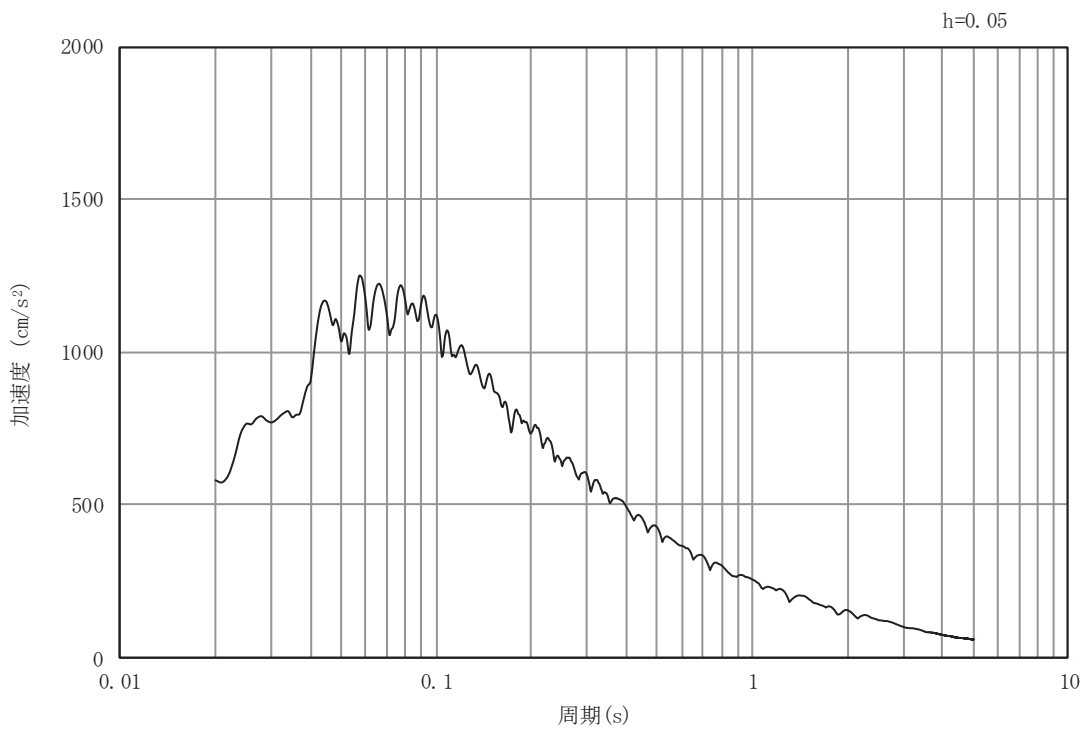


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(土砂部 (断面②)) (水平成分 : S s - D 3)

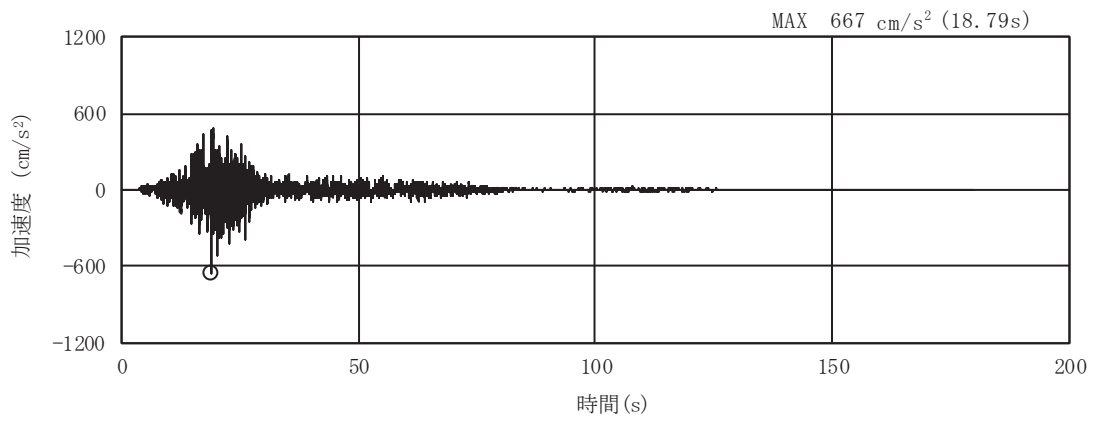


(a) 加速度時刻歴波形

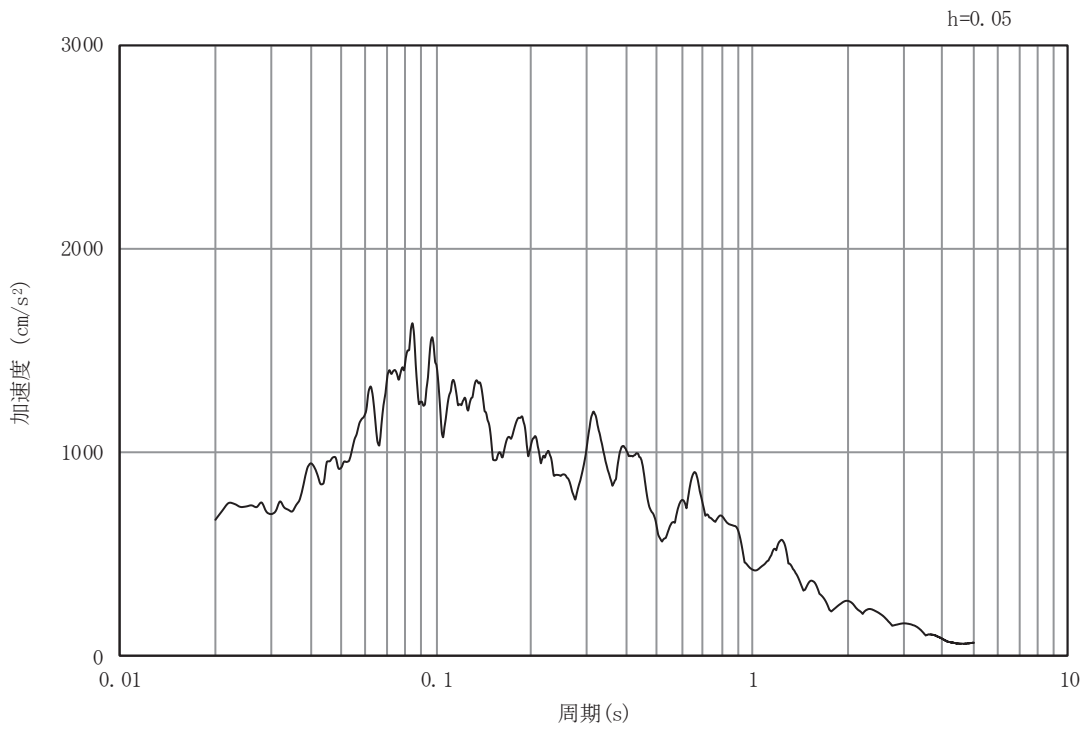


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(土砂部 (断面②)) (鉛直成分 : S s - D 3)

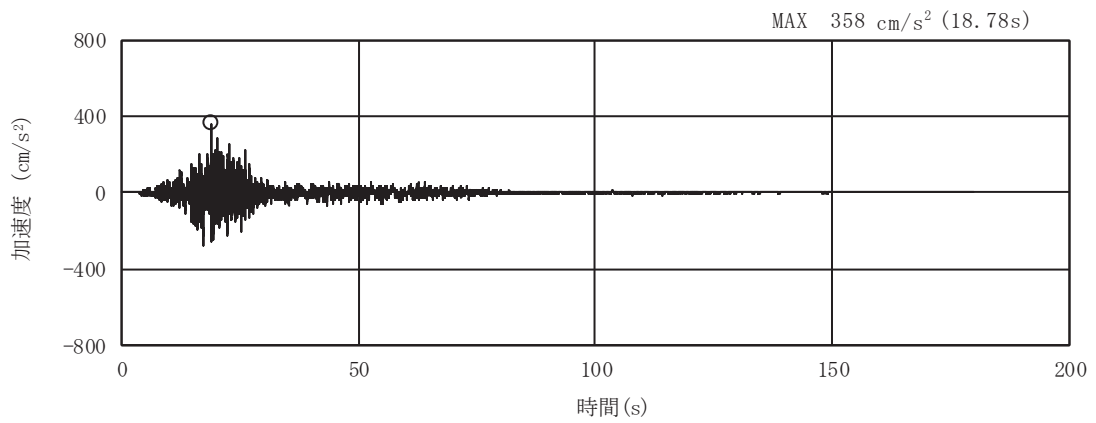


(a) 加速度時刻歴波形

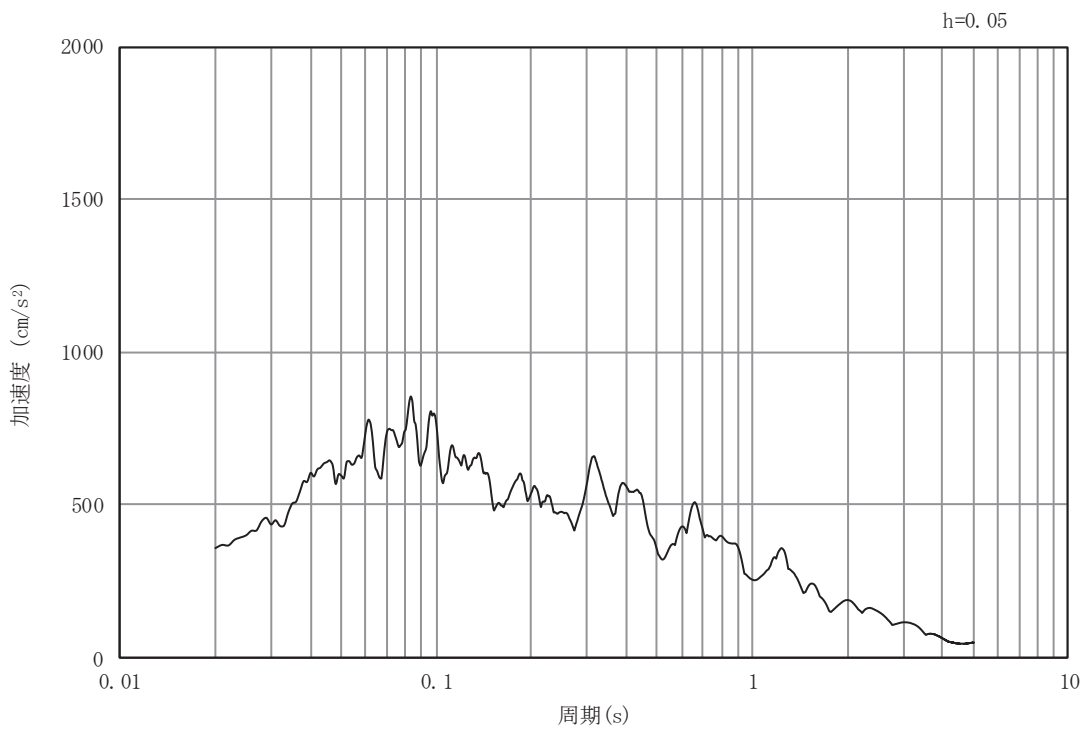


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(土砂部 (断面②)) (水平成分 : S s - F 1)

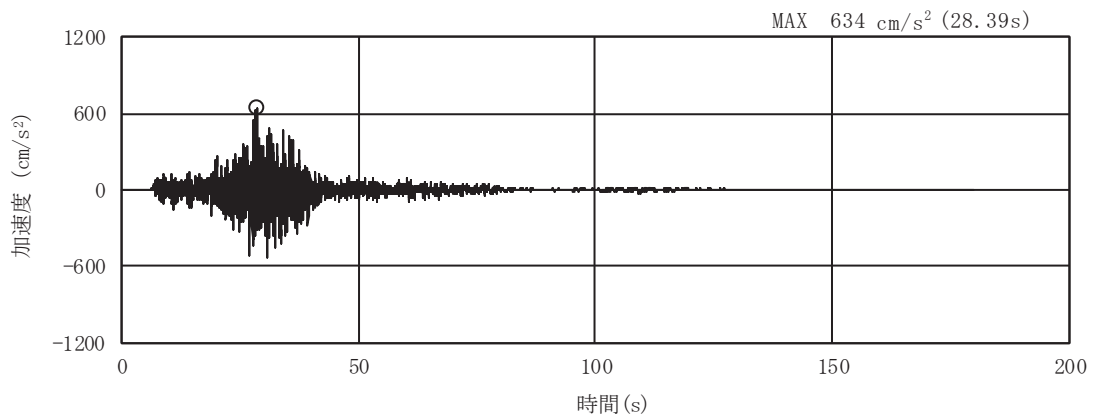


(a) 加速度時刻歴波形

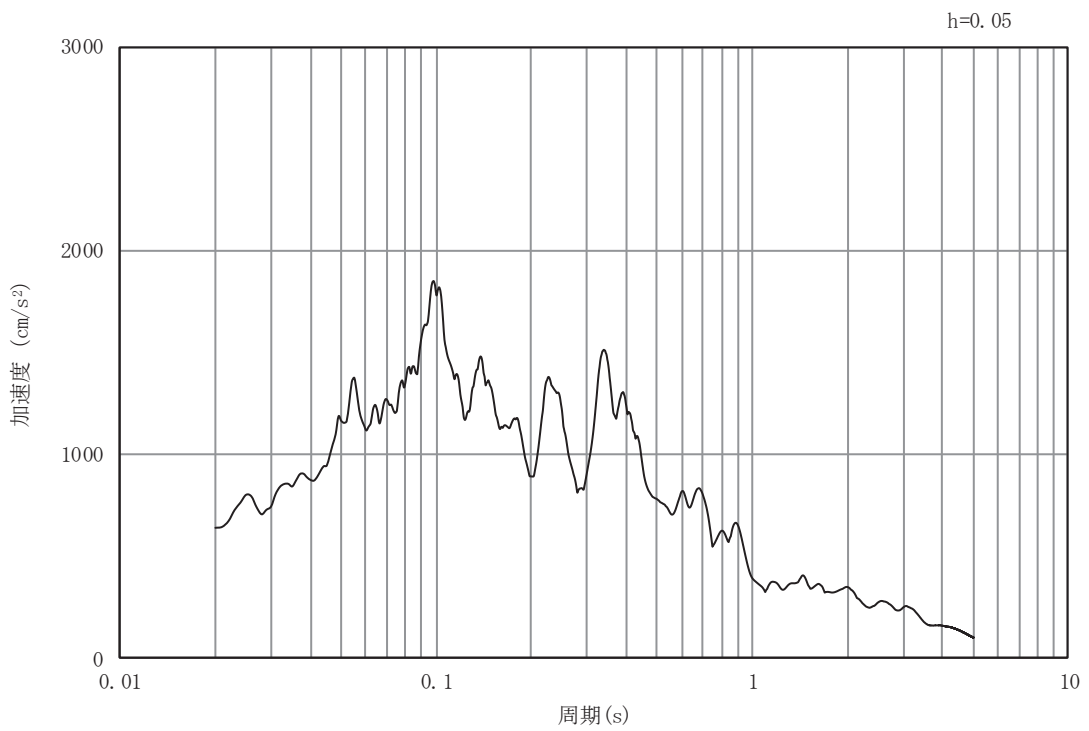


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(土砂部 (断面②)) (鉛直成分 : S s - F 1)

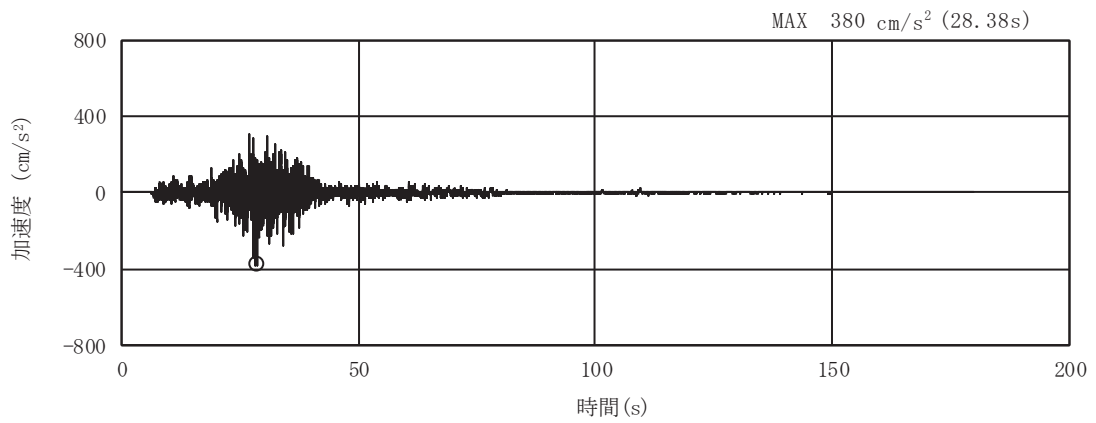


(a) 加速度時刻歴波形

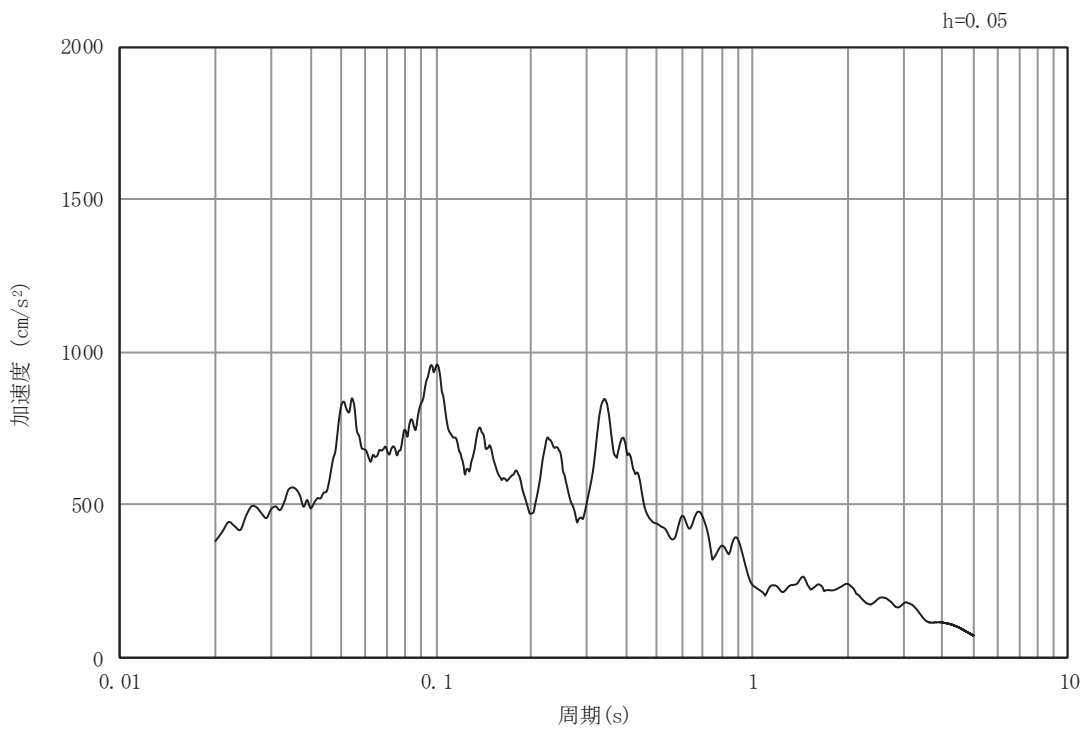


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(土砂部 (断面②)) (水平成分 : S s - F 2)

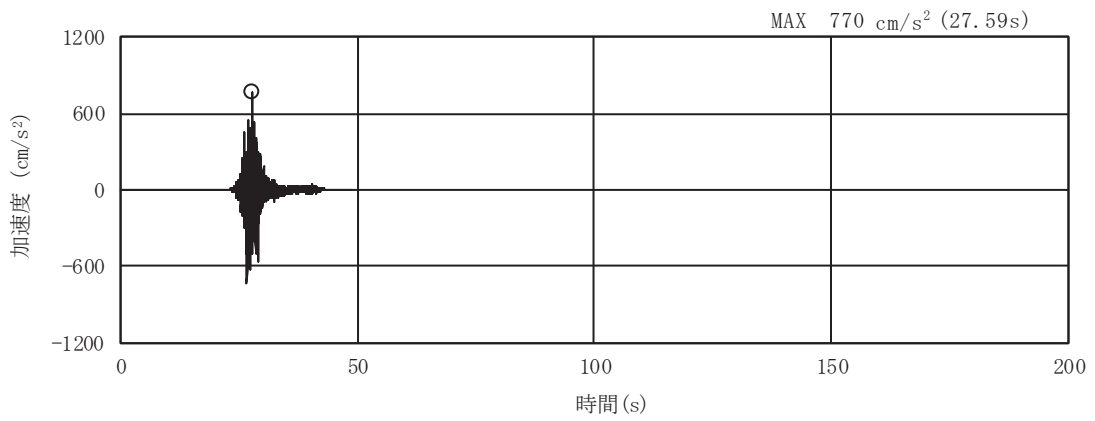


(a) 加速度時刻歴波形

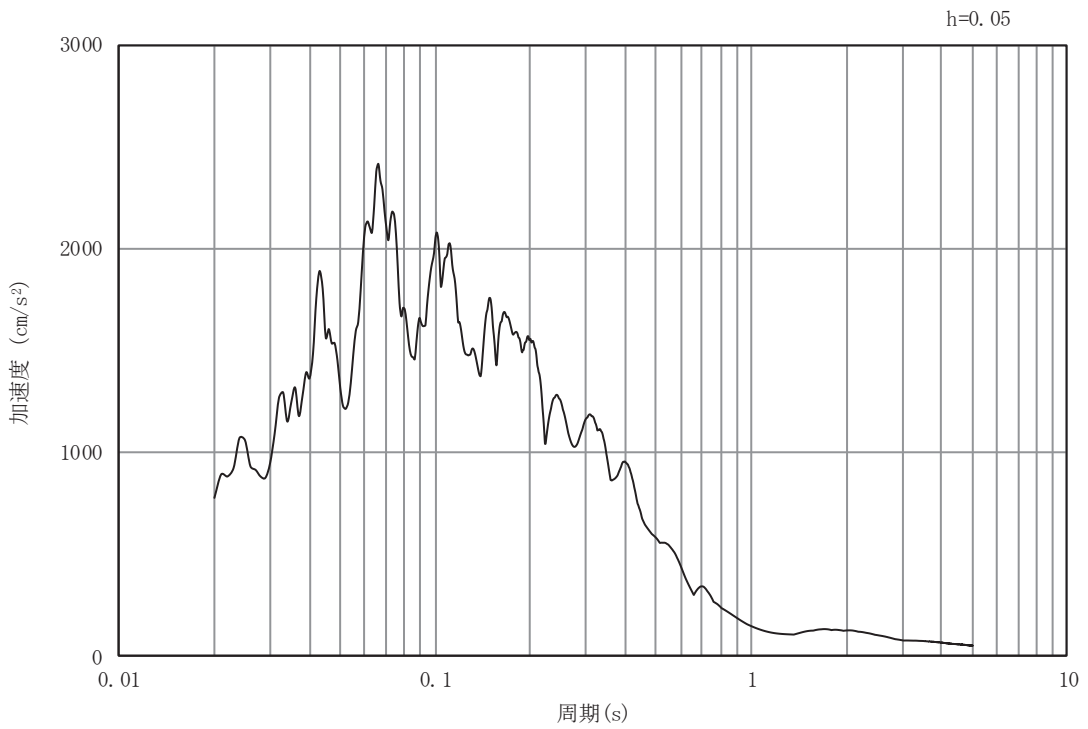


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(土砂部 (断面②)) (鉛直成分 : S s - F 2)

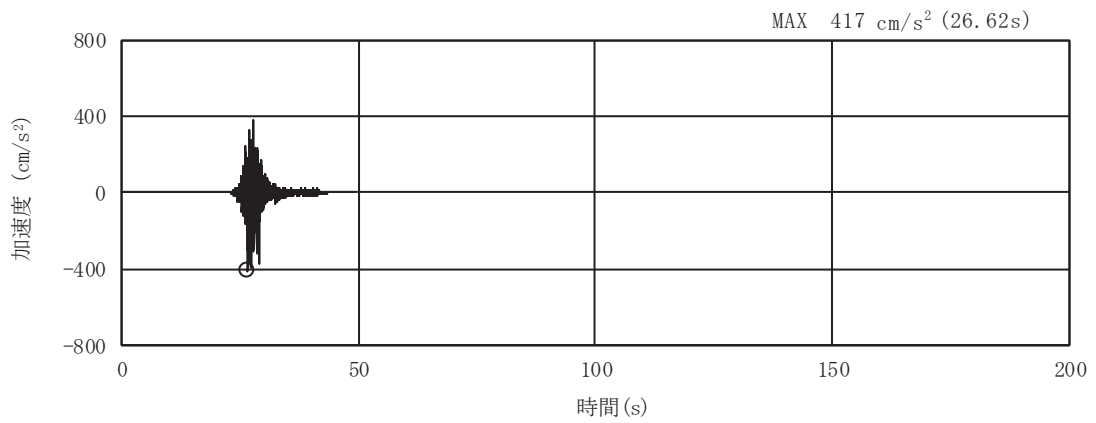


(a) 加速度時刻歴波形

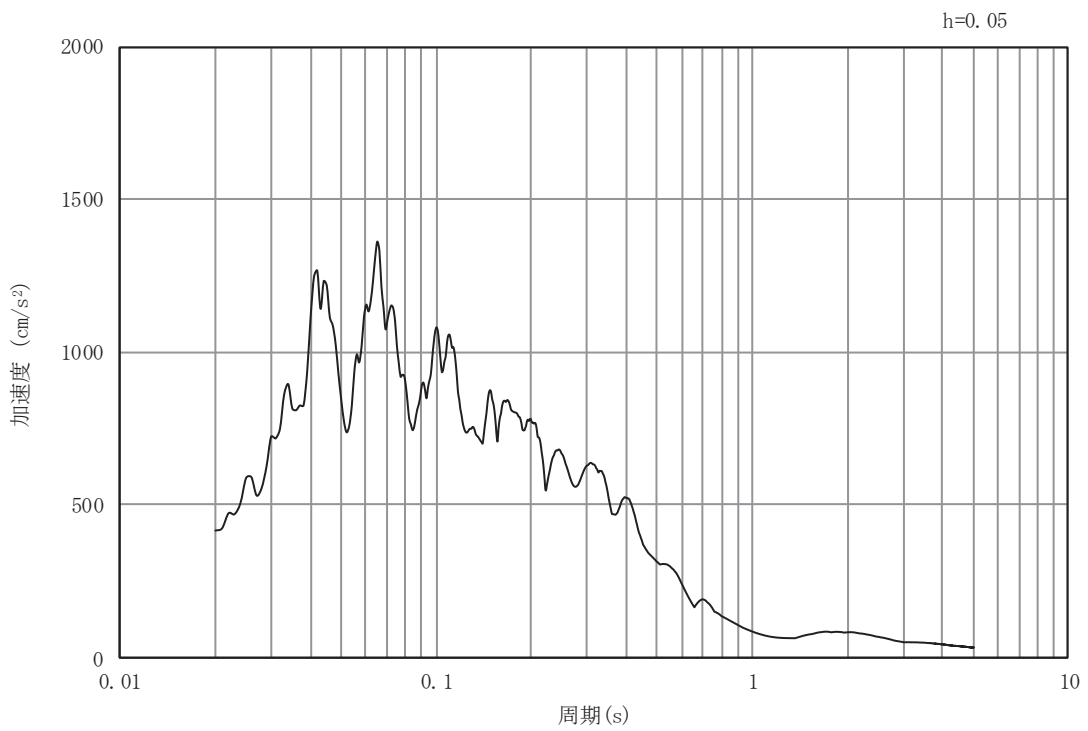


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(土砂部 (断面②)) (水平成分 : S s - F 3)

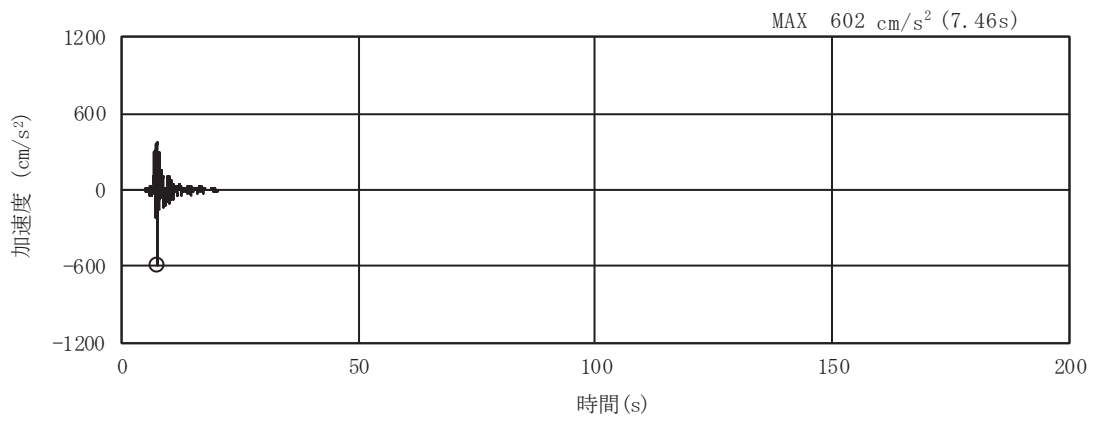


(a) 加速度時刻歴波形

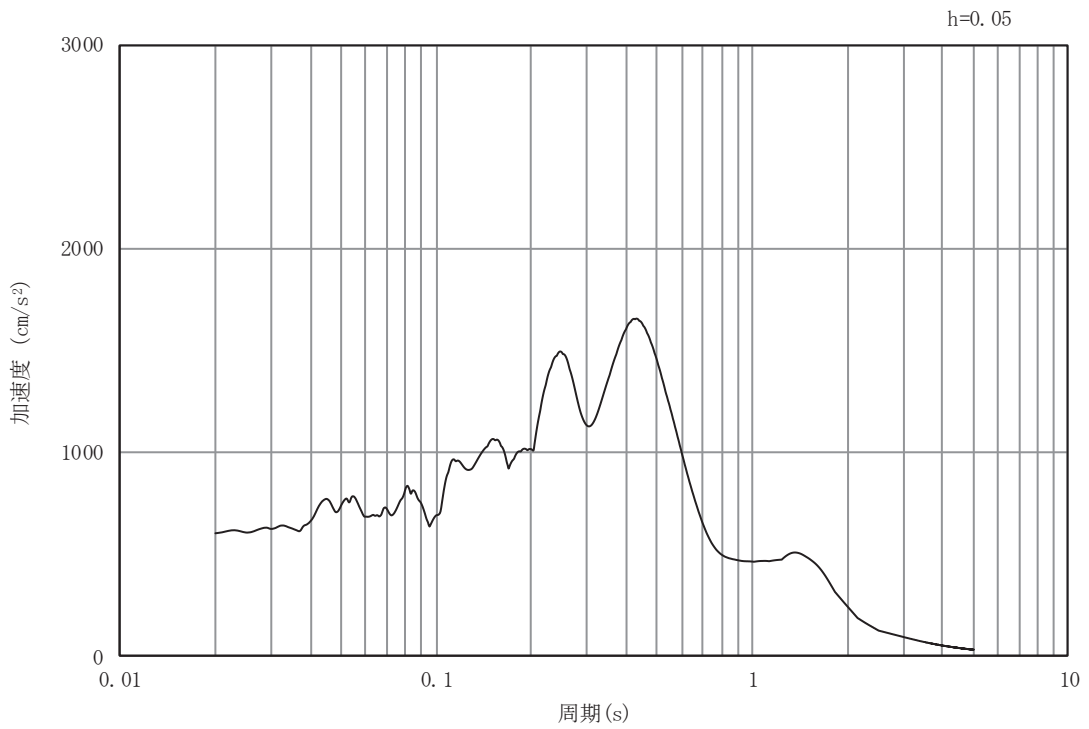


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(土砂部 (断面②)) (鉛直成分 : S s - F 3)

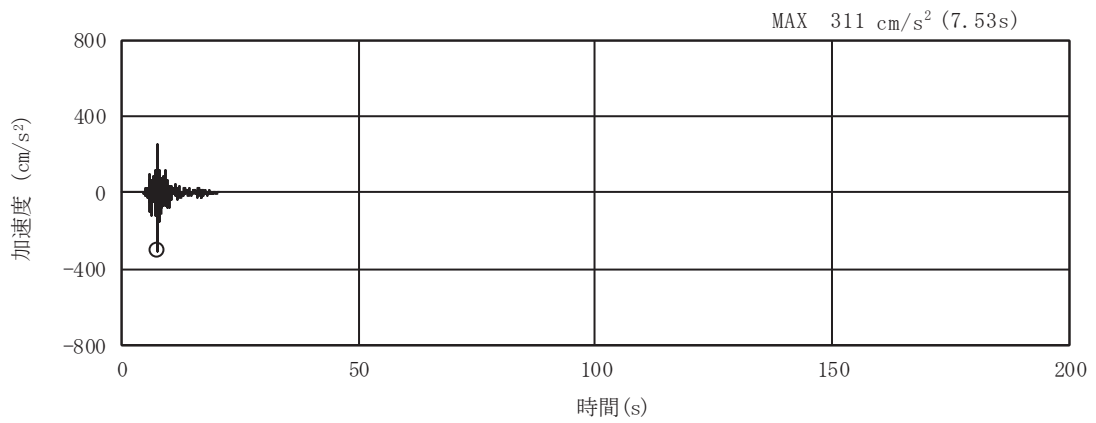


(a) 加速度時刻歴波形

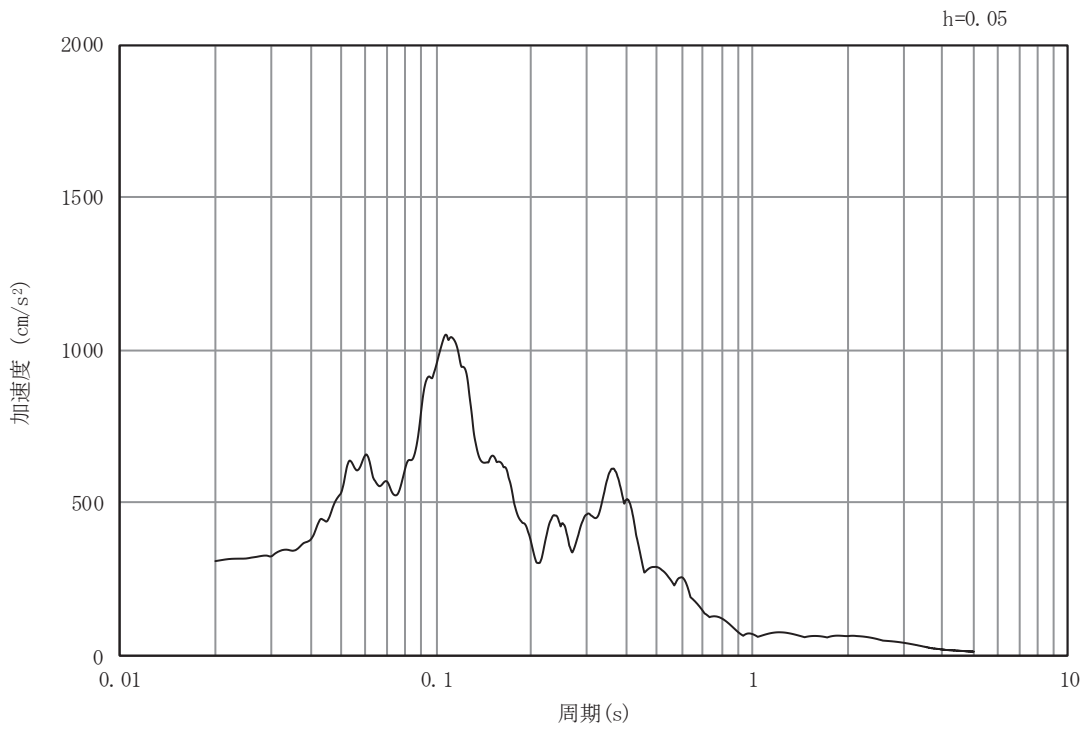


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(土砂部 (断面②)) (水平成分 : S s - N 1)

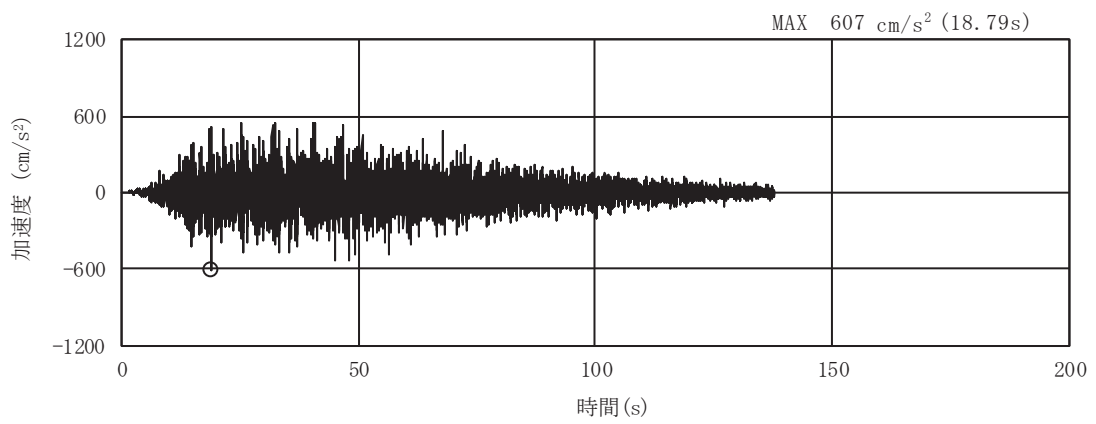


(a) 加速度時刻歴波形

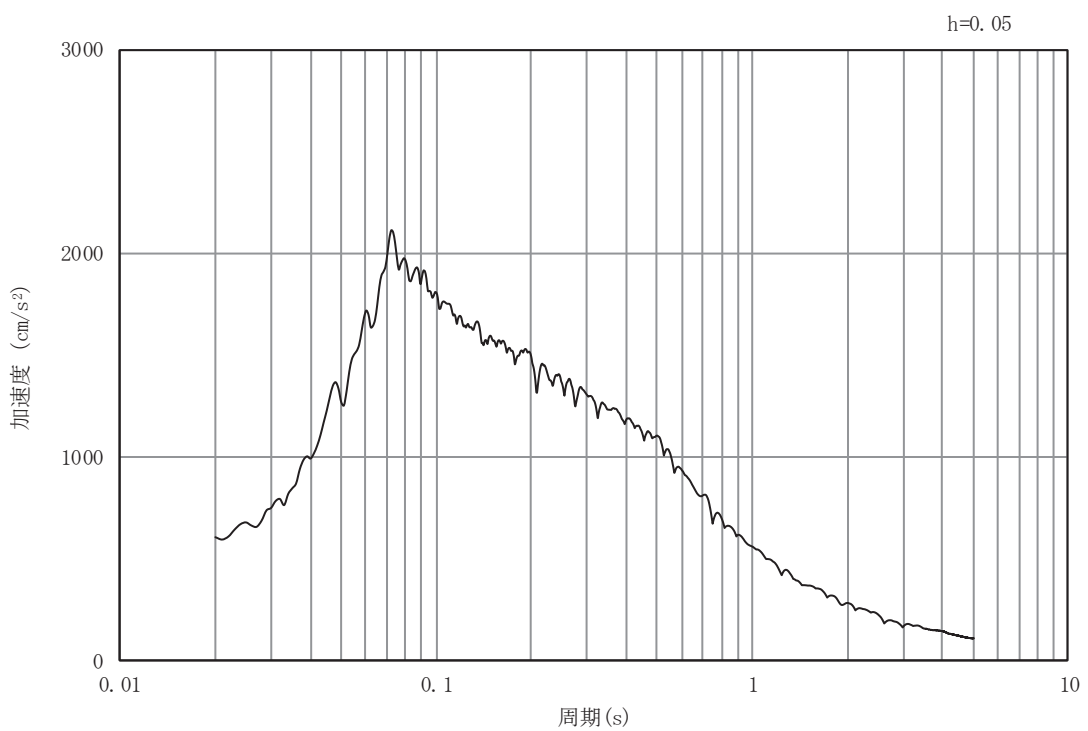


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(土砂部 (断面②)) (鉛直成分 : S s - N 1)

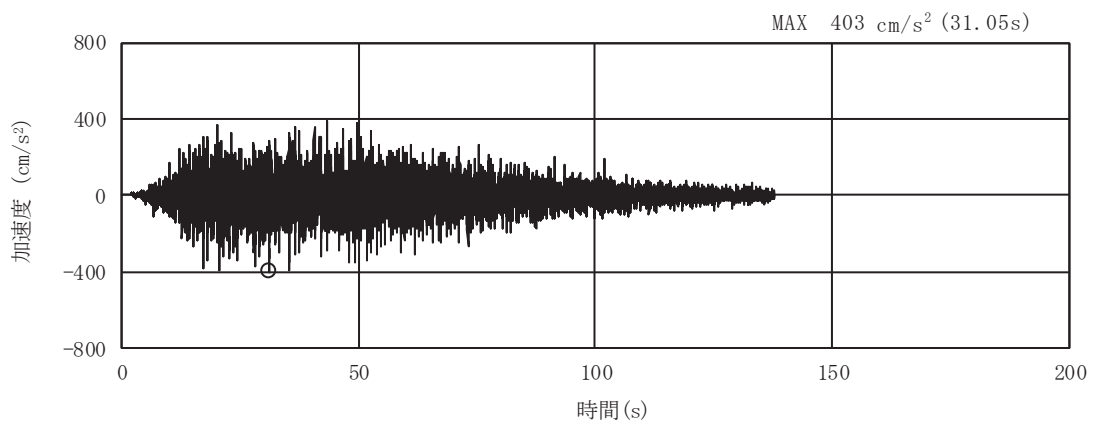


(a) 加速度時刻歴波形

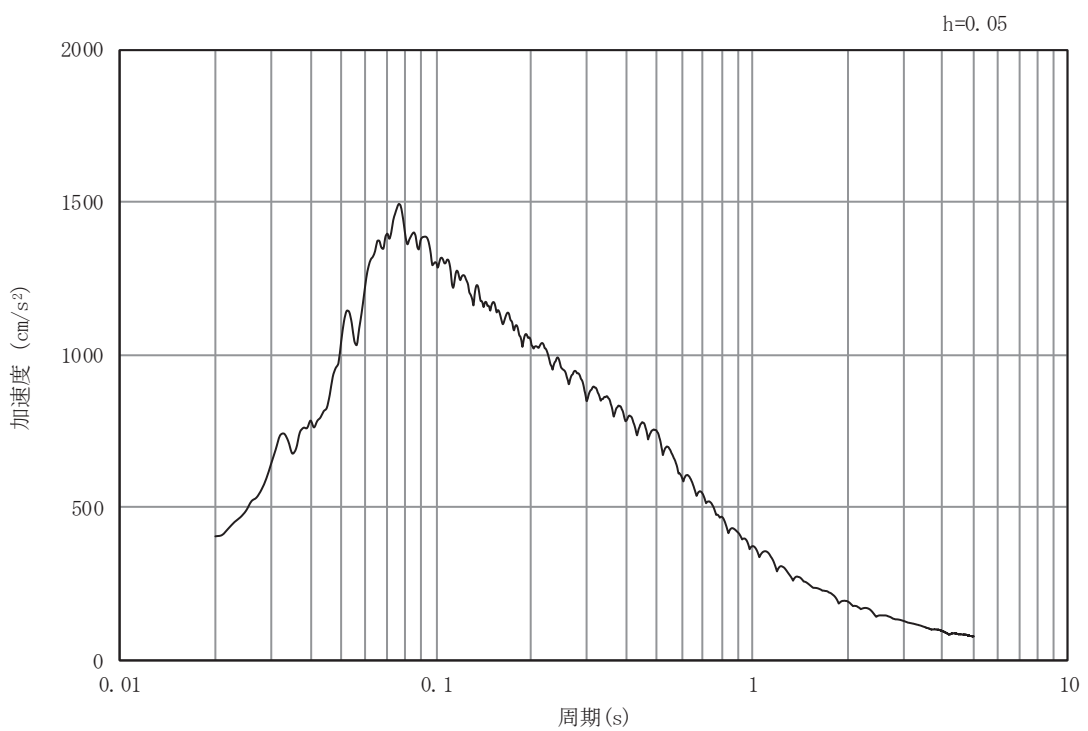


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(岩盤部 (断面⑦)) (水平成分 : S s - D 1)

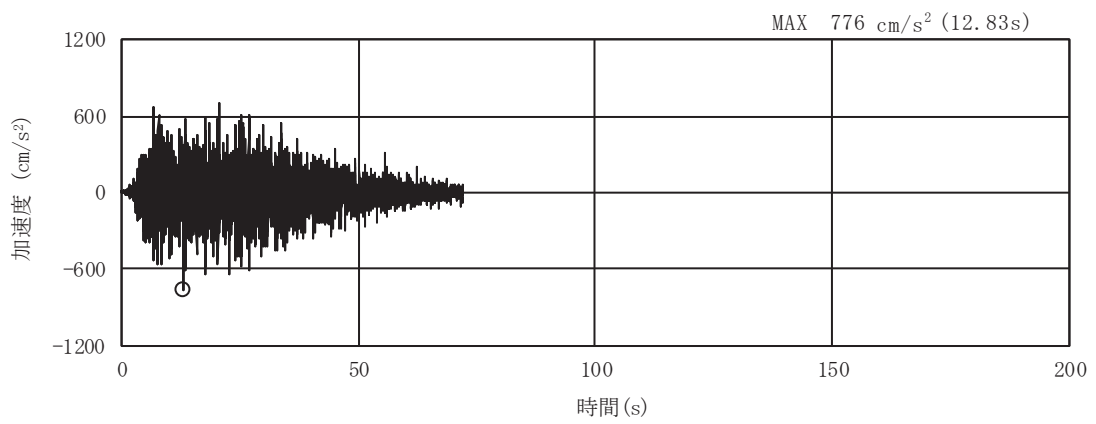


(a) 加速度時刻歴波形

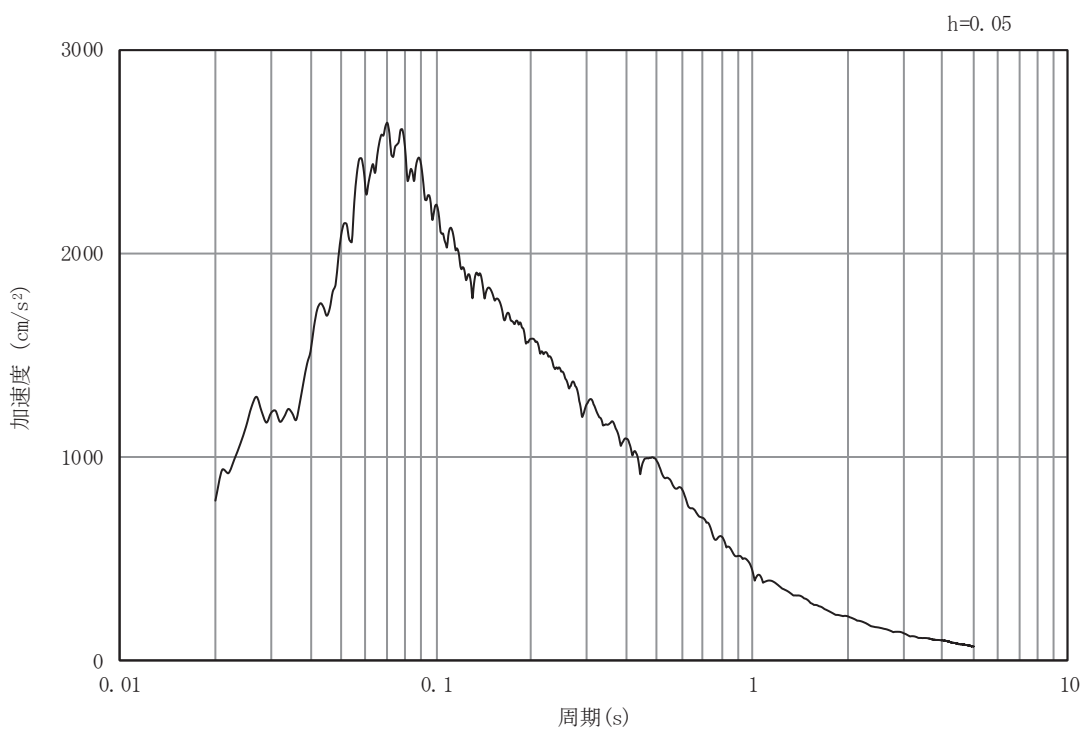


(b) 加速度応答スペクトル

図4-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(岩盤部 (断面⑦)) (鉛直成分 : S s - D 1)

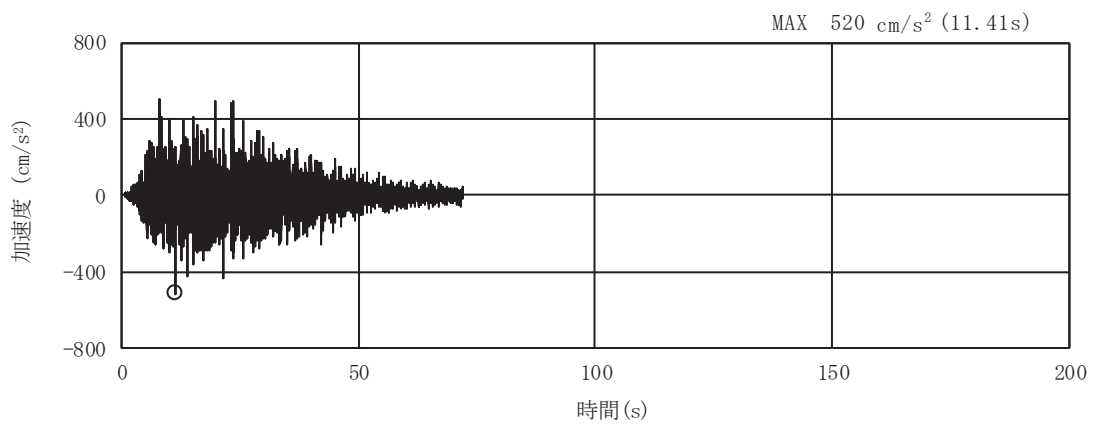


(a) 加速度時刻歴波形

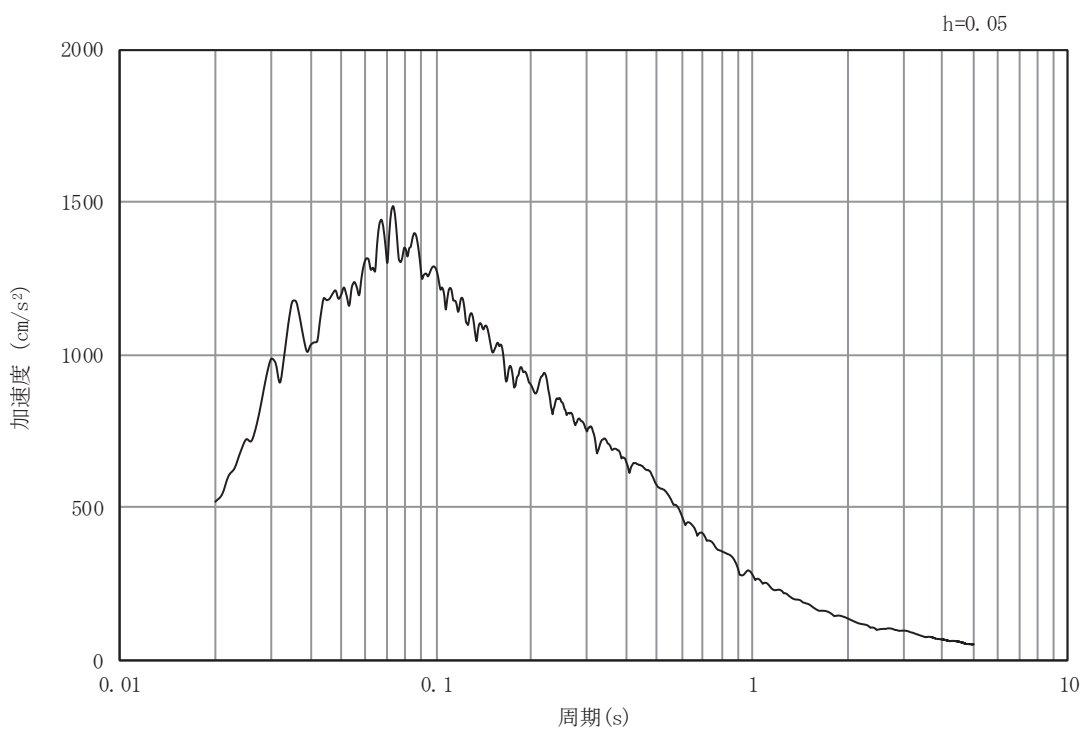


(b) 加速度応答スペクトル

図4-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(岩盤部 (断面⑦)) (水平成分: S_s-D2)

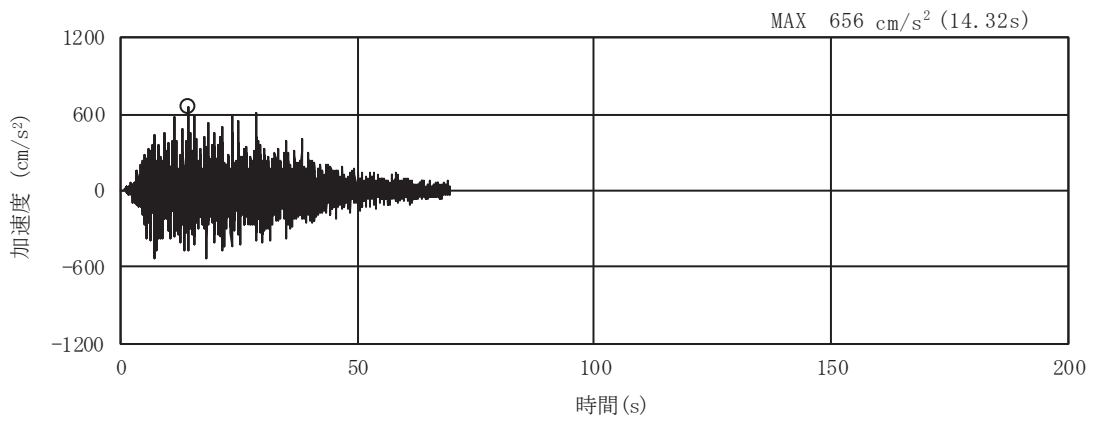


(a) 加速度時刻歴波形

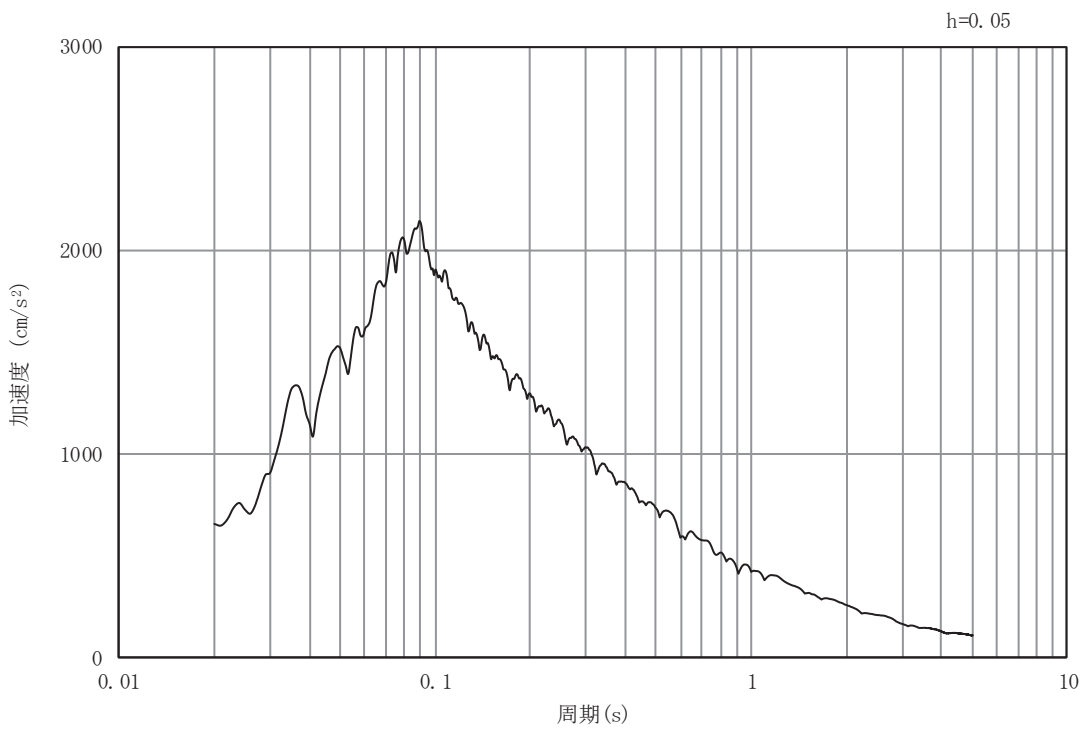


(b) 加速度応答スペクトル

図4-18 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(岩盤部 (断面⑦)) (鉛直成分: S_s-D2)

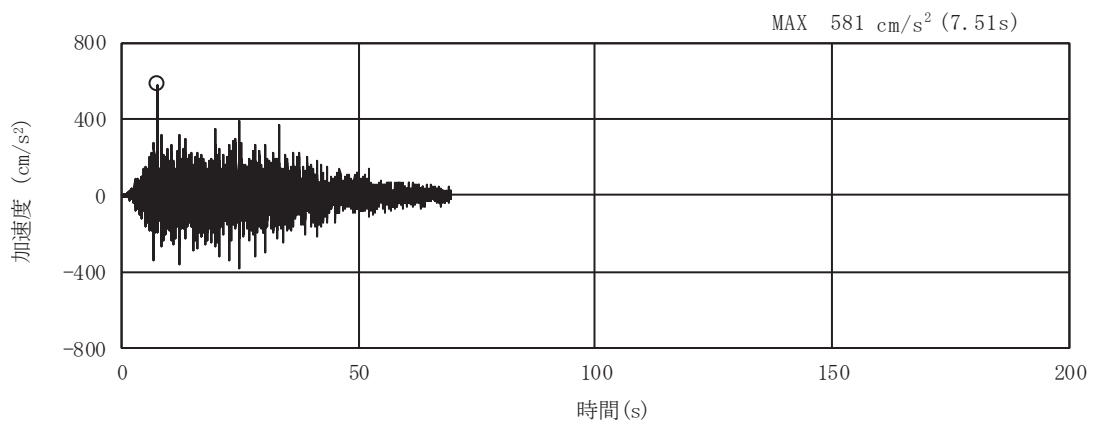


(a) 加速度時刻歴波形

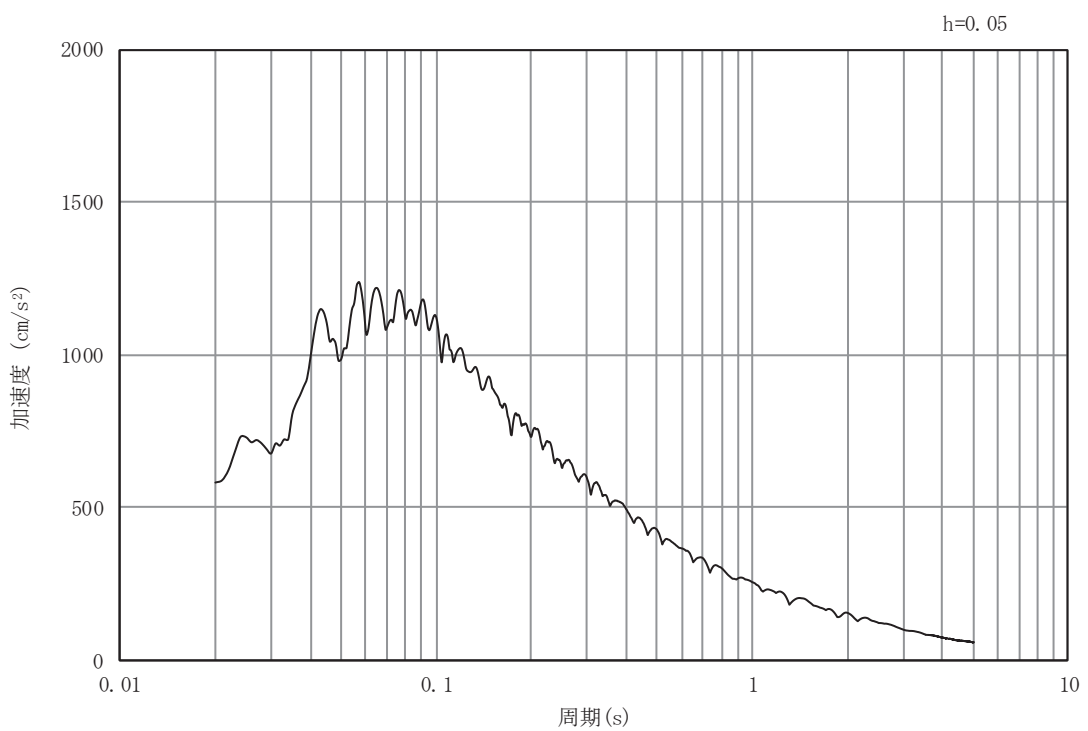


(b) 加速度応答スペクトル

図4-19 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(岩盤部 (断面⑦)) (水平成分 : S s - D 3)

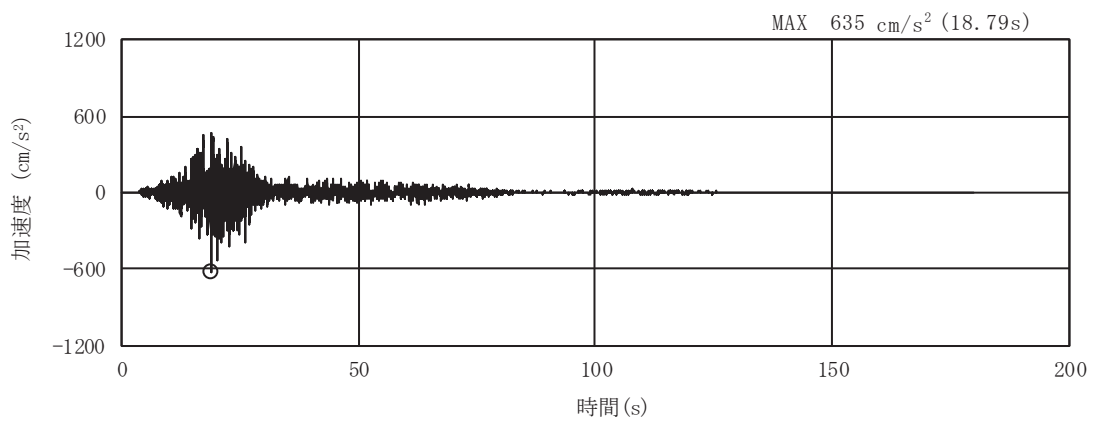


(a) 加速度時刻歴波形

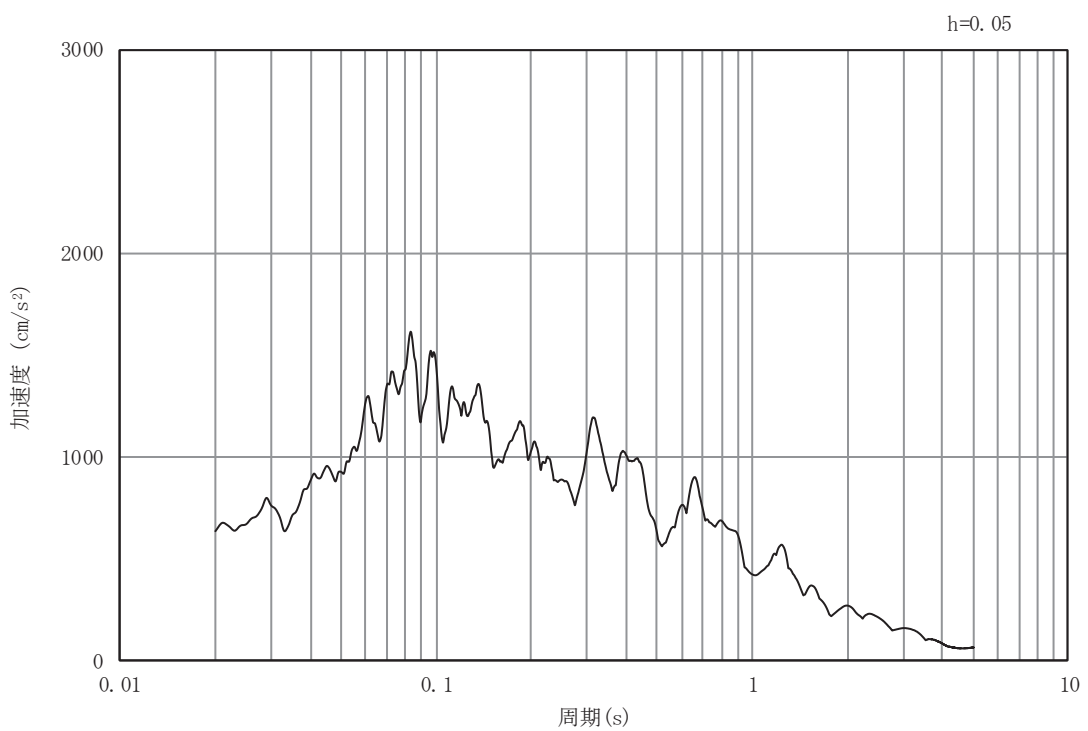


(b) 加速度応答スペクトル

図4-20 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(岩盤部 (断面⑦)) (鉛直成分: S_s-D3)

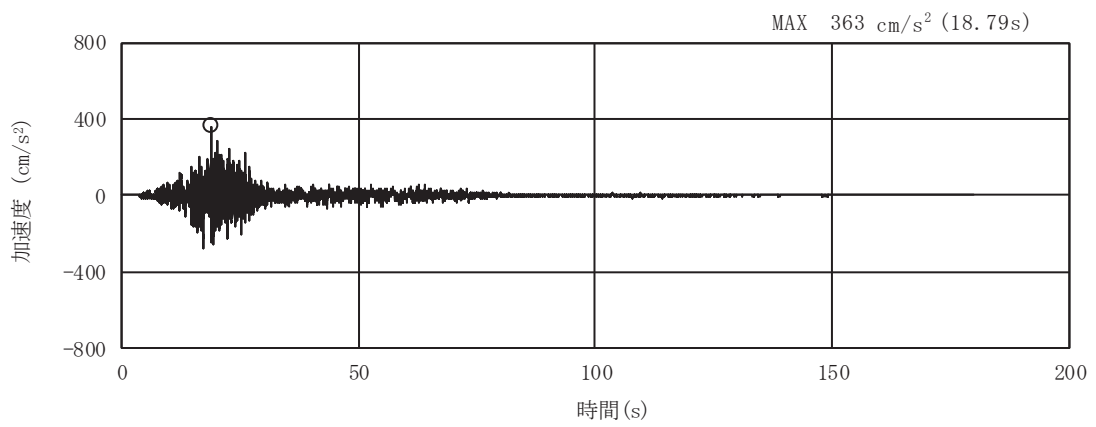


(a) 加速度時刻歴波形

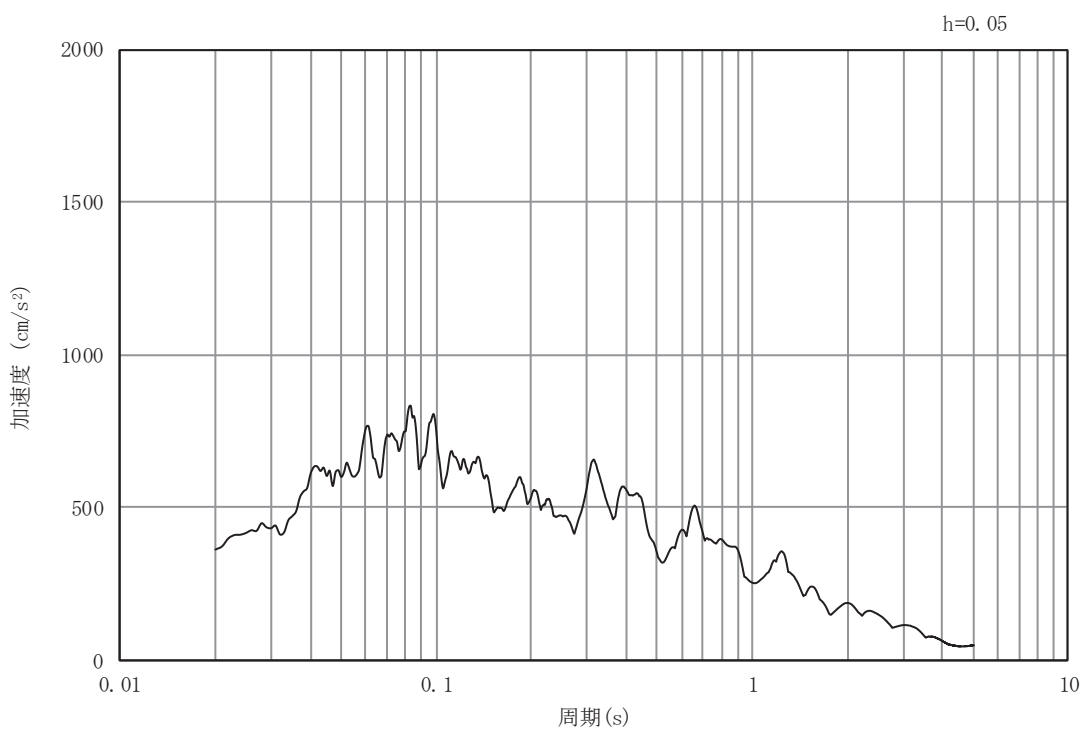


(b) 加速度応答スペクトル

図4-21 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(岩盤部 (断面⑦)) (水平成分: S_s-F1)

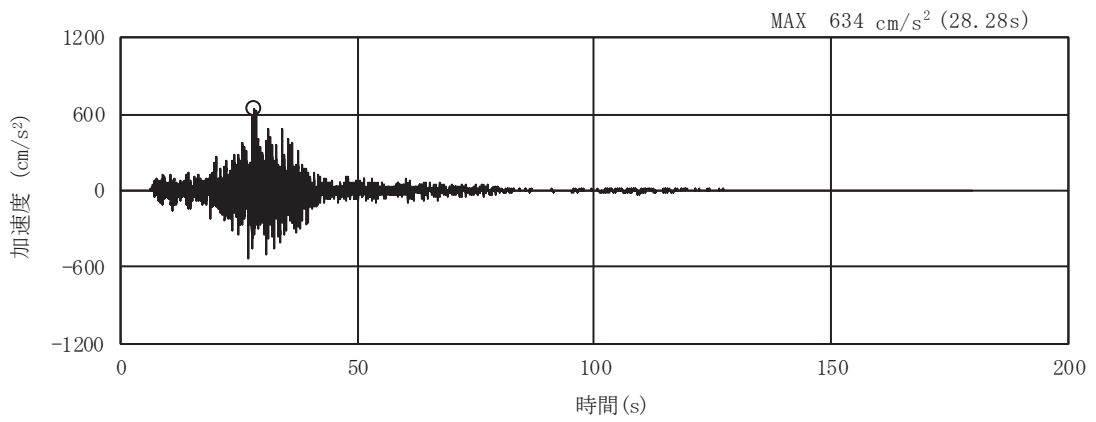


(a) 加速度時刻歴波形

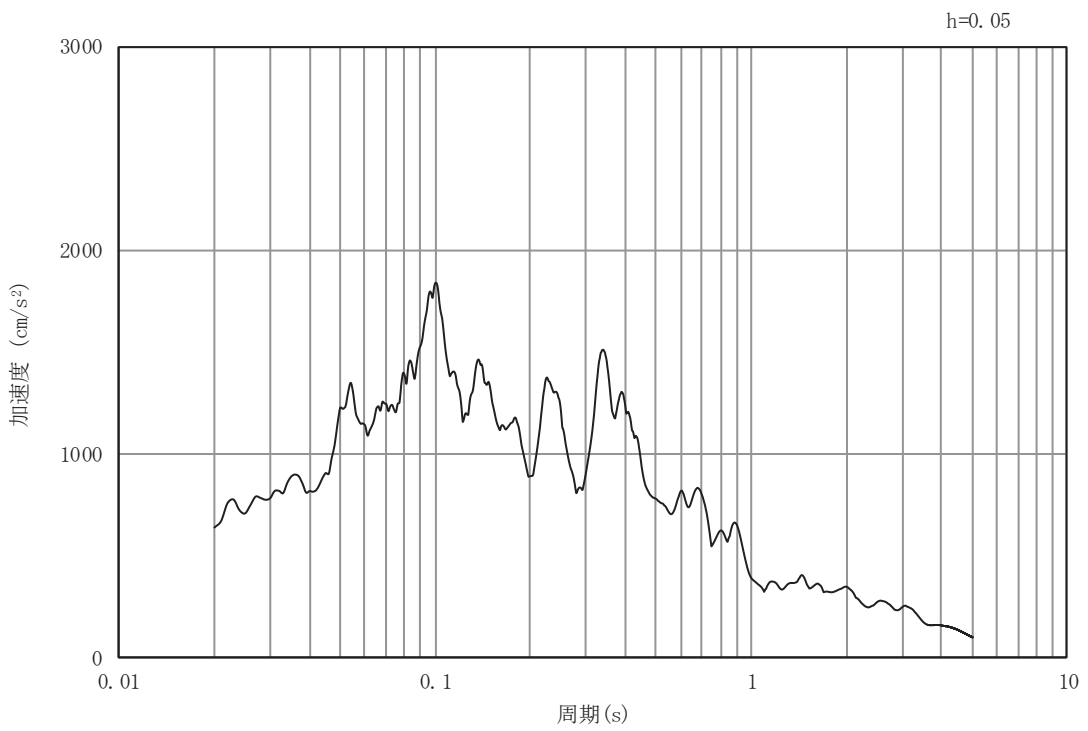


(b) 加速度応答スペクトル

図4-22 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(岩盤部 (断面⑦)) (鉛直成分: S_s-F1)

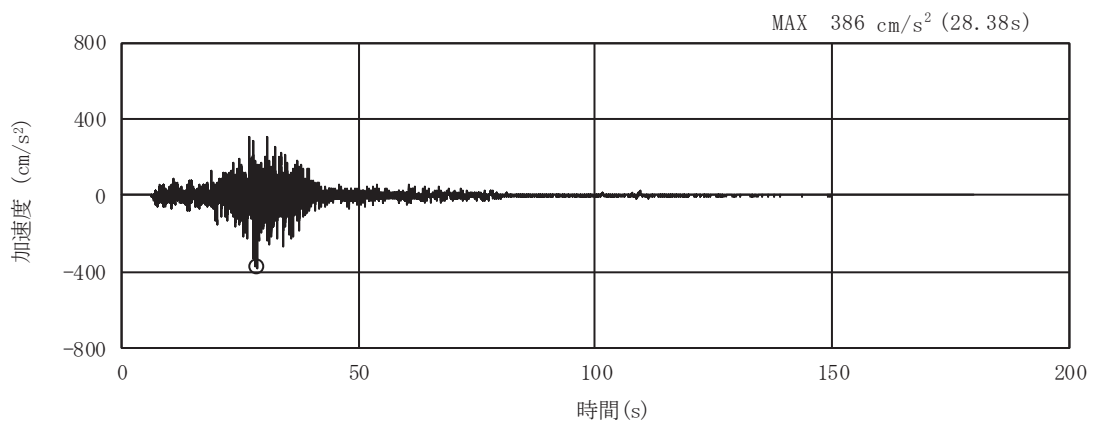


(a) 加速度時刻歴波形

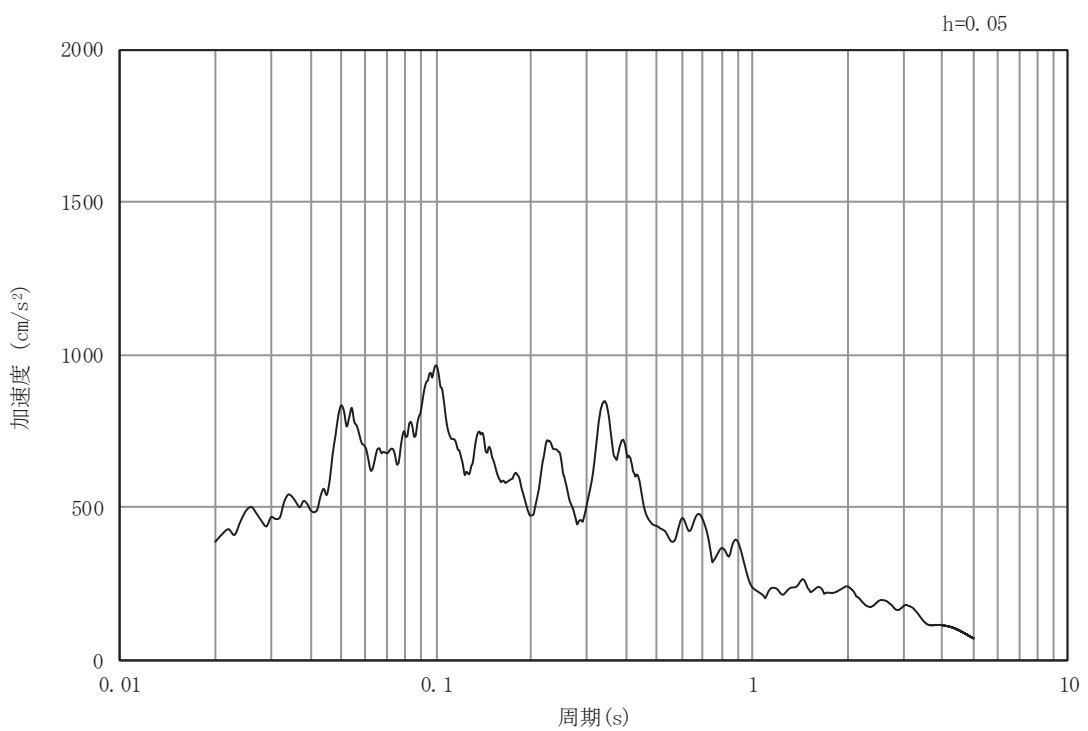


(b) 加速度応答スペクトル

図4-23 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(岩盤部 (断面⑦)) (水平成分: S_s-F2)

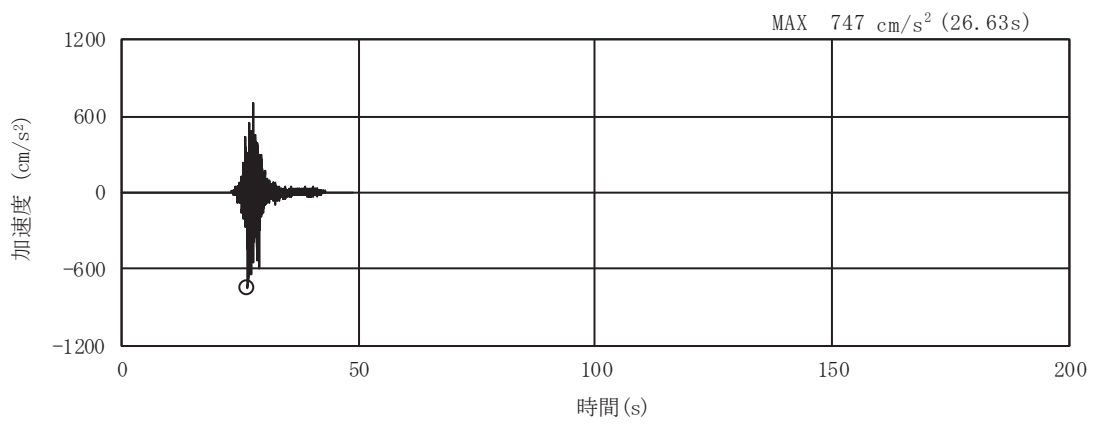


(a) 加速度時刻歴波形

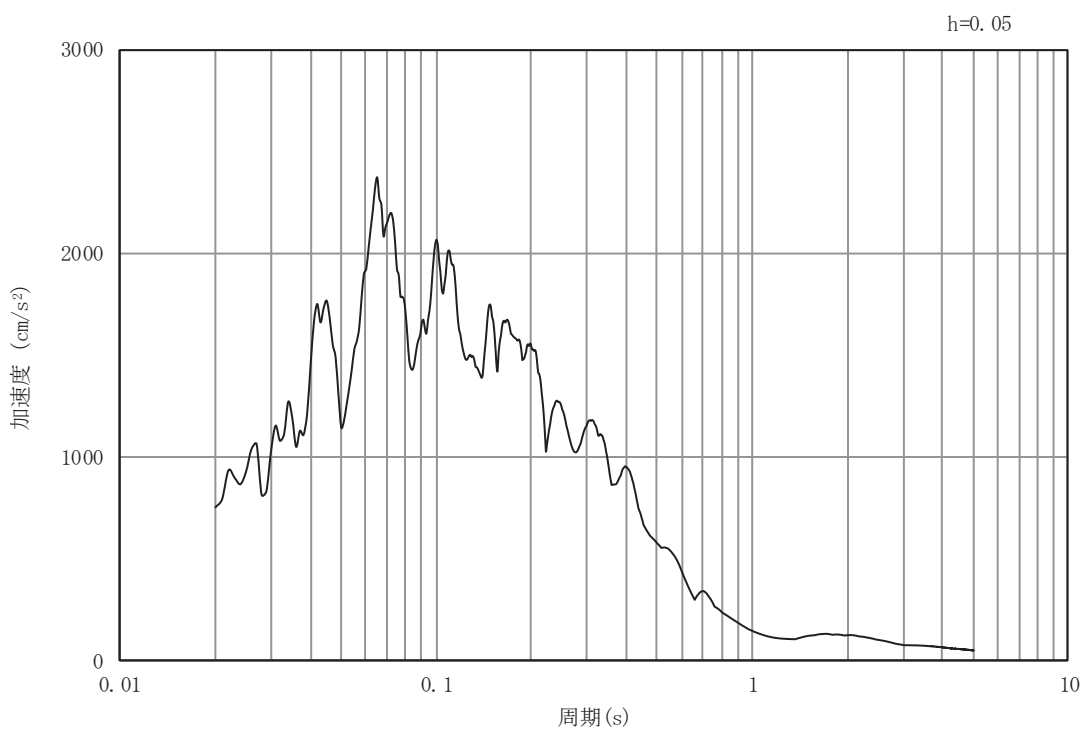


(b) 加速度応答スペクトル

図4-24 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(岩盤部 (断面⑦)) (鉛直成分: S_s-F2)

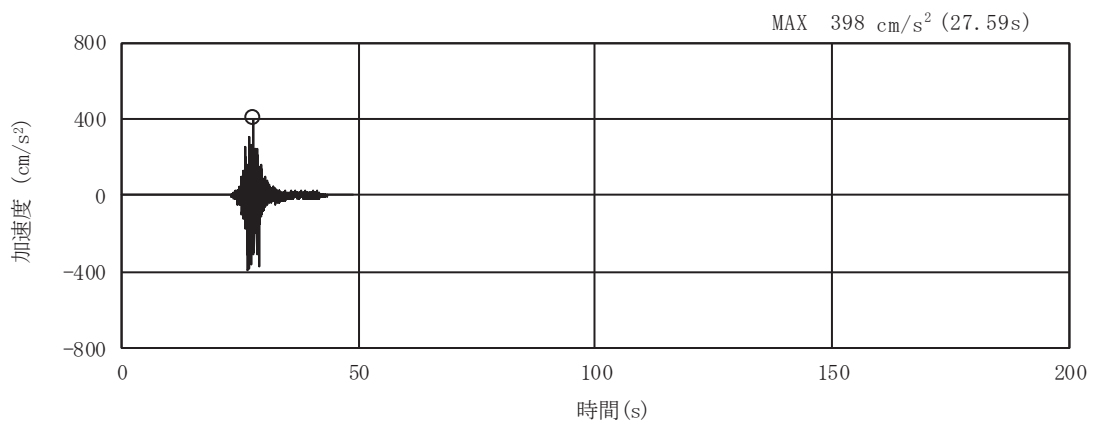


(a) 加速度時刻歴波形

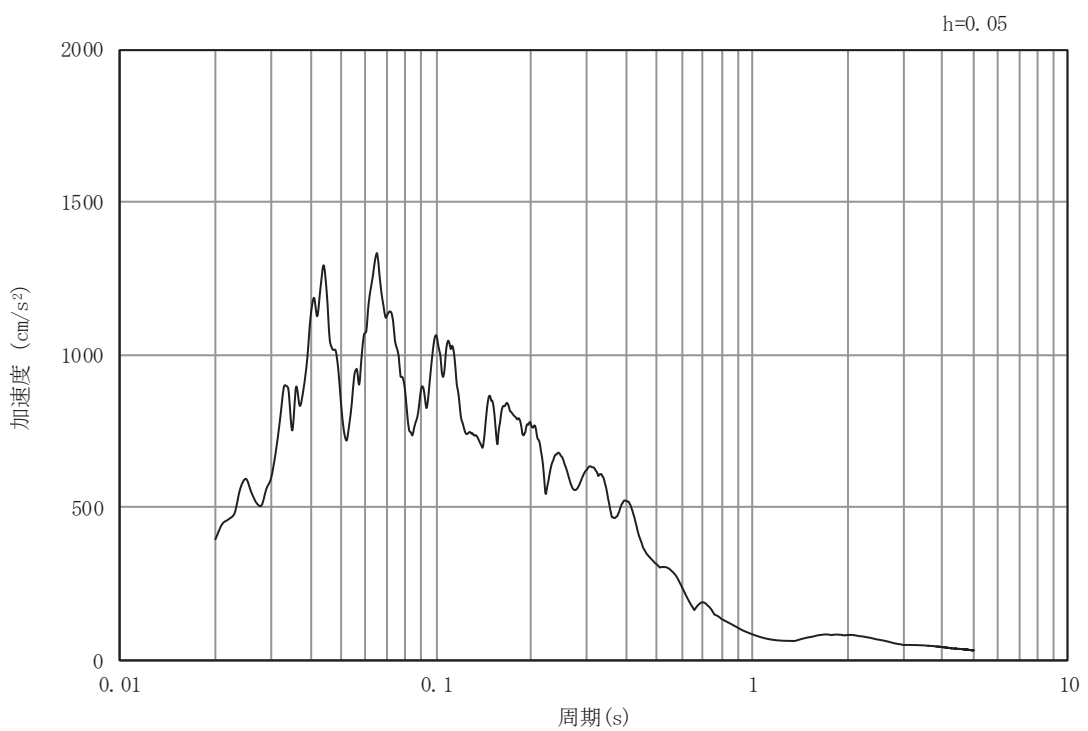


(b) 加速度応答スペクトル

図4-25 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(岩盤部 (断面⑦)) (水平成分: S_s-F3)

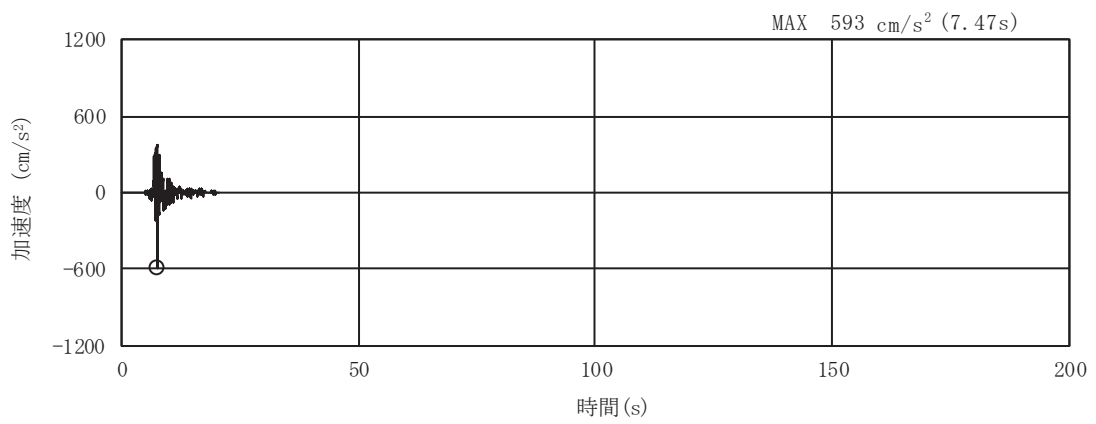


(a) 加速度時刻歴波形

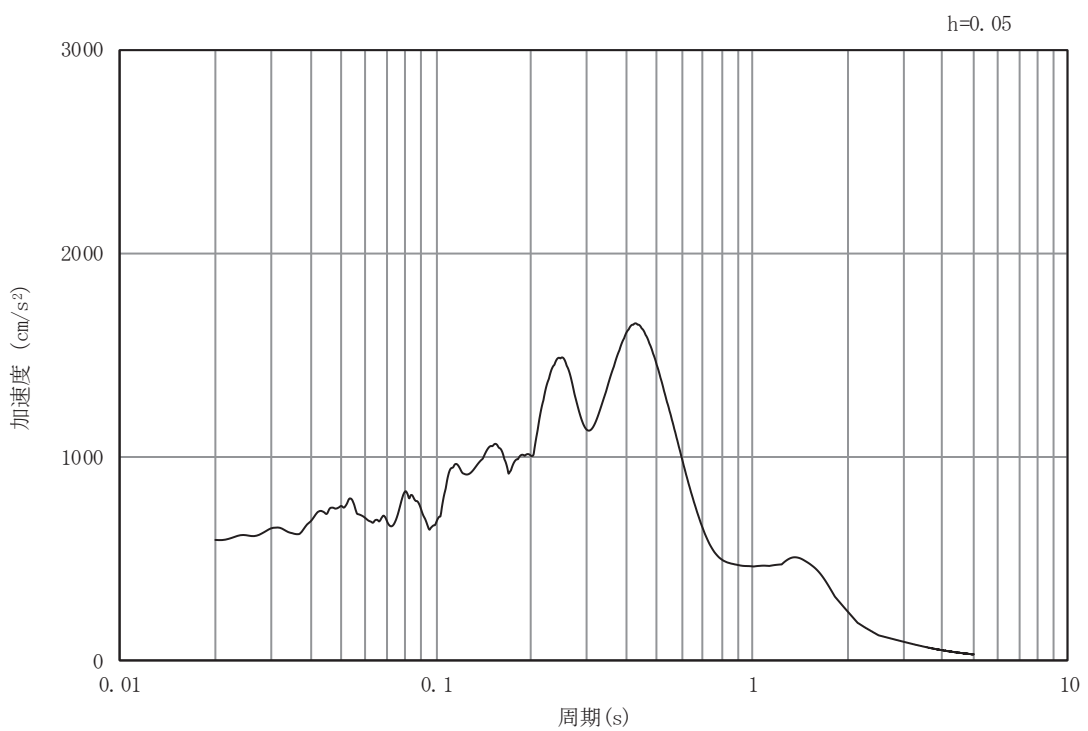


(b) 加速度応答スペクトル

図4-26 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(岩盤部 (断面⑦)) (鉛直成分: S_s-F3)

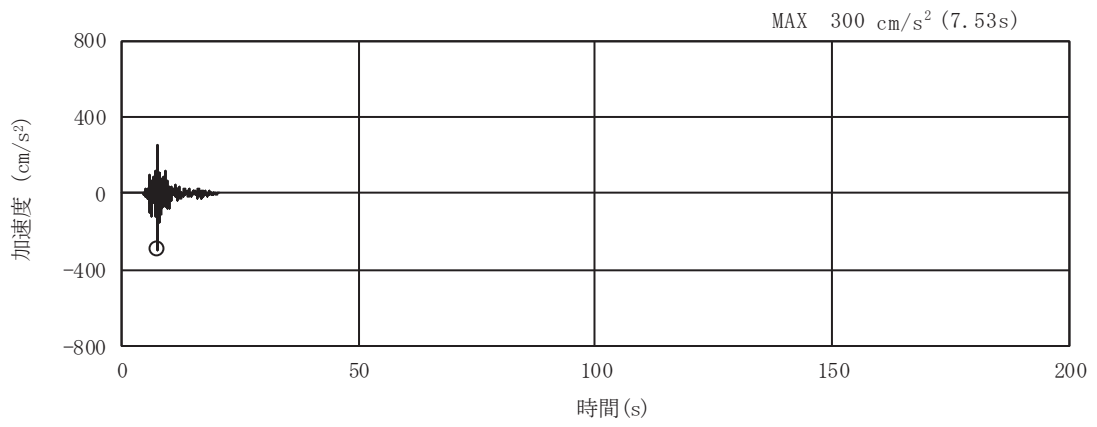


(a) 加速度時刻歴波形

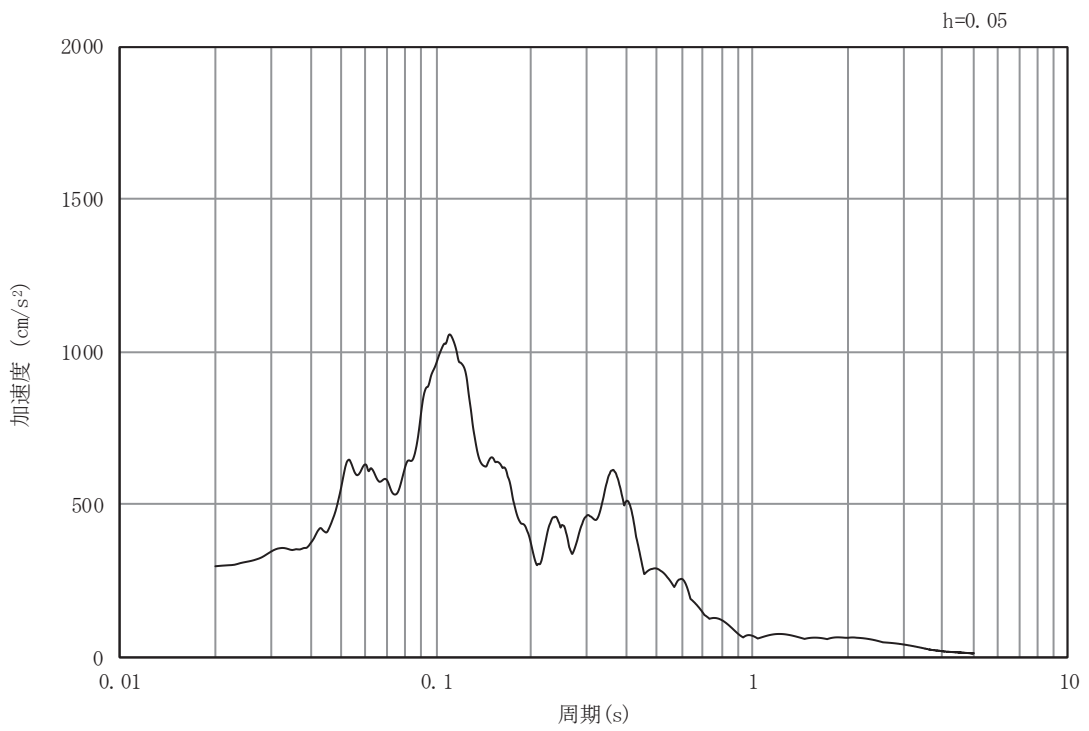


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-27 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(岩盤部 (断面⑦)) (水平成分 : S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図4-28 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(岩盤部 (断面⑦)) (鉛直成分: S_s-N1)

4.2 許容限界の設定

「資料 3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価について」のうち「許容限界の設定」と同様とする。

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

5.1.1 解析ケースと照査値

(1) 土砂部（断面②）

土砂部（断面②）における曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を表 5-1 に、せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を表 5-2 に、基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を表 5-3 に示す。

なお、せん断破壊に対する照査に用いるせん断耐力は、せん断耐力式により算定しているが、照査値が 1.0 を超えるケースについては、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め照査を行っている。

以下に、排気筒連絡ダクトの曲げ・軸力系の破壊に対する照査、せん断破壊に対する照査及び基礎地盤の支持性能に対する照査結果を示す。なお、評価位置を図 5-1 に示す。

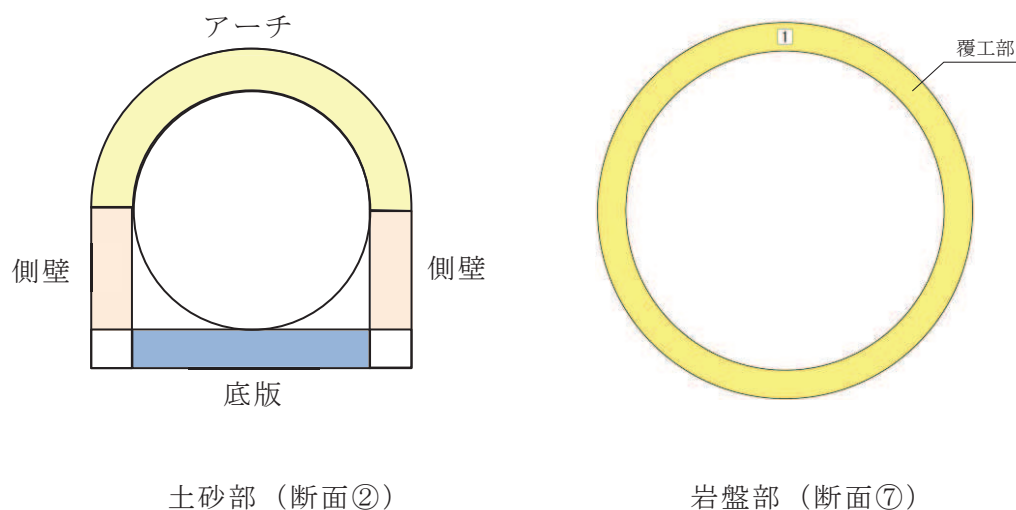


図 5-1 評価位置図

表 5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.51			
	-+	0.53			
S s - D 2	++	0.60			
	-+	0.68			
S s - D 3	++	0.37			
	-+	0.34			
S s - F 1	++	0.59			
	-+	0.54			
S s - F 2	++	0.58			
	-+	0.49			
S s - F 3	++	0.28			
	-+	0.31			
S s - N 1	++	0.41			
	-+	0.42			

注記*：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果（層間変形角）と S クラスの施設を支持する機能に対する評価結果（ひずみ）の厳しい方を記載

表 5-2(1) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（アーチ）*

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.70			
	-+	0.74			
S s - D 2	++	0.73			
	-+	0.80			
S s - D 3	++	0.58			
	-+	0.60			
S s - F 1	++	0.76			
	-+	0.78			
S s - F 2	++	0.74			
	-+	0.71			
S s - F 3	++	0.53			
	-+	0.46			
S s - N 1	++	0.72			
	-+	0.68			

注*：せん断耐力式による照査値を示す。

注記*：評価位置を図 5-1 に示す。

表 5-2(2) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（側壁）*1

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.60* ² (1.51)			
	-+	0.58* ² (1.53)			
S s - D 2	++	0.55* ² (1.52)			
	-+	0.62* ² (1.44)			
S s - D 3	++	0.54* ² (1.32)			
	-+	0.51* ² (1.34)			
S s - F 1	++	0.59* ² (1.40)			
	-+	0.64* ² (1.41)			
S s - F 2	++	0.58* ² (1.37)			
	-+	0.55* ² (1.44)			
S s - F 3	++	0.49* ² (1.32)			
	-+	0.48* ² (1.27)			
S s - N 1	++	0.60* ² (1.58)			
	-+	0.62* ² (1.53)			

注記*1：評価位置を図 5-1 に示す。

*2：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査を示す。なお、

() 内に記載の数値は、せん断耐力式による照査値を示す。

表 5-2(3) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（底版）*1

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.70* ² (1.24)			
	-+	0.72* ² (1.18)			
S s - D 2	++	0.80* ² (1.16)			
	-+	0.71* ² (1.17)			
S s - D 3	++	0.61* ² (1.06)			
	-+	0.58* ² (1.00)			
S s - F 1	++	0.80* ² (1.25)			
	-+	0.70* ² (1.13)			
S s - F 2	++	0.73* ² (1.20)			
	-+	0.70* ² (1.14)			
S s - F 3	++	0.91			
	-+	0.64* ² (1.04)			
S s - N 1	++	0.87* ² (1.15)			
	-+	0.77* ² (1.27)			

注記*1：評価位置を図 5-1 に示す。

*2：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査を示す。なお、() 内に記載の数値は、せん断耐力式による照査値を示す。

表 5-3 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.21			
	-+	0.20			
S s - D 2	++	0.23			
	-+	0.26			
S s - D 3	++	0.17			
	-+	0.19			
S s - F 1	++	0.21			
	-+	0.25			
S s - F 2	++	0.22			
	-+	0.21			
S s - F 3	++	0.21			
	-+	0.19			
S s - N 1	++	0.21			
	-+	0.22			

(2) 岩盤部（断面⑦）

岩盤部（断面⑦）における曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を表 5-4 に、せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を表 5-5 に、基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を表 5-6 に示す。

表 5-4 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値

地震動		解析ケース			
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.40			
	-+	0.41			
S _s -D2	++	0.36			
	-+	0.35			
S _s -D3	++	0.29			
	-+	0.39			
S _s -F1	++	0.33			
	-+	0.26			
S _s -F2	++	0.32	0.28	0.32	0.34
	-+	0.38			
S _s -F3	++	0.34			
	-+	0.37			
S _s -N1	++	0.46			
	-+	0.41			

表 5-5 せん断破壊に対する実施ケースと照査値

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.59			
	-+	0.70			0.74
S s - D 2	++	0.69			
	-+	0.58			
S s - D 3	++	0.67			
	-+	0.47			
S s - F 1	++	0.40			
	-+	0.43			
S s - F 2	++	0.70	0.67	0.72	0.74
	-+	0.54			
S s - F 3	++	0.53			
	-+	0.51			
S s - N 1	++	0.50			
	-+	0.59			

注記*：赤枠は、「資料3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価について」のうち「3.5 地震応答解析の解析ケース」に基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

表 5-6 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.04			
	-+	0.04			
S s - D 2	++	0.04			
	-+	0.04			
S s - D 3	++	0.04			
	-+	0.04			
S s - F 1	++	0.03			
	-+	0.03			
S s - F 2	++	0.04	0.04	0.04	0.05
	-+	0.04			
S s - F 3	++	0.04			
	-+	0.04			
S s - N 1	++	0.04			
	-+	0.03			

5.1.2 層間変形時刻歴波形

土砂部（断面②）における排気筒連絡ダクトの曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、各解析ケースのうち照査値が最も厳しくなるケースの層間変形角時刻歴波形を図5-1に示す。

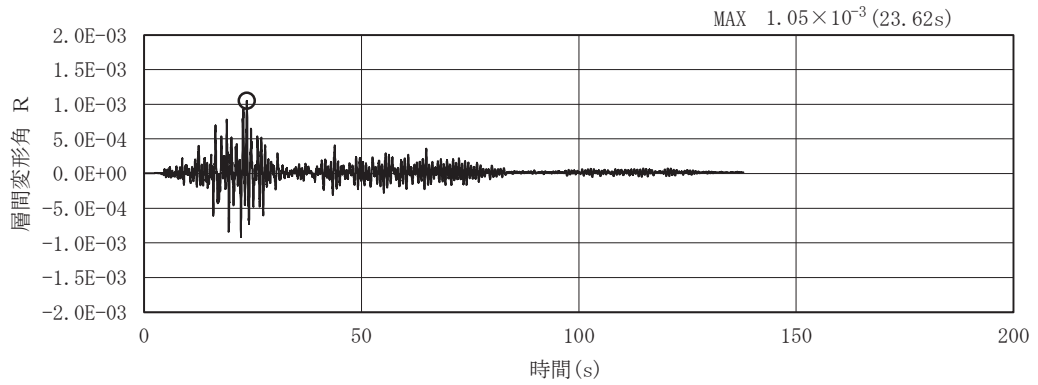
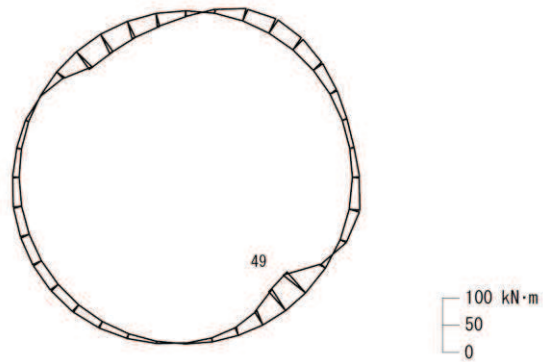


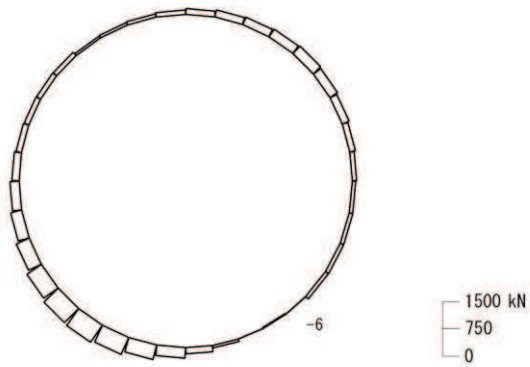
図5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの層間変形角時刻歴波形（解析ケース① 地震動S s - F 1 (++)）

5.1.3 断面力分布

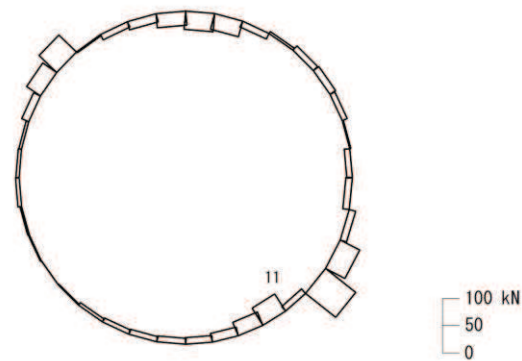
岩盤部（断面⑦）における排気筒連絡ダクトの曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、最も厳しい照査値となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント，軸力，せん断）を図 5-2 に示す。また，土砂部（断面②）及び岩盤部（断面⑦）におけるせん断破壊に対する照査について，各解析ケースのうち部材毎の照査値が最大となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント，軸力，せん断）を図 5-3 及び図 5-4 に示す。



数値：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m)



数値：評価位置における断面力
 (b) 軸力 (kN) (+：引張，-：圧縮)



数値：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN)

図 5-2 曲げ・軸力の評価に対する照査値最大時の断面力図 (岩盤部 (断面⑦))
 (解析ケース①, 地震動 S s - N 1 (++))

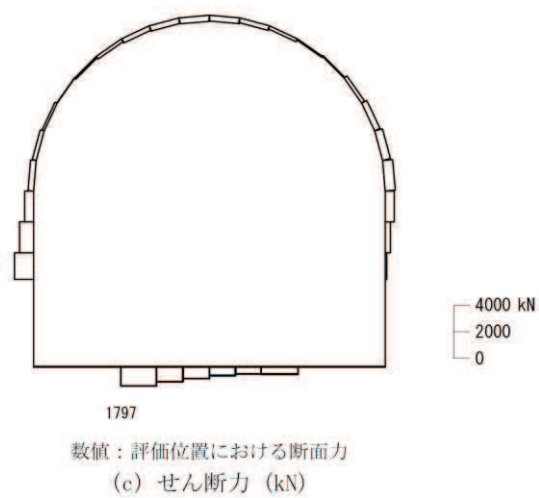
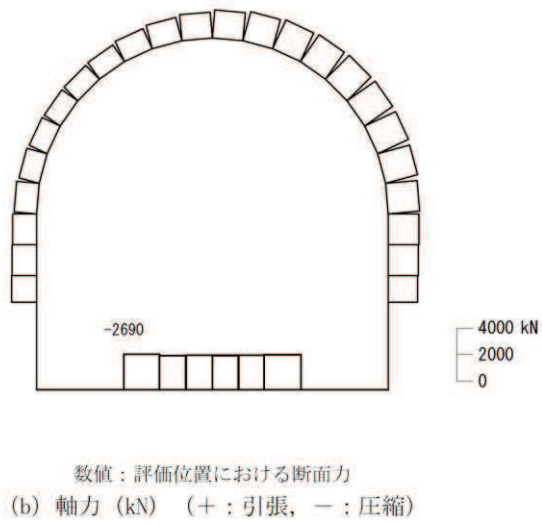
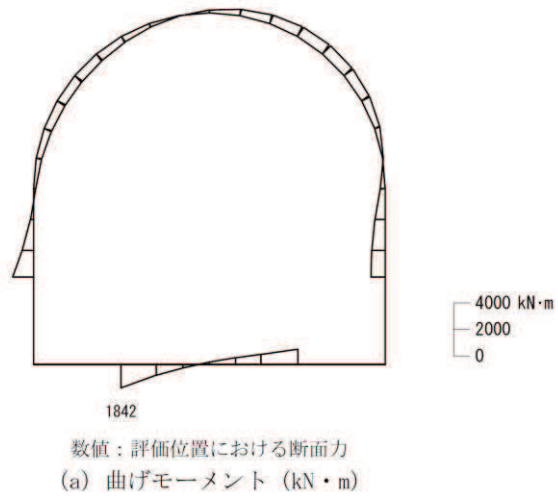
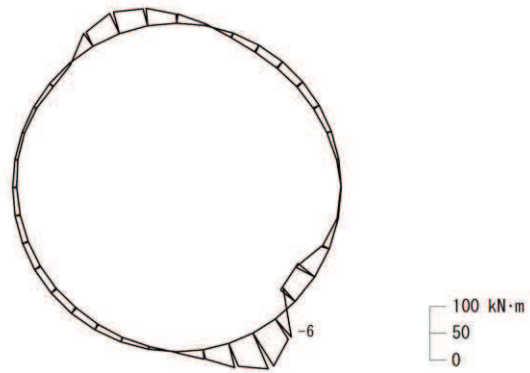


図 5-3 せん断破壊に対する照査値最大時*の断面力図 (土砂部 (断面②))

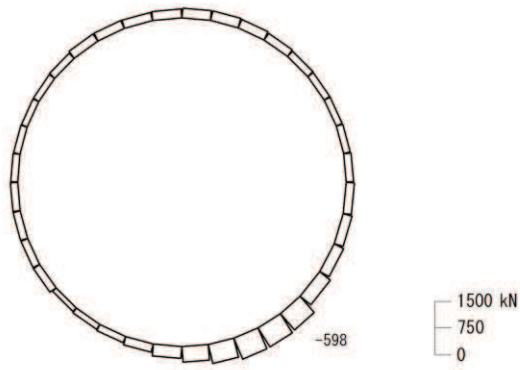
(解析ケース①, 地震動 $S_s - N1$ (++))

注：材料非線形解析による評価結果

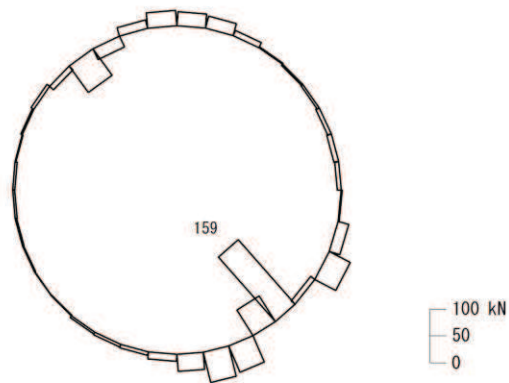
資料 3- (参考) 3-63



数值：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m)



数值：評価位置における断面力
 (b) 軸力 (kN) (+：引張，-：圧縮)



数值：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN)

図 5-4 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図 (岩盤部 (断面⑦))
 (解析ケース④, 地震動 S_s-F 2 (++))

5.1.4 最大せん断ひずみ分布

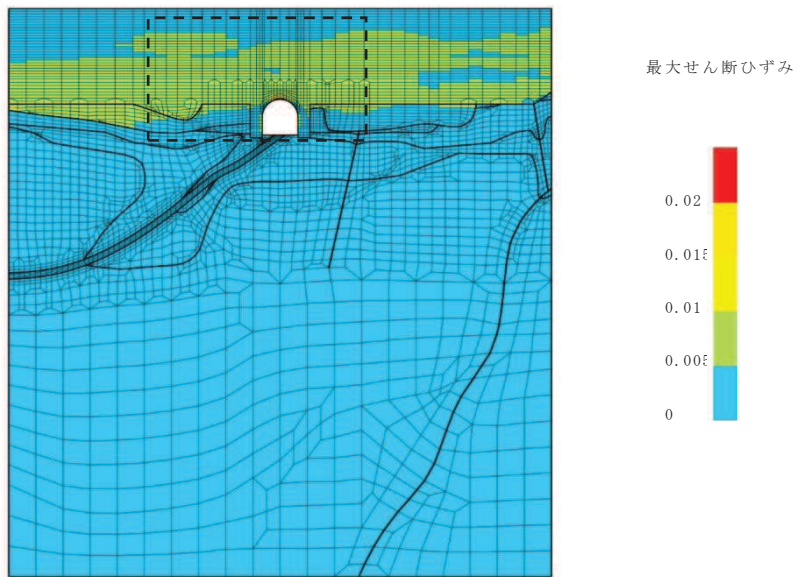
(1) 土砂部（断面②）

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で最大照査値を示すケースについて，地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。

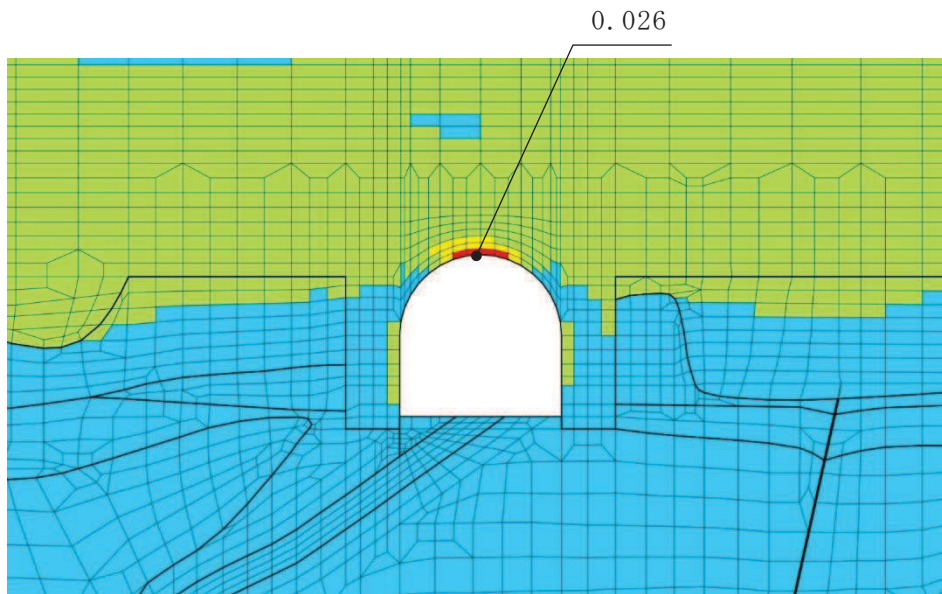
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 5-7 に，最大せん断ひずみ分布図を図 5-5 に示す。

表 5-7 最大照査値を示すケースの一覧

評価項目	
曲げ・軸力系	せん断
ケース①	ケース①
S s - D 2 (-+)	S s - N 1 (++)

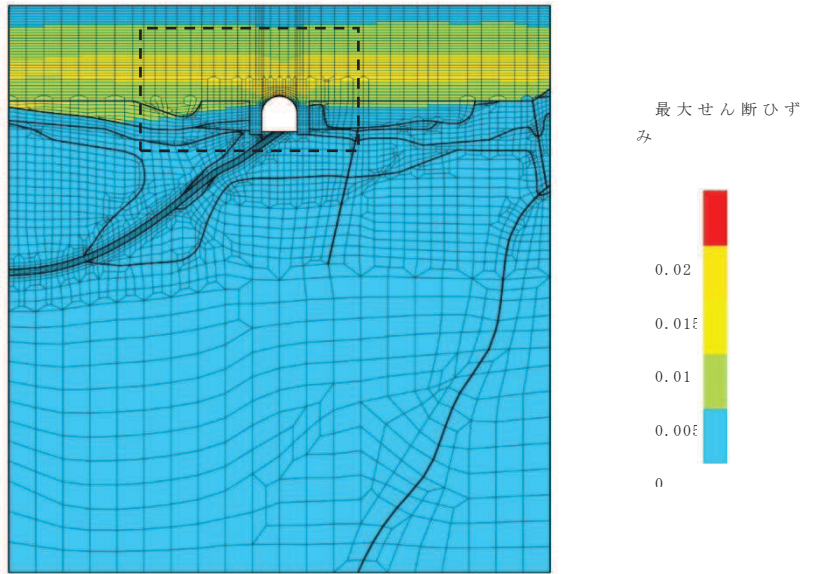


(a) 全体図

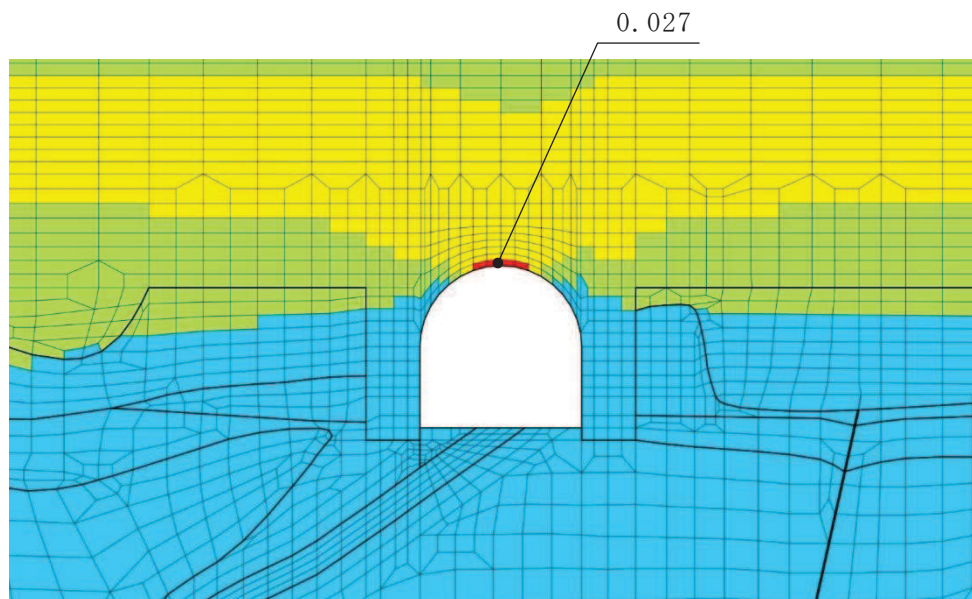


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-5(1) 最大せん断ひずみ分布図 (土砂部 (断面②))
(解析ケース①, 地震動 $S_s - D2$ (-+))



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 5-5(2) 最大せん断ひずみ分布図 (土砂部 (断面②))
(解析ケース①, 地震動 S s - N 1 (++))

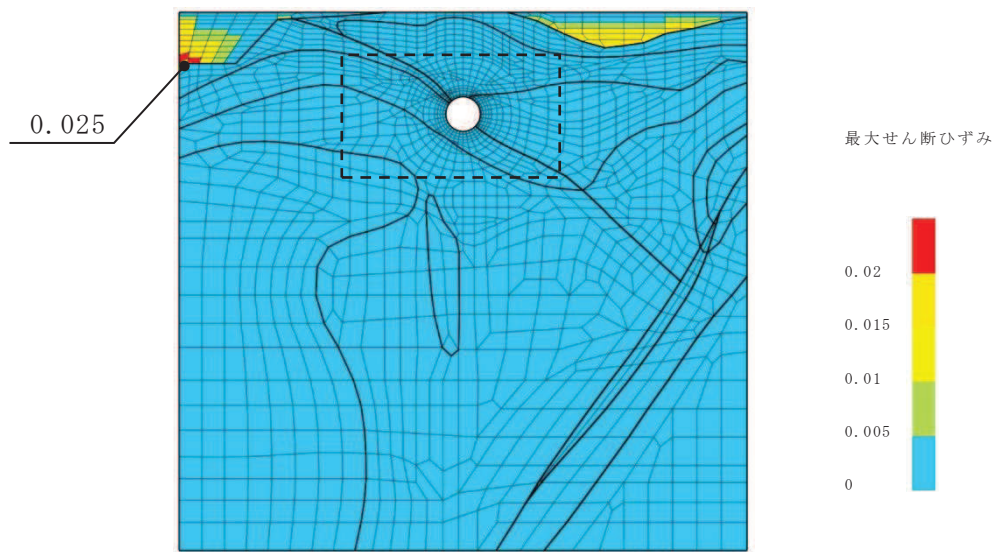
(2) 岩盤部（断面⑦）

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で最大照査値を示すケースについて、地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。

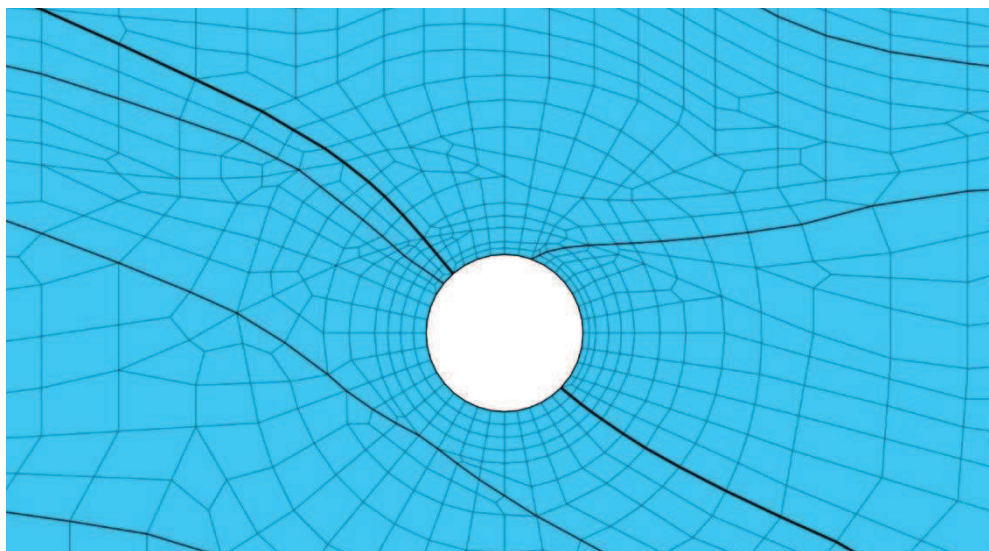
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 5-8 に、最大せん断ひずみ分布図を図 5-6 に示す。

表 5-8 最大照査値を示すケースの一覧

評価項目	
曲げ・軸力系	せん断
ケース①	ケース④
S s - N 1 (++)	S s - F 2 (++)

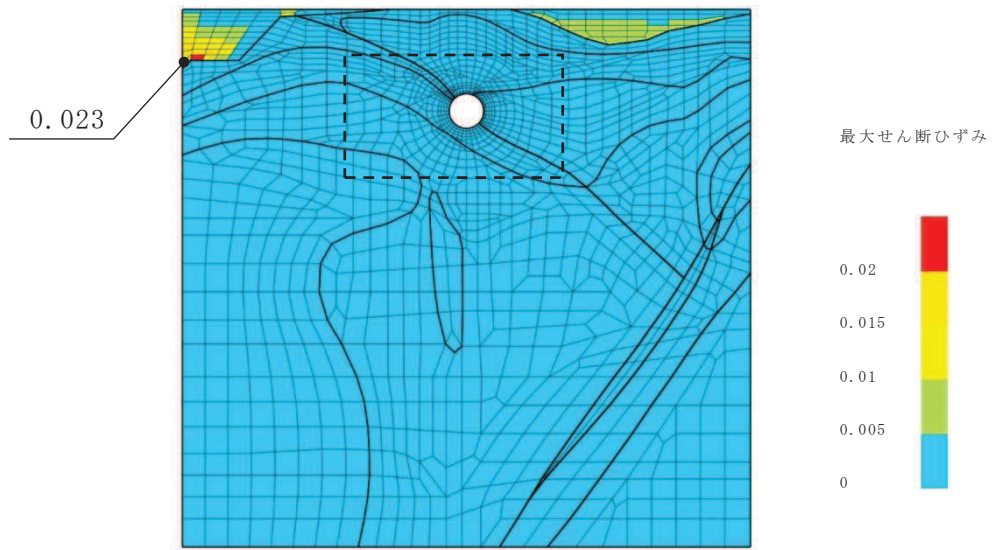


(a) 全体図

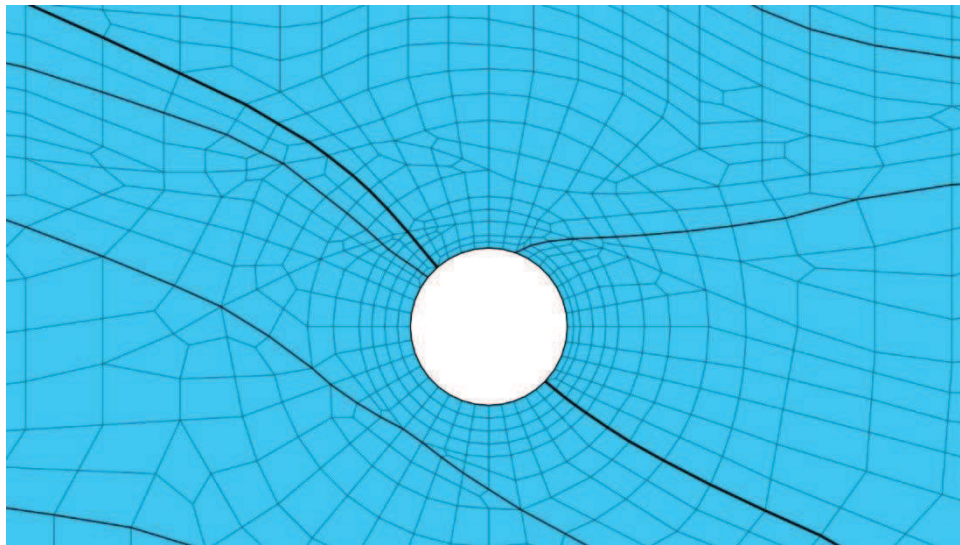


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-6(1) 最大せん断ひずみ分布図 (岩盤部 (断面⑦))
(解析ケース①, 地震動 S s - N 1 (++))



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 5-6(2) 最大せん断ひずみ分布図 (岩盤部 (断面⑦))
(解析ケース④, 地震動 S_s-F 2 (++))

5.2 構造部材の健全性に対する評価結果

5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

(1) 土砂部（断面②）

構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表5-9に示す。また、Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表5-10に示す。

表5-3のとおり、照査用層間変形角は限界層間変形角（層間変形角1/100）を下回ることを確認した。

表5-9のとおり、Sクラスの施設を支持する機能を有する底版におけるコンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみが、許容限界（コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ 、主筋ひずみ：1725 μ ）を下回ることを確認した。

表5-9 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（層間変形角）

解析 ケース	地震動	照査用層間変形角* R_d	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d/R_u
①	S _s -F 1 (++)	1.27×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.13

注記*：照査用層間変形角 R_d = 発生する層間変形角 R × 構造解析係数 γ_a

表5-10(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリートの圧縮ひずみ）

評価位置*1	解析 ケース	地震動	照査用ひずみ*2 ϵ_d	限界ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d/ϵ_R	
底版	4	①	S _s -D 2 (-+)	858 μ	2000 μ	0.43

注記*1：評価位置は図5-7に示す。

*2：照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 5-10(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（主筋ひずみ）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用ひずみ*2	限界ひずみ	照査値
				ϵ_d	ϵ_R	ϵ_d / ϵ_R
底版	4	①	S s - D 2 (-+)	1170 μ	1725 μ	0.68

注記*1：評価位置は図 5-7 に示す。

*2：照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

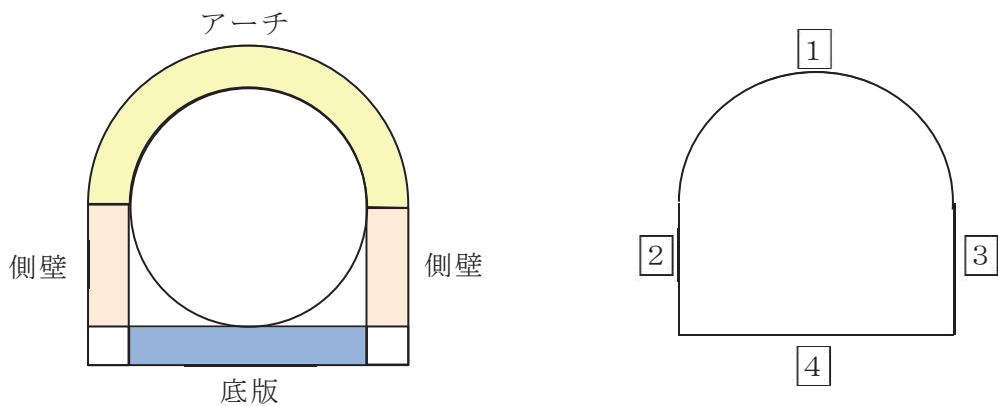


図 5-7 評価位置図

(2) 岩盤部（断面⑦）

構造強度を有することの確認及び S クラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での照査値を表 5-11 に示す。

同表のとおり，発生応力度は短期許容応力度を下回ることを確認した。

表 5-11(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）

評価位置*	解析 ケース	地震動	曲げ モーメント	軸力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	
			(kN・m)	(kN)	σ'_c (N/mm ²)	σ'_{ca} (N/mm ²)	σ'_c / σ'_{ca}	
覆工部	1	①	S s - D 1 (++)	63	-117	3.5	11.7	0.30

注記*：評価位置は図 5-8 に示す。

表 5-11(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (鉄筋)

評価位置*		解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
覆工部	1	①	S _s -N1 (++)	49	-6	135	294	0.46

注記* : 評価位置は図 5-8 に示す。

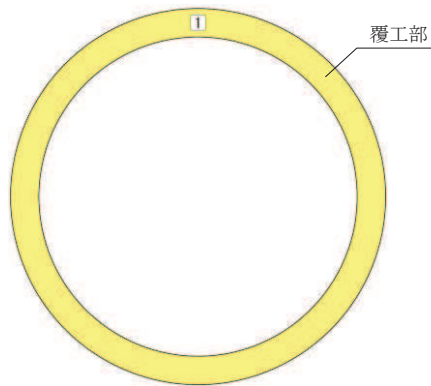


図 5-8 評価位置図

5.2.2 せん断破壊に対する評価結果

(1) 土砂部（断面②）

せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 5-12 に示す。

表 5-12 せん断破壊に対する最大照査値

評価位置 ^{*1}		解析 ケース	地震動	照査用せん断力 ^{*2} V_d (kN)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{y d}$
アーチ	①	①	$S_s - D 2$ (-+)	883	1110 ^{*3}	0.80
側壁	②	①	$S_s - F 1$ (-+)	1507	2370 ^{*4}	0.64
底版	④	①	$S_s - N 1$ (++)	1887	2191 ^{*4}	0.87

注記*1：評価位置は図 5-7 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*3：せん断耐力式によるせん断耐力

*4：材料非線形解析によるせん断耐力

(2) 岩盤部（断面⑦）

せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 5-13 に示す。

表 5-13 せん断破壊に対する最大照査値

評価位置*	解析 ケース	地震動	発生 せん断力 V (kN)	発生 応力度 τ_d (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_d/τ_{a1}
覆工部	①	④	$S_s - F 2$ (++)	159	0.63	0.74

注記*：評価位置は図 5-8 に示す。

5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

5.3.1 土砂部（断面②）

土砂部（断面②）における基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果を表5-14に示す。また、最大接地圧分布図を図5-9に示す。

同表より、基礎地盤（狐崎部層）に発生する接地圧が極限支持力を下回ることを確認した。

表5-14 基礎地盤の支持性能照査結果

解析ケース	地震動	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
①	S _s -D2 (-+)	3.5	13.7	0.26

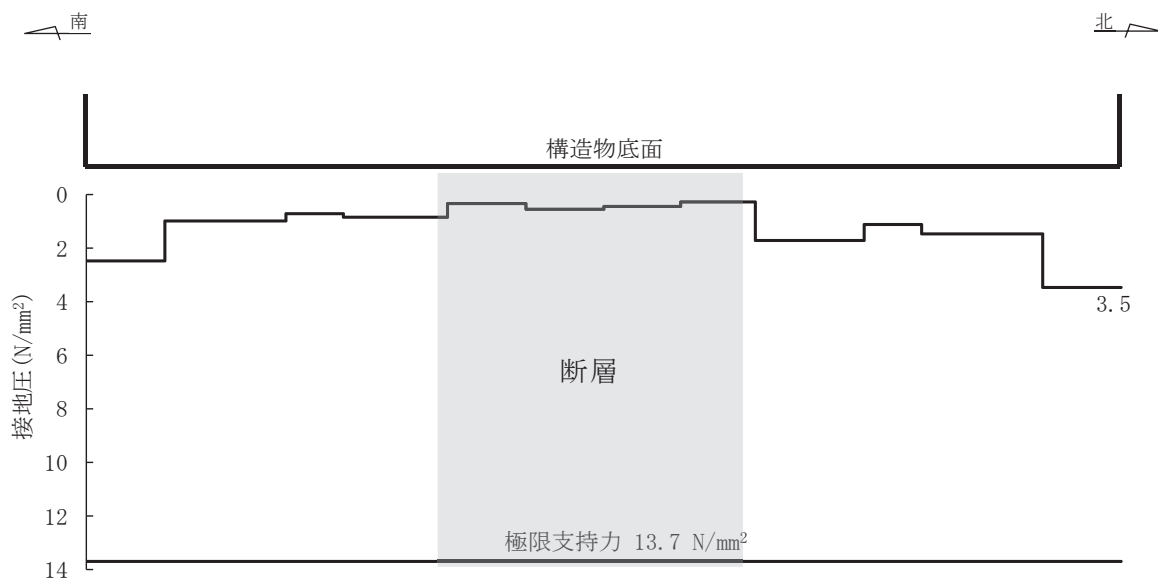


図5-9 接地圧分布図 (S_s-D2 (-+))
(解析ケース①：標準ケース)

5.3.2 岩盤部（断面⑦）

岩盤部（断面⑦）における基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果を表5-15に示す。また、最大接地圧分布図を図5-10に示す。

同表より、基礎地盤（狐崎部層）に発生する接地圧が極限支持力を下回ることを確認した。

表5-15 基礎地盤の支持性能照査結果

解析ケース	地震動	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
④	S _s -F2 (++)	0.6	13.7	0.05

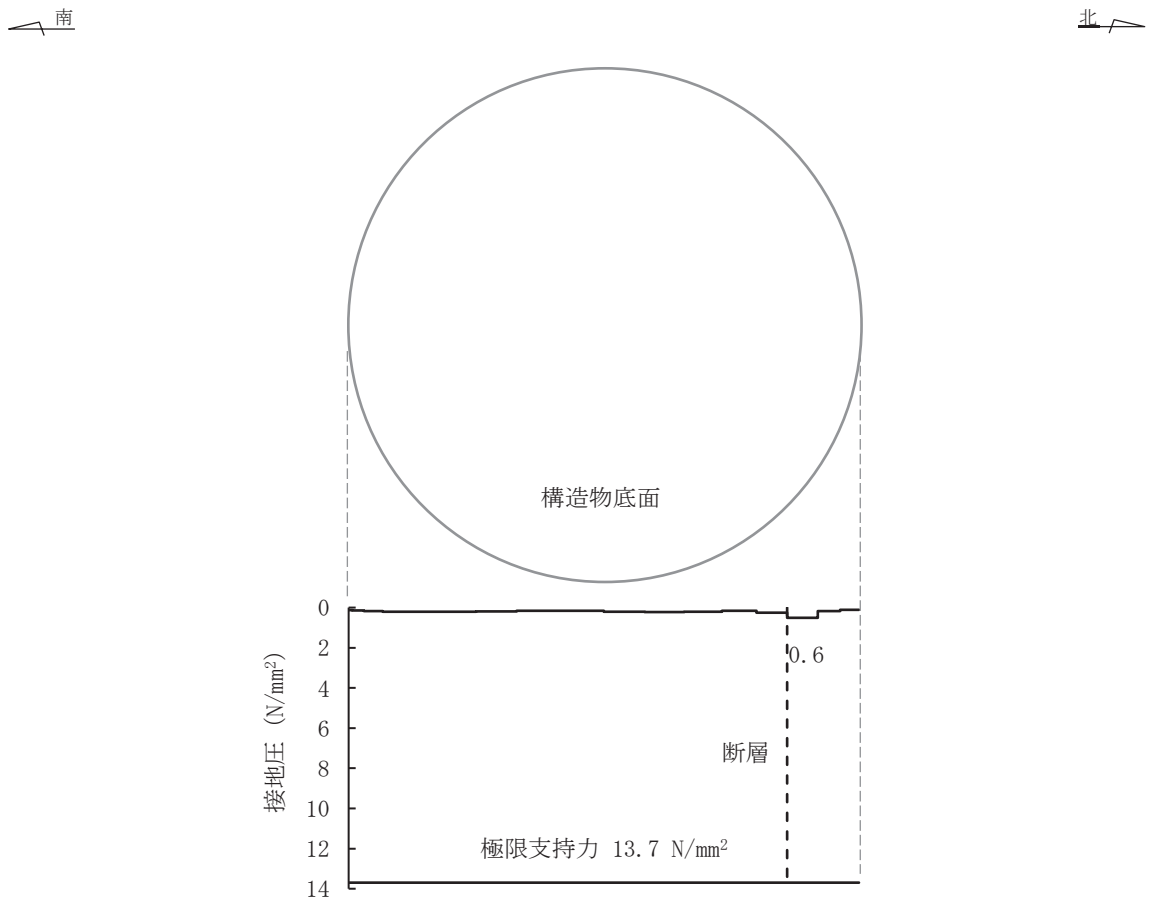


図5-10 接地圧分布図（S_s-F2（++））

（解析ケース④：コンクリートの実強度に基づく圧縮強度を考慮したケース）

6. まとめ

敷地内に分布する断層が屋外重要土木構造物等の耐震性に与える影響を検討するため、排気筒連絡ダクト（土砂部（断面②））、排気筒連絡ダクト（岩盤部（断面⑦））について影響評価を実施した。

断層を考慮した影響評価を行った結果、排気筒連絡ダクト（土砂部（断面②））については、断層厚さを保守的に厚く設定した評価において、基本ケース（ケース①）の14波による評価を行い、断層による影響が無いこと及び基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び支持機能を有していることを確認した。排気筒連絡ダクト（岩盤部（断面⑦））については、断層厚さを保守的に厚く設定した評価において、基本ケース（ケース①）の14波により断層の影響を確認したことから、ばらつきケース及び更なるばらつきケースまで実施し、基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び支持機能を有していることを確認した。

参考資料 4 地下水位の設定による影響

1. はじめに

女川原子力発電所においては、液状化検討対象施設を幅広く抽出するために、水位が高めに評価されるような解析条件にて浸透流解析を実施し、これを包絡するよう設計用地下水位を設定している。

これに対し、地下水位低下設備の信頼性向上（多重化等）により、平常時の地下水位は設計用地下水位より低くなる可能性がある。

排気筒連絡ダクト土砂部は、設計用地下水位と平常時水位の差が大きく、かつアーチ構造を有していることから、地下水位が低い場合の耐震評価への影響が大きいと考えられる。また、盛土内に設置された線状構造物であることから、地下水の移動をせき止めることで偏圧の影響が想定される。ここでは、排気筒連絡ダクト土砂部のうち、設計用地下水位と平常時水位の差が最も大きく、かつ耐震評価結果が最も厳しい断面①を対象に影響検討を行う。

影響検討は、「補足-600-1【地盤の支持性能について】3.3.2 耐震評価における設計用地下水位設定方針」に記載した以下のパターンに対し実施する。

- ・地下水位が低いことによる構造物周辺の地盤応答の影響に対する検討（パターンB）
- ・構造物の両側面に発生する水位差による偏圧の影響に対する検討（パターンC）

2. 評価方針

地盤応答への影響検討及び偏圧の影響検討は、設計用地下水位と平常時水位の差が大きく、耐震評価結果が最も厳しい土砂部（断面①）を評価対象断面とする。排気筒連絡ダクトにおける設計用地下水位及び平常時水位を図2-1及び図2-2に示す。

耐震評価は「資料3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価について」における土砂部（断面①）の評価条件に基づき実施するものとし、設計用地下水位及び影響検討用地下水位を表2-1、地震応答解析モデル図を図2-3に示す。排気筒連絡ダクト土砂部（断面①）は「資料3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価について」に記載のとおり、地盤が液状化に至っておらず、全応力解析の方が厳しい解析手法となることから、全応力解析にて検討を行う。地盤応答への影響検討に用いる検討用地下水位は、設計用地下水位と水位差が最も大きくなる岩盤上面に設定し、偏圧の影響検討に用いる検討用地下水位は、排気筒連絡ダクトが地下水の移動をせき止めた場合に最も偏圧が作用するよう、排気筒連絡ダクトより山側の水位を頂版上面、海側を岩盤上面に設定する。

影響検討に用いる地震動は、「資料3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価について」の解析ケース①（基本ケース）の結果において、鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する評価で最も照査値が厳しい $S_s - D2$ （++）及びせん断破壊に対する評価で最も照査値が厳しい $S_s - N1$ （++）を用いる。



図 2-1 排気筒連絡ダクトにおける設計用地下水位と平常時水位の比較（縦断）

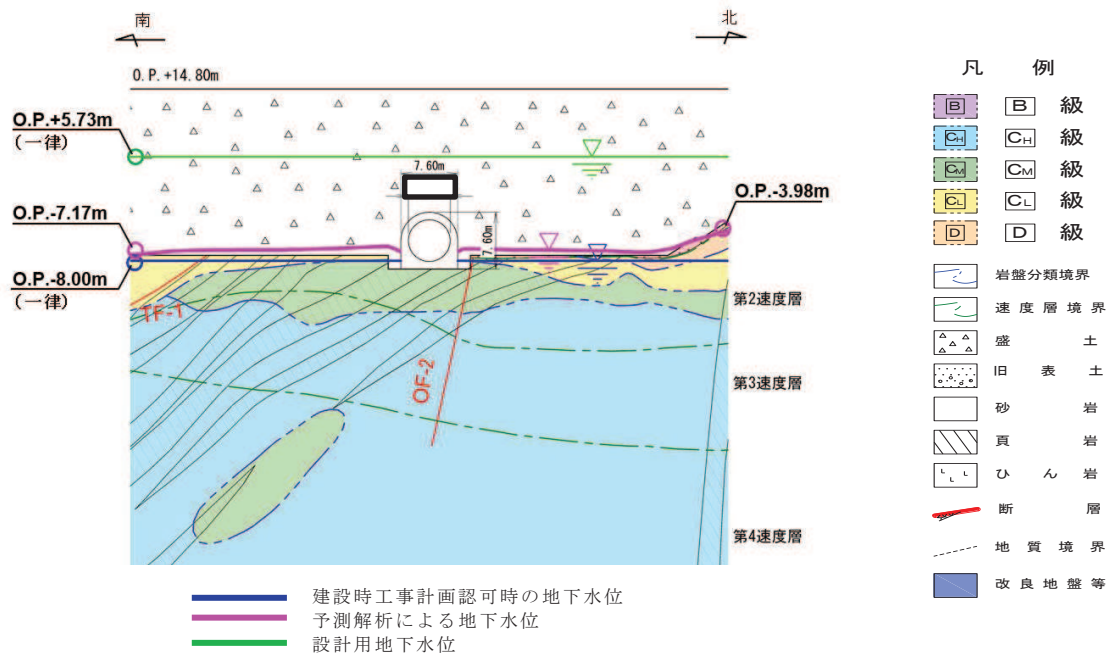


図 2-2 排気筒連絡ダクトにおける設計用地下水位と平常時水位の比較
（横断（土砂部，断面①））

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 2-1 設計用地下水位及び影響検討用地下水位

検討ケース	地下水位
標準 (設計用地下水位)	O. P. +5.73m
地盤応答への影響 (地盤応答への影響検討用地下水位)	O. P. -9.10m
偏圧への影響 (偏圧の影響検討用地下水位)	O. P. -1.50m
	O. P. -9.10m

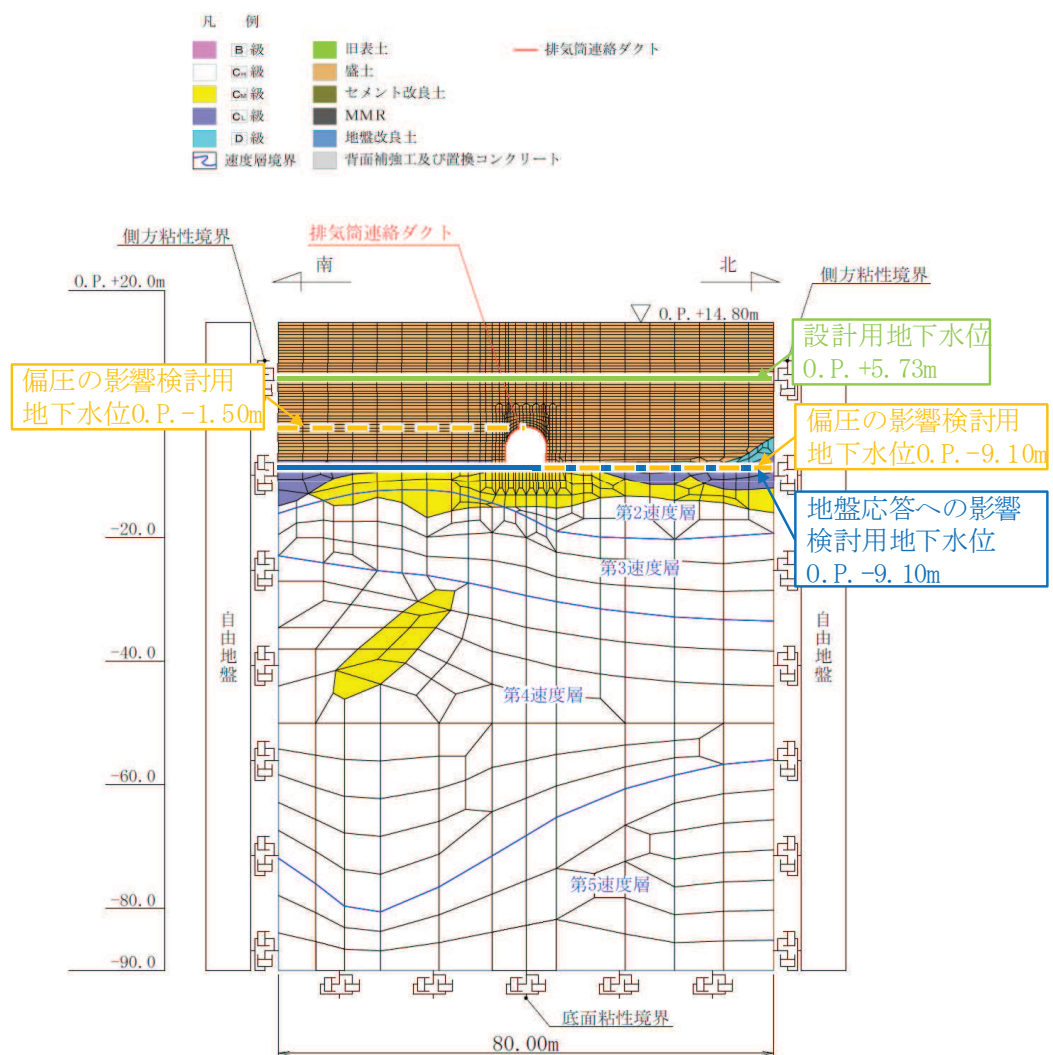


図 2-3 地震応答解析モデル図 (土砂部 (断面①))

3. 評価結果

排気筒連絡ダクトはSクラス施設の間接支持構造物であることから、構造強度を有することの確認及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認についての影響を確認する。

構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表3-1に、Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表3-2に、せん断耐力式によるせん断破壊に対する評価結果を表3-3に、基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果を表3-4に示す。

影響検討の結果、地下水位が低い場合の地盤応答への影響と構造物の両側面に発生する水位差による偏圧への影響は軽微であることを確認した。

表3-1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）

【S s - D 2 (++)】

検討ケース	照査用層間変形角* R_d	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d/R_u
標準	1.41×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.15
地盤応答への影響	1.39×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.14
偏圧への影響	1.43×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.15

注記*：照査用層間変形角 R_d = 最大層間変形角 R × 構造解析係数 γ_a

表3-2(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリートの圧縮ひずみ，底版）

（Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認）【S s - D 2 (++)】

検討ケース	照査用ひずみ* ϵ_d	限界ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d/ϵ_R
標準	860 μ	2000 μ	0.43
地盤応答への影響	806 μ	2000 μ	0.41
偏圧への影響	806 μ	2000 μ	0.41

注記*：照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 3-2(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（主筋ひずみ，底版）
 (Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)【S s - D 2 (++)】

検討ケース	照査用ひずみ*	限界ひずみ	照査値
	ϵ_d	ϵ_R	ϵ_d / ϵ_R
標準	1349 μ	1725 μ	0.79
地盤応答への影響	1201 μ	1725 μ	0.70
偏圧への影響	1204 μ	1725 μ	0.70

注記*：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 3-3 せん断破壊に対する評価結果【S s - N 1 (++)】

検討ケース	評価位置*1		照査用せん断力*2 V_d (kN)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 (部材非線形解析) $V_d / V_{y d}$	照査値 (材料非線形解析) $V_d / V_{y d}$
	標準	アーチ	1	892	1110	0.81
側壁		2	1867	1074	1.74	0.72
底版		4	2239	1640	1.37	0.87
地盤応答への影響	アーチ	1	827	1110	0.75	—
	側壁	2	1729	1075	1.61	*3
	底版	4	2062	1641	1.26	*3
偏圧への影響	アーチ	1	856	1110	0.78	—
	側壁	2	1794	1074	1.68	*3
	底版	4	2159	1640	1.32	*3

注記*1：評価位置は図 3-1 に示す。

*2：照査用せん断力 V_d ＝発生せん断力 V ×構造解析係数 γ_a

*3：標準ケースよりせん断耐力式の照査値が小さいので，材料非線形解析を用いれば照査値 1.0 未満となる見込み。

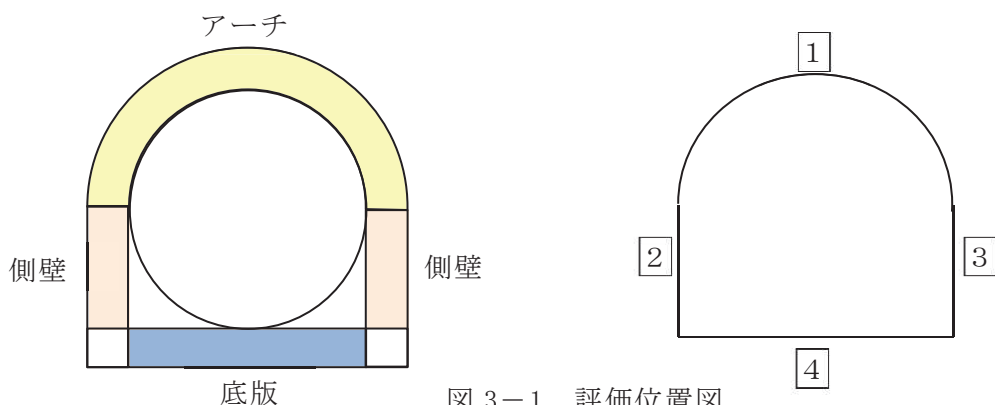


図 3-1 評価位置図

表 3-4 基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果【S_s-N1（++）】

検討ケース	最大接地圧 R _d (N/mm ²)	極限支持力 R _u (N/mm ²)	照査値 R _d /R _u
標準	3.2	13.7	0.24
地盤応答への影響	3.0	13.7	0.22
偏圧への影響	3.0	13.7	0.22

4. まとめ

排気筒連絡ダクトは、地下水位が低いことで非保守的になる可能性のあるアーチ構造で、耐震設計への影響が考えられることから、地下水位が低い場合の地盤応答への影響と構造物の両側面に発生する水位差による偏圧への影響検討を行った。

評価の結果、標準ケースに比べて地下水位が低い場合と構造物の両側面に発生する水位差による偏圧が作用した場合の照査値はほとんど変わらないことから、平常時の地下水位が設計用地下水位より低くなること及び偏圧力が作用することの影響は軽微であることを確認した。

地下水位が高い方が盛土の単位体積重量が増加するため、盛土の慣性力が大きくなり排気筒連絡ダクトへの作用土圧は大きくなる傾向となる。また、静水圧（揚圧力）も大きくなる。一方で、地下水位が高い方が、有効上載圧が小さくなることで盛土の初期せん断弾性係数 G_0 及びせん断強度 τ_f が小さくなり、発生せん断応力は小さくなる傾向となる。これらのことから、全応力解析において盛土の地下水位が構造物の耐震性に及ぼす影響が軽微であるという結果になったと考えられる。

参考資料 5 非線形はり要素のモデル化方法に関する補足

1. はじめに

排気筒連絡ダクト（土砂部）の地震応答解析に用いる解析コードは、全応力解析では「SLAP Ver. 6.64」を、有効応力解析では「FLIP Ver. 7.3.0_2」をそれぞれ使用している。地震応答解析では、構造物の鉄筋コンクリート部材を非線形はり要素によりモデル化しているが、解析コードの制約から全応力解析ではファイバーモデルを、有効応力解析ではM- ϕ モデル（修正武田モデル）を使用している。ここでは、非線形はり要素のモデルの違いが解析結果へ与える影響について検討を行う。

2. 評価方針

検証対象は、排気筒連絡ダクト（土砂部）と同程度の規模のカルバート型構造物とする。図 2-1 に検証モデルの概要を示す。構造物の内空高さは 5m、幅は 5m、部材厚は 1m であり、図 2-1(c) に示す鉄筋コンクリート断面を仮定する。表 2-1 に材料の諸元を示す。解析では、構造物を部材軸心位置に設置したはり要素によりモデル化し、隅角部には剛域を設定する。

解析における荷重の載荷方法を図 2-2 に示す。まず、載荷ステップ 1 において、常時土圧を想定した鉛直荷重及び水平荷重を分布荷重として各部材に静的に作用させる。次に、載荷ステップ 2 において、地震時の繰り返し荷重を想定し正負交番載荷を行う。正負交番載荷は、部材降伏後の挙動までを追跡するため変位制御で行うこととし、頂版端部の節点に降伏変位 δ_Y の 0.5 倍、1 倍、1.5 倍の水平変位振幅を静的に与える。図 2-3 に入力変位振幅を示す。

検討は、はり要素にファイバーモデルを使用した場合、及びM- ϕ モデル（修正武田モデル）を使用した場合について実施する。使用する解析コードは、ファイバーモデルは「SLAP Ver. 6.64」、M- ϕ モデルは「FLIP Ver. 7.3.0_2」とする。

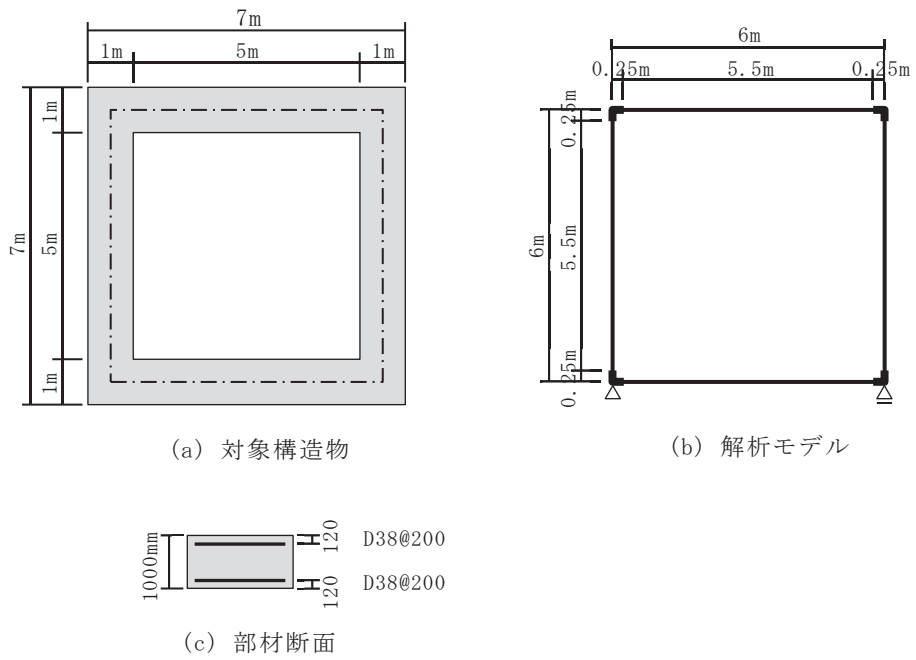


図 2-1 検証モデルの概要

表 2-1 材料の諸元

	項目	設定値
コンクリート	設計基準強度	20.5 N/mm ²
	ヤング係数	23250 N/mm ²
	ポアソン比	0.2
鉄筋	降伏強度	345 N/mm ²
	ヤング係数	200000 N/mm ²

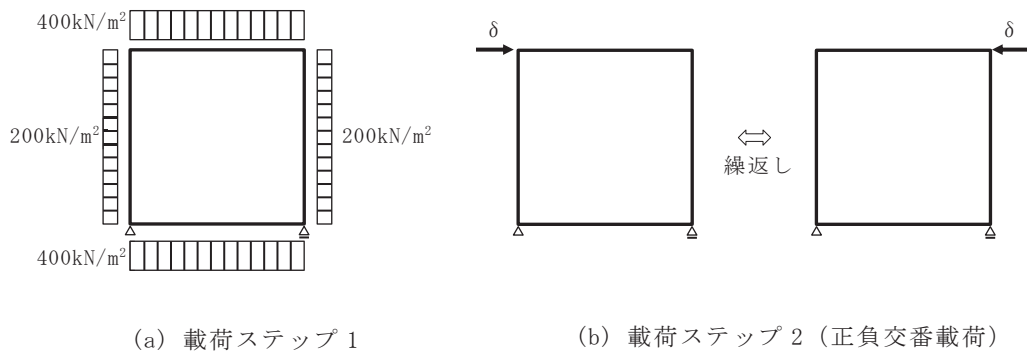


図 2-2 荷重の荷重方法

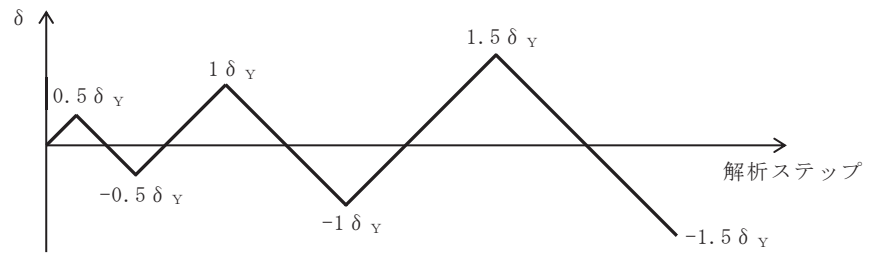


図 2-3 入力変位振幅 (正負交番载荷)

3. 検証結果

解析によって得られた荷重－変位関係を図 3-1 に示す。ファイバーモデルとM- ϕ モデルとで、荷重－変位の履歴は似ており、全体的な挙動は両解析で概ね整合している。

解析の最終ステップにおける各部材の断面力分布を図 3-2 及び図 3-3 に示す。せん断力及び曲げモーメントの分布は、両解析で概ね一致している。

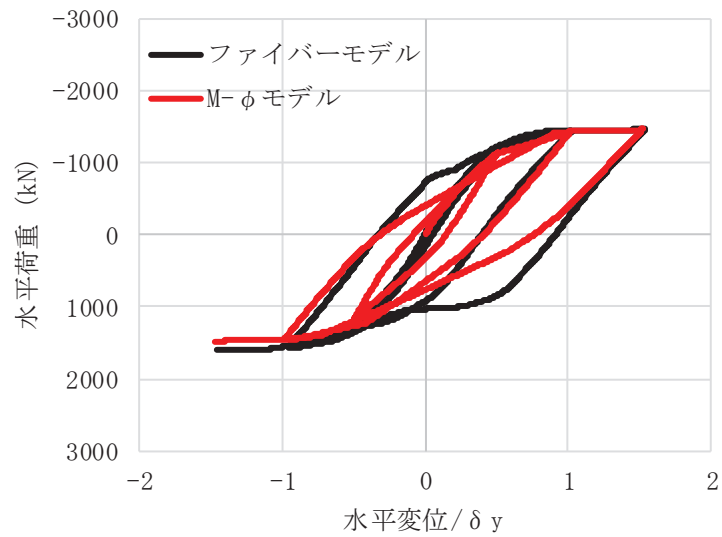
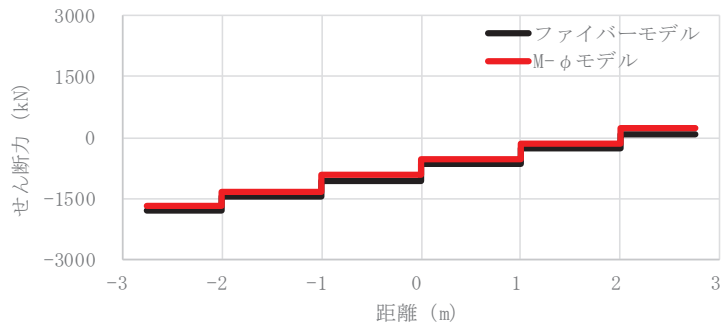
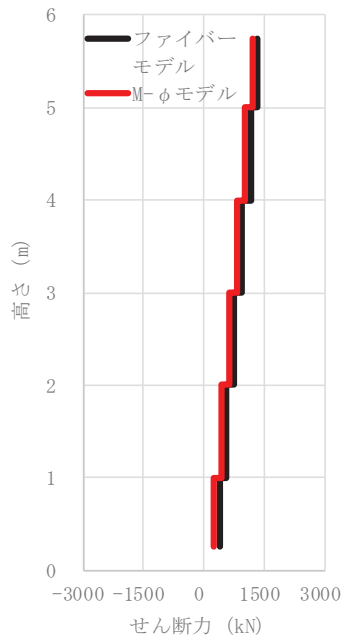


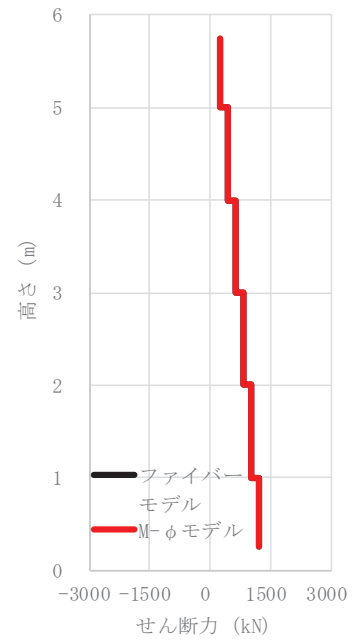
図 3-1 荷重－変位関係



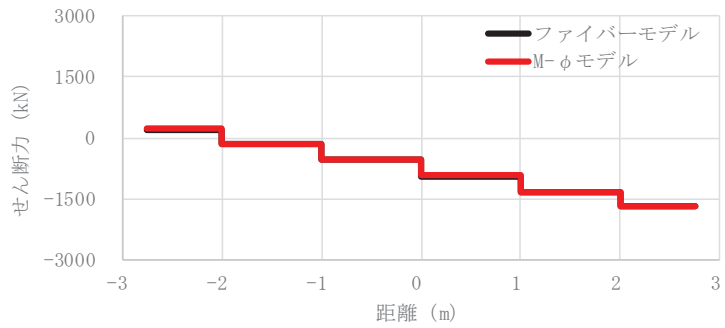
(a) 頂版



(b) 左側壁

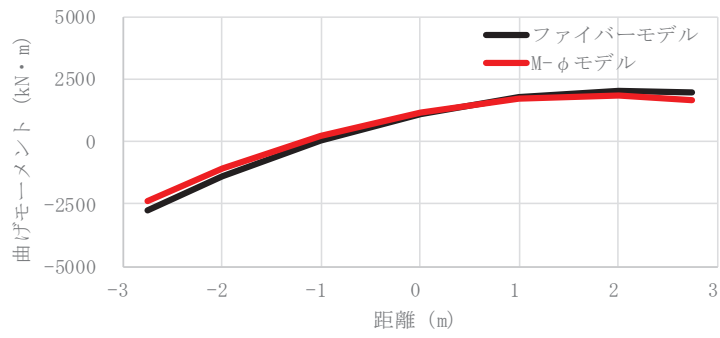


(c) 右側壁

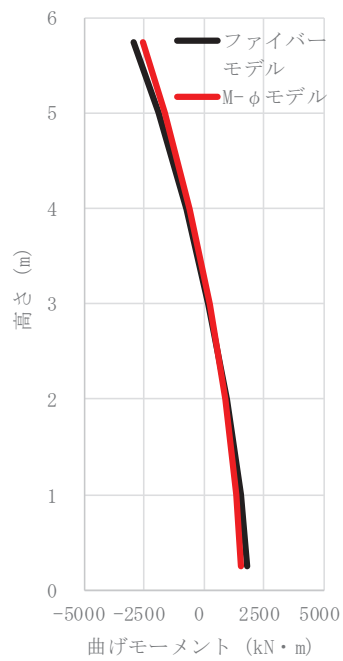


(d) 底版

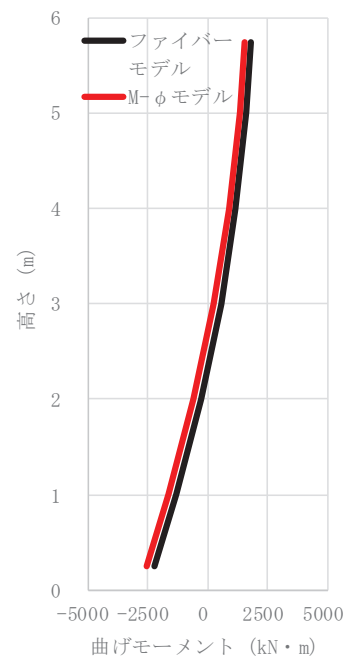
図 3-2 断面力分布 (せん断力)



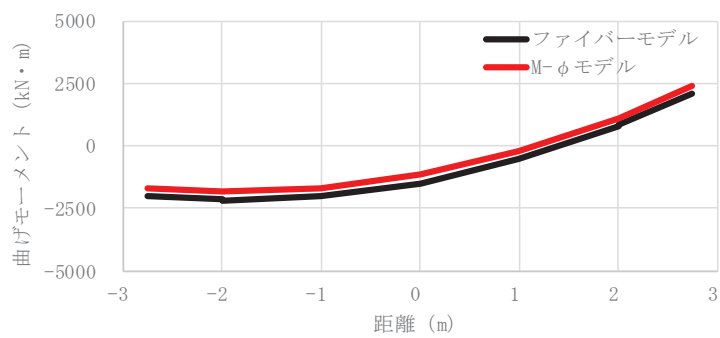
(a) 頂版



(b) 左側壁



(c) 右側壁



(d) 底版

図 3-3 断面力分布 (曲げモーメント)

4. まとめ

非線形はり要素にファイバーモデル及びM- ϕ モデルを適用した場合の影響について、排気筒連絡ダクト（土砂部）と同程度の規模のカルバート型構造物を模擬した検証モデルを対象に、正負交番载荷による繰返し荷重を考慮した解析を行い、両モデルによる挙動が概ね整合することを確認した。

以上により、解析コードの制約から全応力解析ではファイバーモデルを、有効応力解析ではM- ϕ モデル（修正武田モデル）を用いているが、構造物における非線形はり要素のモデルの違いによる評価結果の差がほとんど無いことから、両モデルの使い分けは問題無いことを確認した。

参考資料 6 軸力の変動が部材の非線形特性に与える影響について

1. 概要

排気筒連絡ダクト土砂部（断面①）の地震応答解析では、全応力解析及び有効応力解析を実施しており、鉄筋コンクリート部材を非線形はり要素にてモデル化している。有効応力解析においては、非線形特性（ $M-\phi$ 関係）にはトリリニアモデルを適用しており、コンクリートの履歴特性は修正武田モデルを適用している。解析コードは「FLIP Ver. 7.3.0_2」となり、地震時における鉄筋コンクリート部材の軸力は一定として扱われる。

本項では、基準地震動 S_s を入力とした地震応答解析による鉄筋コンクリート部材の軸力及び曲げモーメントの変動範囲を踏まえた上で、部材の非線形特性に与える影響を検討し、耐震評価において軸力が一定となる非線形特性を用いることの妥当性を検討する。

2. 検討内容

2.1 検討ケース

本検討では、排気筒連絡ダクト土砂部（断面①）において、曲げ・軸力系の破壊に対する照査値が最も厳しい解析ケース、地震動を代表ケースとして選定する。部材の軸力変動範囲を確認するための検討ケースを表 2-1 に示す。

対象部材は、土被り荷重を分担する鉛直部材である側壁と一般的な矩形構造と異なるアーチ部とし、それぞれの部材において曲げ損傷が大きい部位に着目する。検討ケースにおける対象部材・部位を図 2-1 に示す。

表 2-1 部材の軸力変動の影響を確認するための検討ケース

項目	条件
解析ケース	解析ケース⑦(有効応力解析における地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮して解析ケース)
入力地震動	$S_s - D3 (-+)$
解析断面	排気筒連絡ダクト土砂部 (断面①)
確認対象部材	図 2-1 に示すとおり

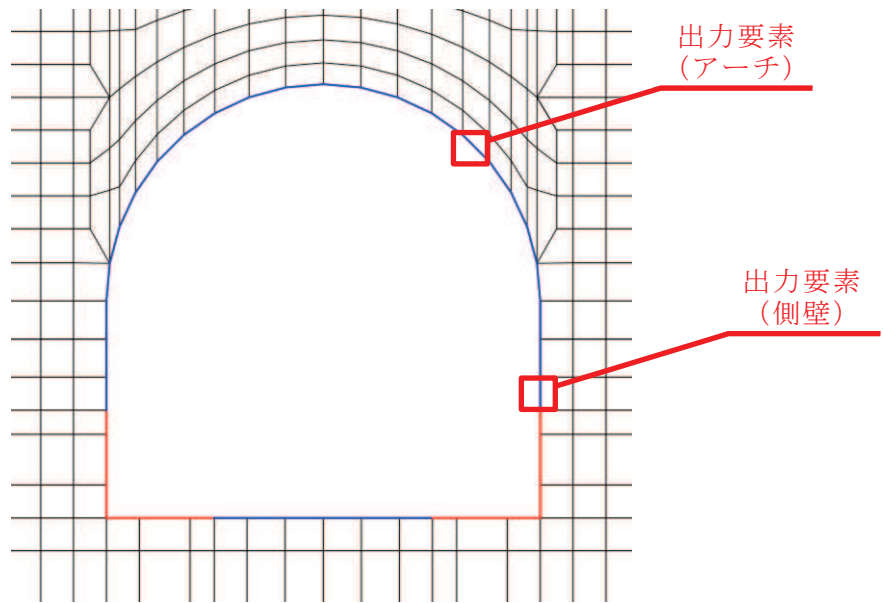


図 2-1 検討ケースにおける対象部材・部位（排気筒連絡ダクト土砂部（断面①））

2.2 検討方法

地震応答解析により鉄筋コンクリート部材における軸力及び曲げモーメントの変動範囲を抽出し，当該部材の M_u （終局モーメント）- N （軸力）関係及び M_y （降伏モーメント）- N （軸力）関係と比較することにより，軸力変動の影響を検討する。

3. 検討結果

図 3-1～図 3-2 に、検討ケースにおける鉄筋コンクリート部材の軸力及び曲げモーメントの変動範囲と、当該部材の M_u-N 関係及び M_y-N 関係を示す。また、同図には、FLIP にて非線形特性として用いられている M_u 及び M_y の設定根拠である常時応力解析による当該部材の軸力をプロットしている。

これより、地震時の鉄筋コンクリート部材における軸力の変動範囲は、概ね常時応力解析における軸力と同程度であることがわかる。また、本検討での評価対象部位に発生する曲げモーメントは、 M_y （降伏モーメント）以下であり、弾性範囲内に収まっている。

以上より、鉄筋コンクリート部材において、軸力の変動が部材の非線形特性に与える影響は軽微であり、耐震評価において軸力が一定となる解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」の当該非線形特性を用いることは妥当である。

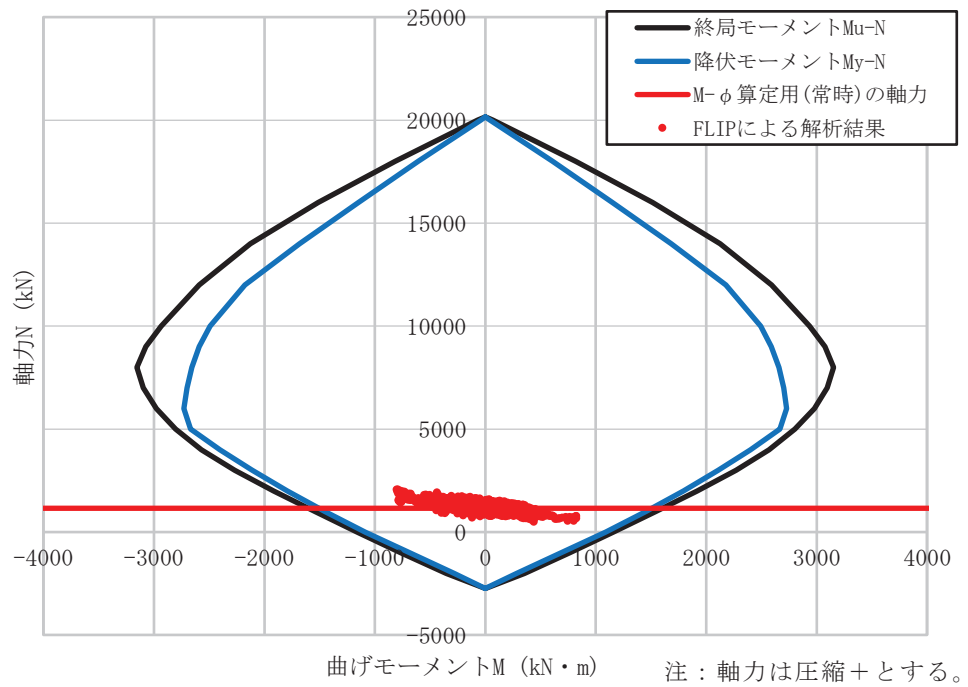


図 3-1 基準地震動 S_s による排気筒連絡ダクト土砂部 (断面①) の部材の応答範囲 (アーチ)

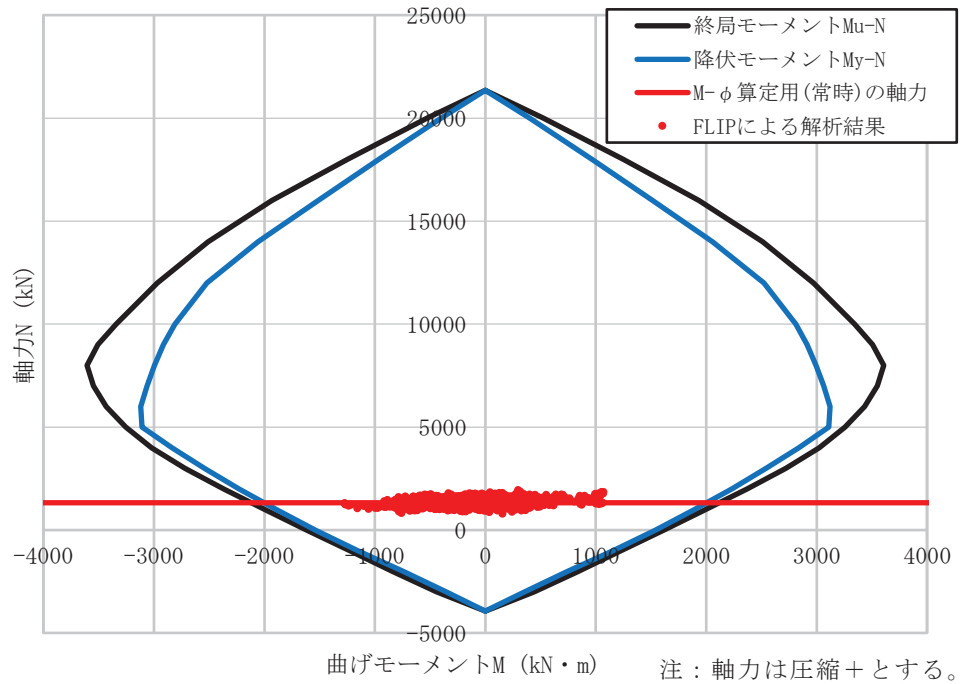


図 3-2 基準地震動 S_s による排気筒連絡ダクト土砂部 (断面①) の部材の応答範囲 (側壁)

資料 4 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の耐震安全性評価

目次

1. 評価方法	資料 4-1
2. 評価条件	資料 4-1
2.1 構造及び補強の概要	資料 4-1
2.2 評価対象断面の方向	資料 4-6
2.3 評価対象断面の選定	資料 4-7
2.4 使用材料及び材料の物性値	資料 4-8
2.5 地盤物性値	資料 4-8
2.6 評価構造物諸元	資料 4-13
2.7 地下水位	資料 4-14
2.8 耐震評価フロー	資料 4-15
2.9 適用規格	資料 4-17
3. 地震応答解析	資料 4-19
3.1 地震応答解析手法	資料 4-19
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 4-22
3.2.1 解析モデル領域	資料 4-22
3.2.2 境界条件	資料 4-24
3.2.3 構造物のモデル化	資料 4-27
3.2.4 地盤及び MMR のモデル化	資料 4-27
3.2.5 ジョイント要素の設定	資料 4-28
3.2.6 材料特性の設定	資料 4-31
3.3 減衰定数	資料 4-33
3.4 荷重の組合せ	資料 4-39
3.4.1 機器・配管荷重	資料 4-40
3.4.2 外水圧	資料 4-40
3.4.3 積載荷重	資料 4-40
3.5 地震応答解析の解析ケース	資料 4-41
3.5.1 耐震評価における解析ケース	資料 4-41
3.5.2 機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケース	資料 4-48
4. 評価内容	資料 4-52
4.1 入力地震動の設定	資料 4-52
4.2 許容限界の設定	資料 4-81
4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	資料 4-81
4.2.2 せん断破壊に対する許容限界（せん断耐力式によるせん断耐力）	資料 4-84
4.2.3 せん断破壊に対する許容限界（材料非線形解析によるせん断耐力）	資料 4-91
4.2.4 基礎地盤の支持性能に対する許容限界	資料 4-104
5. 評価結果	資料 4-105
5.1 地震応答解析結果	資料 4-105

5.1.1	解析ケースと照査値	資料 4-105
5.1.2	層間変形角時刻歴波形（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	資料 4-113
5.1.3	断面力分布（せん断破壊に対する照査）	資料 4-114
5.1.4	最大せん断ひずみ分布	資料 4-116
5.2	構造部材の健全性に対する評価結果	資料 4-118
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	資料 4-118
5.2.2	せん断破壊に対する評価結果	資料 4-127
5.3	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	資料 4-145
5.3.1	基礎地盤（狐崎部層）	資料 4-145
5.3.2	MMR（既設）	資料 4-147
6.	まとめ	資料 4-152

参考資料

- 参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース・・・・・・・・ 資料 4- (参考) 1-1
参考資料 2 静的地震力に対する耐震評価・・・・・・・・・・・・・・・・ 資料 4- (参考) 2-1

1. 評価方法

原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）は、耐震重要施設及び常設重大事故等対処設備である原子炉補機冷却海水系配管，高圧炉心スプレイ補機冷却海水系配管等を間接支持しており，支持性能が要求される。

原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）については，基準地震動 S_s による耐震評価として，構造部材の曲げ・軸力系の破壊，せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施する。

構造部材の健全性評価については，構造部材の層間変形角，曲げモーメント及びせん断力が要求性能に応じた許容限界を下回ることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については，基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ることを，マンメイドロック（以下「MMR」という。）に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ることを及び MMR の健全性を確認する。

2. 評価条件

2.1 構造及び補強の概要

原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の位置を図2-1に示す。

原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）は，鉄筋コンクリート造の地中構造物である。

原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の平面図を図2-2に，断面図を図2-3に，概略配筋図を図2-4に示す。

原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）は，原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）と原子炉建屋を結ぶ，延長 6.10m，内空幅 2.10m～3.35m，内空高さ 6.70m の鉄筋コンクリート造，四連ボックスカルバート構造の地中構造物であり，MMR を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。

原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）は，原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）及び原子炉建屋との接合部に耐震ジョイントが設置されており，延長方向に断面変化がない線状構造物である。

新規制基準への適合を踏まえ，基準地震動 S_s が大加速化したことに伴い，せん断破壊に対する耐震補強として，後施工せん断補強工法（CCb 工法）による補強を図2-5に示す箇所に行っている。

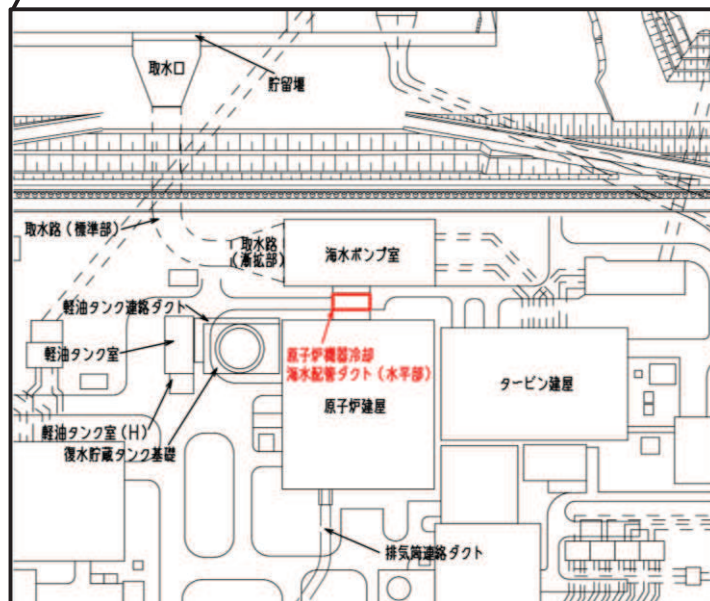
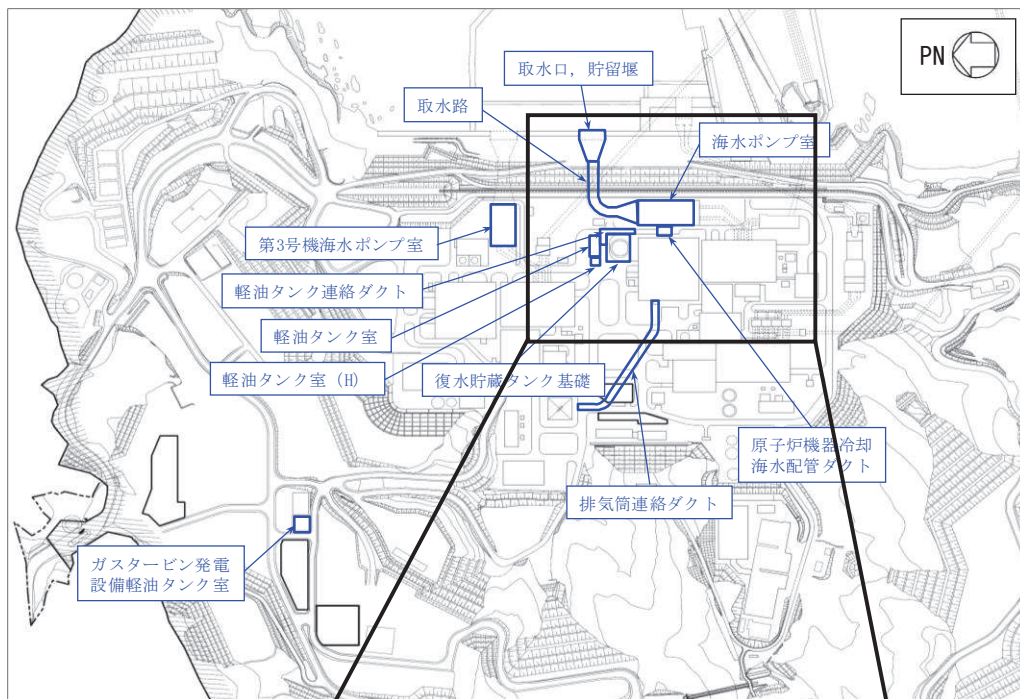


図 2-1 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の位置図

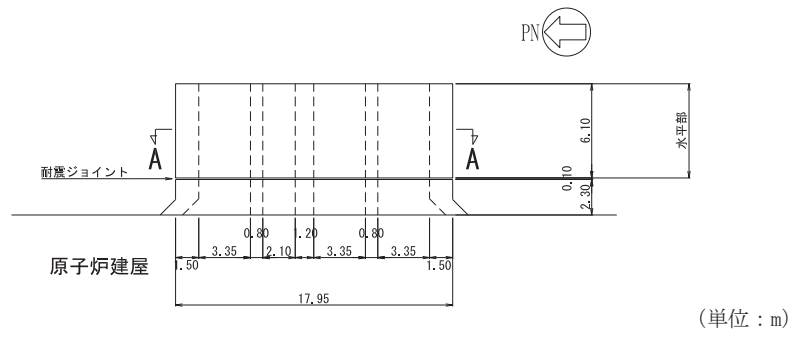


図 2-2 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）平面図

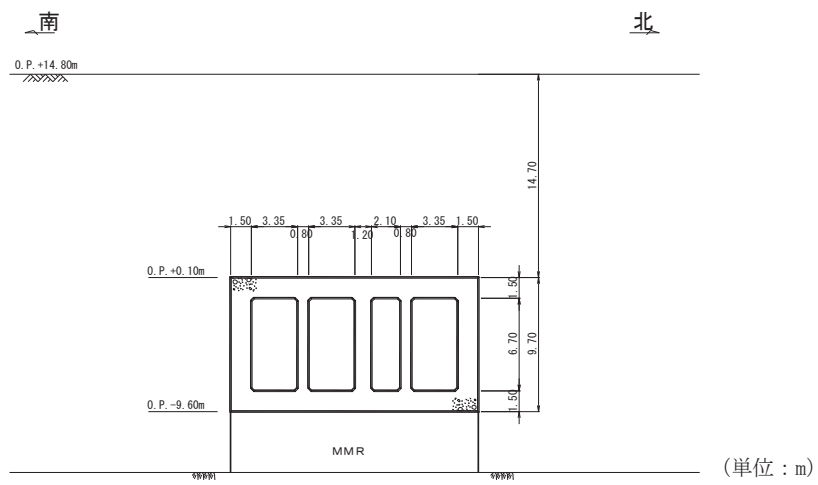


図 2-3 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）断面図（A-A 断面）

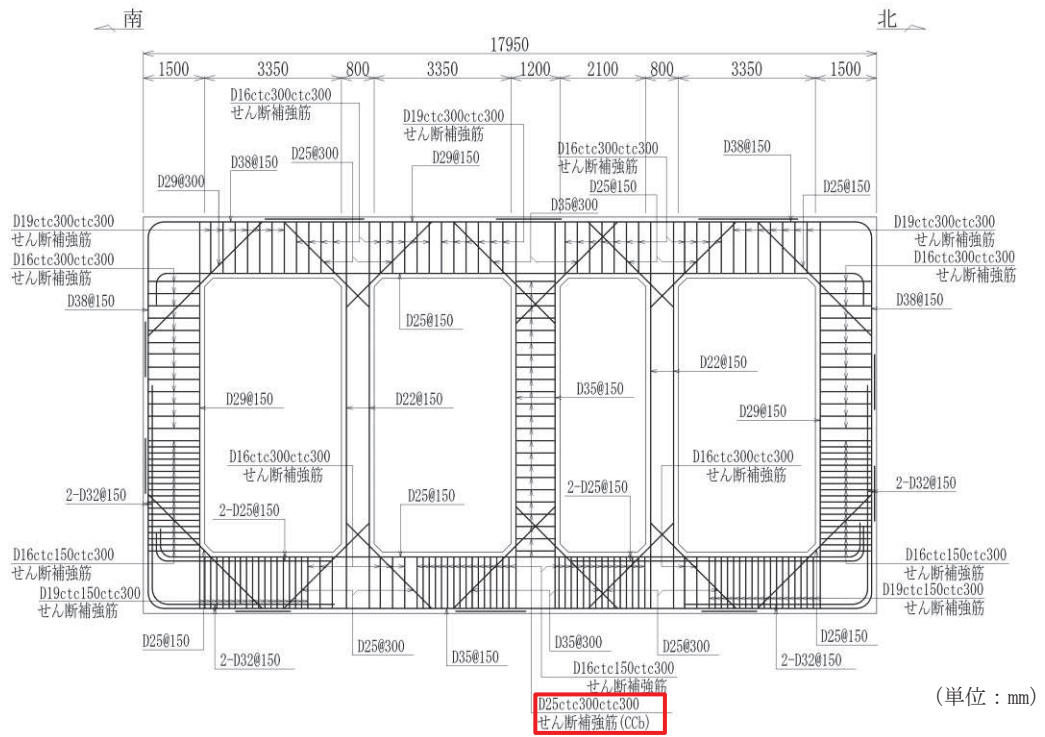
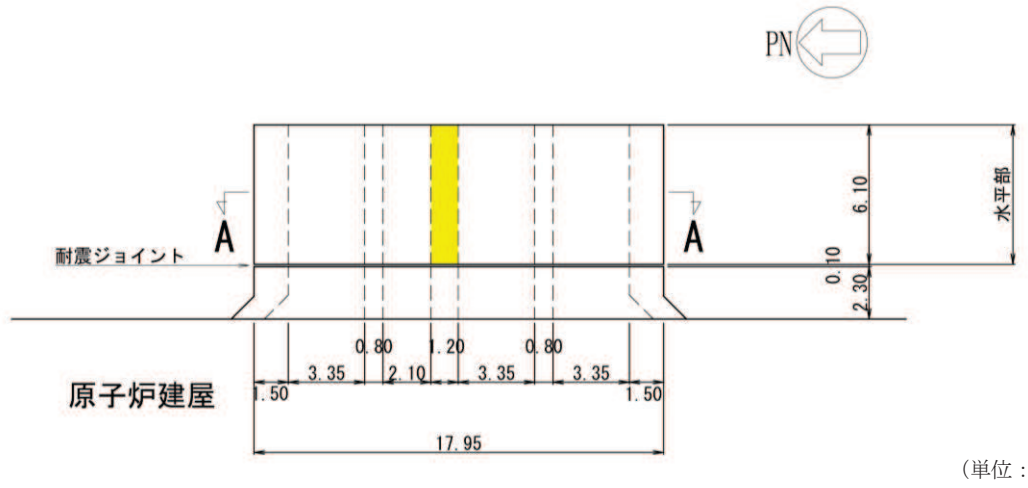


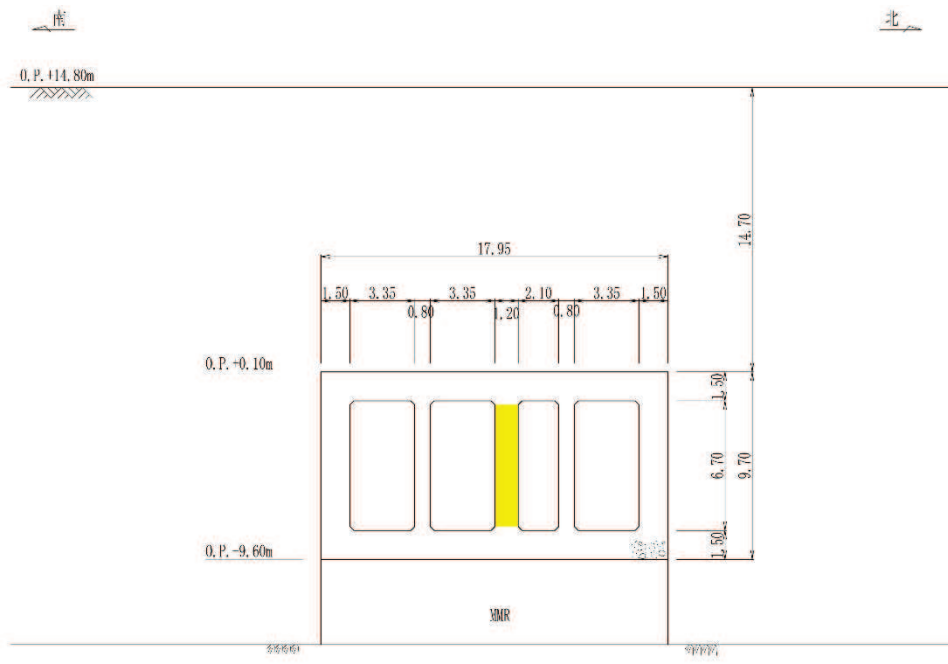
図 2-4 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）概略配筋図



(単位：m)

■ : Ccbによる耐震補強箇所

図 2-5(1) Ccbによる耐震補強箇所 (平面図)



(単位：m)

■ : Ccbによる耐震補強箇所

図 2-5(2) Ccbによる耐震補強箇所 (A-A 断面)

2.2 評価対象断面の方向

評価対象断面の方向の選定に係る考え方を表 2-1 に示す。原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の東西方向は加振方向と平行に配置される側壁又は隔壁を耐震上見込むことができることから、強軸方向となる。一方、南北方向は、加振方向と平行に配置される構造部材がないことから、弱軸方向となる。

以上のことから、原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の耐震評価では、構造の安定性に支配的な弱軸方向である南北方向を評価対象断面とする。

表 2-1 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の評価対象断面の方向の選定

	南北方向の加振	東西方向の加振
原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）	<p>↑加振方向に抵抗する部材が少ない ⇒弱軸方向</p>	<p>側壁・隔壁が加振方向に抵抗する ⇒強軸方向</p>
	<ul style="list-style-type: none"> 南北方向は、加振方向に平行な壁部材がなく、弱軸方向にあたる。 	<ul style="list-style-type: none"> 東西方向は、加振方向に平行な側壁及び隔壁を耐震設計上見込むことができ、強軸方向にあたる。
	弱軸方向を評価対象断面とする。	

2.3 評価対象断面の選定

評価対象断面は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.6 原子炉機器冷却海水配管ダクト」に示すとおり、構造的特徴や周辺状況等を踏まえ、構造物の弱軸方向となる南北方向（A-A断面）を代表として、耐震評価を実施する。

原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の評価対象地質断面図を図2-6に示す。

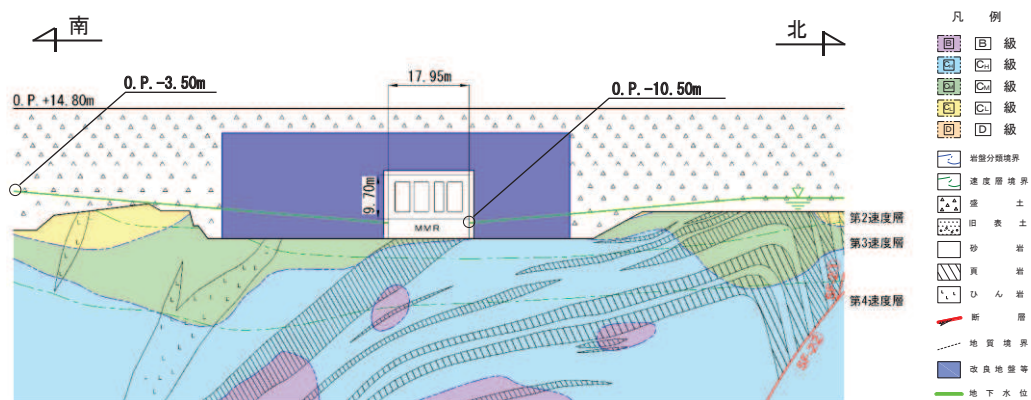


図2-6 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部） 評価対象地質断面図（A-A断面）

2.4 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-2 に、材料物性値を表 2-3 に示す。

表 2-2 使用材料

材料	仕様
コンクリート	設計基準強度 20.5N/mm ²
鉄筋	SD345

表 2-3 材料の物性値

材料	項目	材料諸元	備考
鉄筋コンクリート	単位体積重量 (kN/m ³)	24.0	
コンクリート	ヤング係数 (N/mm ²)	設計基準強度	2.33×10 ⁴
		実強度*1	3.02×10 ⁴
	ポアソン比	0.2	

注記*1：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

*2：解析ケースについては、「3.5 地震応答解析の解析ケース」に示す。

2.5 地盤物性値

地盤については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 2-4～表 2-7 に示す。

表 2-4 地盤の解析用物性値(狐崎部層)

岩種・岩級		物理特性	強度特性			変形特性				
		単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		
			せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
[B] 級	砂岩	26.4	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 2-5 参照	0.03	
[C _H] 級		26.2	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03	
[C _M] 級		25.2	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03	
[C _L] 級		24.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03	
[D] 級		20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d / G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	

表 2-5 地盤の解析用物性値(狐崎部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第 2 速度層	1.5×10^3	0.44
		第 3 速度層	5.9×10^3	0.40
		第 4 速度層	13.2×10^3	0.36
		第 5 速度層	16.5×10^3	0.35
		第 1 速度層	0.2×10^3	0.48
C _M 級	砂岩	第 2 速度層	1.5×10^3	0.44
		第 3 速度層	5.7×10^3	0.40
		第 4 速度層	12.7×10^3	0.36
		第 5 速度層	15.8×10^3	0.35
		第 1 速度層	0.2×10^3	0.48
C _L 級	砂岩	第 2 速度層	1.4×10^3	0.44
		第 3 速度層	5.5×10^3	0.40
		第 1 速度層	0.2×10^3	0.48
D級	砂岩	第 1 速度層	表 2-4 参照	0.48
		第 2 速度層		0.44

表 2-6 地盤の解析用物性値（盛土他）

岩種・岩級	物理特性 単位体積重量 γ (kN/m ³)	強度特性				変形特性				
		静的・動的特性				静的特性		動的特性		
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
盛土*1	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00036)^{*2}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
断層 及びシーム*3	18.6	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.0012)^{*2}$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.031 \log \gamma$
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$
背面補強工	24.0	—				28,000	0.2	11,667	0.2	0.05
置換コンクリート	22.5	—				28,000	0.2	11,667	0.2	0.05

*1：セメント系埋戻土は盛土の物性値を使用

*2：残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s / 2 (1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m), \quad \gamma_m = \tau_t / G_0$$

*3：断層及びシームの狭在物は、「粘土状」、「砂状」、「鱗片状」等の性状が確認されているが、そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している

表 2-7 地盤の解析用物性値 (MMR)

	物理特性	強度特性				変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断剛性 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
MMR (既設) ($f'_{ck} = 15.6$ N/mm ²)	22.6	3.12	-*	1.43	-*	20590	8579	0.2	3

* : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

2.6 評価構造物諸元

原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の諸元を表 2-8 に、評価部位を図 2-7 に示す。

表 2-8 評価部位とその仕様

部位	仕様		材料		要求機能
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
頂版	1, 000	1, 500	20.5	SD345	—
側壁	1, 000	1, 500	20.5	SD345	支持機能
隔壁	1, 000	1, 200	20.5	SD345	支持機能
	1, 000	800	20.5	SD345	
底板	1, 000	1, 500	20.5	SD345	—

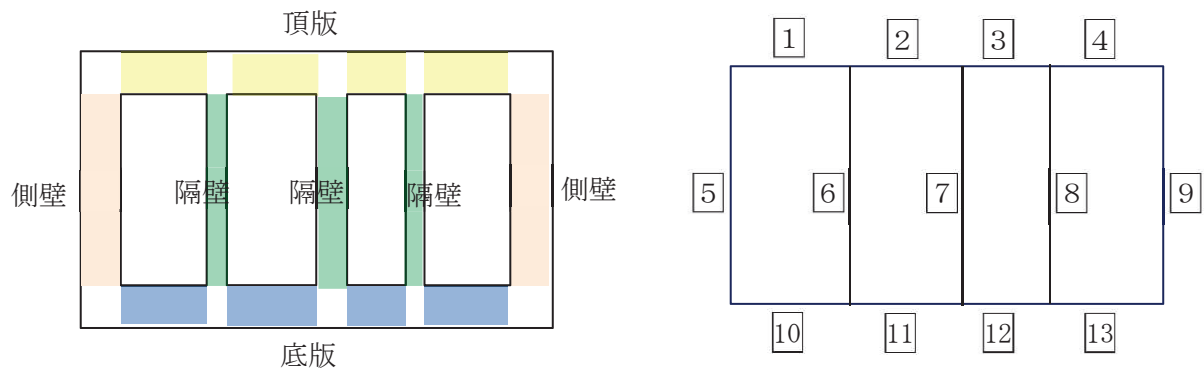


図 2-7 評価部位

2.7 地下水位

設計用地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計用地下水位の一覧を表 2-9 に、設計用地下水位を図 2-8 に示す。

表 2-9 設計用地下水位

施設名称	設計用地下水位
原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）	O. P. -10.50m～O. P. -3.50m

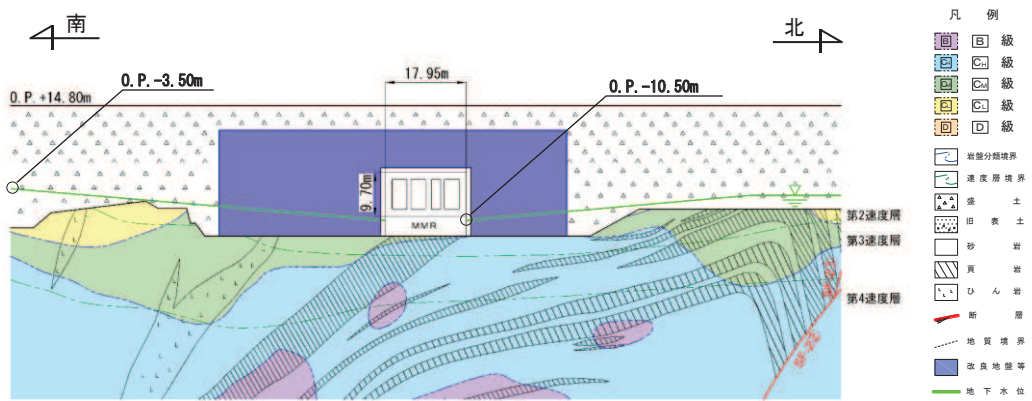


図 2-8 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の設計用地下水位

2.8 耐震評価フロー

原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の地震応答解析フロー及び耐震評価フローを図 2-9 及び図 2-10 に示す。

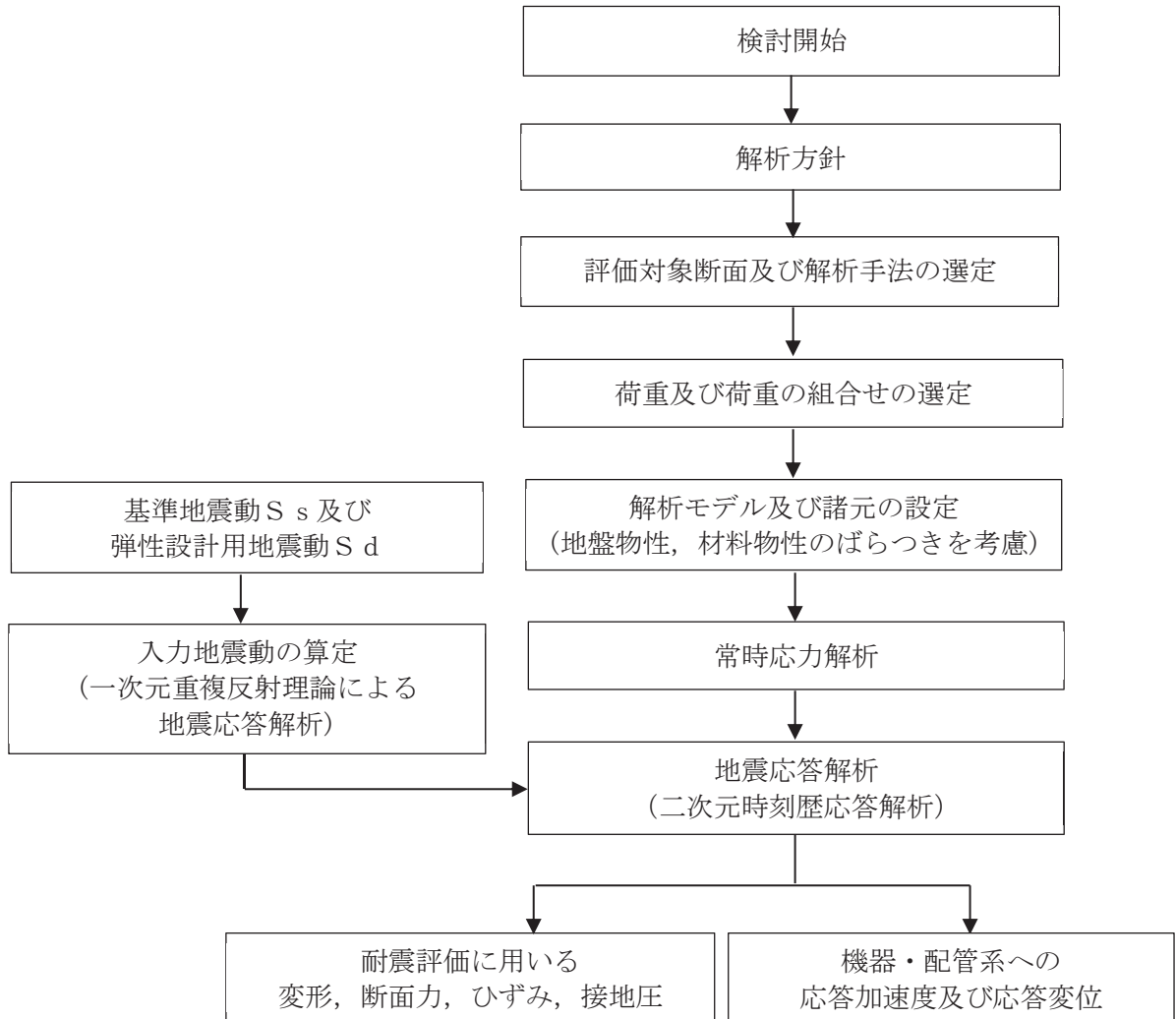


図 2-9 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の地震応答解析フロー

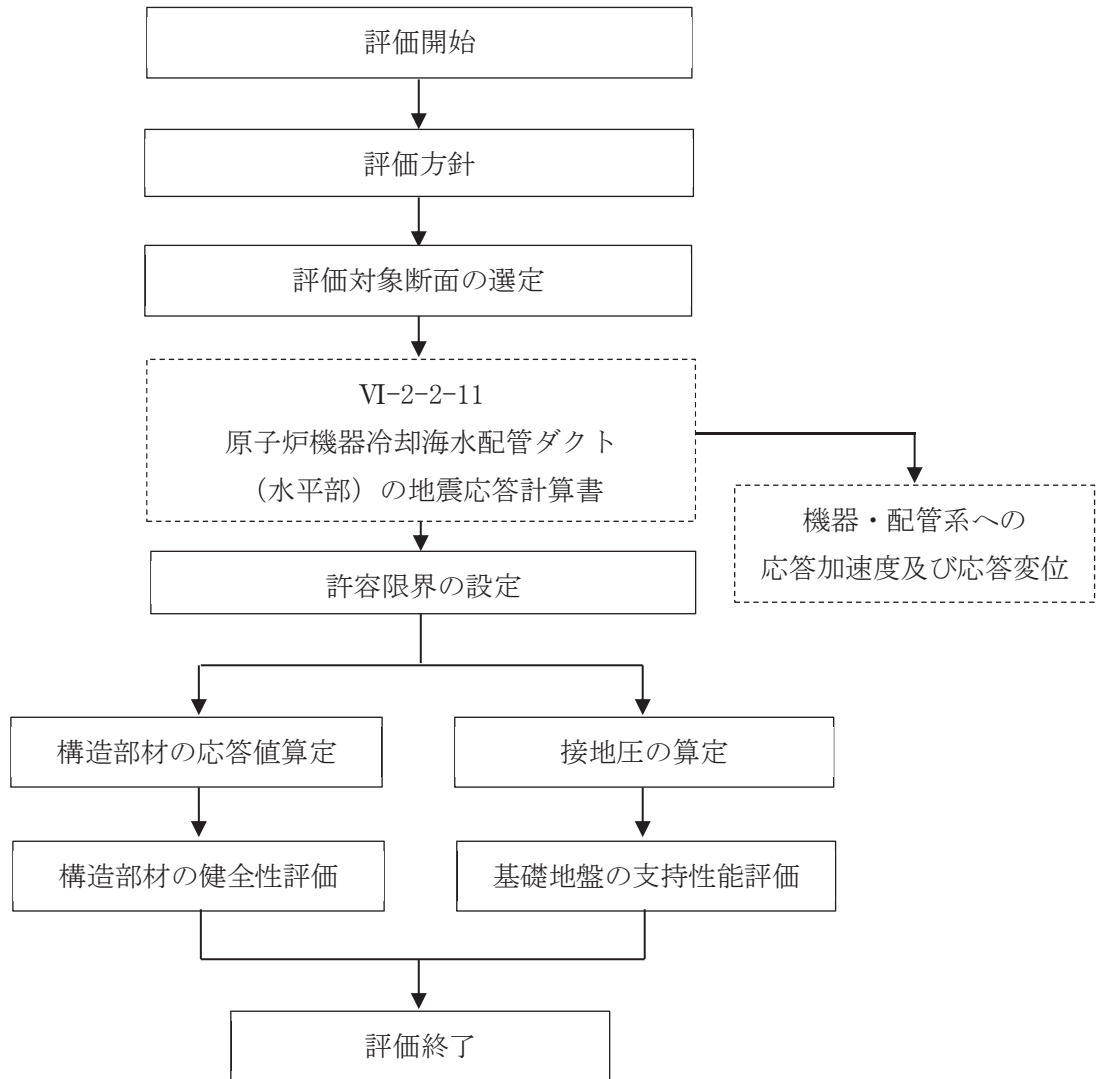


図 2-10 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の耐震評価フロー

2.9 適用規格

原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の耐震評価にあたっては、コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会 2002年制定）（以下「コンクリート標準示方書」という。）、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系及びせん断破壊の許容限界の一部については、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005年6月 土木学会 原子力土木委員会）（以下「土木学会マニュアル」という。）を適用する。また、基礎地盤の支持性能の許容限界は、道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）（社団法人 日本道路協会，平成14年3月）を適用する。

また、材料非線形解析によりせん断耐力を求める場合の材料定数についてはコンクリート標準示方書[設計編]（土木学会 2017年制定）（以下「コンクリート標準示方書2017」という。）を適用する。

表2-10に適用する規格，基準類を示す。

表 2-10 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考	確認項目
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会 2002年制定)	・鉄筋コンクリートの材料諸元(γ , E, ν)	—
	・コンクリート標準示方書[設計編](土木学会 2017年制定)	・コンクリートの材料定数(材料非線形解析によるせん断耐力の算定)	—
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会 2002年制定)	・永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討	—
許容限界*1	・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル(2005年6月土木学会 原子力土木委員会)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査は, 限界層間変形角を設定した上で, 発生層間変形角が限界層間変形角を下回ることを確認*	・構造強度を有すること
	・せん断破壊に対する照査は, 発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認*	・Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと ・構造強度を有すること	
	・道路橋示方書・同解説(V 耐震設計編)(社団法人 日本道路協会, 平成14年3月)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査においておおむね弾性範囲として, 発生曲げモーメントが降伏曲げモーメントを下回ることを確認*2	・Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと
	・道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)(社団法人 日本道路協会, 平成14年3月)	・基礎地盤の支持性能に対する照査は, 基礎に発生する応力が極限支持力を下回ることを確認*2	—
地震応答解析	・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987(社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)	・有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析	—
	・道路橋示方書・同解説(V 耐震設計編)(社団法人 日本道路協会, 平成14年3月)		

注記*1: 原子炉機器冷却海水配管ダクト(水平部)は, 設計用地下水位がダクトの底版以下であり, 地下水の流入が無いことから, 地下水に対する止水性能の評価を省略する。

*2: 妥当な安全余裕を考慮する。

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととし、解析手法については、図3-1に示す解析手法の選定フローに基づき設定する。解析手法は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.6 原子炉機器冷却海水配管ダクト」に示すとおり、全応力解析とする。

構造部材については、非線形はり要素を用いることとし、構造部材の非線形特性については、鉄筋コンクリートの $M-\phi$ 関係を適切にモデル化する。

地盤については、平面ひずみ要素でモデル化することとし、岩盤は線形でモデル化する。盛土及び改良地盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようにマルチスプリングモデルを用いることとし、ばね特性は双曲線モデル（修正GHEモデル）を用いて非線形性を考慮する。

地震応答解析については、解析コード「Soil Plus Ver. 2015 Build3」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図3-2に示す。

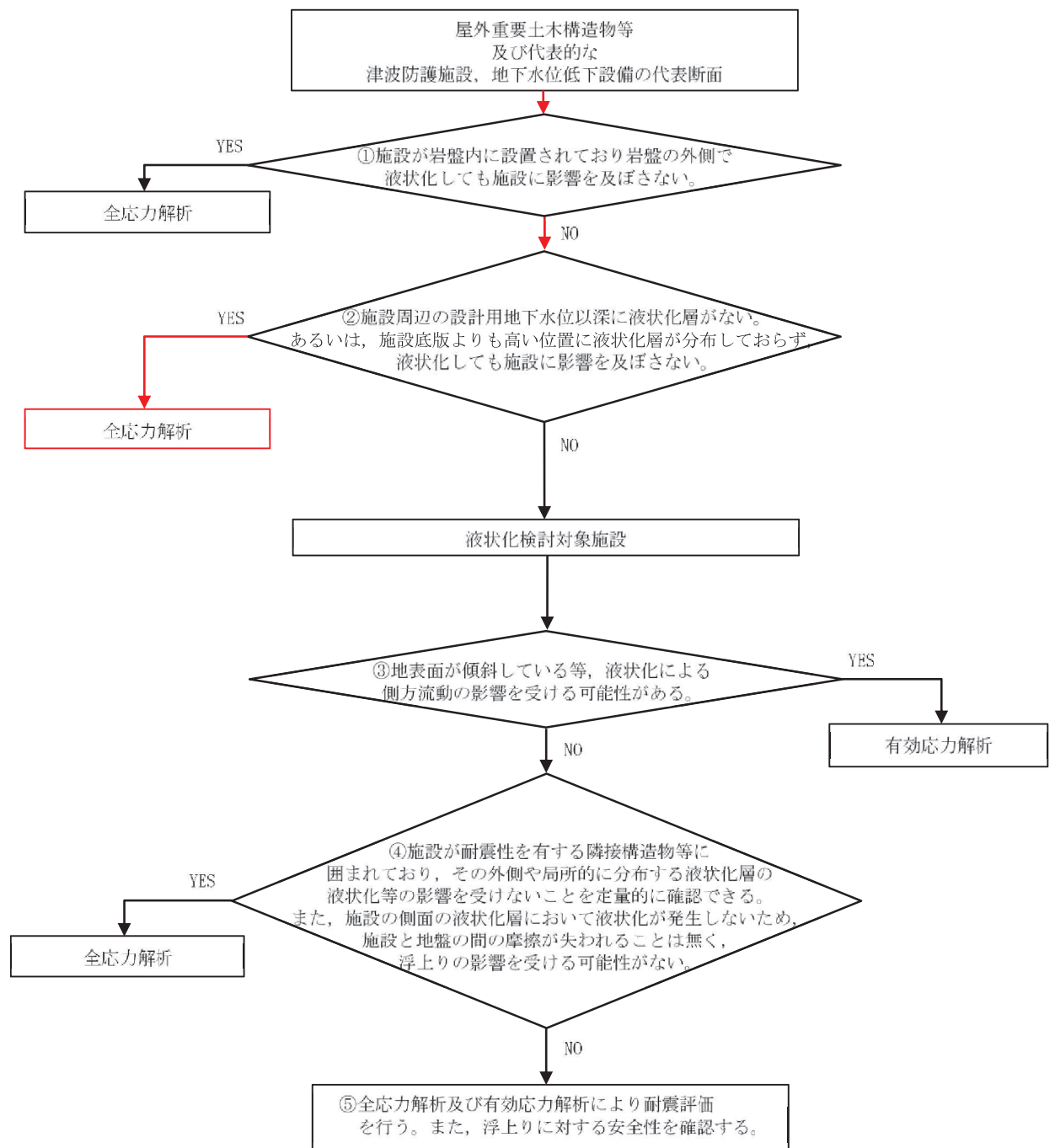


図 3-1 解析手法の選定フロー

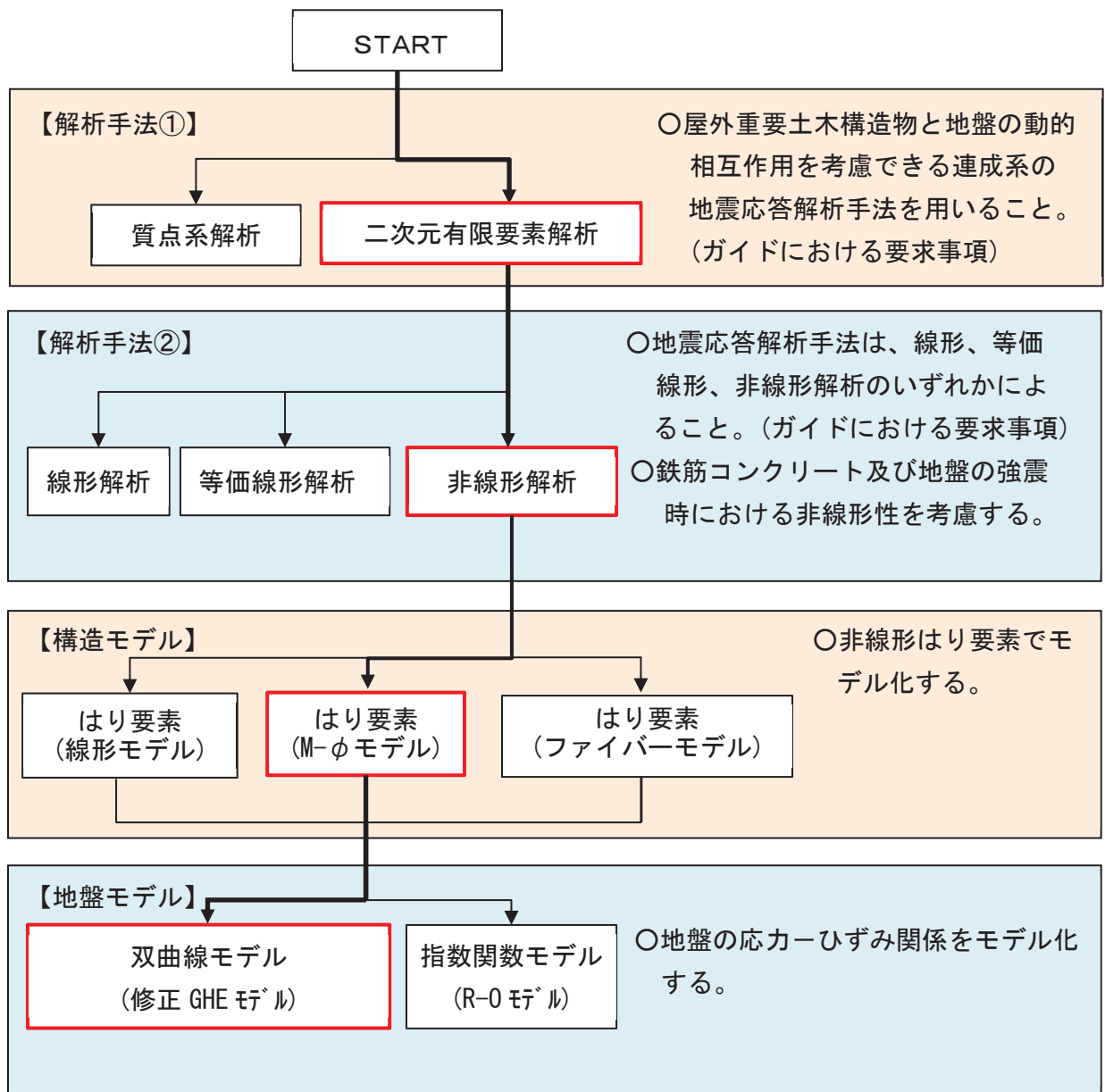


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

3.2.1 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 3-3 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物基礎幅の 2 倍以上とする。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の5分の1程度を考慮し、要素高さを1m程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、土木学会マニュアルに従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度まで細分して設定する。

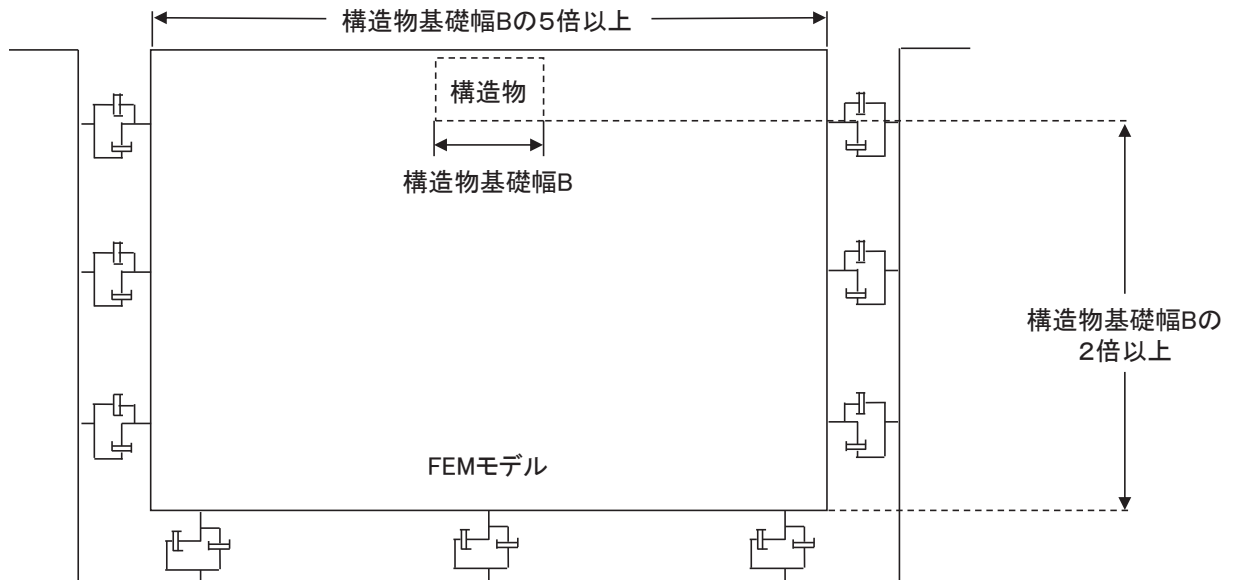


図 3-3 モデル化範囲の考え方

二次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。二次元地震応答解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3-4に示す。

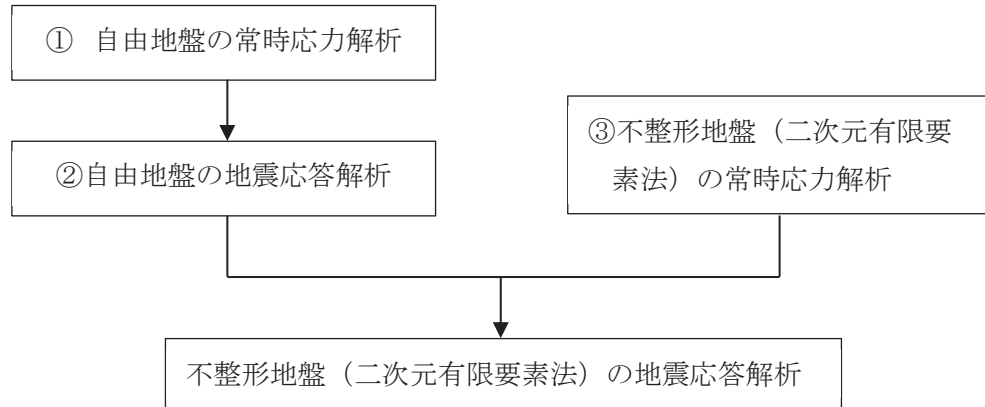


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤 (二次元有限要素法) の地震応答解析までのフロー

3.2.2 境界条件

(1) 固有値解析時

Rayleigh 減衰の設定に用いる固有周期を求めるための固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図3-5に示す。

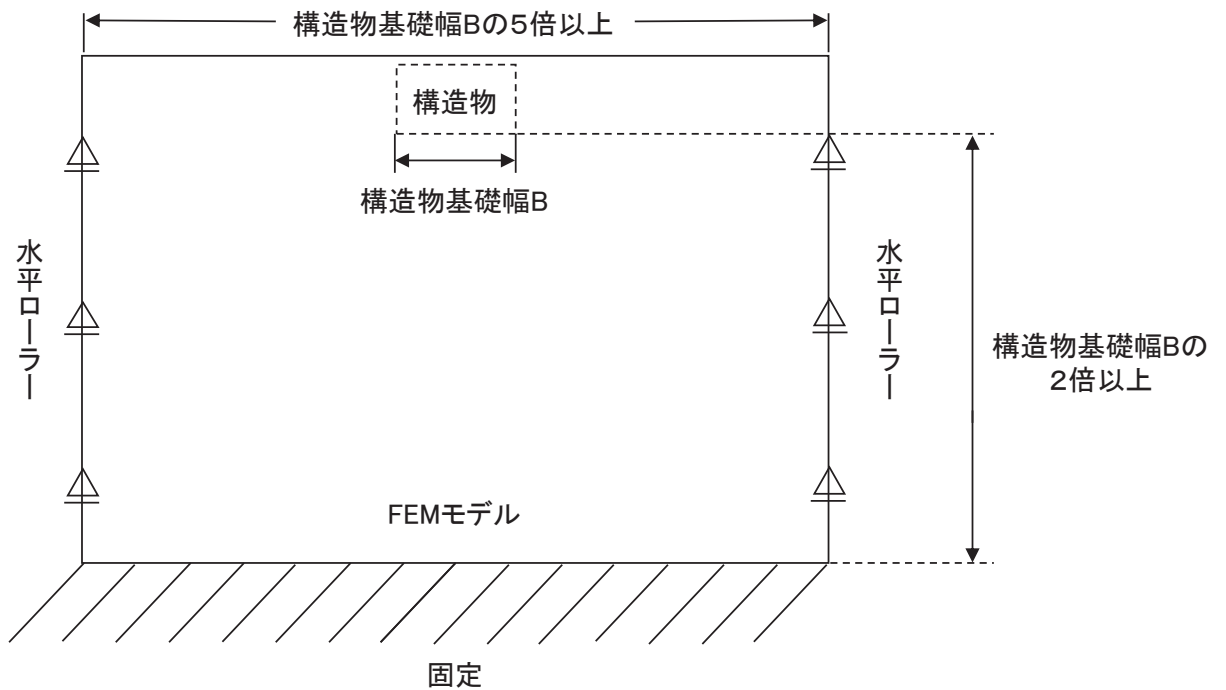


図3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図3-6に示す。

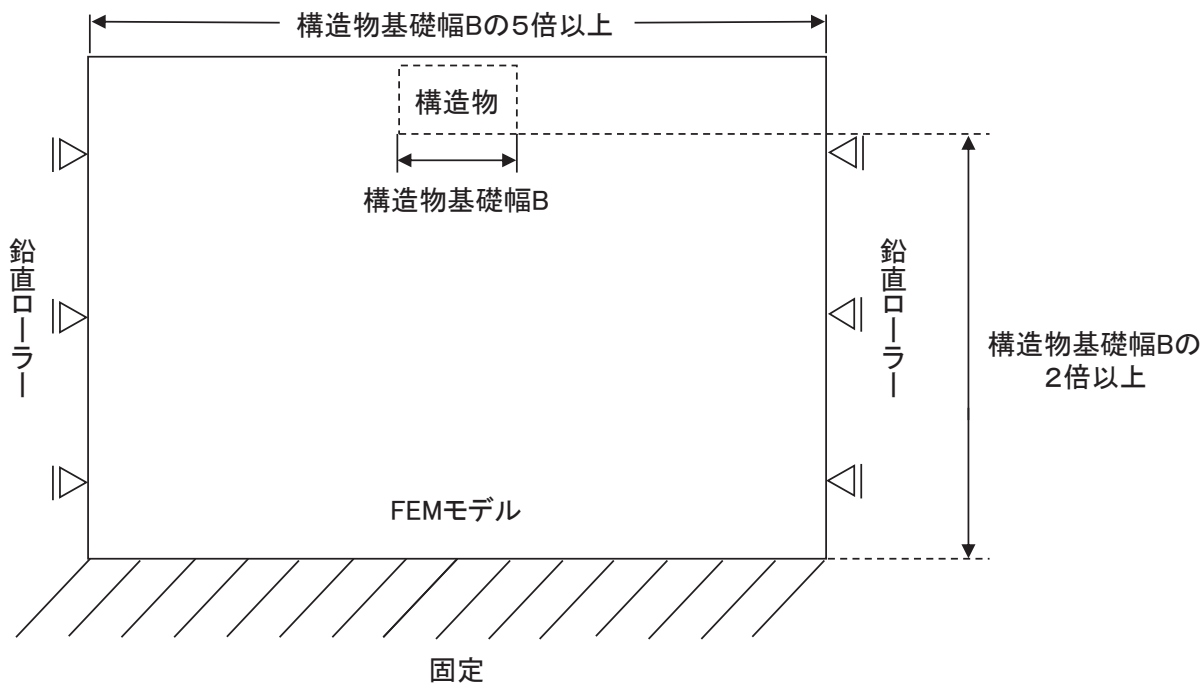
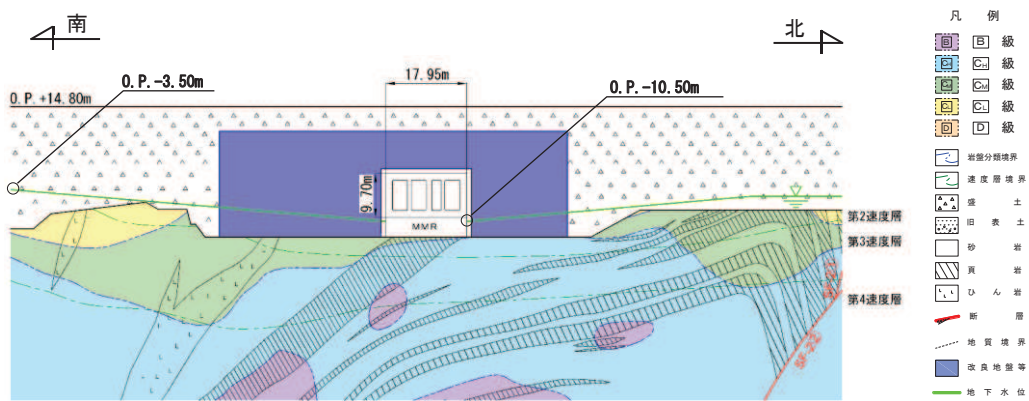


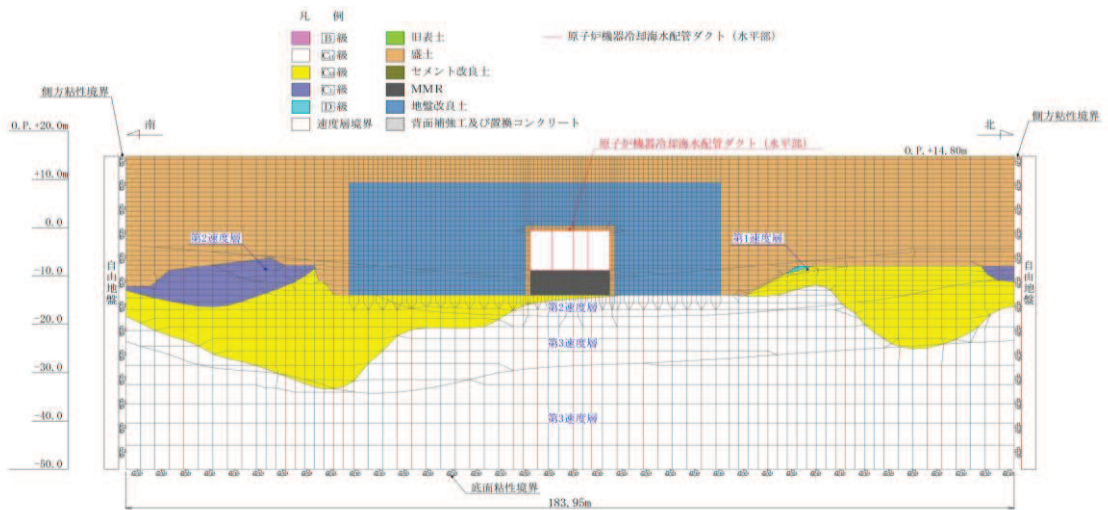
図3-6 初期応力解析における境界条件の概念図

(3) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。評価対象地質断面図及び地震応答解析モデル図を図3-7に示す。なお、北側に設置される階段状の改良地盤は、耐震評価において保守的な評価となるよう盛土としてモデル化する。



(a) 評価対象地質断面図



(b) 地震応答解析モデル図

図3-7 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の評価対象断面図及び地震応答解析モデル図（A-A断面）

3.2.3 構造物のモデル化

原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）では，構造部材を非線形はり要素でモデル化する。鉄筋コンクリート部材のはり要素の交点には，コンクリート標準示方書に基づき剛域を設ける。

原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の解析モデルにおける構造物部分の拡大図を図3-8に示す。

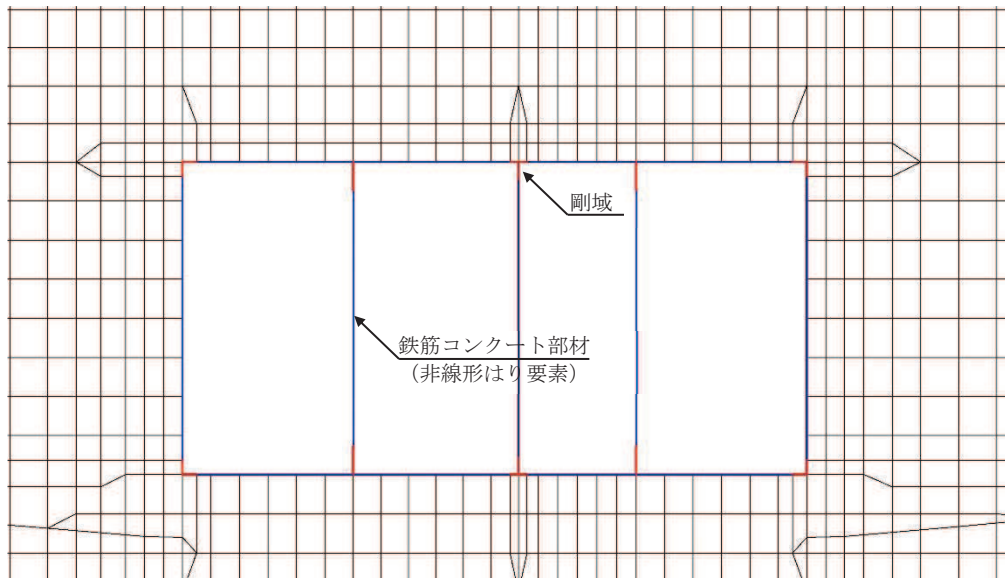


図3-8 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の地震応答解析モデル（構造物部分拡大）

3.2.4 地盤及びMMRのモデル化

D₁級を除く岩盤及びMMRは線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また，盛土，改良地盤及びD₂級岩盤は，地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。

3.2.5 ジョイント要素の設定

「地盤と構造物（MMR 含む）」，「地盤と改良地盤」及び「MMR と構造物」（以下「地盤と構造物等」という。）の接合面にジョイント要素を設けることにより，地震時の地盤と構造物の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は，「地盤と構造物等」の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については，常時状態以上の引張荷重が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。せん断方向については，「地盤と構造物等」の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c ， ϕ とし，添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3-1 のとおりとする。また，要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は強度の小さい側の要素の物性値とし，表 3-2 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで， σ' : 面直圧
 τ_f : せん断強度
 c : 粘着力
 ϕ : 内部摩擦角

表 3-1 周辺地盤との境界に用いる強度特性（狐崎部層）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土* ¹	0.10	33.9
盛土* ²	0.06	30.0
C _M 級	0.49	47.0
C _H 級	1.72	43.0
改良地盤	1.39	22.1
MMR	3.10	40.0

注記*1：地下水位以浅

*2：地下水位以深

表 3-2 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土-改良地盤	盛土の c	盛土の ϕ
盛土-MMR	盛土の c	盛土の ϕ
盛土-構造物	盛土の c	盛土の ϕ
改良地盤-岩盤 (C _M 級)	岩盤の c	岩盤の c
岩盤-MMR	岩盤の c	岩盤の c
構造物-MMR	MMR の c	MMR の c

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp1061-1070，2009）に従い，表 3-3 のとおり設定する。

ジョイント要素の力学特性を図 3-9 に，ジョイント要素の配置を図 3-10 に示す。

表 3-3 ジョイント要素のばね定数

地盤	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
盛土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤	1.0×10^7	1.0×10^7

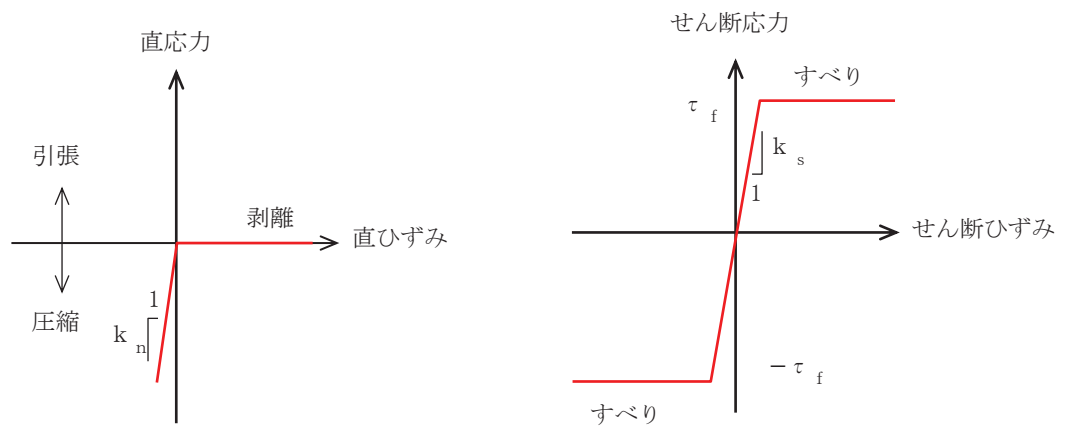


図 3-9 ジョイント要素の力学特性

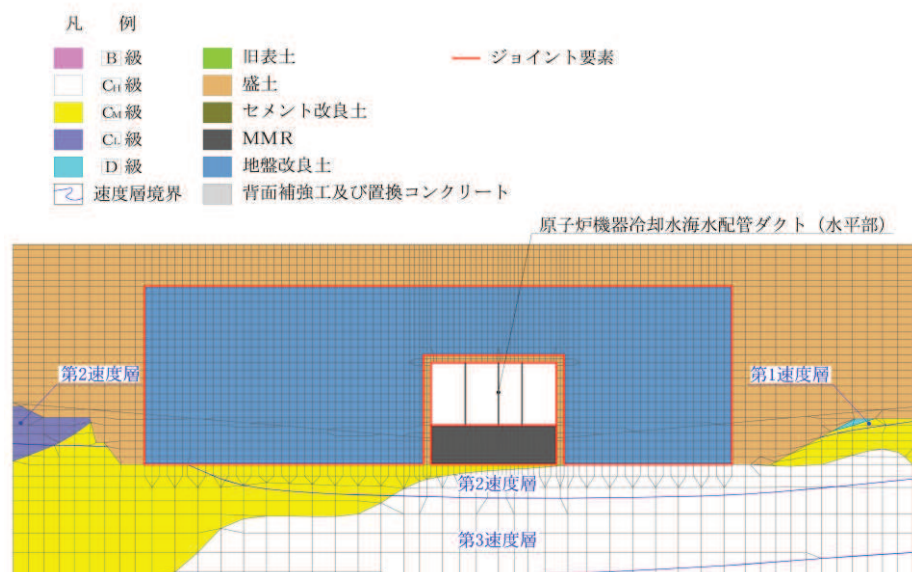


図 3-10 ジョイント要素の配置

3.2.6 材料特性の設定

鉄筋コンクリート部材は、非線形はり要素であるM- ϕ モデルを用いてモデル化する。非線形特性の設定においては、コンクリート及び鉄筋の非線形性を考慮する。材料の非線形性はコンクリート標準示方書に基づき設定する。

図3-11に鉄筋コンクリート部材におけるM- ϕ 関係のトリリニアモデルによる骨格曲線を示す。履歴特性は、図3-12に示すとおり修正武田モデルを適用する。M- ϕ モデルに用いるコンクリートの応力-ひずみ関係を図3-13に、鉄筋の応力-ひずみ関係を図3-14に示す。

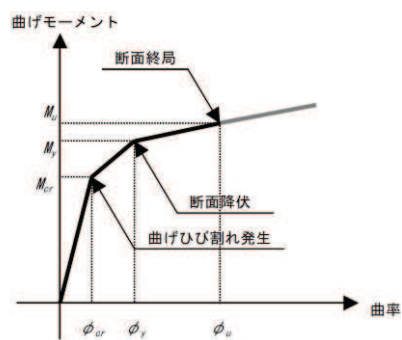


図3-11 鉄筋コンクリート部材のM- ϕ 関係
(土木学会マニュアルより引用)

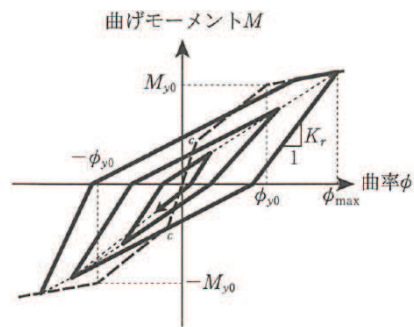


図3-12 鉄筋コンクリート部材の履歴特性（修正武田モデル）
(道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（平成14年3月）より引用)

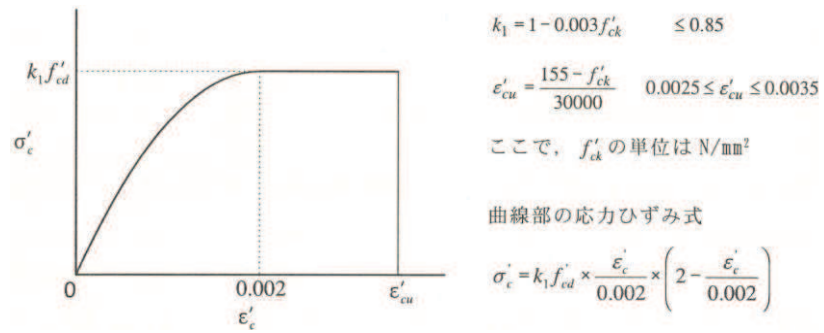


図 3-13 構造部材の非線形特性（コンクリートの応力-ひずみ関係）
（コンクリート標準示方書より引用）

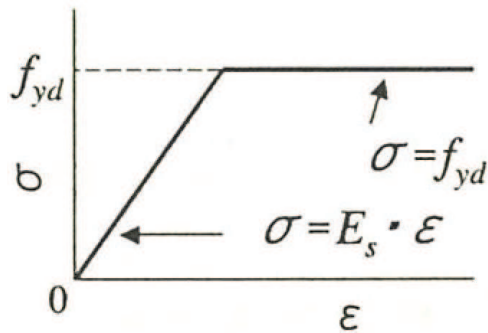


図 3-14 構造部材の非線形特性（鉄筋の応力-ひずみ関係）
（コンクリート標準示方書より引用）

3.3 減衰定数

減衰定数は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「9. 地震応答解析における減衰定数」に基づき、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる解析モデル全体の固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰を解析モデル全体に与える。Rayleigh減衰の設定フローを図3-15に示す。

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

[c] : 減衰係数マトリックス, [m] : 質量マトリックス,

[k] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

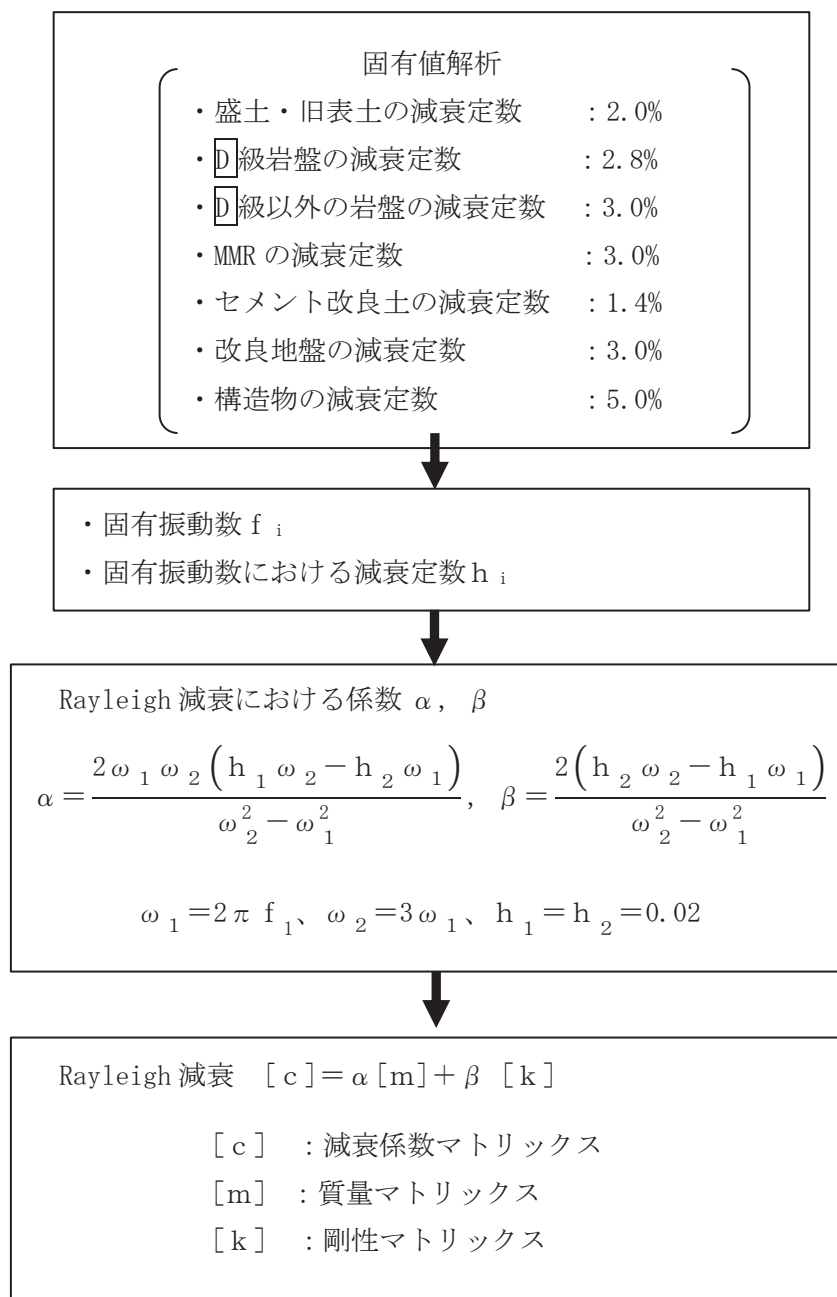


図 3-15 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定にあたっては、低次のモードの変形が支配的な地中埋設構造物に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して、1 次及び 2 次モードの固有振動数において、過大な減衰とならないように定めている。

1 次固有振動数 (f_1) は、地震応答解析の解析モデルの固有値解析結果から算定する。2 次固有振動数 (f_2) は固有値解析から算定した 1 次固有振動数 (f_1) の 3 倍とする。減衰定数は、解析モデルに占める割合が多く、かつ減衰定数の小さい盛土・旧表土の 2% とする。

固有値解析結果の一覧を表 3-4 に、固有値解析におけるモード図を図 3-16 に、係数 α , β を表 3-5 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-17 に示す。

表 3-4 固有値解析結果

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	β_x	β_y	
1	2.883	12	0	57.26	-5.47	1 次として採用
2	3.095	6	0	-39.88	-9.45	—
3	4.413	6	0	-39.08	-6.05	—
4	4.997	5	1	-36.47	11.85	—
5	5.456	3	0	-28.18	-6.07	—
6	5.931	3	0	28.64	9.99	—
7	6.259	0	0	7.94	7.90	—
8	6.314	0	0	-1.44	-10.52	—
9	6.404	1	1	16.03	-19.49	—
10	6.483	3	0	-27.15	-0.17	—

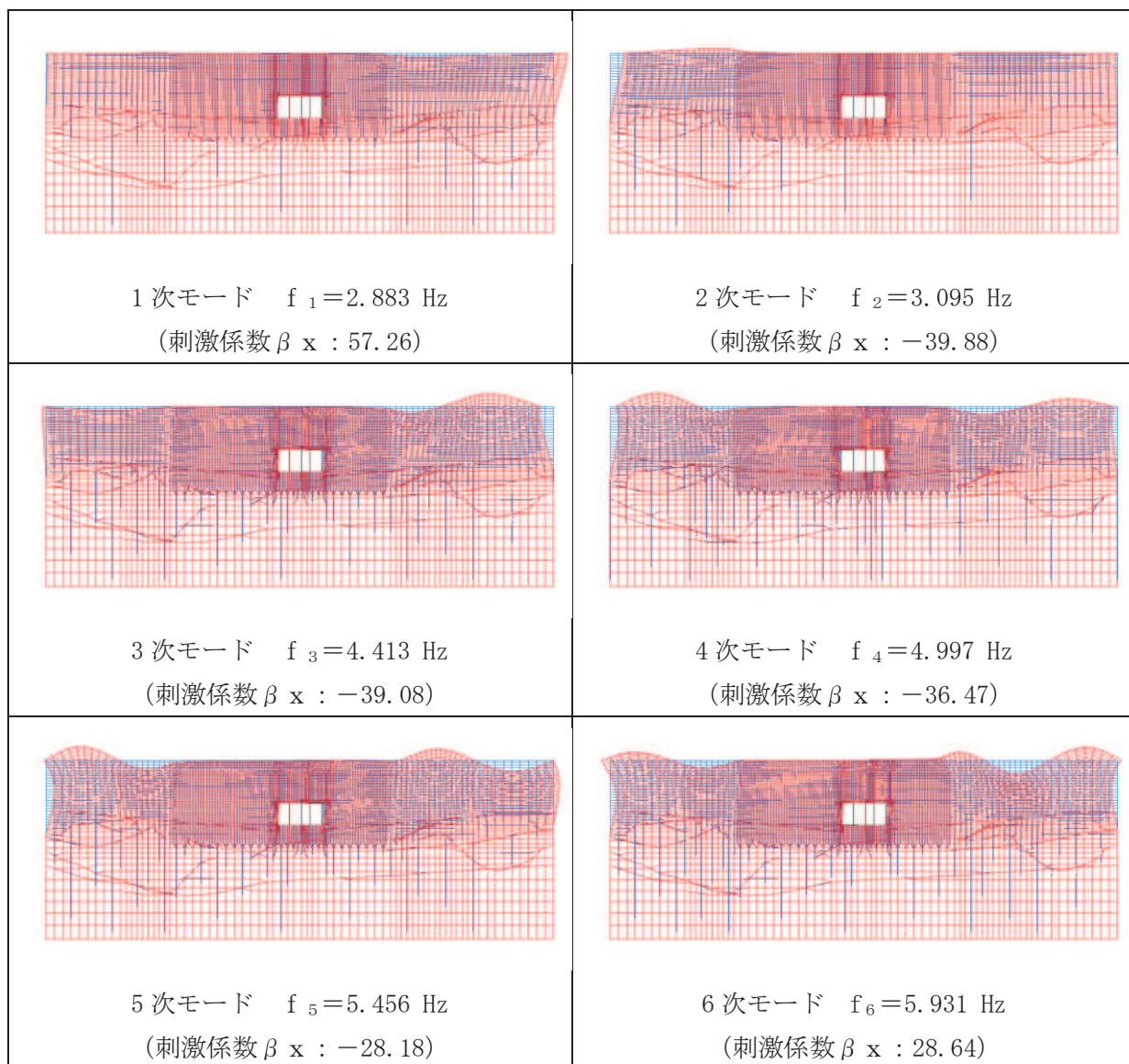


図 3-16(1) 固有値解析結果 (モード図)

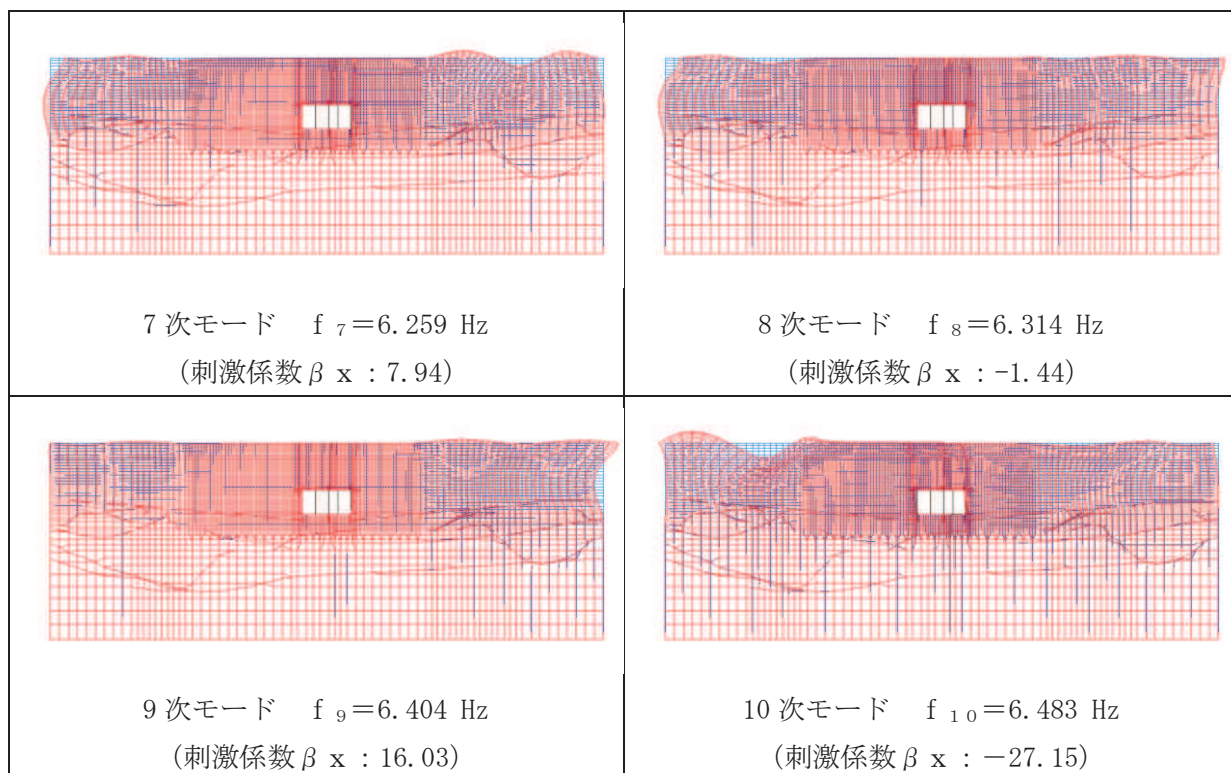


図 3-16(2) 固有値解析結果 (モード図)

表 3-5 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

α	β
5.434×10^{-1}	5.520×10^{-4}

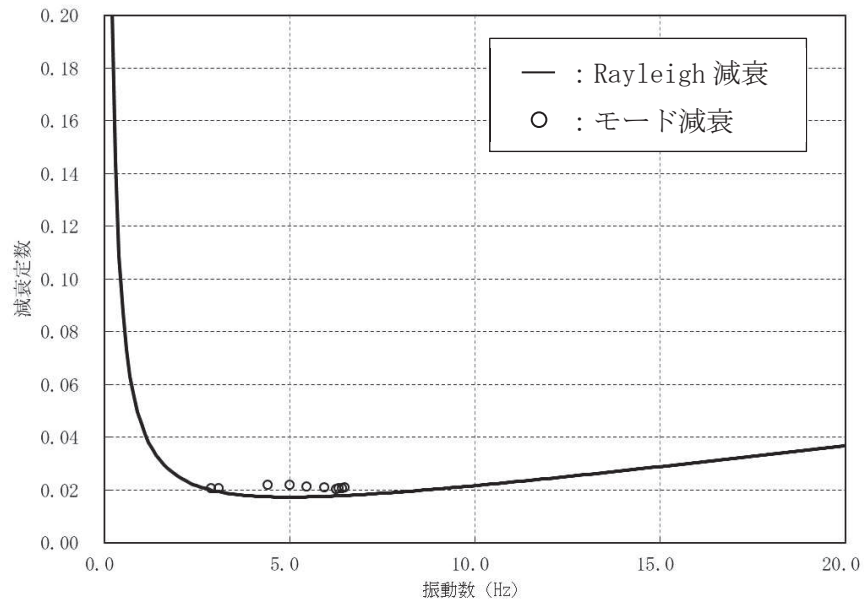


図 3-17 設定した Rayleigh 減衰

3.4 荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。地震荷重には、地震時土圧及び機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

地震時に原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）に作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

なお、原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における荷重条件は変わらないため、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

荷重の組合せを表 3-6 に示す。

表 3-6 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	躯体自重	○ ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する
		機器・配管荷重	○ ・機器・配管系の重量に基づいて設定する。
		土被り荷重	○ ・常時応力解析により設定する。
		永久上載荷重	— ・地盤表面に恒常的に置かれる設備等はないことから考慮しない。
	静止土圧		○ ・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○ ・地下水位に応じた静水圧として考慮する。 ・地下水の密度を考慮する。
積載荷重		○ ・地表面に考慮する。	
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動		○ ・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○

3.4.1 機器・配管荷重

地震時に原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）に作用する機器・配管系の荷重図を図3-18に、荷重値の一覧を表3-7に示す。機器・配管系の荷重は解析モデルに単位奥行き（1m）あたりの付加質量として与えることで考慮する。

表3-7 荷重を考慮する主な機器・配管の一覧

側壁，隔壁	20.59 kN/m	<ul style="list-style-type: none"> 原子炉補機冷却海水系配管（RSW 配管） 配管サポート
	7.75 kN/m	<ul style="list-style-type: none"> 高圧炉心スプレイ補機冷却海水系配管（HPSW 配管） 配管サポート
	24.52 kN/m	<ul style="list-style-type: none"> タービン補機冷却海水系配管（TSW 配管） 配管サポート

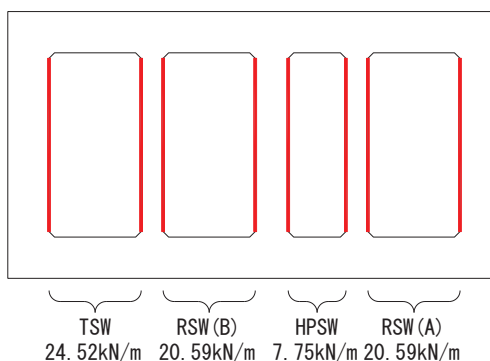


図3-18 機器・配管系の荷重図

3.4.2 外水圧

外水圧は、地下水位に応じた静水圧を設定する。地下水位については、「2.6 地下水位」のとおりとし、地下水の密度として、 1.00g/cm^3 を考慮する。

3.4.3 積載荷重

地震時に原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）に作用する積載荷重は、積雪荷重以外は想定されないが、保守的な配慮として、単位奥行き（1m）あたりの付加重量として地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

なお、積雪荷重は、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である43cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第86条第2項により、積雪量1cmごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮した 0.301kN/m^2 としている。

地表面への積載荷重は、単位奥行き（1m）あたりの付加質量として考慮する。

3.5 地震応答解析の解析ケース

3.5.1 耐震評価における解析ケース

(1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）は、構造物が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に伴う構造物材の曲げ・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、評価対象構造物周辺に主として盛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こと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。

ばらつきを考慮する物性は、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 3-10 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（ σ ）のケース（表 3-10 に示すケース②，③）について確認を行う。

地盤の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。

(2) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

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 3-10 に示すケース④）。

屋外重要土木構造物等の耐震性に支配的な要因である土圧は、構造物と周囲の地盤の剛性差により生じることから、構造物の剛性が低下し、地盤との剛性差が小さくなることは、耐震裕度が向上することとなる。したがって、屋外重要土木構造物等のコンクリートは設計基準強度に対応する剛性を基本とし、ばらつきの考慮としては、土圧が大きく評価されるようコンクリートの実強度に対応する剛性について確認を行う。なお、屋外重要土木構造物等は、屋外かつ湿潤した地盤に接して地中に埋設されていることから、建物と異なり乾燥する環境にはなく、点検においても乾燥収縮による有害なひび割れは確認されておらず、コンクリートの剛性低下は顕在化していない。

一方、機器・配管系の耐震評価においては、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について影響を確認する（表 3-10 に示すケース⑤）。

原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）における実強度は、構造物ごとのコア抜き強度 f'_{ck} の平均値とし、ヤング係数は実強度の平均値からコンクリート標準示方書に基づき算出する。原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の実強度およびヤング係数を表 3-8 及び表 3-9 に示す。

また、耐震評価における解析ケースの一覧を表 3-10 に示す。

表 3-8 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の実強度及びヤング係数

実強度*	ヤング係数
37.2N/mm ²	30.2kN/mm ²

注記*：原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）のコア採取による圧縮強度試験結果を表 3-9 に示す。

表 3-9 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）のコア採取による圧縮強度試験結果

採取位置*	採取年	供試体数 (本)	実強度 (N/mm ²)		ヤング係数 (kN/mm ²)	
			最大	最小	最大	最小
隔壁	2012	3	41.9	33.9	31.4	29.2
隔壁	2018	3	39.8	36.3	30.9	29.9

注記*：コア採取位置は図 3-19 に示す。

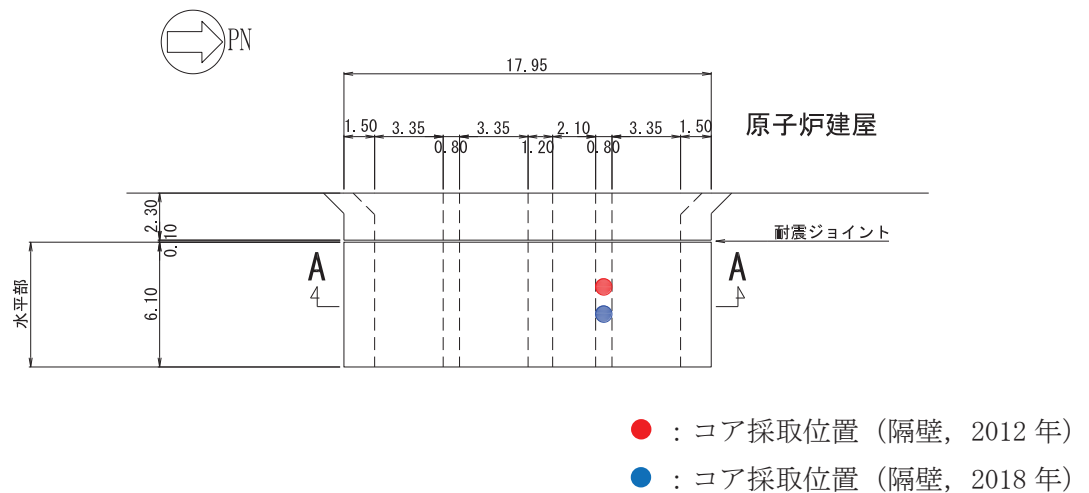


図 3-19 コア採取位置図

表 3-10 耐震評価における解析ケースの一覧

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	
		盛土, 改良地盤, D級岩盤 (G_0 : 初期せん断弾 性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 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 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ	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に基づき表 3-8 に示すとおりとする。

*2: 機器・配管系の耐震評価に適用する。原子炉建屋の剛性低下率のうち特異的なオペフロの値を除いた中で最大となるNS方向の剛性低下率を設定する。

(3) 耐震評価における解析ケースの組合せ

原子炉機器冷却海水配管ダクト(水平部)の耐震評価においては、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において照査値が0.5を超えるすべての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、図3-20に示すケース②~④を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更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。

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表3-11に示す。また、追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図3-21に示す。

なお、「資料1 屋外重要土木建造物の耐震安全性評価について」の「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」において、原子炉機器冷却海水配管ダクト(水平部)のような、地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物は、鉛直地震動の影響をほぼ受けないことを確認しているため、鉛直地震動については、位相の反転を考慮しない。

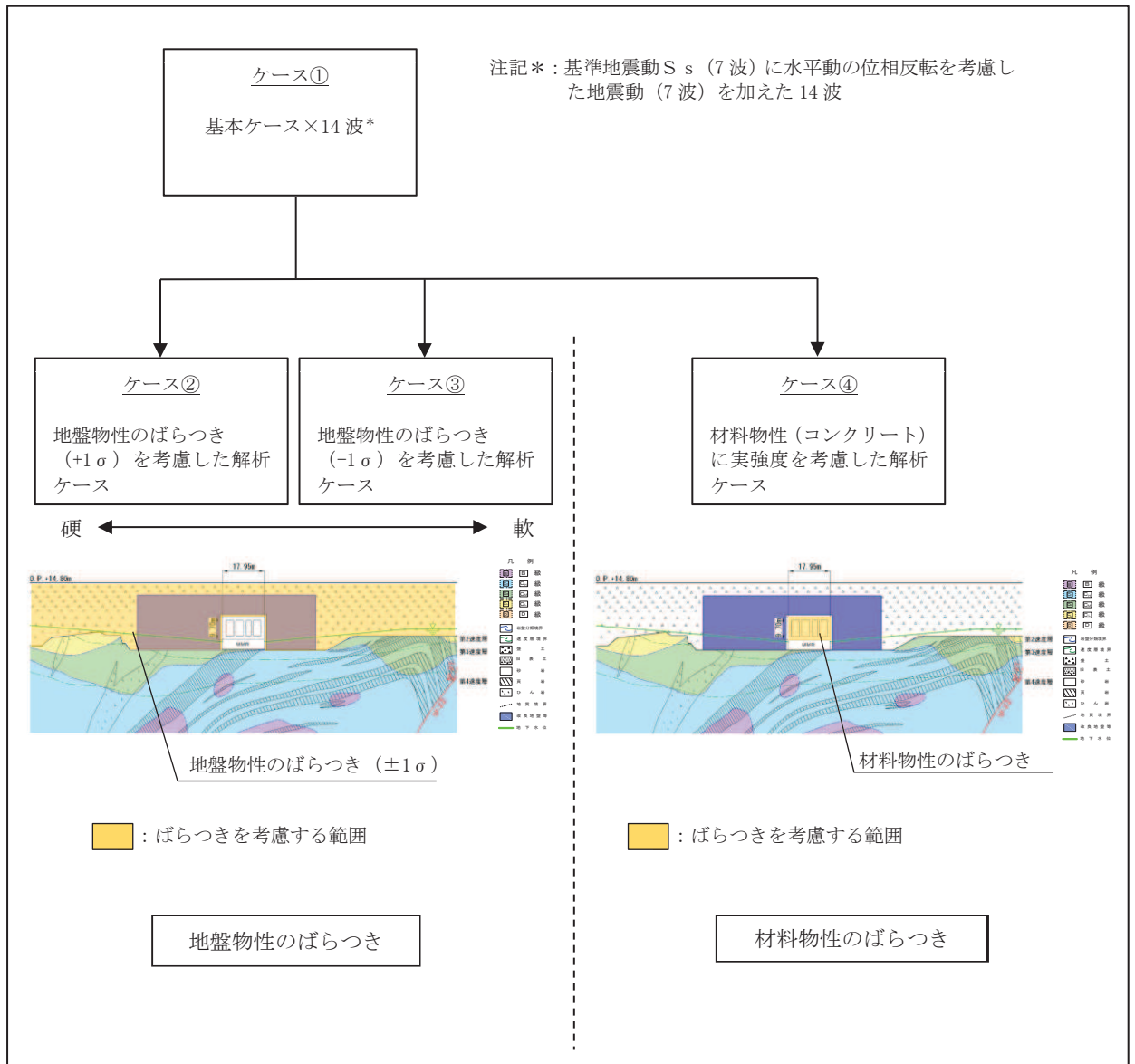


図 3-20 耐震評価における解析ケース

表 3-11 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の耐震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 (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	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+1σ	平均値-1σ	平均値
材料物性		設計基準強度		設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2
地震動 (位相)	S s - D 1	++*1	○	<p>【追加解析ケースについて】</p> <p>基準地震動 S s (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 波に対し, 全応力解析による基本ケース①を実施し, 曲げ・軸力系の破壊, せん断破壊, 基礎地盤の支持力照査の各照査項目に照査値が 0.5 を超え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。</p> <p>すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合, 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。</p> <p>また, 上記解析ケースの結果を踏まえ, 更に照査値が大きくなる可能性がある場合は, 追加解析ケースを実施する。</p>		
		-+*1	○			
	S s - D 2	++*1	○			
		-+*1	○			
	S s - D 3	++*1	○			
		-+*1	○			
	S s - F 1	++*1	○			
		-+*1	○			
	S s - F 2	++*1	○			
		-+*1	○			
	S s - F 3	++*1	○			
		-+*1	○			
	S s - N 1	++*1	○			
		-+*1	○			

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。

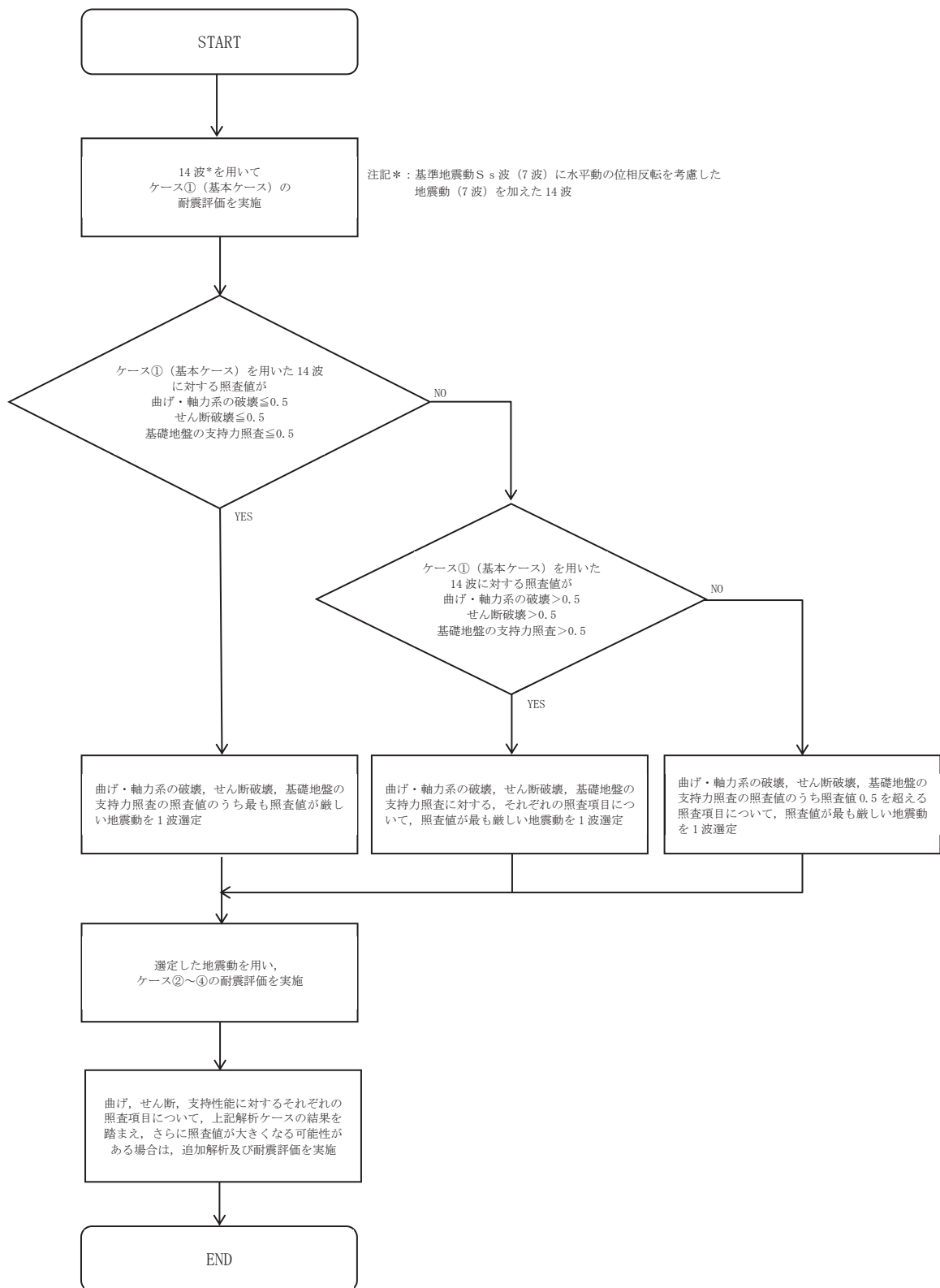


図 3-21 追加解析を実施する地震動の選定フロー

3.5.2 機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケース

原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）に支持される機器・配管系の耐震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）、弾性設計用地震動 S_d （7 波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（28 波）を用いて、ケース①に加え、図 3-26 に示すケース②～④の解析を実施する。

また、基準地震動 S_s （7 波）を用いて、初期剛性低下を考慮したケース⑤について影響を確認する。

機器・配管系に対する応答加速度及び応答変位抽出の基本ケースであるケース①に対して、最も地盤が固い条件となるケース②及び最も地盤が軟らかいケース③、最も材料特性が固い条件のケース④を実施することで地盤剛性等のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケースを図 3-22 及び表 3-12 に示す。

なお、基準地震動 S_s （7 波）におけるケース⑤の地震応答解析結果については、「参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース」に示す。

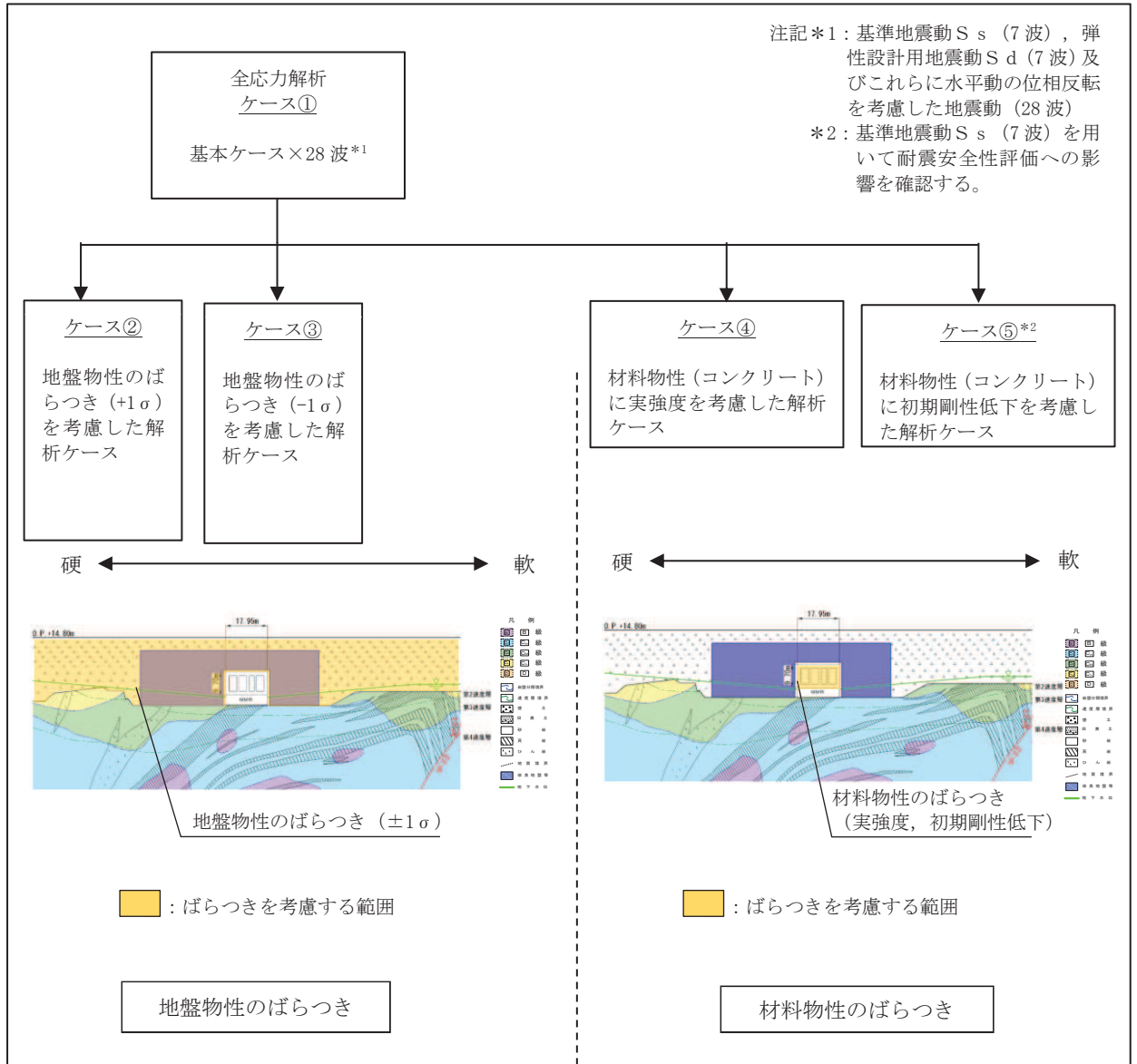


図 3-22 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース

表 3-12 (1) 機器・配管系の応答加速度及び応答変位抽出のための解析ケースの組合せ
(基準地震動 S s)

解析ケース*3		全応力解析					
		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*2			地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	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)に剛性低下を考慮した解析ケース	
地盤物性		平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値	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*2	剛性低下に基づく圧縮強度*4	
地震動(位相)	S s - D 1	++*1	○	○	○	○	△
		-+*1	○	○	○	○	—
	S s - D 2	++*1	○	○	○	○	△
		-+*1	○	○	○	○	—
	S s - D 3	++*1	○	○	○	○	△
		-+*1	○	○	○	○	—
	S s - F 1	++*1	○	○	○	○	△
		-+*1	○	○	○	○	—
	S s - F 2	++*1	○	○	○	○	△
		-+*1	○	○	○	○	—
	S s - F 3	++*1	○	○	○	○	△
		-+*1	○	○	○	○	—
	S s - N 1	++*1	○	○	○	○	△
		-+*1	○	○	○	○	—

注記*1: 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。

*3: ○は設計に用いる解析ケースを示し, △は影響検討ケースを示す。

*4: 機器・配管系の耐震評価に適用する。原子炉建屋の剛性低下率のうち特異的なオペフロの値を除いた中で最大となる NS 方向の剛性低下率を設定する。

表 3-12 (2) 機器・配管系の応答加速度及び応答変位抽出のための解析ケースの組合せ
(弾性設計用地震動 S d)

解析ケース			全応力解析			
			ケース①	ケース⑧	ケース③	ケース④
地盤物性			基本ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	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			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*2
地震動 (位相)	S d - D 1	++*1	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○
	S d - D 2	++*1	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○
	S d - D 3	++*1	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○
	S d - F 1	++*1	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○
	S d - F 2	++*1 ¹	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○
	S d - F 3	++*1	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○
	S d - N 1	++*1	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○

注記*1: 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。

4. 評価内容

4.1 入力地震動の設定

入力地震動は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図4-1に入力地震動算定の概念図を、図4-2～図4-29に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「Ark Quake Ver. 3.10」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

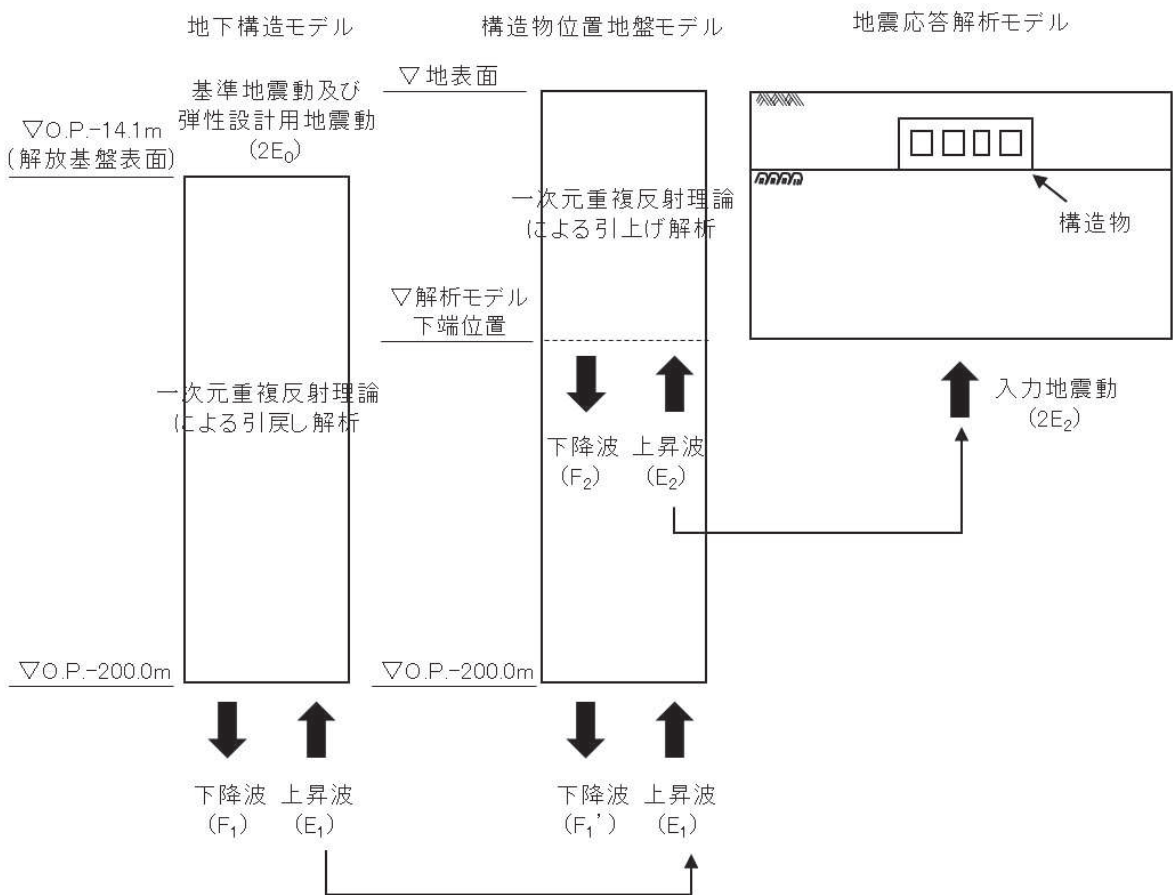
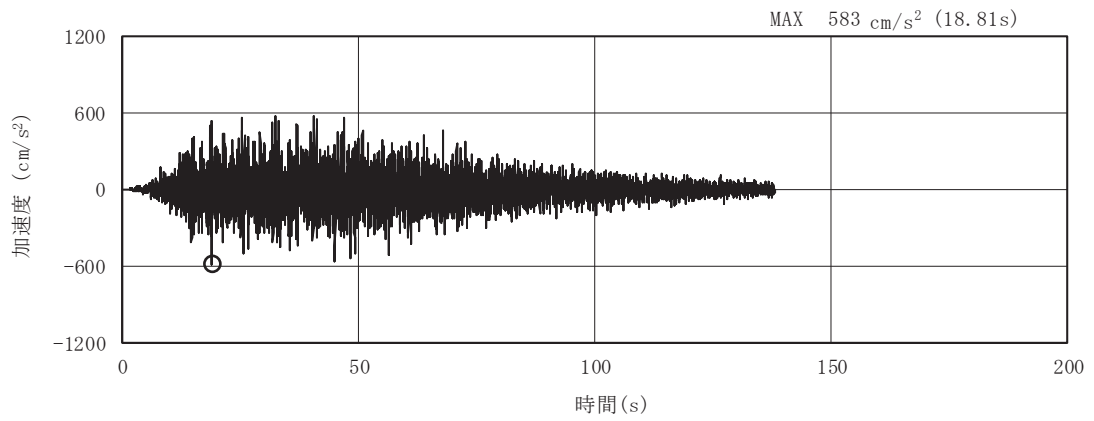
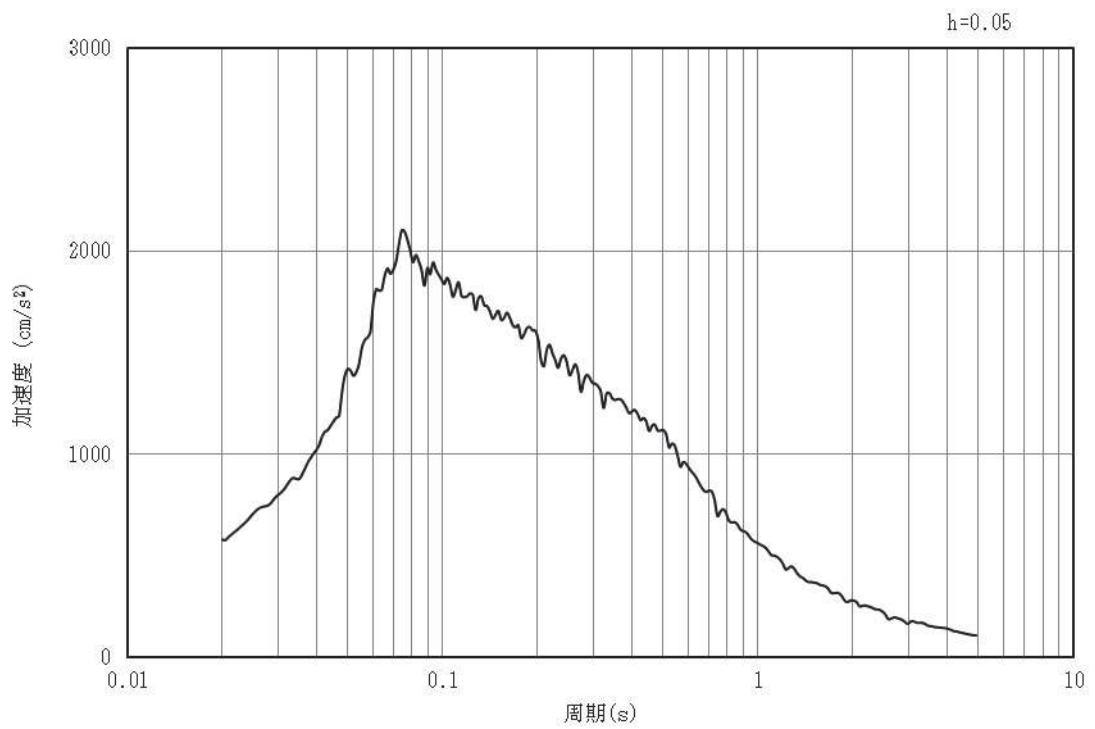


図 4-1 入力地震動算定の概念図（基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d ）

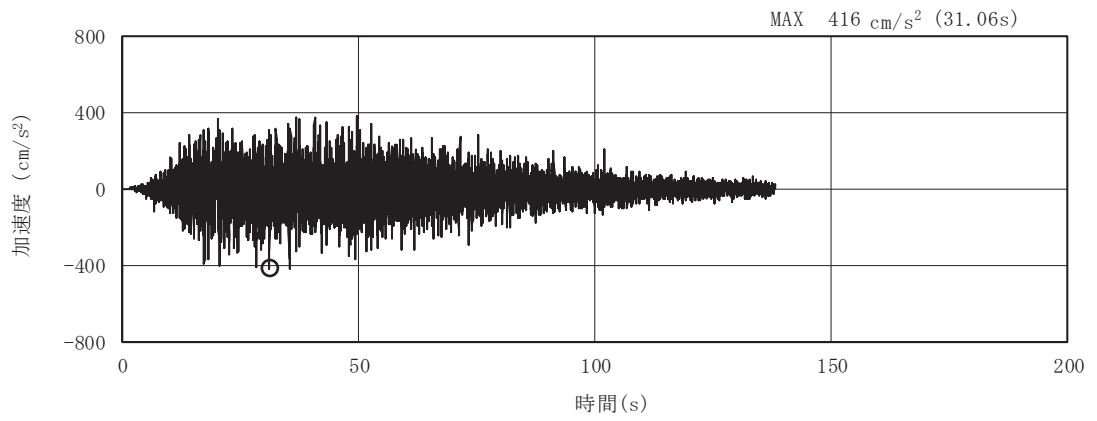


(a) 加速度時刻歴波形

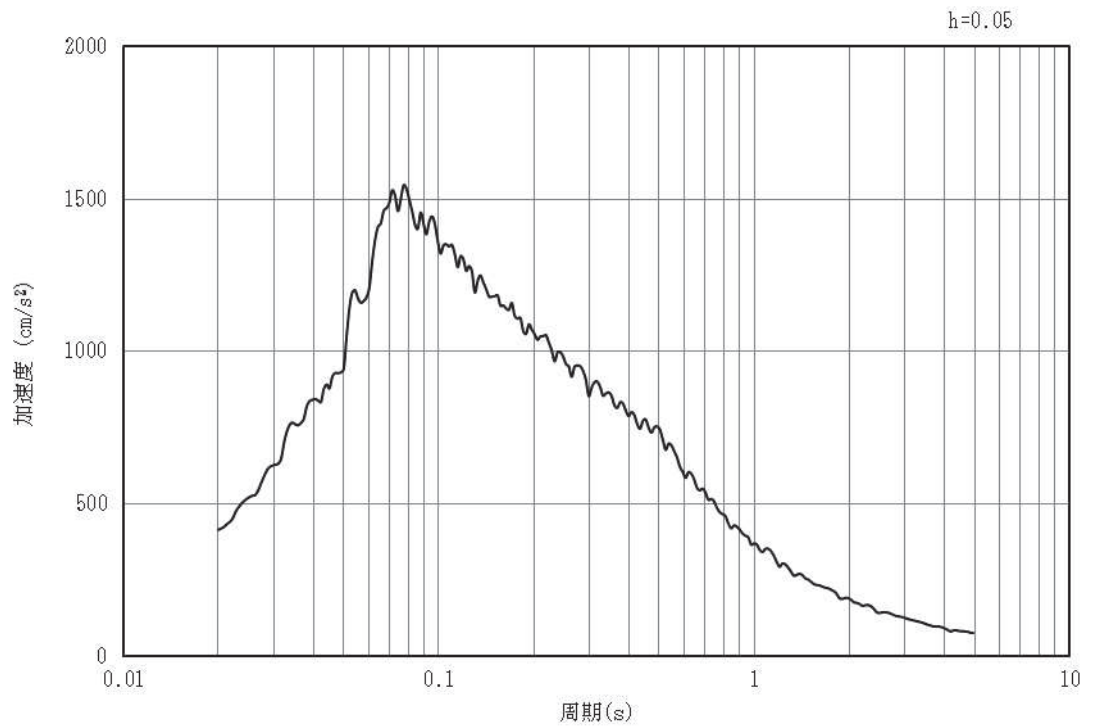


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D 1)

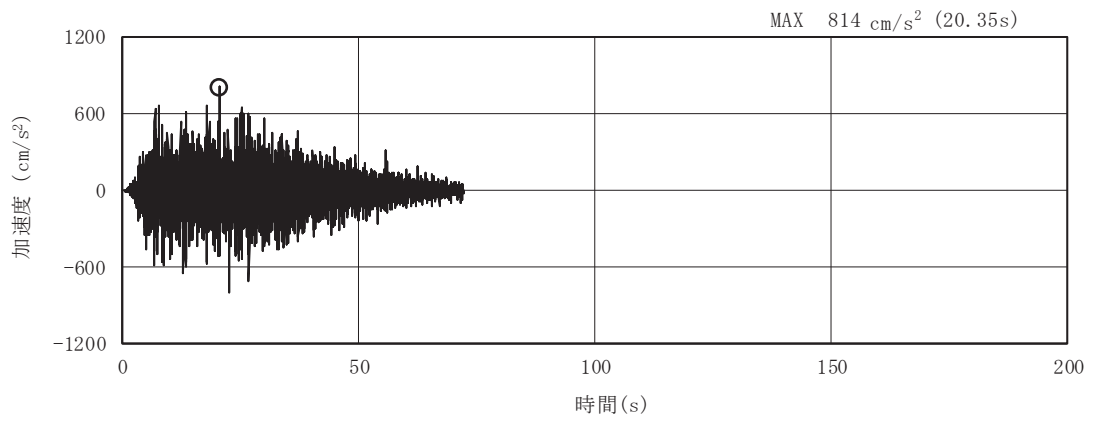


(a) 加速度時刻歴波形

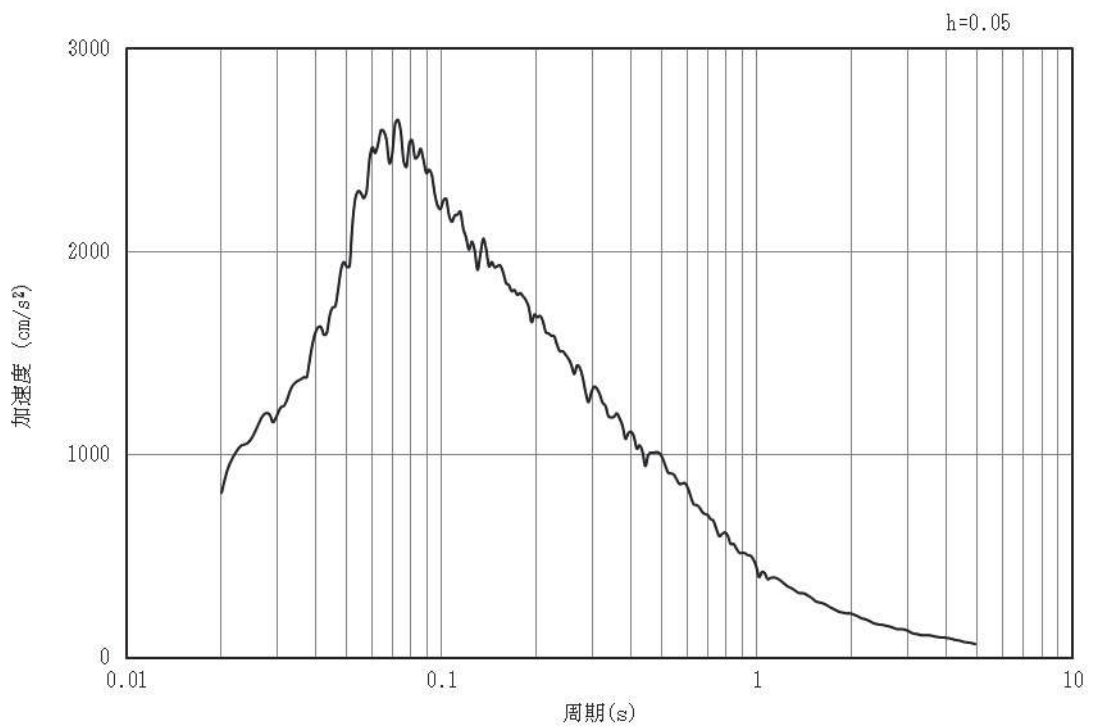


(b) 加速度応答スペクトル

図4-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s -D 1)

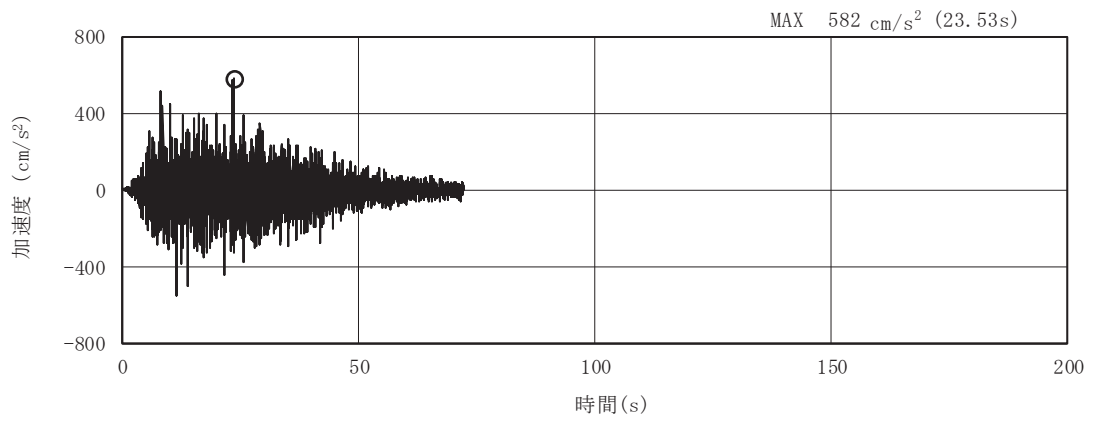


(a) 加速度時刻歴波形

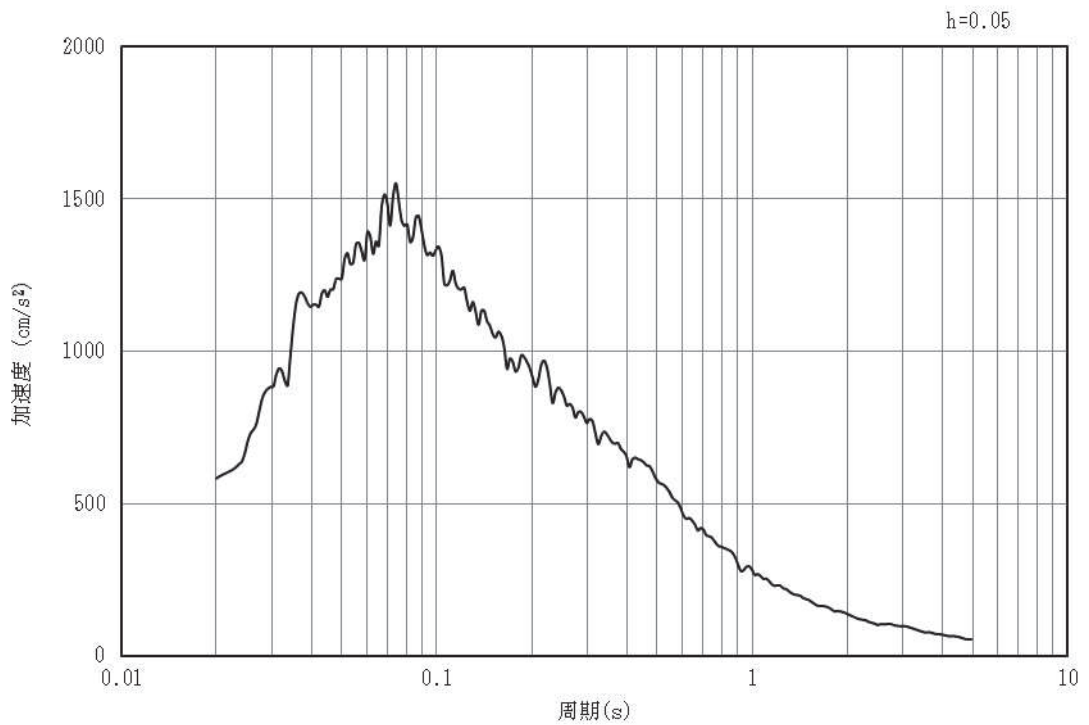


(b) 加速度応答スペクトル

図4-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D 2)

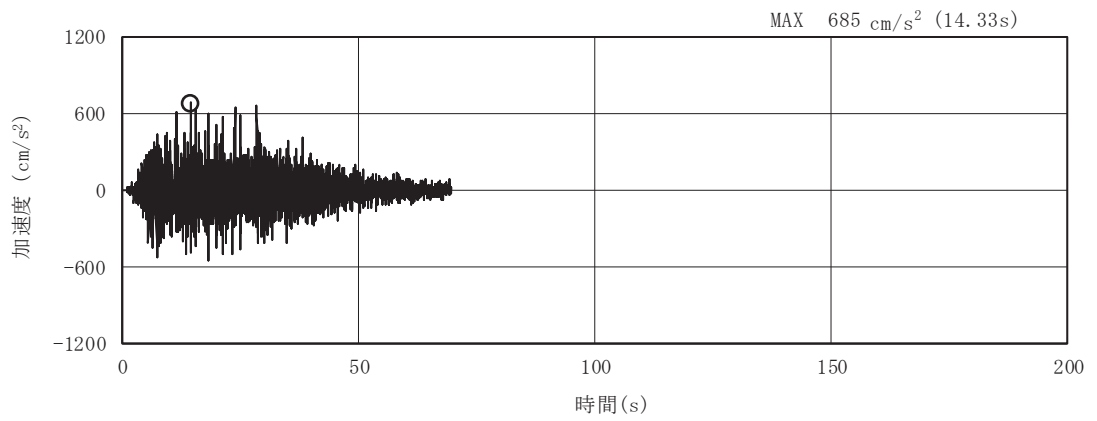


(a) 加速度時刻歴波形

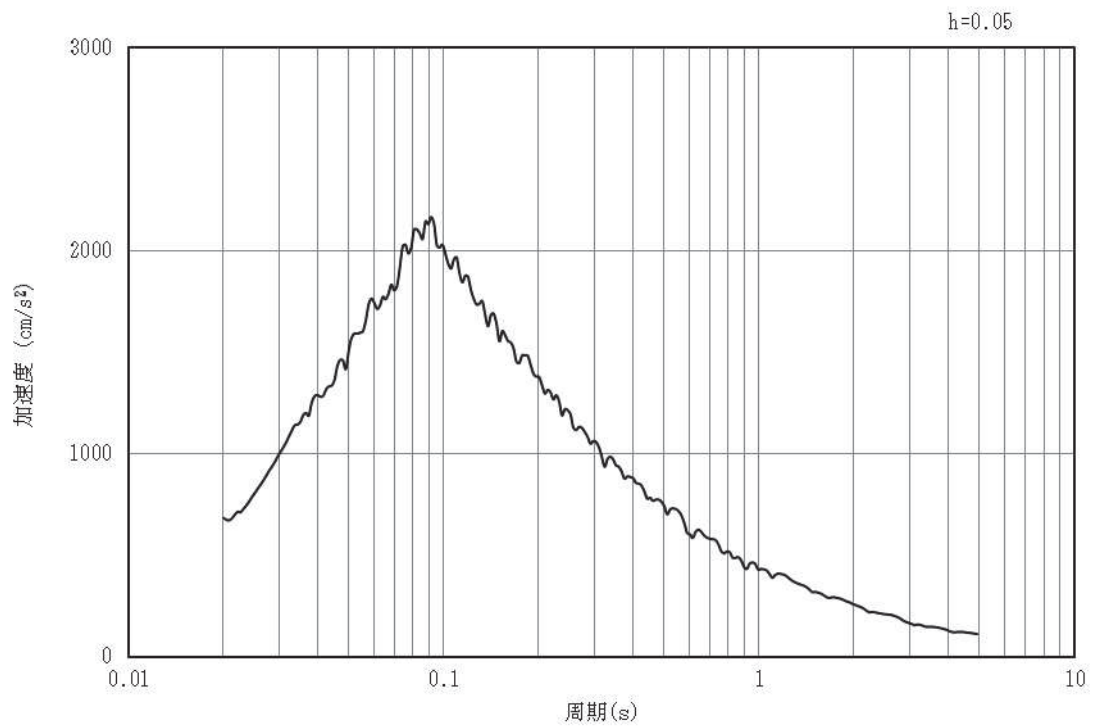


(b) 加速度応答スペクトル

図4-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D 2)

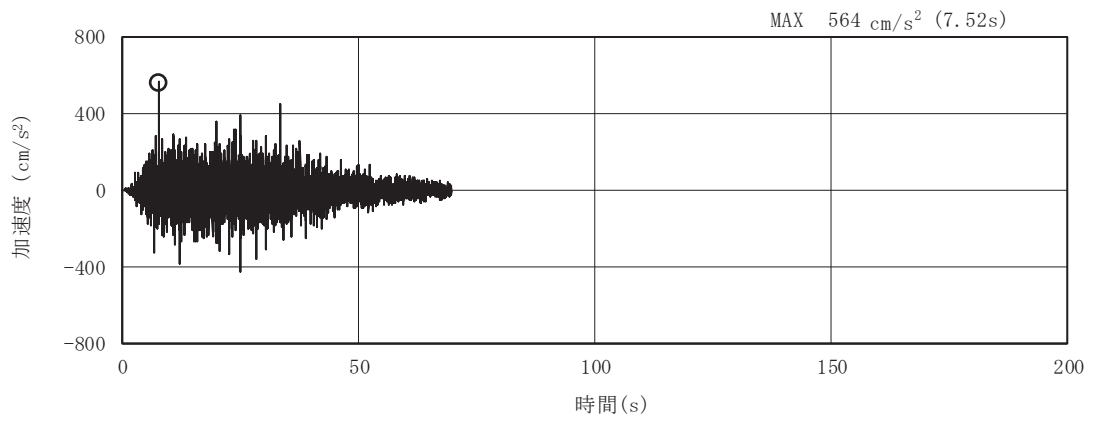


(a) 加速度時刻歴波形

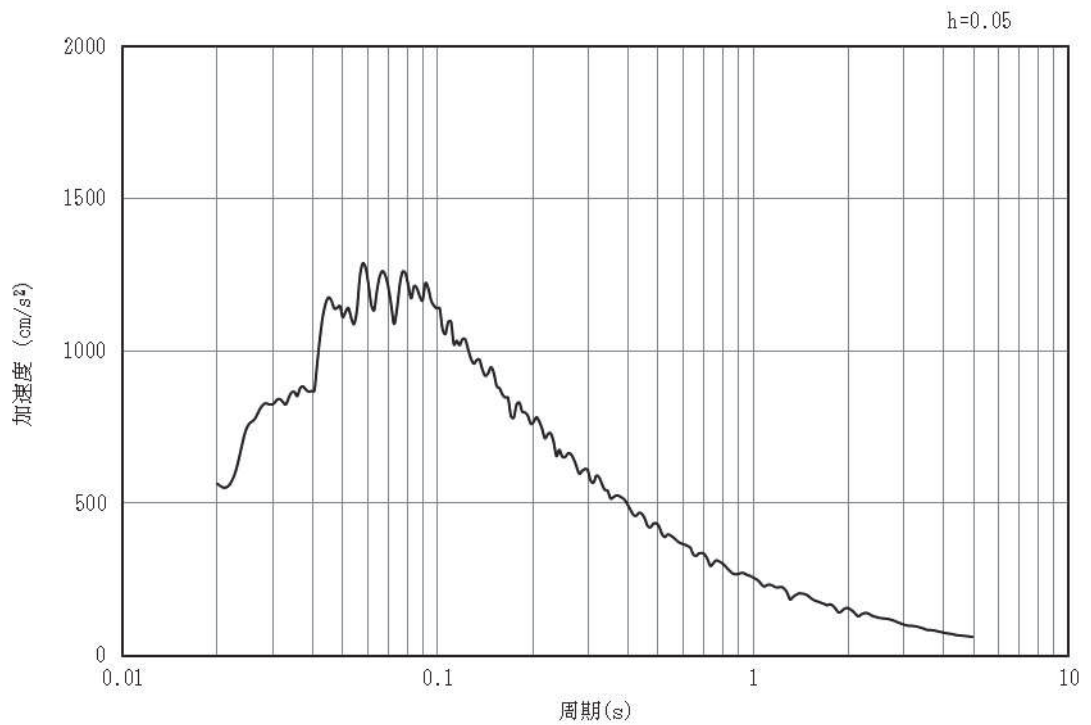


(a) 加速度応答スペクトル

図4-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D 3)

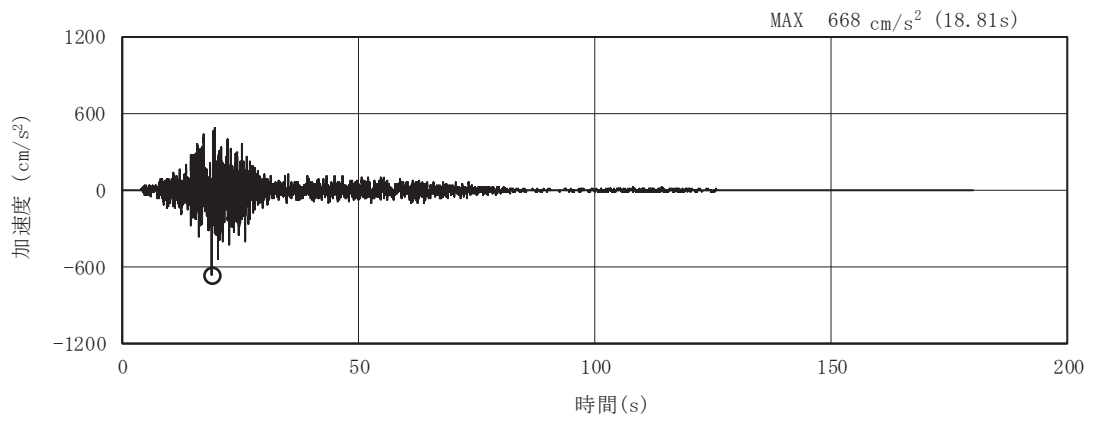


(a) 加速度時刻歴波形

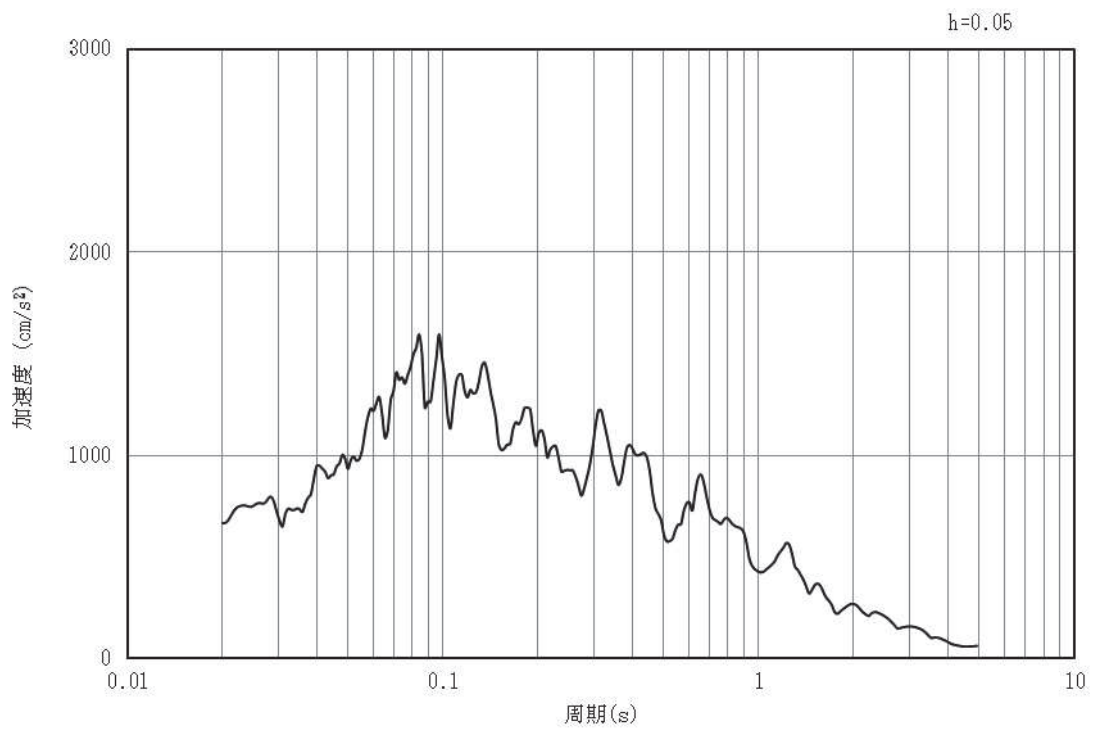


(b) 加速度応答スペクトル

図4-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D 3)

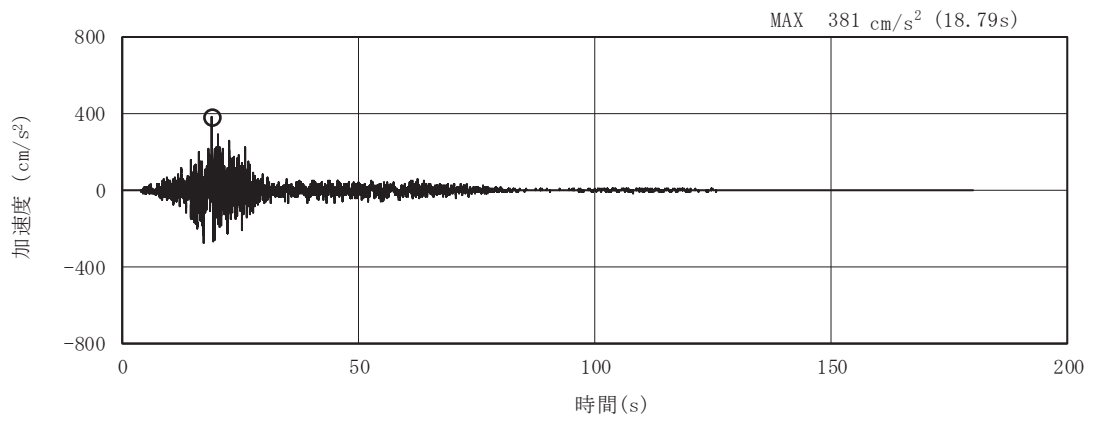


(a) 加速度時刻歴波形

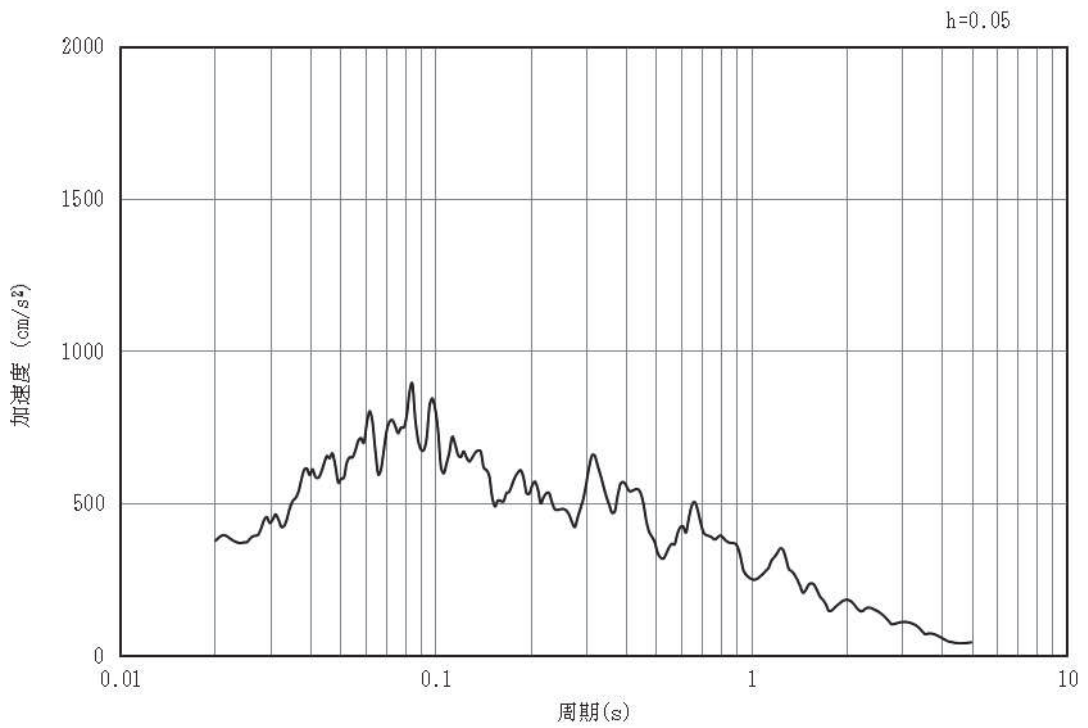


(b) 加速度応答スペクトル

図4-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1)

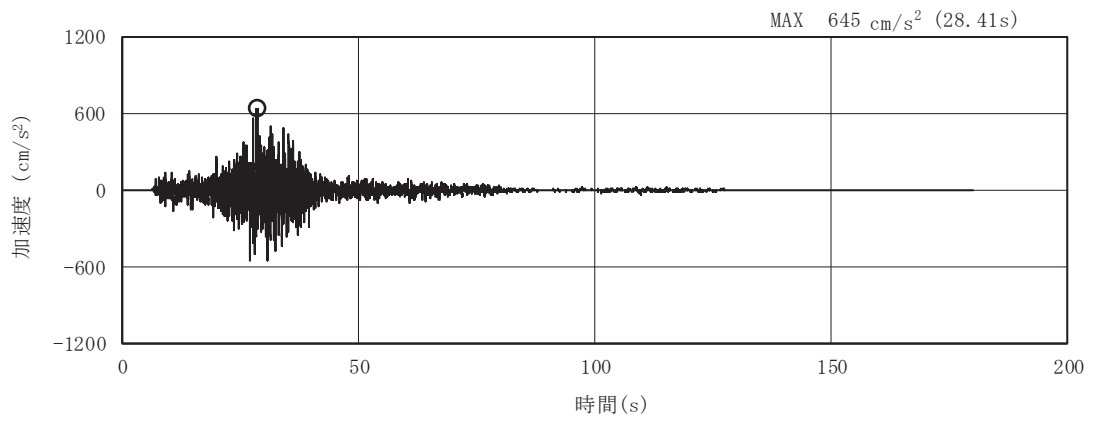


(a) 加速度時刻歴波形

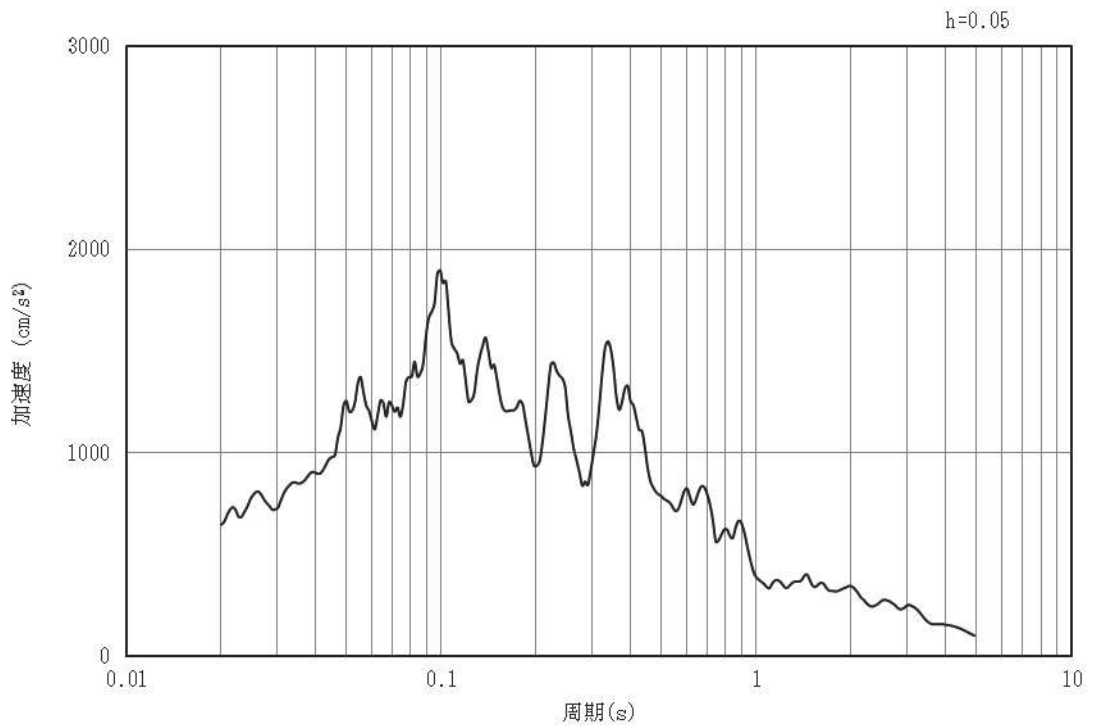


(b) 加速度応答スペクトル

図4-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1)

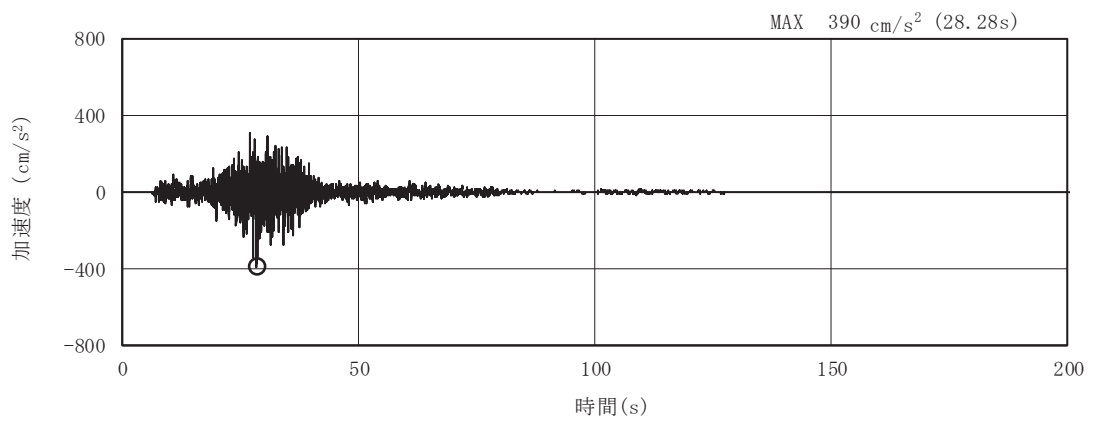


(a) 加速度時刻歴波形

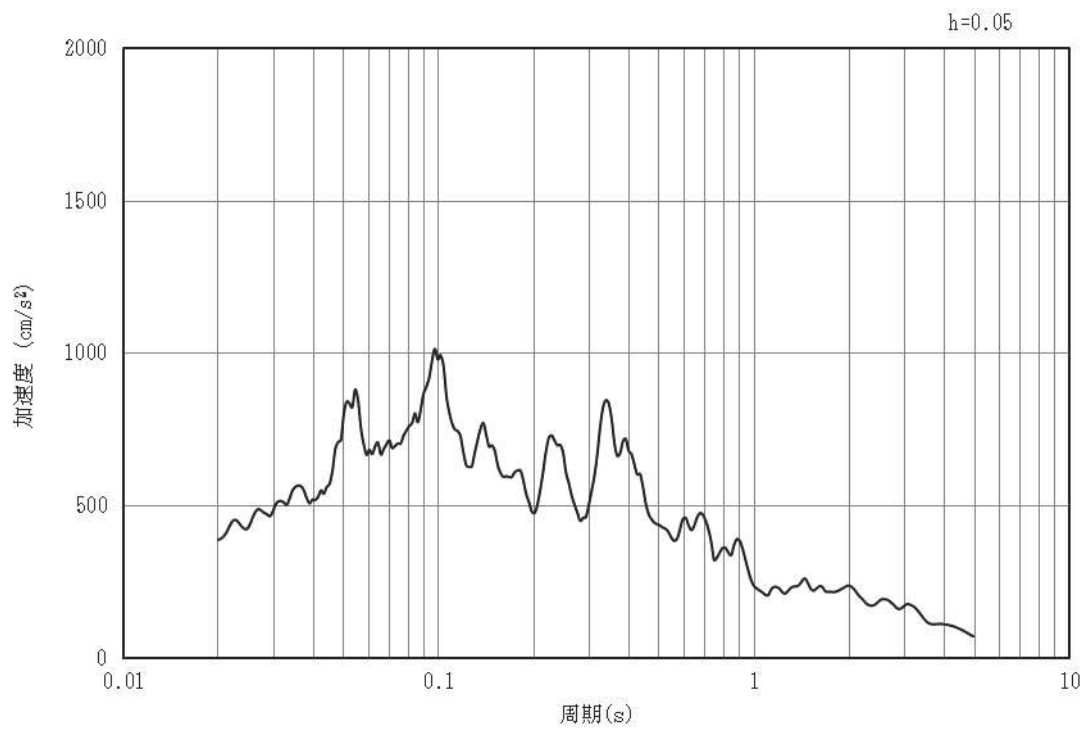


(b) 加速度応答スペクトル

図4-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 2)

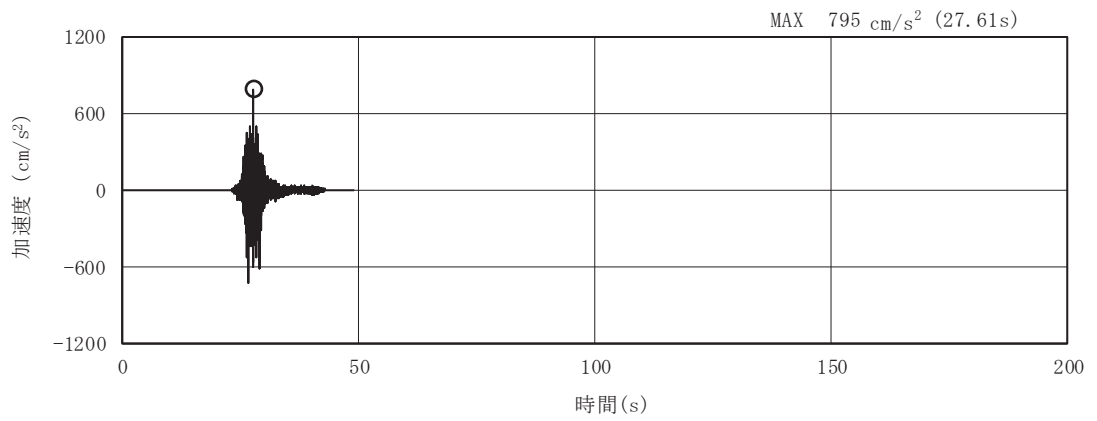


(a) 加速度時刻歴波形

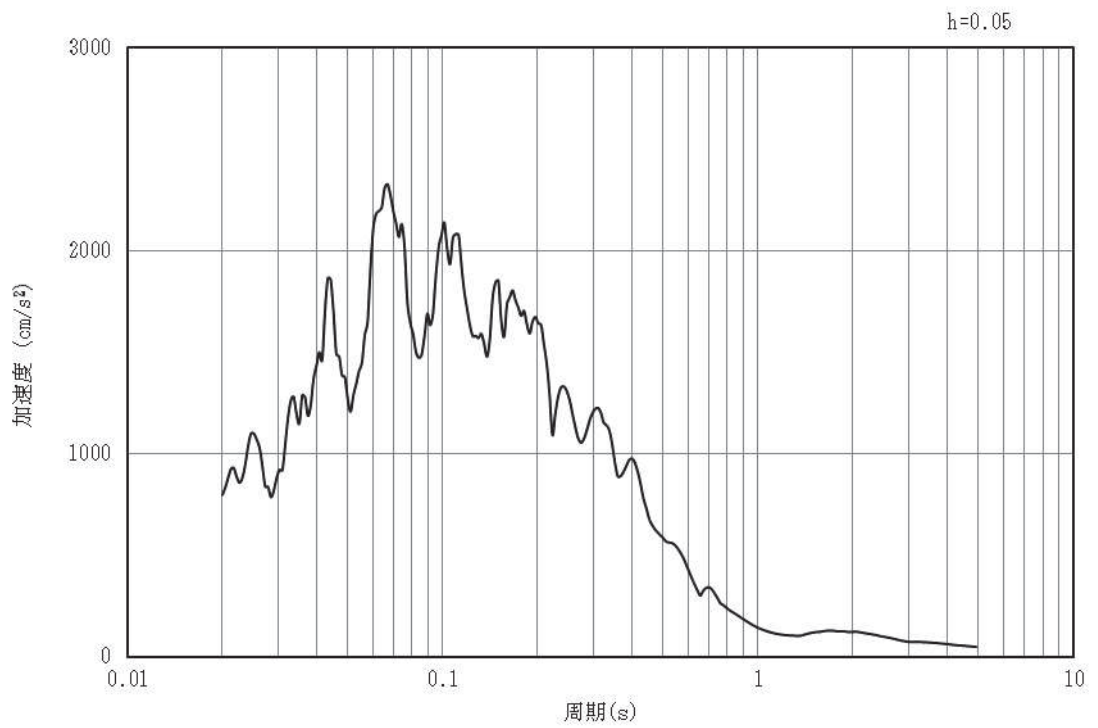


(b) 加速度応答スペクトル

図4-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 2)

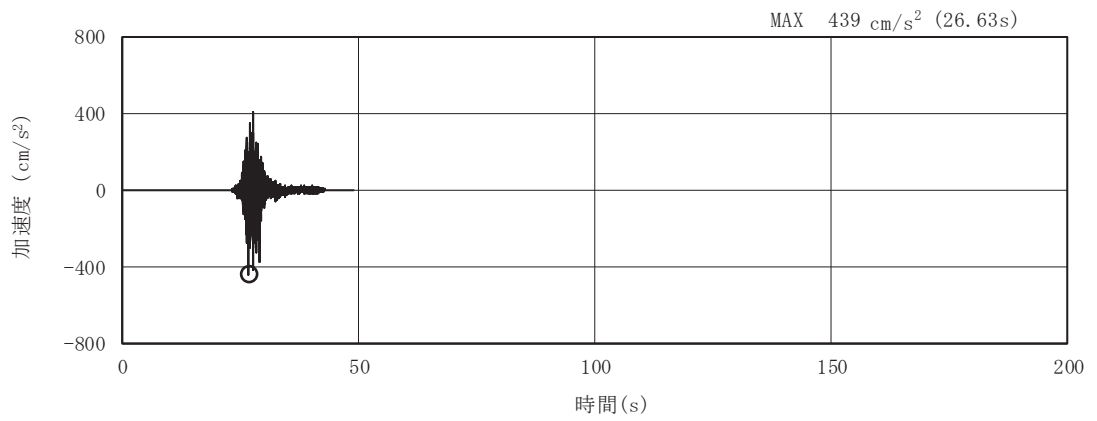


(a) 加速度時刻歴波形

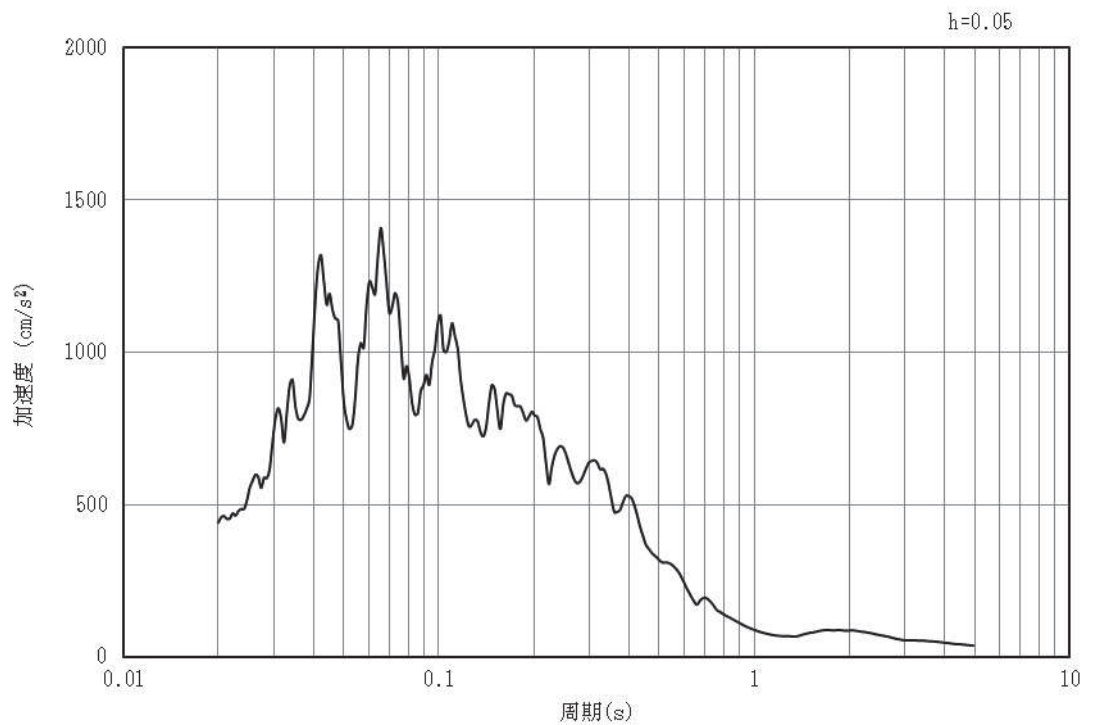


(b) 加速度応答スペクトル

図4-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 3)

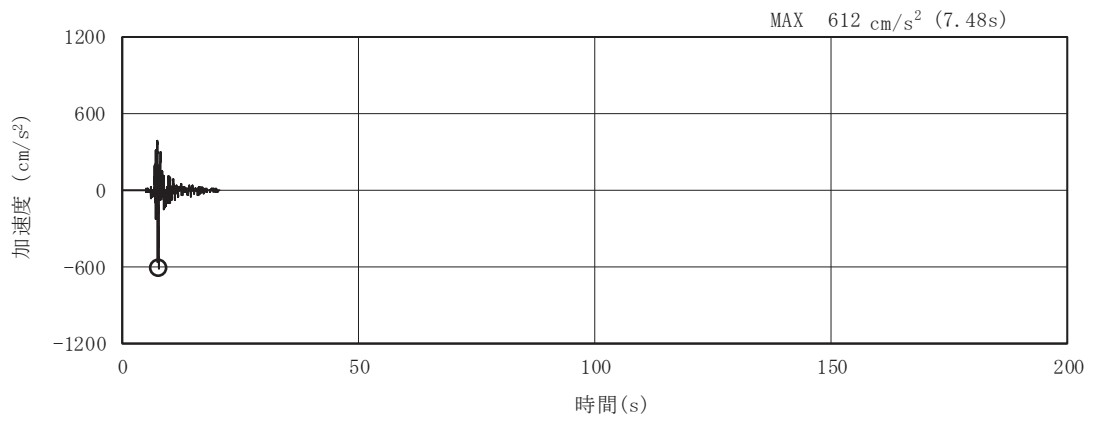


(a) 加速度時刻歴波形

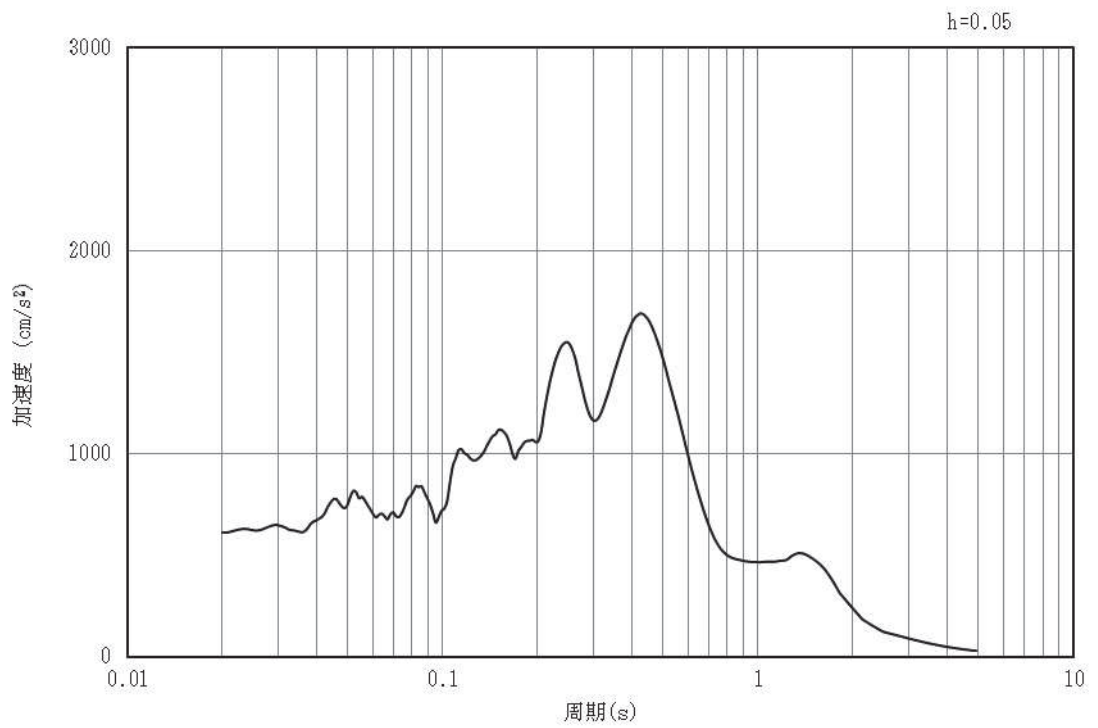


(b) 加速度応答スペクトル

図4-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 3)

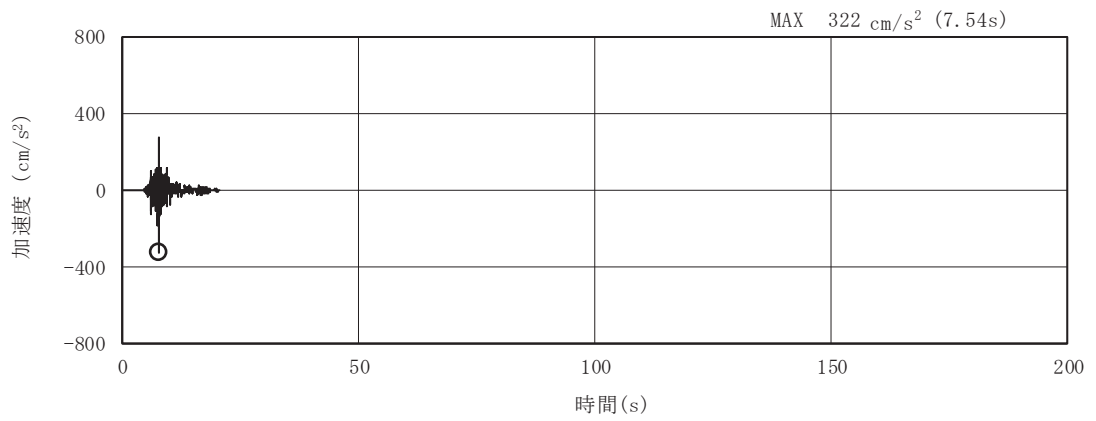


(a) 加速度時刻歴波形

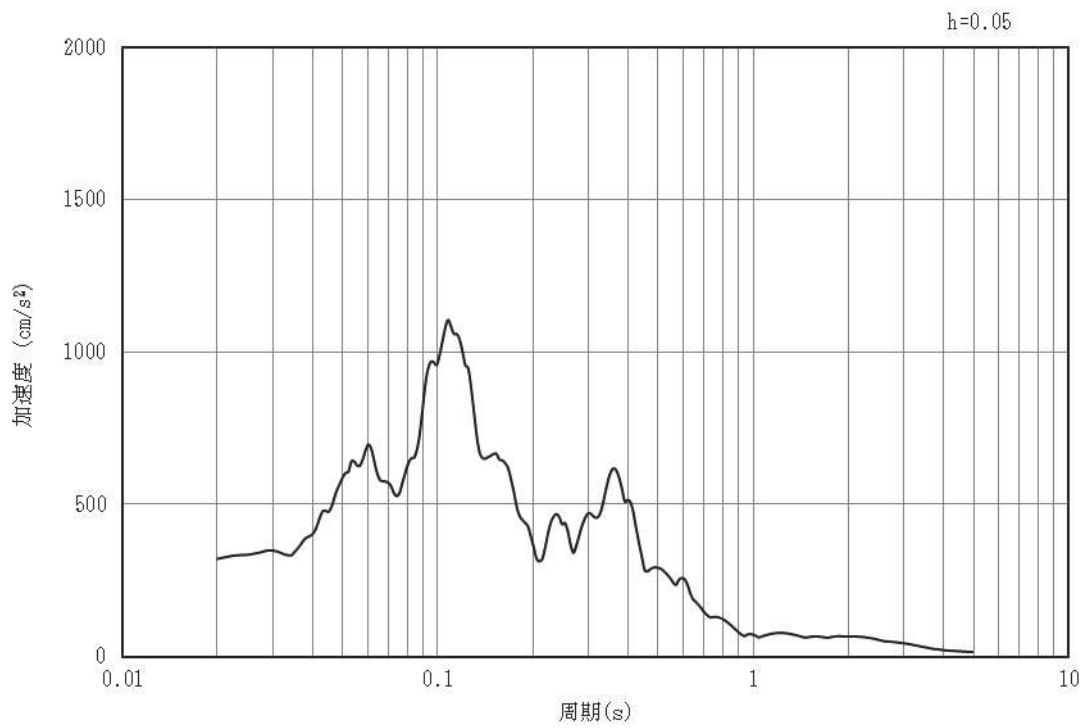


(b) 加速度応答スペクトル

図4-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 1)

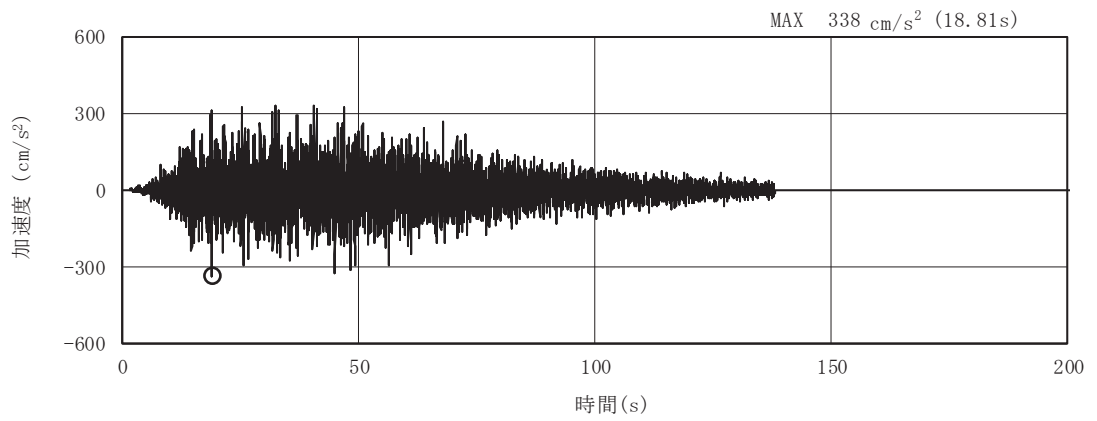


(a) 加速度時刻歴波形

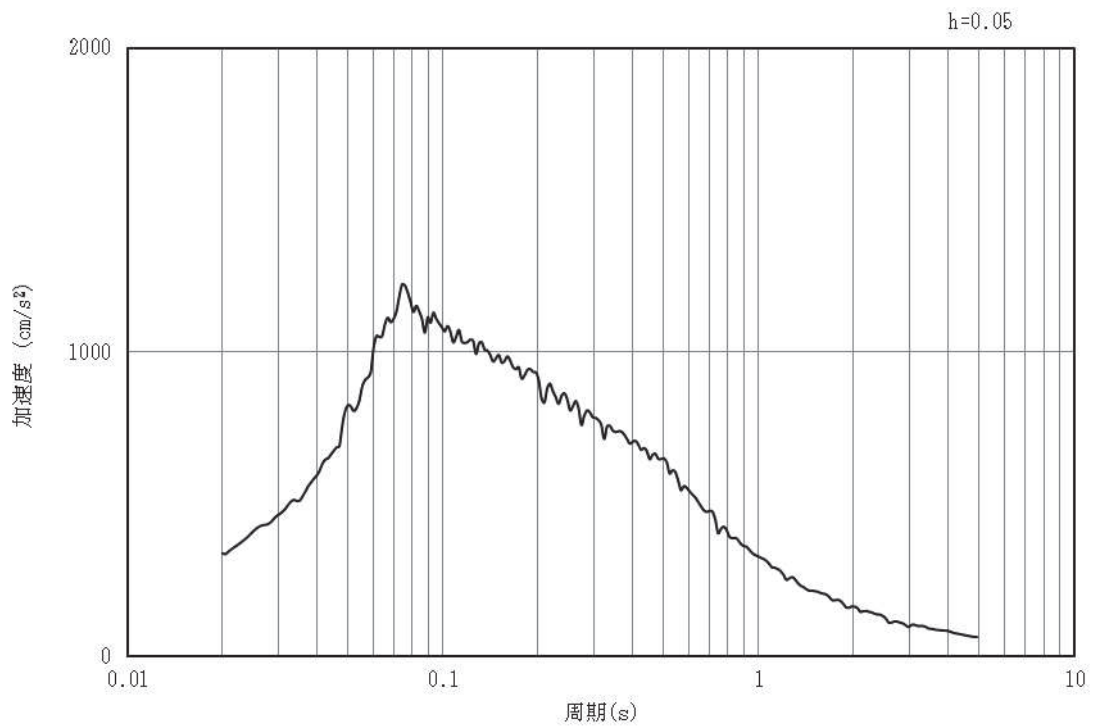


(b) 加速度応答スペクトル

図4-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

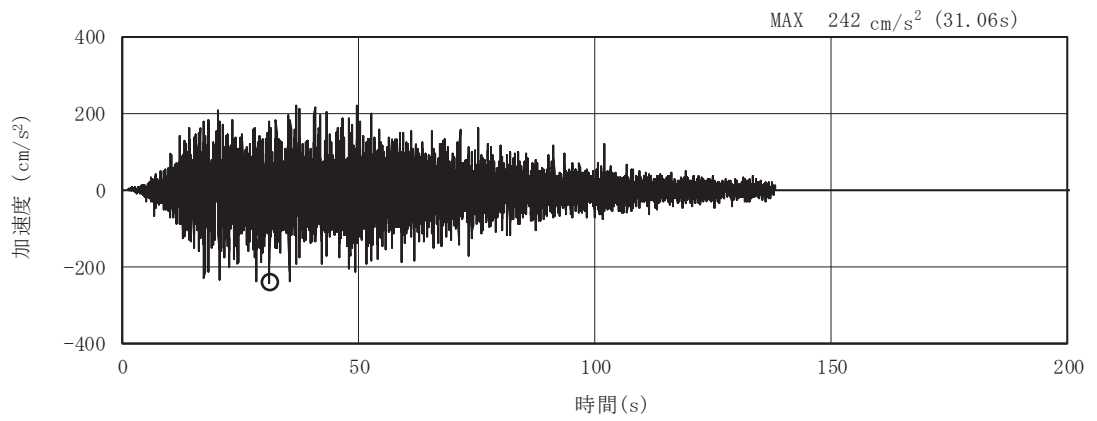


(a) 加速度時刻歴波形

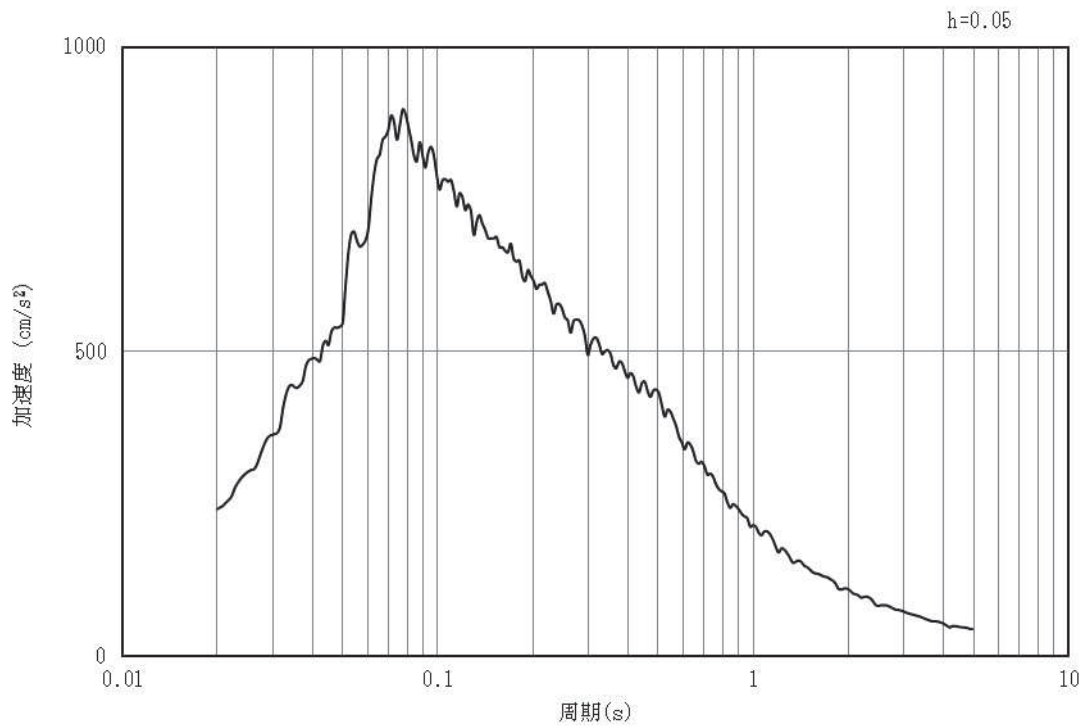


(b) 加速度応答スペクトル

図4-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S d - D 1)

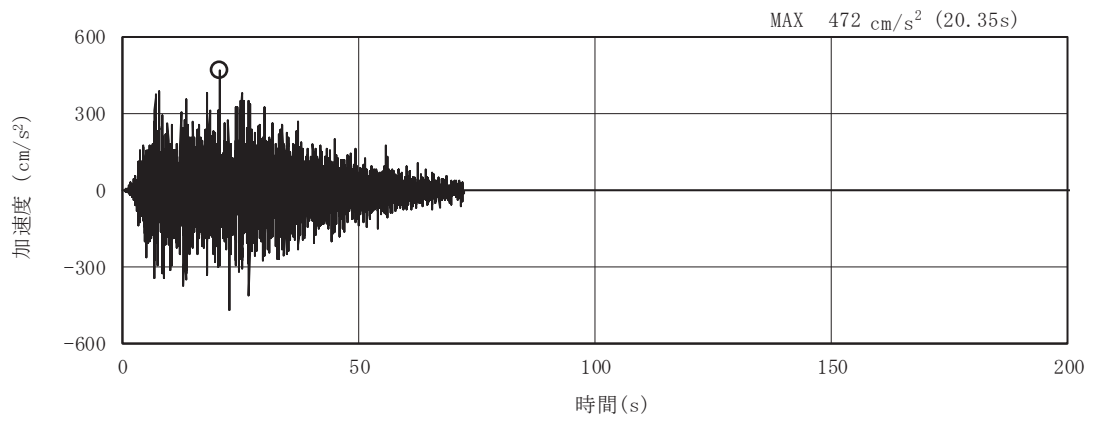


(a) 加速度時刻歴波形

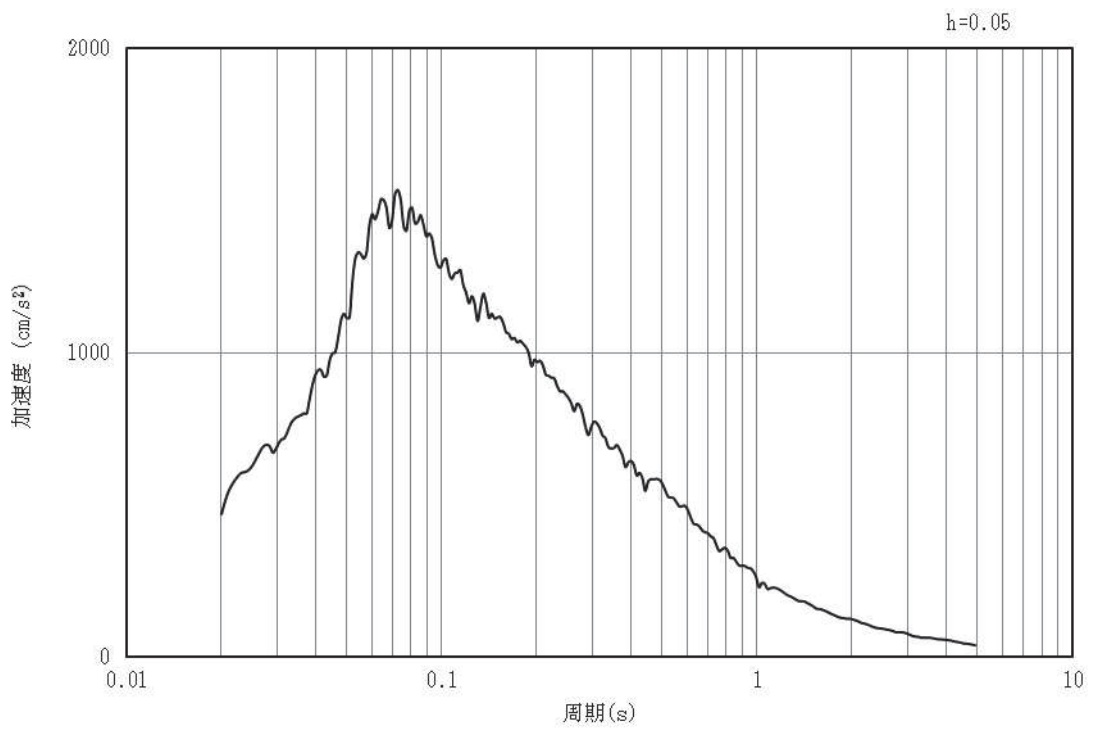


(b) 加速度応答スペクトル

図4-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S d - D 1)

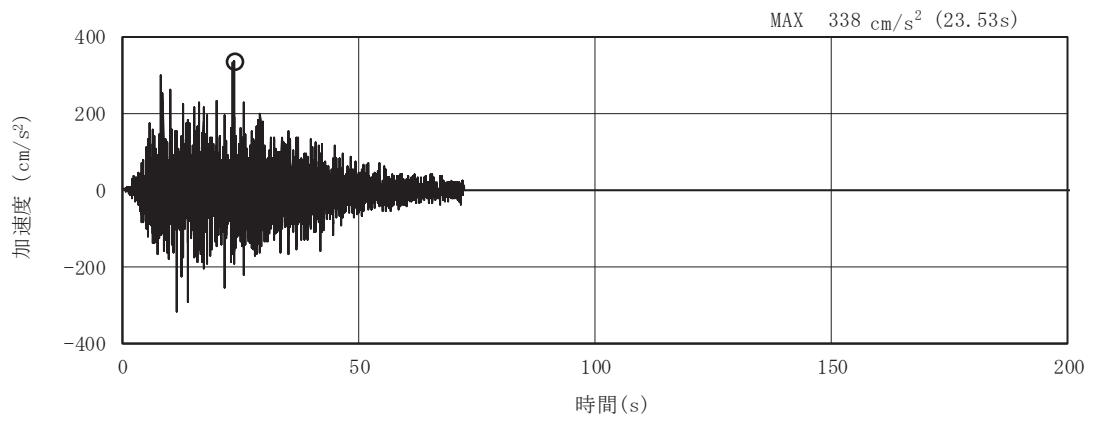


(a) 加速度時刻歴波形

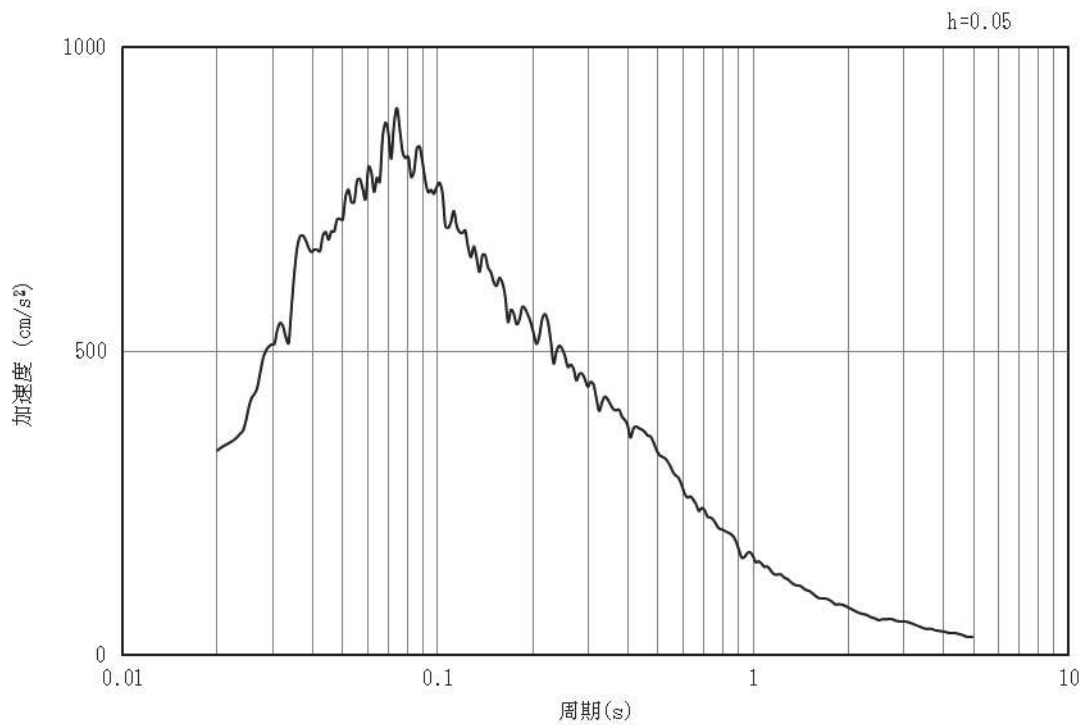


(b) 加速度応答スペクトル

図4-18 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S d - D 2)

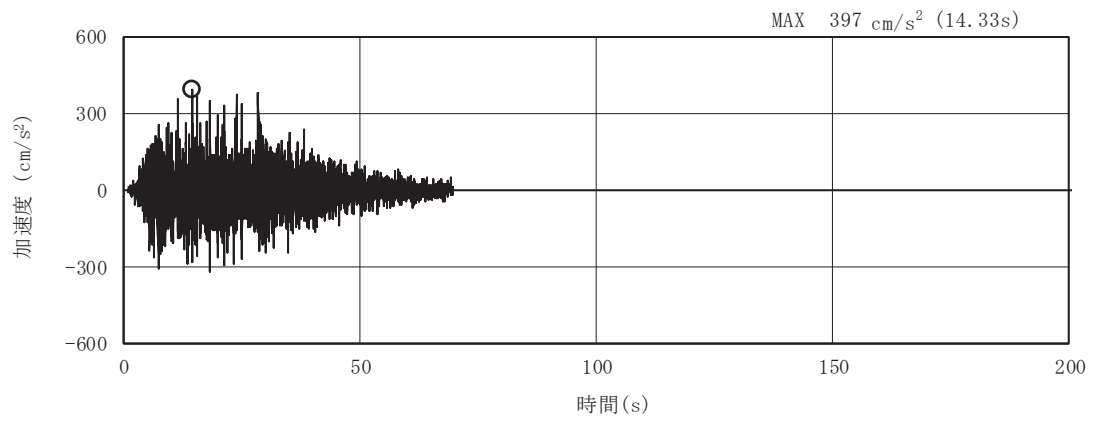


(a) 加速度時刻歴波形

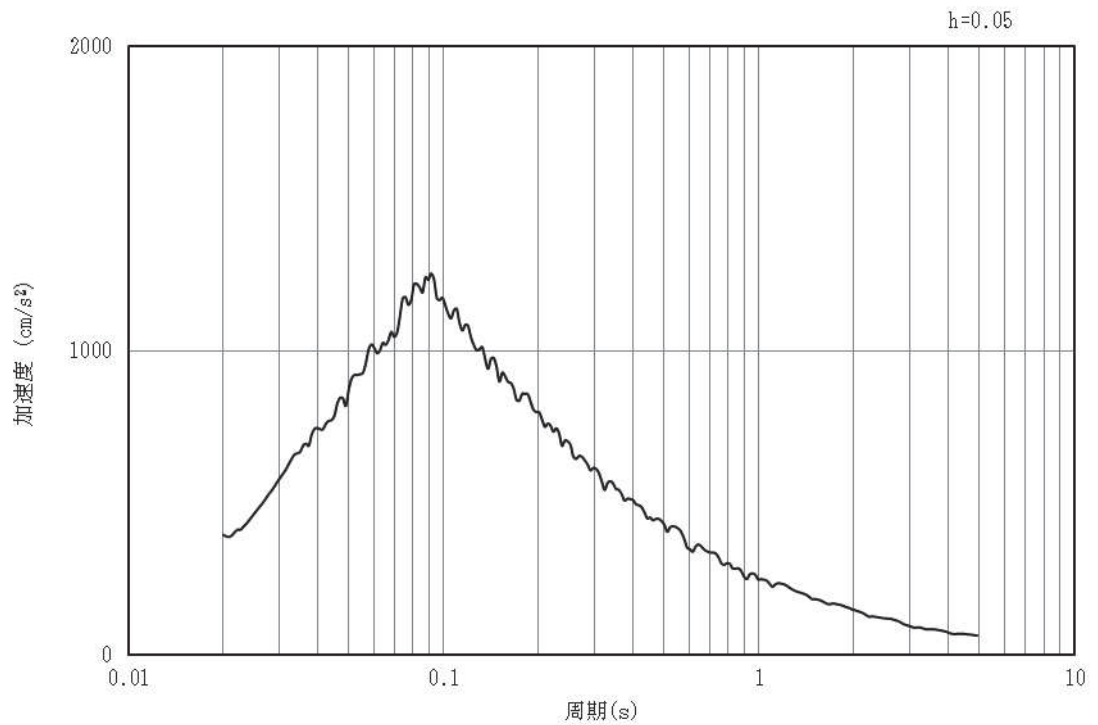


(b) 加速度応答スペクトル

図4-19 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S d - D 2)

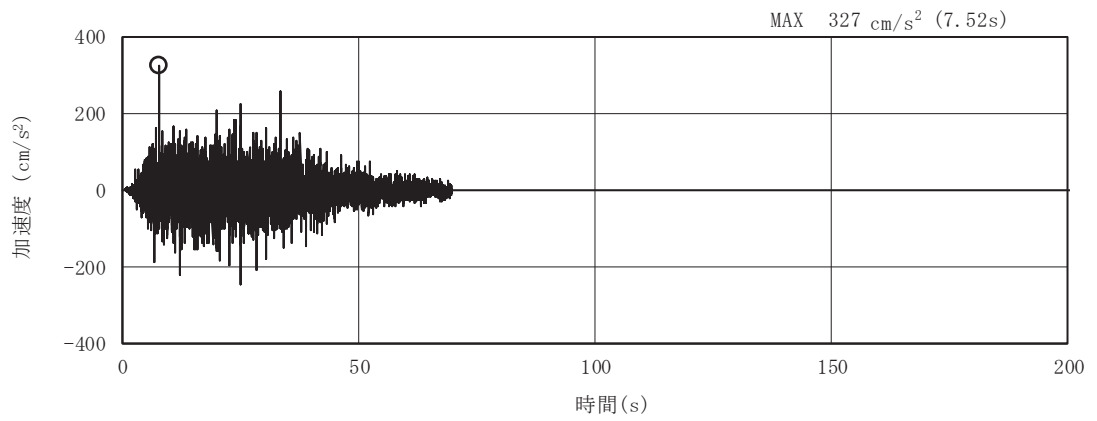


(a) 加速度時刻歴波形

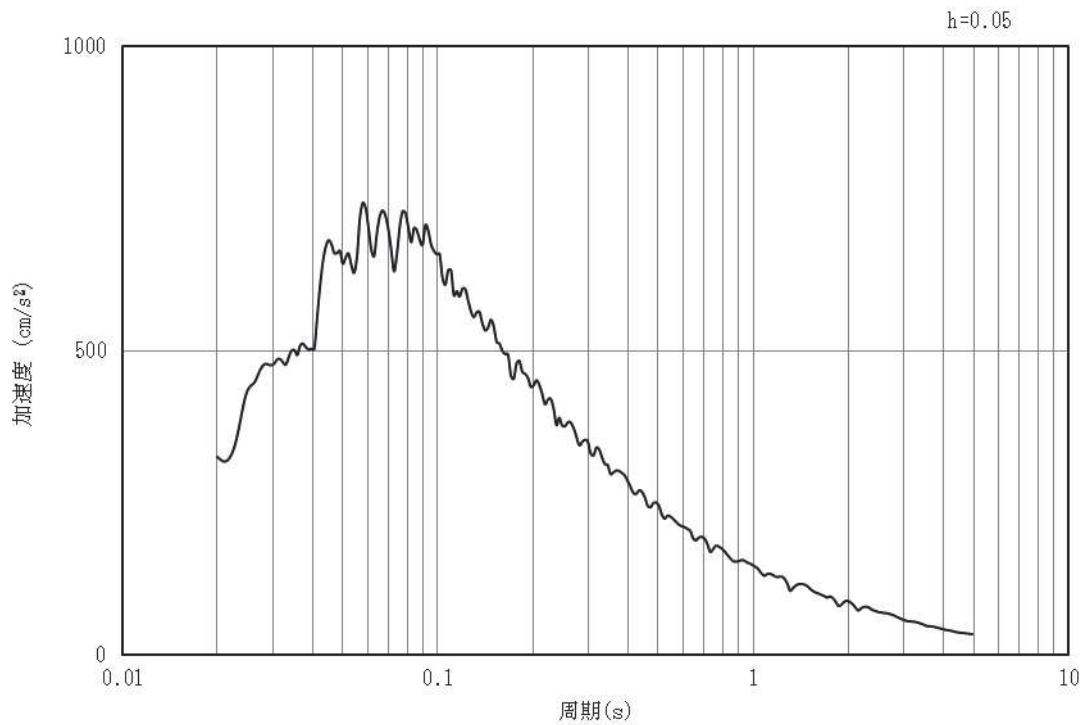


(b) 加速度応答スペクトル

図4-20 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S d - D 3)

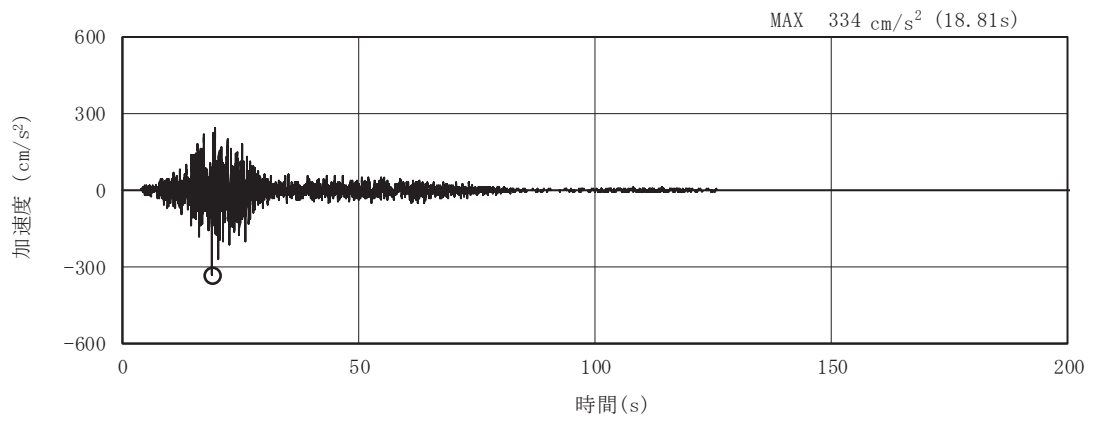


(a) 加速度時刻歴波形

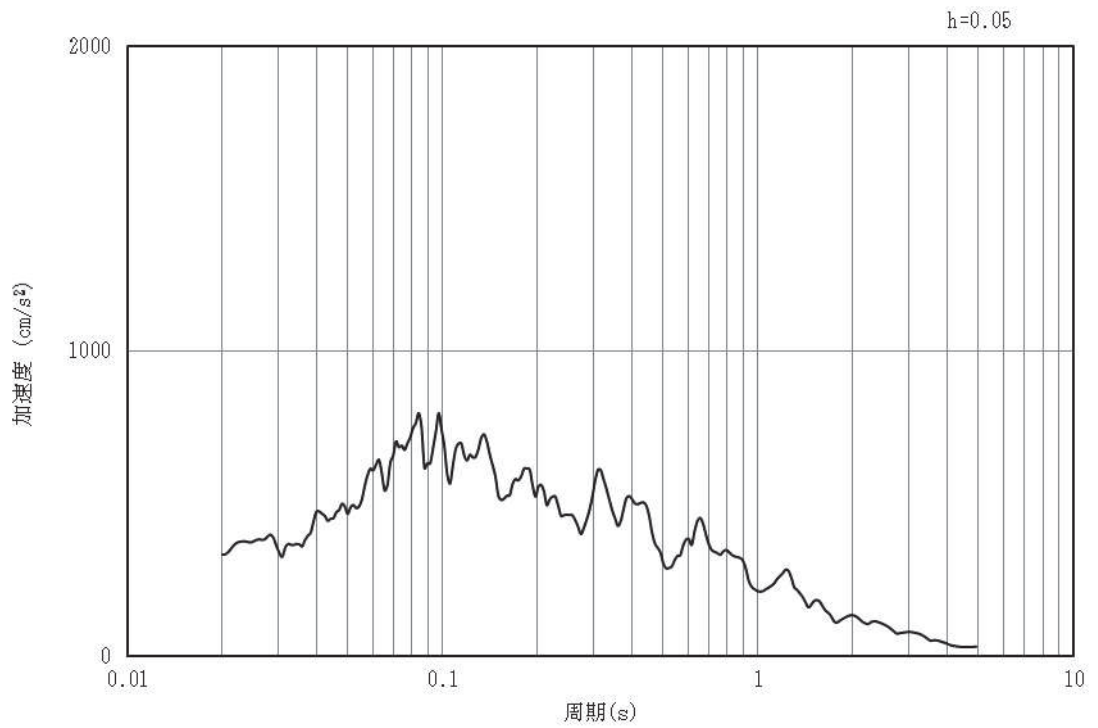


(b) 加速度応答スペクトル

図4-21 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S d - D 3)

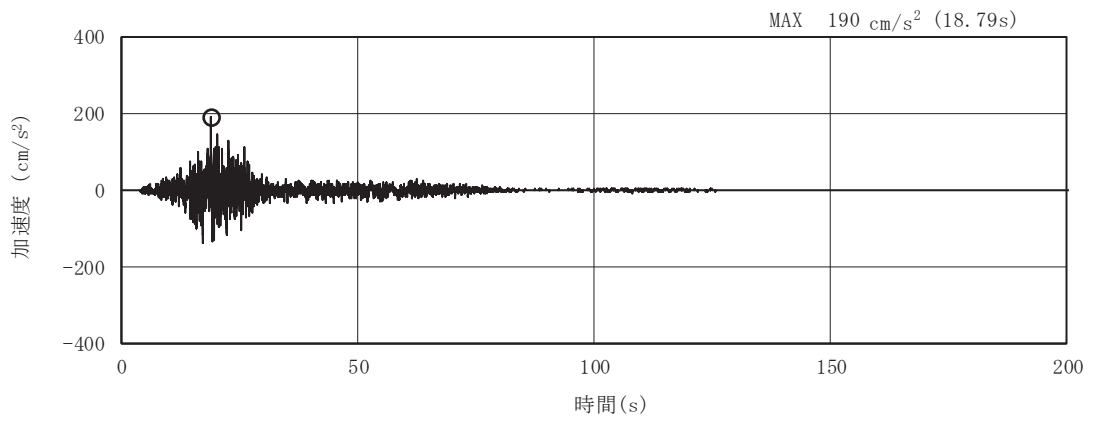


(a) 加速度時刻歴波形

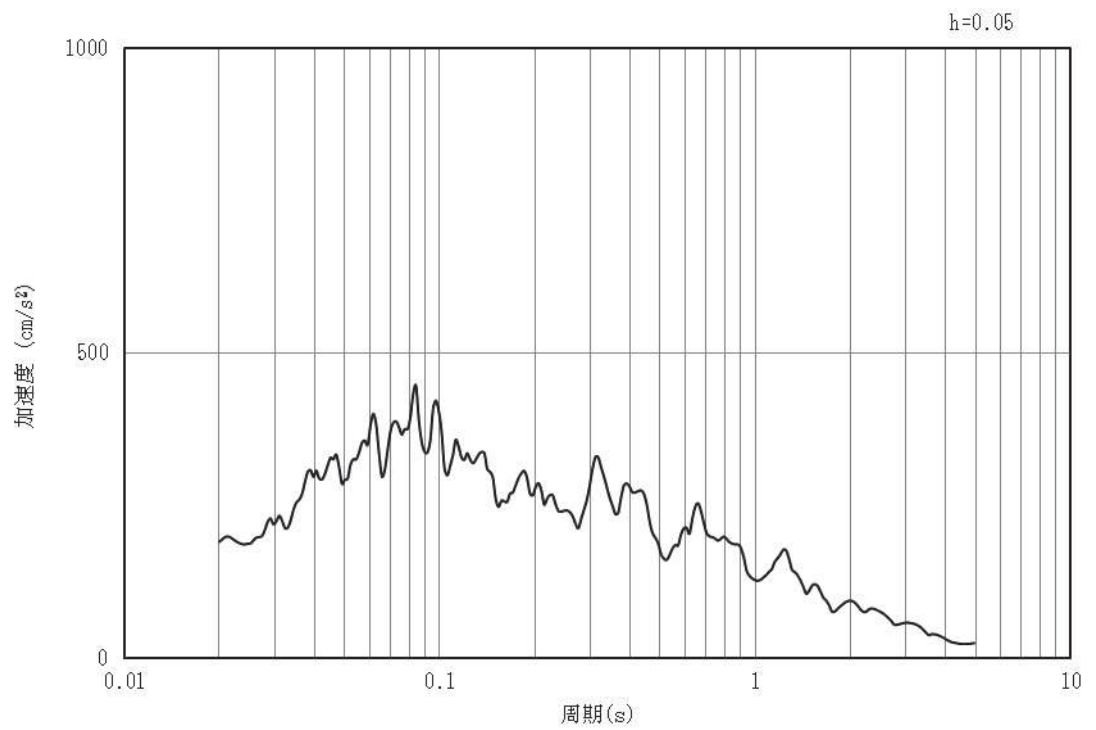


(b) 加速度応答スペクトル

図4-22 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S d - F 1)

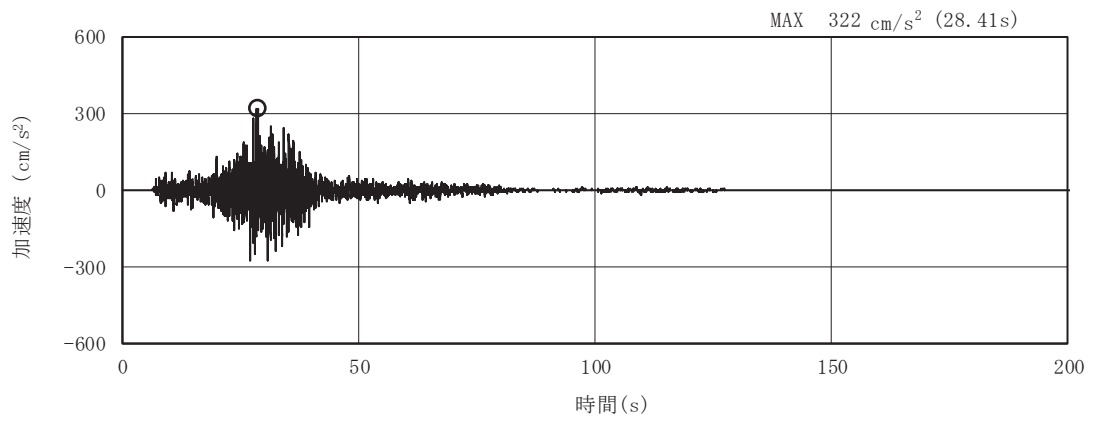


(a) 加速度時刻歴波形

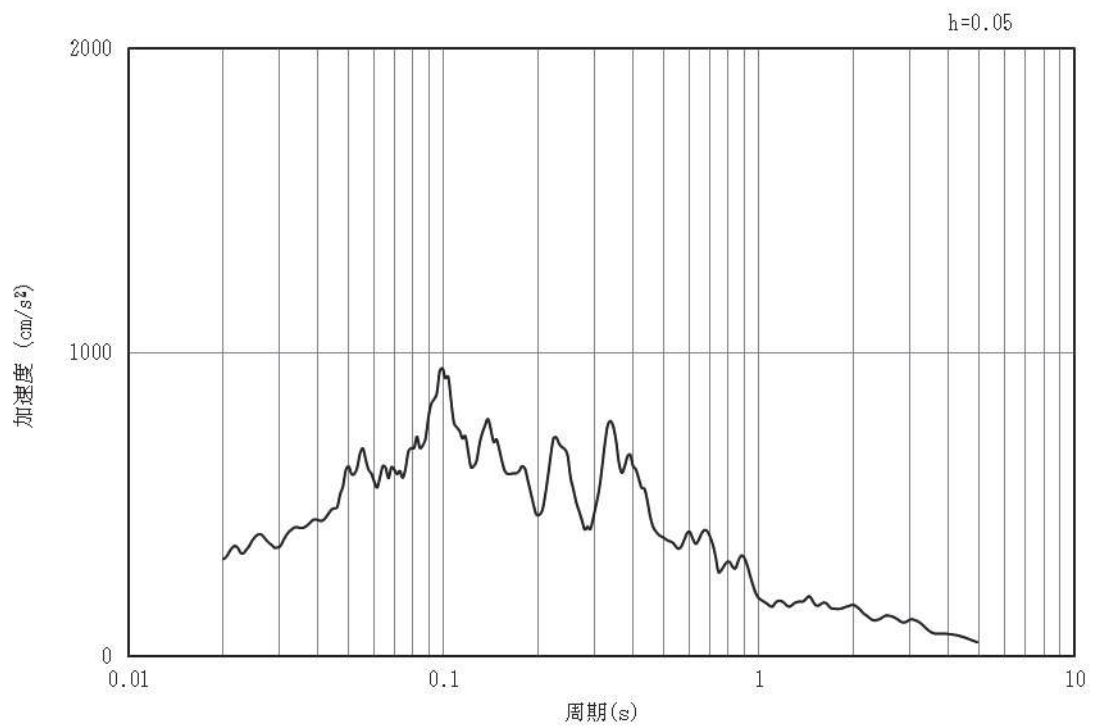


(b) 加速度応答スペクトル

図4-23 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S d - F 1)

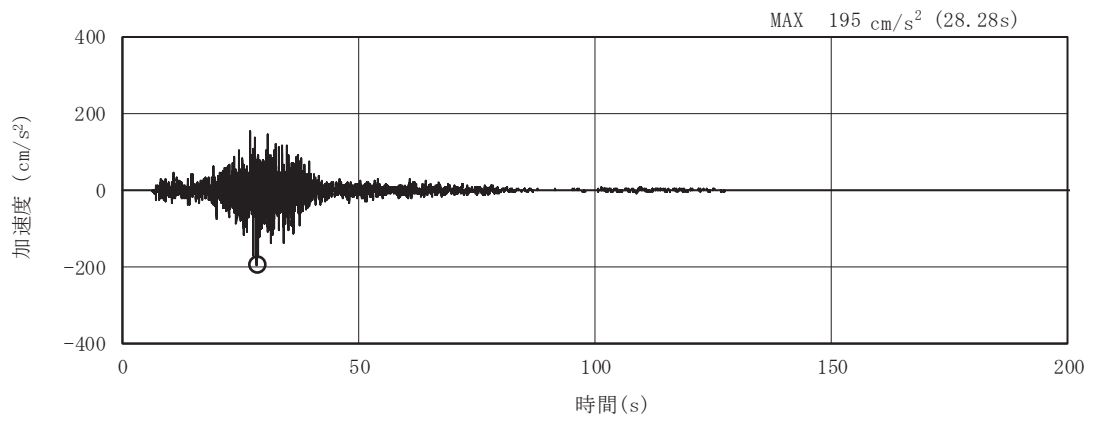


(a) 加速度時刻歴波形

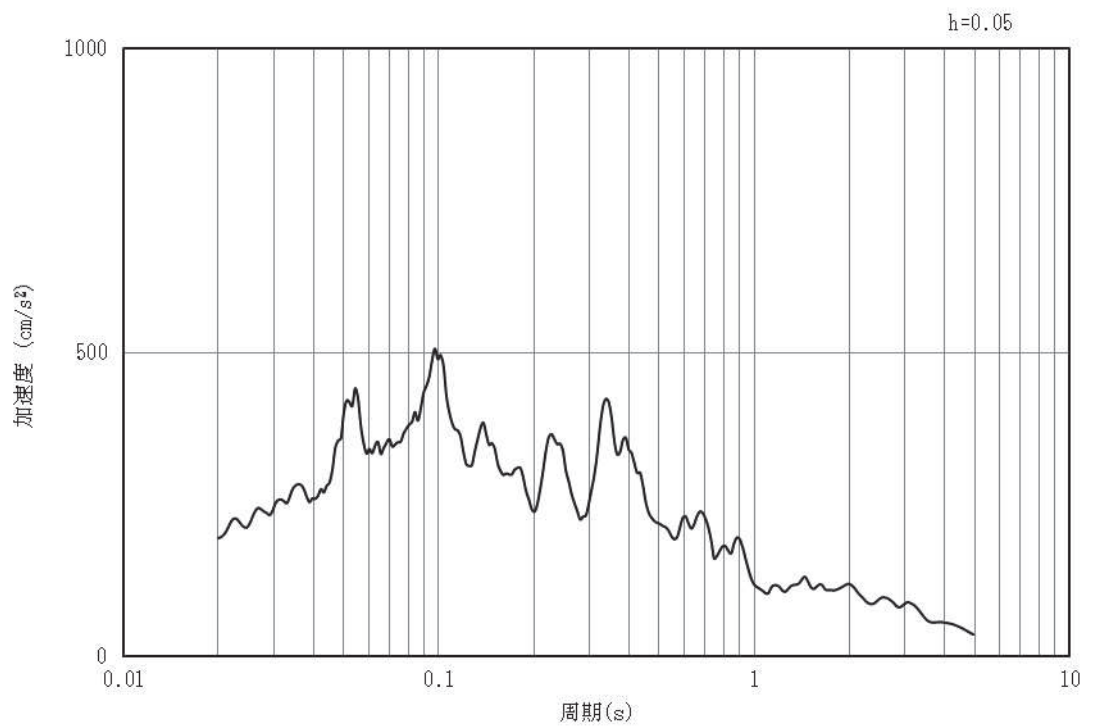


(b) 加速度応答スペクトル

図4-24 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S d - F 2)

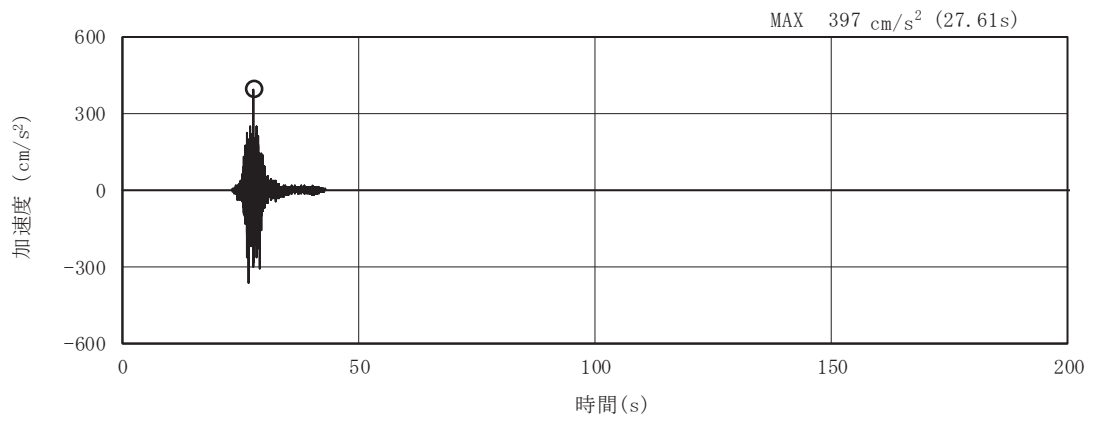


(a) 加速度時刻歴波形

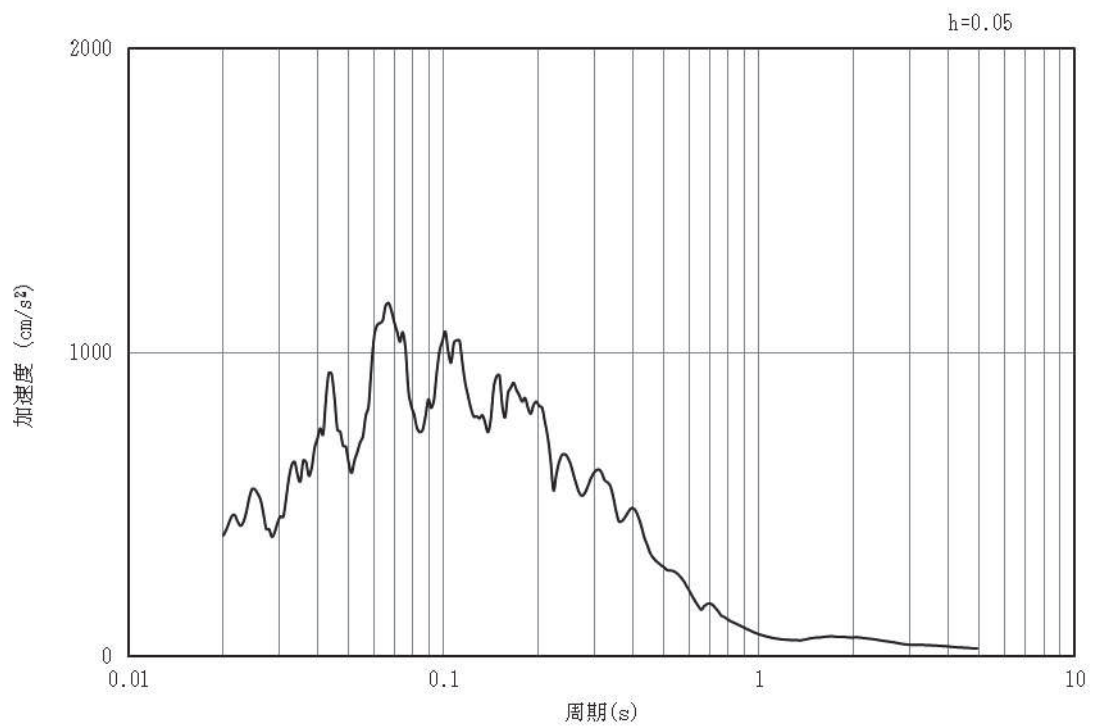


(b) 加速度応答スペクトル

図4-25 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S d - F 2)

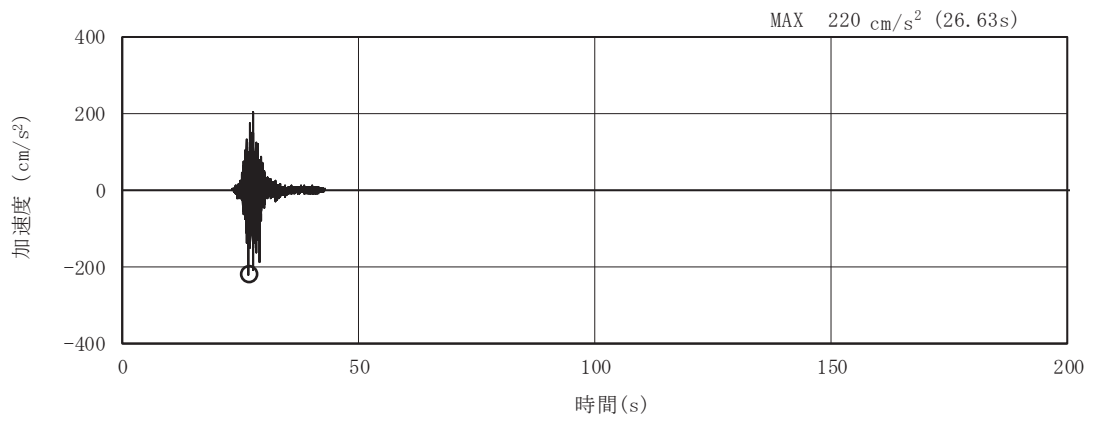


(a) 加速度時刻歴波形

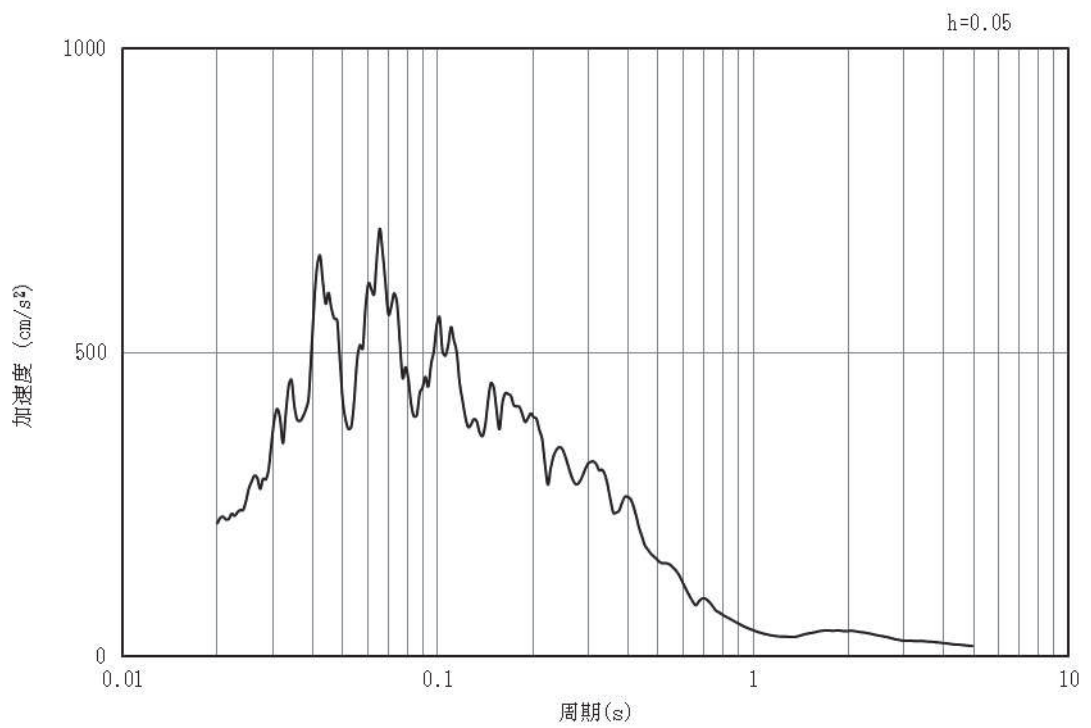


(b) 加速度応答スペクトル

図4-26 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S d - F 3)

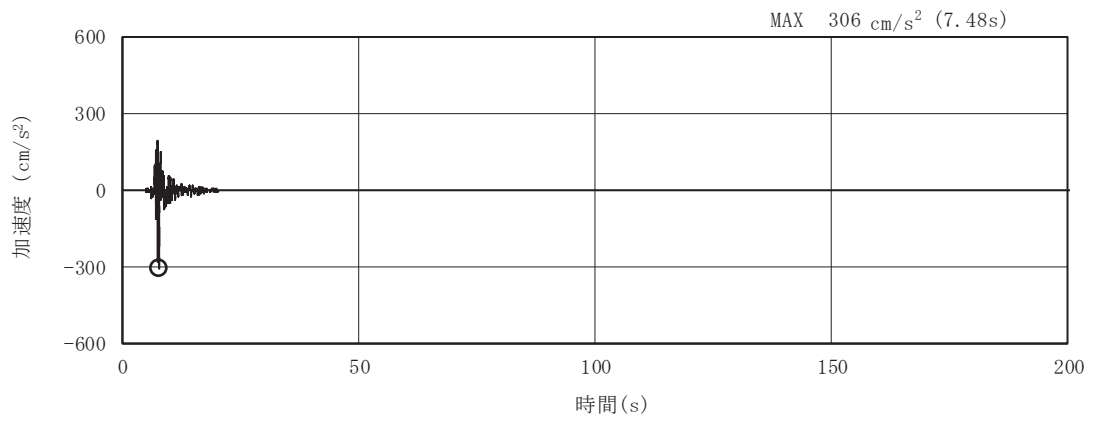


(a) 加速度時刻歴波形

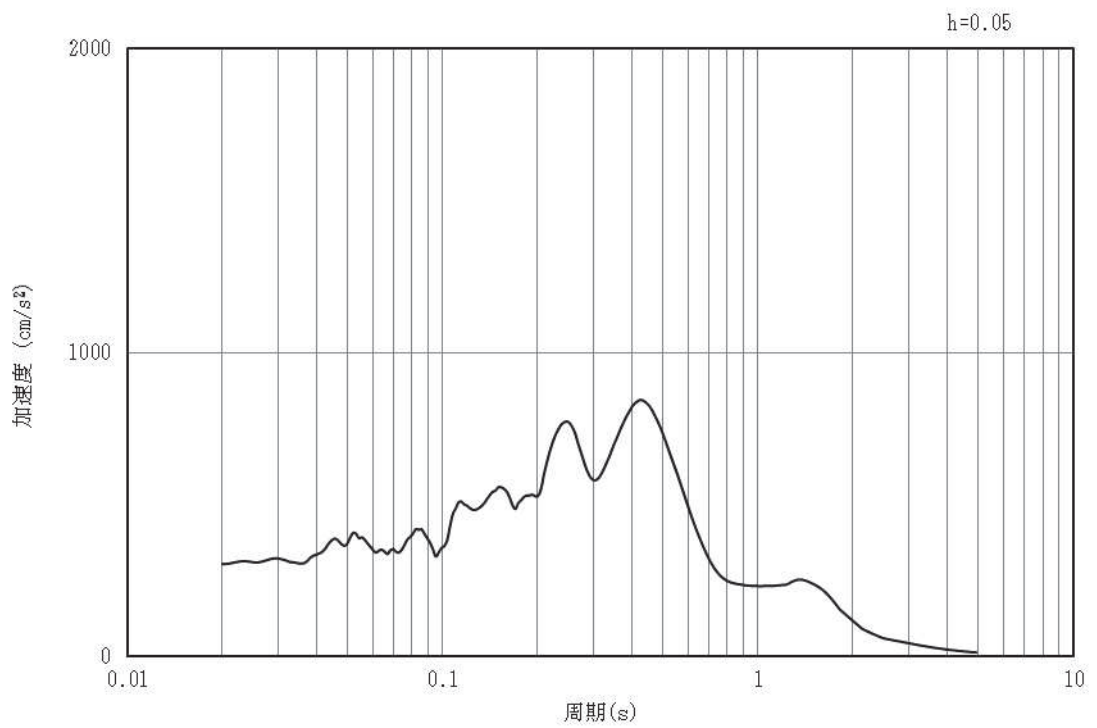


(b) 加速度応答スペクトル

図4-27 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S d - F 3)

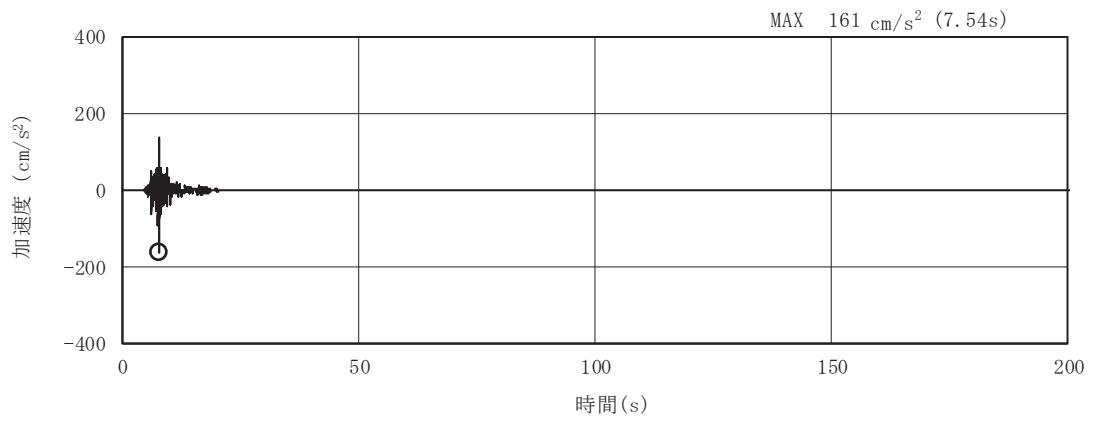


(a) 加速度時刻歴波形

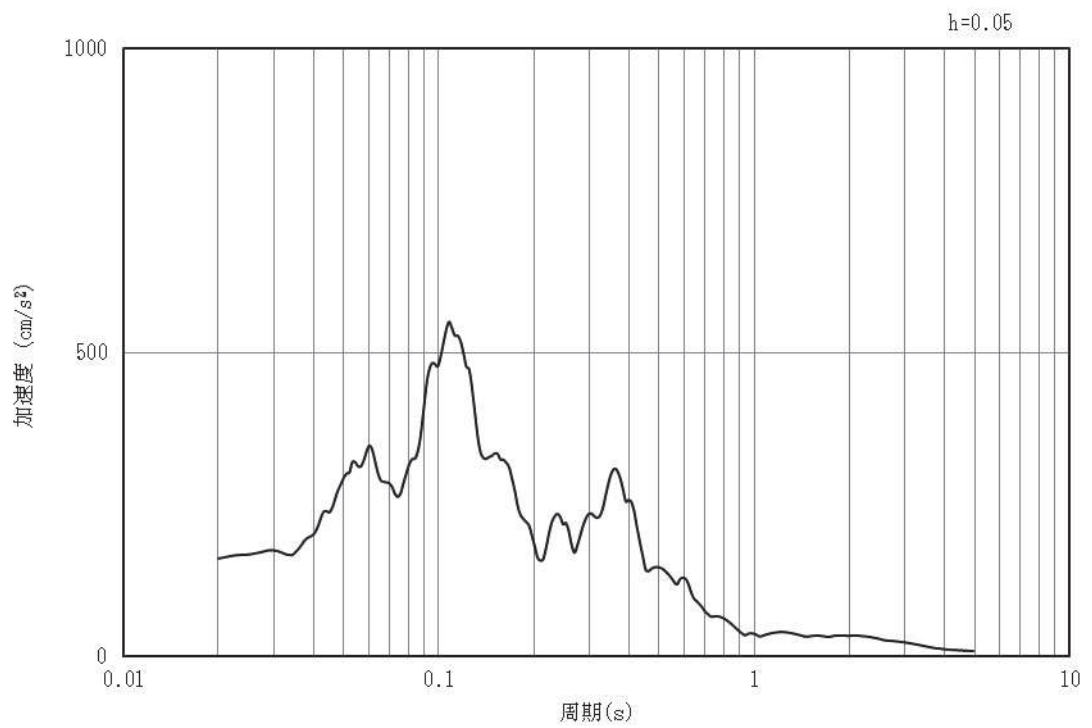


(b) 加速度応答スペクトル

図4-28 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S d - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図4-29 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S d - N 1)

4.2 許容限界の設定

4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づき、限界層間変形角（層間変形角 1/100）とする。

曲げ・軸力系の破壊に対する限界状態については、土木学会マニュアルではコンクリートの圧縮縁のかぶりが剥落しないこととされており、層間変形角 1/100 の状態は、かぶりコンクリートが剥落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。この状態を限界値とすることで構造全体としての安定性等が確保できるとして設定されたものである。

また、側壁及び隔壁のアンカー定着部に要求される S クラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認においては、鉄筋の降伏を許容限界として降伏曲げモーメントとする。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査に用いる照査用層間変形角は、地震応答解析により得られた応答値に安全係数(構造解析係数)1.2 を、照査用曲げモーメントは、地震応答解析により得られた応答値に安全係数(構造解析係数)1.0 を乗じることにより、曲げ・軸力系の破壊に対する安全余裕を見込んだ評価を実施する。

鉄筋コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界を表 4-1 に示す。

また、後施工せん断補強工法（セラミックキャップバー工法）（以下、「CCb 工法」という。）を適用する部材については、CCb 工法はおおむね弾性範囲となる状況下で使用することから、構造部材に発生する曲げモーメントが鉄筋降伏に相当する降伏曲げモーメントを下回ることを確認する。原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）において CCb 工法を適用する部材を図 4-30 に示す。

表 4-1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

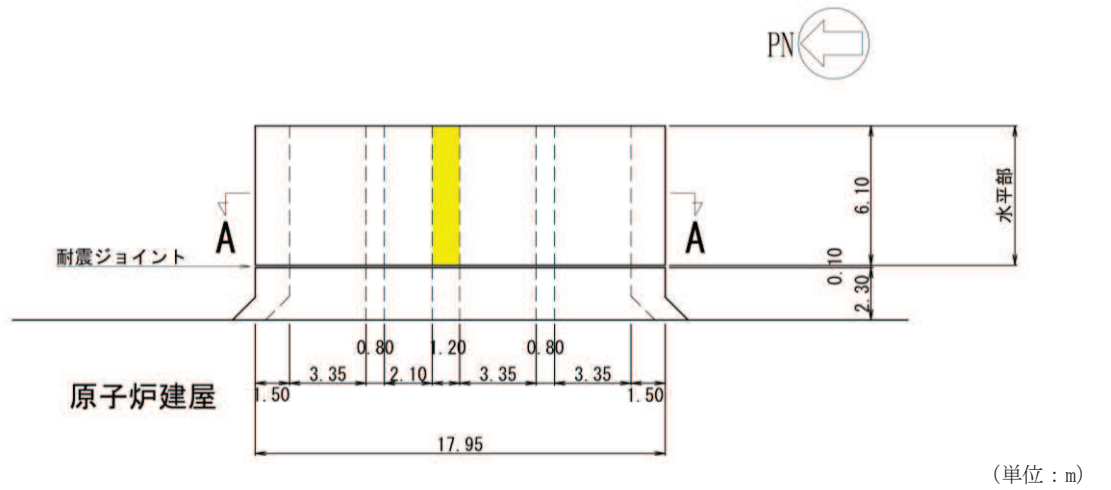
確認項目	許容限界	
構造強度を有すること	限界層間変形角	1/100* ¹
Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと	曲げモーメント	降伏曲げモーメント* ²

注記*1 $\gamma_i \cdot \frac{R_d}{R_L} < 1.0$

ここで、 γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)
 R_L : 限界層間変形角 (=1/100)
 R_d : 照査用層間変形角 $R_d = \gamma_a \cdot R$
 γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)
 R : 発生層間変形角

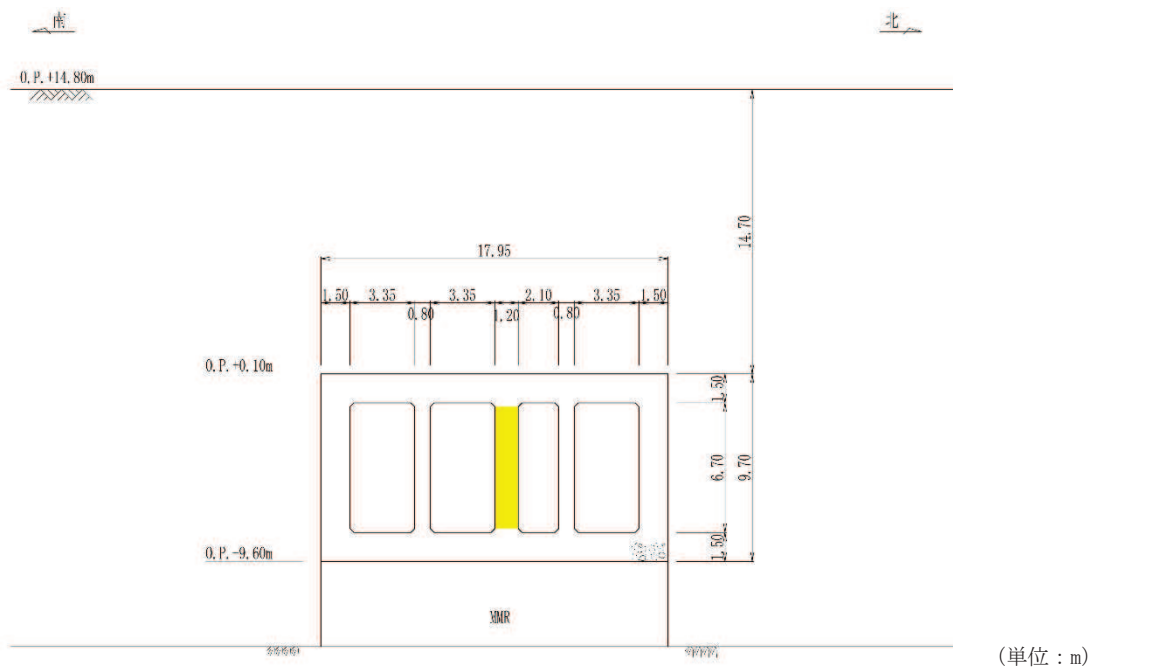
*2 $\gamma_i \cdot \frac{M_d}{M_y} < 1.0$

ここで、 γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)
 M_y : 鉄筋降伏に相当する曲げモーメント
 M_d : 照査用曲げモーメント $M_d = \gamma_a \cdot M$
 γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.0$)
 M : 発生曲げモーメント



(単位：m)
 : Ccbによる耐震補強箇所

図 4-30(1) Ccbによる耐震補強箇所(平面図) (再掲)



(単位：m)
 : Ccbによる耐震補強箇所

図 4-30(2) Ccbによる耐震補強箇所(A-A断面) (再掲)

4.2.2 せん断破壊に対する許容限界（せん断耐力式によるせん断耐力）

構造強度を有することの確認及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づくせん断耐力とする。せん断耐力の評価式は部材の種類に応じて3種類を用いる。

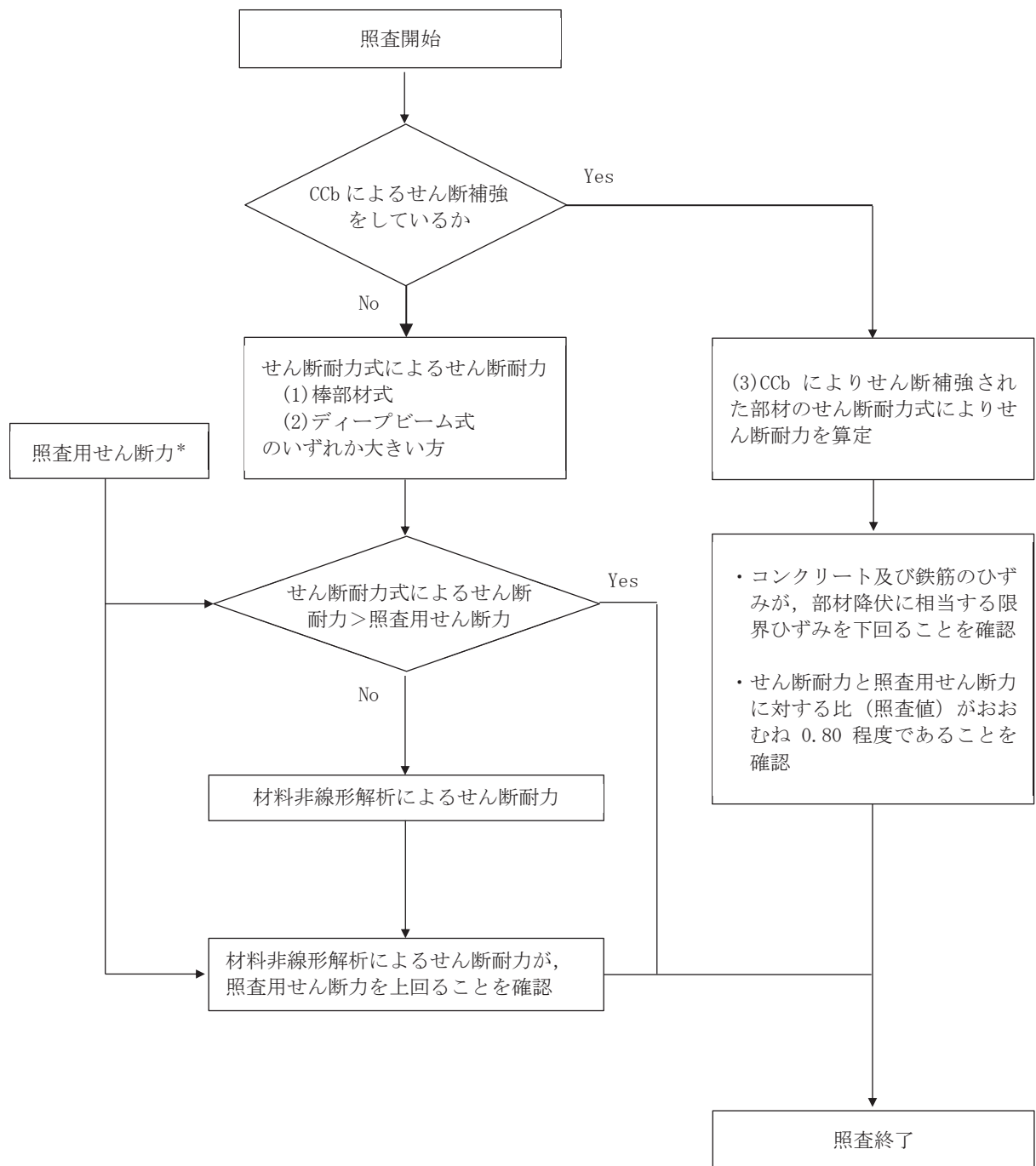
せん断耐力は、土木学会マニュアルに基づき「(1)棒部材式」, 「(2)ディープビーム式」のせん断耐力式で求まるせん断耐力のうち、いずれか大きい方とする。

せん断耐力式による照査において照査用せん断力が上記のせん断耐力を上回る場合、材料非線形解析により部材のせん断耐力を求め許容限界とする。

また、CCb工法を用いる構造部材については「(3) CCbによりせん断補強された部材のせん断耐力式」によることとする。

各せん断耐力の評価式は、後述する。せん断破壊に対する照査のフローを図4-31に示す。

なお、せん断照査に用いる照査用せん断力については、安全係数（構造解析係数）1.05を乗じることにより、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。



注記*：検査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

図 4-31 せん断破壊に対する検査フロー

(1) 棒部材式

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$$

- ここで、 V_{yd} : せん断耐力
 V_{cd} : コンクリートが分担するせん断耐力
 V_{sd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}} \quad \text{ただし、} f_{vcd} > 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ となる場合は}$$
$$f_{vcd} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d \text{ [m]}) \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_n = 1 + M_0/M_d \quad (N'_d \geq 0) \quad \text{ただし、} \beta_n > 2.0 \text{ となる場合は } \beta_n = 2.0$$

$$= 1 + 2M_0/M_d \quad (N'_d < 0) \quad \text{ただし、} \beta_n < 0 \text{ となる場合は } \beta_n = 0$$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \quad \text{ただし、} \beta_a < 1.0 \text{ となる場合は } \beta_a = 1.0$$

ここで、 f'_{cd} : コンクリート圧縮強度の設計用値(N/mm²)で設計基準強度 f'_{ck} を材料係数 γ_{mc} で除したもの

p_v : 引張鉄筋比 $p_v = A_s / (b_w \cdot d)$

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

N'_d : 設計軸圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

M_0 : M_d に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要なモーメント (デコンプレッションモーメント)

$$M_0 = N'_d \cdot D / 6$$

D : 断面高さ

a/d : せん断スパン比

γ_{bc} : 部材係数

γ_{mc} : 材料係数

$$V_{sd} = \{A_w f_{wyd} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s\} z / \gamma_{bs}$$

- ここで、 A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積
 f_{wyd} : せん断補強鉄筋の降伏強度を γ_{ms} で除したもので、
 400N/mm²以下とする。ただし、コンクリート圧縮強度の特性値
 f'_{ck} が 60N/mm²以上のときは 800N/mm²以下とする。
 α : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度
 s : せん断補強鉄筋の配置間隔
 z : 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。
 γ_{bs} : 部材係数
 γ_{ms} : 材料係数

(2) デイープビーム式

$$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd}$$

- ここで、 V_{ydd} : せん断耐力
 V_{cdd} : コンクリートが分担するせん断耐力
 V_{sdd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{dd} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d \text{ [m]})$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v}$$

$$\beta_a = \frac{5}{1+(a/d)^2}$$

- ここで、 γ_{bc} : 部材係数

ただし、 $\beta_d > 1.5$ となる場合は $\beta_d = 1.5$

ただし、 $\beta_p > 1.5$ となる場合は $\beta_p = 1.5$

$$V_{sdd} = \phi \cdot V_{sd}$$

$$\phi = -0.17 + 0.3a/d + 0.33/p_{wb} \quad \text{ただし } 0 \leq \phi \leq 1$$

- ここで、 p_{wb} : せん断補強鉄筋比(%)

土木学会マニュアルでは、コンクリート標準示方書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 β_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、水圧及び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載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のせん断耐力式を精緻化したものである。

また、土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては、表4-2に示すとおり、複数の安全係数が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表4-2 せん断耐力式による評価において考慮している安全係数

安全係数			せん断照査		内容
			応答値算定	限界値算定	
材料係数	コンクリート	γ_{mc}	1.0	1.3	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	γ_s	1.0	1.0	—
部材係数	コンクリート	γ_{bc}	—	1.3	コンクリートが負担するせん断力を低減*
	鉄筋	γ_{bs}	—	1.1	せん断補強筋が負担するせん断力を低減*
構造解析係数		γ_a	1.05	—	応答値（断面力）の割り増し

注記*：土木学会マニュアルでは、部材係数 $\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2}$

$$\gamma_{b1} = \begin{cases} 1.3 & (\text{コンクリート}) \\ 1.1 & (\text{鉄筋}) \end{cases}$$

$$\gamma_{b2} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.01) \\ \frac{100R+2}{3} & (0.01 < R \leq 0.025) \\ 1.5 & (R > 0.025) \end{cases}$$

ここで、R：層間変形角とされている。

原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）は、層間変形角1/100を鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界とすることから、 $\gamma_{b2} = 1.0$ とする。

(3) Ccbによりせん断補強された部材のせん断耐力式

セラミックキャップバー（以下「Ccb」という。）工法による後施工せん断補強を行う構造部材のせん断耐力については、「建設技術審査証明報告書 技術名称 後施工セラミック定着型せん断補強鉄筋「セラミックキャップバー(Ccb)一般財団法人土木研究センター」」（以下「建設技術証明書」という。）に示されている以下の設計式により求める。

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

$$V_{C C b d} = \beta_{a w} \cdot V_{a w d} \\ = \beta_{a w} \cdot \left\{ A_{a w} \cdot f_{a w y d} (\sin \alpha_{a w} + \cos \alpha_{a w}) / S_{a w} \right\} z / \gamma_b \quad \dots \text{式(2)}$$

$$\beta_{a w} = \eta = 1 - \frac{\ell_y}{2S_{r b}} \quad \dots \text{式(3)}$$

ただし、 $\ell_y - d' \leq 0$ となる場合は $\ell_y - d' = 0$ とする。

ここに、 $V_{c d}$: せん断補強鋼材を用いない壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

$V_{s d}$: 既存のせん断補強鋼材により受け持たれる壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

$V_{C C b d}$: セラミックキャップバー（Ccb）により受け持たれる壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

$V_{a w d}$: セラミックキャップバー（Ccb）を通常のスターラップと見なして求められる壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

$\beta_{a w}$: セラミックキャップバー（Ccb）のせん断耐力の向上への有効性を示す係数

$A_{a w}$: 単位長さ当たりの区間 $S_{a w}$ におけるセラミックキャップバー（Ccb）の総断面積

$f_{a w y d}$: セラミックキャップバー（Ccb）の設計降伏強度で400N/mm²以下とする。

$\alpha_{a w}$: セラミックキャップバー（Ccb）が部材軸となす角度

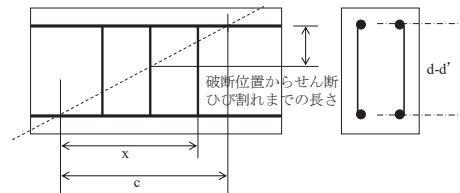
$S_{a w}$: セラミックキャップバー（Ccb）の配置間隔

z : 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一般に $d/1.15$ としてよい。

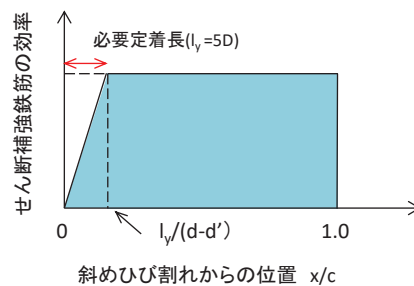
γ_b : 部材係数（一般に1.10としてよい）

- l_y : セラミックキャップバー (CCb) の先端型定着体の定着長 (5Dとしてよい)
- D : CCb の鉄筋径
- S_{rb} : 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔
- d : 補強対象部材の有効高さ
- d' : 差し込み側の部材表面から圧縮鋼材図心までの距離

セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は、先端型定着体の定着長が 5D であることから、通常のせん断鉄筋に比べ補強効率が低下する。セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は同定着長と補強対象部材の主筋間隔から算出される有効率 β_{aw} を通常のせん断補強鉄筋の負担分に乘じることにより考慮されている。図 4-32 に有効率算定における概念図を示す。



(a) 斜めひび割れ内に定着不良が生じたせん断補強鉄筋



(b) 標準型

図 4-32 セラミックキャップバー (CCb) の有効率算定の概念図

4.2.3 せん断破壊に対する許容限界（材料非線形解析によるせん断耐力）

(1) 評価条件

図4-31のせん断破壊に対する照査フローに示すとおり、照査用せん断力が、せん断耐力式によるせん断耐力を上回る場合は、材料非線形解析によりせん断耐力を算定し、せん断耐力が照査用せん断力を上回ることを確認する。

「4.2.2 せん断破壊に対する許容限界（せん断耐力式によるせん断耐力）」で示したせん断耐力式は、既往の実験等から一般化されたものであることから、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め、構造部材のせん断照査を行う。

表4-3及び表4-4に材料非線形解析の概要を示す。

材料非線形解析は、90年代までに、ひび割れの進展モデルや破壊エネルギーの概念等、基本となるモデルが提示され、様々な問題に適用されながら有効性と信頼性を高めており、コンクリート標準示方書2017や土木学会マニュアル等で取り扱われている。

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

- ①鉄筋とコンクリートとの一体性を前提とする分散ひび割れモデルにてモデル化する。
- ②鉄筋との複合作用が支配的な鉄筋周辺のコンクリートについては、平均化構成則を用いる。
- ③鉄筋との複合作用が及ばない領域では、コンクリートの破壊力学の概念を導入する。

なお、材料非線形解析の適用にあたっては、当該構造物の構造的な特徴や荷重条件が類似する既往の実験等から得られたせん断耐力と、材料非線形解析によるせん断耐力を比較し、その適用性を判断した上で、モデル化や各種パラメータの設定に係る解析者の差を考慮した安全係数を設定する。

材料非線形解析においては、解析コード「WCOMD Studio」を使用する。

表 4-3 材料非線形解析の位置付け (土木学会マニュアル)

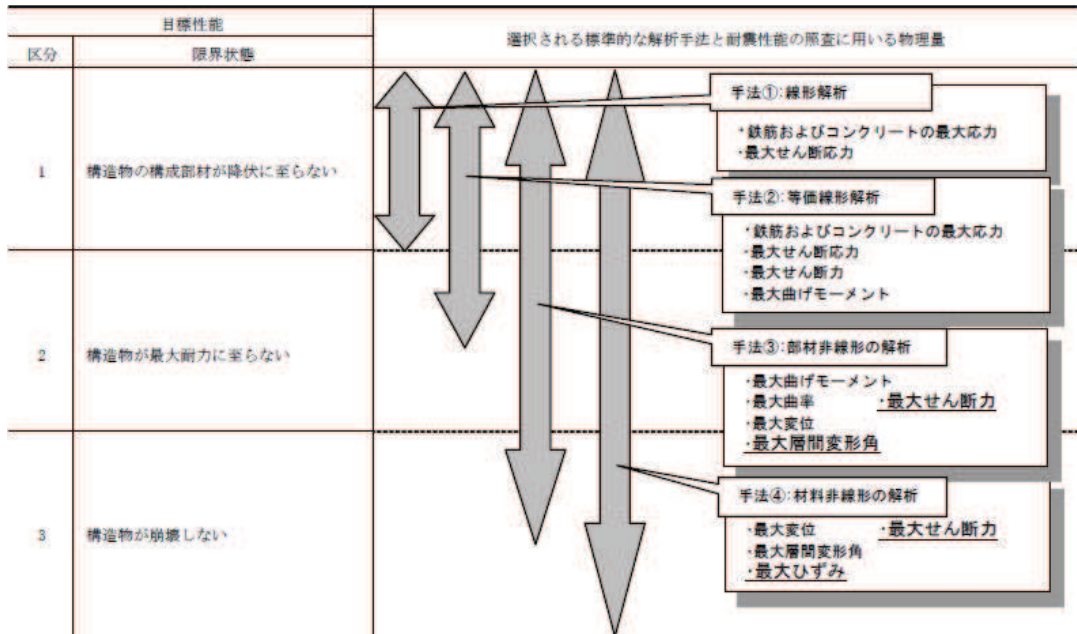


表 4-4 部材非線形解析と材料非線形解析の特徴

	部材非線形解析	材料非線形解析		
モデル化	骨組モデル	有限要素		
解析次元	一次元	二次元	三次元	
構成則	M-Φ, M-θ 等	応力-ひずみ関係		
要素	はり要素	ファイバー要素	平面ひずみ要素	立体要素
特徴	(汎用性) (解析時間)	狭い ← → 広い 短い ← → 長い		

a. 適用基準

材料非線形解析については、土木学会マニュアル、コンクリート標準示方書 2017 等に基づき実施する。基準と異なる設定を用いる場合には、設定根拠の妥当性を確認する。表 4-5 に参考とする主な基準・文献を示す。

表 4-5 参考とする主な基準等

項目	参考とする主な基準等	備考
材料定数 材料特性	・コンクリート標準示方書2017 ・土木学会マニュアル	—
許容限界	—	・せん断力-相対変位関係より設定した許容限界（破壊基準）が、部材係数の設定における材料非線形解析にて、実験結果とおおむね整合的であることを確認。

b. 材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、文献等を基に設定する。コンクリート及び鉄筋の材料定数を表 4-6 及び表 4-7 に示す。

表 4-6 コンクリートの材料定数

	設定値	諸元
単位体積重量	0.0 kN/m ³	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
圧縮強度	15.8 N/mm ²	設計基準強度（設計図書20.5N/mm ² ）／材料係数*
引張強度	1.33 N/mm ²	引張強度／材料係数*
圧縮ピークひずみ	0.2%	コンクリート標準示方書2017
ひび割れ-せん断伝達係数	1.0	コンクリート標準示方書2017
破壊エネルギー	0.0681 N/mm	コンクリート標準示方書2017

注記*：材料係数を 1.3 として算出

表 4-7 鉄筋の材料定数

		設定値	諸元
単位体積重量		0.0 kN/m ³	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
ヤング係数		200 kN/mm ²	コンクリート標準示方書2017
降伏強度	主筋	2000 N/mm ²	せん断破壊先行型の破壊形態となるよう曲げ耐力が増大するように設定
	せん断補強筋	345 N/mm ²	設計図書（SD345）

c. 解析モデルの要素分割

材料非線形解析の対象とする構造部材を平面ひずみ要素でモデル化する。構造部材のモデル化にあたっては、図4-33に示すとおり、鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し、付着の影響が及ばない領域を無筋コンクリート要素としてモデル化する。

部材厚方向の要素分割数については、鉄筋を含む要素と無筋要素を明確に指定できる分割数が望ましいこと、及び3層以上の分割数をとる場合、解析結果に大きな差異が生じないことから3層以上に設定することとする。

具体的には、鉄筋を含む要素は、鉄筋を中心としてかぶり厚さの2倍とし、無筋領域については、要素形状が極端に扁平にならないように分割する。

なお、対象とする構造部材に接合する部材は、弾性要素でモデル化し、モデル下端を固定境界とする。

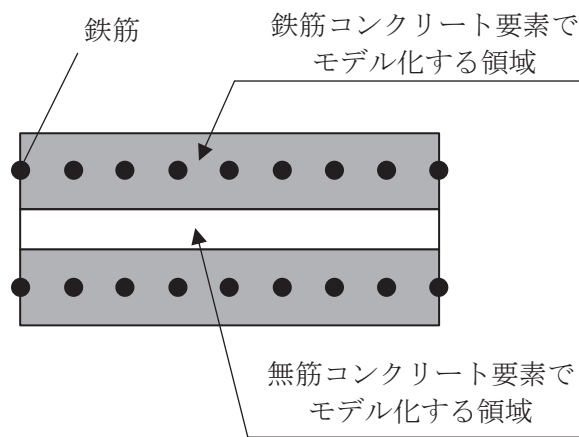


図4-33 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の概要

d. コンクリートの非線形特性

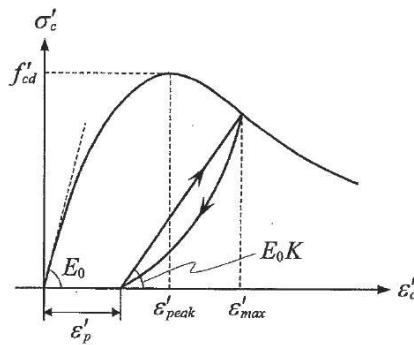
耐震評価に用いる要素は鉄筋コンクリート要素及び無筋コンクリート要素に分類されるが、それぞれの非線形特性は同一の考え方で表される。

(a) 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図4-34に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を越えた軟化域で表され、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、図4-35に示す、低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0 K (\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\varepsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left(-0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

ここに、 $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$

ε'_{peak} : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に、0.002 としてもよい)

ε'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

ε'_p : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

図4-34 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

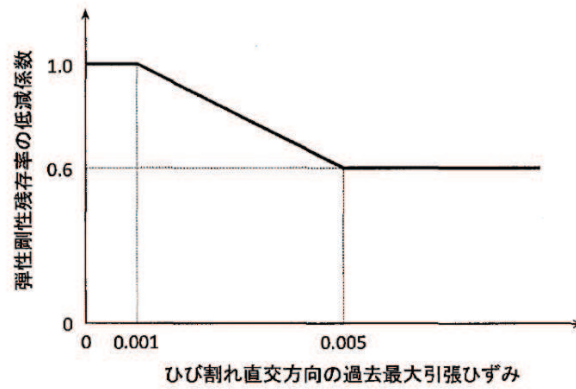
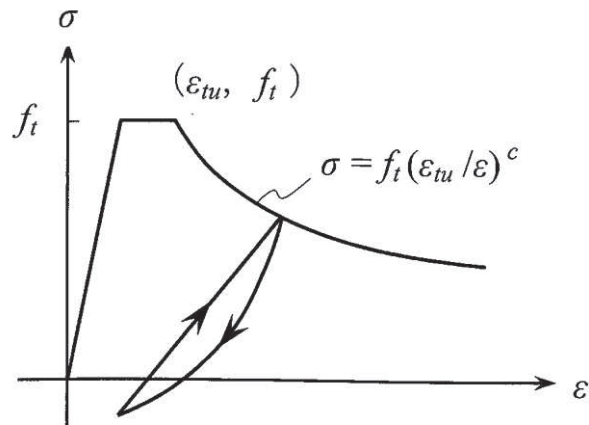


図 4-35 弾性剛性残存率の低減係数
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

(b) 引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、図 4-36 に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギー (G_f) によって定義する。引張軟化挙動の考慮にあたっては、図 4-37 に示すひび割れ発生後の軟化曲線とひび割れ発生点からの除荷曲線とで囲まれる面積が G_f / L_e (要素寸法) に一致するように、軟化特性を表す係数 C を用いる。



- ここに、 f_t : 引張強度
 ϵ_{tu} : 引張軟化開始ひずみ
 c : 引張軟化特性を表す係数

図 4-36 引張対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 2017 より引用)

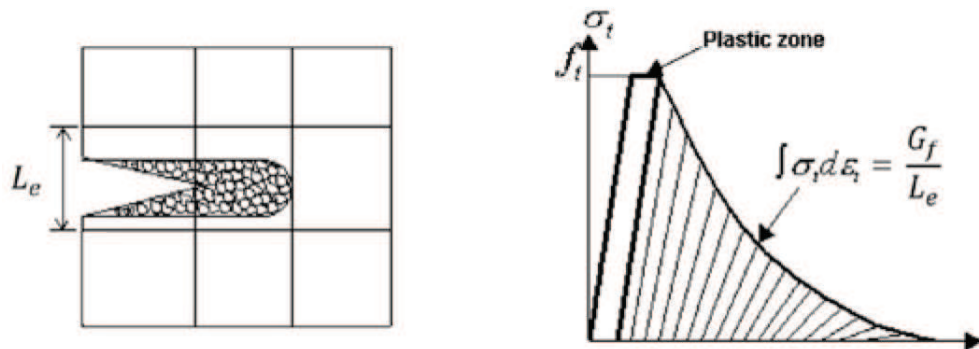
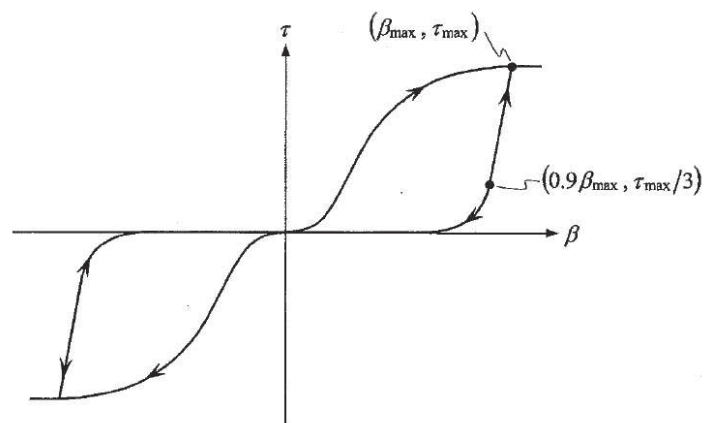


図 4-37 応力—ひずみ曲線と破壊エネルギー G_f の関係

(c) ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは、ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、図 4-38 に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。



ここに、 β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比
(γ / ε)

τ : ひび割れ面でのせん断応力

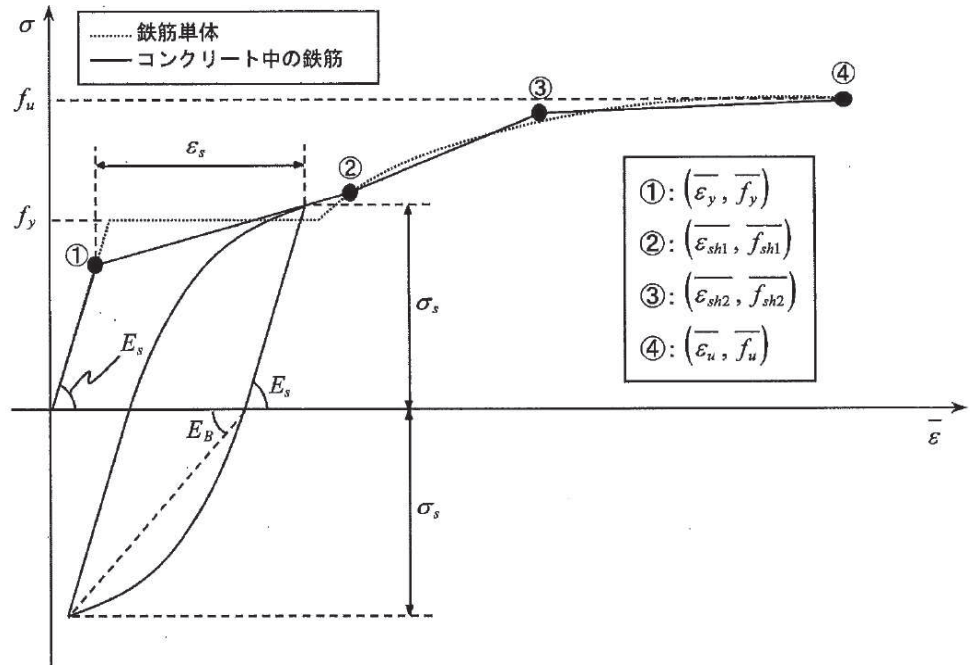
τ_{\max} : 除荷開始時せん断応力

β_{\max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

図 4-38 ひび割れ面でのせん断伝達モデル
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

e. 鉄筋の非線形特性

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり、図 4-39 に示すひずみ硬化特性を考慮する。



- f_y : 鉄筋単体の降伏強度 (N/mm²)
- f_u : 鉄筋単体の引張強度 (N/mm²)
- E_s : 鉄筋単体のヤング率 (N/mm²)
- ϵ_y : 鉄筋単体の降伏ひずみ
- ϵ_{sh} : 鉄筋単体のひずみ硬化開始ひずみ
- p : 鉄筋比
- f_1 : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

図 4-39 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

f. 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションステイフニング効果（引張特性が硬化する現象）として、鉄筋コンクリート要素の中に取り込むことにより、鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は、以下の式で表される。

$$\overline{\sigma}_{RC} = \frac{A_S}{A_{RC}} \overline{\sigma}_S + \frac{A_C}{A_{RC}} \overline{\sigma}_C$$

ここに、 $\overline{\sigma}_S$ 、 $\overline{\sigma}_C$: それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

A_S 、 A_C : それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積、 $A_{RC} = A_S + A_C$

g. 荷重の組合せ

材料非線形解析においては、地震応答解析（部材非線形解析）により得られた荷重を用いることから、荷重の組み合わせは、地震応答解析と同様である。

(2) 評価内容

a. 耐震評価フロー

材料非線形解析を用いたせん断耐力の評価フローを図 4-40 に示す。

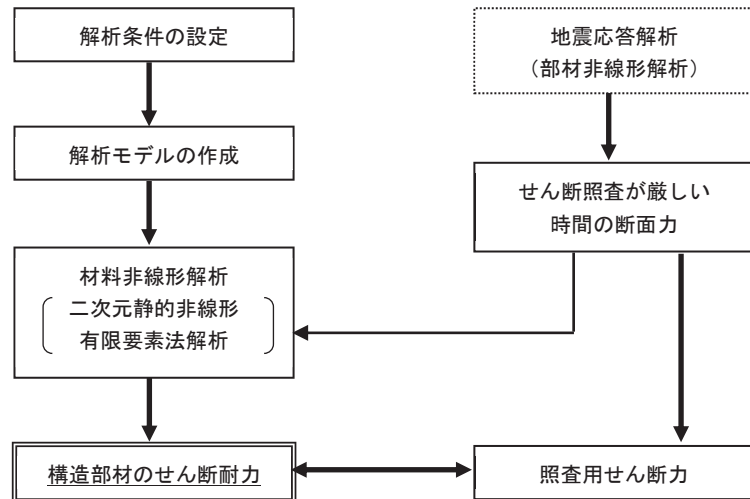


図 4-40 材料非線形解析の耐震評価フロー

b. 荷重の設定

材料非線形解析にて考慮する荷重は、地震応答解析（二次元時刻歴応答解析（全応力解析））から得られる荷重を考慮する。具体的には、地震応答解析で評価対象部材のせん断照査結果が厳しくなる時刻における断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を材料非線形解析モデルに図 4-41 に示すとおりに作用させる。

材料非線形解析では、地震応答解析で得られた照査時刻の断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重比率を維持しながら漸増载荷する。

作用荷重は、常時荷重及び地震時荷重を、図 4-42 に示すとおり载荷し材料非線形解析を実施する。

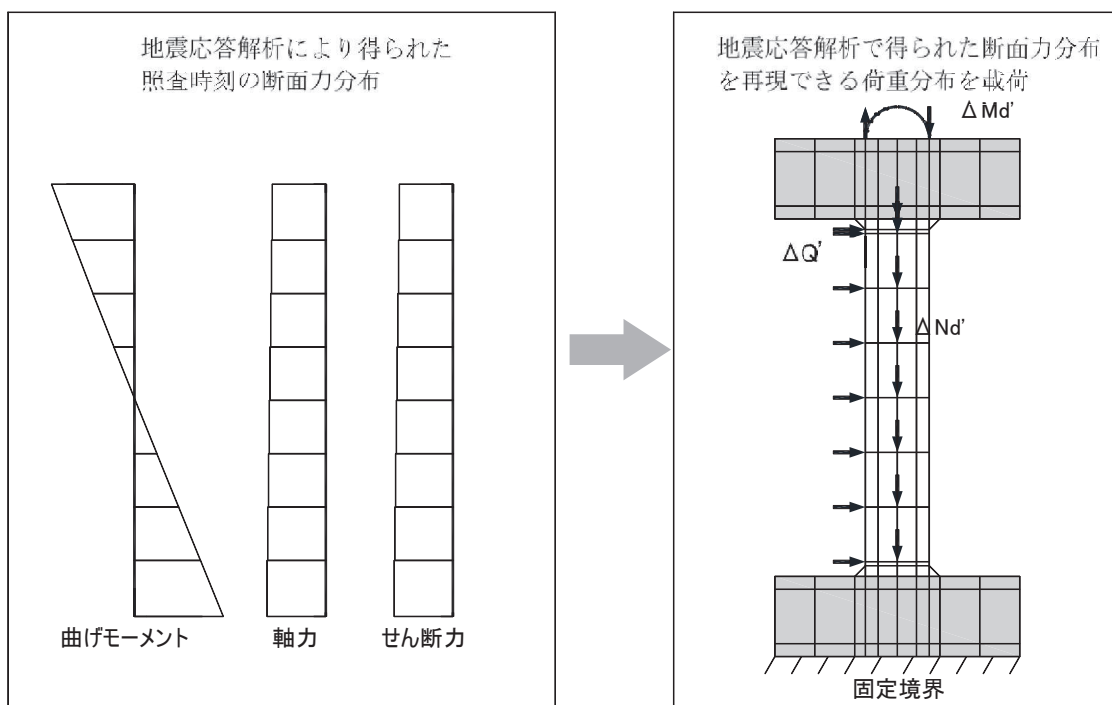


図 4-41 材料非線形解析における荷重状況

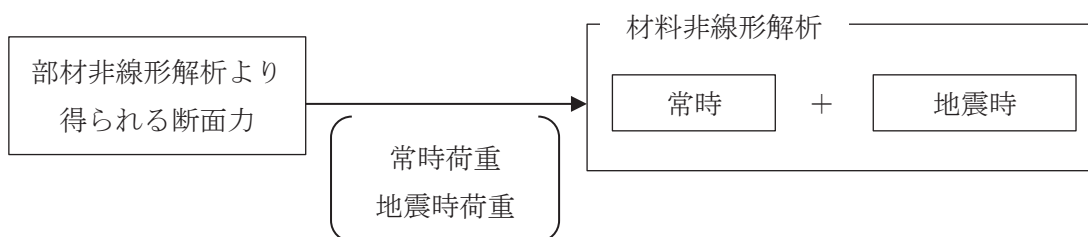


図 4-42 荷重の作用手順

c. せん断耐力

材料非線形解析を用いたせん断耐力は、材料非線形解析における固定端反力 P - 相対変位 δ から設定する。具体的には、図 4-43 に示す例のとおり、固定端反力 P - 相対変位 δ 関係においてせん断力の増分に対して相対変位 δ が急増する直前の点又はせん断力が最大となる点を部材のせん断耐力と判断する。

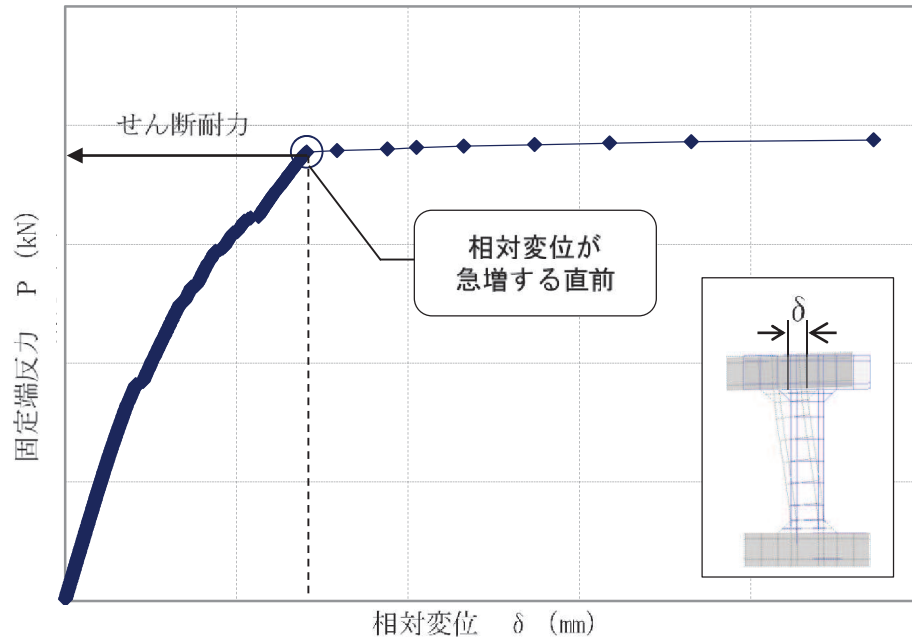


図 4-43 材料非線形解析を用いたせん断耐力の設定例

d. 安全係数の設定

材料非線形解析では、地震応答解析（二次元時刻歴応答解析（全応力解析））で得られる断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析に作用させた時のせん断力 V と材料非線形解析で得られるせん断耐力 V_y に、以下のとおり部材係数 γ_{b1} 、 γ_{b2} 、構造解析係数 γ_a 、構造物係数 γ_i を考慮し、照査用せん断力 V_d 、設計せん断耐力 V_{yd} を算定する。

$$V_d = \gamma_i \cdot \gamma_a \cdot V$$

$$V_{yd} = V_y / (\gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2})$$

考慮する安全係数の設定結果を表 4-8 に示す。ここで、部材係数 γ_{b1} については、実験又はせん断耐力式により得られるせん断耐力と材料非線形解析により得られるせん断耐力との比率により設定することとし、解析における構成則の相違や、要素の種類、要素分割、材料物性の設定、入力増分等、多岐にわたる解析者間の差を考慮する。

具体的には、土木学会マニュアルに示される 17 ケースの材料非線形解析を実施し、実験又はせん断耐力との差が最も大きい Case No. 7 の部材係数 1.13 を設定する(表 4-9)。

表 4-8 考慮する安全係数の設定結果

安全係数		値	設定根拠
部材係数	γ_{b1}	1.13	別途実施する材料非線形解析により設定
	γ_{b2}	1.0	地震応答解析による層間変形角より設定
構造物係数	γ_i	1.0	構造物の重要度は、基準地震動 S_s により評価することで包絡されていると判断
構造解析係数	γ_a	1.05	各種文献より保守的に設定
材料係数	γ_m	1.3	文献に基づく標準的な設定

表 4-9 部材係数 γ_{b1} の設定結果

Case No.	試験結果	解析結果	部材係数 (解析結果/ 実験結果) (②/①)	備考
	せん断耐力 (kN) ①	せん断耐力 (kN) ②		
1	475	422.8	0.89	
2	1187	1258.2	1.06	
3	324	356.4	1.10	
4	294	308.7	1.05	
5	581	511.3	0.88	
6	329	335.6	1.02	
7	1587	1793.3	1.13	最大値
8	350	392.0	1.12	
9	855	880.7	1.03	
10	165	102.3	0.62	
11	333	316.4	0.95	
12	127	100.3	0.79	
13	188	118.4	0.63	
14	163	117.4	0.72	
15	273	177.5	0.65	
16	356	291.9	0.82	
17	432	246.2	0.57	

4.2.4 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

(1) 基礎地盤（狐崎部層）

基礎地盤（狐崎部層）に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、岩盤の極限支持力とする。

基礎地盤（狐崎部層）の許容限界を表 4-10 に示す。

表 4-10 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力	狐崎部層	13.7

(2) MMR（既設）

a. 接地圧に対する許容限界

MMR（既設）に発生する接地圧に対する許容限界は、コンクリート標準示方書に基づき、コンクリートの支圧強度とする。MMR（既設）の許容限界を表 4-11 に示す。

表 4-11 MMR（既設）の支持性能に対する許容限界

評価項目	MMR（既設）	許容限界 (N/mm ²)
支圧強度	コンクリート ($f'_{ck} = 15.6 \text{ N/mm}^2$)	15.6

b. 健全性に対する許容限界

MMR（既設）に発生するせん断応力に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、MMR（既設）のせん断強度 $\tau_f = \tau_o = f'_{ck}/5$ とする。

また、せん断破壊に対する健全性の確認において参照する引張破壊については、コンクリート標準示方書に基づく引張強度を超える引張応力が発生した場合に引張破壊と判定する。

MMR（既設）のせん断強度及び引張強度を表 4-12 に示す。

表 4-12 MMR（既設）のせん断強度及び引張強度

せん断強度*1 (N/mm ²)	引張強度*2 (N/mm ²)
3.12	1.43

注記*1：せん断強度 τ_f は、粘着力 $\tau_o = f'_{ck}/5$ のみ見込むこととし、 $\sigma \tan \phi$ は考慮しないことで安全側に配慮する。

*2：コンクリート標準示方書に基づき設定

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として、「層間変形角時刻歴波形」，断面力に対し照査を行っている項目のうち最も厳しい照査値に対する「断面力分布」，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で最大照査値を示すケースの地盤の「最大せん断ひずみ分布」を記載する。なお，断面力分布は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

5.1.1 解析ケースと照査値

耐震評価においては、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「10. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定」に基づき，すべての基準地震動 S_s に対して実施するケース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 を超えるすべての照査項目に対して，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。

また，上記解析ケースの結果を踏まえ，更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。

以下に，原子炉機器冷却海水配管ダクトの曲げ・軸力系に対する照査及びせん断破壊に対する照査結果を示す。なお，評価位置を図 5-1 に示す。

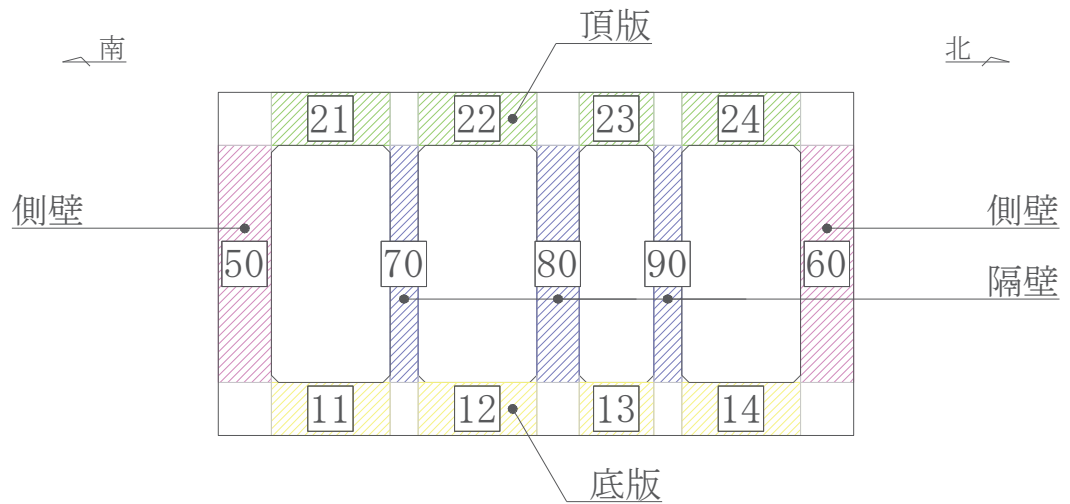


図 5-1 評価位置図

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 5-1 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、限界層間変形角又は降伏曲げモーメントを許容限界とする。なお、詳細については、「5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても 0.71 であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値

地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*1, 2			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.56			
	-+	0.56			
S s - D 2	++	0.54			
	-+	0.54			
S s - D 3	++	0.53			
	-+	0.52			
S s - F 1	++	0.53			
	-+	0.53			
S s - F 2	++	0.55			
	-+	0.56			
S s - F 3	++	0.53			
	-+	0.51			
S s - N 1	++	0.57	0.56	0.71	0.69
	-+	0.57		0.70	

注記*1：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果（層間変形角）と S クラスの施設を支持する機能に対する評価結果（曲げモーメント）の厳しい方を記載。

*2：赤枠は、前述図 3-22 のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

(2) せん断破壊に対する照査

表 5-2 にせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

せん断破壊に対する照査は、せん断耐力を許容限界とする。

せん断破壊に対する照査に用いるせん断耐力は、せん断耐力式により算定しているが、照査値が 1.0 を超えるケースについては、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め照査を行っている。

CCb 工法を適用する部材の照査値は、せん断耐力式に CCb の定着効果を考慮したものであり、保守性を有した設計としている。一方、CCb 工法を適用していない部材に採用している材料非線形解析により算定したせん断耐力による照査値は、精緻かつ最も裕度が無い状態の設計となる。そのため、材料非線形解析による照査のうち最も厳しい地震動を用いて、地盤物性及び材料物性のばらつきケースを実施する。

参考として、材料非線形解析によりせん断耐力を求めた照査値については、せん断耐力式による照査値を併記する。また、CCb 工法を適用する部材については、設計上の配慮として設定した、照査値をおおむね 0.8 程度に抑えられているのかを確認するため、せん断耐力式による照査値が 0.8 を超える解析ケースに対して、CCb 工法を適用する部材位置の照査値を併記する。

なお、詳細については、「5.2.2 せん断破壊に対する評価結果」に示す。

せん断破壊に対する照査値は、より高い精度でせん断耐力を評価する材料非線形解析による照査を用い、ばらつきを考慮しても 0.60 であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 5-2(1) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値 (頂版*1, 2)

地震動		解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④		
S s - D 1	++	0.60					
	-+	0.61					
S s - D 2	++	0.60					
	-+	0.62					
S s - D 3	++	0.58					
	-+	0.57					
S s - F 1	++	0.52					
	-+	0.58					
S s - F 2	++	0.55					
	-+	0.57					
S s - F 3	++	0.59					
	-+	0.55					
S s - N 1	++	0.62	0.56	0.72	0.68		
	-+	0.56					

注：せん断耐力式による照査値を示す。

注記*1：評価位置は図 5-1 に示す。

*2：頂版は、CCb 工法を適用していない。

表 5-2(2) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値 (側壁*1, *2)

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.49			
	-+	0.44			
S _s -D2	++	0.50			
	-+	0.48			
S _s -D3	++	0.41			
	-+	0.41			
S _s -F1	++	0.50			
	-+	0.44			
S _s -F2	++	0.50			
	-+	0.46			
S _s -F3	++	0.44			
	-+	0.48			
S _s -N1	++	0.48	0.43	0.64	0.55
	-+	0.56			

注：せん断耐力式による照査値を示す。

注記*1：評価位置は図 5-1 に示す。

*2：側壁は、CCb 工法を適用していない。

表 5-2(3) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値 (隔壁*^{1, 2})

地震動		解析ケース			
		せん断破壊に対する照査* ^{3, 5}			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.71			
	-+	0.68			
S _s -D2	++	0.67			
	-+	0.68			
S _s -D3	++	0.61			
	-+	0.59			
S _s -F1	++	0.62			
	-+	0.64			
S _s -F2	++	0.65			
	-+	0.64			
S _s -F3	++	0.62			
	-+	0.63			
S _s -N1	++	0.83 【0.25】	0.69	0.60* ⁴ (1.04) 【0.32】	0.96 【0.29】
	-+	0.76			

注記*1：評価位置は図 5-1 に示す。

*2：図 5-1 に示す隔壁 80 に Ccb 工法を適用する。

*3：赤枠は、前述図 3-21 のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

*4：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。なお、() 内に記載の数値は、せん断耐力式による照査値を示す。

*5：Ccb 工法を適用する部材における最大照査値を【 】内に示す。

凡例

() : せん断耐力式による
照査値

【 】 : Ccb 工法を適用する
部材における最大照査値

表 5-2(4) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値 (底版*1)

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.43			
	-+	0.40			
S s - D 2	++	0.42			
	-+	0.44			
S s - D 3	++	0.40			
	-+	0.40			
S s - F 1	++	0.38			
	-+	0.37			
S s - F 2	++	0.39			
	-+	0.36			
S s - F 3	++	0.40			
	-+	0.44			
S s - N 1	++	0.37	0.36	0.44	0.45
	-+	0.39			

注：せん断耐力式による照査値を示す。

注記*1：評価位置は図 5-1 に示す。

*2：底版は、CCb 工法を適用していない。

(3) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 5-3 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査は、極限支持力及び支圧強度を許容限界とする。なお、詳細については、「5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果」に示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査は、ばらつきを考慮しても極限支持力に基づく許容限界に対して 0.5 未満であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 5-3 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査*			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.15			
	-+	0.15			
S s - D 2	++	0.16			
	-+	0.15			
S s - D 3	++	0.14			
	-+	0.14			
S s - F 1	++	0.13			
	-+	0.13			
S s - F 2	++	0.15			
	-+	0.13			
S s - F 3	++	0.14			
	-+	0.14			
S s - N 1	++	0.14	0.13	0.20	0.13
	-+	0.17			

注記*：基礎地盤（狐崎部層）に対する評価結果と MMR（既設）に対する評価結果（接地圧）の厳しい方を記載。

5.1.2 層間変形角時刻歴波形（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 5-4 に示す。また、該当する解析ケースの層間変形角時刻歴波形を図 5-2 に示す。

表 5-4 曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果
（最も厳しい照査値とその地震動）

解析ケース	地震動	照査用層間変形角* R_d	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d / R_u
③	S s - N 1 (++)	1.54×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.16

注記*：照査用層間変形角 $R_d =$ 最大層間変形角 $R \times$ 構造解析係数 γ_a

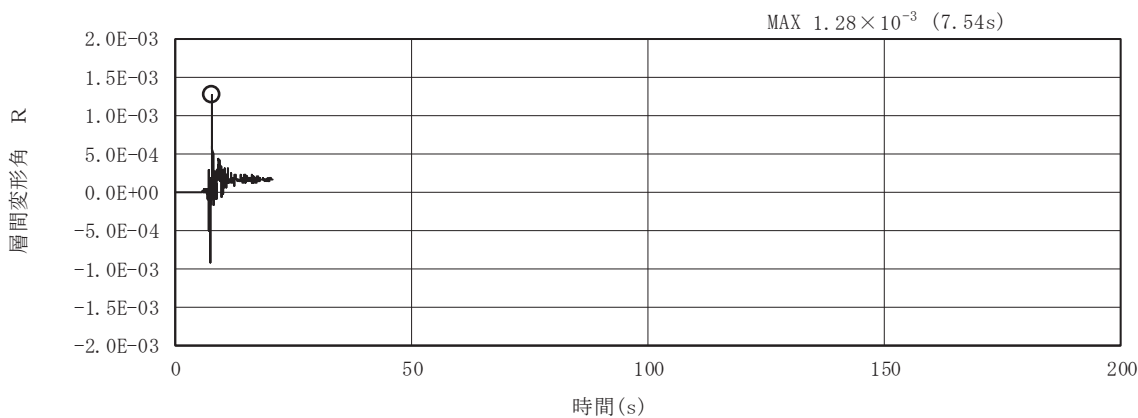


図 5-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの
層間変形角時刻歴波形
（解析ケース③ 地震動 S s - N 1 (++)）

5.1.3 断面力分布（せん断破壊に対する照査）

せん断破壊に対する照査について、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表5-5に示す。また、部材ごとの照査値が最大となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント、軸力、せん断力）を図5-4に示す。

表5-5 せん断破壊に対する照査結果
(各部材において最も厳しい照査値とその地震動)

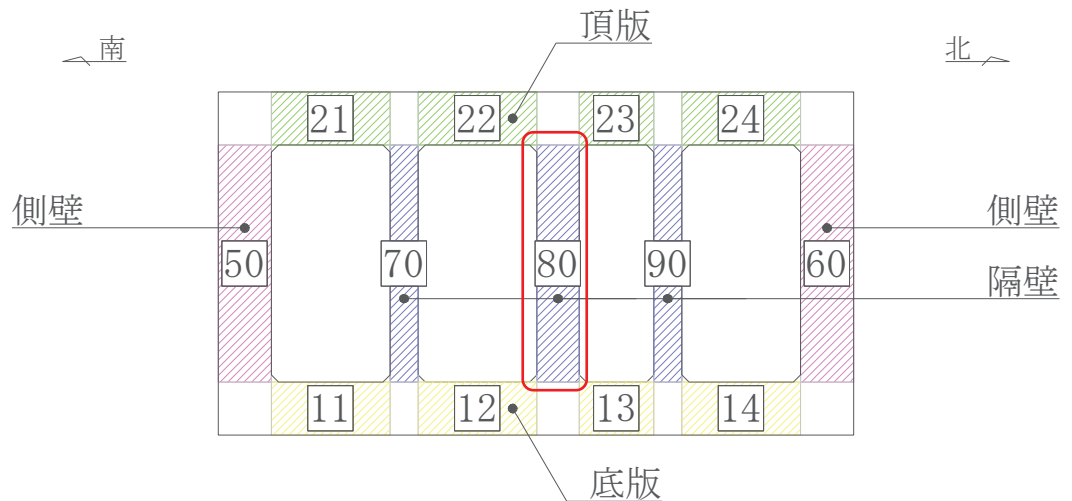
評価位置*1		ケース	地震動	照査用せん断力*2 V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d/V_{yd}
頂版	21	③	$S_s - N1$ (++)	953	1329*3	0.72
側壁	50	③	$S_s - N1$ (++)	1482	2348*3	0.64
隔壁	70	③	$S_s - N1$ (++)	313	522*4	0.60
底版	11	④	$S_s - N1$ (++)	533	1188*3	0.45

注記*1：評価位置は図5-3に示す。

*2：照査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

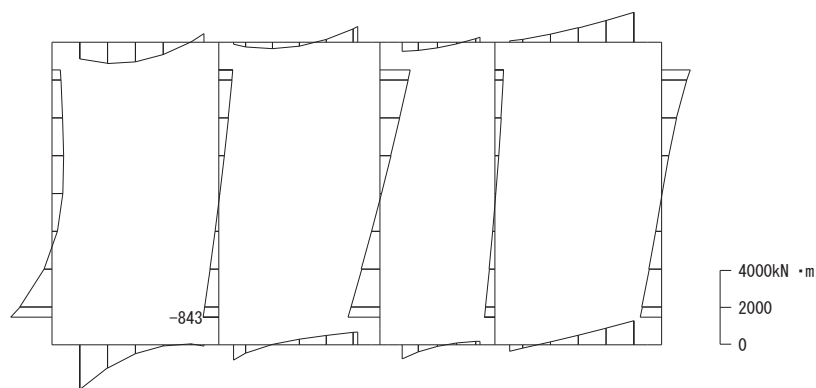
*3：せん断耐力式によるせん断新耐力

*4：材料非線形解析によるせん断新耐力



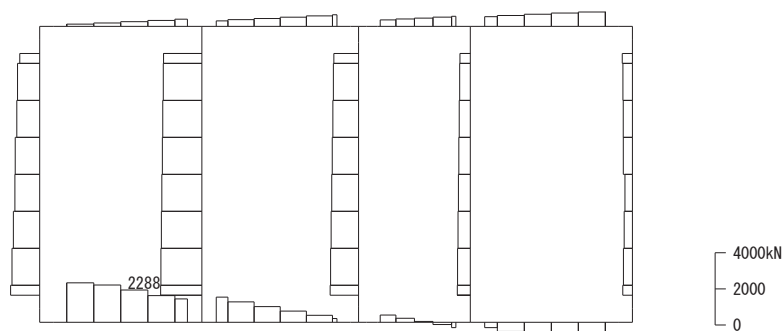
注：赤枠はCCb工法を適用している部材を示す。

図5-3 評価位置図



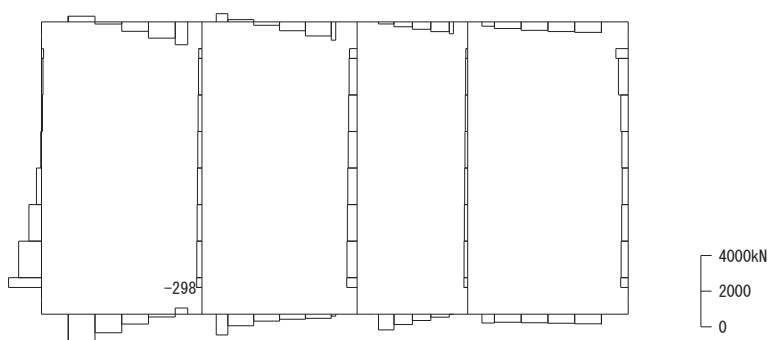
数値：各部材の最大断面力

(a) 曲げモーメント (kN・m)



数値：各部材の最大断面力

(b) 軸力 (kN) (+ : 引張, - : 圧縮)



数値：各部材の最大断面力

(c) せん断力 (kN)

図 5-4 せん断破壊に対する照査値最大時*の断面力図

(隔壁, 解析ケース③, 地震動 S s - N 1 (++))

注記* : 材料非線形解析による評価結果

5.1.4 最大せん断ひずみ分布

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で最大照査値を示すケースについて地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。

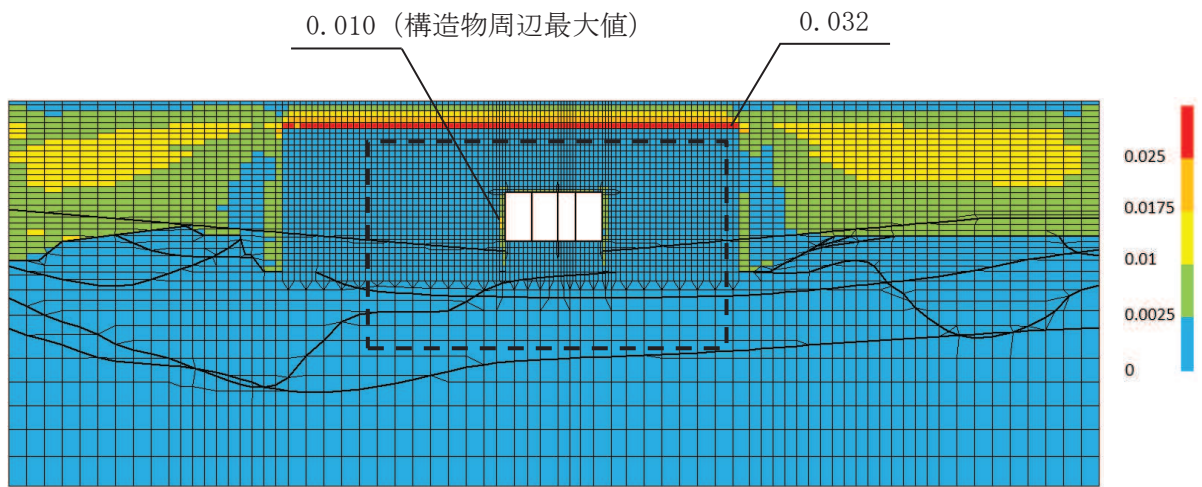
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 5-6 に、最大せん断ひずみ分布図を図 5-5 に示す。

表 5-6 最大照査値を示す解析ケースの一覧

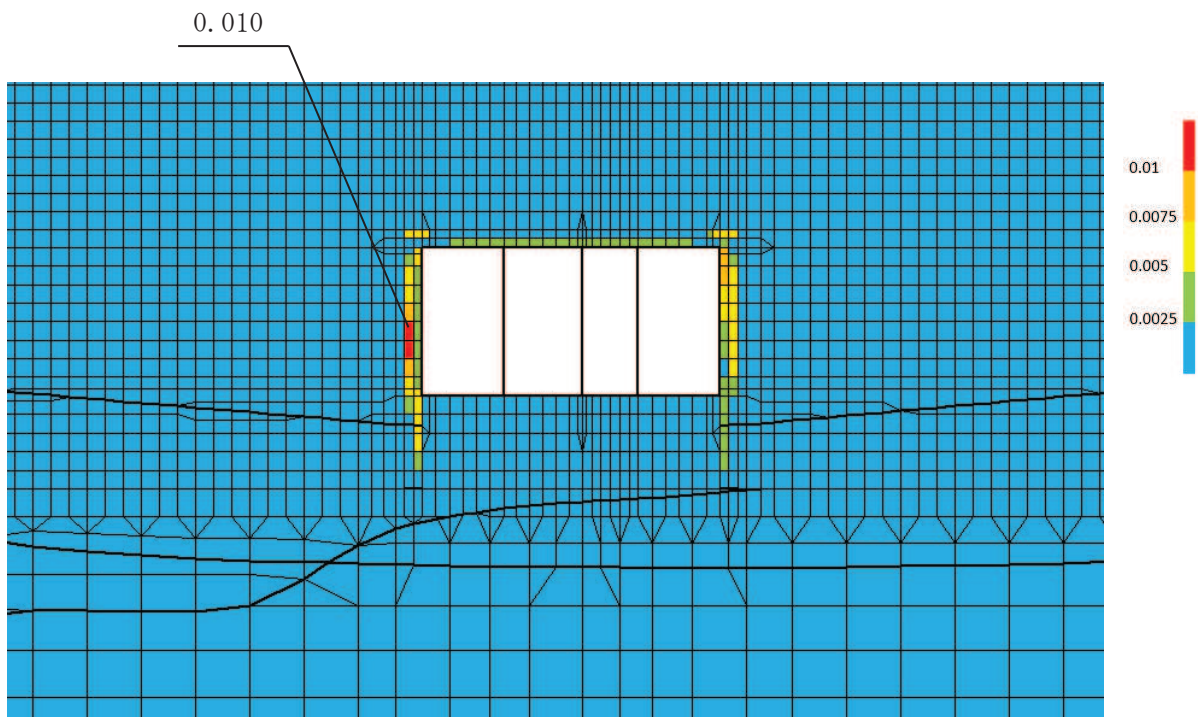
評価項目	
曲げ・軸力系の破壊に対する照査	せん断破壊に対する照査
ケース③ S s - N 1 (++)	ケース③ S s - N 1 (++)

注：耐震評価における解析ケース一覧

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



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 5-5 最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース③, 地震動 S s - N 1 (++))

5.2 構造部材の健全性に対する評価結果

5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 5-7 に示す。また、S クラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 5-8 に示す。照査値は、層間変形角、曲げモーメントを許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

表 5-9 より、全ケースにおいて照査用層間変形角は限界層間変形角(層間変形角 1/100)を下回ることを確認した。

表 5-8 より、S クラスの施設を支持する機能を有する側壁及び隔壁について、照査用曲げモーメントが降伏曲げモーメントを下回ることを確認した。

また、表 5-9 より、後施工せん断補強工法を適用する箇所(隔壁)の照査用曲げモーメントは、降伏曲げモーメントに至っておらず、CC b 工法の適用範囲内であることを確認した。

表 5-7 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）

解析 ケース	地震動		照査用層間変形角*	限界層間変形角	照査値	
			R_d	R_u	R_d/R_u	
①	S _s -D 1	++	9.51×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.10	
		-+	9.53×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.10	
	S _s -D 2	++	8.03×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.09	
		-+	8.45×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.09	
	S _s -D 3	++	7.11×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08	
		-+	6.77×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07	
	S _s -F 1	++	7.22×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08	
		-+	7.33×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08	
	S _s -F 2	++	8.00×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08	
		-+	8.54×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.09	
	S _s -F 3	++	7.37×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08	
		-+	6.31×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07	
	S _s -N 1	++	8.54×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.09	
		-+	8.51×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.09	
	②	S _s -N 1	++	6.36×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07
	③	S _s -N 1	++	1.54×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.16
			-+	1.50×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.15
	④	S _s -N 1	++	7.69×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08

注記*：照査用層間変形角 R_d = 最大層間変形角 R × 構造解析係数 γ_a

表 5-8(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	降伏曲げ	照査値 M_d/M_y
					曲げモーメント*2 M_d (kN・m/m)	モーメント M_y (kN・m/m)	
①	S _s -D 1	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	947	2255	0.42
			隔壁	70	433	779	0.56
			底版	—	—	—	—
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	60	966	2204	0.44
			隔壁	90	415	743	0.56
			底版	—	—	—	—
	S _s -D 2	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	60	843	2140	0.40
			隔壁	90	436	811	0.54
			底版	—	—	—	—
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	60	902	2191	0.42
			隔壁	90	409	761	0.54
			底版	—	—	—	—
	S _s -D 3	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	797	2210	0.37
			隔壁	70	398	760	0.53
			底版	—	—	—	—
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	60	808	2166	0.38
			隔壁	90	390	753	0.52
			底版	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 5-6 に示す。

*2：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

表 5-8(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	降伏曲げ	照査値 M_d/M_y
					曲げモーメント*2 M_d (kN・m/m)	モーメント M_y (kN・m/m)	
①	S _s -F1	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	730	2226	0.33
			隔壁	70	423	808	0.53
			底版	—	—	—	—
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	60	773	2181	0.36
			隔壁	90	405	771	0.53
			底版	—	—	—	—
	S _s -F2	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	876	2139	0.41
			隔壁	70	413	758	0.55
			底版	—	—	—	—
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	60	906	2061	0.44
			隔壁	90	377	682	0.56
			底版	—	—	—	—
	S _s -F3	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	830	2095	0.40
			隔壁	90	465	884	0.53
			底版	—	—	—	—
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	60	778	2031	0.39
			隔壁	70	434	853	0.51
			底版	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 5-6 に示す。

*2：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

表 5-8(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	降伏曲げ	照査値 M_d/M_y
					曲げモーメント*2 M_d (kN・m/m)	モーメント M_y (kN・m/m)	
①	S s - N 1	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	60	874	2032	0.43
			隔壁	70	561	992	0.57
			底版	—	—	—	—
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	899	2110	0.43
			隔壁	90	520	924	0.57
			底版	—	—	—	—
②	S s - N 1	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	60	759	2041	0.38
			隔壁	90	364	656	0.56
			底版	—	—	—	—
③	S s - N 1	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	60	1178	2024	0.59
			隔壁	90	435	615	0.71
			底版	—	—	—	—
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	1167	2029	0.58
			隔壁	70	413	596	0.70
			底版	—	—	—	—
④	S s - N 1	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	60	1109	2055	0.54
			隔壁	90	458	665	0.69
			底版	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 5-6 に示す。

*2：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

表 5-9(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (CCb 工法の適用範囲内の確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	降伏曲げ	照査値 M_d/M_y
					曲げモーメント*2 M_d (kN・m/m)	モーメント M_y (kN・m/m)	
①	S _s -D 1	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	80	1356	2967	0.46
			底版	—	—	—	—
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	80	1328	2914	0.46
			底版	—	—	—	—
	S _s -D 2	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	80	1161	2735	0.43
			底版	—	—	—	—
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	80	1216	2813	0.44
			底版	—	—	—	—
	S _s -D 3	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	80	1173	2875	0.41
			底版	—	—	—	—
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	80	1125	2815	0.40
			底版	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 5-6 に示す。

*2：CCb 工法を適用した部位は図 4-30 に示す。

*3：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

表 5-9(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (CCb 工法の適用範囲内の確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	降伏曲げ	照査値 M_d/M_y
					曲げモーメント*2 M_d (kN・m/m)	モーメント M_y (kN・m/m)	
①	S _s -F 1	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	80	1167	2932	0.40
			底版	—	—	—	—
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	80	1156	2885	0.41
			底版	—	—	—	—
	S _s -F 2	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	80	1132	2716	0.42
			底版	—	—	—	—
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	80	1224	2804	0.44
			底版	—	—	—	—
	S _s -F 3	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	80	1292	3087	0.42
			底版	—	—	—	—
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	80	1195	3073	0.39
			底版	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 5-6 に示す。

*2：CCb 工法を適用した部位は図 4-30 に示す。

*3：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

表 5-9(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (CCb 工法の適用範囲内の確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	降伏曲げ	照査値 M_d/M_y
					曲げモーメント*2 M_d (kN・m/m)	モーメント M_y (kN・m/m)	
①	S s - N 1	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	80	1330	3013	0.45
			底版	—	—	—	—
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	80	1275	2855	0.45
			底版	—	—	—	—
②	S s - N 1	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	80	1098	2765	0.40
			底版	—	—	—	—
③	S s - N 1	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	80	1594	2640	0.61
			底版	—	—	—	—
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	80	1600	2662	0.61
			底版	—	—	—	—
④	S s - N 1	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	80	1471	2882	0.52
			底版	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 5-6 に示す。

*2：CCb 工法を適用した部位は図 4-30 に示す。

*3：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

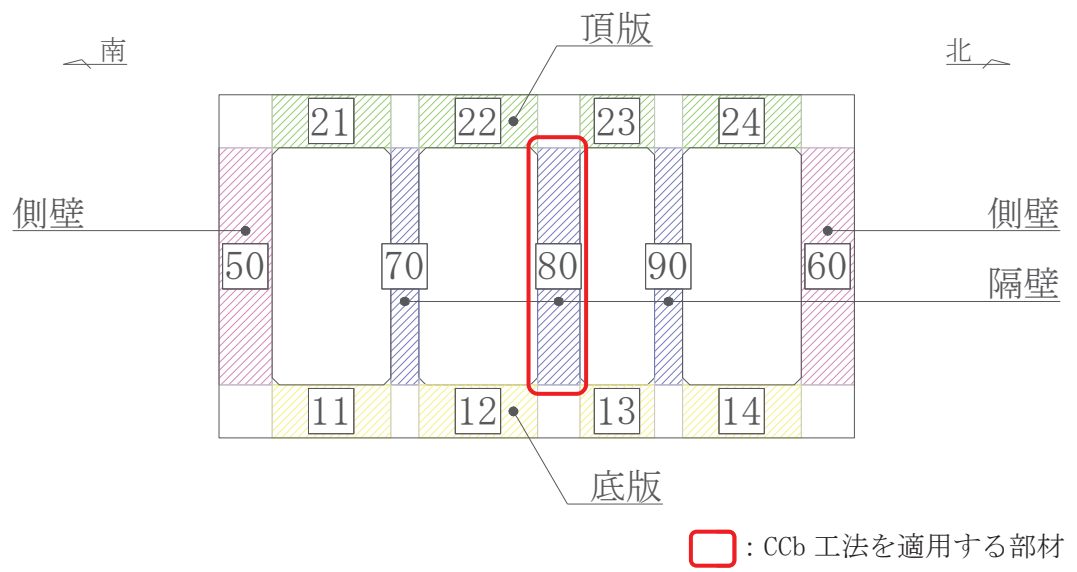


図 5-6 評価位置図

5.2.2 せん断破壊に対する評価結果

(1) せん断耐力式による評価結果

せん断破壊に対する評価結果のうち、せん断耐力式による評価結果を表 5-10 に示す。照査値は、せん断力を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表中には、照査値が 1.0 を上回る解析ケース、部材があることから、次項「(2) 材料非線形解析による評価結果」にて照査値が 1.0 を下回ることを確認する。

表 5-10(1) せん断破壊に対する評価結果 (せん断耐力式)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力	照査値
					せん断力*2	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
①	S s - D 1	++	頂版	21	784	1308	0.60
			側壁	60	1162	2387	0.49
			隔壁	70	224	319	0.71
			底版	11	501	1188	0.43
		-+	頂版	21	782	1299	0.61
			側壁	60	1098	2515	0.44
			隔壁	70	209	311	0.68
			底版	11	474	1188	0.40
	S s - D 2	++	頂版	24	808	1348	0.60
			側壁	50	692	1386	0.50
			隔壁	70	194	292	0.67
			底版	11	491	1188	0.42
		-+	頂版	21	808	1310	0.62
			側壁	50	696	1473	0.48
			隔壁	70	189	282	0.68
			底版	11	513	1188	0.44
	S s - D 3	++	頂版	24	756	1320	0.58
			側壁	50	586	1441	0.41
			隔壁	70	170	281	0.61
			底版	11	471	1188	0.40
-+		頂版	21	734	1310	0.57	
		側壁	50	585	1460	0.41	
		隔壁	90	160	272	0.59	
		底版	11	472	1188	0.40	

注記*1：評価位置は図 5-6 に示す。

*2：照査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

表 5-10(2) せん断破壊に対する評価結果 (せん断耐力式)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力	照査値
					せん断力*2	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
①	S _s -F 1	++	頂版	24	701	1349	0.52
			側壁	50	683	1392	0.50
			隔壁	90	183	296	0.62
			底版	11	447	1188	0.38
		-+	頂版	21	760	1314	0.58
			側壁	60	1013	2346	0.44
			隔壁	70	197	310	0.64
			底版	11	432	1188	0.37
	S _s -F 2	++	頂版	21	719	1310	0.55
			側壁	60	1208	2439	0.50
			隔壁	70	173	270	0.65
			底版	11	457	1188	0.39
		-+	頂版	21	725	1288	0.57
			側壁	60	1037	2287	0.46
			隔壁	70	178	280	0.64
			底版	14	416	1188	0.36
	S _s -F 3	++	頂版	21	763	1304	0.59
			側壁	50	607	1395	0.44
			隔壁	90	175	286	0.62
			底版	14	465	1188	0.40
-+		頂版	24	747	1365	0.55	
		側壁	50	659	1400	0.48	
		隔壁	70	176	282	0.63	
		底版	11	511	1188	0.44	

注記*1：評価位置は図 5-6 に示す。

*2：照査用せん断力 V_d = 発生せん断力 V × 構造解析係数 γ_a

表 5-10(3) せん断破壊に対する評価結果 (せん断耐力式)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力	照査値
					せん断力*2	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
					V_d (kN)		
①	S s - N 1	++	頂版	21	812	1322	0.62
			側壁	50	1078	2247	0.48
			隔壁	70	257	312	0.83
			底版	11	431	1188	0.37
		-+	頂版	24	755	1366	0.56
			側壁	60	1273	2283	0.56
			隔壁	90	229	302	0.76
			底版	11	454	1188	0.39
②	S s - N 1	++	頂版	21	722	1311	0.56
			側壁	50	964	2281	0.43
			隔壁	70	221	322	0.69
			底版	11	417	1188	0.36
③	S s - N 1	++	頂版	21	953	1329	0.72
			側壁	50	1482	2348	0.64
			隔壁	70	309	298	1.04
			底版	11	1361	3123	0.44
④	S s - N 1	++	頂版	21	879	1304	0.68
			側壁	50	1214	2216	0.55
			隔壁	70	287	299	0.96
			底版	11	533	1188	0.45

注記*1：評価位置は図 5-6 に示す。

*2：照査用せん断力 V_d = 発生せん断力 V × 構造解析係数 γ_a

(2) 材料非線形解析による評価結果

a. 評価条件

前項「(1) 部材非線形解析による評価結果」では、原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の隔壁において、発生するせん断力がせん断耐力式によるせん断耐力を上回る結果となった。

せん断耐力式は、既往の実験等から一般化されたものであることから、ここでは、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め、構造部材のせん断破壊に対する健全性を確認する。

図 5-7 に材料非線形解析によりせん断破壊に対する評価を実施する対象部材を示す。また、評価対象部材の要素分割図を図 5-8 に、要素プロパティ番号図を及び図 5-9、要素プロパティ条件を表 5-11 に示す。

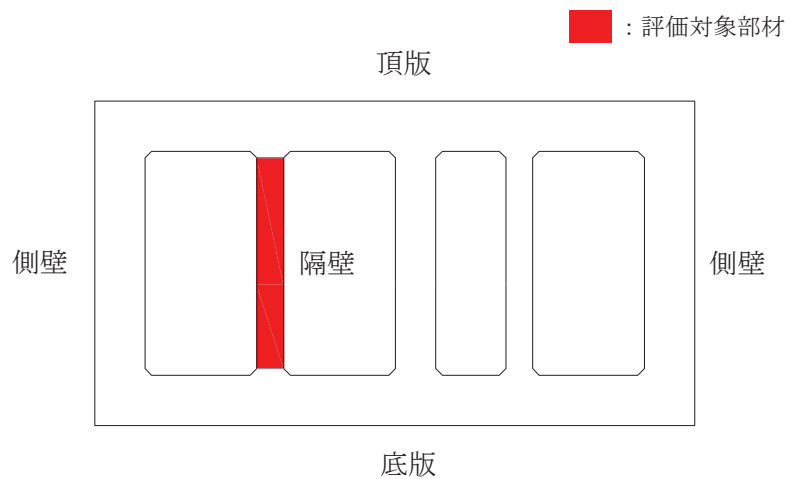


図 5-7 材料非線形解析における評価対象部材

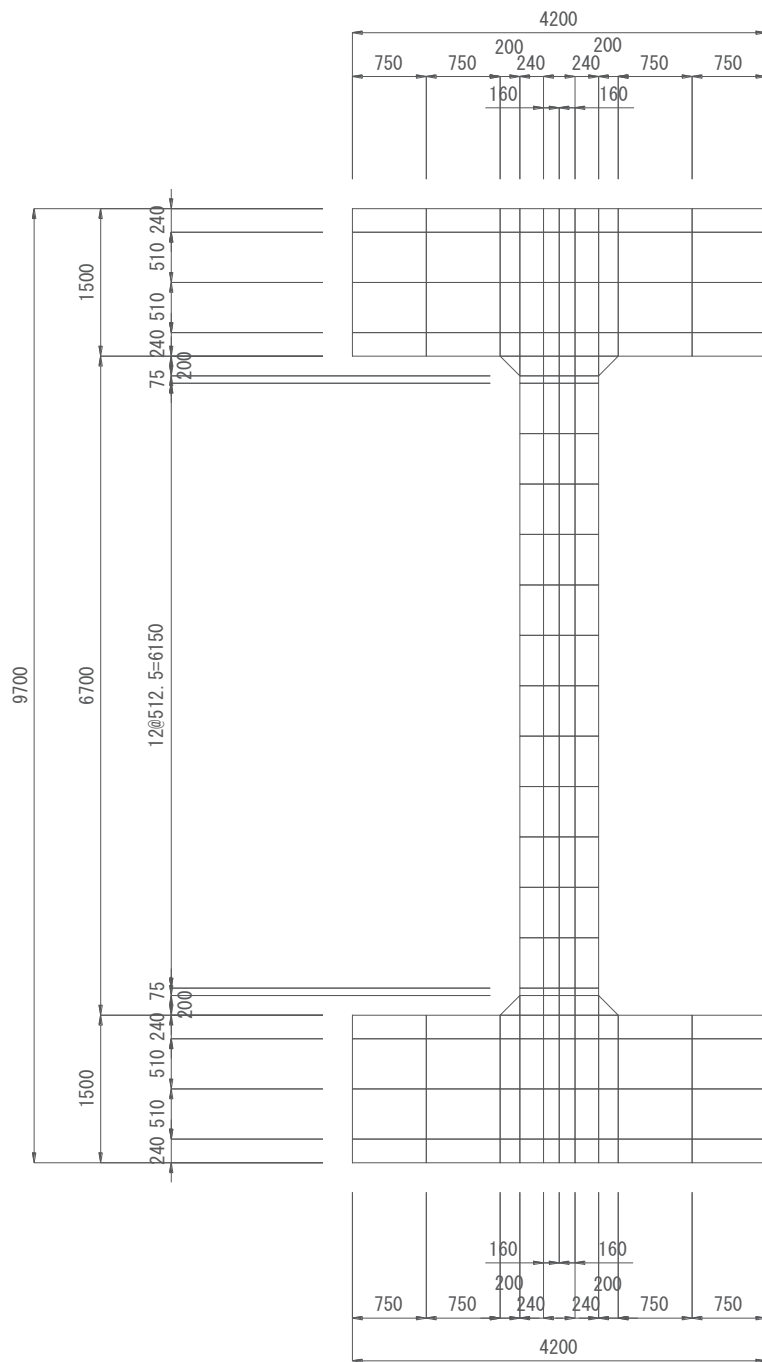


图 5-8 要素分割图

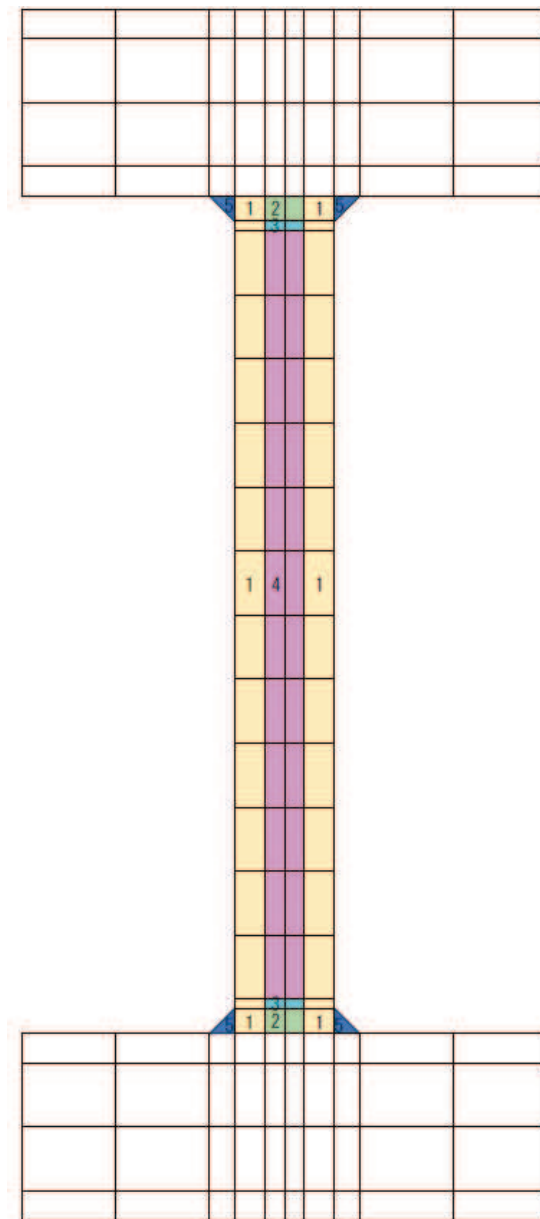


図 5-9 要素プロパティ番号図

表 5-11 要素プロパティ条件

番号	材料	引張硬化軟化係数	
		C x	C y
1	RC	1.9	0.4
2	無筋	1.5	1.7
3	無筋	1.5	1.1
4	無筋	1.5	3.7
5	無筋	1.7	1.7

材料非線形解析によるせん断耐力の算定において考慮する荷重は、地震応答解析から得られる荷重を考慮する。具体的には地震応答解析で評価対象部材のせん断照査が厳しくなる時刻における断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析モデルに図 5-10 のように作用させる。材料非線形解析では、地震応答解析から得られた照査時刻の断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重を 100 分割したものを ΔM 、 ΔQ 、 ΔN とし、これらの比率を維持しながら漸増载荷する。

なお、作用荷重は、常時荷重（ ΔM_s 、 ΔQ_s 、 ΔN_s ）及び地震時荷重（ ΔM_d 、 ΔQ_d 、 ΔN_d ）とし、図 5-11 に作用手順を示す。表 5-12 に代表例として、材料非線形解析による評価において最も照査値が厳しい解析ケースにおける ΔM 、 ΔQ 、 ΔN を示す。

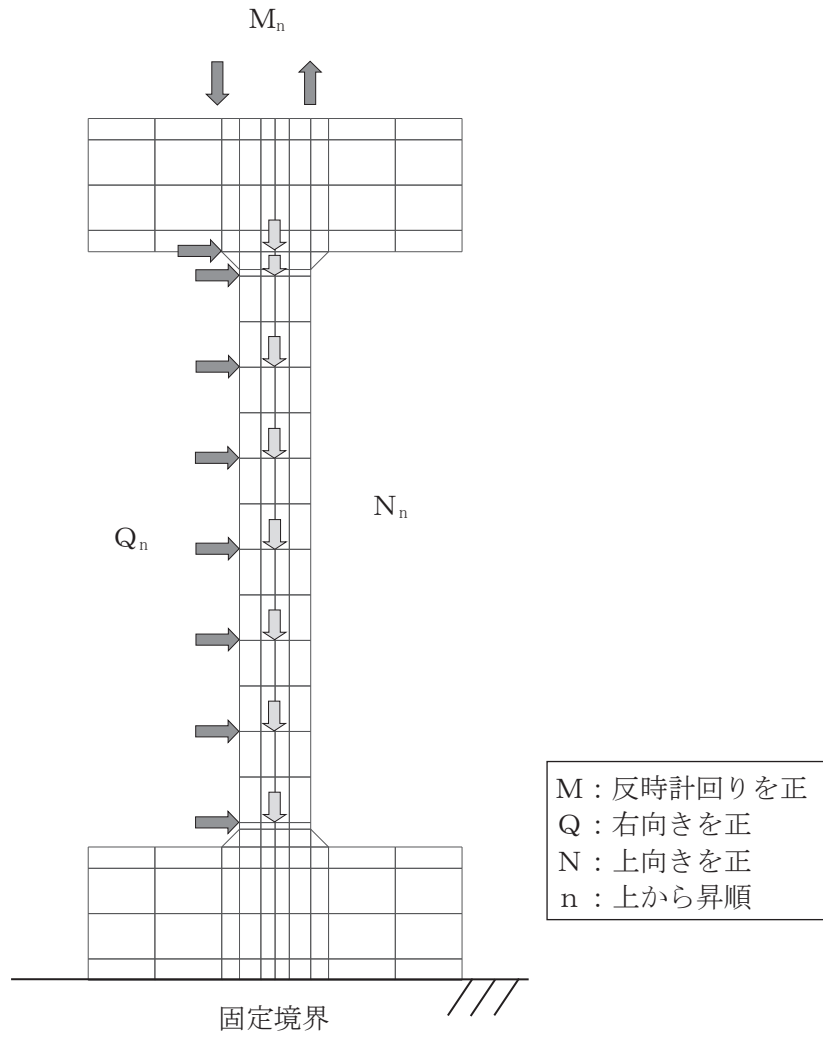


図 5-10 材料非線形解析における荷重状況

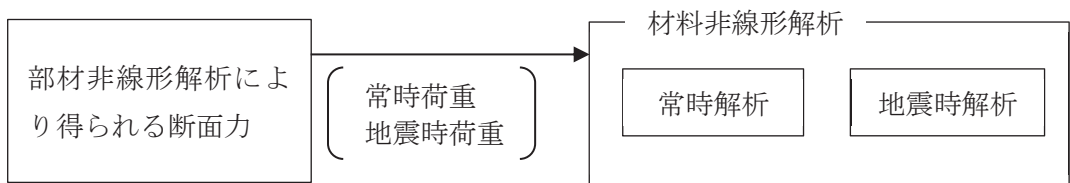


図 5-11 荷重の作用手順

表 5-12 材料非線形解析における作用荷重

部材		隔壁	
地震動		Ss-N1(++)	
解析ケース		解析ケース③	
常時荷重	曲げモーメント(kN・m)	ΔM	2.2920
	せん断力(kN)	ΔQ_1	-0.0185
		ΔQ_2	0.0000
		ΔQ_3	0.0000
		ΔQ_4	0.0000
		ΔQ_5	0.0000
		ΔQ_6	0.0000
		ΔQ_7	0.0000
		ΔQ_8	0.0000
	軸力(kN)	ΔN_1	-13.2931
		ΔN_2	-0.1687
		ΔN_3	-0.2661
		ΔN_4	-0.2661
		ΔN_5	-0.2661
		ΔN_6	-0.2661
		ΔN_7	-0.2661
ΔN_8		-0.1688	
地震時荷重	曲げモーメント(kN・m)	ΔM	5.6952
	せん断力(kN)	ΔQ_1	1.9201
		ΔQ_2	0.1401
		ΔQ_3	0.2191
		ΔQ_4	0.2152
		ΔQ_5	0.2014
		ΔQ_6	0.1828
		ΔQ_7	0.1850
		ΔQ_8	0.0806
	軸力(kN)	ΔN_1	-9.0308
		ΔN_2	-0.0098
		ΔN_3	-0.0119
		ΔN_4	-0.0081
		ΔN_5	-0.0044
		ΔN_6	-0.0005
		ΔN_7	0.0033
ΔN_8		0.0045	

b. 評価結果

(a) 隔壁の評価結果

評価対象部材（隔壁）における荷重－変位曲線を図 5-12 に示す。

同図は、評価対象部材において最も厳しい照査値となる地震動と解析ケースの組合せ（解析ケース③，地震動 S s - N 1（++））の結果を示している。

図中の赤丸で示した 100 ステップは、地震応答解析（部材非線形解析）において得られた断面力図を再現した状態である。189 ステップ以降、水平変位の急増が認められる。

図 5-13 に、各ステップにおけるひび割れ図を示す。

ひび割れ図に着目すると、189 ステップまでは、荷重の増加に伴って徐々にひび割れが進展していくが、189 ステップ以降は、斜めひび割れが圧縮縁側に進展する様相を示している。したがって、189 ステップ以降の水平変位の発生は、斜めひび割れの進展に伴うものであると判断される。

以上のとおり、評価対象部材に対する材料非線形解析では、斜めひび割れの進展によりせん断破壊に至ることを考慮し、189 ステップ（図中の青丸）をせん断耐力発生時の状態として設定する。

材料非線形解析による設計せん断耐力は、189 ステップにおけるせん断耐力 590.8kN を表 4-8 に示す部材係数（ γ_{b1} 及び γ_{b2} ）で除した 522kN とする。

また、図 5-14 に、各ステップにおける変形図を示す。

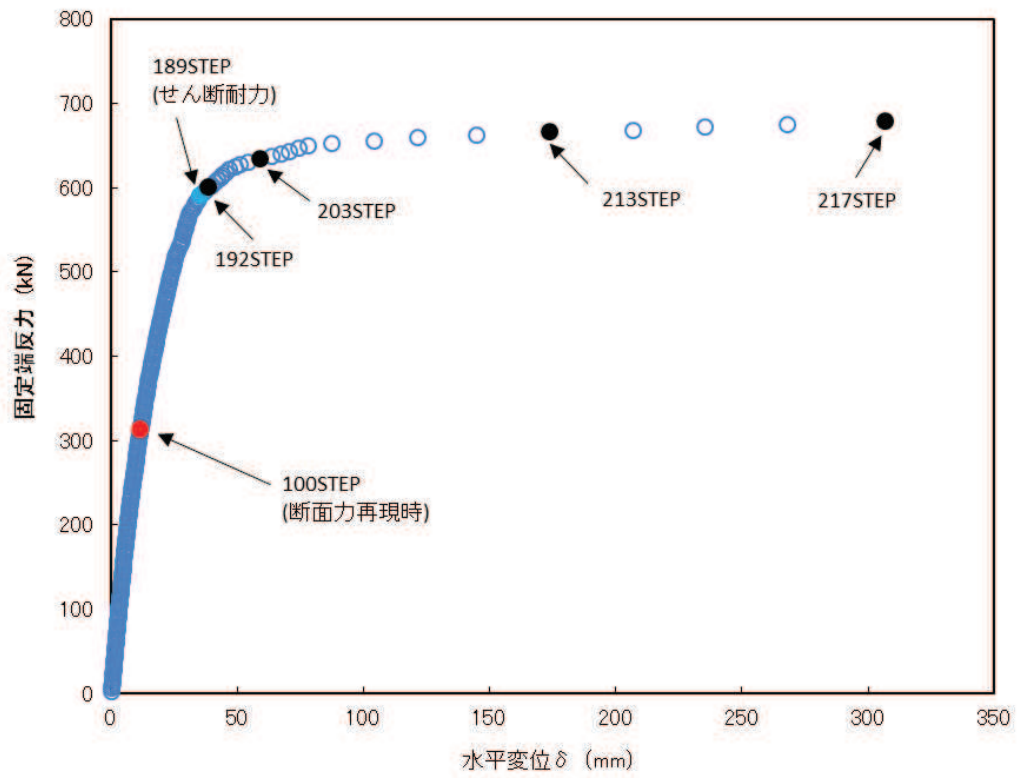


図 5-12 荷重-変位曲線
(隔壁, 解析ケース③ 地震動 $S_s - N1$ (++))

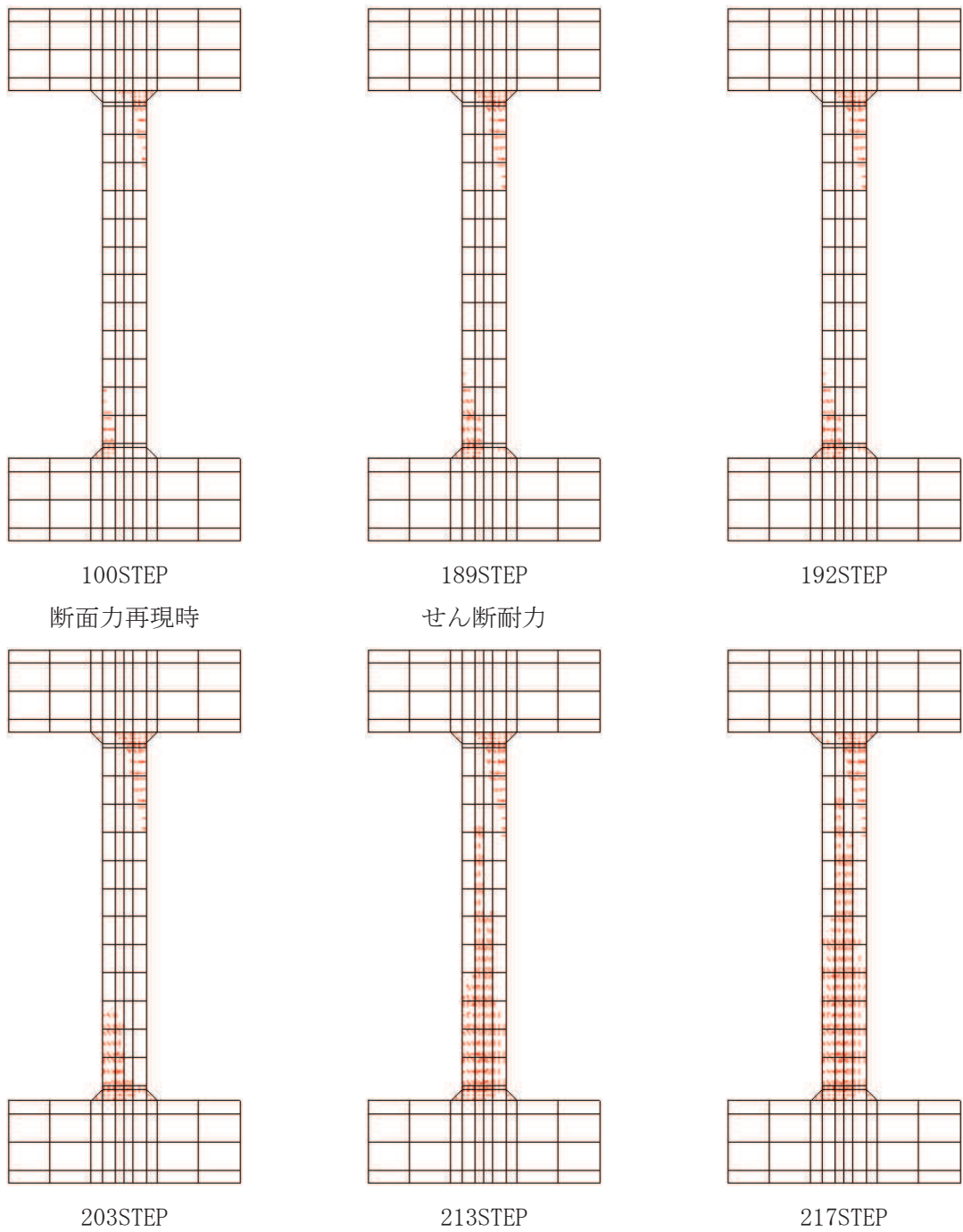


図 5-13 各ステップにおけるひび割れ図
(隔版, 解析ケース③ 地震動 $S_s - N1 (+ +)$)

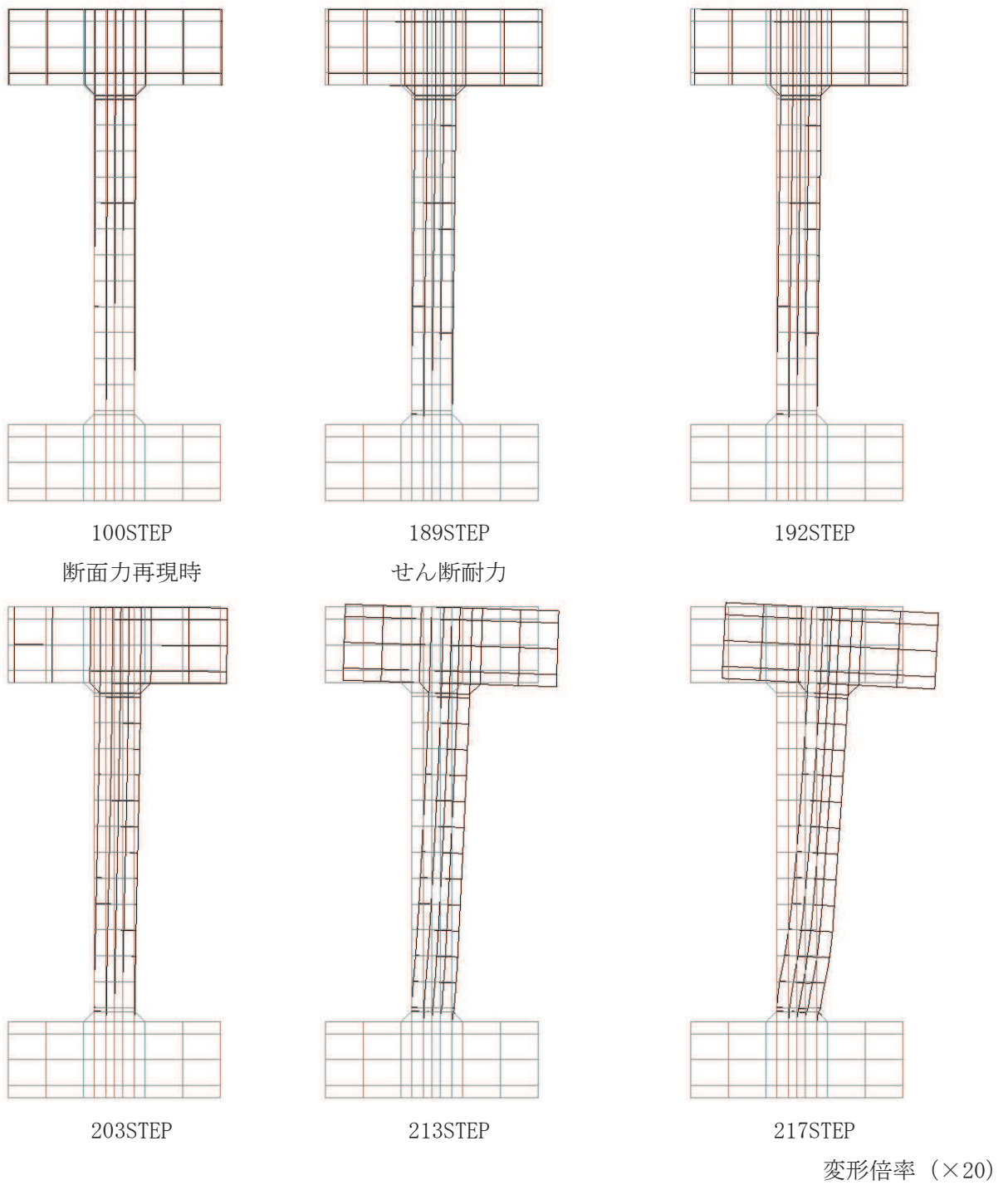


図 5-14 各ステップにおける変形図
(隔壁, 解析ケース③ 地震動 $S_s - N1 (+ +)$)

(b) せん断力に対する評価結果

せん断耐力式及び材料非線形解析によるせん断破壊に対する評価結果を，表 5-13 に示す。

同表より，全部材で発生するせん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 5-13(1) せん断破壊に対する評価結果（せん断耐力式及び材料非線形解析）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d/V_{yd}
					せん断力*2 V_d (kN)		
①	S _s -D 1	++	頂版	21	784	1308	0.60
			側壁	60	1162	2387	0.49
			隔壁	70	224	319	0.71
			底版	11	501	1188	0.43
		-+	頂版	21	782	1299	0.61
			側壁	60	1098	2515	0.44
			隔壁	70	209	311	0.68
			底版	11	474	1188	0.40
	S _s -D 2	++	頂版	24	808	1348	0.60
			側壁	50	692	1386	0.50
			隔壁	70	194	292	0.67
			底版	11	491	1188	0.42
-+		頂版	21	808	1310	0.62	
		側壁	50	696	1473	0.48	
		隔壁	70	189	282	0.68	
		底版	11	513	1188	0.44	
S _s -D 3	++	頂版	24	756	1320	0.58	
		側壁	50	586	1441	0.41	
		隔壁	70	170	281	0.61	
		底版	11	471	1188	0.40	
	-+	頂版	21	734	1310	0.57	
		側壁	50	585	1460	0.41	
		隔壁	90	160	272	0.59	
		底版	11	472	1188	0.40	

注記*1：評価位置は図 5-6 に示す。

*2：照査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

表 5-13(2) せん断破壊に対する評価結果 (せん断耐力式及び材料非線形解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
					せん断力*2 V_d (kN)		
②	S _s -F 1	++	頂版	24	701	1349	0.52
			側壁	50	683	1392	0.50
			隔壁	90	183	296	0.62
			底版	11	447	1188	0.38
		-+	頂版	21	760	1314	0.58
			側壁	60	1013	2346	0.44
			隔壁	70	197	310	0.64
			底版	11	432	1188	0.37
	S _s -F 2	++	頂版	21	719	1310	0.55
			側壁	60	1208	2439	0.50
			隔壁	70	173	270	0.65
			底版	11	457	1188	0.39
		-+	頂版	21	725	1288	0.57
			側壁	60	1037	2287	0.46
			隔壁	70	178	280	0.64
			底版	14	416	1188	0.36
	S _s -F 3	++	頂版	21	763	1304	0.59
			側壁	50	607	1395	0.44
			隔壁	90	175	286	0.62
			底版	14	465	1188	0.40
-+		頂版	24	747	1365	0.55	
		側壁	50	659	1400	0.48	
		隔壁	70	176	282	0.63	
		底版	11	511	1188	0.44	

注記*1：評価位置は図 5-6 に示す。

*2：照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

表 5-13(3) せん断破壊に対する評価結果（せん断耐力式及び材料非線形解析）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
					せん断力*2 V_d (kN)		
①	S s - N 1	++	頂版	21	812	1322	0.62
			側壁	50	1078	2247	0.48
			隔壁	70	257	312	0.83
			底版	11	431	1188	0.37
		-+	頂版	24	755	1366	0.56
			側壁	60	1273	2283	0.56
			隔壁	90	229	302	0.76
			底版	11	454	1188	0.39
②	S s - N 1	++	頂版	21	722	1311	0.56
			側壁	50	964	2281	0.43
			隔壁	70	221	322	0.69
			底版	11	417	1188	0.36
③	S s - N 1	++	頂版	21	953	1329	0.72
			側壁	50	1482	2348	0.64
			隔壁	70	313	522*3	0.60*3
			底版	11	1361	3123	0.44
④	S s - N 1	++	頂版	21	879	1304	0.68
			側壁	50	1214	2216	0.55
			隔壁	70	287	299	0.96
			底版	11	533	1188	0.45

注記*1：評価位置は図 5-6 に示す。

*2：照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

*3：材料非線形解析によるせん断耐力

5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

5.3.1 基礎地盤（狐崎部層）

基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果を表5-14に示す。また、最大接地圧分布図を図5-15に示す。照査値は、接地圧を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表より、基礎地盤（狐崎部層）に発生する接地圧が極限支持力を下回ることを確認した。

表5-14 基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果

解析 ケース	地震動		接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_a/R_u	
①	S _s -D1	++	1.5	13.7	0.11	
		-+	1.4	13.7	0.11	
	S _s -D2	++	1.4	13.7	0.11	
		-+	1.4	13.7	0.11	
	S _s -D3	++	1.4	13.7	0.11	
		-+	1.3	13.7	0.10	
	S _s -F1	++	1.4	13.7	0.11	
		-+	1.3	13.7	0.10	
	S _s -F2	++	1.5	13.7	0.11	
		-+	1.4	13.7	0.11	
	S _s -F3	++	1.5	13.7	0.11	
		-+	1.5	13.7	0.11	
	S _s -N1	++	1.5	13.7	0.11	
		-+	1.6	13.7	0.12	
	②	S _s -N1	++	1.4	13.7	0.11
	③	S _s -N1	++	2.0	13.7	0.15
④	S _s -N1	++	1.6	13.7	0.12	

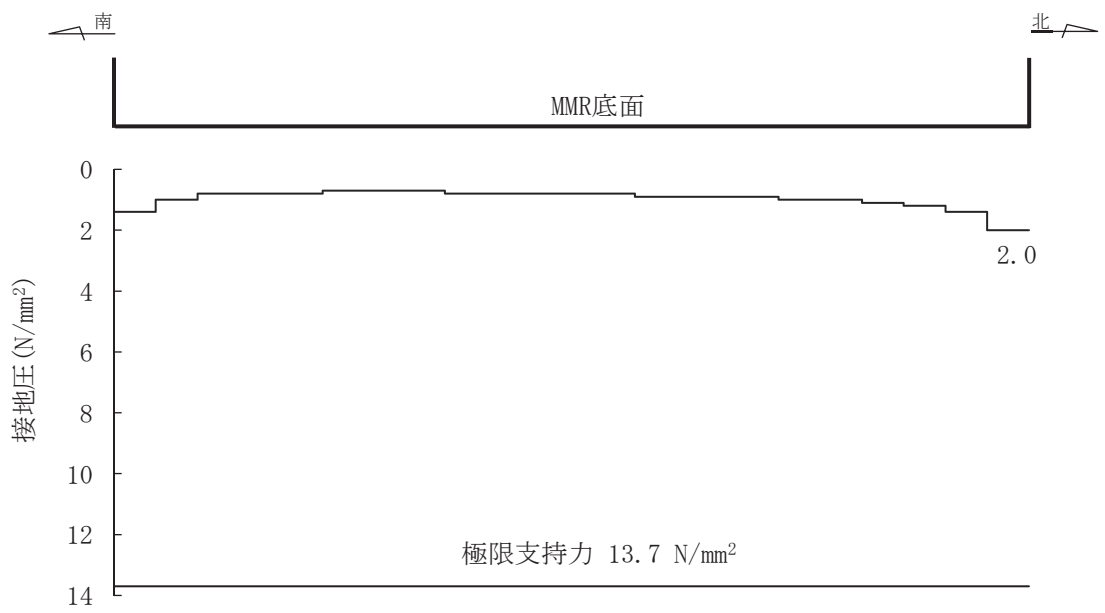


図 5-15 基礎地盤の最大接地圧分布図
 (解析ケース③, S s - N 1 (++))

5.3.2 MMR（既設）

(1) 接地圧に対する評価

MMR（既設）の接地圧に対する支持性能の評価結果を表5-15に示す。また、最大接地圧分布図を図5-16に示す。照査値は、接地圧を支圧強度で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表より、MMR（既設）に発生する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

表5-15 MMR（既設）の接地圧に対する支持性能に対する評価結果

解析 ケース	地震動		接地圧 R_a (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_a / f'_a	
①	S _s -D1	++	2.2	15.6	0.15	
		-+	2.2	15.6	0.15	
	S _s -D2	++	2.4	15.6	0.16	
		-+	2.3	15.6	0.15	
	S _s -D3	++	2.1	15.6	0.14	
		-+	2.1	15.6	0.14	
	S _s -F1	++	2.0	15.6	0.13	
		-+	2.0	15.6	0.13	
	S _s -F2	++	2.2	15.6	0.15	
		-+	2.0	15.6	0.13	
	S _s -F3	++	2.1	15.6	0.14	
		-+	2.1	15.6	0.14	
	S _s -N1	++	2.1	15.6	0.14	
		-+	2.5	15.6	0.17	
	②	S _s -N1	++	1.9	15.6	0.13
	③	S _s -N1	++	3.0	15.6	0.20
	④	S _s -N1	++	2.0	15.6	0.13

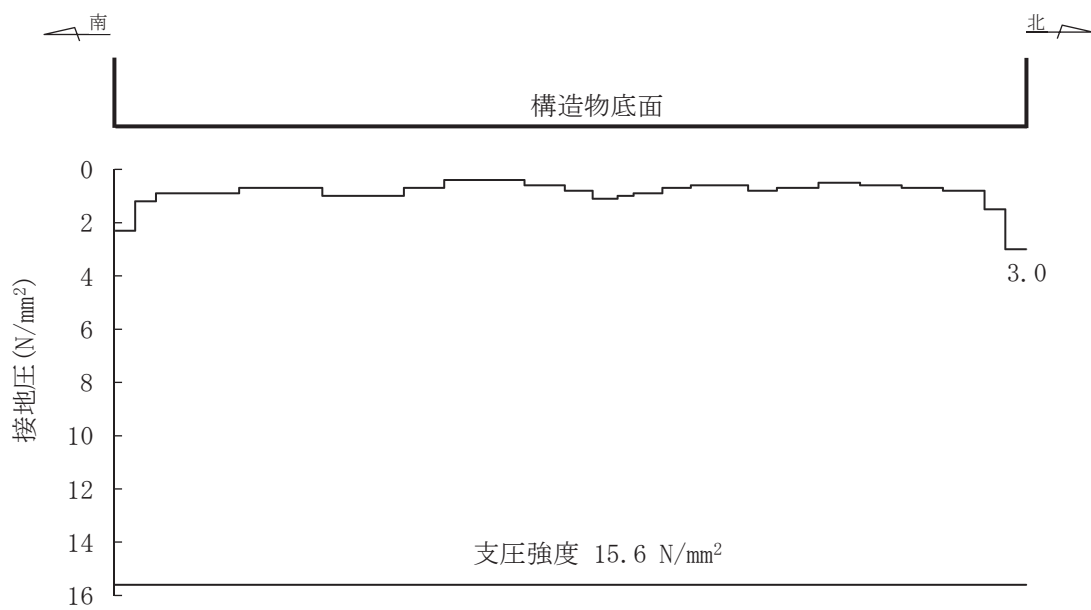


図 5-16 MMR (既設) の最大接地圧分布図
 (解析ケース③, S_s-N1 (++))

(2) 健全性評価

MMR（既設）のせん断破壊に対する局所安全係数を表 5-16 に，引張破壊に対する局所安全係数を表 5-17 に示す。

$$f_s = R / S$$

ここに， f_s ：局所安全係数

R：せん断強度または引張強度

S：発生せん断応力または発生引張応力

表 5-15 及び表 5-16 より，せん断破壊及び引張破壊している要素はなく，MMR（既設）の安定性に影響を及ぼすことはない。

以上から，MMR（既設）の健全性を確認した。

表 5-16 MMR (既設) のせん断破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	照査値* R/S	
①	S _s -D 1	++	0.79	3.12	3.94	
		-+	0.81	3.12	3.85	
	S _s -D 2	++	0.94	3.12	3.31	
		-+	0.89	3.12	3.50	
	S _s -D 3	++	0.76	3.12	4.10	
		-+	0.76	3.12	4.10	
	S _s -F 1	++	0.75	3.12	4.16	
		-+	0.73	3.12	4.27	
	S _s -F 2	++	0.83	3.12	3.75	
		-+	0.72	3.12	4.33	
	S _s -F 3	++	0.83	3.12	3.75	
		-+	0.78	3.12	4.00	
	S _s -N 1	++	0.77	3.12	4.05	
		-+	0.96	3.12	3.25	
	②	S _s -N 1	++	0.66	3.12	4.72
	③	S _s -N 1	++	1.24	3.12	2.51
	④	S _s -N 1	++	0.77	3.12	4.05

注記* : 最小安全率として最小値となる数値を記載。照査値R/S > 1.0であることを確認する

表 5-17 MMR (既設) の引張破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	照査値* R/S	
①	S _s -D 1	++	0.40	1.43	3.57	
		-+	0.32	1.43	4.46	
	S _s -D 2	++	0.47	1.43	3.04	
		-+	0.42	1.43	3.40	
	S _s -D 3	++	0.37	1.43	3.86	
		-+	0.25	1.43	5.72	
	S _s -F 1	++	0.37	1.43	3.86	
		-+	0.28	1.43	5.10	
	S _s -F 2	++	0.55	1.43	2.60	
		-+	0.41	1.43	3.48	
	S _s -F 3	++	0.43	1.43	3.32	
		-+	0.32	1.43	4.46	
	S _s -N 1	++	0.47	1.43	3.04	
		-+	0.58	1.43	2.46	
	②	S _s -N 1	++	0.44	1.43	3.25
	③	S _s -N 1	++	0.58	1.43	2.46
	④	S _s -N 1	++	0.46	1.43	3.10

注記* : 最小安全率として最小値となる数値を記載。照査値R/S > 1.0であることを確認する。

6. まとめ

原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）については、基準地震動 S_s による耐震評価として、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施した。

構造部材の健全性評価については、鉄筋コンクリート部材の層間変形角、曲げモーメント及びせん断力が要求性能に応じた許容限界を下回ることを確認した。

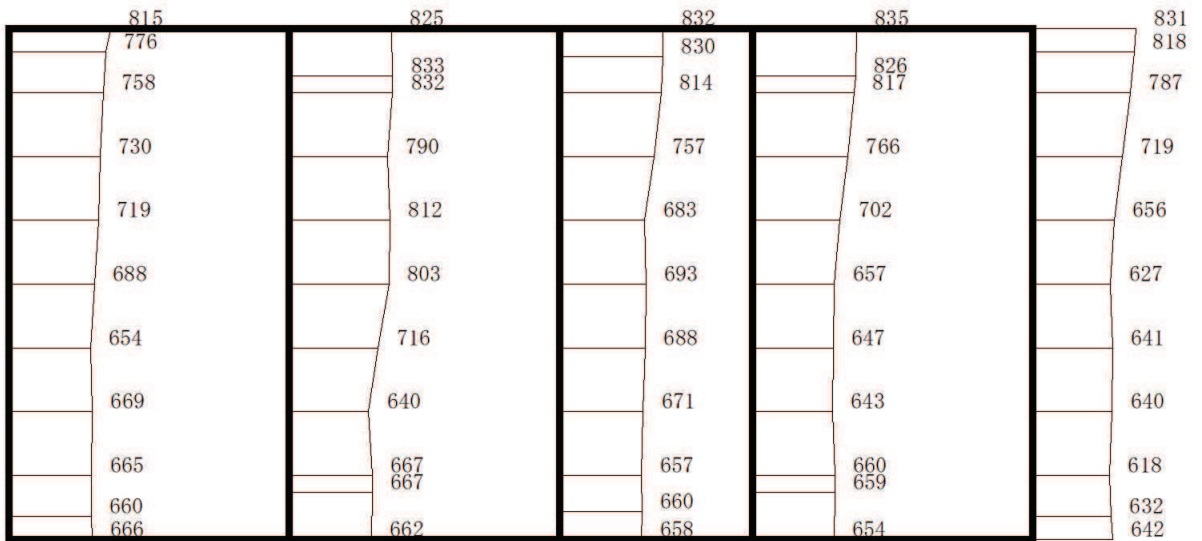
基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ること、MMR に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ること及び MMR の健全性を確認した。

以上から、原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）は、基準地震動 S_s による地震力に対して、構造強度を有すること、及び S クラスの施設を支持する機能を損なわないことを確認した。

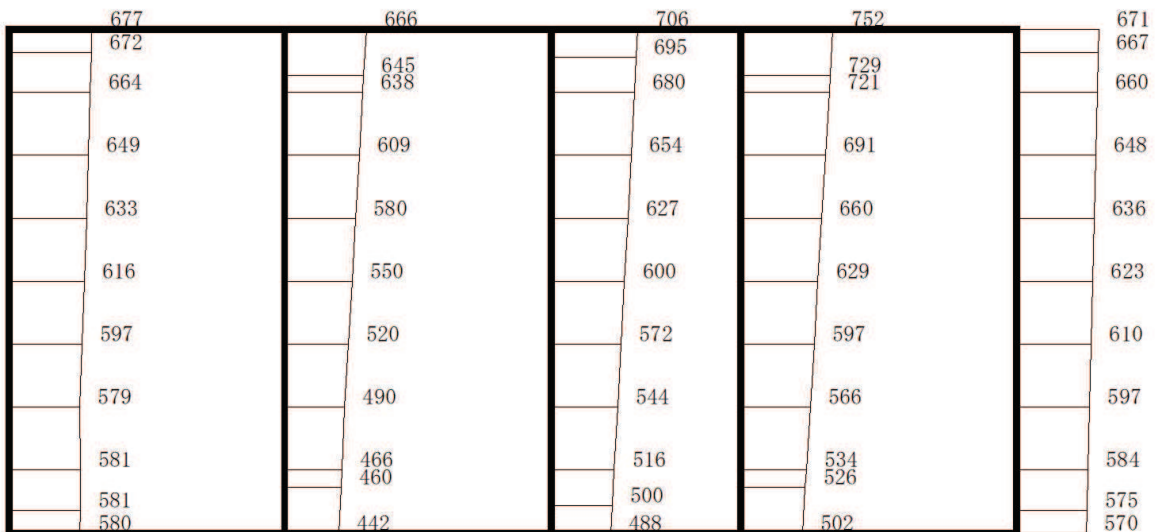
参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース

原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）に支持される機器・配管系の耐震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）及び弾性設計用地震動 S_d を用いて、ケース①に加え、「資料 4 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の耐震安全性評価」の「3. 地震応答解析」に基づきケース②～④の解析を実施している。

鉄筋コンクリート部材の初期剛性低下の影響として、鉄筋コンクリート部材の剛性を 0.75 倍したケースに係る地震応答解析結果として、基準地震動 S_s に対する最大加速度分布図を図 1-1～図 1-7 に示す。



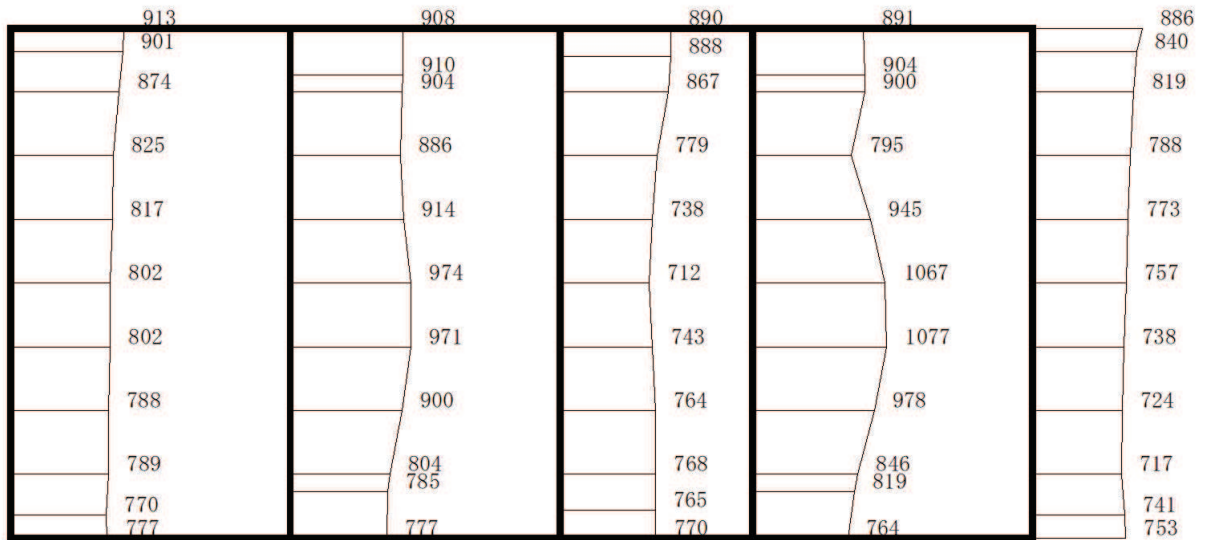
(a) S s - D 1 (++) 水平



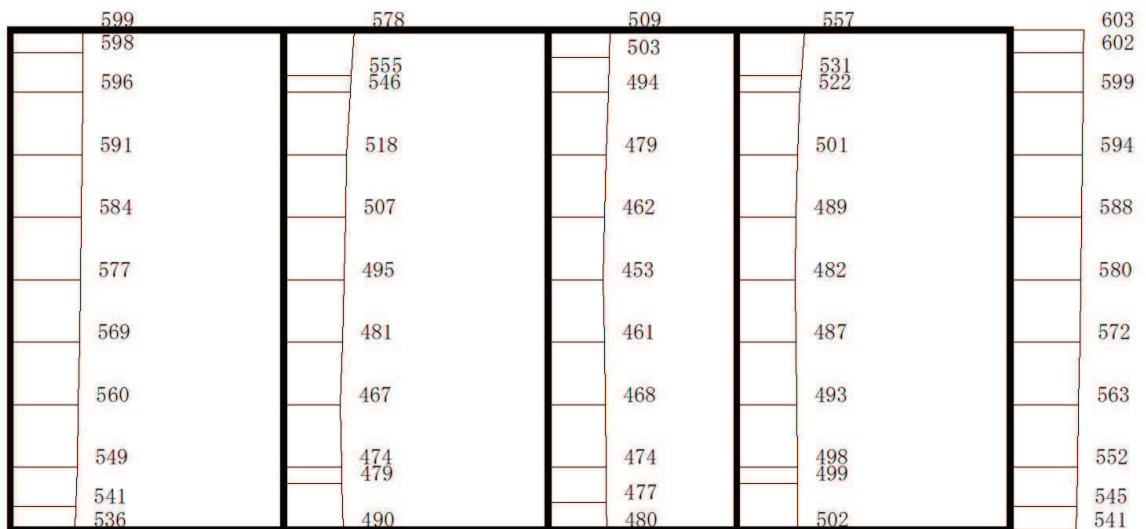
(b) S s - D 1 (++) 鉛直

・構造スケール 0 2 (m) ・応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-1 最大加速度分布図 (解析ケース⑤)



(a) S_s-D2(++) 水平



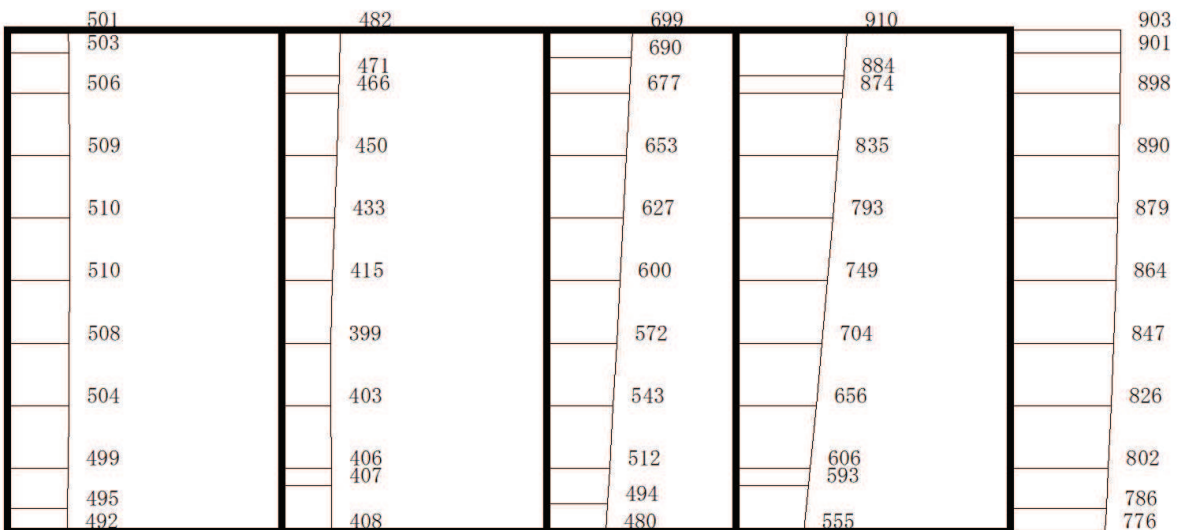
(b) S_s-D2(++) 鉛直

・構造スケール 0 2 (m) ・応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-2 最大加速度分布図 (解析ケース⑤)



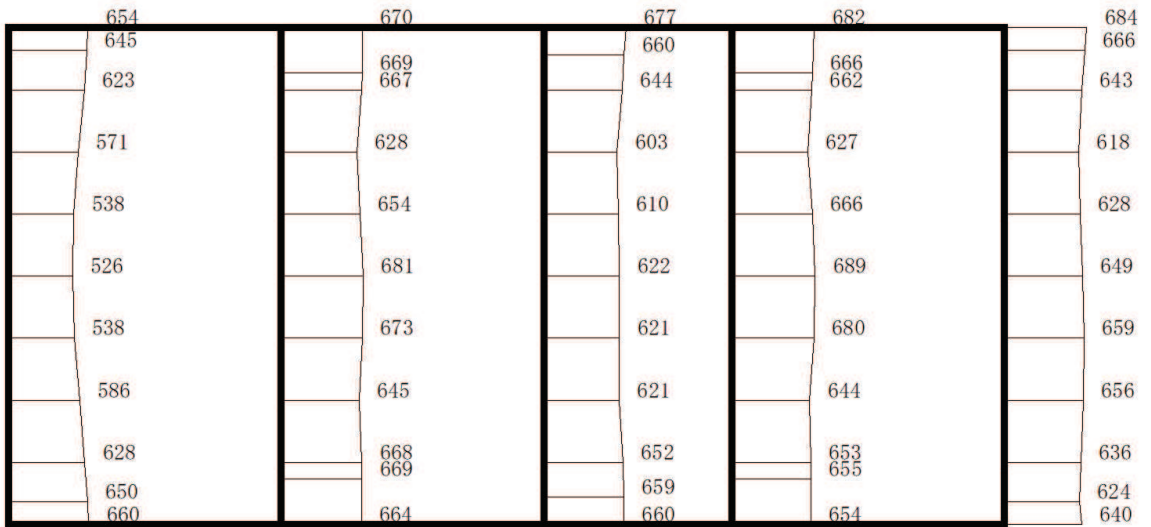
(a) S s - D 3 (++) 水平



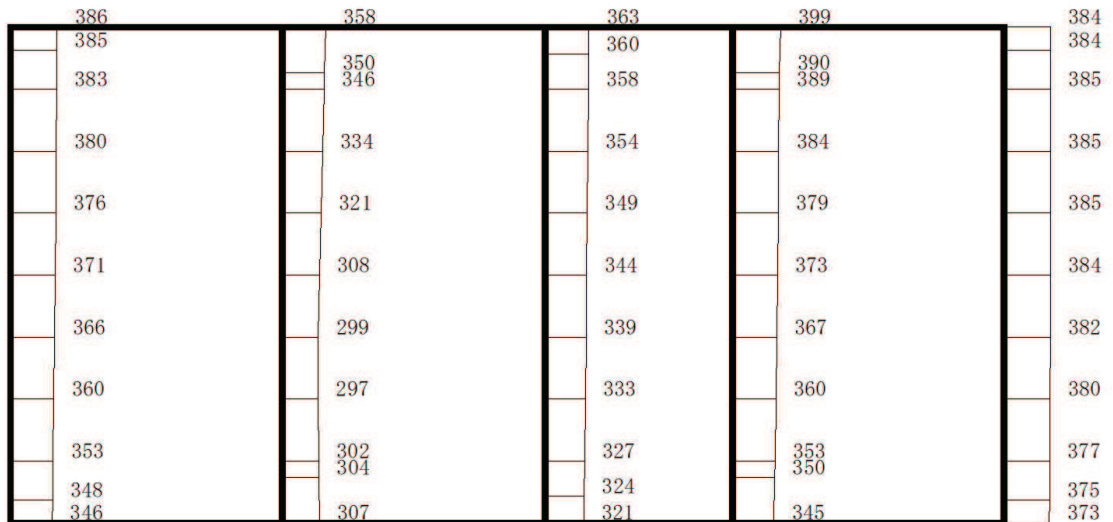
(b) S s - D 3 (++) 鉛直

・構造スケール 0 2 (m) ・応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-3 最大加速度分布図 (解析ケース⑤)



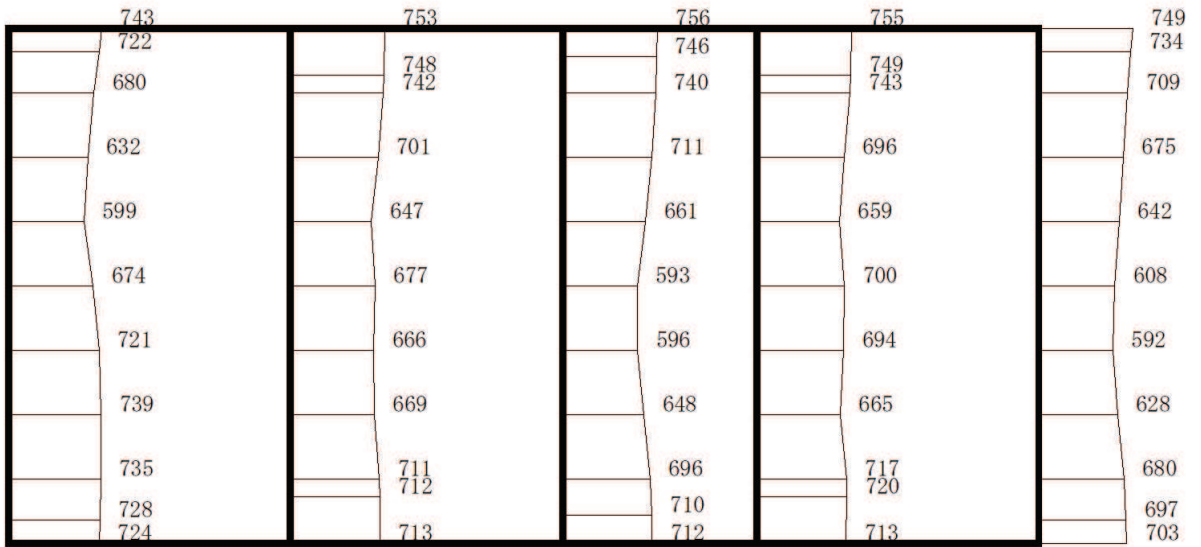
(a) $S_s - F1(++)$ 水平



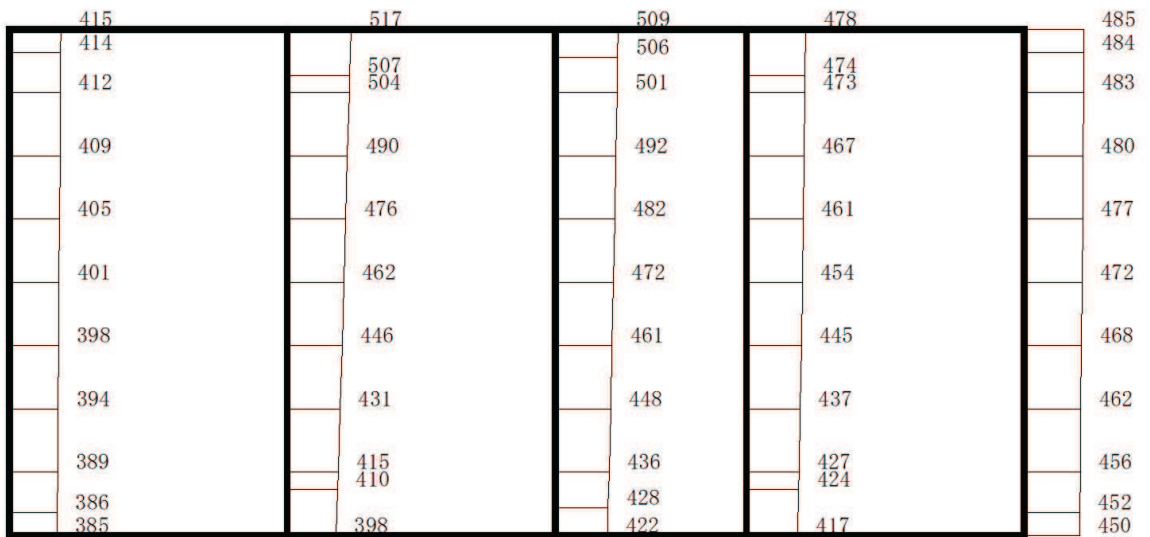
(b) $S_s - F1(++)$ 鉛直

・構造スケール 0 2 (m) ・応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-4 最大加速度分布図 (解析ケース⑤)



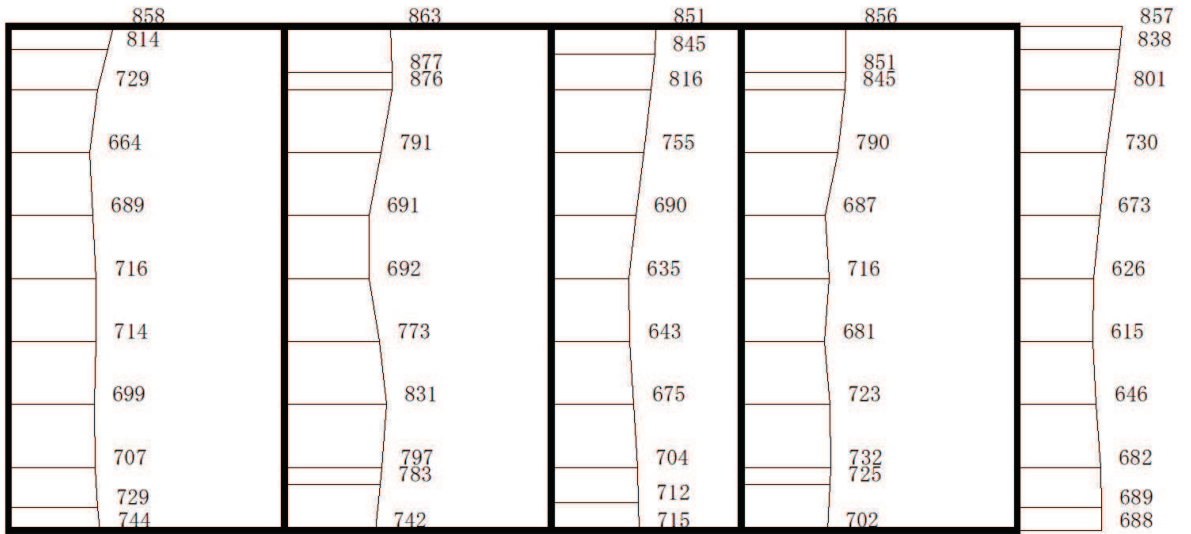
(a) S s - F 2 (++) 水平



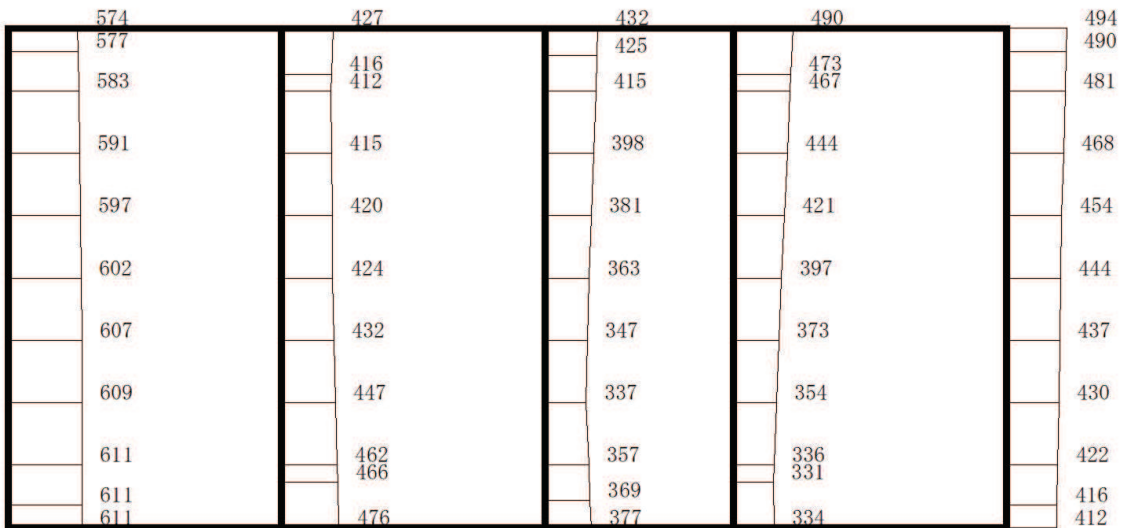
(b) S s - F 2 (++) 鉛直

・構造スケール 0 2 (m) ・応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-5 最大加速度分布図 (解析ケース⑤)



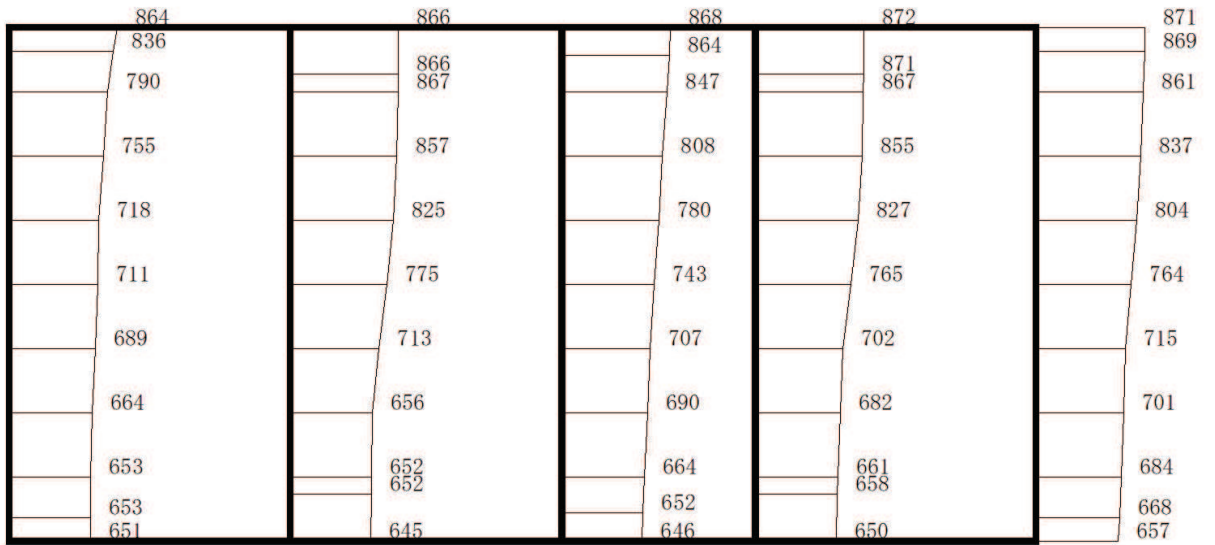
(a) S s - F 3 (++) 水平



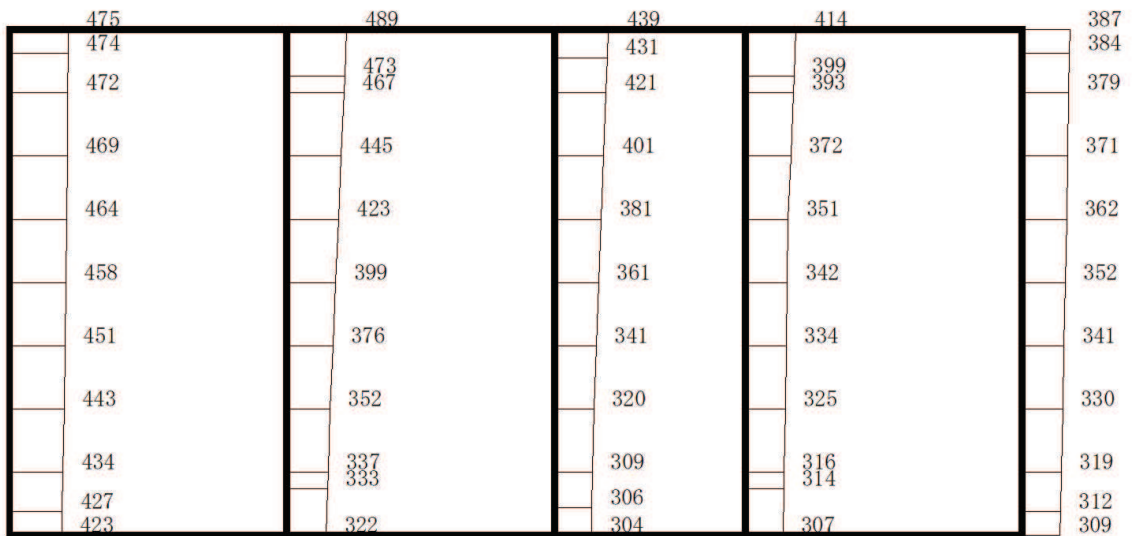
(b) S s - F 3 (++) 鉛直

・構造スケール 0 _____ 2 (m) ・応答値スケール 0 _____ 1000 (cm/s²)

図 1-6 最大加速度分布図 (解析ケース⑤)



(a) S s - N 1 (++) 水平



(b) S s - N 1 (++) 鉛直

・構造スケール 0 2 (m) ・応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-7 最大加速度分布図 (解析ケース⑤)

参考資料 2 静的地震力に対する耐震評価

原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）については、既工認において、Cクラス施設に求められる静的地震力($kh=0.16$)を上回る、Asクラス用設計地震(最大水平加速度 375cm/s^2)による地震力に対して、許容応力度法による耐震評価を実施していることから、今回工認では、静的地震力による評価は省略する。

資料5 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の耐震安全性評価

目 次

1. 評価方法	資料 5-1
2. 評価条件	資料 5-1
2.1 適用規格	資料 5-1
2.2 構造及び補強の概要	資料 5-4
2.3 耐震評価フロー	資料 5-16
2.4 地震時荷重算出断面の選定	資料 5-19
2.5 使用材料及び材料の物性値	資料 5-24
2.6 地盤物性値	資料 5-24
2.7 評価構造物諸元	資料 5-29
2.8 地下水位	資料 5-32
3. 地震応答解析	資料 5-34
3.1 地震応答解析手法	資料 5-34
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 5-37
3.2.1 解析モデル領域	資料 5-37
3.2.2 境界条件	資料 5-39
3.2.3 構造物のモデル化	資料 5-44
3.2.4 隣接構造物のモデル化	資料 5-45
3.2.5 地盤及び MMR のモデル化	資料 5-45
3.2.6 ジョイント要素の設定	資料 5-45
3.3 減衰定数	資料 5-51
3.4 荷重の組合せ	資料 5-59
3.4.1 機器・配管荷重	資料 5-60
3.4.2 外水圧	資料 5-64
3.4.3 積載荷重	資料 5-64
3.5 地震応答解析の解析ケース	資料 5-65
3.5.1 耐震評価における解析ケース	資料 5-65
4. 二次元構造解析	資料 5-71
4.1 評価対象部材	資料 5-71
4.2 解析方法	資料 5-73
4.3 解析モデルの諸元	資料 5-73
4.3.1 解析モデル	資料 5-73
4.3.2 使用材料及び材料の物性値	資料 5-76
4.4 入力荷重	資料 5-76
4.4.1 常時荷重	資料 5-77
4.4.2 慣性力	資料 5-83
4.4.3 地震時土圧及び周面せん断力	資料 5-86
5. 評価内容	資料 5-89

5.1	入力地震動の設定	資料 5-89
5.2	許容限界の設定	資料 5-118
5.2.1	鉄筋コンクリート部材の健全性に対する許容限界	資料 5-118
5.2.2	鋼材の健全性に対する許容限界	資料 5-143
5.2.3	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	資料 5-145
6	評価結果	資料 5-146
6.1	地震応答解析結果	資料 5-146
6.1.1	解析ケースと照査値	資料 5-146
6.1.2	作用荷重分布図	資料 5-166
6.1.3	最大せん断ひずみ分布	資料 5-168
6.2	二次元構造解析結果	資料 5-173
6.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する照査	資料 5-173
6.2.2	せん断破壊に対する照査	資料 5-190
6.3	構造部材の健全性に対する評価結果	資料 5-197
6.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	資料 5-197
6.3.2	せん断破壊に対する評価結果	資料 5-256
6.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	資料 5-306
7.	まとめ	資料 5-307

参考資料

- 参考資料 1 津波に対する止水機能を有する施設の評価について・・・資料 5- (参考) 1-1
- 参考資料 2 静的地震力に対する耐震評価・・・資料 5- (参考) 2-1
- 参考資料 3 側壁新設部と既設部の接合方法について・・・資料 5- (参考) 3-1
- 参考資料 4 地震応答解析モデルの検証について・・・資料 5- (参考) 4-1
- 参考資料 5 頂版及び底版における側壁の端部モーメントの影響について・・・資料 5- (参考) 5-1
- 参考資料 6 鋼材端部を固定境界とした場合の照査結果・・・資料 5- (参考) 6-1
- 参考資料 7 防潮壁と海水配管ダクト（鉛直部）の相互影響・・・資料 5- (参考) 7-1
- 参考資料 8 耐震評価における地震時荷重の設定の考え方・・・資料 5- (参考) 8-1

1. 評価方法

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）（以下「海水配管ダクト（鉛直部）」という。）は、耐震重要施設、常設重大事故緩和設備（設計基準拡張）及び常設重大事故防止設備（設計基準拡張）である原子炉補機冷却海水系配管、高圧炉心スプレイ補機冷却海水系配管等を側壁及び隔壁で間接支持しており、支持機能が要求される。頂版には浸水防止設備である浸水防止蓋を間接支持する支持機能及び浸水防止のための止水機能が要求される。

海水配管ダクト（鉛直部）については、基準地震動 S_s による耐震評価として、構造部材の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施する。

構造部材の健全性評価については、鉄筋コンクリート部材の応力度、ひずみ及びせん断力が要求性能に応じた許容限界を下回ることを確認する。また鋼材については、応力度が許容限界を下回ること及び座屈に対する安定性を確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ること、マンメイドロック（以下「MMR」という。）に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ること及び MMR の健全性を確認する。

2. 評価条件

2.1 適用規格

海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価にあたっては、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会 2002 年制定）（以下「コンクリート標準示方書」という。）、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊の許容限界の一部については、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005 年 6 月 土木学会 原子力土木委員会）（以下「土木学会マニュアル」という。）を、鋼材の曲げの許容限界については、道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編）（社団法人 日本道路協会、平成 14 年 3 月）適用する。基礎地盤の支持性能の許容限界については、道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）（社団法人 日本道路協会、平成 14 年 3 月）を適用する。

また、材料非線形解析によりせん断耐力を求める場合の材料定数については、コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会 2017 年制定）（以下「コンクリート標準示方書 2017」という。）を適用する。

表 2-1 に適用する規格、基準類を示す。

表 2-1(1) 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考	確認項目
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会 2002 年制定)	・鉄筋コンクリートの材料諸元 (γ , E , ν)	—
	・コンクリート標準示方書 [設計編] (土木学会 2017 年制定)	・コンクリートの材料定数 (材料非線形解析によるせん断耐力の算定)	—
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会 2002 年制定)	・永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討	—
許容限界	・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (2005 年 6 月 土木学会 原子力土木委員会)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査において, 圧縮縁コンクリートひずみが 1.0% (10000 μ) を下回ることを確認*	・構造強度を有すること
		・せん断破壊に対する照査は, 発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認*	・構造強度を有すること ・S クラスの施設を支持する機能を損なわないこと
	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会 2002 年制定)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査において, 発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認及びおおむね弾性範囲として発生ひずみが限界ひずみ (コンクリート圧縮 2000 μ , 主筋ひずみ 1725 μ) を下回ることを確認*	・構造強度を有すること ・S クラスの施設を支持する機能を損なわないこと ・止水機能を損なわないこと
		・せん断破壊に対する照査は, 発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認	
	・道路橋示方書・同解説 (I 共通編・II 鋼橋編) (日本道路協会 平成 14 年 3 月)	・鋼材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査において, 発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認	—
	・道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編) (日本道路協会 平成 14 年 3 月)	・基礎地盤の支持性能に対する照査は, 基礎に発生する応力が極限支持力を下回ることを確認*	—

注記* : 妥当な安全余裕を考慮する。

表 2-1(2) 適用する規格, 基準類

項 目	適用する規格, 基準類	備考	確認項目
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 (社団法人日本電気協会 電気技術基準調査委員会) 	<ul style="list-style-type: none"> ・有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析 	—

2.2 構造及び補強の概要

海水配管ダクト（鉛直部）の位置図を図 2-1 に、平面図を図 2-2 に、鉛直縦断図を図 2-3 及び図 2-4 に、水平断面図を図 2-5～図 2-10 に、概略配筋図を図 2-11～図 2-16 に示す。

海水配管ダクト（鉛直部）は、海水ポンプ室と原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）（以下「海水配管ダクト（水平部）」という。）を結ぶ、鉄筋コンクリート及び鋼材から構成される地中構造物であり、幅（横断方向）34.55m、延長（鉛直方向）24.00m、高さ 4.70～5.90m の 9 連の構造である。

図 2-2 の平面図に示すとおり、海水配管ダクト（鉛直部）は、海水ポンプ室の西側側壁と一体となる 5 連カルバートの南北に揚水井戸及び側壁が設置された構造であり、中央の 5 連のうち南側の 4 連部が海水配管ダクト（水平部）に連続しており、原子炉補機冷却海水系配管及び高圧炉心スプレイ補機冷却海水系配管等が設置されている。北側のカルバート部はアクセス用の空間である。西側の構造境界である海水配管ダクト（水平部）との接合部には耐震ジョイントが設置されており、東側は、海水配管ダクト（鉛直部）と比較して規模・重量が十分に大きい海水ポンプ室に懸架され一体構造となっている。

中央の 5 連カルバート部と揚水井戸の計 7 連部分が既設の構造である。鉛直部は、図 2-3 の鉛直縦断図に示すとおり深度方向に隔壁の配置が変化し、図 2-4 に示すとおり断面②～⑤の 4 つの内空断面と頂版（断面①）及び底版（断面⑥）を有する構造物である。

新規制基準への適合を目的とした耐震補強として、既設の 7 連構造に対し、北端及び南端の側壁の追加、鋼材の設置、後施工せん断補強工法（CCb 工法）の適用、地盤改良を施工しており、補強工事の概要と目的を以下に示す。

北端及び南端の側壁は、既設部材が南北方向にせん断変形するのを抑えるために新たに設置した鉄筋コンクリート壁（設計基準強度 50.0N/mm²）である。補強部材は、既設部と海水ポンプ室側壁に鉄筋の定着を取り一体化しており、一体化の方法については、参考資料 3 に詳細を示す。

断面②、③、④に設置した鋼材（SM490）及び断面②、⑤に施工した後施工せん断補強工法（CCb 工法）は共に、東西方向に作用する面直土圧への抵抗であり、鋼材は軸力により、後施工せん断補強工法はせん断耐力の向上により抵抗する。鋼材（新設）の構造を図 2-17 に、CCb 工法を適用した箇所を図 2-18 及び図 2-19 に示す。

海水配管ダクト（鉛直部）の周囲は、海水ポンプ室への土圧低減を主目的に広範囲に地盤改良されている。ただし、高圧攪拌噴射に伴う既設躯体への損傷を防止するため既設躯体の近傍 1m については、原地盤である盛土が分布している。地盤改良範囲の平面図を図 2-20 に示す。また、図 2-20 に断面位置を示した、改良地盤部の南北断面図を図 2-21 に、躯体と改良地盤の間の盛土部の南北断面を図 2-22 に、海水配管ダクト（鉛直部）の南北断面を図 2-23 に、東西断面図を図 2-24 にそれぞれ示す。海水配管ダクト（水平部）を通る南北断面では、改良地盤は門型の形状をしており、海水配管ダクト（鉛直部）の周囲では、改良地盤は北側と南側に分布している。また、地盤改良部の南北断面には防潮壁のフーチング及び基礎杭が近接して設置されている。海水配管ダクト（鉛直部）と防潮壁との相互作用については、参考資料 7 に示す。

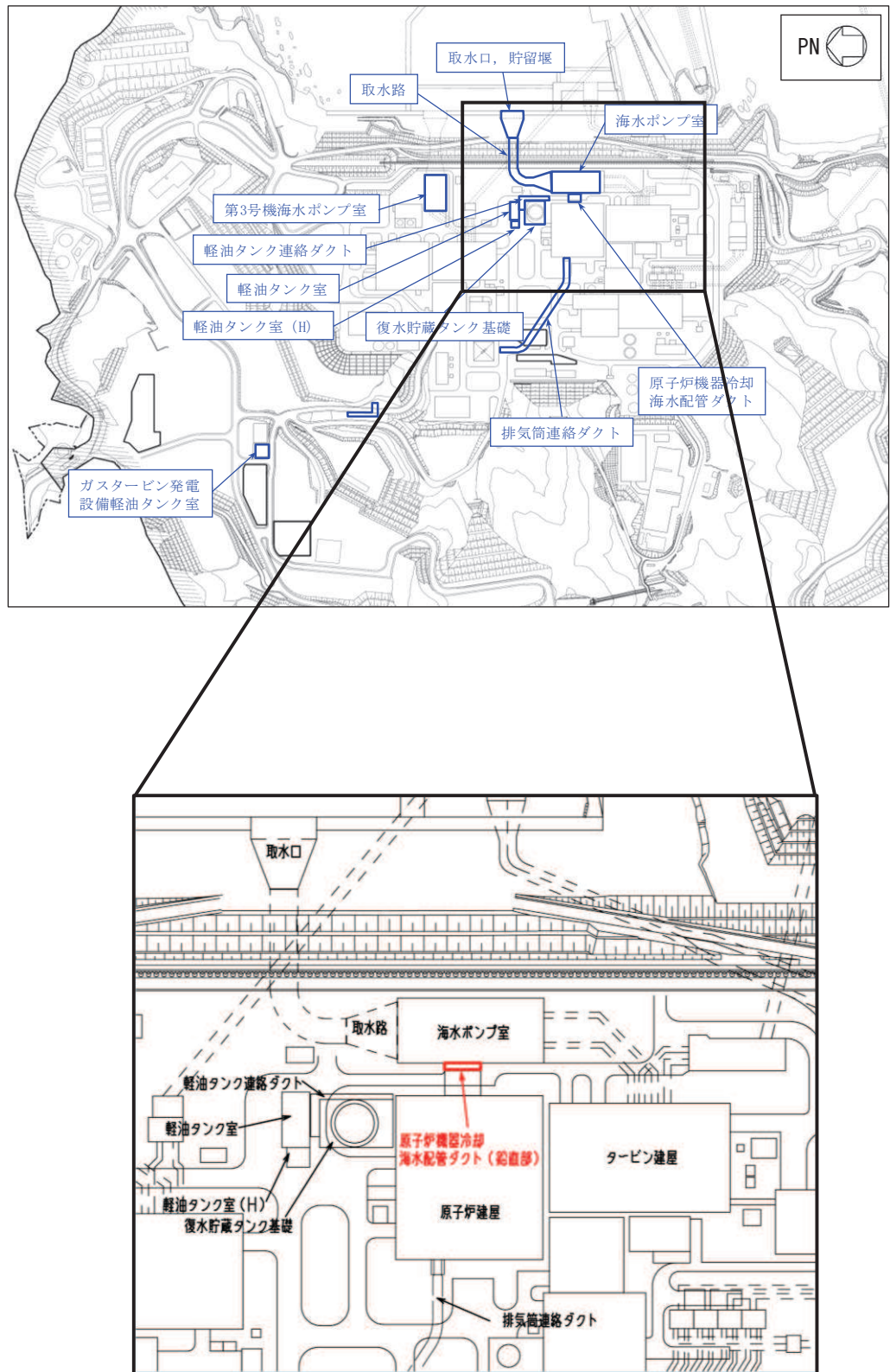
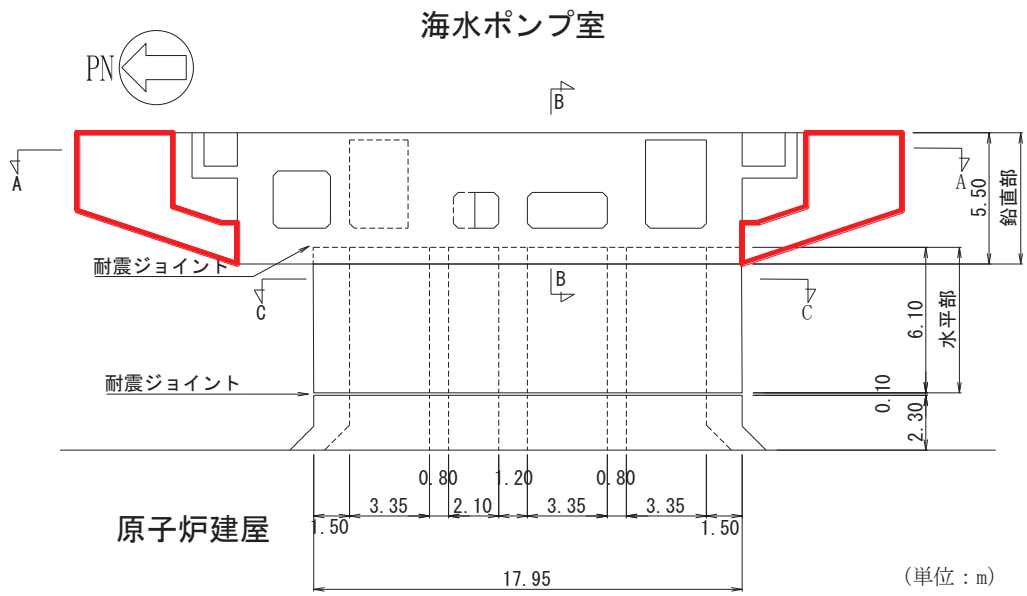
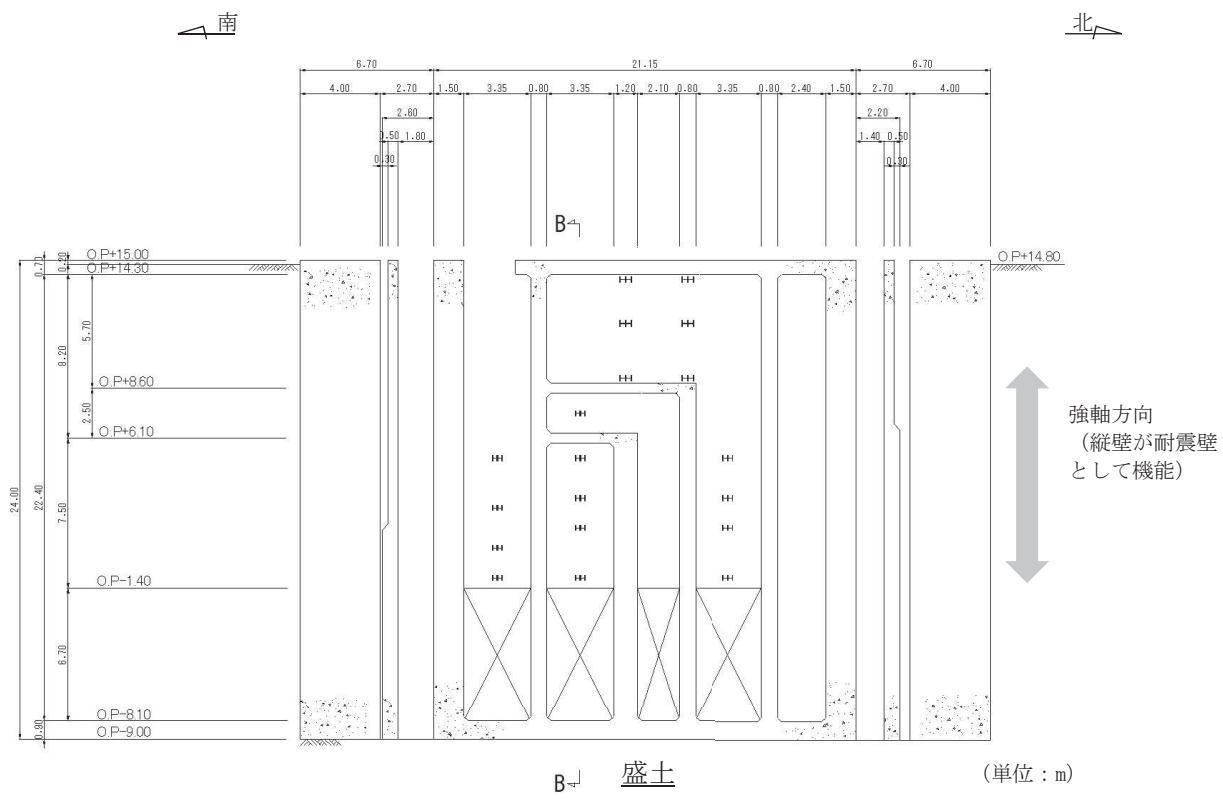


図 2-1 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の位置図



□ : 側壁 (新設部, $f'_{ck} = 50\text{N/mm}^2$)

図 2-2 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 平面図



注：図中の H 記号は鋼材を示し，X 記号は原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）との接続部を示す。

図 2-3 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）南北縦断図（A-A 断面）

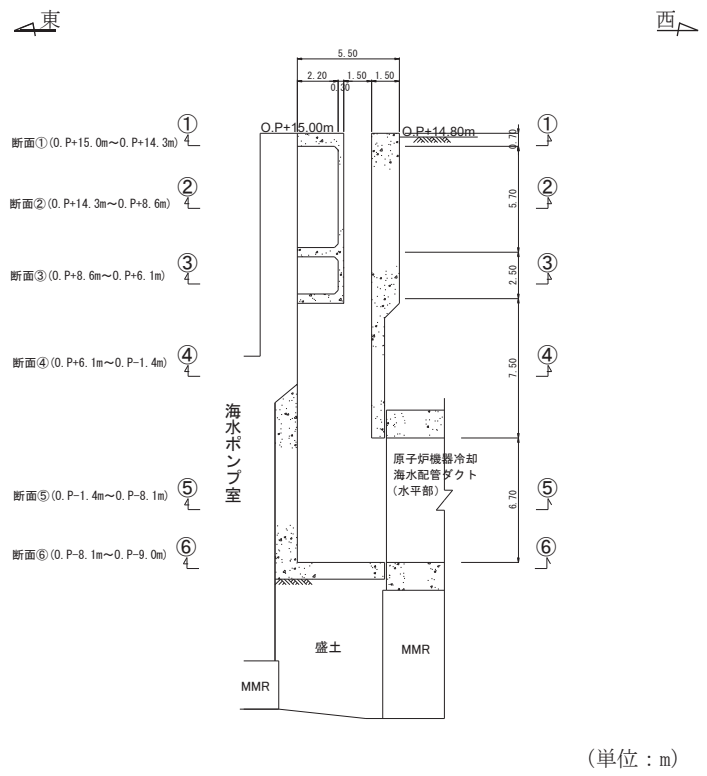
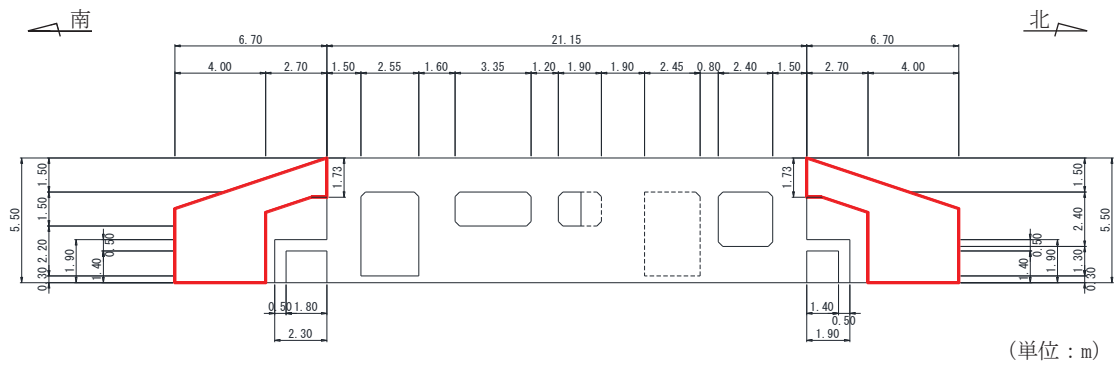
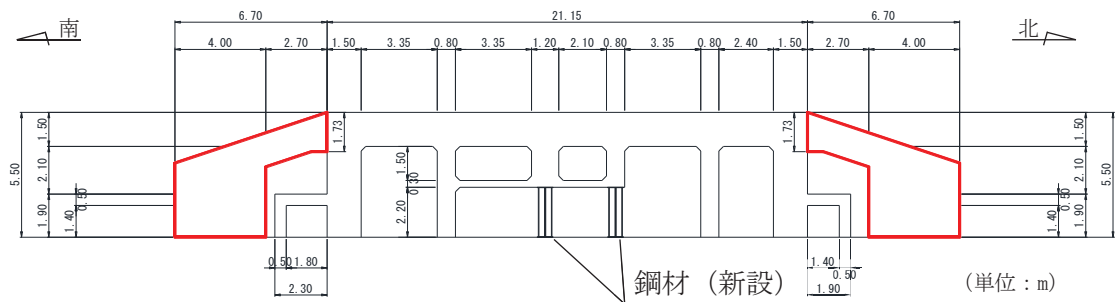


図 2-4 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）東西縦断図（B-B 断面）



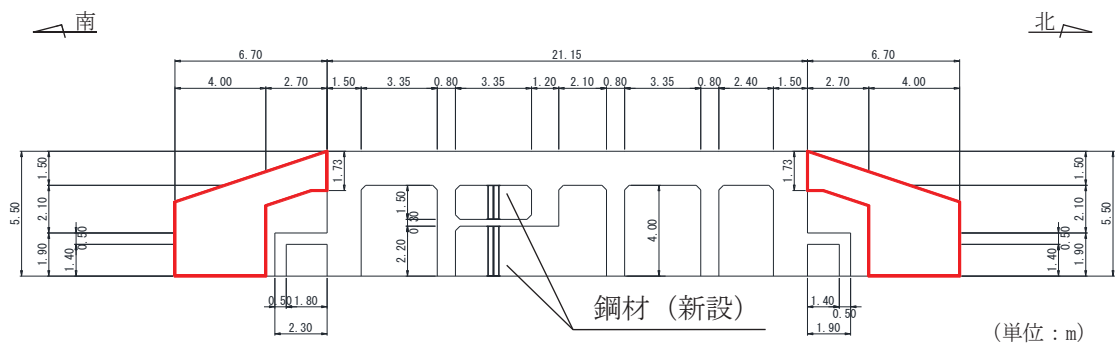
□: 側壁 (新設部, $f'_{ck} = 50\text{N/mm}^2$)

図 2-5 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 水平断面図 (断面①)



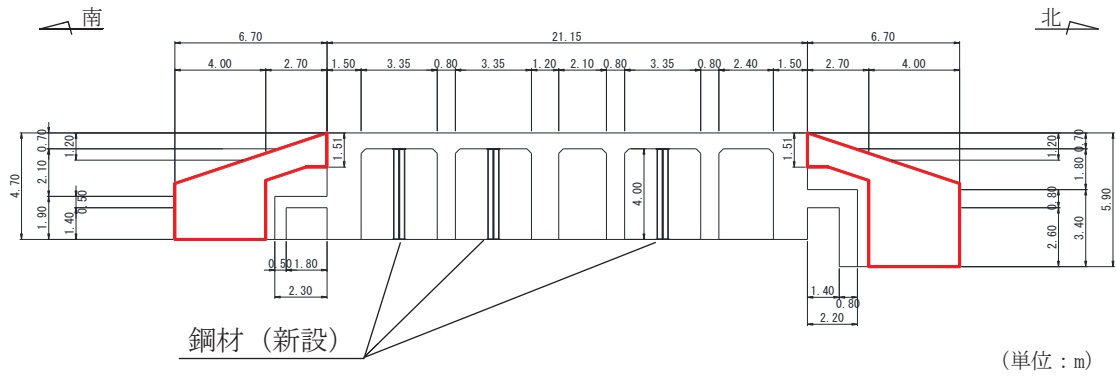
□: 側壁 (新設部, $f'_{ck} = 50\text{N/mm}^2$)

図 2-6 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 水平断面図 (断面②)



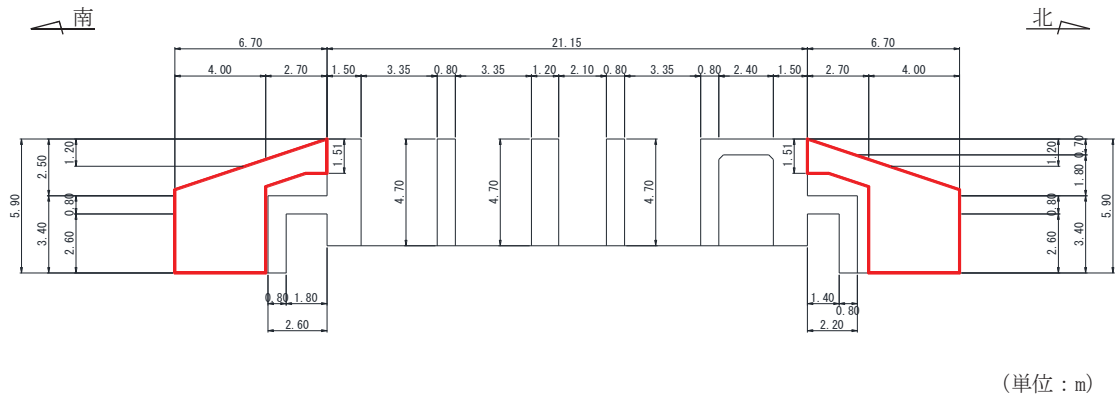
□: 側壁 (新設部, $f'_{ck} = 50\text{N/mm}^2$)

図 2-7 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 水平断面図 (断面③)



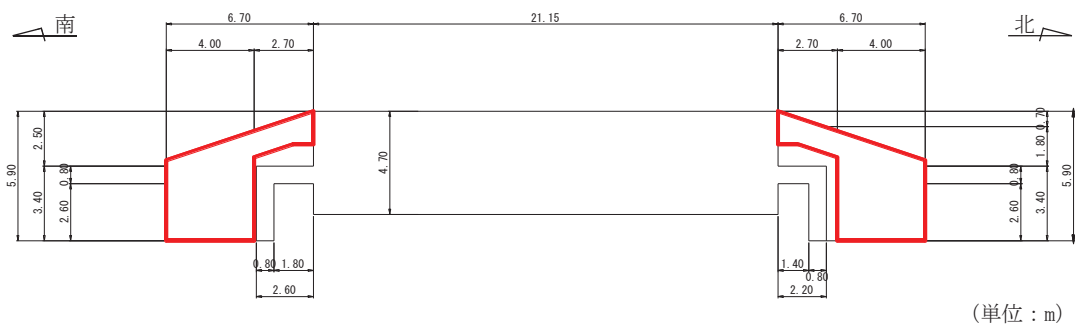
□ : 側壁 (新設部, $f'_{ck} = 50\text{N/mm}^2$)

図 2-8 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 水平断面図 (断面④)



□ : 側壁 (新設部, $f'_{ck} = 50\text{N/mm}^2$)

図 2-9 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 水平断面図 (断面⑤)



□ : 側壁 (新設部, $f'_{ck} = 50\text{N/mm}^2$)

図 2-10 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 水平断面図 (断面⑥)

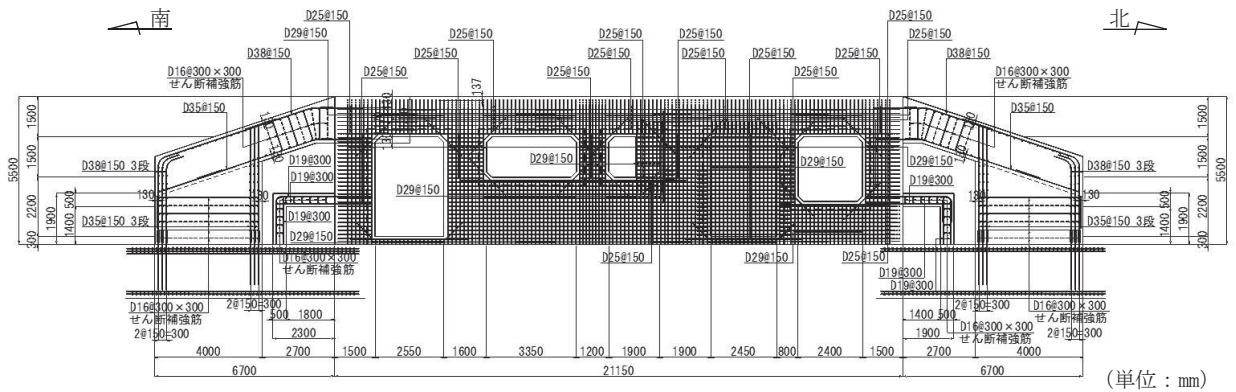
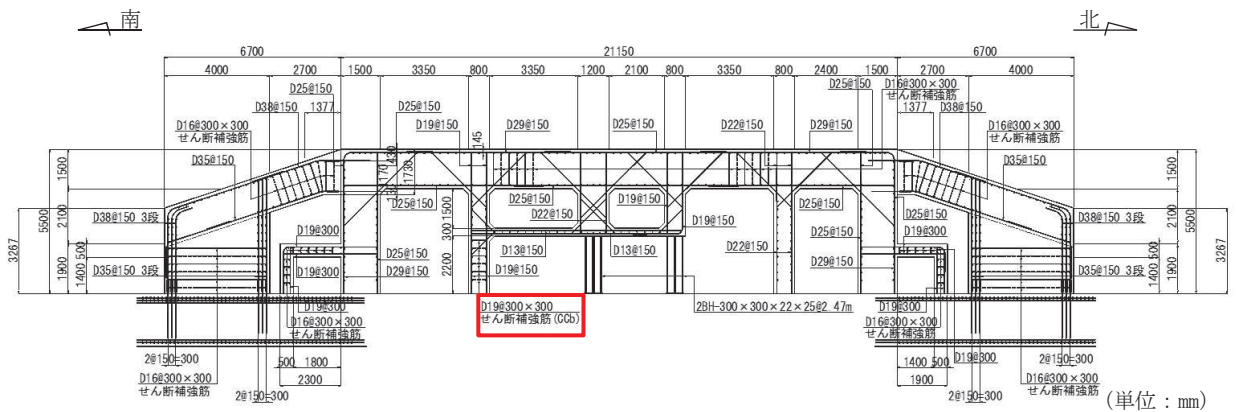


図 2-11 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）概略配筋図（断面①）



□ : CCb 工法適用箇所

図 2-12 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）概略配筋図（断面②）

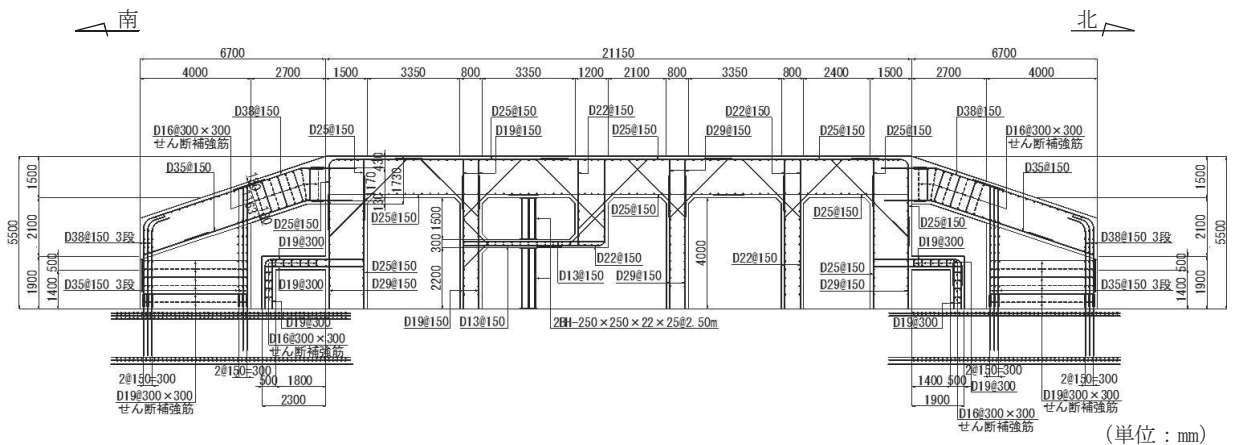


図 2-13 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）概略配筋図（断面③）

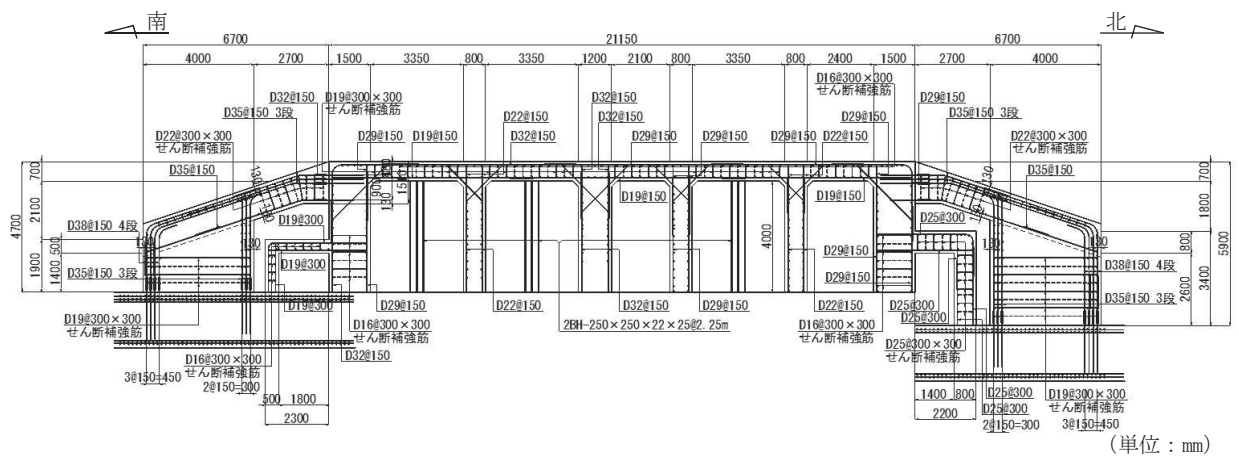
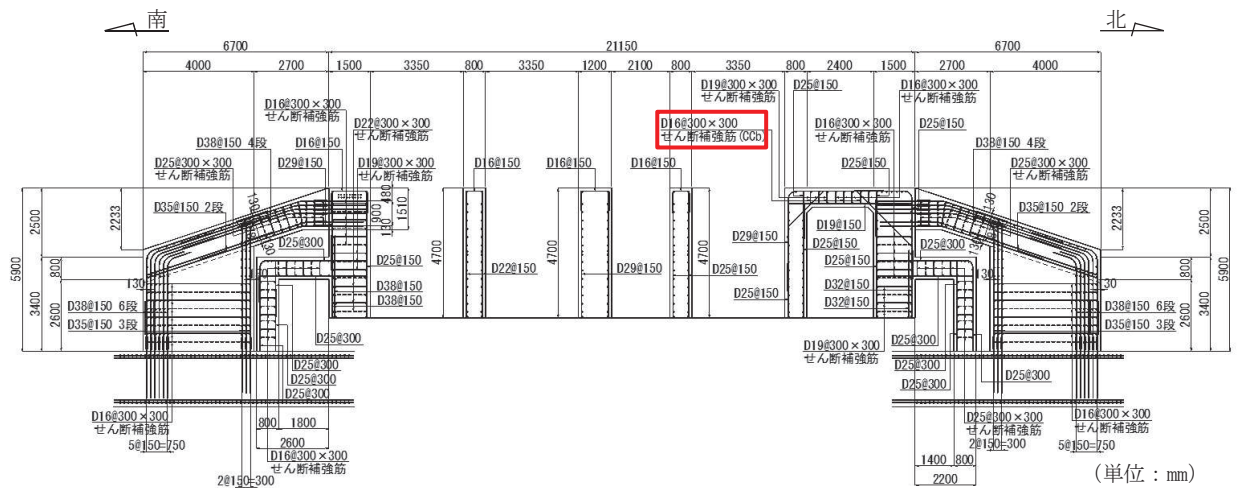


図 2-14 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）概略配筋図（断面④）



□ : CCb 工法適用箇所

図 2-15 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）概略配筋図（断面⑤）

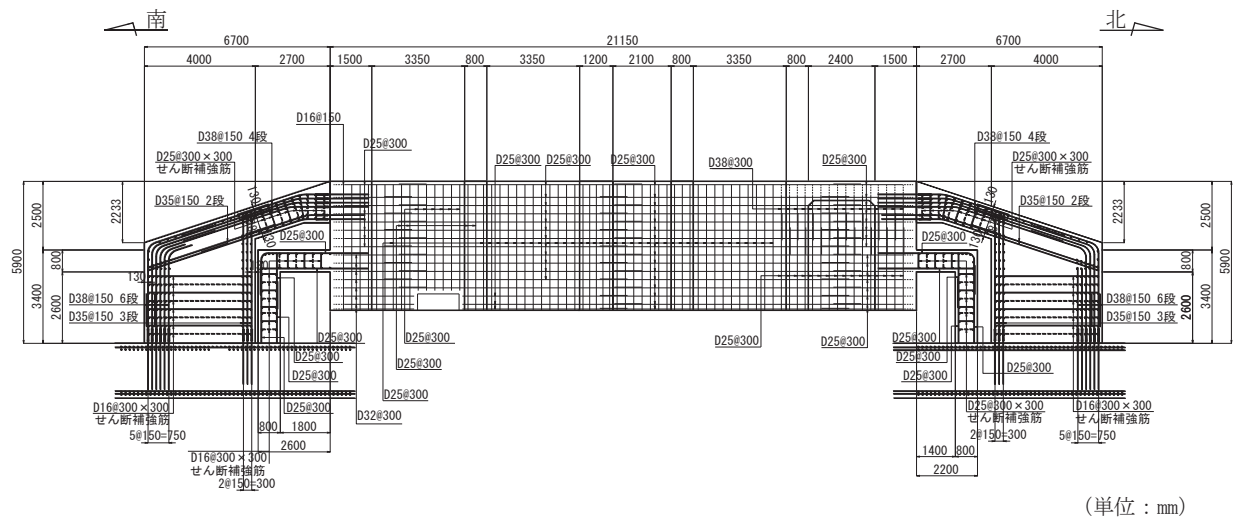


図 2-16 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）概略配筋図（断面⑥）

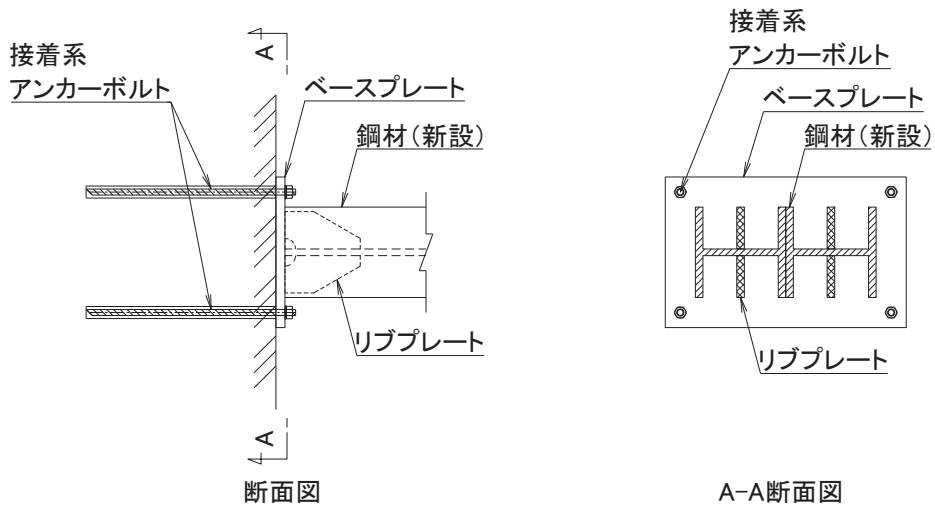


図 2-17 鋼材（新設）の構造

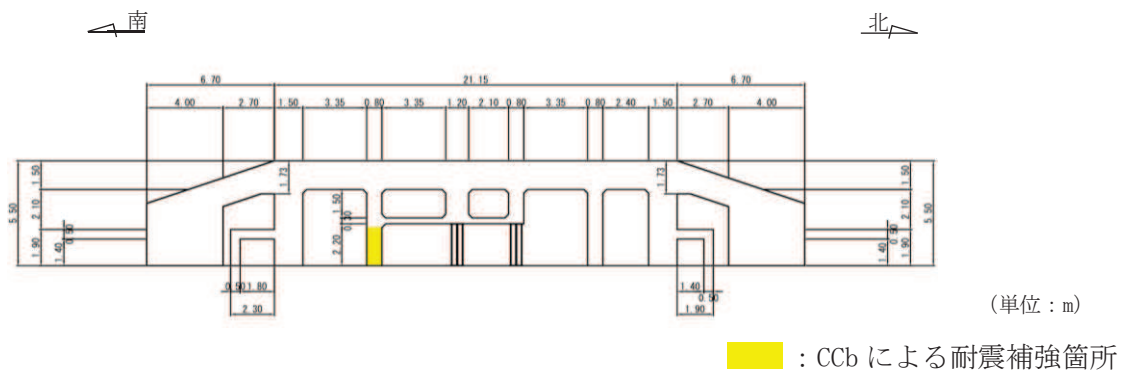


図 2-18 CCbによる耐震補強箇所（断面②）

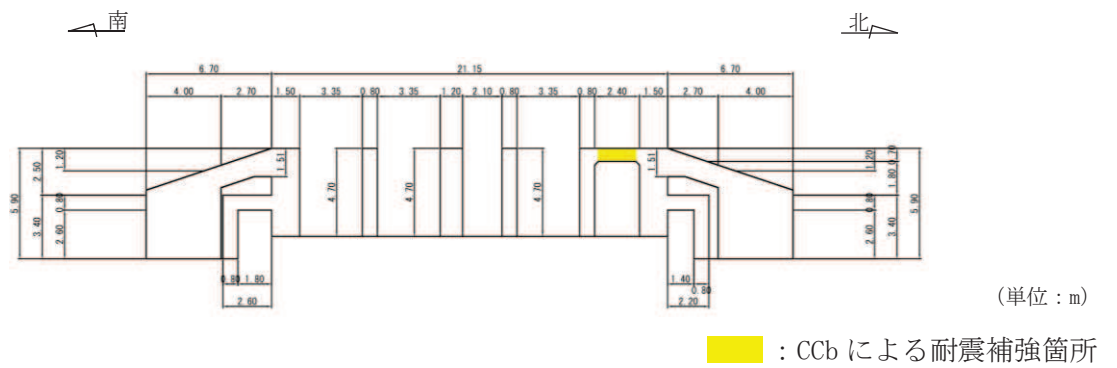


図 2-19 CCbによる耐震補強箇所（断面⑤）

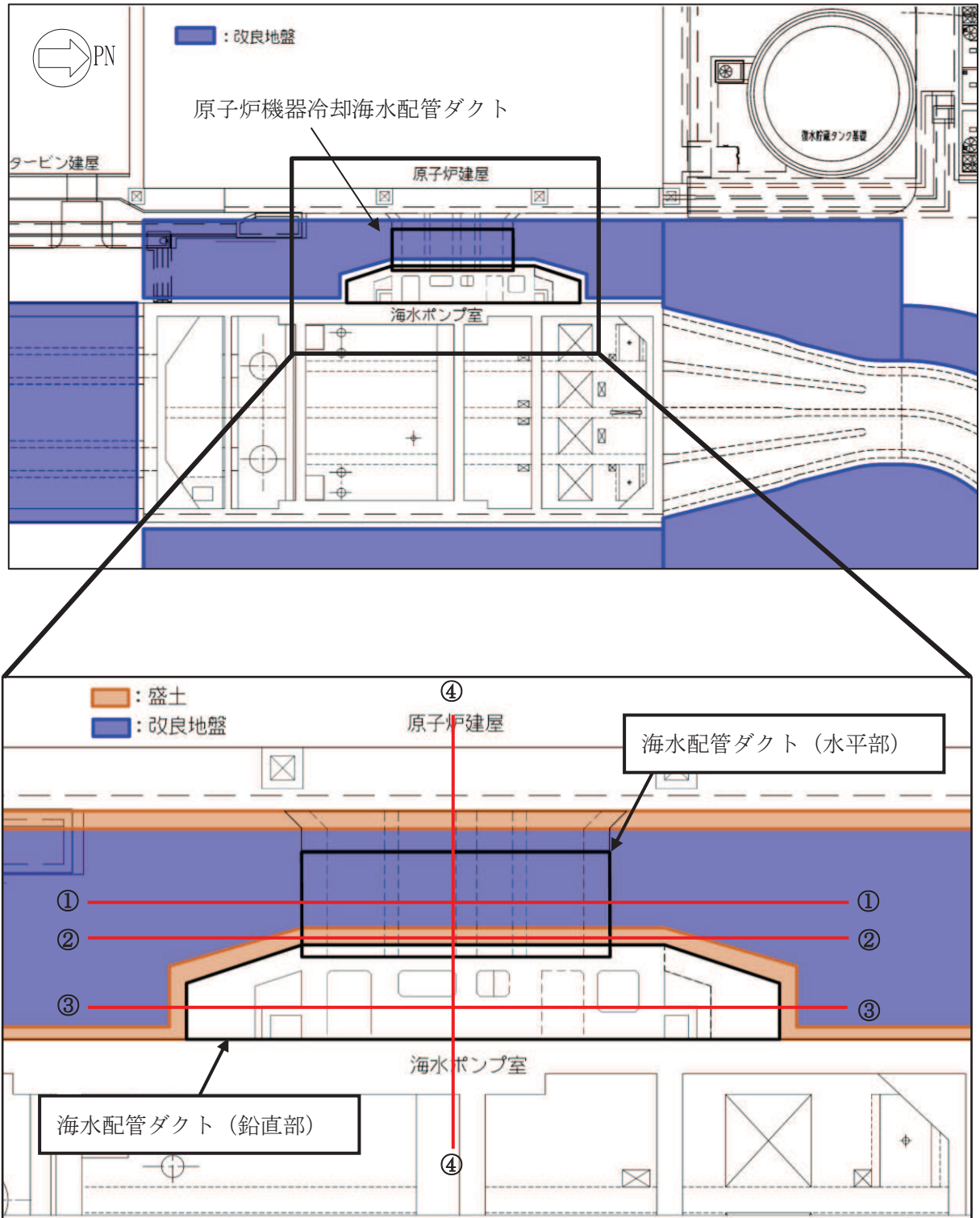
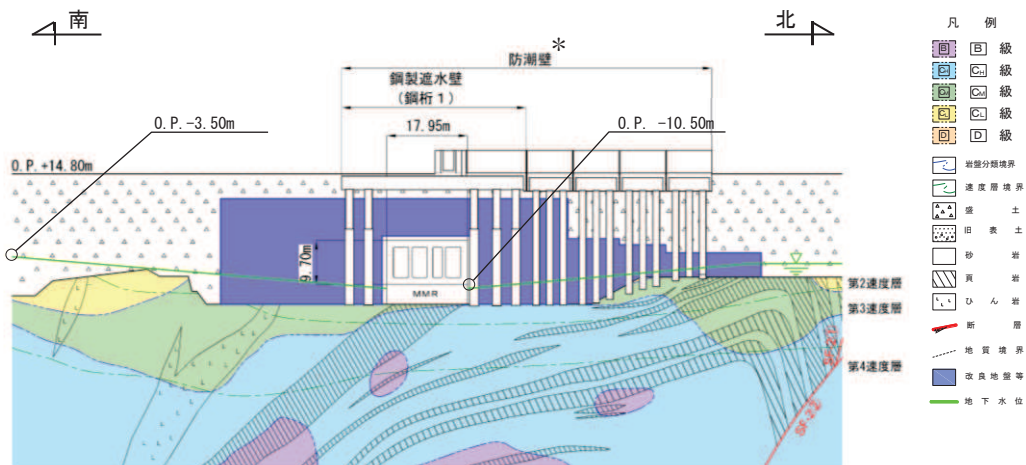


図 2-20 地盤改良範囲 (平面図)



注記*：防潮壁を投影して表示

図 2-21 地盤改良範囲（地盤改良部縦断図，① - ①断面）

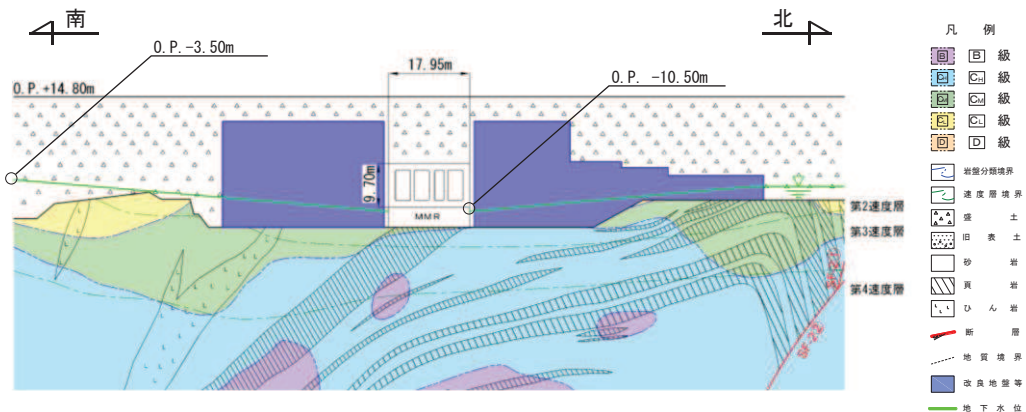
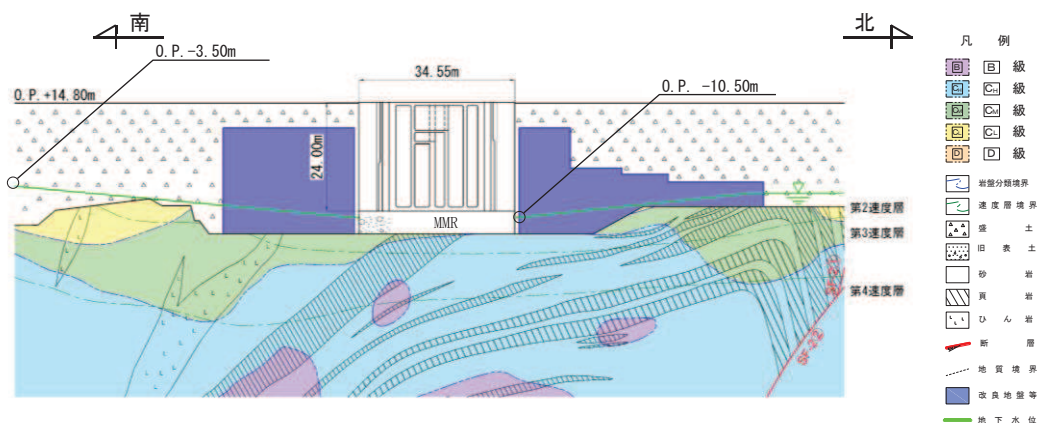


図 2-22 地盤改良範囲（盛土部縦断図，② - ②断面）



注記*：海水配管ダクト（鉛直部）底版下部は盛土であるが、海水ポンプ室と一体構造であることを考慮し MMR と標記している

図 2-23 地盤改良範囲（鉛直部縦断図，③ - ③断面）

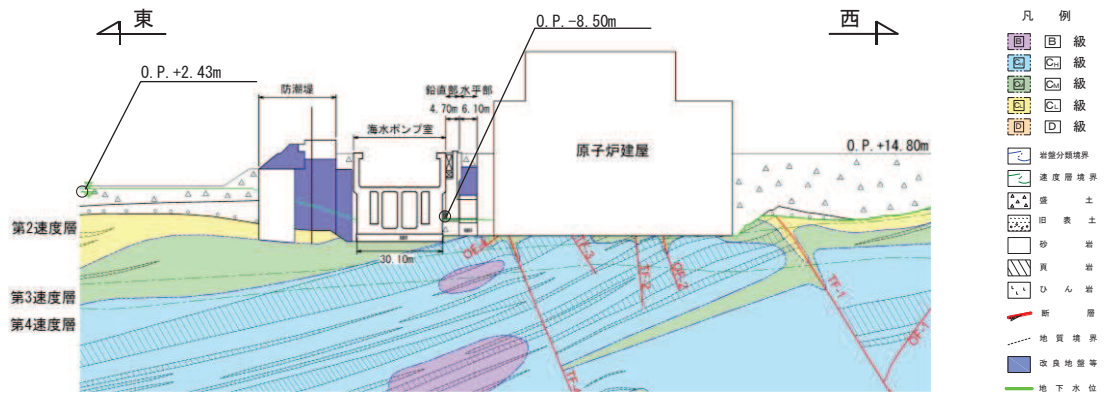


図 2-24 地盤改良範囲 (鉛直部横断面, ④ - ④断面)

2.3 耐震評価フロー

海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価フローを図 2-25 に示す。

海水配管ダクト（鉛直部）の東側は海水ポンプ室の側壁（厚さ 2m）に固定されており、質量は海水ポンプ室の約 8%と小さいことから、地震時の挙動は、海水ポンプ室に支配され、一体となって挙動する。

海水配管ダクト（鉛直部）は、図 2-3 の南北縦断面図で示したとおり、鉛直方向の荷重には多数の縦壁が面内変形で抵抗することから、鉛直方向が強軸となる。一方、水平方向は、図 2-6～図 2-9 の平面図のとおり、縦壁が面外変形で抵抗するため、相対的に剛性が小さく、弱軸となる。従って、耐震評価は、水平輪切り断面に対して実施する。

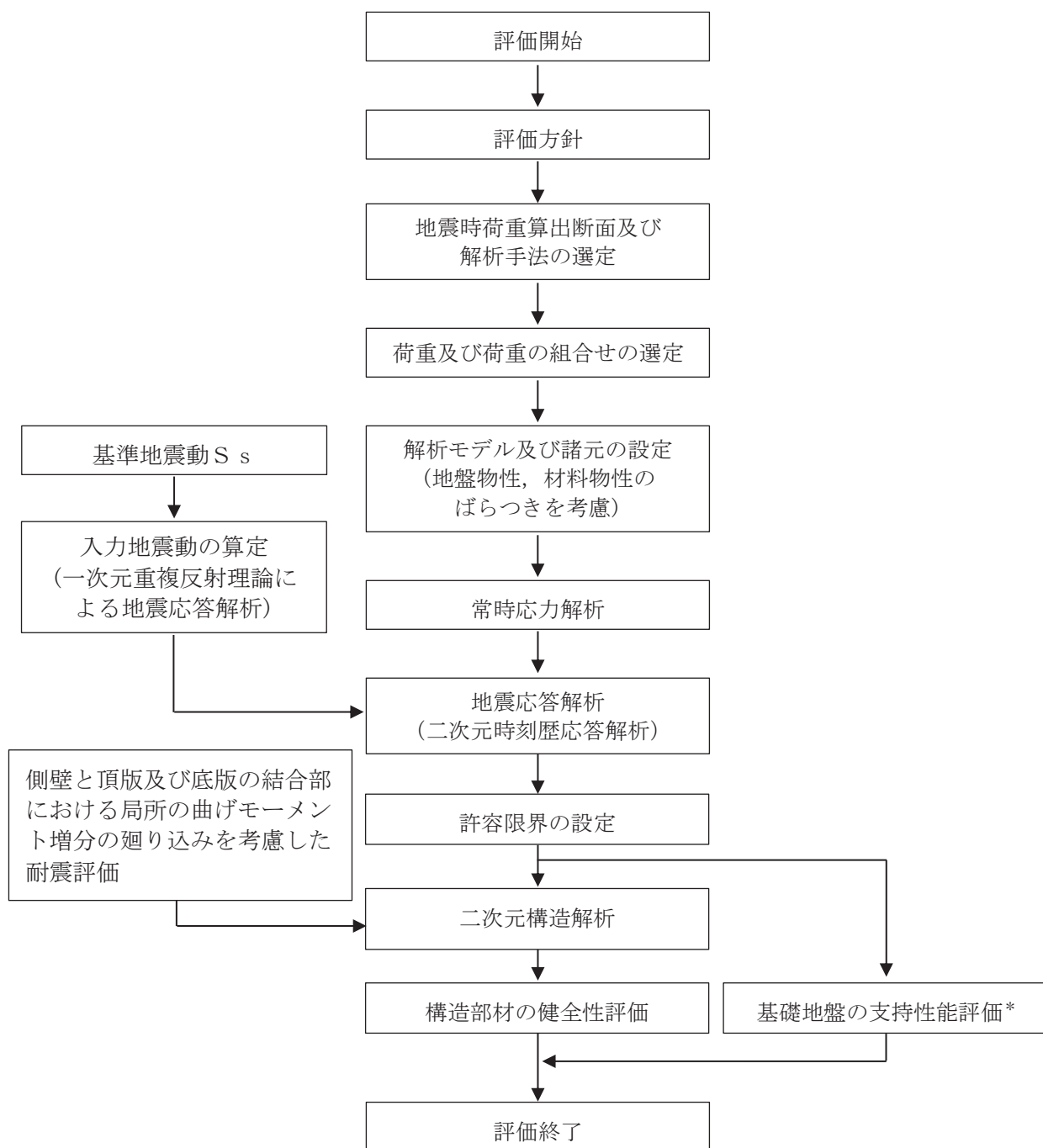
図 2-5～図 2-10 に示す水平輪切り断面を南北方向加震した場合、海水配管ダクト（鉛直部）に作用する地震荷重は、図 2-26 及び表 2-2 に示すとおり、慣性力（ I_{NS} 、 I_{UD} ）に加え、東西方向の側壁に対し、面直力としての土圧（ $N2_{NS}$ ）及び鉛直方向の周面摩擦力（ $S2_{NS}$ ）が作用する。また、南北方向の側壁に対し、周囲の地盤から水平方向の周面摩擦力（ $S1_{NS}$ ）が作用する。

東西方向加震に対しては、図 2-27 及び表 2-2 に示すとおり、慣性力（ I_{EW} 、 I_{UD} ）に加え、南北方向の側壁に対し、面直力としての土圧（ $N1_{EW}$ ）及び鉛直方向の周面摩擦力（ $S1_{EW}$ ）が作用する。また、東西方向の側壁に対し、東西方向の周面摩擦力（ $S2_{EW}$ ）が作用する。

海水配管ダクト（鉛直部）の構造及び地震時に作用する荷重を考慮し、耐震評価は、図 2-5～図 2-10 に示す水平断面 6 断面に対して実施することとする。作用させる地震時荷重は、基準地震動による東西方向加震と南北方向加震の地震時荷重を、保守的な評価となるよう両方向へ同時に作用させる。また、頂版（断面①）及び底版（断面⑥）については、鉛直方向の慣性力も作用させる。

地震応答解析により抽出する応答値は、二次元構造解析モデルに作用させる地震時土圧、慣性力及び基礎地盤に発生する接地圧である。

なお、基礎地盤の支持性能については、海水配管ダクト（鉛直部）は海水ポンプ室に懸架され一体構造になっていることから、添付資料「VI-2-2-8 海水ポンプ室の耐震性についての計算書」により確認する。



注記*：添付書類「VI-2-2-8 海水ポンプ室の耐震性についての計算書」にて、基礎地盤の支持性能を確認する。

図 2-25 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価フロー

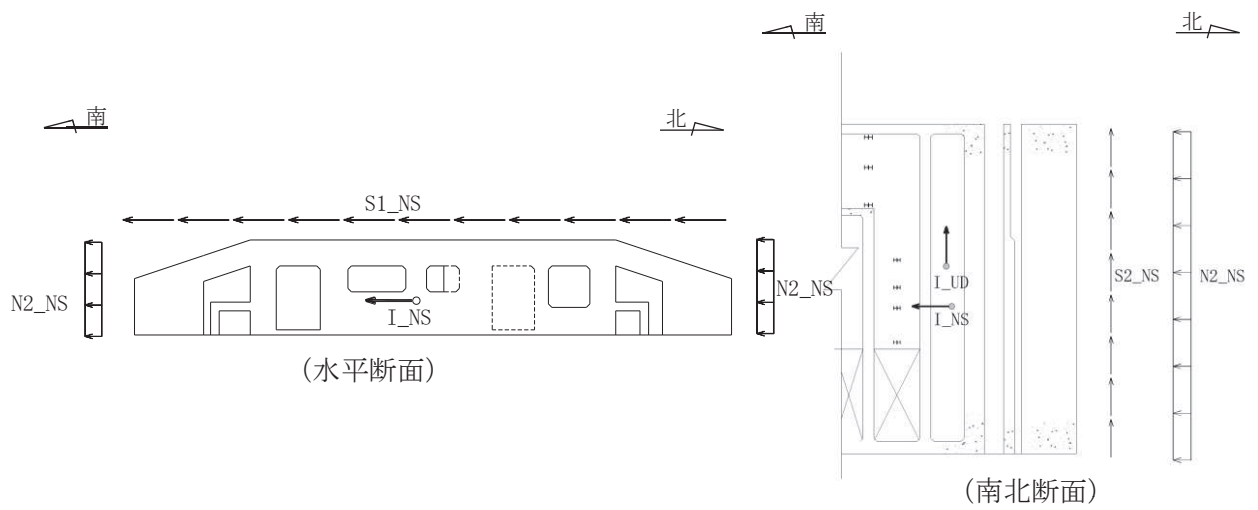


図 2-26 南北方向加震時に作用する地震時荷重

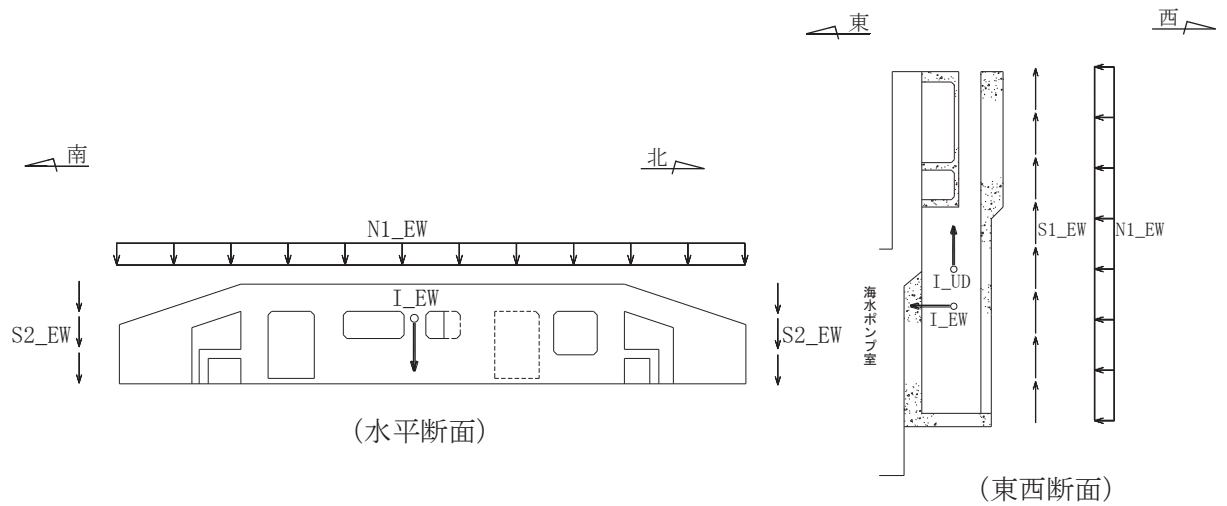


図 2-27 東西方向加震時に作用する地震時荷重

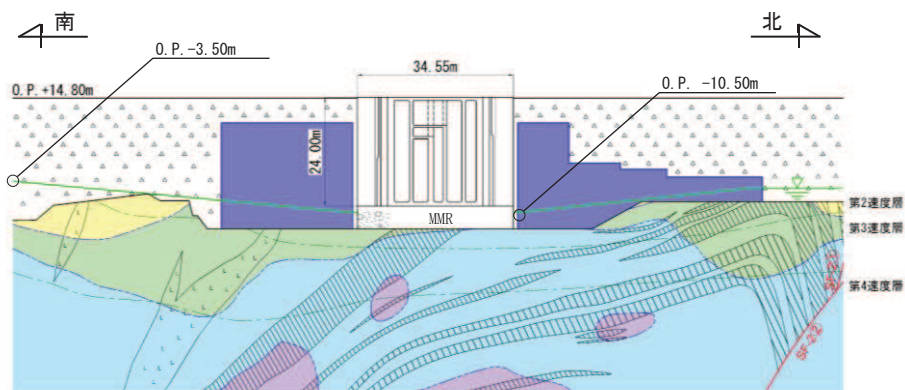
表 2-2 地震時荷重の説明

加震方向	記号	荷重の説明	動解断面
南北	S1_NS	南北壁に作用する水平周面摩擦力	C-C 断面
	N2_NS	東西壁に作用する面直土圧	A-A 断面
	S2_NS	東西壁に作用する鉛直周面摩擦力	A-A 断面
	I_NS	南北方向慣性力	A-A 断面
	I_UD	鉛直方向慣性力	A-A 断面
東西	N1_EW	南北壁に作用する面直土圧	B-B 断面
	S1_EW	南北壁に作用する鉛直周面摩擦力	B-B 断面
	S2_EW	東西壁に作用する水平周面摩擦力	S1_NS と同じ荷重とする
	I_EW	東西方向慣性力	B-B 断面
	I_UD	鉛直方向慣性力	B-B 断面

2.4 地震時荷重算出断面の選定

地震時荷重算出断面は、構造的特徴や周辺地質状況を踏まえ、「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「4.6 原子炉機器冷却海水配管ダクト」に示すとおり、図 2-28～図 2-30 に示す構造物のほぼ中心を通る南北方向（A-A 断面）及び東西方向（B-B 断面）に加え、南北壁に作用する水平周面摩擦力を算出する南北方向（C-C 断面）の 3 断面（断面位置は図 2-3 参照）とする。なお、東西方向（B-B 断面）の地震時荷重は添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」の応答とする。

2.3 耐震評価フローで記載した南北方向加震時及び東西方向加震時に作用する地震時荷重のうち、水平周面摩擦力を除く縦断面の地震応答解析により評価可能な地震荷重と算出断面の関係を図 2-31 に示す。



注記* : 海水配管ダクト (鉛直部) 底版下部は盛土であるが, 海水ポンプ室と一体構造であることを考慮し MMR と表記している

図 2-28 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 地震時荷重算出用地質断面図 (A-A 断面: 南北)

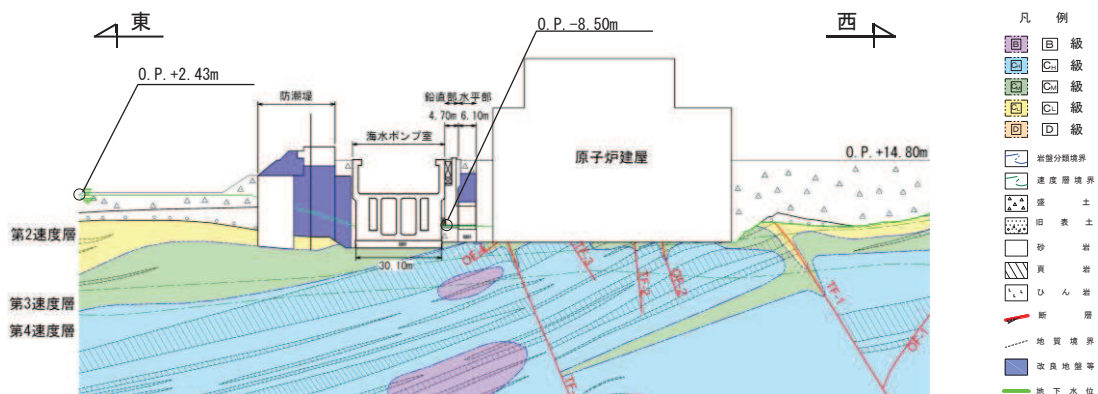


図 2-29 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 地震時荷重算出用地質断面図 (B-B 断面: 東西)

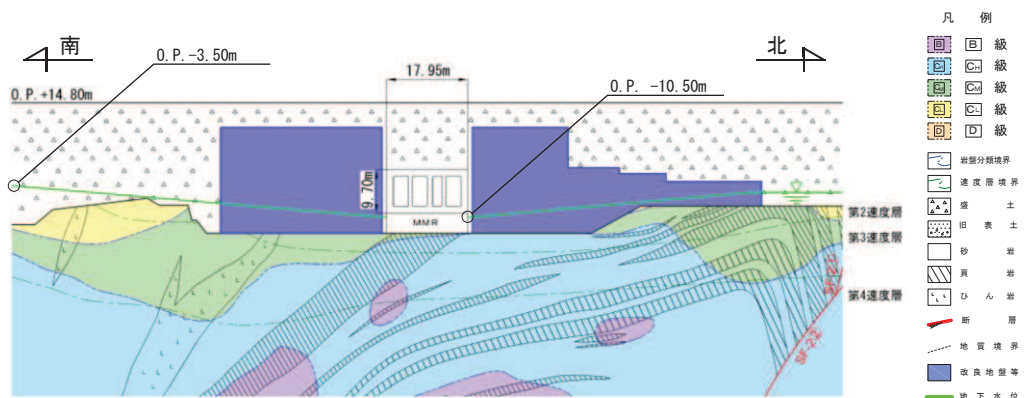


図 2-30 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 地震時荷重算出用地質断面図 (C-C 断面: 南北)

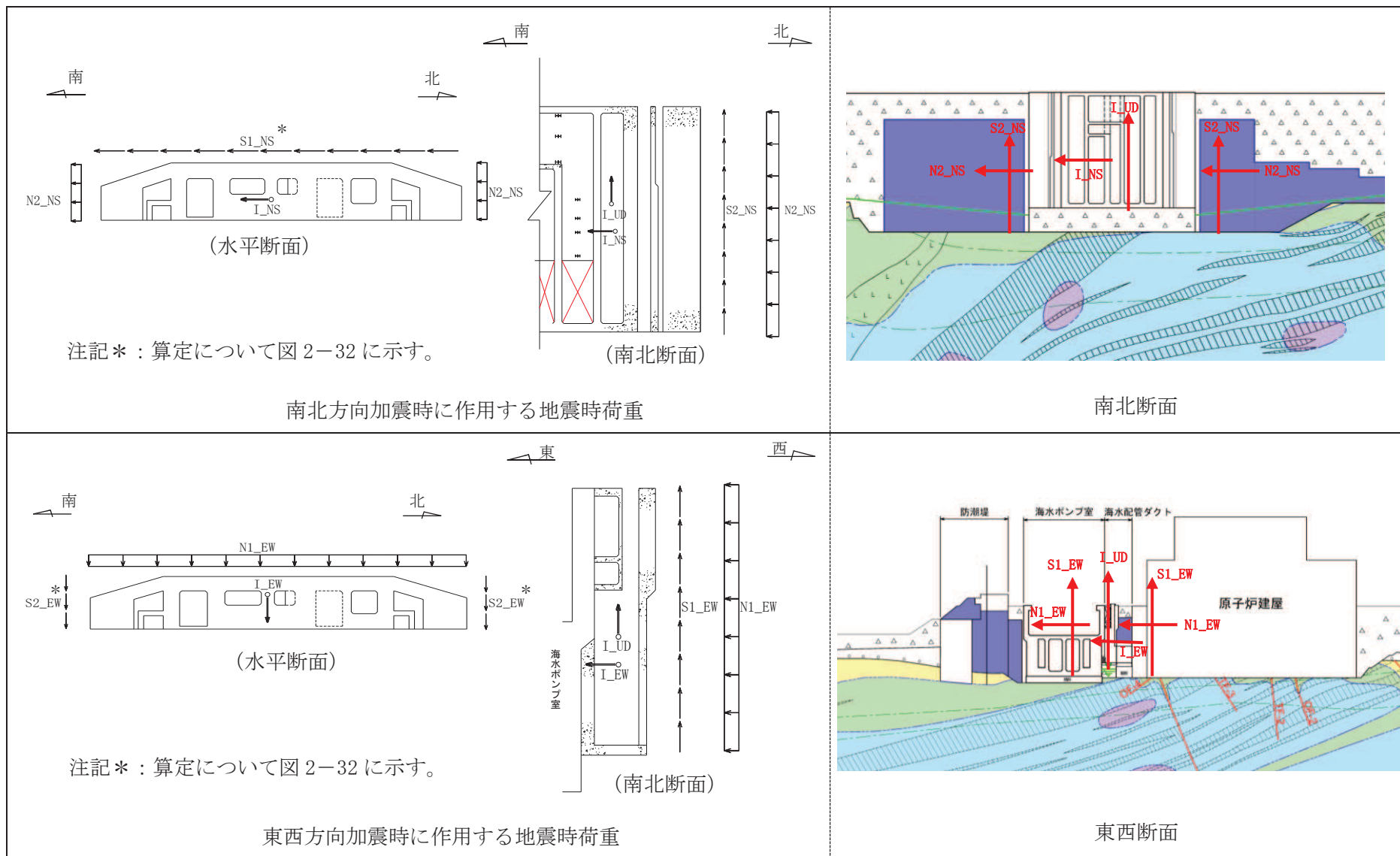


図 2-31 地震時荷重と地震時荷重算出用地質断面図

南北壁に作用する水平周面摩擦力 ($S1_{NS}$) は、以下により算定する。なお、東西壁に作用する水平周面摩擦力 ($S2_{EW}$) は、作用面積が小さいため南北壁に作用する周面摩擦力を用いることとした。

周面摩擦力は、図 2-32 に示した平面図中の C-C 断面位置において、南北加振時に海水配管ダクト（鉛直部）とそれに接する盛土の位相差により生じる摩擦力である。

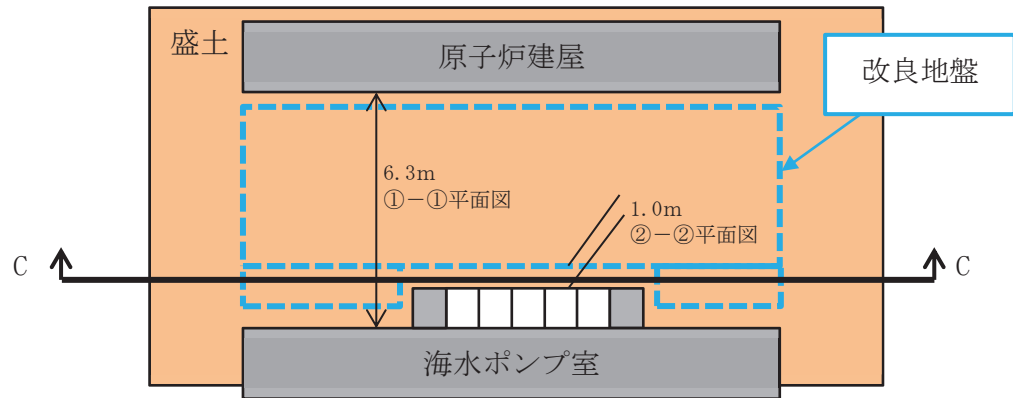


図 2-32 海水ポンプ室～原子炉建屋間の模式平面図

水平周面摩擦力の算定手順を図 2-33 に示す。

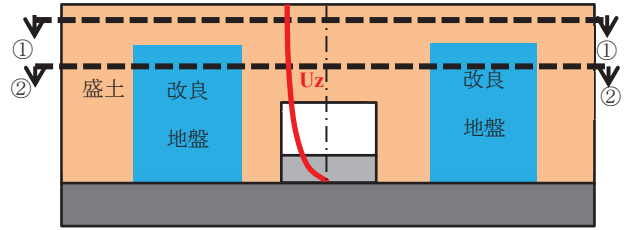
南北加振に対して盛土は、改良地盤及び海水ポンプ室に変形を拘束されるため大きな変形は生じないと考えられるものの、保守的な評価として、盛土層が南北方向に最大水平変位を示した場合の摩擦力として評価する。盛土層の最大水平変位算出断面は、図 2-32 の C-C 断面とする。

海水配管ダクト（鉛直部）と原子炉建屋または改良地盤の間の水平面において、盛土の最大変位は盛土層の中央部で発生するものとし、盛土内の地盤変位分布を、応答変位法で用いられる算定式（共同溝指針）で評価し、海水配管ダクト（鉛直部）との接合面（変位ゼロ）におけるせん断ひずみ γ を算定する。地盤変位分布の評価式は、固定端と最大変位間の地盤の 1 次モードの変位分布を評価する式である。

盛土層の層厚は、地盤の浅部（パターン①）では、海水配管ダクト（鉛直部）と原子炉建屋の離隔であり、地盤の深部（パターン②）では、海水配管ダクト（鉛直部）と改良地盤の離隔とする。

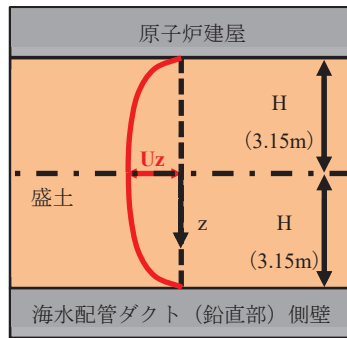
周面摩擦力は、表 2-6 に示す盛土の動せん断弾性係数 ($G/G0-\gamma$ 関係) に基づき、せん断ひずみ γ に対応するせん断剛性を算定し、せん断ひずみとせん断剛性の積により算定される。

①C-C断面の地震応答解析により盛土の最大水平変位 U_z の鉛直分布を算定する。

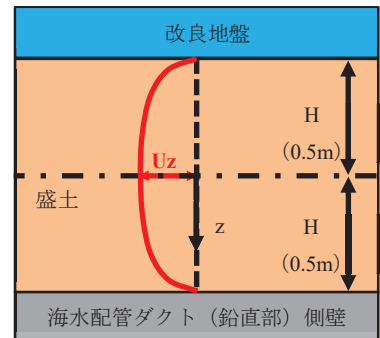


地震応答解析 (C-C断面) により盛土の水平変位算定

②海水配管ダクト (鉛直部) と盛土が接する面の盛土の水平変位をゼロ、盛土層中央の水平変位を①の変位量 U_z として水平面内での盛土の変位分布を算定する。



①-①平面図
(改良地盤の無い浅部)



②-②平面図
(改良地盤のある深部)

盛土の変位分布算定式 (出典: 共同溝指針)

$$U_z = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos\left(\frac{\pi z}{2H}\right)$$

ここに、

- U_z : 動解断面において地表面から深さ Z (m) における水平方向の変位振幅 (m)
- S_v : 設計応答加速度 (m/s)
- T_s : 表層地盤の固有周期 (s)
- H : 表層地盤の厚さ (m)

③海水配管ダクト (鉛直部) と接する位置における盛土のせん断ひずみ γ を算定する。

$$\gamma = U_z \cdot \frac{\pi}{2H}$$

④盛土の動的変形特性 ($G_d/G-\gamma$) を用いて、周面摩擦力 τ を算定する。

$$G_d/G = 1 / (1 + \gamma / 0.00036)$$

$$\tau = G_d \cdot \gamma$$

ここに、

- G_d : 盛土のせん断剛性
- G : 盛土の初期剛性

図 2-33 水平周面摩擦力の算定手順

2.5 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-3 に、材料の物性値を表 2-4 に示す。

表 2-3 使用材料

材料		仕様
コンクリート	側壁, 隔壁, 頂版	設計基準強度 20.5N/mm ²
	側壁 (新設部)	設計基準強度 50.0N/mm ²
鉄筋		SD345
鋼材		SM490

表 2-4 材料の物性値

材料	項目		材料諸元	備考	
鉄筋コンクリート	単位体積重量 (kN/m ³)		24.0		
コンクリート	ヤング係数 (N/mm ²)	設計基準強度	20.5N/mm ²	2.33×10 ⁴	解析ケース*3 ①, ②, ③
			50.0N/mm ²	3.30×10 ⁴	
		実強度	37.2N/mm ² *1	3.02×10 ⁴	解析ケース*3 ④
			70.0N/mm ² *2	3.70×10 ⁴	
	ポアソン比		0.2		
鋼材	単位体積重量 (kN/m ³)		77.0		
	ヤング係数 (N/mm ²)		2.00×10 ⁵		
	ポアソン比		0.3		

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：「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「参考資料 5 新設する構造物のコンクリートの圧縮強度の設定」に基づき設定した圧縮強度とする。

*3：解析ケースについては、「3.5 地震応答解析の解析ケース」に示す。

2.6 地盤物性値

地盤については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 2-4～表 2-7 に示す。

表 2-5(1) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

岩種・岩級		物理特性	強度特性			変形特性				
		単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		
			せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
B級	砂岩	26.4	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 2-5(2) 参照	0.03	
C _H 級		26.2	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03	
C _M 級		25.2	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03	
C _L 級		24.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03	
D級		20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d / G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	

表 2-5(2) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第 2 速度層	1.5×10^3	0.44
		第 3 速度層	5.9×10^3	0.40
		第 4 速度層	13.2×10^3	0.36
		第 5 速度層	16.5×10^3	0.35
C _M 級		第 1 速度層	0.2×10^3	0.48
		第 2 速度層	1.5×10^3	0.44
		第 3 速度層	5.7×10^3	0.40
		第 4 速度層	12.7×10^3	0.36
		第 5 速度層	15.8×10^3	0.35
C _L 級	第 1 速度層	0.2×10^3	0.48	
	第 2 速度層	1.4×10^3	0.44	
	第 3 速度層	5.5×10^3	0.40	
D級	第 1 速度層	表 2-5(1) 参照	0.48	
	第 2 速度層		0.44	

表 2-6 地盤の解析用物性値 (盛土他)

岩種・岩級	物理特性	強度特性				変形特性				
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性				静的特性		動的特性		
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
盛土	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00036)^{*1}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.0201 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.0911 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
断層 及びシーム ^{*2}	18.6	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.0012)^{*1}$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.0311 \log \gamma$
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.0501 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$

*1: 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s / 2 (1 + \nu_s), G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m), \gamma_m = \tau_f / G_0$$

*2: 断層及びシームの狭在物は、「粘土状」、「砂状」、「鱗片状」等の性状が確認されているが、そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している

表 2-7 地盤の解析用物性値 (MMR)

	物理特性	強度特性				変形特性			
	単体積重量 γ (kN/m ³)	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断剛性 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
MMR (既設) ($f'_{ck} = 15.6$ N/mm ²)	22.6	3.12	-*	1.43	-*	20590	8579	0.2	3

* : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

2.7 評価構造物諸元

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の諸元を表 2-8 及び表 2-9 に、評価部位を図 2-34 に示す。

表 2-8 評価部位とその仕様（鉄筋コンクリート部材）

評価部位		仕様		材料		要求機能
		部材幅 (mm)	部材高 (mm)	コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
頂版		16350	700	20.5	SD345	止水機能 支持機能
側壁	南北	2100～ 3350	700～ 1500	20.5	SD345	支持機能
	南北 (新設部)	5671	1138～ 1423	50.0	SD345	支持機能
	東西 (新設部)	2532～ 3734	4000	50.0	SD345	支持機能
隔壁	南北	1400～ 3350	300～ 800	20.5	SD345	支持機能
	東西	1400～ 4700	500～ 1500	20.5	SD345	支持機能
底版		19650	900	20.5	SD345	—

表 2-9 評価部位とその仕様（鋼材）

評価部位		仕様	材料	要求機能
		部材寸法 (mm)		
鋼材	断面②	BH-300×300×22×25	SM490	—
	断面③, 断面④	BH-250×250×22×25	SM490	—

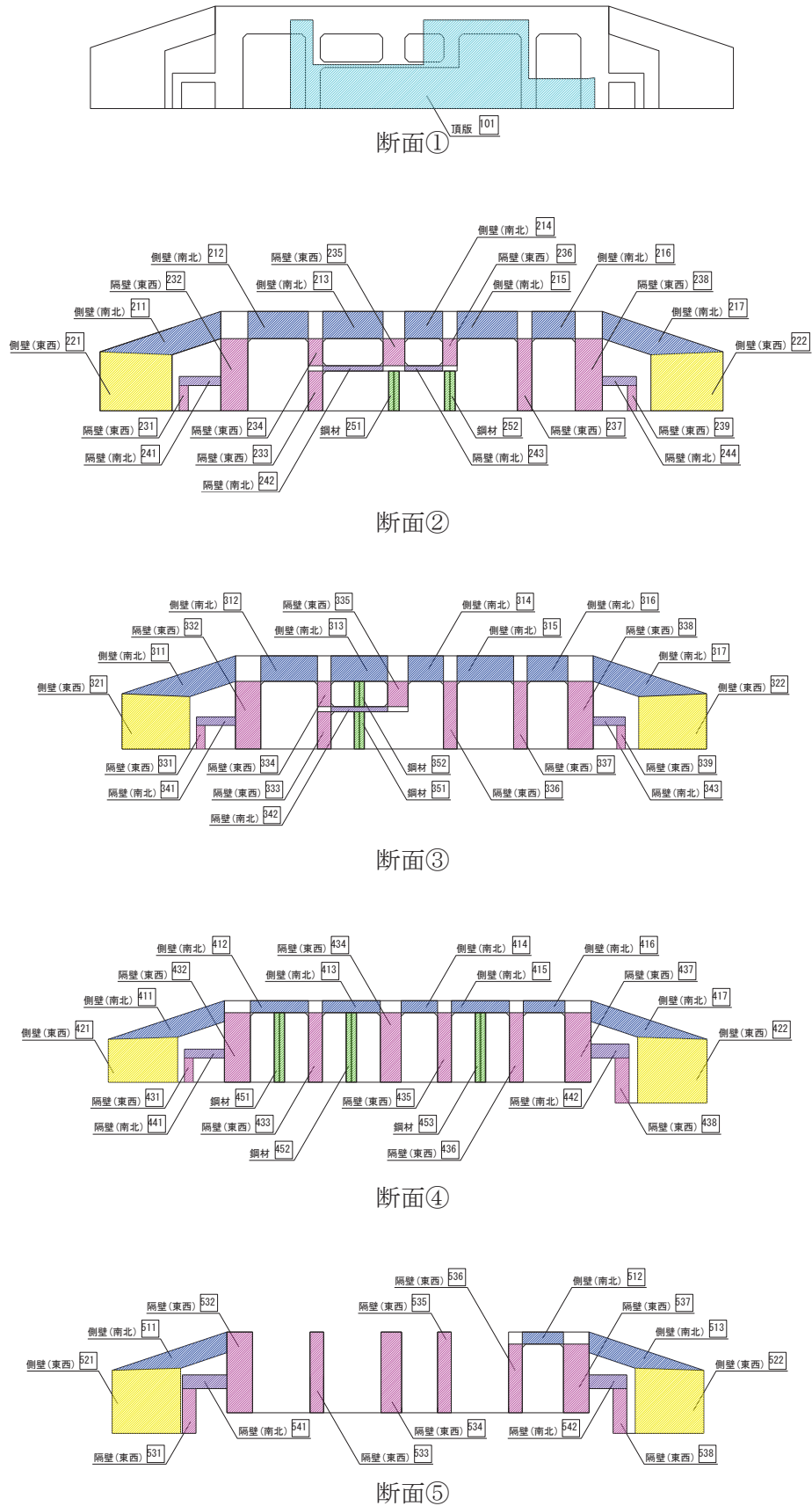
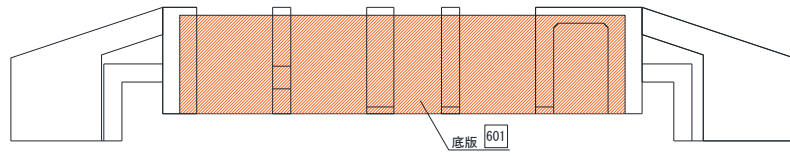


図 2-34 (1) 評価部位



断面⑥

图 2-34 (2) 評価部位

2.8 地下水位

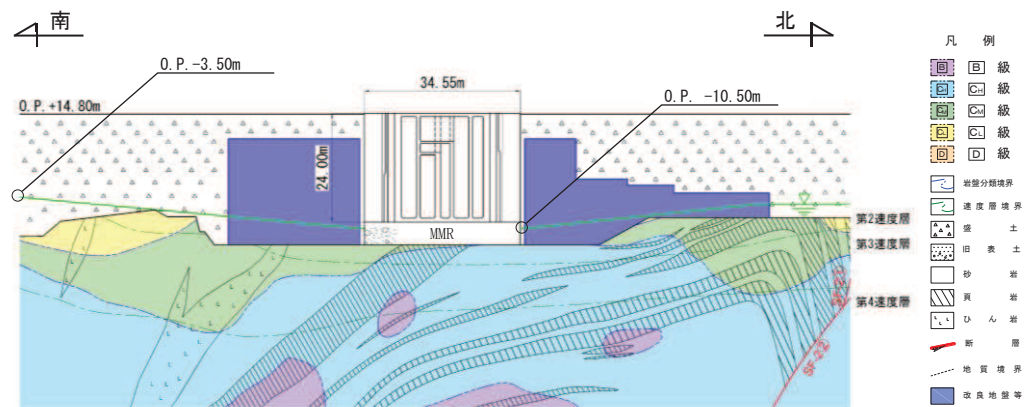
設計用地下水位は、添付資料「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計用地下水位の一覧を表 2-10 に、設計用地下水位を図 2-35～図 2-37 に示す。

表 2-10 設計用地下水位の一覧

施設名称	地震時荷重算出断面	設計用地下水位
原子炉機冷却 海水配管ダクト (鉛直部)	A-A断面	O. P. -3. 50m～O. P. -10. 50m
	B-B断面	O. P. -8. 50m～O. P.+2. 43m* 1,2
	C-C断面	O. P. -3. 50m～O. P. -10. 50m

注記*1：朔望平均満潮位

*2：東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を、敷地高さ (O. P. +14. 8m) を固定とし朔望平均満潮位を O. P. +1. 43m から O. P. +2. 43m とすることにより考慮する。



注記*：海水配管ダクト（鉛直部）底版下部は盛土であるが、海水ポンプ室と一体構造であることを考慮し MMR と標記している

図 2-35 設計用地下水位 (A-A 断面)

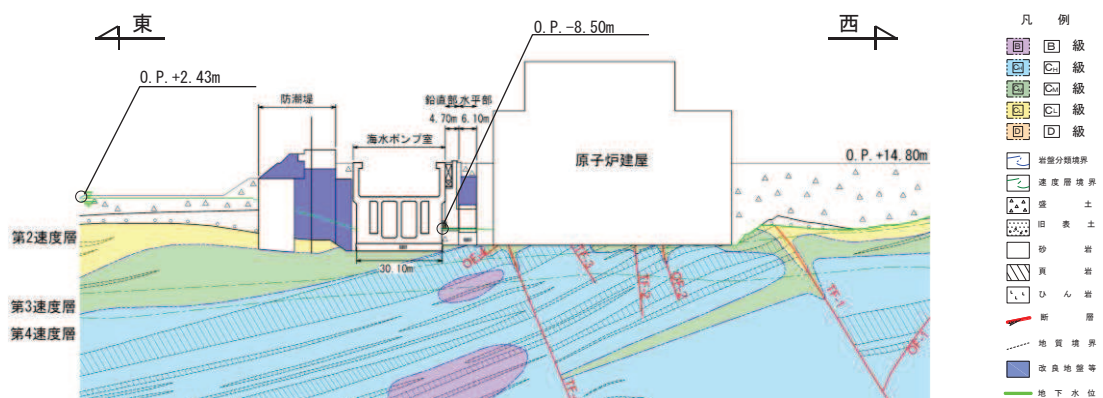


図 2-36 設計用地下水位 (B-B 断面)

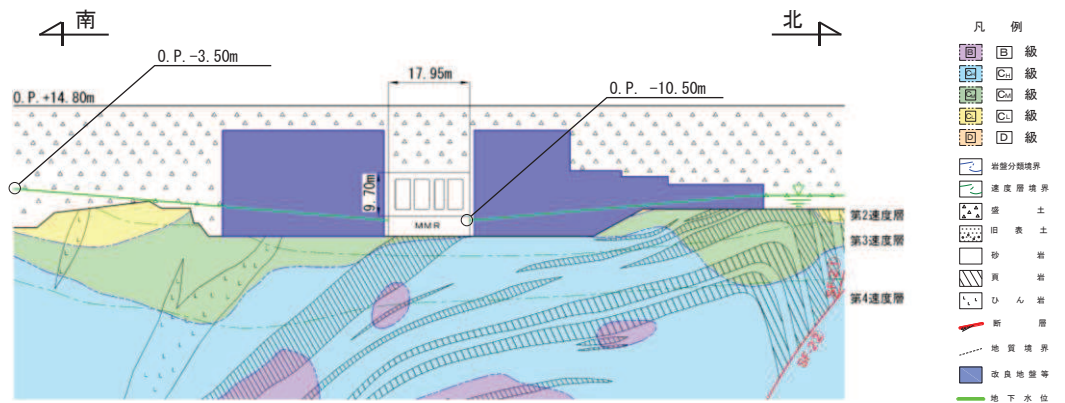


圖 2-37 設計用地下水位 (C-C 断面)

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととし、解析手法については、図3-1に示す解析手法の選定フローに基づき設定する。解析手法は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.6 原子炉機器冷却海水配管ダクト」に示すとおり、全応力解析とする。

構造部材のうち南北方向断面については、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）が規模及び重量共に大きい海水ポンプ室に懸架されており、海水ポンプ室と一体となって挙動することから海水ポンプ室の重量及び剛性となる平面応力要素を用いることとし、東西方向断面については添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」に示す補機ポンプエリアの断面のモデルとする。

地盤については、平面ひずみ要素でモデル化することとし、岩盤（D級岩盤以外）は線形でモデル化する。盛土、旧表土、改良地盤及びD級岩盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようマルチスプリングモデルを用いることとし、ばね特性は双曲線モデル（修正GHEモデル又はH-Dモデル）を用いて非線形性を考慮する。

地震応答解析については、解析コード「Soil Plus Ver.2015 Build3」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図3-2に示す。

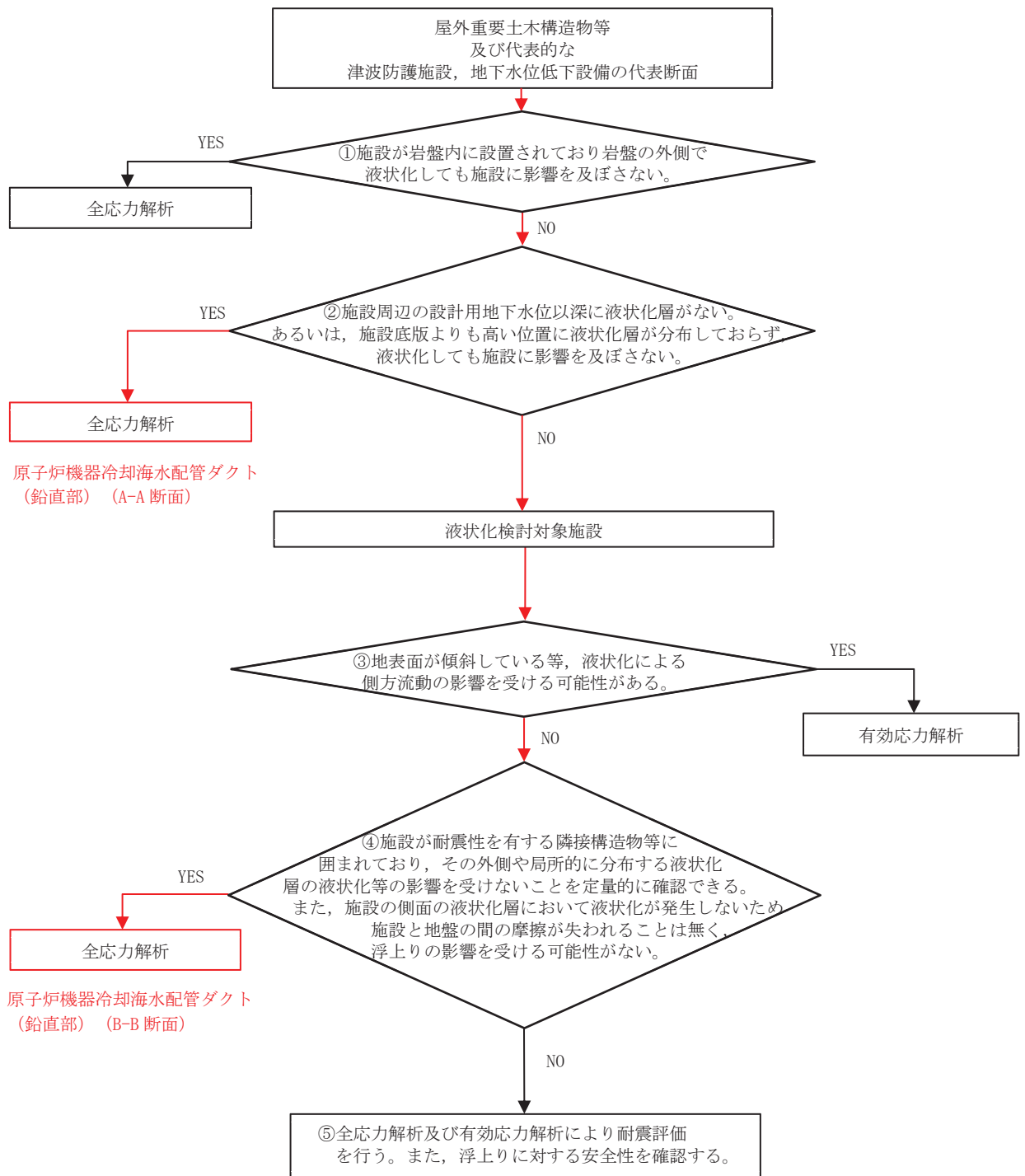


図 3-1 解析手法の選定フロー

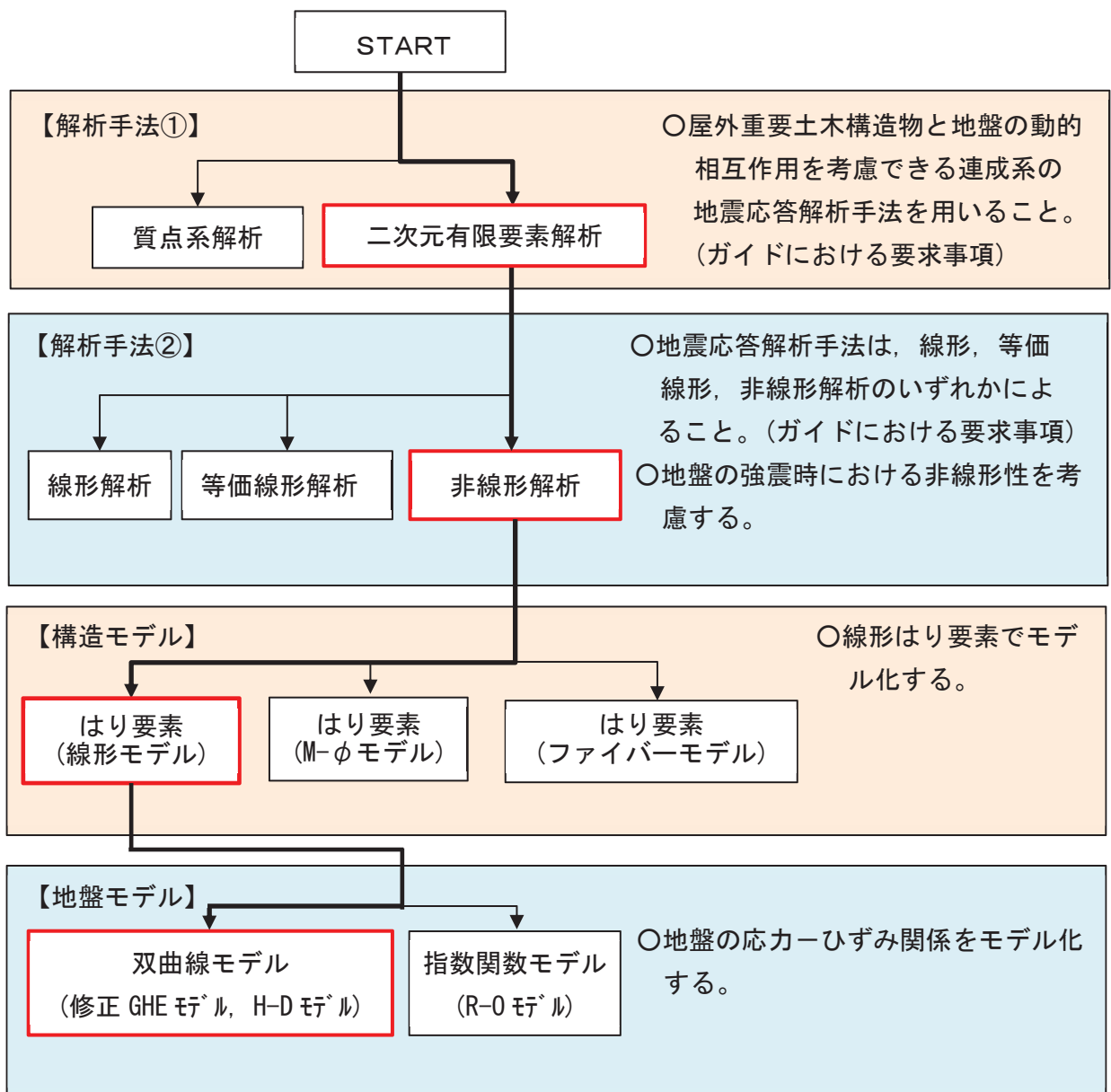


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

3.2.1 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 3-3 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物基礎幅の 2 倍以上とする。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、土木学会マニュアルに従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度まで細分して設定する。

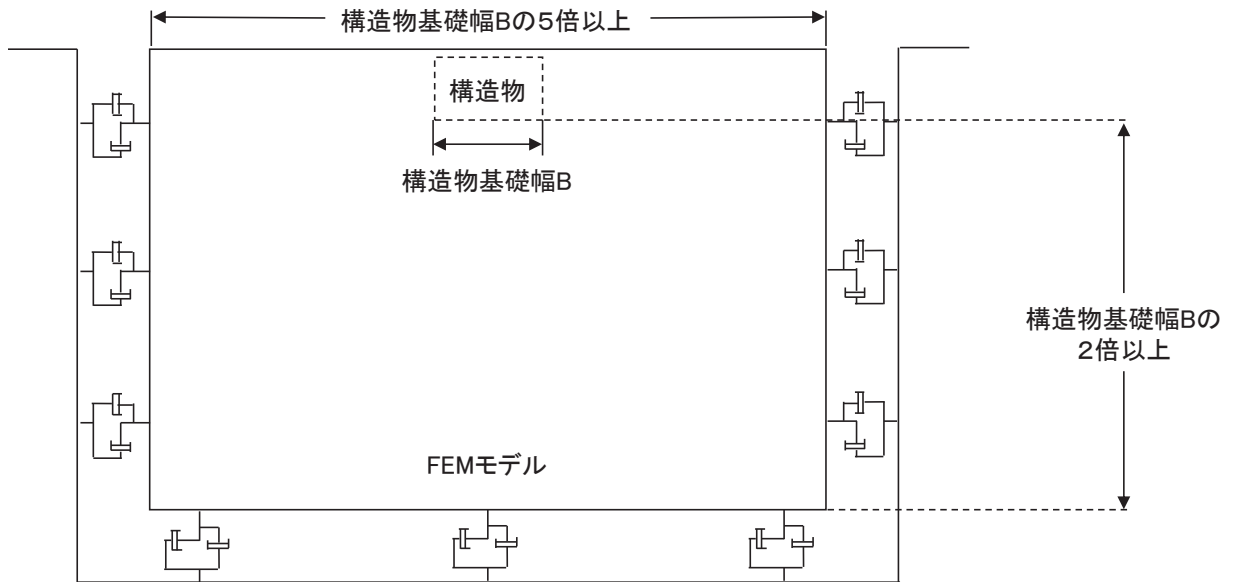


図 3-3 モデル化範囲の考え方

二次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。二次元全応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3-4に示す。

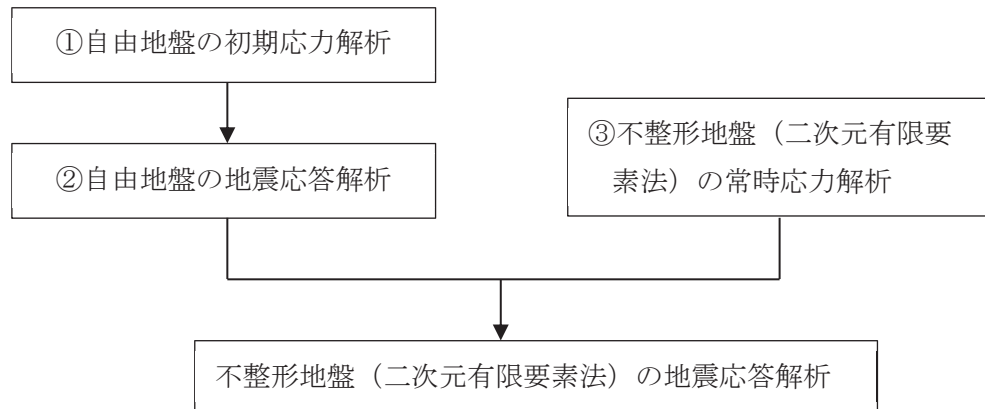


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

3.2.2 境界条件

(1) 固有値解析時

Rayleigh 減衰の設定に用いる固有周期を求めるための固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 3-5 に示す。

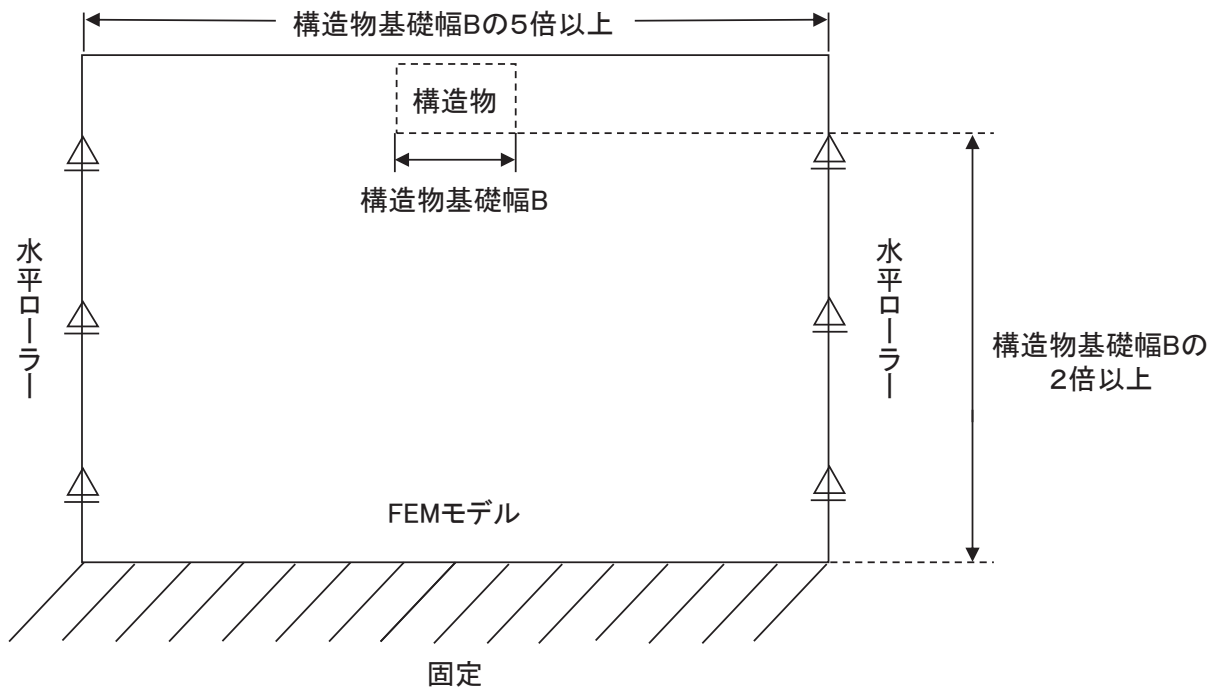


図 3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図3-6に示す。

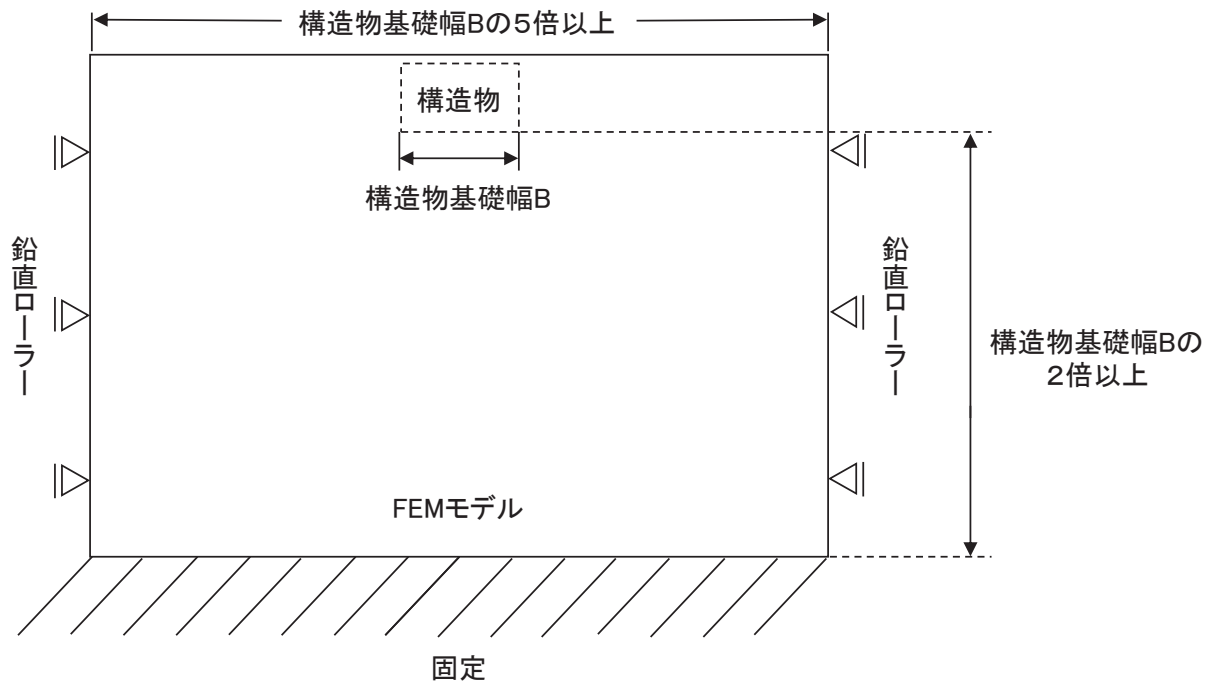
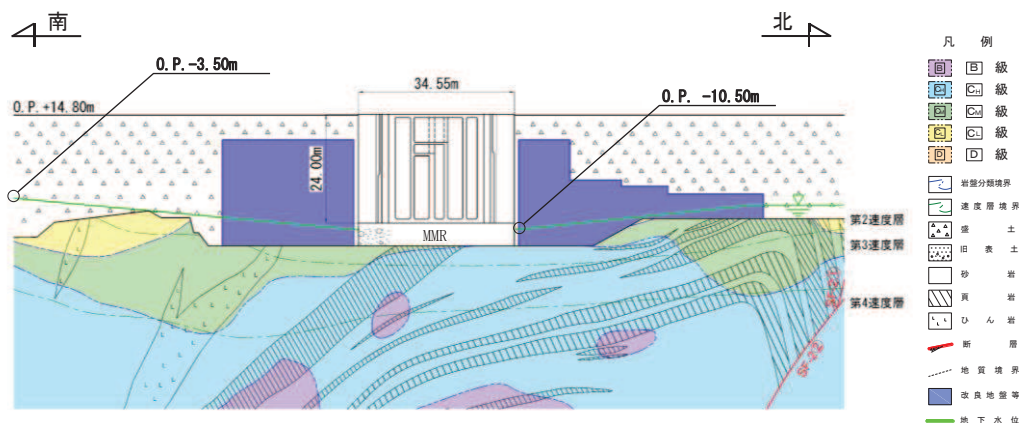


図3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

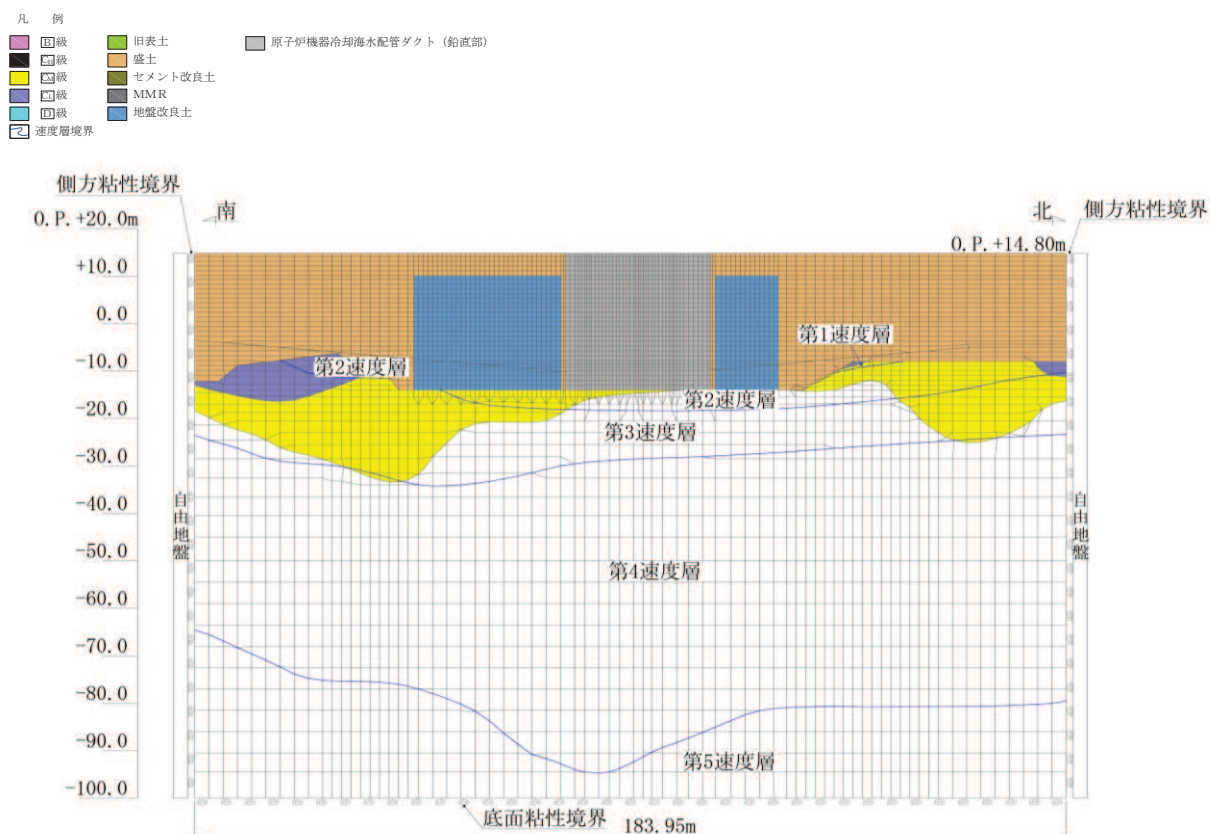
(3) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図を図3-7～図3-9に示す。なお、北側に設置される階段状の改良地盤は、耐震評価において保守的な評価となるよう盛土としてモデル化する。周面摩擦力を算出するC-C断面(図3-9)の改良地盤は、図2-20に示すとおり、海水配管ダクト(鉛直部)に作用する全体の荷重を評価するため、保守的な盛土の変位を算出するよう、躯体脇の盛土を含む幅を解析モデル上、盛土としている。



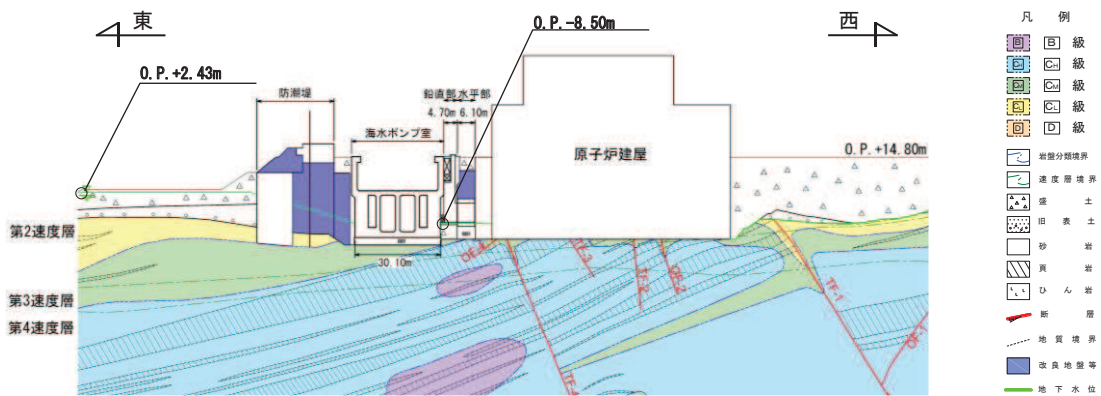
注記* : 海水配管ダクト (鉛直部) 底版下部は盛土であるが、海水ポンプ室と一体構造であることを考慮し MMR と標記している

(a) 地震時荷重算出用地質断面図

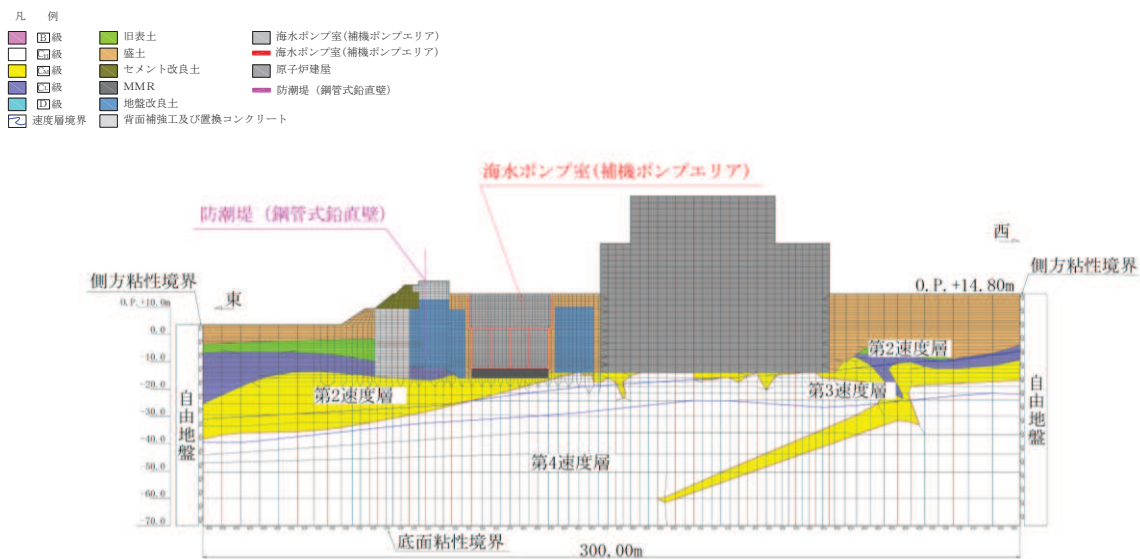


(b) 地震応答解析モデル図 (A-A 断面)

図 3-7 地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図 (A-A 断面)

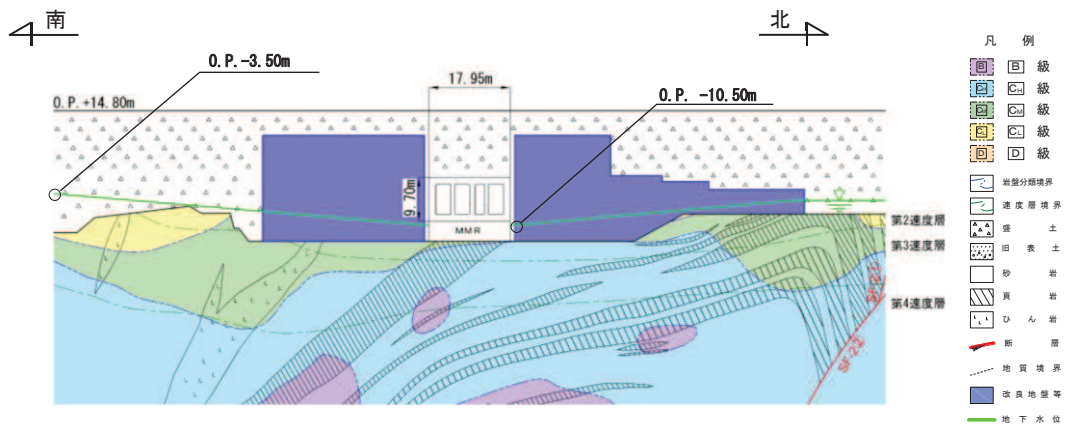


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

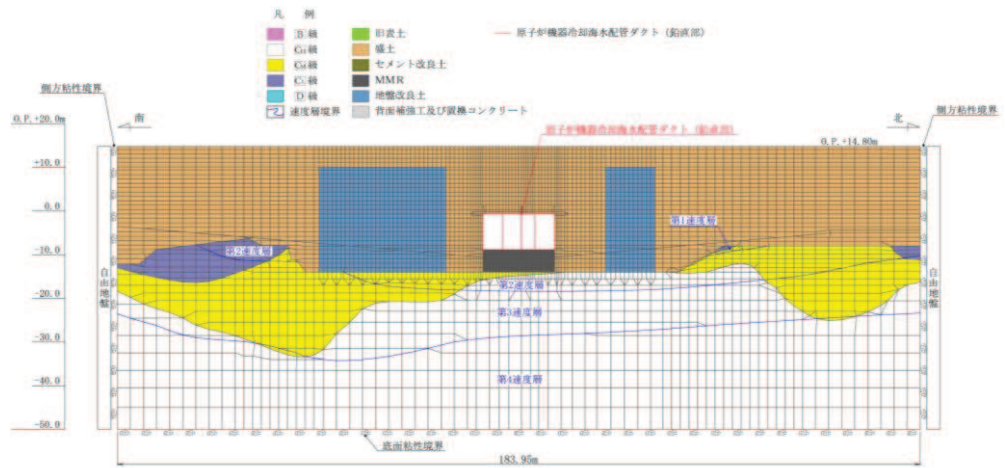


(b) 地震応答解析モデル図 (B-B 断面)

図 3-8 地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図 (B-B 断面)



(a) 地震時荷重算出用地質断面図



(b) 地震応答解析モデル図 (C-C 断面)

図 3-9 地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図 (C-C 断面)

3.2.3 構造物のモデル化

地震応答解析における構造物のモデル化は、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）が規模及び重量共に大きい海水ポンプ室に懸架されており、海水ポンプ室と一体となって挙動することから、海水ポンプ室の重量及び剛性を有する平面応力要素でモデル化する。

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の地震応答解析モデルにおける構造物部分の拡大図を図3-10に示す。A-A断面の海水配管ダクト（鉛直部）のモデル化の詳細及び検証内容については、参考資料4に示す。

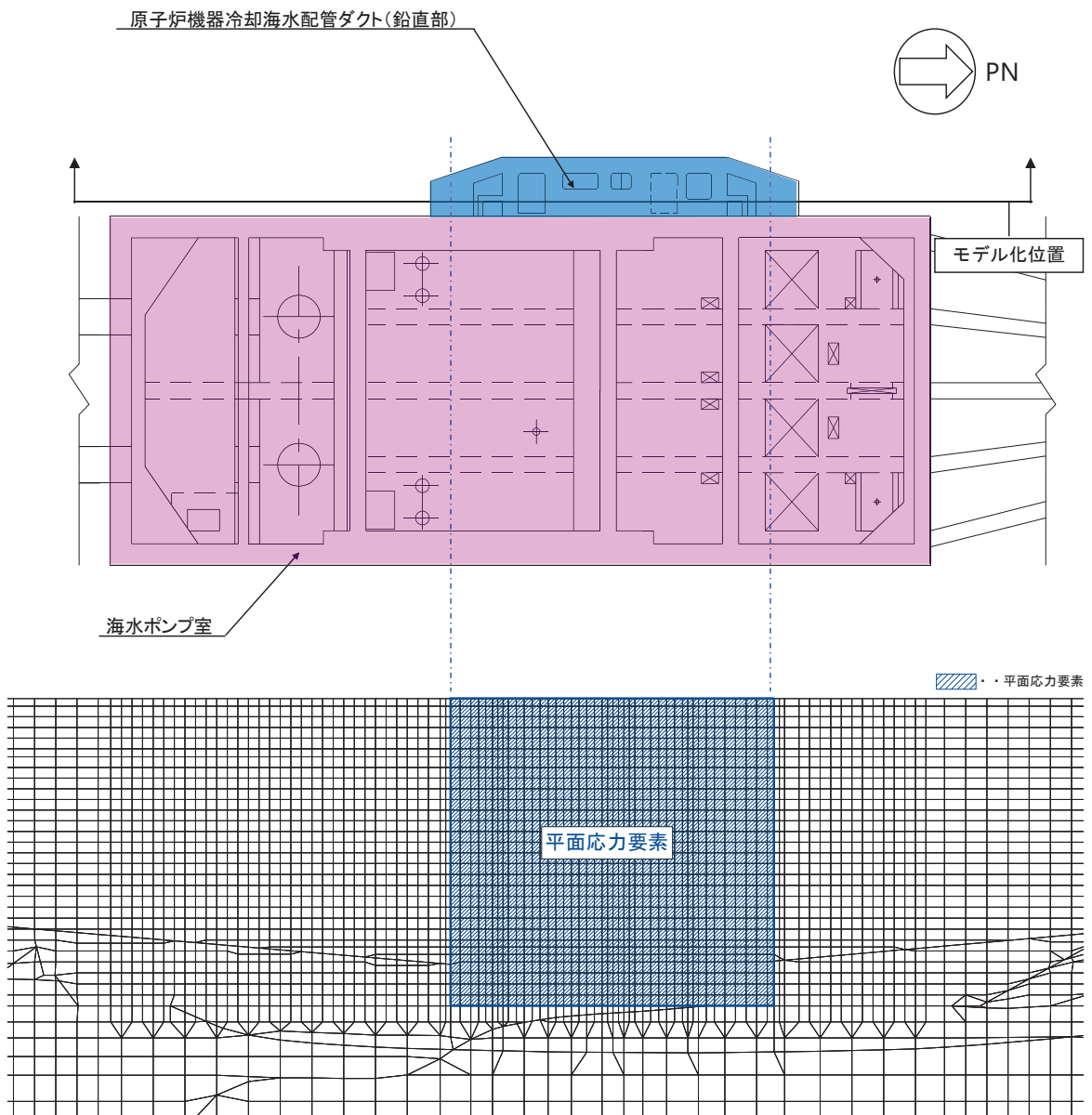


図3-10 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の地震応答解析モデル
（構造物部分拡大，A-A断面）

3.2.4 隣接構造物のモデル化

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は、規模・重量が十分に大きい海水ポンプ室に懸架され一体構造となっていることから、「3.1 地震応答解析手法」に示すとおり、東西方向断面については、添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」に示す補機ポンプエリアの断面のモデルとする。

上記の断面において、原子炉建屋及び防潮堤が隣接構造物となり、改良地盤を介して隣接構造物の地震応答が伝達することが考えられるため、原子炉建屋及び防潮堤をモデル化する。なお、B-B断面の原子炉建屋と海水ポンプ室間の改良地盤の下部は、海水配管ダクト（水平部）があるが、奥行き77mの改良地盤に対して17.95mと短いため、改良地盤としてモデル化している。海水配管ダクト（水平部）を無視した改良地盤のモデル化による土圧の検証について、参考資料4に示す。

3.2.5 地盤及びMMRのモデル化

D₁級を除く岩盤及びMMRは線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、盛土、旧表土、改良地盤及びD₂級岩盤は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。

3.2.6 ジョイント要素の設定

地盤と構造物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。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造物の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は次式のMohr-Coulomb式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表3-1のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は強度の小さい側の要素の物性値とし、表3-2のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、 σ' : 面直圧
 τ_f : せん断強度
 c : 粘着力
 ϕ : 内部摩擦角

表 3-1 周辺地盤との境界に用いる強度特性（狐崎部層）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土* ¹	0.10	33.9
盛土* ²	0.06	30.0
C _M 級	0.49	47.0
MMR	3.10	40.0

注記*1：地下水位以浅

*2：地下水位以深

表 3-2 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土・旧表土－改良地盤	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の ϕ
盛土・旧表土－MMR	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の ϕ
盛土・旧表土－構造物	盛土・旧表土 c	盛土・旧表土の ϕ
改良地盤－岩盤 (D級, C _L 級, C _M 級)	岩盤の c	岩盤の ϕ
改良地盤－岩盤 (C _H 級)	改良地盤の c	改良地盤の ϕ
改良地盤－セメント改良土	セメント改良土の c	セメント改良土の ϕ
岩盤－構造物	岩盤の c	岩盤の ϕ
岩盤－MMR	岩盤の c	岩盤の ϕ
構造物－MMR	MMR の c	MMR の ϕ
背面補強工－盛土・旧表土	盛土・旧表土 c	盛土・旧表土 ϕ
背面補強工－セメント改良土	セメント改良土の c	セメント改良土の ϕ
置換コンクリート－盛土・旧表土	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の ϕ
置換コンクリート－岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
置換コンクリート－改良地盤	改良地盤の c	改良地盤の ϕ

また、ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp1061-1070，2009）に従い、表 3-3 のとおり設定する。

ジョイント要素の力学特性を図 3-11 に、ジョイント要素の配置を図 3-12～図 3-14 に示す。

表 3-3 ジョイント要素のばね定数

地盤	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
盛土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤	1.0×10^7	1.0×10^7

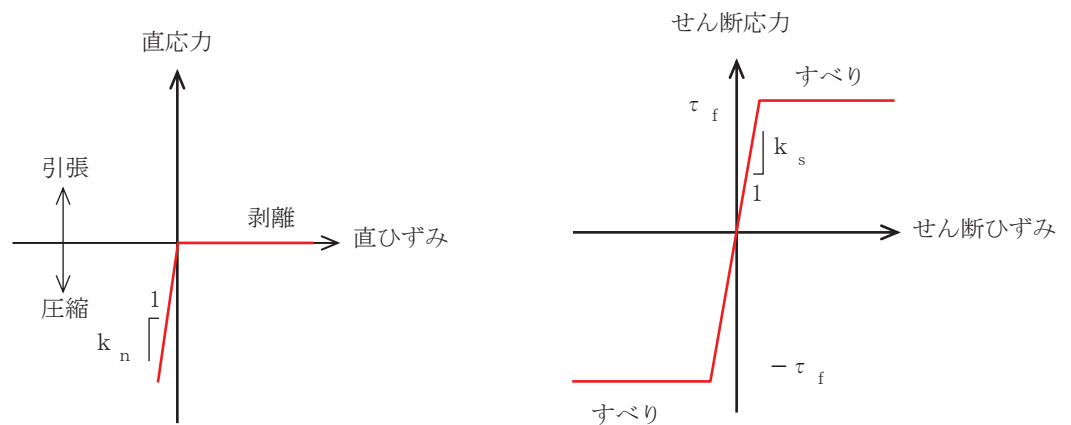


図 3-11 ジョイント要素の力学特性

- 凡 例
- | | | |
|-----|---------|------------------------|
| ■ 級 | 旧表土 | ■ 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) |
| ■ 級 | 盛土 | — ジョイント要素 |
| ■ 級 | セメント改良土 | |
| ■ 級 | MMR | |
| ■ 級 | 地盤改良土 | |
| — | 速度層境界 | |

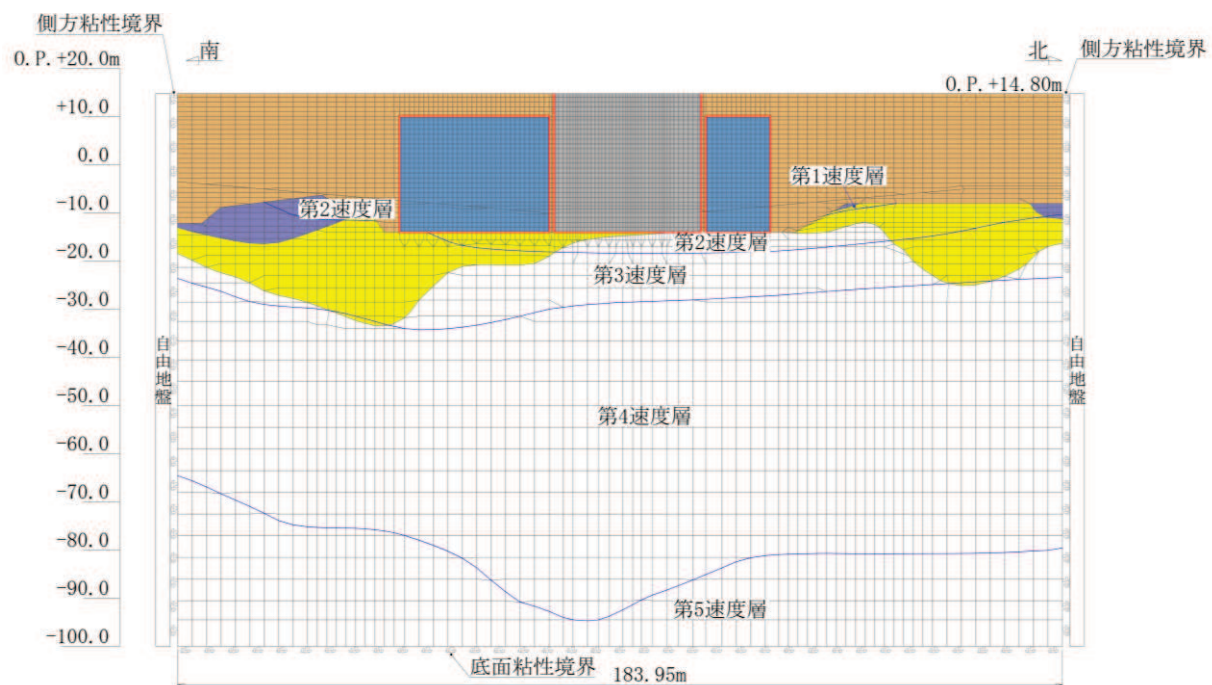


図 3-12 ジョイント要素の配置 (A-A 断面：南北)

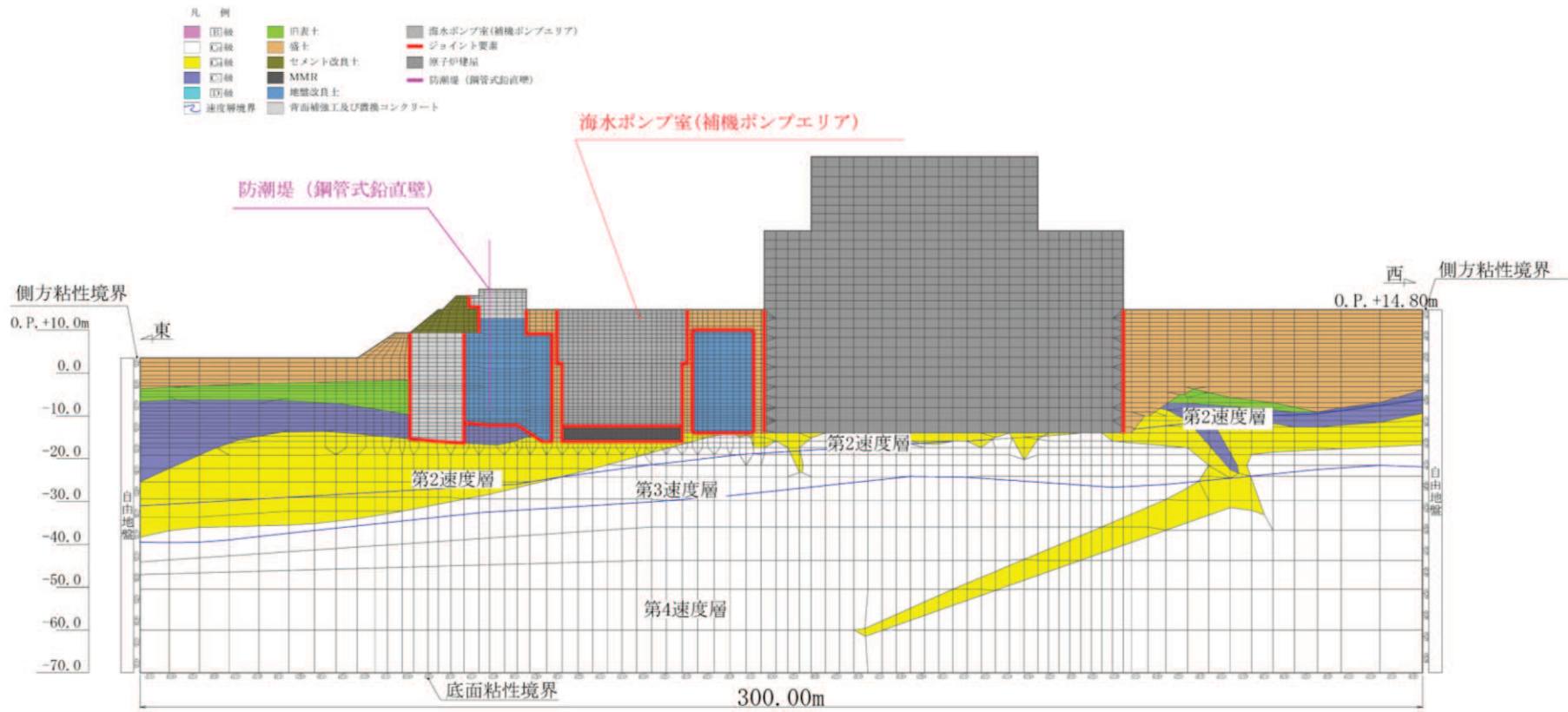


図 3-13 ジョイント要素の配置 (B-B 断面：東西)

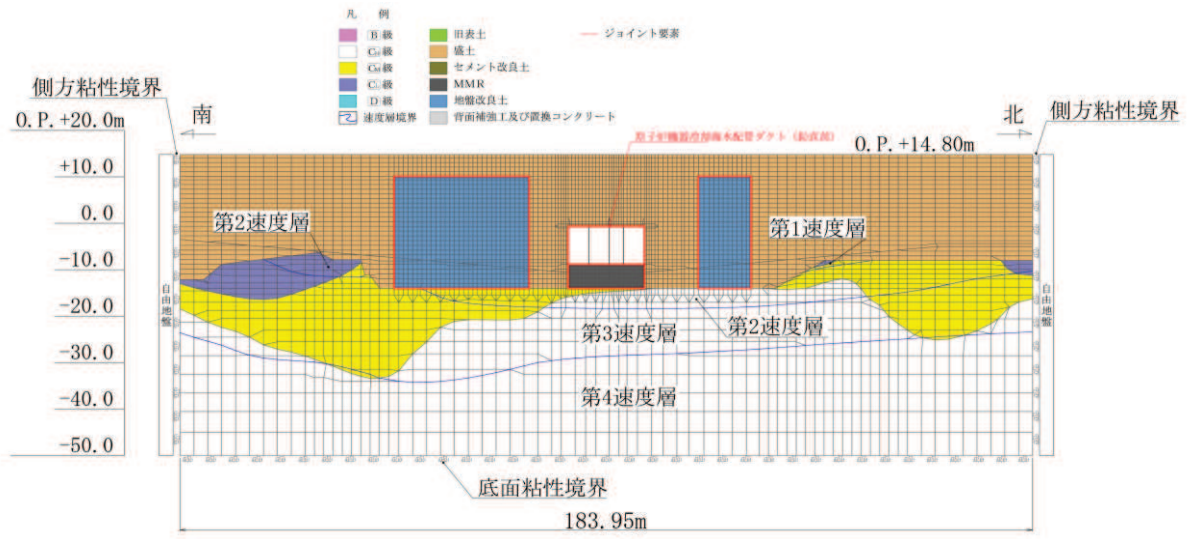


図 3-14 ジョイント要素の配置 (C-C 断面：南北)

3.3 減衰定数

減衰定数は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「9. 地震応答解析における減衰定数」に基づき、粘性減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる解析モデル全体の固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰を解析モデル全体に与える。Rayleigh減衰の設定フローを図3-15に示す。

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

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

α ， β ：係数

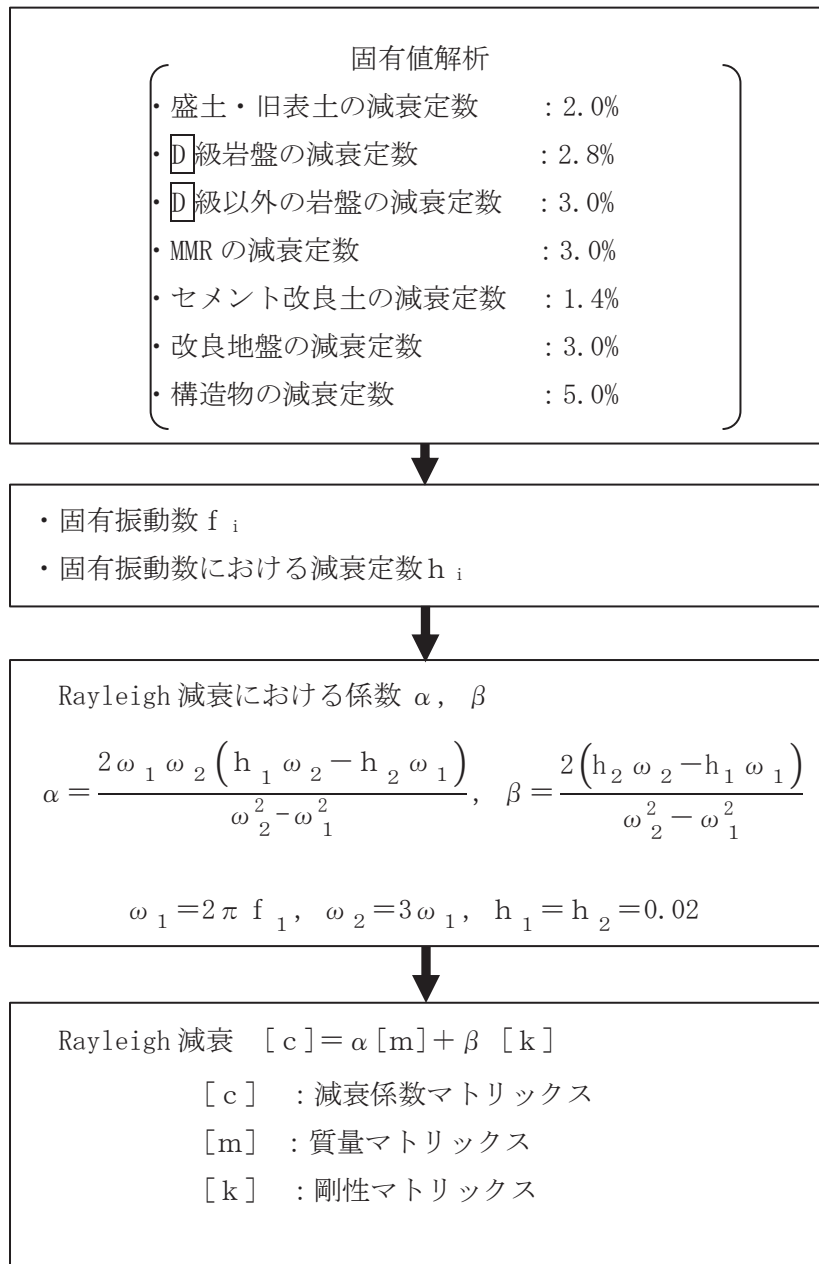


図 3-15 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α 、 β の設定にあたっては、低次のモードの変形が支配的な地中埋設構造物に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して、1次及び2次モードの固有振動数において、過大な減衰とならないように定めている。

1次固有振動数 (f_1) は、地震応答解析の解析モデルの固有値解析結果から算定する。2次固有振動数 (f_2) は固有値解析から算定した1次固有振動数 (f_1) の3倍とする。減衰定数は、解析モデルに占める割合が多く、かつ減衰定数の小さい盛土・旧表土の2%とする。

固有値解析結果の一覧を表3-4～表3-5に、固有値解析におけるモード図を図3-16～図3-17に、係数 α 、 β を表3-6に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図3-18～図3-19に示す。

表3-4 固有値解析結果 (A-A断面：南北)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	β x	β y	
1	2.873	10	0	71.06	-4.33	1次として採用
2	3.084	4	0	-46.50	-8.37	—
3	4.532	6	0	-54.61	-6.82	—
4	5.043	14	0	-83.84	12.79	—
5	5.499	24	0	110.97	6.51	—
6	5.813	6	0	55.84	4.37	—
7	6.260	1	0	-21.43	10.82	—
8	6.292	2	1	-27.64	23.36	—
9	6.337	0	0	-11.63	-7.16	—
10	6.462	3	0	-37.70	-13.38	—

表3-5 固有値解析結果 (B-B断面：東西)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	β x	β y	
1	2.928	7	0	60.36	-4.82	1次として採用
2	3.934	15	0	-92.29	-7.33	—
3	4.182	6	0	-58.70	-2.76	—
4	4.721	2	0	-33.46	4.15	—
5	5.124	4	0	49.00	-0.02	—
6	5.841	2	0	-34.64	0.92	—
7	5.976	0	0	-5.88	0.68	—
8	6.401	0	0	-14.65	4.03	—
9	6.578	6	0	56.25	0.69	—
10	6.765	1	1	17.12	-16.52	—

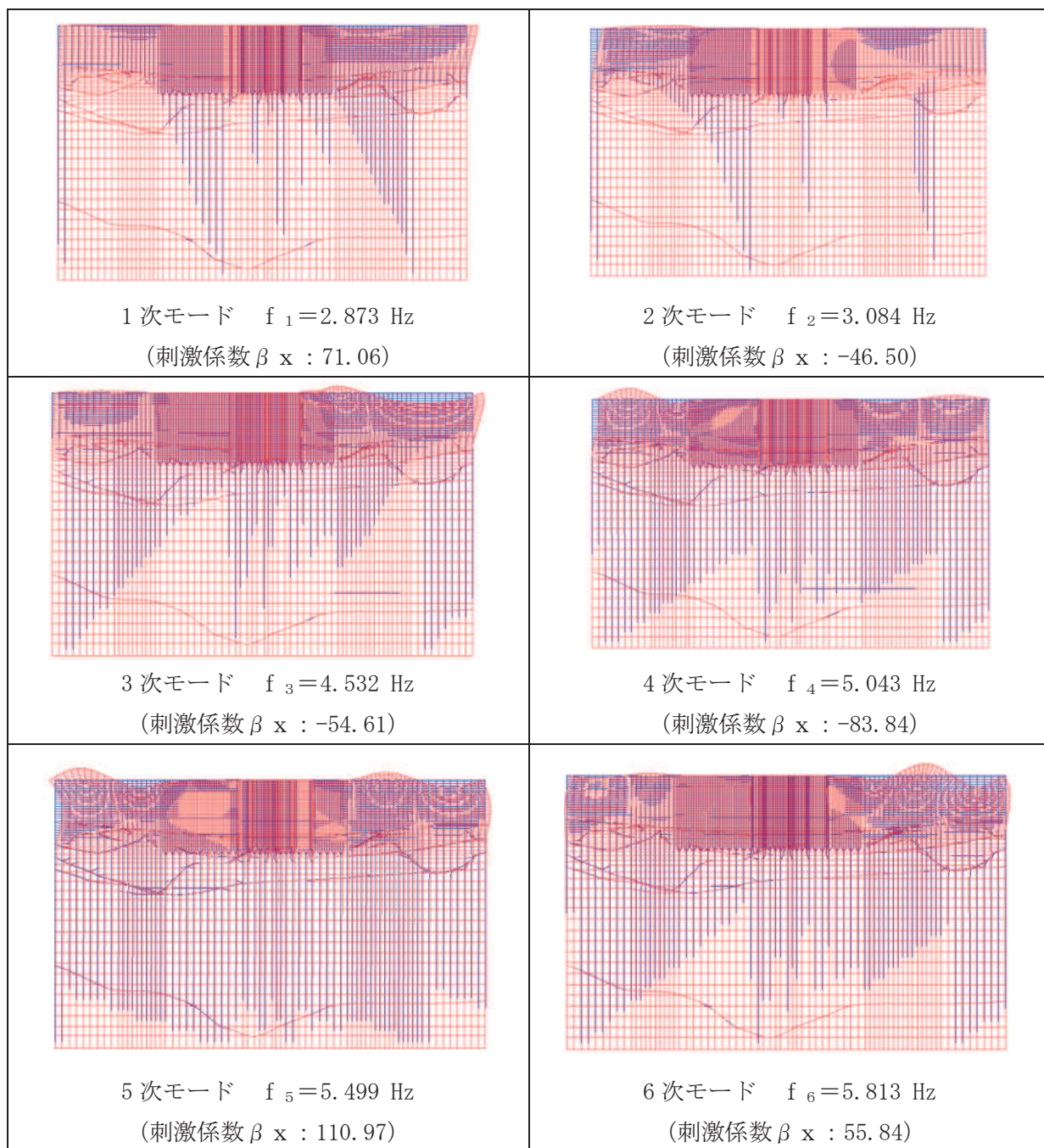


図 3-16(1) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面 : 南北)

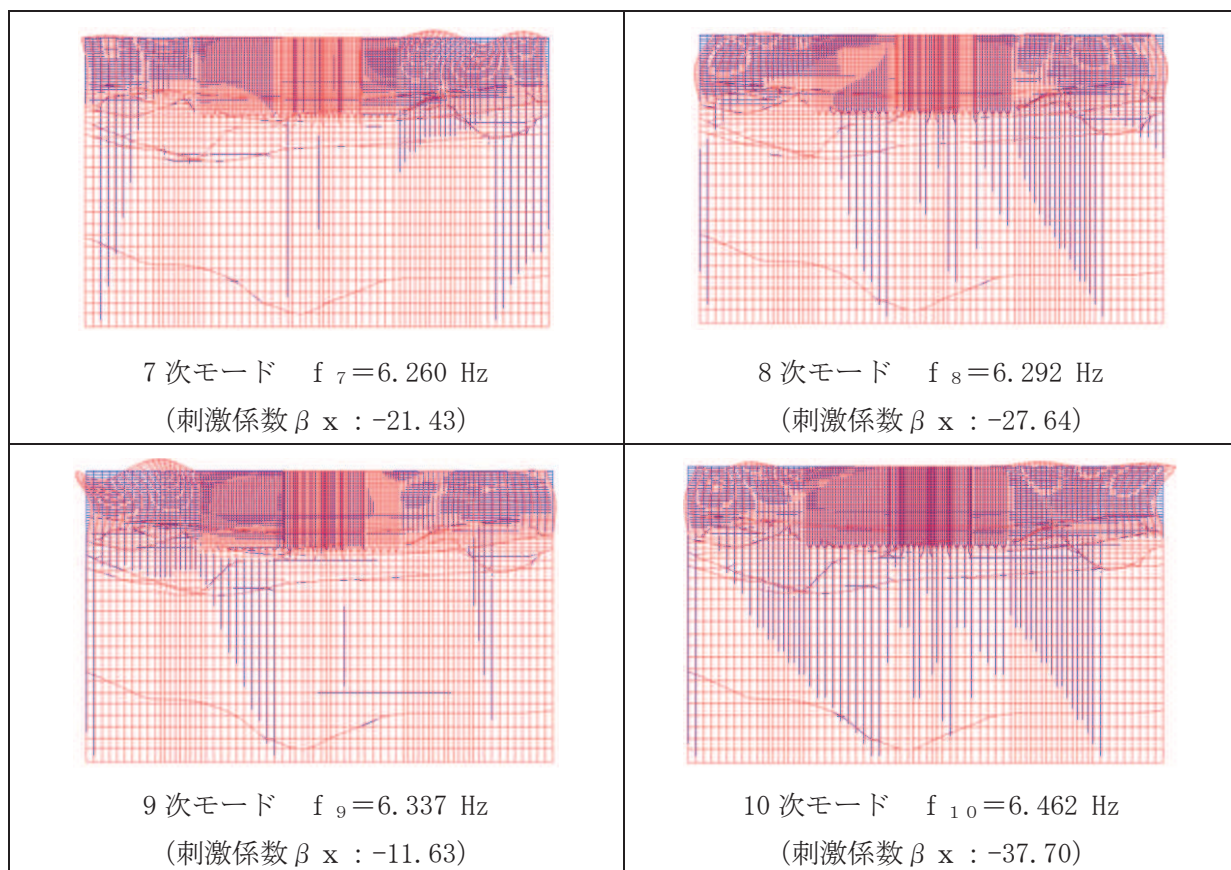


図 3-16(2) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面 : 南北)

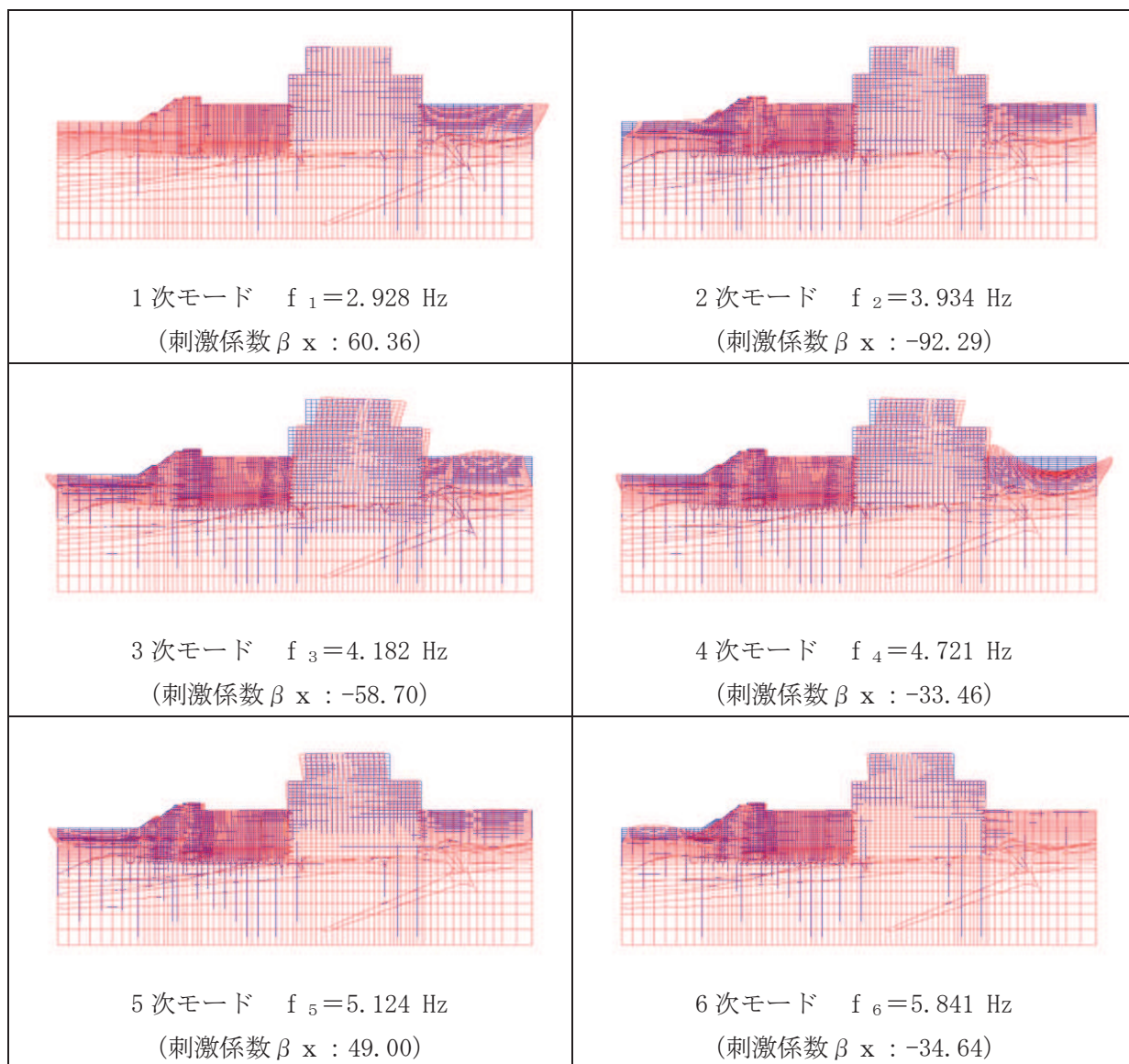


図 3-17(1) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面 : 東西)

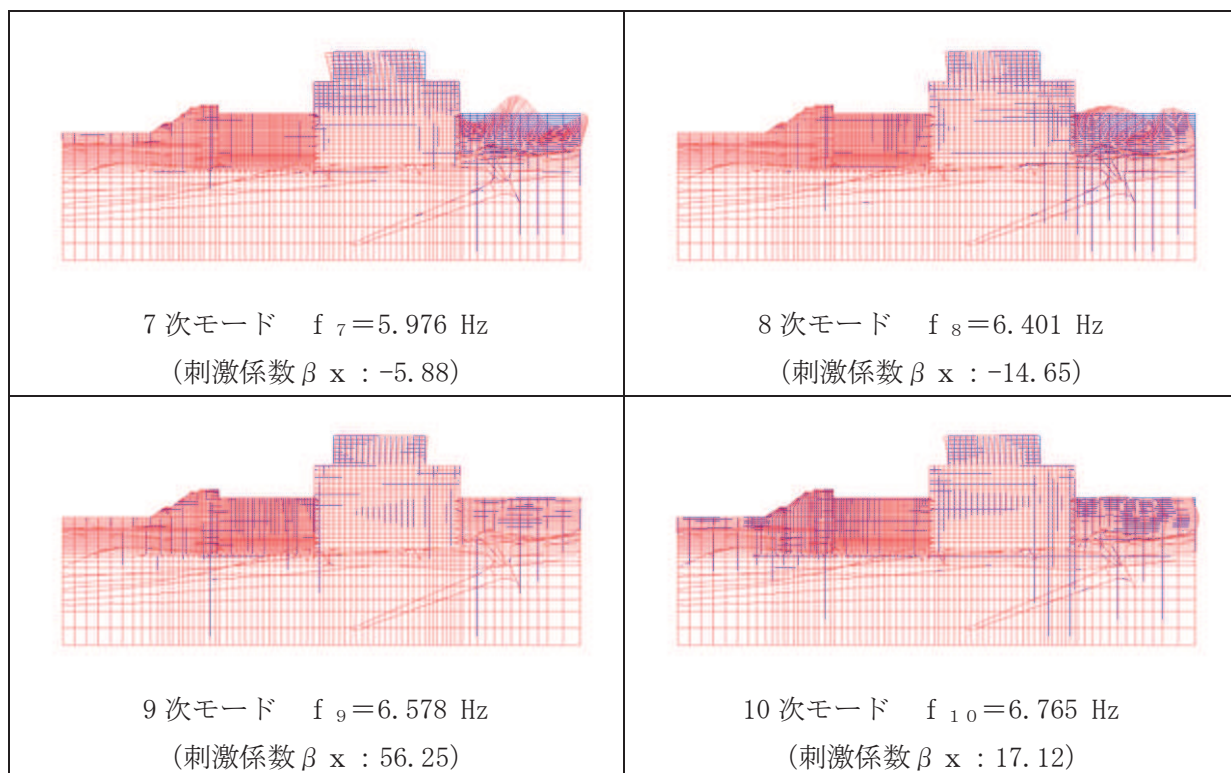


図 3-17(2) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面 : 東西)

表 3-6 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

地震時荷重算出断面	α	β
A-A 断面 (南北)	5.416×10^{-1}	5.540×10^{-4}
B-B 断面 (東西)	5.519×10^{-1}	5.440×10^{-4}

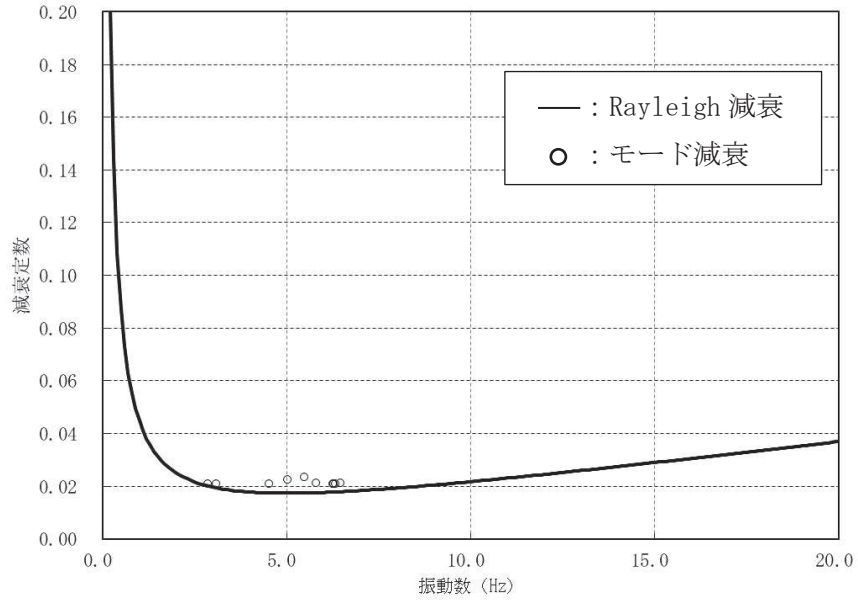


図 3-18 設定した Rayleigh 減衰 (A-A 断面 : 南北)

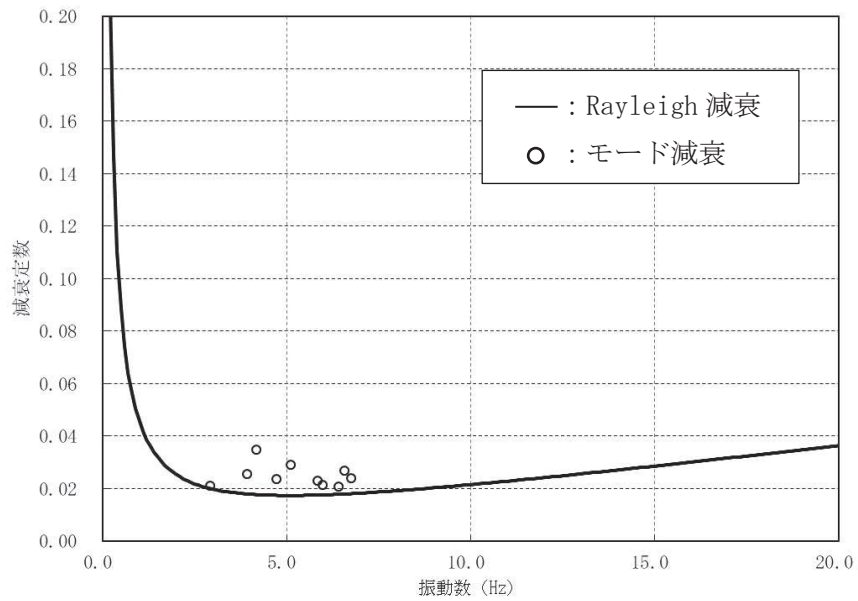


図 3-19 設定した Rayleigh 減衰 (B-B 断面 : 東西)

3.4 荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。地震荷重には、地震時土圧及び機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

地震時に原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）に作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

なお、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における荷重条件は変わらないため、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

荷重の組合せを表 3-7 に示す。

表 3-7 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	躯体自重	○ ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する
		機器・配管荷重	○ ・機器・配管系の重量に基づいて設定する。
		土被り荷重	○ ・常時応力解析により設定する。
		永久上載荷重	— ・地盤表面に恒常的に置かれる設備等はないことから考慮しない。
	静止土圧		○ ・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○ ・地下水位に応じた静水圧として考慮する。 ・地下水の密度を考慮する。
	積載荷重		○ ・地表面に考慮する。
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動		○ ・基準地震動 S_s による水平・鉛直
	鉛直地震動		○ 同時加振を考慮する。

3.4.1 機器・配管荷重

地震時に原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）に作用する機器・配管系の荷重と固定位置を図3-20に、荷重値の一覧を表3-8に示す。機器・配管系の荷重は解析モデルに単位奥行き（1m）あたりの付加質量として与えることで考慮する。

表3-8 荷重を考慮する主な機器・配管の一覧

位置	重量	考慮する荷重
頂版	11.77 kN	・浸水防止蓋（揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内））
	24.52 kN	・浸水防止蓋（原子炉機器冷却海水配管ダクト）
	2.35 kN	・鋼製蓋
	5.88 kN	
	14.32 kN	
	3.24 kN	
側壁，隔壁	20.59 kN/m	・原子炉補機冷却海水系配管（RSW配管） ・配管サポート
	7.75 kN/m	・高圧炉心スプレイ補機冷却海水系配管（HPSW配管） ・配管サポート
	24.52 kN/m	・タービン補機冷却海水系配管（TSW配管） ・配管サポート
底版	155.83 kN	・螺旋階段

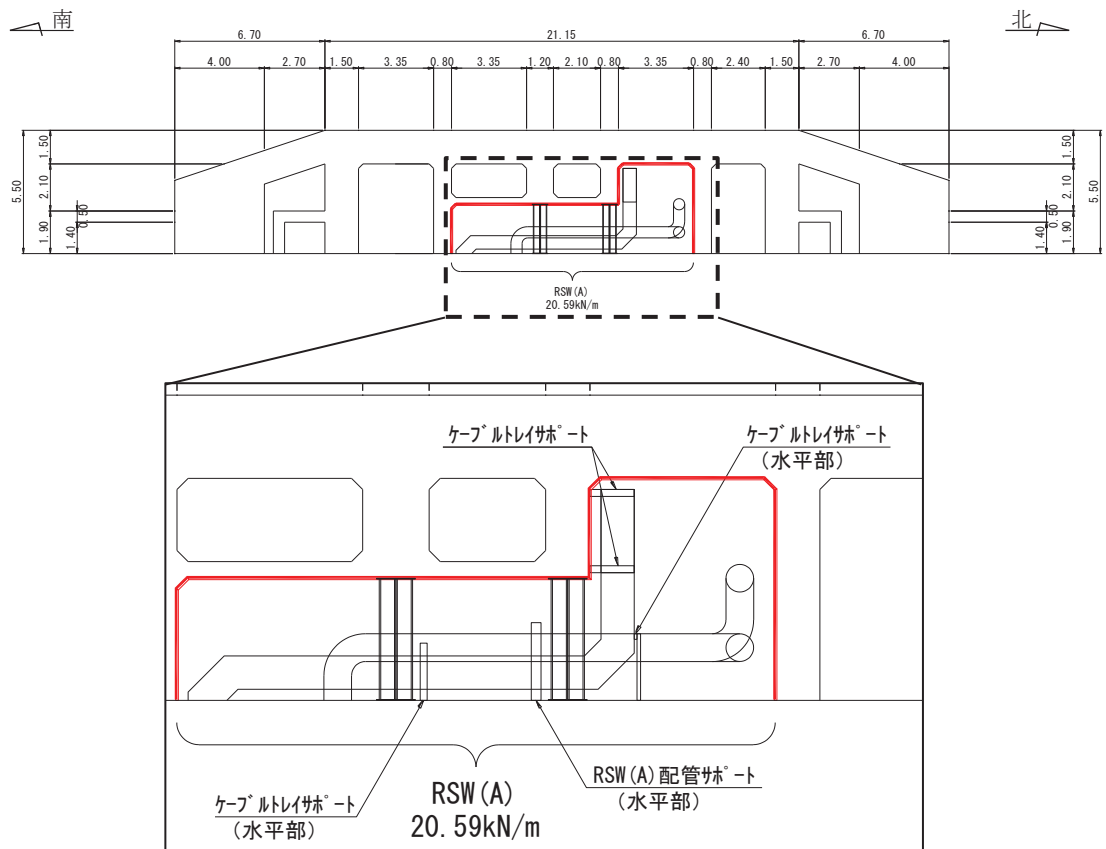
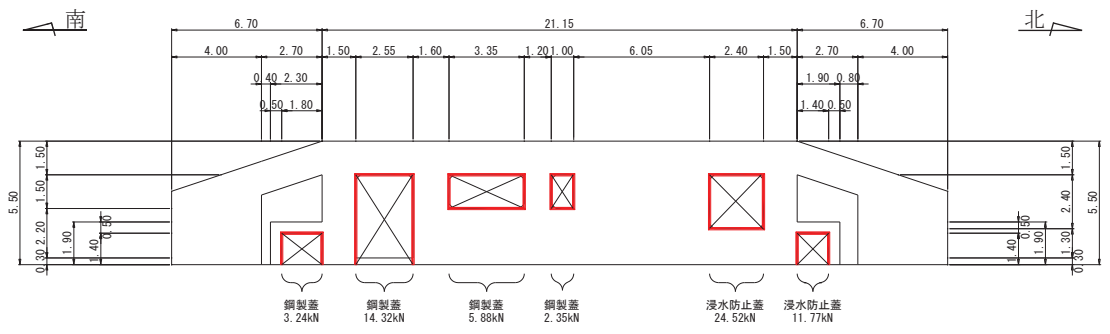
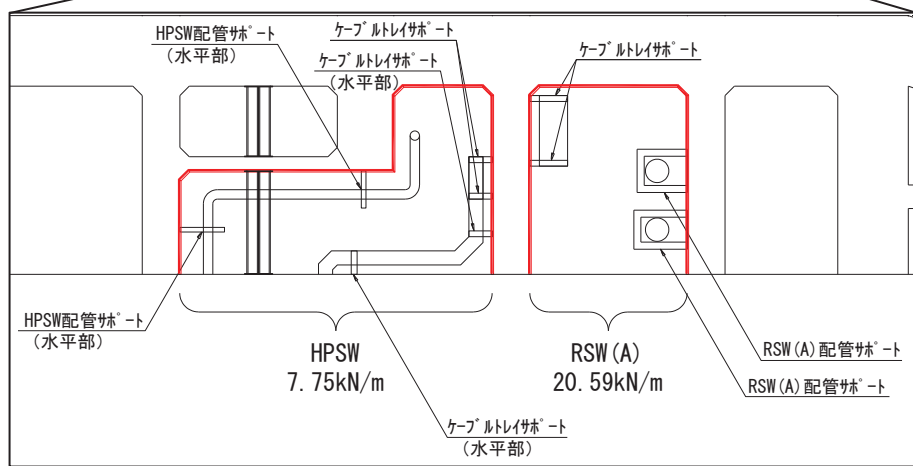
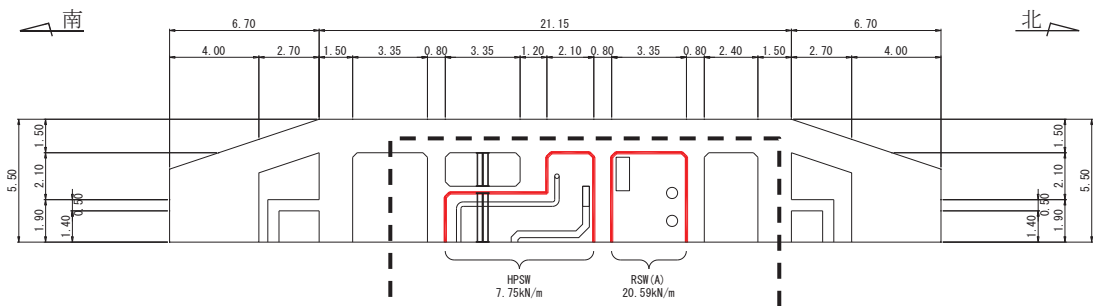
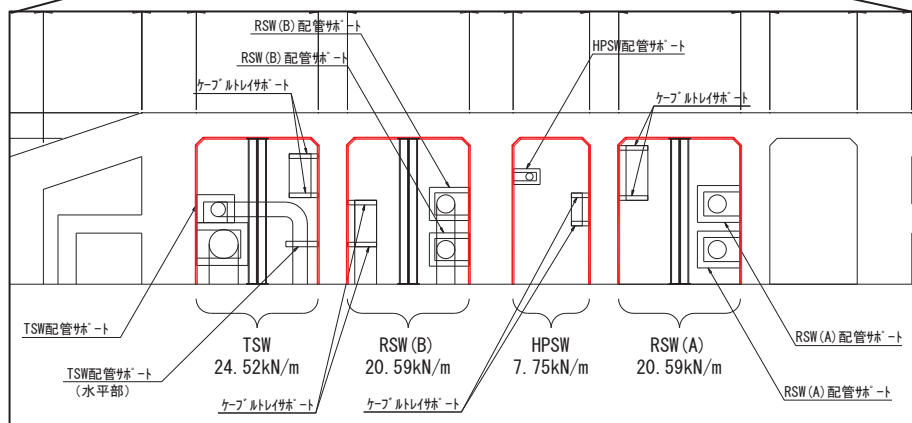
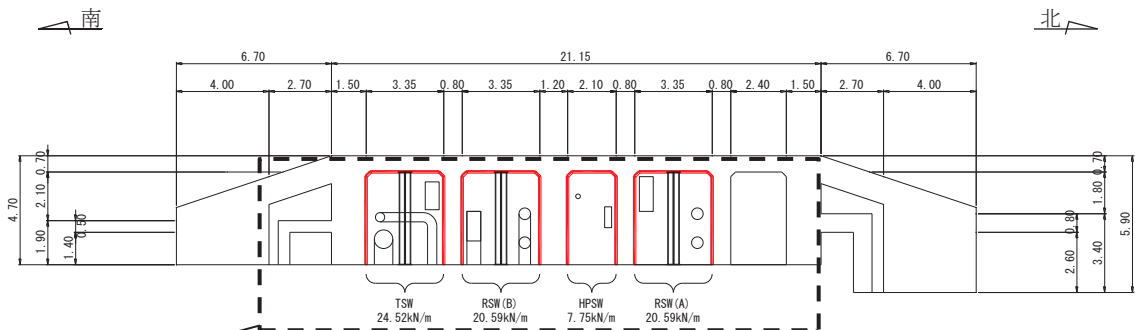


図 3-20(1) 機器・配管系の荷重図

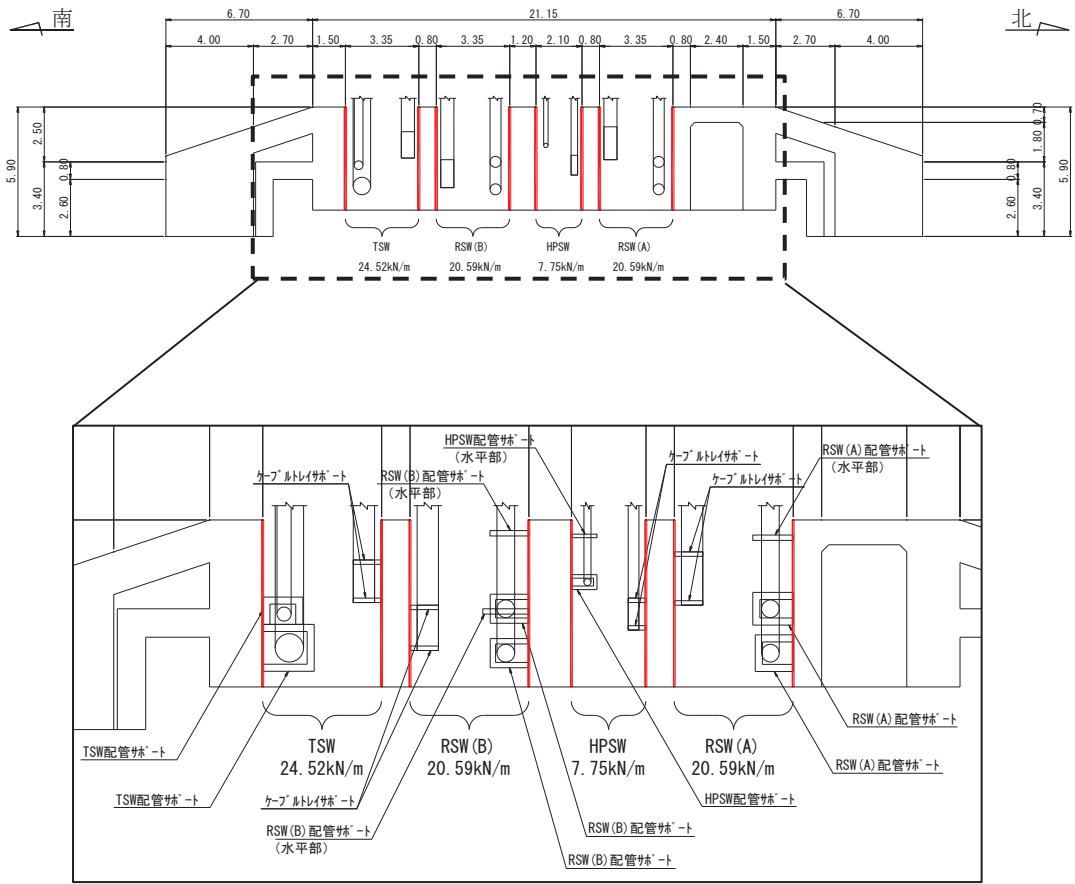


断面③

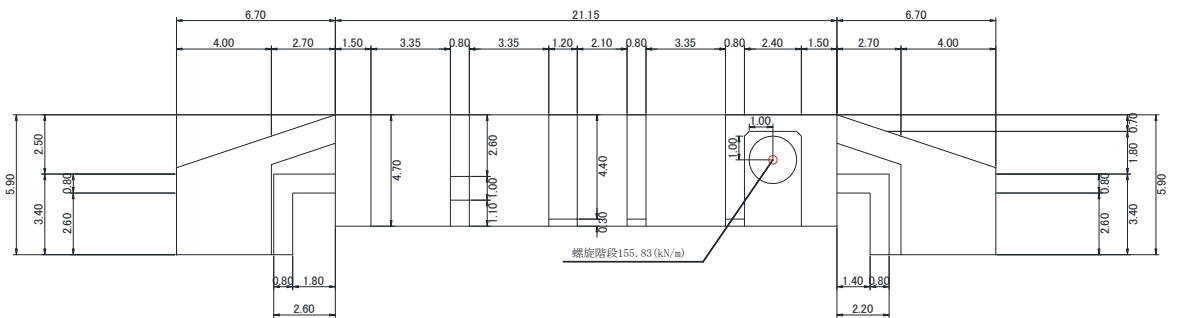


断面④

図3-20(2) 機器・配管系の荷重図



断面⑤



断面⑥

図 3-20(3) 機器・配管系の荷重図

3.4.2 外水圧

外水圧は、地下水位に応じた静水圧を設定する。地下水位については「2.6 地下水位」のとおりとし、地下水の密度として 1.00g/cm^3 を考慮する。

3.4.3 積載荷重

地震時に原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）に作用する積載荷重は、積雪荷重以外は想定されないが、保守的な配慮として、単位奥行き（1m）あたりの付加重量として地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

なお、積雪荷重は、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮し、 0.301kN/m^2 とする。

3.5 地震応答解析の解析ケース

3.5.1 耐震評価における解析ケース

(1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は、構造物の大部分が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、評価対象構造物周辺に主として盛土、旧表土、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。ばらつきを考慮する物性は、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3-11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(σ)のケース（表3-11に示すケース②、③）について確認を行う。

地盤の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。

(2) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

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3-11に示すケース④）。

屋外重要土木構造物等の耐震性に支配的な要因である土圧は、構造物と周囲の地盤の剛性差により生じることから、構造物の剛性が低下し、地盤との剛性差が小さくなることは、耐震裕度が向上することとなる。したがって、屋外重要土木構造物等のコンクリートは設計基準強度に対応する剛性を基本とし、ばらつきの考慮としては、土圧が大きく評価されるようコンクリートの実強度に対応する剛性について確認を行う。なお、屋外重要土木構造物等は、屋外かつ湿潤した地盤に接して地中に埋設されていることから、建物と異なり乾燥する環境にはなく、点検においても乾燥収縮による有害なひび割れは確認されておらず、コンクリートの剛性低下は顕在化していない。

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）における実強度は、構造物ごとのコア抜き強度 $f'_{c,k}$ の平均値とし、ヤング係数は実強度の平均値からコンクリート標準示方書に基づき算出する。

なお、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）のコンクリートの実強度は、施工時期及び周辺環境が同じ原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）のコア抜き強度とする。

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の実強度及びヤング係数を表3-9及び表3-10に示す。

また、耐震評価における解析ケースの一覧を表3-11に示す。

表 3-9 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の実強度及びヤング係数

実強度	ヤング係数
37.2N/mm ² *1	30.2kN/mm ²
70.0N/mm ² *2, 3	37.0kN/mm ²

注記*1：コア採取による圧縮強度試験結果を表 3-10 に示す。

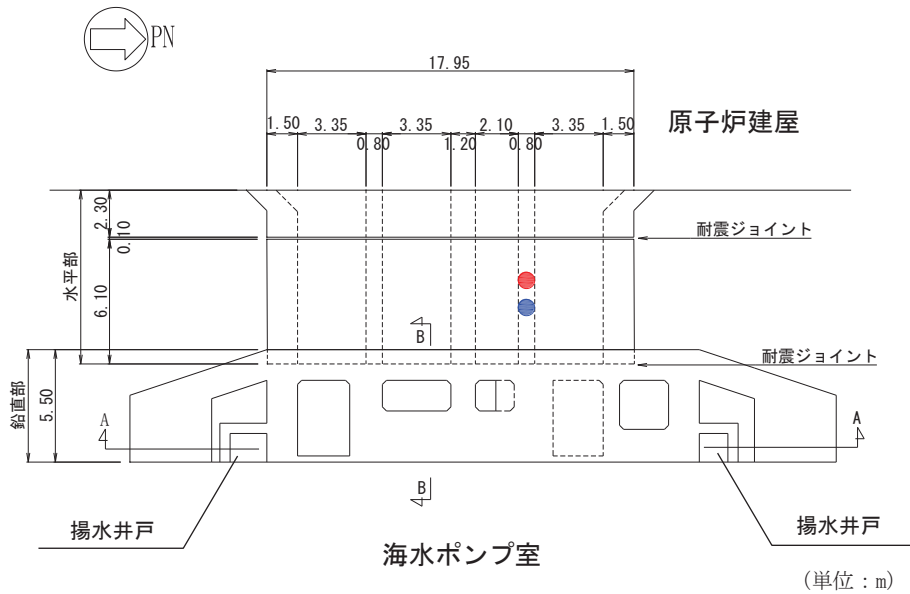
*2：補強として設置した新設の鉄筋コンクリート部材に適用する。

*3：「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「参考資料 5 新設する構造物のコンクリートの圧縮強度の設定」に基づき設定した圧縮強度

表 3-10 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）のコア採取による圧縮強度試験結果

採取位置*	採取年	供試体数 (本)	実強度 (N/mm ²)		ヤング係数 (kN/mm ²)	
			最大	最小	最大	最小
隔壁	2012	3	41.9	33.9	31.4	29.2
隔壁	2018	3	39.8	36.3	30.9	29.9

注記*：コア採取位置は図 3-21 に示す。



●：コア採取位置（隔壁，2012年）

●：コア採取位置（隔壁，2018年）

図 3-21 コア採取位置

表 3-11 耐震評価における解析ケースの一覧

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	
		盛土, 旧表土, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係 数)	C_L 級岩盤, C_M 級岩盤, C_H 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 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記* : 既設建造物のコア採取による圧縮強度試験に基づき表 3-10 に示すとおりとする。

(3) 耐震評価における解析ケースの組合せ

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価においては、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において照査値が0.5を超えるすべての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、図3-22に示すケース②～④を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更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。

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表3-12に示す。また、追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図3-23に示す。

なお、「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「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」において、海水配管ダクト（鉛直部）のような、地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物は、鉛直地震動の影響をほぼ受けないことを確認しているため、鉛直地震動については、位相の反転を考慮しない。

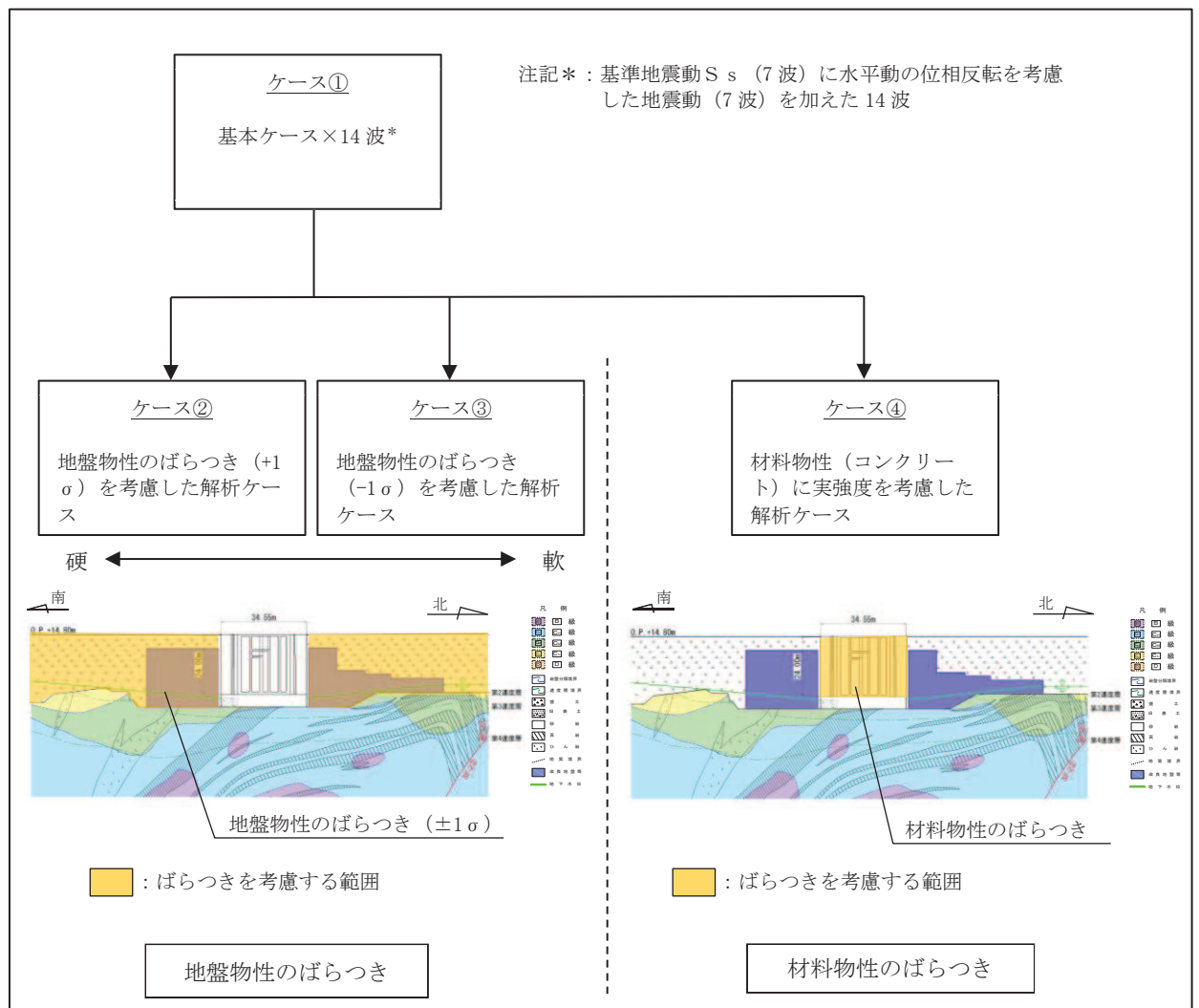


図3-22 耐震評価における解析ケース

表 3-12 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価における解析ケース

解析ケース			全応力解析			
			ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
地盤物性			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	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			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*2
地震動（位相）	S _s -D 1	++*1	○	<p>【追加解析ケースについて】</p> <p>基準地震動 S_s（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 波に対し、全応力解析による基本ケース①を実施し、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、基礎地盤の支持力照査の各照査項目に照査値が 0.5 を超え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。</p> <p>すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、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。</p> <p>また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析ケースを実施する。</p>		
		-+*1	○			
	S _s -D 2	++*1	○			
		-+*1	○			
	S _s -D 3	++*1	○			
		-+*1	○			
	S _s -F 1	++*1	○			
		-+*1	○			
	S _s -F 2	++*1	○			
		-+*1	○			
	S _s -F 3	++*1	○			
		-+*1	○			
	S _s -N 1	++*1	○			
		-+*1	○			

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，右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

*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。

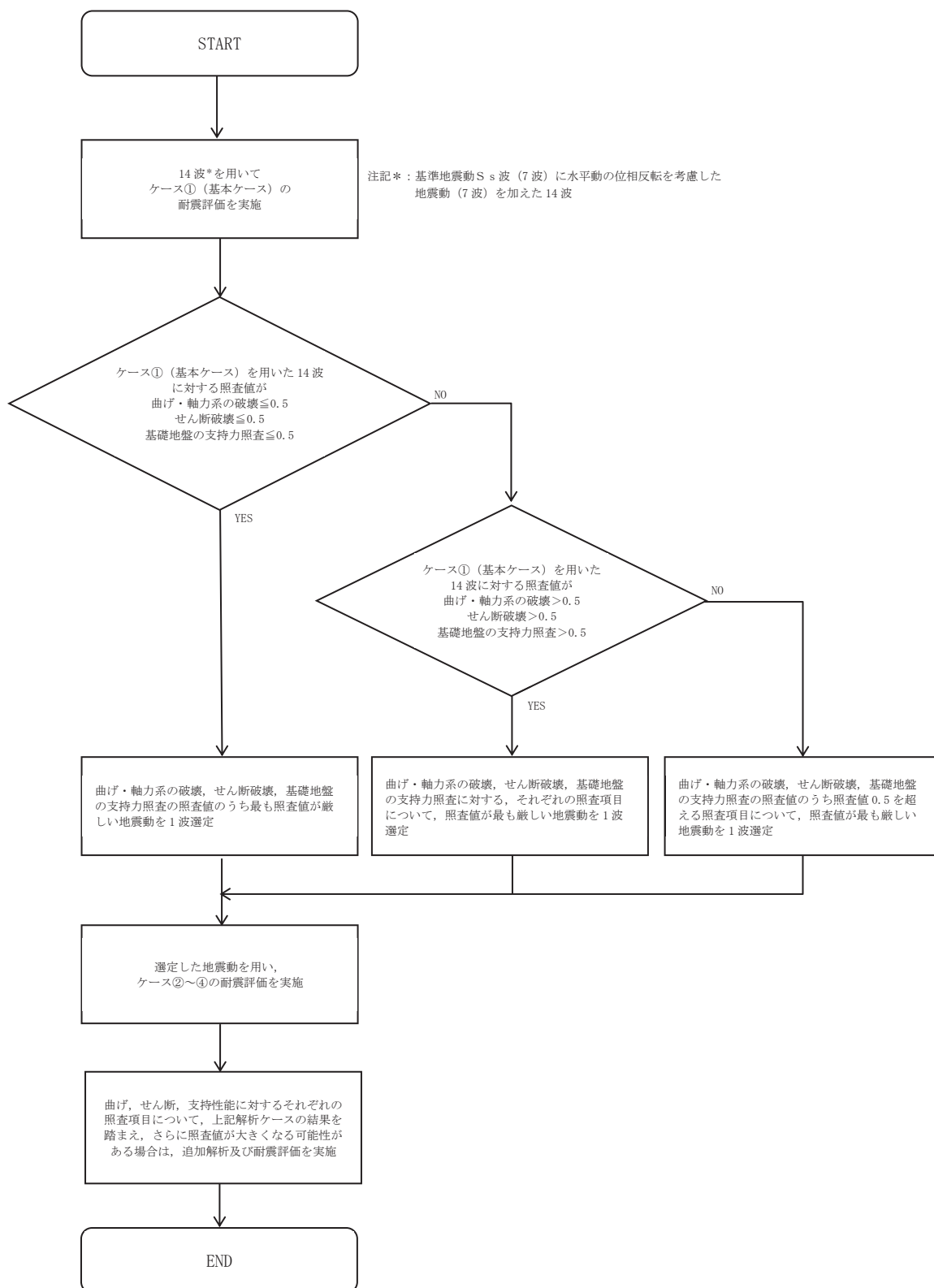


図 3-23 追加解析を実施する地震動の選定フロー

4. 二次元構造解析

4.1 評価対象部材

二次元構造解析の評価対象部材は、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）を構成する構造部材である頂版、側壁、隔壁、鋼材及び底版とする。頂版及び底版はシェル要素でモデル化し、側壁、隔壁及び鋼材は、はり要素でモデル化する。

断面①～⑥の解析モデル図及び評価対象部材を図4-1～図4-6に示す。

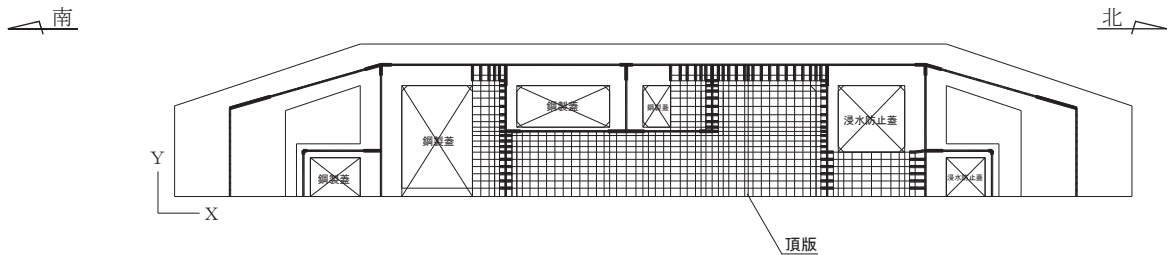


図4-1 二次元構造解析の解析モデル図及び評価対象部材（断面①）

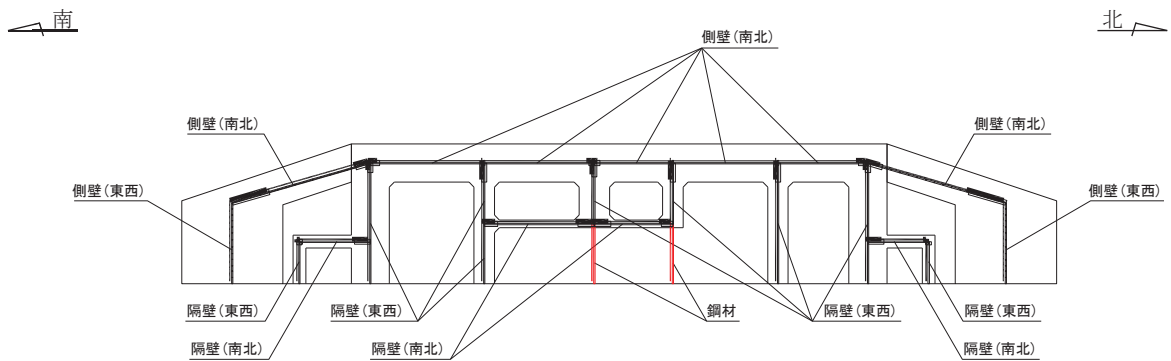


図4-2 二次元構造解析の解析モデル図及び評価対象部材（断面②）

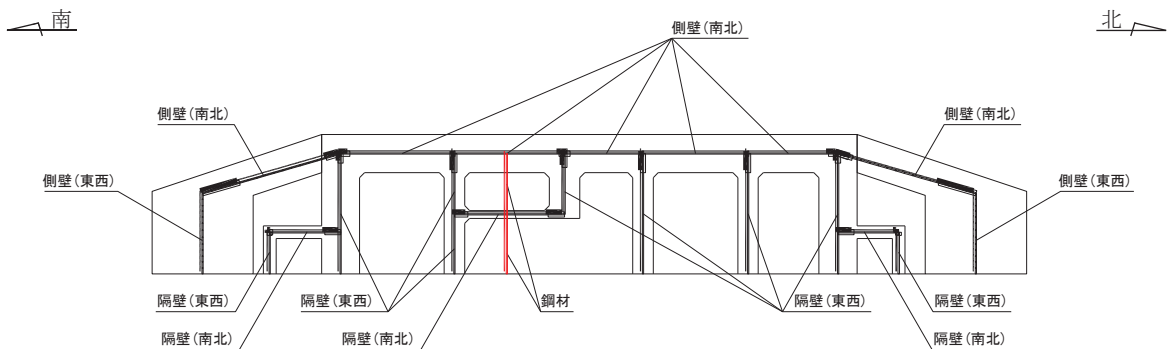


図4-3 二次元構造解析の解析モデル図及び評価対象部材（断面③）

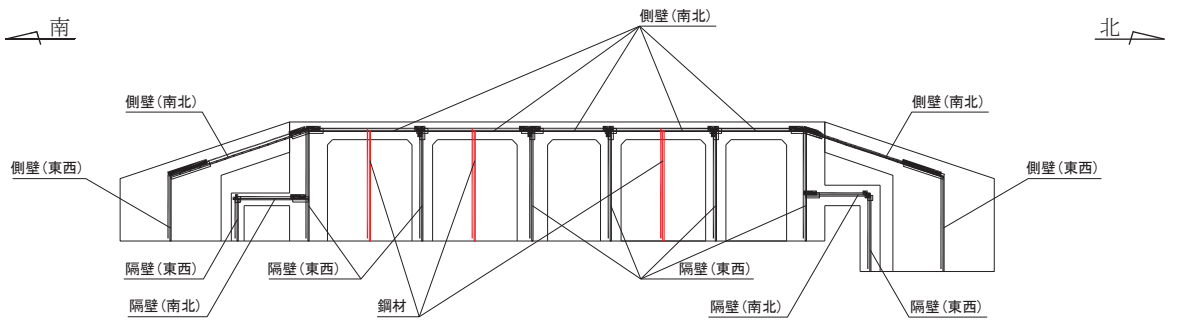


図 4-4 二次元構造解析の解析モデル図及び評価対象部材 (断面④)

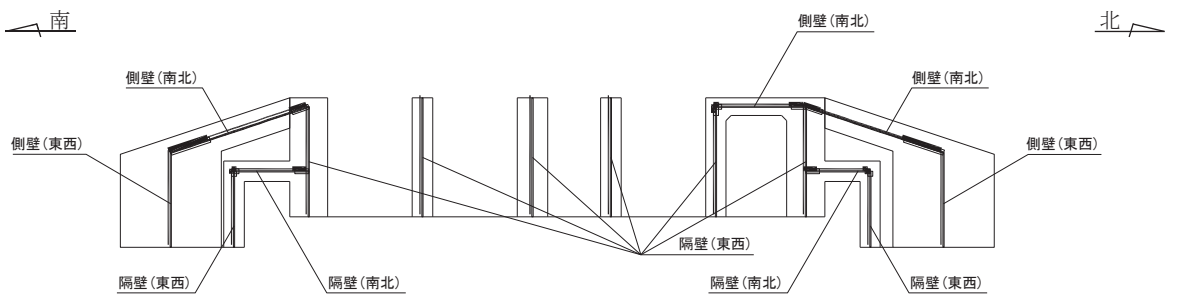


図 4-5 二次元構造解析の解析モデル図及び評価対象部材 (断面⑤)

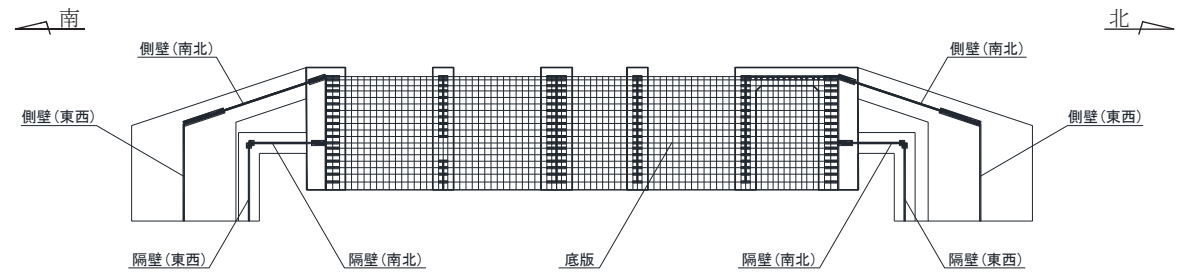


図 4-6 二次元構造解析の解析モデル図及び評価対象部材 (断面⑥)

4.2 解析方法

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の二次元構造解析は、「3. 地震応答解析」より得られた応答値に基づき、断面ごとに各基準地震動 S_s の包絡荷重を作成し、東西方向及び南北方向から同時に入力し、各構造部材について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。なお、断面①の頂版及び断面⑥の底版は、鉛直方向に面外変形することから、水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。また、側壁の曲げモーメントと頂版及び底版の曲げモーメント間で発生するモーメント分配の影響について、参考資料5で確認している。

二次元構造解析には、解析コード「TDAPⅢ Ver. 3.10.01」を用いる。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

4.3 解析モデルの諸元

4.3.1 解析モデル

(1) 構造物のモデル化

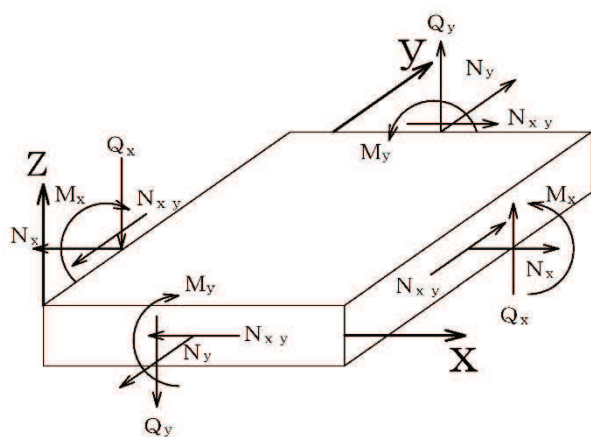
面部材と壁部材から構成される断面①及び⑥は、面部材を線形シェル要素、壁部材をファイバーモデルによる非線形はり要素でモデル化する（図4-1及び図4-6参照）。シェル要素における各要素の断面力の方向を図4-7に示す。

壁部材のみから構成される断面②～⑤の鉄筋コンクリート部材はファイバーモデルによる非線形はり要素でモデル化し、鉄筋コンクリート躯体のせん断変形が保守的に評価されるよう、鋼材は両端をピン支持とした軸力のみを負担する線形はり要素でモデル化する（図4-2～図4-5参照）。なお、鋼材にとって保守的な評価となる両端を固定支持とした評価結果を参考資料6に示す。

ファイバーモデルは、はり要素の断面を層状に分割し各層に材料の非線形性を考慮する材料非線形モデルであり（図4-8参照）、図4-9に示すコンクリートの応力-ひずみ関係及び図4-10に示す鉄筋の応力-ひずみ関係を考慮する。

(2) 境界条件

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は海水ポンプ室に懸架され一体構造となっていることから、二次元構造解析モデルにおける海水ポンプ室との取合部は固定境界としている。



M_x, M_y : 曲げモーメント
 Q_x, Q_y : せん断力
 N_x, N_y : 軸力
 N_{xy} : 面内せん断力

図4-7 シェル要素の各要素における断面力の方向

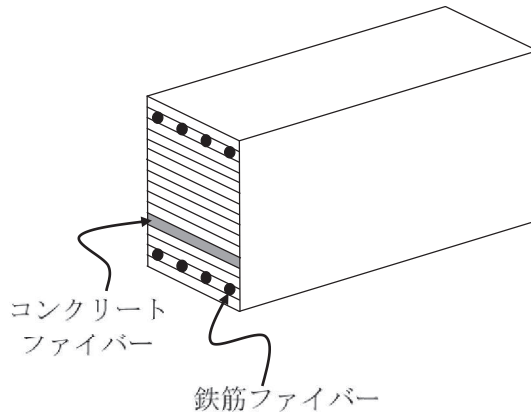


図 4-8 ファイバーモデルの概念図

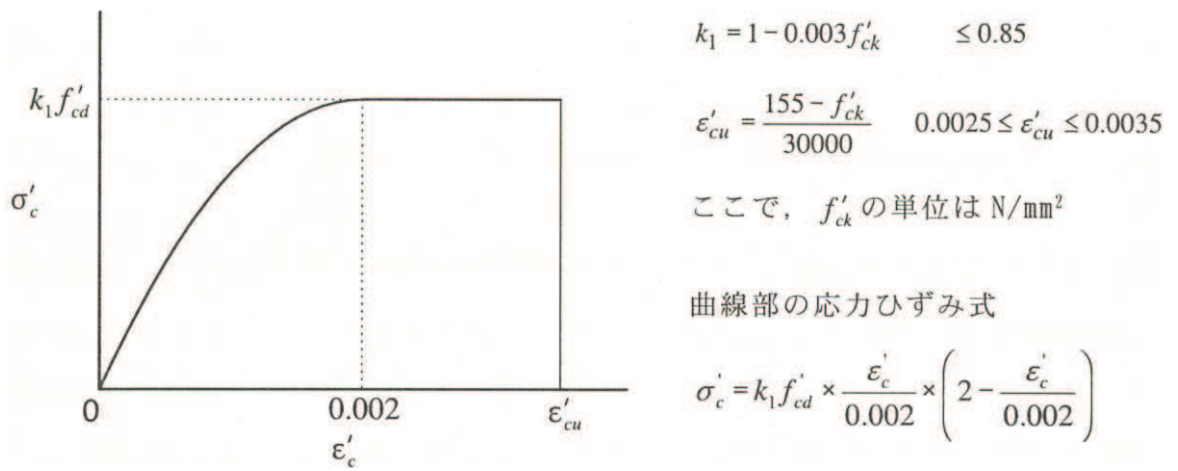


図 4-9 コンクリートの応力-ひずみ関係
(コンクリート標準示方書より引用)

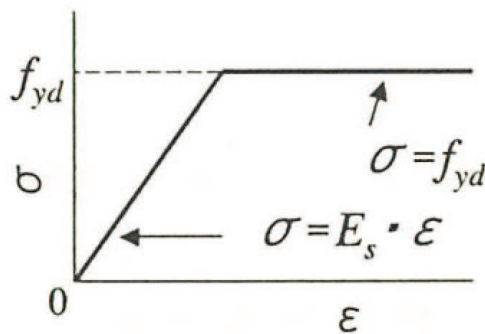


図 4-10 鉄筋の応力-ひずみ関係
(コンクリート標準示方書より引用)

4.3.2 使用材料及び材料の物性値

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の使用材料及び材料の物性値は、「2.4 使用材料及び材料の物性値」に基づき設定する。

4.4 入力荷重

二次元構造解析の入力荷重は，地震応答解析に基づく応答値を用いて算定する。入力荷重の一覧を表4-1に，各入力荷重の算定フローを図4-11に示す。常時荷重は，表3-7に示す荷重を考慮する。

表4-1 入力荷重一覧

入力荷重		地震応答解析から抽出する応答値	載荷位置
慣性力	機器・配管の慣性力	応答加速度	設置位置
	躯体の慣性力	応答加速度	躯体全体
	積載荷重の慣性力	応答加速度	作用位置
地震時土圧*		土圧	作用位置
周面せん断力*		土圧	作用位置

注記*：各基準地震動 S_s による各断面の荷重は，鉛直方向の各断面区間の最大値とする。

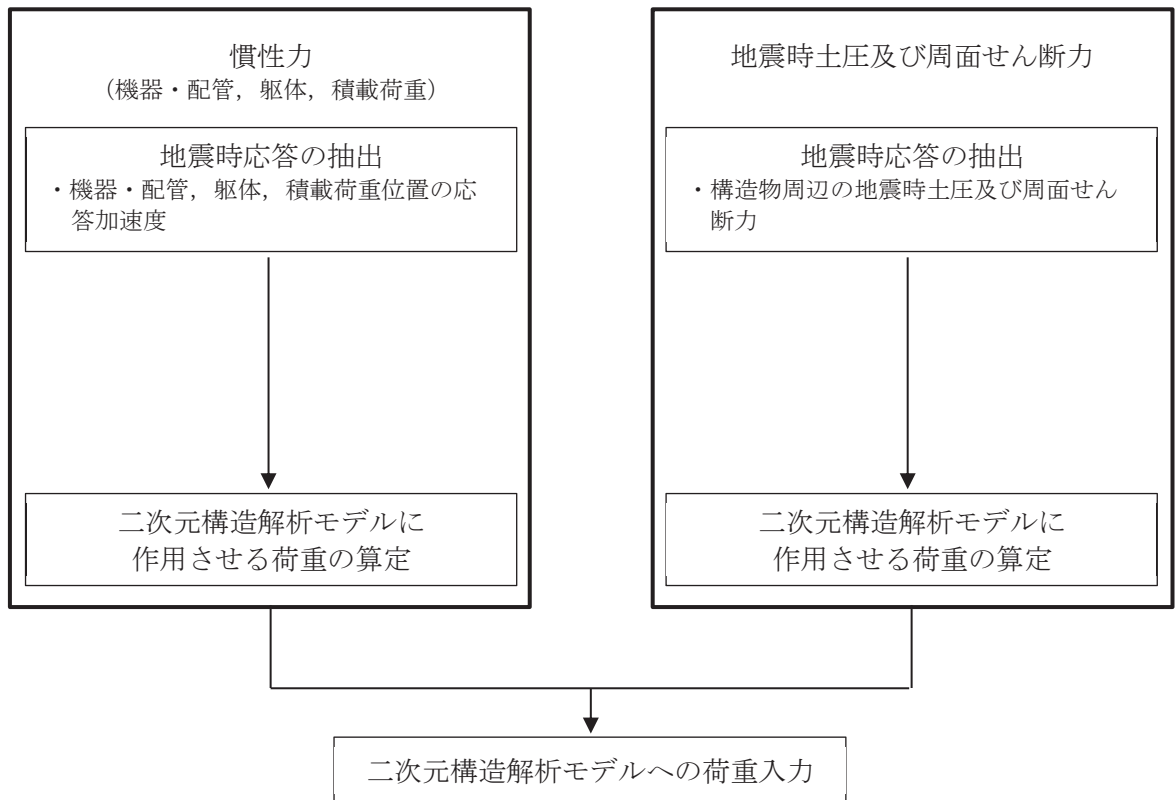


図4-11 各入力荷重の算定フロー

4.4.1 常時荷重

(1) 躯体自重

躯体の体積に鉄筋コンクリートの密度を乗じて設定する。

(2) 機器・配管荷重

機器・配管系の重量に基づいて設定する。機器・配管荷重図を図4-12に示す。

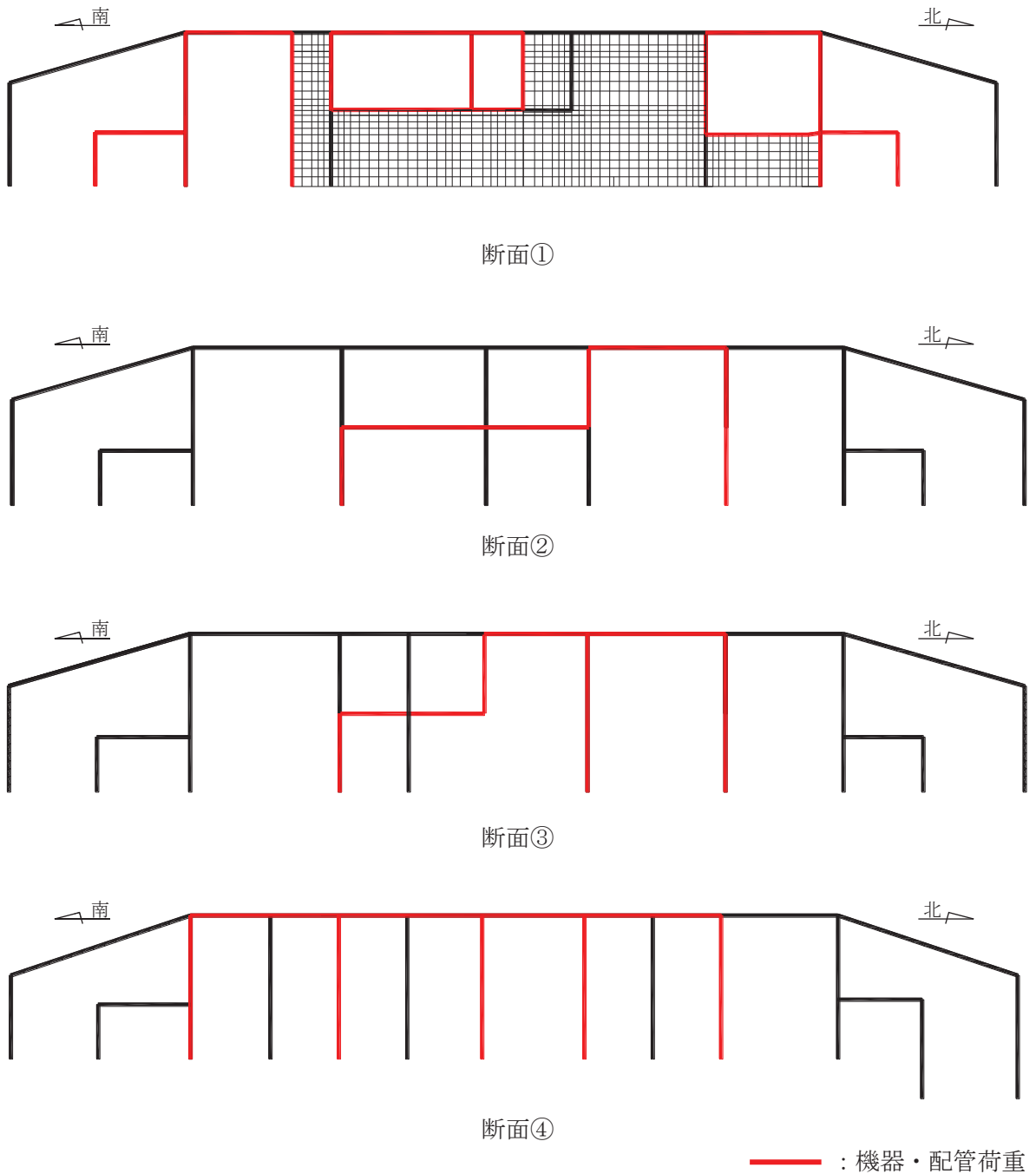
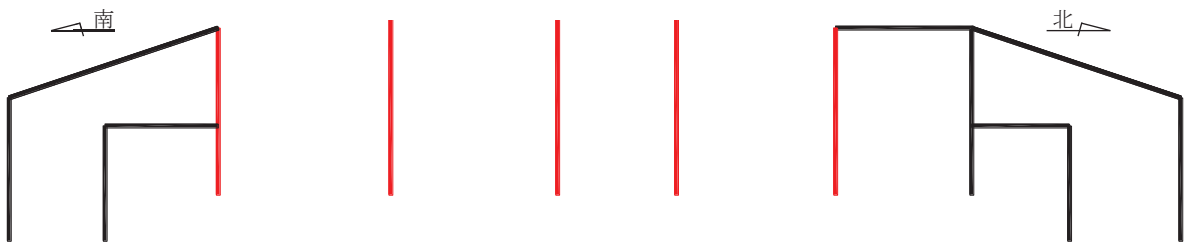
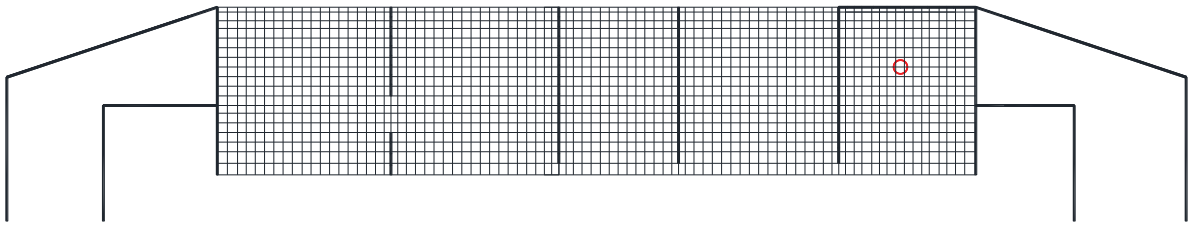


図4-12(1) 機器・配管荷重図



断面⑤



断面⑥

— : 機器・配管荷重

図 4-12(2) 機器・配管荷重図

(3) 常時土圧

地震応答解析の常時応力解析から求まる静止土圧を躯体に作用させる。なお、各断面の静止土圧は、鉛直方向の各断面区間の最大値とする。常時土圧の载荷概念図を図 4-13 に示す。

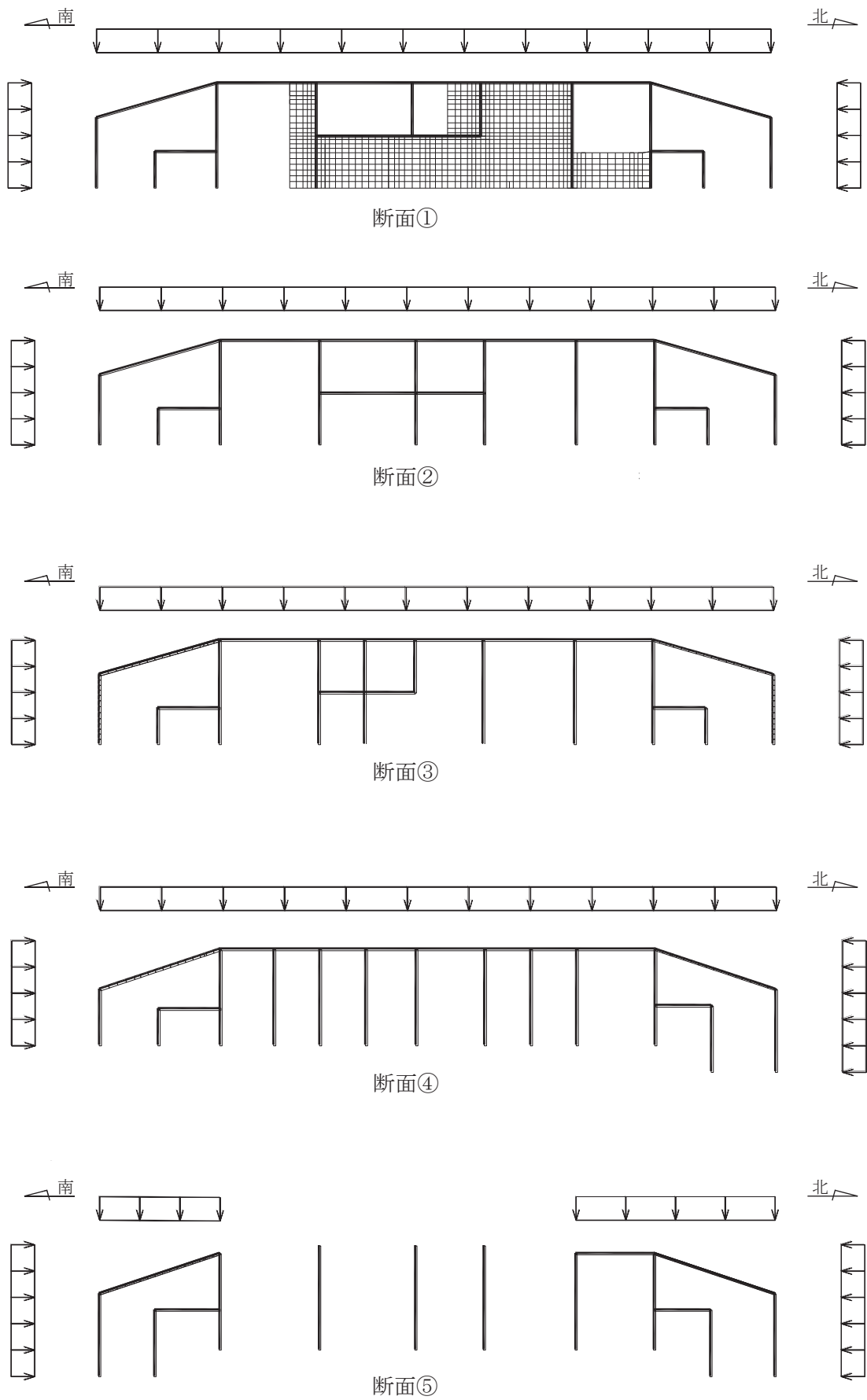
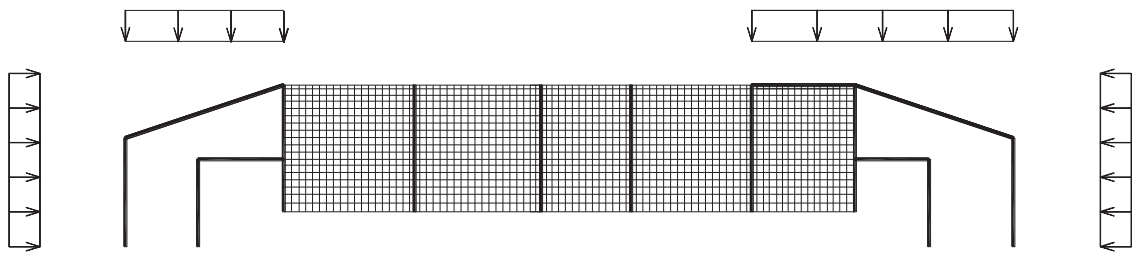


図 4-13 (1) 常時土圧の載荷概念図



断面⑥

図 4-13 (2) 常時土圧の載荷概念図

(4) 積載荷重

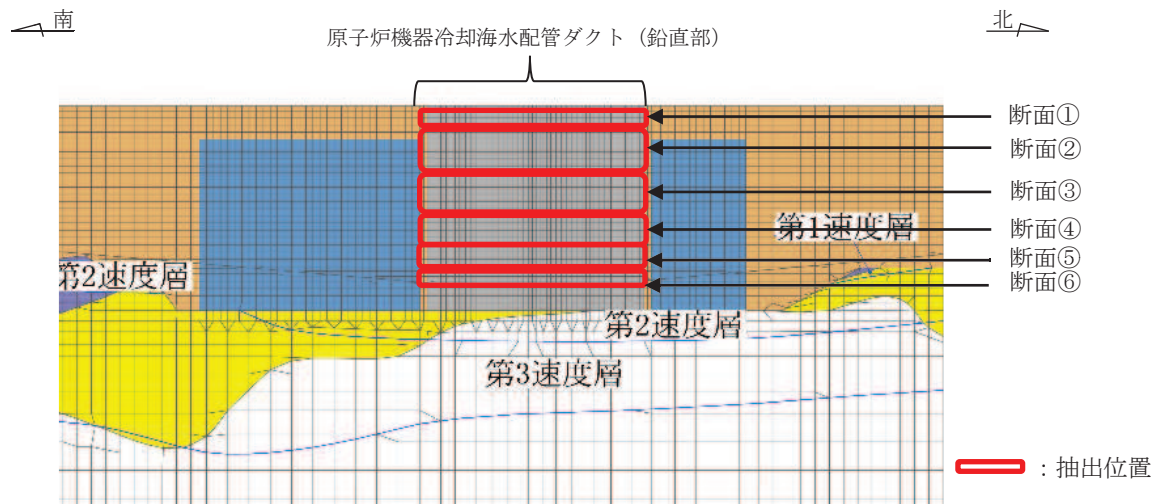
原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）に作用する積載荷重は，積雪荷重以外は想定されないが，保守的な配慮として頂版上に 4.9kN/m^2 を考慮する。

4.4.2 慣性力

躯体及び機器・配管系の慣性力は、地震応答解析モデルにおける鉄筋コンクリート部材の各節点の最大応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置は、鉄筋コンクリート部材の全節点とし、各断面区間の最大値を断面ごとに作用させる。

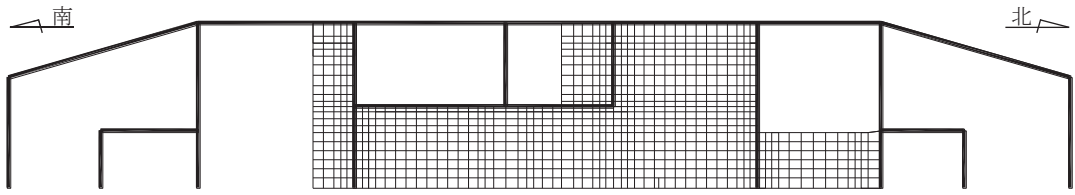
A-A断面（南北方向）の応答加速度の抽出位置を図4-14に示す。B-B断面（東西方向）については、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は海水ポンプ室に懸架され一体構造となっていることから、添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」の応答とする。各断面における慣性力の载荷概念図を図4-15に示す。

断面①と断面⑥は水平面部材をモデル化することから、鉛直方向の加速度も評価し、区間の最大加速度を設計用加速度として作用させる。



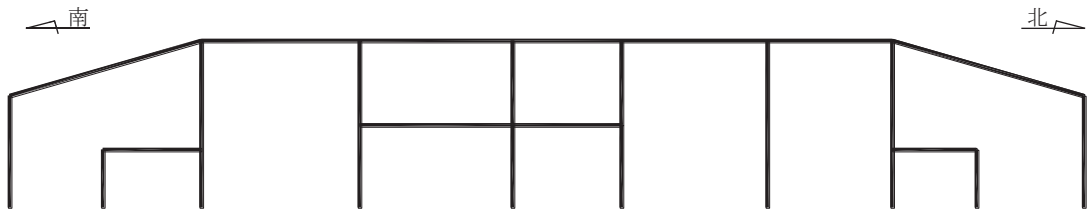
*注記：各断面の最大値を設計用加速度とする。

図4-14 応答加速度の抽出位置（A-A断面：南北）

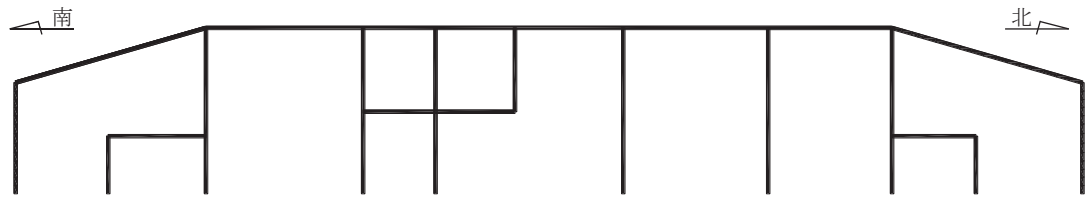


断面①*

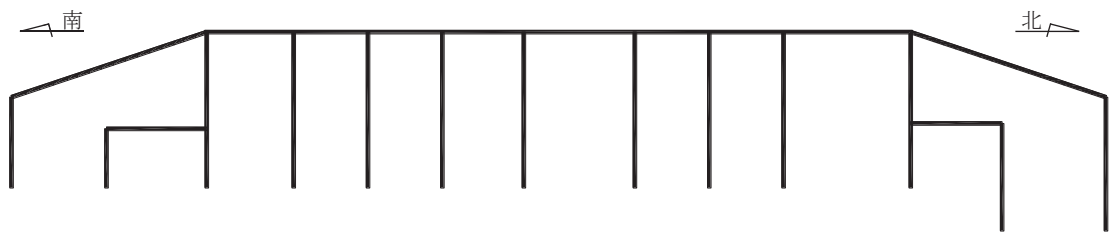
注記*：頂版については、鉛直方向の慣性力も載荷する。



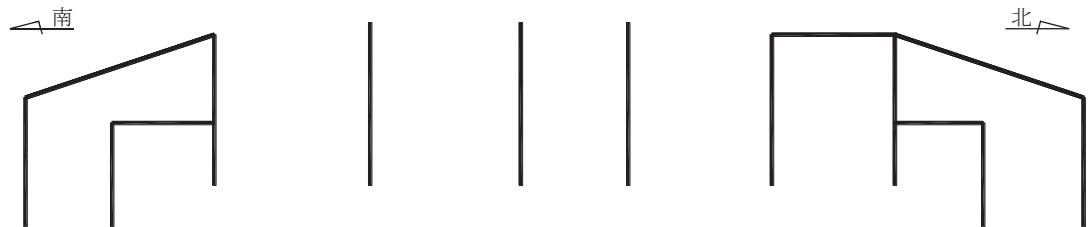
断面②



断面③



断面④

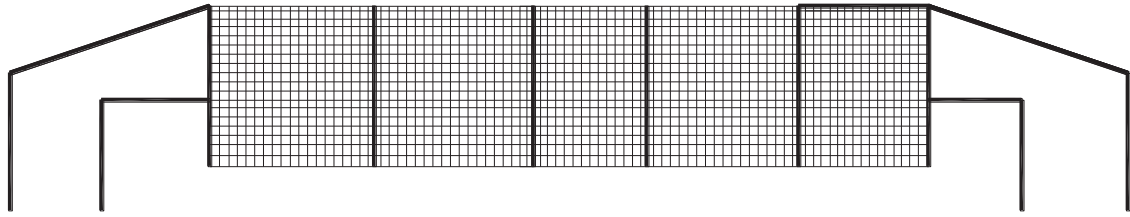


断面⑤

— : 慣性力載荷位置

● → : 慣性力作用方向
↓

図 4-15 (1) 慣性力の載荷概念図



断面⑥*

注記*：底版については、鉛直方向の慣性力も載荷する。

———：慣性力載荷位置

● → ↓：慣性力作用方向

図 4-15 (2) 慣性力の載荷概念図

4.4.3 地震時土圧及び周面せん断力

躯体に作用する地震時土圧について、A-A 断面（南北方向）は地震応答解析モデルにおいて各部位に接するジョイント要素の要素応力から算定し、B-B 断面（東西方向）の地震時土圧については「(1) 慣性力」と同様に、添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」の応答により算定し、各断面区間の最大値を断面ごとに作用させる。

躯体に作用する周面せん断力は、A-A 断面（南北方向）の地震応答解析モデルを用いて、各要素のせん断応力を算定し、各断面区間の最大値を断面ごとに作用させる。

A-A 断面（南北方向）の地震時土圧及び周面せん断力の抽出位置を図 4-16 に示す。また、各断面における地震時土圧及び周面せん断力の载荷概念図を図 4-17 に示す。

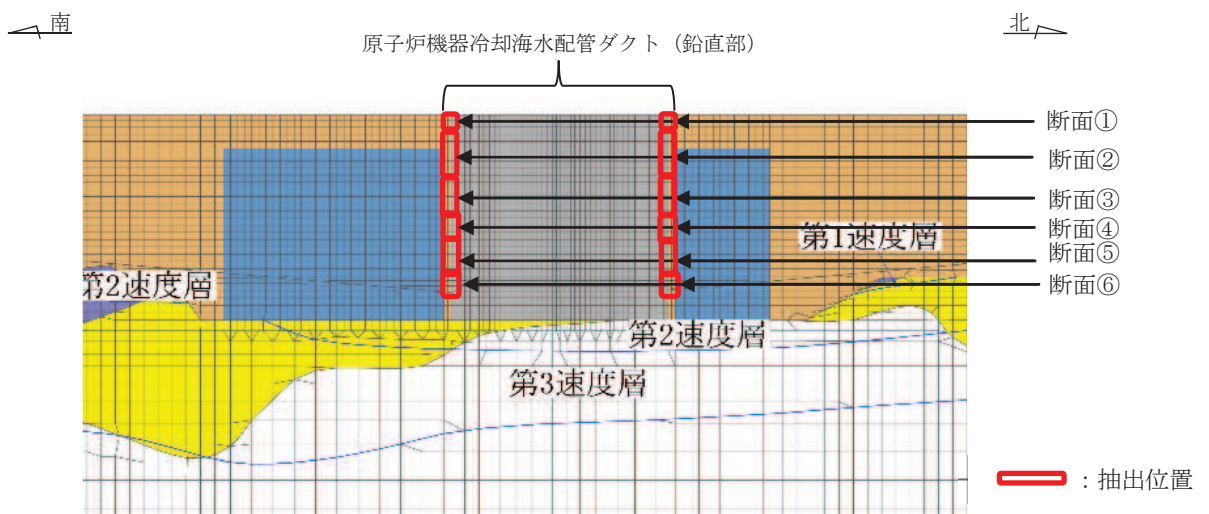


図 4-16 地震時土圧の抽出位置 (A-A 断面：南北)

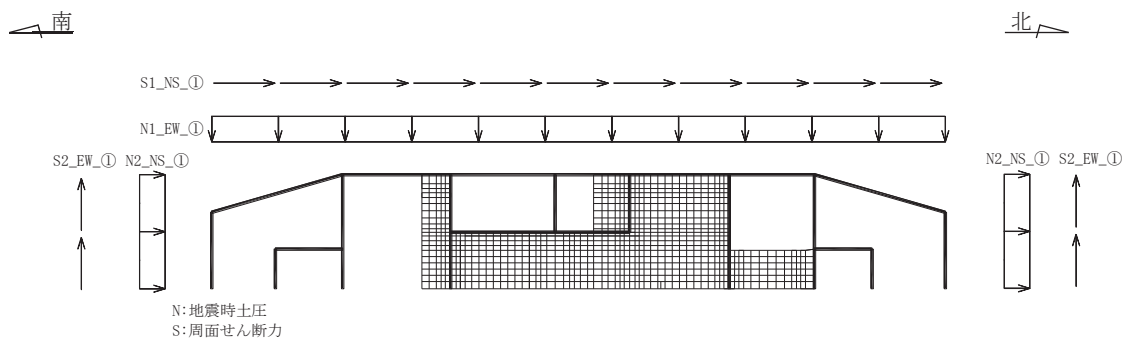


図 4-17(1) 土圧及び周面せん断力の载荷概念図 (断面①)

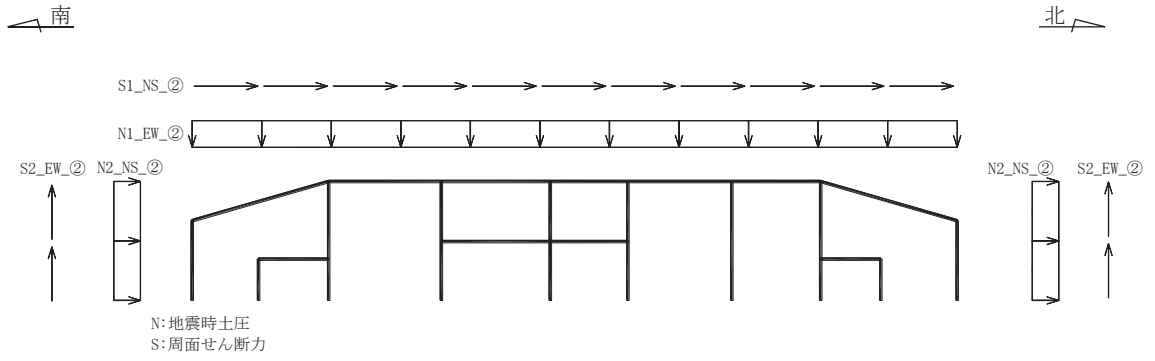


図 4-17(2) 土圧及び周面せん断力の载荷概念図 (断面②)

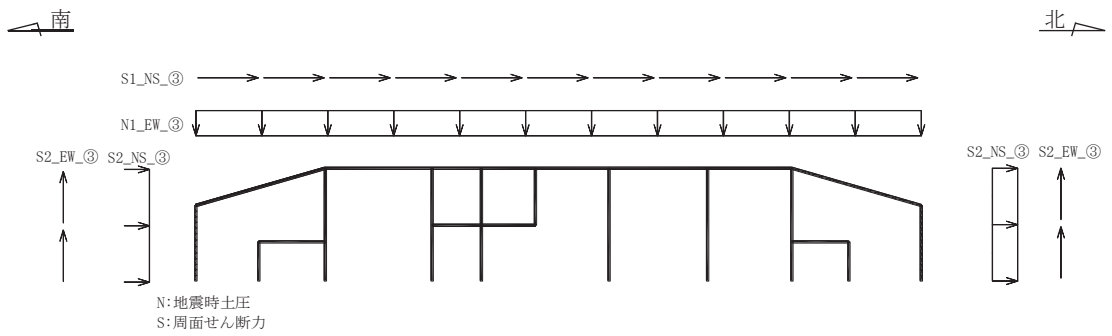


図 4-17(3) 土圧及び周面せん断力の载荷概念図 (断面③)

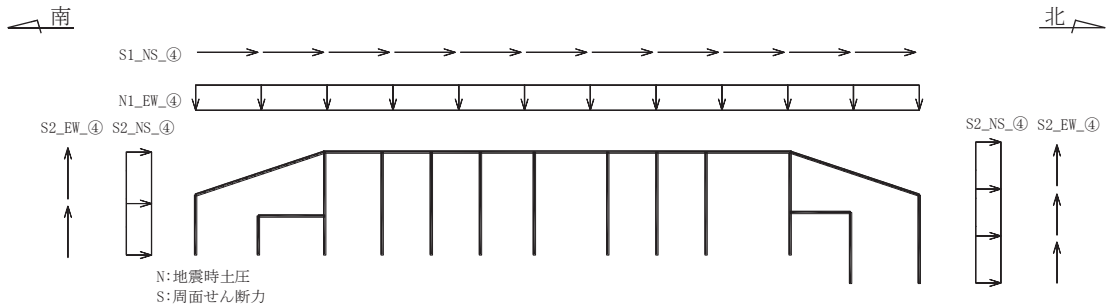


図 4-17(4) 土圧及び周面せん断力の载荷概念図 (断面④)

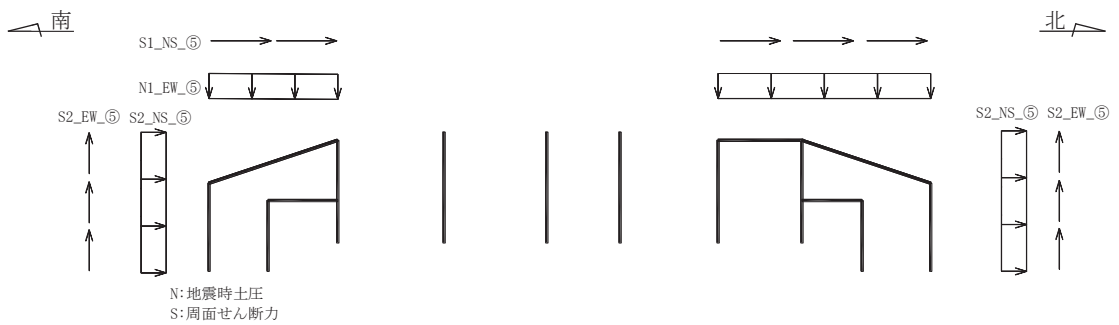


図 4-17(5) 土圧及び周面せん断力の载荷概念図 (断面⑤)

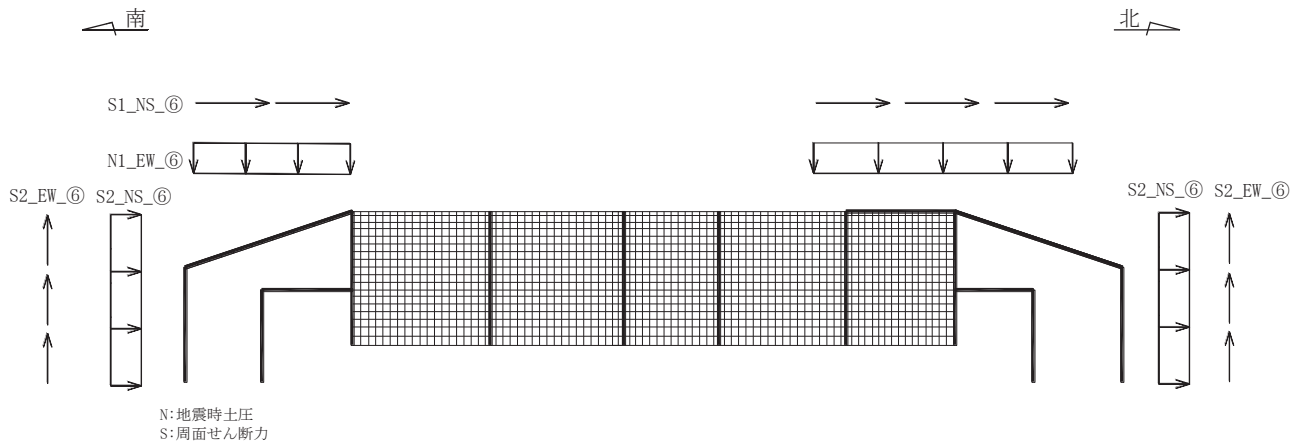


図 4-17(6) 土圧及び周面せん断力の載荷概念図 (断面⑥)

5. 評価内容

5.1 入力地震動の設定

入力地震動は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図5-1に入力地震動算定の概念図を、図5-2～図5-15にA-A断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを、図5-16～図5-29にB-B断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「Ark Quake ver3.10」を使用する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

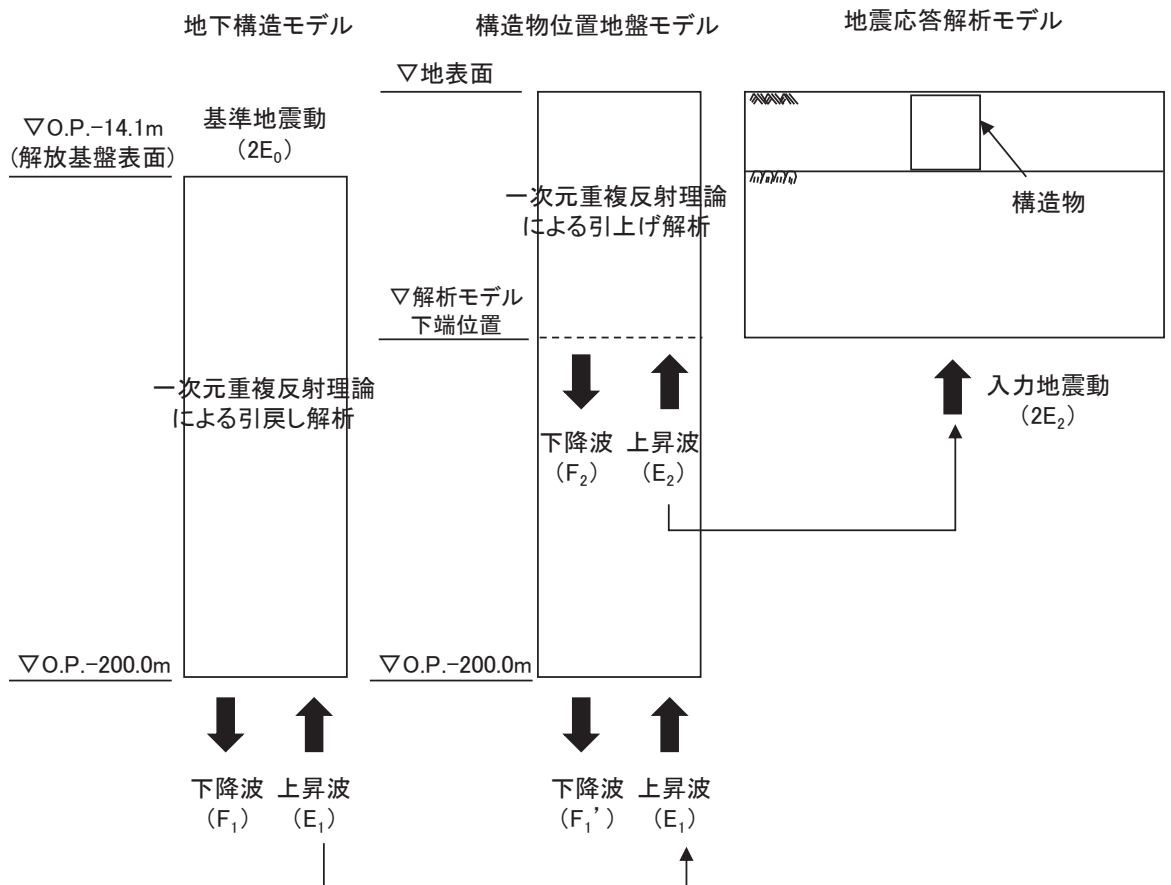
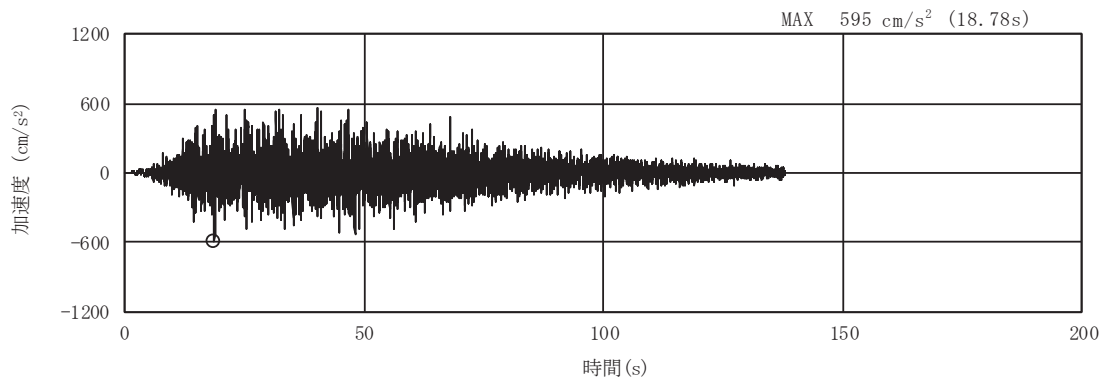
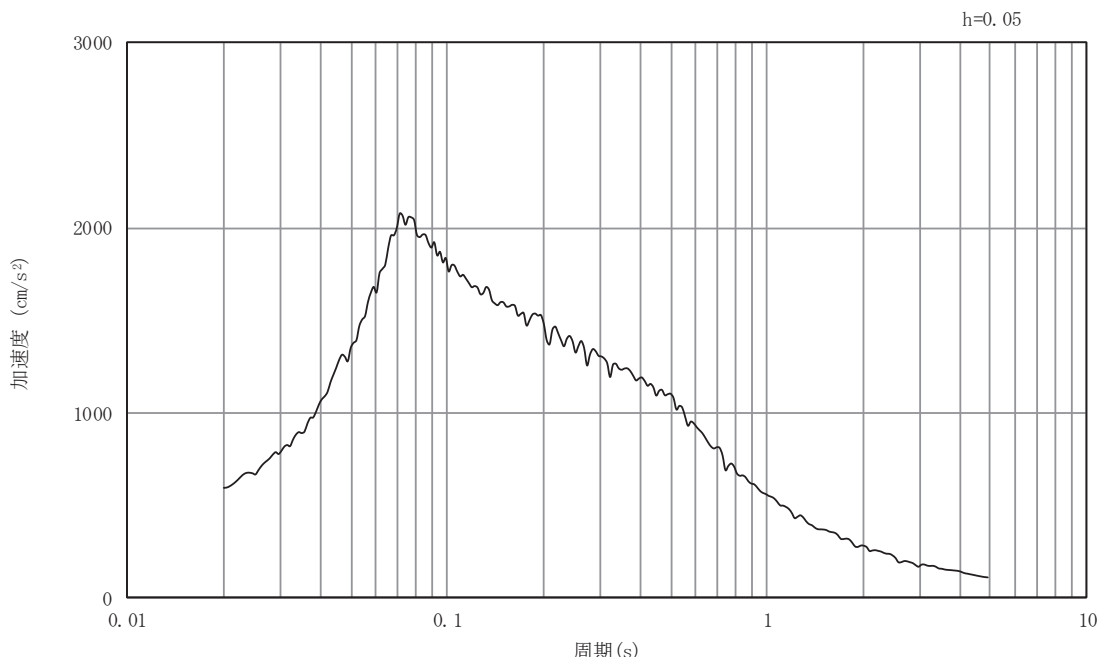


図5-1 入力地震動算定の概念図（基準地震動 S_s ）

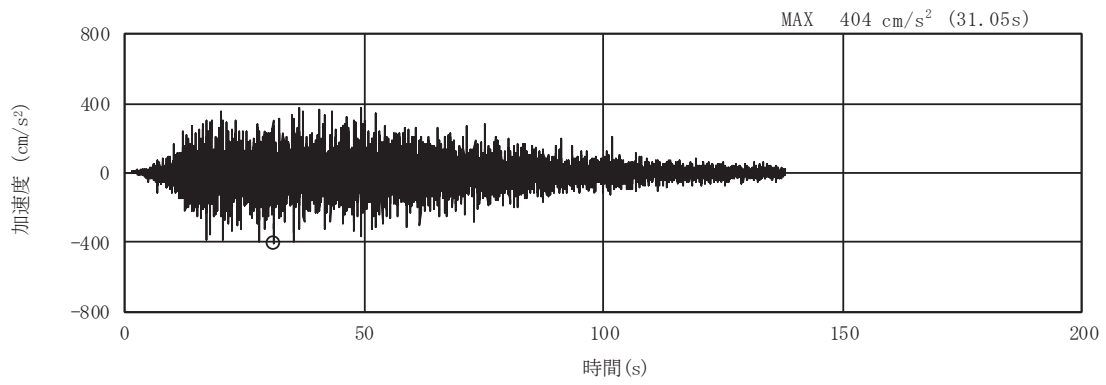


(a) 加速度時刻歴波形

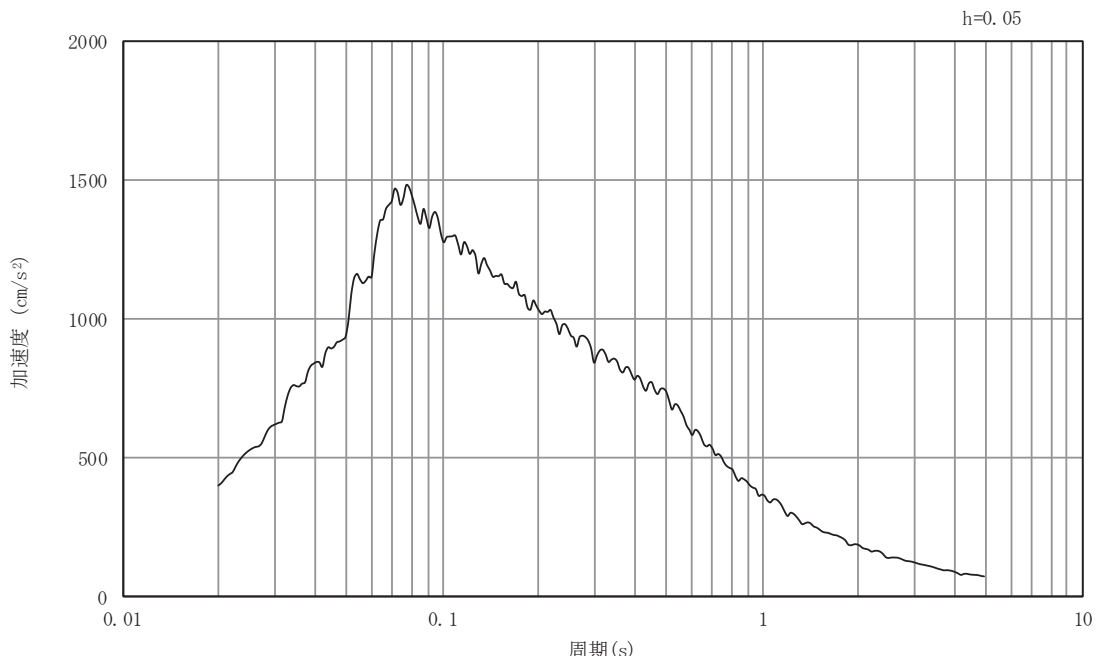


(b) 加速度応答スペクトル

図5-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(A-A断面, 水平成分: S s - D 1)

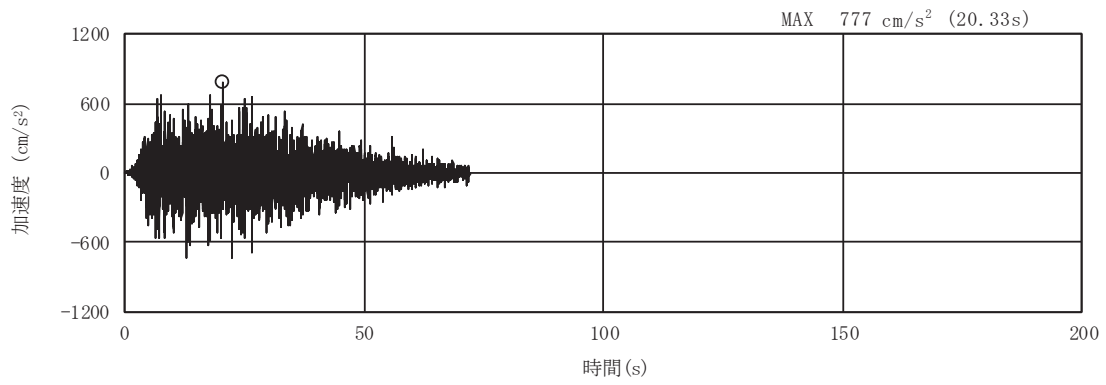


(a) 加速度時刻歴波形

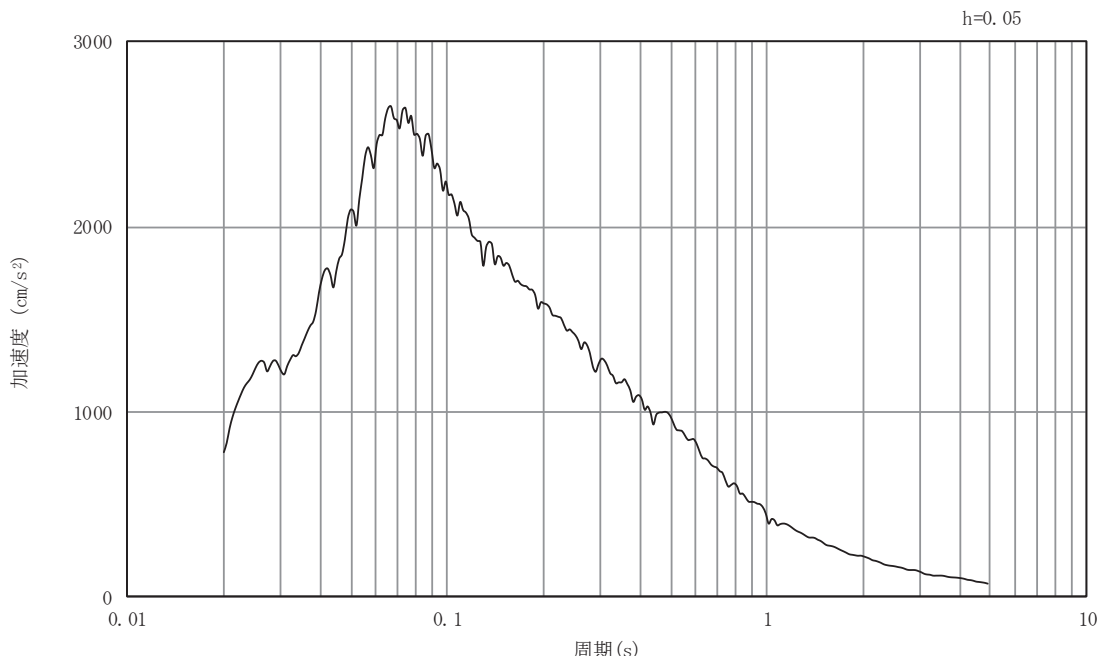


(b) 加速度応答スペクトル

図5-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(A-A断面, 鉛直成分: S s - D 1)

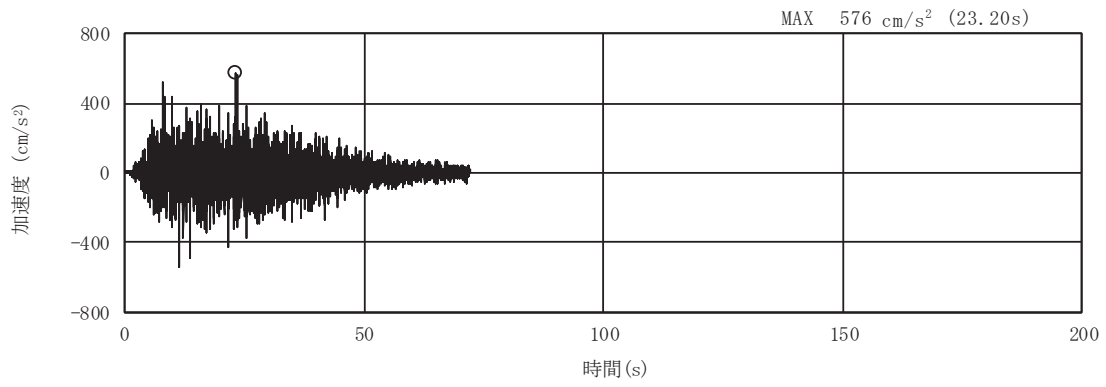


(a) 加速度時刻歴波形

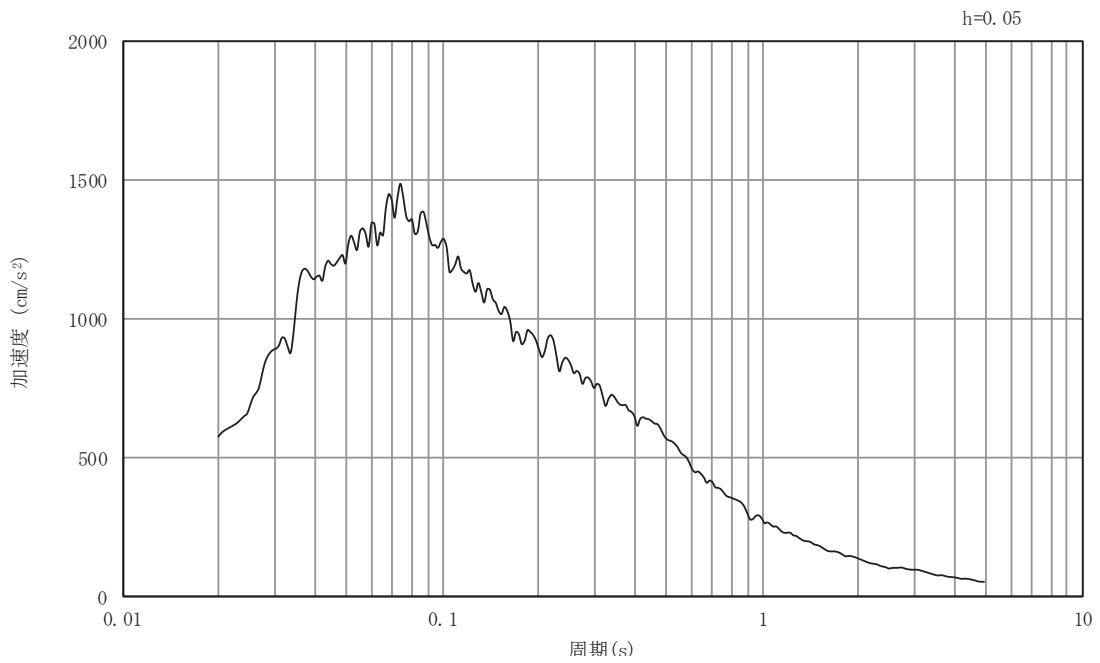


(b) 加速度応答スペクトル

図5-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(A-A断面, 水平成分: S s - D 2)

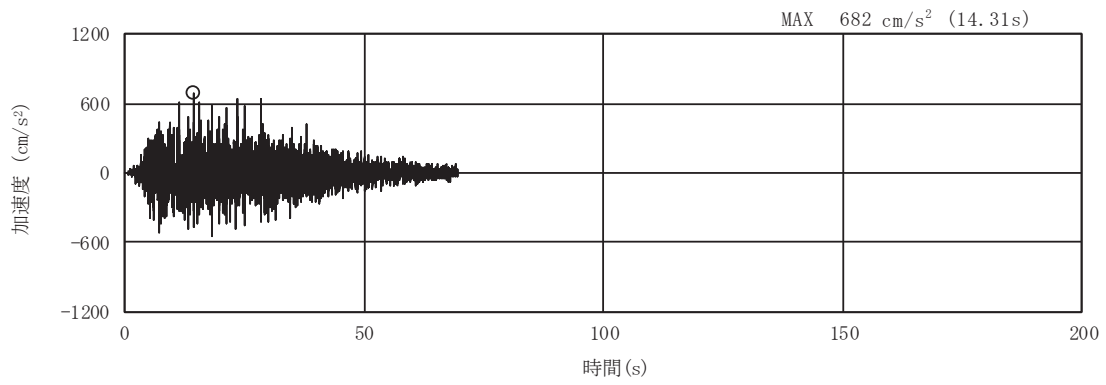


(a) 加速度時刻歴波形

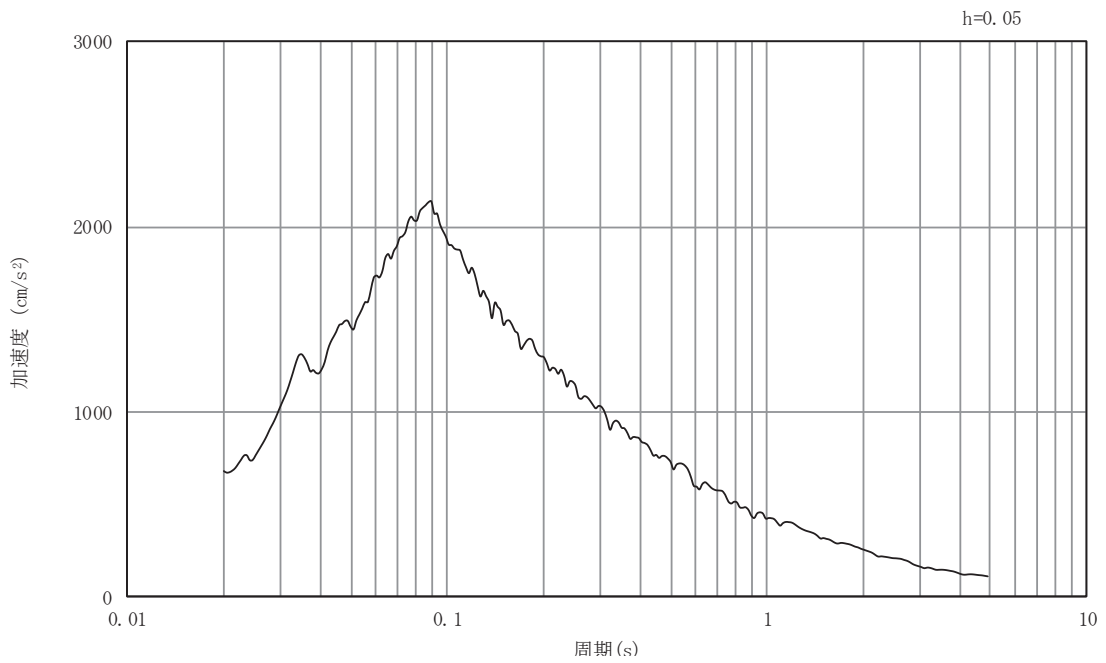


(b) 加速度応答スペクトル

図5-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(A-A断面, 鉛直成分: S s - D 2)

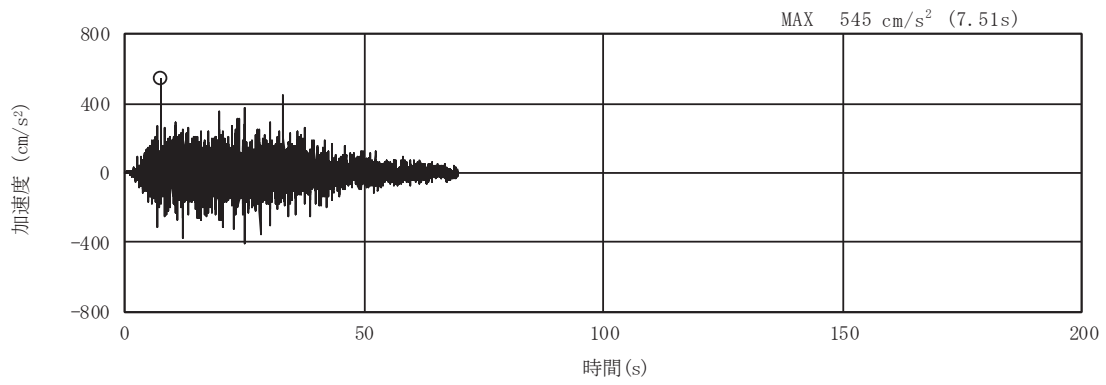


(a) 加速度時刻歴波形

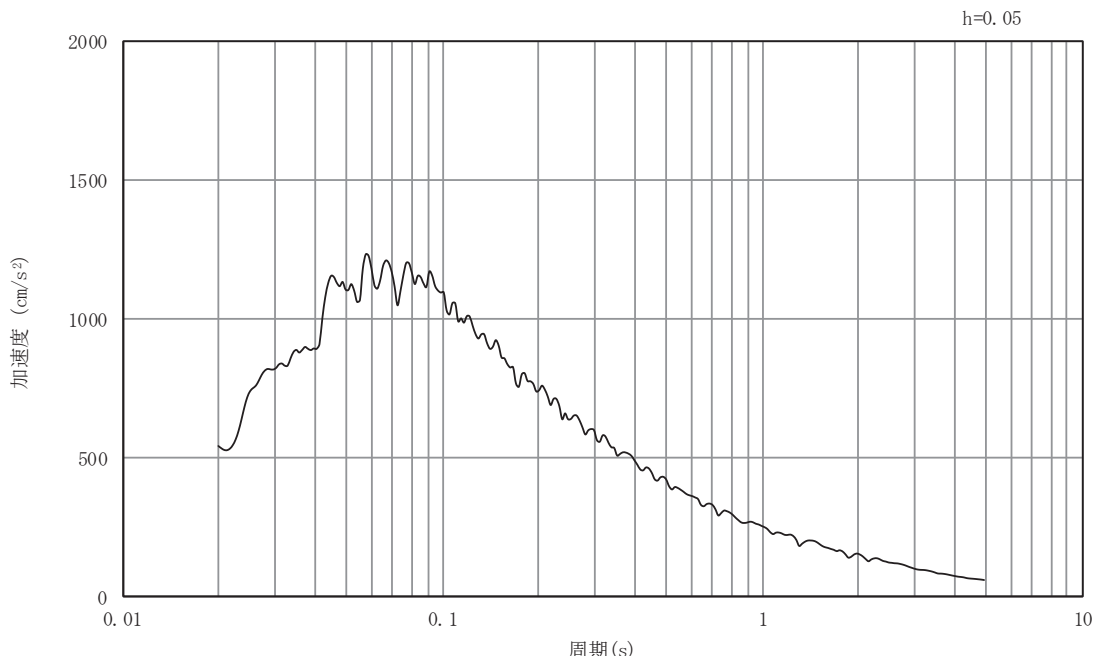


(b) 加速度応答スペクトル

図5-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(A-A断面, 水平成分: S s - D 3)

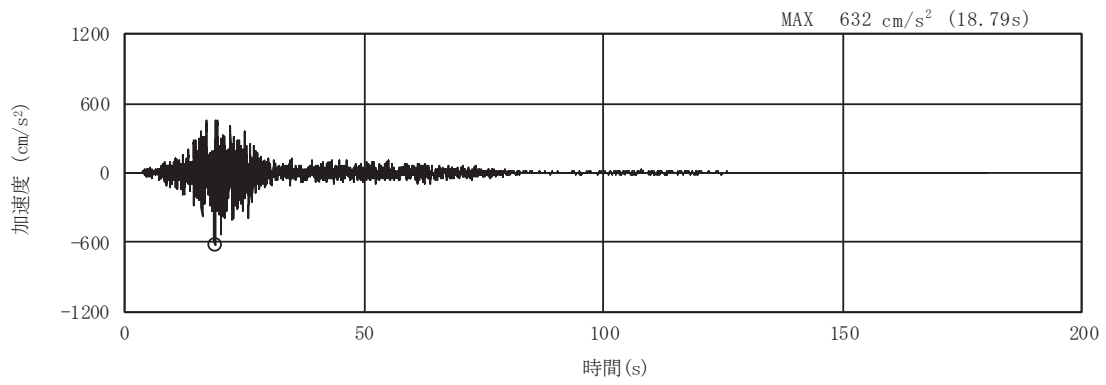


(a) 加速度時刻歴波形

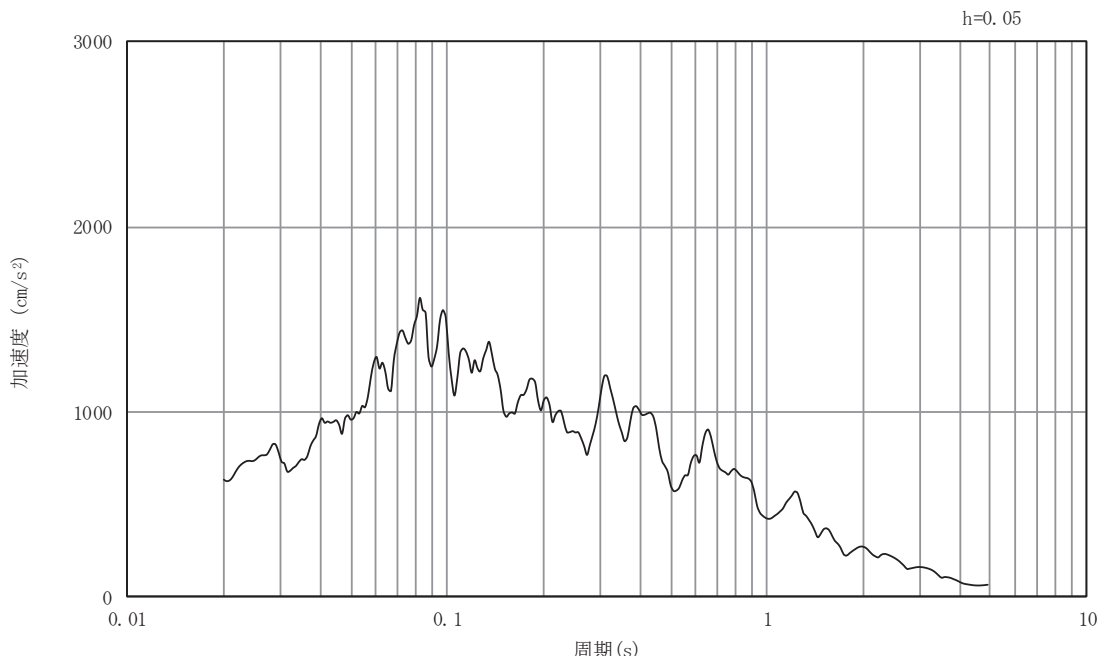


(b) 加速度応答スペクトル

図5-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(A-A断面, 鉛直成分: S s - D 3)

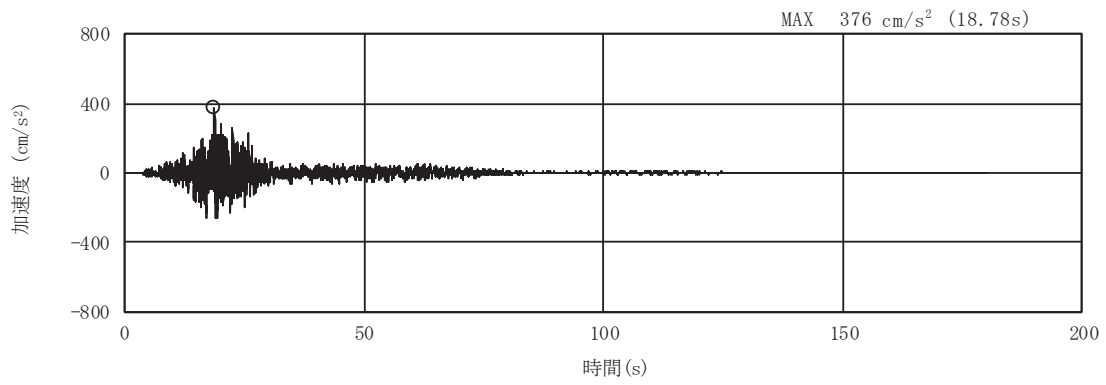


(a) 加速度時刻歴波形

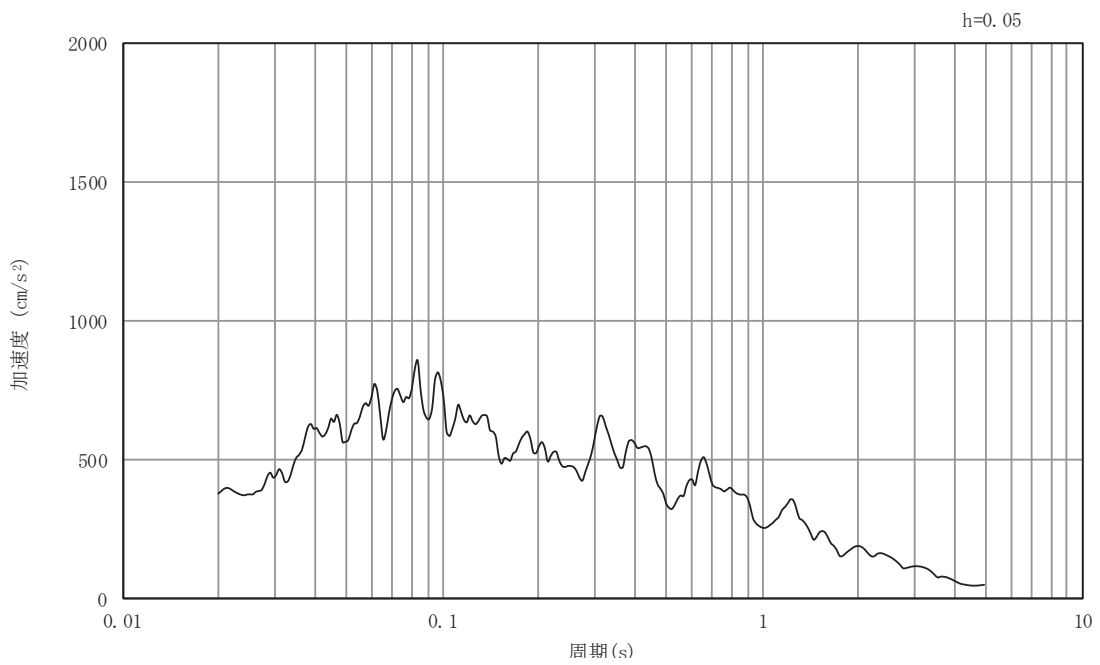


(b) 加速度応答スペクトル

図5-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(A-A断面, 水平成分: S s - F 1)

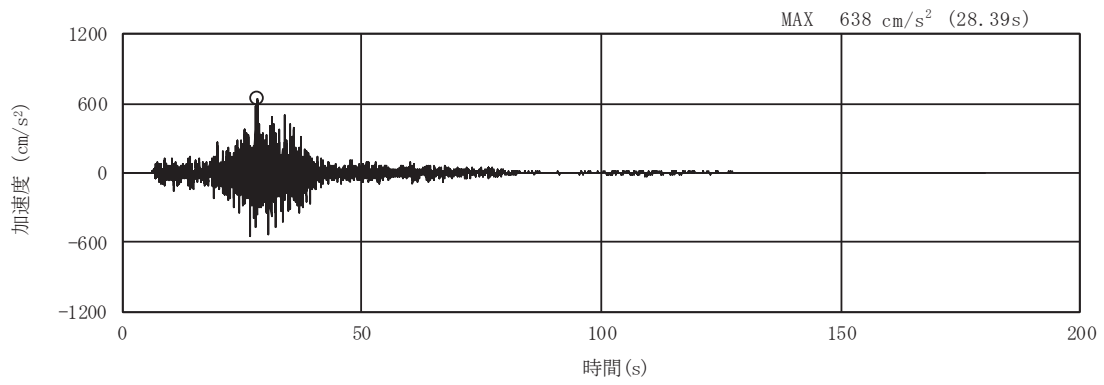


(a) 加速度時刻歴波形

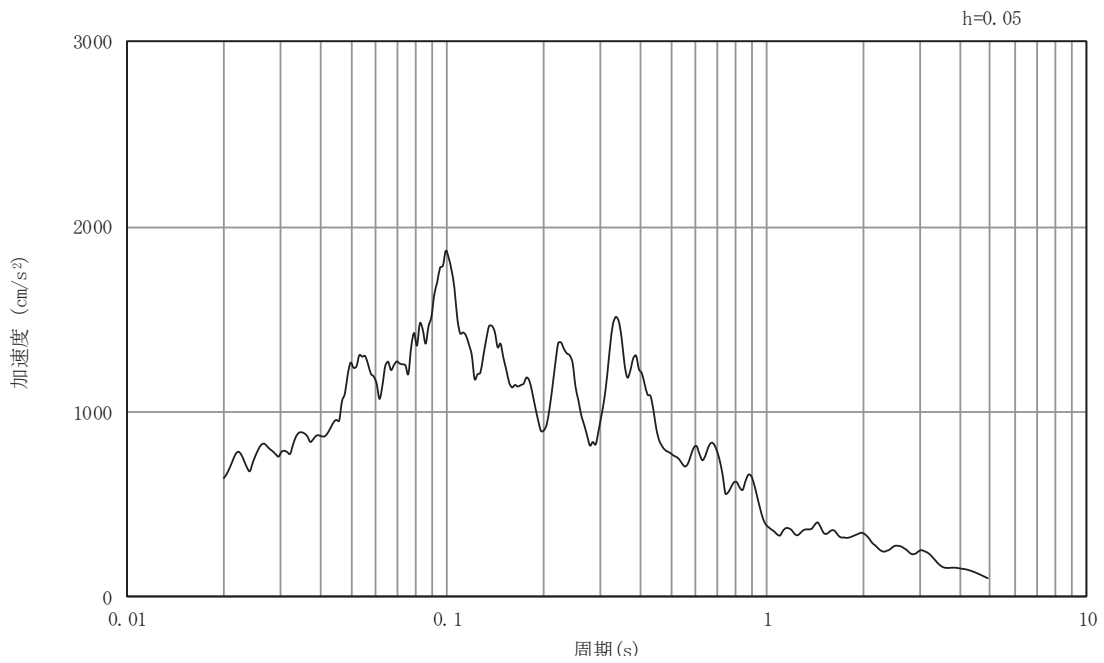


(b) 加速度応答スペクトル

図5-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(A-A断面, 鉛直成分: S s - F 1)

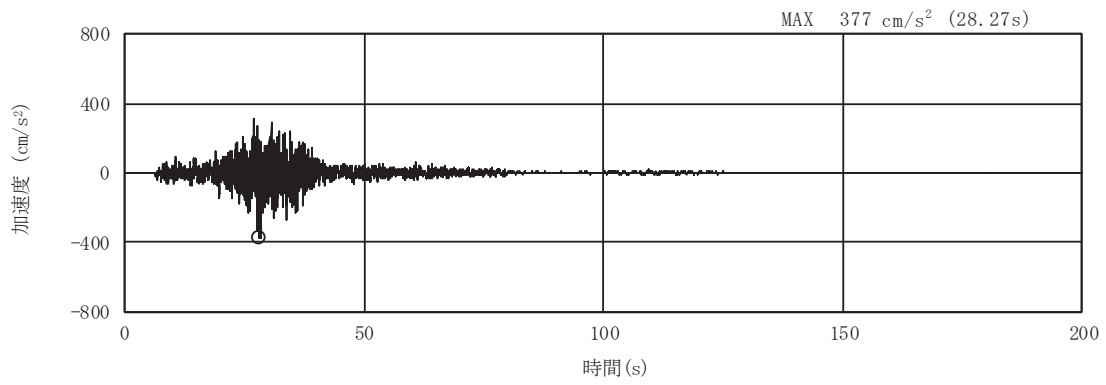


(a) 加速度時刻歴波形

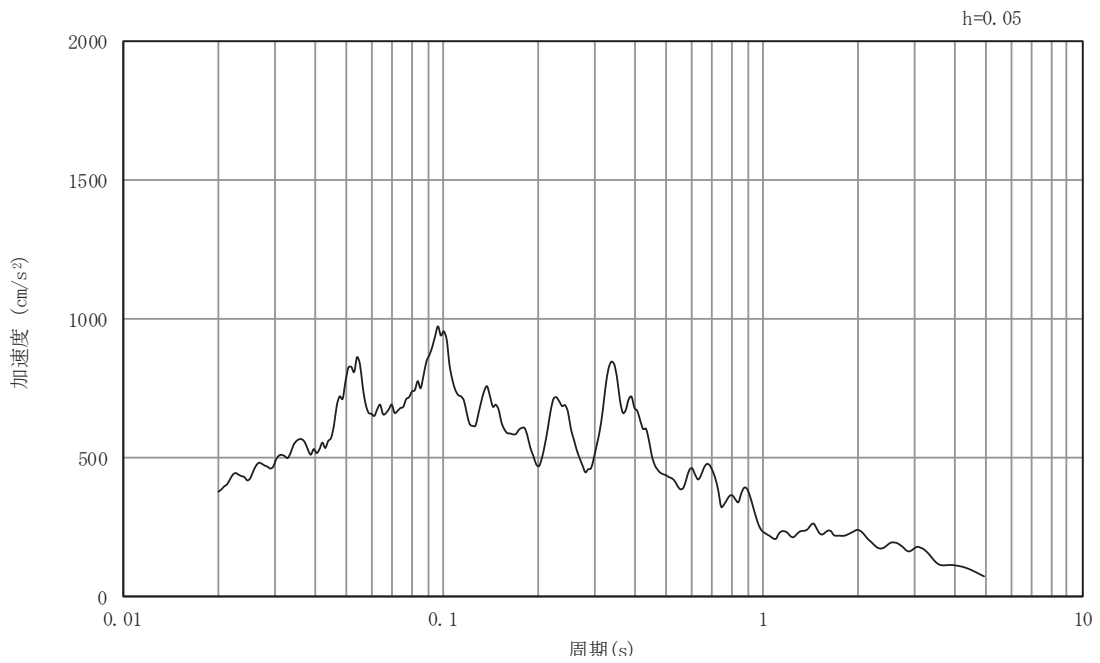


(b) 加速度応答スペクトル

図5-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(A-A断面, 水平成分: S s - F 2)

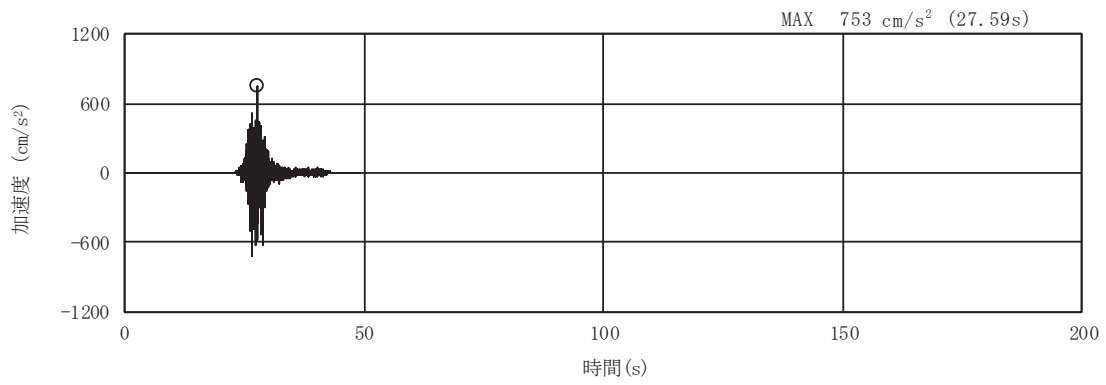


(a) 加速度時刻歴波形

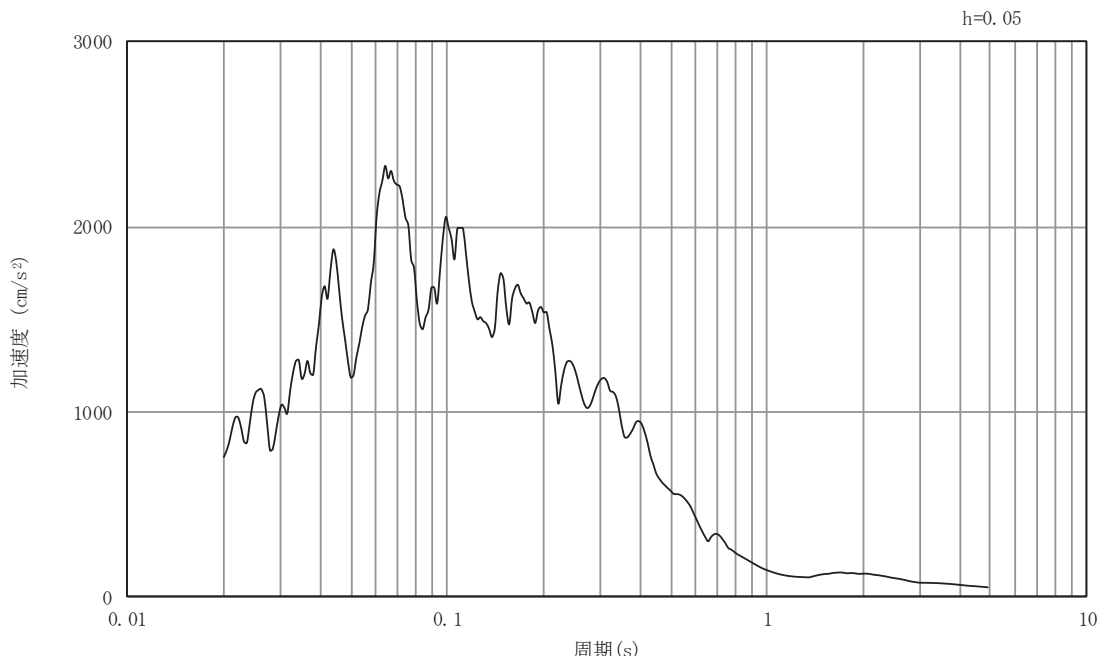


(b) 加速度応答スペクトル

図5-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(A-A断面, 鉛直成分: S s - F 2)

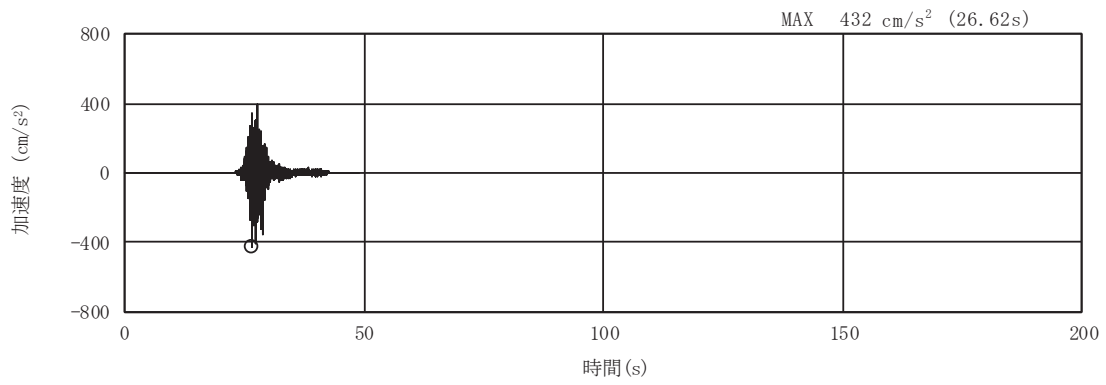


(a) 加速度時刻歴波形

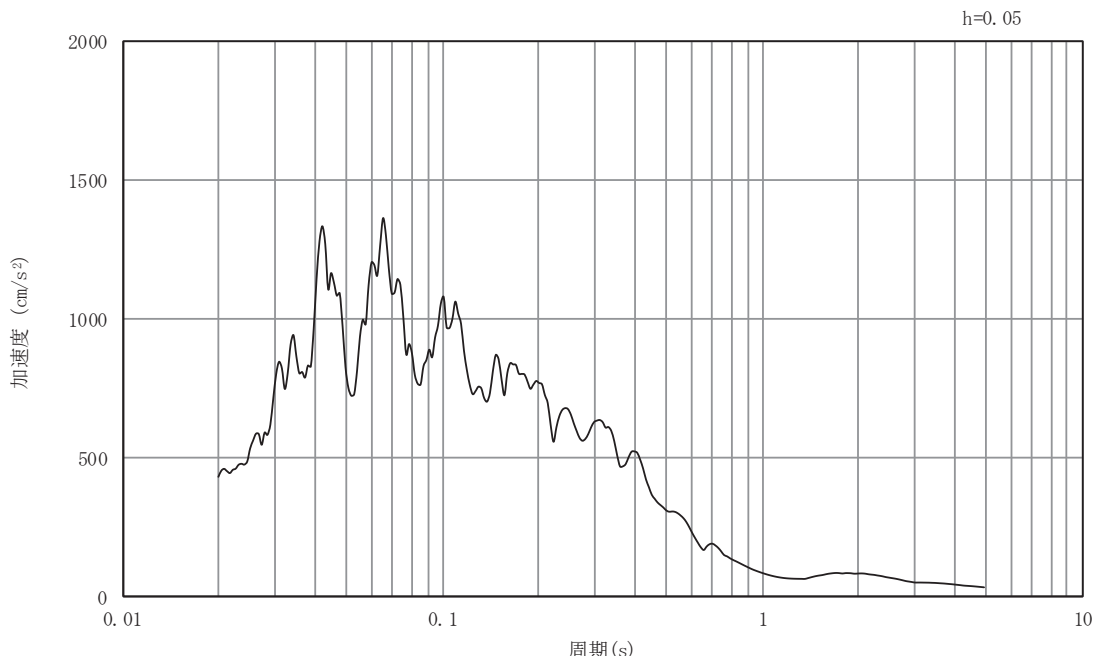


(b) 加速度応答スペクトル

図5-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(A-A断面, 水平成分: S s - F 3)

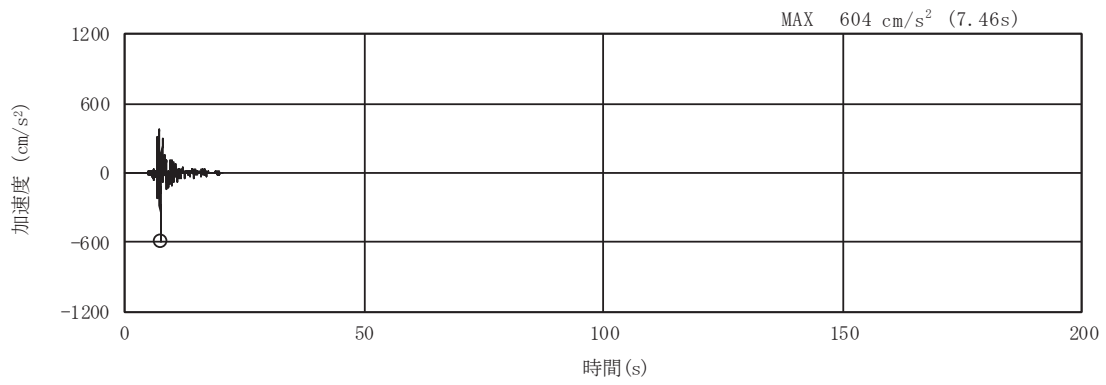


(a) 加速度時刻歴波形

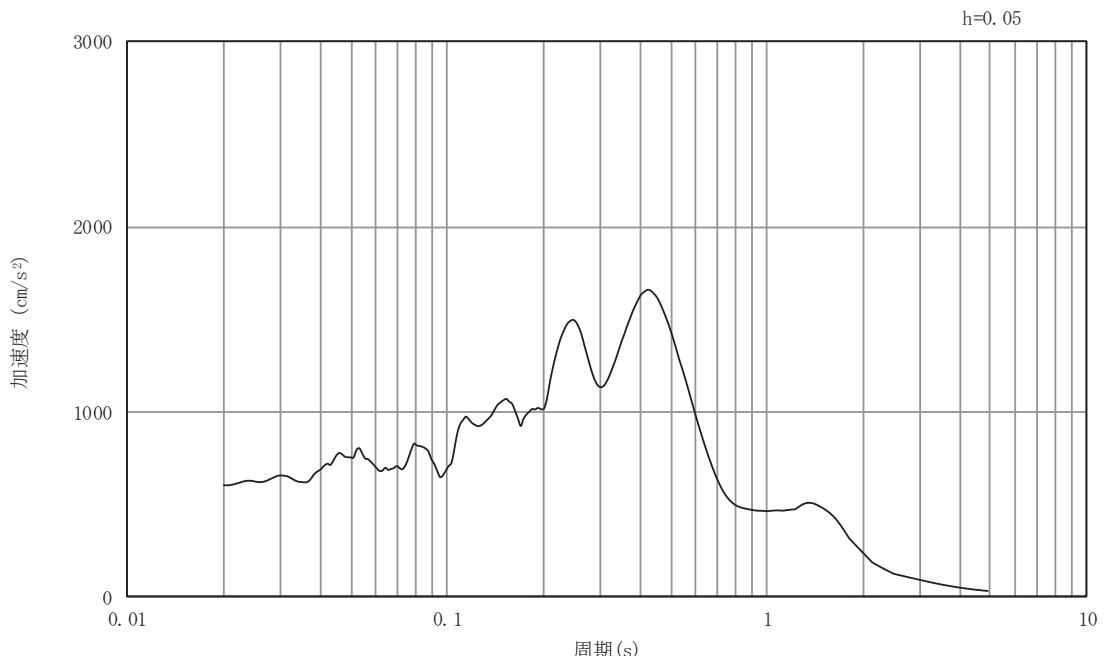


(b) 加速度応答スペクトル

図5-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(A-A断面, 鉛直成分: S s - F 3)

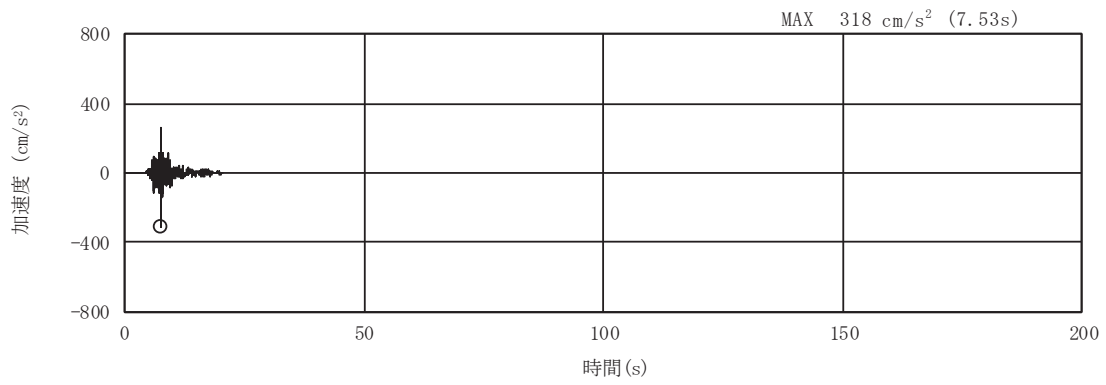


(a) 加速度時刻歴波形

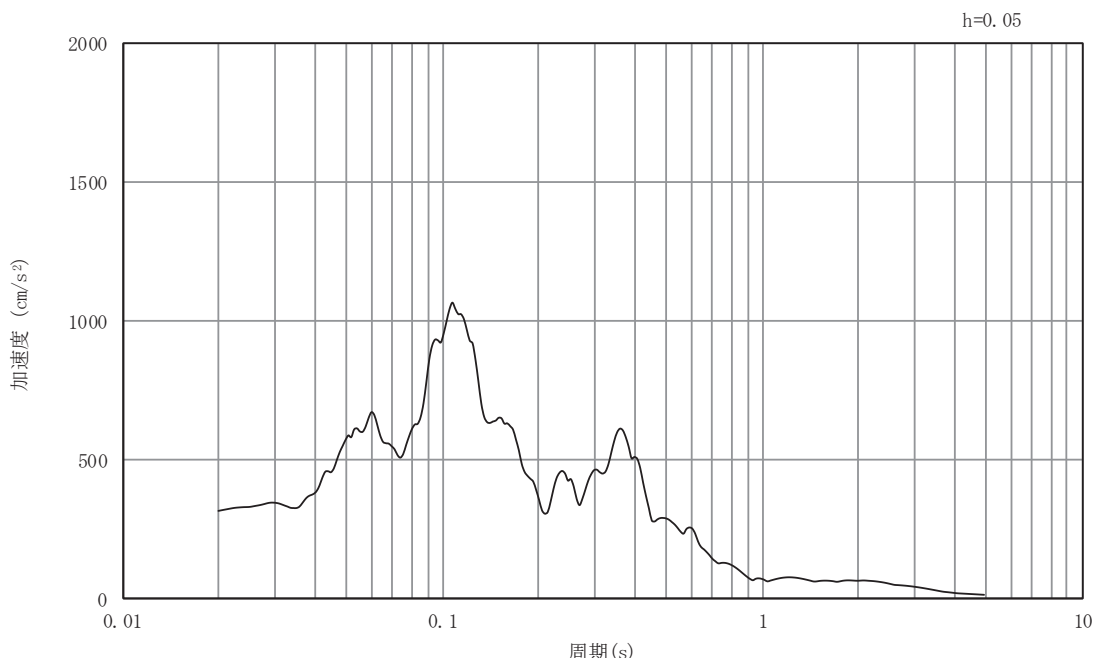


(b) 加速度応答スペクトル

図5-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(A-A断面, 水平成分: S s - N 1)

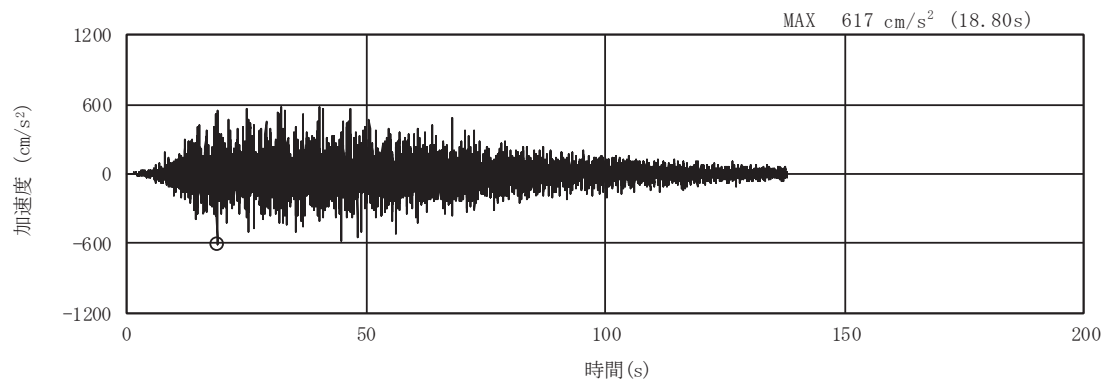


(a) 加速度時刻歴波形

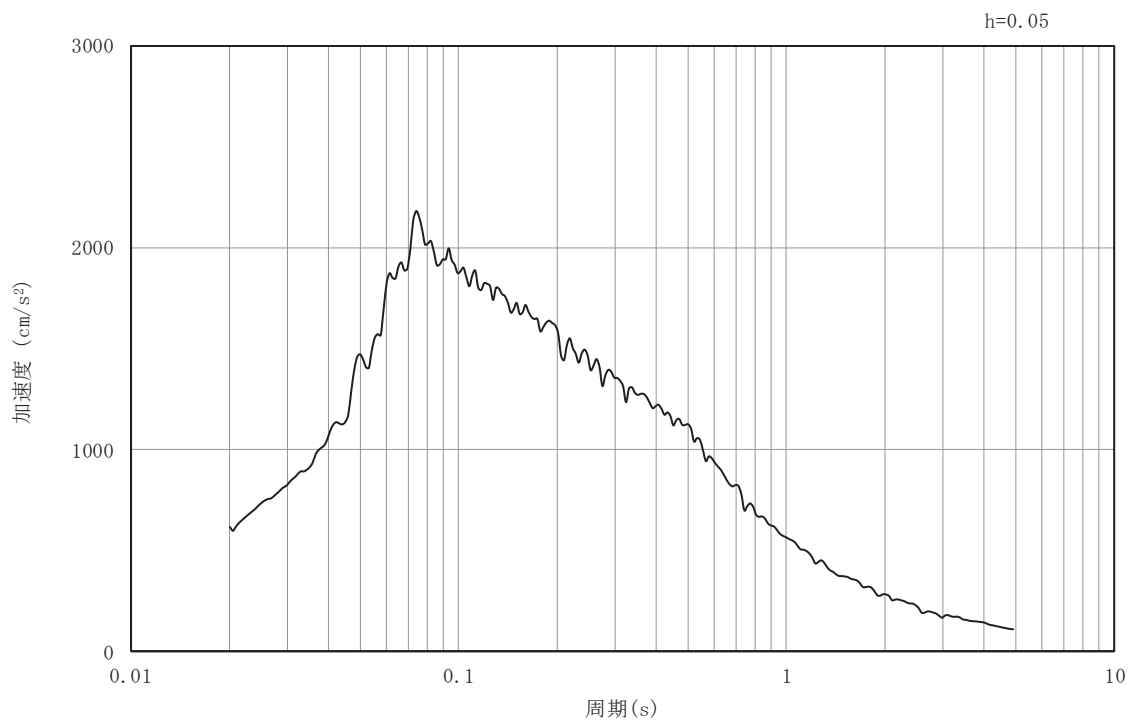


(b) 加速度応答スペクトル

図5-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(A-A断面, 鉛直成分: S s - N 1)

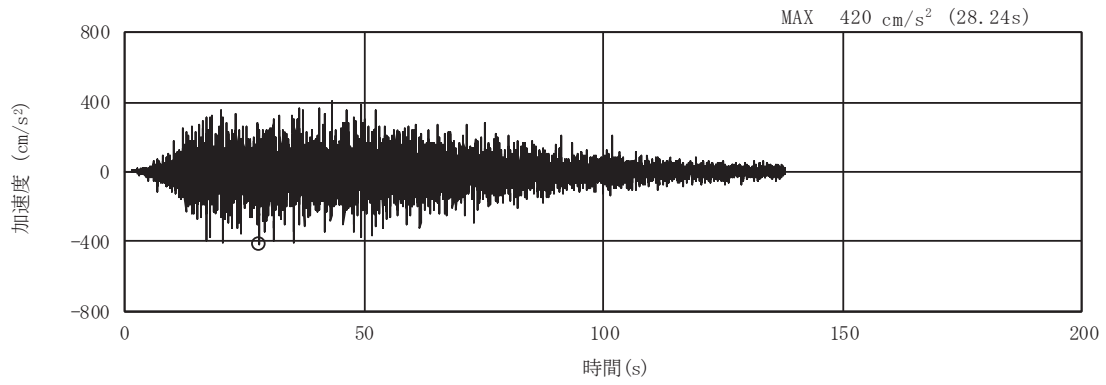


(a) 加速度時刻歴波形

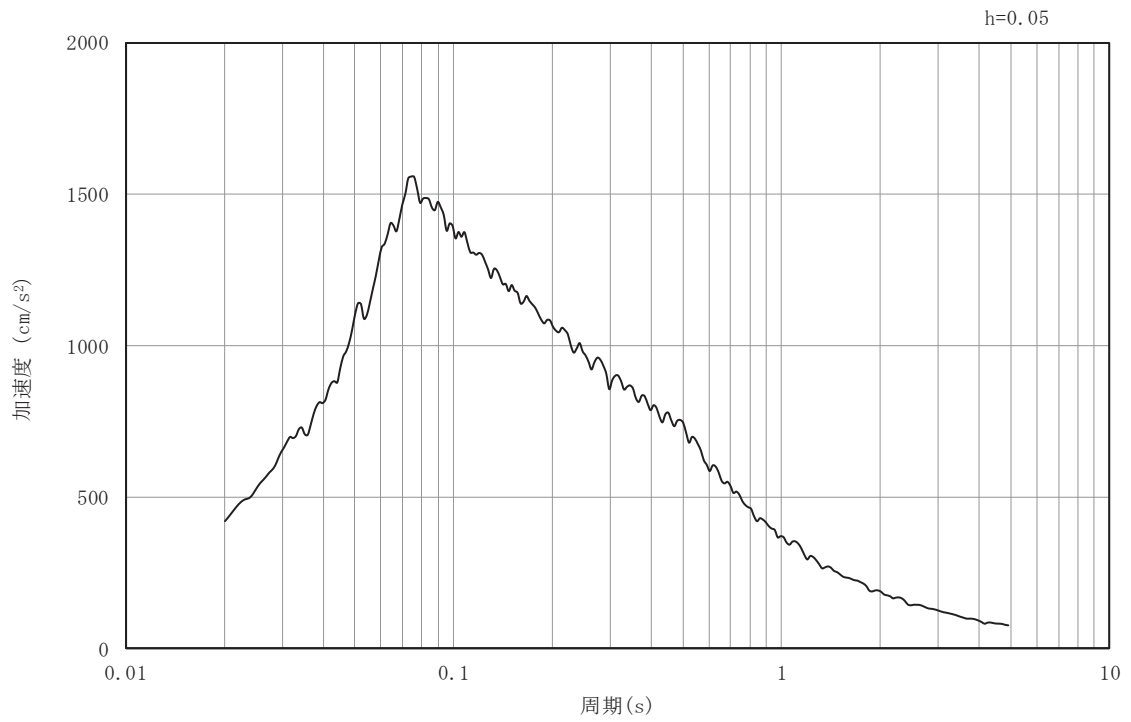


(b) 加速度応答スペクトル

図5-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(B-B断面, 水平成分: S s - D 1)

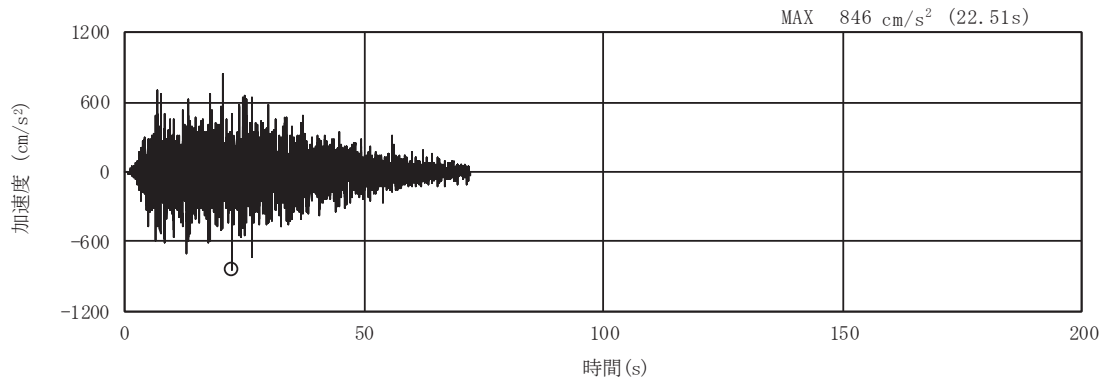


(a) 加速度時刻歴波形

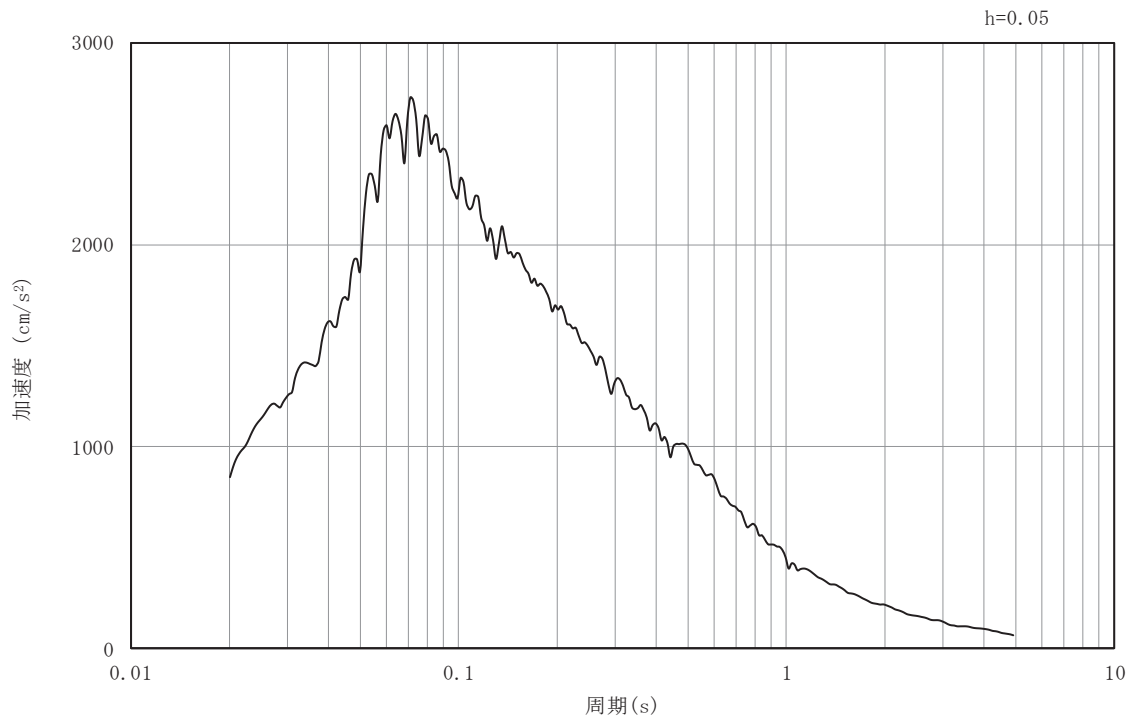


(b) 加速度応答スペクトル

図5-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(B-B断面, 鉛直成分: S s-D 1)

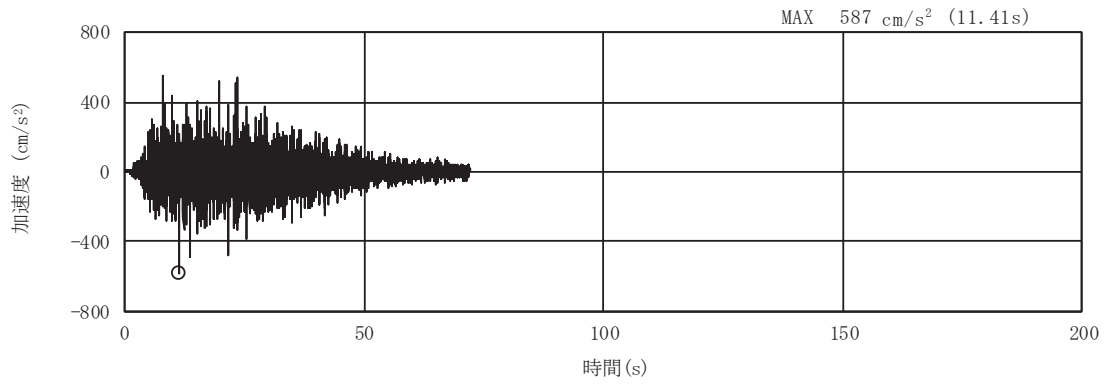


(a) 加速度時刻歴波形

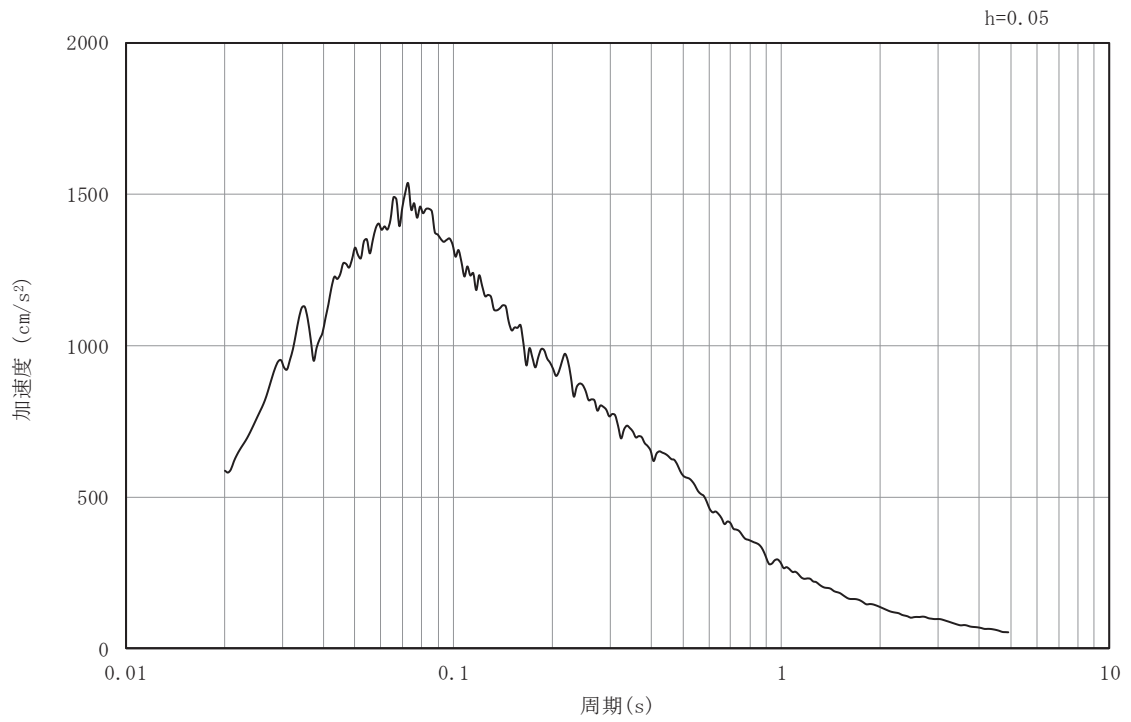


(b) 加速度応答スペクトル

図5-18 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(B-B断面, 水平成分: S s - D 2)

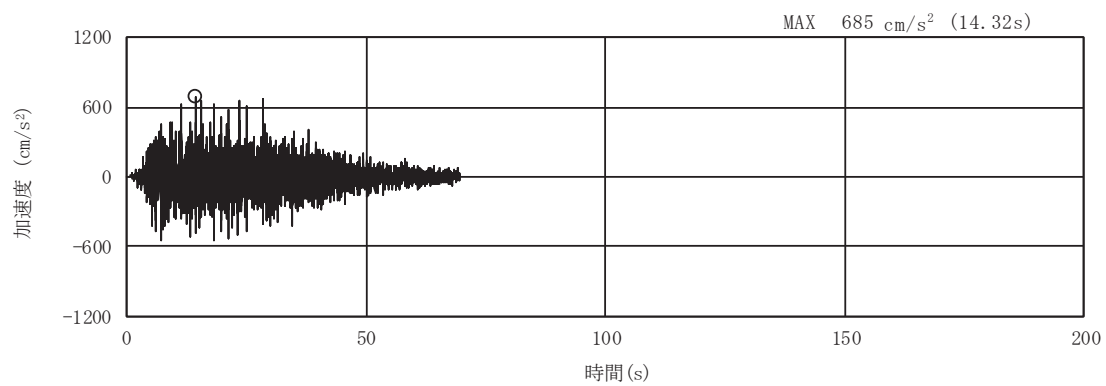


(a) 加速度時刻歴波形

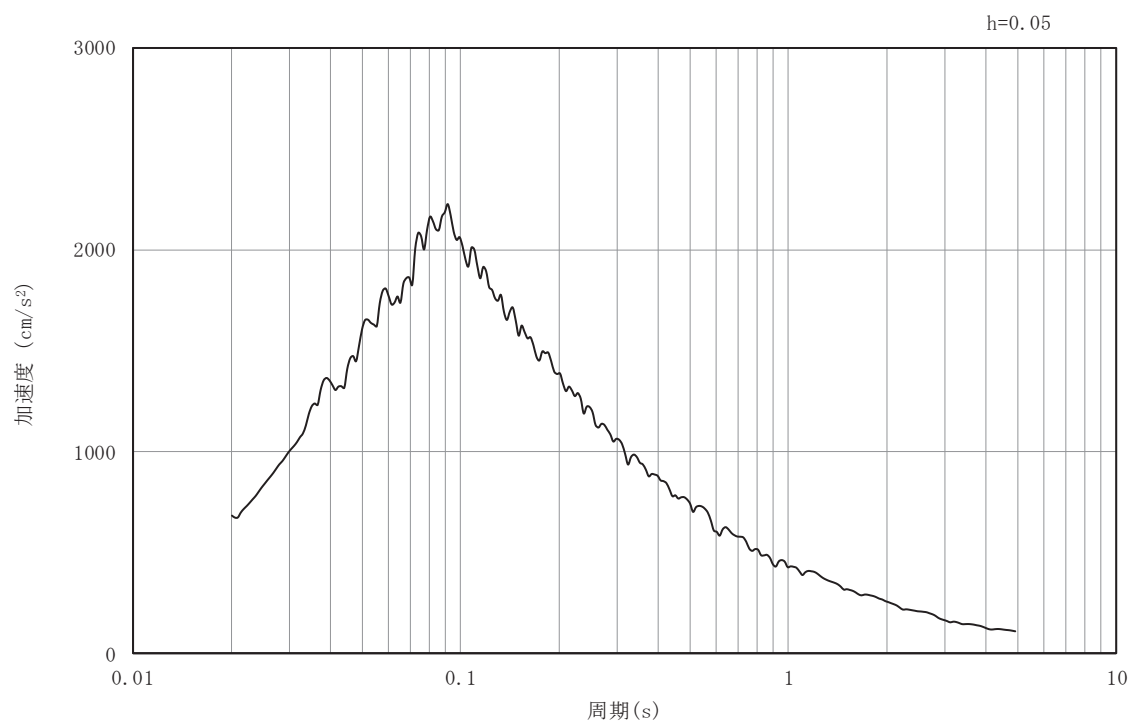


(b) 加速度応答スペクトル

図5-19 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(B-B断面, 鉛直成分: S s - D 2)

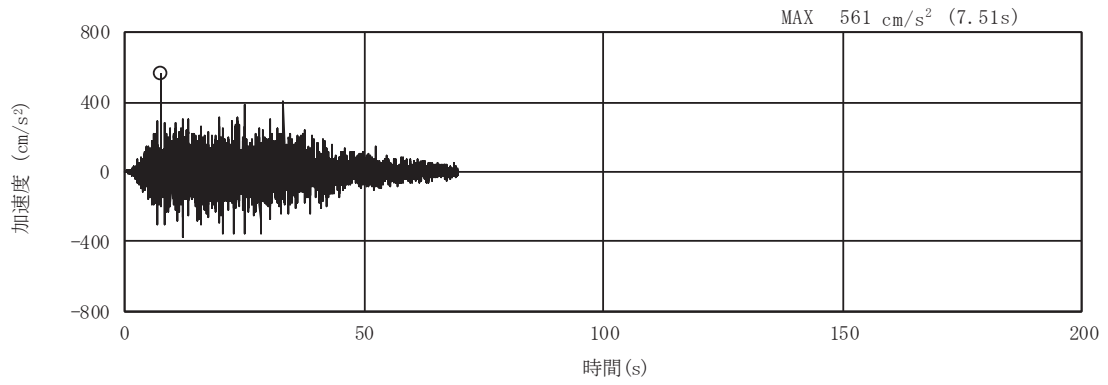


(a) 加速度時刻歴波形

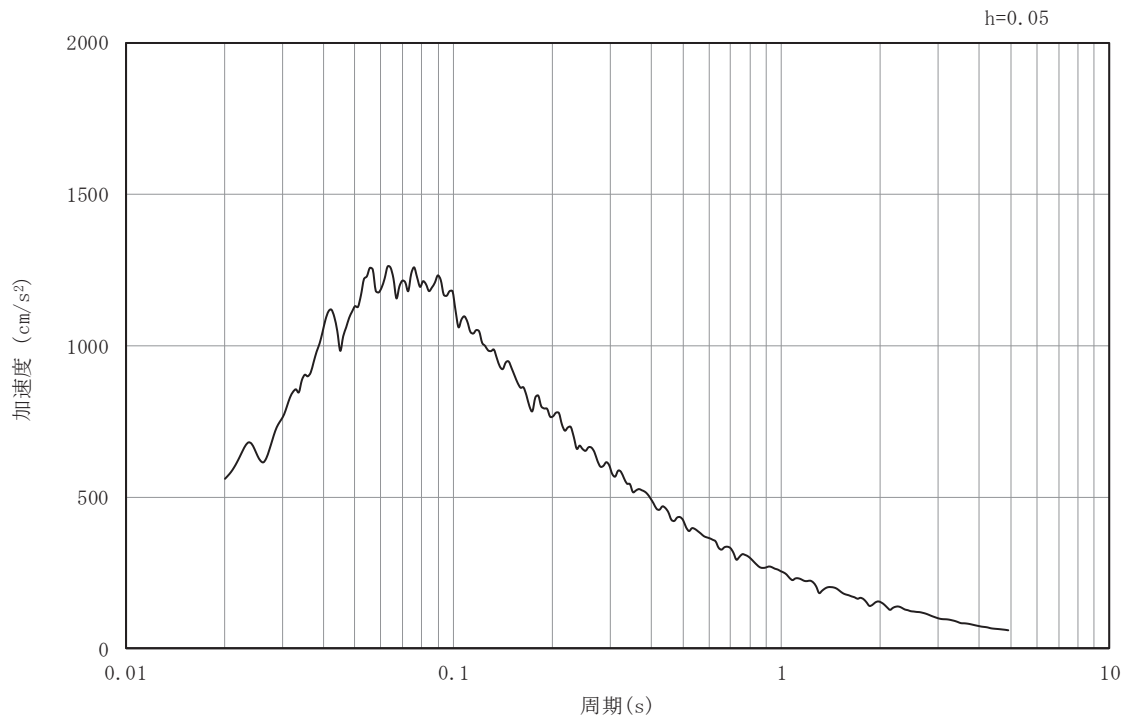


(b) 加速度応答スペクトル

図5-20 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(B-B断面, 水平成分: S s - D 3)

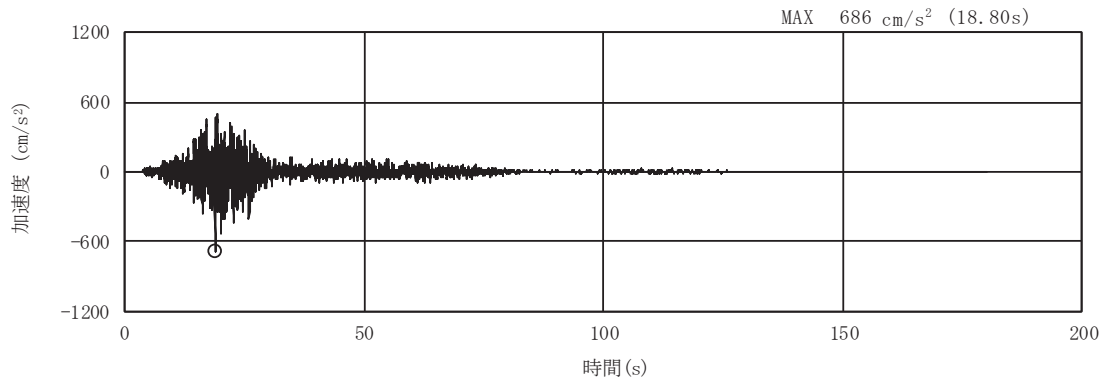


(a) 加速度時刻歴波形

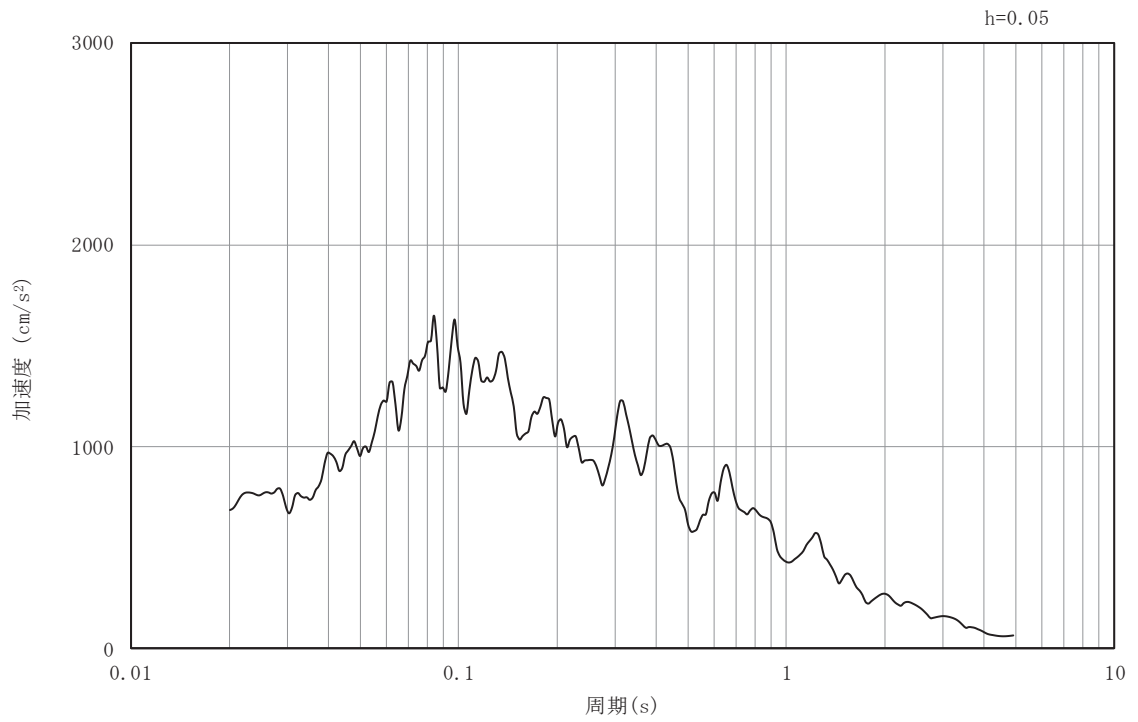


(b) 加速度応答スペクトル

図5-21 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(B-B断面, 鉛直成分: S s - D 3)

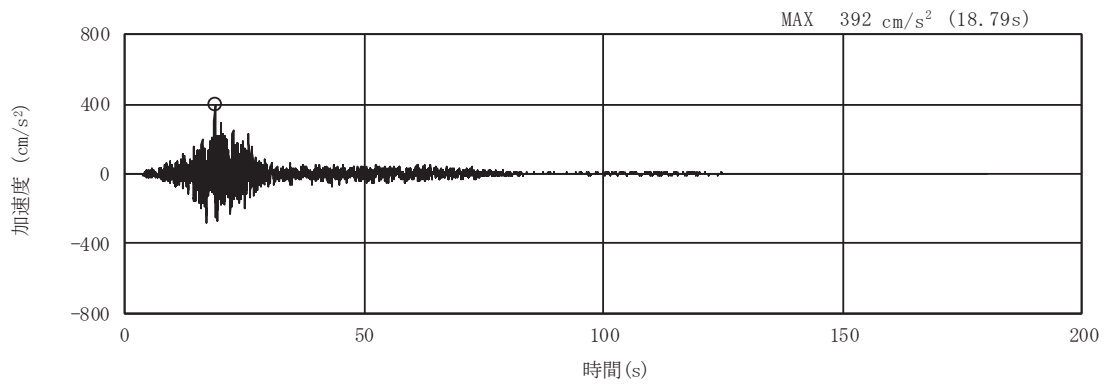


(a) 加速度時刻歴波形

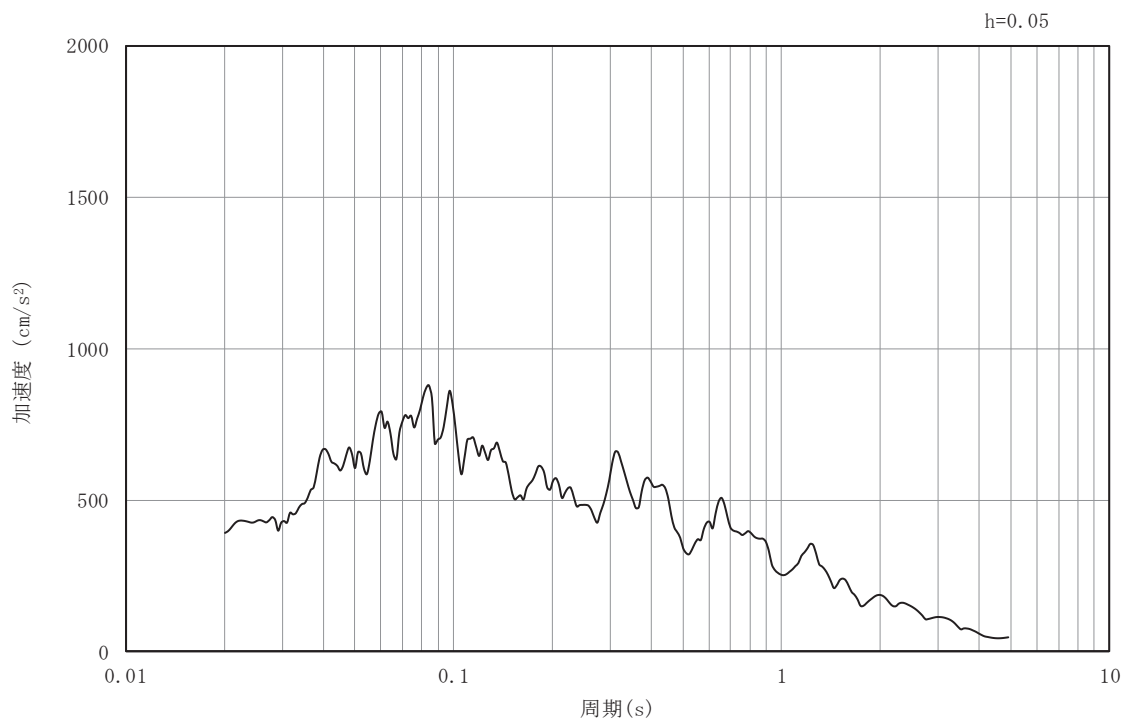


(b) 加速度応答スペクトル

図5-22 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(B-B断面, 水平成分: S s - F 1)

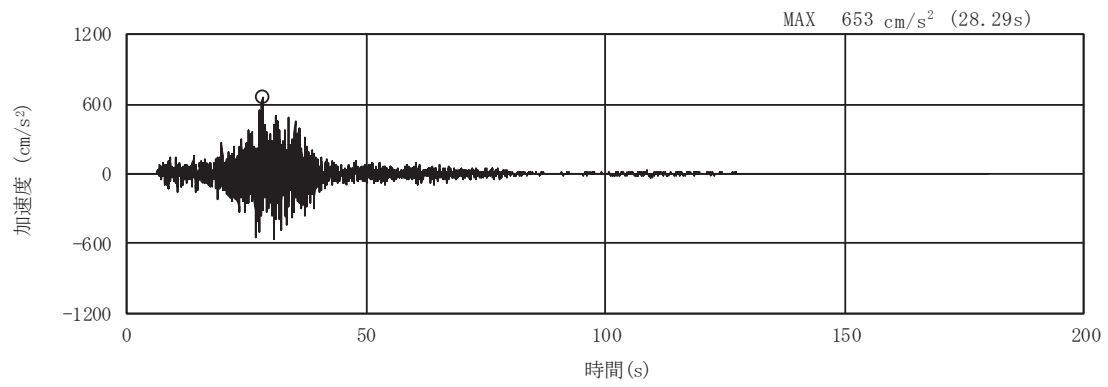


(a) 加速度時刻歴波形

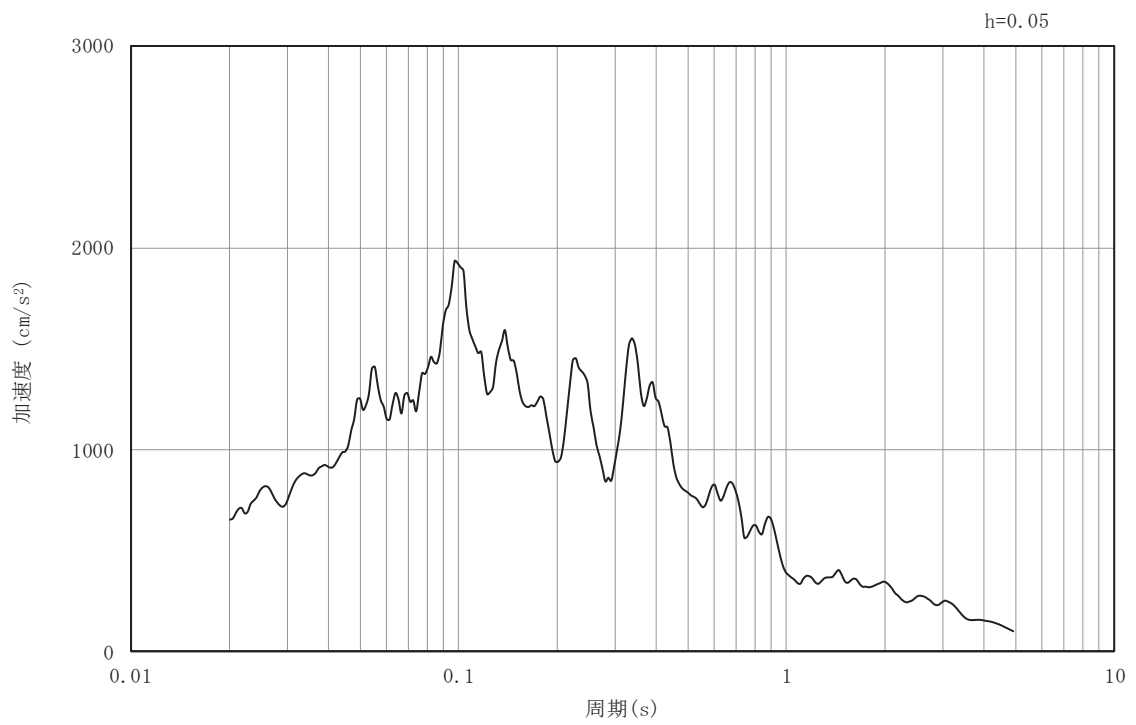


(b) 加速度応答スペクトル

図5-23 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(B-B断面, 鉛直成分: S s - F 1)

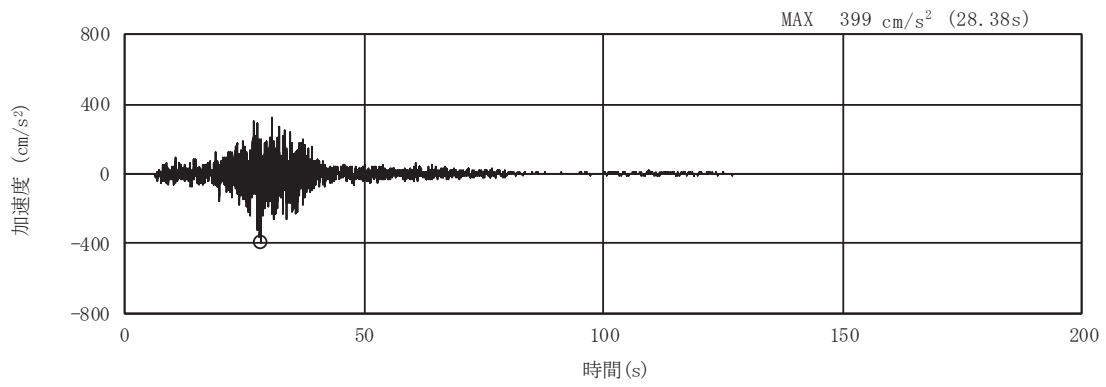


(a) 加速度時刻歴波形

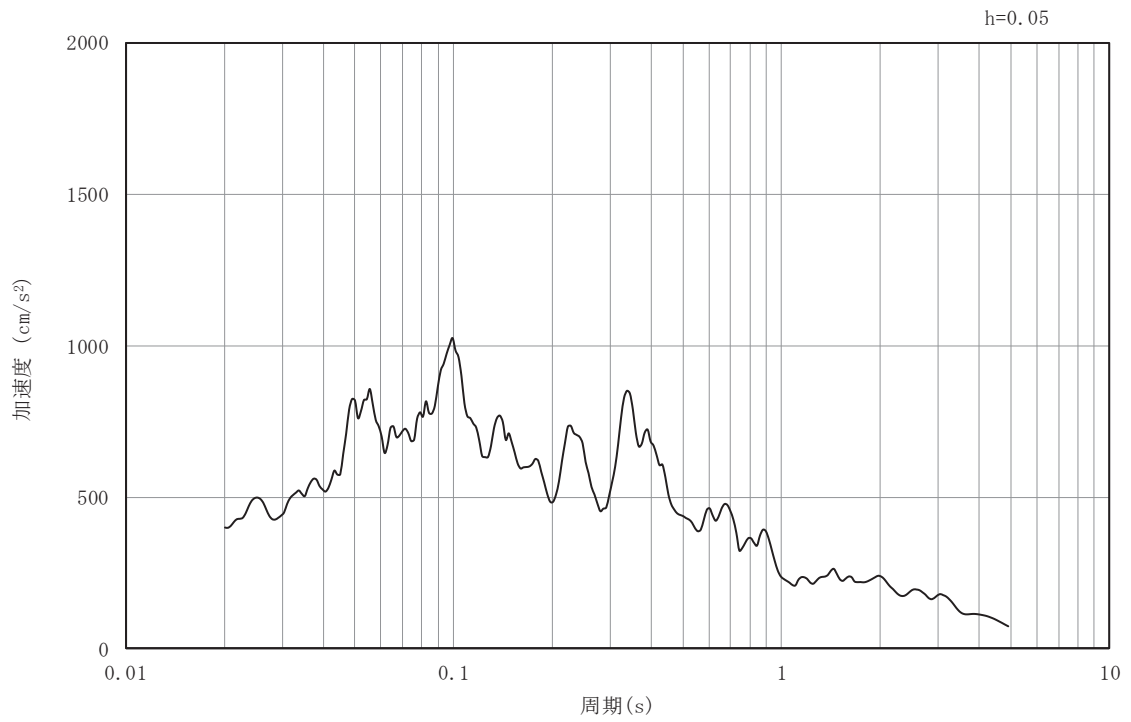


(b) 加速度応答スペクトル

図5-24 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(B-B断面, 水平成分: S s - F 2)

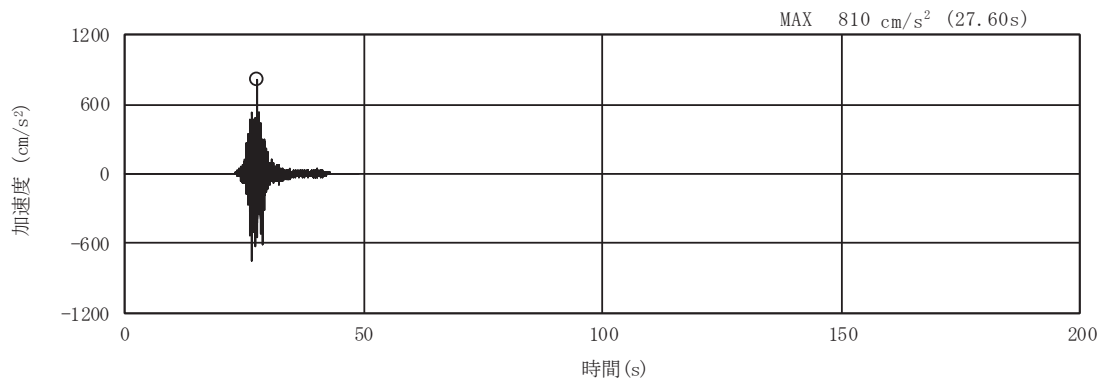


(a) 加速度時刻歴波形

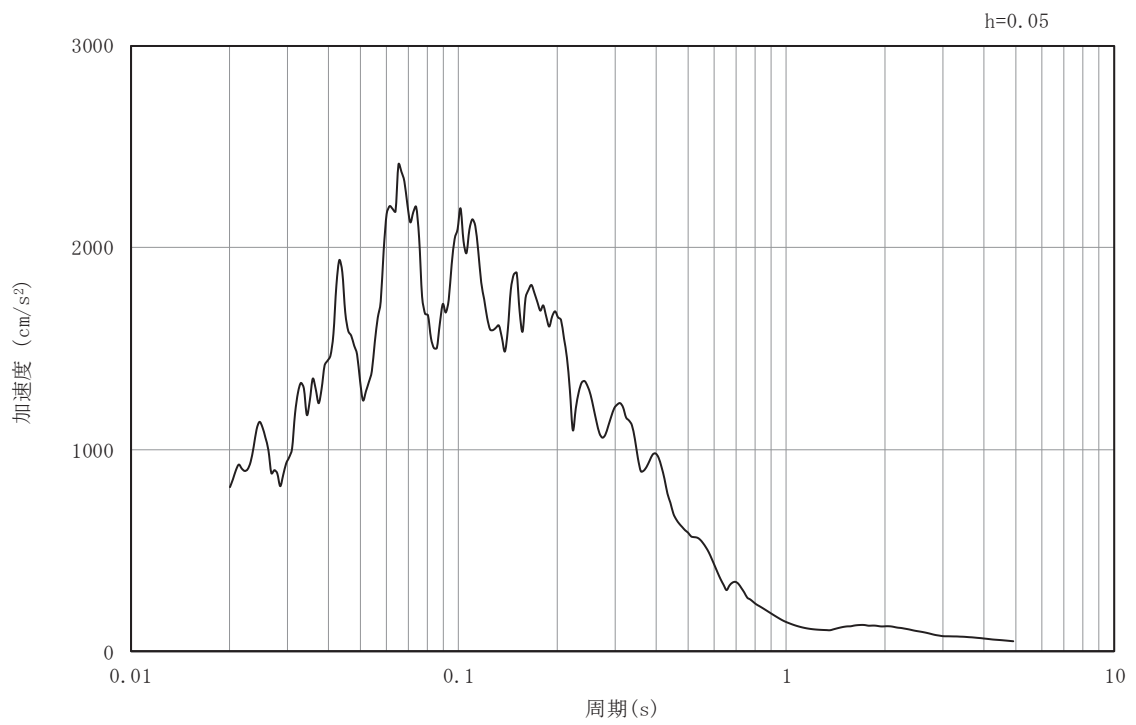


(b) 加速度応答スペクトル

図5-25 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(B-B断面, 鉛直成分: S s - F 2)

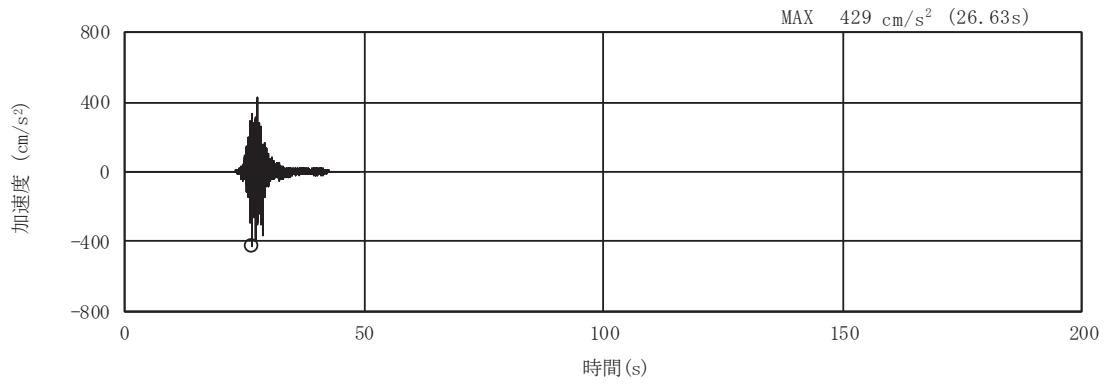


(a) 加速度時刻歴波形

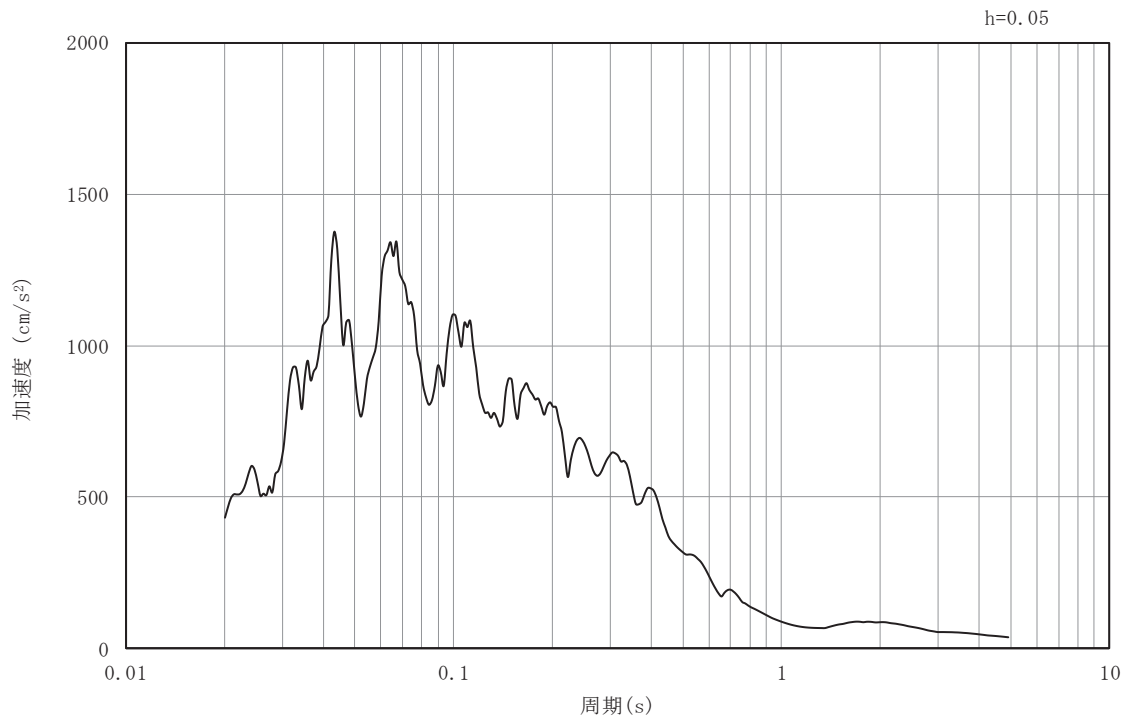


(b) 加速度応答スペクトル

図5-26 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(B-B断面, 水平成分: S s - F 3)

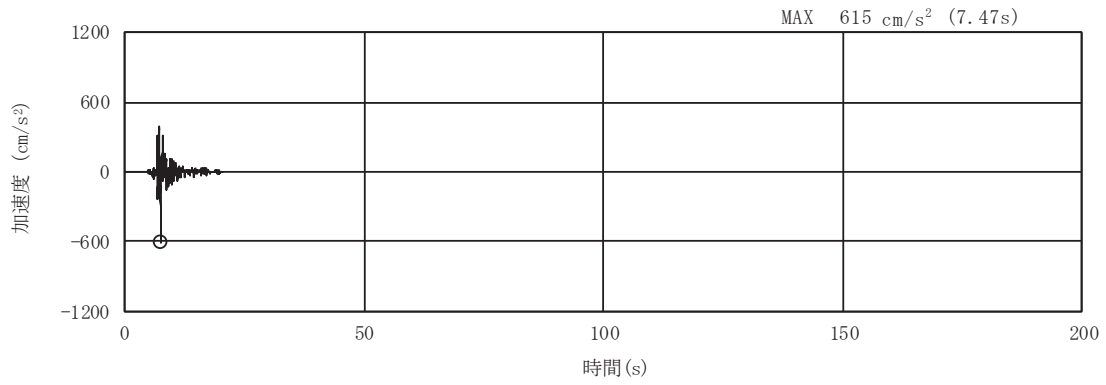


(a) 加速度時刻歴波形

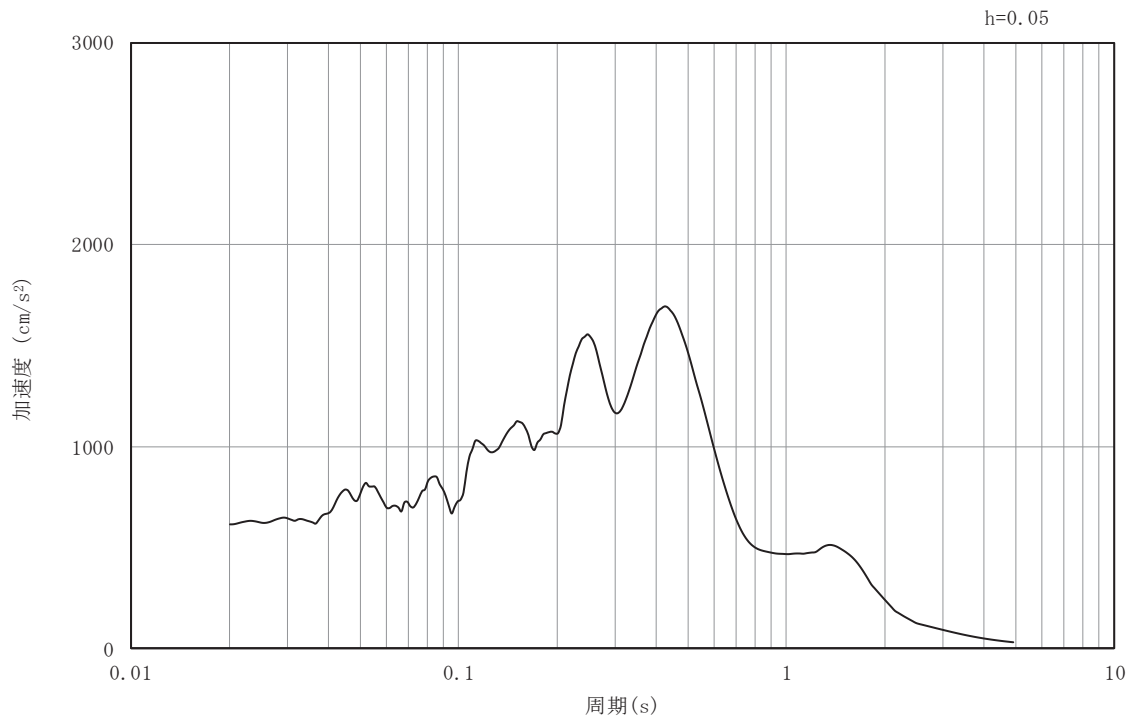


(b) 加速度応答スペクトル

図5-27 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(B-B断面, 鉛直成分: S s - F 3)

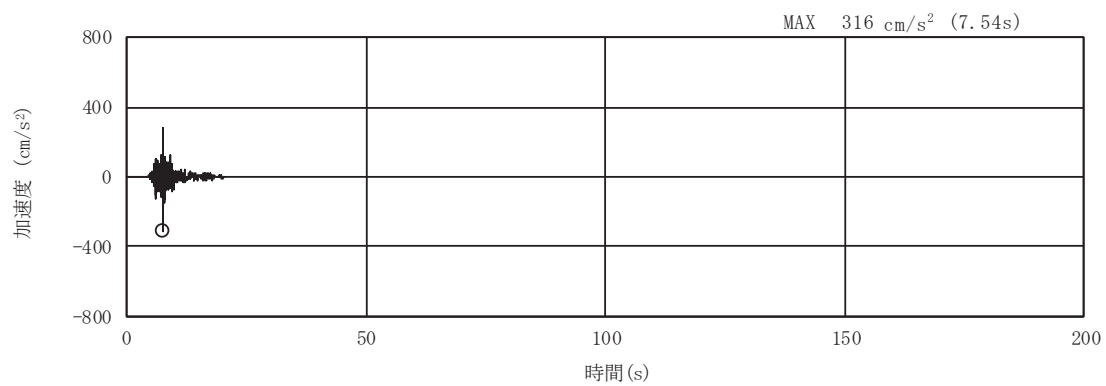


(a) 加速度時刻歴波形

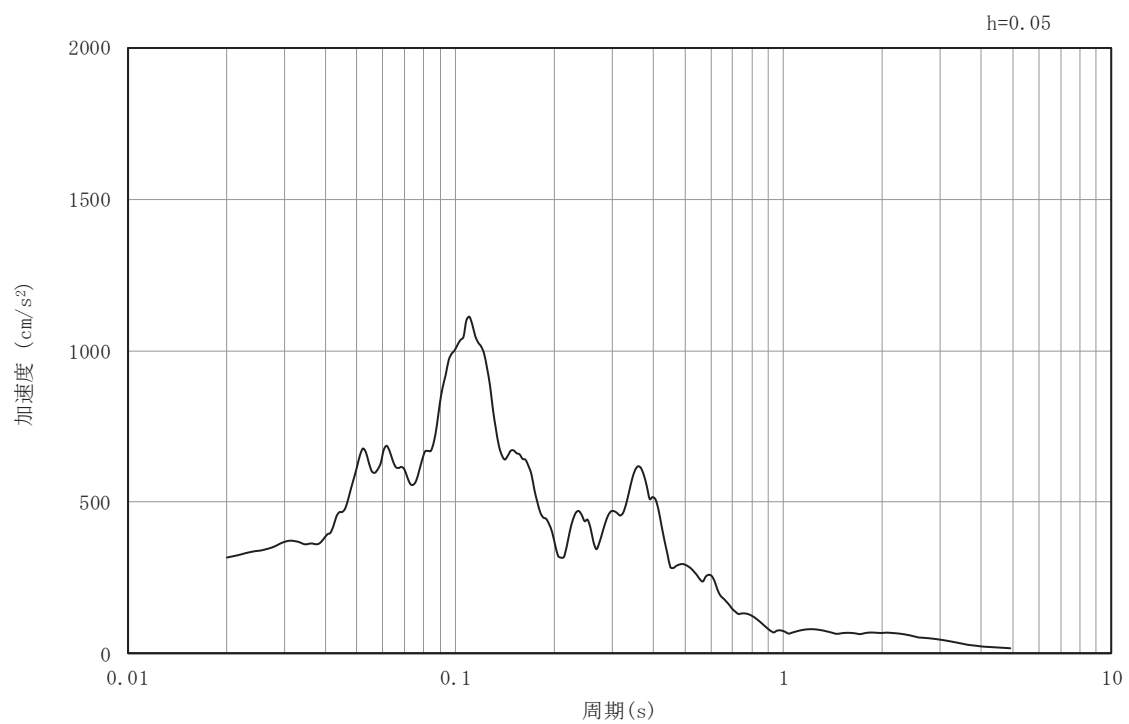


(b) 加速度応答スペクトル

図5-28 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(B-B断面, 水平成分: S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図5-29 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(B-B断面, 鉛直成分: S s - N 1)

5.2 許容限界の設定

5.2.1 鉄筋コンクリート部材の健全性に対する許容限界

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

a. 断面①及び断面⑥

鉄筋コンクリート部材を線形シェル要素によりモデル化を行う断面①の構造強度を有することの確認、止水機能を損なわないこと及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、表5-1及び表5-2に示す短期許容応力度とする。

なお、頂版に止水機能及びSクラスの施設を支持する機能を要求されるが、短期許容応力度により照査を行うため、構造強度を有することの確認と許容限界が同一となることから、全部材に対して構造強度を有することを確認することで、止水機能及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認も同時に行う。

また、断面①と同様に鉄筋コンクリート部材を線形シェル要素によりモデル化を行う断面⑥の構造強度を有することの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、表5-1及び表5-2に示す短期許容応力度とする。

表5-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度（断面①及び断面⑥）

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
$f'_{ck} = 20.5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	7.8	11.7
	許容せん断応力度 τ_{a1}	0.42	0.63

注記*：コンクリート標準示方書[構造的性能照査編]（土木学会，2002年制定）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

表5-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度（断面①及び断面⑥）

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	196	294

注記*：コンクリート標準示方書[構造的性能照査編]（土木学会，2002年制定）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

b. 断面②～⑤

鉄筋コンクリート部材を非線形はり要素によりモデル化を行う断面②～⑤の構造強度を有することの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づき、限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ1.0%）とする。

曲げ・軸力系の破壊に対する限界状態については、土木学会マニュアルではコンクリートの圧縮縁のかぶりが剥落しないこととされており、圧縮縁コンクリートひずみ1.0%の状態は、かぶりコンクリートが剥落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。この状態を限界値とすることで構造全体としての安定性等が確保できるとして設定されたものである。

また、側壁及び隔壁のアンカ一定着部に要求されるSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認においては、コンクリート標準示方書に基づき、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみについて、部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリート：2000 μ ，主筋：1725 μ ）とする。鉄筋コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界を表5-3に示す。

なお、後施工せん断補強工法（セラミックキャップバー工法）（以下「CCb工法」という。）を適用する部材について、CCb工法はおおむね弾性範囲となる状況下で使用することから、コンクリート及び鉄筋のひずみが、部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ，主筋ひずみ：1725 μ ）を下回ることを併せて確認する。

表5-3 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界（断面②～⑤）

確認項目	許容限界	
構造強度を有すること	限界ひずみ	圧縮縁コンクリートひずみ：1.0% (10000 μ)
Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと		コンクリート：2000 μ 主筋(SD345)：1725 μ

(2) せん断破壊に対する許容限界（許容応力度）

鉄筋コンクリート部材を線形シェル要素によりモデル化を行う断面①の構造強度を有することの確認、止水機能を損なわないこと及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表5-1に示す短期許容応力度とする。

また、断面①と同様に鉄筋コンクリート部材を線形シェル要素によりモデル化を行う断面⑥の構造強度を有することの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表5-1に示す短期許容応力度とする。

(3) せん断破壊に対する許容限界（せん断耐力式によるせん断耐力）

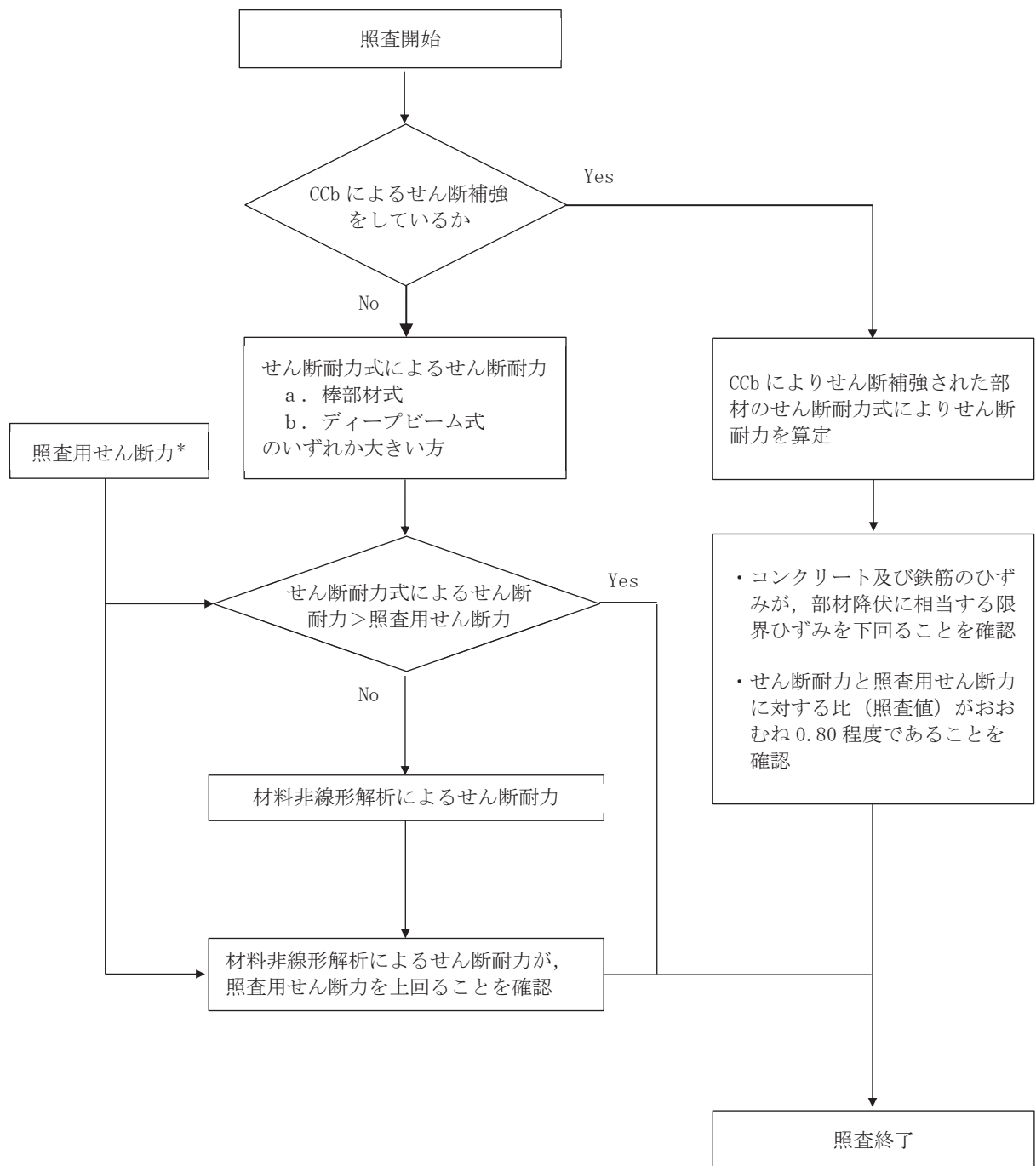
鉄筋コンクリート部材を非線形はり要素によりモデル化を行う断面②～⑤の構造強度を有することの確認及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認におけるせん断破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づくせん断耐力とする。せん断耐力の評価式は部材の種類に応じて4種類を用いる。

せん断耐力を、土木学会マニュアルに基づき「a. 棒部材式」、「b. ディープビーム式」のせん断耐力式で求まるせん断耐力のうち、いずれか大きい方とする。

せん断耐力式による照査において照査用せん断力が上記のせん断耐力を上回る場合、材料非線形解析により部材のせん断耐力を求め許容限界とする。

また、CCb工法を用いる構造部材については「(4) CCbによりせん断補強された部材のせん断耐力式」によることとする。

各せん断耐力の評価式は、後述する。せん断破壊に対する照査のフローを図5-30に示す。



注記*：検査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

図 5-30 せん断破壊に対する検査フロー

a. 棒部材式

$$V_{y d} = V_{c d} + V_{s d}$$

ここで, $V_{y d}$: せん断耐力

$V_{c d}$: コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{s d}$: せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{c d} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{v c d} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{b c}$$

$$f_{v c d} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{c d}} \quad \text{ただし, } f_{v c d} > 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{) となる場合は}$$

$$f_{v c d} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1 / d} \quad (d \text{ [m]}) \quad \text{ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v} \quad \text{ただし, } \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_n = 1 + M_0 / M_d \quad (N'_d \geq 0) \quad \text{ただし, } \beta_n > 2.0 \text{ となる場合は } \beta_n = 2.0$$

$$= 1 + 2 M_0 / M_d \quad (N'_d < 0) \quad \text{ただし, } \beta_n < 0 \text{ となる場合は } \beta_n = 0$$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a / d} \quad \text{ただし, } \beta_a < 1.0 \text{ となる場合は } \beta_a = 1.0$$

ここで, $f'_{c d}$: コンクリート圧縮強度の設計用値(N/mm²)で設計基準強度 $f'_{c k}$ を

材料係数 $\gamma_{m c}$ で除したもの

$$p_v : \text{引張鉄筋比} \quad p_v = A_s / (b_w \cdot d)$$

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

N'_d : 設計軸圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

M_0 : M_d に対する引張縁において, 軸方向力によって発生する応力を打ち

消すのに必要なモーメント（デコンプレッションモーメント）

$$M_0 = N'_d \cdot D/6$$

D : 断面高さ

a/d : せん断スパン比

γ_{bc} : 部材係数

γ_{mc} : 材料係数

$$V_{sd} = \left\{ A_w f_{wyd} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \right\} z / \gamma_{bs}$$

A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積

f_{wyd} : せん断補強鉄筋の降伏強度を γ_{ms} で除したもので、400N/mm² 以下と

する。ただし、コンクリート圧縮強度の特性値 f'_{ck} が 60N/mm² 以上

のときは 800N/mm² 以下とする。

α : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度

s : せん断補強鉄筋の配置間隔

z : 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。

γ_{bs} : 部材係数

γ_{ms} : 材料係数

b. デイープビーム式

$$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd}$$

ここで、 V_{ydd} : せん断耐力

V_{cdd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sdd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{dd} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad \text{ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v} \quad \text{ただし, } \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_a = \frac{5}{1 + (a/d)^2}$$

ここで、 γ_{bc} : 部材係数

$$V_{sdd} = \phi \cdot V_{sd}$$

$$\phi = -0.17 + 0.3 a/d + 0.33/p_{wb} \quad \text{ただし } 0 \leq \phi \leq 1$$

ここで、 p_{wb} : せん断補強鉄筋比(%)

土木学会マニュアルでは、コンクリート標準示方書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 β_a を考慮している。これは、地中に埋設されたラーメン構造で、分布荷重が卓越、スパン内に曲げモーメントの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のせん断耐力式を精緻化したものである。

また、土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては、表5-4に示すとおり、複数の安全係数が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表 5-4 セン断耐力式による評価において考慮している安全係数

安全係数			せん断照査		内容
			応答値算定	限界値算定	
材料係数	コンクリート	γ_{mc}	1.0	1.3	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	γ_s	1.0	1.0	—
部材係数*	コンクリート	γ_{bc}	—	1.3	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	γ_{bs}	—	1.1	せん断補強筋が負担するせん断力を低減
構造解析係数		γ_a	1.05	—	応答値（断面力）の割り増し

注記*：土木学会マニュアルでは、部材係数 $\gamma_b = \gamma_{b1} \times \gamma_{b2}$

$$\gamma_{b1} = \begin{cases} 1.3 & (\text{コンクリート}) \\ 1.1 & (\text{鉄筋}) \end{cases}$$

$$\gamma_{b2} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.01) \\ (100R + 2)/3 & (0.01 < R \leq 0.025) \\ 1.5 & (R > 0.025) \end{cases}$$

ここで、R：応答層間変形角
とされている。

γ_{b2} は層間変形角の値によらず、部材が降伏していない状態であれば、 $\gamma_{b2} = 1.0$ としてよいとされている。解析結果から原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の鉄筋コンクリート部材については降伏が認められなかったため、 $\gamma_{b2} = 1.0$ とする。

(4) CCbによりせん断補強された部材のせん断耐力式

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）において後施工せん断補強（セラミックキャップバー（CCb））を配置した構造部材については、「建設技術審査証明報告書 技術名称 後施工セラミック定着型せん断補強鉄筋「セラミックキャップバー（CCb）一般財団法人土木研究センター」」（以下「建設技術証明書」という。）に示されている以下の設計式により求める。

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

$$V_{C C b d} = \beta_{a w} \cdot V_{a w d} \\ = \beta_{a w} \cdot \left\{ A_{a w} \cdot f_{a w y d} (\sin \alpha_{a w} + \cos \alpha_{a w}) / S_{a w} \right\} z / \gamma_b \quad \dots \text{式(2)}$$

$$\beta_{a w} = \eta = 1 - \frac{\ell_y}{2S_{r b}} \quad \dots \text{式(3)}$$

ただし、 $\ell_y - d' \leq 0$ となる場合は $\ell_y - d' = 0$ とする。

ここに、 $V_{c d}$: せん断補強鋼材を用いない壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

$V_{s d}$: 既存のせん断補強鋼材により受け持たれる壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

$V_{C C b d}$: セラミックキャップバー（CCb）により受け持たれる壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

$V_{a w d}$: セラミックキャップバー（CCb）を通常のスターラップと見なして求められる壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

$\beta_{a w}$: セラミックキャップバー（CCb）のせん断耐力の向上への有効性を示す係数

$A_{a w}$: 単位長さ当たりの区間 $S_{a w}$ におけるセラミックキャップバー（CCb）の総断面積

$f_{a w y d}$: セラミックキャップバー（CCb）の設計降伏強度で $400\text{N}/\text{mm}^2$ 以下とする。

$\alpha_{a w}$: セラミックキャップバー（CCb）が部材軸となす角度

$S_{a w}$: セラミックキャップバー（CCb）の配置間隔

z : 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一般に $d/1.15$ としてよい。

γ_b : 部材係数（一般に 1.10 としてよい）

ℓ_y : セラミックキャップバー（CCb）の先端型定着体の定着長（ $5D$ としてよい）

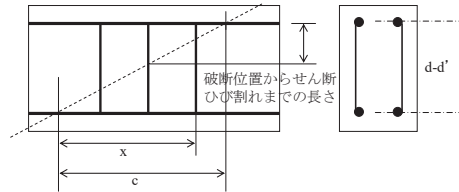
D : CCbの鉄筋径

$S_{r b}$: 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔

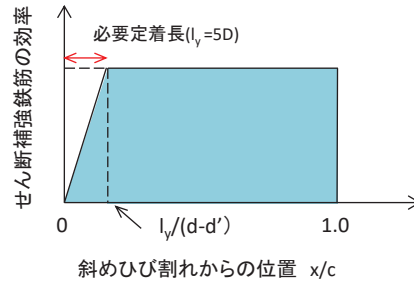
d : 補強対象部材の有効高さ

d' : 差し込み側の部材表面から圧縮鋼材図心までの距離

セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は、先端型定着体の定着長が $5D$ であることから、通常のせん断鉄筋に比べ補強効率が低下する。セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は同定着長と補強対象部材の主筋間隔から算出される有効率 β_{aw} を通常のせん断補強鉄筋の負担分に乗じることにより考慮されている。図 5-31 に有効率算定における概念図を示す。



(a) 斜めひび割れ内に定着不良が生じたせん断補強鉄筋



(b) 標準型

図 5-31 セラミックキャップバー (CCb) の有効率算定の概念図

なお、設計上の保守的な配慮として、セラミックキャップバー (CCb) によるせん断補強を配置する場合は、対象とする構造部材の主筋の降伏以下の場合に適用することとし、せん断破壊に対する照査値はおおむね 0.80 程度とする。

(5) せん断破壊に対する許容限界（材料非線形解析によるせん断耐力）

a. 評価条件

図 5-30 のせん断破壊に対する照査フローに示すとおり、照査用せん断力が、せん断耐力式によるせん断耐力を上回る場合は、材料非線形解析によりせん断耐力を算定し、せん断耐力が照査用せん断力を上回ることを確認する。

「(3) せん断破壊に対する許容限界（せん断耐力式によるせん断耐力）」で示したせん断耐力式は、既往の実験等から一般化されたものであることから、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め、構造部材のせん断照査を行う。

表 5-5 及び表 5-6 に材料非線形解析の概要を示す。

材料非線形解析は、90 年代までに、ひび割れの進展モデルや破壊エネルギーの概念等、基本となるモデルが提示され、様々な問題に適用されながら有効性と信頼性を高めており、コンクリート標準示方書 2017 や土木学会マニュアル等で取り扱われている。

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

- ①鉄筋とコンクリートとの一体性を前提とする分散ひび割れモデルにてモデル化する。
- ②鉄筋との複合作用が支配的な鉄筋周辺のコンクリートについては、平均化構成則を用いる。
- ③鉄筋との複合作用が及ばない領域では、コンクリートの破壊力学の概念を導入する。

なお、材料非線形解析の適用にあたっては、当該構造物の構造的な特徴や荷重条件が類似する既往の実験等から得られたせん断耐力と、材料非線形解析によるせん断耐力を比較し、その適用性を判断した上で、モデル化や各種パラメータの設定に係る解析者の差を考慮した安全係数を設定する。

材料非線形解析においては、解析コード「WCOMD Studio Ver. 1.00.02」を使用する。

表 5-5 材料非線形解析の位置付け (土木学会マニュアル)

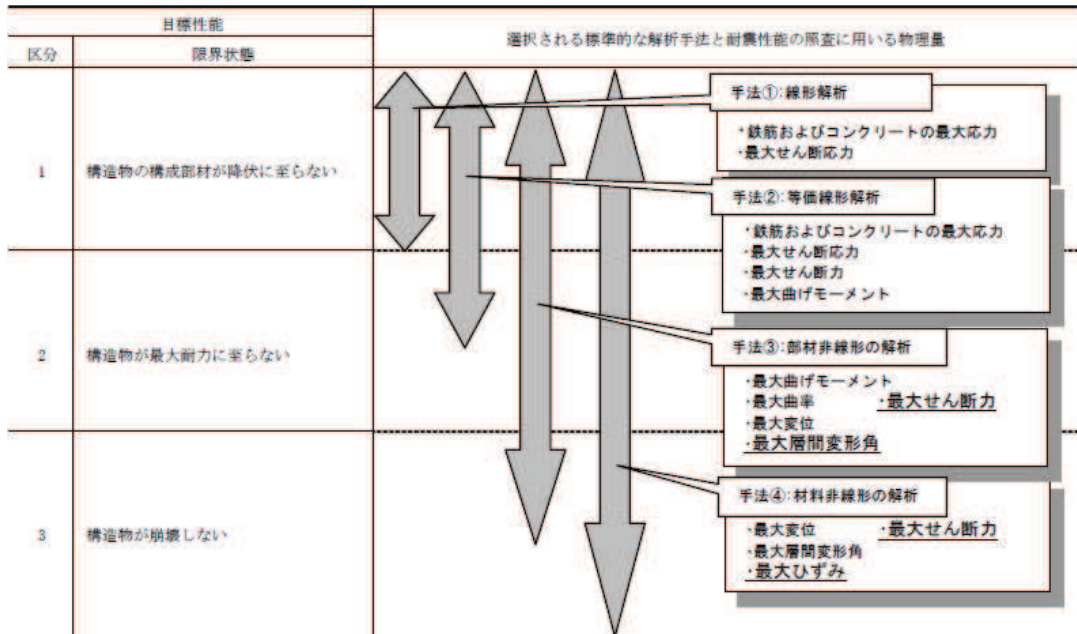


表 5-6 部材非線形解析と材料非線形解析の特徴

	部材非線形解析	材料非線形解析		
モデル化	骨組モデル	有限要素		
解析次元	一次元	二次元	三次元	
構成則	M-Φ, M-θ 等	応力-ひずみ関係		
要素	はり要素	ファイバー要素	平面ひずみ要素	立体要素
特徴	(汎用性) (解析時間)	狭い ← → 広い 短い ← → 長い		

(a) 適用基準

材料非線形解析については、土木学会マニュアル、コンクリート標準示方書 2017 等に基づき実施する。

表 5-7 に参考とする主な基準等を示す。

表 5-7 参考とする主な基準等

項目	参考とする主な基準等	備考
材料定数 材料特性	・コンクリート標準示方書2017 ・土木学会マニュアル	—
許容限界	—	・せん断力-相対変位関係より設定した許容限界（破壊基準）が、部材係数の設定における材料非線形解析にて、実験結果とおおむね整合的であることを確認。

(b) 材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、文献等を基に設定する。コンクリート及び鉄筋の材料定数を表 5-8 及び表 5-9 に示す。

表 5-8 コンクリートの材料定数

	設定値	諸元
単位体積重量	0.0 kN/m ³	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
圧縮強度	15.8 N/mm ²	設計基準強度 (20.5N/mm ²) ／材料係数*
引張強度	1.33 N/mm ²	引張強度／材料係数*
圧縮ピークひずみ	2000 μ	コンクリート標準示方書2017
ひび割れ-せん断 伝達係数	1.0	コンクリート標準示方書2017
破壊エネルギー	0.0681 N/mm	コンクリート標準示方書2017

注記*：材料係数を 1.3 として算出

表 5-9 鉄筋の材料定数

		設定値	諸元
単位体積重量		0.0 kN/m ³	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
ヤング係数		200 kN/mm ²	コンクリート標準示方書2017
降伏 強度	主筋	2000 N/mm ²	せん断破壊先行型の破壊形態となるよう曲げ耐力が増大するように設定
	せん断 補強筋	345 N/mm ²	SD345

(c) 解析モデルの要素分割

材料非線形解析の対象とする構造部材を平面ひずみ要素でモデル化する。構造部材のモデル化にあたっては、図 5-32 に示すとおり、鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し、付着の影響が及ばない領域を無筋コンクリート要素としてモデル化する。

部材厚方向の要素分割数については、鉄筋を含む要素と無筋要素を明確に指定できる分割数が望ましいこと、及び 3 層以上の分割数をとる場合、解析結果に大きな差異が生じないことから 3 層以上に設定することとする。

具体的には、鉄筋を含む要素は、鉄筋を中心としてかぶり厚さの 2 倍とし、無筋領域については、要素形状が極端に扁平とにならないように分割する。

なお、対象とする構造部材に接合する部材は、弾性要素でモデル化し、モデル下端を固定境界とする。

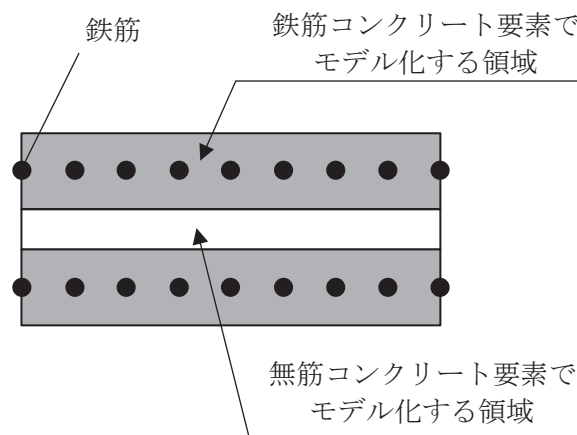


図 5-32 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の概要

(d) コンクリートの非線形特性

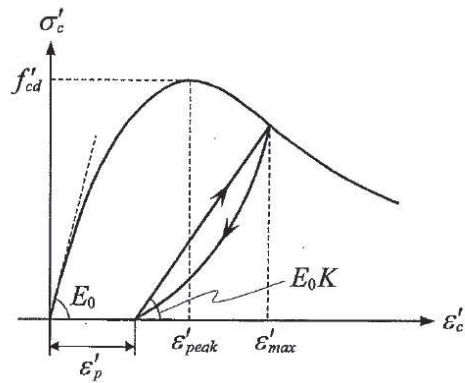
耐震評価に用いる要素は鉄筋コンクリート要素及び無筋コンクリート要素に分類されるが、それぞれの非線形特性は同一の考え方で表される。

イ. 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図 5-33 に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を越えた軟化域で表され、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、図 5-34 に示す、低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0 K (\epsilon'_c - \epsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\epsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\epsilon'_{max}}{\epsilon'_{peak}} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\epsilon'_{max}}{\epsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\epsilon'_p = \epsilon'_{max} - 2.86 \cdot \epsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left(-0.35 \frac{\epsilon'_{max}}{\epsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

$$f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$$

ここに,

ϵ'_{peak} : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に, 0.002 としてもよい)

ϵ'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

ϵ'_p : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

図 5-33 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

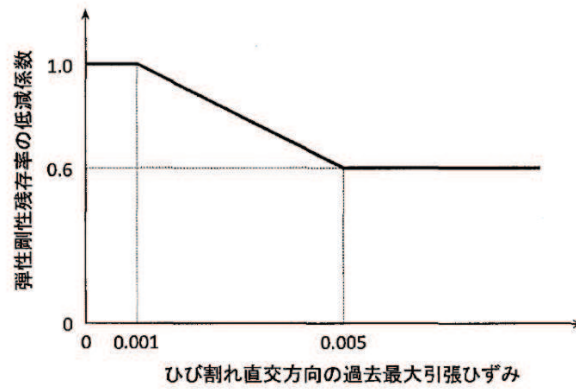
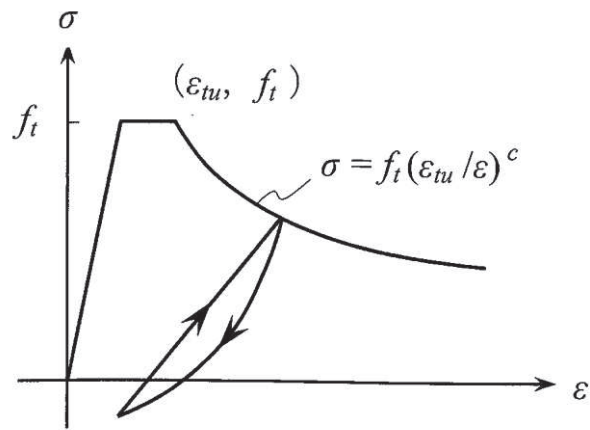


図 5-34 弾性剛性残存率の低減係数
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

ロ. 引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、図 5-35 に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギー (G_f) によって定義する。引張軟化挙動の考慮にあたっては、図 5-36 に示すひび割れ発生後の軟化曲線とひび割れ発生点からの除荷曲線とで囲まれる面積が G_f / L_e (要素寸法) に一致するように、軟化特性を表す係数 C を用いる。



ここに,

- f_t : 引張強度
- ϵ_{tu} : 引張軟化開始ひずみ
- c : 引張軟化特性を表す係数

図 5-35 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 2017 より引用)

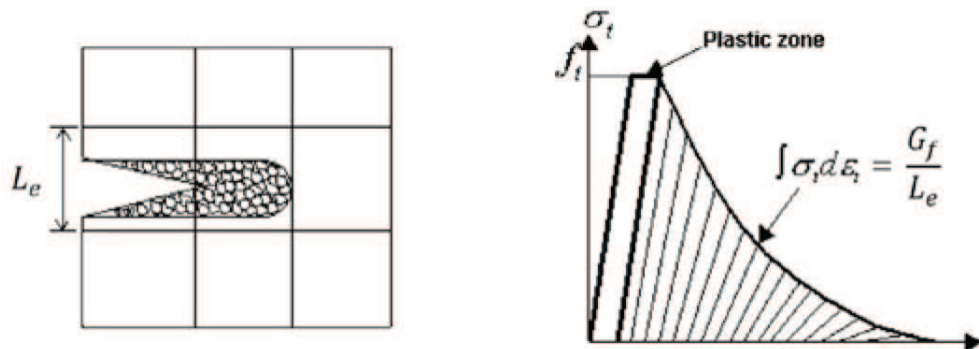
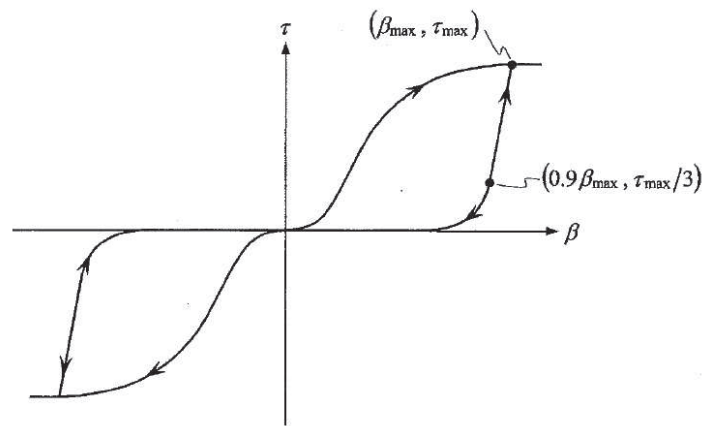


図 5-36 応力-ひずみ曲線と破壊エネルギー G_f の関係

ハ. ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは、ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、図 5-37 に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ϵ の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。



ここに,

β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比 (γ / ε)

τ : ひび割れ面でのせん断応力

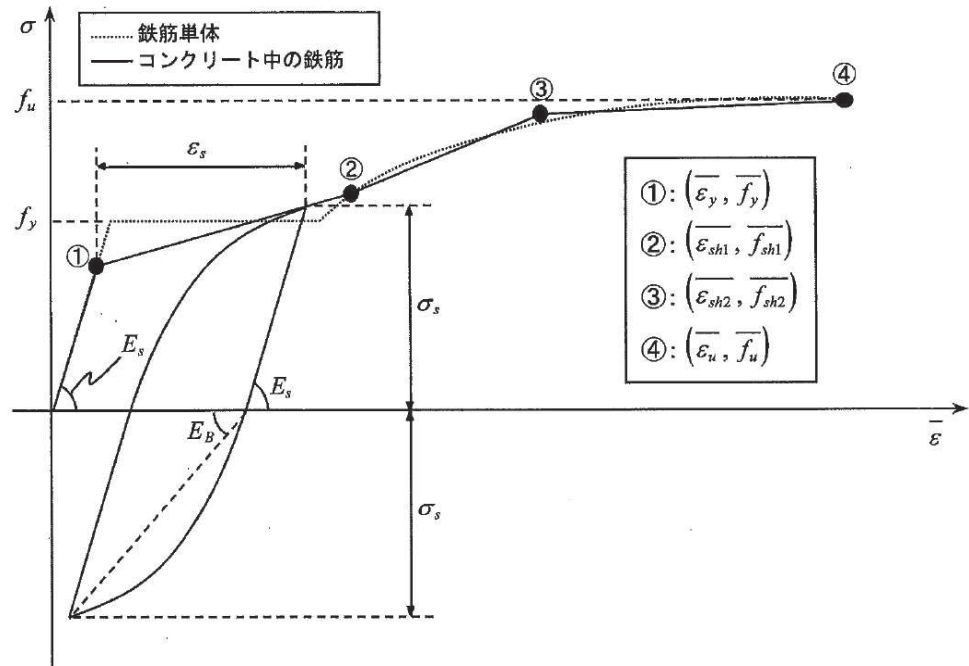
τ_{max} : 除荷開始時せん断応力

β_{max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

図 5-37 ひび割れ面でのせん断伝達モデル
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

(e) 鉄筋の非線形特性

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり、図 5-38 に示すひずみ硬化特性を考慮する。



- f_y : 鉄筋単体の降伏強度 (N/mm²)
- f_u : 鉄筋単体の引張強度 (N/mm²)
- E_s : 鉄筋単体のヤング率 (N/mm²)
- ϵ_y : 鉄筋単体の降伏ひずみ
- ϵ_{sh} : 鉄筋単体のひずみ硬化開始ひずみ
- p : 鉄筋比
- f_1 : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

図 5-38 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

(f) 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションスティフニング効果（引張特性が硬化する現象）として、鉄筋コンクリート要素の中に取り込むことにより、鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は、以下の式で表される。

$$\bar{\sigma}_{RC} = \frac{A_S}{A_{RC}} \bar{\sigma}_S + \frac{A_C}{A_{RC}} \bar{\sigma}_C$$

ここに、 $\bar{\sigma}_S$ 、 $\bar{\sigma}_C$: それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

A_S 、 A_C : それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積、

$$A_{RC} = A_S + A_C$$

(g) 荷重の組合せ

材料非線形解析においては、地震応答解析（二次元時刻歴応答解析（全応力解析））により得られた荷重を用いることから、荷重の組み合わせは、地震応答解析と同様である。

b. 評価内容

(a) 耐震評価フロー

材料非線形解析を用いたせん断耐力の評価フローを図 5-39 に示す。

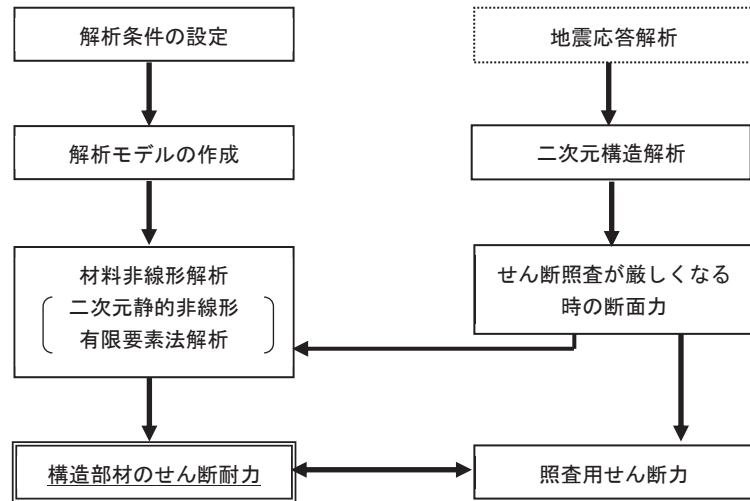


図 5-39 材料非線形解析の耐震評価フロー

(b) 荷重の設定

材料非線形解析にて考慮する荷重は、地震応答解析（二次元時刻歴応答解析（全応力解析））から得られる荷重を考慮する。具体的には、地震応答解析で得られた荷重より二次元構造解析を行い、評価対象部材のせん断照査結果が厳しくなる時の断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析モデルに図 5-40 に示すとおり作用させる。

材料非線形解析では、二次元構造解析で得られた断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重比率を維持しながら漸増載荷する。

作用荷重は、常時荷重及び地震時荷重を、図 5-41 に示すとおり載荷し材料非線形解析を実施する。

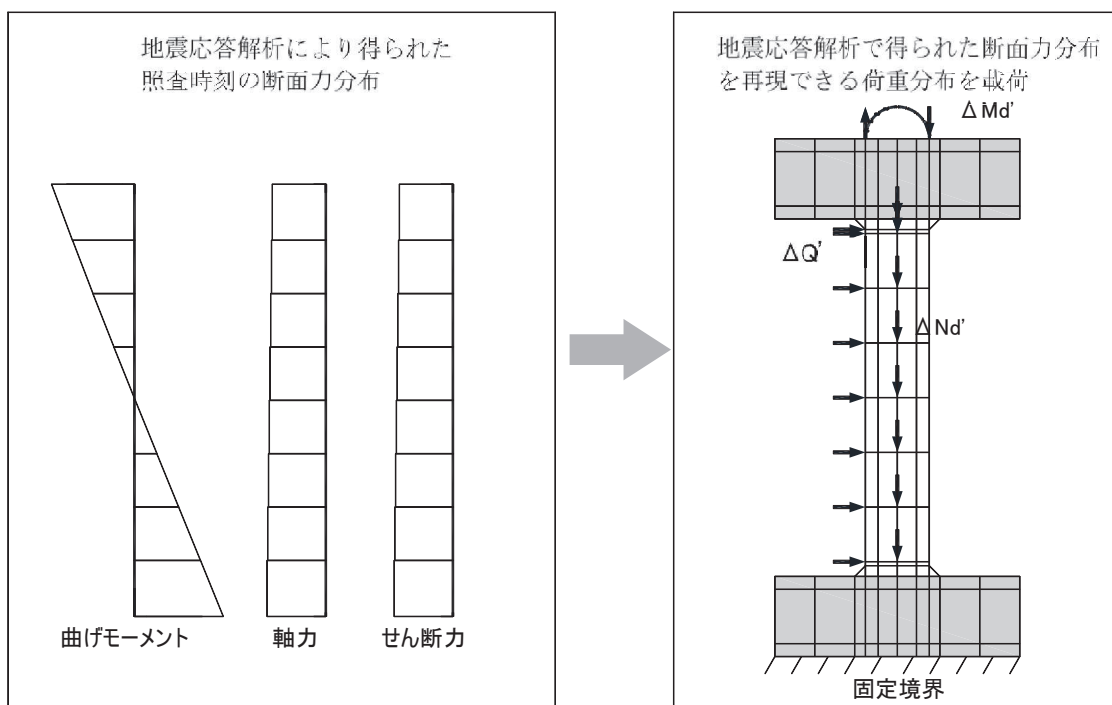


図 5-40 材料非線形解析における荷重状況

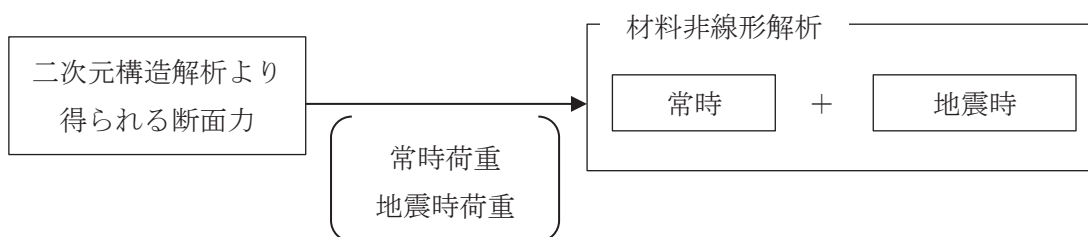


図 5-41 荷重の作用手順

(c) せん断耐力

材料非線形解析を用いたせん断耐力は、材料非線形解析における固定端反力 P - 相対変位 δ から設定する。具体的には、図 5-42 に示す例のとおり、固定端反力 P - 相対変位 δ 関係においてせん断力の増分に対して相対変位 δ が急増する直前の点を部材のせん断耐力と判断する。

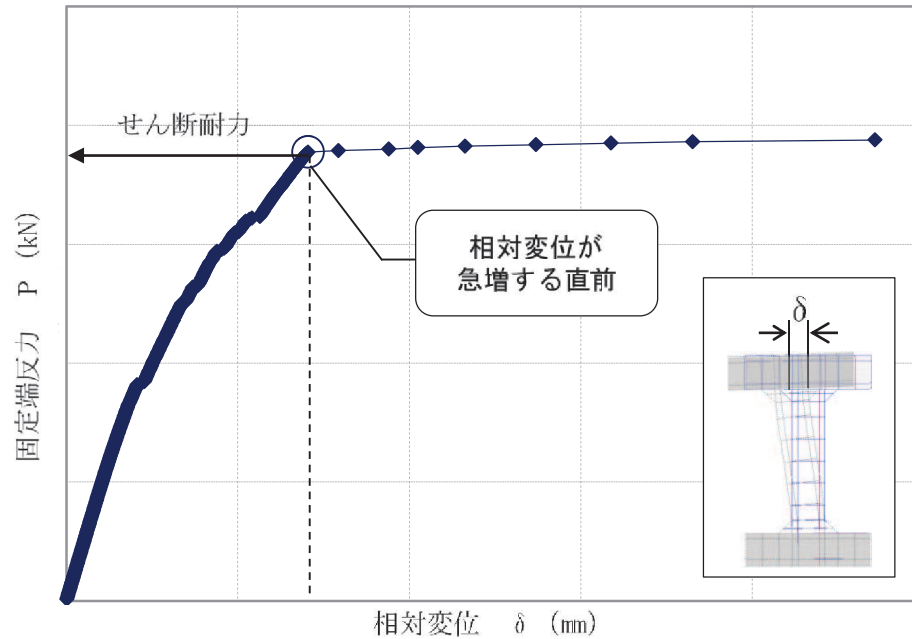


図 5-42 材料非線形解析を用いたせん断耐力の設定例

(d) 安全係数の設定

材料非線形解析では、二次元構造解析で得られる断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析に作用させた時のせん断力 V と材料非線形解析で得られるせん断耐力 V_y に、以下のとおり部材係数 γ_{b1} 、 γ_{b2} 、構造解析係数 γ_a 、構造物係数 γ_i を考慮し、照査用せん断力 V_d 、設計せん断耐力 V_{yd} を算定する。

$$V_d = \gamma_i \cdot \gamma_a \cdot V$$

$$V_{yd} = V_y / (\gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2})$$

考慮する安全係数の設定結果を表 5-10 に示す。ここで、部材係数 γ_{b1} については、実験又はせん断耐力式により得られるせん断耐力と材料非線形解析により得られるせん断耐力との比率により設定することとし、解析における構成則の相違や、要素の種類、要素分割、材料物性の設定、入力増分等、多岐にわたる解析者間の差を考慮する。

具体的には、土木学会マニュアルに示される 17 ケースの材料非線形解析を実施し、実験又はせん断耐力との差が最も大きい Case No. 7 の部材係数 1.13 を設定する（表 5-11）。

表 5-10 考慮する安全係数の設定結果

安全係数		値	設定根拠
部材係数	γ_{b1}	1.13	別途実施する材料非線形解析により設定
	γ_{b2}	1.0	地震応答解析による層間変形角等より設定
構造物係数	γ_i	1.0	構造物の重要度は、基準地震動 S_s により評価することで包絡されていると判断
構造解析係数	γ_a	1.05	各種文献より保守的に設定
材料係数	γ_m	1.3	文献に基づく標準的な値を設定

表 5-11 部材係数 γ_{b1} の設定結果

Case No.	試験結果	解析結果	部材係数 (解析結果/ 実験結果) (②/①)	備考
	せん断耐力 (kN) ①	せん断耐力 (kN) ②		
1	475	422.8	0.89	
2	1087	1258.2	1.06	
3	324	356.4	1.10	
4	294	308.7	1.05	
5	581	510.3	0.88	
6	329	335.6	1.02	
7	1587	1793.3	1.13	最大値
8	350	392.0	1.12	
9	855	880.7	1.03	
10	165	102.3	0.62	
11	333	316.4	0.95	
12	127	100.3	0.79	
13	188	108.4	0.63	
14	163	107.4	0.72	
15	273	177.5	0.65	
16	356	291.9	0.82	
17	432	246.2	0.57	

5.2.2 鋼材の健全性に対する許容限界

鋼材を線形はり要素によりモデル化している部材の構造強度を有することの確認は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（(社)日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表5-12に示す短期許容応力度とする。

表5-12 鋼材の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	SM490	局部座屈に対する許容応力度 σ_{ca1}	185

注記*：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（(社)日本道路協会，平成14年3月）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

鋼材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（(社)日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，軸方向力と曲げの組合せに対して，(5.1)及び(5.2)に示す応力の照査及び座屈に対する安定の照査を行う。

$$\text{応力の照査：} \sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} + \frac{\sigma_{bcz}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}}\right)} \leq \sigma_{ca1} \quad \dots \dots \dots (5.1)$$

$$\text{座屈に対する照査：} \frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}}\right)} \leq 1 \quad \dots \dots \dots (5.2)$$

ここに，

σ_c : 照査する断面に作用する軸方向力による圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{bcy} ， σ_{bcz} : 強軸及び弱軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{caz} : 弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{bagy} : 局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{bao} : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値 (N/mm²)

σ_{ca1} : 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)

$\sigma_{e a y}, \sigma_{e a z}$: 強軸及び弱軸まわりの許容オイラー座屈応力度 (N/mm²)

$$\sigma_{e a y} = 1,200,000 / \left(1 / r_y\right)^2$$

$$\sigma_{e a z} = 1,200,000 / \left(1 / r_z\right)^2$$

L : 有効座屈長 (mm)

r_y, r_z : 強軸及び弱軸まわりの断面二次半径 (mm)

5.2.3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤の支持性能に対する耐震評価は、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）が海水ポンプ室に懸架され一体構造になっていることから、添付資料「VI-2-2-8 海水ポンプ室の耐震性についての計算書」により確認する。そのため、基礎地盤の支持性能に対する許容限界は、添付資料「VI-2-2-8 海水ポンプ室の耐震性についての計算書」に基づき設定する。

6 評価結果

6.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として、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のうち最大照査値となる地震動・解析ケースの「作用荷重分布図」、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で最大照査値となる地震動・解析ケースの「最大せん断ひずみ」を記載する。

6.1.1 解析ケースと照査値

耐震評価においては、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「10. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定」に基づき、すべての基準地震動 S_s に対して実施するケース①において、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊の照査において、照査値が0.5を超えるすべての照査項目に対して、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。

また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更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。

(1) 断面①

以下に断面①の曲げ・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結果を示す。なお、部材の評価位置を図6-1に示す。

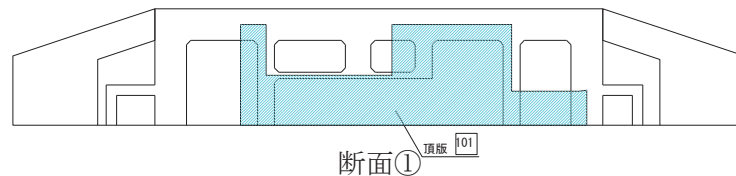


図6-1 評価位置図

a. 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 6-1 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、短期許容応力度を許容限界とする。なお、詳細については、「6.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」のうち「(1) 断面①」に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても、保守的な許容限界である短期許容応力度に対して 0.5 未満であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 6-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値

(断面①：頂版) *

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.41			
	-+	0.40			
S s - D 2	++	0.44			
	-+	0.46	0.43	0.48	0.48
S s - D 3	++	0.36			
	-+	0.36			
S s - F 1	++	0.30			
	-+	0.30			
S s - F 2	++	0.35			
	-+	0.30			
S s - F 3	++	0.42			
	-+	0.36			
S s - N 1	++	0.38			
	-+	0.35			

注記*：部材位置を図 6-1 に示す。

b. せん断破壊に対する照査

表 6-2 にせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

せん断破壊に対する照査は、短期許容応力度を許容限界とする。なお、詳細については、「6.3.2 せん断破壊に対する評価結果」のうち「(1) 断面①」に示す。

せん断破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても 0.94 であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 6-2 せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（断面①：頂版）*1

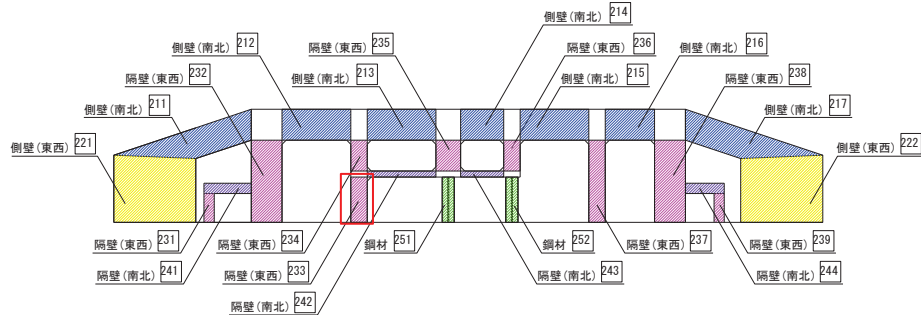
地震動		せん断破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.78			
	-+	0.77			
S s - D 2	++	0.85			0.83
	-+	0.88	0.83	0.91	0.94
S s - D 3	++	0.70			
	-+	0.67			
S s - F 1	++	0.56			
	-+	0.56			
S s - F 2	++	0.67			
	-+	0.56			
S s - F 3	++	0.80			
	-+	0.69			
S s - N 1	++	0.72			
	-+	0.66			

注記*1：部材位置を図 6-1 に示す。

*2：赤枠は、前述図 3-23 のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

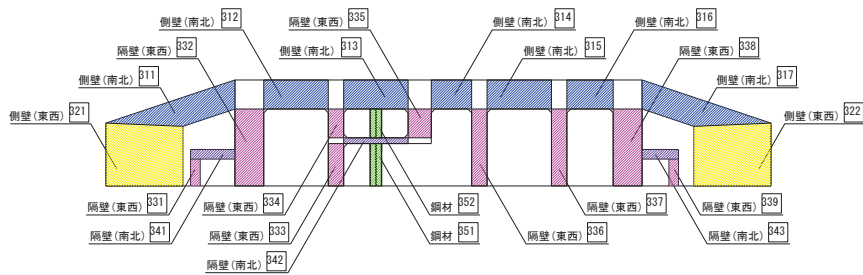
(2) 断面②～⑤

断面②～⑤の曲げ・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結果を示す。なお、部材の評価位置を図6-2に示す。

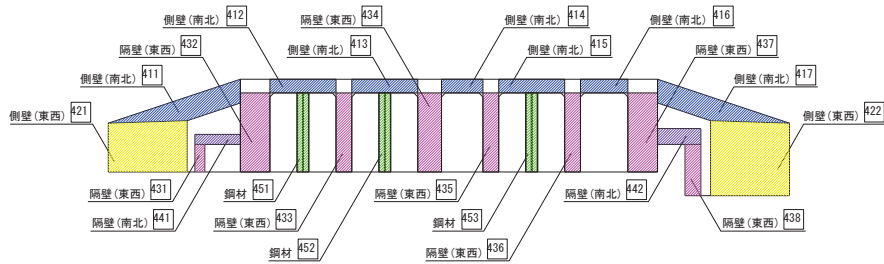


注記*：赤枠はCCb工法を適用している部材を示す。

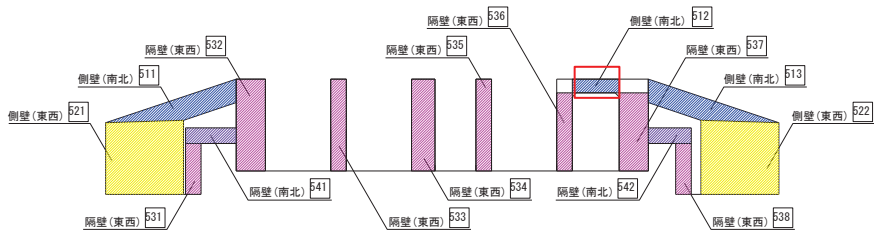
断面②



断面③



断面④



断面⑤

注記*：赤枠はCCb工法を適用している部材を示す。

図6-2 評価部位

a. 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋コンクリート部材）

表 6-3 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋コンクリート部材）の実施ケースと照査値を示す。曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋コンクリート部材）は、限界ひずみを許容限界とする。

表 6-4 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鋼材）の実施ケースと照査値を示す。曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鋼材）は、短期許容応力度を許容限界とする。

なお、これらの詳細については、「6.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」のうち「(2)断面②～⑤」に示す。

鉄筋コンクリート部材の照査値は、ばらつきを考慮しても 0.91 であり、要求機能を満足していると評価できる。

鋼材の照査においては、ばらつきの考慮により照査値が基本ケースから最大 0.02 程度増加することを考慮しても、最大照査値が基本ケースの 0.63 であることは、全ての地震動に対して要求機能を満足していると評価できる。

表 6-3(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（鉄筋コンクリート部材）
 （断面②～⑤：側壁（南北））*1

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2, 3 （鉄筋コンクリート部材）			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.74			
	-+	0.71			
S s - D 2	++	0.74	0.76	0.70	0.72
	-+	0.79		0.76	
S s - D 3	++	0.68			
	-+	0.69			
S s - F 1	++	0.60			
	-+	0.64			
S s - F 2	++	0.70			
	-+	0.71			
S s - F 3	++	0.67			
	-+	0.67			
S s - N 1	++	0.69			
	-+	0.84	0.79	0.91	0.79

注記*1：部材位置を図 6-2 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と S クラスの施設を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

*3：赤枠は、前述図 3-23 のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

表 6-3(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（鉄筋コンクリート部材）
 （断面②～⑤：側壁（東西））*1

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2 （鉄筋コンクリート部材）			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.61			
	-+	0.61			
S s - D 2	++	0.60	0.61	0.57	0.53
	-+	0.59			
S s - D 3	++	0.54			
	-+	0.52			
S s - F 1	++	0.47			
	-+	0.44			
S s - F 2	++	0.52			
	-+	0.52			
S s - F 3	++	0.54			
	-+	0.55			
S s - N 1	++	0.52			
	-+	0.53	0.53	0.56	0.47

注記*1：部材位置を図 6-2 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と S クラスの施設を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

表 6-3(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（鉄筋コンクリート部材）
 （断面②～⑤：隔壁（南北））*1

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2 （鉄筋コンクリート部材）			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.52			
	-+	0.59			
S s - D 2	++	0.52	0.51	0.54	0.49
	-+	0.51			
S s - D 3	++	0.48			
	-+	0.49			
S s - F 1	++	0.42			
	-+	0.39			
S s - F 2	++	0.51			
	-+	0.48			
S s - F 3	++	0.49			
	-+	0.57			
S s - N 1	++	0.54			
	-+	0.45	0.45	0.47	0.45

注記*1：部材位置を図 6-2 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と S クラスの施設を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

表 6-3(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（鉄筋コンクリート部材）
 （断面②～⑤：隔壁（東西））*1

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2 （鉄筋コンクリート部材）			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.53			
	-+	0.52			
S s - D 2	++	0.54	0.55	0.51	0.56
	-+	0.52			
S s - D 3	++	0.46			
	-+	0.46			
S s - F 1	++	0.43			
	-+	0.44			
S s - F 2	++	0.51			
	-+	0.51			
S s - F 3	++	0.45			
	-+	0.46			
S s - N 1	++	0.46			
	-+	0.53	0.53	0.58	0.55

注記*1：部材位置を図 6-2 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と S クラスの施設を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

表 6-4 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（鋼材）
 (断面②～④) *1

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2 (鋼材)			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.53			
	-+	0.63			
S s - D 2	++	0.59	0.58	0.61	0.55
	-+	0.61			
S s - D 3	++	0.57			
	-+	0.61			
S s - F 1	++	0.53			
	-+	0.43			
S s - F 2	++	0.55			
	-+	0.48			
S s - F 3	++	0.61			
	-+	0.63			
S s - N 1	++	0.61			
	-+	0.44	0.41	0.43	0.33

注記*1：部材位置を図 6-2 に示す。

注記*2：照査値は、応力の照査と座屈に対する安定の照査のうち厳しい方を記載。

b. せん断破壊に対する照査

表 6-5 にせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

せん断破壊に対する照査は、せん断耐力を許容限界とする。せん断破壊に対する照査に用いるせん断耐力は、せん断耐力式により算定しているが、照査値が 1.0 を超えるケースについては、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め照査を行っている。

CCb 工法を適用する部材の照査値は、せん断耐力式に CCb の定着効果を考慮したものであり、保守性を有した設計としている。一方、CCb 工法を適用していない部材に採用している材料非線形解析により算定したせん断耐力による照査値は、精緻かつ最も裕度が無い状態の設計となる。そのため、材料非線形解析による照査のうち最も厳しい地震動を用いて、地盤物性及び材料物性のばらつきケースを実施する。

参考として、材料非線形解析によりせん断耐力を求めた照査値については、せん断耐力式による照査値を併記する。また、CCb 工法を適用する部材については、設計上の配慮として設定した、照査値をおおむね 0.8 程度に抑えられているのかを確認するため、せん断耐力式による照査値が 0.8 を超える解析ケースに対して、CCb 工法を適用する部材位置の照査値を併記する。

なお、詳細については、「6.3.2 せん断破壊に対する評価結果」のうち「(2) 断面②～⑤」に示す。

鉄筋コンクリート部材の照査値は、より高い精度でせん断耐力を評価する材料非線形解析による照査を用い、ばらつきを考慮しても 0.90 であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 6-5(1) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（鉄筋コンクリート部材）
 （断面②～⑤：側壁（南北*¹））*²

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査* ⁴			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.43* ³ (1.36) 【0.46】			
	-+	0.55* ³ (1.12) 【0.41】			
S s - D 2	++	0.59* ³ (1.05) 【0.41】	0.64* ³ (1.15) 【0.47】	0.54* ³ (1.06) 【0.38】	0.57* ³ (1.66) 【0.41】
	-+	0.53* ³ (1.09) 【0.55】			
S s - D 3	++	0.46* ³ (1.18) 【0.45】			
	-+	0.52* ³ (1.06) 【0.43】			
S s - F 1	++	0.44* ³ (1.13) 【0.35】			
	-+	0.43* ³ (1.06) 【0.40】			

注記*1：図 6-19 に示す側壁（南北）512 に Ccb 工法を適用する。

*2：部材位置を図 6-2 に示す。

*3：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。なお、（ ）内に記載の数値は、せん断耐力式による照査値を示す。

*4：Ccb 工法を適用する部材における最大照査値を【 】内に示す。

凡例

（ ）：せん断耐力式による照査値

【 】：Ccb 工法を適用する部材における最大照査値

表 6-5(2) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（鉄筋コンクリート部材）
 （断面②～⑤：側壁（南北*1））*2

地震動		せん断破壊に対する照査*4			
		①	②	③	④
S s - F 2	++	0.45*3 (1.15) 【0.36】			
	-+	0.40*3 (1.26) 【0.38】			
S s - F 3	++	0.39*3 (1.23) 【0.46】			
	-+	0.51*3 (1.05) 【0.43】			
S s - N 1	++	0.57*3 (1.16) 【0.36】			
	-+	0.61*3 (1.07) 【0.59】	0.62*3 (1.09) 【0.48】	0.65*3 (1.16) 【0.62】	0.50*3 (1.57) 【0.56】

注記*1：図 6-19 に示す側壁（南北）512 に Ccb 工法を適用する。

*2：部材位置を図 6-2 に示す。

*3：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。なお、（ ）内に記載の数值は、せん断耐力式による照査値を示す。

*4：Ccb 工法を適用する部材における最大照査値を【 】内に示す。

凡例

（ ）：せん断耐力式による照査値

【 】：Ccb 工法を適用する部材における最大照査値

表 6-5(3) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（鉄筋コンクリート部材）
 （断面②～⑤：側壁（東西*1））*2

地震動		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.70			
	-+	0.72			
S s - D 2	++	0.71	0.72	0.71	0.72
	-+	0.70			
S s - D 3	++	0.63			
	-+	0.66			
S s - F 1	++	0.60			
	-+	0.60			
S s - F 2	++	0.70			
	-+	0.69			
S s - F 3	++	0.61			
	-+	0.65			
S s - N 1	++	0.72			
	-+	0.68	0.68	0.72	0.68

注：せん断耐力式による照査値を示す。

注記*1：側壁（東西）は，CCb工法を適用していない。

*2：部材位置を図 6-2 に示す。

表 6-5(4) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値 (鉄筋コンクリート部材)

(断面②~⑤: 隔壁 (南北*1)) *2

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.43*3 (-)			
	-+	0.51*3 (-)			
S s - D 2	++	0.46*3 (-)	0.46*3 (-)	0.47*3 (-)	0.42*3 (-)
	-+	0.45*3 (-)			
S s - D 3	++	0.41*3 (-)			
	-+	0.43*3 (-)			
S s - F 1	++	0.37*3 (-)			
	-+	0.34*3 (-)			
S s - F 2	++	0.41*3 (-)			
	-+	0.36*3 (-)			
S s - F 3	++	0.43*3 (-)			
	-+	0.47*3 (-)			
S s - N 1	++	0.41*3 (-)			
	-+	0.34*3 (-)	0.34*3 (-)	0.34*3 (-)	0.30*3 (-)

注記*1: 隔壁 (南北) は, CCb 工法を適用していない。

*2: 部材位置を図 6-2 に示す。

*3: 材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。なお, () 内に記載の数値は, せん断耐力式による照査値を示す。「-」は, せん断補強筋が無い部材における引張軸力の発生を示す。

凡例

() : せん断耐力式による照査値

表 6-5(5) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（鉄筋コンクリート部材）
 （断面②～⑤：隔壁（東西*1））*2

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査*3,5			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.64*4 (1.12) 【0.54】			
	-+	0.75*4 (1.07) 【0.50】			
S s - D 2	++	0.77*4 (1.19) 【0.56】	0.80*4 (1.19) 【0.56】	0.74*4 (1.08) 【0.51】	0.90*4 (1.43) 【0.71】
	-+	0.76*4 (1.12) 【0.52】			0.86*4 (1.35)
S s - D 3	++	0.56*4 (1.16) 【0.45】			
	-+	0.58*4 (1.22) 【0.45】			
S s - F 1	++	0.53*4 (1.11) 【0.46】			
	-+	0.51*4 (1.13) 【0.45】			

注記*1：図 6-13 示す隔壁（東西）233 に Ccb 工法を適用する。

*2：部材位置を図 6-2 に示す。

*3：赤枠は、前述図 3-23 のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

*4：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。なお、（ ）内に記載の数値は、せん断耐力式による照査値を示す。

*5：Ccb 工法を適用する部材における最大照査値を【 】内に示す。

凡例

（ ）：せん断耐力式による照査値

【 】：Ccb 工法を適用する部材における最大照査値

表 6-5(6) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（鉄筋コンクリート部材）
 （断面②～⑤：隔壁（東西*¹））*²

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査* ⁴			
		①	②	③	④
S s - F 2	++	0.68* ³ (1.02) 【0.49】			
	-+	0.66* ³ (1.01) 【0.48】			
S s - F 3	++	0.66* ³ (1.01) 【0.47】			
	-+	0.55* ³ (1.25) 【0.47】			
S s - N 1	++	0.67* ³ (1.35) 【0.47】			
	-+	0.70* ³ (1.12) 【0.53】	0.72* ³ (1.12) 【0.55】	0.74* ³ (1.11) 【0.55】	0.86* ³ (1.34) 【0.64】

注記*1：図 6-13 に示す隔壁（東西）233 に Ccb 工法を適用する。

*2：部材位置を図 6-2 に示す。

*3：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。なお、（ ）内に記載の数值は、せん断耐力式による照査値を示す。

*4：Ccb 工法を適用する部材における最大照査値を【 】内に示す。

凡例

（ ）：せん断耐力式による照査値

【 】：Ccb 工法を適用する部材における最大照査値

(3) 断面⑥

以下に断面⑥の曲げ・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結果を示す。なお、部材の評価位置を図6-3に示す。

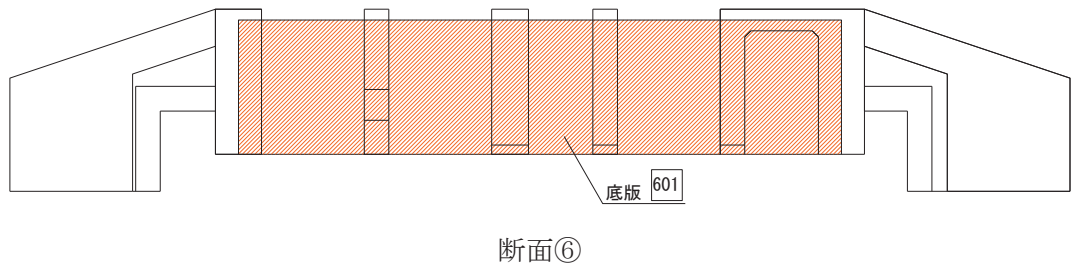


図6-3 評価位置図

a. 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 6-6 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、短期許容応力度を許容限界とする。なお、詳細については、「6.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」のうち「(3) 断面⑥」に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても 0.89 であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 6-6 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値

(断面⑥：底版) *1

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.76			
	-+	0.75			
S s - D 2	++	0.79			
	-+	0.72			
S s - D 3	++	0.63			
	-+	0.69			
S s - F 1	++	0.64			
	-+	0.62			
S s - F 2	++	0.81	0.76	0.89	0.82
	-+	0.80		0.80	
S s - F 3	++	0.60			
	-+	0.61			
S s - N 1	++	0.78	0.76	0.82	0.80
	-+	0.74			

注記*1：部材位置を図 6-3 に示す。

*2：赤枠は、前述図 3-23 のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

b. せん断破壊に対する照査

表 6-7 にせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

せん断破壊に対する照査は、短期許容応力度を許容限界とする。なお、詳細については、「6.3.2 せん断破壊に対する評価結果」のうち「(3) 断面⑥」に示す。

せん断破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても 0.78 であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 6-7 せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（断面⑥：底版）*1

地震動		せん断破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.66			
	-+	0.64			
S s - D 2	++	0.70			
	-+	0.69			
S s - D 3	++	0.64			
	-+	0.67			
S s - F 1	++	0.61			
	-+	0.54			
S s - F 2	++	0.58	0.58	0.58	0.58
	-+	0.59			
S s - F 3	++	0.66			
	-+	0.69			
S s - N 1	++	0.78	0.77	0.70	0.78
	-+	0.58			

注記*1：部材位置を図 6-3 に示す。

*2：赤枠は、前述図 3-23 のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

6.1.2 作用荷重分布図

構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査のうち、照査値が最大となる曲げ・軸力系の破壊に対する照査の地震動・解析ケースにおける作用荷重分布図を図6-4に示す。

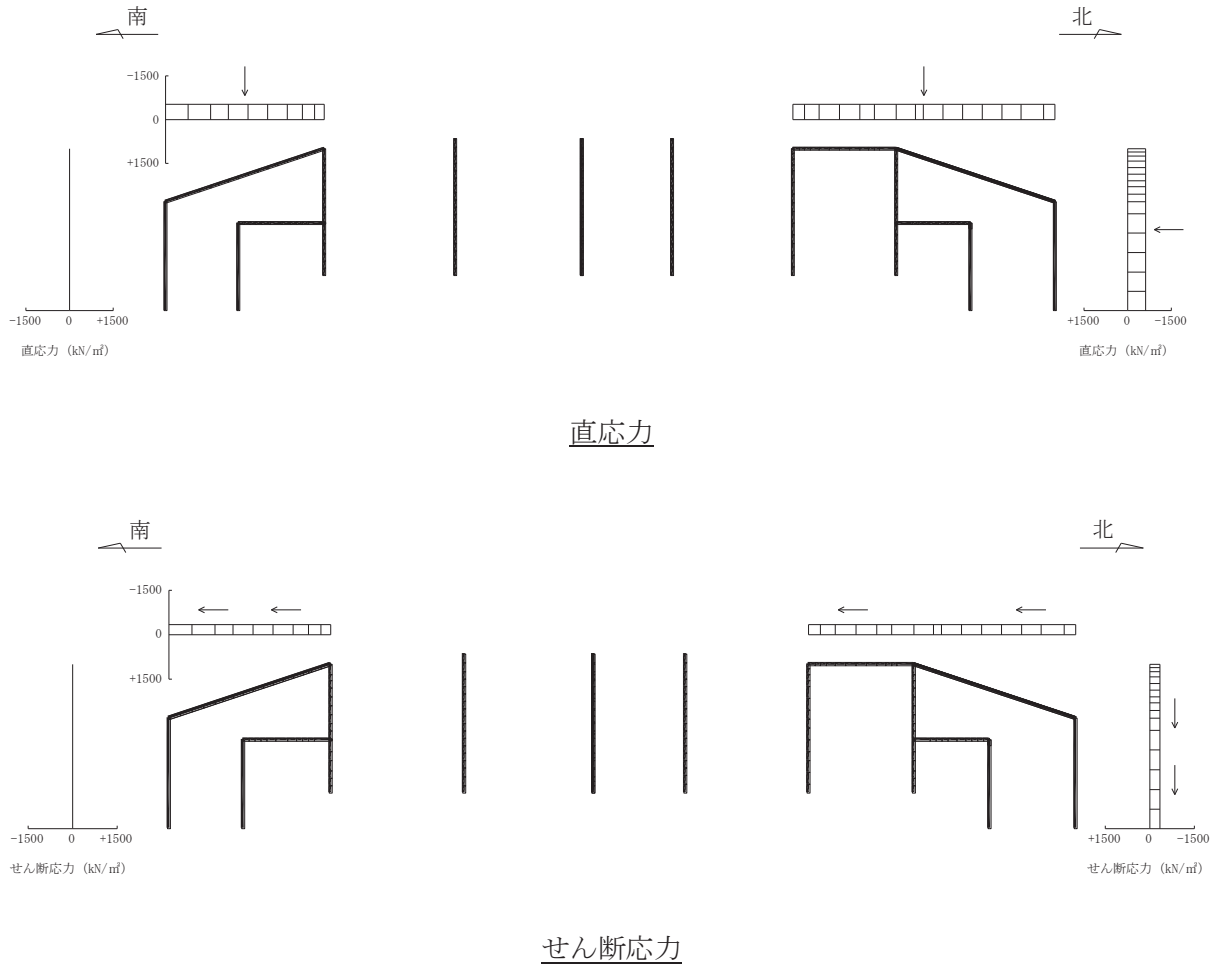


図6-4 (1) 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
(断面⑤, 解析ケース③, S_s-N1 (-+))

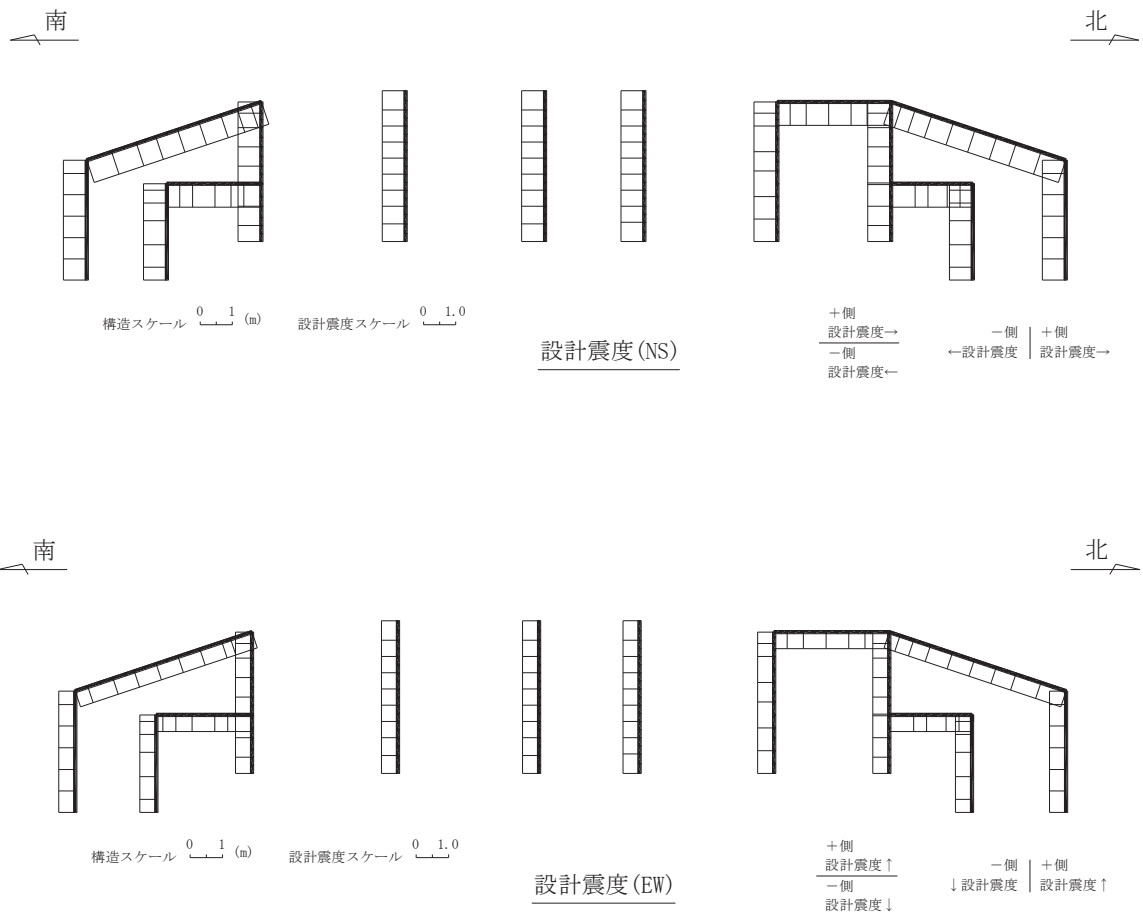


図 6-4 (2) 作用荷重分布図 (設計震度分布)
(断面⑤, 解析ケース③, S s - N 1 (-+))

6.1.3 最大せん断ひずみ分布

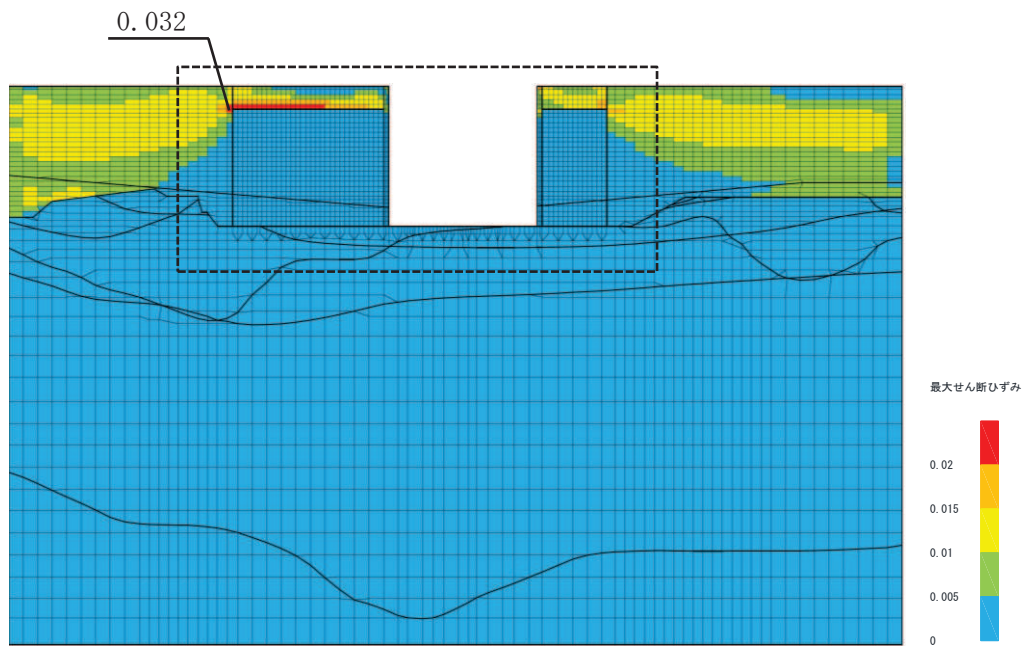
曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示す解析ケースについて地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。最大照査値を示す解析ケースの一覧を表6-8に、最大せん断ひずみ分布図を図6-5に示す。

表6-8 最大照査値を示す解析ケースの一覧

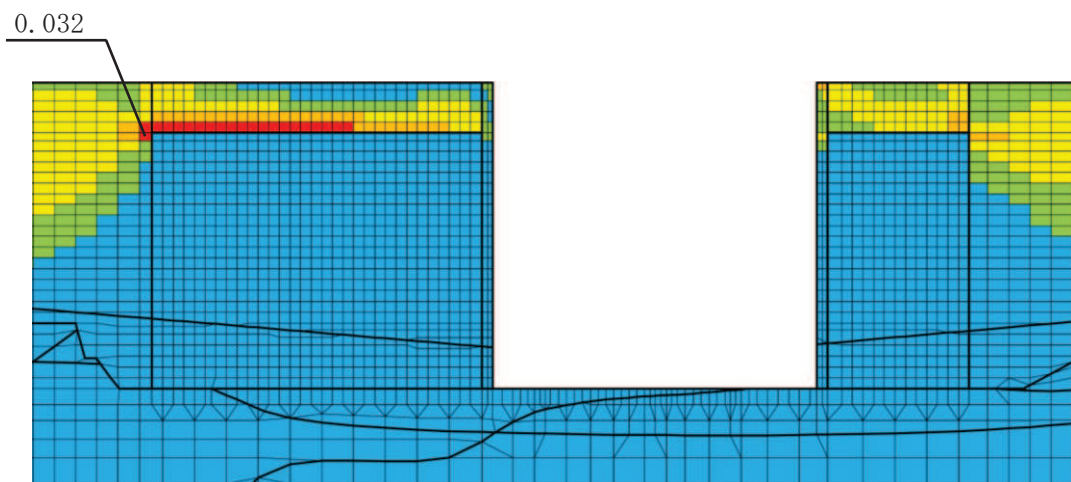
評価項目	
曲げ・軸力系の破壊に対する照査	せん断破壊に対する照査
ケース③ S s - N 1 (-+)	ケース④ S s - D 2 (++)

注：耐震評価における解析ケース一覧

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

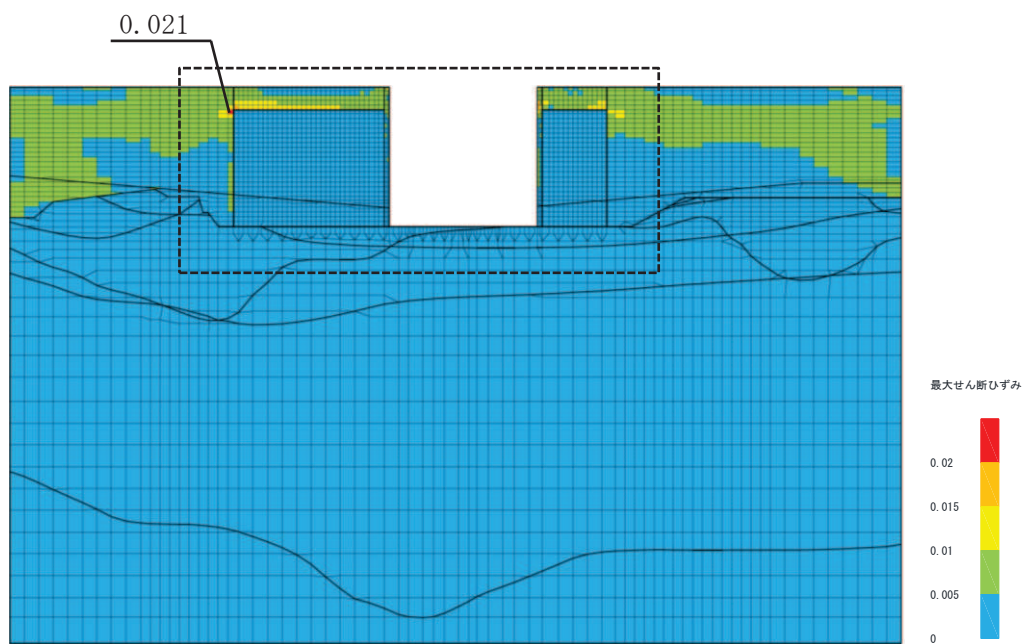


(a) 全体図

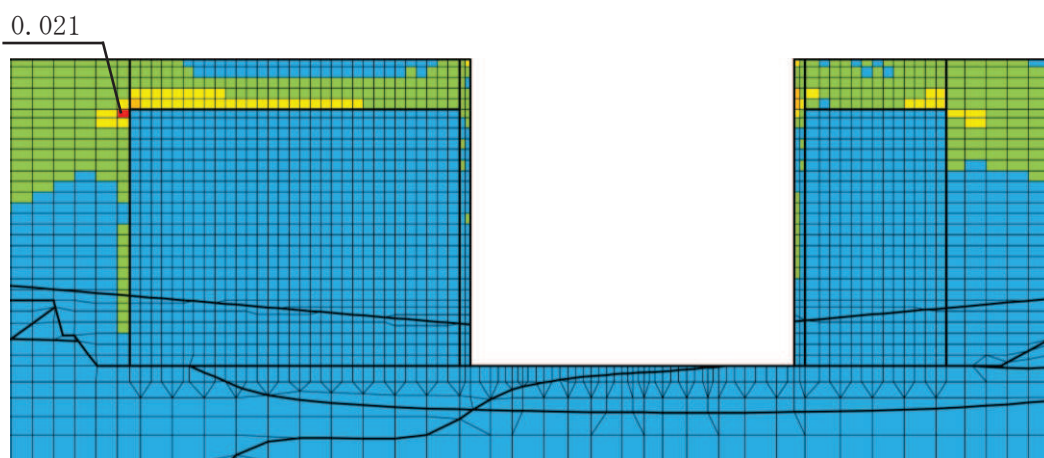


(b) 構造物周辺拡大図

図 6-5(1) 最大せん断ひずみ分布図 (曲げ・軸力系の破壊)
 (A-A 断面 解析ケース③, 地震動 S s - N 1 (-+))

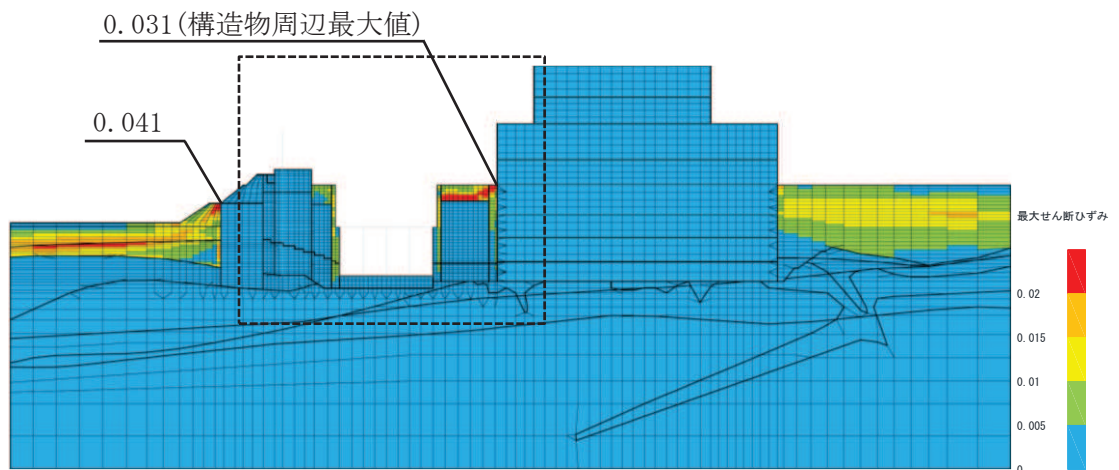


(a) 全体図

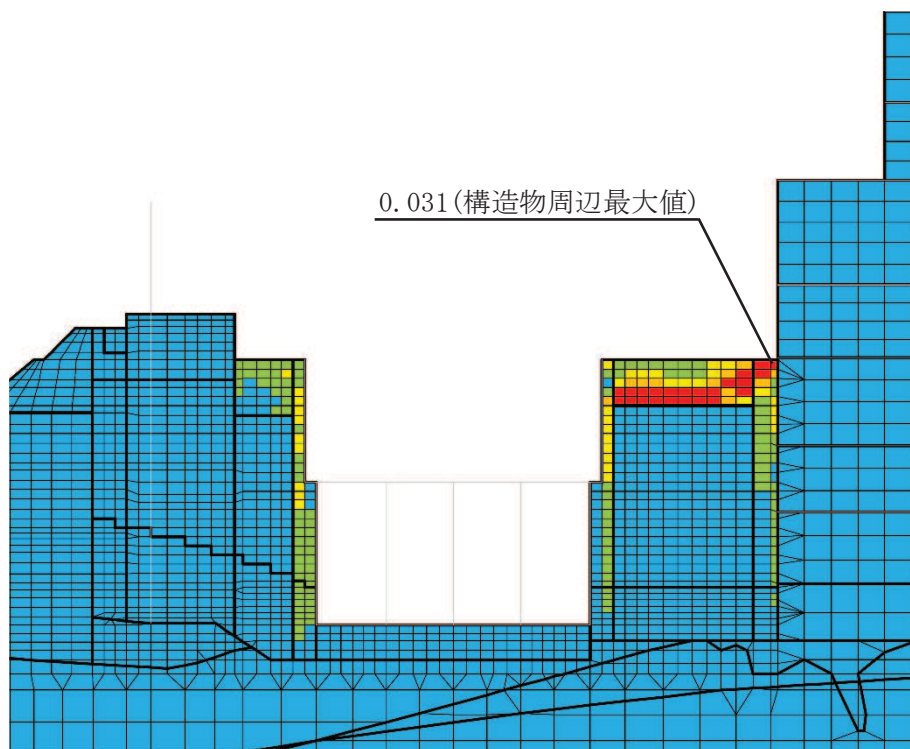


(b) 構造物周辺拡大図

図 6-5(2) 最大せん断ひずみ分布図 (せん断破壊)
(A-A 断面 解析ケース④, 地震動 $S_s - D 2 (+ +)$)

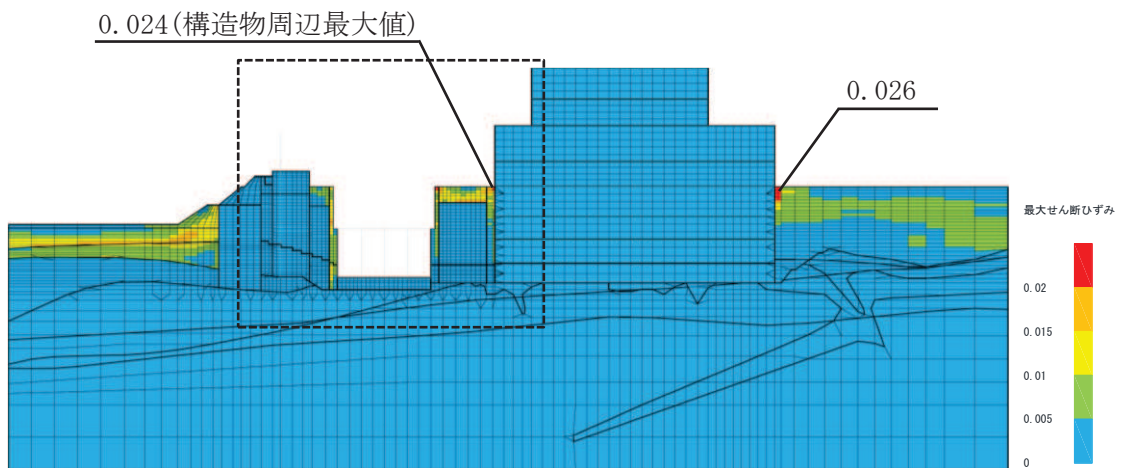


(a) 全体図

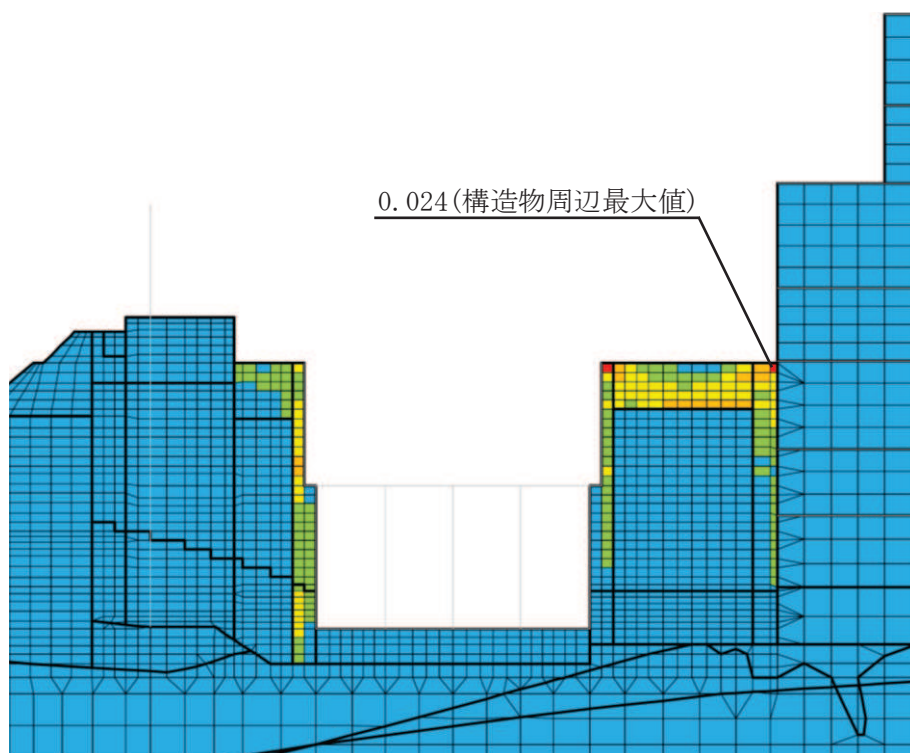


(b) 構造物周辺拡大図

図 6-5(3) 最大せん断ひずみ分布図 (曲げ・軸力系の破壊)
(B-B 断面 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1 (-+)$)



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 6-5(4) 最大せん断ひずみ分布図 (せん断破壊)
(B-B 断面 解析ケース④, 地震動 $S_s - D2$ (++))

6.2 二次元構造解析結果

6.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

(1) 断面①

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について、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 6-9 及び表 6-10 に示す。また、最大照査値となる解析ケースの断面力分布図を図 6-6～図 6-10 に示す。

なお、断面①と断面②の壁部材は壁厚及び配筋が同一であり、断面①は頂版を有するため断面②よりも構造的に有利となることから、断面①における壁部材の照査は断面①と断面②の荷重を包絡して照査を行う断面②で代表とし、断面①では面材である頂版の照査を行う。

表 6-9 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）

評価位置*	解析 ケース	地震動	曲げモーメ ント	軸力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\sigma'_{c} / \sigma'_{ca}$	
			(kN・m/m)	(kN/m)	σ'_{c} (N/mm ²)	σ'_{ca} (N/mm ²)		
頂版	101	④	S s - D 2 (-+)	-334	-486	5.6	11.7	0.48

注記*：評価位置は図 6-11 に示す。

表 6-10 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（鉄筋）

評価位置*	解析 ケース	地震動	曲げモーメ ント	軸力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 σ_{s} / σ_{sa}	
			(kN・m/m)	(kN/m)	σ_{s} (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)		
頂版	101	④	S s - D 2 (-+)	-334	-196	133	294	0.46

注記*：評価位置は図 6-11 に示す。

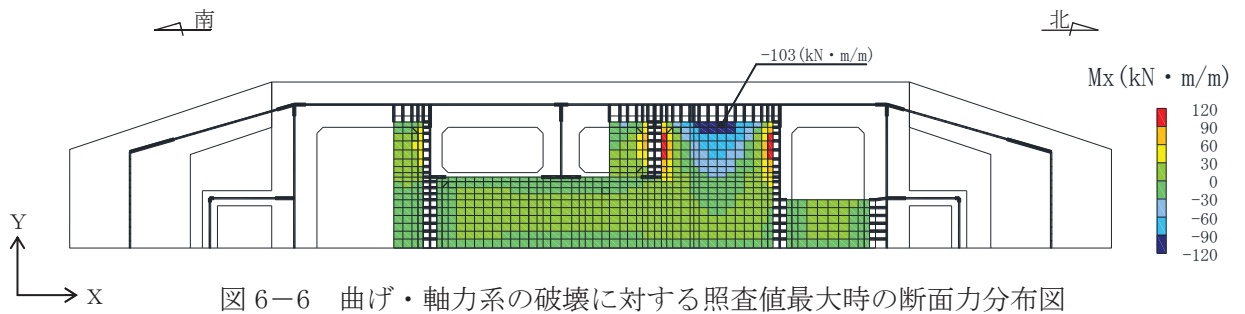


図 6-6 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN・m/m) : M_x)
 (頂版, 解析ケース④, $S_s - D 2 (-+)$)

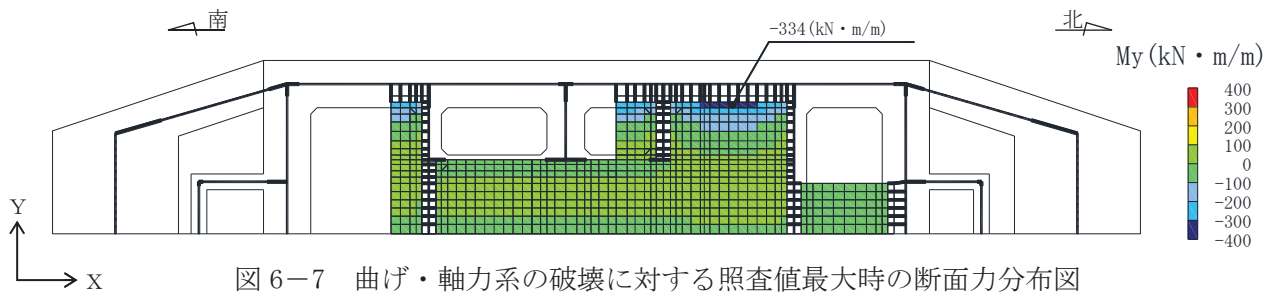


図 6-7 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN・m/m) : M_y)
 (頂版, 解析ケース④, $S_s - D 2 (-+)$)

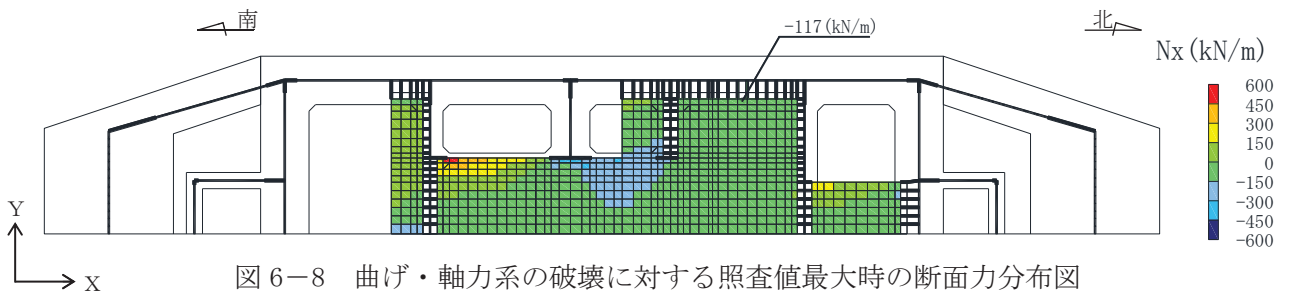


図 6-8 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_x)
 (頂版, 解析ケース④, $S_s - D 2 (-+)$)

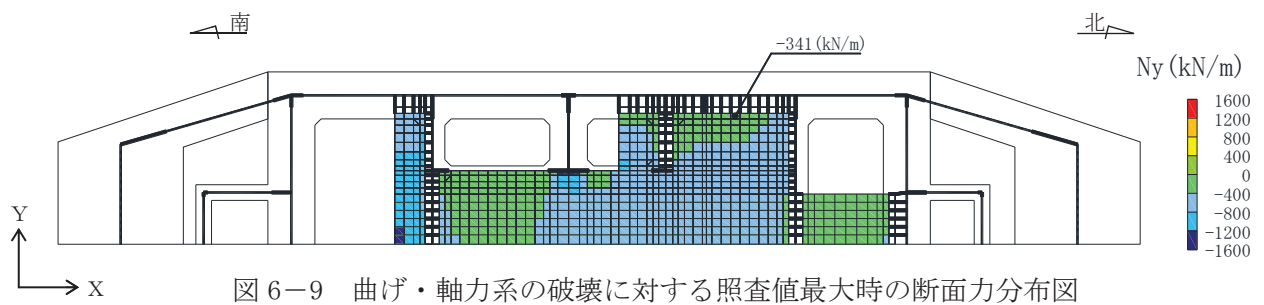


図 6-9 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力 (kN/m) : N_y)

(頂版, 解析ケース④, $S_s - D_2$ (-+))

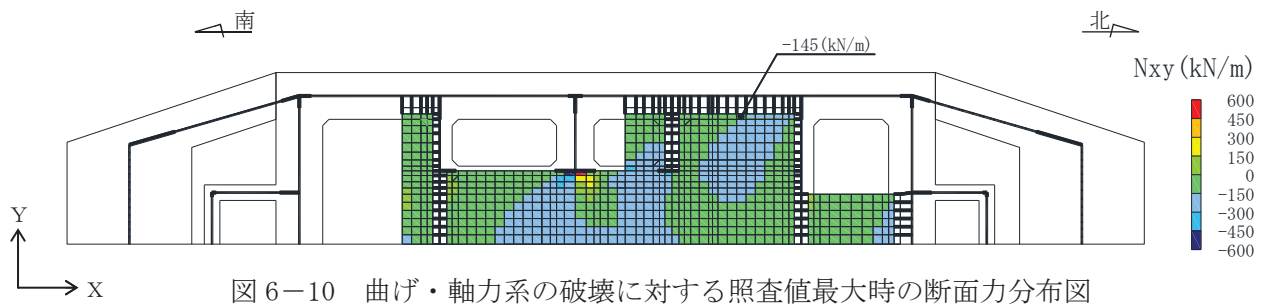


図 6-10 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(面内せん断力 (kN/m) : N_{xy})

(頂版, 解析ケース④, $S_s - D_2$ (-+))

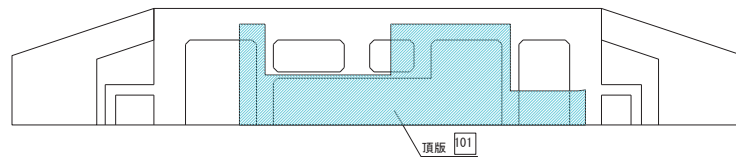


図 6-11 評価位置図 (断面①)

(2) 断面②～⑤

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について、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 6-11～表 6-28 に示す。また、各断面で最大照査値となる解析ケースの断面力分布図を図 6-12, 図 6-14, 図 6-16 及び図 6-18 に示す。

表 6-11 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値
(断面②, コンクリートの圧縮ひずみ: 限界ひずみ 10000 μ)

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
側壁(南北)	212	①	S _s -N1(++)	339 μ	10000 μ	0.04
側壁(東西)	222	①	S _s -D2(++)	265 μ	10000 μ	0.03
隔壁(南北)	242	①	S _s -D1(-+)	553 μ	10000 μ	0.06
隔壁(東西)	233	①	S _s -D2(++)	684 μ	10000 μ	0.07

注記*1: 評価位置は図 6-13 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-12 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値
(断面②, コンクリートの圧縮ひずみ: 限界ひずみ 2000 μ)

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
側壁(南北)	212	①	S _s -N1(++)	339 μ	2000 μ	0.17
側壁(東西)	222	①	S _s -D2(++)	265 μ	2000 μ	0.14
隔壁(南北)	242	①	S _s -D1(-+)	553 μ	2000 μ	0.28
隔壁(東西)	233	①	S _s -D2(++)	684 μ	2000 μ	0.35

注記*1: 評価位置は図 6-13 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-13 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (断面②, 主筋ひずみ)

評価位置* ¹		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ* ² ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
側壁(南北)	211	①	S _s -N1 (++)	847 μ	1725 μ	0.50
側壁(東西)	222	③	S _s -N1 (-+)	665 μ	1725 μ	0.39
隔壁(南北)	242	①	S _s -D1 (-+)	1017 μ	1725 μ	0.59
隔壁(東西)	238	④	S _s -N1 (-+)	581 μ	1725 μ	0.34

注記*1: 評価位置は図 6-13 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-14 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (断面②, 鋼材: 応力の照査)

評価位置*		解析 ケース	地震動	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cal} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{cal}
鋼材	251	①	S _s -F3 (-+)	155	277	0.56

注記*: 評価位置は図 6-13 に示す。

表 6-15 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (断面②, 鋼材: 座屈に対する安定の照査)

評価位置*		解析 ケース	地震動	応力度 区分	発生 応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	短期許容 応 力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)	個別照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca},$ $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$	照査値
鋼材	251	①	S _s -F3 (-+)	軸力	150	252	0.60	0.63
				強軸 曲げ	1	247	0.01	
				弱軸 曲げ	3	246	0.02	

注記*: 評価位置は図 6-13 に示す。

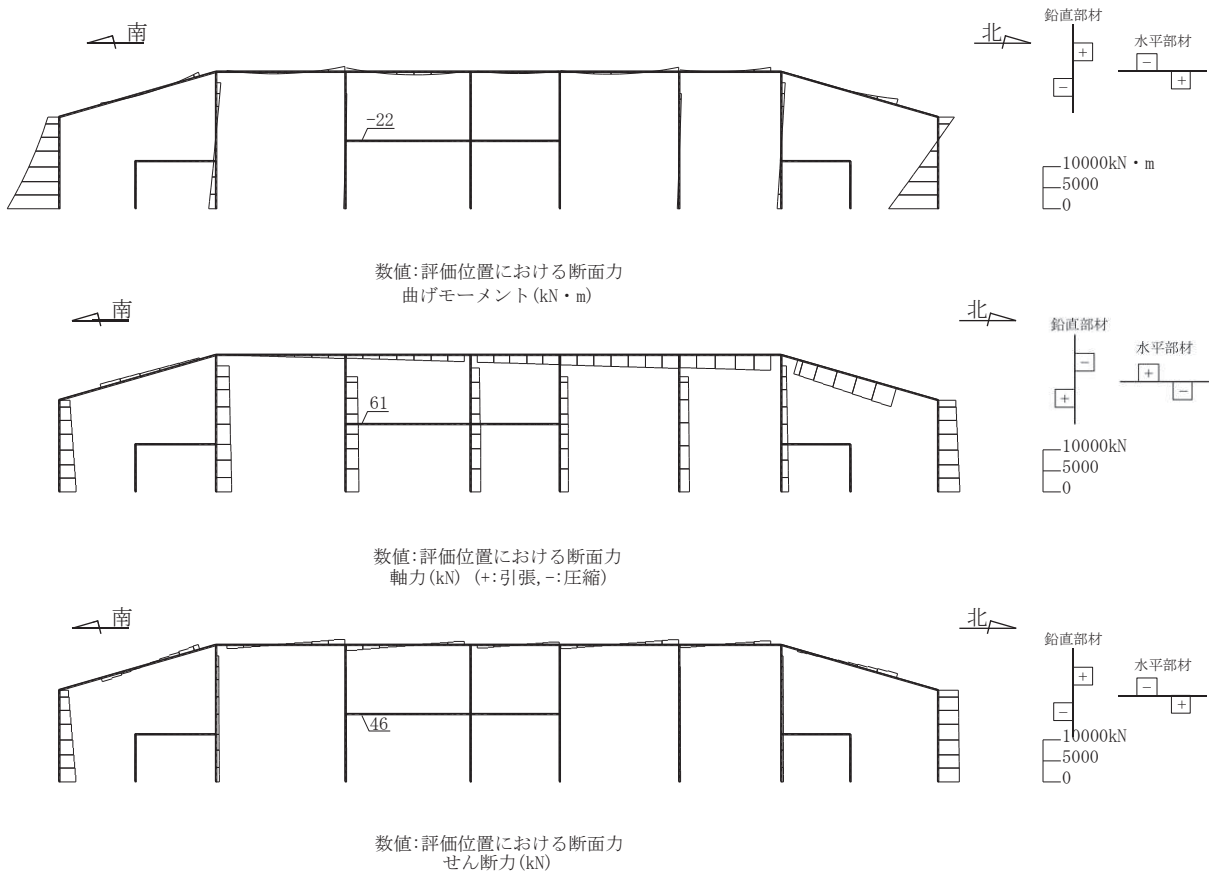
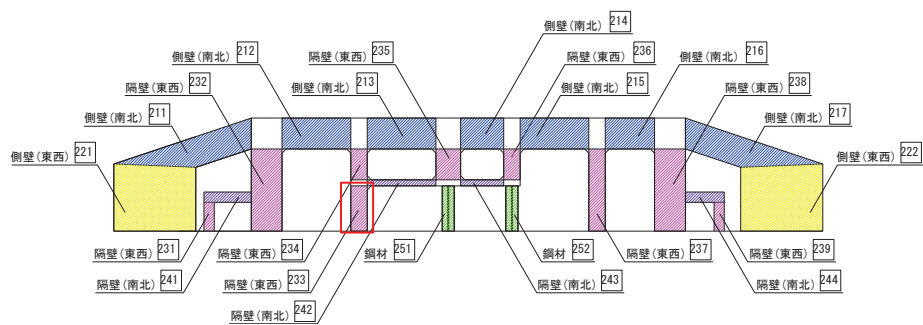


図 6-12 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力図
(断面②, 隔壁 (南北), 解析ケース①, S s - D 1 (-+))



注記*: 赤枠は CCb 工法を適用している部材を示す。

図 6-13 評価位置図 (断面②)

表 6-16 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値
(断面③, コンクリートの圧縮ひずみ: 限界ひずみ 10000 μ)

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
側壁(南北)	314	②	S s - D 2 (++)	524 μ	10000 μ	0.06
側壁(東西)	322	②	S s - D 2 (++)	319 μ	10000 μ	0.04
隔壁(南北)	342	②	S s - D 2 (++)	443 μ	10000 μ	0.05
隔壁(東西)	336	②	S s - D 2 (++)	715 μ	10000 μ	0.08

注記*1: 評価位置は図 6-15 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-17 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値
(断面③, コンクリートの圧縮ひずみ: 限界ひずみ 2000 μ)

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
側壁(南北)	314	②	S s - D 2 (++)	524 μ	2000 μ	0.27
側壁(東西)	322	②	S s - D 2 (++)	319 μ	2000 μ	0.16
隔壁(南北)	342	②	S s - D 2 (++)	443 μ	2000 μ	0.23
隔壁(東西)	336	②	S s - D 2 (++)	715 μ	2000 μ	0.36

注記*1: 評価位置は図 6-15 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-18 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (断面③, 主筋ひずみ)

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
側壁(南北)	311	②	S s - D 2 (++)	876 μ	1725 μ	0.51
側壁(東西)	322	①	S s - D 1 (++)	859 μ	1725 μ	0.50
隔壁(南北)	343	①	S s - D 2 (++)	660 μ	1725 μ	0.39
隔壁(東西)	338	①	S s - D 1 (++)	638 μ	1725 μ	0.37

注記*1: 評価位置は図 6-15 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-19 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（断面③，鋼材：応力の照査）

評価位置*			解析 ケース	地震動	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca1} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca1}
断面③	鋼材	351	②	S s - D 2 (++)	97	277	0.36

注記*：評価位置は図 6-15 に示す。

表 6-20 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（断面③，鋼材：座屈に対する安定性の照査）

評価位置*		解析 ケース	地震動	応力度 区分	発生 応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	短期許容応 力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)	個別照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca},$ $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$	照査値
鋼材	351	②	S s - D 2 (++)	軸力	91	242	0.38	0.41
				強軸 曲げ	1	241	0.01	
				弱軸 曲げ	4	250	0.02	

注記*：評価位置は図 6-15 に示す。

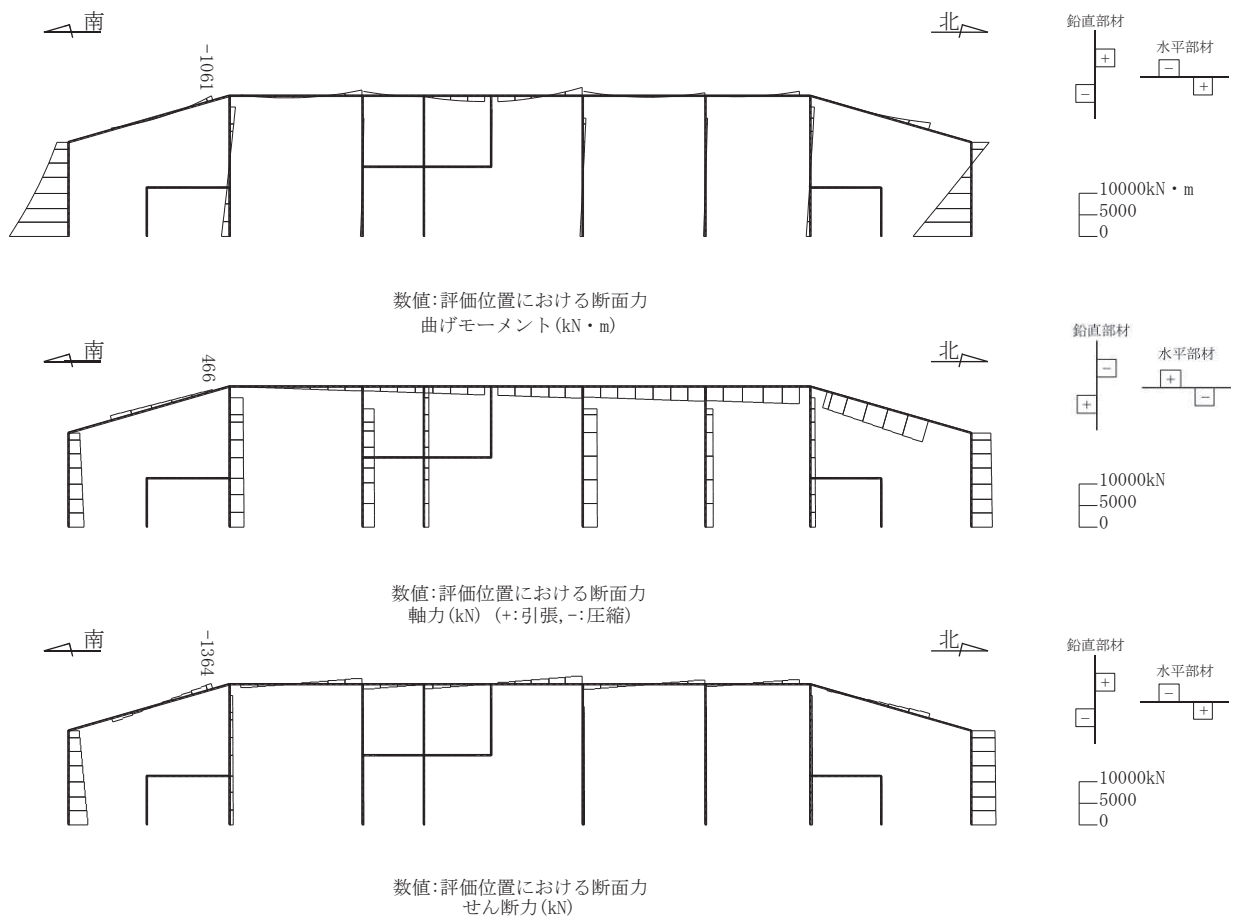


図 6-14 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力図
(断面③, 側壁 (南北), 解析ケース②, S_s-D 2 (++))

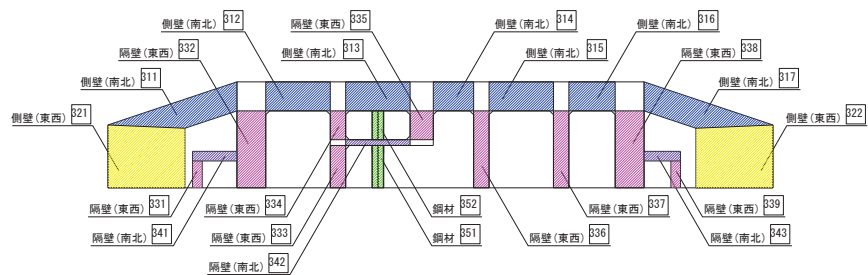


図 6-15 評価位置図 (断面③)

表 6-21 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値
(断面④, コンクリートの圧縮ひずみ: 限界ひずみ 10000 μ)

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
側壁(南北)	414	②	S _s -D2(++)	1024 μ	10000 μ	0.11
側壁(東西)	422	②	S _s -D2(++)	443 μ	10000 μ	0.05
隔壁(南北)	442	①	S _s -N1(++)	270 μ	10000 μ	0.03
隔壁(東西)	437	②	S _s -D2(++)	905 μ	10000 μ	0.10

注記*1: 評価位置は図 6-17 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-22 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値
(断面④, コンクリートの圧縮ひずみ: 限界ひずみ 2000 μ)

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
側壁(南北)	414	②	S _s -D2(++)	1024 μ	2000 μ	0.52
側壁(東西)	422	②	S _s -D2(++)	443 μ	2000 μ	0.23
隔壁(南北)	442	①	S _s -N1(++)	270 μ	2000 μ	0.14
隔壁(東西)	437	②	S _s -D2(++)	905 μ	2000 μ	0.46

注記*1: 評価位置は図 6-17 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-23 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (断面④, 主筋ひずみ)

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
側壁(南北)	416	③	S _s -N1(-+)	1359 μ	1725 μ	0.79
側壁(東西)	422	①	S _s -D1(++)	1048 μ	1725 μ	0.61
隔壁(南北)	442	①	S _s -N1(++)	924 μ	1725 μ	0.54
隔壁(東西)	437	①	S _s -D1(-+)	854 μ	1725 μ	0.50

注記*1: 評価位置は図 6-17 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-24 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（断面④，鋼材：応力の照査）

評価位置*		解析 ケース	地震動	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cal} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{cal}
鋼材	451	②	S s - D 2 (++)	87	277	0.32

注記*：評価位置は図 6-17 に示す。

表 6-25 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（断面④，鋼材：座屈に対する安定性の照査）

評価位置*		解析 ケース	地震動	応力度 区分	発生 応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	短期許容応 力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)	個別照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca},$ $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$	照査値
鋼材	451	②	S s - D 2 (++)	軸力	69	190	0.37	0.44
				強軸 曲げ	1	190	0.01	
				弱軸 曲げ	12	210	0.06	

注記*：評価位置は図 6-17 に示す。

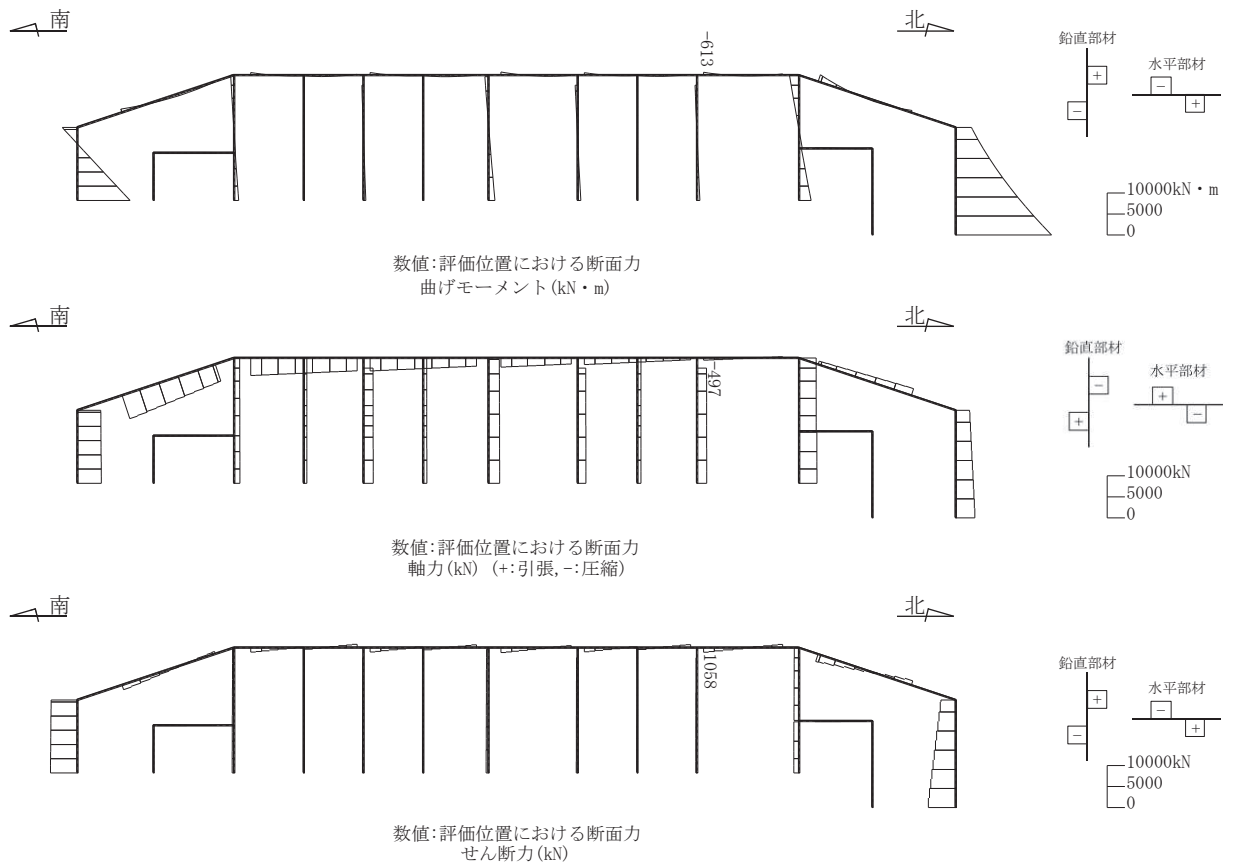


図 6-16 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力図
(断面④, 側壁 (南北), 解析ケース③, S s - N 1 (-+))

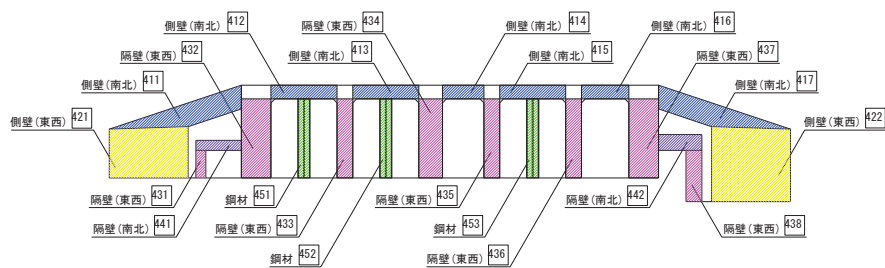


図 6-17 評価位置図 (断面④)

表 6-26 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値
(断面⑤, コンクリートの圧縮ひずみ: 限界ひずみ 10000 μ)

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
側壁(南北)	512	③	S s - N 1 (-+)	601 μ	10000 μ	0.07
側壁(東西)	522	③	S s - N 1 (-+)	379 μ	10000 μ	0.04
隔壁(南北)	542	②	S s - D 2 (++)	188 μ	10000 μ	0.02
隔壁(東西)	536	③	S s - N 1 (-+)	815 μ	10000 μ	0.09

注記*1: 評価位置は図 6-19 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-27 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値
(断面⑤, コンクリートの圧縮ひずみ: 限界ひずみ 2000 μ)

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
側壁(南北)	512	③	S s - N 1 (-+)	601 μ	2000 μ	0.31
側壁(東西)	522	③	S s - N 1 (-+)	379 μ	2000 μ	0.19
隔壁(南北)	542	②	S s - D 2 (++)	188 μ	2000 μ	0.10
隔壁(東西)	536	③	S s - N 1 (-+)	815 μ	2000 μ	0.41

注記*1: 評価位置は図 6-19 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-28 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (断面⑤, 主筋ひずみ)

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
側壁(南北)	512	③	S s - N 1 (-+)	1562 μ	1725 μ	0.91
側壁(東西)	522	②	S s - D 2 (++)	808 μ	1725 μ	0.47
隔壁(南北)	542	①	S s - D 1 (-+)	706 μ	1725 μ	0.41
隔壁(東西)	536	③	S s - N 1 (-+)	995 μ	1725 μ	0.58

注記*1: 評価位置は図 6-19 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

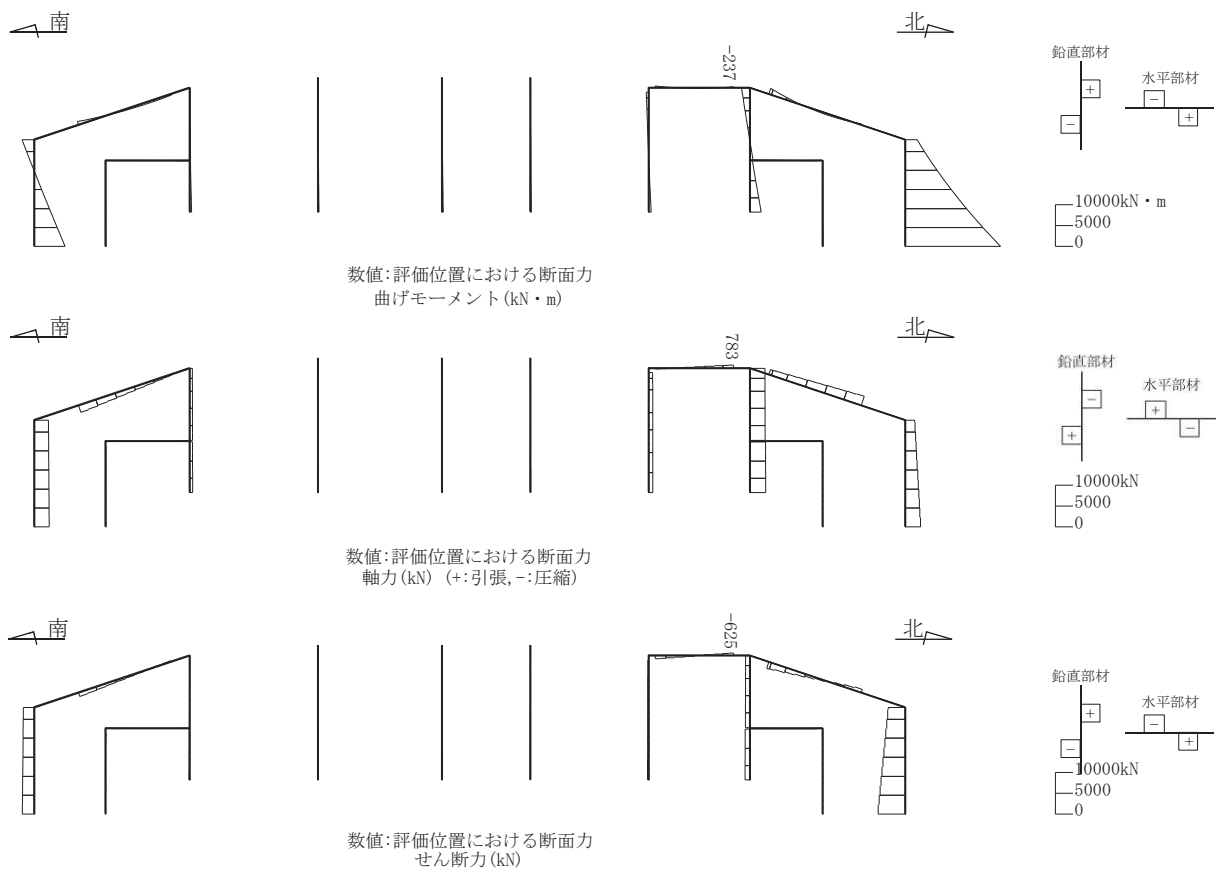
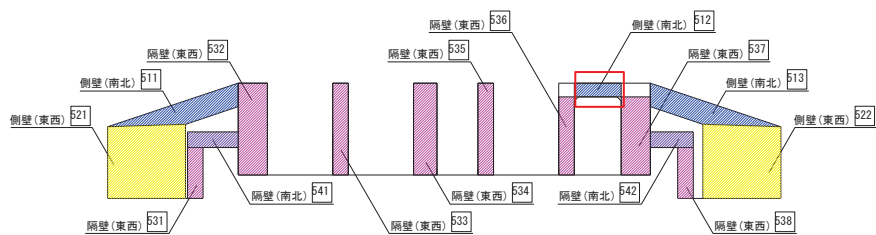


図 6-18 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力図
(断面⑤, 側壁 (南北), 解析ケース③, S_s-N₁ (-+))



注記*: 赤枠は CCb 工法を適用している部材を示す。

図 6-19 評価位置図 (断面⑤)

(3) 断面⑥

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について、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 6-29～表 6-30 に示す。また、最大照査値となる解析ケースの断面力分布図を図 6-20～図 6-24 に示す。なお、断面⑥と断面⑤の壁部材は壁厚及び配筋が同一であり、断面⑥は底版を有するため断面⑤よりも構造的に有利となることから、断面⑥における壁部材の照査は断面⑥と断面⑤の荷重を包絡して照査を行う断面⑤で代表とし、断面⑥では面部材である底版の照査を行う。

表 6-29 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）

評価位置*	解析 ケース	地震動	曲げモーメ ント	軸力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\sigma'_{c} / \sigma'_{ca}$	
			(kN・m/m)	(kN/m)	σ'_{c} (N/mm ²)	σ'_{ca} (N/mm ²)		
底版	601	③	S _s -F 2 (-+)	-32	-1765	2.1	11.7	0.18

注記*：評価位置は図 6-25 に示す。

表 6-30 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（鉄筋）

評価位置*	解析 ケース	地震動	曲げモーメ ント	軸力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\sigma'_{s} / \sigma'_{sa}$	
			(kN・m/m)	(kN/m)	σ'_{s} (N/mm ²)	σ'_{sa} (N/mm ²)		
底版	601	③	S _s -F 2 (++)	-31	781	260	294	0.89

注記*：評価位置は図 6-25 に示す。

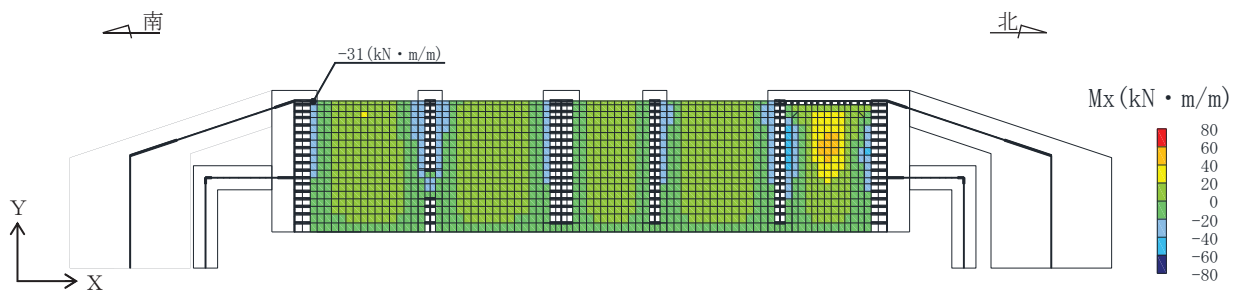


図 6-20 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN・m/m) : M_x)
 (底版, 解析ケース③, $S_s - F_2$ (++))

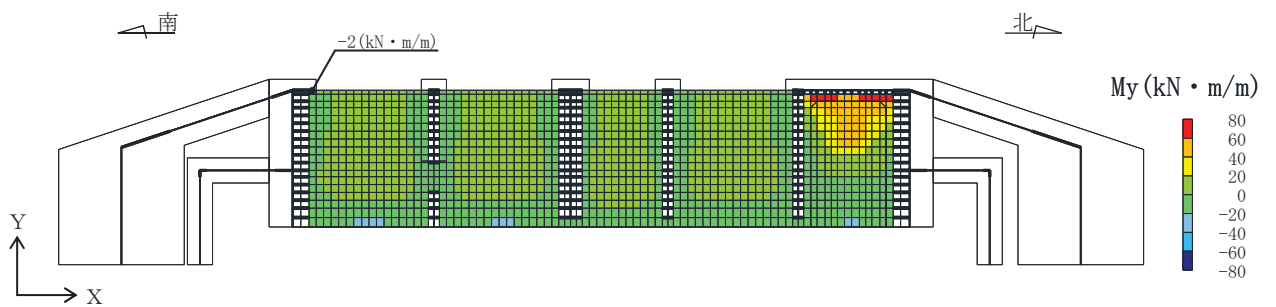


図 6-21 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN・m/m) : M_y)
 (底版, 解析ケース③, $S_s - F_2$ (++))

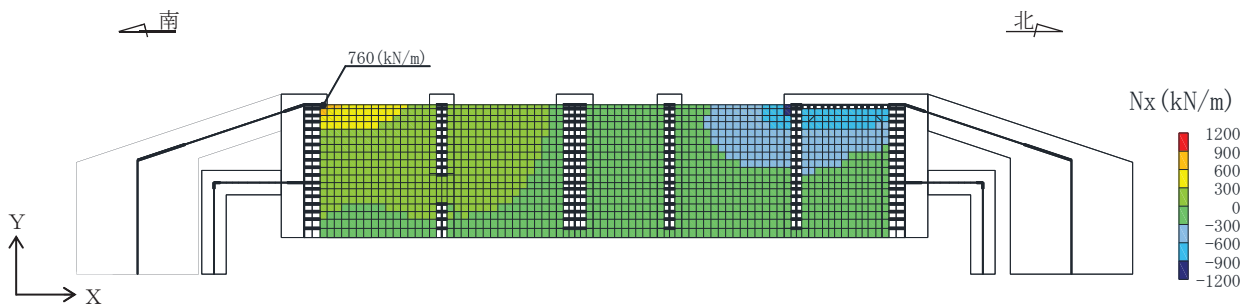


図 6-22 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_x)
 (底版, 解析ケース③, $S_s - F_2$ (++))

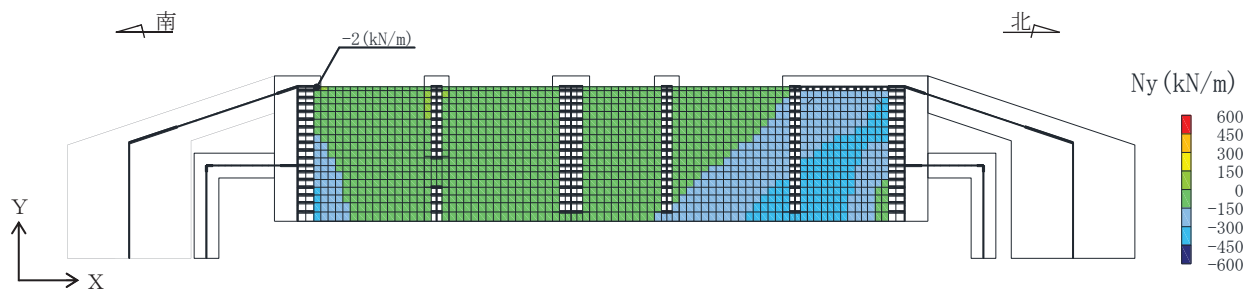


図 6-23 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力 (kN/m) : N_y)

(底版, 解析ケース③, $S_s - F_2$ (++))

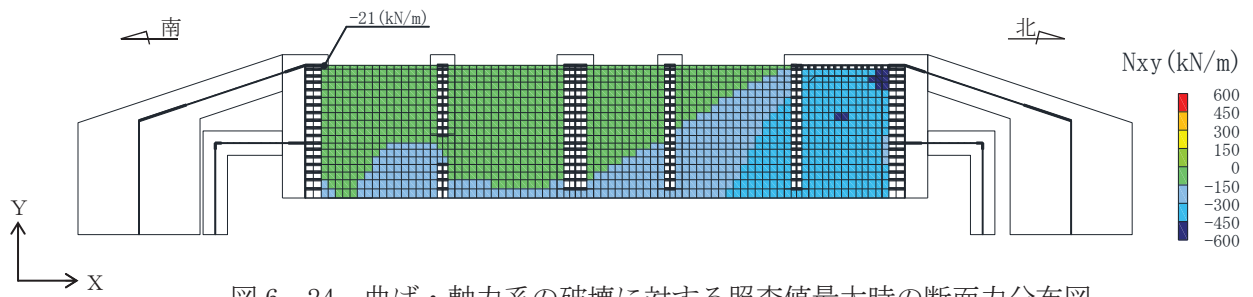


図 6-24 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(面内せん断力 (kN/m) : N_{xy})

(底版, 解析ケース③, $S_s - F_2$ (++))

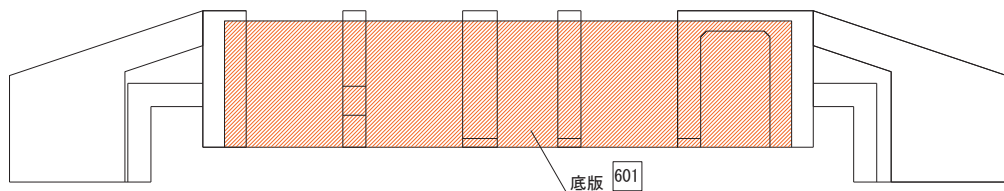


図 6-25 評価位置図 (断面⑥)

6.2.2 せん断破壊に対する照査

(1) 断面①

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する照査について、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表6-31に示す。また、最大照査値となる解析ケースの断面力分布図を図6-26～図6-27に示す。

なお、断面①と断面②の壁部材は壁厚及び配筋が同一であり、断面①は頂版を有するため断面②よりも構造的に有利となることから、断面①における壁部材の照査は断面①と断面②の荷重を包絡して照査を行う断面②で代表とし、断面①では面材である頂版の照査を行う。

表6-31 せん断破壊に対する照査

評価位置*		解析 ケース	地震動	発生 せん断力	発生 応力度 τ_d	短期許容 応力度 τ_{a1}	照査値 τ_d / τ_{a1}
頂版	101			(kN/m)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	101	④	S _s -D2 (-+)	293	0.59	0.63	0.94

注記*：評価位置は図6-11に示す。

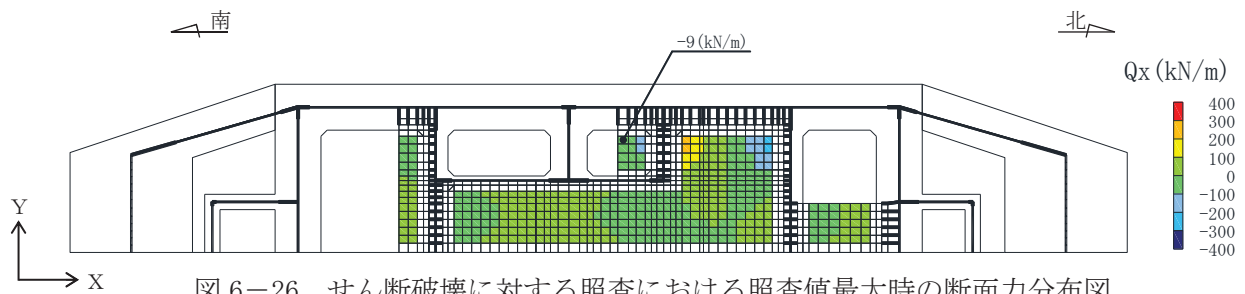


図6-26 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図

(せん断力 (kN/m) : Q_x)

(頂版, 解析ケース④, S_s-D2 (-+))

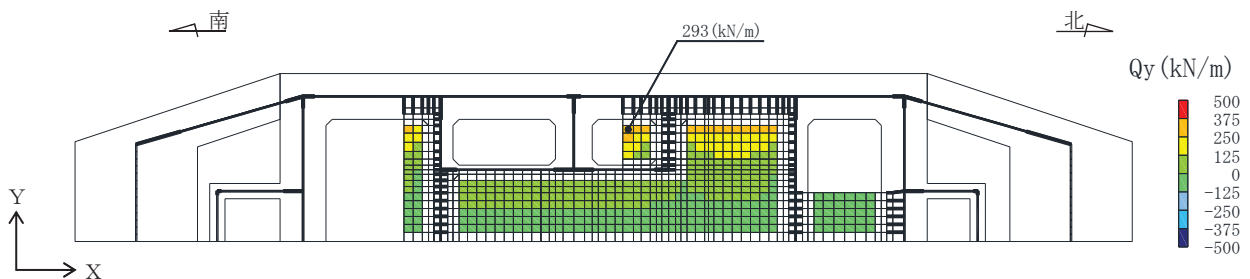


図6-27 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図

(せん断力 (kN/m) : Q_y)

(頂版, 解析ケース④, S_s-D2 (-+))

(2) 断面②～⑤

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する照査について、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 6-32～表 6-35 に示す。また、各断面で最大照査値となる解析ケースの断面力分布図を図 6-28～図 6-31 に示す。

表 6-32 せん断破壊に対する最大照査値 (断面②)

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*2 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
側壁(南北)	216	④	S s - D 2 (++)	660	702	0.95
側壁(東西)	221	④	S s - D 2 (++)	5395	7860	0.69
隔壁(南北)	242	①	S s - D 1 (-+)	51.389	101.867*3	0.51
隔壁(東西)	238	④	S s - D 2 (++)	833	1620*3	0.52

注記*1：評価位置は図 6-13 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*3：材料非線形解析によるせん断耐力

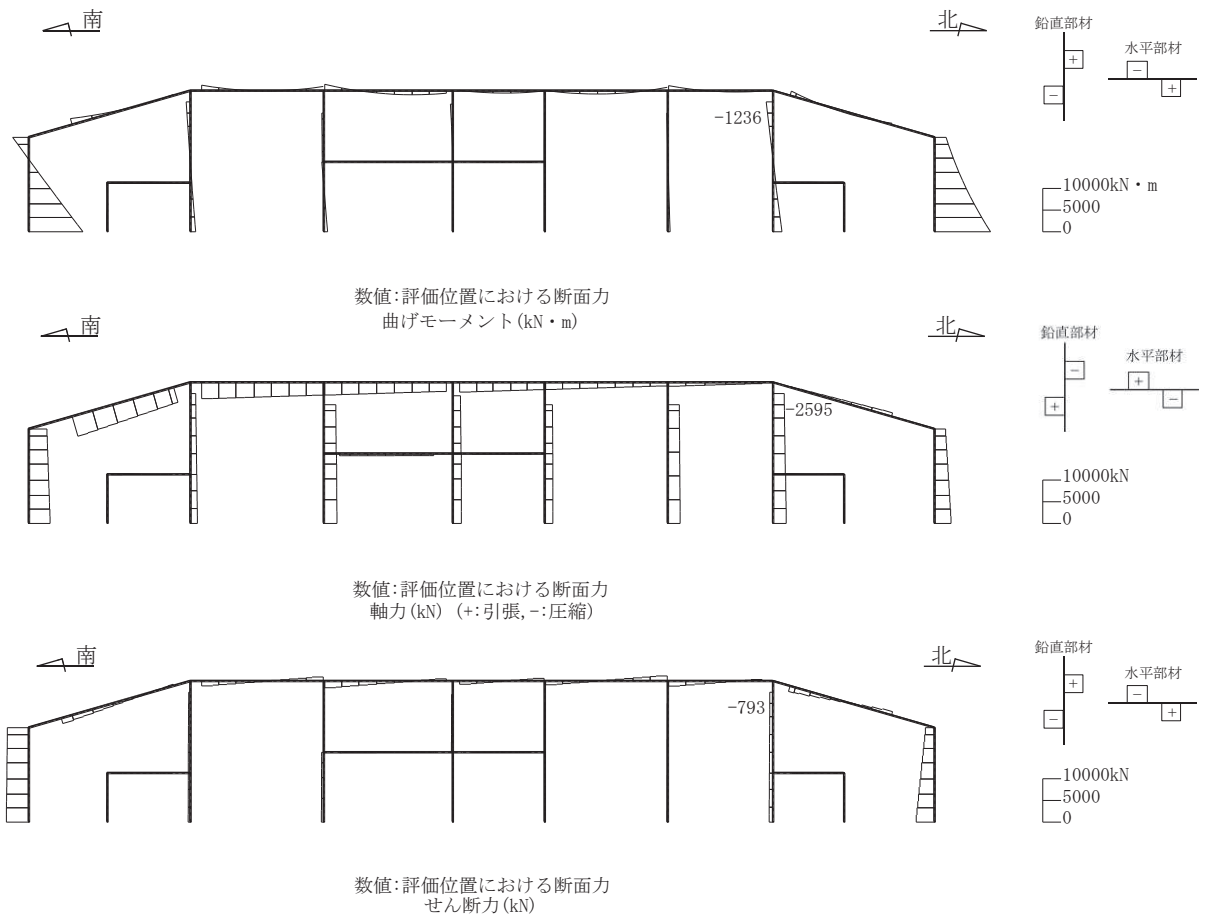


図 6-28 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図
(断面②, 隔壁 (東西), 解析ケース④, S s - D 2 (++))

表 6-33 せん断破壊に対する最大照査値 (断面③)

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*2 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
側壁(南北)	313	②	S s - D 2 (++)	249	434*3	0.58
側壁(東西)	321	④	S s - D 2 (++)	6309	8851	0.72
隔壁(南北)	342	②	S s - D 2 (++)	2.156	5.799*3	0.38
隔壁(東西)	333	④	S s - D 2 (++)	503	560*3	0.90

注記*1: 評価位置は図 6-15 に示す。

*2: 照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*3: 材料非線形解析によるせん断耐力

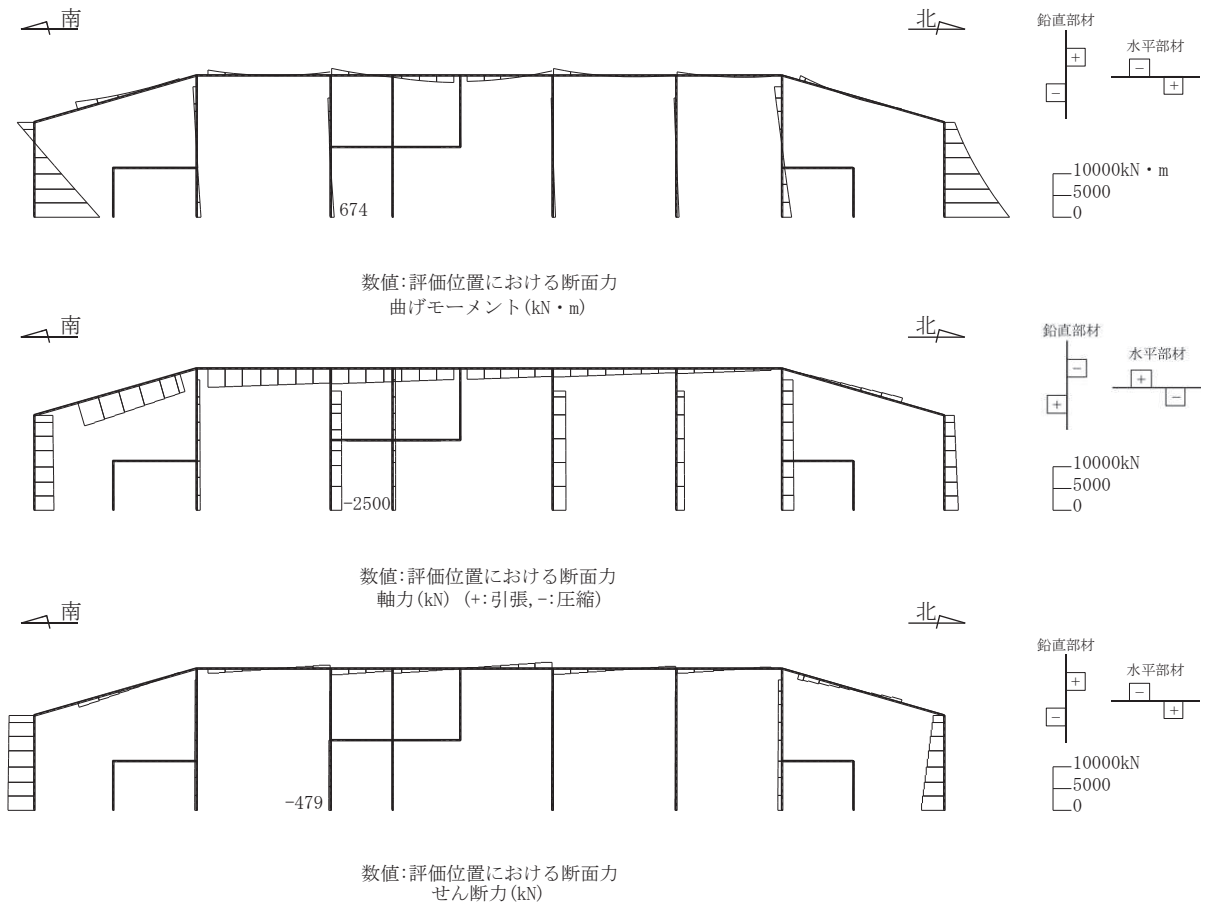


図 6-29 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図 (断面③, 隔壁(東西), 解析ケース④, S s - D 2 (++))

表 6-34 せん断破壊に対する最大照査値 (断面④)

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*2 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
側壁(南北)	416	③	S s - N 1 (-+)	971	1503*3	0.65
側壁(東西)	422	④	S s - D 2 (++)	5814	8080	0.72
隔壁(南北)	442	①	S s - N 1 (++)	192	695	0.28
隔壁(東西)	434	④	S s - D 2 (++)	621	824*3	0.76

注記*1: 評価位置は図 6-17 に示す。

*2: 照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*3: 材料非線形解析によるせん断耐力

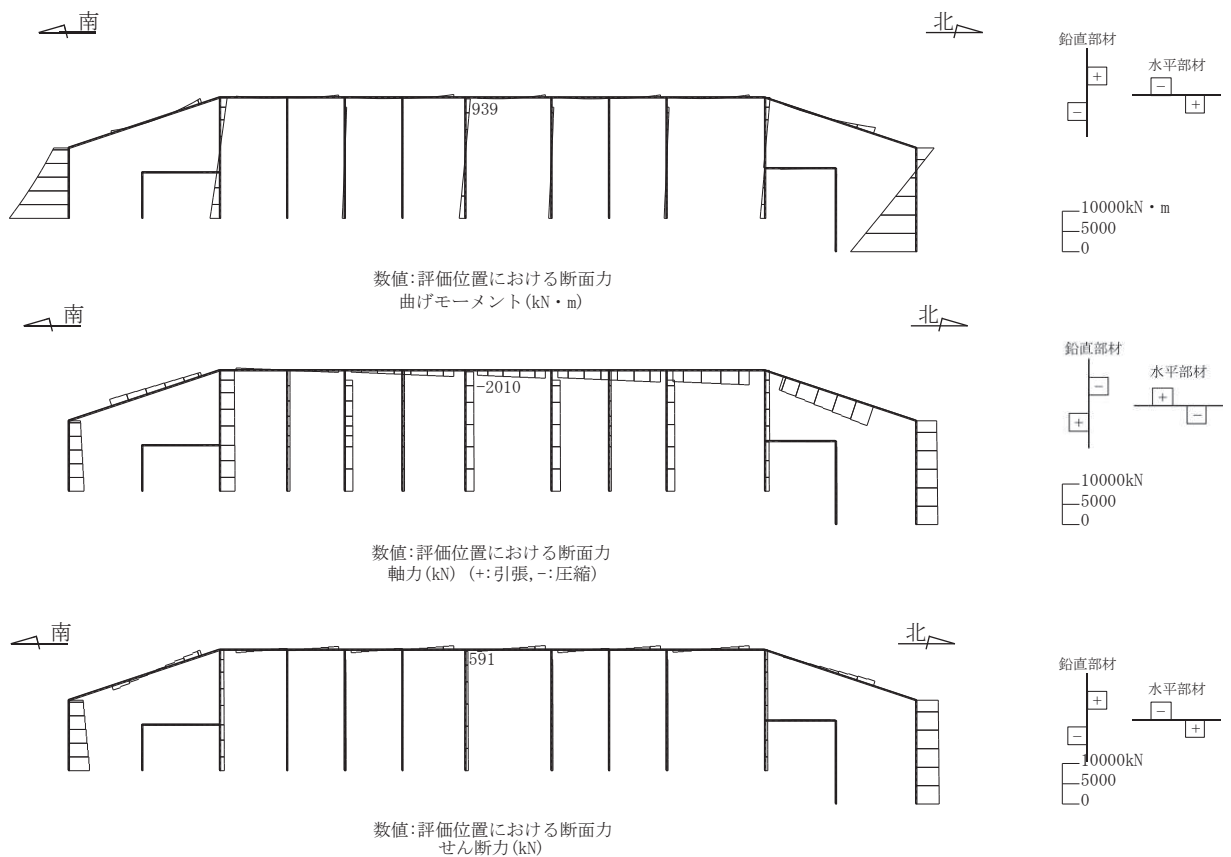


図 6-30 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図 (断面④, 隔壁 (東西), 解析ケース④, S s - D 2 (++))

表 6-35 せん断破壊に対する最大照査値 (断面⑤)

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*2 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
側壁(南北)	513	③	$S_s - N 1 (-+)$	1052	1236	0.86
側壁(東西)	522	②	$S_s - D 2 (++)$	5750	8024	0.72
隔壁(南北)	542	①	$S_s - F 2 (-+)$	107	668	0.17
隔壁(東西)	537	④	$S_s - D 2 (++)$	1175	2099*3	0.56

注記*1：評価位置は図 6-19 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*3：材料非線形解析によるせん断耐力

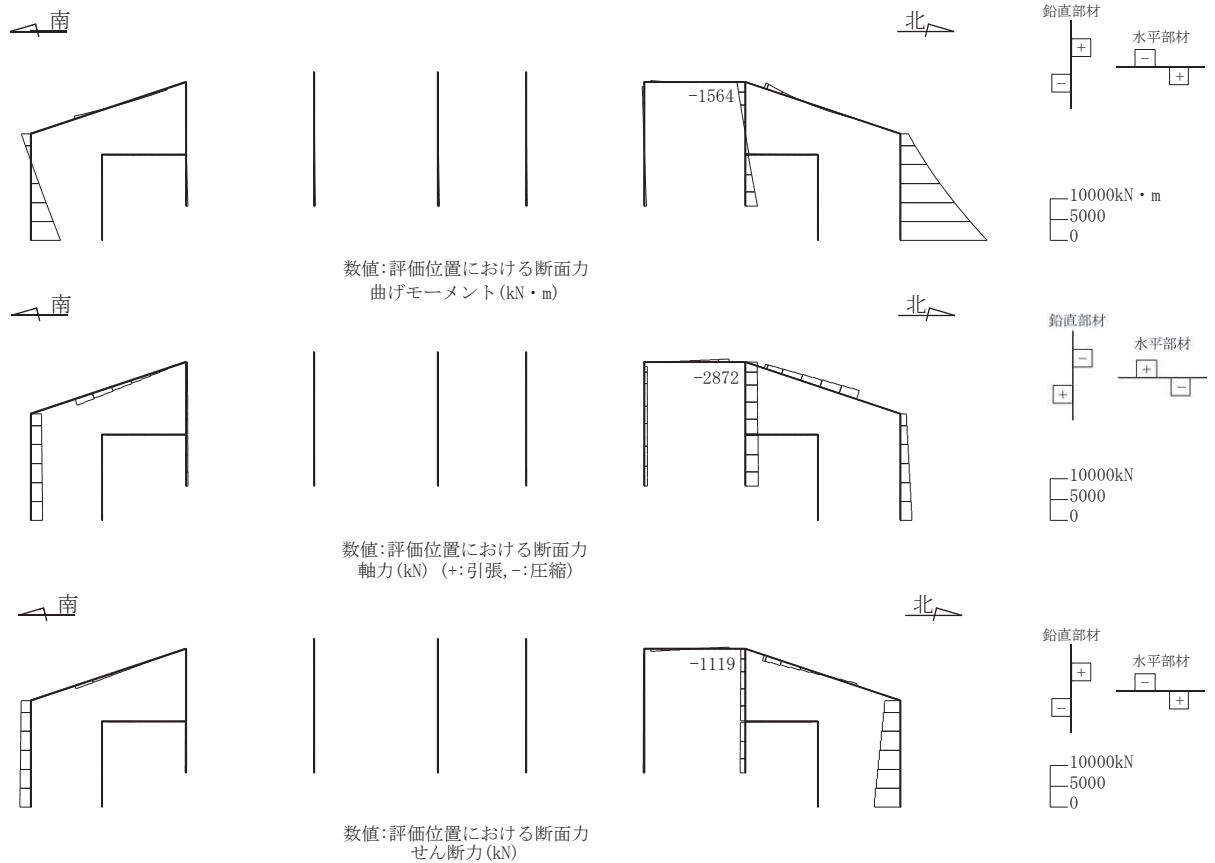


図 6-31 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図
(断面⑤, 隔壁(東西), 解析ケース④, $S_s - D 2 (++)$)

(3) 断面⑥

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する照査について、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 6-36 に示す。また、最大照査値となる解析ケースの断面力分布図を図 6-32～図 6-33 に示す。なお、断面⑥と断面⑤の壁部材は壁厚及び配筋が同一であり、断面⑥は底版を有するため断面⑤よりも構造的に有利となることから、断面⑥における壁部材の照査は断面⑥と断面⑤の荷重を包絡して照査を行う断面⑤で代表とし、断面⑥では面部材である底版の照査を行う。

表 6-36 せん断破壊に対する照査

評価位置*	解析 ケース	地震動	発生	発生	短期許容	照査値	
			せん断力 (kN/m)	応力度 τ_d (N/mm ²)	応力度 τ_{a1} (N/mm ²)		
底版	601	④	S s - N 1 (++)	-330	0.49	0.63	0.78

注記*：評価位置は図 6-25 に示す。

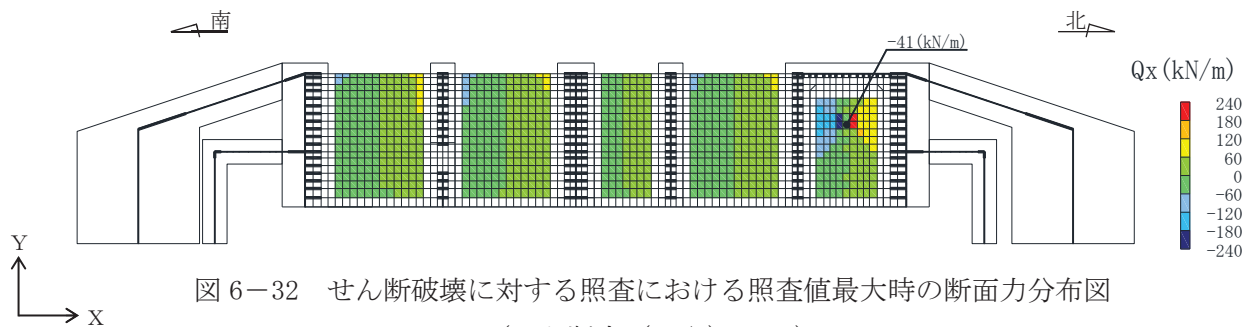


図 6-32 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図

(せん断力 (kN/m) : Q_x)

(底版, 解析ケース④, S s - N 1 (++))

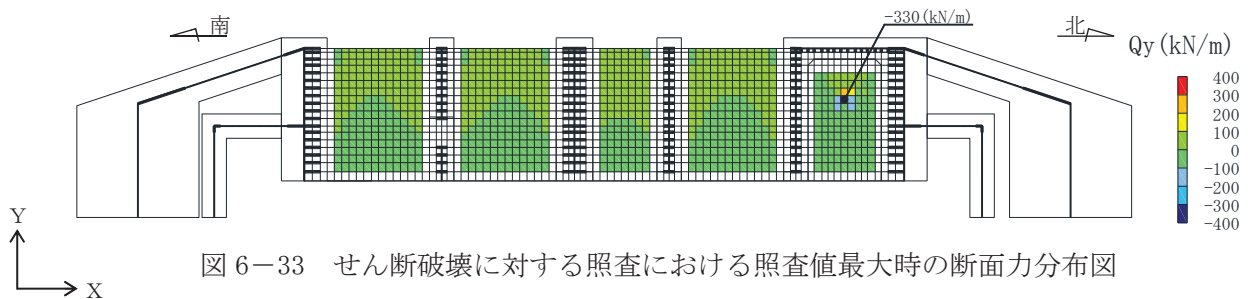


図 6-33 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図

(せん断力 (kN/m) : Q_y)

(底版, 解析ケース④, S s - N 1 (++))

6.3 構造部材の健全性に対する評価結果

6.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

(1) 断面①

構造強度を有することの確認、止水機能を損なわないこと及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表6-37及び表6-38に示す。照査値は、応力度を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表のとおり、全ケースにおいて発生応力度は短期許容応力度を下回ることを確認した。

表6-37 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート）

解析 ケース	地震動		評価位置*		発生応力度 σ'_{c} (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ'_{ca} (N/mm ²) _R	照査値 $\sigma'_{c} / \sigma'_{ca}$	
①	S _s -D1	++	頂版	101	4.7	11.7	0.41	
		-+			4.6			0.40
	S _s -D2	++	頂版	101	5.1	11.7	0.44	
		-+			5.3			0.46
	S _s -D3	++	頂版	101	4.2	11.7	0.36	
		-+			4.1			0.36
	S _s -F1	++	頂版	101	3.4	11.7	0.30	
		-+			3.4			0.30
	S _s -F2	++	頂版	101	4.0	11.7	0.35	
		-+			3.4			0.30
	S _s -F3	++	頂版	101	4.8	11.7	0.42	
		-+			4.1			0.36
	S _s -N1	++	頂版	101	4.4	11.7	0.38	
		-+			4.0			0.35
	②	S _s -D2	-+	頂版	101	5.0	11.7	
	③	S _s -D2	-+	頂版	101	5.5	11.7	0.48
④	S _s -D2	-+	頂版	101	5.6	11.7	0.48	

注記*：評価位置は図6-34に示す。

表 6-38 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

解析 ケース	地震動		評価位置*		発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 σ_s / σ_{sa}
					σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	
①	S _s -D 1	++	頂版	101	112	294	0.39
		--+			103	294	0.36
	S _s -D 2	++	頂版	101	118	294	0.41
		--+			124	294	0.43
	S _s -D 3	++	頂版	101	98	294	0.34
		--+			94	294	0.32
	S _s -F 1	++	頂版	101	79	294	0.27
		--+			82	294	0.28
	S _s -F 2	++	頂版	101	95	294	0.33
		--+			83	294	0.29
	S _s -F 3	++	頂版	101	109	294	0.38
		--+			93	294	0.32
	S _s -N 1	++	頂版	101	105	294	0.36
		--+			99	294	0.34
②	S _s -D 2	--+	頂版	101	119	294	0.41
③	S _s -D 2	--+	頂版	101	126	294	0.43
④	S _s -D 2	--+	頂版	101	133	294	0.46

注記*：評価位置は図 6-34 に示す。

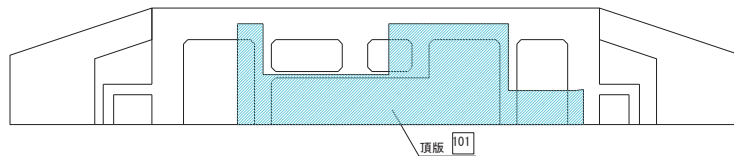


図 6-34 評価位置図（断面①）

(2) 断面②～⑤

構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 6-39～表 6-42 に示す。また、S クラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 6-43～表 6-46 に示す。

照査値は、ひずみ又は応力度を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

表 6-39～表 6-42 のとおり、コンクリートの圧縮縁ひずみが、全ケースにおいて許容限界（コンクリートの圧縮縁ひずみ：10000 μ ）を下回ることを確認した。

表 6-43～表 6-46 のとおり、S クラスの施設を支持する機能を有する部材におけるコンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみが、全ケースにおいて許容限界（コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ，主筋ひずみ：1725 μ ）を下回ることを確認した。

また、断面②及び断面⑤について、CCb 工法を適用する箇所に発生するひずみは、部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ，主筋ひずみ：1725 μ ）に至っておらず、CCb 工法の適用範囲内であることを確認した。

表 6-39(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面②，コンクリートの圧縮ひずみ）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	側壁（南北）	212	317 μ	10000 μ	0.04
			側壁（東西）	222	264 μ	10000 μ	0.03
			隔壁（南北）	242	495 μ	10000 μ	0.05
			隔壁（東西）	233	642 μ	10000 μ	0.07
		-+	側壁（南北）	212	338 μ	10000 μ	0.04
			側壁（東西）	222	250 μ	10000 μ	0.03
			隔壁（南北）	242	553 μ	10000 μ	0.06
			隔壁（東西）	233	648 μ	10000 μ	0.07
	S s - D 2	++	側壁（南北）	212	335 μ	10000 μ	0.04
			側壁（東西）	222	265 μ	10000 μ	0.03
			隔壁（南北）	242	545 μ	10000 μ	0.06
			隔壁（東西）	233	684 μ	10000 μ	0.07
		-+	側壁（南北）	212	334 μ	10000 μ	0.04
			側壁（東西）	222	254 μ	10000 μ	0.03
			隔壁（南北）	242	513 μ	10000 μ	0.06
			隔壁（東西）	233	657 μ	10000 μ	0.07
	S s - D 3	++	側壁（南北）	212	306 μ	10000 μ	0.04
			側壁（東西）	222	230 μ	10000 μ	0.03
			隔壁（南北）	242	472 μ	10000 μ	0.05
			隔壁（東西）	233	584 μ	10000 μ	0.06
-+		側壁（南北）	212	329 μ	10000 μ	0.04	
		側壁（東西）	222	222 μ	10000 μ	0.03	
		隔壁（南北）	242	479 μ	10000 μ	0.05	
		隔壁（東西）	233	600 μ	10000 μ	0.06	

注記*1：評価位置は図 6-35 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-39(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 (断面②, コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 1	++	側壁 (南北)	212	293 μ	10000 μ	0.03
			側壁 (東西)	222	218 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	242	430 μ	10000 μ	0.05
			隔壁 (東西)	233	567 μ	10000 μ	0.06
		-+	側壁 (南北)	216	258 μ	10000 μ	0.03
			側壁 (東西)	221	209 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	242	391 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (東西)	233	523 μ	10000 μ	0.06
	S s - F 2	++	側壁 (南北)	212	306 μ	10000 μ	0.04
			側壁 (東西)	221	224 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	242	464 μ	10000 μ	0.05
			隔壁 (東西)	233	599 μ	10000 μ	0.06
		-+	側壁 (南北)	212	281 μ	10000 μ	0.03
			側壁 (東西)	222	222 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	242	420 μ	10000 μ	0.05
			隔壁 (東西)	233	567 μ	10000 μ	0.06
	S s - F 3	++	側壁 (南北)	212	327 μ	10000 μ	0.04
			側壁 (東西)	222	250 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	242	487 μ	10000 μ	0.05
			隔壁 (東西)	233	616 μ	10000 μ	0.07
-+		側壁 (南北)	212	328 μ	10000 μ	0.04	
		側壁 (東西)	222	251 μ	10000 μ	0.03	
		隔壁 (南北)	242	531 μ	10000 μ	0.06	
		隔壁 (東西)	233	627 μ	10000 μ	0.07	

注記*1：評価位置は図 6-35 に示す。

*2：照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-39(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (構造強度を有することの確認)
(断面②, コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	側壁 (南北)	212	339 μ	10000 μ	0.04
			側壁 (東西)	221	242 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	242	464 μ	10000 μ	0.05
			隔壁 (東西)	233	617 μ	10000 μ	0.07
		-+	側壁 (南北)	212	293 μ	10000 μ	0.03
			側壁 (東西)	222	243 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	242	435 μ	10000 μ	0.05
			隔壁 (東西)	233	610 μ	10000 μ	0.07
②	S s - D 2	++	側壁 (南北)	212	335 μ	10000 μ	0.04
			側壁 (東西)	222	264 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	242	529 μ	10000 μ	0.06
			隔壁 (東西)	233	682 μ	10000 μ	0.07
③	S s - D 2	++	側壁 (南北)	212	333 μ	10000 μ	0.04
			側壁 (東西)	222	248 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	242	535 μ	10000 μ	0.06
			隔壁 (東西)	233	652 μ	10000 μ	0.07
④	S s - D 2	++	側壁 (南北)	212	251 μ	10000 μ	0.03
			側壁 (東西)	222	209 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	242	404 μ	10000 μ	0.05
			隔壁 (東西)	233	479 μ	10000 μ	0.05

注記*1 : 評価位置は図 6-35 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-39(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (構造強度を有することの確認)
(断面②, コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
②	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	212	287 μ	10000 μ	0.03
			側壁 (東西)	222	245 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	242	432 μ	10000 μ	0.05
			隔壁 (東西)	233	604 μ	10000 μ	0.07
③	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	212	293 μ	10000 μ	0.03
			側壁 (東西)	222	248 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	242	409 μ	10000 μ	0.05
			隔壁 (東西)	233	606 μ	10000 μ	0.07
④	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	212	178 μ	10000 μ	0.02
			側壁 (東西)	221	219 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	242	328 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (東西)	233	422 μ	10000 μ	0.05

注記*1 : 評価位置は図 6-35 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-39(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面②，鋼材：応力の照査）

解析 ケース	地震動		評価位置*	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cal} (N/mm ²)	照査値 (σ_c / σ_{cal})	
①	S s - D 1	++	251	130	277	0.47	
		-+	251	154	277	0.56	
	S s - D 2	++	251	145	277	0.53	
		-+	251	149	277	0.54	
	S s - D 3	++	251	141	277	0.51	
		-+	251	150	277	0.55	
	S s - F 1	++	251	129	277	0.47	
		-+	251	105	277	0.38	
	S s - F 2	++	251	134	277	0.49	
		-+	251	118	277	0.43	
	S s - F 3	++	251	150	277	0.55	
		-+	251	155	277	0.56	
	S s - N 1	++	251	149	277	0.54	
		-+	251	107	277	0.39	
	②	S s - D 2	++	251	144	277	0.52
	③	S s - D 2	++	251	152	277	0.55
④	S s - D 2	++	251	136	277	0.50	
②	S s - N 1	-+	251	100	277	0.37	
③	S s - N 1	-+	251	105	277	0.38	
④	S s - N 1	-+	251	81	277	0.30	

注記*：評価位置は図 6-35 に示す。

表 6-39(6) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面②，鋼材：座屈に対する安定の照査）

解析 ケース	地震動		評価位置*	応力度 区分	発生	短期	個別照査値 (σ_c / σ_{ca} , $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
					応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)		
①	S s - D 1	++	251	軸力	125	252	0.50	0.53
				強軸曲げ	1	249	0.01	
				弱軸曲げ	3	251	0.02	
		-+	251	軸力	149	252	0.60	0.63
				強軸曲げ	1	247	0.01	
				弱軸曲げ	3	246	0.02	
	S s - D 2	++	251	軸力	139	252	0.56	0.59
				強軸曲げ	1	248	0.01	
				弱軸曲げ	4	248	0.02	
		-+	251	軸力	144	252	0.58	0.61
				強軸曲げ	1	248	0.01	
				弱軸曲げ	3	247	0.02	
	S s - D 3	++	251	軸力	136	252	0.54	0.57
				強軸曲げ	1	248	0.01	
				弱軸曲げ	3	249	0.02	
		-+	251	軸力	145	252	0.58	0.61
				強軸曲げ	1	248	0.01	
				弱軸曲げ	3	247	0.02	
S s - F 1	++	251	軸力	124	252	0.50	0.53	
			強軸曲げ	1	249	0.01		
			弱軸曲げ	3	251	0.02		
	-+	251	軸力	100	252	0.40	0.43	
			強軸曲げ	1	251	0.01		
			弱軸曲げ	3	256	0.02		
S s - F 2	++	251	軸力	129	252	0.52	0.55	
			強軸曲げ	1	249	0.01		
			弱軸曲げ	3	250	0.02		
	-+	251	軸力	113	252	0.45	0.48	
			強軸曲げ	1	250	0.01		
			弱軸曲げ	3	254	0.02		

注記*：評価位置は図 6-35 に示す。

表 6-39(7) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面②，鋼材：座屈に対する安定の照査）

解析 ケース	地震動		評価位置*	応力度 区分	発生	短期	個別照査値 (σ_c / σ_{ca} , $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
					応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)		
①	S _s -F3	++	251	軸力	145	252	0.58	0.61
				強軸曲げ	1	248	0.01	
				弱軸曲げ	3	247	0.02	
		-+	251	軸力	150	252	0.60	0.63
				強軸曲げ	1	247	0.01	
				弱軸曲げ	3	246	0.02	
	S _s -N1	++	251	軸力	144	252	0.58	0.61
				強軸曲げ	1	248	0.01	
				弱軸曲げ	3	247	0.02	
		-+	251	軸力	102	252	0.41	0.44
				強軸曲げ	1	251	0.01	
				弱軸曲げ	3	256	0.02	
②	S _s -D2	++	251	軸力	138	252	0.55	0.58
				強軸曲げ	1	248	0.01	
				弱軸曲げ	4	248	0.02	
③	S _s -D2	++	251	軸力	146	252	0.58	0.61
				強軸曲げ	1	248	0.01	
				弱軸曲げ	4	247	0.02	
④	S _s -D2	++	251	軸力	131	252	0.52	0.55
				強軸曲げ	1	249	0.01	
				弱軸曲げ	3	250	0.02	
②	S _s -N1	-+	251	軸力	96	252	0.39	0.41
				強軸曲げ	1	251	0.01	
				弱軸曲げ	2	257	0.01	
③	S _s -N1	-+	251	軸力	100	252	0.40	0.43
				強軸曲げ	1	251	0.01	
				弱軸曲げ	3	256	0.02	
④	S _s -N1	-+	251	軸力	77	252	0.31	0.33
				強軸曲げ	1	252	0.01	
				弱軸曲げ	2	261	0.01	

注記*：評価位置は図 6-35 に示す。

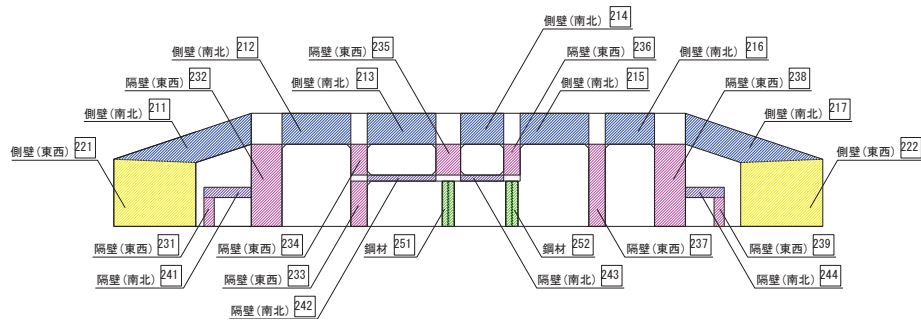


図 6-35 評価位置図 (断面②)

表 6-40(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面③，コンクリートの圧縮ひずみ）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	側壁（南北）	313	423 μ	10000 μ	0.05
			側壁（東西）	322	308 μ	10000 μ	0.04
			隔壁（南北）	342	405 μ	10000 μ	0.05
			隔壁（東西）	336	629 μ	10000 μ	0.07
		-+	側壁（南北）	314	500 μ	10000 μ	0.05
			側壁（東西）	322	302 μ	10000 μ	0.04
			隔壁（南北）	342	414 μ	10000 μ	0.05
			隔壁（東西）	336	698 μ	10000 μ	0.07
	S s - D 2	++	側壁（南北）	314	468 μ	10000 μ	0.05
			側壁（東西）	322	310 μ	10000 μ	0.04
			隔壁（南北）	342	427 μ	10000 μ	0.05
			隔壁（東西）	336	674 μ	10000 μ	0.07
		-+	側壁（南北）	314	484 μ	10000 μ	0.05
			側壁（東西）	322	303 μ	10000 μ	0.04
			隔壁（南北）	342	416 μ	10000 μ	0.05
			隔壁（東西）	336	679 μ	10000 μ	0.07
	S s - D 3	++	側壁（南北）	314	443 μ	10000 μ	0.05
			側壁（東西）	322	270 μ	10000 μ	0.03
			隔壁（南北）	342	371 μ	10000 μ	0.04
			隔壁（東西）	336	611 μ	10000 μ	0.07
-+		側壁（南北）	314	474 μ	10000 μ	0.05	
		側壁（東西）	322	264 μ	10000 μ	0.03	
		隔壁（南北）	342	379 μ	10000 μ	0.04	
		隔壁（東西）	336	654 μ	10000 μ	0.07	

注記*1：評価位置は図 6-36 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-40(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (構造強度を有することの確認)
(断面③, コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 1	++	側壁 (南北)	314	422 μ	10000 μ	0.05
			側壁 (東西)	322	243 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	342	355 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (東西)	336	588 μ	10000 μ	0.06
		-+	側壁 (南北)	313	343 μ	10000 μ	0.04
			側壁 (東西)	322	239 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	342	334 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (東西)	336	537 μ	10000 μ	0.06
	S s - F 2	++	側壁 (南北)	314	427 μ	10000 μ	0.05
			側壁 (東西)	322	254 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	342	374 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (東西)	336	620 μ	10000 μ	0.07
		-+	側壁 (南北)	314	387 μ	10000 μ	0.04
			側壁 (東西)	322	259 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	342	360 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (東西)	336	582 μ	10000 μ	0.06
	S s - F 3	++	側壁 (南北)	313	381 μ	10000 μ	0.04
			側壁 (東西)	322	277 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	342	360 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (東西)	336	573 μ	10000 μ	0.06
-+		側壁 (南北)	314	462 μ	10000 μ	0.05	
		側壁 (東西)	322	282 μ	10000 μ	0.03	
		隔壁 (南北)	342	378 μ	10000 μ	0.04	
		隔壁 (東西)	336	625 μ	10000 μ	0.07	

注記*1 : 評価位置は図 6-36 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-40(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (構造強度を有することの確認)
(断面③, コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	側壁 (南北)	314	515 μ	10000 μ	0.06
			側壁 (東西)	321	264 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	342	387 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (東西)	336	695 μ	10000 μ	0.07
		-+	側壁 (南北)	313	386 μ	10000 μ	0.04
			側壁 (東西)	322	284 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	342	388 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (東西)	333	594 μ	10000 μ	0.06
②	S s - D 2	++	側壁 (南北)	314	524 μ	10000 μ	0.06
			側壁 (東西)	322	319 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (南北)	342	443 μ	10000 μ	0.05
			隔壁 (東西)	336	715 μ	10000 μ	0.08
③	S s - D 2	++	側壁 (南北)	314	477 μ	10000 μ	0.05
			側壁 (東西)	322	287 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	342	407 μ	10000 μ	0.05
			隔壁 (東西)	336	675 μ	10000 μ	0.07
④	S s - D 2	++	側壁 (南北)	314	312 μ	10000 μ	0.04
			側壁 (東西)	321	254 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	342	269 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (東西)	336	460 μ	10000 μ	0.05

注記*1 : 評価位置は図 6-36 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-40(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (構造強度を有することの確認)
(断面③, コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
②	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	313	415 μ	10000 μ	0.05
			側壁 (東西)	322	289 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	342	397 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (東西)	333	609 μ	10000 μ	0.07
③	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	314	468 μ	10000 μ	0.05
			側壁 (東西)	322	295 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	342	413 μ	10000 μ	0.05
			隔壁 (東西)	336	655 μ	10000 μ	0.07
④	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	314	309 μ	10000 μ	0.04
			側壁 (東西)	321	235 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	342	253 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (東西)	336	439 μ	10000 μ	0.05

注記*1 : 評価位置は図 6-36 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-40(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面③，鋼材：応力の照査）

解析 ケース	地震動		評価位置*	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cal} (N/mm ²)	照査値 (σ_c / σ_{cal})	
①	S s - D 1	++	351	79	277	0.29	
		-+	351	93	277	0.34	
	S s - D 2	++	351	88	277	0.32	
		-+	351	91	277	0.33	
	S s - D 3	++	351	84	277	0.31	
		-+	351	89	277	0.33	
	S s - F 1	++	351	79	277	0.29	
		-+	351	66	277	0.24	
	S s - F 2	++	351	81	277	0.30	
		-+	351	75	277	0.28	
	S s - F 3	++	351	73	277	0.27	
		-+	351	88	277	0.32	
	S s - N 1	++	351	97	277	0.36	
		-+	351	71	277	0.26	
	②	S s - D 2	++	351	97	277	0.36
	③	S s - D 2	++	351	89	277	0.33
④	S s - D 2	++	351	67	277	0.25	
②	S s - N 1	-+	351	77	277	0.28	
③	S s - N 1	-+	351	86	277	0.32	
④	S s - N 1	-+	351	66	277	0.24	

注記*：評価位置は図 6-36 に示す。

表 6-40(6) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面③，鋼材：座屈に対する安定の照査）

解析 ケース	地震動		評価位置*	応力度 区分	発生	短期	個別照査値 (σ_c / σ_{ca} , $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
					応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)		
①	S s - D 1	++	351	軸力	73	242	0.31	0.34
				強軸曲げ	1	242	0.01	
				弱軸曲げ	4	255	0.02	
		-+	351	軸力	87	242	0.36	0.39
				強軸曲げ	1	241	0.01	
				弱軸曲げ	4	251	0.02	
	S s - D 2	++	351	軸力	82	242	0.34	0.37
				強軸曲げ	1	241	0.01	
				弱軸曲げ	4	253	0.02	
		-+	351	軸力	85	242	0.36	0.39
				強軸曲げ	1	241	0.01	
				弱軸曲げ	4	252	0.02	
	S s - D 3	++	351	軸力	78	242	0.33	0.36
				強軸曲げ	1	242	0.01	
				弱軸曲げ	4	254	0.02	
		-+	351	軸力	83	242	0.35	0.38
				強軸曲げ	1	241	0.01	
				弱軸曲げ	4	252	0.02	
S s - F 1	++	351	軸力	74	242	0.31	0.34	
			強軸曲げ	1	242	0.01		
			弱軸曲げ	3	255	0.02		
	-+	351	軸力	61	242	0.26	0.29	
			強軸曲げ	1	244	0.01		
			弱軸曲げ	3	259	0.02		
S s - F 2	++	351	軸力	76	242	0.32	0.35	
			強軸曲げ	1	242	0.01		
			弱軸曲げ	3	254	0.02		
	-+	351	軸力	69	242	0.29	0.32	
			強軸曲げ	1	243	0.01		
			弱軸曲げ	4	256	0.02		

注記*：評価位置は図 6-36 に示す。

表 6-40(7) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面③，鋼材：座屈に対する安定の確認）

解析 ケース	地震動		評価位置*	応力度 区分	発生	短期	個別照査値 (σ_c / σ_{ca} , $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
					応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)		
①	S s - F 3	++	351	軸力	67	242	0.28	0.31
				強軸曲げ	1	243	0.01	
				弱軸曲げ	4	257	0.02	
		-+	351	軸力	82	242	0.34	0.37
				強軸曲げ	1	241	0.01	
				弱軸曲げ	4	253	0.02	
	S s - N 1	++	351	軸力	91	242	0.38	0.41
				強軸曲げ	1	241	0.01	
				弱軸曲げ	4	250	0.02	
		-+	351	軸力	66	242	0.28	0.31
				強軸曲げ	1	243	0.01	
				弱軸曲げ	3	257	0.02	
②	S s - D 2	++	351	軸力	91	242	0.38	0.41
				強軸曲げ	1	241	0.01	
				弱軸曲げ	4	250	0.02	
③	S s - D 2	++	351	軸力	83	242	0.35	0.38
				強軸曲げ	1	241	0.01	
				弱軸曲げ	4	252	0.02	
④	S s - D 2	++	351	軸力	61	242	0.26	0.29
				強軸曲げ	1	244	0.01	
				弱軸曲げ	4	259	0.02	
②	S s - N 1	-+	351	軸力	72	242	0.30	0.33
				強軸曲げ	1	242	0.01	
				弱軸曲げ	3	256	0.02	
③	S s - N 1	-+	351	軸力	81	242	0.34	0.37
				強軸曲げ	1	242	0.01	
				弱軸曲げ	3	253	0.02	
④	S s - N 1	-+	351	軸力	61	242	0.26	0.29
				強軸曲げ	1	244	0.01	
				弱軸曲げ	3	259	0.02	

注記*：評価位置は図 6-36 に示す。

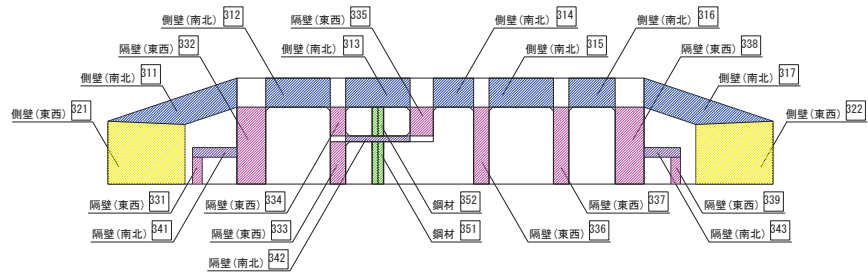


図 6-36 評価位置図 (断面③)

表 6-41(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 (断面④, コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	側壁 (南北)	414	897 μ	10000 μ	0.09
			側壁 (東西)	422	421 μ	10000 μ	0.05
			隔壁 (南北)	442	242 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (東西)	437	840 μ	10000 μ	0.09
		-+	側壁 (南北)	414	840 μ	10000 μ	0.09
			側壁 (東西)	422	410 μ	10000 μ	0.05
			隔壁 (南北)	442	258 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (東西)	437	815 μ	10000 μ	0.09
	S s - D 2	++	側壁 (南北)	414	955 μ	10000 μ	0.10
			側壁 (東西)	422	425 μ	10000 μ	0.05
			隔壁 (南北)	442	236 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (東西)	437	867 μ	10000 μ	0.09
		-+	側壁 (南北)	414	891 μ	10000 μ	0.09
			側壁 (東西)	422	412 μ	10000 μ	0.05
			隔壁 (南北)	442	232 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (東西)	437	831 μ	10000 μ	0.09
	S s - D 3	++	側壁 (南北)	414	761 μ	10000 μ	0.08
			側壁 (東西)	422	362 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (南北)	442	225 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (東西)	437	720 μ	10000 μ	0.08
-+		側壁 (南北)	414	789 μ	10000 μ	0.08	
		側壁 (東西)	422	362 μ	10000 μ	0.04	
		隔壁 (南北)	442	233 μ	10000 μ	0.03	
		隔壁 (東西)	437	728 μ	10000 μ	0.08	

注記*1：評価位置は図 6-37 に示す。

*2：照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-41(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (構造強度を有することの確認)
(断面④, コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 1	++	側壁 (南北)	414	721 μ	10000 μ	0.08
			側壁 (東西)	422	327 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (南北)	442	212 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (東西)	437	661 μ	10000 μ	0.07
		-+	側壁 (南北)	414	798 μ	10000 μ	0.08
			側壁 (東西)	422	330 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (南北)	442	192 μ	10000 μ	0.02
			隔壁 (東西)	437	676 μ	10000 μ	0.07
	S s - F 2	++	側壁 (南北)	413	799 μ	10000 μ	0.08
			側壁 (東西)	422	359 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (南北)	442	256 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (東西)	437	737 μ	10000 μ	0.08
		-+	側壁 (南北)	414	767 μ	10000 μ	0.08
			側壁 (東西)	422	357 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (南北)	442	236 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (東西)	437	724 μ	10000 μ	0.08
	S s - F 3	++	側壁 (南北)	414	761 μ	10000 μ	0.08
			側壁 (東西)	422	368 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (南北)	442	200 μ	10000 μ	0.02
			隔壁 (東西)	437	727 μ	10000 μ	0.08
-+		側壁 (南北)	414	793 μ	10000 μ	0.08	
		側壁 (東西)	422	380 μ	10000 μ	0.04	
		隔壁 (南北)	442	221 μ	10000 μ	0.03	
		隔壁 (東西)	437	758 μ	10000 μ	0.08	

注記*1 : 評価位置は図 6-37 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-41(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (構造強度を有することの確認)
(断面④, コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	側壁 (南北)	413	779 μ	10000 μ	0.08
			側壁 (東西)	422	335 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (南北)	442	270 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (東西)	437	694 μ	10000 μ	0.07
		-+	側壁 (南北)	414	943 μ	10000 μ	0.10
			側壁 (東西)	422	391 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (南北)	442	225 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (東西)	437	809 μ	10000 μ	0.09
②	S s - D 2	++	側壁 (南北)	414	1024 μ	10000 μ	0.11
			側壁 (東西)	422	443 μ	10000 μ	0.05
			隔壁 (南北)	442	229 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (東西)	437	905 μ	10000 μ	0.10
③	S s - D 2	++	側壁 (南北)	414	846 μ	10000 μ	0.09
			側壁 (東西)	422	389 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (南北)	442	251 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (東西)	437	789 μ	10000 μ	0.08
④	S s - D 2	++	側壁 (南北)	413	633 μ	10000 μ	0.07
			側壁 (東西)	422	336 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (南北)	442	174 μ	10000 μ	0.02
			隔壁 (東西)	437	587 μ	10000 μ	0.06

注記*1 : 評価位置は図 6-37 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-41(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面④，コンクリートの圧縮ひずみ）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
②	S s - N 1	- +	側壁（南北）	414	954 μ	10000 μ	0.10
			側壁（東西）	422	393 μ	10000 μ	0.04
			隔壁（南北）	442	221 μ	10000 μ	0.03
			隔壁（東西）	437	814 μ	10000 μ	0.09
③	S s - N 1	- +	側壁（南北）	414	1014 μ	10000 μ	0.11
			側壁（東西）	422	412 μ	10000 μ	0.05
			隔壁（南北）	442	239 μ	10000 μ	0.03
			隔壁（東西）	437	854 μ	10000 μ	0.09
④	S s - N 1	- +	側壁（南北）	413	597 μ	10000 μ	0.06
			側壁（東西）	422	303 μ	10000 μ	0.04
			隔壁（南北）	442	165 μ	10000 μ	0.02
			隔壁（東西）	437	535 μ	10000 μ	0.06

注記*1：評価位置は図 6-37 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-41(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面④，鋼材：応力の照査）

解析 ケース	地震動		評価位置*	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca1} (N/mm ²)	照査値 (σ_c / σ_{ca1})	
①	S s - D 1	++	451	72	277	0.26	
		-+	451	65	277	0.24	
	S s - D 2	++	451	80	277	0.29	
		-+	451	73	277	0.27	
	S s - D 3	++	451	63	277	0.23	
		-+	451	65	277	0.24	
	S s - F 1	++	451	59	277	0.22	
		-+	451	71	277	0.26	
	S s - F 2	++	451	59	277	0.22	
		-+	451	62	277	0.23	
	S s - F 3	++	451	67	277	0.25	
		-+	451	66	277	0.24	
	S s - N 1	++	451	60	277	0.22	
		-+	451	76	277	0.28	
	②	S s - D 2	++	451	87	277	0.32
	③	S s - D 2	++	451	68	277	0.25
④	S s - D 2	++	451	69	277	0.25	
②	S s - N 1	-+	451	78	277	0.29	
③	S s - N 1	-+	451	81	277	0.30	
④	S s - N 1	-+	451	62	277	0.23	

注記*：評価位置は図 6-37 に示す。

表 6-41(6) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面④，鋼材：座屈に対する安定の照査）

解析 ケース	地震動		評価位置*	応力度 区分	発生	短期	個別照査値 (σ_c / σ_{ca} , $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
					応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)		
①	S s - D 1	++	451	軸力	56	190	0.30	0.36
				強軸曲げ	1	193	0.01	
				弱軸曲げ	11	223	0.05	
		-+	451	軸力	49	190	0.26	0.32
				強軸曲げ	1	195	0.01	
				弱軸曲げ	11	230	0.05	
	S s - D 2	++	451	軸力	62	190	0.33	0.40
				強軸曲げ	1	192	0.01	
				弱軸曲げ	12	217	0.06	
		-+	451	軸力	57	190	0.30	0.36
				強軸曲げ	1	193	0.01	
				弱軸曲げ	11	222	0.05	
	S s - D 3	++	451	軸力	47	190	0.25	0.31
				強軸曲げ	1	196	0.01	
				弱軸曲げ	11	231	0.05	
		-+	451	軸力	49	190	0.26	0.32
				強軸曲げ	1	195	0.01	
				弱軸曲げ	11	230	0.05	
	S s - F 1	++	451	軸力	46	190	0.25	0.30
				強軸曲げ	1	196	0.01	
				弱軸曲げ	9	232	0.04	
		-+	451	軸力	57	190	0.30	0.36
				強軸曲げ	1	193	0.01	
				弱軸曲げ	9	222	0.05	
S s - F 2	++	451	軸力	47	190	0.25	0.30	
			強軸曲げ	1	196	0.01		
			弱軸曲げ	9	231	0.04		
	-+	451	軸力	47	190	0.25	0.31	
			強軸曲げ	1	196	0.01		
			弱軸曲げ	10	231	0.05		

注記*：評価位置は図 6-37 に示す。

表 6-41(7) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面④，鋼材：座屈に対する安定の照査）

解析 ケース	地震動		評価位置*	応力度 区分	発生	短期	個別照査値 (σ_c / σ_{ca} , $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
					応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)		
①	S _s -F3	++	451	軸力	50	190	0.27	0.34
				強軸曲げ	1	195	0.01	
				弱軸曲げ	12	229	0.06	
		-+	451	軸力	50	190	0.27	0.33
				強軸曲げ	1	195	0.01	
				弱軸曲げ	11	229	0.05	
	S _s -N1	++	451	軸力	43	190	0.23	0.30
				強軸曲げ	1	197	0.01	
				弱軸曲げ	12	235	0.06	
		-+	451	軸力	64	190	0.34	0.39
				強軸曲げ	1	191	0.01	
				弱軸曲げ	8	215	0.04	
②	S _s -D2	++	451	軸力	69	190	0.37	0.44
				強軸曲げ	1	190	0.01	
				弱軸曲げ	12	210	0.06	
③	S _s -D2	++	451	軸力	51	190	0.27	0.34
				強軸曲げ	1	195	0.01	
				弱軸曲げ	12	228	0.06	
④	S _s -D2	++	451	軸力	52	190	0.28	0.35
				強軸曲げ	1	194	0.01	
				弱軸曲げ	12	227	0.06	
②	S _s -N1	-+	451	軸力	65	190	0.35	0.40
				強軸曲げ	1	191	0.01	
				弱軸曲げ	8	214	0.04	
③	S _s -N1	-+	451	軸力	68	190	0.36	0.41
				強軸曲げ	1	190	0.01	
				弱軸曲げ	8	211	0.04	
④	S _s -N1	-+	451	軸力	50	190	0.27	0.32
				強軸曲げ	1	195	0.01	
				弱軸曲げ	8	229	0.04	

注記*：評価位置は図 6-37 に示す。

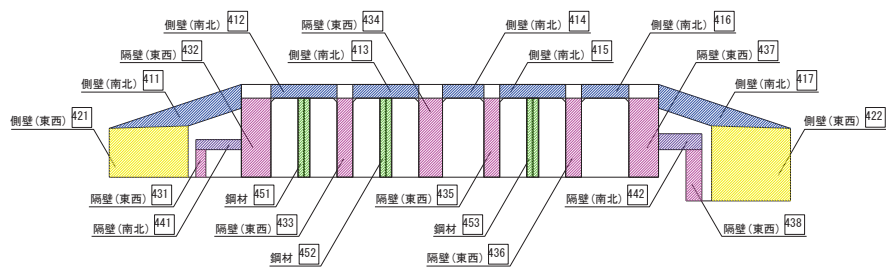


図 6-37 評価位置図 (断面④)

表 6-42(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面⑤，コンクリートの圧縮ひずみ）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	側壁（南北）	512	468 μ	10000 μ	0.05
			側壁（東西）	522	357 μ	10000 μ	0.04
			隔壁（南北）	542	179 μ	10000 μ	0.02
			隔壁（東西）	536	695 μ	10000 μ	0.07
		-+	側壁（南北）	512	438 μ	10000 μ	0.05
			側壁（東西）	522	355 μ	10000 μ	0.04
			隔壁（南北）	542	182 μ	10000 μ	0.02
			隔壁（東西）	536	671 μ	10000 μ	0.07
	S s - D 2	++	側壁（南北）	512	439 μ	10000 μ	0.05
			側壁（東西）	522	353 μ	10000 μ	0.04
			隔壁（南北）	542	185 μ	10000 μ	0.02
			隔壁（東西）	536	685 μ	10000 μ	0.07
		-+	側壁（南北）	512	524 μ	10000 μ	0.06
			側壁（東西）	522	350 μ	10000 μ	0.04
			隔壁（南北）	542	175 μ	10000 μ	0.02
			隔壁（東西）	536	739 μ	10000 μ	0.08
	S s - D 3	++	側壁（南北）	512	443 μ	10000 μ	0.05
			側壁（東西）	522	309 μ	10000 μ	0.04
			隔壁（南北）	542	150 μ	10000 μ	0.02
			隔壁（東西）	536	624 μ	10000 μ	0.07
-+		側壁（南北）	512	438 μ	10000 μ	0.05	
		側壁（東西）	522	315 μ	10000 μ	0.04	
		隔壁（南北）	542	156 μ	10000 μ	0.02	
		隔壁（東西）	536	627 μ	10000 μ	0.07	

注記*1：評価位置は図 6-38 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-42(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (構造強度を有することの確認)
(断面⑤, コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 1	++	側壁 (南北)	512	366 μ	10000 μ	0.04
			側壁 (東西)	522	291 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	542	148 μ	10000 μ	0.02
			隔壁 (東西)	536	552 μ	10000 μ	0.06
		-+	側壁 (南北)	512	403 μ	10000 μ	0.05
			側壁 (東西)	522	289 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	542	143 μ	10000 μ	0.02
			隔壁 (東西)	536	579 μ	10000 μ	0.06
	S s - F 2	++	側壁 (南北)	512	403 μ	10000 μ	0.05
			側壁 (東西)	522	338 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (南北)	542	177 μ	10000 μ	0.02
			隔壁 (東西)	537	635 μ	10000 μ	0.07
		-+	側壁 (南北)	512	418 μ	10000 μ	0.05
			側壁 (東西)	522	345 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (南北)	542	182 μ	10000 μ	0.02
			隔壁 (東西)	537	650 μ	10000 μ	0.07
	S s - F 3	++	側壁 (南北)	512	435 μ	10000 μ	0.05
			側壁 (東西)	522	288 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	542	143 μ	10000 μ	0.02
			隔壁 (東西)	536	609 μ	10000 μ	0.07
-+		側壁 (南北)	512	429 μ	10000 μ	0.05	
		側壁 (東西)	522	320 μ	10000 μ	0.04	
		隔壁 (南北)	542	165 μ	10000 μ	0.02	
		隔壁 (東西)	536	635 μ	10000 μ	0.07	

注記*1 : 評価位置は図 6-38 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-42(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (構造強度を有することの確認)
(断面⑤, コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	側壁 (南北)	512	394 μ	10000 μ	0.04
			側壁 (東西)	522	295 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	542	156 μ	10000 μ	0.02
			隔壁 (東西)	536	588 μ	10000 μ	0.06
		-+	側壁 (南北)	512	559 μ	10000 μ	0.06
			側壁 (東西)	522	347 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (南北)	542	164 μ	10000 μ	0.02
			隔壁 (東西)	536	755 μ	10000 μ	0.08
②	S s - D 2	++	側壁 (南北)	512	477 μ	10000 μ	0.05
			側壁 (東西)	522	367 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (南北)	542	188 μ	10000 μ	0.02
			隔壁 (東西)	536	724 μ	10000 μ	0.08
③	S s - D 2	++	側壁 (南北)	512	413 μ	10000 μ	0.05
			側壁 (東西)	522	341 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (南北)	542	178 μ	10000 μ	0.02
			隔壁 (東西)	536	642 μ	10000 μ	0.07
		-+	側壁 (南北)	512	486 μ	10000 μ	0.05
④	S s - D 2	++	側壁 (南北)	512	317 μ	10000 μ	0.04
			側壁 (東西)	522	291 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	542	131 μ	10000 μ	0.02
			隔壁 (東西)	536	493 μ	10000 μ	0.05

注記*1 : 評価位置は図 6-38 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-42(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面⑤，コンクリートの圧縮ひずみ）

解析 ケース	地震動		評価位置*1	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R	
				ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R		
②	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	512	484 μ	10000 μ	0.05
			側壁 (東西)	522	337 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (南北)	542	167 μ	10000 μ	0.02
			隔壁 (東西)	536	697 μ	10000 μ	0.07
③	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	512	601 μ	10000 μ	0.07
			側壁 (東西)	522	379 μ	10000 μ	0.04
			隔壁 (南北)	542	177 μ	10000 μ	0.02
			隔壁 (東西)	536	815 μ	10000 μ	0.09
④	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	512	368 μ	10000 μ	0.04
			側壁 (東西)	522	281 μ	10000 μ	0.03
			隔壁 (南北)	542	114 μ	10000 μ	0.02
			隔壁 (東西)	536	538 μ	10000 μ	0.06

注記*1：評価位置は図 6-38 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

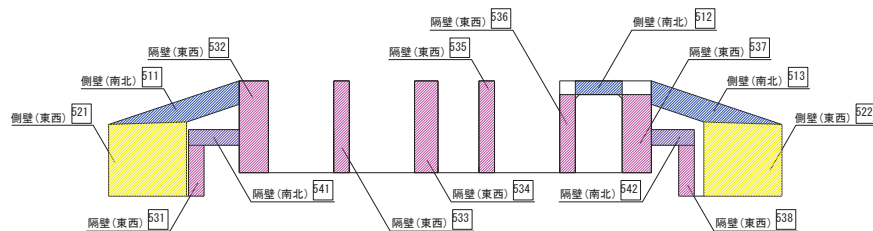


図 6-38 評価位置図（断面⑤）

表 6-43(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)
(断面②, コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	側壁 (南北)	212	317 μ	2000 μ	0.16
			側壁 (東西)	222	264 μ	2000 μ	0.14
			隔壁 (南北)	242	495 μ	2000 μ	0.25
			隔壁 (東西)	233	642 μ	2000 μ	0.33
		-+	側壁 (南北)	212	338 μ	2000 μ	0.17
			側壁 (東西)	222	250 μ	2000 μ	0.13
			隔壁 (南北)	242	553 μ	2000 μ	0.28
			隔壁 (東西)	233	648 μ	2000 μ	0.33
	S s - D 2	++	側壁 (南北)	212	335 μ	2000 μ	0.17
			側壁 (東西)	222	265 μ	2000 μ	0.14
			隔壁 (南北)	242	545 μ	2000 μ	0.28
			隔壁 (東西)	233	684 μ	2000 μ	0.35
		-+	側壁 (南北)	212	334 μ	2000 μ	0.17
			側壁 (東西)	222	254 μ	2000 μ	0.13
			隔壁 (南北)	242	513 μ	2000 μ	0.26
			隔壁 (東西)	233	657 μ	2000 μ	0.33
	S s - D 3	++	側壁 (南北)	212	306 μ	2000 μ	0.16
			側壁 (東西)	222	230 μ	2000 μ	0.12
			隔壁 (南北)	242	472 μ	2000 μ	0.24
			隔壁 (東西)	233	584 μ	2000 μ	0.30
-+		側壁 (南北)	212	329 μ	2000 μ	0.17	
		側壁 (東西)	222	222 μ	2000 μ	0.12	
		隔壁 (南北)	242	479 μ	2000 μ	0.24	
		隔壁 (東西)	233	600 μ	2000 μ	0.30	

注記*1：評価位置は図 6-35 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-43(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)
(断面②, コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 1	++	側壁 (南北)	212	293 μ	2000 μ	0.15
			側壁 (東西)	222	218 μ	2000 μ	0.11
			隔壁 (南北)	242	430 μ	2000 μ	0.22
			隔壁 (東西)	233	567 μ	2000 μ	0.29
		-+	側壁 (南北)	216	258 μ	2000 μ	0.13
			側壁 (東西)	221	209 μ	2000 μ	0.11
			隔壁 (南北)	242	391 μ	2000 μ	0.20
			隔壁 (東西)	233	523 μ	2000 μ	0.27
	S s - F 2	++	側壁 (南北)	212	306 μ	2000 μ	0.16
			側壁 (東西)	221	224 μ	2000 μ	0.12
			隔壁 (南北)	242	464 μ	2000 μ	0.24
			隔壁 (東西)	233	599 μ	2000 μ	0.30
		-+	側壁 (南北)	212	281 μ	2000 μ	0.15
			側壁 (東西)	222	222 μ	2000 μ	0.12
			隔壁 (南北)	242	420 μ	2000 μ	0.21
			隔壁 (東西)	233	567 μ	2000 μ	0.29
	S s - F 3	++	側壁 (南北)	212	327 μ	2000 μ	0.17
			側壁 (東西)	222	250 μ	2000 μ	0.13
			隔壁 (南北)	242	487 μ	2000 μ	0.25
			隔壁 (東西)	233	616 μ	2000 μ	0.31
-+		側壁 (南北)	212	328 μ	2000 μ	0.17	
		側壁 (東西)	222	251 μ	2000 μ	0.13	
		隔壁 (南北)	242	531 μ	2000 μ	0.27	
		隔壁 (東西)	233	627 μ	2000 μ	0.32	

注記*1 : 評価位置は図 6-35 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-43(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)
(断面②, コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	側壁 (南北)	212	339 μ	2000 μ	0.17
			側壁 (東西)	221	242 μ	2000 μ	0.13
			隔壁 (南北)	242	464 μ	2000 μ	0.24
			隔壁 (東西)	233	617 μ	2000 μ	0.31
		-+	側壁 (南北)	212	293 μ	2000 μ	0.15
			側壁 (東西)	222	243 μ	2000 μ	0.13
			隔壁 (南北)	242	435 μ	2000 μ	0.22
			隔壁 (東西)	233	610 μ	2000 μ	0.31
②	S s - D 2	++	側壁 (南北)	212	335 μ	2000 μ	0.17
			側壁 (東西)	222	264 μ	2000 μ	0.14
			隔壁 (南北)	242	529 μ	2000 μ	0.27
			隔壁 (東西)	233	682 μ	2000 μ	0.35
③	S s - D 2	++	側壁 (南北)	212	333 μ	2000 μ	0.17
			側壁 (東西)	222	248 μ	2000 μ	0.13
			隔壁 (南北)	242	535 μ	2000 μ	0.27
			隔壁 (東西)	233	652 μ	2000 μ	0.33
④	S s - D 2	++	側壁 (南北)	212	251 μ	2000 μ	0.13
			側壁 (東西)	222	209 μ	2000 μ	0.11
			隔壁 (南北)	242	404 μ	2000 μ	0.21
			隔壁 (東西)	233	479 μ	2000 μ	0.24
②	S s - N 1	-+	側壁 (南北)	212	287 μ	2000 μ	0.15
			側壁 (東西)	222	245 μ	2000 μ	0.13
			隔壁 (南北)	242	432 μ	2000 μ	0.22
			隔壁 (東西)	233	604 μ	2000 μ	0.31
③	S s - N 1	-+	側壁 (南北)	212	293 μ	2000 μ	0.15
			側壁 (東西)	222	248 μ	2000 μ	0.13
			隔壁 (南北)	242	409 μ	2000 μ	0.21
			隔壁 (東西)	233	606 μ	2000 μ	0.31
④	S s - N 1	-+	側壁 (南北)	212	178 μ	2000 μ	0.09
			側壁 (東西)	221	219 μ	2000 μ	0.11
			隔壁 (南北)	242	328 μ	2000 μ	0.17
			隔壁 (東西)	233	422 μ	2000 μ	0.22

注記*1 : 評価位置は図 6-35 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-43(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)
(断面②, 主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	側壁 (南北)	211	781 μ	1725 μ	0.46
			側壁 (東西)	222	643 μ	1725 μ	0.38
			隔壁 (南北)	242	770 μ	1725 μ	0.45
			隔壁 (東西)	233	509 μ	1725 μ	0.30
		-+	側壁 (南北)	211	826 μ	1725 μ	0.48
			側壁 (東西)	222	522 μ	1725 μ	0.31
			隔壁 (南北)	242	1017 μ	1725 μ	0.59
			隔壁 (東西)	233	535 μ	1725 μ	0.32
	S s - D 2	++	側壁 (南北)	211	819 μ	1725 μ	0.48
			側壁 (東西)	222	607 μ	1725 μ	0.36
			隔壁 (南北)	242	893 μ	1725 μ	0.52
			隔壁 (東西)	233	549 μ	1725 μ	0.32
		-+	側壁 (南北)	211	826 μ	1725 μ	0.48
			側壁 (東西)	222	558 μ	1725 μ	0.33
			隔壁 (南北)	242	849 μ	1725 μ	0.50
			隔壁 (東西)	233	536 μ	1725 μ	0.32
	S s - D 3	++	側壁 (南北)	211	732 μ	1725 μ	0.43
			側壁 (東西)	222	487 μ	1725 μ	0.29
			隔壁 (南北)	242	813 μ	1725 μ	0.48
			隔壁 (東西)	233	482 μ	1725 μ	0.28
-+		側壁 (南北)	211	789 μ	1725 μ	0.46	
		側壁 (東西)	222	435 μ	1725 μ	0.26	
		隔壁 (南北)	242	837 μ	1725 μ	0.49	
		隔壁 (東西)	233	500 μ	1725 μ	0.29	

注記*1 : 評価位置は図 6-35 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-43(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)
 (断面②, 主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 1	++	側壁 (南北)	211	729 μ	1725 μ	0.43
			側壁 (東西)	222	477 μ	1725 μ	0.28
			隔壁 (南北)	242	683 μ	1725 μ	0.40
			隔壁 (東西)	233	461 μ	1725 μ	0.27
		-+	側壁 (南北)	211	694 μ	1725 μ	0.41
			側壁 (東西)	221	515 μ	1725 μ	0.30
			隔壁 (南北)	242	607 μ	1725 μ	0.36
			隔壁 (東西)	233	409 μ	1725 μ	0.24
	S s - F 2	++	側壁 (南北)	211	775 μ	1725 μ	0.45
			側壁 (東西)	221	488 μ	1725 μ	0.29
			隔壁 (南北)	242	757 μ	1725 μ	0.44
			隔壁 (東西)	233	485 μ	1725 μ	0.29
		-+	側壁 (南北)	211	740 μ	1725 μ	0.43
			側壁 (東西)	222	525 μ	1725 μ	0.31
			隔壁 (南北)	242	656 μ	1725 μ	0.39
			隔壁 (東西)	233	449 μ	1725 μ	0.27
	S s - F 3	++	側壁 (南北)	211	787 μ	1725 μ	0.46
			側壁 (東西)	222	542 μ	1725 μ	0.32
			隔壁 (南北)	242	832 μ	1725 μ	0.49
			隔壁 (東西)	233	510 μ	1725 μ	0.30
-+		側壁 (南北)	211	771 μ	1725 μ	0.45	
		側壁 (東西)	222	527 μ	1725 μ	0.31	
		隔壁 (南北)	242	968 μ	1725 μ	0.57	
		隔壁 (東西)	233	522 μ	1725 μ	0.31	

注記*1 : 評価位置は図 6-35 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-43(6) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)
 (断面②, 主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	側壁 (南北)	211	847 μ	1725 μ	0.50
			側壁 (東西)	221	520 μ	1725 μ	0.31
			隔壁 (南北)	242	765 μ	1725 μ	0.45
			隔壁 (東西)	233	510 μ	1725 μ	0.30
		-+	側壁 (南北)	211	745 μ	1725 μ	0.44
			側壁 (東西)	222	632 μ	1725 μ	0.37
			隔壁 (南北)	242	617 μ	1725 μ	0.36
			隔壁 (東西)	238	485 μ	1725 μ	0.29
②	S s - D 2	++	側壁 (南北)	211	821 μ	1725 μ	0.48
			側壁 (東西)	222	609 μ	1725 μ	0.36
			隔壁 (南北)	242	849 μ	1725 μ	0.50
			隔壁 (東西)	233	546 μ	1725 μ	0.32
③	S s - D 2	++	側壁 (南北)	211	811 μ	1725 μ	0.48
			側壁 (東西)	222	522 μ	1725 μ	0.31
			隔壁 (南北)	242	929 μ	1725 μ	0.54
			隔壁 (東西)	233	535 μ	1725 μ	0.32
④	S s - D 2	++	側壁 (南北)	211	753 μ	1725 μ	0.44
			側壁 (東西)	222	516 μ	1725 μ	0.30
			隔壁 (南北)	242	843 μ	1725 μ	0.49
			隔壁 (東西)	238	399 μ	1725 μ	0.24
②	S s - N 1	-+	側壁 (南北)	211	725 μ	1725 μ	0.43
			側壁 (東西)	222	657 μ	1725 μ	0.39
			隔壁 (南北)	242	611 μ	1725 μ	0.36
			隔壁 (東西)	238	517 μ	1725 μ	0.30
③	S s - N 1	-+	側壁 (南北)	211	751 μ	1725 μ	0.44
			側壁 (東西)	222	665 μ	1725 μ	0.39
			隔壁 (南北)	244	543 μ	1725 μ	0.32
			隔壁 (東西)	238	517 μ	1725 μ	0.30
④	S s - N 1	-+	側壁 (南北)	211	630 μ	1725 μ	0.37
			側壁 (東西)	221	648 μ	1725 μ	0.38
			隔壁 (南北)	244	540 μ	1725 μ	0.32
			隔壁 (東西)	238	581 μ	1725 μ	0.34

注記*1 : 評価位置は図 6-35 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-44(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)
(断面③, コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	側壁 (南北)	313	423 μ	2000 μ	0.22
			側壁 (東西)	322	308 μ	2000 μ	0.16
			隔壁 (南北)	342	405 μ	2000 μ	0.21
			隔壁 (東西)	336	629 μ	2000 μ	0.32
		-+	側壁 (南北)	314	500 μ	2000 μ	0.25
			側壁 (東西)	322	302 μ	2000 μ	0.16
			隔壁 (南北)	342	414 μ	2000 μ	0.21
			隔壁 (東西)	336	698 μ	2000 μ	0.35
	S s - D 2	++	側壁 (南北)	314	468 μ	2000 μ	0.24
			側壁 (東西)	322	310 μ	2000 μ	0.16
			隔壁 (南北)	342	427 μ	2000 μ	0.22
			隔壁 (東西)	336	674 μ	2000 μ	0.34
		-+	側壁 (南北)	314	484 μ	2000 μ	0.25
			側壁 (東西)	322	303 μ	2000 μ	0.16
			隔壁 (南北)	342	416 μ	2000 μ	0.21
			隔壁 (東西)	336	679 μ	2000 μ	0.34
	S s - D 3	++	側壁 (南北)	314	443 μ	2000 μ	0.23
			側壁 (東西)	322	270 μ	2000 μ	0.14
			隔壁 (南北)	342	371 μ	2000 μ	0.19
			隔壁 (東西)	336	611 μ	2000 μ	0.31
-+		側壁 (南北)	314	474 μ	2000 μ	0.24	
		側壁 (東西)	322	264 μ	2000 μ	0.14	
		隔壁 (南北)	342	379 μ	2000 μ	0.19	
		隔壁 (東西)	336	654 μ	2000 μ	0.33	

注記*1 : 評価位置は図 6-36 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-44(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)
(断面③, コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 1	++	側壁 (南北)	314	422 μ	2000 μ	0.22
			側壁 (東西)	322	243 μ	2000 μ	0.13
			隔壁 (南北)	342	355 μ	2000 μ	0.18
			隔壁 (東西)	336	588 μ	2000 μ	0.30
		-+	側壁 (南北)	313	343 μ	2000 μ	0.18
			側壁 (東西)	322	239 μ	2000 μ	0.12
			隔壁 (南北)	342	334 μ	2000 μ	0.17
			隔壁 (東西)	336	537 μ	2000 μ	0.27
	S s - F 2	++	側壁 (南北)	314	427 μ	2000 μ	0.22
			側壁 (東西)	322	254 μ	2000 μ	0.13
			隔壁 (南北)	342	374 μ	2000 μ	0.19
			隔壁 (東西)	336	620 μ	2000 μ	0.31
		-+	側壁 (南北)	314	387 μ	2000 μ	0.20
			側壁 (東西)	322	259 μ	2000 μ	0.13
			隔壁 (南北)	342	360 μ	2000 μ	0.18
			隔壁 (東西)	336	582 μ	2000 μ	0.30
	S s - F 3	++	側壁 (南北)	313	381 μ	2000 μ	0.20
			側壁 (東西)	322	277 μ	2000 μ	0.14
			隔壁 (南北)	342	360 μ	2000 μ	0.18
			隔壁 (東西)	336	573 μ	2000 μ	0.29
-+		側壁 (南北)	314	462 μ	2000 μ	0.24	
		側壁 (東西)	322	282 μ	2000 μ	0.15	
		隔壁 (南北)	342	378 μ	2000 μ	0.19	
		隔壁 (東西)	336	625 μ	2000 μ	0.32	

注記*1 : 評価位置は図 6-36 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-44(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)
(断面③, コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	側壁 (南北)	314	515 μ	2000 μ	0.26
			側壁 (東西)	321	264 μ	2000 μ	0.14
			隔壁 (南北)	342	387 μ	2000 μ	0.20
			隔壁 (東西)	336	695 μ	2000 μ	0.35
		-+	側壁 (南北)	313	386 μ	2000 μ	0.20
			側壁 (東西)	322	284 μ	2000 μ	0.15
			隔壁 (南北)	342	388 μ	2000 μ	0.20
			隔壁 (東西)	333	594 μ	2000 μ	0.30
②	S s - D 2	++	側壁 (南北)	314	524 μ	2000 μ	0.27
			側壁 (東西)	322	319 μ	2000 μ	0.16
			隔壁 (南北)	342	443 μ	2000 μ	0.23
			隔壁 (東西)	336	715 μ	2000 μ	0.36
③	S s - D 2	++	側壁 (南北)	314	477 μ	2000 μ	0.24
			側壁 (東西)	322	287 μ	2000 μ	0.15
			隔壁 (南北)	342	407 μ	2000 μ	0.21
			隔壁 (東西)	336	675 μ	2000 μ	0.34
④	S s - D 2	++	側壁 (南北)	314	312 μ	2000 μ	0.16
			側壁 (東西)	321	254 μ	2000 μ	0.13
			隔壁 (南北)	342	269 μ	2000 μ	0.14
			隔壁 (東西)	336	460 μ	2000 μ	0.23
②	S s - N 1	-+	側壁 (南北)	313	415 μ	2000 μ	0.21
			側壁 (東西)	322	289 μ	2000 μ	0.15
			隔壁 (南北)	342	397 μ	2000 μ	0.20
			隔壁 (東西)	333	609 μ	2000 μ	0.31
③	S s - N 1	-+	側壁 (南北)	314	468 μ	2000 μ	0.24
			側壁 (東西)	322	295 μ	2000 μ	0.15
			隔壁 (南北)	342	413 μ	2000 μ	0.21
			隔壁 (東西)	336	655 μ	2000 μ	0.33
④	S s - N 1	-+	側壁 (南北)	314	309 μ	2000 μ	0.16
			側壁 (東西)	321	235 μ	2000 μ	0.12
			隔壁 (南北)	342	253 μ	2000 μ	0.13
			隔壁 (東西)	336	439 μ	2000 μ	0.22

注記*1 : 評価位置は図 6-36 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-44(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)
(断面③, 主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	側壁 (南北)	311	825 μ	1725 μ	0.48
			側壁 (東西)	322	859 μ	1725 μ	0.50
			隔壁 (南北)	343	650 μ	1725 μ	0.38
			隔壁 (東西)	338	638 μ	1725 μ	0.37
		-+	側壁 (南北)	311	871 μ	1725 μ	0.51
			側壁 (東西)	322	773 μ	1725 μ	0.45
			隔壁 (南北)	343	597 μ	1725 μ	0.35
			隔壁 (東西)	336	568 μ	1725 μ	0.33
	S s - D 2	++	側壁 (南北)	311	853 μ	1725 μ	0.50
			側壁 (東西)	322	827 μ	1725 μ	0.48
			隔壁 (南北)	343	660 μ	1725 μ	0.39
			隔壁 (東西)	338	605 μ	1725 μ	0.36
		-+	側壁 (南北)	311	849 μ	1725 μ	0.50
			側壁 (東西)	322	790 μ	1725 μ	0.46
			隔壁 (南北)	343	612 μ	1725 μ	0.36
			隔壁 (東西)	336	551 μ	1725 μ	0.32
	S s - D 3	++	側壁 (南北)	311	758 μ	1725 μ	0.44
			側壁 (東西)	322	695 μ	1725 μ	0.41
			隔壁 (南北)	343	547 μ	1725 μ	0.32
			隔壁 (東西)	336	496 μ	1725 μ	0.29
-+		側壁 (南北)	311	807 μ	1725 μ	0.47	
		側壁 (東西)	322	643 μ	1725 μ	0.38	
		隔壁 (南北)	343	533 μ	1725 μ	0.31	
		隔壁 (東西)	336	532 μ	1725 μ	0.31	

注記*1 : 評価位置は図 6-36 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-44(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)
 (断面③, 主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 1	++	側壁 (南北)	311	743 μ	1725 μ	0.44
			側壁 (東西)	322	611 μ	1725 μ	0.36
			隔壁 (南北)	343	474 μ	1725 μ	0.28
			隔壁 (東西)	336	477 μ	1725 μ	0.28
		-+	側壁 (南北)	311	729 μ	1725 μ	0.43
			側壁 (東西)	321	652 μ	1725 μ	0.38
			隔壁 (南北)	343	514 μ	1725 μ	0.30
			隔壁 (東西)	338	494 μ	1725 μ	0.29
	S s - F 2	++	側壁 (南北)	311	797 μ	1725 μ	0.47
			側壁 (東西)	321	645 μ	1725 μ	0.38
			隔壁 (南北)	343	514 μ	1725 μ	0.30
			隔壁 (東西)	336	499 μ	1725 μ	0.29
		-+	側壁 (南北)	311	769 μ	1725 μ	0.45
			側壁 (東西)	322	694 μ	1725 μ	0.41
			隔壁 (南北)	343	543 μ	1725 μ	0.32
			隔壁 (東西)	338	513 μ	1725 μ	0.30
S s - F 3	++	側壁 (南北)	311	756 μ	1725 μ	0.44	
		側壁 (東西)	322	769 μ	1725 μ	0.45	
		隔壁 (南北)	343	596 μ	1725 μ	0.35	
		隔壁 (東西)	338	566 μ	1725 μ	0.33	
	-+	側壁 (南北)	311	767 μ	1725 μ	0.45	
		側壁 (東西)	322	728 μ	1725 μ	0.43	
		隔壁 (南北)	343	547 μ	1725 μ	0.32	
		隔壁 (東西)	336	511 μ	1725 μ	0.30	

注記*1: 評価位置は図 6-36 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-44(6) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)
(断面③, 主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	側壁 (南北)	311	847 μ	1725 μ	0.50
			側壁 (東西)	321	622 μ	1725 μ	0.37
			隔壁 (南北)	342	566 μ	1725 μ	0.33
			隔壁 (東西)	336	569 μ	1725 μ	0.33
		-+	側壁 (南北)	311	788 μ	1725 μ	0.46
			側壁 (東西)	322	798 μ	1725 μ	0.47
			隔壁 (南北)	343	632 μ	1725 μ	0.37
			隔壁 (東西)	338	631 μ	1725 μ	0.37
②	S s - D 2	++	側壁 (南北)	311	876 μ	1725 μ	0.51
			側壁 (東西)	322	826 μ	1725 μ	0.48
			隔壁 (南北)	343	625 μ	1725 μ	0.37
			隔壁 (東西)	336	584 μ	1725 μ	0.34
③	S s - D 2	++	側壁 (南北)	311	845 μ	1725 μ	0.49
			側壁 (東西)	322	730 μ	1725 μ	0.43
			隔壁 (南北)	343	599 μ	1725 μ	0.35
			隔壁 (東西)	336	547 μ	1725 μ	0.32
④	S s - D 2	++	側壁 (南北)	311	762 μ	1725 μ	0.45
			側壁 (東西)	322	738 μ	1725 μ	0.43
			隔壁 (南北)	343	546 μ	1725 μ	0.32
			隔壁 (東西)	338	633 μ	1725 μ	0.37
②	S s - N 1	-+	側壁 (南北)	317	796 μ	1725 μ	0.47
			側壁 (東西)	322	788 μ	1725 μ	0.46
			隔壁 (南北)	343	619 μ	1725 μ	0.36
			隔壁 (東西)	338	597 μ	1725 μ	0.35
③	S s - N 1	-+	側壁 (南北)	311	827 μ	1725 μ	0.48
			側壁 (東西)	322	776 μ	1725 μ	0.45
			隔壁 (南北)	343	563 μ	1725 μ	0.33
			隔壁 (東西)	338	552 μ	1725 μ	0.32
④	S s - N 1	-+	側壁 (南北)	311	721 μ	1725 μ	0.42
			側壁 (東西)	322	664 μ	1725 μ	0.39
			隔壁 (南北)	343	495 μ	1725 μ	0.29
			隔壁 (東西)	338	557 μ	1725 μ	0.33

注記*1 : 評価位置は図 6-36 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-45(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)
(断面④, コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	側壁 (南北)	414	897 μ	2000 μ	0.45
			側壁 (東西)	422	421 μ	2000 μ	0.22
			隔壁 (南北)	442	242 μ	2000 μ	0.13
			隔壁 (東西)	437	840 μ	2000 μ	0.42
		-+	側壁 (南北)	414	840 μ	2000 μ	0.42
			側壁 (東西)	422	410 μ	2000 μ	0.21
			隔壁 (南北)	442	258 μ	2000 μ	0.13
			隔壁 (東西)	437	815 μ	2000 μ	0.41
	S s - D 2	++	側壁 (南北)	414	955 μ	2000 μ	0.48
			側壁 (東西)	422	425 μ	2000 μ	0.22
			隔壁 (南北)	442	236 μ	2000 μ	0.12
			隔壁 (東西)	437	867 μ	2000 μ	0.44
		-+	側壁 (南北)	414	891 μ	2000 μ	0.45
			側壁 (東西)	422	412 μ	2000 μ	0.21
			隔壁 (南北)	442	232 μ	2000 μ	0.12
			隔壁 (東西)	437	831 μ	2000 μ	0.42
	S s - D 3	++	側壁 (南北)	414	761 μ	2000 μ	0.39
			側壁 (東西)	422	362 μ	2000 μ	0.19
			隔壁 (南北)	442	225 μ	2000 μ	0.12
			隔壁 (東西)	437	720 μ	2000 μ	0.36
-+		側壁 (南北)	414	789 μ	2000 μ	0.40	
		側壁 (東西)	422	362 μ	2000 μ	0.19	
		隔壁 (南北)	442	233 μ	2000 μ	0.12	
		隔壁 (東西)	437	728 μ	2000 μ	0.37	

注記*1 : 評価位置は図 6-37 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-45(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)
(断面④, コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 1	++	側壁 (南北)	414	721 μ	2000 μ	0.37
			側壁 (東西)	422	327 μ	2000 μ	0.17
			隔壁 (南北)	442	212 μ	2000 μ	0.11
			隔壁 (東西)	437	661 μ	2000 μ	0.34
		-+	側壁 (南北)	414	798 μ	2000 μ	0.40
			側壁 (東西)	422	330 μ	2000 μ	0.17
			隔壁 (南北)	442	192 μ	2000 μ	0.10
			隔壁 (東西)	437	676 μ	2000 μ	0.34
	S s - F 2	++	側壁 (南北)	413	799 μ	2000 μ	0.40
			側壁 (東西)	422	359 μ	2000 μ	0.18
			隔壁 (南北)	442	256 μ	2000 μ	0.13
			隔壁 (東西)	437	737 μ	2000 μ	0.37
		-+	側壁 (南北)	414	767 μ	2000 μ	0.39
			側壁 (東西)	422	357 μ	2000 μ	0.18
			隔壁 (南北)	442	236 μ	2000 μ	0.12
			隔壁 (東西)	437	724 μ	2000 μ	0.37
	S s - F 3	++	側壁 (南北)	414	761 μ	2000 μ	0.39
			側壁 (東西)	422	368 μ	2000 μ	0.19
			隔壁 (南北)	442	200 μ	2000 μ	0.10
			隔壁 (東西)	437	727 μ	2000 μ	0.37
-+		側壁 (南北)	414	793 μ	2000 μ	0.40	
		側壁 (東西)	422	380 μ	2000 μ	0.19	
		隔壁 (南北)	442	221 μ	2000 μ	0.12	
		隔壁 (東西)	437	758 μ	2000 μ	0.38	

注記*1 : 評価位置は図 6-37 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-45(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)
(断面④, コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	側壁 (南北)	413	779 μ	2000 μ	0.39
			側壁 (東西)	422	335 μ	2000 μ	0.17
			隔壁 (南北)	442	270 μ	2000 μ	0.14
			隔壁 (東西)	437	694 μ	2000 μ	0.35
		-+	側壁 (南北)	414	943 μ	2000 μ	0.48
			側壁 (東西)	422	391 μ	2000 μ	0.20
			隔壁 (南北)	442	225 μ	2000 μ	0.12
			隔壁 (東西)	437	809 μ	2000 μ	0.41
②	S s - D 2	++	側壁 (南北)	414	1024 μ	2000 μ	0.52
			側壁 (東西)	422	443 μ	2000 μ	0.23
			隔壁 (南北)	442	229 μ	2000 μ	0.12
			隔壁 (東西)	437	905 μ	2000 μ	0.46
③	S s - D 2	++	側壁 (南北)	414	846 μ	2000 μ	0.43
			側壁 (東西)	422	389 μ	2000 μ	0.20
			隔壁 (南北)	442	251 μ	2000 μ	0.13
			隔壁 (東西)	437	789 μ	2000 μ	0.40
④	S s - D 2	++	側壁 (南北)	413	633 μ	2000 μ	0.32
			側壁 (東西)	422	336 μ	2000 μ	0.17
			隔壁 (南北)	442	174 μ	2000 μ	0.09
			隔壁 (東西)	437	587 μ	2000 μ	0.30
②	S s - N 1	-+	側壁 (南北)	414	954 μ	2000 μ	0.48
			側壁 (東西)	422	393 μ	2000 μ	0.20
			隔壁 (南北)	442	221 μ	2000 μ	0.12
			隔壁 (東西)	437	814 μ	2000 μ	0.41
③	S s - N 1	-+	側壁 (南北)	414	1014 μ	2000 μ	0.51
			側壁 (東西)	422	412 μ	2000 μ	0.21
			隔壁 (南北)	442	239 μ	2000 μ	0.12
			隔壁 (東西)	437	854 μ	2000 μ	0.43
④	S s - N 1	-+	側壁 (南北)	413	597 μ	2000 μ	0.30
			側壁 (東西)	422	303 μ	2000 μ	0.16
			隔壁 (南北)	442	165 μ	2000 μ	0.09
			隔壁 (東西)	437	535 μ	2000 μ	0.27

注記*1 : 評価位置は図 6-37 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-45(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)
 (断面④, 主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	側壁 (南北)	412	1180 μ	1725 μ	0.69
			側壁 (東西)	422	1048 μ	1725 μ	0.61
			隔壁 (南北)	442	887 μ	1725 μ	0.52
			隔壁 (東西)	437	822 μ	1725 μ	0.48
		-+	側壁 (南北)	412	1160 μ	1725 μ	0.68
			側壁 (東西)	422	1046 μ	1725 μ	0.61
			隔壁 (南北)	442	922 μ	1725 μ	0.54
			隔壁 (東西)	437	854 μ	1725 μ	0.50
	S s - D 2	++	側壁 (南北)	412	1237 μ	1725 μ	0.72
			側壁 (東西)	422	1025 μ	1725 μ	0.60
			隔壁 (南北)	442	871 μ	1725 μ	0.51
			隔壁 (東西)	437	781 μ	1725 μ	0.46
		-+	側壁 (南北)	412	1135 μ	1725 μ	0.66
			側壁 (東西)	422	1007 μ	1725 μ	0.59
			隔壁 (南北)	442	877 μ	1725 μ	0.51
			隔壁 (東西)	437	776 μ	1725 μ	0.45
	S s - D 3	++	側壁 (南北)	412	1048 μ	1725 μ	0.61
			側壁 (東西)	422	916 μ	1725 μ	0.54
			隔壁 (南北)	442	790 μ	1725 μ	0.46
			隔壁 (東西)	437	739 μ	1725 μ	0.43
-+		側壁 (南北)	412	1084 μ	1725 μ	0.63	
		側壁 (東西)	422	891 μ	1725 μ	0.52	
		隔壁 (南北)	442	796 μ	1725 μ	0.47	
		隔壁 (東西)	437	703 μ	1725 μ	0.41	

注記*1 : 評価位置は図 6-37 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-45(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)
(断面④, 主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 1	++	側壁 (南北)	412	1009 μ	1725 μ	0.59
			側壁 (東西)	422	808 μ	1725 μ	0.47
			隔壁 (南北)	442	724 μ	1725 μ	0.42
			隔壁 (東西)	437	648 μ	1725 μ	0.38
		-+	側壁 (南北)	416	1092 μ	1725 μ	0.64
			側壁 (東西)	422	754 μ	1725 μ	0.44
			隔壁 (南北)	442	665 μ	1725 μ	0.39
			隔壁 (東西)	437	579 μ	1725 μ	0.34
	S s - F 2	++	側壁 (南北)	412	1147 μ	1725 μ	0.67
			側壁 (東西)	422	893 μ	1725 μ	0.52
			隔壁 (南北)	442	876 μ	1725 μ	0.51
			隔壁 (東西)	437	748 μ	1725 μ	0.44
		-+	側壁 (南北)	412	1105 μ	1725 μ	0.65
			側壁 (東西)	422	889 μ	1725 μ	0.52
			隔壁 (南北)	442	816 μ	1725 μ	0.48
			隔壁 (東西)	437	725 μ	1725 μ	0.43
	S s - F 3	++	側壁 (南北)	412	971 μ	1725 μ	0.57
			側壁 (東西)	422	916 μ	1725 μ	0.54
			隔壁 (南北)	442	785 μ	1725 μ	0.46
			隔壁 (東西)	437	708 μ	1725 μ	0.42
-+		側壁 (南北)	412	1068 μ	1725 μ	0.62	
		側壁 (東西)	422	947 μ	1725 μ	0.55	
		隔壁 (南北)	442	838 μ	1725 μ	0.49	
		隔壁 (東西)	437	749 μ	1725 μ	0.44	

注記*1: 評価位置は図 6-37 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-45(6) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)
 (断面④, 主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	側壁 (南北)	412	1154 μ	1725 μ	0.67
			側壁 (東西)	422	883 μ	1725 μ	0.52
			隔壁 (南北)	442	924 μ	1725 μ	0.54
			隔壁 (東西)	437	793 μ	1725 μ	0.46
		-+	側壁 (南北)	416	1265 μ	1725 μ	0.74
			側壁 (東西)	422	906 μ	1725 μ	0.53
			隔壁 (南北)	442	762 μ	1725 μ	0.45
			隔壁 (東西)	437	691 μ	1725 μ	0.41
②	S s - D 2	++	側壁 (南北)	416	1305 μ	1725 μ	0.76
			側壁 (東西)	422	1038 μ	1725 μ	0.61
			隔壁 (南北)	442	865 μ	1725 μ	0.51
			隔壁 (東西)	437	772 μ	1725 μ	0.45
③	S s - D 2	++	側壁 (南北)	412	1155 μ	1725 μ	0.67
			側壁 (東西)	422	967 μ	1725 μ	0.57
			隔壁 (南北)	442	858 μ	1725 μ	0.50
			隔壁 (東西)	437	780 μ	1725 μ	0.46
④	S s - D 2	++	側壁 (南北)	412	968 μ	1725 μ	0.57
			側壁 (東西)	422	911 μ	1725 μ	0.53
			隔壁 (南北)	442	817 μ	1725 μ	0.48
			隔壁 (東西)	437	848 μ	1725 μ	0.50
②	S s - N 1	-+	側壁 (南北)	416	1282 μ	1725 μ	0.75
			側壁 (東西)	422	902 μ	1725 μ	0.53
			隔壁 (南北)	442	764 μ	1725 μ	0.45
			隔壁 (東西)	437	696 μ	1725 μ	0.41
③	S s - N 1	-+	側壁 (南北)	416	1359 μ	1725 μ	0.79
			側壁 (東西)	422	950 μ	1725 μ	0.56
			隔壁 (南北)	442	810 μ	1725 μ	0.47
			隔壁 (東西)	437	730 μ	1725 μ	0.43
④	S s - N 1	-+	側壁 (南北)	416	924 μ	1725 μ	0.54
			側壁 (東西)	422	806 μ	1725 μ	0.47
			隔壁 (南北)	442	762 μ	1725 μ	0.45
			隔壁 (東西)	437	754 μ	1725 μ	0.44

注記*1 : 評価位置は図 6-37 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-46(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)
(断面⑤, コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	側壁 (南北)	512	468 μ	2000 μ	0.24
			側壁 (東西)	522	357 μ	2000 μ	0.18
			隔壁 (南北)	542	179 μ	2000 μ	0.09
			隔壁 (東西)	536	695 μ	2000 μ	0.35
		-+	側壁 (南北)	512	438 μ	2000 μ	0.22
			側壁 (東西)	522	355 μ	2000 μ	0.18
			隔壁 (南北)	542	182 μ	2000 μ	0.10
			隔壁 (東西)	536	671 μ	2000 μ	0.34
	S s - D 2	++	側壁 (南北)	512	439 μ	2000 μ	0.22
			側壁 (東西)	522	353 μ	2000 μ	0.18
			隔壁 (南北)	542	185 μ	2000 μ	0.10
			隔壁 (東西)	536	685 μ	2000 μ	0.35
		-+	側壁 (南北)	512	524 μ	2000 μ	0.27
			側壁 (東西)	522	350 μ	2000 μ	0.18
			隔壁 (南北)	542	175 μ	2000 μ	0.09
			隔壁 (東西)	536	739 μ	2000 μ	0.37
	S s - D 3	++	側壁 (南北)	512	443 μ	2000 μ	0.23
			側壁 (東西)	522	309 μ	2000 μ	0.16
			隔壁 (南北)	542	150 μ	2000 μ	0.08
			隔壁 (東西)	536	624 μ	2000 μ	0.32
-+		側壁 (南北)	512	438 μ	2000 μ	0.22	
		側壁 (東西)	522	315 μ	2000 μ	0.16	
		隔壁 (南北)	542	156 μ	2000 μ	0.08	
		隔壁 (東西)	536	627 μ	2000 μ	0.32	

注記*1 : 評価位置は図 6-38 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-46(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)
(断面⑤, コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 1	++	側壁 (南北)	512	366 μ	2000 μ	0.19
			側壁 (東西)	522	291 μ	2000 μ	0.15
			隔壁 (南北)	542	148 μ	2000 μ	0.08
			隔壁 (東西)	536	552 μ	2000 μ	0.28
		-+	側壁 (南北)	512	403 μ	2000 μ	0.21
			側壁 (東西)	522	289 μ	2000 μ	0.15
			隔壁 (南北)	542	143 μ	2000 μ	0.08
			隔壁 (東西)	536	579 μ	2000 μ	0.29
	S s - F 2	++	側壁 (南北)	512	403 μ	2000 μ	0.21
			側壁 (東西)	522	338 μ	2000 μ	0.17
			隔壁 (南北)	542	177 μ	2000 μ	0.09
			隔壁 (東西)	537	635 μ	2000 μ	0.32
		-+	側壁 (南北)	512	418 μ	2000 μ	0.21
			側壁 (東西)	522	345 μ	2000 μ	0.18
			隔壁 (南北)	542	182 μ	2000 μ	0.10
			隔壁 (東西)	537	650 μ	2000 μ	0.33
	S s - F 3	++	側壁 (南北)	512	435 μ	2000 μ	0.22
			側壁 (東西)	522	288 μ	2000 μ	0.15
			隔壁 (南北)	542	143 μ	2000 μ	0.08
			隔壁 (東西)	536	609 μ	2000 μ	0.31
-+		側壁 (南北)	512	429 μ	2000 μ	0.22	
		側壁 (東西)	522	320 μ	2000 μ	0.16	
		隔壁 (南北)	542	165 μ	2000 μ	0.09	
		隔壁 (東西)	536	635 μ	2000 μ	0.32	

注記*1 : 評価位置は図 6-38 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-46(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)
(断面⑤, コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	側壁 (南北)	512	394 μ	2000 μ	0.20
			側壁 (東西)	522	295 μ	2000 μ	0.15
			隔壁 (南北)	542	156 μ	2000 μ	0.08
			隔壁 (東西)	536	588 μ	2000 μ	0.30
		-+	側壁 (南北)	512	559 μ	2000 μ	0.28
			側壁 (東西)	522	347 μ	2000 μ	0.18
			隔壁 (南北)	542	164 μ	2000 μ	0.09
			隔壁 (東西)	536	755 μ	2000 μ	0.38
②	S s - D 2	++	側壁 (南北)	512	477 μ	2000 μ	0.24
			側壁 (東西)	522	367 μ	2000 μ	0.19
			隔壁 (南北)	542	188 μ	2000 μ	0.10
			隔壁 (東西)	536	724 μ	2000 μ	0.37
③	S s - D 2	++	側壁 (南北)	512	413 μ	2000 μ	0.21
			側壁 (東西)	522	341 μ	2000 μ	0.18
			隔壁 (南北)	542	178 μ	2000 μ	0.09
			隔壁 (東西)	536	642 μ	2000 μ	0.33
		-+	側壁 (南北)	512	486 μ	2000 μ	0.25
			側壁 (東西)	522	317 μ	2000 μ	0.16
④	S s - D 2	++	側壁 (南北)	512	317 μ	2000 μ	0.16
			側壁 (東西)	522	291 μ	2000 μ	0.15
			隔壁 (南北)	542	131 μ	2000 μ	0.07
			隔壁 (東西)	536	493 μ	2000 μ	0.25
②	S s - N 1	-+	側壁 (南北)	512	484 μ	2000 μ	0.25
			側壁 (東西)	522	337 μ	2000 μ	0.17
			隔壁 (南北)	542	167 μ	2000 μ	0.09
			隔壁 (東西)	536	697 μ	2000 μ	0.35

注記*1 : 評価位置は図 6-38 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-46(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)
 (断面⑤, コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
③	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	512	601 μ	2000 μ	0.31
			側壁 (東西)	522	379 μ	2000 μ	0.19
			隔壁 (南北)	542	177 μ	2000 μ	0.09
			隔壁 (東西)	536	815 μ	2000 μ	0.41
④	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	512	368 μ	2000 μ	0.19
			側壁 (東西)	522	281 μ	2000 μ	0.15
			隔壁 (南北)	542	114 μ	2000 μ	0.06
			隔壁 (東西)	536	538 μ	2000 μ	0.27

注記*1：評価位置は図 6-38 に示す。

*2：照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-46(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)
(断面⑤, 主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	側壁 (南北)	512	1269 μ	1725 μ	0.74
			側壁 (東西)	522	784 μ	1725 μ	0.46
			隔壁 (南北)	542	688 μ	1725 μ	0.40
			隔壁 (東西)	536	898 μ	1725 μ	0.53
		-+	側壁 (南北)	512	1220 μ	1725 μ	0.71
			側壁 (東西)	522	791 μ	1725 μ	0.46
			隔壁 (南北)	542	706 μ	1725 μ	0.41
			隔壁 (東西)	536	887 μ	1725 μ	0.52
	S s - D 2	++	側壁 (南北)	512	1263 μ	1725 μ	0.74
			側壁 (東西)	522	783 μ	1725 μ	0.46
			隔壁 (南北)	542	692 μ	1725 μ	0.41
			隔壁 (東西)	536	920 μ	1725 μ	0.54
		-+	側壁 (南北)	512	1353 μ	1725 μ	0.79
			側壁 (東西)	522	735 μ	1725 μ	0.43
			隔壁 (南北)	542	664 μ	1725 μ	0.39
			隔壁 (東西)	536	887 μ	1725 μ	0.52
	S s - D 3	++	側壁 (南北)	512	1165 μ	1725 μ	0.68
			側壁 (東西)	522	663 μ	1725 μ	0.39
			隔壁 (南北)	542	585 μ	1725 μ	0.34
			隔壁 (東西)	536	777 μ	1725 μ	0.46
		-+	側壁 (南北)	512	1187 μ	1725 μ	0.69
			側壁 (東西)	522	677 μ	1725 μ	0.40
			隔壁 (南北)	542	618 μ	1725 μ	0.36
			隔壁 (東西)	536	786 μ	1725 μ	0.46

注記*1 : 評価位置は図 6-38 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-46(6) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)
(断面⑤, 主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 1	++	側壁 (南北)	512	1031 μ	1725 μ	0.60
			側壁 (東西)	522	648 μ	1725 μ	0.38
			隔壁 (南北)	542	575 μ	1725 μ	0.34
			隔壁 (東西)	536	736 μ	1725 μ	0.43
		-+	側壁 (南北)	512	1092 μ	1725 μ	0.64
			側壁 (東西)	522	626 μ	1725 μ	0.37
			隔壁 (南北)	542	554 μ	1725 μ	0.33
			隔壁 (東西)	532	751 μ	1725 μ	0.44
	S s - F 2	++	側壁 (南北)	512	1196 μ	1725 μ	0.70
			側壁 (東西)	522	760 μ	1725 μ	0.45
			隔壁 (南北)	542	681 μ	1725 μ	0.40
			隔壁 (東西)	536	876 μ	1725 μ	0.51
		-+	側壁 (南北)	512	1216 μ	1725 μ	0.71
			側壁 (東西)	522	767 μ	1725 μ	0.45
			隔壁 (南北)	542	706 μ	1725 μ	0.41
			隔壁 (東西)	536	874 μ	1725 μ	0.51
	S s - F 3	++	側壁 (南北)	512	1145 μ	1725 μ	0.67
			側壁 (東西)	522	605 μ	1725 μ	0.36
			隔壁 (南北)	542	545 μ	1725 μ	0.32
			隔壁 (東西)	532	764 μ	1725 μ	0.45
-+		側壁 (南北)	512	1147 μ	1725 μ	0.67	
		側壁 (東西)	522	692 μ	1725 μ	0.41	
		隔壁 (南北)	542	636 μ	1725 μ	0.37	
		隔壁 (東西)	536	793 μ	1725 μ	0.46	

注記*1: 評価位置は図 6-38 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-46(7) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)
(断面⑤, 主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	側壁 (南北)	512	1176 μ	1725 μ	0.69
			側壁 (東西)	522	631 μ	1725 μ	0.37
			隔壁 (南北)	542	615 μ	1725 μ	0.36
			隔壁 (東西)	532	775 μ	1725 μ	0.45
		-+	側壁 (南北)	512	1435 μ	1725 μ	0.84
			側壁 (東西)	522	724 μ	1725 μ	0.42
			隔壁 (南北)	542	616 μ	1725 μ	0.36
			隔壁 (東西)	536	913 μ	1725 μ	0.53
②	S s - D 2	++	側壁 (南北)	512	1303 μ	1725 μ	0.76
			側壁 (東西)	522	808 μ	1725 μ	0.47
			隔壁 (南北)	542	702 μ	1725 μ	0.41
			隔壁 (東西)	536	943 μ	1725 μ	0.55
③	S s - D 2	++	側壁 (南北)	512	1197 μ	1725 μ	0.70
			側壁 (東西)	522	761 μ	1725 μ	0.45
			隔壁 (南北)	542	688 μ	1725 μ	0.40
			隔壁 (東西)	536	867 μ	1725 μ	0.51
		-+	側壁 (南北)	512	1309 μ	1725 μ	0.76
④	S s - D 2	++	側壁 (南北)	512	1225 μ	1725 μ	0.72
			側壁 (東西)	522	739 μ	1725 μ	0.43
			隔壁 (南北)	542	674 μ	1725 μ	0.40
			隔壁 (東西)	536	954 μ	1725 μ	0.56
②	S s - N 1	-+	側壁 (南北)	512	1352 μ	1725 μ	0.79
			側壁 (東西)	522	720 μ	1725 μ	0.42
			隔壁 (南北)	542	629 μ	1725 μ	0.37
			隔壁 (東西)	536	898 μ	1725 μ	0.53

注記*1 : 評価位置は図 6-38 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-46(8) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)
 (断面⑤, 主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
③	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	512	1562 μ	1725 μ	0.91
			側壁 (東西)	522	793 μ	1725 μ	0.46
			隔壁 (南北)	542	673 μ	1725 μ	0.40
			隔壁 (東西)	536	995 μ	1725 μ	0.58
④	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	512	1361 μ	1725 μ	0.79
			側壁 (東西)	522	669 μ	1725 μ	0.39
			隔壁 (南北)	542	585 μ	1725 μ	0.34
			隔壁 (東西)	536	941 μ	1725 μ	0.55

注記*1 : 評価位置は図 6-38 に示す。

*2 : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

(3) 断面⑥

構造強度を有することの確認及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表6-47及び表6-48に示す。照査値は、応力度を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表のとおり、全ケースにおいて発生応力度は短期許容応力度を下回ることを確認した。

表6-47 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート）

解析 ケース	地震動		評価位置*		発生応力度 σ'_{c} (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ'_{ca} (N/mm ²) _R	照査値 $\sigma'_{c}/$ σ'_{ca}
①	S _s -D1	++	底版	601	1.9	11.7	0.17
		--+			1.9	11.7	0.17
	S _s -D2	++	底版	601	1.9	11.7	0.17
		--+			1.9	11.7	0.17
	S _s -D3	++	底版	601	1.7	11.7	0.15
		--+			1.7	11.7	0.15
	S _s -F1	++	底版	601	1.6	11.7	0.14
		--+			1.6	11.7	0.14
	S _s -F2	++	底版	601	1.9	11.7	0.17
		--+			2.0	11.7	0.18
	S _s -F3	++	底版	601	1.7	11.7	0.15
		--+			1.7	11.7	0.15
	S _s -N1	++	底版	601	2.0	11.7	0.18
		--+			1.8	11.7	0.16
②	S _s -F2	++	底版	601	1.6	11.7	0.14
③	S _s -F2	++	底版	601	2.0	11.7	0.18
		--+	底版	601	2.1	11.7	0.18
④	S _s -F2	++	底版	601	1.9	11.7	0.17
②	S _s -N1	++	底版	601	1.8	11.7	0.16
③	S _s -N1	++	底版	601	2.1	11.7	0.18
④	S _s -N1	++	底版	601	2.0	11.7	0.18

注記*：評価位置は図6-39に示す。

表 6-48 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

解析 ケース	地震動		評価位置*		発生応力度	短期許容	照査値
					σ_s (N/mm ²)	応力度 σ_{sa} (N/mm ²) _R	
①	S _s -D 1	++	底版	601	222	294	0.76
		-+			220	294	0.75
	S _s -D 2	++	底版	601	231	294	0.79
		-+			210	294	0.72
	S _s -D 3	++	底版	601	183	294	0.63
		-+			201	294	0.69
	S _s -F 1	++	底版	601	188	294	0.64
		-+			180	294	0.62
	S _s -F 2	++	底版	601	238	294	0.81
		-+			235	294	0.80
	S _s -F 3	++	底版	601	175	294	0.60
		-+			177	294	0.61
	S _s -N 1	++	底版	601	229	294	0.78
		-+			217	294	0.74
②	S _s -F 2	++	底版	601	223	294	0.76
③	S _s -F 2	++	底版	601	260	294	0.89
		-+			233	294	0.80
④	S _s -F 2	++	底版	601	241	294	0.82
②	S _s -N 1	++	底版	601	223	294	0.76
③	S _s -N 1	++	底版	601	239	294	0.82
④	S _s -N 1	++	底版	601	234	294	0.80

注記*：評価位置は図 6-39 に示す。

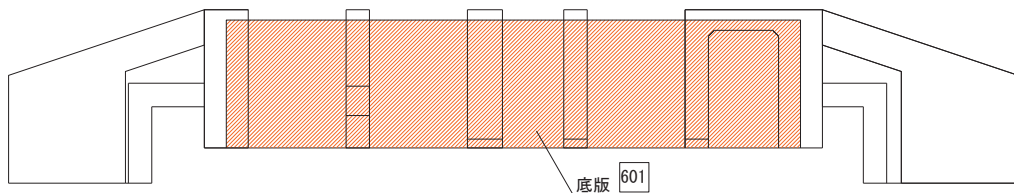


図 6-39 評価位置図（断面⑥）

6.3.2 せん断破壊に対する評価結果

(1) 断面①

せん断破壊に対する評価結果を表 6-49 に示す。照査値は、応力度を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表のとおり、全ケースにおいて発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認した。

表 6-49 せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*		発生 応力度	短期許容 応力度	照査値
					τ_d (N/mm ²)	τ_{a1} (N/mm ²)	τ_d / τ_{a1}
①	S _s -D1	++	頂版	101	0.49	0.63	0.78
		-+			0.48	0.63	0.77
	S _s -D2	++	頂版	101	0.53	0.63	0.85
		-+			0.55	0.63	0.88
	S _s -D3	++	頂版	101	0.44	0.63	0.70
		-+			0.42	0.63	0.67
	S _s -F1	++	頂版	101	0.35	0.63	0.56
		-+			0.35	0.63	0.56
	S _s -F2	++	頂版	101	0.42	0.63	0.67
		-+			0.35	0.63	0.56
	S _s -F3	++	頂版	101	0.50	0.63	0.80
		-+			0.43	0.63	0.69
	S _s -N1	++	頂版	101	0.45	0.63	0.72
		-+			0.41	0.63	0.66
②	S _s -D2	-+	頂版	101	0.52	0.63	0.83
③	S _s -D2	-+	頂版	101	0.57	0.63	0.91
④	S _s -D2	++	頂版	101	0.52	0.63	0.83
	S _s -D2	-+	頂版	101	0.59	0.63	0.94

注記*：評価位置は図 6-34 に示す。

(2) 断面②～⑤

a. せん断耐力式による評価結果

せん断破壊に対する評価結果のうち、せん断耐力式による評価結果を表 6-50～表 6-53 に示す。照査値はせん断力を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表中には、照査値が 1.0 を上回る解析ケース、部材があることから、次項「b. 材料非線形解析による評価結果」にて照査値が 1.0 を下回ることを確認する。

表 6-50(1) せん断破壊に対する評価結果 (断面②, せん断耐力式)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力*3	
					V_d	V_{yd}	V_d/V_{yd}
					(kN/m)	(kN/m)	
①	S _s -D1	++	側壁 (南北)	216	562	702	0.81
			側壁 (東西)	221	5140	7860	0.66
			隔壁 (南北)	244	31	0	-
			隔壁 (東西)	238	797	693	1.16
		-+	側壁 (南北)	212	786	904	0.87
			側壁 (東西)	222	5191	7860	0.67
			隔壁 (南北)	242	34	0	-
			隔壁 (東西)	238	776	693	1.12
	S _s -D2	++	側壁 (南北)	216	588	702	0.84
			側壁 (東西)	221	5360	7860	0.69
			隔壁 (南北)	242	28	0	-
			隔壁 (東西)	238	812	693	1.18
		-+	側壁 (南北)	212	780	904	0.87
			側壁 (東西)	222	5106	7860	0.65
			隔壁 (南北)	242	26	0	-
			隔壁 (東西)	238	783	693	1.13
	S _s -D3	++	側壁 (南北)	212	716	904	0.80
			側壁 (東西)	222	4511	7860	0.58
			隔壁 (南北)	242	26	0	-
			隔壁 (東西)	238	712	693	1.03
-+		側壁 (南北)	212	772	904	0.86	
		側壁 (東西)	222	4806	7860	0.62	
		隔壁 (南北)	242	26	0	-	
		隔壁 (東西)	238	700	693	1.02	

注記*1: 評価位置は図 6-35 に示す。

*2: 照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*3: せん断補強筋の無い部材については, 引張軸力が発生する場合にせん断耐力が 0 となる。
そのため, 照査用せん断力は引張軸力が発生する部材のうち最大となる値と評価位置を示し, 照査値は「-」と記載する。

表 6-50(2) せん断破壊に対する評価結果 (断面②, せん断耐力式)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力*3	
					V_d	V_{yd}	V_d/V_{yd}
					(kN/m)	(kN/m)	
①	S _s -F1	++	側壁 (南北)	212	681	904	0.76
			側壁 (東西)	222	4562	7860	0.59
			隔壁 (南北)	242	18	0	—
			隔壁 (東西)	238	682	693	0.99
		-+	側壁 (南北)	212	586	904	0.65
			側壁 (東西)	222	4479	7860	0.57
			隔壁 (南北)	242	19	0	—
			隔壁 (東西)	238	636	693	0.92
	S _s -F2	++	側壁 (南北)	212	712	904	0.79
			側壁 (東西)	222	4857	7860	0.62
			隔壁 (南北)	242	21	0	—
			隔壁 (東西)	238	696	693	1.01
		-+	側壁 (南北)	212	641	904	0.71
			側壁 (東西)	222	4785	7860	0.61
			隔壁 (南北)	242	20	0	—
			隔壁 (東西)	238	684	693	0.99
	S _s -F3	++	側壁 (南北)	212	774	904	0.86
			側壁 (東西)	222	4722	7860	0.61
			隔壁 (南北)	242	26	0	—
			隔壁 (東西)	238	760	693	1.10
-+		側壁 (南北)	212	773	904	0.86	
		側壁 (東西)	222	4661	7860	0.60	
		隔壁 (南北)	242	33	0	—	
		隔壁 (東西)	238	767	693	1.11	

注記*1: 評価位置は図 6-35 に示す。

*2: 照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*3: せん断補強筋の無い部材については、引張軸力が発生する場合にせん断耐力が0となる。
そのため、照査用せん断力は引張軸力が発生する部材のうち最大となる値と評価位置を示し、照査値は「—」と記載する。

表 6-50(3) せん断破壊に対する評価結果 (断面②, せん断耐力式)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力*3	
					V_d	$V_{y d}$	$V_d / V_{y d}$
					(kN/m)	(kN/m)	
①	S s - N 1	++	側壁 (南北)	212	795	904	0.88
			側壁 (東西)	222	5214	7860	0.67
			隔壁 (南北)	242	20	0	—
			隔壁 (東西)	238	721	693	1.05
		-+	側壁 (南北)	216	487	702	0.70
			側壁 (東西)	221	5115	7860	0.66
			隔壁 (南北)	244	31	0	—
			隔壁 (東西)	239	27	0	—
②	S s - D 2	++	側壁 (南北)	216	585	702	0.84
			側壁 (東西)	221	5357	7860	0.69
			隔壁 (南北)	242	25	0	—
			隔壁 (東西)	238	808	693	1.17
③	S s - D 2	++	側壁 (南北)	212	774	904	0.86
			側壁 (東西)	222	5073	7860	0.65
			隔壁 (南北)	242	30	0	—
			隔壁 (東西)	238	772	693	1.12
④	S s - D 2	++	側壁 (南北)	216	660	702	0.95
			側壁 (東西)	221	5395	7860	0.69
			隔壁 (南北)	242	27	0	—
			隔壁 (東西)	238	875	693	1.27

注記*1: 評価位置は図 6-35 に示す。

*2: 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

*3: せん断補強筋の無い部材については, 引張軸力が発生する場合にせん断耐力が 0 となる。
そのため, 照査用せん断力は引張軸力が発生する部材のうち最大となる値と評価位置を示し, 照査値は「—」と記載する。

表 6-50(4) せん断破壊に対する評価結果 (断面②, せん断耐力式)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力*3	
					V_d	$V_{y d}$	$V_d / V_{y d}$
					(kN/m)	(kN/m)	
②	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	216	473	804	0.59
			側壁 (東西)	221	5122	13047	0.40
			隔壁 (南北)	244	32	0	-
			隔壁 (東西)	239	28	0	-
③	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	216	489	804	0.61
			側壁 (東西)	221	5109	13047	0.40
			隔壁 (南北)	242	14	0	-
			隔壁 (東西)	239	27	0	-
④	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	216	469	804	0.59
			側壁 (東西)	221	5246	13047	0.41
			隔壁 (南北)	242	17	0	-
			隔壁 (東西)	238	735	793	0.93

注記*1 : 評価位置は図 6-35 に示す。

*2 : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

*3 : せん断補強筋の無い部材については, 引張軸力が発生する場合にせん断耐力が 0 となる。
そのため, 照査用せん断力は引張軸力が発生する部材のうち最大となる値と評価位置を示し, 照査値は「-」と記載する。

表 6-51(1) せん断破壊に対する評価結果 (断面③, せん断耐力式)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力*3	
					V_d	V_{yd}	V_d/V_{yd}
					(kN/m)	(kN/m)	
①	S _s -D1	++	側壁 (南北)	314	1078	693	1.56
			側壁 (東西)	321	5890	8851	0.67
			隔壁 (南北)	342	11	0	—
			隔壁 (東西)	338	882	693	1.28
		-+	側壁 (南北)	314	1269	693	1.84
			側壁 (東西)	322	5837	8851	0.66
			隔壁 (南北)	342	13	0	—
			隔壁 (東西)	338	884	693	1.28
	S _s -D2	++	側壁 (南北)	314	1191	693	1.72
			側壁 (東西)	321	6204	8851	0.71
			隔壁 (南北)	342	13	0	—
			隔壁 (東西)	338	905	693	1.31
		-+	側壁 (南北)	314	1231	693	1.78
			側壁 (東西)	321	5889	8851	0.67
			隔壁 (南北)	342	13	0	—
			隔壁 (東西)	338	885	693	1.28
	S _s -D3	++	側壁 (南北)	314	1125	693	1.63
			側壁 (東西)	321	5252	8851	0.60
			隔壁 (南北)	342	12	0	—
			隔壁 (東西)	338	797	693	1.16
-+		側壁 (南北)	314	1205	693	1.74	
		側壁 (東西)	322	5399	8851	0.61	
		隔壁 (南北)	342	13	0	—	
		隔壁 (東西)	338	794	693	1.15	

注記*1: 評価位置は図 6-36 に示す。

*2: 照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*3: せん断補強筋の無い部材については, 引張軸力が発生する場合にせん断耐力が0となる。
そのため, 照査用せん断力は引張軸力が発生する部材のうち最大となる値と評価位置を示し, 照査値は「—」と記載する。

表 6-51(2) せん断破壊に対する評価結果 (断面③, せん断耐力式)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力*3	
					V_d	$V_{y d}$	$V_d / V_{y d}$
					(kN/m)	(kN/m)	
①	S s - F 1	++	側壁 (南北)	314	1076	693	1.56
			側壁 (東西)	321	5029	8851	0.57
			隔壁 (南北)	342	10	0	—
			隔壁 (東西)	338	733	693	1.06
		-+	側壁 (南北)	314	884	693	1.28
			側壁 (東西)	322	5015	8851	0.57
			隔壁 (南北)	342	9	0	—
			隔壁 (東西)	338	704	693	1.02
	S s - F 2	++	側壁 (南北)	314	1100	693	1.59
			側壁 (東西)	321	5392	8851	0.61
			隔壁 (南北)	342	11	0	—
			隔壁 (東西)	338	766	693	1.11
		-+	側壁 (南北)	314	1001	693	1.45
			側壁 (東西)	322	5264	8851	0.60
			隔壁 (南北)	342	10	0	—
			隔壁 (東西)	338	764	693	1.11
	S s - F 3	++	側壁 (南北)	314	979	693	1.42
			側壁 (東西)	321	5264	8851	0.60
			隔壁 (南北)	342	11	0	—
			隔壁 (東西)	338	795	693	1.15
-+		側壁 (南北)	314	1174	693	1.70	
		側壁 (東西)	321	5274	8851	0.60	
		隔壁 (南北)	342	12	0	—	
		隔壁 (東西)	338	819	693	1.19	

注記*1 : 評価位置は図 6-36 に示す。

*2 : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

*3 : せん断補強筋の無い部材については, 引張軸力が発生する場合にせん断耐力が 0 となる。
そのため, 照査用せん断力は引張軸力が発生する部材のうち最大となる値と評価位置を示し, 照査値は「—」と記載する。

表 6-51(3) せん断破壊に対する評価結果 (断面③, せん断耐力式)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力*3	
					V_d	$V_{y d}$	$V_d/V_{y d}$
					(kN/m)	(kN/m)	
①	S _s -N1	++	側壁 (南北)	314	1297	693	1.88
			側壁 (東西)	322	5636	8851	0.64
			隔壁 (南北)	342	13	0	—
			隔壁 (東西)	338	767	693	1.11
		-+	側壁 (南北)	314	975	693	1.41
			側壁 (東西)	321	5830	8851	0.66
			隔壁 (南北)	342	10	0	—
			隔壁 (東西)	338	826	693	1.20
②	S _s -D2	++	側壁 (南北)	314	1316	693	1.90
			側壁 (東西)	321	6224	8851	0.71
			隔壁 (南北)	342	13	0	—
			隔壁 (東西)	338	929	693	1.35
③	S _s -D2	++	側壁 (南北)	314	1215	693	1.76
			側壁 (東西)	321	5817	8851	0.66
			隔壁 (南北)	342	14	0	—
			隔壁 (東西)	338	855	693	1.24
④	S _s -D2	++	側壁 (南北)	314	1313	794	1.66
			側壁 (東西)	321	6309	8851	0.72
			隔壁 (南北)	342	9	0	—
			隔壁 (東西)	333	499	351	1.43
		-+	隔壁 (東西)	333	477	354	1.35

注記*1: 評価位置は図 6-36 に示す。

*2: 照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*3: せん断補強筋の無い部材については, 引張軸力が発生する場合にせん断耐力が 0 となる。
そのため, 照査用せん断力は引張軸力が発生する部材のうち最大となる値と評価位置を示し, 照査値は「—」と記載する。

表 6-51(4) せん断破壊に対する評価結果 (断面③, せん断耐力式)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力*3	
					V_d	$V_{y d}$	$V_d / V_{y d}$
					(kN/m)	(kN/m)	
②	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	314	1061	693	1.54
			側壁 (東西)	321	5847	8851	0.67
			隔壁 (南北)	342	11	0	-
			隔壁 (東西)	338	844	693	1.22
③	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	314	1191	693	1.72
			側壁 (東西)	321	5847	8851	0.67
			隔壁 (南北)	342	9	0	-
			隔壁 (東西)	338	863	693	1.25
④	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	314	1295	794	1.64
			側壁 (東西)	321	5926	8851	0.67
			隔壁 (南北)	342	9	0	-
			隔壁 (東西)	333	473	355	1.34

注記*1 : 評価位置は図 6-36 に示す。

*2 : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

*3 : せん断補強筋の無い部材については, 引張軸力が発生する場合にせん断耐力が 0 となる。
そのため, 照査用せん断力は引張軸力が発生する部材のうち最大となる値と評価位置を示し, 照査値は「-」と記載する。

表 6-52(1) せん断破壊に対する評価結果 (断面④, せん断耐力式)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*2 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - D 1	++	側壁 (南北)	416	636	670	0.95
			側壁 (東西)	422	5653	8080	0.70
			隔壁 (南北)	442	175	696	0.26
			隔壁 (東西)	437	1259	920	1.37
		-+	側壁 (南北)	416	564	662	0.86
			側壁 (東西)	422	5805	8080	0.72
			隔壁 (南北)	442	187	705	0.27
			隔壁 (東西)	434	642	476	1.35
	S s - D 2	++	側壁 (南北)	416	695	667	1.05
			側壁 (東西)	422	5732	8080	0.71
			隔壁 (南北)	442	171	695	0.25
			隔壁 (東西)	437	1280	920	1.40
		-+	側壁 (南北)	416	641	669	0.96
			側壁 (東西)	422	5586	8080	0.70
			隔壁 (南北)	442	171	707	0.25
			隔壁 (東西)	437	1241	920	1.35
	S s - D 3	++	側壁 (南北)	416	529	661	0.81
			側壁 (東西)	422	5079	8080	0.63
			隔壁 (南北)	442	162	697	0.24
			隔壁 (東西)	437	1098	920	1.20
-+		側壁 (南北)	416	552	655	0.85	
		側壁 (東西)	422	5311	8080	0.66	
		隔壁 (南北)	442	171	710	0.25	
		隔壁 (東西)	434	586	483	1.22	

注記*1: 評価位置は図 6-37 に示す。

*2: 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

表 6-52(2) せん断破壊に対する評価結果 (断面④, せん断耐力式)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力	
					V_d	V_{yd}	V_d/V_{yd}
					(kN/m)	(kN/m)	
①	S _s -F1	++	側壁 (南北)	416	509	652	0.79
			側壁 (東西)	422	4842	8080	0.60
			隔壁 (南北)	442	153	697	0.22
			隔壁 (東西)	434	534	483	1.11
		-+	側壁 (南北)	416	382	361	1.06
			側壁 (東西)	422	4790	8080	0.60
			隔壁 (南北)	442	141	695	0.21
			隔壁 (東西)	437	1036	920	1.13
	S _s -F2	++	側壁 (南北)	416	525	638	0.83
			側壁 (東西)	422	5641	8080	0.70
			隔壁 (南北)	442	183	696	0.27
			隔壁 (東西)	434	613	472	1.30
		-+	側壁 (南北)	416	522	649	0.81
			側壁 (東西)	422	5366	8080	0.67
			隔壁 (南北)	442	173	706	0.25
			隔壁 (東西)	434	593	478	1.25
	S _s -F3	++	側壁 (南北)	416	557	681	0.82
			側壁 (東西)	422	4845	8080	0.60
			隔壁 (南北)	442	149	706	0.22
			隔壁 (東西)	437	1104	920	1.20
-+		側壁 (南北)	416	558	667	0.84	
		側壁 (東西)	422	5174	8080	0.65	
		隔壁 (南北)	442	163	710	0.23	
		隔壁 (東西)	437	1146	920	1.25	

注記*1: 評価位置は図 6-37 に示す。

*2: 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

表 6-52(3) せん断破壊に対する評価結果 (断面④, せん断耐力式)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力	
					V_d	V_{yd}	V_d/V_{yd}
					(kN/m)	(kN/m)	
①	S s - N 1	++	側壁 (南北)	416	478	626	0.77
			側壁 (東西)	422	5784	8080	0.72
			隔壁 (南北)	442	192	695	0.28
			隔壁 (東西)	434	621	463	1.35
		-+	側壁 (南北)	416	427	349	1.23
			側壁 (東西)	422	5486	8080	0.68
			隔壁 (南北)	442	163	698	0.24
			隔壁 (東西)	437	1205	920	1.31
②	S s - D 2	++	側壁 (南北)	416	774	677	1.15
			側壁 (東西)	422	5790	8080	0.72
			隔壁 (南北)	442	170	707	0.25
			隔壁 (東西)	437	1334	920	1.45
③	S s - D 2	++	側壁 (南北)	416	579	652	0.89
			側壁 (東西)	422	5685	8080	0.71
			隔壁 (南北)	442	180	696	0.26
			隔壁 (東西)	434	626	481	1.31
④	S s - D 2	++	側壁 (南北)	416	705	720	0.98
			側壁 (東西)	422	5814	8080	0.72
			隔壁 (南北)	442	183	698	0.27
			隔壁 (東西)	437	1351	920	1.47

注記*1: 評価位置は図 6-37 に示す。

*2: 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

表 6-52(4) せん断破壊に対する評価結果 (断面④, せん断耐力式)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力	
					V_d	$V_{y d}$	$V_d / V_{y d}$
					(kN/m)	(kN/m)	
②	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	416	441	349	1.27
			側壁 (東西)	422	5457	8080	0.68
			隔壁 (南北)	442	161	698	0.24
			隔壁 (東西)	437	1213	920	1.32
③	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	416	466	349	1.34
			側壁 (東西)	422	5801	8080	0.72
			隔壁 (南北)	442	174	698	0.25
			隔壁 (東西)	437	1269	920	1.38
④	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	416	665	708	0.94
			側壁 (東西)	422	5446	8080	0.68
			隔壁 (南北)	442	174	700	0.25
			隔壁 (東西)	437	1243	920	1.36

注記*1: 評価位置は図 6-37 に示す。

*2: 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

表 6-53(1) せん断破壊に対する評価結果 (断面⑤, せん断耐力式)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力	
					V_d	V_{yd}	V_d/V_{yd}
					(kN/m)	(kN/m)	
①	S s - D 1	++	側壁 (南北)	513	921	1236	0.75
			側壁 (東西)	522	5588	8024	0.70
			隔壁 (南北)	542	102	669	0.16
			隔壁 (東西)	537	1077	851	1.27
		-+	側壁 (南北)	513	896	1236	0.73
			側壁 (東西)	522	5618	8024	0.71
			隔壁 (南北)	542	105	668	0.16
			隔壁 (東西)	537	1071	851	1.26
	S s - D 2	++	側壁 (南北)	513	891	1236	0.73
			側壁 (東西)	522	5562	8024	0.70
			隔壁 (南北)	542	104	672	0.16
			隔壁 (東西)	537	1058	851	1.25
		-+	側壁 (南北)	513	953	1236	0.78
			側壁 (東西)	522	5354	8024	0.67
			隔壁 (南北)	542	102	671	0.16
			隔壁 (東西)	537	1063	851	1.25
	S s - D 3	++	側壁 (南北)	513	833	1236	0.68
			側壁 (東西)	522	4784	8024	0.60
			隔壁 (南北)	542	87	668	0.14
			隔壁 (東西)	537	949	851	1.12
-+		側壁 (南北)	513	839	1236	0.68	
		側壁 (東西)	522	4889	8024	0.61	
		隔壁 (南北)	542	92	668	0.14	
		隔壁 (東西)	537	973	851	1.15	

注記*1 : 評価位置は図 6-38 に示す。

*2 : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

表 6-53(2) せん断破壊に対する評価結果 (断面⑤, せん断耐力式)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力	
					V_d	V_{yd}	V_d/V_{yd}
					(kN/m)	(kN/m)	
①	S s - F 1	++	側壁 (南北)	513	746	1236	0.61
			側壁 (東西)	522	4608	8024	0.58
			隔壁 (南北)	542	84	668	0.13
			隔壁 (東西)	537	889	851	1.05
		-+	側壁 (南北)	513	773	1236	0.63
			側壁 (東西)	522	4503	8024	0.57
			隔壁 (南北)	542	82	668	0.13
			隔壁 (東西)	537	889	851	1.05
	S s - F 2	++	側壁 (南北)	513	835	1236	0.68
			側壁 (東西)	522	5369	8024	0.67
			隔壁 (南北)	542	101	669	0.16
			隔壁 (東西)	537	1023	851	1.21
		-+	側壁 (南北)	513	860	1236	0.70
			側壁 (東西)	522	5459	8024	0.69
			隔壁 (南北)	542	107	668	0.17
			隔壁 (東西)	537	1047	851	1.24
	S s - F 3	++	側壁 (南北)	513	795	1236	0.65
			側壁 (東西)	522	4419	8024	0.56
			隔壁 (南北)	542	83	671	0.13
			隔壁 (東西)	537	888	851	1.05
-+		側壁 (南北)	513	838	1236	0.68	
		側壁 (東西)	522	4998	8024	0.63	
		隔壁 (南北)	542	97	668	0.15	
		隔壁 (東西)	537	975	851	1.15	

注記*1 : 評価位置は図 6-38 に示す。

*2 : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

表 6-53(3) せん断破壊に対する評価結果 (断面⑤, せん断耐力式)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力	
					V_d	V_{yd}	V_d/V_{yd}
					(kN/m)	(kN/m)	
①	S s - N 1	++	側壁 (南北)	513	770	1236	0.63
			側壁 (東西)	522	4586	8024	0.58
			隔壁 (南北)	542	94	668	0.15
			隔壁 (東西)	537	924	851	1.09
		-+	側壁 (南北)	513	975	1236	0.79
			側壁 (東西)	522	5262	8024	0.66
			隔壁 (南北)	542	91	672	0.14
			隔壁 (東西)	537	1059	851	1.25
②	S s - D 2	++	側壁 (南北)	513	941	1236	0.77
			側壁 (東西)	522	5750	8024	0.72
			隔壁 (南北)	542	107	673	0.16
			隔壁 (東西)	537	1096	851	1.29
③	S s - D 2	++	側壁 (南北)	513	852	1236	0.69
			側壁 (東西)	522	5400	8024	0.68
			隔壁 (南北)	542	102	668	0.16
			隔壁 (東西)	537	1033	851	1.22
④	S s - D 2	++	側壁 (南北)	513	960	1236	0.78
			側壁 (東西)	522	5433	8024	0.68
			隔壁 (南北)	542	104	673	0.16
			隔壁 (東西)	537	1207	851	1.42

注記*1 : 評価位置は図 6-38 に示す。

*2 : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

表 6-53(4) せん断破壊に対する評価結果 (断面⑤, せん断耐力式)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力	
					V_d	V_{yd}	V_d/V_{yd}
					(kN/m)	(kN/m)	
②	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	513	902	1236	0.73
			側壁 (東西)	522	5183	8024	0.65
			隔壁 (南北)	542	94	672	0.14
			隔壁 (東西)	537	1028	851	1.21
③	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	513	1052	1236	0.86
			側壁 (東西)	522	5733	8024	0.72
			隔壁 (南北)	542	98	670	0.15
			隔壁 (東西)	537	1153	851	1.36
④	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	513	1045	1236	0.85
			側壁 (東西)	522	5070	8024	0.64
			隔壁 (南北)	542	89	673	0.14
			隔壁 (東西)	537	1211	851	1.43

注記*1 : 評価位置は図 6-38 に示す。

*2 : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

b. 材料非線形解析による評価結果

(a) 評価条件

前項「a. せん断耐力式による評価結果」では、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の隔壁及び側壁において、照査用せん断力がせん断耐力式によるせん断耐力を上回る結果となった。

せん断耐力式は、既往の実験等から一般化されたものであることから、ここでは、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め、構造部材のせん断破壊に対する健全性を確認する。

図6-40に材料非線形解析によりせん断破壊に対する評価を実施する対象部材を示す。また、評価対象部材の要素分割図を図6-41に、要素プロパティ番号図を図6-42、要素プロパティ条件を表6-54に示す。

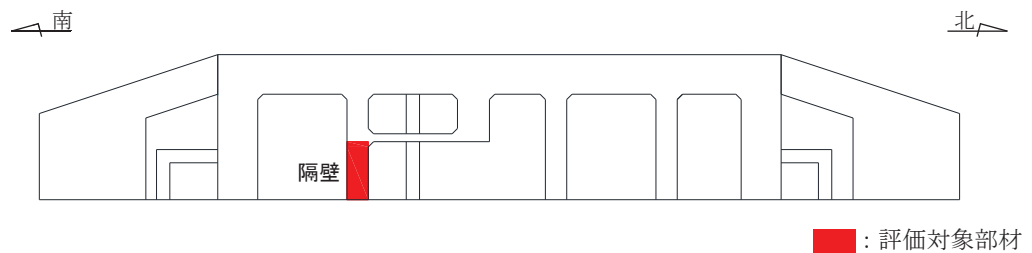


図6-40(1) 材料非線形解析における評価対象部材（断面③）

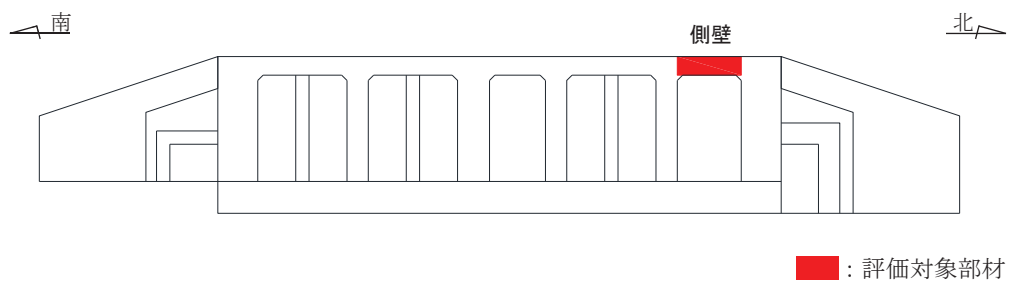


図6-40(2) 材料非線形解析における評価対象部材（断面④）

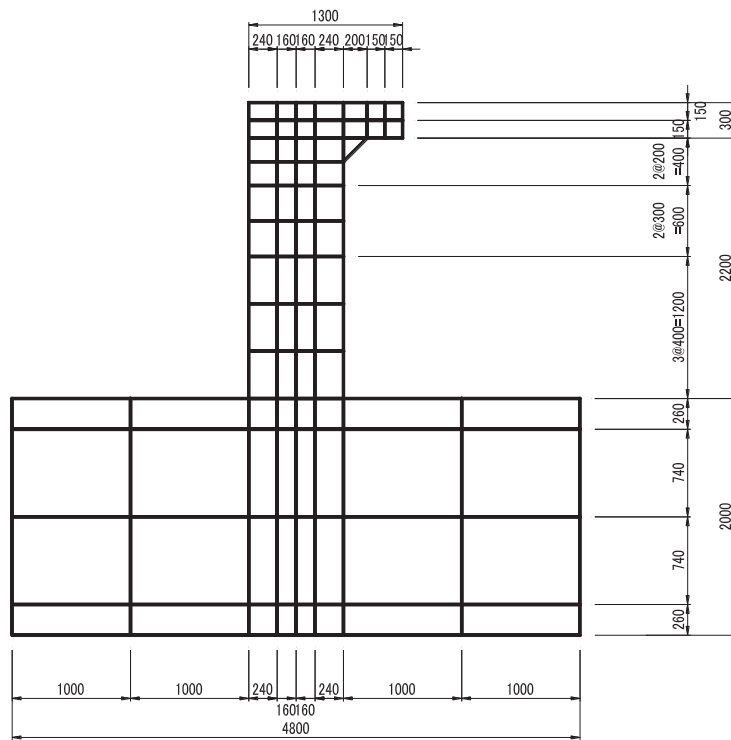


图 6-41(1) 要素分割图 (隔壁)

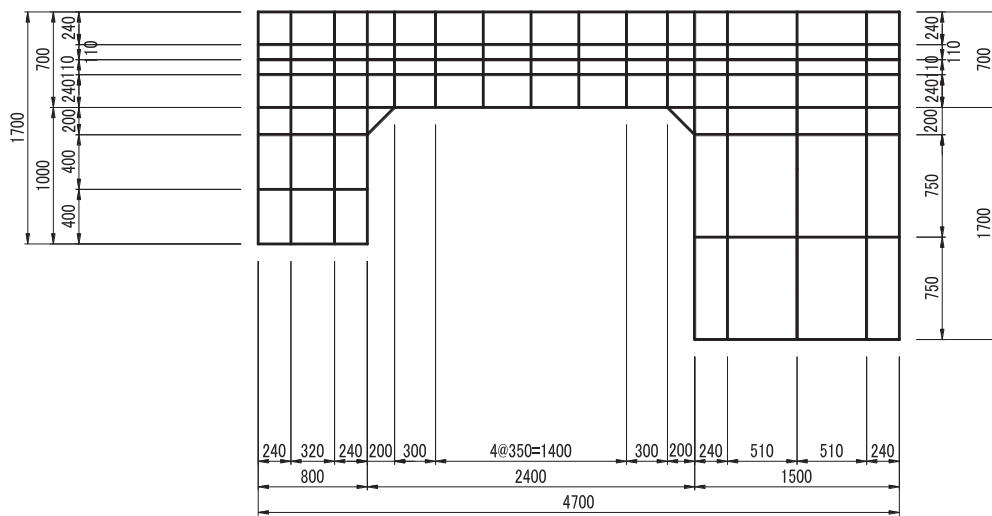


图 6-41(2) 要素分割图 (侧壁)

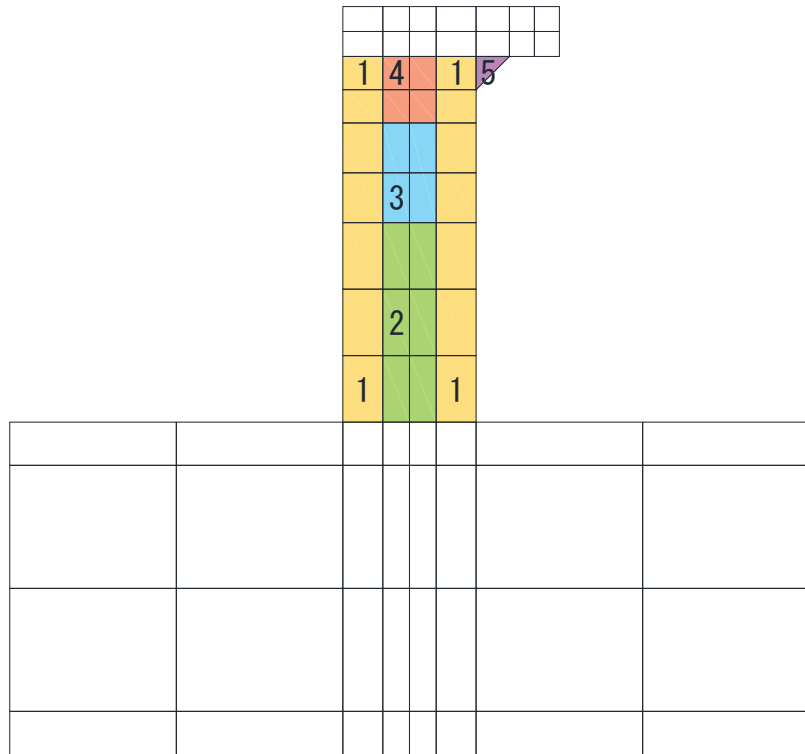


図 6-42(1) 要素プロパティ番号図 (隔壁)

表 6-54(1) 要素プロパティ条件 (隔壁)

番号	材料	引張硬化軟化係数	
		C x	C y
1	RC	1.9	0.4
2	無筋	1.5	2.9
3	無筋	1.5	2.2
4	無筋	1.5	1.7
5	無筋	1.5	1.5

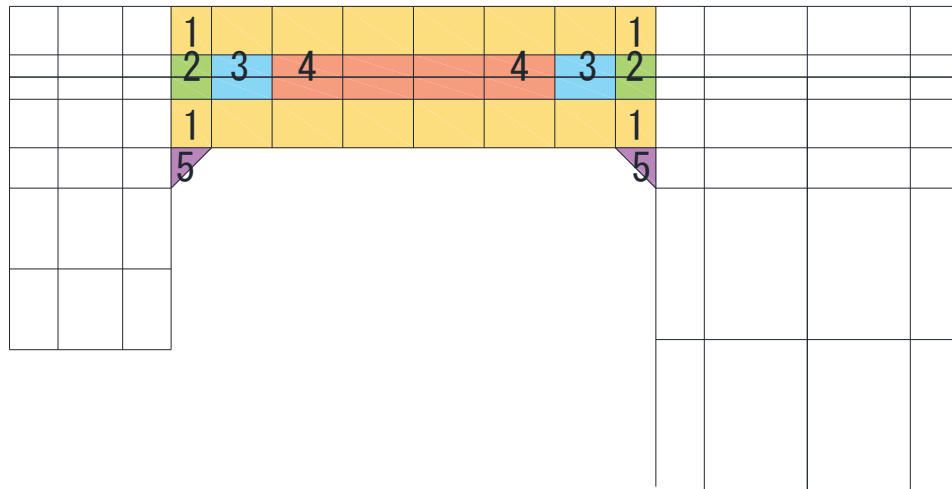


図 6-42(2) 要素プロパティ番号図 (側壁)

表 6-54(2) 要素プロパティ条件 (側壁)

番号	元要素			オーバーラッピング要素		
	材料	引張硬化軟化係数		材料	引張硬化軟化係数	
		C x	C y		C x	C y
1	RC	0.4	0.4	RC	0.4	1.9
2	RC	1.7	0.4	無筋	1.7	1.3
3	RC	2.2	0.4	無筋	2.2	1.3
4	RC	2.5	0.4	無筋	2.5	1.3
5	無筋	1.5	1.5	—	—	—

材料非線形解析によるせん断耐力の算定において考慮する荷重は、地震応答解析から得られる荷重を考慮する。具体的には地震応答解析で評価対象部材のせん断照査が厳しくなる断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析モデルに図 6-42 のように作用させる。材料非線形解析では、二次元構造解析から得られた断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重を 100 分割したものを ΔM 、 ΔQ 、 ΔN とし、これらの比率を維持しながら漸増载荷する。

なお、作用荷重は、常時荷重（ ΔM_s 、 ΔQ_s 、 ΔN_s ）及び地震時荷重（ ΔM_d 、 ΔQ_d 、 ΔN_d ）とし、図 6-43 に作用手順を示す。表 6-55 に代表例として、材料非線形解析による評価において隔壁及び側壁の最も照査値が厳しい解析ケースにおける ΔM 、 ΔQ 、 ΔN を示す。

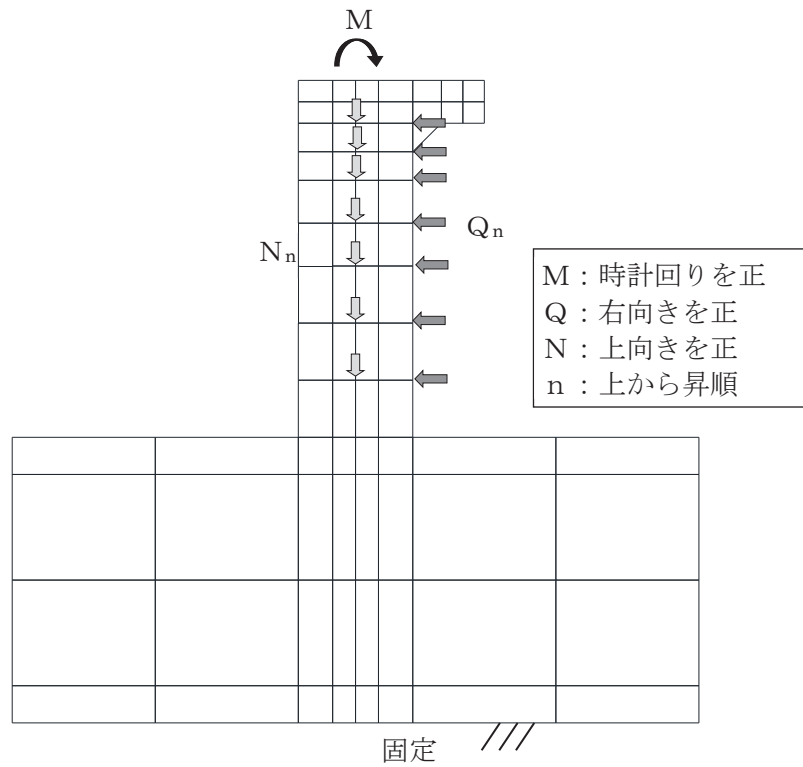


図 6-43(1) 材料非線形解析における载荷状況（隔壁）

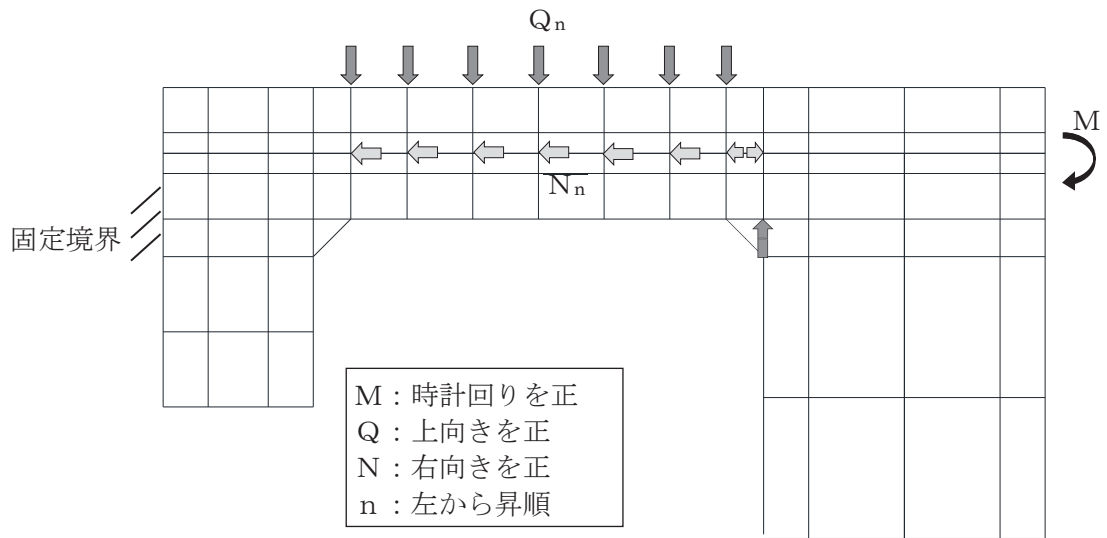


図 6-43(2) 材料非線形解析における荷重状況（側壁）

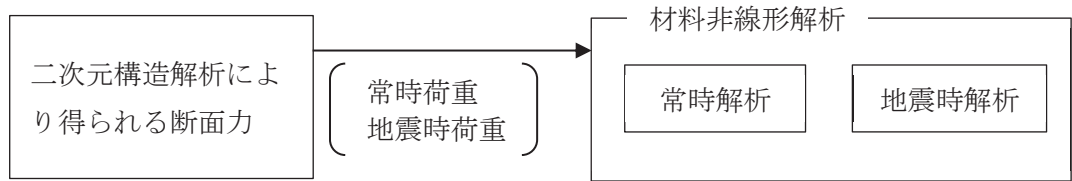


図 6-44 荷重の作用手順

表 6-55 材料非線形解析における作用荷重

部材		側壁	隔壁	
地震動		S s - N 1 (-+)	S s - D 2 (++)	
解析ケース		解析ケース③	解析ケース④	
常時荷重	曲げモーメント (kN・m)	ΔM	51.304	12.837
	せん断力 (kN)	ΔQ_1	-26.118	-15.301
		ΔQ_2	-33.953	0.000
		ΔQ_3	-36.565	0.000
		ΔQ_4	-36.565	0.000
		ΔQ_5	-36.565	0.000
		ΔQ_6	-33.953	0.000
		ΔQ_7	-26.117	0.000
		ΔQ_8	111.948	
	軸力 (kN)	ΔN_1	0.000	-387.558
		ΔN_2	0.000	0.000
		ΔN_3	0.000	0.000
		ΔN_4	0.000	0.000
		ΔN_5	0.000	0.000
		ΔN_6	0.000	0.000
		ΔN_7	0.000	0.000
ΔN_8		-170.652		
地震時荷重	曲げモーメント (kN・m)	ΔM	282.665	330.779
	せん断力 (kN)	ΔQ_1	-190.894	-475.698
		ΔQ_2	-248.163	-3.887
		ΔQ_3	-267.251	-4.858
		ΔQ_4	-267.251	-5.830
		ΔQ_5	-267.251	-6.801
		ΔQ_6	-248.163	-7.773
		ΔQ_7	-190.894	-7.772
		ΔQ_8	690.030	
	軸力 (kN)	ΔN_1	-82.822	-2640.950
		ΔN_2	-107.670	-3.780
		ΔN_3	-115.952	-4.722
		ΔN_4	-115.952	-5.664
		ΔN_5	-115.952	-6.606
		ΔN_6	-107.669	-7.548
		ΔN_7	-82.823	-7.559
ΔN_8		259.127		

(b) 評価結果

イ. 隔壁の照査結果

評価対象部材における荷重－変位曲線を図 6-45 に示す。同図は、評価対象部材において最も厳しい照査値となる地震動と解析ケースの組合せ（解析ケース④，地震動 S s - D 2（++））の結果を示している。

図中の赤丸で示した 100 ステップは、二次元構造解析において得られた断面力を再現した状態である。126 ステップ以降、水平変位の急増が認められる。

図 6-46 に、各ステップにおけるひび割れ図を示す。

ひび割れ図に着目すると、126 ステップまでは、荷重の増加に伴い軸方向の圧縮力による部材軸方向のひび割れとせん断力による部材直角方向のひび割れの両方のひび割れが徐々に進展し、126 ステップ以降は、圧縮力及びせん断力により、それぞれのひび割れが進展する様相を示している。したがって、126 ステップ以降の水平変位の発生は、圧縮力によるひび割れとせん断力によるひび割れの進展に伴うものであると判断される。

以上のとおり、評価対象部材に対する材料非線形解析では、せん断ひび割れの進展によりせん断破壊に至ることを考慮し、126 ステップ（図中の青丸）をせん断耐力発生時の状態として設定する。

材料非線形解析による設計せん断耐力は、126 ステップにおけるせん断耐力 633.4kN を表 5-10 に示す部材係数（ γ_{b1} 及び γ_{b2} ）で除した 560kN とする。

また、図 6-47 に、各ステップにおける変形図を示す。

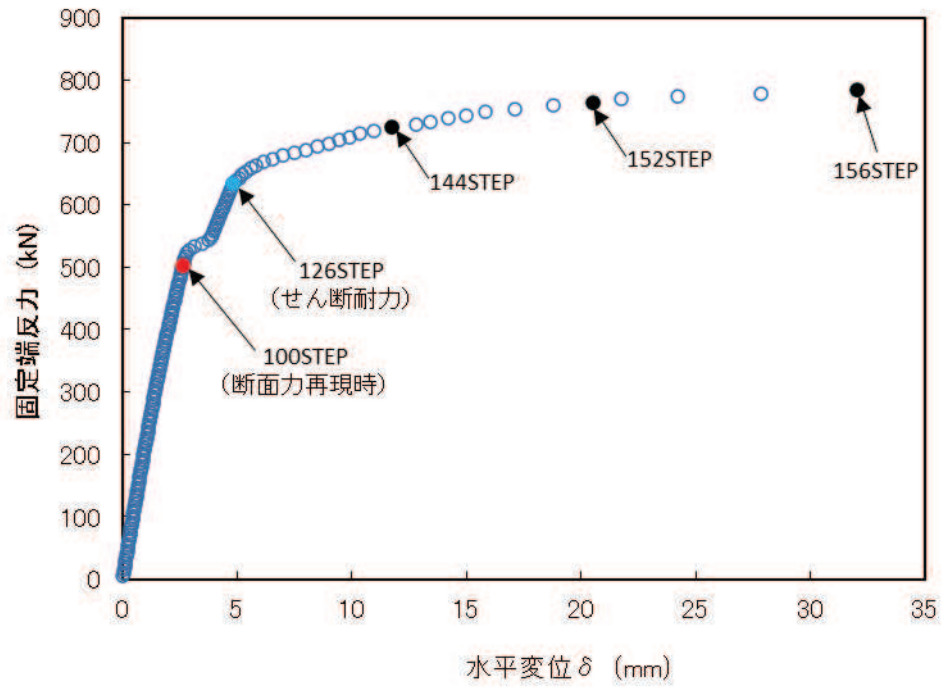
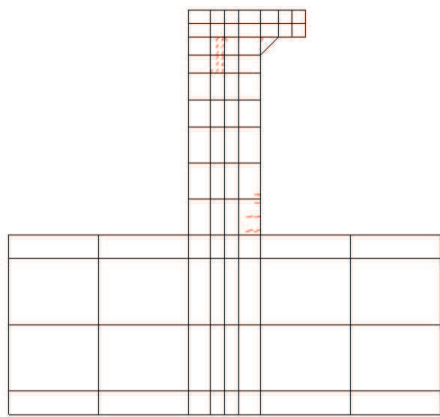
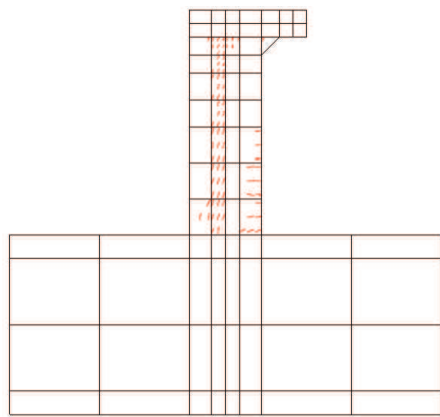


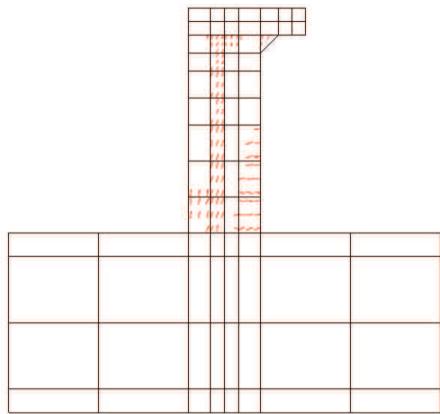
図 6-45 荷重-変位曲線
 (隔壁, 解析ケース④ 地震動 $S_s - D2 (+ +)$)



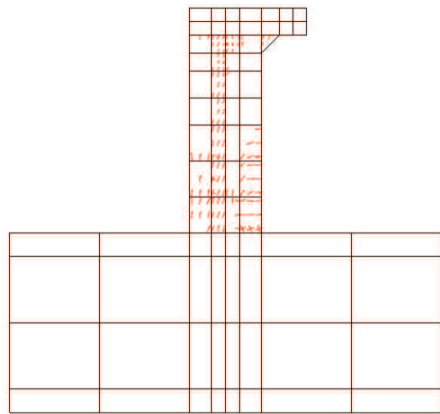
100STEP
断面力再現時



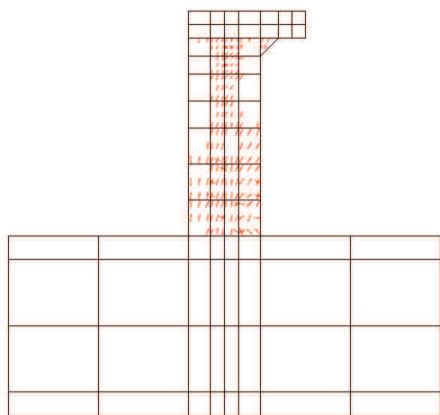
126STEP
せん断耐力



144STEP

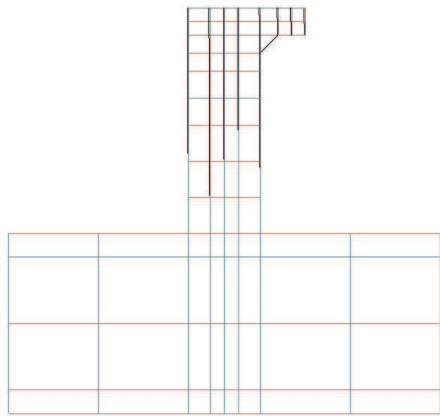


152STEP

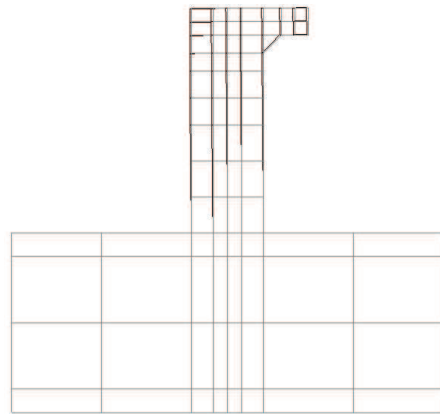


156STEP

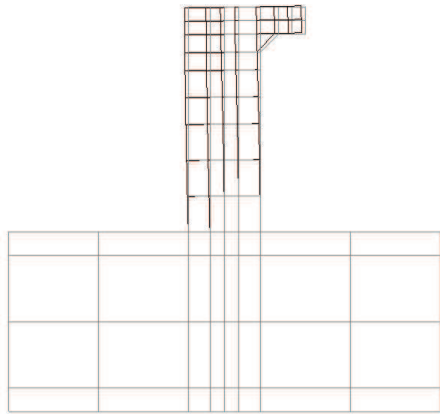
図 6-46 各ステップにおけるひび割れ図
(隔壁, 解析ケース④ 地震動 $S_s - D2 (+ +)$)



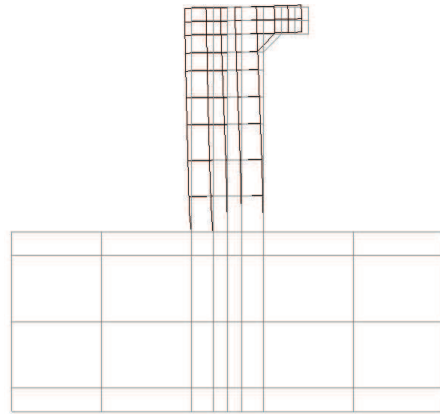
100STEP
断面力再現時



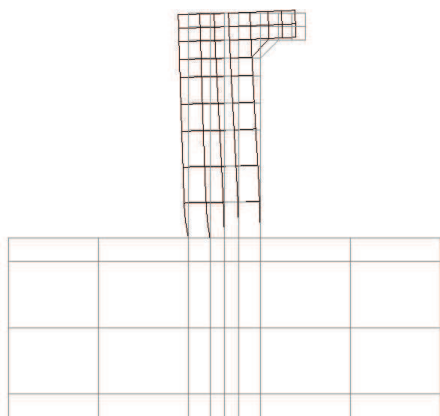
126STEP
せん断耐力



144STEP



152STEP



156STEP

変形倍率 (×20)

図 6-47 各ステップにおける変形図
(隔壁, 解析ケース④ 地震動 S_s-D2 (++))

ロ. 側壁の照査結果

評価対象部材における荷重－変位曲線を図 6-48 に示す。同図は、評価対象部材において最も厳しい照査値となる地震動と解析ケースの組み合わせ（解析ケース③，地震動 S s - N 1（-+））の結果を示している。

図中の赤丸で示した 100 ステップは、二次元構造解析において得られた断面力を再現した状態である。175 ステップ以降、水平変位の急増が認められる。なお、178 ステップにおいて、せん断補強筋の降伏が発生している。せん断補強筋の初期降伏箇所を図 6-49 に示す。

図 6-50 に、各ステップにおけるひび割れ図を示す。

ひび割れ図に着目すると、175 ステップまでは、荷重の増加に伴って中央及び両端で徐々にひび割れが進展していくが、175 ステップ以降は、斜めひび割れが圧縮縁側に進展する様相を示している。したがって、175 ステップ以降の水平変位の発生は、斜めひび割れの進展に伴うものであると判断される。

以上のとおり、評価対象部材に対する材料非線形解析では、斜めひび割れの進展によりせん断破壊に至ることを考慮し、175 ステップ（図中の青丸）をせん断耐力発生時の状態として設定する。

材料非線形解析による設計せん断耐力は、175 ステップにおけるせん断耐力 1698.7kN を表 5-10 に示す部材係数（ γ_{b1} 及び γ_{b2} ）で除した 1503kN とする。

また、図 6-51 に、各ステップにおける変形図を示す。

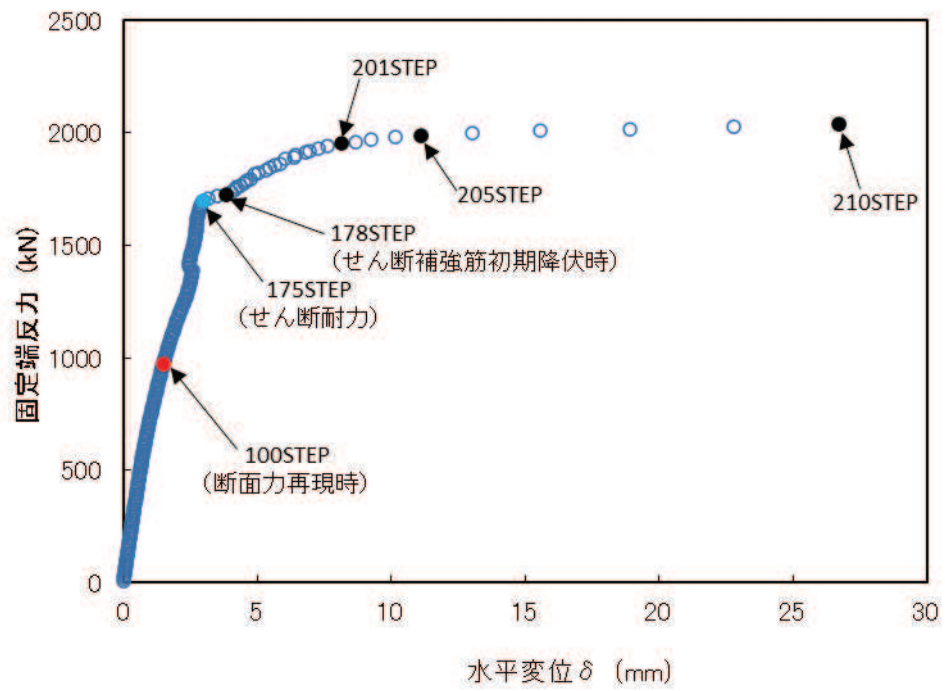


図 6-48 荷重-変位曲線
 (側壁, 解析ケース③ 地震動 S_s-N1 (-+))

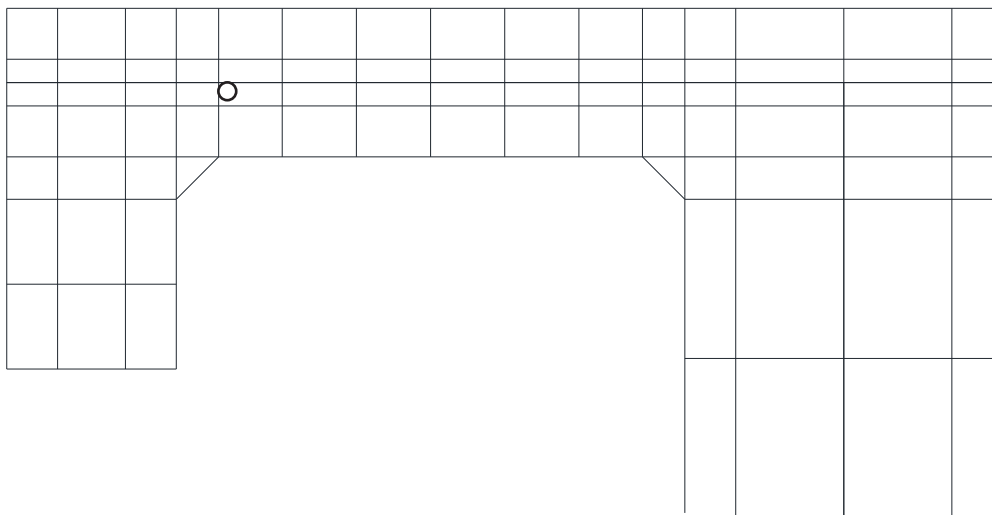


図 6-49 せん断補強筋の初期降伏箇所
 (側壁, 解析ケース③ 地震動 S_s-N1 (-+)) 178STEP)

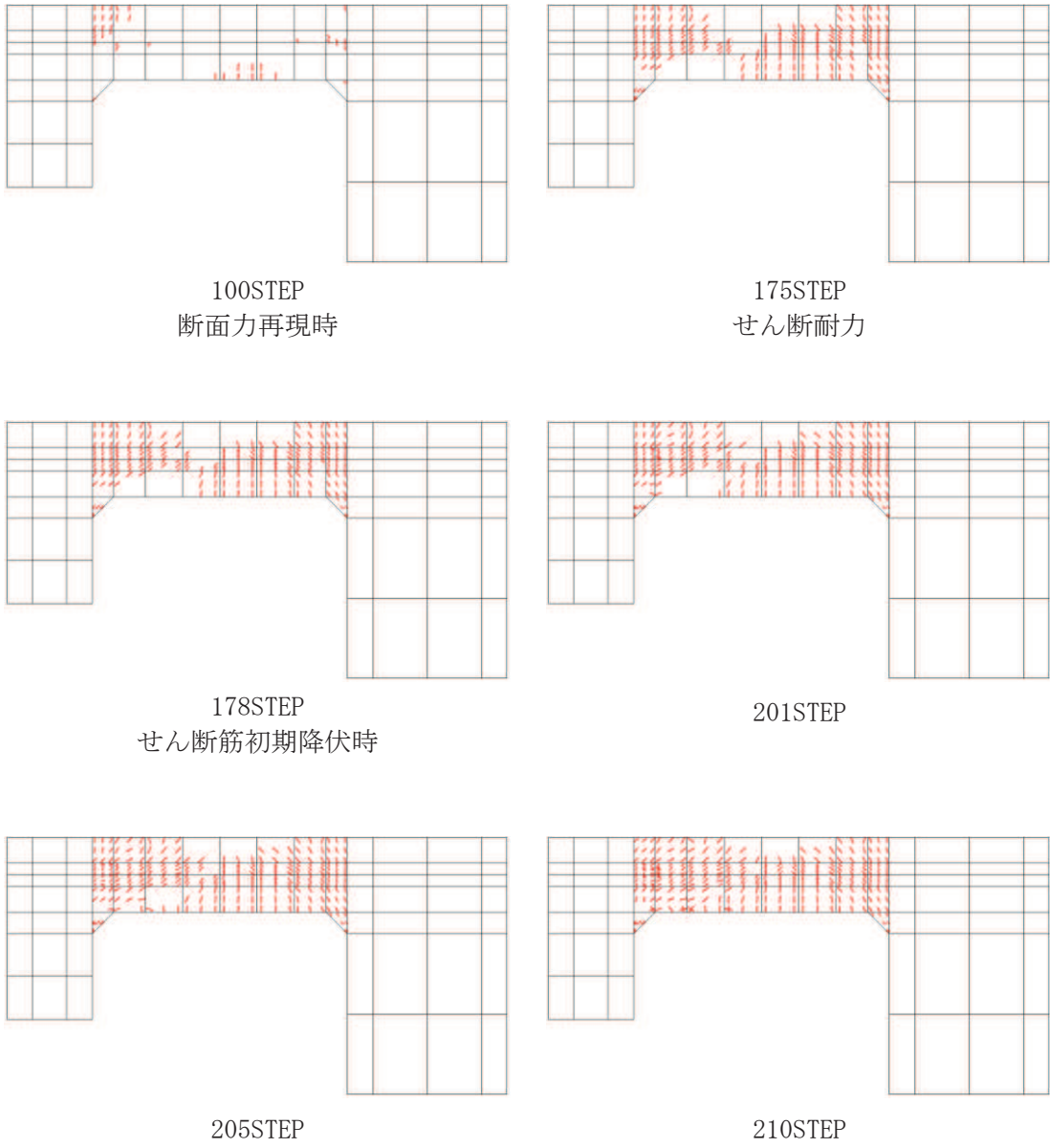
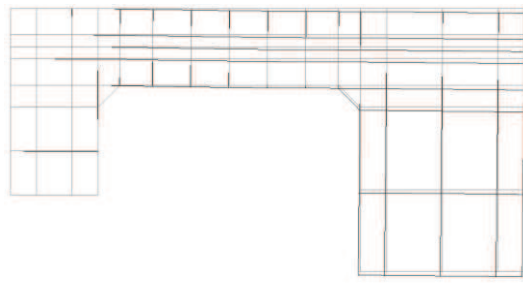
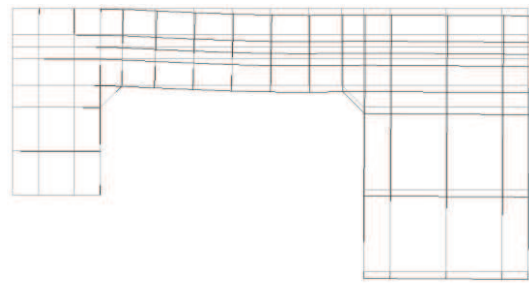


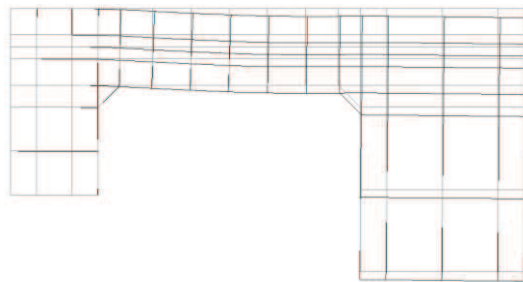
図 6-50 各ステップにおけるひび割れ図
(側壁, 解析ケース③ 地震動 S_s-N1 (-+))



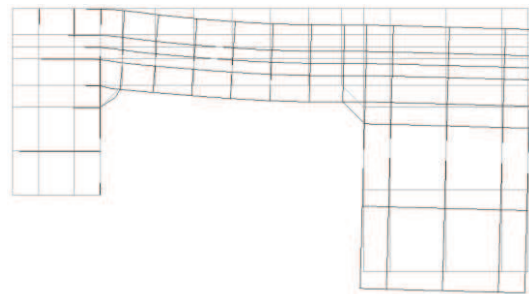
100STEP
断面力再現時



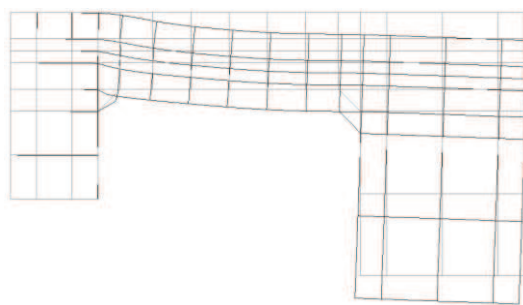
175STEP
せん断耐力



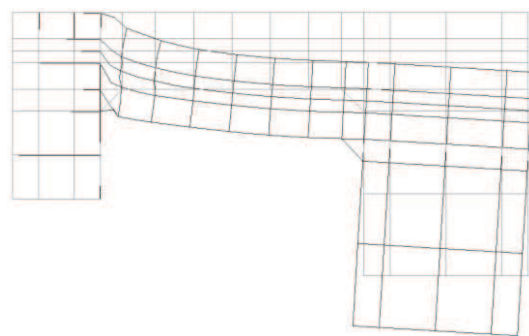
178STEP
せん断筋初期降伏時



201STEP



205STEP



210STEP

変形倍率 (×20)

図 6-51 各ステップにおける変形図
(側壁, 解析ケース③ 地震動 S_s-N1 (-+))

ハ. せん断力に対する評価結果

せん断耐力式及び材料非線形解析によるせん断破壊に対する照査結果を、表 6-56～表 6-59 に示す。

同表より、全部材で照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 6-56(1) せん断破壊に対する評価結果 (断面②, せん断耐力式及び材料非線形解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値 V_d/V_{yd}
					せん断力*2 V_d (kN/m)	耐力 V_{yd} (kN/m)	
①	S s - D 1	++	側壁 (南北)	216	562	702	0.81
			側壁 (東西)	221	5140	7860	0.66
			隔壁 (南北)	242	32.980	78.509*3	0.43
			隔壁 (東西)	238	764	1553*3	0.50
		-+	側壁 (南北)	212	786	904	0.87
			側壁 (東西)	222	5191	7860	0.67
			隔壁 (南北)	242	51.389	101.867*3	0.51
			隔壁 (東西)	238	744	1599*3	0.47
	S s - D 2	++	側壁 (南北)	216	588	702	0.84
			側壁 (東西)	221	5360	7860	0.69
			隔壁 (南北)	242	42.410	92.324*3	0.46
			隔壁 (東西)	238	770	1634*3	0.48
		-+	側壁 (南北)	212	780	904	0.87
			側壁 (東西)	222	5106	7860	0.65
			隔壁 (南北)	242	38.281	86.724*3	0.45
			隔壁 (東西)	238	745	1619*3	0.47
	S s - D 3	++	側壁 (南北)	212	716	904	0.80
			側壁 (東西)	222	4511	7860	0.58
			隔壁 (南北)	242	37.875	93.178*3	0.41
			隔壁 (東西)	238	687	1646*3	0.42
-+		側壁 (南北)	212	772	904	0.86	
		側壁 (東西)	222	4806	7860	0.62	
		隔壁 (南北)	242	37.891	89.194*3	0.43	
		隔壁 (東西)	238	677	1569*3	0.44	

注記*1：評価位置は図 6-35 に示す。

*2：照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

*3：材料非線形解析によるせん断耐力

表 6-56(2) せん断破壊に対する評価結果 (断面②, せん断耐力式及び材料非線形解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力	
					V_d	V_{yd}	V_d/V_{yd}
					(kN/m)	(kN/m)	
①	S s - F 1	++	側壁 (南北)	212	681	904	0.76
			側壁 (東西)	222	4562	7860	0.59
			隔壁 (南北)	242	28.314	78.174*3	0.37
			隔壁 (東西)	238	682	693	0.99
		-+	側壁 (南北)	212	586	904	0.65
			側壁 (東西)	222	4479	7860	0.57
			隔壁 (南北)	242	22.702	68.707*3	0.34
			隔壁 (東西)	238	636	693	0.92
	S s - F 2	++	側壁 (南北)	212	712	904	0.79
			側壁 (東西)	222	4857	7860	0.62
			隔壁 (南北)	242	33.383	83.309*3	0.41
			隔壁 (東西)	238	717	1998*3	0.36
		-+	側壁 (南北)	212	641	904	0.71
			側壁 (東西)	222	4785	7860	0.61
			隔壁 (南北)	242	24.502	68.950*3	0.36
			隔壁 (東西)	238	684	693	0.99
	S s - F 3	++	側壁 (南北)	212	774	904	0.86
			側壁 (東西)	222	4722	7860	0.61
			隔壁 (南北)	242	37.794	88.966*3	0.43
			隔壁 (東西)	238	728	1610*3	0.46
-+		側壁 (南北)	212	773	904	0.86	
		側壁 (東西)	222	4661	7860	0.60	
		隔壁 (南北)	242	48.895	106.009*3	0.47	
		隔壁 (東西)	238	735	1606*3	0.46	

注記*1: 評価位置は図 6-35 に示す。

*2: 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

*3: 材料非線形解析によるせん断耐力

表 6-56(3) せん断破壊に対する評価結果 (断面②, せん断耐力式及び材料非線形解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力	
					V_d	V_{yd}	V_d/V_{yd}
					(kN/m)	(kN/m)	
①	S s - N 1	++	側壁 (南北)	212	795	904	0.88
			側壁 (東西)	222	5214	7860	0.67
			隔壁 (南北)	242	30.495	75.290*3	0.41
			隔壁 (東西)	238	696	1569*3	0.45
		-+	側壁 (南北)	216	487	702	0.70
			側壁 (東西)	221	5115	7860	0.66
			隔壁 (南北)	242	20.715	61.227*3	0.34
			隔壁 (東西)	238	695	1578*3	0.45
②	S s - D 2	++	側壁 (南北)	216	585	702	0.84
			側壁 (東西)	221	5357	7860	0.69
			隔壁 (南北)	242	38.395	83.924*3	0.46
			隔壁 (東西)	238	764	1635*3	0.47
③	S s - D 2	++	側壁 (南北)	212	774	904	0.86
			側壁 (東西)	222	5073	7860	0.65
			隔壁 (南北)	242	45.002	97.172*3	0.47
			隔壁 (東西)	238	740	1615*3	0.46
④	S s - D 2	++	側壁 (南北)	216	660	702	0.95
			側壁 (東西)	221	5395	7860	0.69
			隔壁 (南北)	242	37.948	91.677*3	0.42
			隔壁 (東西)	238	833	1620*3	0.52

注記*1: 評価位置は図 6-35 に示す。

*2: 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

*3: 材料非線形解析によるせん断耐力

表 6-56(4) せん断破壊に対する評価結果 (断面②, せん断耐力式及び材料非線形解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力	
					V_d	V_{yd}	V_d/V_{yd}
					(kN/m)	(kN/m)	
②	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	216	473	804	0.59
			側壁 (東西)	221	5122	13047	0.40
			隔壁 (南北)	242	20.356	60.346*3	0.34
			隔壁 (東西)	239	23	473*3	0.05
③	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	216	489	804	0.61
			側壁 (東西)	221	5109	13047	0.40
			隔壁 (南北)	242	15.441	53.698*3	0.29
			隔壁 (東西)	239	23	490*3	0.05
④	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	216	469	804	0.59
			側壁 (東西)	221	5246	13047	0.41
			隔壁 (南北)	242	19.703	67.128*3	0.30
			隔壁 (東西)	238	735	793	0.93

注記*1: 評価位置は図 6-35 に示す。

*2: 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

*3: 材料非線形解析によるせん断耐力

表 6-57(1) せん断破壊に対する評価結果 (断面③, せん断耐力式及び材料非線形解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力	
					V_d	V_{yd}	V_d/V_{yd}
					(kN/m)	(kN/m)	
①	S s - D 1	++	側壁 (南北)	314	559	1310*3	0.43
			側壁 (東西)	321	5890	8851	0.67
			隔壁 (南北)	342	2.722	8.285*3	0.33
			隔壁 (東西)	333	405	637*3	0.64
		-+	側壁 (南北)	313	239	440*3	0.55
			側壁 (東西)	322	5837	8851	0.66
			隔壁 (南北)	342	3.963	11.150*3	0.36
			隔壁 (東西)	333	411	551*3	0.75
	S s - D 2	++	側壁 (南北)	313	218	430*3	0.51
			側壁 (東西)	321	6204	8851	0.71
			隔壁 (南北)	342	3.914	11.185*3	0.35
			隔壁 (東西)	333	437	568*3	0.77
		-+	側壁 (南北)	313	230	437*3	0.53
			側壁 (東西)	321	5889	8851	0.67
			隔壁 (南北)	342	3.024	8.803*3	0.35
			隔壁 (東西)	333	421	557*3	0.76
	S s - D 3	++	側壁 (南北)	313	389	852*3	0.46
			側壁 (東西)	321	5252	8851	0.60
			隔壁 (南北)	342	2.895	9.348*3	0.31
			隔壁 (東西)	338	772	1625*3	0.48
-+		側壁 (南北)	313	228	441*3	0.52	
		側壁 (東西)	322	5399	8851	0.61	
		隔壁 (南北)	342	3.625	11.033*3	0.33	
		隔壁 (東西)	338	771	1596*3	0.49	

注記*1: 評価位置は図 6-36 に示す。

*2: 照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*3: 材料非線形解析によるせん断耐力

表 6-57(2) せん断破壊に対する評価結果 (断面③, せん断耐力式及び材料非線形解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力	
					V_d	V_{yd}	V_d/V_{yd}
					(kN/m)	(kN/m)	
①	S s - F 1	++	側壁 (南北)	313	365	841*3	0.44
			側壁 (東西)	321	5029	8851	0.57
			隔壁 (南北)	342	1.025	3.417*3	0.30
			隔壁 (東西)	338	708	1596*3	0.45
		-+	側壁 (南北)	314	1189	2945*3	0.41
			側壁 (東西)	322	5015	8851	0.57
			隔壁 (南北)	342	2.031	7.241*3	0.29
			隔壁 (東西)	338	678	1600*3	0.43
	S s - F 2	++	側壁 (南北)	313	376	854*3	0.45
			側壁 (東西)	321	5392	8851	0.61
			隔壁 (南北)	342	2.611	8.154*3	0.33
			隔壁 (東西)	333	381	562*3	0.68
		-+	側壁 (南北)	314	518	1306*3	0.40
			側壁 (東西)	322	5264	8851	0.60
			隔壁 (南北)	342	2.622	8.306*3	0.32
			隔壁 (東西)	333	367	564*3	0.66
	S s - F 3	++	側壁 (南北)	314	513	1328*3	0.39
			側壁 (東西)	321	5264	8851	0.60
			隔壁 (南北)	342	3.625	12.026*3	0.31
			隔壁 (東西)	333	366	562*3	0.66
-+		側壁 (南北)	313	223	441*3	0.51	
		側壁 (東西)	321	5274	8851	0.60	
		隔壁 (南北)	342	2.367	7.391*3	0.33	
		隔壁 (東西)	338	788	1484*3	0.54	

注記*1: 評価位置は図 6-36 に示す。

*2: 照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*3: 材料非線形解析によるせん断耐力

表 6-57(3) せん断破壊に対する評価結果 (断面③, せん断耐力式及び材料非線形解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力	
					V_d	V_{yd}	V_d/V_{yd}
					(kN/m)	(kN/m)	
①	S s - N 1	++	側壁 (南北)	313	253	448*3	0.57
			側壁 (東西)	322	5636	8851	0.64
			隔壁 (南北)	342	2.913	8.169*3	0.36
			隔壁 (東西)	338	742	1463*3	0.51
		-+	側壁 (南北)	314	1311	2946*3	0.45
			側壁 (東西)	321	5830	8851	0.66
			隔壁 (南北)	342	2.844	9.386*3	0.31
			隔壁 (東西)	333	396	573*3	0.70
②	S s - D 2	++	側壁 (南北)	313	249	434*3	0.58
			側壁 (東西)	321	6224	8851	0.71
			隔壁 (南北)	342	2.156	5.799*3	0.38
			隔壁 (東西)	333	449	563*3	0.80
③	S s - D 2	++	側壁 (南北)	313	226	425*3	0.54
			側壁 (東西)	321	5817	8851	0.66
			隔壁 (南北)	342	4.011	11.782*3	0.35
			隔壁 (東西)	333	408	555*3	0.74
④	S s - D 2	++	側壁 (南北)	314	1665	2931*3	0.57
			側壁 (東西)	321	6309	8851	0.72
			隔壁 (南北)	342	3.945	12.879*3	0.31
			隔壁 (東西)	333	503	560*3	0.90
		-+	隔壁 (東西)	333	480	560*3	0.86

注記*1: 評価位置は図 6-36 に示す。

*2: 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

*3: 材料非線形解析によるせん断耐力

表 6-57(4) せん断破壊に対する評価結果 (断面③, せん断耐力式及び材料非線形解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力	
					V_d	V_{yd}	V_d/V_{yd}
					(kN/m)	(kN/m)	
②	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	314	552	1307*3	0.43
			側壁 (東西)	321	5847	8851	0.67
			隔壁 (南北)	342	3.197	10.465*3	0.31
			隔壁 (東西)	333	405	568*3	0.72
③	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	313	200	393*3	0.51
			側壁 (東西)	321	5847	8851	0.67
			隔壁 (南北)	342	0.430	1.302*3	0.34
			隔壁 (東西)	333	414	564*3	0.74
④	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	314	674	1352*3	0.50
			側壁 (東西)	321	5926	8851	0.67
			隔壁 (南北)	342	2.979	10.359*3	0.29
			隔壁 (東西)	333	476	559*3	0.86

注記*1: 評価位置は図 6-36 に示す。

*2: 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

*3: 材料非線形解析によるせん断耐力

表 6-58(1) せん断破壊に対する評価結果 (断面④, せん断耐力式及び材料非線形解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力	
					V_d	V_{yd}	V_d/V_{yd}
					(kN/m)	(kN/m)	
①	S s - D 1	++	側壁 (南北)	416	636	670	0.95
			側壁 (東西)	422	5653	8080	0.70
			隔壁 (南北)	442	175	696	0.26
			隔壁 (東西)	437	1234	2051*3	0.61
		-+	側壁 (南北)	416	564	662	0.86
			側壁 (東西)	422	5805	8080	0.72
			隔壁 (南北)	442	187	705	0.27
			隔壁 (東西)	434	654	1006*3	0.66
	S s - D 2	++	側壁 (南北)	416	883	1499*3	0.59
			側壁 (東西)	422	5732	8080	0.71
			隔壁 (南北)	442	171	695	0.25
			隔壁 (東西)	437	1249	2076*3	0.61
		-+	側壁 (南北)	416	641	669	0.96
			側壁 (東西)	422	5586	8080	0.70
			隔壁 (南北)	442	171	707	0.25
			隔壁 (東西)	437	1212	2058*3	0.59
	S s - D 3	++	側壁 (南北)	416	529	661	0.81
			側壁 (東西)	422	5079	8080	0.63
			隔壁 (南北)	442	162	697	0.24
			隔壁 (東西)	434	565	1019*3	0.56
-+		側壁 (南北)	416	552	655	0.85	
		側壁 (東西)	422	5311	8080	0.66	
		隔壁 (南北)	442	171	710	0.25	
		隔壁 (東西)	434	595	1035*3	0.58	

注記*1 : 評価位置は図 6-37 に示す。

*2 : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

*3 : 材料非線形解析によるせん断耐力

表 6-58(2) せん断破壊に対する評価結果 (断面④, せん断耐力式及び材料非線形解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力	
					V_d	V_{yd}	V_d/V_{yd}
					(kN/m)	(kN/m)	
①	S s - F 1	++	側壁 (南北)	416	509	652	0.79
			側壁 (東西)	422	4842	8080	0.60
			隔壁 (南北)	442	153	697	0.22
			隔壁 (東西)	434	541	1038*3	0.53
		-+	側壁 (南北)	416	555	1294*3	0.43
			側壁 (東西)	422	4790	8080	0.60
			隔壁 (南北)	442	141	695	0.21
			隔壁 (東西)	437	1015	2020*3	0.51
	S s - F 2	++	側壁 (南北)	416	525	638	0.83
			側壁 (東西)	422	5641	8080	0.70
			隔壁 (南北)	442	183	696	0.27
			隔壁 (東西)	434	623	985*3	0.64
		-+	側壁 (南北)	416	522	649	0.81
			側壁 (東西)	422	5366	8080	0.67
			隔壁 (南北)	442	173	706	0.25
			隔壁 (東西)	434	604	1014*3	0.60
	S s - F 3	++	側壁 (南北)	416	557	681	0.82
			側壁 (東西)	422	4845	8080	0.60
			隔壁 (南北)	442	149	706	0.22
			隔壁 (東西)	437	1081	2055*3	0.53
		-+	側壁 (南北)	416	558	667	0.84
			側壁 (東西)	422	5174	8080	0.65
			隔壁 (南北)	442	163	710	0.23
			隔壁 (東西)	437	1123	2055*3	0.55

注記*1: 評価位置は図 6-37 に示す。

*2: 照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*3: 材料非線形解析によるせん断耐力

表 6-58(3) せん断破壊に対する評価結果 (断面④, せん断耐力式及び材料非線形解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力	
					V_d	V_{yd}	V_d/V_{yd}
					(kN/m)	(kN/m)	
①	S s - N 1	++	側壁 (南北)	416	478	626	0.77
			側壁 (東西)	422	5784	8080	0.72
			隔壁 (南北)	442	192	695	0.28
			隔壁 (東西)	434	633	945*3	0.67
		-+	側壁 (南北)	416	902	1500*3	0.61
			側壁 (東西)	422	5486	8080	0.68
			隔壁 (南北)	442	163	698	0.24
			隔壁 (東西)	434	610	1041*3	0.59
②	S s - D 2	++	側壁 (南北)	416	990	1549*3	0.64
			側壁 (東西)	422	5790	8080	0.72
			隔壁 (南北)	442	170	707	0.25
			隔壁 (東西)	434	655	1019*3	0.65
③	S s - D 2	++	側壁 (南北)	416	579	652	0.89
			側壁 (東西)	422	5685	8080	0.71
			隔壁 (南北)	442	180	696	0.26
			隔壁 (東西)	434	636	1017*3	0.63
④	S s - D 2	++	側壁 (南北)	416	705	720	0.98
			側壁 (東西)	422	5814	8080	0.72
			隔壁 (南北)	442	183	698	0.27
			隔壁 (東西)	434	621	824*3	0.76

注記*1: 評価位置は図 6-37 に示す。

*2: 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

*3: 材料非線形解析によるせん断耐力

表 6-58(4) せん断破壊に対する評価結果 (断面④, せん断耐力式及び材料非線形解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力	
					V_d	V_{yd}	V_d/V_{yd}
					(kN/m)	(kN/m)	
②	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	416	922	1509*3	0.62
			側壁 (東西)	422	5457	8080	0.68
			隔壁 (南北)	442	161	698	0.24
			隔壁 (東西)	434	611	1021*3	0.60
③	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	416	971	1503*3	0.65
			側壁 (東西)	422	5801	8080	0.72
			隔壁 (南北)	442	174	698	0.25
			隔壁 (東西)	434	638	1010*3	0.64
④	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	416	665	708	0.94
			側壁 (東西)	422	5446	8080	0.68
			隔壁 (南北)	442	174	700	0.25
			隔壁 (東西)	434	664	1092*3	0.61

注記*1: 評価位置は図 6-37 に示す。

*2: 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

*3: 材料非線形解析によるせん断耐力

表 6-59(1) せん断破壊に対する評価結果 (断面⑤, せん断耐力式及び材料非線形解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力	
					V_d	V_{yd}	V_d/V_{yd}
					(kN/m)	(kN/m)	
①	S s - D 1	++	側壁 (南北)	513	921	1236	0.75
			側壁 (東西)	522	5588	8024	0.70
			隔壁 (南北)	542	102	669	0.16
			隔壁 (東西)	537	1096	2229*3	0.50
		-+	側壁 (南北)	513	896	1236	0.73
			側壁 (東西)	522	5618	8024	0.71
			隔壁 (南北)	542	105	668	0.16
			隔壁 (東西)	537	1047	2120*3	0.50
	S s - D 2	++	側壁 (南北)	513	891	1236	0.73
			側壁 (東西)	522	5562	8024	0.70
			隔壁 (南北)	542	104	672	0.16
			隔壁 (東西)	537	1083	2250*3	0.49
		-+	側壁 (南北)	513	953	1236	0.78
			側壁 (東西)	522	5354	8024	0.67
			隔壁 (南北)	542	102	671	0.16
			隔壁 (東西)	537	1035	2132*3	0.49
	S s - D 3	++	側壁 (南北)	513	833	1236	0.68
			側壁 (東西)	522	4784	8024	0.60
			隔壁 (南北)	542	87	668	0.14
			隔壁 (東西)	537	963	2198*3	0.44
		-+	側壁 (南北)	513	839	1236	0.68
			側壁 (東西)	522	4889	8024	0.61
			隔壁 (南北)	542	92	668	0.14
			隔壁 (東西)	537	955	2137*3	0.45

注記*1 : 評価位置は図 6-38 に示す。

*2 : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

*3 : 材料非線形解析によるせん断耐力

表 6-59(2) せん断破壊に対する評価結果 (断面⑤, せん断耐力式及び材料非線形解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力	
					V_d	V_{yd}	V_d/V_{yd}
					(kN/m)	(kN/m)	
①	S s - F 1	++	側壁 (南北)	513	746	1236	0.61
			側壁 (東西)	522	4608	8024	0.58
			隔壁 (南北)	542	84	668	0.13
			隔壁 (東西)	537	870	2108*3	0.42
		-+	側壁 (南北)	513	773	1236	0.63
			側壁 (東西)	522	4503	8024	0.57
			隔壁 (南北)	542	82	668	0.13
			隔壁 (東西)	537	870	2122*3	0.41
	S s - F 2	++	側壁 (南北)	513	835	1236	0.68
			側壁 (東西)	522	5369	8024	0.67
			隔壁 (南北)	542	101	669	0.16
			隔壁 (東西)	537	998	2100*3	0.48
		-+	側壁 (南北)	513	860	1236	0.70
			側壁 (東西)	522	5459	8024	0.69
			隔壁 (南北)	542	107	668	0.17
			隔壁 (東西)	537	1024	2118*3	0.49
	S s - F 3	++	側壁 (南北)	513	795	1236	0.65
			側壁 (東西)	522	4419	8024	0.56
			隔壁 (南北)	542	83	671	0.13
			隔壁 (東西)	537	905	2218*3	0.41
		-+	側壁 (南北)	513	838	1236	0.68
			側壁 (東西)	522	4998	8024	0.63
			隔壁 (南北)	542	97	668	0.15
			隔壁 (東西)	537	993	2221*3	0.45

注記*1: 評価位置は図 6-38 に示す。

*2: 照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*3: 材料非線形解析によるせん断耐力

表 6-59(3) せん断破壊に対する評価結果 (断面⑤, せん断耐力式及び材料非線形解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力	
					V_d	V_{yd}	V_d/V_{yd}
					(kN/m)	(kN/m)	
①	S s - N 1	++	側壁 (南北)	513	770	1236	0.63
			側壁 (東西)	522	4586	8024	0.58
			隔壁 (南北)	542	94	668	0.15
			隔壁 (東西)	537	905	2129*3	0.43
		-+	側壁 (南北)	513	975	1236	0.79
			側壁 (東西)	522	5262	8024	0.66
			隔壁 (南北)	542	91	672	0.14
			隔壁 (東西)	537	1080	2207*3	0.49
②	S s - D 2	++	側壁 (南北)	513	941	1236	0.77
			側壁 (東西)	522	5750	8024	0.72
			隔壁 (南北)	542	107	673	0.16
			隔壁 (東西)	537	1062	2010*3	0.53
③	S s - D 2	++	側壁 (南北)	513	852	1236	0.69
			側壁 (東西)	522	5400	8024	0.68
			隔壁 (南北)	542	102	668	0.16
			隔壁 (東西)	537	1008	2113*3	0.48
④	S s - D 2	++	側壁 (南北)	513	960	1236	0.78
			側壁 (東西)	522	5433	8024	0.68
			隔壁 (南北)	542	104	673	0.16
			隔壁 (東西)	537	1175	2099*3	0.56

注記*1: 評価位置は図 6-38 に示す。

*2: 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

*3: 材料非線形解析によるせん断耐力

表 6-59(4) せん断破壊に対する評価結果 (断面⑤, せん断耐力式及び材料非線形解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力*2	耐力	
					V_d	V_{yd}	V_d/V_{yd}
					(kN/m)	(kN/m)	
②	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	513	902	1236	0.73
			側壁 (東西)	522	5183	8024	0.65
			隔壁 (南北)	542	94	672	0.14
			隔壁 (東西)	537	1000	1911*3	0.53
③	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	513	1052	1236	0.86
			側壁 (東西)	522	5733	8024	0.72
			隔壁 (南北)	542	98	670	0.15
			隔壁 (東西)	537	1174	2201*3	0.54
④	S s - N 1	- +	側壁 (南北)	513	1045	1236	0.85
			側壁 (東西)	522	5070	8024	0.64
			隔壁 (南北)	542	89	673	0.14
			隔壁 (東西)	537	1183	2144*3	0.56

注記*1: 評価位置は図 6-38 に示す。

*2: 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

*3: 材料非線形解析によるせん断耐力

(3) 断面⑥

せん断破壊に対する評価結果を表 6-60 に示す。照査値は、応力度を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表のとおり、全ケースにおいて発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認した。

表 6-60 せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*		発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 τ_d / τ_{a1}
					τ_d (N/mm ²)	τ_{a1} (N/mm ²)	
①	S _s -D1	++	底版	601	0.41	0.63	0.66
		--+			0.40	0.63	0.64
	S _s -D2	++	底版	601	0.44	0.63	0.70
		--+			0.43	0.63	0.69
	S _s -D3	++	底版	601	0.40	0.63	0.64
		--+			0.42	0.63	0.67
	S _s -F1	++	底版	601	0.38	0.63	0.61
		--+			0.34	0.63	0.54
	S _s -F2	++	底版	601	0.36	0.63	0.58
		--+			0.37	0.63	0.59
	S _s -F3	++	底版	601	0.41	0.63	0.66
		--+			0.43	0.63	0.69
	S _s -N1	++	底版	601	0.49	0.63	0.78
		--+			0.36	0.63	0.58
②	S _s -F2	++	底版	601	0.36	0.63	0.58
③	S _s -F2	++	底版	601	0.36	0.63	0.58
④	S _s -F2	++	底版	601	0.36	0.63	0.58
②	S _s -N1	++	底版	601	0.48	0.63	0.77
③	S _s -N1	++	底版	601	0.44	0.63	0.70
④	S _s -N1	++	底版	601	0.49	0.63	0.78

注記*：評価位置は図 6-39 に示す。

6.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は、海水ポンプ室に懸架され一体構造になっていることから、添付資料「VI-2-2-8 海水ポンプ室の耐震性についての計算書」により、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ることで、MMRに発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ることで、及びMMRの健全性を確認した。

7. まとめ

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）については、基準地震動 S_s による耐震評価として、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施した。

構造部材の健全性評価について、断面①及び断面⑥においては鉄筋コンクリート部材の応力度が要求機能に応じた許容限界を下回ることを確認した。断面②～⑤においては、鉄筋コンクリート部材のひずみ、せん断力が要求機能に応じた許容限界を下回ること、鋼材の応力度が許容限界を下回ること、及び鋼材の座屈に対する安定性を確認した。

基礎地盤の支持性能評価については、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は、海水ポンプ室に懸架され一体構造になっていることから、添付資料「VI-2-2-8 海水ポンプ室の耐震性についての計算書」により、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ること、MMRに発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ること、及びMMRの健全性を確認した。

以上から、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は、基準地震動 S_s による地震力に対して、構造強度を有すること、Sクラスの施設を支持する機能及び止水機能を損なわないことを確認した。

参考資料 1 津波に対する止水機能を有する施設の評価について

1. 概要

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は、海水ポンプ室と懸架され一体構造となっており、防潮壁（第 2 号機海水ポンプ室）内側の津波の浸水が想定される範囲に位置する。当該位置に設置される津波防護に関する施設として、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）頂版に設置される浸水防止蓋は、地震時・津波時においても止水機能が要求される設備であり、頂版についても浸水防止蓋と同様に止水機能を維持する必要があることから、津波時の強度評価を行う。

2. 配置概要及び評価方針

2.1 配置概要

海水ポンプ室スクリーンエリア周囲の津波の浸水想定範囲を図 2-1 及び図 2-2 に示す。

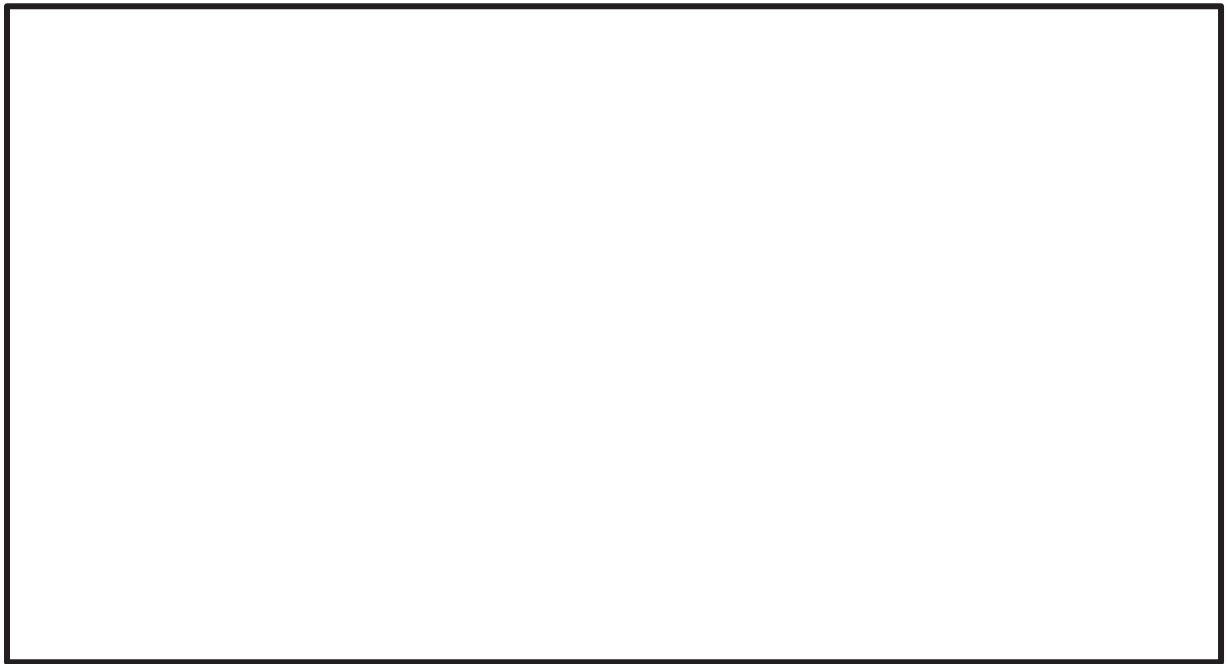
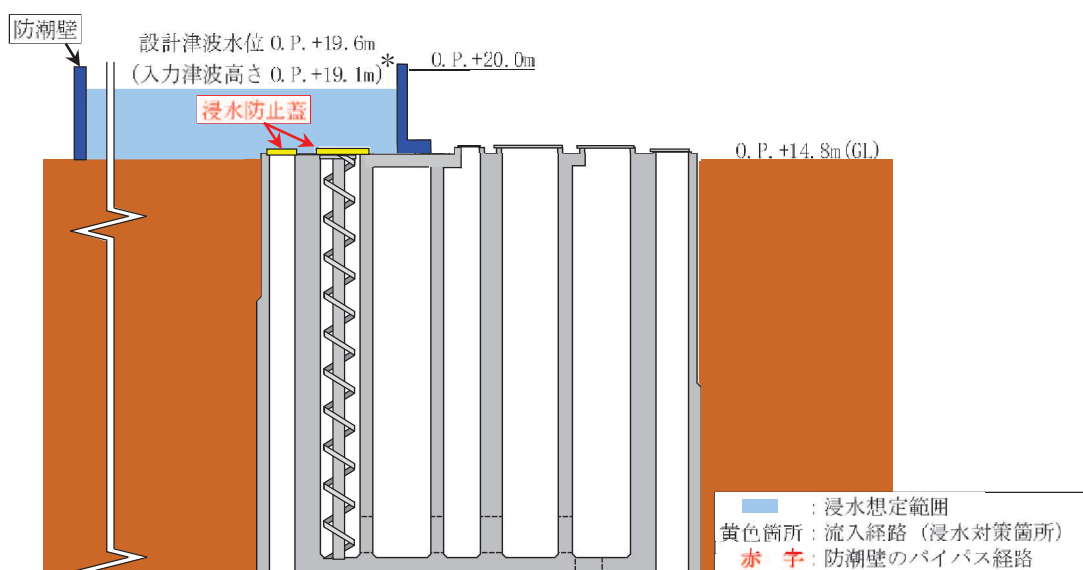


図 2-1 海水ポンプ室スクリーンエリア周囲の津波の浸水想定範囲（平面図）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



*注記：平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下が発生したことにより、入力津波高さは O.P. +18.1m であるが、本評価においては沈下を考慮せずに、O.P. +19.1m と表記

図 2-2 海水ポンプ室スクリーンエリア周囲の津波の浸水想定範囲 (A-A 断面)

2.2 評価方針

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の強度評価は、添付資料「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定した原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）位置における設計津波水位に基づき、「3. 評価対象部材」にて設定する部材において、「6. 評価方法」で算出した応力が許容限界内に収まることを、「7. 強度評価」にて確認する。強度評価フローを図 2-3 に示す。

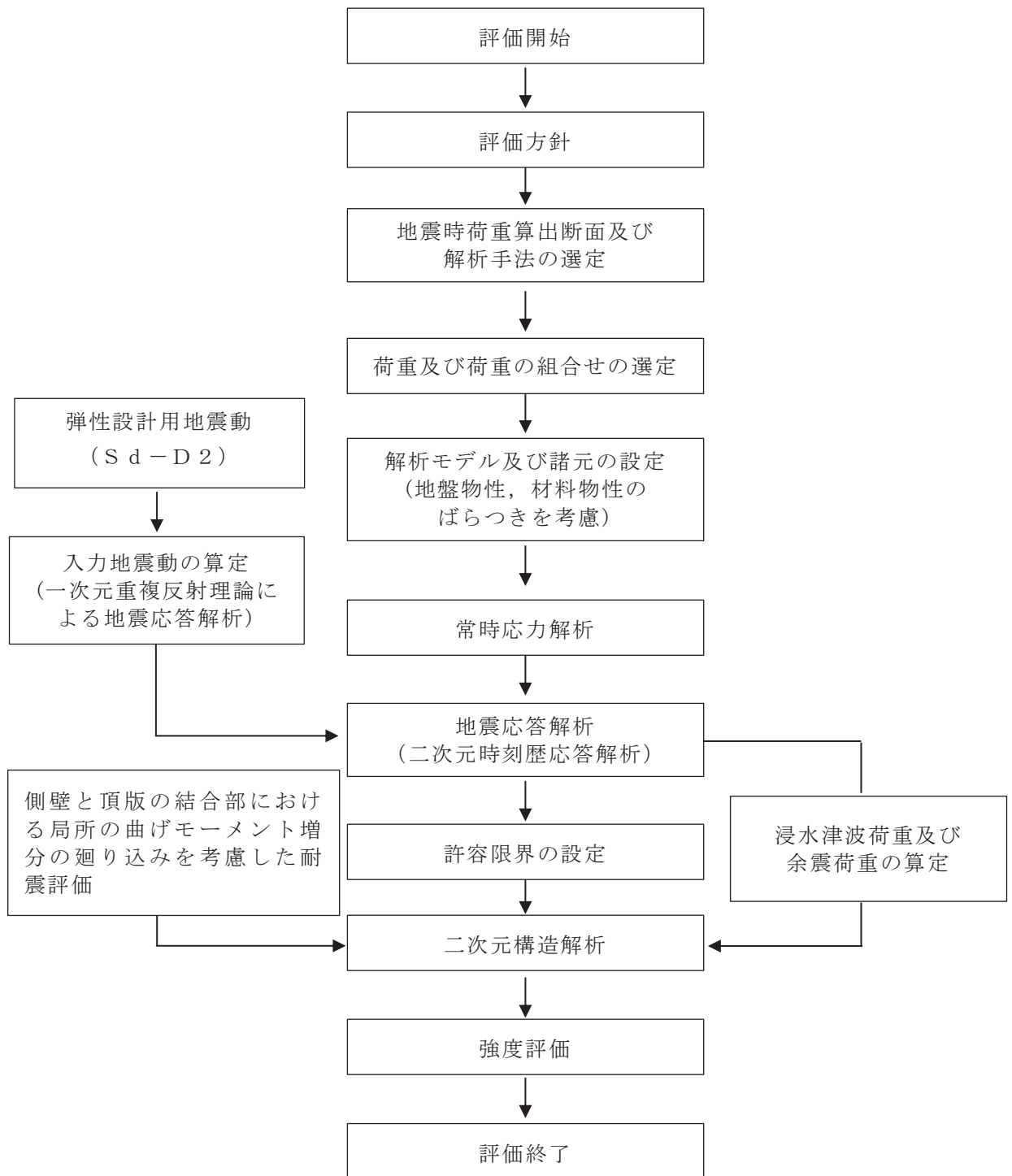
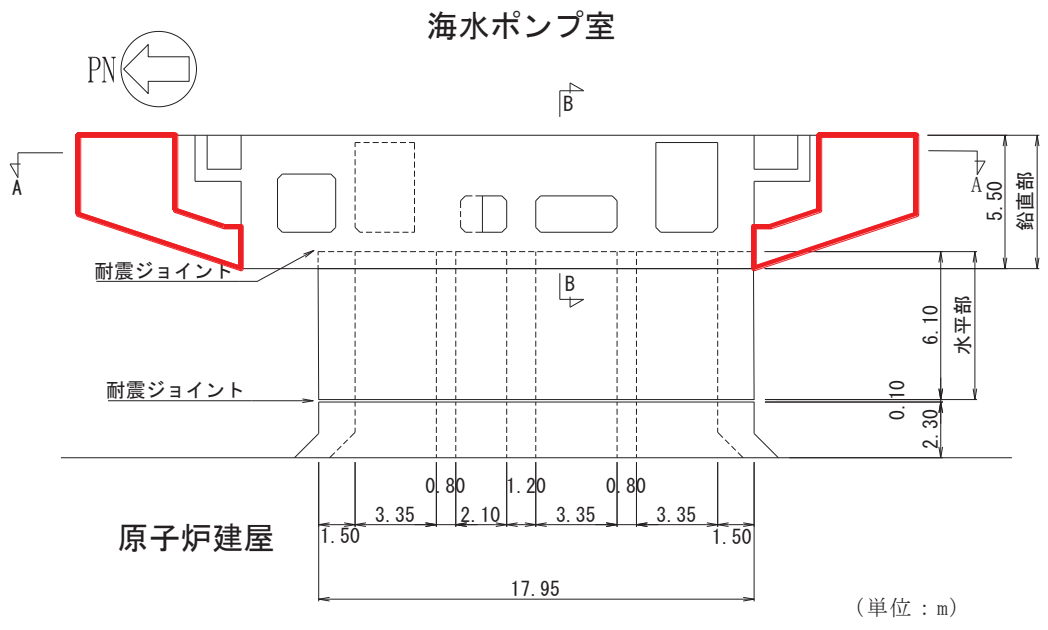


図 2-3 強度評価フロー

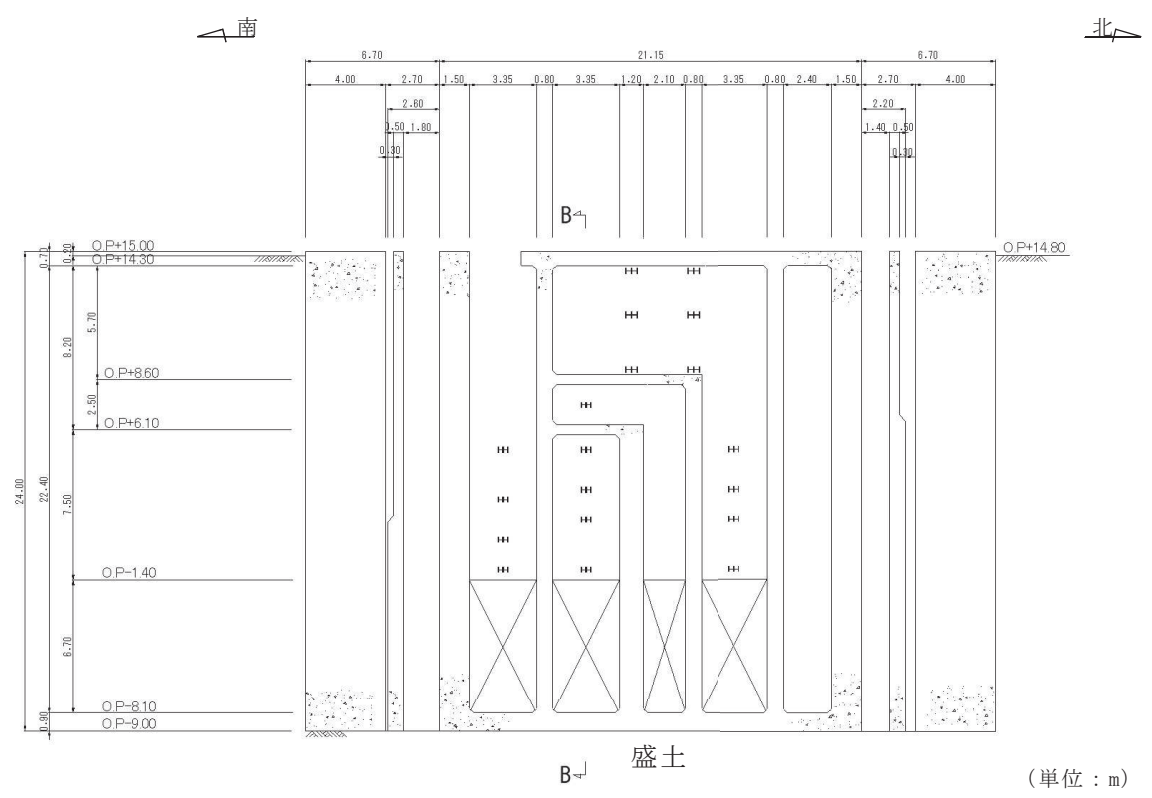
3. 評価対象部材

評価対象部材は、止水機能を要する原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の頂版とする。原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の平面図、正面図及び縦断図を図3-1～図3-3に、評価対象部材（頂版）を図3-4に示す。



□ : 側壁 (新設部, $f'_{ck} = 50\text{N/mm}^2$)

図 3-1 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 平面図



* 注記：図中の H-H は鋼材を示し, \square は海水配管ダクト (水平部) との接続部を示す。

図 3-2 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 正面図 (A-A 断面)

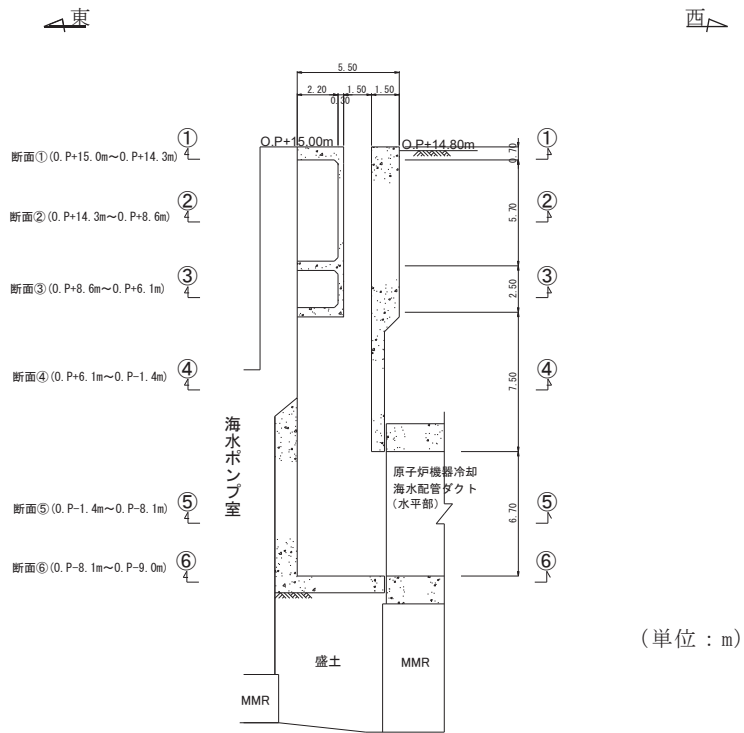


図 3-3 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）縦断図（B-B 断面）

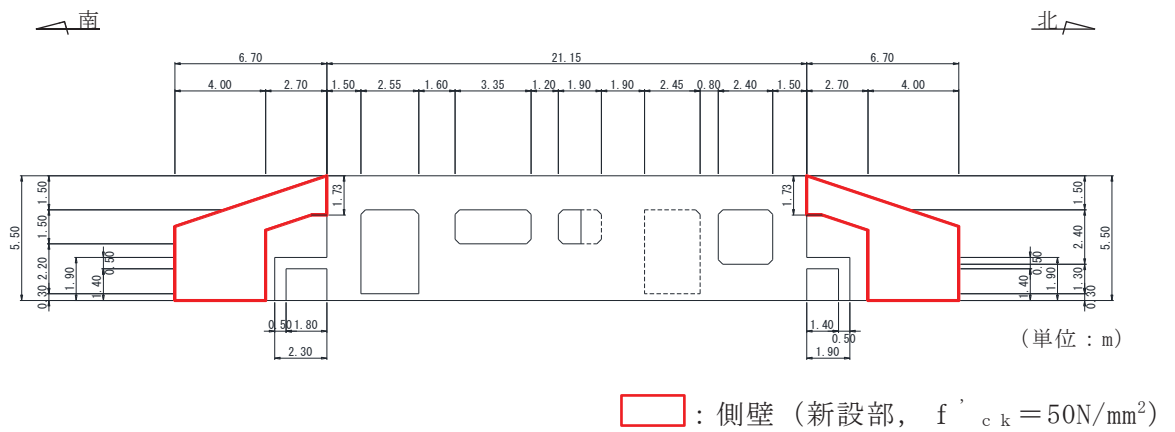


図 3-4 評価対象部材（頂版：断面①）

4. 荷重及び荷重の組合せ

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）頂版の強度評価に用いる荷重を以下に示す。
また、荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ

評価対象部材	荷重の組合せ*
頂版	G + P + P h + S d

注記* : G : 固定荷重
P : 積載荷重
(積雪荷重 P s を含めて 4.9 kN/m² を地表面に考慮)
P h : 浸水津波荷重
S d : 余震荷重 (弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う地震力及び動水圧を考慮する。)

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）頂版の自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、積雪荷重 P s を含めて地表面に 4.9 kN/m² を考慮する。

(3) 積雪荷重 (P s)

積雪荷重として、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに 20N/m² の積雪荷重が作用することを考慮する。

(4) 浸水津波荷重 (P h)

浸水津波荷重は、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の頂版のうち、津波の浸水が想定される範囲に作用するものとする。浸水津波荷重は、添付資料「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）位置における設計津波水位に基づき、地表面から浸水深さ 4.8m の静水圧を考慮する。静水圧は以下の式により算出する。また荷重設定の概略図を図 4-1 に示す。

$$P_h = \rho_w \times g \times h$$

ここで、 P_h : 浸水津波荷重 (kN/m²)

ρ_w : 海水の単位体積重量 (10.10kN/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

h : 水頭 (m)

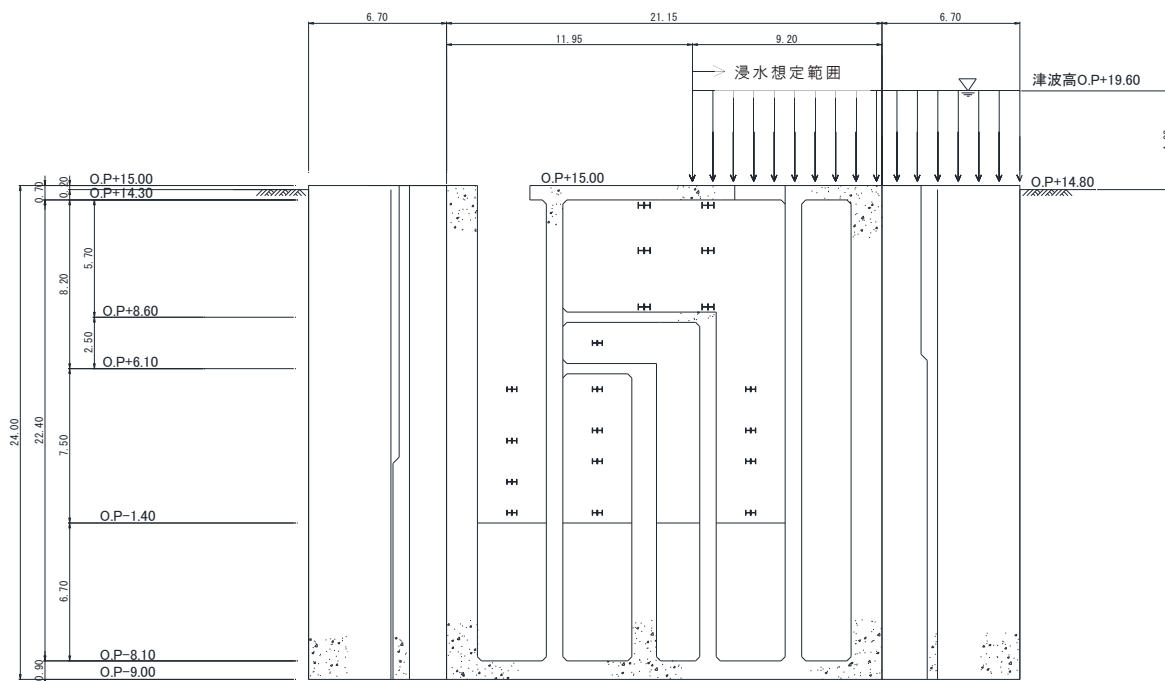


図 4-1 荷重設定の概略図 (浸水津波荷重)

(5) 余震荷重 (S d)

余震荷重は、弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う地震力及び動水圧を考慮する。

地震力は、「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) の耐震安全性評価」の「3. 地震応答解析」に示す方法とし、地震応答解析により頂版での地震時荷重を算出する。なお、地震時荷重の算定にあたっては、地盤物性及び材料物性のばらつきを考慮する。ばらつきを考慮した解析ケースを表 4-1 に示す。

また、動水圧は、地震応答解析による頂版における鉛直方向の最大応答加速度から設定する震度を用いて評価するものとし、以下の式により算出する。

$$P_v = \rho_w \times \alpha_v \times g \times h \times 10^{-3}$$

ここで、 P_v : 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ に伴う鉛直方向の動水圧荷重
(kN/m^2)

ρ_w : 海水の単位体積重量 ($10.10kN/m^3$)

α_v : 鉛直方向の余震震度

g : 重力加速度 (m/s^2)

h : 水頭 (m)

表 4-1 余震荷重を算定するための解析ケース

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	
		盛土, 旧表土 D級岩盤, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性 係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 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 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記* : 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。

5. 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

止水機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 5-1 及び表 5-2 に示す。

表 5-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度（頂版）

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
f' ck=20.5(N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	7.8	11.7
	許容せん断応力度 τ_{a1}	0.42	0.63

注記*：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）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

表 5-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度（頂版）

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	196	294

注記*：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）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

(2) せん断破壊に対する許容限界

止水機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表 5-1 に示す短期許容応力度とする。

6. 評価方法

二次元構造解析は、「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の耐震安全性評価」の「3. 地震応答解析」に示す方法にて頂版における余震荷重（地震力）を算出した上で、頂版に対する浸水深さを考慮した静水圧及び余震時の動水圧を同時に作用させ、頂版について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を行う。頂版の照査にあたっては、「参考資料 5 頂版及び底版における側壁の端部モーメントの影響について」の検討を踏まえ、側壁との結合部における局所の曲げモーメント増分の廻り込みを考慮する。

なお、地震時は許容応力度法により設計を行うことから、本検討の初期状態においては地震後の残留応力の影響は考慮しない。

6.1 解析モデル

面部材と壁部材から構成される頂版は、面部材を線形シェル要素、壁部材をファイバーモデルによる非線形はり要素でモデル化する（図 6-1 参照）。シェル要素における各要素の断面力の方向を図 6-2 に示す。

なお、ファイバーモデルは、はり要素の断面を層状に分割し各層に材料の非線形性を考慮する材料非線形モデルであり（図 6-3 参照）、図 6-4 に示すコンクリートの応力-ひずみ関係、及び図 6-5 に示す鉄筋の応力-ひずみ関係を考慮する。

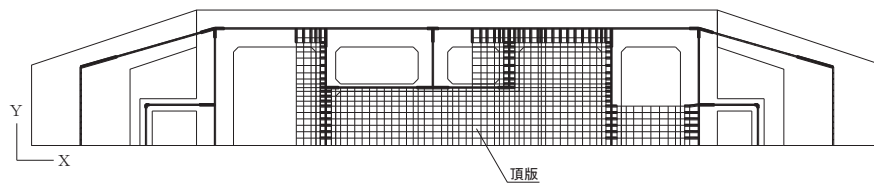


図 6-1 構造解析モデル図（頂版）

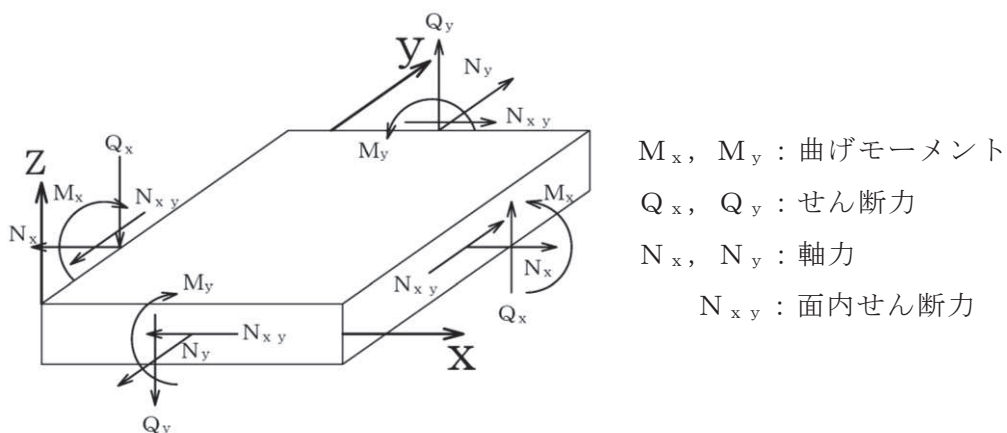


図 6-2 シェル要素の各要素における断面力の方向

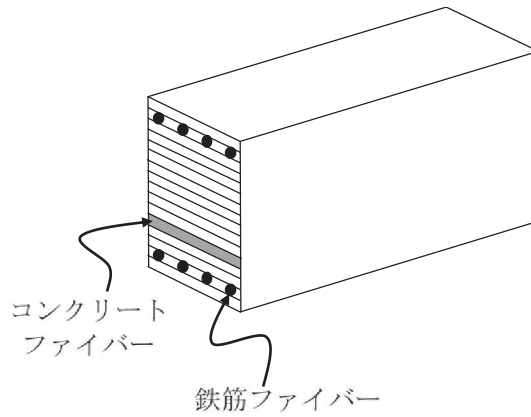


図 6-3 ファイバーモデルの概念図

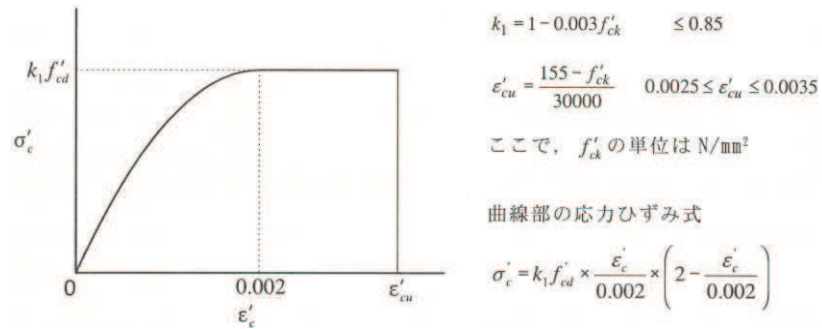


図 6-4 構造部材の非線形特性（コンクリートの応力-ひずみ関係）
（コンクリート標準示方書より引用）

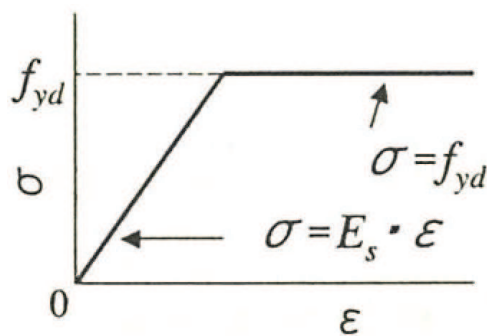


図 6-5 構造部材の非線形特性（鉄筋の応力-ひずみ関係）
（コンクリート標準示方書より引用）

6.2 使用材料及び材料の物性値

構造物（頂版）の使用材料を表 6-1 に、材料の物性値を表 6-2 に示す。

表 6-1 使用材料

材料		仕様
コンクリート	側壁，隔壁，頂版	設計基準強度 20.5N/mm ²
	側壁（新設部）	設計基準強度 50.0N/mm ²
鉄筋		SD345

表 6-2 材料の物性値

材料	項目		材料諸元	備考	
鉄筋コンクリート	単位体積重量 (kN/m ³)		24.0		
コンクリート	ヤング係数 (N/mm ²)	設計基準強度	20.5N/mm ²	2.33×10 ⁴	解析ケース ①，②，③
		強度	50.0N/mm ²	3.30×10 ⁴	
		実強度	37.2N/mm ² *1	3.02×10 ⁴	解析ケース④
			70.0N/mm ² *2	3.70×10 ⁴	
ポアソン比			0.2		

注記*1：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

*2：「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「参考資料 5 新設する構造物のコンクリートの圧縮強度の設定」に基づき設定した圧縮強度とする。

7. 強度評価

津波と余震の重畳時において、曲げ・軸力系の破壊に対して最大照査値となる解析ケースの断面力分布図を図 7-1～図 7-5 に、せん断破壊に対して最大照査値となる解析ケースの断面力分布図を図 7-6 及び図 7-7 に示す。

また、曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 7-1 及び表 7-2 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 7-3 に示す。

すべての構造部材の発生応力度が許容限界を下回ることから、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の頂版は、津波と余震との重畳に対して、止水機能を損なわないことを確認した。

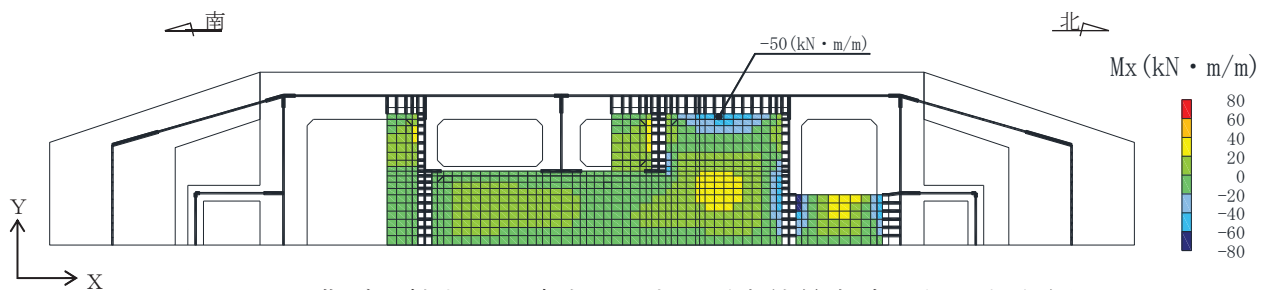


図 7-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(曲げモーメント (kN・m/m) : M_x)

(頂版, 解析ケース①, S d - D 2 (-+))

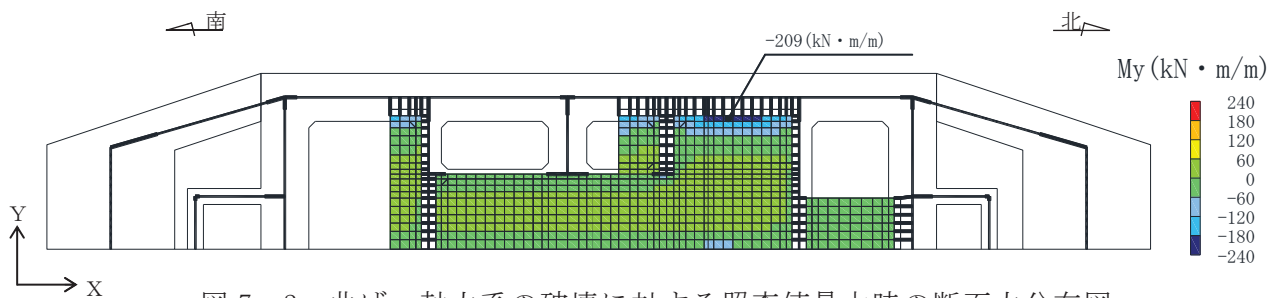


図 7-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(曲げモーメント (kN・m/m) : M_y)

(頂版, 解析ケース①, S d - D 2 (-+))

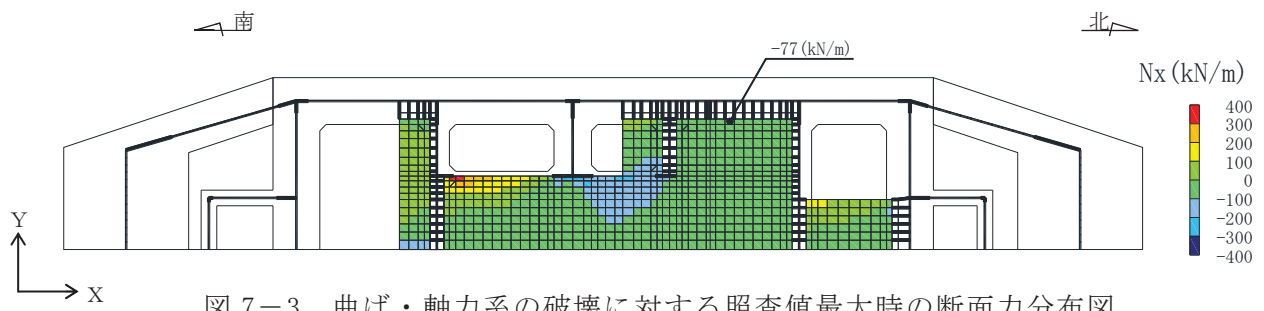


図 7-3 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力 (kN/m) : N_x)

(頂版, 解析ケース①, S d - D 2 (-+))

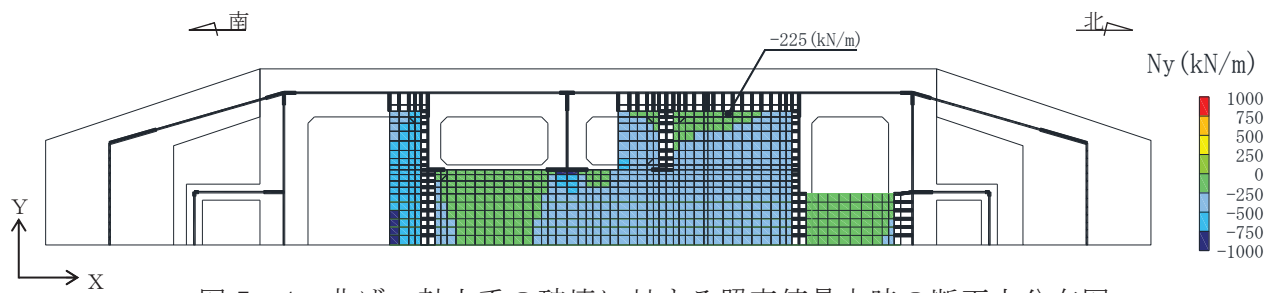


図 7-4 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力 (kN/m) : N_y)

(頂版, 解析ケース①, S d - D 2 (-+))

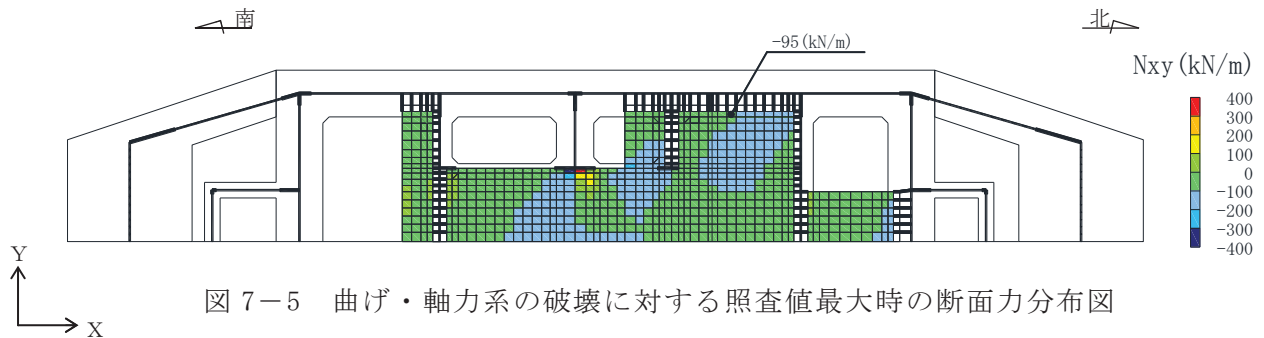


図 7-5 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(面内せん断力 (kN/m) : N_{xy})

(頂版, 解析ケース①, S d - D 2 (-+))

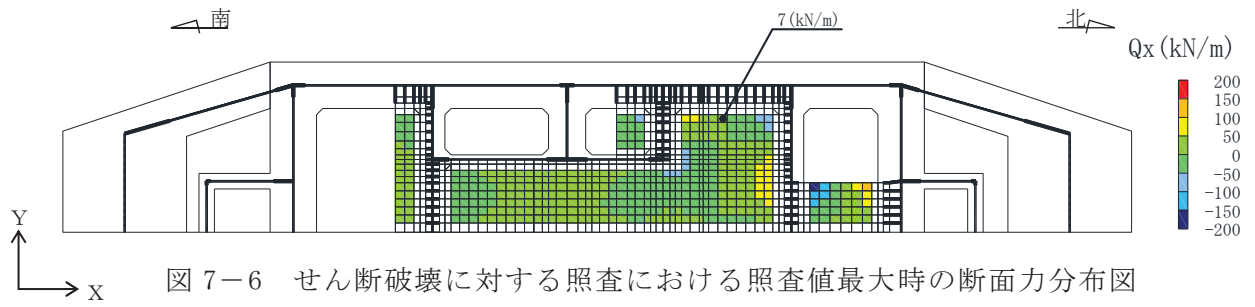


図 7-6 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図

(せん断力 (kN/m) : Q_x)

(頂版, 解析ケース①, S d - D 2 (-+))

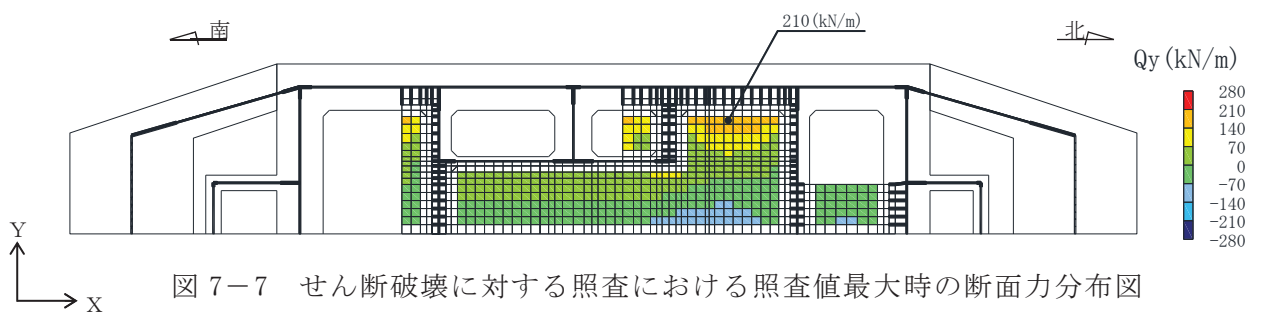


図 7-7 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図

(せん断力 (kN/m) : Q_y)

(頂版, 解析ケース①, S d - D 2 (-+))

表 7-1 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）

評価位置	解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 σ'_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ'_c / σ'_{ca}
頂版	①	S d - D 2 (-+)	-209	-321	3.5	11.7	0.30

表 7-2 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（鉄筋）

評価位置	解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
頂版	①	S d - D 2 (-+)	-209	-130	82	294	0.28

表 7-3 せん断破壊に対する照査

評価位置	解析 ケース	地震動	発生 せん断力 (kN/m)	発生 応力度 τ_d (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_d / τ_{a1}
頂版	①	S d - D 2 (-+)	210	0.42	0.63	0.67

参考資料 2 静的地震力に対する耐震評価

1. 評価方針

Cクラス施設に求められる静的地震力に対して，原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）が耐震性を有することの確認を行う。

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の静的地震力に対する耐震評価は，構造部材の曲げ・軸力系の破壊，せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施する。

構造部材の健全性評価については，構造部材の発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認する。

支持性能評価については，海水ポンプ室の側壁に支持される構造物であるため省略する。耐震評価フローを図 1-1 に示す。

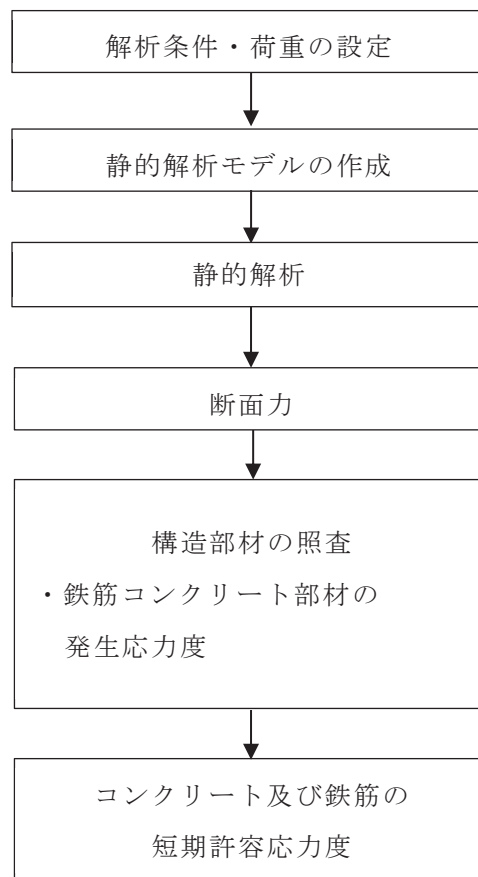


図 1-1 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の静的地震力に対する耐震評価フロー

2. 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・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）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版（（一般社団法人）日本電気協会 電気技術基準調査委員会）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -2015（（一般社団法人）日本電気協会 原子力規格委員会）
- ・道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）

3. 評価対象断面

「資料5 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の耐震安全性評価」のうち「2. 評価条件」と同様とする。

4. 荷重及び荷重の組合せ

4.1 荷重

静的地震力に対する耐震評価において考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として，躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重（P）

積載荷重として，積雪荷重 P S を含めて地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

(3) 積雪荷重（P S）

積雪荷重として，発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である43cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した値を設定する。また，建築基準法施行令第86条第2項により，積雪量1cmごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮する。

(4) 地震荷重（S c）

①地震力

地震荷重は静的地震力（ $kh=0.16$ ）を考慮する。

静的地震力算定用の基準面は地表面（0.P.+14.8m）とし，地震層せん断力係数を用いて，次式により算出する。

$$Q_i = n \cdot Z \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで、

Q_i : 第 i 層に生じる水平地震力

n : 施設の重要度分類に応じた係数

Z : 地震地域係数 (1.0)

C_i : 第 i 層の地震層せん断力係数

W_i : 第 i 層が支える重量

R_t : 振動特性係数 (0.8)

A_i : 第 i 層の地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

C_0 : 標準せん断力係数 (0.2)

②土圧

構造物の側方に作用する土圧は、静的震度を考慮した以下の式により求める。

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos\theta_0 \cos^2\theta \cos^2(\theta + \theta_0 + \delta_E) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_E) \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

ここに、

K_{EA} : 地震時主働土圧係数

ϕ : 土の内部摩擦角 ($\phi = 33.9^\circ$)

δ_E : 壁背面と土の間の壁面摩擦角 ($\delta_E = 0^\circ$)

α : 地表面と水平面のなす角度 ($\alpha = 0^\circ$)

θ : 壁背面と鉛直面のなす角度 ($\theta = 0^\circ$)

θ_0 : 地震合成角で次式による ($\theta = 0^\circ$)

地下水位以上

$$\theta_0 = \tan^{-1} \frac{K_h}{1 \pm K_v}$$

k_h : 設計水平震度 ($k_h = 0.16$)

k_v : 設計鉛直震度 ($k_h = 0.00$)

ただし、 $\phi - \alpha - \theta_0 < 0$ のよりは $\sin(\phi - \alpha - \theta_0) = 0$ とする。

4.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S c)	G + P + S c

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重 P S を含めて 4.9kN/m² を地表面に考慮)

S c : 耐震 C クラスの施設に適用される静的地震力 (kh=0.16)

5. 使用材料及び材料の物性値

「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) の耐震安全性評価」のうち「2.5 使用材料及び材料の物性値」と同様とする。

6. 静的解析

静的解析は、「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) の耐震安全性評価」のうち「3. 地震応答解析」の解析モデルを用い、原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) を線形はり要素でモデル化した静的非線形解析により応答値を算定する。

7. 構造解析

7.1 構造解析および断面照査

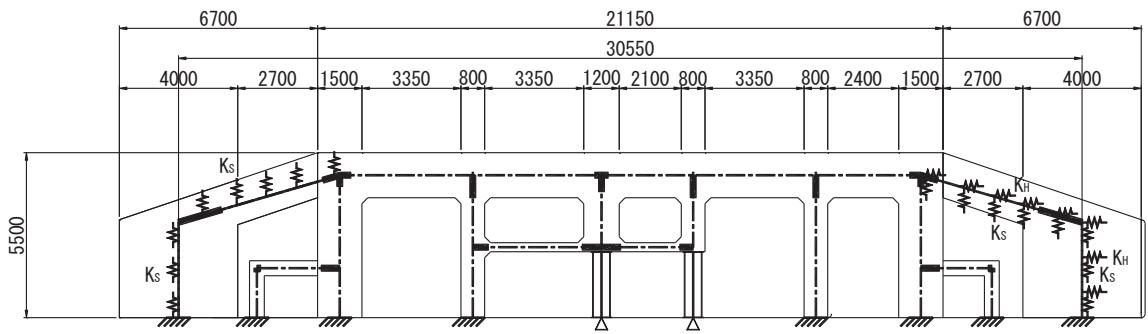
構造解析は、地震時荷重を作用させ 2 次元静的骨組み計算により設計用断面力を求める。

上記にて求まる設計用断面力について断面照査を実施し、コンクリートおよび鉄筋の発生応力度を求める。

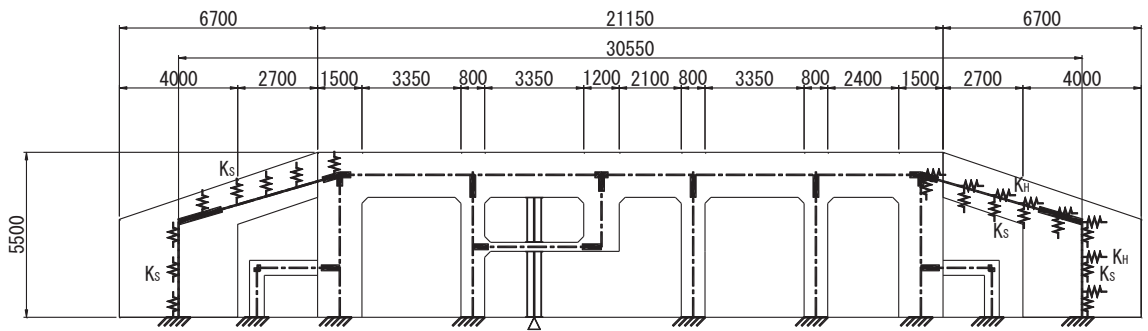
7.2 解析モデル

図 7-1 に、構造解析モデルを示す。

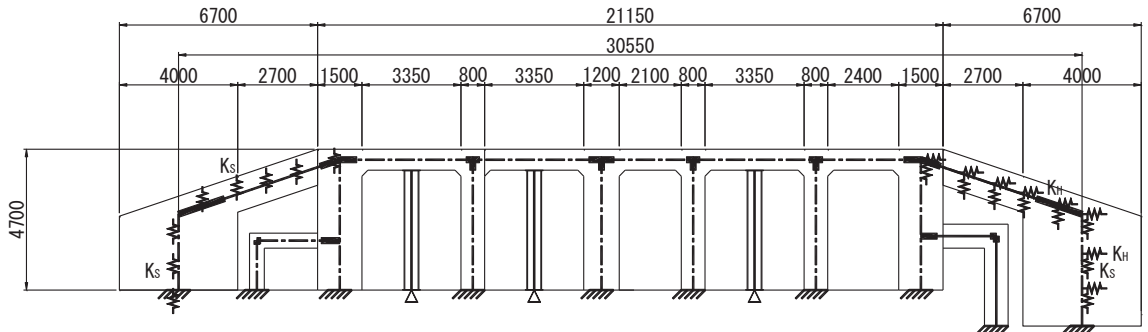
地震時解析では、NS 方向荷重に対して受働側には水平ばねを設ける。また、側方の両側には変形に伴う作用力が生じるため、せん断ばねを設ける。



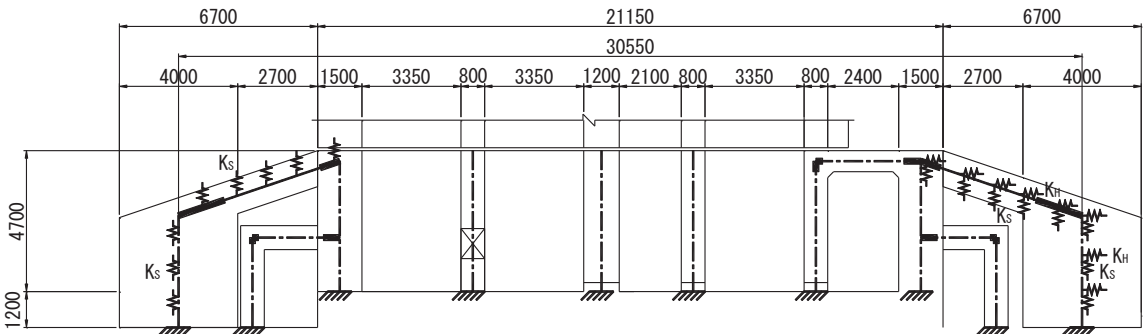
断面②



断面③



断面④



断面⑤

図 7-1 構造解析モデル

7.3 地盤ばね定数

地盤ばね定数は、道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成 14 年 3 月）に基づき設定する。設定した地盤ばね定数を表 7-1 に示す。

地震時解析では、NS 方向荷重に対して受働側には水平ばねを設ける。また、短辺には変形に伴う作用力が生じるため、せん断ばねを設ける。

7.3.1 水平ばね

側方の水平地盤ばね定数 k_H は、次式により算出する。

$$k_H = k_{H0} \times (B_H/0.3)^{-3/4}$$

$$k_{H0} = (1/0.3) \times \alpha \times E_0$$

ここに、

k_H : 側方の水平地盤ばね定数 (kN/m³)

k_{H0} : 直径 0.3m の剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する
水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_H : 荷重作用方向に直行する基礎の換算載荷幅 (m)

α : 地盤反力係数の推定に用いる補正係数

7.3.2 せん断ばね

側方のせん断ばね定数 k_s は、次式により算出する。

$$k_s = \lambda \times k_H$$

ここに、

k_s : 側壁のせん断ばね定数 (kN/m³)

λ : 水平ばね定数に対するせん断ばね定数の比 (=1/3)

k_H : 側壁の水平地盤ばね定数 (kN/m³)

表 7-1 ばね定数 (地震時)

評価項目	水平ばね (kN/m ²)	せん断ばね (kN/m ²)
断面②	131,100	43,700
断面③	159,500	53,200
断面④	258,400	86,100
断面⑤	317,200	105,700

8. 許容限界

構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 8-1 及び表 8-2 に示す。

表 8-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	許容せん断応力度 τ_{a1}	
$f'_{ck} = 20.5$ (N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	7.8	11.7
	許容せん断応力度 τ_{a1}	0.42	0.63
$f'_{ck} = 50$ (N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	14.0	21.0
	許容せん断応力度 τ_{a1}	0.55	0.82

注記*：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）により地震時の割り増し係数として 1.5 を考慮する。

表 8-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	許容引張応力度 σ_{sa}		
SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	196	294

注記*：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）により地震時の割り増し係数として 1.5 を考慮する。

9. 評価結果

9.1 断面①の評価結果

断面①については、静的地震力 (kh=0.16) を上回る、基準地震動 S_s による地震力に対して、許容応力度法による耐震評価を実施していることから、静的地震力による評価は省略する。

9.2 断面②の評価結果

静的地震力に対する断面②の評価結果を表 9-1～表 9-5 に示す。また、断面②の最も厳しい照査値の地震時断面力を図 9-1 に示す。

表 9-1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリート)

地震荷重	評価位置*		曲げ	軸力	発生	短期許容	照査値 σ'_c / σ'_{ca}
			モーメント (kN・m)		応力度 σ'_c (N/mm ²)	応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	
静的地震力 (kh=0.16)	側壁(南北)	213	-120	166	0.5	11.7	0.05
	側壁(東西)	221	-1656	198	0.7	21.0	0.04
	隔壁(南北)	242	-7	29	1.1	11.7	0.10
	隔壁(東西)	233	65	260	1.0	11.7	0.09

注記* : 評価位置は図 9-2 に示す。

表 9-2 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

地震荷重	評価位置*		曲げ	軸力	発生	短期許容	照査値
			モーメント		応力度	応力度	
			(kN・m)	(kN)	σ_s	σ_{sa}	σ_s / σ_{sa}
					(N/mm ²)	(N/mm ²)	
静的地震力 (kh=0.16)	側壁(南北)	216	-116	-92	31.7	294	0.11
	側壁(東西)	221	-1656	198	18.8	294	0.07
	隔壁(南北)	244	-12	-8	39.6	294	0.14
	隔壁(東西)	239	12	-8	39.0	294	0.14

注記*：評価位置は図 9-2 に示す。

表 9-3 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
（断面②，鋼材：応力の照査）

地震動	評価位置*	発生 応力度 σ_c	短期許容 応力度	照査値
		(N/mm ²)	σ_{ca1}	(σ_c / σ_{ca1})
			(N/mm ²)	
静的地震力 (kh=0.16)	251	21	277	0.08

注記*：評価位置は図 9-2 に示す。

表 9-4 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
（断面②，鋼材：座屈に対する安定の照査）

地震動	評価位置*	応力度 区分	発生	短期	個別照査値	照査値
			応力度	許容応力度		
			σ_c, σ_{bc}	σ_{ca}, σ_{ba}	($\sigma_c / \sigma_{ca},$ $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	
			(N/mm ²)	(N/mm ²)		
静的地震力 (kh=0.16)	251	軸力	17	252	0.07	0.09
		強軸曲げ	1	256	0.01	
		弱軸曲げ	2	273	0.01	

注記*：評価位置は図 9-2 に示す。

表 9-5 せん断破壊に対する評価結果

地震荷重	評価位置*		発生	短期許容	照査値 V/V_a
			せん断力 V (kN)	せん断力 V_a (kN)	
静的地震力 (kh=0.16)	側壁(南北)	212	68	756	0.09
	側壁(東西)	221	499	3432	0.15
	隔壁(南北)	244	15	104	0.15
	隔壁(東西)	239	15	104	0.15

注記*：評価位置は図 9-2 に示す。

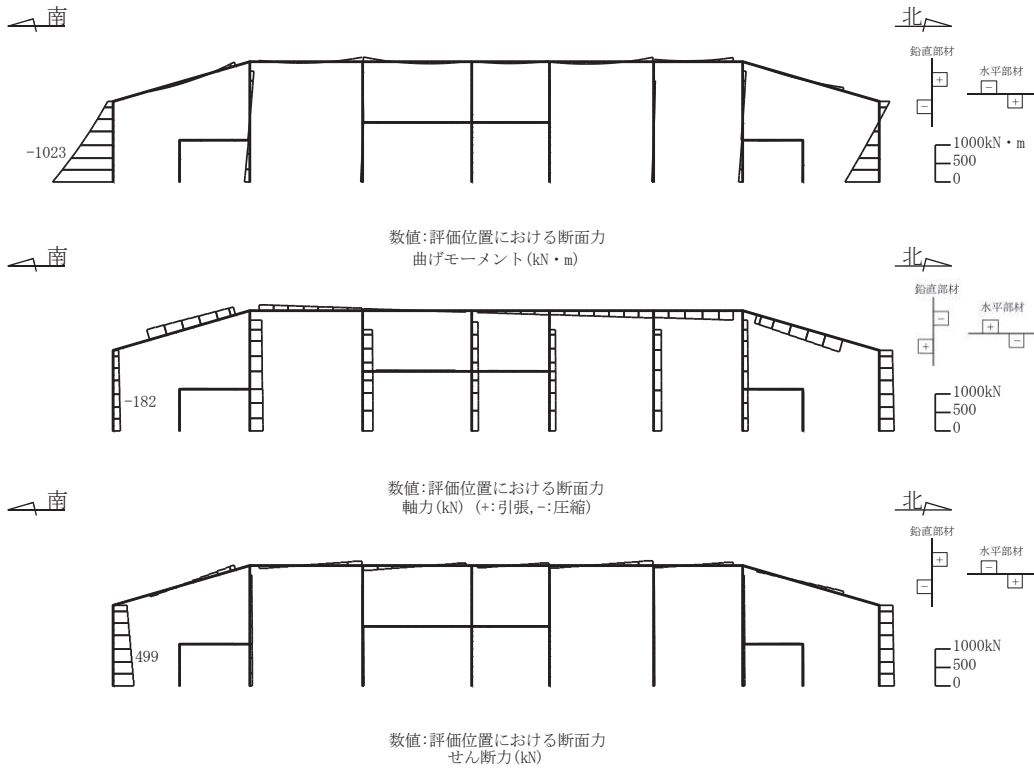


図 9-1 最も厳しい照査値の地震時断面力

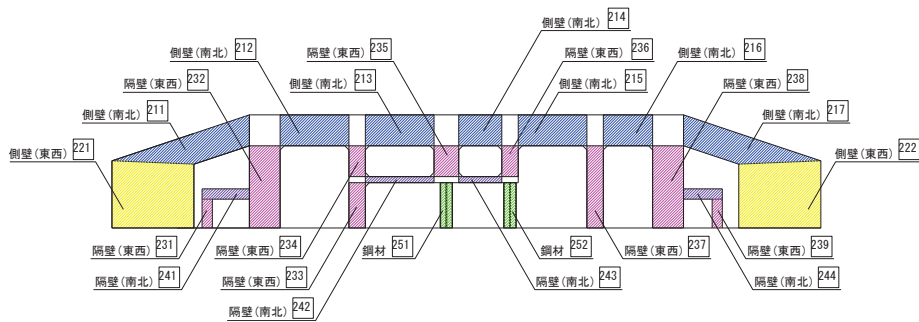


図 9-2 評価位置図

9.3 断面③の評価結果

静的地震力に対する断面③の評価結果を表9-6～表9-10に示す。また、断面③の最も厳しい照査値の地震時断面力を図9-3に示す。

表9-6 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート）

地震荷重	評価位置*		曲げ	軸力	発生	短期許容	照査値
			モーメント (kN・m)		応力度 σ'_c (N/mm ²)	応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	
静的地震力 (kh=0.16)	側壁(南北)	314	-208	95	1.0	11.7	0.09
	側壁(東西)	322	1280	341	0.6	21.0	0.03
	隔壁(南北)	342	6	2	1.1	11.7	0.10
	隔壁(東西)	333	41	351	0.8	11.7	0.07

注記*：評価位置は図9-4に示す。

表9-7 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

地震荷重	評価位置*		曲げ	軸力	発生	短期許容	照査値
			モーメント (kN・m)		応力度 σ_s (N/mm ²)	応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	
静的地震力 (kh=0.16)	側壁(南北)	314	-198	56	38.1	294	0.13
	側壁(東西)	322	1280	341	11.1	294	0.04
	隔壁(南北)	342	-5	-24	43.6	294	0.15
	隔壁(東西)	339	9	-3	25.9	294	0.09

注記*：評価位置は図9-4に示す。

表 9-8 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面③，鋼材：応力の照査）

地震動	評価位置*	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca1} (N/mm ²)	照査値 (σ_c / σ_{ca1})
静的地震力 (kh=0.16)	351	20	277	0.08

注記*：評価位置は図 9-4 に示す。

表 9-9 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面③，鋼材：座屈に対する安定の照査）

地震動	評価位置*	応力度 区分	発生 応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	短期 許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)	個別照査値 ($\sigma_c / \sigma_{ca},$ $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
静的地震力 (kh=0.16)	351	軸力	16	242	0.07	0.09
		強軸曲げ	1	248	0.01	
		弱軸曲げ	2	272	0.01	

注記*：評価位置は図 9-4 に示す。

表 9-10 せん断破壊に対する評価結果

地震荷重	評価位置*		発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
静的地震力 (kh=0.16)	側壁(南北)	314	163	756	0.22
	側壁(東西)	322	354	4361	0.09
	隔壁(南北)	342	9	115	0.08
	隔壁(東西)	333	29	372	0.08

注記*：評価位置は図 9-4 に示す。

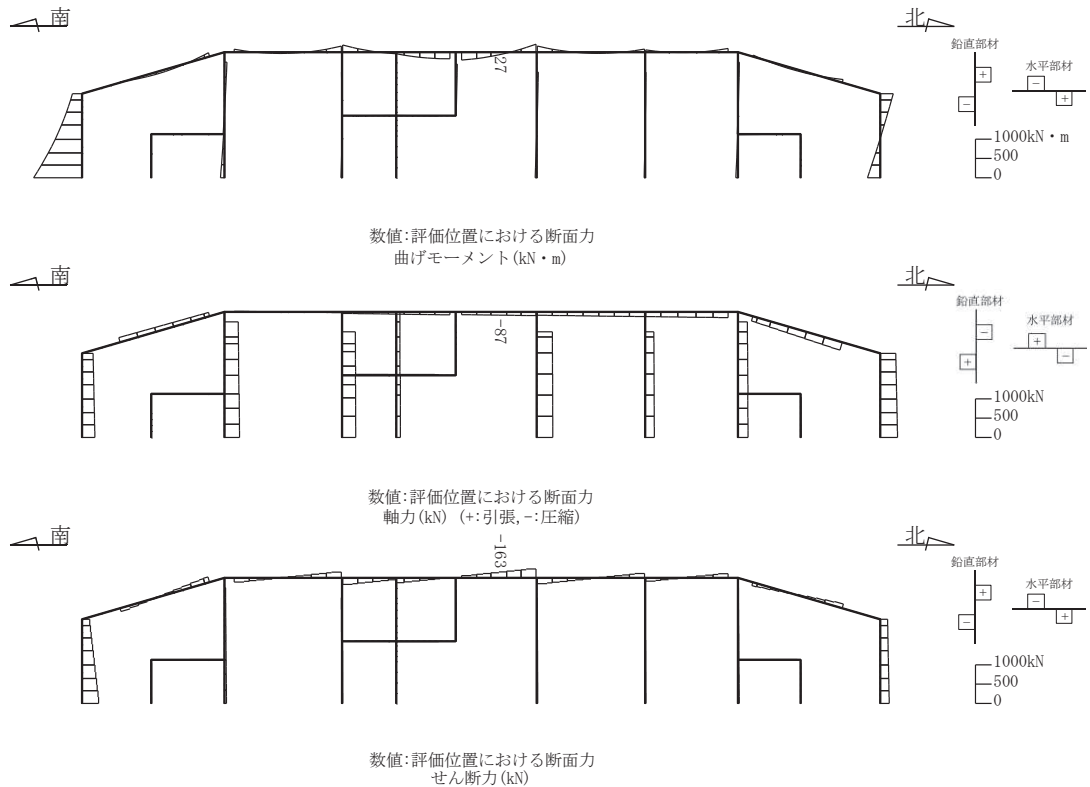


図 9-3 最も厳しい照査値の地震時断面力

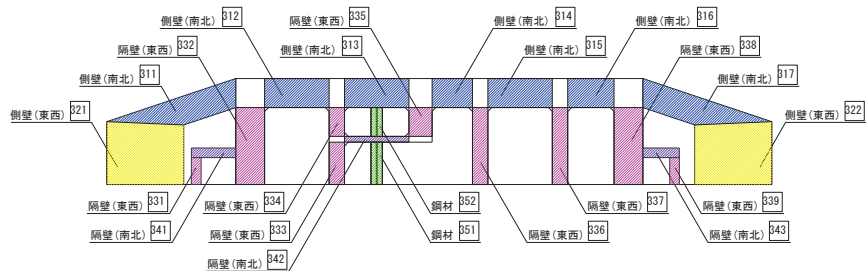


図 9-4 評価位置図

9.4 断面④の評価結果

静的地震力に対する断面④の評価結果を表9-11～表9-15に示す。また、断面④の最も厳しい照査値の地震時断面力を図9-5に示す。

表9-11 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート）

地震荷重	評価位置*		曲げ	軸力	発生	短期許容	照査値
			モーメント (kN・m)		応力度 σ'_c (N/mm ²)	応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	
静的地震力 (kh=0.16)	側壁(南北)	412	-98	133	1.7	11.7	0.15
	側壁(東西)	422	2147	605	0.9	21.0	0.05
	隔壁(南北)	442	-30	-2	0.6	11.7	0.06
	隔壁(東西)	437	196	608	0.9	11.7	0.08

注記*：評価位置は図9-6に示す。

表9-12 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

地震荷重	評価位置*		曲げ	軸力	発生	短期許容	照査値
			モーメント (kN・m)		応力度 σ_s (N/mm ²)	応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	
静的地震力 (kh=0.16)	側壁(南北)	413	-95	54	37.5	294	0.13
	側壁(東西)	422	2147	605	14.9	294	0.06
	隔壁(南北)	442	-30	-2	28.4	294	0.10
	隔壁(東西)	431	-10	-1	29.7	294	0.11

注記*：評価位置は図9-6に示す。

表 9-13 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面④，鋼材：応力の照査）

地震動	評価位置*	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca1} (N/mm ²)	照査値 (σ_c / σ_{ca1})
静的地震力 (kh=0.16)	453	22	277	0.08

注記*：評価位置は図 9-6 に示す。

表 9-14 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面④，鋼材：座屈に対する安定の照査）

地震動	評価位置*	応力度 区分	発生 応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	短期 許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)	個別照査値 ($\sigma_c / \sigma_{ca},$ $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
静的地震力 (kh=0.16)	453	軸力	15	190	0.08	0.11
		強軸曲げ	1	204	0.01	
		弱軸曲げ	5	262	0.02	

注記*：評価位置は図 9-6 に示す。

表 9-15 せん断破壊に対する評価結果

地震荷重	評価位置*		発生	短期許容	照査値 V/V_a
			せん断力 V (kN)	せん断力 V_a (kN)	
静的地震力 ($kh=0.16$)	側壁(南北)	416	106	486	0.22
	側壁(東西)	421	540	4273	0.13
	隔壁(南北)	442	23	569	0.05
	隔壁(東西)	437	92	756	0.13

注記*：評価位置は図 9-6 に示す。

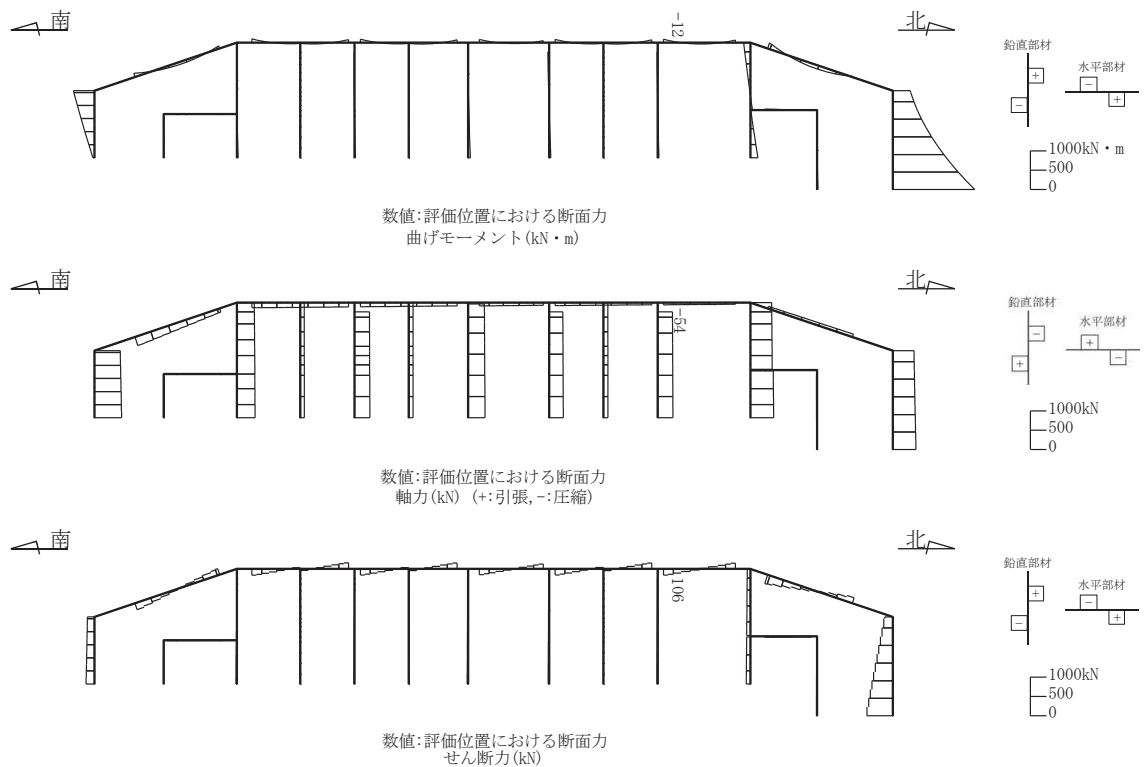


図 9-5 最も厳しい照査値の地震時断面力

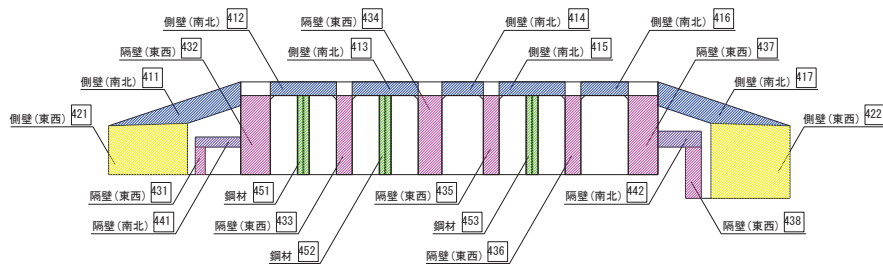


図 9-6 評価位置図

9.5 断面⑤の評価結果

静的地震力に対する断面⑤の評価結果を表9-16～表9-18に示す。また、断面⑤の最も厳しい照査値の地震時断面力を図9-7に示す。

表9-16 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート）

地震荷重	評価位置*		曲げ	軸力	発生	短期許容	照査値
			モーメント		応力度	応力度	
			(kN・m)	(kN)	σ'_c	σ'_{ca}	σ'_c / σ'_{ca}
					(N/mm ²)	(N/mm ²)	
静的地震力 (kh=0.16)	側壁(南北)	512	-125	53	2.4	11.7	0.21
	側壁(東西)	522	3002	808	1.2	21.0	0.06
	隔壁(南北)	541	-51	-12	1.0	11.7	0.09
	隔壁(東西)	536	84	268	1.8	11.7	0.16

注記*：評価位置は図9-8に示す。

表9-17 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

地震荷重	評価位置*		曲げ	軸力	発生	短期許容	照査値
			モーメント		応力度	応力度	
			(kN・m)	(kN)	σ_s	σ_{sa}	σ_s / σ_{sa}
					(N/mm ²)	(N/mm ²)	
静的地震力 (kh=0.16)	側壁(南北)	512	75	28	67.5	294	0.23
	側壁(東西)	522	3002	808	17.1	294	0.06
	隔壁(南北)	541	-51	-12	51.4	294	0.18
	隔壁(東西)	531	-39	-22	43.0	294	0.15

注記*：評価位置は図9-8に示す。

表 9-18 せん断破壊に対する評価結果

地震荷重	評価位置*		発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
静的地震力 (kh=0.16)	側壁(南北)	512	168	760	0.23
	側壁(東西)	522	664	3225	0.21
	隔壁(南北)	541	36	569	0.07
	隔壁(東西)	537	128	756	0.17

注記*：評価位置は図 9-8 に示す。

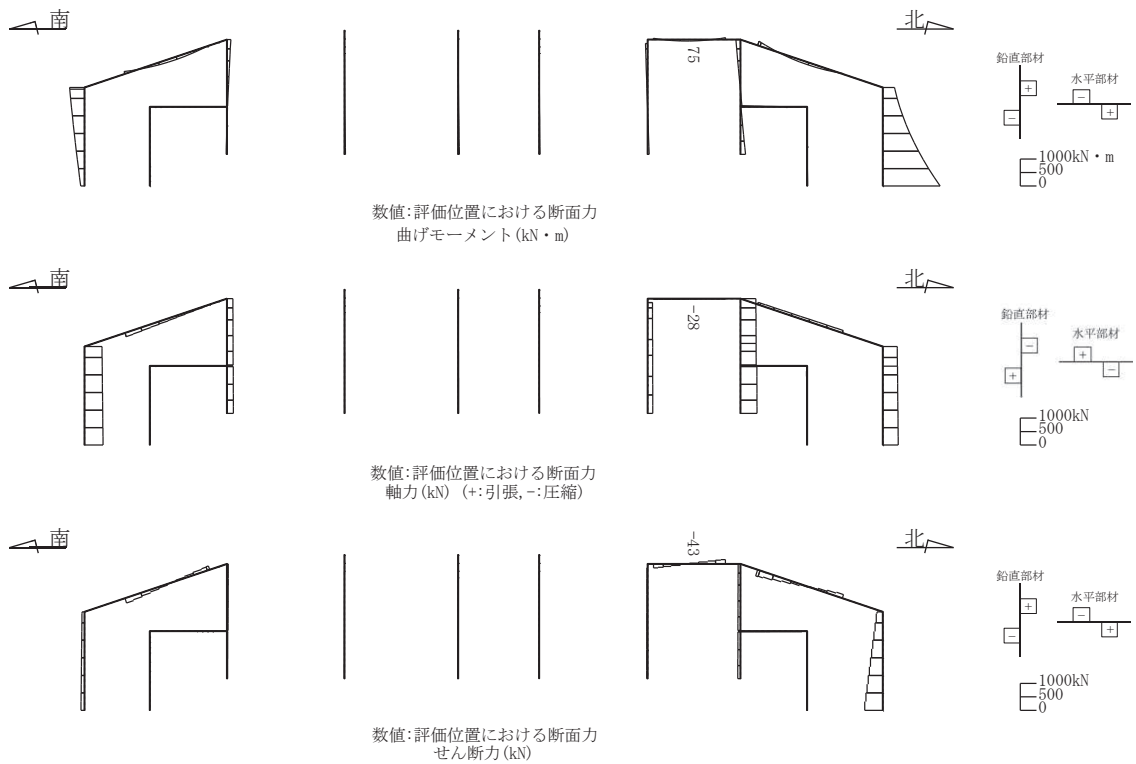


図 9-7 最も厳しい照査値の地震時断面力

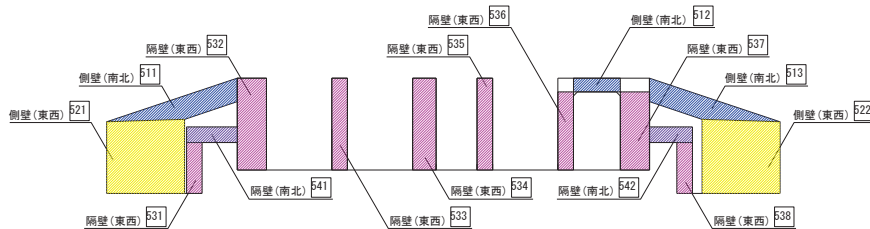


図 9-8 評価位置図

9.6 断面⑥の評価結果

断面⑥については、静的地震力 ($kh=0.16$) を上回る、基準地震動 S_s による地震力に対して、許容応力度法による耐震評価を実施していることから、静的地震力による評価は省略する。

10. 基礎地盤の支持性能

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は、海水ポンプ室に懸架され一体構造になっていることから、「資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」のうち「参考資料 4 静的地震力に対する耐震評価」により、基礎地盤に作用する接地圧が短期許容支持力度を下回ること及び MMR（既設）に発生する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

11. まとめ

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）について、Cクラス施設に求められる静的地震力 ($kh=0.16$) に対して耐震性を有することの確認を行った。

その結果、構造部材（コンクリート及び鉄筋）の発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認した。

基礎地盤の支持性能評価については、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は、海水ポンプ室に懸架され一体構造になっていることから、「資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」のうち「参考資料 4 静的地震力に対する耐震評価」により、基礎地盤に作用する接地圧が短期許容支持力度を下回ること及び MMR に作用する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

以上のことから、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は設計上求められる静的地震力に対して十分な耐震性を有することを確認した。

参考資料 3 側壁新設部と既設部の接合方法について

1. はじめに

海水配管ダクト（鉛直部）は、新規制基準への適合を目的とした耐震補強として北端及び南端の側壁の追加（以下「新設部」という。）を実施する。新設部は既設部が南北方向にせん断変形するのを抑えるために新たに設置した鉄筋コンクリート壁（設計基準強度 $50.0\text{N}/\text{mm}^2$ ）であり、既設部である海水配管ダクト（鉛直部）及び海水ポンプ室側壁に鉄筋の定着をとり一体化として耐震評価を行っている。

本資料では、新設部と既設部を一体化とするための接合方法について記載する。

2. 新設部の構造概要

海水配管ダクト（鉛直部）の平面図を図 2-1 に、縦断図を図 2-2 に、断面①～断面⑥の標準配筋図を図 2-3～図 2-8 に示す。新設部は図 2-1 に示す赤枠箇所であり、既設の海水配管ダクト（鉛直部）の側壁に対して接続される斜梁部と海水ポンプ室の側壁に接続される縦梁部で構成される鉄筋コンクリート壁である。

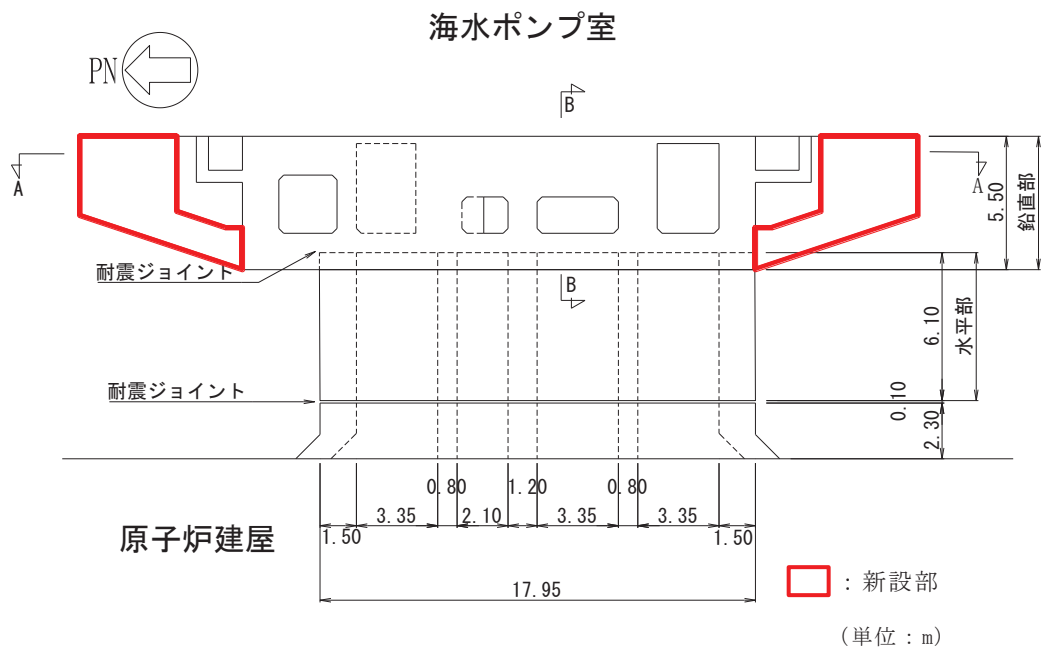


図 2-1 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）平面図

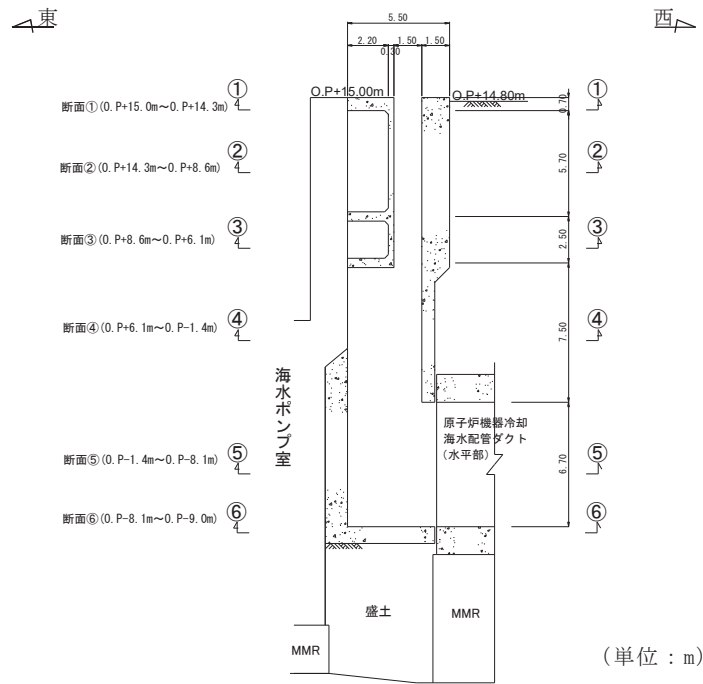


図 2-2 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）東西縦断図（A-A 断面）

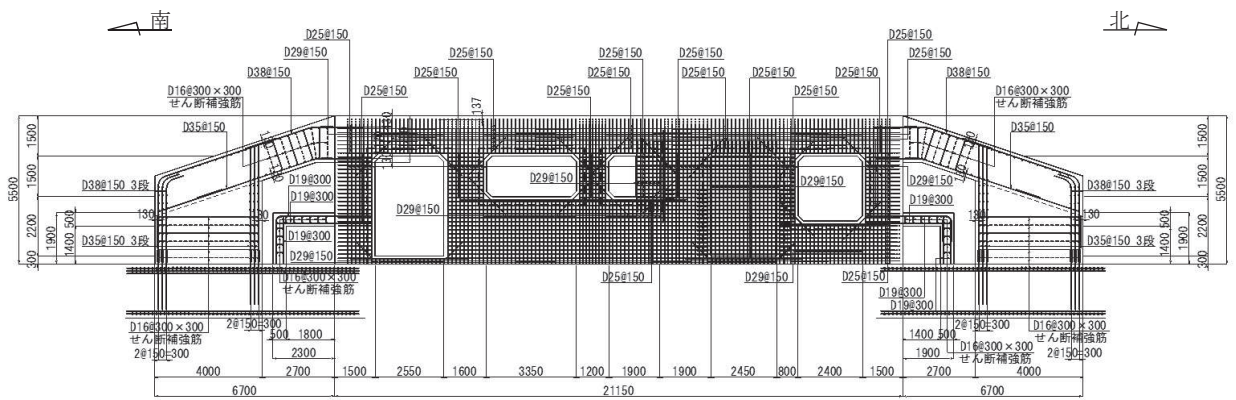
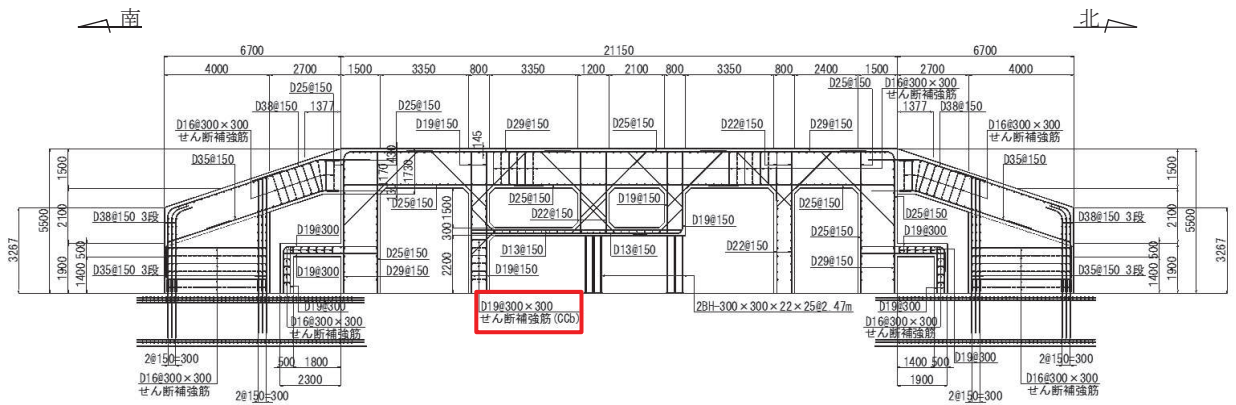


図 2-3 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）概略配筋図（断面①）



□ : CcB 工法適用箇所

図 2-4 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）概略配筋図（断面②）

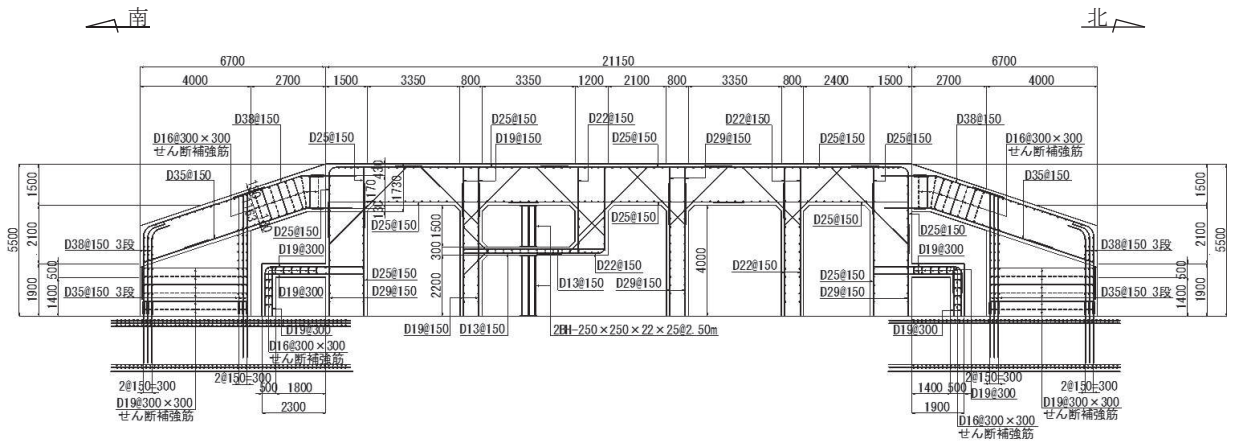


図 2-5 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）概略配筋図（断面③）

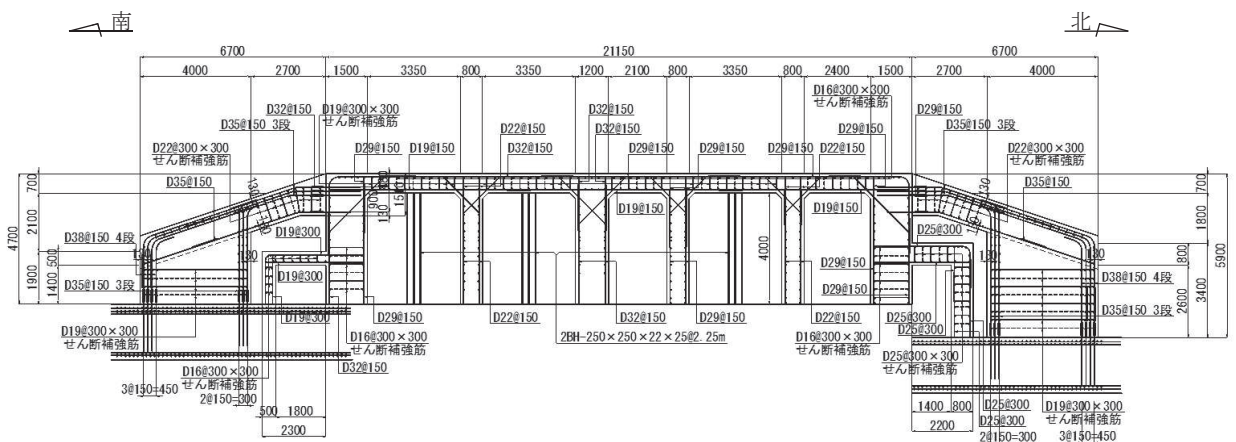
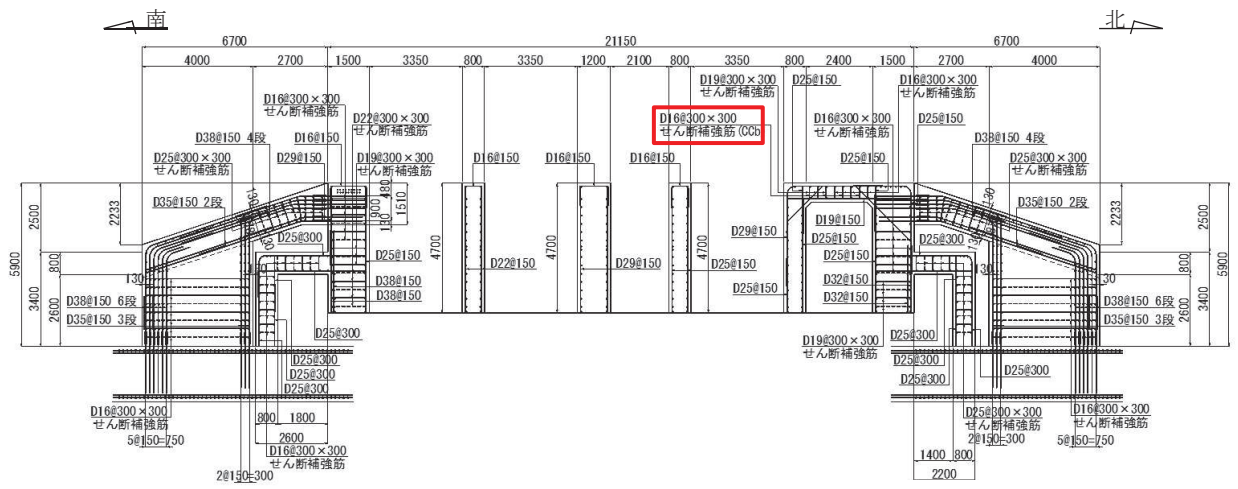


図 2-6 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）概略配筋図（断面④）



□ : CCb 工法適用箇所

図 2-7 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）概略配筋図（断面⑤）

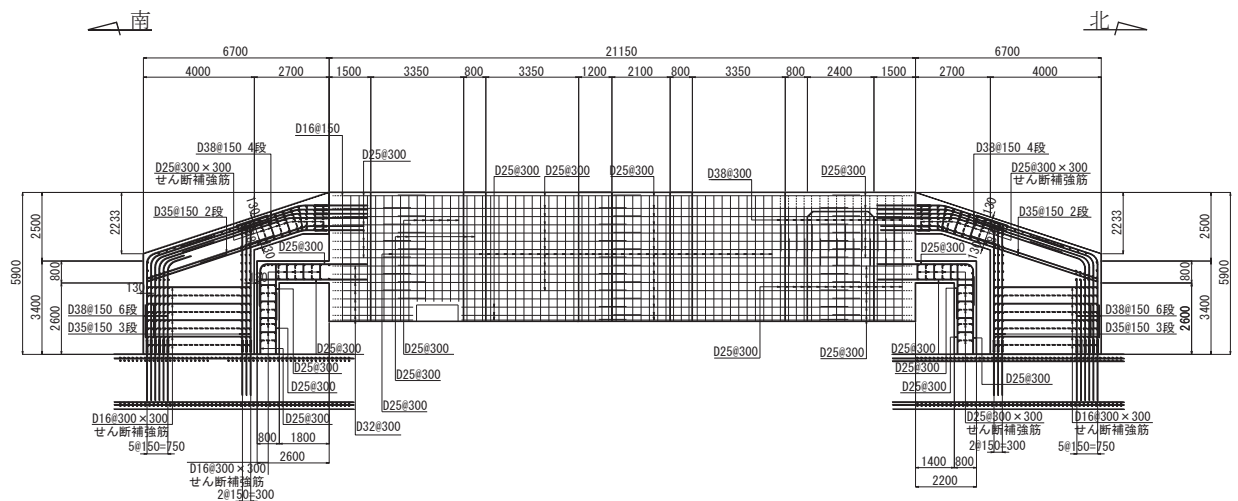


図 2-8 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）概略配筋図（断面⑥）

3. 新設部と既設部の接合方法

新設部と既設部の接合方法は、新設部の主筋と同じ仕様の鉄筋を既設部に適切に定着（以下「定着筋」という。）させたのち、機械式継手により新設部の主筋と一体化させる。新設部と既設部の接合方法の概念図を図 3-1 に示す。

定着筋位置の選定、定着長の算定及び新設部の主筋と定着筋の継手について以下に示す。

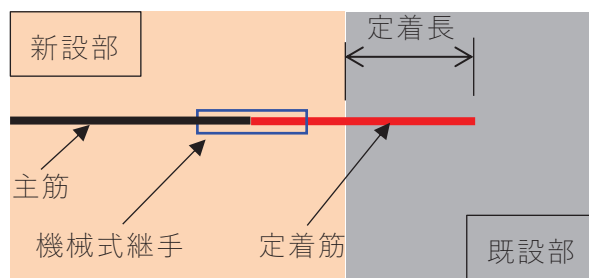


図 3-1 既設部と新設部の接合方法の概念図

3.1 定着筋位置の選定

定着筋は、既設部の配筋図をもとに既設の配筋との干渉を避けて配置している。

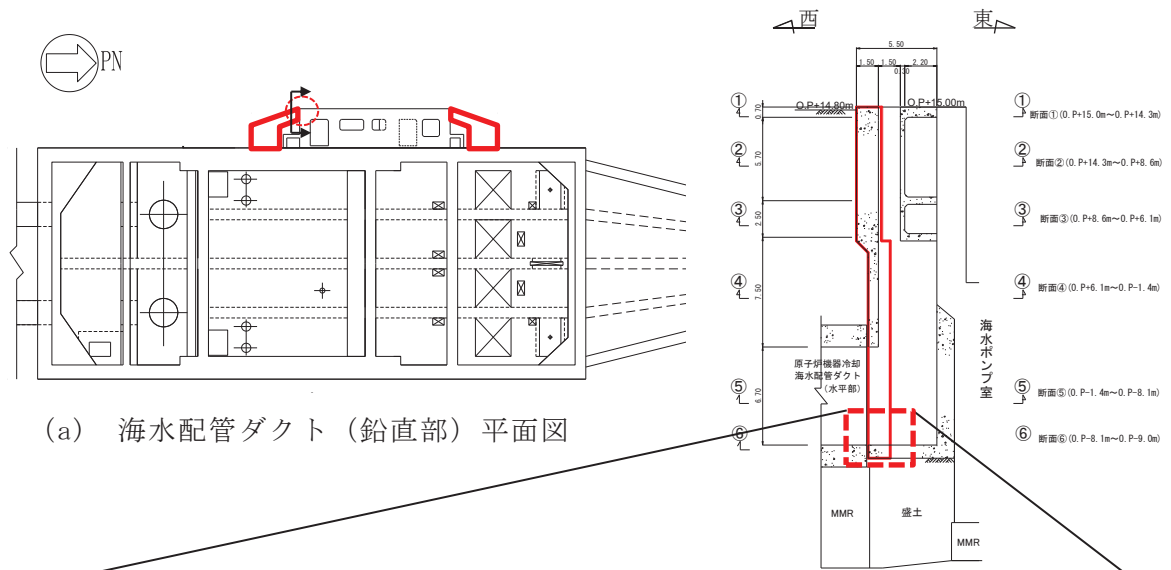
既設部の主筋の配筋概要を表 3-1 に示す。既設部の鉄筋径は最大 D38 であり、間隔は最小 150mm である。一方、新設部の主筋及び定着筋は、図 2-3～図 2-8 に示すように、各断面で水平方向及び鉛直方向に 150mm 間隔としており、既設部と配筋の間隔は共通であるが、主筋径は D35 及び D38 を使用しており、主筋の本数は深さ方向に増加している。

そのため、新設部と既設部の接合部においては、過密配筋となる可能性があることから、各既設部へ施工する定着筋の位置の確認を、新設部において主筋の本数が多く、鉄筋径が大きい底版付近で行う。

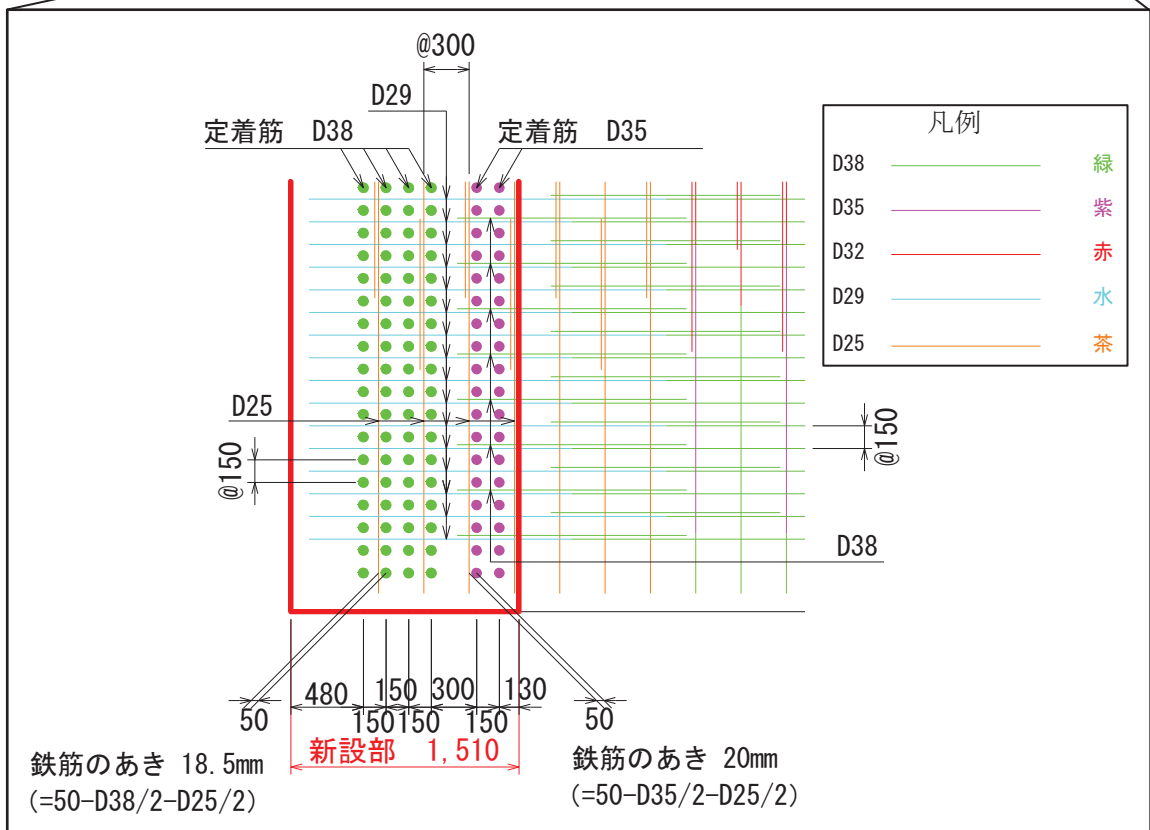
海水配管ダクト（鉛直部）側壁への定着筋の設置位置図を図 3-2 に、海水ポンプ室側壁への定着筋の設置位置図を図 3-3 に示す。図 3-3 に示すとおり、鉄筋のあきは最小で 18mm となることから、既設部の鉄筋探査を丹念に行い、既設鉄筋との干渉を避けた慎重な施工により対応を行う。

表 3-1 各部材の主筋の概要

既設部	鉄筋径		間隔 (mm)	
	水平鉄筋	鉛直鉄筋	水平方向	鉛直方向
海水配管ダクト	D38, D32, D29, D25	D25, D22, D19, D16	150	300
海水ポンプ室	D38, D35, D32, D29, D25	D38, D32, D29, D25, D22, D19, D16	300	150

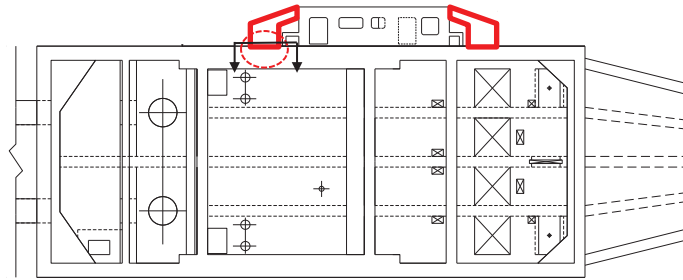


(a) 海水配管ダクト（鉛直部）平面図

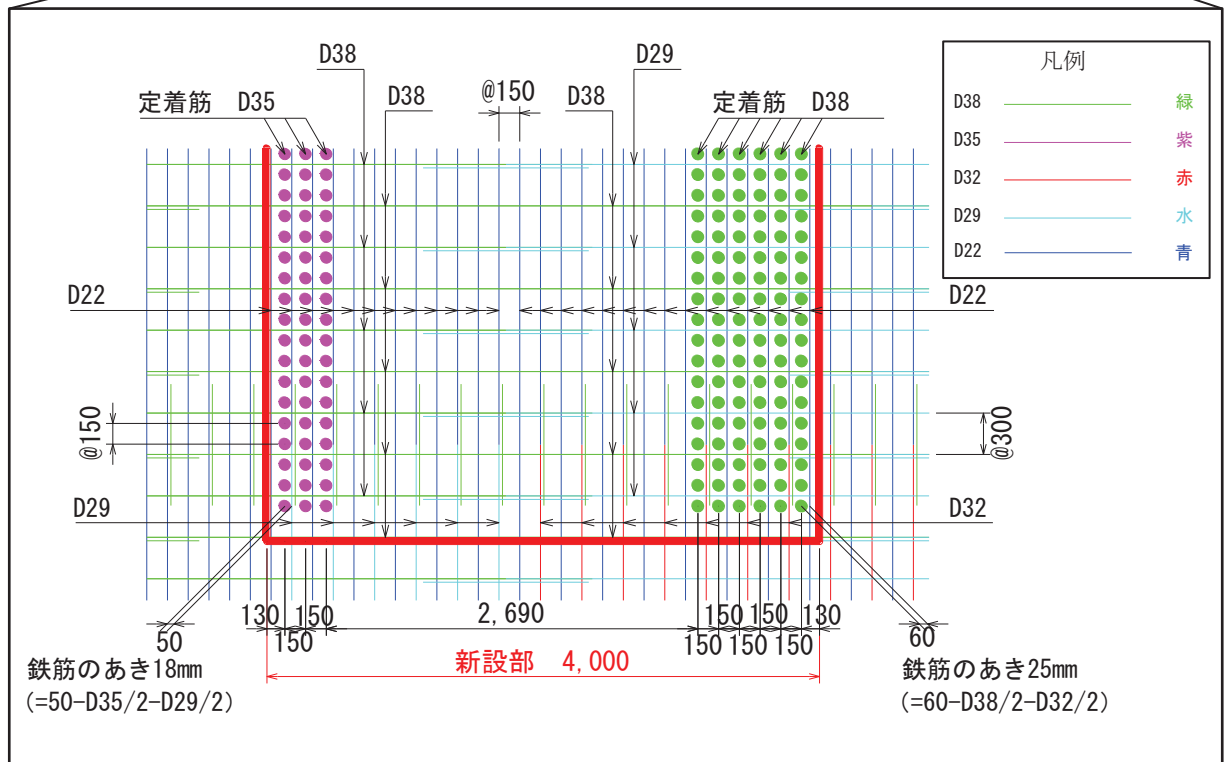
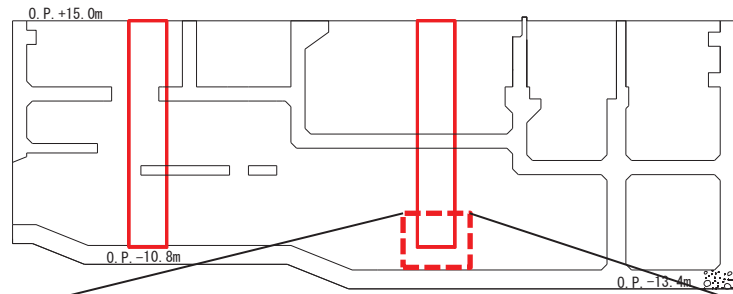


(b) 海水配管ダクト（鉛直部）側壁 断面図

図 3-2 定着筋の設置位置（海水配管ダクト（鉛直部）側壁）



(a) 海水配管ダクト（鉛直部）平面図



(b) 海水ポンプ室側壁 断面図

図 3-3 定着筋の設置位置（海水ポンプ室側壁）

3.2 定着長の算定

主筋の定着長は、「資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」の「参考 3 増厚補強部における既設部材と補強部材の一体化設計」を参照し、「あと施工アンカーの設計・施工の手引き（鉄道総合技術研究所）」に基づき算定する。

3.3 新設部の主筋と定着筋の継手

新設部の主筋と定着筋の継手は、図 3-4 のとおり土留等の仮設備との干渉や新設部側壁の斜梁部の形状を考慮し機械式継手を採用する。

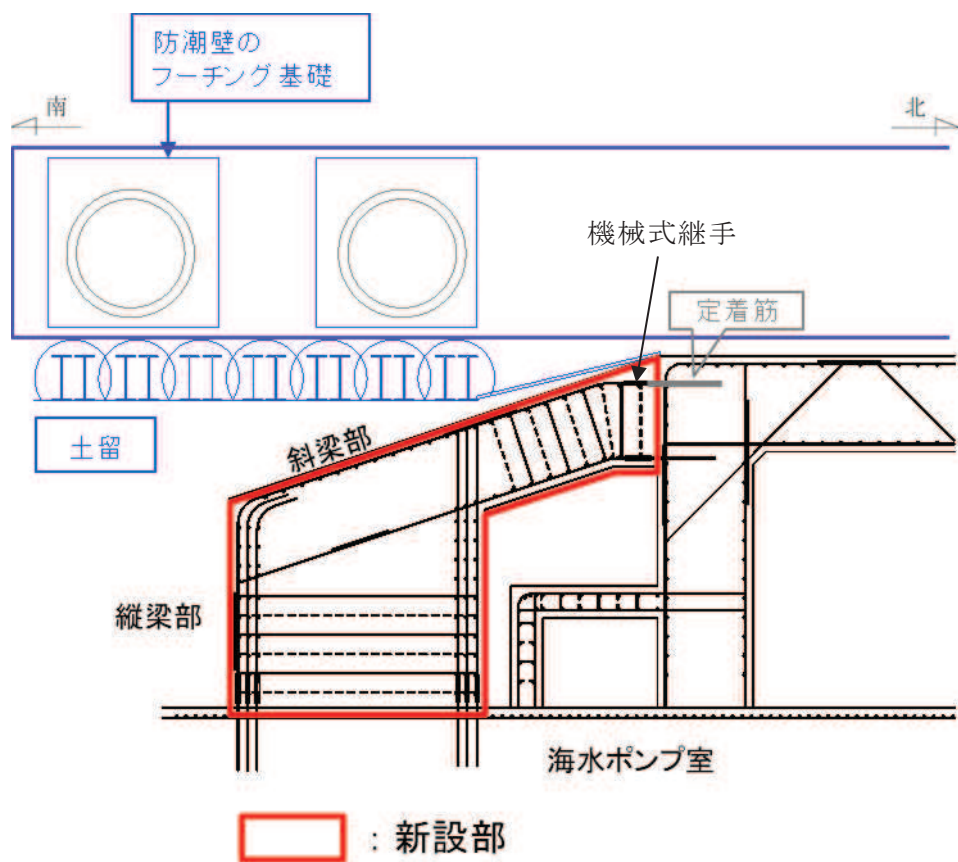


図 3-4 海水配管ダクト（鉛直部）断面③の例

参考資料 4 地震応答解析モデルの検証について

1. はじめに

海水配管ダクト（鉛直部）の地震時荷重算定用の二次元地震応答解析モデルを図 1-1（南北断面）及び図 1-2（東西断面）に示す。南北断面においては、海水ポンプ室との一体的な挙動を考慮したうえで海水配管ダクト（鉛直部）の側壁に作用する土圧等の地震時荷重の評価を目的にしていること、東西断面においては、海水ポンプ室の解析モデルを用いており海水配管ダクト（水平部）を改良地盤としてモデル化していることから、各断面について、解析モデルの妥当性について確認する。具体的な確認項目を以下に示す。

- ・ 南北断面（A-A 断面）において、海水ポンプ室の質量や剛性を考慮した等価剛性モデルとしてモデル化しているが、海水ポンプ室（縦断方向）と一体となった挙動が再現され、かつ保守的に地震時土圧が算定されていること
- ・ 東西断面（B-B 断面）において、実際には海水配管ダクト（水平部）部には改良地盤は無く、門型の形状の改良地盤に対して、一律改良地盤があるものとしてモデル化しているが、海水配管ダクト（鉛直部）に作用する地震時土圧が保守的に算定されていること

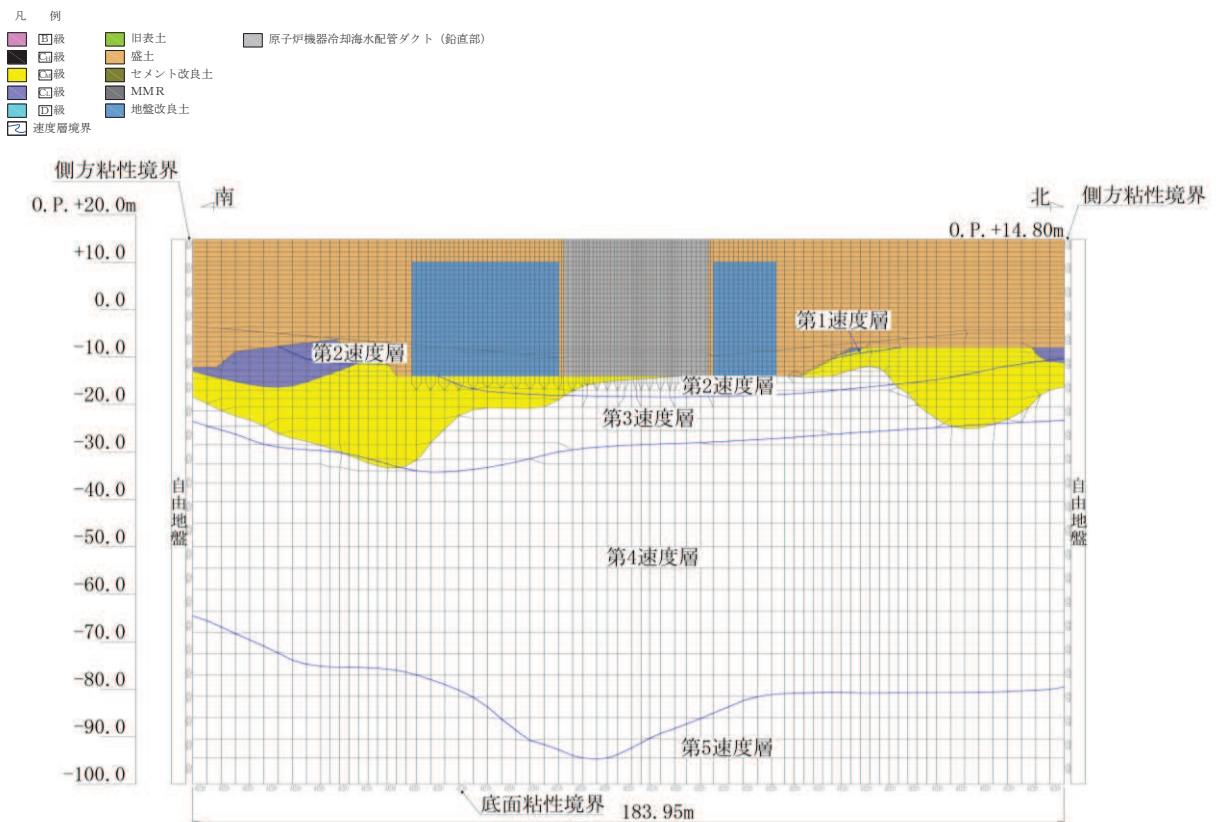


図 1-1 海水配管ダクト（鉛直部）南北断面（A-A 断面）

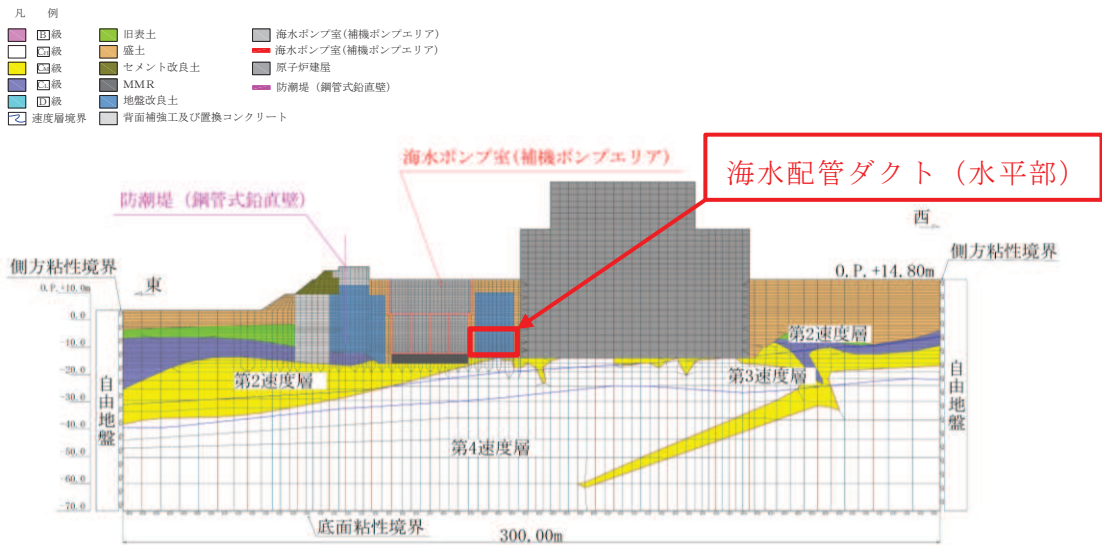


図 1-2 海水配管ダクト（鉛直部）東西断面（B-B 断面）

2. 南北断面（A-A 断面）における確認

2.1 南北断面（A-A 断面）における確認方針

南北加震時に海水配管ダクト（鉛直部）の南北の側面に作用する地震時土圧を適切に評価するため、海水配管ダクト（鉛直部）が海水ポンプ室（縦断面）と同一の挙動となるようにモデル化している。

モデル化方法は、図 2.1-1 に示す海水ポンプ室（縦断面）の二次元地震応答解析モデルに単位荷重を作用させた時の、海水配管ダクト（鉛直部）が設置される部位の変位と、図 2.1-2 に示す海水配管ダクト（鉛直部）のモデルに単位荷重を作用させた時の変位が等しくなるよう剛性を設定している。また、質量についても、海水配管ダクト（鉛直部）の幅に該当する海水ポンプ室の質量を見込んでいる。

図 2.1-2 に MPC と示している節点は、海水ポンプ室（縦断面）は延長 77m の横長の構造であり、回転変形しないことを考慮するため、両節点の X 方向変位と Y 方向変位が同一としている。

当モデル化の妥当性の確認は、以下の 2 点に着目して実施する。

- ・ 海水ポンプ室（縦断面）と海水配管ダクト（鉛直部）の地震時挙動が同等となっていること
- ・ 海水配管ダクト（鉛直部）の地震時土圧が保守的となっていること

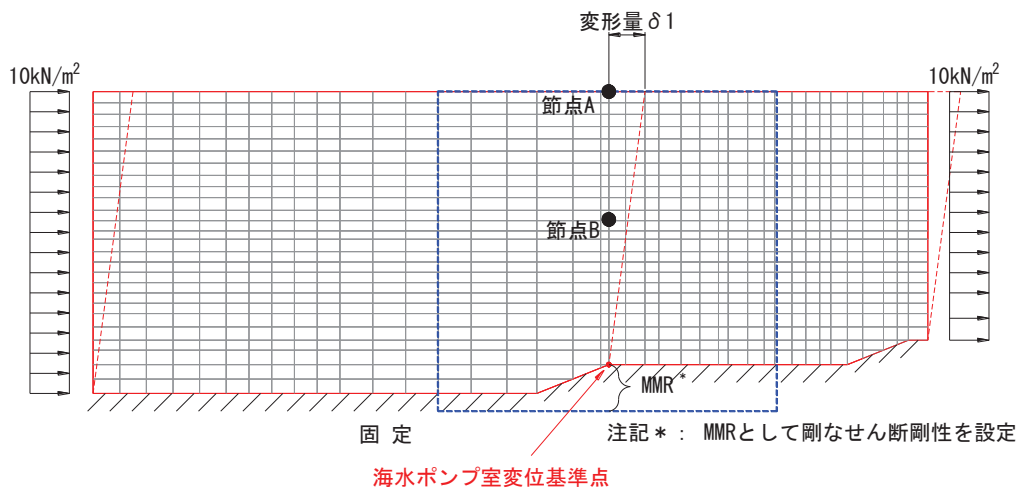


図 2.1-1 海水ポンプ室（縦断面）への単位荷重載荷イメージ

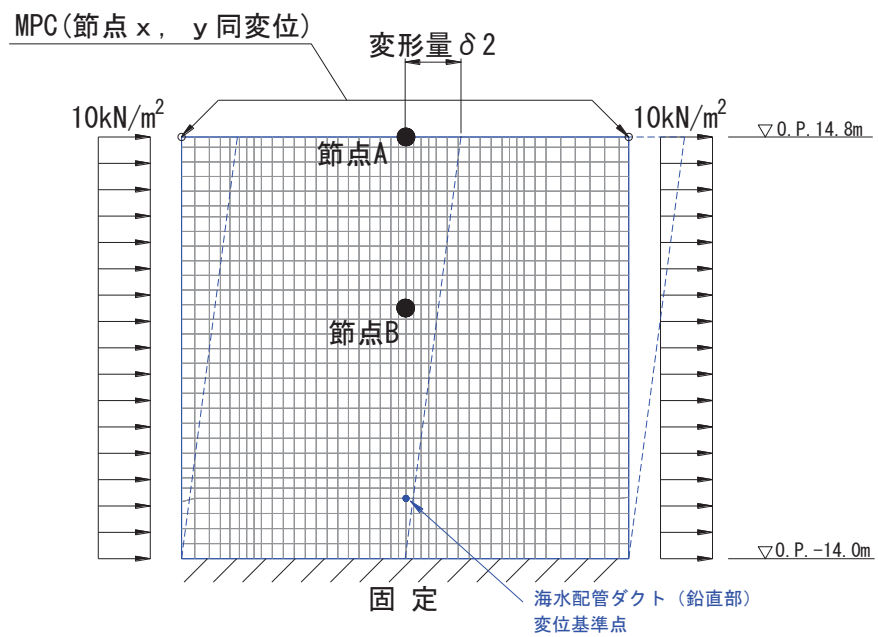


図 2.1-2 海水配管ダクトの剛性設定イメージ

2.2 南北断面（A-A 断面）における確認条件

海水ポンプ室（縦断面）と海水配管ダクト（鉛直部）で地震時の挙動が同等となっていることの検証は、位相の反転を考慮した基準地震動 14 波の地震応答解析において、水平変位が最大となる $S_s - F_2 (-+)$ を代表波として、時刻歴の節点変位を比較することで、確認を行う。

海水配管ダクト（鉛直部）の地震時土圧が保守的となっていることの検証は、海水ポンプ室を考慮しない海水配管ダクト（鉛直部）が独立した比較検証モデル（以下「独立モデル」と言う。）を作成し、両者の最大土圧を比較する。用いる地震動は、位相の反転を考慮した基準地震動 14 波の地震応答解析において、地震時土圧が最大となる $S_s - D_1 (++)$ を代表波とする。地震時土圧検証用の独立モデルを図 2.2-1 に示す。

図 2.2-1 に示すように独立モデルにおいては、海水配管ダクト（鉛直部）の下部に盛土があるが、海水配管ダクト（鉛直部）は、海水ポンプ室と一体構造であるため、海水配管ダクト（鉛直部）の底面は海水ポンプ室の支持岩盤と同一の挙動を示すと考えられる。そのため、海水配管ダクト（鉛直部）底面の両端の節点と岩盤上面の節点の水平変位が同一となるような拘束条件を考慮して検証を行う。

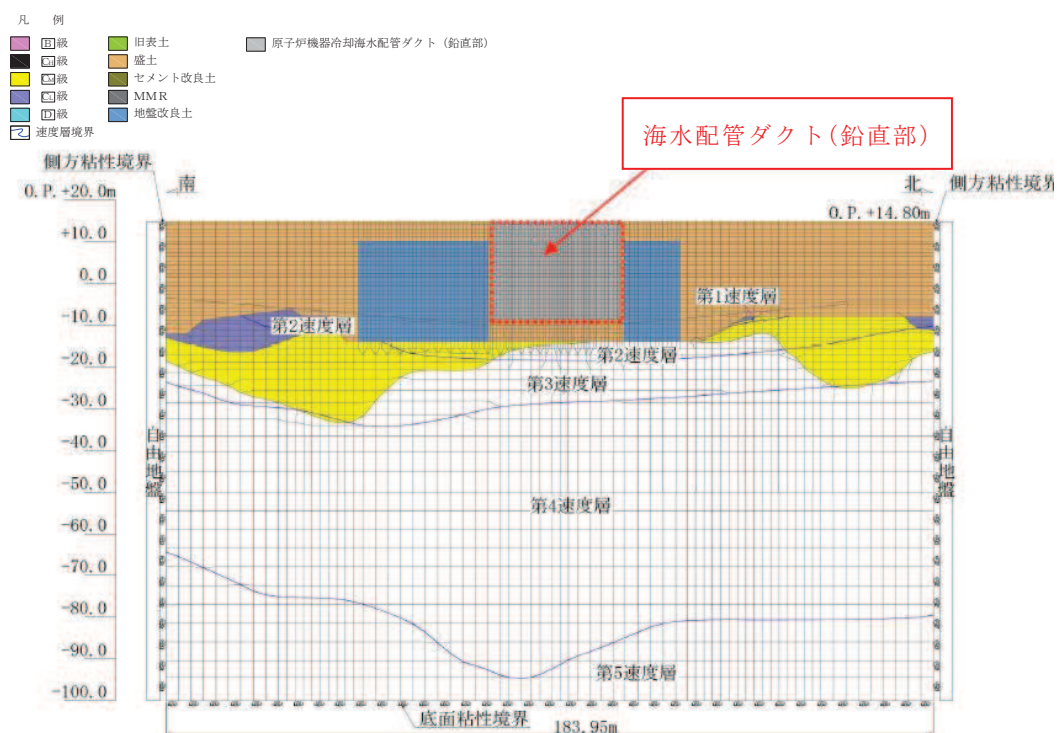


図 2.2-1 地震時土圧検証用の海水配管ダクト（鉛直部）独立モデル

2.3 南北断面（A-A 断面）における確認結果

海水ポンプ室（縦断面）と海水配管ダクト（鉛直部）の地震時挙動の比較結果について、図 2.1-1 及び図 2.1-2 に示した節点 A 及び節点 B の時刻歴の水平変位波形を図 2.3-1 と図 2.3-2 にそれぞれ示す。両者の挙動は良く整合しており、海水配管ダクト

(鉛直部)が海水ポンプ室に懸架されている挙動を再現できている。なお、最大変位が、海水配管ダクト(鉛直部)の方が10%弱小さい理由としては、躯体に対する改良地盤の幅の割合が海水配管ダクト(鉛直部)の方が大きく、改良地盤の拘束効果を比較的受けるためと考えられる。

次に、海水配管ダクト(鉛直部)の地震時土圧の検証について、設計用モデルと独立モデルの比較結果を図2.3-3に示す。独立モデルより得られた土圧と比較して、設計用土圧が大きくなっており、保守的に評価されていることが確認された。

以上より、設計用土圧は海水配管ダクト(鉛直部)の剛性を海水ポンプ室と等価としており、かつ海水ポンプ室に変形を拘束される効果を見込んでいるため、土圧が保守的に評価できている。

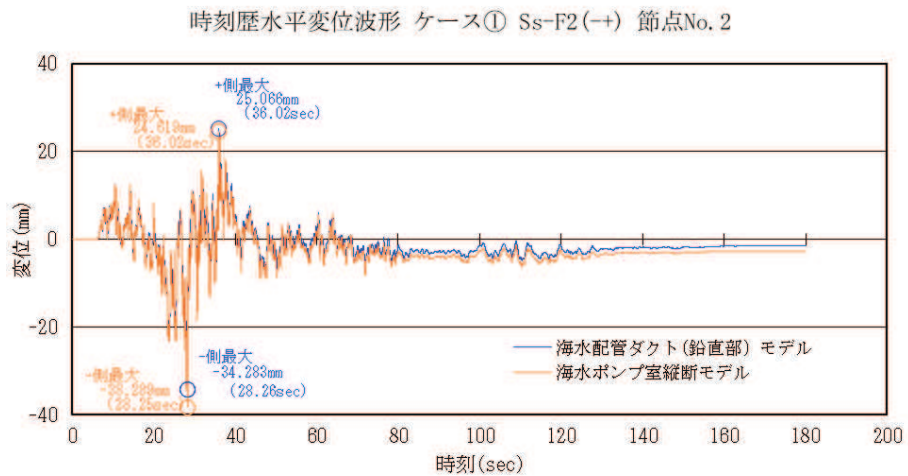


図 2.3-1 節点 A の時刻歴水平変位波形の比較 (S s - F 2 (+))

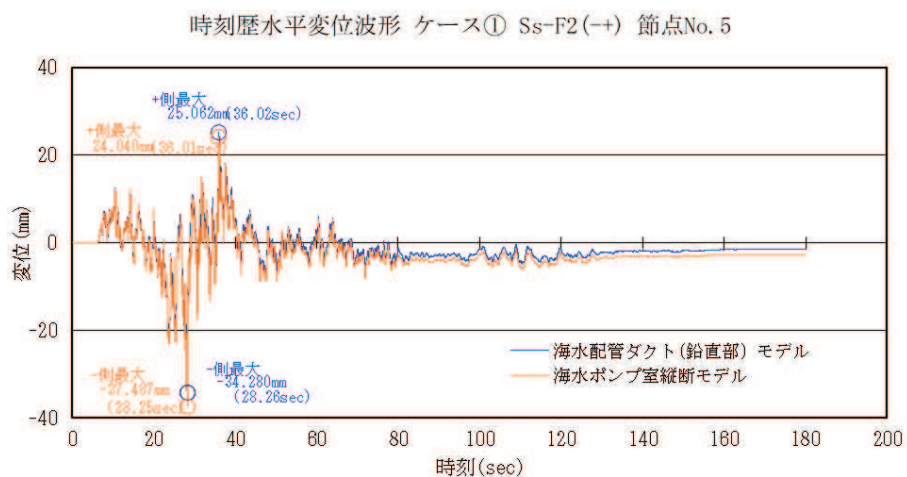


図 2.3-2 節点 B の時刻歴水平変位波形の比較 (S s - F 2 (+))

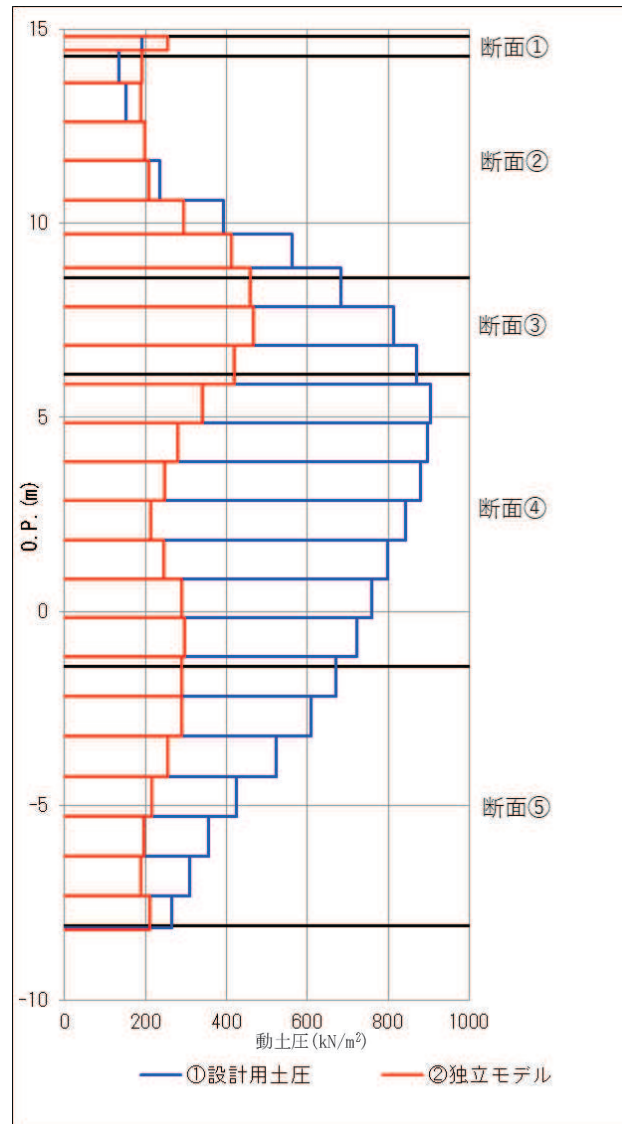


図 2.3-3 設計用モデルと独立モデルの地震時土圧の比較 (S_s-D1(++))

3. 東西断面（B-B 断面）における確認

3.1 東西断面（B-B 断面）における確認方針

海水ポンプ室と原子炉建屋の間の地盤は、図 3.1-1(平面図)に示す通り地盤改良されており、直交する断面図である図 3.1-2（①-①断面）及び図 3.1-3（②-②断面）に示す通り、改良地盤の一部には、海水配管ダクト（水平部）が存在する。地震応答解析モデル（B-B 断面）において、海水配管ダクト（水平部）が重複する部分は全て改良地盤としてモデル化している。海水配管ダクト（水平部）は MMR を介して岩着しており、海水配管ダクト（鉛直部）との接続部は耐震ジョイントで縁切りされていることから、海水配管ダクト（鉛直部）へ荷重は作用しない構造となっている。従って、実現象としては、海水配管ダクト（鉛直部）へ作用する改良地盤の土圧は、海水配管ダクト（水平部）を除いた門型の改良地盤からの土圧となる。

海水配管ダクト（鉛直部）への土圧の保守性の確認を目的に、B-B 断面において海水配管ダクト（水平部）が重なる改良地盤の剛性を、海水配管ダクト（水平部）分を空洞と仮定し、剛性を低下させたモデル（以下、「剛性低下モデル」という。）を用いて土圧を算定し、設計用土圧と比較する。

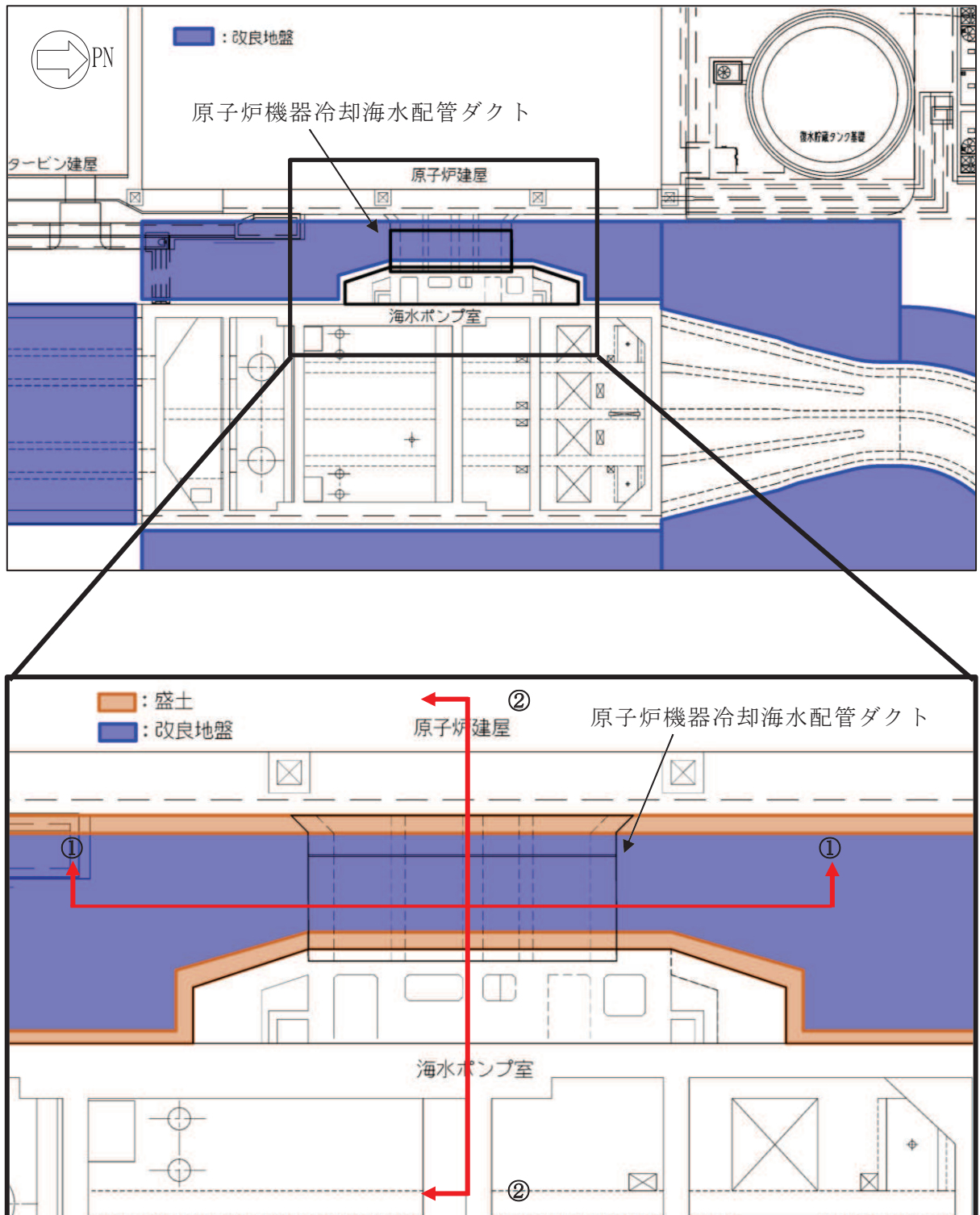


図 3.1-1 地盤改良範囲(平面図)

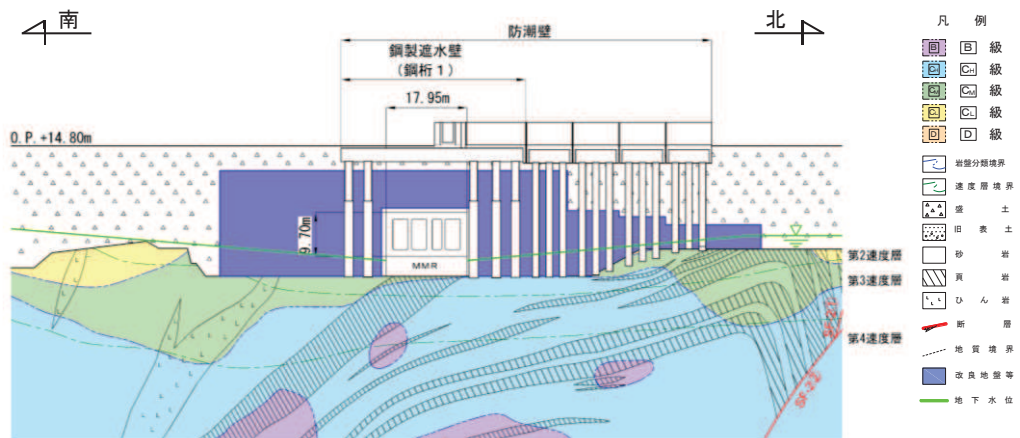


図 3.1-2 地盤改良範囲(横断図, ①-①断面)

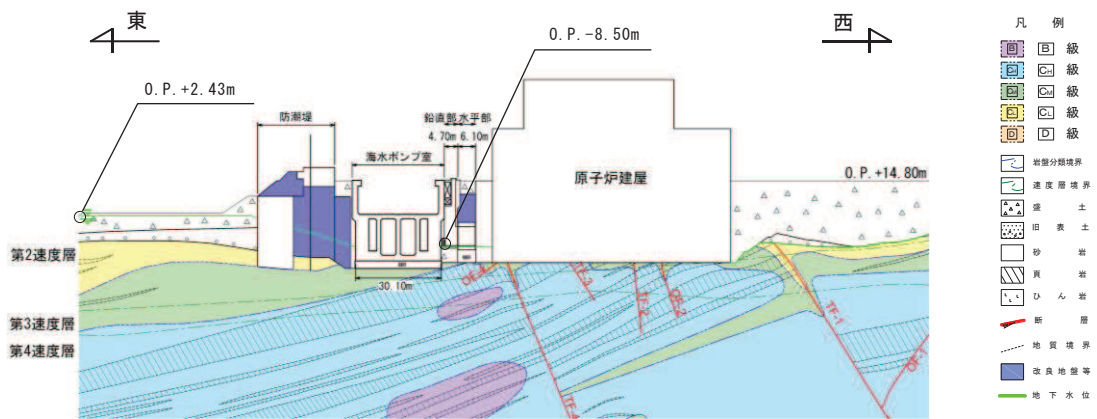


図 3.1-3 地盤改良範囲(縦断図, ②-②断面)

3.2 東西断面（B-B断面）における確認条件

南北方向の地盤改良幅 77m に対し，空洞として扱う範囲を図 3.2-1 に示す。また，空洞化を考慮した改良地盤のせん断弾性係数及び単位体積重量を表 3.2-1 に，設計用物性値と合わせて示す。

地震応答解析に用いる地震動は，海水配管ダクト（鉛直部）の設計断面毎の設計用土圧の総和が最大となる $S_s - D_2 (-+)$ とする。

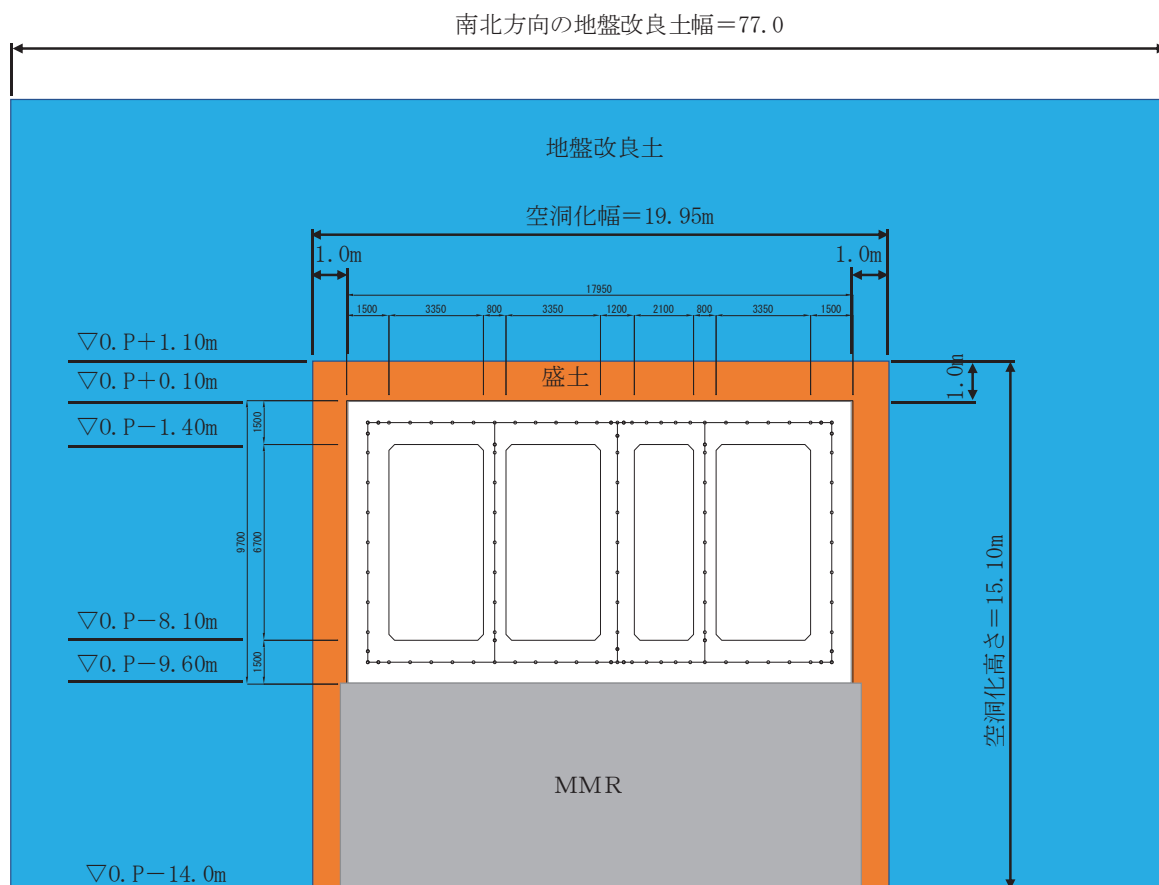


図 3.2-1 改良地盤のうち空洞として考慮する範囲

表 3.2-1 空洞を考慮した改良地盤のモデル化諸元

物性値	改良地盤	設計用モデル G, γ	剛性低下モデル G', γ'
せん断弾性係数 G (N/mm ²)	不飽和	1840	1363
	飽和	1940	1437
単位体積重量 γ (kN/m ³)	不飽和	19.600	14.522
	飽和	20.600	15.263

3.3 東西断面 (B-B 断面) における確認結果

改良地盤の諸元について、剛性低下モデルのせん断弾性係数 G' は、地盤物性のばらつきとして、平均値 - σ で考慮している初期せん断弾性係数 (不飽和: 1150N/mm², 飽和: 1210N/mm²) を上回っており、モデル化の影響はばらつきの範囲内と言える。

単位体積重量も設計用モデルより小さくなるため、設計用モデルの慣性力も保守的に評価できていると言える。

設計用モデル (基本ケース) の土圧分布と剛性低下モデルの土圧分布を比較して、表 3.3-1 及び図 3.3-1 に示す。

海水配管ダクト (鉛直部) に作用する地震時土圧の合計は、設計用モデルと剛性低下モデルでほぼ同じであった。また、各断面の設計用土圧は、断面④において、剛性低下モデルの方が 5.6%大きくなっているものの、地盤剛性のばらつきの範囲内である。

以上の確認により、海水配管ダクト (水平部) を改良地盤としてモデル化した地震時土圧の評価方法に問題はないことを確認した。

表 3.3-1 設計用モデルの土圧と剛性低下モデルの土圧の比較

断面 番号	O. P. (m)	分担高さ (m)	設計用モデルの 土圧 (kN/m ²) (A)	剛性低下モデルの 土圧 (kN/m ²) (B)	比率 (B/A)
①	14.328 ~ 14.800	0.4720	427.426	433.352	1.014
①	13.384 ~ 14.328	0.9440	369.180	356.721	0.966
②	13.384 ~ 14.328	0.9440	369.180	356.721	0.966
②	12.440 ~ 13.384	0.9440	325.686	337.770	1.037
②	11.497 ~ 12.440	0.9435	360.533	351.446	0.975
②	10.554 ~ 11.497	0.9430	251.477	275.269	1.095
②	9.610 ~ 10.554	0.9435	298.527	318.942	1.068
②	8.666 ~ 9.610	0.9440	455.448	484.887	1.065
②	7.722 ~ 8.666	0.9440	475.120	498.872	1.050
③	7.722 ~ 8.666	0.9440	475.120	498.872	1.050
③	6.750 ~ 7.722	0.9720	376.659	373.275	0.991
③	5.750 ~ 6.750	1.0000	334.439	315.081	0.942
④	5.750 ~ 6.750	1.0000	334.439	315.081	0.942
④	4.750 ~ 5.750	1.0000	388.237	404.399	1.042
④	3.750 ~ 4.750	1.0000	465.180	474.438	1.020
④	2.750 ~ 3.750	1.0000	557.898	589.411	1.056
④	2.250 ~ 2.750	0.5000	557.682	531.891	0.954
④	1.800 ~ 2.250	0.4500	557.682	531.891	0.954
④	0.900 ~ 1.800	0.9000	557.682	531.891	0.954
④	-0.050 ~ 0.900	0.9500	516.525	494.653	0.958
④	-1.025 ~ -0.050	0.9750	475.314	455.645	0.959
④	-1.950 ~ -1.025	0.9250	456.322	440.798	0.966
⑤	-1.950 ~ -1.025	0.9250	456.322	440.798	0.966
⑤	-2.863 ~ -1.950	0.9125	414.740	406.373	0.980
⑤	-3.788 ~ -2.863	0.9250	390.169	389.431	0.998
⑤	-4.713 ~ -3.788	0.9250	352.921	365.603	1.036
⑤	-5.638 ~ -4.713	0.9250	339.613	350.394	1.032
⑤	-6.563 ~ -5.638	0.9250	325.919	337.303	1.035
⑤	-7.438 ~ -6.563	0.8750	310.482	324.139	1.044
⑤	-8.175 ~ -7.438	0.7375	301.616	305.776	1.014
合計(断面①~断面④) (kN) 地震時土圧×分担高さ×単位奥行			7114.928	7132.963	1.003

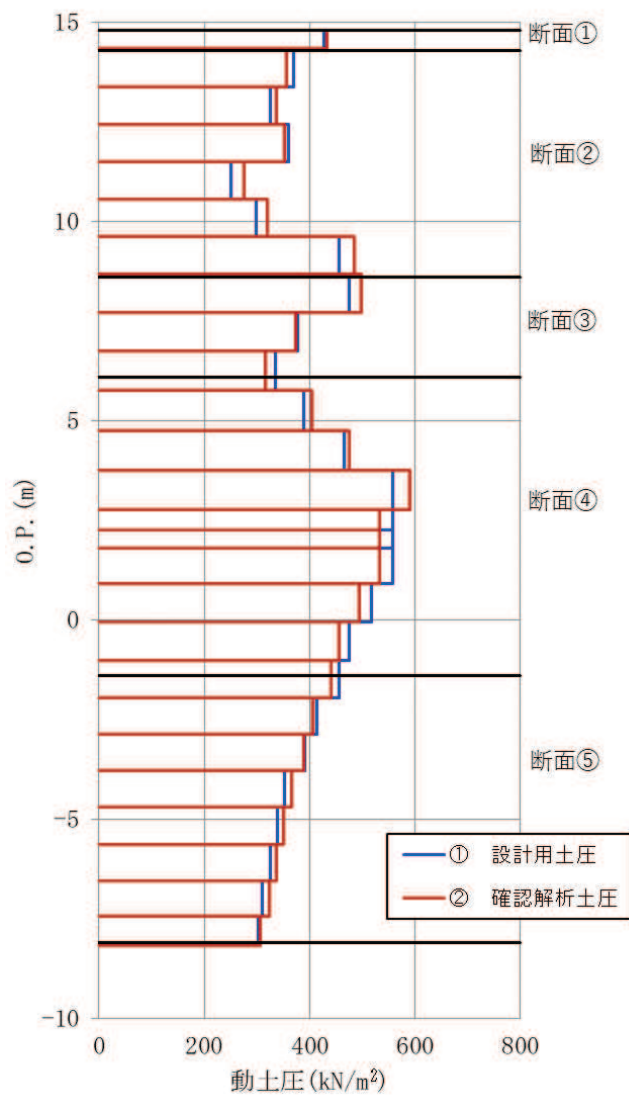


図 3.3-1 設計用モデルの土圧と剛性低下モデルの土圧の比較

4. まとめ

海水配管ダクト（鉛直部）の地震応答解析モデルについて、南北断面、東西断面それぞれについて、以下のとおり検証を行い、問題ないことを確認した。

南北断面（A-A 断面）

- ・ 地震時の挙動が海水ポンプ室（縦断）と同様の挙動となっており、海水ポンプ室と一体的に震動していることを確認した。
- ・ 海水ポンプ室との一体化を考慮しない独立モデルを作成し、設計用モデルとの土圧を比較し、設計用モデルの方が、土圧を保守的に評価できていることを確認した。

東西断面（B-B 断面）

- ・ 改良地盤中の海水配管ダクト（水平部）部分を空洞として改良地盤をモデル化した場合と設計用の物性値を比較した結果、海水配管ダクト（水平部）を空洞とした改良地盤のせん断弾性係数は、地盤物性のばらつきの範囲内におさまることを確認した。
- ・ 設計用のモデル（基本ケース）と空洞として考慮し剛性を低下させたモデルで、海水配管ダクト（鉛直部）に作用する地震時土圧を比較した結果、地震時土圧は同等であることを確認した。

以上により、海水配管ダクト（鉛直部）の地震時荷重は適切に評価されていることを確認した。

参考資料 5 頂版及び底版における側壁の端部モーメントの影響について

1. はじめに

海水配管ダクト（鉛直部）の頂版及び底版の構造解析は、水平輪切り断面を模擬した二次元のシェル要素及び梁要素によりモデル化し、海水ポンプ室との接続部を固定端として地震時荷重を作用させて照査を行っている。従って側壁に作用する荷重により側壁と頂版及び底版との境界に発生する曲げモーメントのモーメント分配が考慮されていない。

側壁と接合部を有する頂版及び底版の部位を図 1-1 及び図 1-2 に示す。なお、底版は海水配管ダクト（水平部）と接続するため、側壁と接合部を有する部位は、アクセス用のカルバート部のみである。

頂版及び底版の評価で考慮している端部モーメントより大きなモーメントが側壁に生じると、モーメント分配の影響により、より大きな端部モーメントが頂版及び底版に作用することから、別途、側壁に生じる端部モーメントを評価し、影響について確認する。

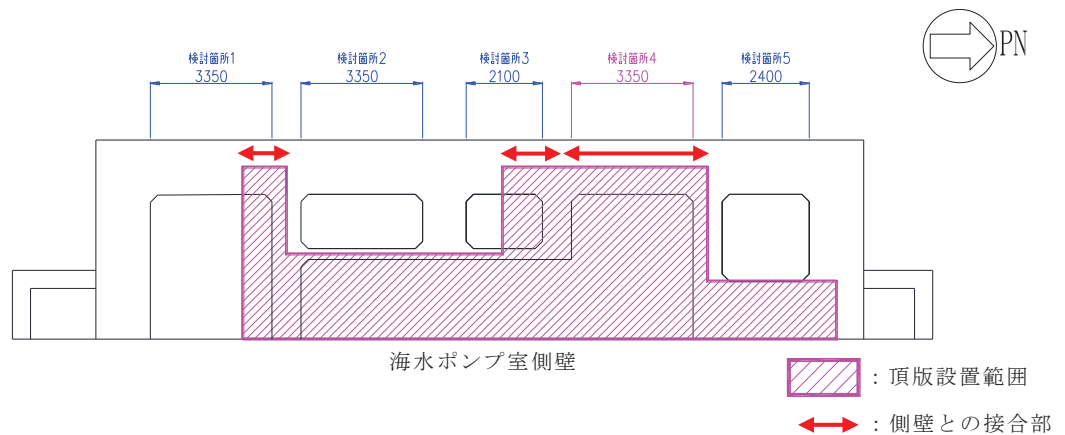


図 1-1 頂版（断面①）の側壁と接合部を有する部分

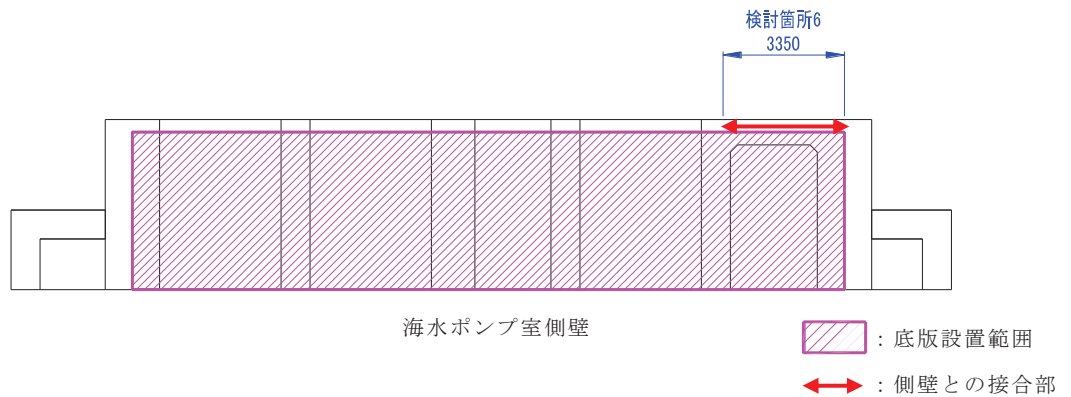


図 1-2 底版（断面⑥）の側壁と接合部を有する部分

2. 側壁に生じる端部モーメントの評価方法

頂版及び底版と境界を有する区間から代表断面を選定して、側壁を模擬したシェルモデルに土圧及び慣性力を作用させて頂版及び底版との境界に発生する曲げモーメントを評価する。代表断面は、側壁の受圧面積が大きく、頂版との接合長さの長い、図 1-1 及び図 2-1 の検討箇所 4 とする。

図 2-1 に示す、検討箇所 4 をシェル要素でモデル化する。境界条件は、海水配管ダクトの隔壁及び頂版との接続部を固定境界とする、3 辺固定 1 辺自由とする。頂版との接合部から自由境界までの延長は、作用荷重が大きく見込め、かつ 2 方向スラブと見なせる最大面積とすることとし、具体的には、短辺/長辺=0.4 とする。検討箇所 4 のシェルモデルを図 2-2 に示す。

検討に用いる地震動は、海水配管ダクト（鉛直部）の東西加震動解モデルを用いて基準地震動の水平位相反転を考慮した全 14 波のうち、躯体に作用する土圧と慣性力の総和が最大となる $S_s - D2(++)$ とする。作用させる土圧及び加速度の深度分布を図 2-3 と図 2-4 にそれぞれ示す。

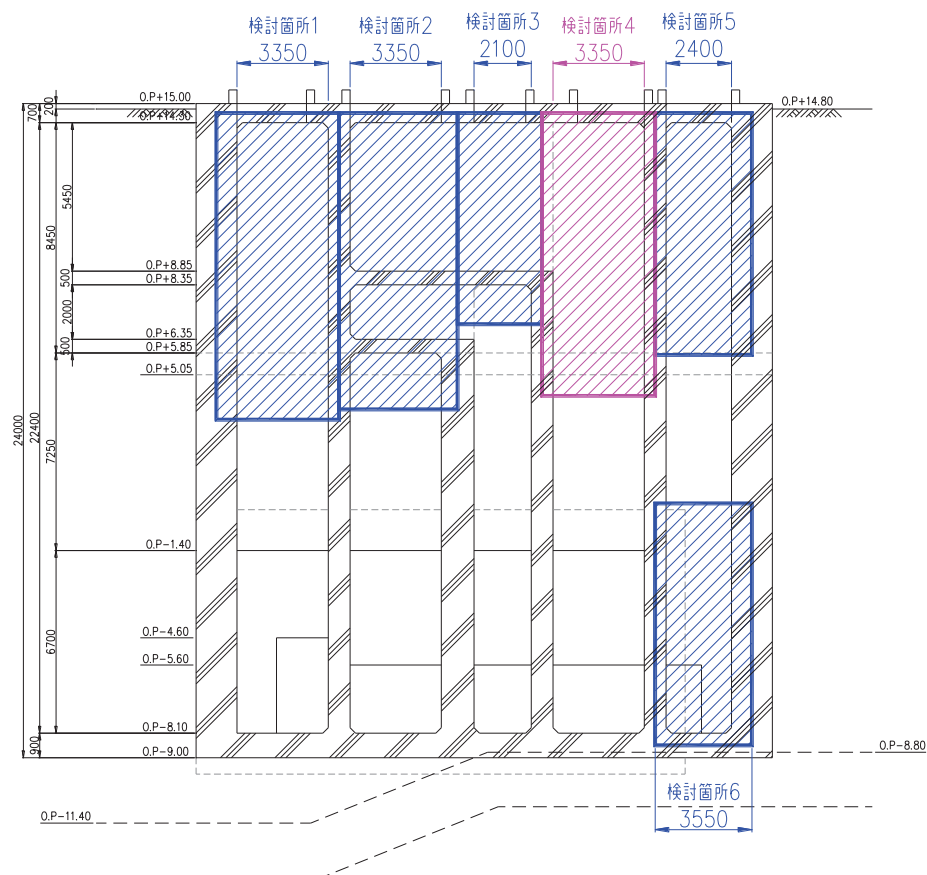


図 2-1 側壁（正面図）のモーメント算定区間の候補箇所

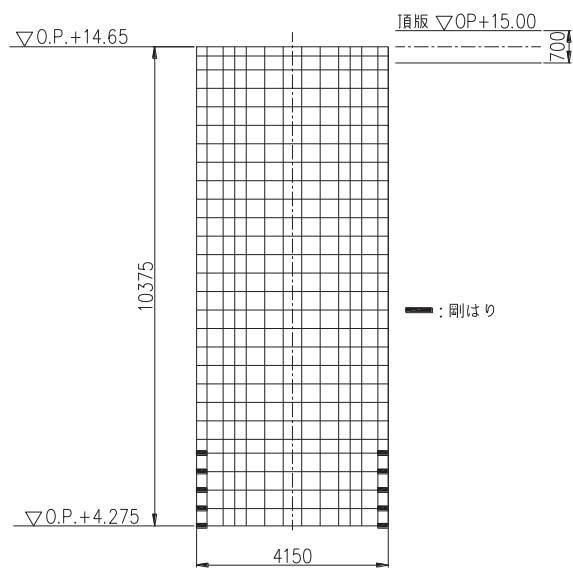


図 2-2 検討箇所 4 のシェルモデル図

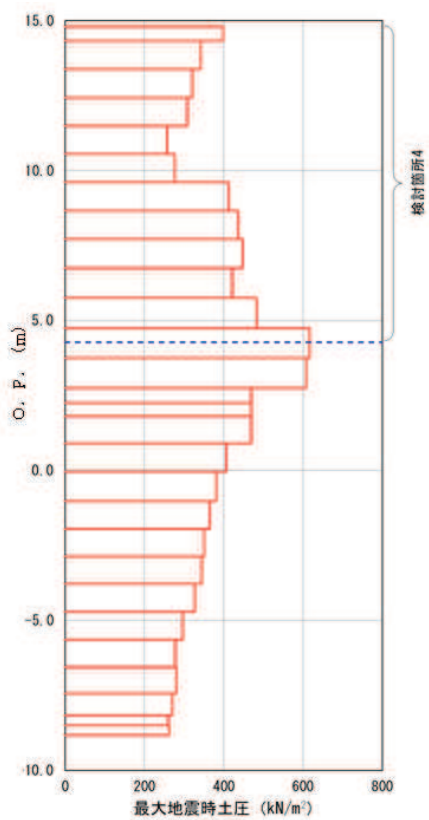


図 2-3 シェルモデルに作用させる土圧の深度分布 (S s -D 2 (++))

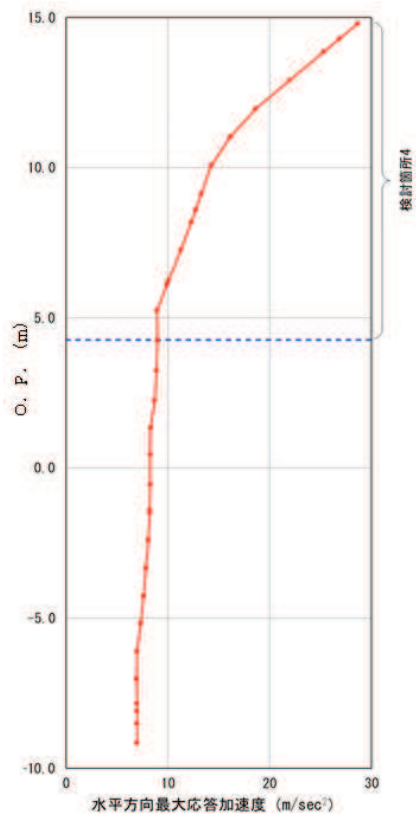


図 2-4 シェルモデルに作用させる加速度の深度分布 (S s-D 2(++))

3. 側壁端部に生じるモーメントの評価結果

検討箇所4のシェルモデルに土圧及び慣性力を作用させた結果として発生する曲げモーメント分布図を図3-1に示す。また、頂版の面外荷重による曲げモーメント分布図を図3-2に示す。結果として、曲げモーメントが最大となる検討箇所4のスパン中央部において、頂版 My1 より側壁 My2 の曲げモーメントが大きな値を示すことから、次項において側壁から頂版への廻り込みモーメントの影響を検討する。

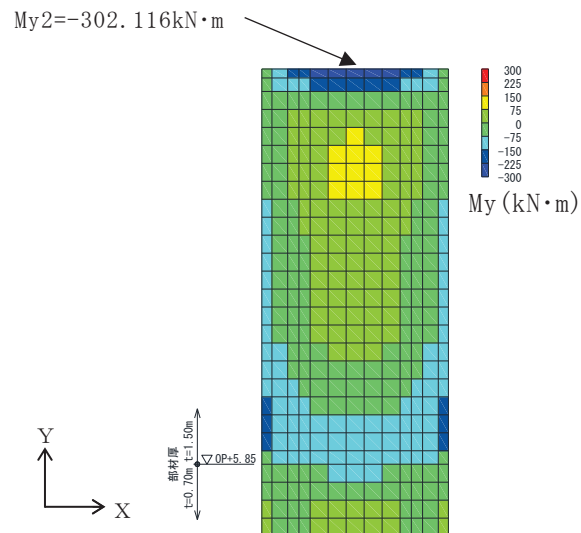


図3-1 側壁の曲げモーメント分布図：My2

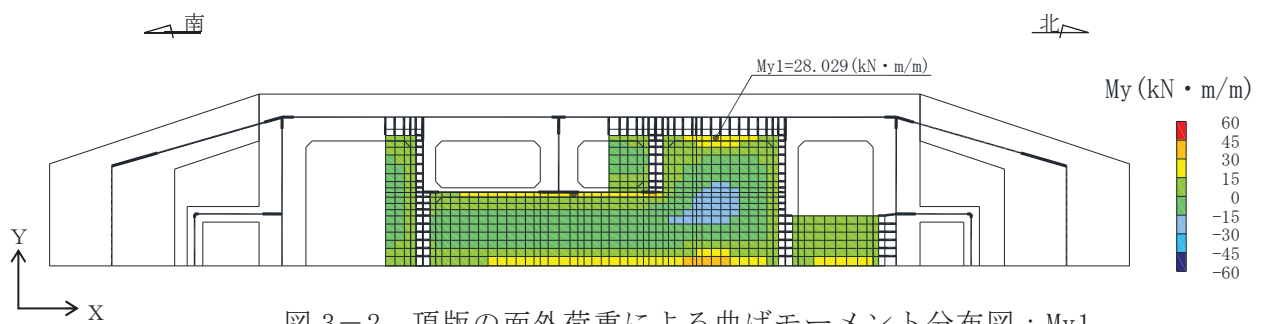


図3-2 頂版の面外荷重による曲げモーメント分布図：My1
(解析ケース①, S s - D 2 (++))

4. 廻り込みモーメントに対する影響検討

4.1 側壁から頂版への廻り込みモーメントの評価方法

隅角部の曲げモーメントは、頂版の面外荷重による曲げモーメント(My1)及び側壁の曲げモーメント(My2)を超えることはない。側壁の曲げモーメント(My2)が頂版で発生した曲げモーメント(My1)より小さい場合は、My2の廻り込み曲げモーメントをMy1に加算する必要がなくMy1が設計曲げモーメントとなる。一方で、側壁の曲げモーメント(My2)が頂版で発生した曲げモーメント(My1)より大きい場合は、保守的にMy2を設計曲げモーメントとする。端部における廻り込み曲げモーメントの概念図を図4-1に示す。

側壁端部に生じるモーメントの評価結果のとおり、側壁の曲げモーメント(My2)は、頂版の曲げモーメント(My1)より大きいことから、保守的にMy2を設計曲げモーメントとし、側壁から頂版への曲げモーメントの廻り込みを考慮する。

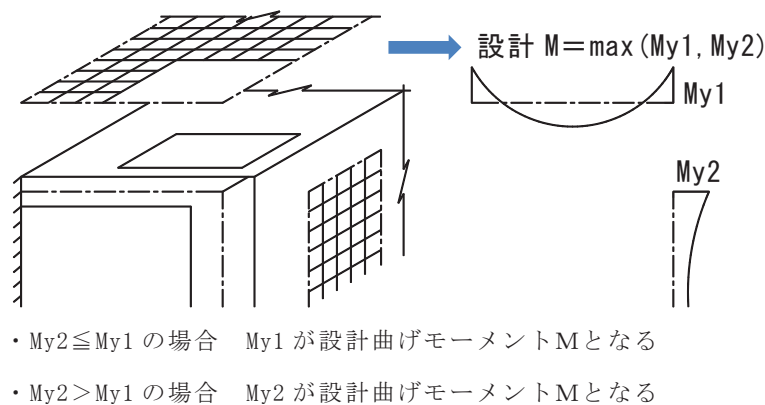


図 4-1 端部における廻り込み曲げモーメント概念図

4.2 廻り込みモーメントの評価方法

曲げモーメントの廻り込みによる影響を単純に評価するため、東西方向に着目した廻り込みモーメント My について、加算の有無による頂版端部における東西方向の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値の比較を行う。ここで、照査において廻り込みモーメントを加算する範囲は、図4-2に示すとおり、側壁と頂版がつながっている範囲のうち最も廻り込みモーメントの影響を受けると考えられる側壁との接合部とし、検討箇所4で得られた曲げモーメント $My2$ を全ての接合部に作用させることとし、照査を実施する。

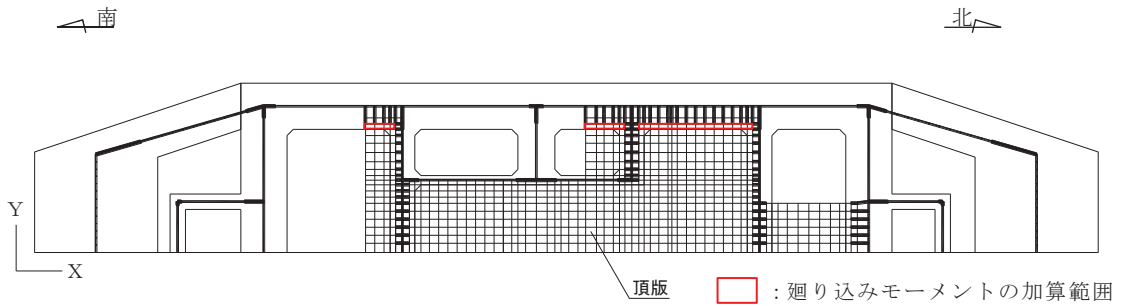


図 4-2 廻り込みモーメントを加算する範囲

5. 廻り込みモーメントに対する影響評価結果

廻り込みモーメントに対する影響評価結果として、表 5-1 及び表 5-2 に東西方向の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を、図 5-1 に評価位置図を示す。廻り込みモーメントを考慮した場合でも、照査値には十分裕度があることを確認した。

表 5-1 東西方向の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）

廻り込み考慮	評価位置	解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生応力度 σ'_c (kN/mm ²)	短期許容応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ'_c / σ'_{ca}
無	頂版 101	①	Ss-D2 (++)	20	-1816	2.4	11.7	0.21
有	頂版 101	①	Ss-D2 (++)	302	-456	5.1	11.7	0.44

表 5-2 東西方向の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（鉄筋）

廻り込み考慮	評価位置	解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生応力度 σ'_s (kN/mm ²)	短期許容応力度 σ'_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ'_s / σ'_{sa}
無	頂版 101	①	Ss-D2 (++)	20	70	18	294	0.07
有	頂版 101	①	Ss-D2 (++)	302	-199	118	294	0.41

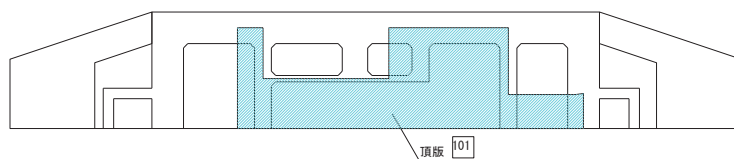


図 5-1 評価位置図（断面①）

6. まとめ

海水配管ダクト（鉛直部）について，側壁に作用する荷重により側壁と頂版及び底版の境界に発生する曲げモーメントの影響を以下のとおり確認した。

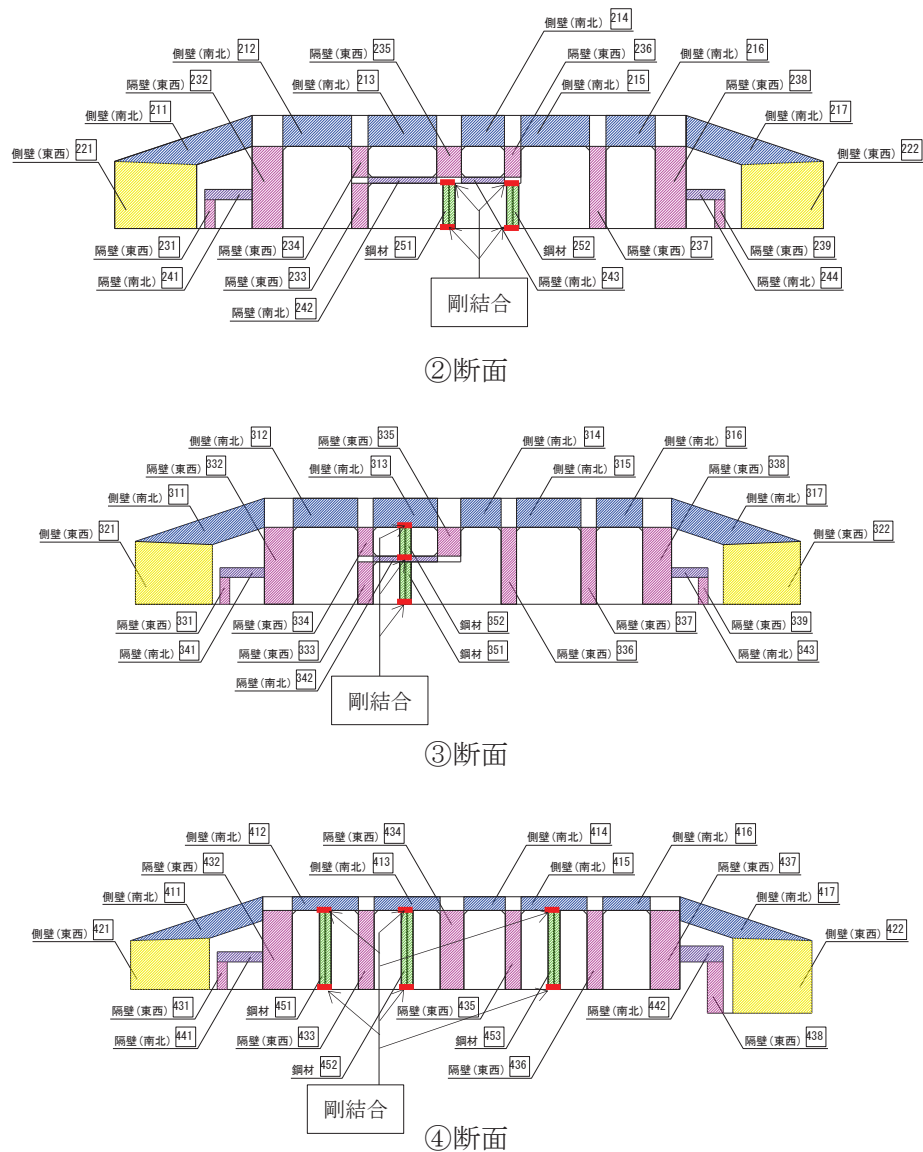
- ・ 側壁に生じる端部曲げモーメントについて，側壁を模擬したモデルに土圧及び慣性力を作用させて，曲げモーメントを評価した。評価の結果，側壁端部に発生する曲げモーメントが頂版端部に発生する曲げモーメントよりも大きいことから，廻り込みモーメントによる影響検討を実施した。
- ・ 曲げモーメントの廻り込みによる影響検討として，東西方向に着目した廻り込みモーメント M_y について，加算の有無による東西方向の曲げ・軸力系の破壊に対する照査を実施した。照査の結果，廻り込みモーメントを考慮した場合でも，照査値には十分裕度があることを確認した。

参考資料 6 鋼材端部を固定境界とした場合の照査結果

1. 概要

海水配管ダクト（鉛直部）の耐震安全性評価においては、鉄筋コンクリート躯体のせん断変形に対し保守的に評価するため、鋼材をピン結合でモデル化している。一方、鋼材にとっては固定境界として曲げモーメントを考慮した方が保守的な評価となるため、本資料では剛結合とした場合の照査結果を以下に示す。

2. 解析モデル



※ ①断面、⑤断面は、鋼材なし

図 2-1 解析モデル図

3. 解析ケース

解析ケースは、ピン結合と同じケースの基準地震動S s 7波2位相(++, -+)及びばらつきケースを実施した。

4. 評価結果

4.1 地震応答解析

地震応答解析結果として、剛結合した鋼材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査のうち最大照査値となる地震動・解析ケースの「応力の照査と座屈に対する安定の照査」のうち厳しい方を記載する。

4.1.1 解析ケースと照査値

耐震評価においては、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「10. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定」に基づき、すべての基準地震動 S_s に対して実施するケース①において、剛結合した鋼材の曲げ・軸力系の破壊の照査において、照査値が0.5を超えるすべての照査項目に対して、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。

(1) 断面②～④

a. 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鋼材）

表4-1に曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鋼材）の実施ケースと照査値を示す。

表4-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（鋼材）（断面②～④）*1

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2 (鋼材)			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.69			
	-+	0.79			
S _s -D2	++	0.76	0.75	0.78	0.68
	-+	0.76			
S _s -D3	++	0.71			
	-+	0.76			
S _s -F1	++	0.66			
	-+	0.57			
S _s -F2	++	0.69			
	-+	0.63			
S _s -F3	++	0.75			
	-+	0.77			
S _s -N1	++	0.77			
	-+	0.60	0.57	0.58	0.46

注記*1：「資料5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表6-4に対応する。

*2：照査値は、応力の照査と座屈に対する安定の照査のうち厳しい方を記載。

4.2 二次元構造解析結果

4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

(1) 断面②～④

剛結合した鋼材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表4-2～表4-7に示す。また、各断面で最大照査値となる解析ケースの断面力分布図を図6-1、図6-3及び図6-5に示す。

表4-2 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（断面②，鋼材：応力の照査）*1

評価位置*		解析 ケース	地震動	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca1} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca1}
鋼材	251	①	S s - D 1 (-+)	197	277	0.72

注記*1：「資料5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表6-14に対応する。

*2：評価位置は図4-2に示す。

表4-3 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（断面②，鋼材：座屈に対する安定性の照査）*1

評価位置*2		解析 ケース	地震動	応力度 区分	発生 応力度 σ_c, σ_b c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)	個別照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca},$ σ_b / σ_{ba}	照査値
鋼材	251	①	S s - D 1 (-+)	軸力	147	252	0.59	0.79
				強軸 曲げ	45	247	0.19	
				弱軸 曲げ	2	247	0.01	

注記*1：「資料5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表6-15に対応する。

*2：評価位置は図4-2に示す。

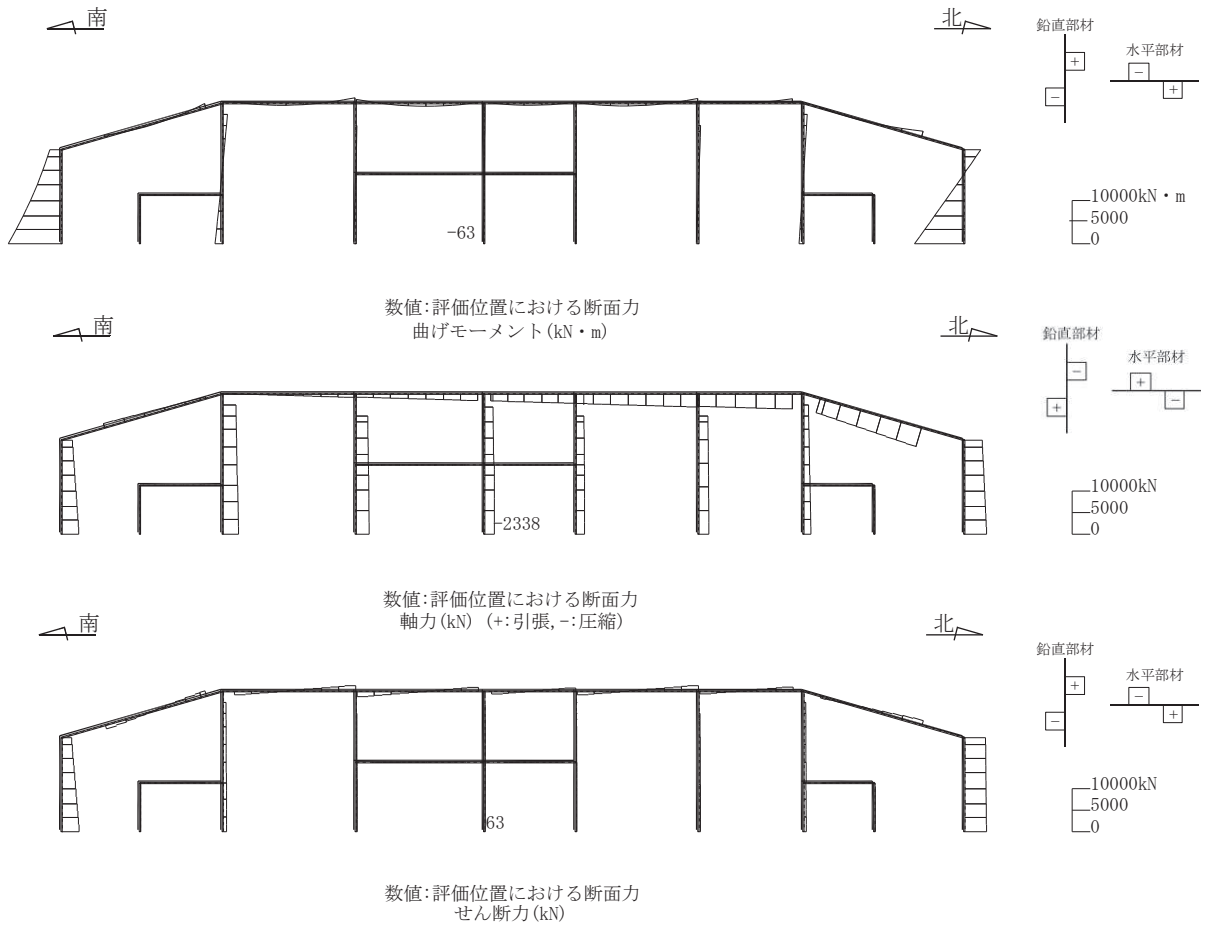


図 4-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力図
(断面②, 解析ケース①, S s-D 1 (-+))

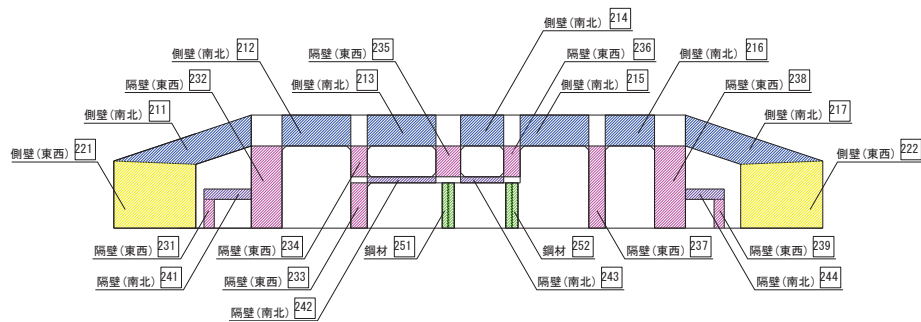


図 4-2 評価位置図 (断面②)

表 4-4 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（断面③，鋼材：応力の照査）*1

評価位置*2			解析 ケース	地震動	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca1} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca} 1
断面③	鋼材	351	②	S s - D 2 (++)	135	277	0.49

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-19 に対応する。

*2：評価位置は図 4-4 に示す。

表 4-5 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（断面③，鋼材：座屈に対する安定の照査）*1

評価位置*2		解析 ケース	地震動	応力度 区分	発生 応力度 σ_c, σ_b c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)	個別照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca},$ σ_b / σ_{ba}	照査値
鋼材	351	②	S s - D 2 (++)	軸力	91	242	0.38	0.53
				強軸 曲げ	29	241	0.13	
				弱軸 曲げ	3	250	0.02	

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-20 に対応する。

*2：評価位置は図 4-4 に示す。

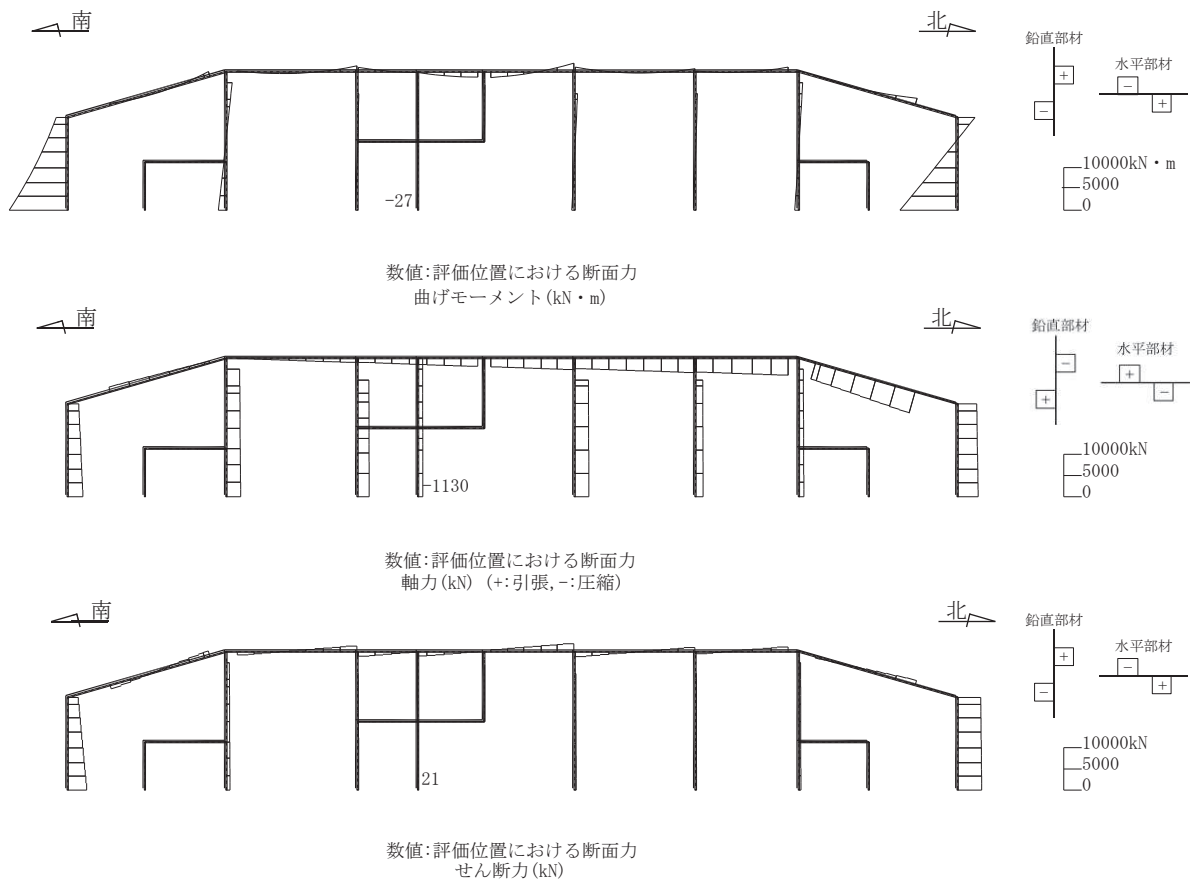


図 4-3 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力図
(断面③, 解析ケース②, S_s-D 2 (++))

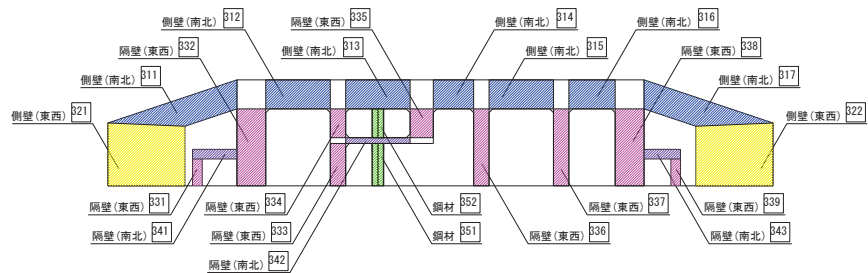


図 4-4 評価位置図 (断面③)

表 4-6 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（断面④，鋼材：応力の照査）*1

評価位置*2		解析 ケース	地震動	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca1} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca} 1
鋼材	451	②	S s - D 2 (++)	114	277	0.42

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-24 に対応する。

*2：評価位置は図 4-6 に示す。

表 4-7 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（断面④，鋼材：座屈に対する安定性の照査）*1

評価位置*2		解析 ケース	地震動	応力度 区分	発生 応力度 σ_c, σ_b c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)	個別照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca},$ σ_b / σ_{ba}	照査値
鋼材	451	②	S s - D 2 (++)	軸力	69	190	0.37	0.58
				強軸 曲げ	30	190	0.16	
				弱軸 曲げ	9	210	0.05	

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-25 に対応する。

*2：評価位置は図 4-6 に示す。

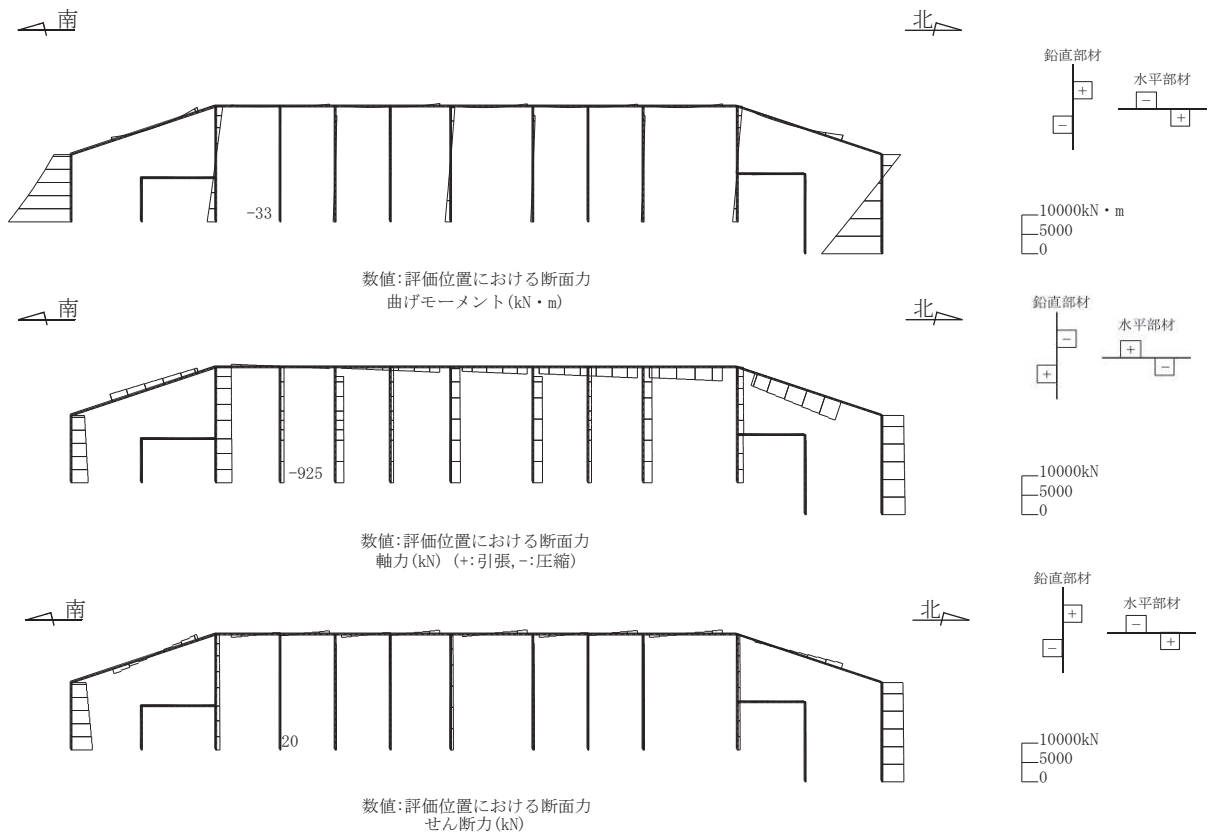


図 4-5 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力図
(断面④, 解析ケース②, S s-D 2 (++))

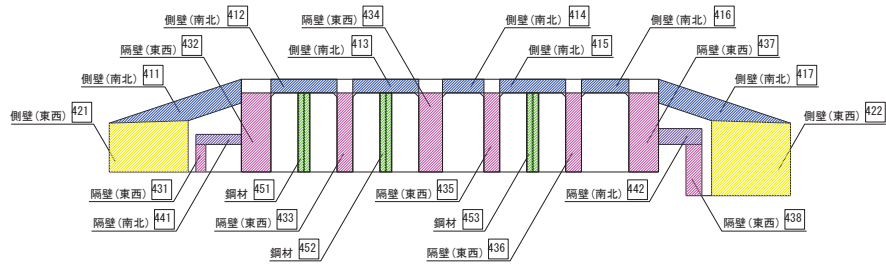


図 4-6 評価位置図 (断面④)

4.3 鋼材の健全性に対する評価結果

4.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

(1) 断面②～④

構造強度を有することの確認，止水機能を損なわないこと及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における剛結合した鋼材の曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表4-8及び表4-10に示す。

同表のとおり，全ケースにおいて発生応力度は短期許容応力度を下回ることを確認した。

表4-8(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
（断面②，鋼材：応力の照査）*1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cal} (N/mm ²)	照査値 (σ_c / σ_{cal})	
①	S _s -D1	++	251	172	277	0.63	
		-+	251	197	277	0.72	
	S _s -D2	++	251	188	277	0.68	
		-+	251	190	277	0.69	
	S _s -D3	++	251	177	277	0.64	
		-+	251	189	277	0.69	
	S _s -F1	++	251	166	277	0.60	
		-+	251	142	277	0.52	
	S _s -F2	++	251	173	277	0.63	
		-+	251	157	277	0.57	
	S _s -F3	++	251	187	277	0.68	
		-+	251	192	277	0.70	
	S _s -N1	++	251	191	277	0.69	
		-+	251	148	277	0.54	
	②	S _s -D2	++	251	187	277	0.68
	③	S _s -D2	++	251	194	277	0.71
④	S _s -D2	++	251	169	277	0.62	
②	S _s -N1	-+	251	142	277	0.52	
③	S _s -N1	-+	251	145	277	0.53	
④	S _s -N1	-+	251	115	277	0.42	

注記*1：「資料5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表6-39(5)に対応する。

*2：評価位置は図4-7に示す。

表 4-8(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面②，鋼材：座屈に対する安定の照査）*1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	応力度 区分	発生	短期	個別照査値 (σ_c / σ_{ca} , $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
					応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)		
①	S s - D 1	++	251	軸力	124	252	0.50	0.69
				強軸曲げ	44	249	0.18	
				弱軸曲げ	2	251	0.01	
		-+	251	軸力	147	252	0.59	0.79
				強軸曲げ	45	247	0.19	
				弱軸曲げ	2	247	0.01	
	S s - D 2	++	251	軸力	137	252	0.55	0.76
				強軸曲げ	45	248	0.19	
				弱軸曲げ	3	249	0.02	
		-+	251	軸力	142	252	0.57	0.76
				強軸曲げ	44	248	0.18	
				弱軸曲げ	2	248	0.01	
	S s - D 3	++	251	軸力	135	252	0.54	0.71
				強軸曲げ	38	248	0.16	
				弱軸曲げ	2	249	0.01	
		-+	251	軸力	144	252	0.58	0.76
				強軸曲げ	41	248	0.17	
				弱軸曲げ	2	247	0.01	
S s - F 1	++	251	軸力	123	252	0.49	0.66	
			強軸曲げ	39	249	0.16		
			弱軸曲げ	2	252	0.01		
	-+	251	軸力	99	252	0.40	0.57	
			強軸曲げ	39	251	0.16		
			弱軸曲げ	2	256	0.01		
S s - F 2	++	251	軸力	127	252	0.51	0.69	
			強軸曲げ	42	249	0.17		
			弱軸曲げ	2	251	0.01		
	-+	251	軸力	111	252	0.45	0.63	
			強軸曲げ	42	250	0.17		
			弱軸曲げ	2	254	0.01		

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-39(6)に対応する。

*2：評価位置は図 4-7 に示す。

表 4-8(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面②，鋼材：座屈に対する安定の照査）*1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	応力度 区分	発生	短期	個別照査値 (σ_c / σ_{ca} , $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
					応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)		
①	S _s -F3	++	251	軸力	143	252	0.57	0.75
				強軸曲げ	40	248	0.17	
				弱軸曲げ	2	247	0.01	
		-+	251	軸力	148	252	0.59	0.77
				強軸曲げ	40	247	0.17	
				弱軸曲げ	2	246	0.01	
	S _s -N1	++	251	軸力	142	252	0.57	0.77
				強軸曲げ	45	248	0.19	
				弱軸曲げ	2	248	0.01	
		-+	251	軸力	101	252	0.41	0.60
				強軸曲げ	43	251	0.18	
				弱軸曲げ	2	256	0.01	
②	S _s -D2	++	251	軸力	136	252	0.54	0.75
				強軸曲げ	45	248	0.19	
				弱軸曲げ	3	249	0.02	
③	S _s -D2	++	251	軸力	144	252	0.58	0.78
				強軸曲げ	44	248	0.18	
				弱軸曲げ	3	247	0.02	
④	S _s -D2	++	251	軸力	130	252	0.52	0.68
				強軸曲げ	35	249	0.15	
				弱軸曲げ	2	250	0.01	
②	S _s -N1	-+	251	軸力	95	252	0.38	0.57
				強軸曲げ	43	251	0.18	
				弱軸曲げ	2	257	0.01	
③	S _s -N1	-+	251	軸力	98	252	0.39	0.58
				強軸曲げ	43	251	0.18	
				弱軸曲げ	2	257	0.01	
④	S _s -N1	-+	251	軸力	75	252	0.30	0.46
				強軸曲げ	37	252	0.15	
				弱軸曲げ	2	261	0.01	

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-39(7)に対応する。

*2：評価位置は図 4-7 に示す。

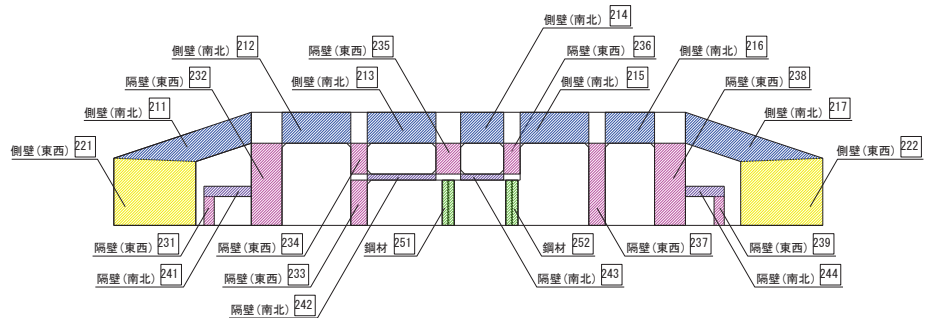


图 4-7 評価位置図 (断面②)

表 4-9(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面③，鋼材：応力の照査）*1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cal} (N/mm ²)	照査値 (σ_c / σ_{cal})	
①	S s - D 1	++	351	116	277	0.42	
		-+	351	129	277	0.47	
	S s - D 2	++	351	126	277	0.46	
		-+	351	127	277	0.46	
	S s - D 3	++	351	115	277	0.42	
		-+	351	121	277	0.44	
	S s - F 1	++	351	110	277	0.40	
		-+	351	96	277	0.35	
	S s - F 2	++	351	113	277	0.41	
		-+	351	108	277	0.39	
	S s - F 3	++	351	106	277	0.39	
		-+	351	120	277	0.44	
	S s - N 1	++	351	129	277	0.47	
		-+	351	108	277	0.39	
	②	S s - D 2	++	351	135	277	0.49
	③	S s - D 2	++	351	125	277	0.46
④	S s - D 2	++	351	96	277	0.35	
②	S s - N 1	-+	351	114	277	0.42	
③	S s - N 1	-+	351	123	277	0.45	
④	S s - N 1	-+	351	93	277	0.34	

注記*1：「資料5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-40(5)に対応する。

*2：評価位置は図 4-8 に示す。

表 4-9(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面③，鋼材：座屈に対する安定の照査）*1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	応力度 区分	発生	短期	個別照査値 (σ_c / σ_{ca} , $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
					応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)		
①	S s - D 1	++	351	軸力	73	242	0.31	0.45
				強軸曲げ	29	242	0.12	
				弱軸曲げ	3	255	0.02	
		-+	351	軸力	87	242	0.36	0.51
				強軸曲げ	29	241	0.13	
				弱軸曲げ	3	251	0.02	
	S s - D 2	++	351	軸力	82	242	0.34	0.49
				強軸曲げ	29	241	0.13	
				弱軸曲げ	3	253	0.02	
		-+	351	軸力	85	242	0.36	0.51
				強軸曲げ	29	241	0.13	
				弱軸曲げ	3	252	0.02	
	S s - D 3	++	351	軸力	78	242	0.33	0.46
				強軸曲げ	25	242	0.11	
				弱軸曲げ	3	254	0.02	
		-+	351	軸力	83	242	0.35	0.48
				強軸曲げ	26	241	0.11	
				弱軸曲げ	3	252	0.02	
	S s - F 1	++	351	軸力	74	242	0.31	0.43
				強軸曲げ	25	242	0.11	
				弱軸曲げ	2	255	0.01	
		-+	351	軸力	60	242	0.25	0.40
				強軸曲げ	33	244	0.14	
				弱軸曲げ	2	259	0.01	
S s - F 2	++	351	軸力	75	242	0.31	0.44	
			強軸曲げ	28	242	0.12		
			弱軸曲げ	2	255	0.01		
	-+	351	軸力	68	242	0.29	0.43	
			強軸曲げ	28	243	0.12		
			弱軸曲げ	3	257	0.02		

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-40(6)に対応する。

*2：評価位置は図 4-8 に示す。

表 4-9(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面③，鋼材：座屈に対する安定の照査）*1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	応力度 区分	発生	短期	個別照査値 (σ_c / σ_{ca} , $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
					応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)		
①	S s - F 3	++	351	軸力	67	242	0.28	0.42
				強軸曲げ	28	243	0.12	
				弱軸曲げ	3	257	0.02	
		-+	351	軸力	82	242	0.34	0.47
				強軸曲げ	25	241	0.11	
				弱軸曲げ	3	253	0.02	
	S s - N 1	++	351	軸力	90	242	0.38	0.52
				強軸曲げ	28	241	0.12	
				弱軸曲げ	3	250	0.02	
		-+	351	軸力	66	242	0.28	0.41
				強軸曲げ	29	243	0.12	
				弱軸曲げ	2	257	0.01	
②	S s - D 2	++	351	軸力	91	242	0.38	0.53
				強軸曲げ	29	241	0.13	
				弱軸曲げ	3	250	0.02	
③	S s - D 2	++	351	軸力	83	242	0.35	0.49
				強軸曲げ	28	241	0.12	
				弱軸曲げ	3	252	0.02	
④	S s - D 2	++	351	軸力	61	242	0.26	0.38
				強軸曲げ	23	244	0.10	
				弱軸曲げ	3	259	0.02	
②	S s - N 1	-+	351	軸力	72	242	0.30	0.43
				強軸曲げ	27	242	0.12	
				弱軸曲げ	2	256	0.01	
③	S s - N 1	-+	351	軸力	81	242	0.34	0.47
				強軸曲げ	27	242	0.12	
				弱軸曲げ	2	253	0.01	
④	S s - N 1	-+	351	軸力	61	242	0.26	0.36
				強軸曲げ	20	244	0.09	
				弱軸曲げ	2	259	0.01	

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-40(7)に対応する。

*2：評価位置は図 4-8 に示す。

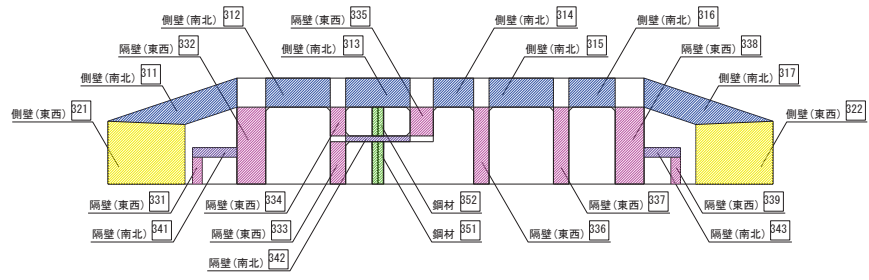


図 4-8 評価位置図 (断面③)

表 4-10(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面④，鋼材：応力の照査）*1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cal} (N/mm ²)	照査値 (σ_c / σ_{cal})
①	S s - D 1	++	451	99	277	0.36
		-+	451	93	277	0.34
	S s - D 2	++	451	106	277	0.39
		-+	451	101	277	0.37
	S s - D 3	++	451	86	277	0.32
		-+	451	91	277	0.33
	S s - F 1	++	451	82	277	0.30
		-+	451	93	277	0.34
	S s - F 2	++	451	89	277	0.33
		-+	451	88	277	0.32
	S s - F 3	++	451	89	277	0.33
		-+	451	90	277	0.33
	S s - N 1	++	451	88	277	0.32
		-+	451	104	277	0.38
②	S s - D 2	++	451	114	277	0.42
③	S s - D 2	++	451	95	277	0.35
④	S s - D 2	++	451	89	277	0.33
②	S s - N 1	-+	451	103	277	0.38
③	S s - N 1	-+	451	110	277	0.40
④	S s - N 1	-+	451	83	277	0.30

注記*1：「資料5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-41(5)に対応する。

*2：評価位置は図 4-9 に示す。

表 4-10(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面④，鋼材：座屈に対する安定の照査）*1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	応力度 区分	発生	短期	個別照査値 (σ_c / σ_{ca} , $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
					応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)		
①	S s - D 1	++	451	軸力	56	190	0.30	0.51
				強軸曲げ	31	193	0.17	
				弱軸曲げ	7	223	0.04	
		-+	451	軸力	49	190	0.26	0.47
				強軸曲げ	33	195	0.17	
				弱軸曲げ	7	230	0.04	
	S s - D 2	++	451	軸力	62	190	0.33	0.54
				強軸曲げ	31	192	0.17	
				弱軸曲げ	8	217	0.04	
		-+	451	軸力	57	190	0.30	0.51
				強軸曲げ	31	193	0.17	
				弱軸曲げ	8	222	0.04	
	S s - D 3	++	451	軸力	47	190	0.25	0.44
				強軸曲げ	28	196	0.15	
				弱軸曲げ	7	231	0.04	
		-+	451	軸力	49	190	0.26	0.46
				強軸曲げ	30	195	0.16	
				弱軸曲げ	8	230	0.04	
	S s - F 1	++	451	軸力	46	190	0.25	0.42
				強軸曲げ	27	196	0.14	
				弱軸曲げ	6	232	0.03	
		-+	451	軸力	57	190	0.30	0.47
				強軸曲げ	26	193	0.14	
				弱軸曲げ	6	222	0.03	
S s - F 2	++	451	軸力	47	190	0.25	0.45	
			強軸曲げ	32	196	0.17		
			弱軸曲げ	6	231	0.03		
	-+	451	軸力	47	190	0.25	0.45	
			強軸曲げ	30	196	0.16		
			弱軸曲げ	7	231	0.04		

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-41(6)に対応する。

*2：評価位置は図 4-9 に示す。

表 4-10(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面④，鋼材：座屈に対する安定の照査）*1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	応力度 区分	発生	短期	個別照査値 (σ_c / σ_{ca} , $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
					応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)		
①	S _s -F3	++	451	軸力	50	190	0.27	0.45
				強軸曲げ	27	195	0.14	
				弱軸曲げ	8	229	0.04	
		-+	451	軸力	50	190	0.27	0.46
				強軸曲げ	29	195	0.15	
				弱軸曲げ	7	229	0.04	
	S _s -N1	++	451	軸力	43	190	0.23	0.44
				強軸曲げ	33	197	0.17	
				弱軸曲げ	8	235	0.04	
		-+	451	軸力	64	190	0.34	0.53
				強軸曲げ	29	191	0.16	
				弱軸曲げ	6	215	0.03	
②	S _s -D2	++	451	軸力	69	190	0.37	0.58
				強軸曲げ	30	190	0.16	
				弱軸曲げ	9	210	0.05	
③	S _s -D2	++	451	軸力	51	190	0.27	0.48
				強軸曲げ	32	195	0.17	
				弱軸曲げ	8	228	0.04	
④	S _s -D2	++	451	軸力	52	190	0.28	0.45
				強軸曲げ	25	194	0.13	
				弱軸曲げ	8	227	0.04	
②	S _s -N1	-+	451	軸力	65	190	0.35	0.53
				強軸曲げ	28	191	0.15	
				弱軸曲げ	5	214	0.03	
③	S _s -N1	-+	451	軸力	68	190	0.36	0.56
				強軸曲げ	31	190	0.17	
				弱軸曲げ	6	211	0.03	
④	S _s -N1	-+	451	軸力	50	190	0.27	0.43
				強軸曲げ	24	195	0.13	
				弱軸曲げ	6	229	0.03	

注記*1：「資料5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表6-41(7)に対応する。

*2：評価位置は図4-9に示す。

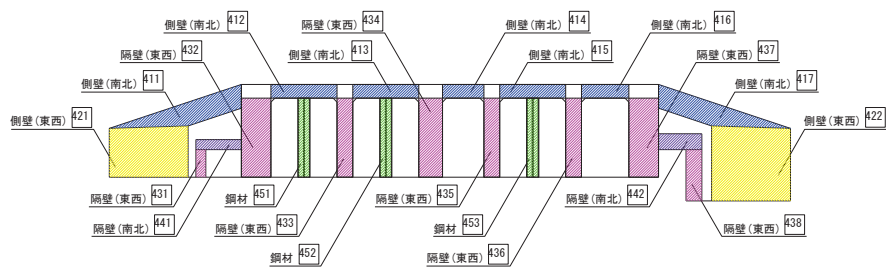


图 4-9 評価位置図 (断面④)

5. ピン結合と剛結合の照査値比較

表 5-1 に鋼材をピン結合した場合と剛結合した場合の照査値の比較表を以下に示す。

表 5-1(1) 鋼材をピン結合で結合した場合と剛結合した場合の照査値比較表
(鋼材：応力の照査)

解 析 ケース	地震動		断面②			断面③			断面④		
			最大照査値		比率 ②/①	最大照査値		比率 ②/①	最大照査値		比率 ②/①
			ピン接合 (①)	剛接合 (②)		ピン接合 (①)	剛接合 (②)		ピン接合 (①)	剛接合 (②)	
基本	S _s -D1	++	0.47	0.63	1.35	0.29	0.42	1.45	0.26	0.36	1.39
		-+	0.56	0.72	1.29	0.34	0.47	1.39	0.24	0.34	1.42
	S _s -D2	++	0.53	0.68	1.29	0.32	0.46	1.44	0.29	0.39	1.35
		-+	0.54	0.69	1.28	0.33	0.46	1.40	0.27	0.37	1.38
	S _s -D3	++	0.51	0.64	1.26	0.31	0.42	1.36	0.23	0.32	1.40
		-+	0.55	0.69	1.26	0.33	0.44	1.34	0.24	0.33	1.38
	S _s -F1	++	0.47	0.60	1.28	0.29	0.40	1.38	0.22	0.30	1.37
		-+	0.38	0.52	1.37	0.24	0.35	1.46	0.26	0.34	1.31
	S _s -F2	++	0.49	0.63	1.29	0.30	0.41	1.37	0.22	0.33	1.50
		-+	0.43	0.57	1.33	0.28	0.39	1.40	0.23	0.32	1.40
	S _s -F3	++	0.55	0.68	1.24	0.27	0.39	1.45	0.25	0.33	1.32
		-+	0.56	0.70	1.25	0.32	0.44	1.38	0.24	0.33	1.38
S _s -N1	++	0.54	0.69	1.28	0.36	0.47	1.31	0.22	0.32	1.46	
	-+	0.39	0.54	1.39	0.26	0.39	1.50	0.28	0.38	1.36	
+1σ	S _s -D2	++	0.52	0.68	1.31	0.36	0.49	1.37	0.32	0.42	1.32
	S _s -N1	-+	0.37	0.52	1.41	0.28	0.42	1.50	0.29	0.38	1.32
-1σ	S _s -D2	++	0.55	0.71	1.30	0.33	0.46	1.40	0.25	0.35	1.40
	S _s -N1	-+	0.38	0.53	1.40	0.32	0.45	1.41	0.30	0.40	1.34
実強度	S _s -D2	++	0.50	0.62	1.24	0.25	0.35	1.40	0.25	0.33	1.32
	S _s -N1	-+	0.30	0.42	1.40	0.24	0.34	1.42	0.23	0.30	1.31

表 5-1(2) 鋼材をピン結合で結合した場合と剛結合した場合の照査値比較表
(鋼材：座屈に対する安定の照査)*

解析 ケース	地震動		断面②			断面③			断面④		
			最大照査値		比率 ②/①	最大照査値		比率 ②/①	最大照査値		比率 ②/①
			ピン結合 (①)	剛結合 (②)		ピン結合 (①)	剛結合 (②)		ピン結合 (①)	剛結合 (②)	
基本	S _S -D1	++	0.53	0.69	1.31	0.34	0.45	1.33	0.36	0.51	1.42
		-+	0.63	0.79	1.26	0.39	0.51	1.31	0.32	0.47	1.47
	S _S -D2	++	0.59	0.76	1.29	0.37	0.49	1.33	0.40	0.54	1.35
		-+	0.61	0.76	1.25	0.39	0.51	1.31	0.36	0.51	1.42
	S _S -D3	++	0.57	0.71	1.25	0.36	0.46	1.28	0.31	0.44	1.42
		-+	0.61	0.76	1.25	0.38	0.48	1.27	0.32	0.46	1.44
	S _S -F1	++	0.53	0.66	1.25	0.34	0.43	1.27	0.30	0.42	1.40
		-+	0.43	0.57	1.33	0.29	0.40	1.38	0.36	0.47	1.31
	S _S -F2	++	0.55	0.69	1.26	0.35	0.44	1.26	0.30	0.45	1.50
		-+	0.48	0.63	1.32	0.32	0.43	1.35	0.31	0.45	1.46
	S _S -F3	++	0.61	0.75	1.23	0.31	0.42	1.36	0.34	0.45	1.33
		-+	0.63	0.77	1.23	0.37	0.47	1.28	0.33	0.46	1.40
	S _S -N1	++	0.61	0.77	1.27	0.41	0.52	1.27	0.30	0.44	1.47
		-+	0.44	0.60	1.37	0.31	0.41	1.33	0.39	0.53	1.36
+1σ	S _S -D2	++	0.58	0.75	1.30	0.41	0.53	1.30	0.44	0.58	1.32
	S _S -N1	-+	0.41	0.57	1.40	0.33	0.43	1.31	0.40	0.53	1.33
-1σ	S _S -D2	++	0.61	0.78	1.28	0.38	0.49	1.29	0.34	0.48	1.42
	S _S -N1	-+	0.43	0.58	1.35	0.37	0.47	1.28	0.41	0.56	1.37
実強度	S _S -D2	++	0.55	0.68	1.24	0.29	0.38	1.32	0.35	0.45	1.29
	S _S -N1	-+	0.33	0.46	1.40	0.29	0.36	1.25	0.32	0.43	1.35

注記*：赤枠は剛結合した場合の最大照査値を，青枠はピン結合した場合の最大照査値を示す。

参考資料 7 防潮壁と海水配管ダクト（鉛直部）の相互影響

1. はじめに

海水配管ダクト（鉛直部）の及び海水ポンプ室の周辺には防潮壁が近接して設置されており、一部止水機能を目的とする M 型ジョイントで連結されている。

本資料では、海水配管ダクト（鉛直部）と防潮壁との位置関係を示し、海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価において、防潮壁との相互影響がないことを説明する。

2. 海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価における防潮壁の考慮

2.1 海水配管ダクト（鉛直部）の頂版との相互影響の確認

海水配管ダクト（鉛直部）周辺を示した平面図を図 2-1 に、断面図を図 2-2 に示す。図 2-3 のとおり、海水配管ダクト（鉛直部）と鋼桁の鉛直方向の離隔は 169mm となっており、境界には止水性能がある M 型ジョイントが設置されていること、鋼桁は杭基礎で支えられていることから相互の荷重の伝達は発生しない構造としている。なお、図 2-4 のとおり、海水ポンプ室の隔壁と防潮壁も近接しているが、同様に相互の荷重の伝達は発生しない構造としている。

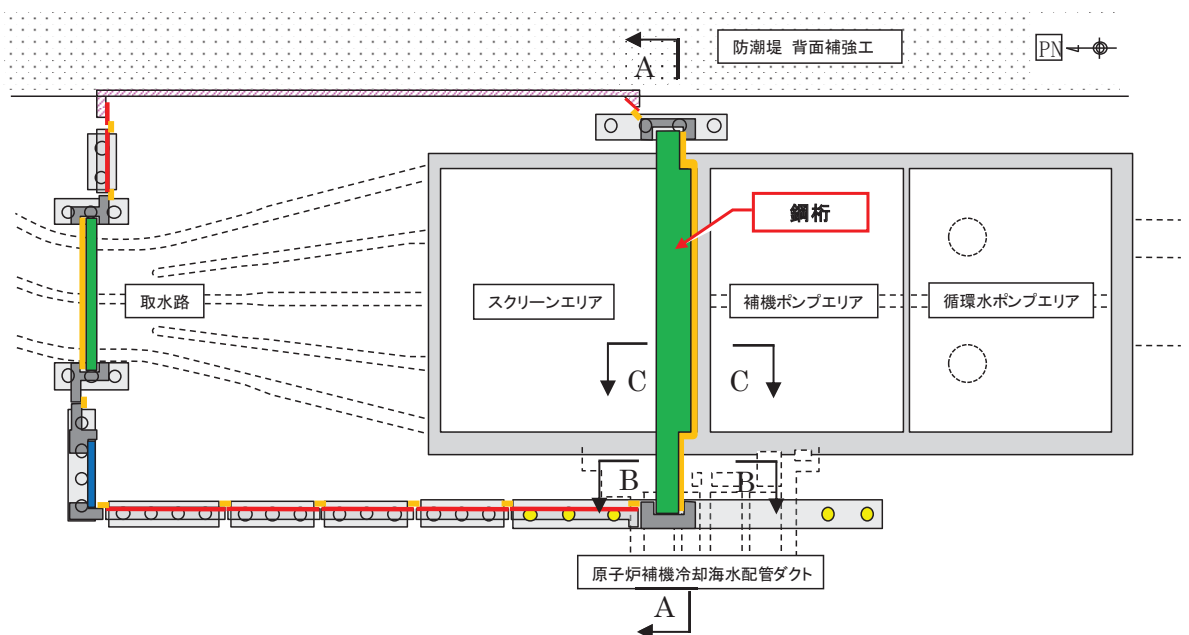
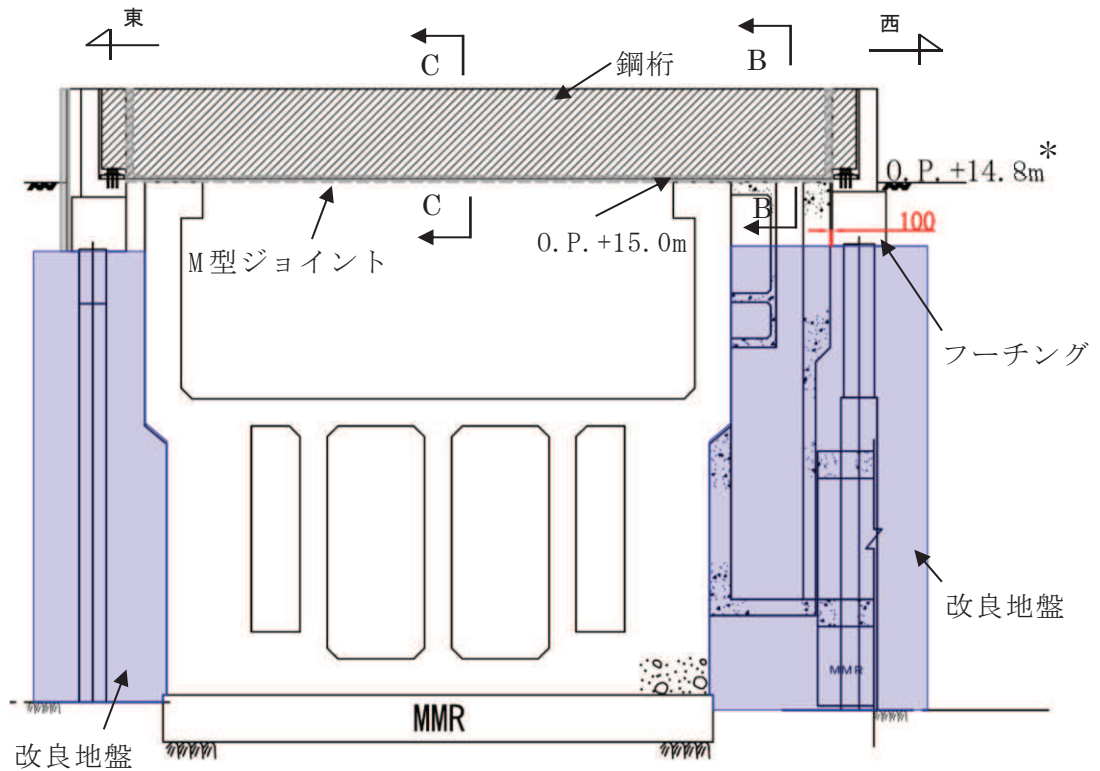


図 2-1 海水配管ダクト（鉛直部） 平面図



注記*：海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価は、敷地高さを O.P. +14.8m として実施しているのに対し、防潮壁の耐震評価では、敷地高さを O.P. +13.8m で考慮している。これは、東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈下の考慮方法による違いであり、前者は敷地高さ O.P. +14.8m を固定し、朔望平均満潮位を O.P. +1.43m から O.P. +2.43m とすることで考慮しており、後者は敷地高さを 1.0m 下げた敷地高さを O.P. +13.8m とすることで考慮している。

図 2-2 東西断面 (A-A 断面)

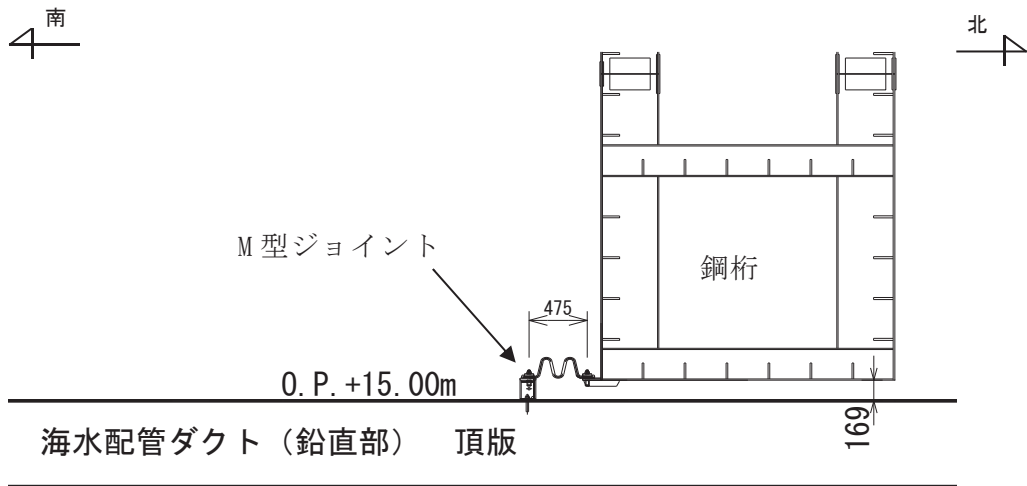


図 2-3 海水配管ダクト（鉛直部）の頂版と防潮壁の設置状況（B-B 断面）

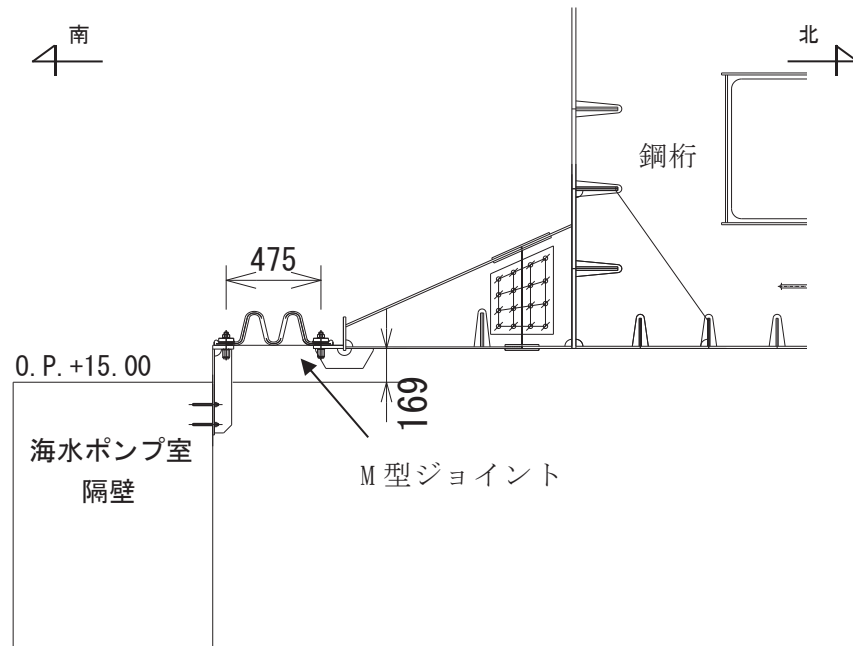


図 2-4 海水ポンプ室の隔壁と防潮壁の設置状況（C-C 断面）

2.2 海水配管ダクト（鉛直部）の側壁に防潮壁が与える影響

海水配管ダクト（鉛直部）と防潮壁との位置関係は、図 2-5 に示すとおり、海水配管ダクト（鉛直部）の外側に、100mm の砂質土を介し、防潮壁基礎のフーチングが存在することから、海水配管ダクト（鉛直部）に作用する土圧は防潮壁基礎のフーチングが受け持つが、海水配管ダクト（鉛直部）の地震応答解析では防潮壁基礎のフーチングを盛土としてモデル化している。

図 2-6 に示すとおり、防潮壁におけるフーチング下端の鋼管杭は改良地盤に囲まれていることから、地震時に防潮壁と改良地盤は一体の挙動を示すと考えられることから、防潮壁の鋼管杭を改良地盤としてモデル化している。

なお、海水配管ダクト（鉛直部）と防潮壁が逆位相で挙動したとしても、基準地震動 S_s に対する防潮壁の最大変位量と海水配管ダクト（鉛直部）の最大変位量の総和が 42.7mm であることを確認した。

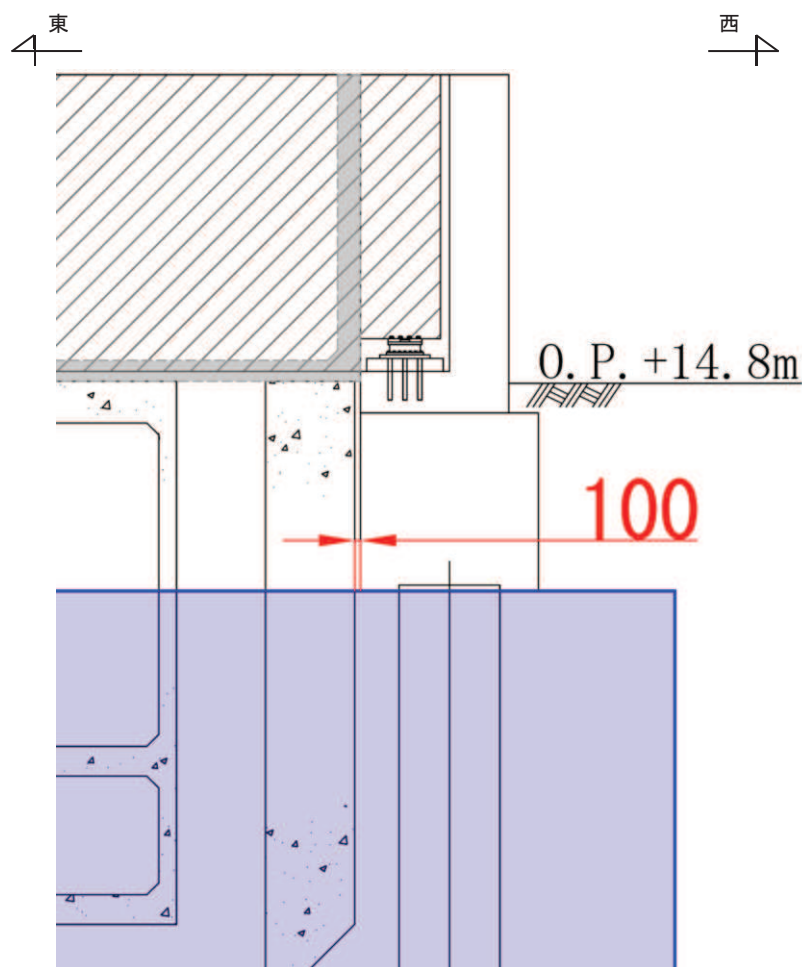
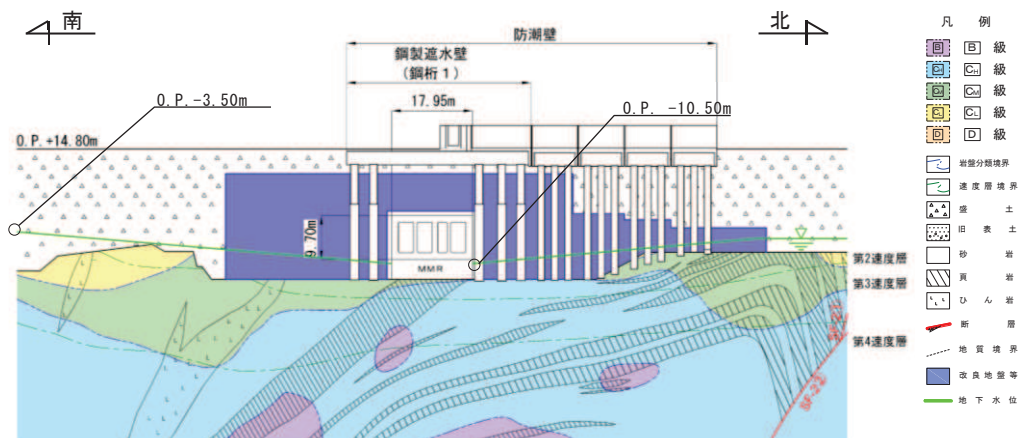


図 2-5 海水配管ダクト（鉛直部）と防潮壁の離隔（図 2-2 の拡大図）



注記*：防潮壁を投影して表示

図2-6 防潮壁基礎（西側）の地質構成図

3. まとめ

海水配管ダクト（鉛直部）周辺に設置されている防潮壁との位置関係を詳細に示し，海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価において，相互影響が無いことを確認した。

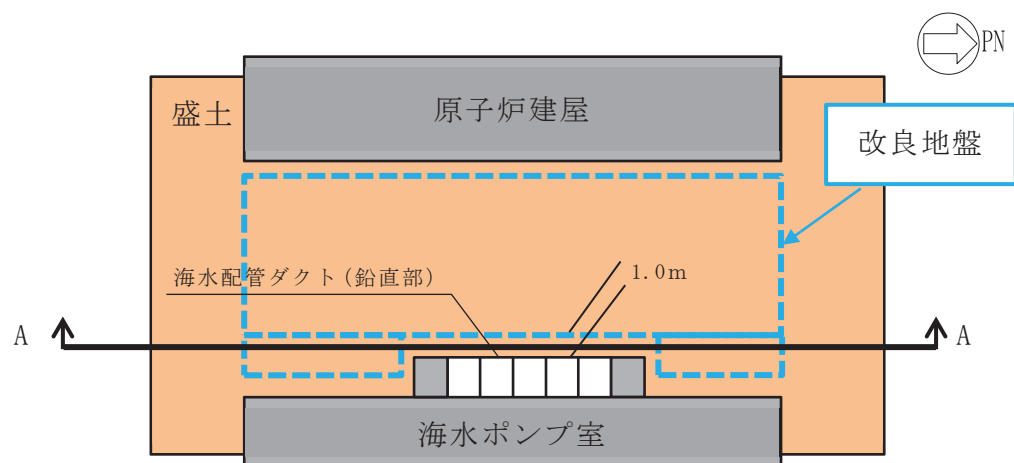
参考資料 8 耐震評価における地震時荷重の設定の考え方

1. はじめに

海水配管ダクト（鉛直部）は、深度方向に断面構造が異なる 6 断面（断面①～断面⑥）において、水平輪切り断面とした二次元構造解析モデルにより耐震評価を行っている。耐震評価における作用荷重は、地震応答解析から得られる土圧、慣性力及び周面摩擦力を地震時荷重とし、それぞれの荷重に対して各断面区間の最大値を採用した保守的な荷重設定となっている。

地震時荷重のうち周面摩擦力について、図 1-1 に示すように、海水配管ダクト（鉛直部）西側の幅 1.0m の盛土は、周辺の改良地盤と海水ポンプ室に変形を拘束されるため、周辺地盤等と同様に挙動すると考えられる。一方、設計においては、その拘束効果が作用しないこととした最大水平変位から算出しているため、大きな変位を考慮した保守的な荷重設定となっている。

本資料では、耐震評価に支配的となる地震時荷重の整理を行い、保守的な荷重設定としている周面摩擦力に着目して、周面摩擦力が与える耐震評価への影響を確認する。次に、周辺地盤状況等を考慮した場合に想定される周面摩擦力を算定し、工認設計で考慮している周面摩擦力の保守性の確認及び海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価に与える影響について整理する。



注記* : A-A 断面から周面摩擦力を算定

図 1-1 周面摩擦力算定位置

2. 地震時荷重の整理

海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価は、各基準地震動に対して全時刻で最大となる土圧、慣性力及び周面摩擦力をそれぞれ作用させる保守的な評価（以下「設計荷重」という。）を行っている。しかし、実現象としては、それぞれの地震時荷重が最大となって同時に構造物に作用することは考えにくい。そのため、各地震時荷重が最大となる時刻と荷重をそれぞれ抽出し、海水配管ダクト（鉛直部）の設計に支配的となる地震時荷重を整理する。地震時荷重は、構造物の変形に大きく影響を与える南北方向の水平荷重に着目し、断面①～断面⑥のうち水平荷重の総和が最大となる断面④のS s - D 2（++）を代表に整理を行う。

表 2-1 に示すように、海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価への影響に対して支配的となる時刻の荷重は、「土圧」、「慣性力」、「周面摩擦力」の順である。周面摩擦力最大時刻の荷重は土圧最大時刻の約半分であり、設計荷重における周面摩擦力の寄与度が最も小さく、土圧が主体で支配的な荷重となっていることを確認した。

表 2-1 地震時荷重の整理結果

断面④	設計荷重 (A)	土圧 最大時刻 (B)	慣性力 最大時刻 (C)	周面摩擦力 最大時刻 (D)	比率 (B/A)	比率 (C/A)	比率 (D/A)
選定時刻	—	29.97 秒	6.81 秒	25.34 秒	—	—	—
荷重合計 (kN)	16966	11201	6150	5848	0.660	0.362	0.345

注記＊：表中の項目は以下のとおりとなる。

- ・設計荷重 (A)：全時刻で最大となる各地震時荷重の総和
(土圧、慣性力、周面摩擦力のそれぞれの抽出時刻は異なる)
- ・土圧最大時刻 (B)：土圧が最大となる時刻での地震時荷重の総和
- ・慣性力最大時刻 (C)：慣性力が最大となる時刻での地震時荷重の総和
- ・周面摩擦力最大時刻 (D)：周面摩擦力が最大となる時刻での地震時荷重の総和

3. 周面摩擦力の保守性

周辺地盤状況等を考慮した場合に、現実的に想定される周面摩擦力を算定し、工認設計で考慮している周面摩擦力の保守性の確認及び海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価に与える影響について確認する。

3.1 海水配管ダクト（鉛直部）の周辺地盤状況

海水配管ダクト（鉛直部）周辺の平面図を図 3-1 に示す。また、図 3-1 に示す平面図中の各断面図を図 3-2～図 3-5 に示す。図 3-1 のとおり、海水配管ダクト（鉛直部）周辺には、海水ポンプ室への土圧低減を主目的に広範囲に改良地盤が分布しており、躯体近傍の地盤改良にあたっては、高圧攪拌噴射に伴う躯体の損傷防止のため、躯体近傍 1m の範囲については原地盤である盛土を残す計画としている。また、図 3-5 のとおり海水配管ダクト（鉛直部）の西側には、防潮壁のフーチング基礎を近接して設置する計画としている。

海水配管ダクト（鉛直部）西側の側壁に生じる南北方向の周面摩擦力は、図 3-1 に示す②-②断面位置において、南北方向加振時に海水配管ダクト（鉛直部）とそれに接する盛土の位相差により生じる摩擦力である。周辺の地盤状況を踏まえると、南北方向加振時における当該位置の盛土は、改良地盤及び海水ポンプ室に変形を拘束されるため盛土のみが大きな変形をする挙動は示さず、周辺の改良地盤と同等の変形量となると考えられる。一方、工認設計においては、十分に厚さをもった盛土が南北方向に最大水平変位を示した場合の摩擦力として保守的に評価している。

また、地盤の浅部においては、図 3-3（図 3-1 の②-②断面位置）のとおり、防潮壁のフーチング基礎が設置されるため、当該範囲において生じる周面摩擦力は、フーチング基礎の杭が設置されている改良地盤と同等の変形量に応じた周面摩擦力が作用すると考えられる。一方、工認設計においては、防潮壁のフーチング基礎を盛土としてモデル化した際の盛土に生じる最大水平変位からの摩擦力として保守的に評価している。

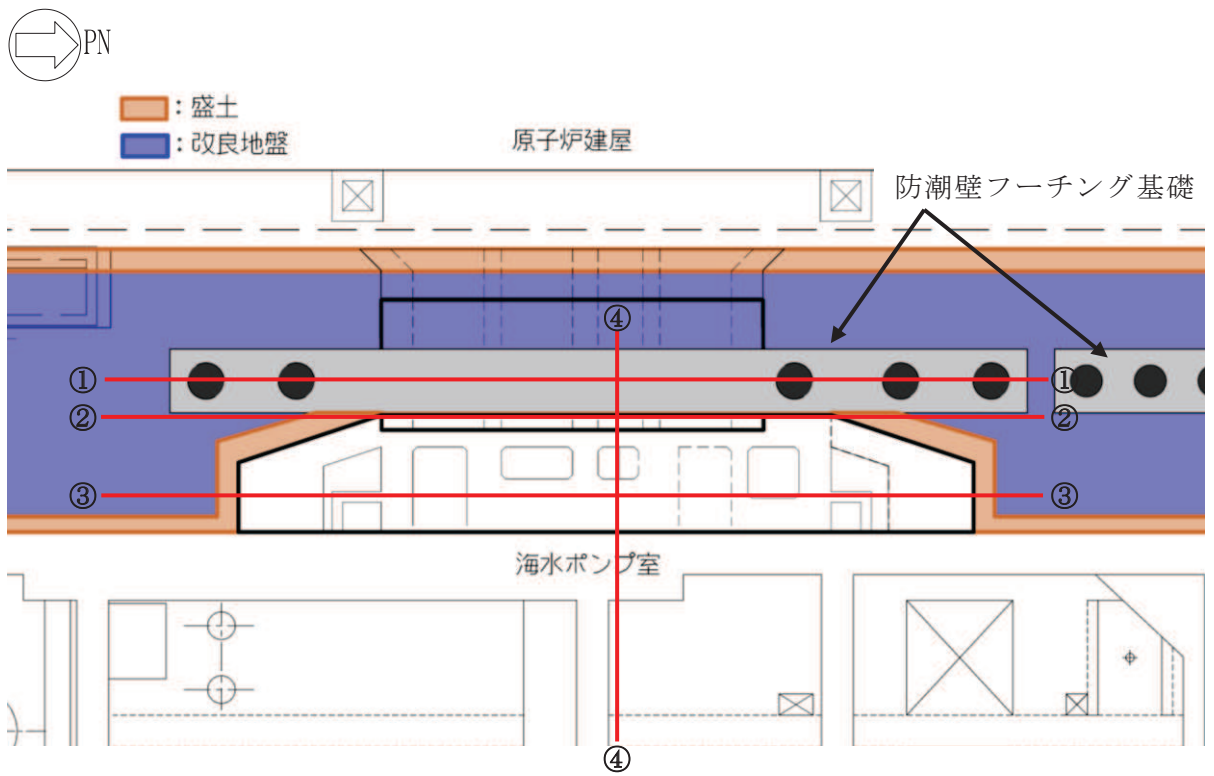
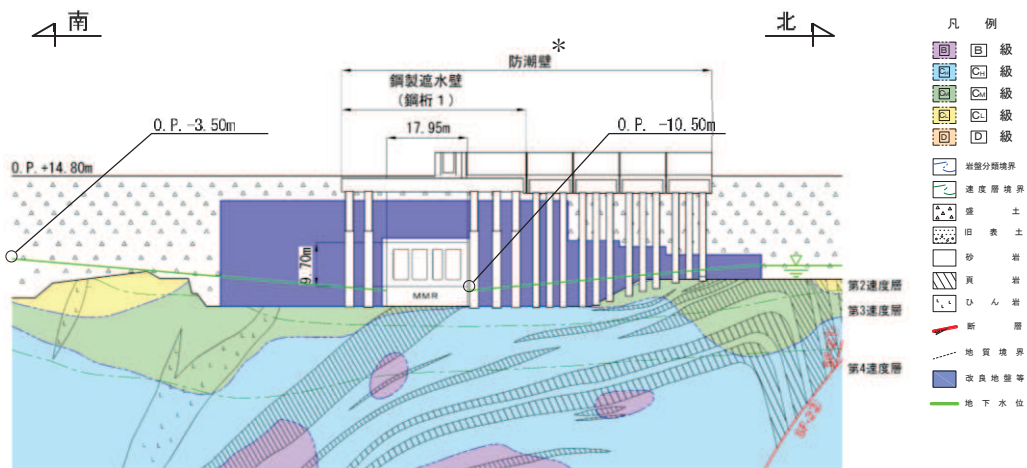
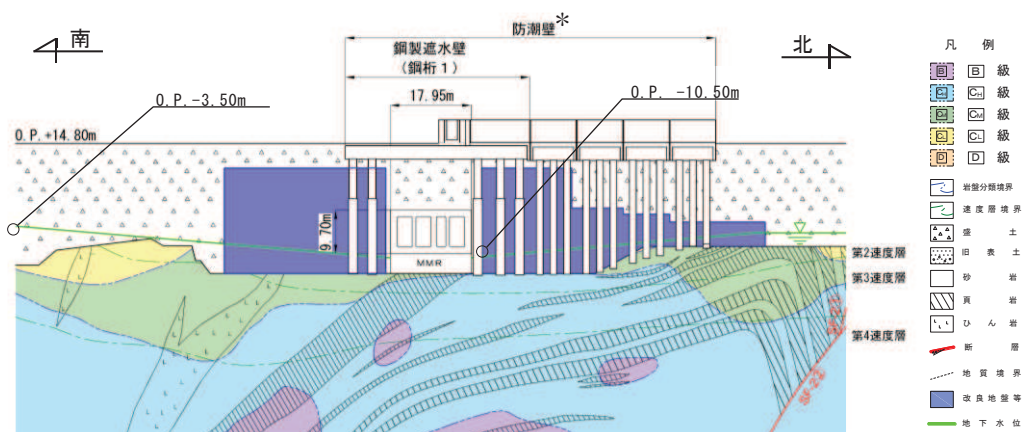


図 3-1 海水配管ダクト（鉛直部）周辺 平面図



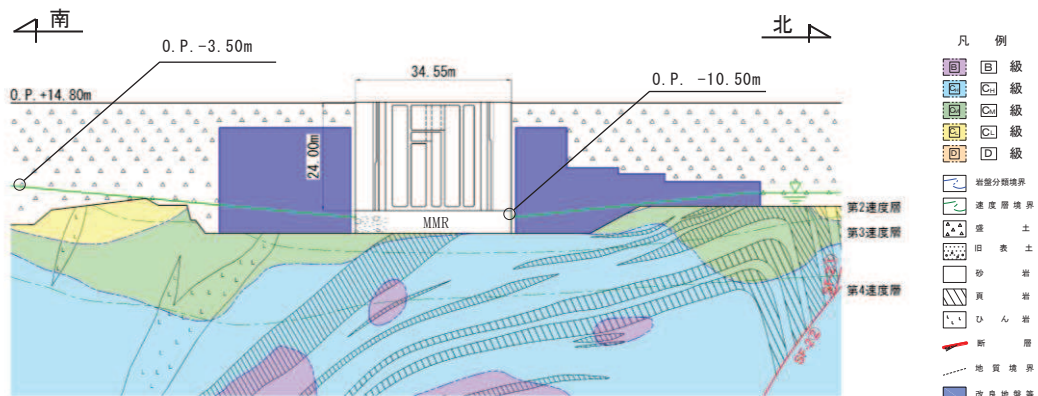
注記*：防潮壁を投影して表示

図 3-2 地質断面図 (①-①断面)



注記*：防潮壁を投影して表示

図 3-3 地質断面図 (②-②断面)



注記*：海水配管ダクト（鉛直部）底版下部は盛土であるが、海水ポンプ室と一体構造であることを考慮し MMR と標記している

図 3-4 地質断面図 (③-③断面)

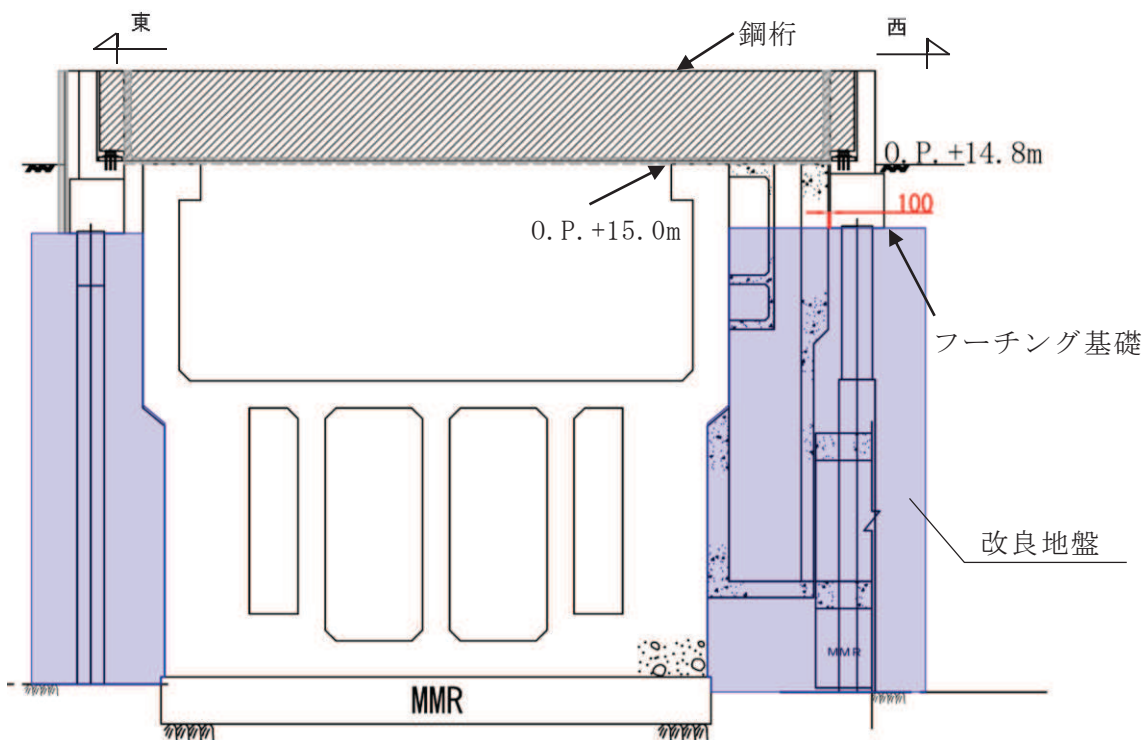


図 3-5 防潮壁の設置計画図 (④-④断面)

3.2 周面摩擦力の保守性

周辺地盤状況を踏まえると、盛土の変形量は改良地盤の変形量と同等となると考えられることから、盛土と改良地盤の最大変位を抽出し、盛土の変形が改良地盤と同等だと仮定した場合の周面摩擦力を評価する。以上の検証により、周面摩擦力の保守性について確認を行う。

なお、東西方向の北端及び南端の側壁にも周面摩擦力が作用するが、図 3-1 に示すとおり改良地盤と海水ポンプ室に囲まれた狭い範囲であり、構造物と周辺地盤の相対変位はほとんど生じないため周面摩擦力は小さいと考えられることから、南北方向を代表に検証を行う。

3.2.1 検証方法

検証は、構造物の変形に大きく影響を与える南北方向の水平荷重に着目し、断面①～断面⑥のうち水平荷重の総和が最大となる断面④の $S_s - D_2$ (++) を代表に整理を行う。検証に用いる各断面の地震応答解析モデル図と検証に用いる節点位置を図 3-6～図 3-8 に示す。検証に用いる節点は、対象とした断面④の中央付近の節点とし、断面④の範囲において平均的な位置としている。

図 3-6 (改良地盤着目：①-①断面) 及び図 3-7 (盛土着目：②-②断面) に示す各節点位置から、変位をそれぞれ抽出する。工認設計で用いている②-②断面では最大変位を抽出し、①-①断面では、②-②断面が最大変位となる時刻と同一時刻の変位を抽出し比較を行う。

なお、抽出する変位は岩盤上面を基準とした相対変位とする。

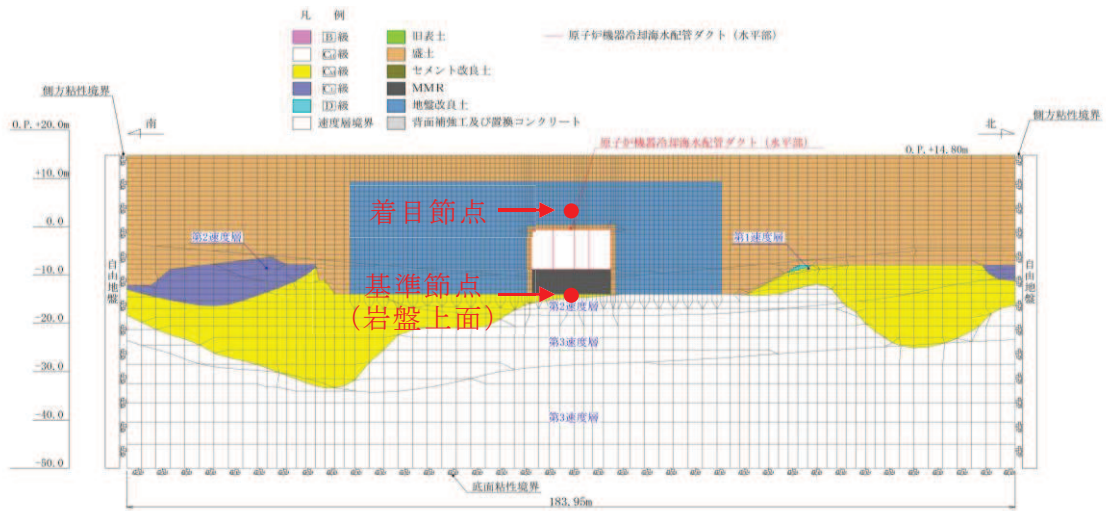


図 3-6 改良地盤の変位算出用の地震応答解析モデル図及び節点位置 (①-①断面)

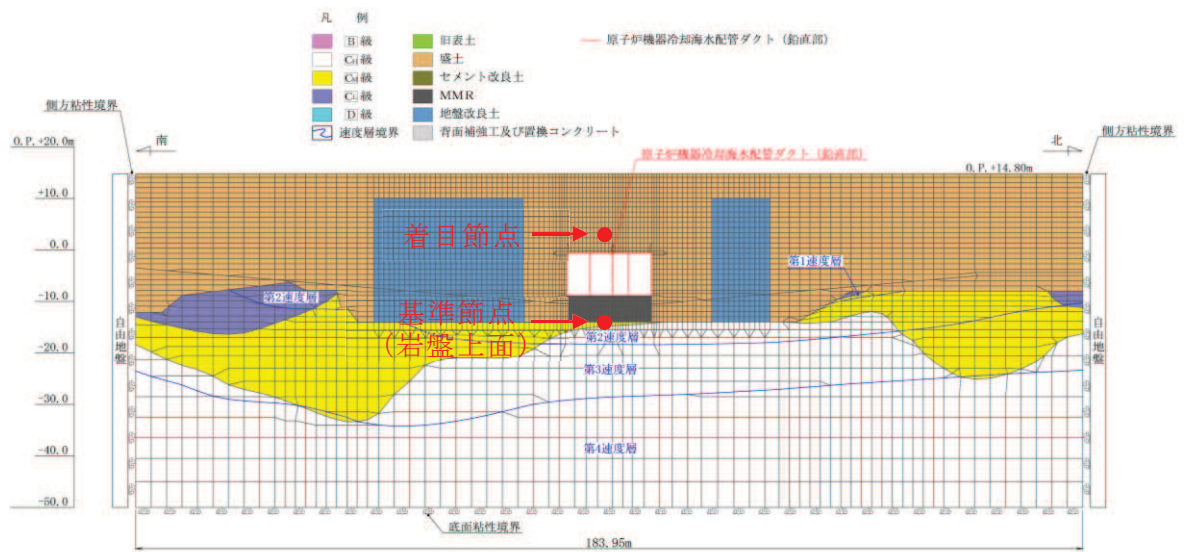


図 3-7 盛土の変位算出用の地震応答解析モデル図及び節点位置 (②-②断面)

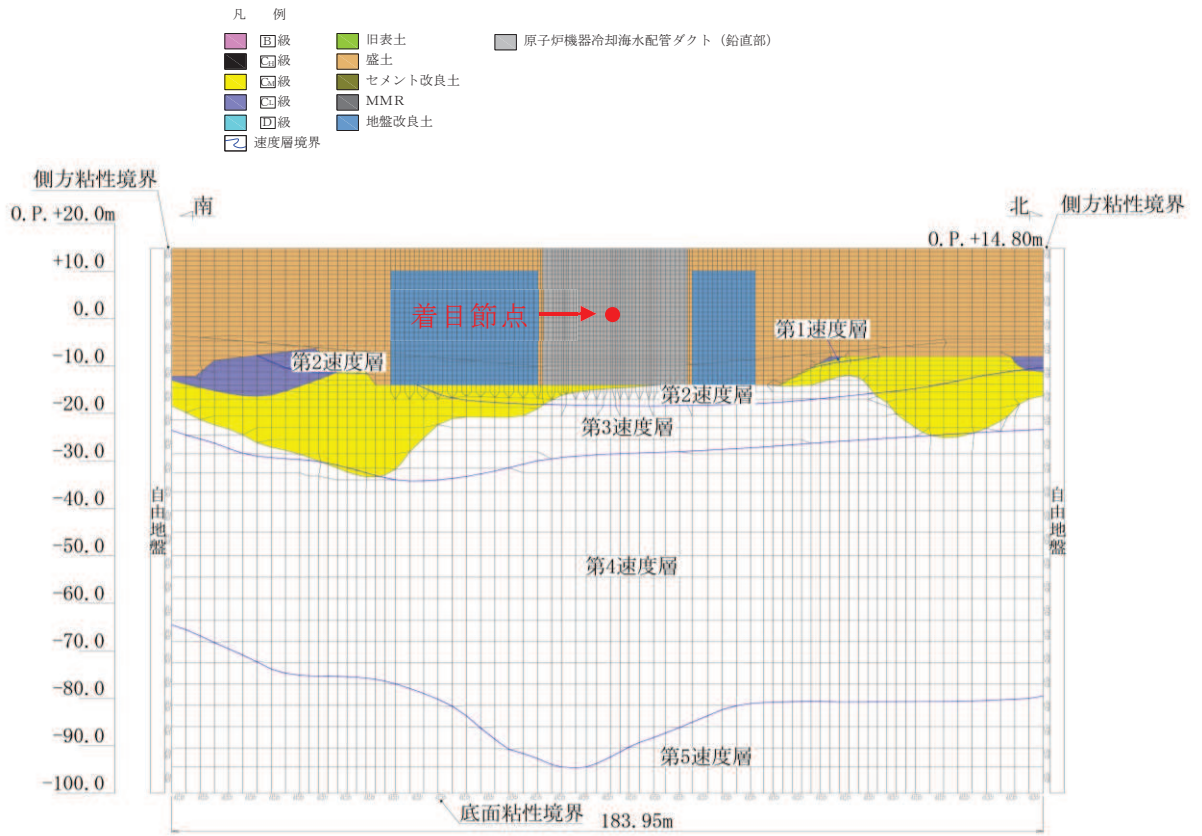


図 3-8 海水配管ダクト (鉛直部) の変位算出用の地震応答解析モデル図及び節点位置 (③-③断面)

3.2.2 検証結果

①-①断面及び②-②断面より抽出した変位の比較結果を表3-1に、それぞれの変位より算定した周面せん断応力 τ_{xy} の比較結果を表3-2に示す。

②-②断面の最大変位は26.6mm(25.34秒)、同位置節点及び同時刻における①-①断面の変位は1.5mm(25.34秒)となり、工認設計で用いている②-②断面の1/18程度である。同様に、25.34秒の変位から算出している周面せん断応力を比較すると、工認設計で用いている②-②断面の周面せん断応力 τ_{xy} は223.10(kN/m²)であるが、①-①断面の周面せん断応力 τ_{xy} は63.12(kN/m²)となり、工認設計で用いている②-②断面の1/3.5程度である。

改良地盤の拘束を考慮し盛土は改良地盤と同等の変位しか生じないと仮定した周面摩擦力と十分な厚さをもった盛土の変位量から算定した周面摩擦力を比較した。比較の結果、前者は設計で用いている後者の1/3.5程度であり、保守的に設計荷重を評価していることが確認された。

表3-1 変位の比較結果

断面④	改良地盤の変位 (①-①断面) (A)	盛土の変位 (②-②断面) 【工認設計】 (B)	比率 (A/B)
選定時刻	25.34 秒	25.34 秒	—
変位 (mm)	1.5	26.6	0.06 (1/18)

表3-2 せん断応力の比較結果

断面④	改良地盤の変位量を基に 算定したせん断応力 ①-①断面 (A)	盛土の変位量を基に 算定したせん断応力 ②-②断面 【工認設計】 (B)	比率 (A/B)
選定時刻	25.34 秒	25.34 秒	—
せん断応力 (kN/m ²)	63.12	223.10	0.283 (1/3.5)

4. まとめ

海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価において考慮している地震時荷重のうち周面摩擦力に着目し、周面摩擦力が与える耐震評価への影響について検証を行った。検証は、「①耐震評価に支配的となる地震時荷重」及び「②周面摩擦力の保守性」の2つの観点に着目した。

観点①：耐震評価に支配的となる地震時荷重

- ・ 耐震評価に影響を与える土圧、慣性力及び周面摩擦力について、各地震時荷重が最大となる時刻における地震時荷重の総和を整理し検証を行った。
- ・ その結果、海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価への影響に対して支配的となる荷重は、「土圧」、「慣性力」、「周面摩擦力」の順であり、設計荷重における周面摩擦力の寄与度が最も小さく、土圧が主体で支配的な荷重となっていることを確認した。

観点②：周面摩擦力の保守性

- ・ 工認設計において考慮している周面摩擦力は、改良地盤及び海水ポンプ室からの拘束を考慮しないモデルから得られる地盤の変位により算定した保守的な荷重設定となっている。
- ・ 周辺地盤状況を考慮すると、地盤変位は約 1/18、周面せん断応力は約 1/3.5 となり、工認設計で考慮している周面摩擦力が大きく、保守的な荷重設定となっていることを確認した。

以上より、海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価において、周面摩擦力は支配的な荷重とはならないこと、周辺地盤状況を考慮した周面摩擦力は小さいため、実現象としてほとんど周面摩擦力は生じておらず、耐震評価に影響を与える荷重ではないことを確認した。

なお、本設計においては、設計上の配慮として保守的に算定した周面摩擦力を考慮した耐震評価を行うこととしている。

資料6 取水路（漸拡部）の耐震安全性評価

目次

1. 評価方法	1
2. 評価条件	1
2.1 構造及び補強の概要	1
2.2 評価対象断面の方向	6
2.3 評価対象断面の選定	7
2.4 使用材料及び材料の物性値	8
2.5 地盤物性値	8
2.6 評価構造物諸元	13
2.7 地下水位	14
2.8 耐震評価フロー	15
2.9 適用規格	16
3. 地震応答解析	18
3.1 地震応答解析手法	18
3.2 地震応答解析モデルの設定	21
3.2.1 解析モデル領域	21
3.2.2 境界条件	23
3.2.3 構造物のモデル化	26
3.2.4 隣接構造物のモデル化	26
3.2.5 地盤及びMMRのモデル化	26
3.2.6 ジョイント要素の設定	27
3.2.7 材料特性の設定	30
3.3 減衰定数	32
3.4 荷重の組合せ	38
3.4.1 外水圧	39
3.4.2 内水圧	39
3.4.3 積載荷重	40
3.5 耐震評価における解析ケース	41
4. 評価内容	48
4.1 入力地震動の設定	48
4.2 許容限界の設定	63
4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	63
4.2.2 せん断破壊に対する許容限界（せん断耐力式によるせん断耐力）	66
4.2.3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界	74
5. 評価結果	75
5.1 地震応答解析結果	75
5.1.1 解析ケースと照査値	75
5.1.2 層間変形角時刻歴波形（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	82

5.1.3	断面力分布（せん断破壊に対する照査）	83
5.1.4	最大せん断ひずみ分布	85
5.2	構造部材の健全性に対する評価結果	87
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	87
5.2.2	せん断破壊に対する評価結果	94
5.3	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	103
5.3.1	基礎地盤（狐崎部層）	103
5.3.2	MMR（既設）	105
6.	まとめ	110

参考資料

参考資料 1 静的地震力に対する耐震評価・・・・・・・・・・・・・・・・ 資料 6- (参考) 1-1

1. 評価方法

取水路（漸拡部）は、非常用取水設備であり、非常時における海水の通水機能及び貯水機能が要求される。

取水路（漸拡部）については、基準地震動 S_s による耐震評価として、構造部材の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施する。

構造部材の健全性評価については、鉄筋コンクリート部材の層間変形角、曲げモーメント及びせん断力が要求性能に応じた許容限界を下回ることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ることを、マンメイドロック（以下「MMR」という。）に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ることを及び MMR の健全性を確認する。

2. 評価条件

2.1 構造及び補強の概要

取水路（漸拡部）の位置図を図 2-1 に示す。

取水路（漸拡部）は、鉄筋コンクリート造の地中構造物である。

取水路（漸拡部）の平面図を図 2-2 に、断面図を図 2-3 に、概略配筋図を図 2-4 に示す。

取水路（漸拡部）は、非常時における海水の通水機能及び貯水機能が要求される。

取水路（漸拡部）は、取水路（標準部）との接続部である内空幅 、内空高さ の二連ボックスカルバート構造から、海水ポンプ室との接続部である内空幅 、内空高さ の四連ボックスカルバート構造に変化し、縦断方向（延長方向）に断面が拡幅する地中構造物であり、直接又は MMR を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。

取水路（漸拡部）は、取水路（標準部）及び海水ポンプ室との接合部に構造目地が設置されており、断面が延長方向に異なる線状構造物である。

新規制基準への適合を踏まえ、基準地震動 S_s が大加速化したことに伴い、せん断破壊に対する耐震補強として、後施工せん断補強工法（CCb 工法）による補強を図 2-5 に示す箇所に行っている。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

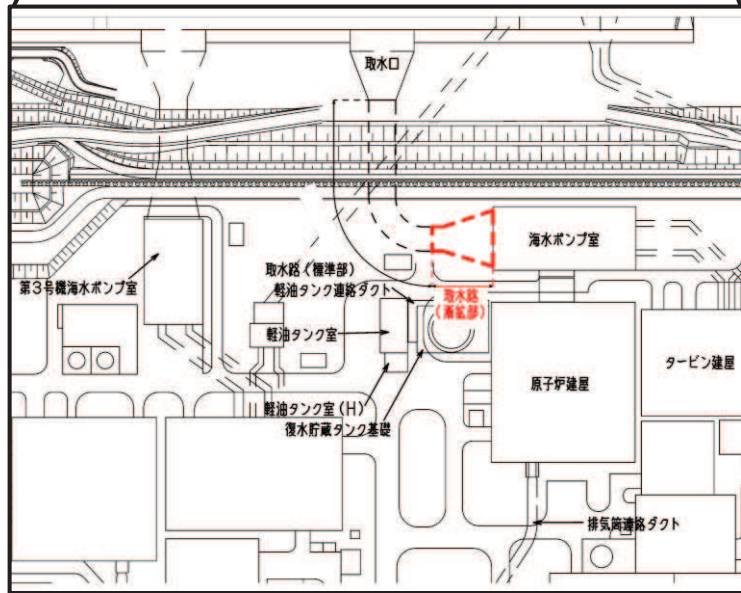
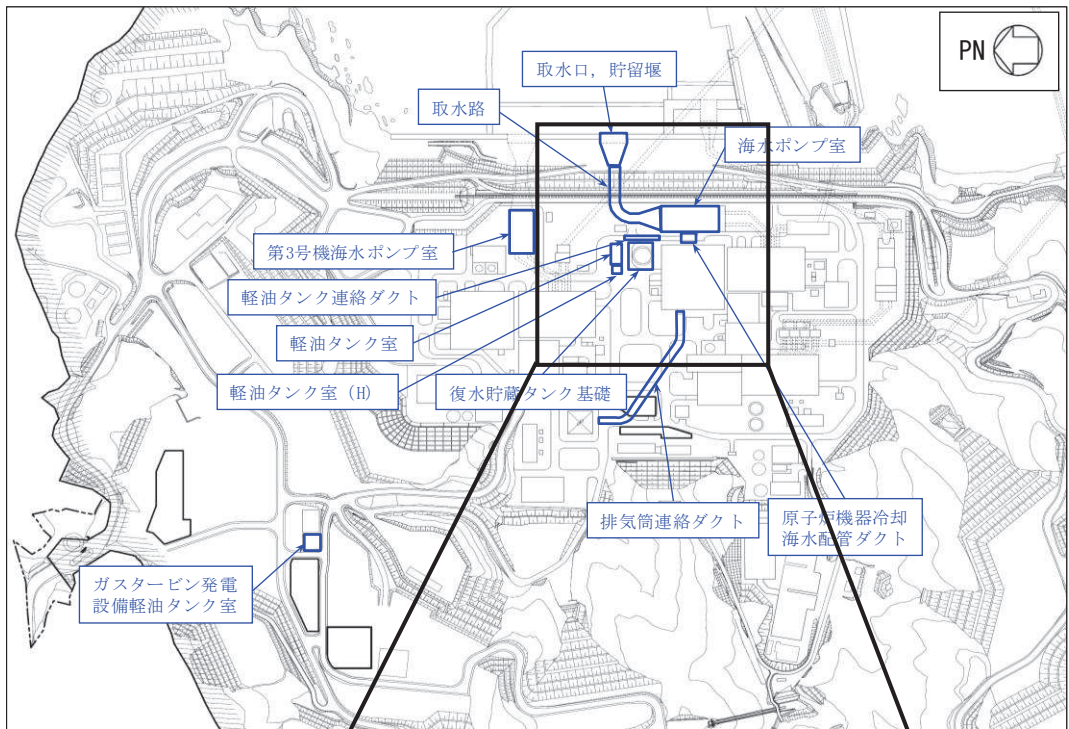
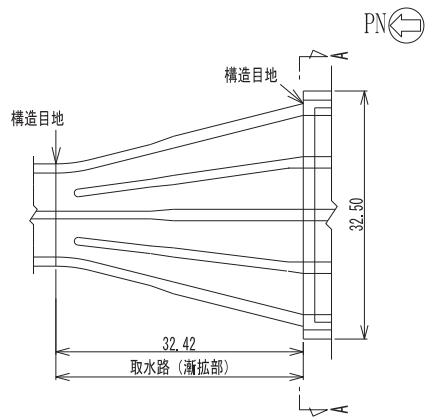
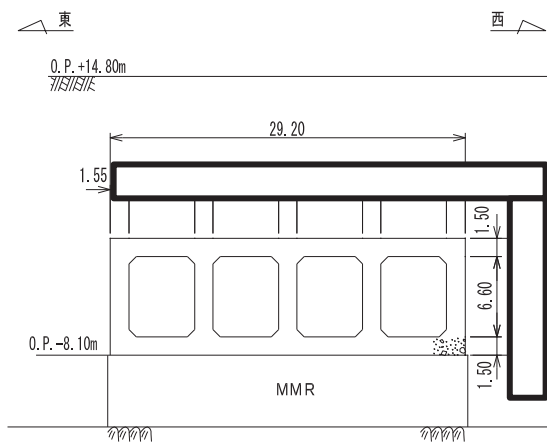


図 2-1 取水路 (漸拡部) の位置図



(単位：m)

図 2-2 取水路（漸拡部）平面図



(単位：m)

図 2-3 取水路（漸拡部）断面図（A-A 断面）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

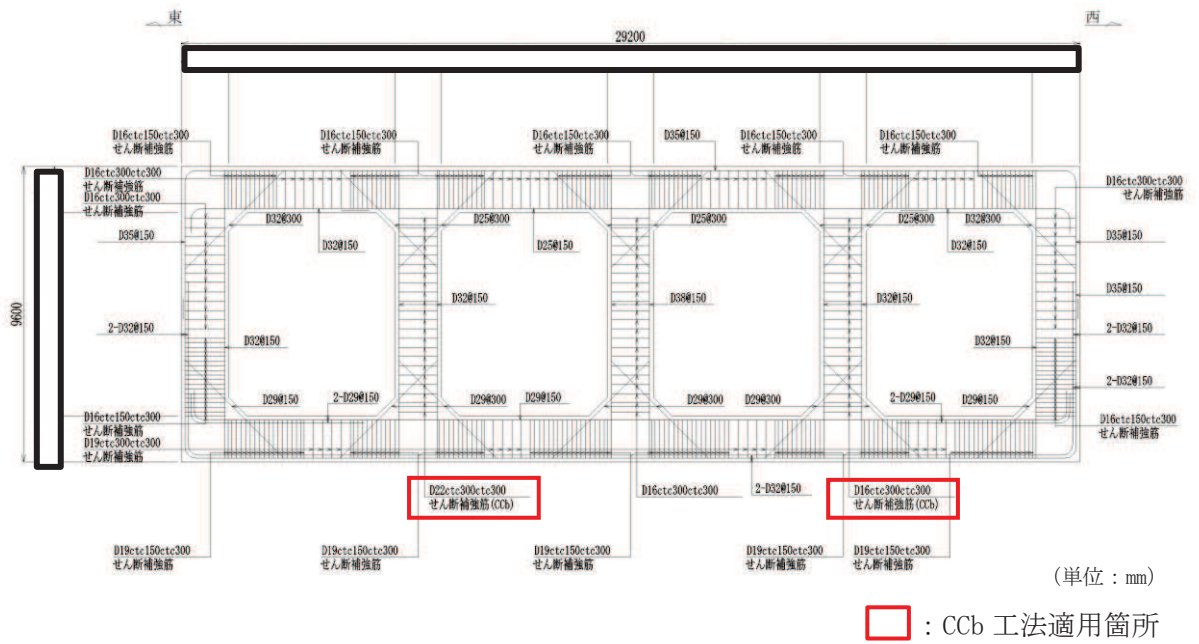
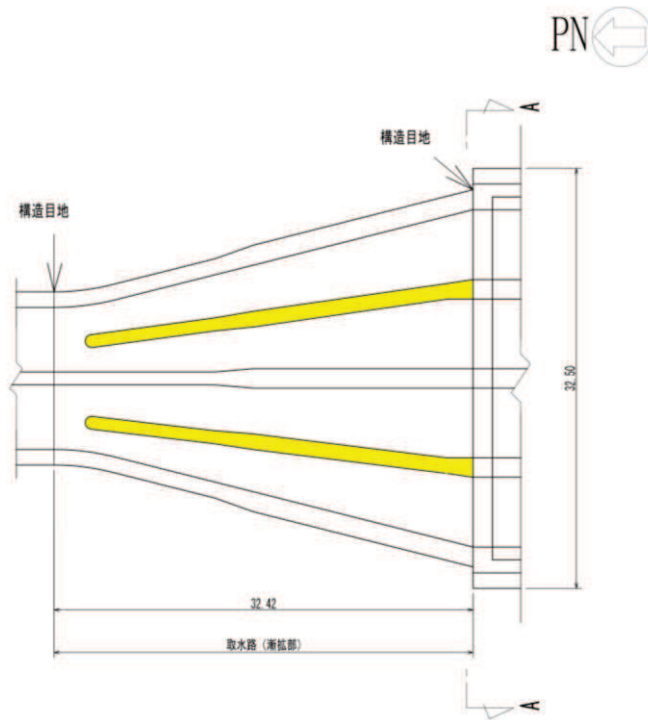


図 2-4 取水路（漸拡部）概略配筋図

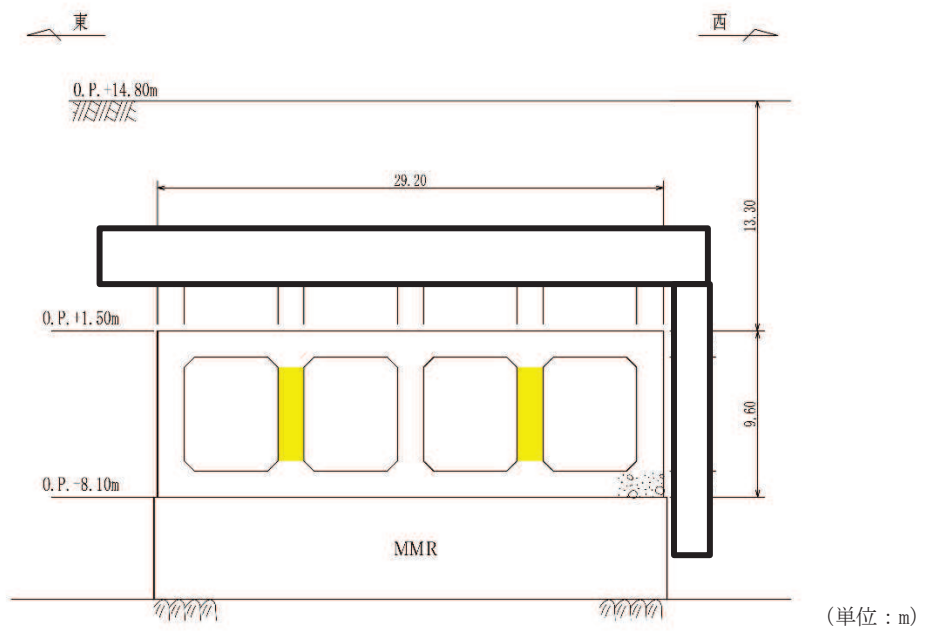
枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



(単位：m)

■ : CCbによる耐震補強箇所

図 2-5(1) CCbによる耐震補強箇所 (平面図)



(単位：m)

■ : CCbによる耐震補強箇所

図 2-5(2) CCbによる耐震補強箇所 (A-A 断面)

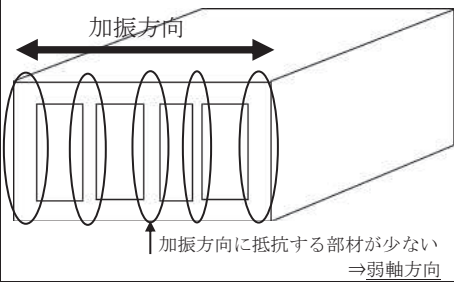
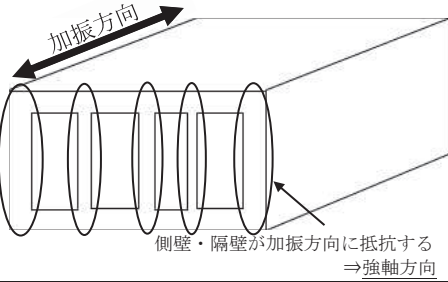
枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.2 評価対象断面の方向

評価対象断面の方向の選定に係る考え方を表 2-1 に示す。取水路（漸拡部）の南北方向は加振方向と平行に配置される側壁又は隔壁を耐震上見込むことができることから、強軸方向となる。一方、東西方向は、加振方向と平行に配置される構造部材がないことから、弱軸方向となる。

以上のことから取水路（漸拡部）の耐震評価では、構造の安定性に支配的な弱軸方向である東西方向を評価対象断面とする。

表 2-1 取水路（漸拡部）の評価対象断面の方向の選定

	東西方向の加振	南北方向の加振
取水路 (漸拡部)		
	<ul style="list-style-type: none"> ・東西方向は、加振方向に平行な壁部材がなく、弱軸方向にあたる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・南北方向は、加振方向に平行な側壁及び隔壁を耐震設計上見込むことができ、強軸方向にあたる。
	弱軸方向を評価対象断面とする。	

2.3 評価対象断面の選定

評価対象断面は、構造的特徴や周辺状況等を踏まえ、「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「4.7 取水路（漸拡部）」にて選定した、構造物の内空断面が幅及び高さともに最大であり、弱軸方向となる東西方向（A-A 断面）を代表として、耐震評価を実施する。

取水路（漸拡部）の評価対象地質断面図を図 2-6 に示す。

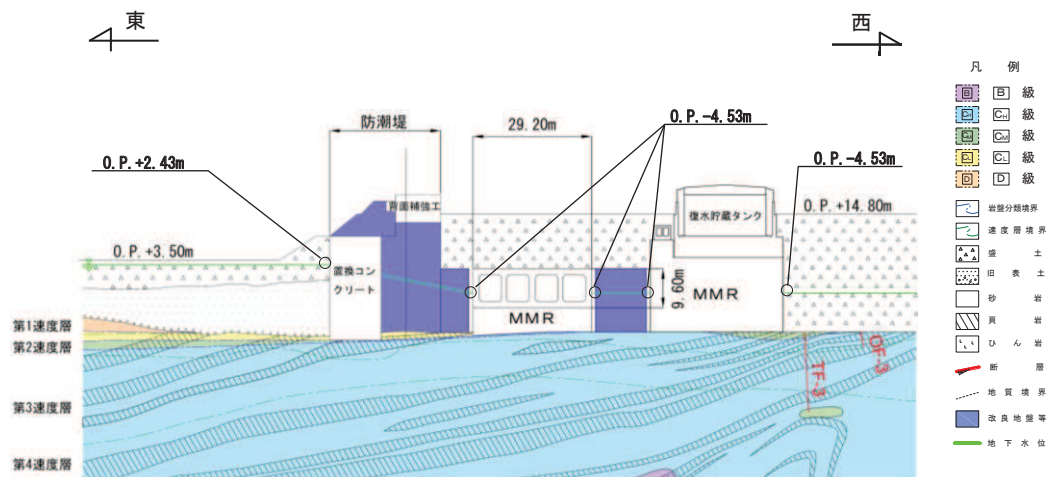


図 2-6 取水路（漸拡部）評価対象地質断面図（A-A 断面）

2.4 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-2 に、材料物性値を表 2-3 に示す。

表 2-2 使用材料

材料	仕様
コンクリート	設計基準強度 20.5N/mm ²
鉄筋	SD345

表 2-3 材料の物性値

材料	項目	材料諸元	備考
鉄筋コンクリート	単位体積重量 (kN/m ³)	24.0	
コンクリート	ヤング係数 (N/mm ²)	設計基準強度	2.33×10 ⁴
		実強度*1	3.18×10 ⁴
	ポアソン比	0.2	

注記*1：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

*2：解析ケースについては、「3.5 耐震評価における解析ケース」に示す。

2.5 地盤物性値

地盤については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 2-4～表 2-7 に示す。

表 2-4 地盤の解析用物性値(狐崎部層)

岩種・岩級		物理特性	強度特性			変形特性				
		単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		
			せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
[B] 級	砂岩	26.4	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 2-5 参照	0.03	
[C _H] 級		26.2	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03	
[C _M] 級		25.2	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03	
[C _L] 級		24.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03	
[D] 級		20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d / G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	

表 2-5 地盤の解析用物性値(狐崎部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第 2 速度層	1.5×10^3	0.44
		第 3 速度層	5.9×10^3	0.40
		第 4 速度層	13.2×10^3	0.36
		第 5 速度層	16.5×10^3	0.35
C _M 級		第 1 速度層	0.2×10^3	0.48
		第 2 速度層	1.5×10^3	0.44
		第 3 速度層	5.7×10^3	0.40
		第 4 速度層	12.7×10^3	0.36
		第 5 速度層	15.8×10^3	0.35
C _L 級	第 1 速度層	0.2×10^3	0.48	
	第 2 速度層	1.4×10^3	0.44	
	第 3 速度層	5.5×10^3	0.40	
D級	第 1 速度層	表 2-4 参照	0.48	
	第 2 速度層		0.44	

表 2-6 地盤の解析用物性値(盛土ほか)

岩種・岩級	物理特性	強度特性				変形特性				
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性				静的特性		動的特性		
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
盛土*1	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00036)^{*2}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
断層 及びシーム*3	18.6	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.0012)^{*2}$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.031 \log \gamma$
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$
背面補強工	24.0	—				28,000	0.2	11,667	0.2	0.05
置換コンクリート	22.5									

*1：セメント系埋戻土は盛土の物性値を使用

*2：残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s / 2 (1 + \nu_s), G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m), \gamma_m = \tau_f / G_0$$

*3：断層及びシームの狭在物は、「粘土状」、「砂状」、「鱗片状」等の性状が確認されているが、そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している

表2-7 地盤の解析用物性値 (MMR)

	物理特性	強度特性				変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断剛性 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
MMR (既設) ($f'_{ck} = 15.6$ N/mm ²)	22.6	3.12	-*	1.43	-*	20590	8579	0.2	3

*：内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

2.6 評価構造物諸元

取水路（漸拡部）の諸元を表 2-8 に、評価部位を図 2-7 に示す。

表 2-8 評価部位とその仕様

部位		仕様		材料		要求機能
		部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
頂版	1	1,000	1,500	20.5	SD345	通水機能
	2					
側壁	3	1,000	1,500	20.5	SD345	通水機能, 貯水機能*
	4					
隔壁	5	1,000	1,500	20.5	SD345	通水機能
	9					
隔壁	7	1,000	1,200	20.5	SD345	通水機能
	8					
底版	10	1,000	1,500	20.5	SD345	通水機能, 貯水機能*
	11					
	12					
	13					

注記*：貯水機能が要求される部材の範囲は、貯留堰天端標高 (O.P. -5.3m) 以下とする。

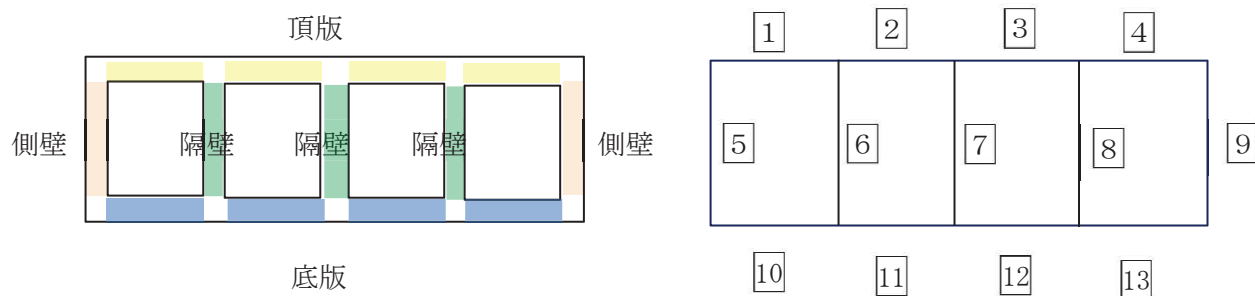


図 2-7 評価部位

2.7 地下水位

設計用地下水位は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。
設計用地下水位の一覧を表 2-9 に、設計用地下水位を図 2-8 に示す。

表 2-9 設計用地下水位

施設名称	設計用地下水位
取水路（漸拡部）	O. P. -4.53m～O. P. +2.43m* ^{1, 2}

注記*1：朔望平均満潮位

*2：東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を、敷地高さ（O. P. +14.8m）を固定とし朔望平均満潮位を O. P. +1.43m から O. P. +2.43m とすることにより考慮する。

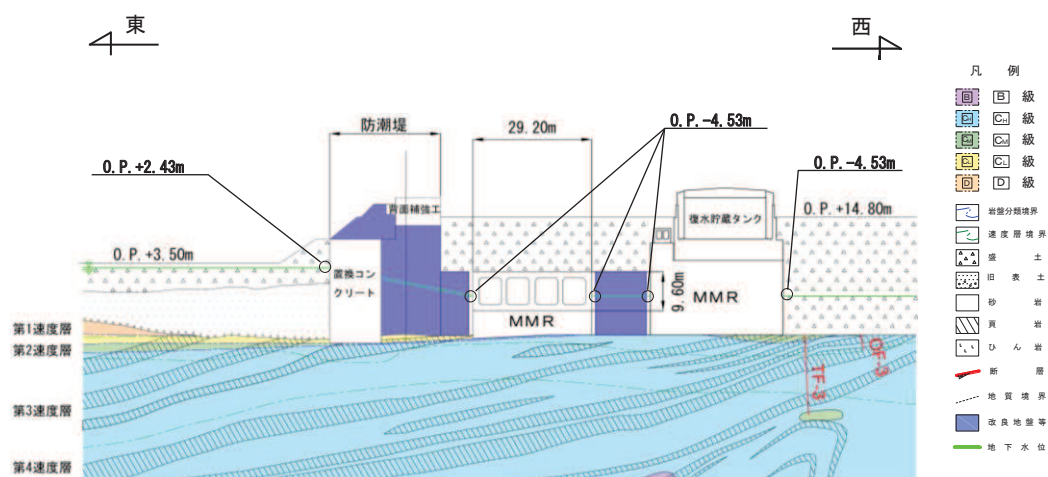


図 2-8 取水路（漸拡部）の設計用地下水位

2.8 耐震評価フロー

取水路（漸拡部）の耐震評価フローを図 2-9 に示す。

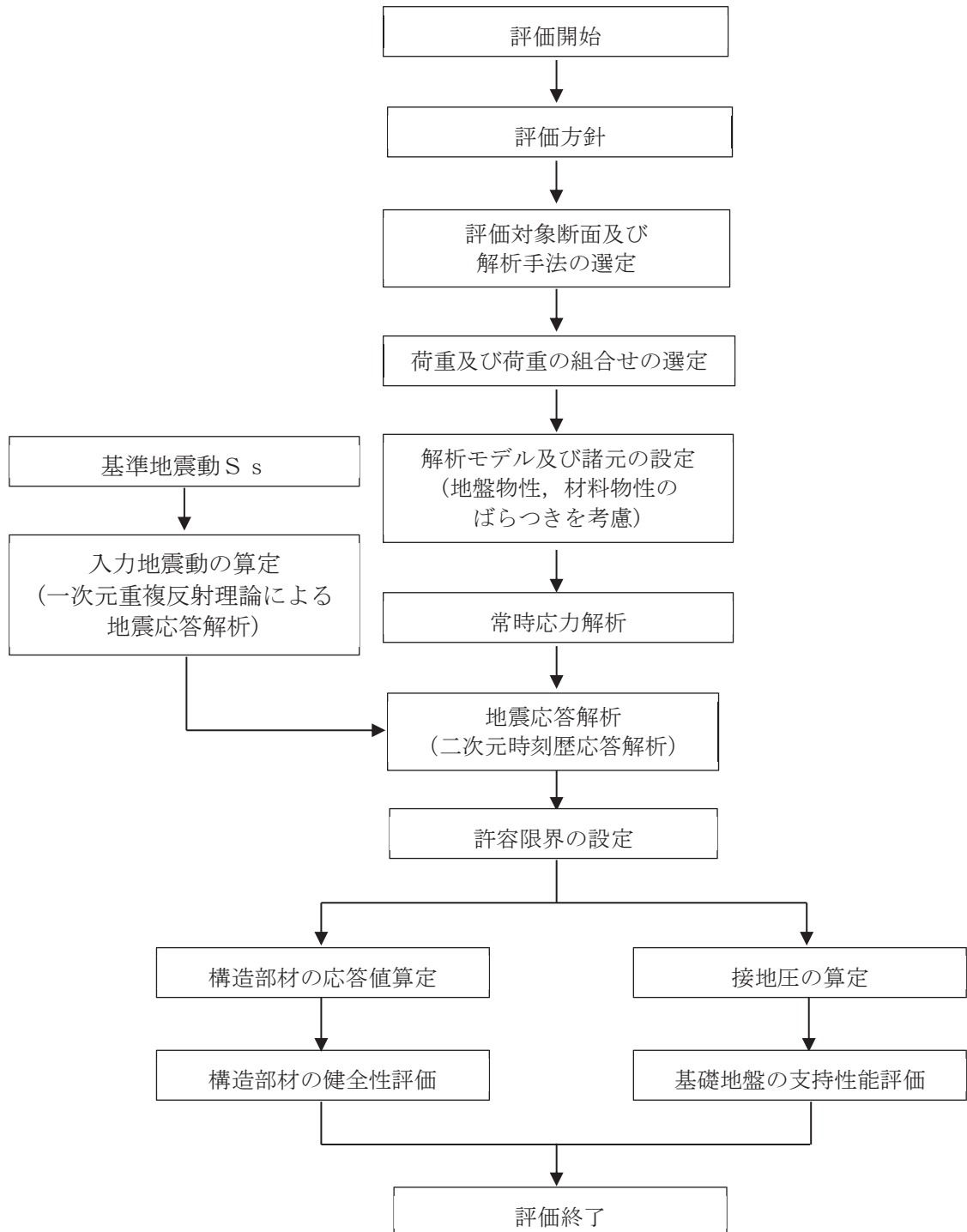


図 2-9 取水路（漸拡部）の耐震評価フロー

2.9 適用規格

取水路（漸拡部）の耐震評価に当たっては、コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会 2002年制定）（以下「コンクリート標準示方書」という。）、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系及びせん断破壊の許容限界の一部については、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005年6月 土木学会 原子力土木委員会）（以下「土木学会マニュアル」という。）を適用する。また、基礎地盤の支持性能の許容限界については、道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）（社団法人 日本道路協会，平成14年3月）を適用する。

表 2-10 に適用する規格，基準類を示す。

表 2-10 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考	確認項目
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会 2002年制定)	・鉄筋コンクリートの材料諸元(γ , E, ν)	—
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会 2002年制定)	・永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討	—
許容限界	・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル(2005年6月土木学会 原子力土木委員会)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査は, 限界層間変形角を設定した上で, 発生層間変形角が限界層間変形角を下回ることを確認*	・構造強度を有すること ・通水機能を有すること
		・せん断破壊に対する照査は, 発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認*	・構造強度を有すること ・通水機能を有すること ・貯水機能を損なわないこと
	・道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)(日本道路協会 平成 14 年 3 月)	・基礎地盤の支持性能に対する照査は, 基礎に発生する応力が極限支持力を下回ることを確認*	—
	・道路橋示方書・同解説(V 耐震設計編)(日本道路協会 平成 14 年 3 月)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査においておおむね弾性範囲として, 発生曲げモーメントが降伏曲げモーメントを下回ることを確認	・貯水機能を損なわないこと
地震応答解析	・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987(社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) ・道路橋示方書・同解説(V 耐震設計編)(日本道路協会 平成 14 年 3 月)	・有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析	—

注記* : 妥当な安全余裕を考慮する。

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととし、解析手法については、図3-1に示す解析手法の選定フローに基づき設定する。解析手法は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.7 取水路（漸拡部）」に示すとおり、全応力解析とする。

構造部材については、非線形はり要素を用いることとし、構造部材の非線形特性については、鉄筋コンクリートの $M-\phi$ 関係を適切にモデル化する。

地盤については、平面ひずみ要素でモデル化することとし、岩盤（D級岩盤以外）は線形でモデル化する。盛土、旧表土、改良地盤及びB級岩盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようマルチスプリングモデルを用いることとし、ばね特性は双曲線モデル（修正GHEモデル又はH-Dモデル）を用いて非線形性を考慮する。

地震応答解析については、解析コード「Soil Plus Ver. 2015 Build3」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図3-2に示す。

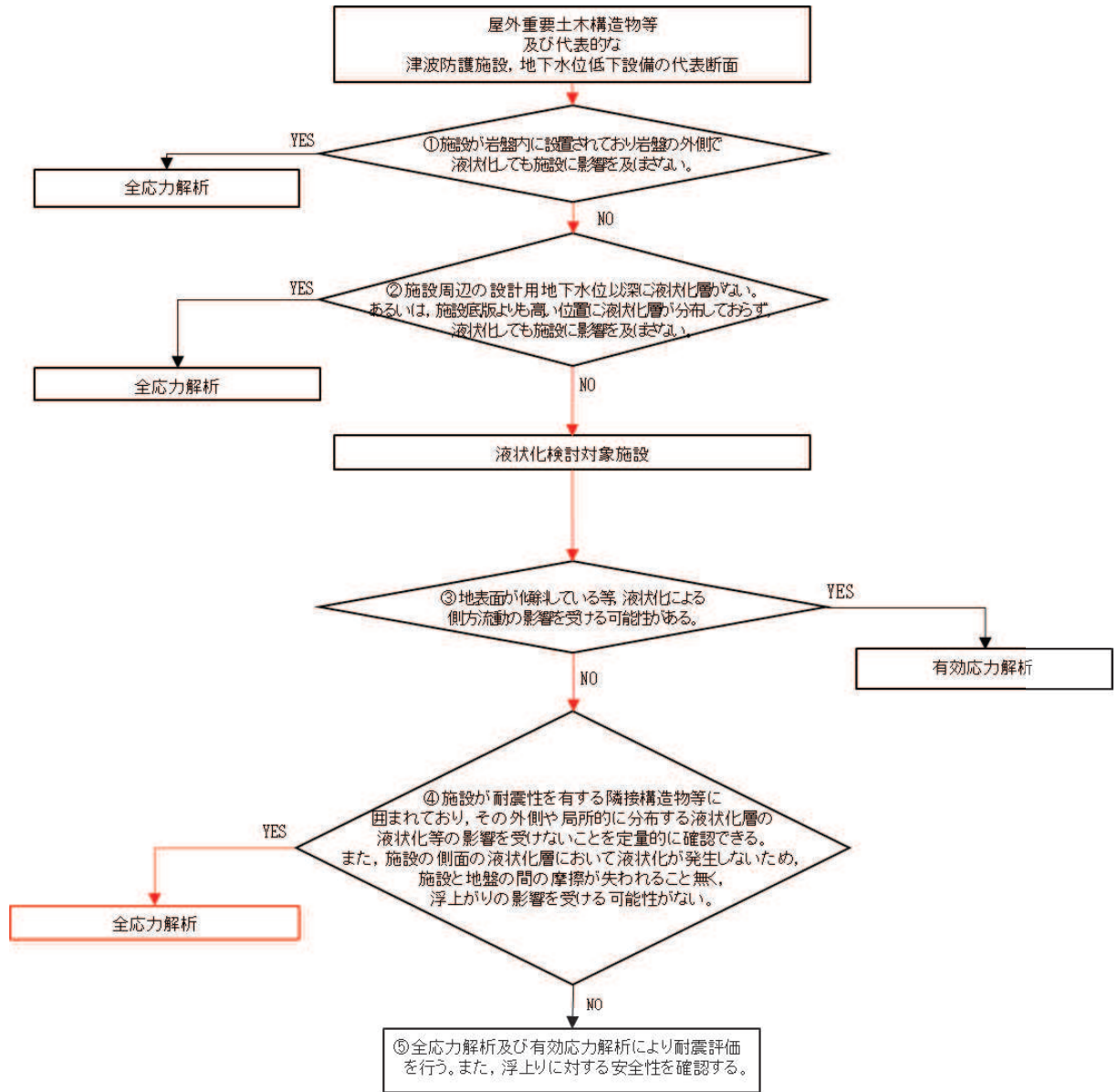


図 3-1 解析手法の選定フロー

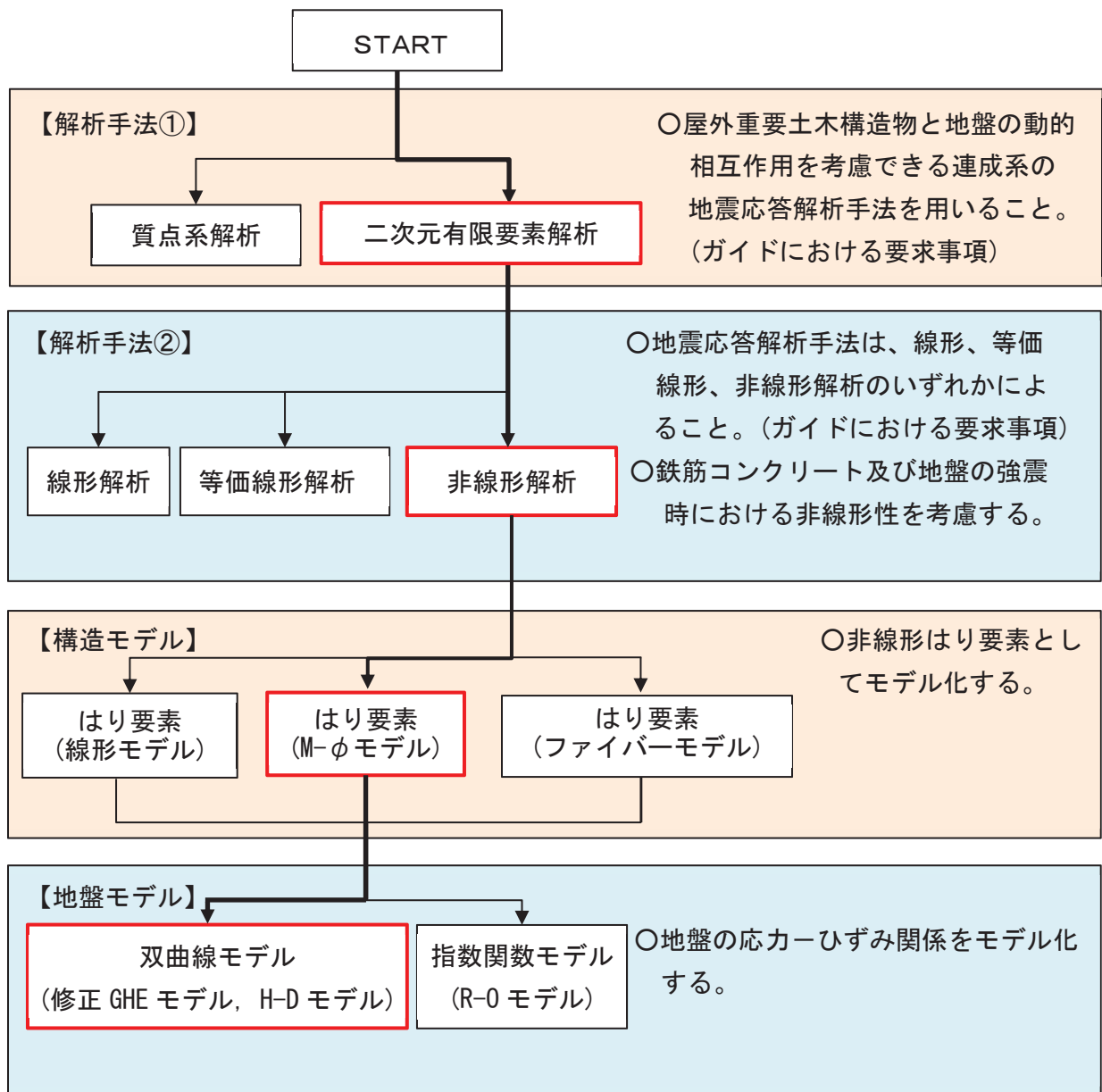


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

3.2.1 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 3-3 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物基礎幅の 2 倍以上とする。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、土木学会マニュアルに従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度まで細分割して設定する。

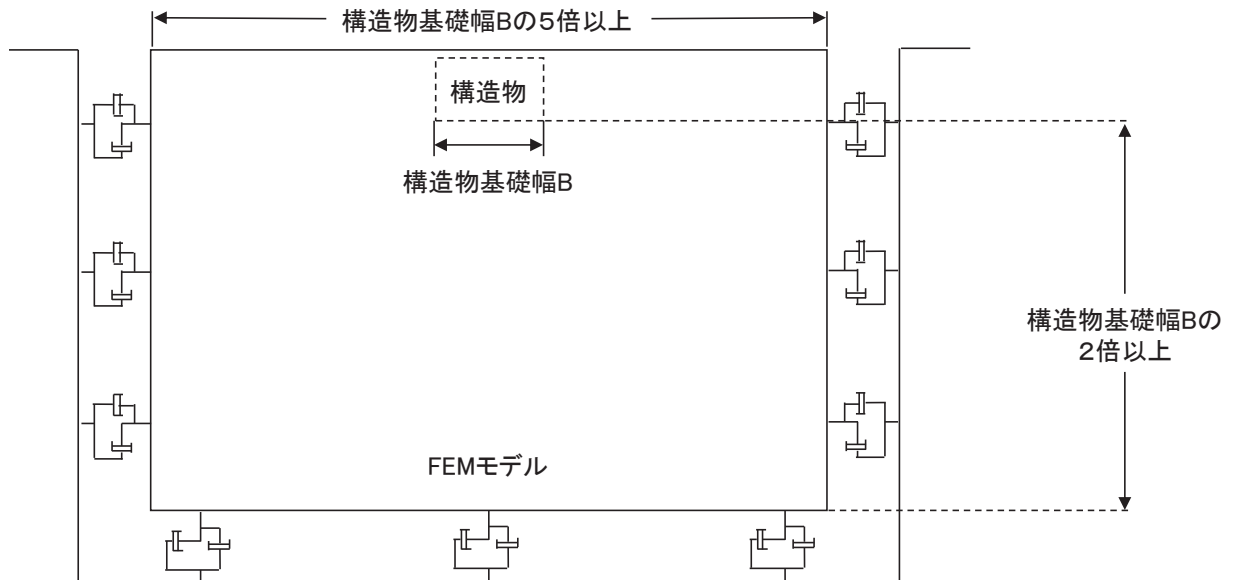


図 3-3 モデル化範囲の考え方

二次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。二次元地震応答解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3-4に示す。

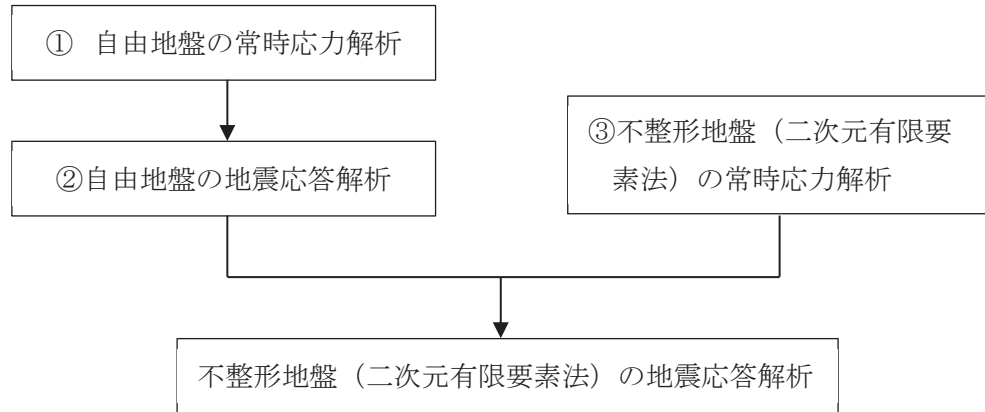


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤 (二次元有限要素法) の地震応答解析までのフロー

3.2.2 境界条件

(1) 固有値解析時

Rayleigh 減衰の設定に用いる固有周期を求めるための固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図3-5に示す。

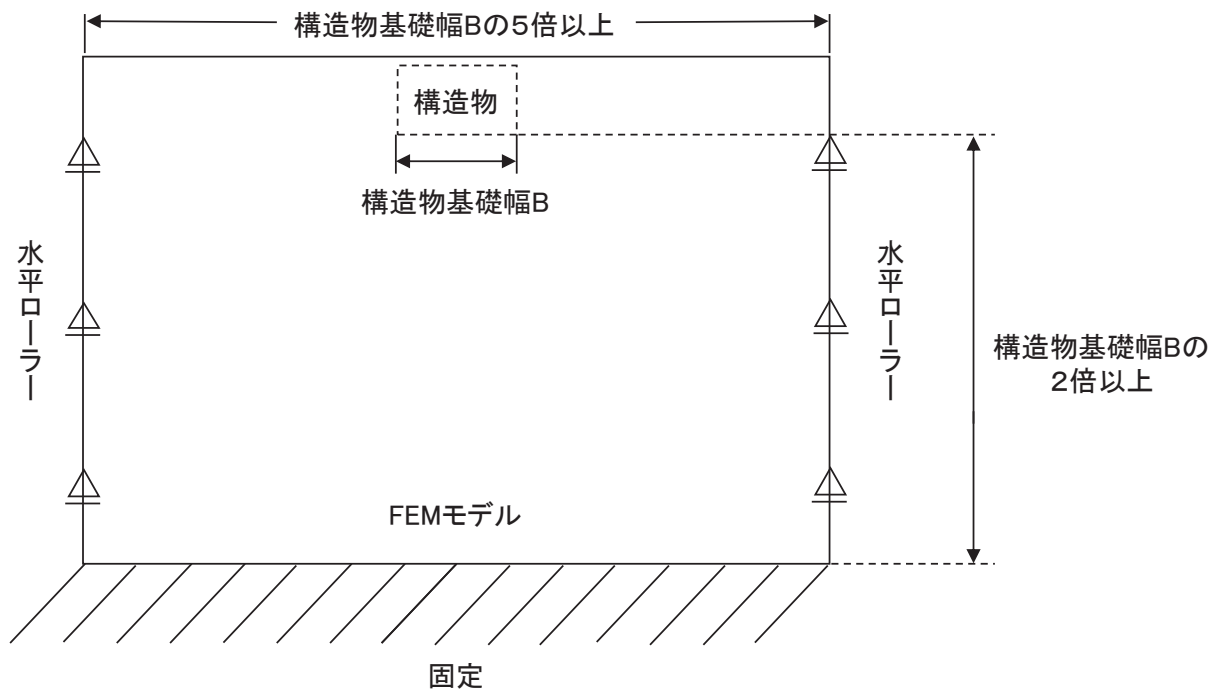


図3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図3-6に示す。

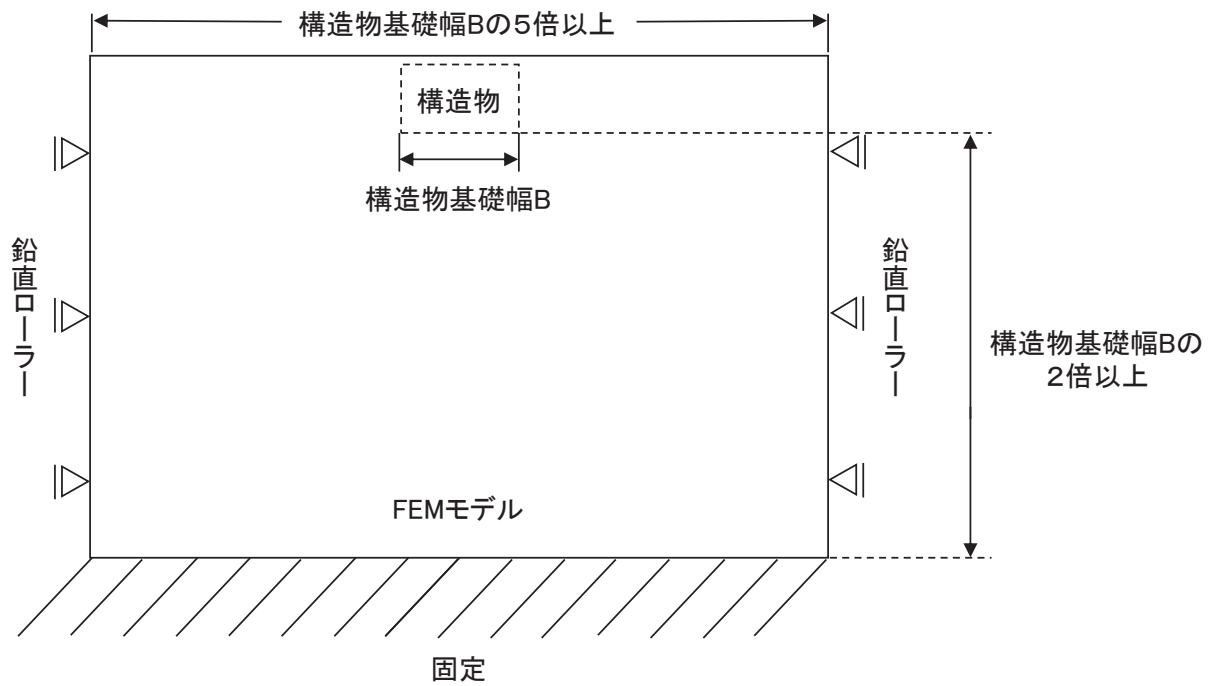


図3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

3.2.3 構造物のモデル化

取水路（漸拡部）では，構造部材を非線形はり要素でモデル化する。鉄筋コンクリート部材のはり要素の交点には，コンクリート標準示方書に基づき剛域を設ける。

取水路（漸拡部）の解析モデルにおける構造物部分の拡大図を図3-8に示す。

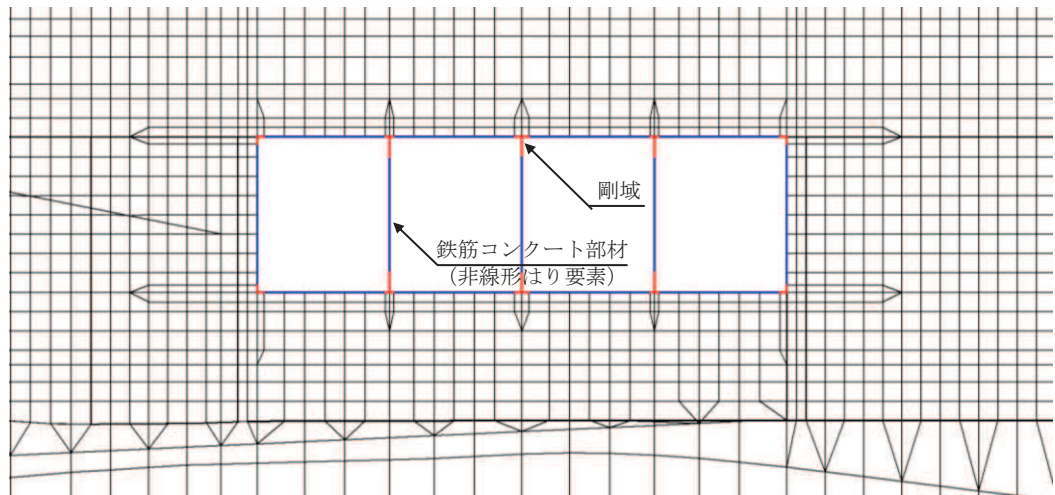


図3-8 取水路（漸拡部）の地震応答解析モデル（構造物部分拡大）

3.2.4 隣接構造物のモデル化

西側の隣接構造物となる復水貯蔵タンク基礎及び軽油タンク連絡ダクトのMMRは，改良地盤を介して接しており，お互いの振動の影響を受けることから，復水貯蔵タンク基礎及び軽油タンク連絡ダクトのMMRをモデル化する。また，東側の隣接構造物となる防潮堤（鋼管式鉛直壁）も改良地盤を介して接しており，お互いの振動の影響を受けることから，添付書類「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」に基づき，鋼管杭は，線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。

3.2.5 地盤及びMMRのモデル化

D級を除く岩盤及びMMRは線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また，盛土，旧表土，改良地盤及びD級岩盤は，地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。

3.2.6 ジョイント要素の設定

「地盤と構造物（MMR 含む）」、「地盤と改良地盤」及び「構造物と MMR」（以下「地盤と構造物等」という。）の接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造物の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、「地盤と構造物等」の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造物の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3-1 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は強度の小さい側の要素の物性値とし、表 3-2 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、 σ' : 面直圧
 τ_f : せん断強度
 c : 粘着力
 ϕ : 内部摩擦角

表 3-1 周辺地盤との境界に用いる強度特性（狐崎部層）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土*1	0.10	33.9
盛土*2	0.06	30.0
旧表土	0.08	26.2
セメント改良土	0.65	44.3
改良地盤	1.39	22.1
C _M 級	0.49	47.0
C _H 級	1.72	43.0
MMR	3.10	40.0

注記*1：地下水位以浅

*2：地下水位以深

表 3-2 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土-改良地盤	盛土の c	盛土の ϕ
盛土-MMR	盛土の c	盛土の ϕ
盛土-構造物	盛土 c	盛土の ϕ
改良地盤-岩盤 (C _L 級)	岩盤の c	岩盤の ϕ
改良地盤-岩盤 (C _H 級)	改良地盤の c	改良地盤の ϕ
改良地盤-セメント改良土	セメント改良土の c	セメント改良土の ϕ
岩盤-MMR	岩盤の c	岩盤の ϕ
構造物-MMR	MMR の c	MMR の ϕ
背面補強工-盛土	盛土 c	盛土 ϕ
背面補強工-セメント改良土	セメント改良土の c	セメント改良土の ϕ
置換コンクリート-盛土・旧表土	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の ϕ
置換コンクリート-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
置換コンクリート-改良地盤	改良地盤の c	改良地盤の ϕ

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol. 12 pp1061-1070, 2009）に従い、表 3-3 のとおり設定する。

ジョイント要素の力学特性を図 3-9 に、ジョイント要素の配置を図 3-10 に示す。

表 3-3 ジョイント要素のばね定数

地盤	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
盛土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤	1.0×10^7	1.0×10^7

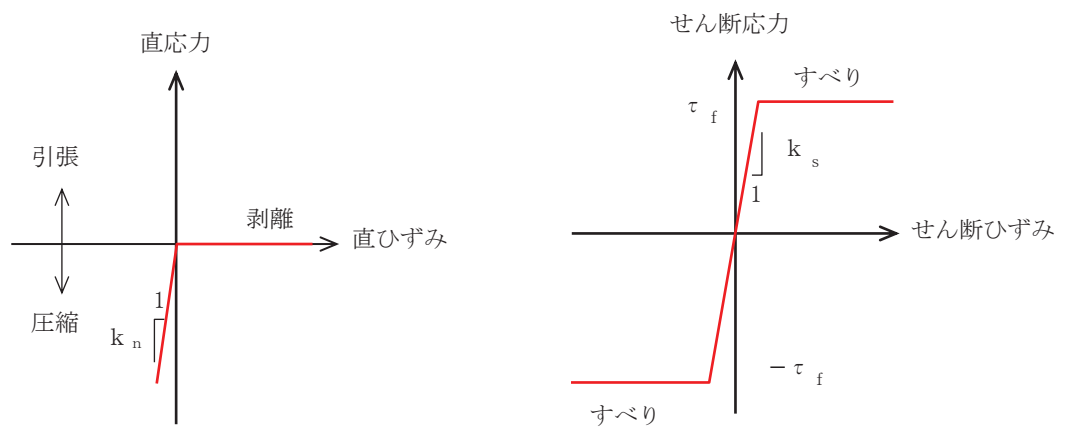


図 3-9 ジョイント要素の力学特性

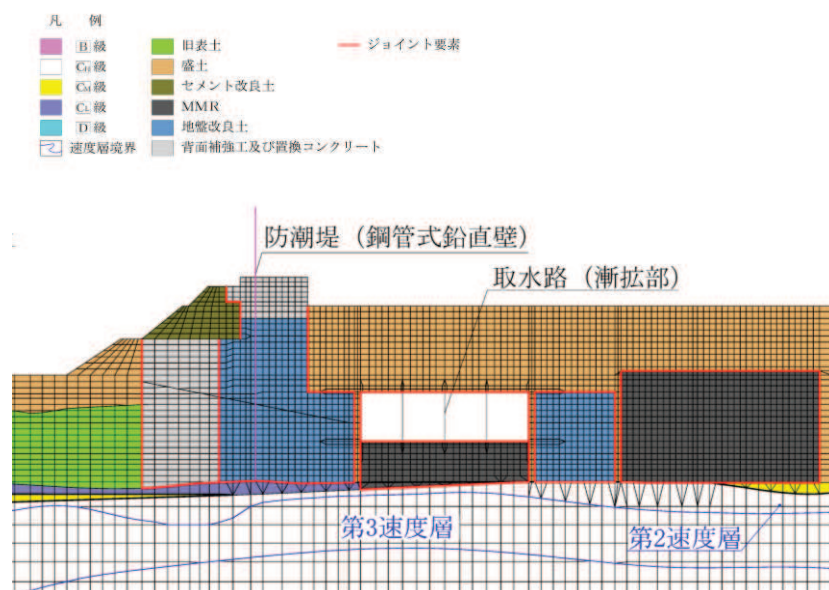


図 3-10 ジョイント要素の配置

3.2.7 材料特性の設定

鉄筋コンクリート部材は、非線形はり要素であるM- ϕ モデルを用いてモデル化する。非線形特性の設定においては、コンクリート及び鉄筋の非線形性を考慮する。材料の非線形性はコンクリート標準示方書に基づき設定する。

図3-11に鉄筋コンクリート部材におけるM- ϕ 関係のトリリニアモデルを示す。履歴特性は、図3-12に示すとおり修正武田モデルを適用する。M- ϕ モデルに用いるコンクリートの応力-ひずみ関係を図3-13に、鉄筋の応力-ひずみ関係を図3-14に示す。

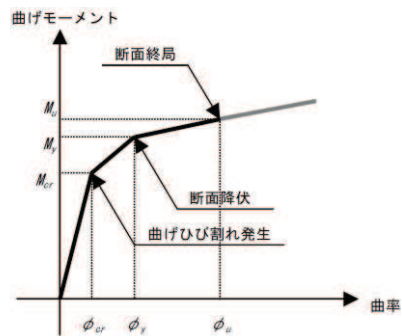


図3-11 鉄筋コンクリート部材のM- ϕ 関係
(土木学会マニュアルより引用)

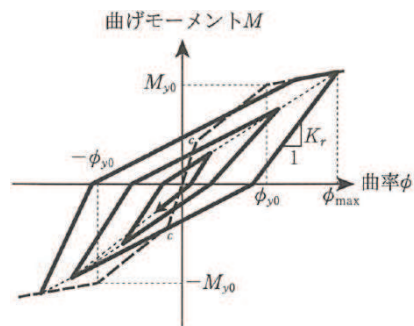


図3-12 鉄筋コンクリート部材の履歴特性（修正武田モデル）
(道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（平成14年3月）より引用)

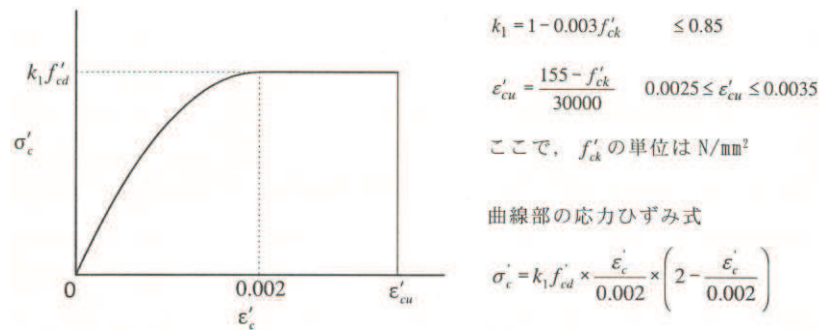


図 3-13 構造部材の非線形特性（コンクリートの応力-ひずみ関係）
（コンクリート標準示方書より引用）

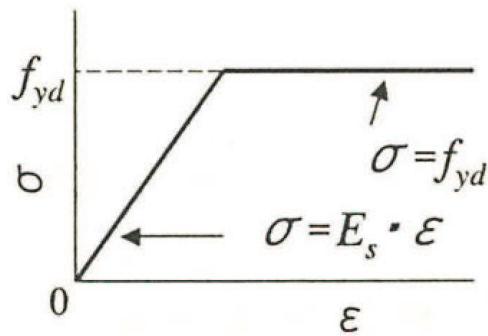


図 3-14 構造部材の非線形特性（鉄筋の応力-ひずみ関係）
（コンクリート標準示方書より引用）

3.3 減衰定数

減衰定数は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「9. 地震応答解析における減衰定数」に基づき、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる解析モデル全体の固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰を解析モデル全体に与える。Rayleigh減衰の設定フローを図3-15に示す。

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

[c]：減衰係数マトリックス，[m]：質量マトリックス，

[k]：剛性マトリックス

α ， β ：係数

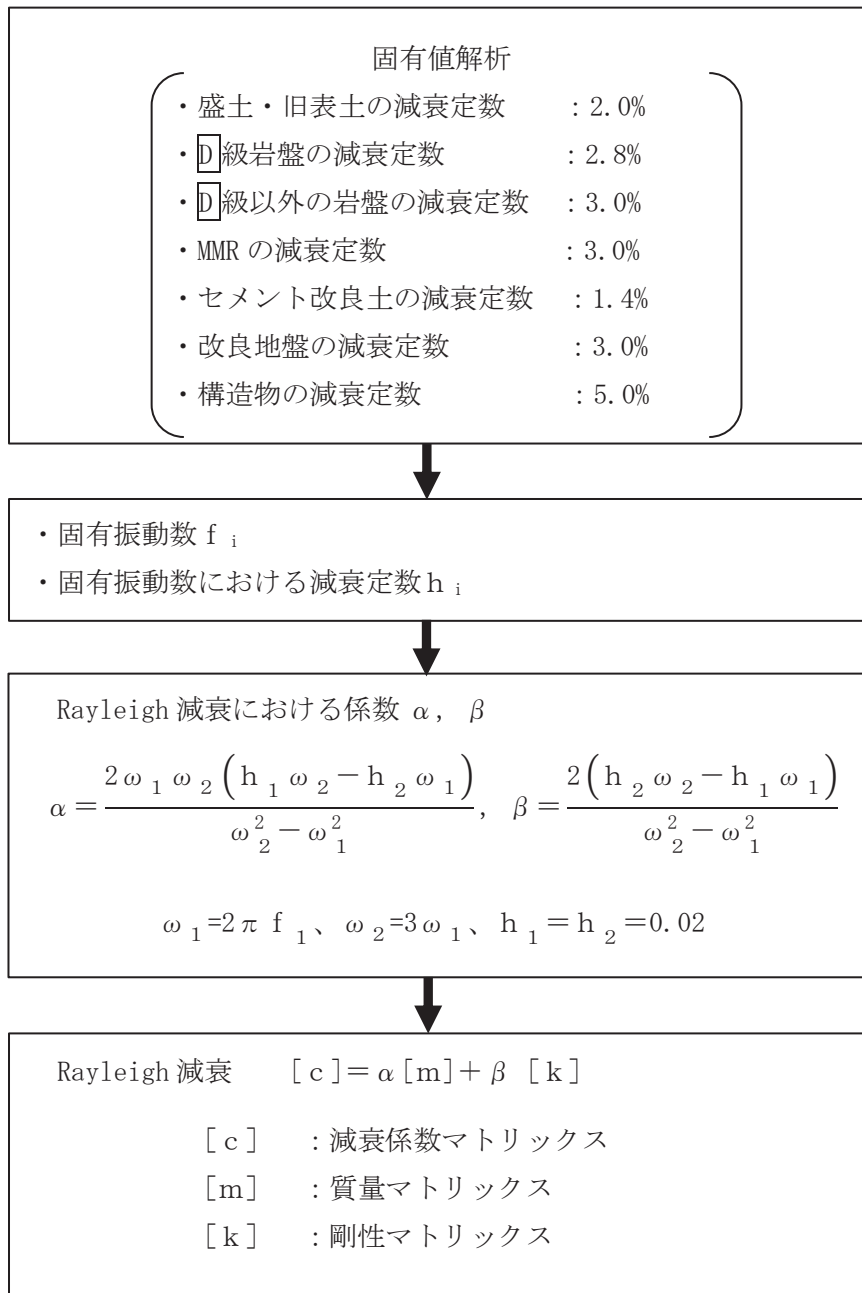


図 3-15 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α , β 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おいて、過大な減衰とならないよう定めている。

1 次固有振動数 (f_1) は、地震応答解析の解析モデルの固有値解析結果から算定する。2 次固有振動数 (f_2) は固有値解析から算定した 1 次固有振動数 (f_1) の 3 倍とする。減衰定数は、解析モデルに占める割合が多く、かつ減衰定数の小さい盛土・旧表土の 2% とする。

固有値解析結果の一覧を表 3-4 に、固有値解析におけるモード図を図 3-16 に、係数 α , β を表 3-5 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-17 に示す。

表 3-4 固有値解析結果

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	β_x	β_y	
1	3.007	9	0	60.94	4.02	1 次として採用
2	3.095	5	0	45.78	-11.23	—
3	3.877	8	0	-54.66	-3.58	—
4	4.644	2	0	24.73	-6.17	—
5	4.889	0	0	0.18	-8.82	—
6	5.276	0	1	-11.85	-19.20	—
7	5.541	6	0	-48.57	4.63	—
8	5.967	0	0	10.70	-7.99	—
9	6.204	1	0	-18.98	-0.65	—
10	6.399	2	0	-29.14	-1.84	—

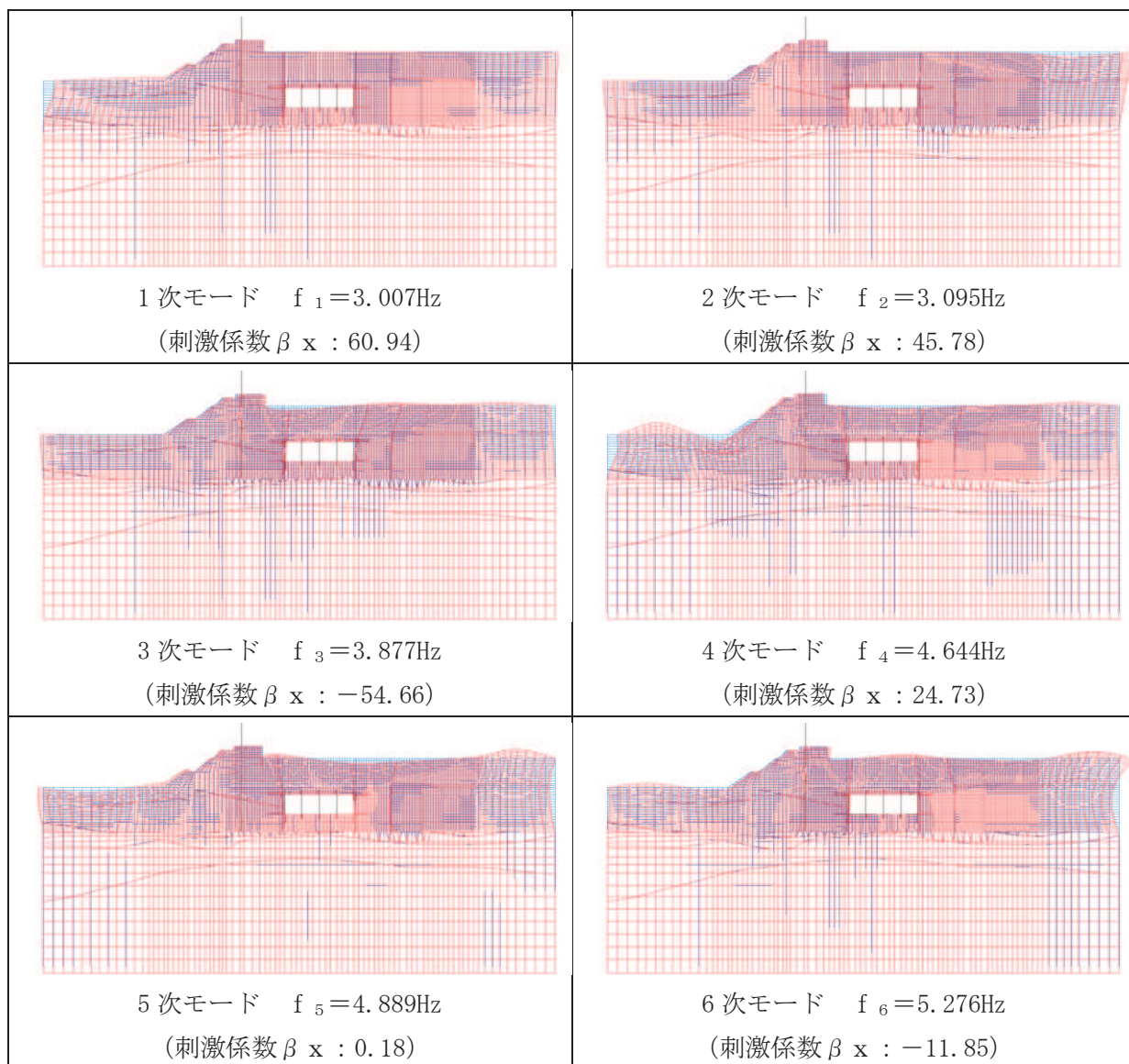


図 3-16(1) 固有値解析結果 (モード図)

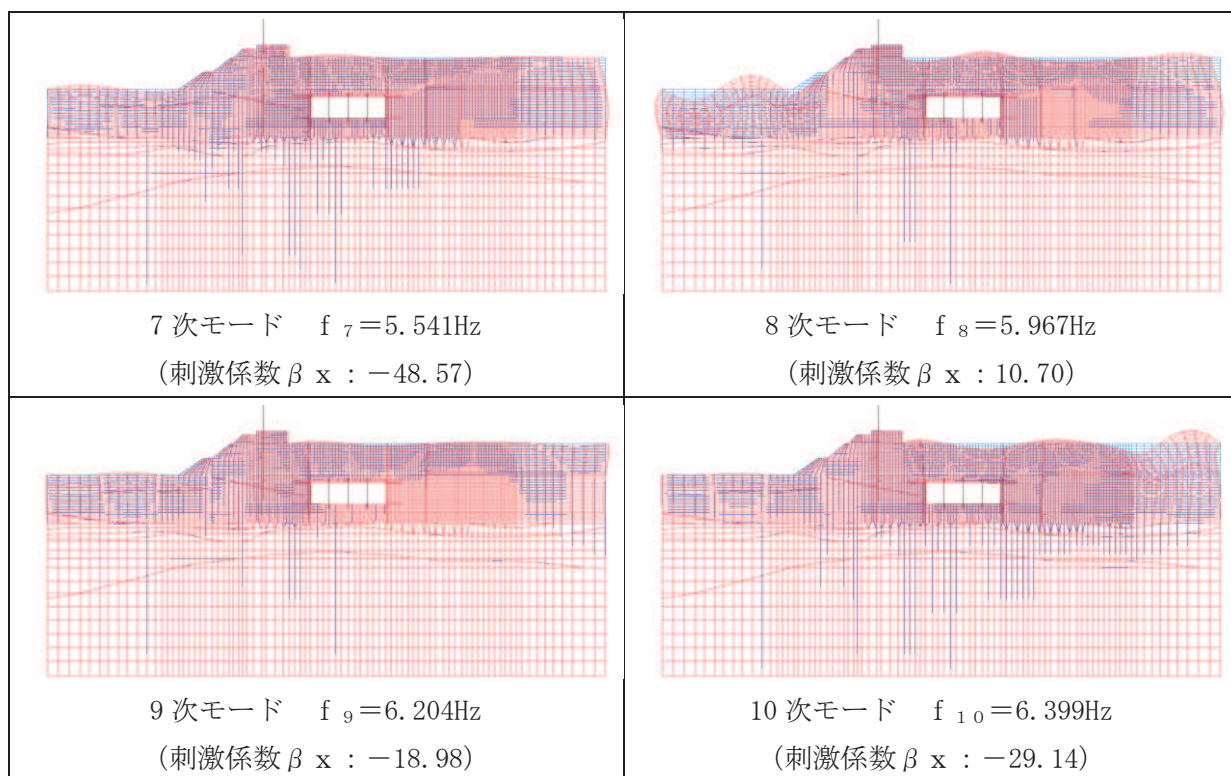


図 3-16(2) 固有値解析結果 (モード図)

表 3-5 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

α	β
5.667×10^{-1}	5.290×10^{-4}

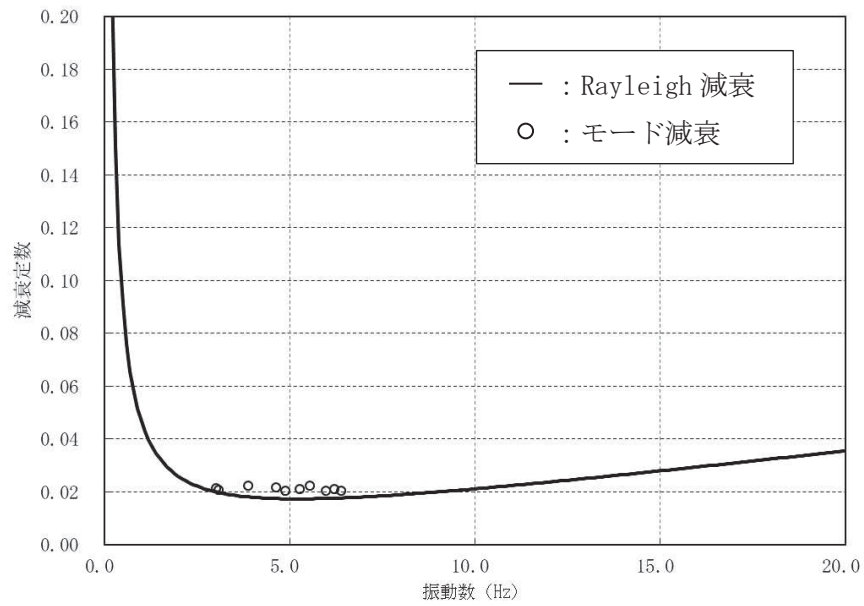


図 3-17 設定した Rayleigh 減衰

3.4 荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。地震荷重には、地震時土圧及び動水圧による荷重が含まれるものとする。なお、取水路（漸拡部）には荷重として考慮すべき機器・配管は存在しない。

なお、取水路（漸拡部）の運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における荷重条件は変わらないため、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

荷重の組合せを表 3-6 に示す。

表 3-6 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	躯体自重	○ ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する
		機器・配管荷重	— ・機器・配管は存在しないことから考慮しない。
		土被り荷重	○ ・常時応力解析により設定する。
		永久上載荷重	— ・地盤表面に恒常的に置かれる設備等はないことから考慮しない。
	静止土圧		○ ・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○ ・地下水位に応じた静水圧として考慮する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○ ・朔望平均満潮位 (O. P. +2.43m [*]) に応じた静水圧を設定する。
偶発荷重 (地震荷重)	積載荷重		○ ・地表面に考慮する。
	水平地震動	○	・基準地震動 S _s による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動	○	
動水圧		○ ・水位条件及び密度は、永久荷重のうち内水圧と同様とする。 ・地震時動水圧を付加質量により考慮する。	

注記*：東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を、敷地高さ (O. P. +14.8m) を固定とし朔望平均満潮位を O. P. +1.43m から O. P. +2.43m とすることにより考慮する。

3.4.1 外水圧

外水圧は、地下水位に応じた静水圧を設定する。地下水位については、「2.6 地下水位」のとおりとし、地下水の密度として、 $1.00\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

なお、海側に設定している地下水の密度について、海水の密度は $1.03\text{g}/\text{cm}^3$ であるが、地表面には余裕を見込んだ積載荷重 ($4.9\text{kN}/\text{m}^2$) を考慮していることから、敷地全体で $1.00\text{g}/\text{cm}^3$ として設定する。

外水圧図を図3-18に示す。

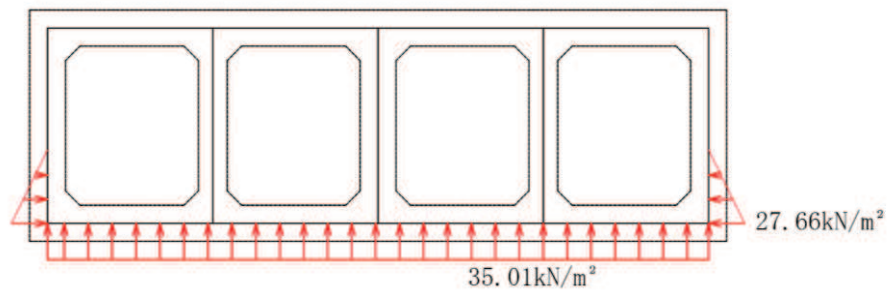


図3-18 外水圧図

3.4.2 内水圧

取水路（漸拡部）の内部には、朔望平均満潮位 O.P. +2.43m*を静水面とした静水圧を内水圧として設定する。

設定の際は、海水の密度として、 $1.03\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

内水圧図を図3-19に示す。

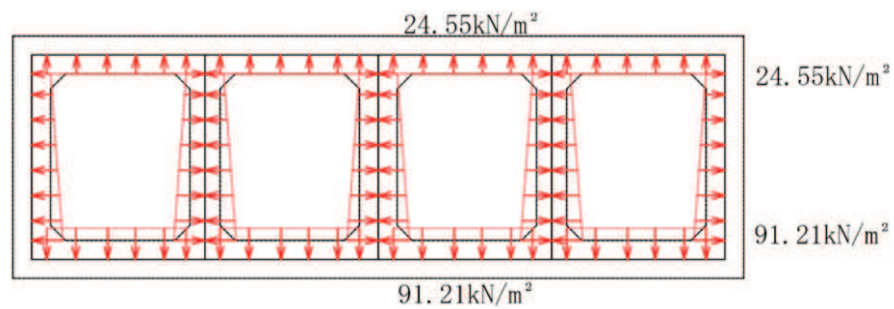


図3-19 内水圧図

注記*：東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を、敷地高さ（O.P. +14.8m）を固定とし朔望平均満潮位を O.P. +1.43m から O.P. +2.43m とすることにより考慮する。

3.4.3 積載荷重

地震時に取水路（漸拡部）に作用する積載荷重は，積雪荷重以外は想定されないが，保守的な配慮として，地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

なお，積雪荷重は，発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また，建築基準法施行令第 86 条第 2 項により，積雪量 1cm ごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮し， 0.301kN/m^2 としている。

地表面への積載荷重は，単位奥行き（ 1m ）あたりの付加重量として考慮する。

3.5 耐震評価における解析ケース

(1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

取水路（漸拡部）は、構造物が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に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、評価対象構造物周辺に主として盛土、旧表土、**D**級岩盤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。

ばらつきを考慮する物性は、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 3-9 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(σ)のケース（表 3-9 に示すケース②及び③）について確認を行う。

地盤の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。

(2) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

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 3-9 に示すケース④）。

屋外重要土木構造物等の耐震性に支配的な要因である土圧は、構造物と周囲の地盤の剛性差により生じることから、構造物の剛性が低下し、地盤との剛性差が小さくなることは、耐震裕度が向上することとなる。したがって、屋外重要土木構造物等のコンクリートは設計基準強度に対応する剛性を基本とし、ばらつきの考慮としては、土圧が大きく評価されるようコンクリートの実強度に対応する剛性について確認を行う。なお、屋外重要土木構造物等は、屋外かつ湿潤した地盤に接して地中に埋設されていることから、建物と異なり乾燥する環境にはなく、点検においても乾燥収縮による有害なひび割れは確認されておらず、コンクリートの剛性低下は顕在化していない。

取水路（漸拡部）における実強度は、構造物ごとのコア抜き強度 $f'_{c,k}$ の平均値とし、ヤング係数は実強度の平均値からコンクリート標準示方書に基づき算出する。取水路（漸拡部）の実強度及びヤング係数を表 3-7 及び表 3-8 に示す。

また、耐震評価における解析ケースの一覧を表 3-9 に示す。

表 3-7 取水路（漸拡部）の実強度及びヤング係数

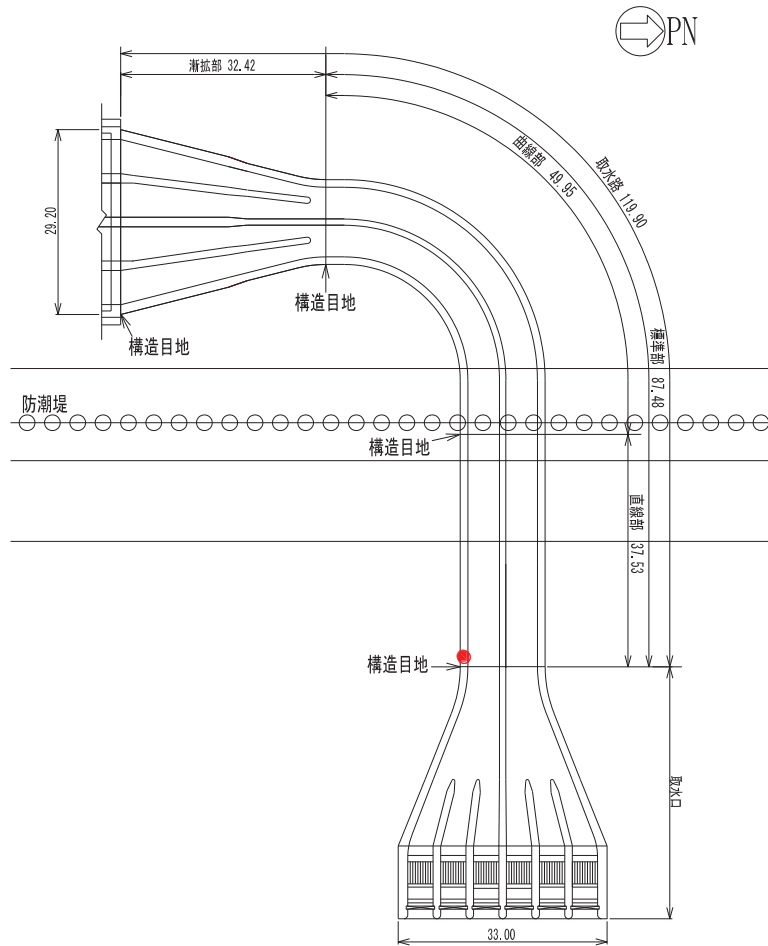
実強度*	ヤング係数
49.1N/mm ²	32.8kN/mm ²

注記*：取水路のコア採取による圧縮強度試験結果を表 3-8 に示す。

表 3-8 取水路のコア採取による圧縮強度試験結果

採取位置*	採取年	供試体数 (本)	実強度 (N/mm ²)		ヤング係数 (kN/mm ²)	
			最大	最小	最大	最小
側壁	2012	3	54.4	45.4	33.9	32.1

注記*：コア採取位置は図 3-20 に示す。



●：コア採取位置（側壁，2012年）

図 3-20 コア採取位置図

表 3-9 耐震評価における解析ケース

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	
		盛土, 旧表土, D級岩盤, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 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 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記*: 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験に基づき表 3-7 に示すとおりとする。

(3) 耐震評価における解析ケースの組合せ

取水路（漸拡部）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において照査値が0.5を超えるすべての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、図3-21に示すケース②～④を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更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。

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表3-10に示す。また、追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図3-22に示す。

なお、「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「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」において、取水路（漸拡部）のような、地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物は、鉛直地震動の影響をほぼ受けないことを確認しているため、鉛直地震動については、位相の反転を考慮しない。

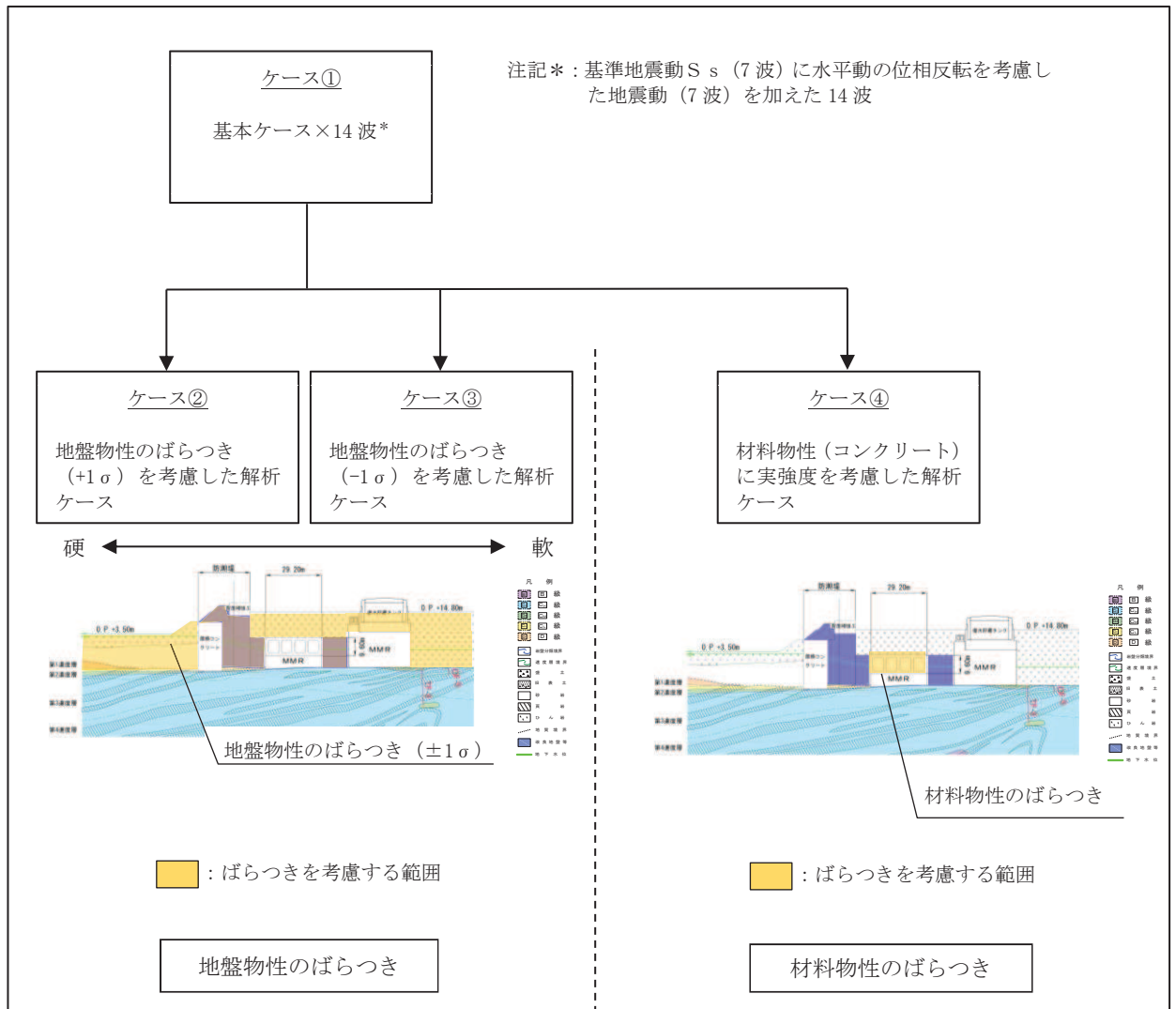


図 3-21 耐震評価における解析ケース

表 3-10 取水路（漸拡部）の耐震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 (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	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+1σ	平均値-1σ	平均値
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2
地震動（位相）	S _s -D1	++*1	○	<p>【追加解析ケースについて】</p> <p>基準地震動 S_s（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 波に対し、全応力解析による基本ケース①を実施し、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、基礎地盤の支持力照査の各照査項目に照査値が 0.5 を超え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。すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、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。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析ケースを実施する。</p>	
		-+*1	○		
	S _s -D2	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -D3	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -F1	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -F2	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -F3	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -N1	++*1	○		
		-+*1	○		

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。

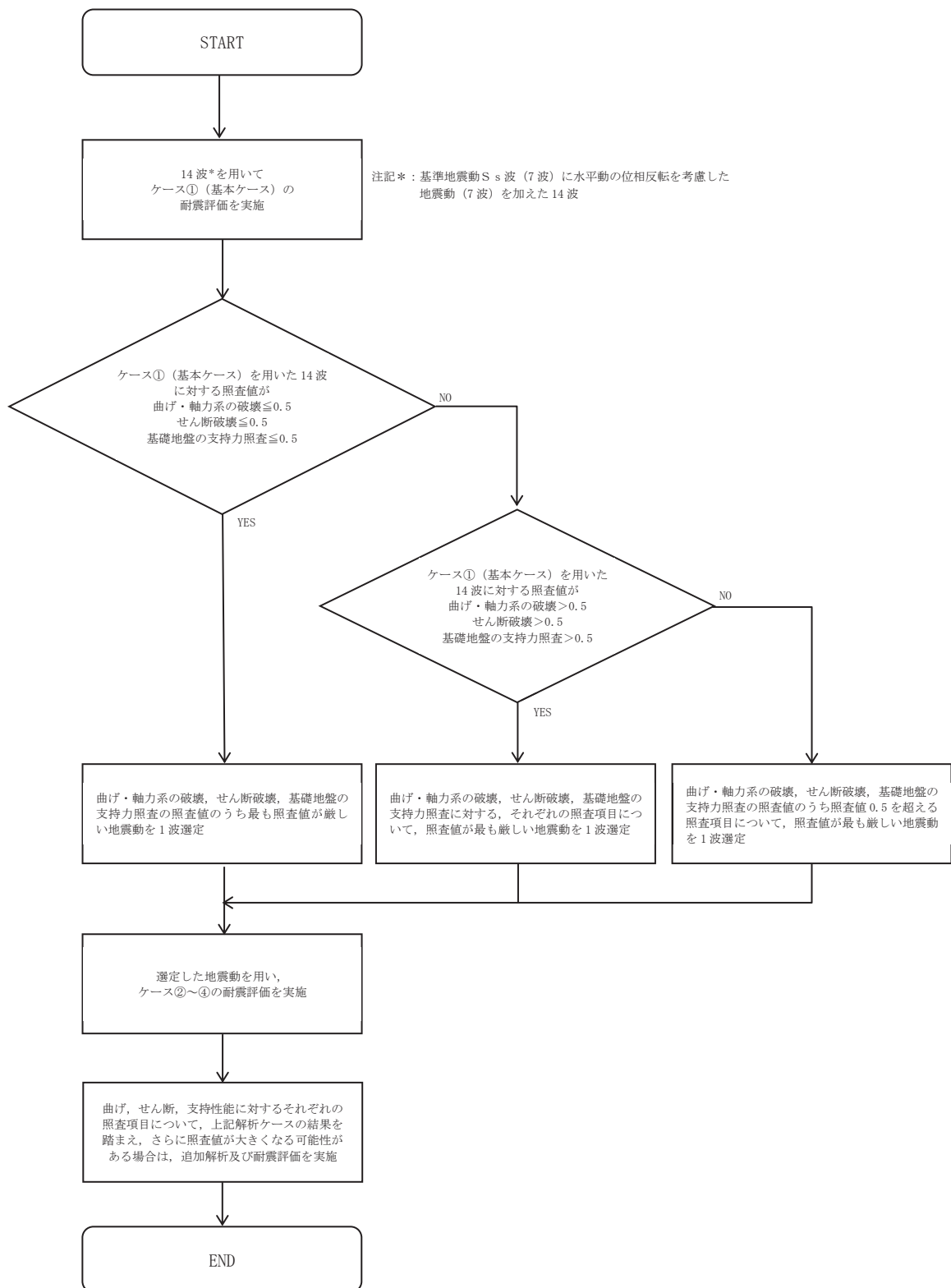


図 3-22 追加解析を実施する地震動の選定フロー

4. 評価内容

4.1 入力地震動の設定

入力地震動は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図4-1に入力地震動算定の概念図を、図4-2～図4-15に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「Ark Quake Ver. 3.10」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

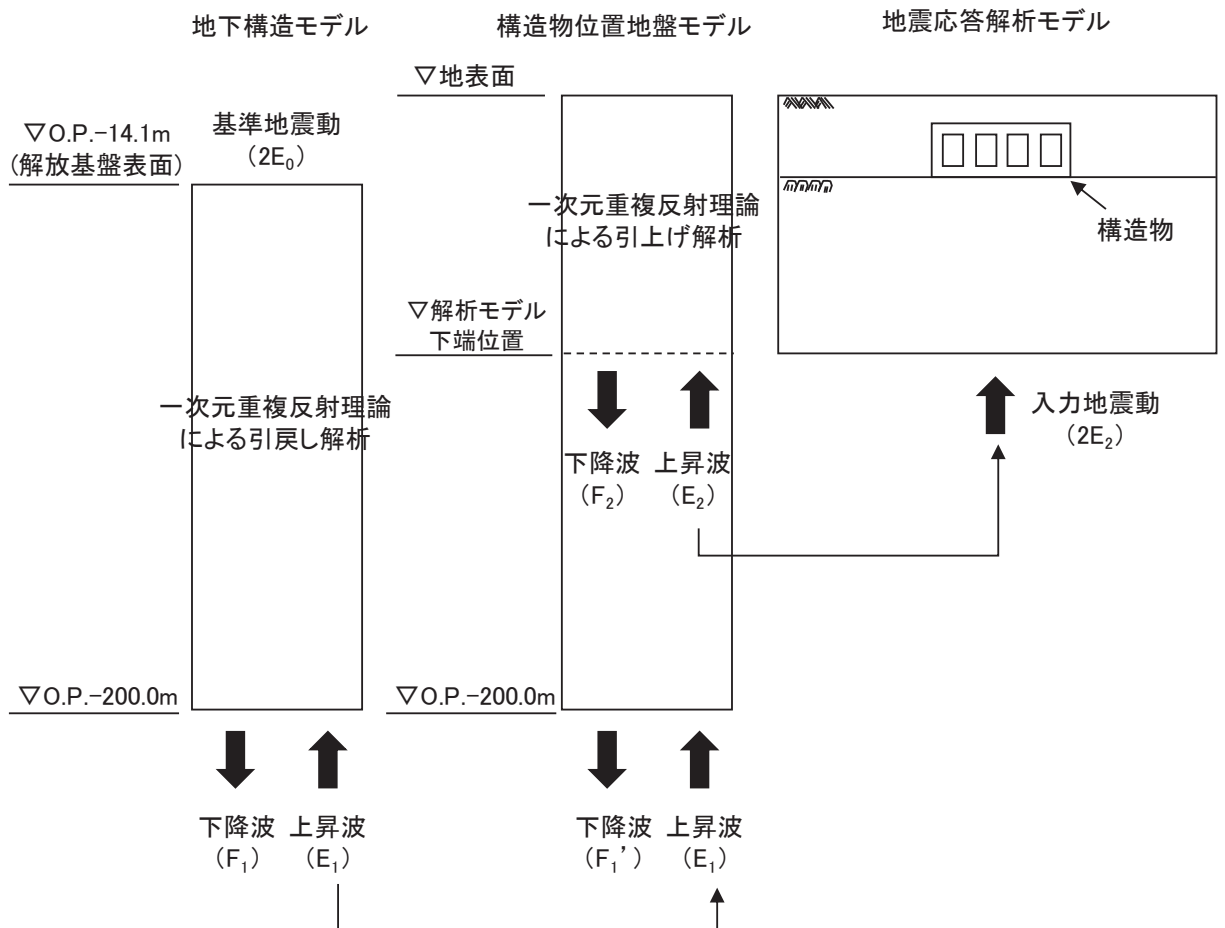
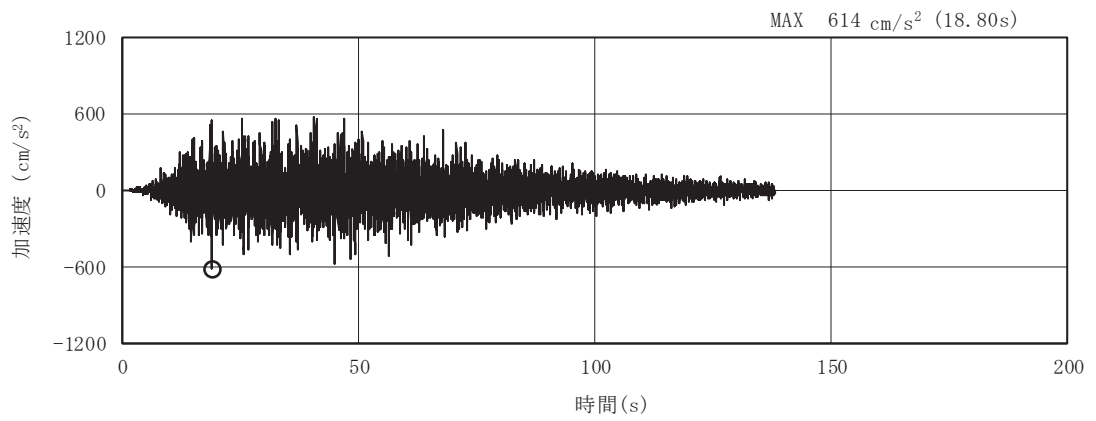
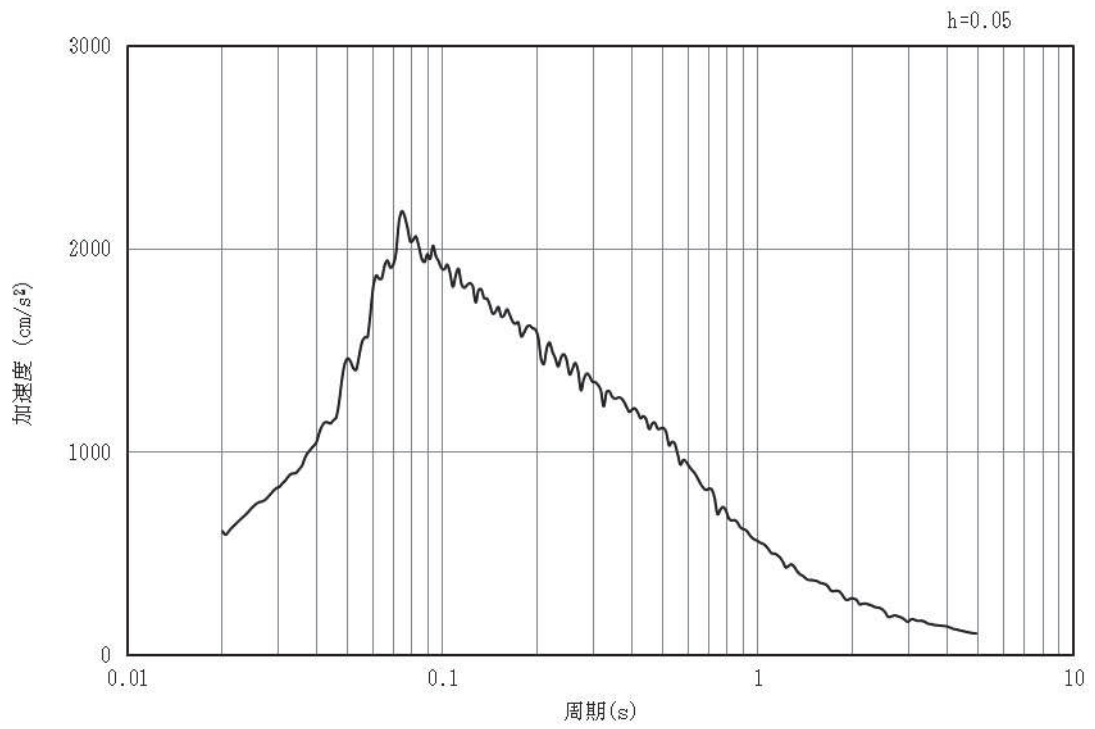


図 4-1 入力地震動算定の概念図 (基準地震動 S_s)

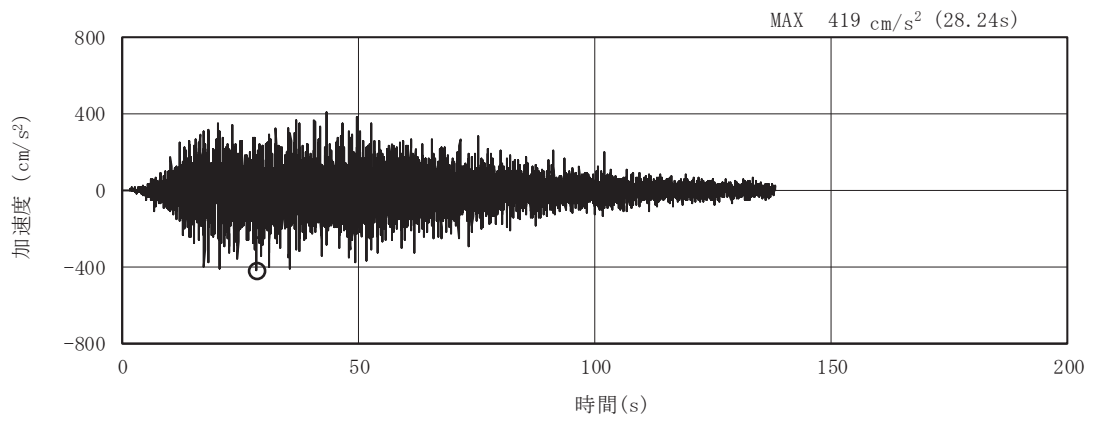


(a) 加速度時刻歴波形

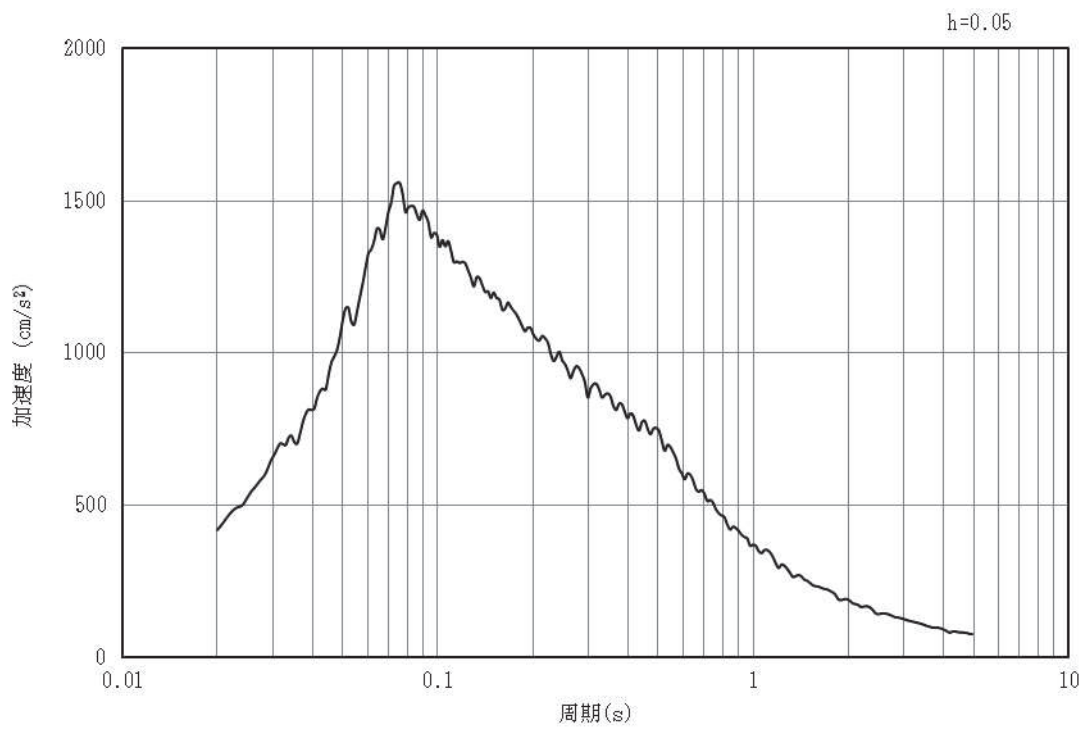


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D 1)

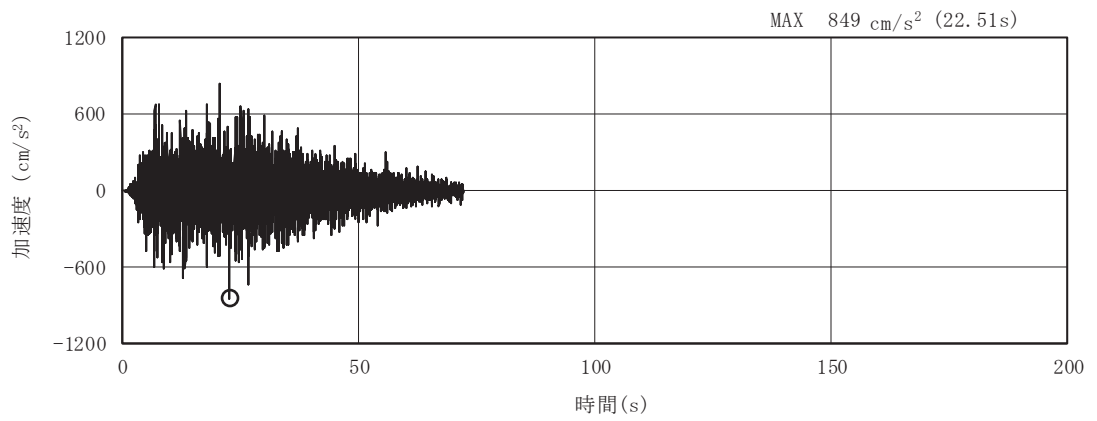


(a) 加速度時刻歴波形

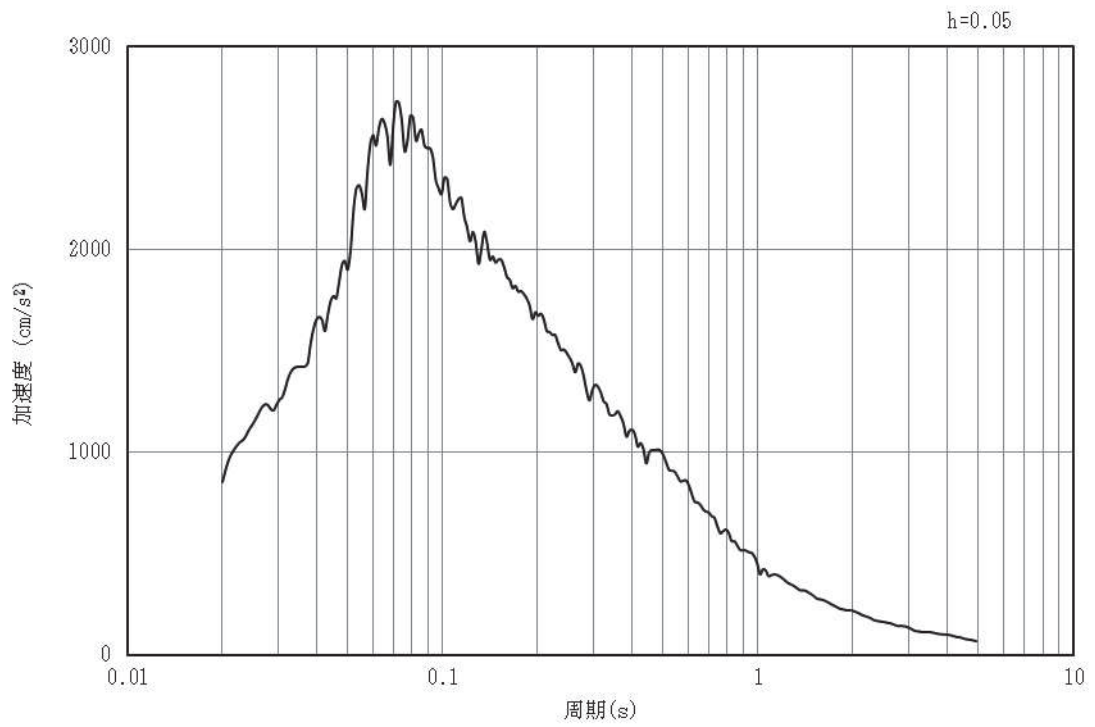


(b) 加速度応答スペクトル

図4-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D 1)

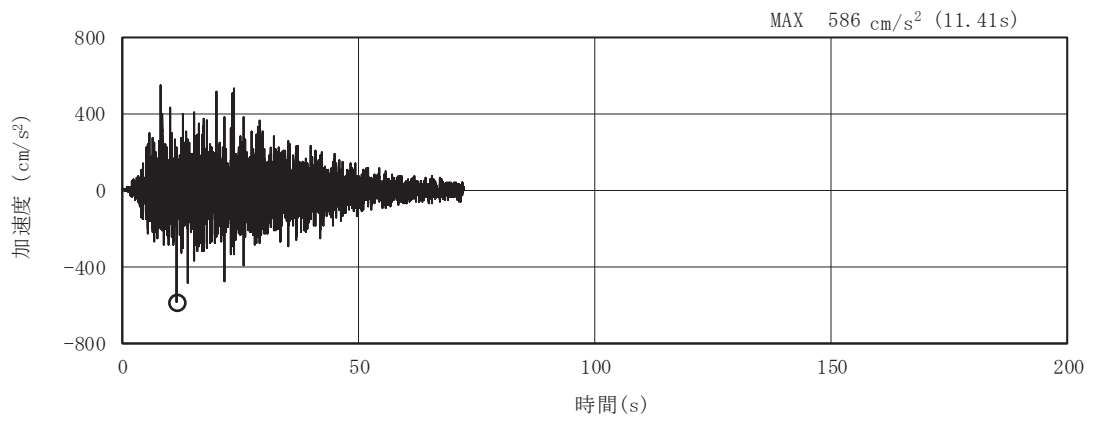


(a) 加速度時刻歴波形

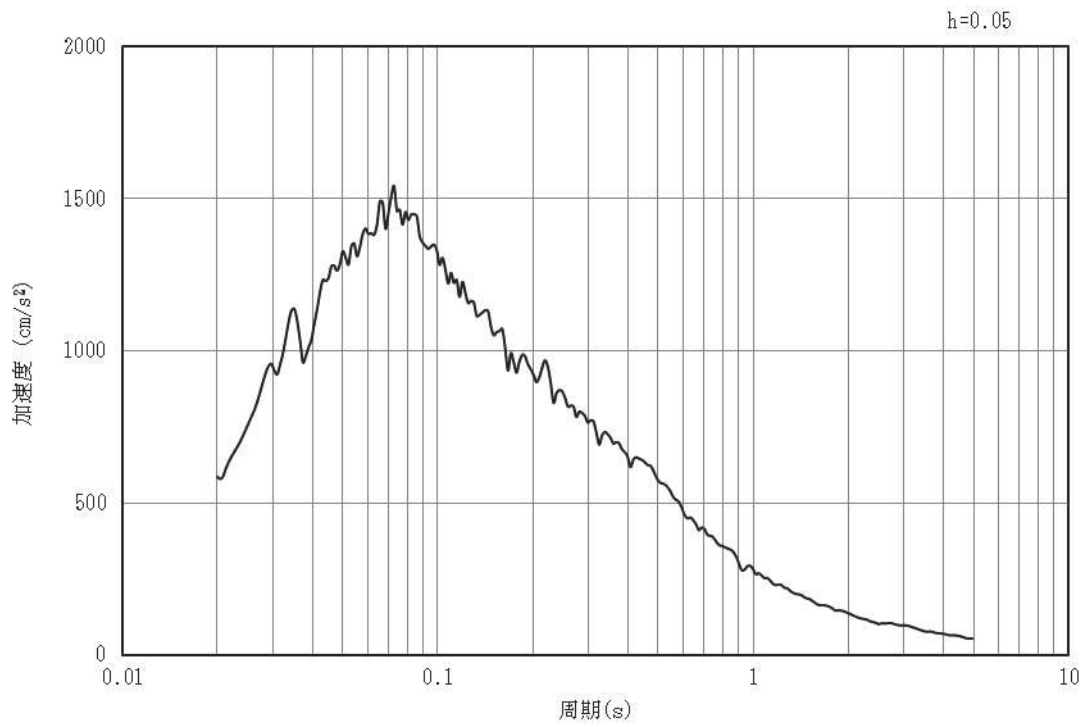


(b) 加速度応答スペクトル

図4-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D 2)

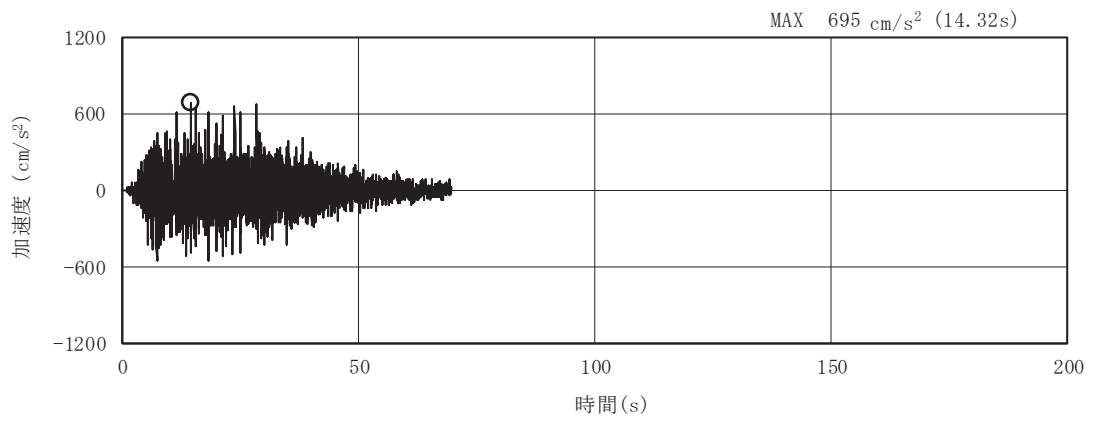


(a) 加速度時刻歴波形

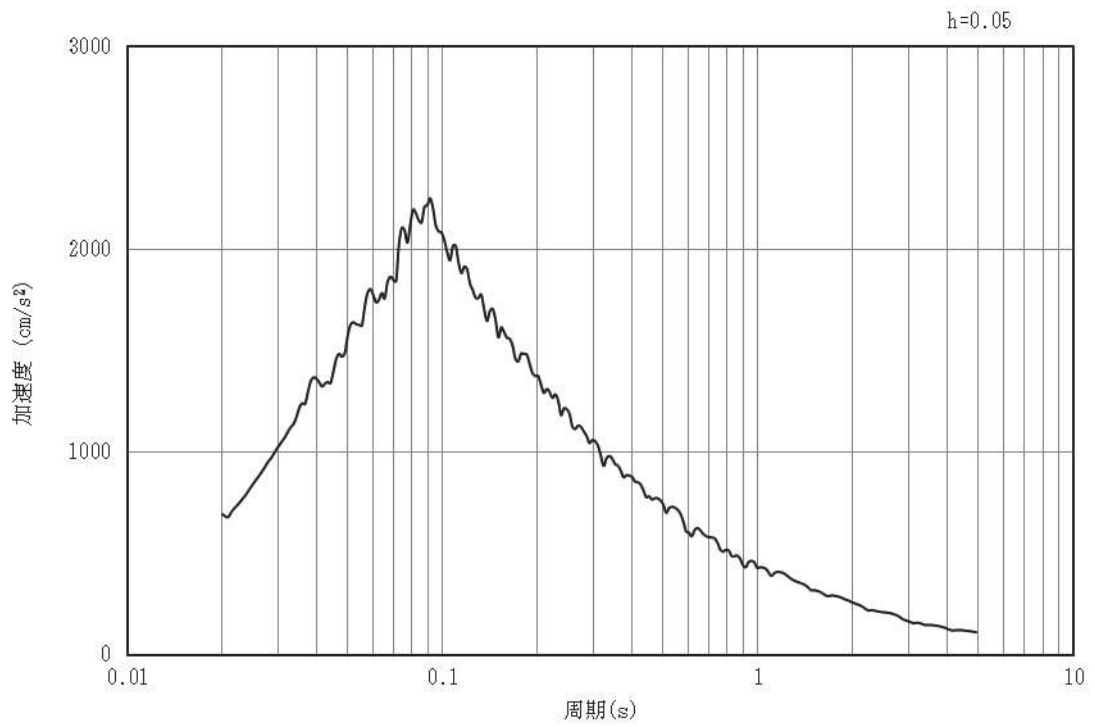


(b) 加速度応答スペクトル

図4-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D 2)

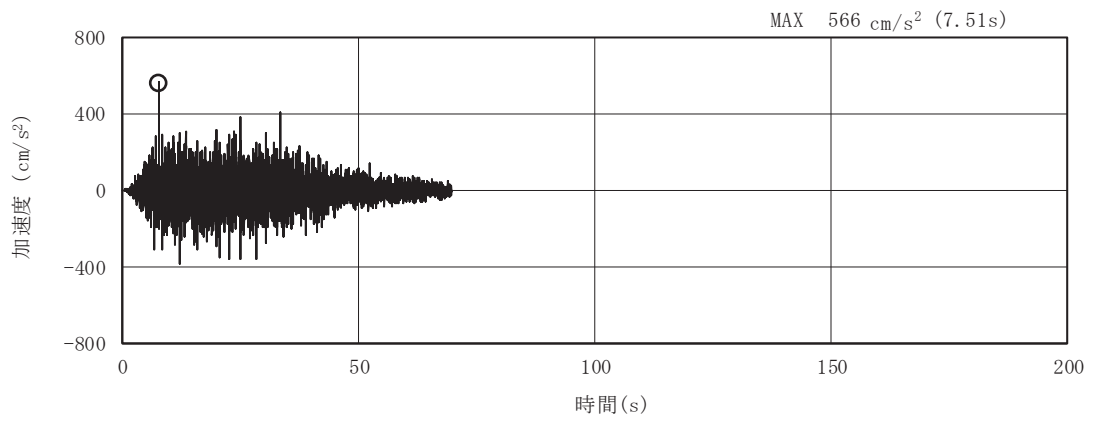


(a) 加速度時刻歴波形

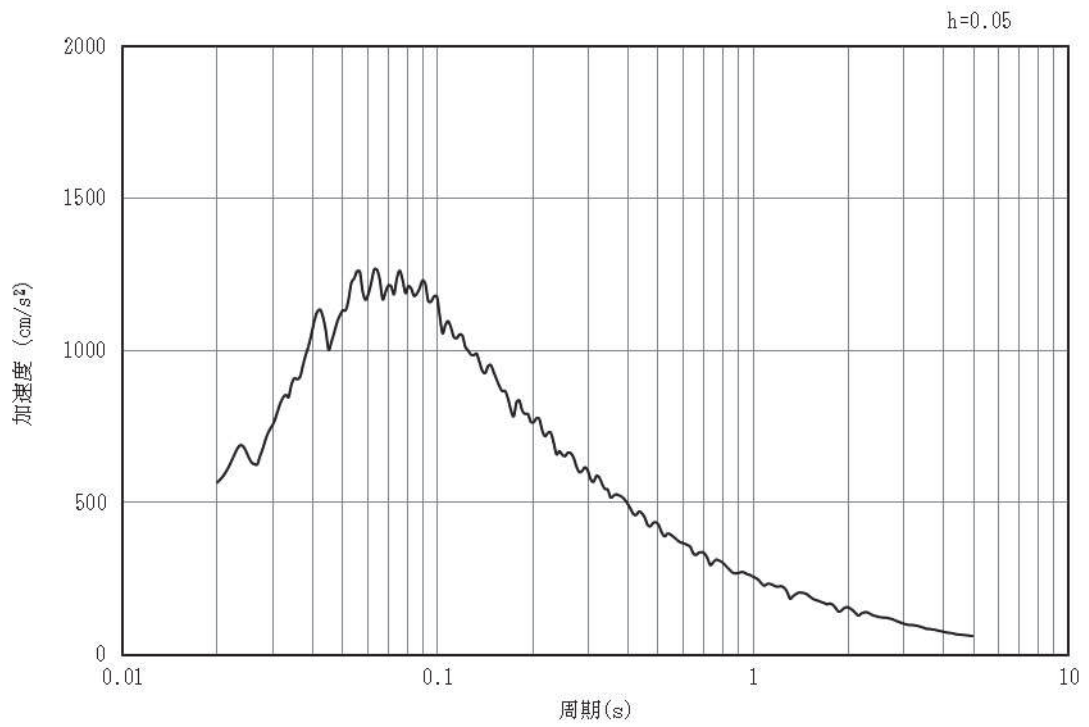


(b) 加速度応答スペクトル

図4-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D 3)

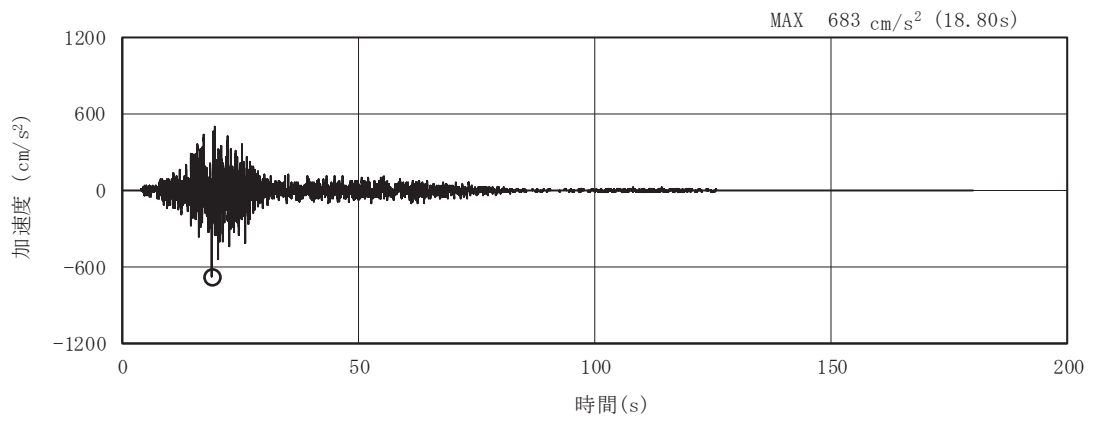


(a) 加速度時刻歴波形

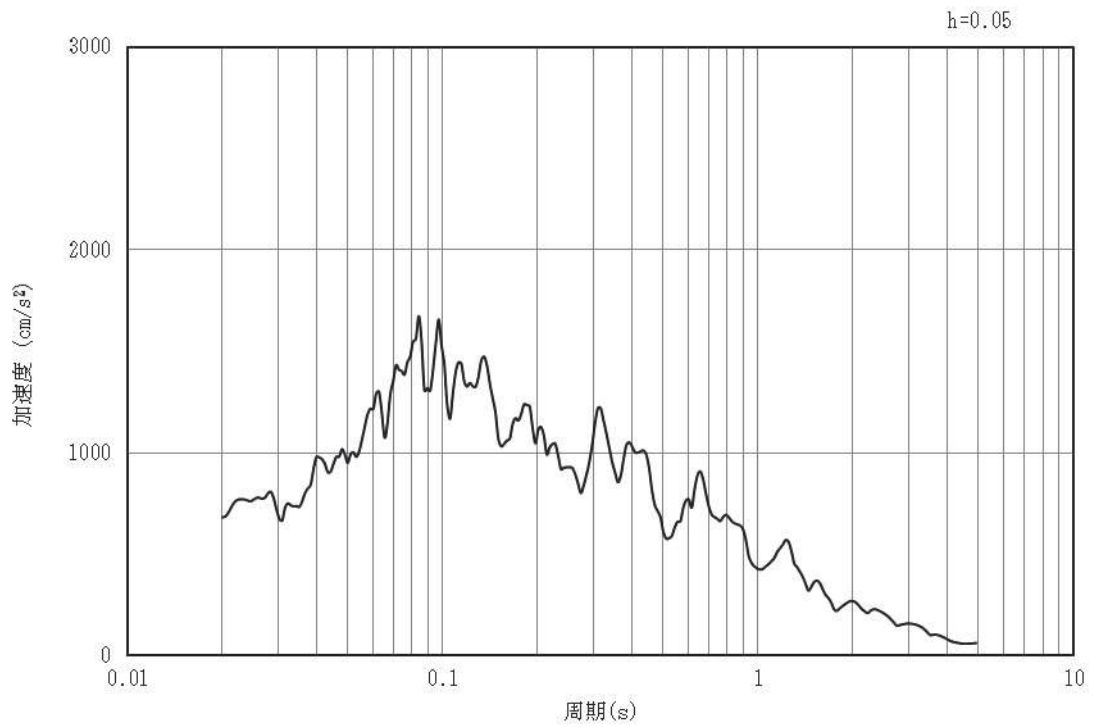


(b) 加速度応答スペクトル

図4-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D 3)

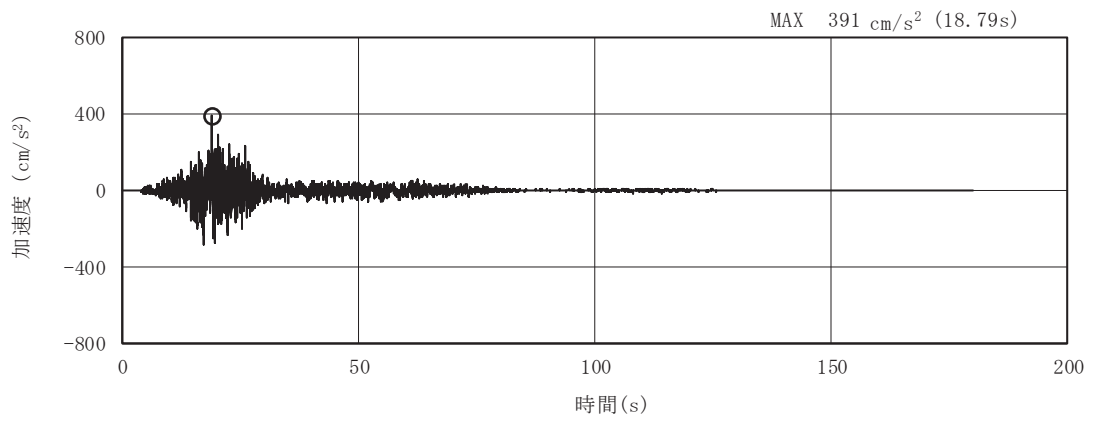


(a) 加速度時刻歴波形

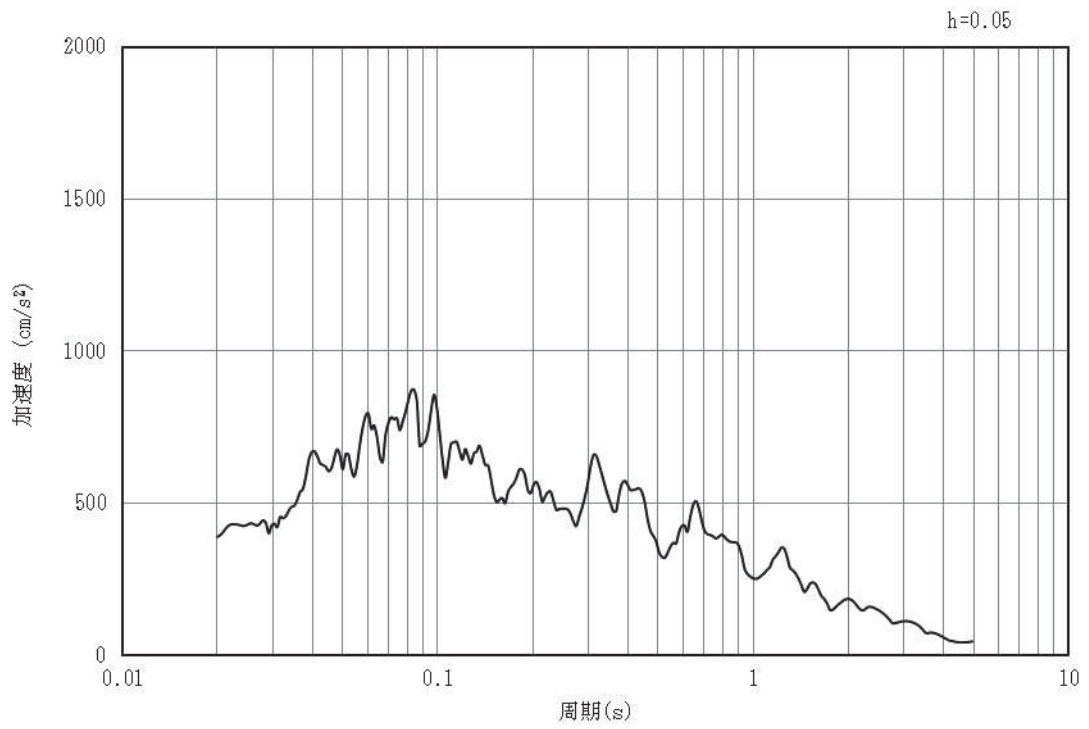


(b) 加速度応答スペクトル

図4-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1)

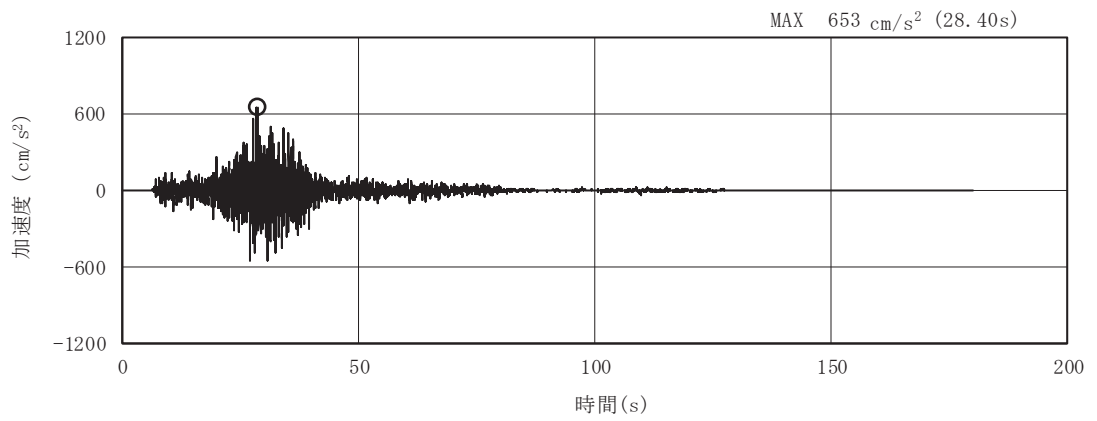


(a) 加速度時刻歴波形

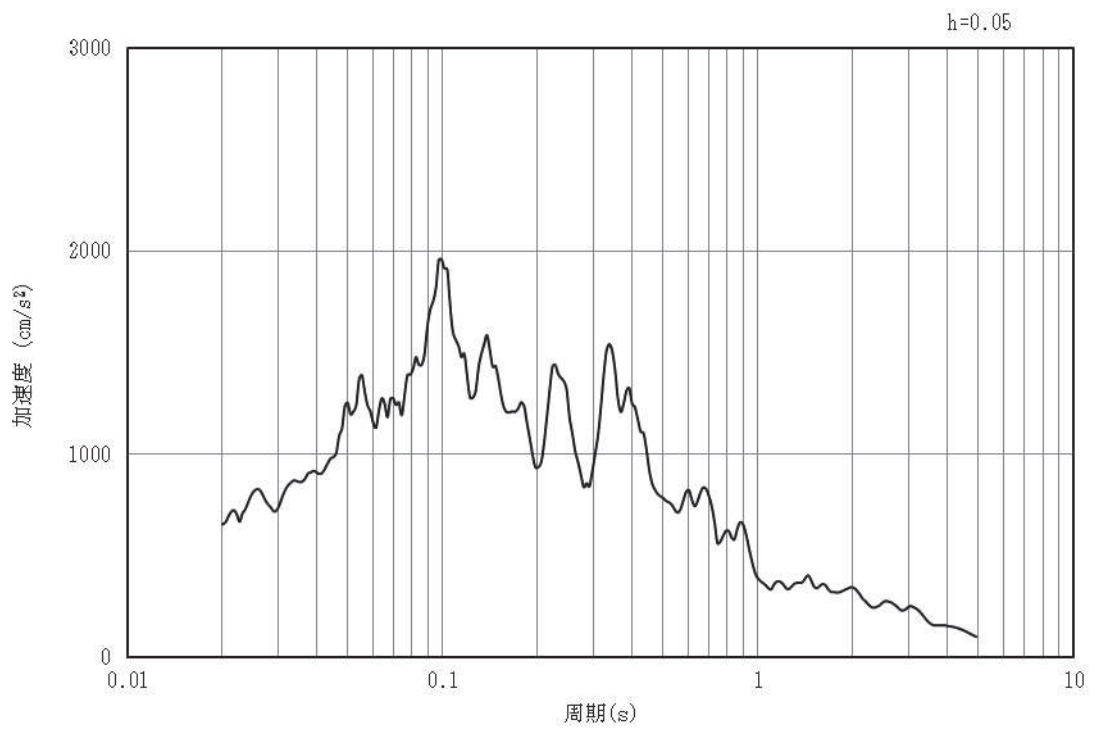


(b) 加速度応答スペクトル

図4-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1)

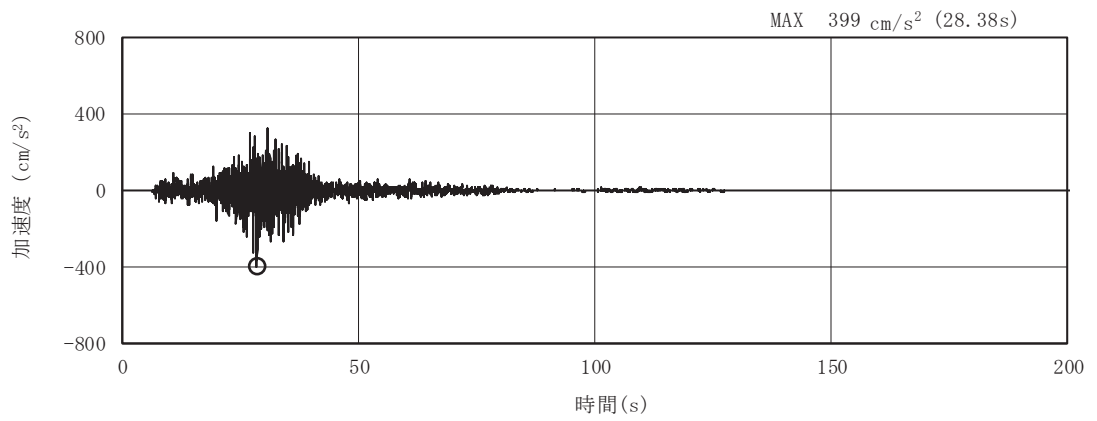


(a) 加速度時刻歴波形

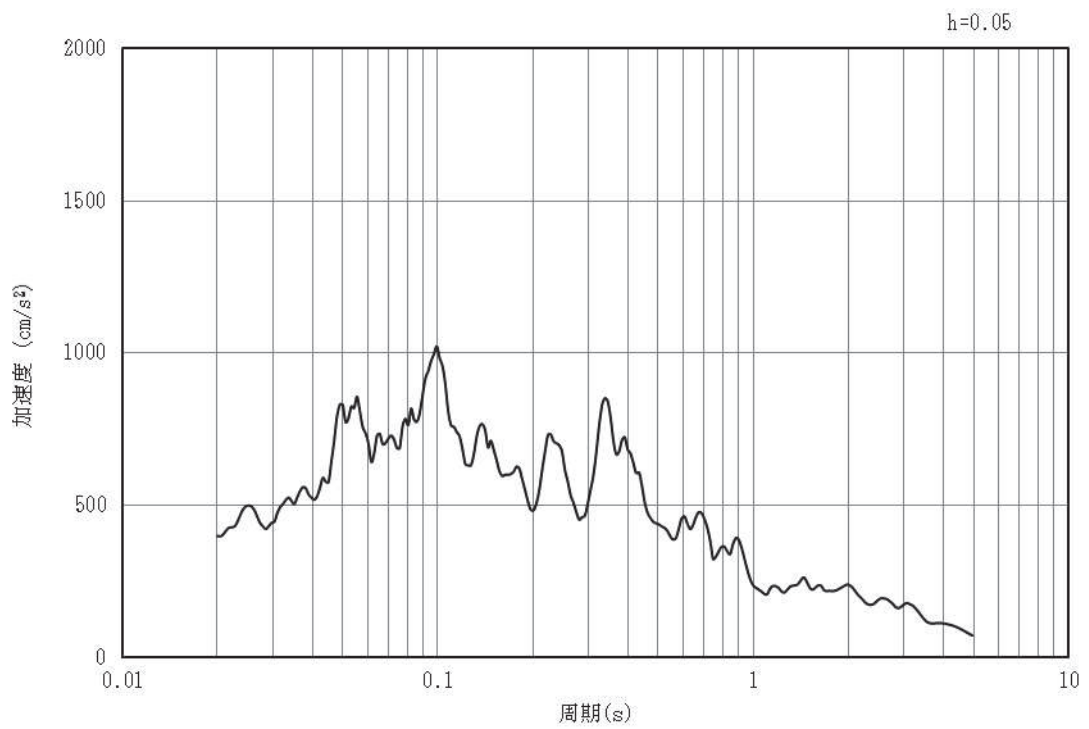


(b) 加速度応答スペクトル

図4-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 2)

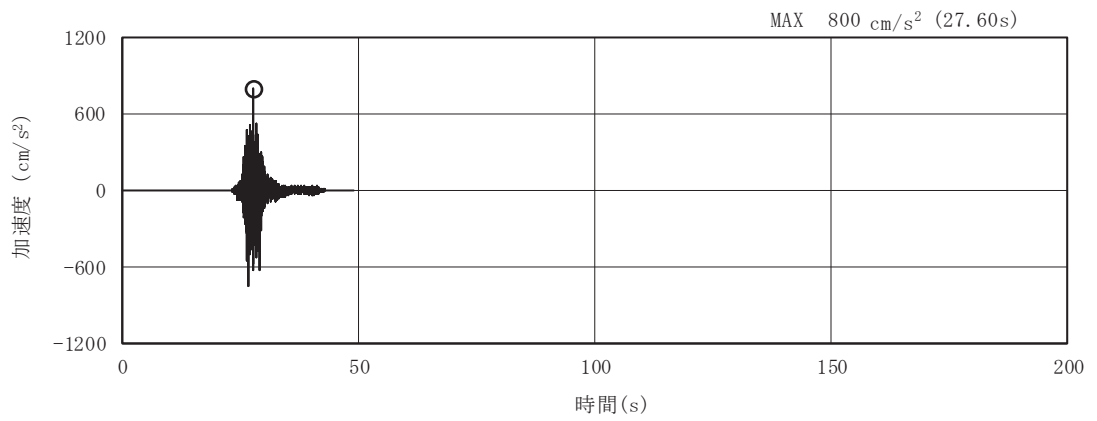


(a) 加速度時刻歴波形

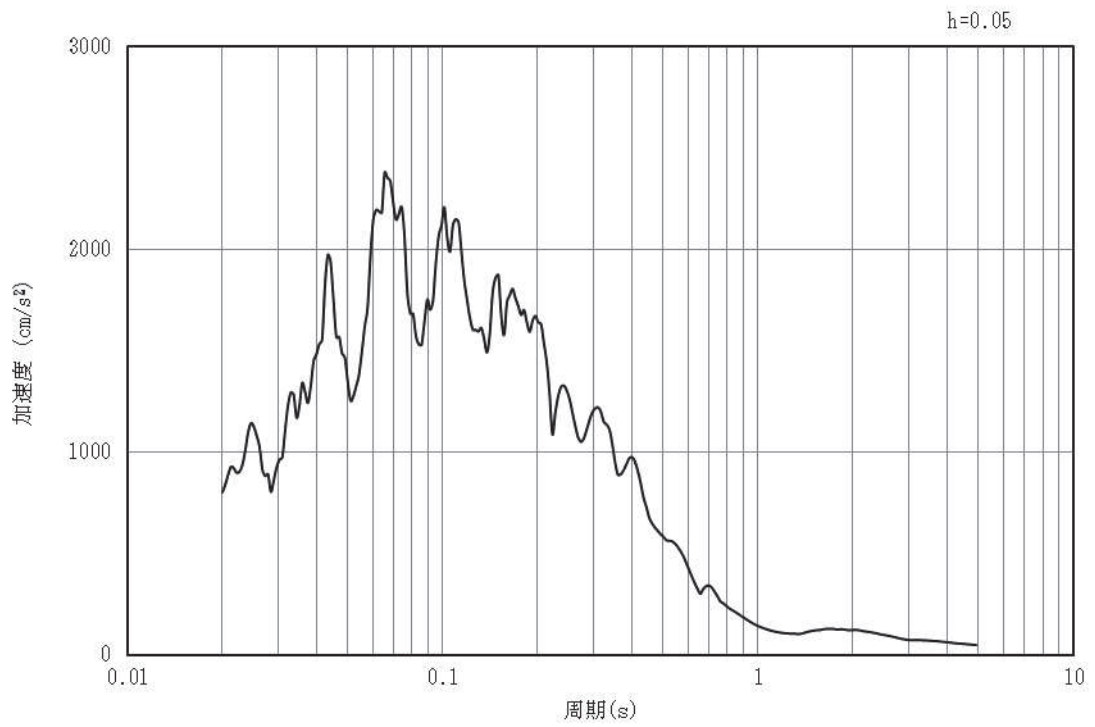


(b) 加速度応答スペクトル

図4-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 2)

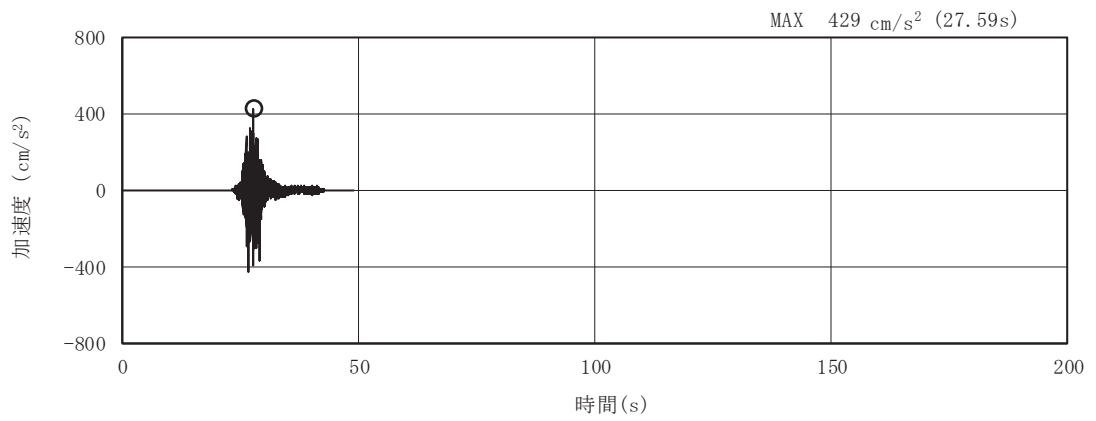


(a) 加速度時刻歴波形

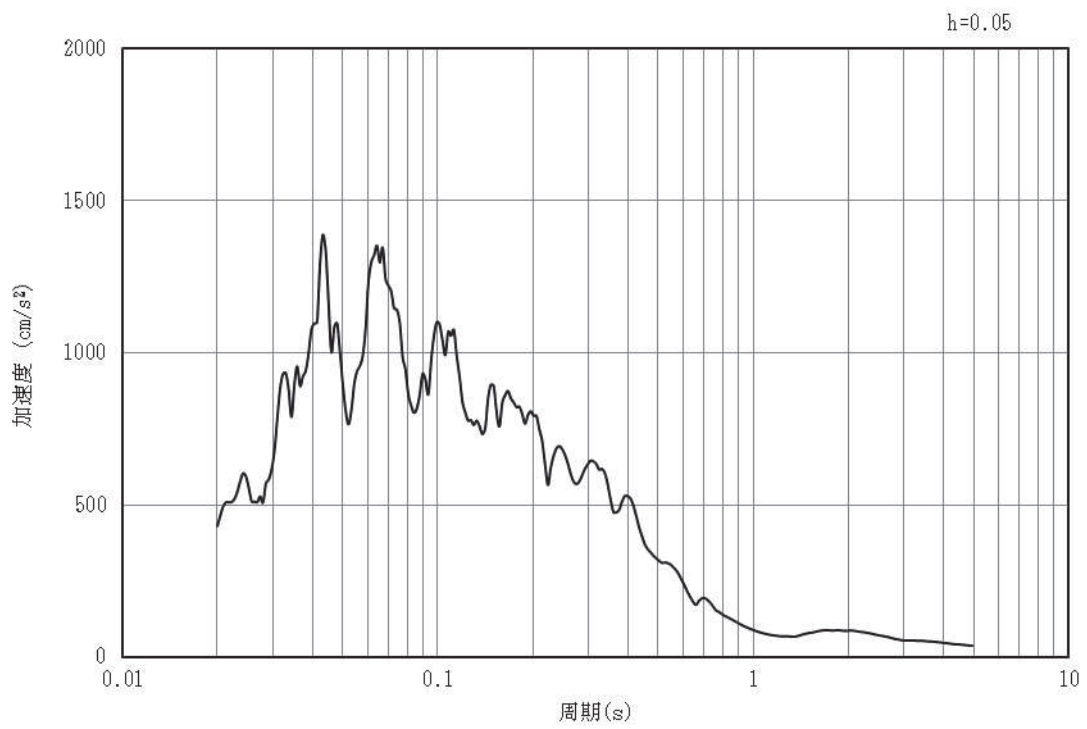


(b) 加速度応答スペクトル

図4-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 3)

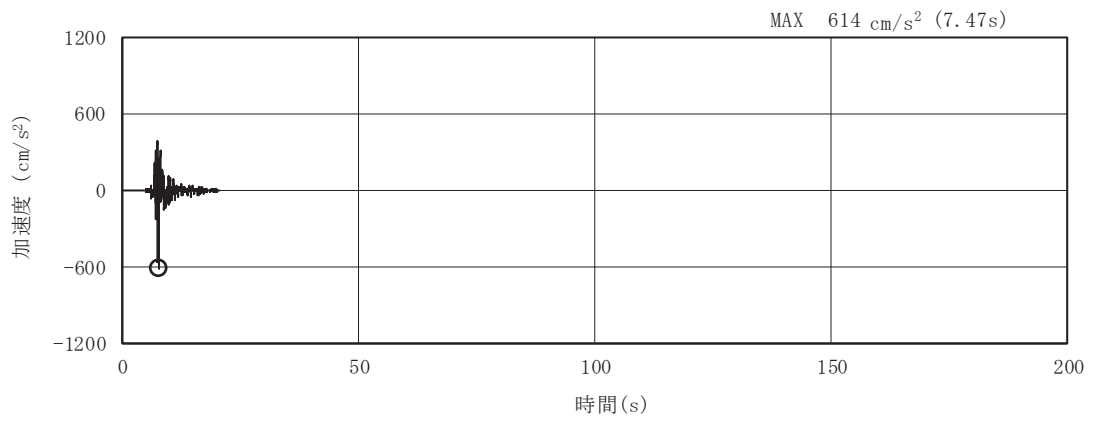


(a) 加速度時刻歴波形

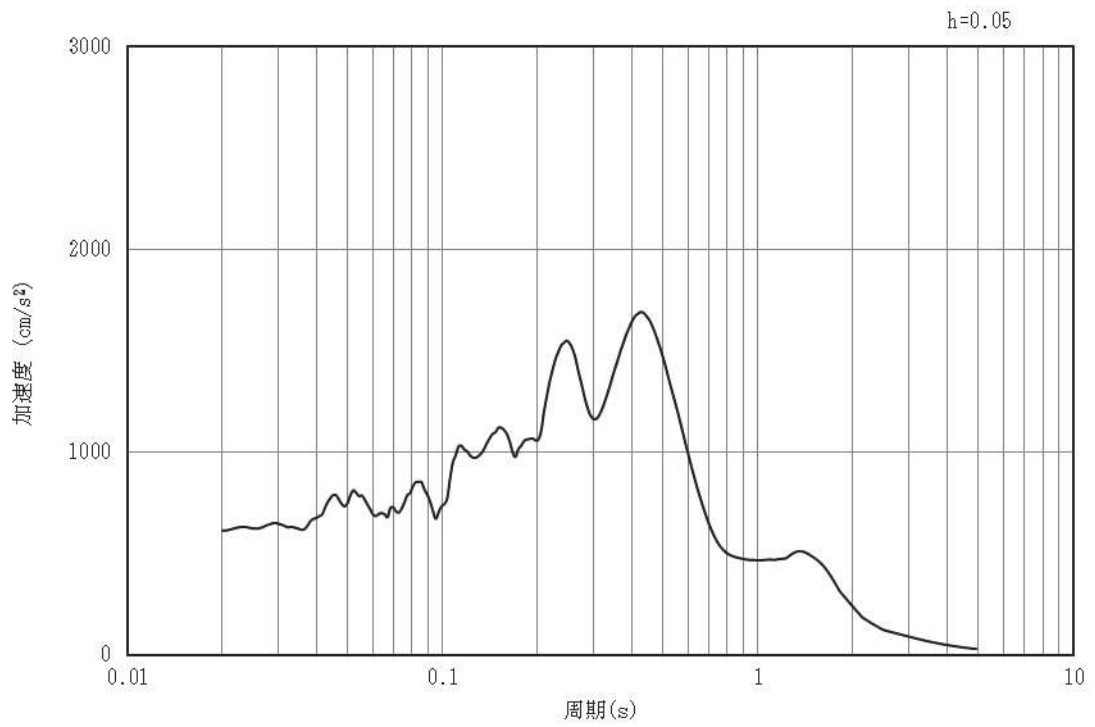


(b) 加速度応答スペクトル

図4-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 3)

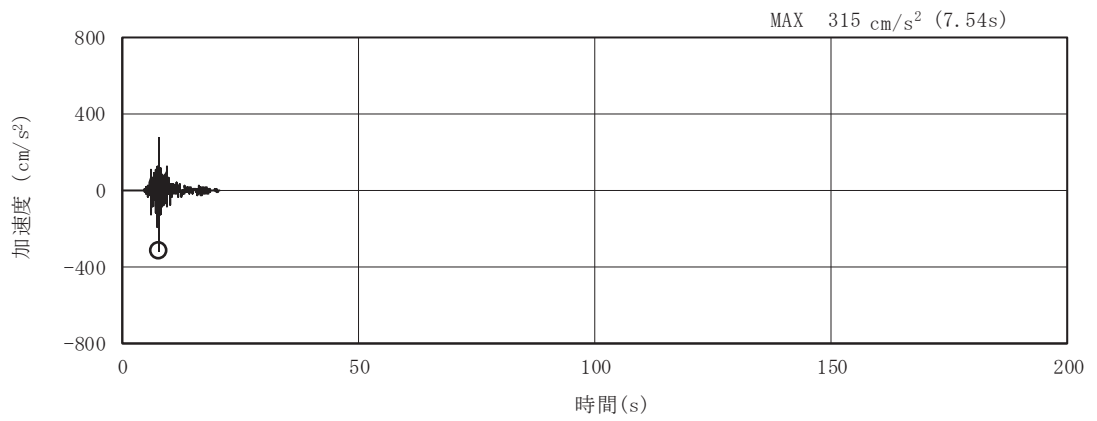


(a) 加速度時刻歴波形

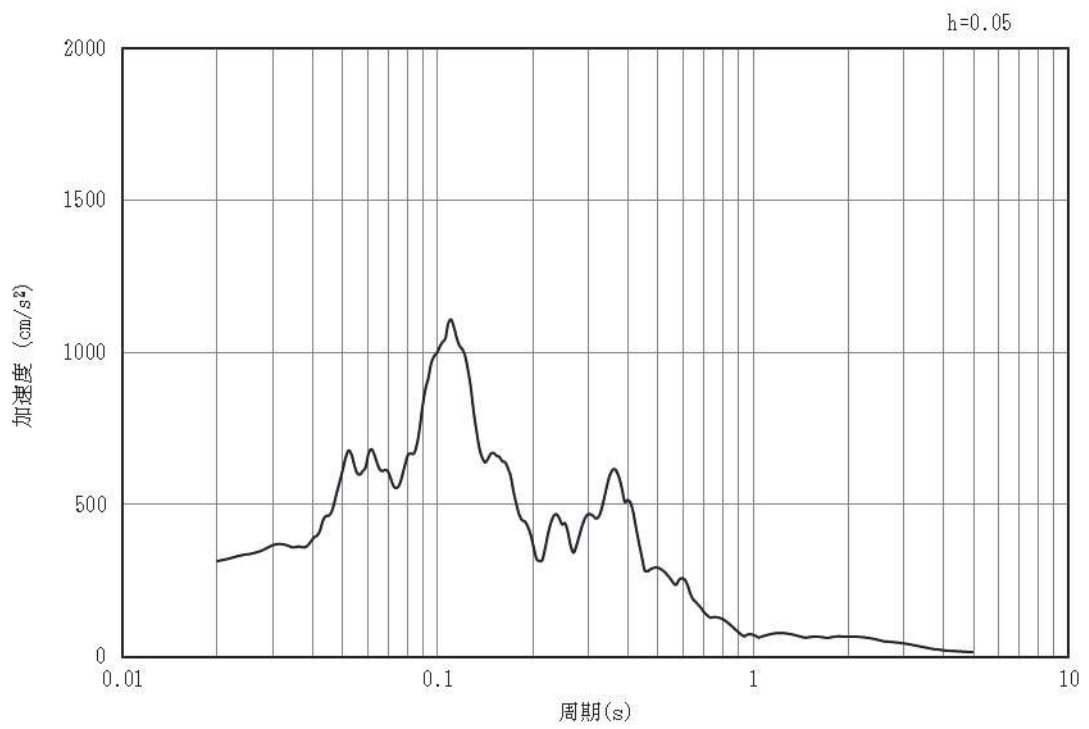


(b) 加速度応答スペクトル

図4-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図4-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

4.2 許容限界の設定

4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有すること及び通水機能を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づき、限界層間変形角（1/100）とする。

曲げ・軸力系の破壊に対する限界状態については、土木学会マニュアルではコンクリートの圧縮縁のかぶりが剥落しないこととされており、層間変形角 1/100 の状態は、かぶりコンクリートが剥落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。この状態を限界値とすることで構造全体としての安定性等が確保できるとして設定されたものである。

また、貯水機能を損なわないことの確認においては、鉄筋の降伏を許容限界として図 4-16 に示す降伏曲げモーメントとする。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査に用いる照査用層間変形角は、地震応答解析により得られた層間変形角に安全係数（構造解析係数）1.2 を、照査用曲げモーメントは、地震応答解析により得られた曲げモーメントに安全係数（構造解析係数）1.0 を乗じることにより、曲げ・軸力系の破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

鉄筋コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界を表 4-1 に示す。

また、後施工せん断補強工法（セラミックキャップバー工法）（以下「CCb 工法」という。）を適用する部材について、CCb 工法はおおむね弾性範囲となる状況下で使用することから、構造部材に発生する曲げモーメントが鉄筋降伏に相当する降伏曲げモーメントを下回ることを併せて確認する。取水路（漸拡部）において CCb 工法を適用する部材を図 4-17 に示す。

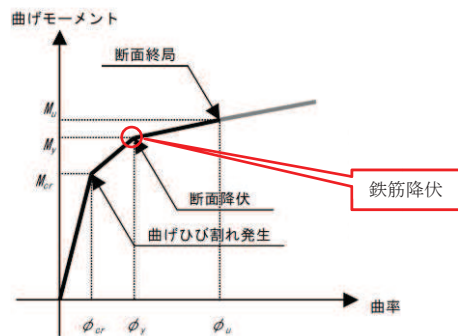


図 4-16 貯水機能を要求する鉄筋コンクリート部材の許容限界

表 4-1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

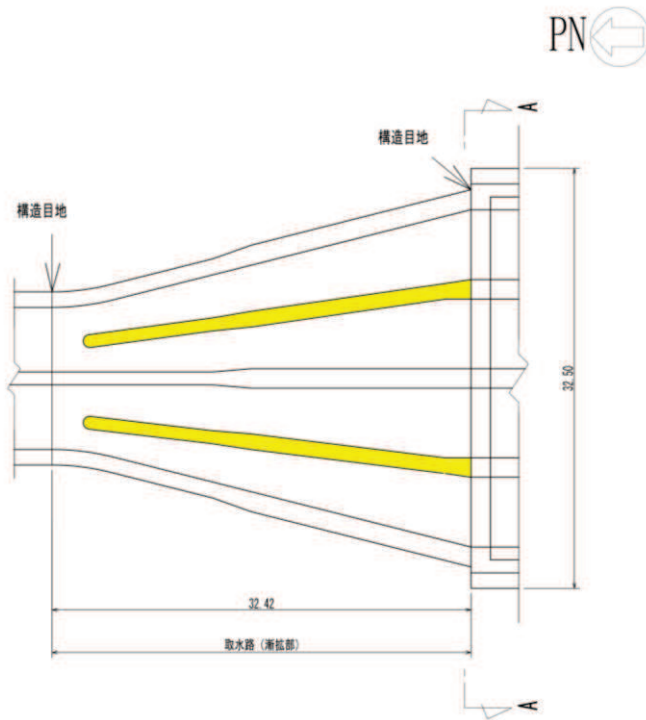
確認項目	許容限界	
構造強度を有すること 通水機能を有すること	限界層間変形角	1/100*1
貯水機能を損なわないこと	曲げモーメント	降伏曲げモーメント*2

注記*1: $\gamma_i \cdot \frac{R_d}{R_L} < 1.0$

ここで、 γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)
 R_L : 限界層間変形角 (=1/100)
 R_d : 照査用層間変形角 $R_d = \gamma_a \cdot R$
 γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)
 R : 発生層間変形角

*2: $\gamma_i \cdot \frac{M_d}{M_y} < 1.0$

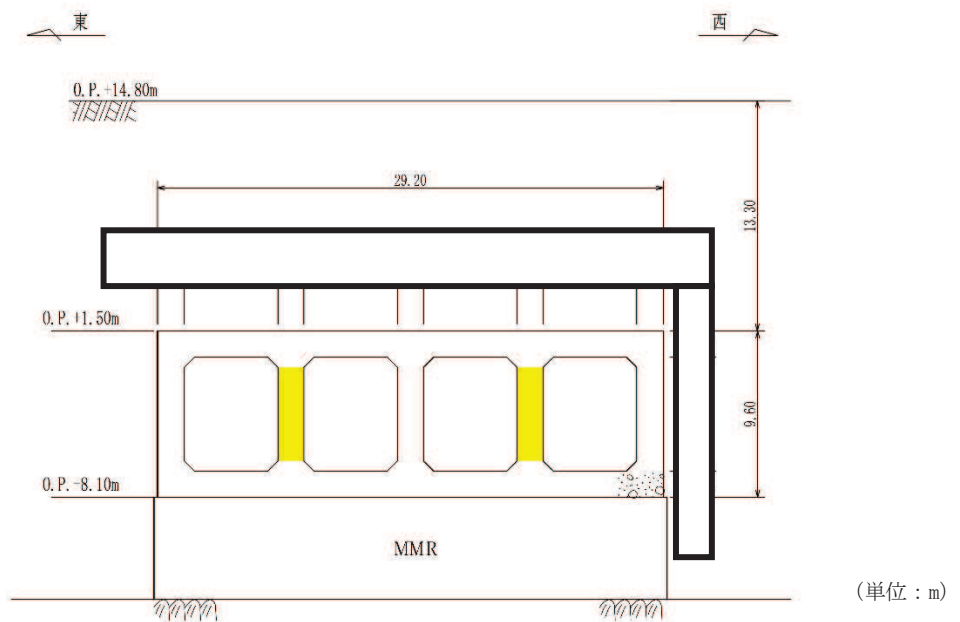
ここで、 γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)
 M_y : 鉄筋降伏に相当する曲げモーメント
 M_d : 照査用曲げモーメント $M_d = \gamma_a \cdot M$
 γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.0$)
 M : 発生曲げモーメント



(単位：m)

■：CCbによる耐震補強箇所

図4-17(1) CCbによる耐震補強箇所(平面図)(再掲)



(単位：m)

■：CCbによる耐震補強箇所

図4-17(2) CCbによる耐震補強箇所(A-A断面)(再掲)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

4.2.2 せん断破壊に対する許容限界（せん断耐力式によるせん断耐力）

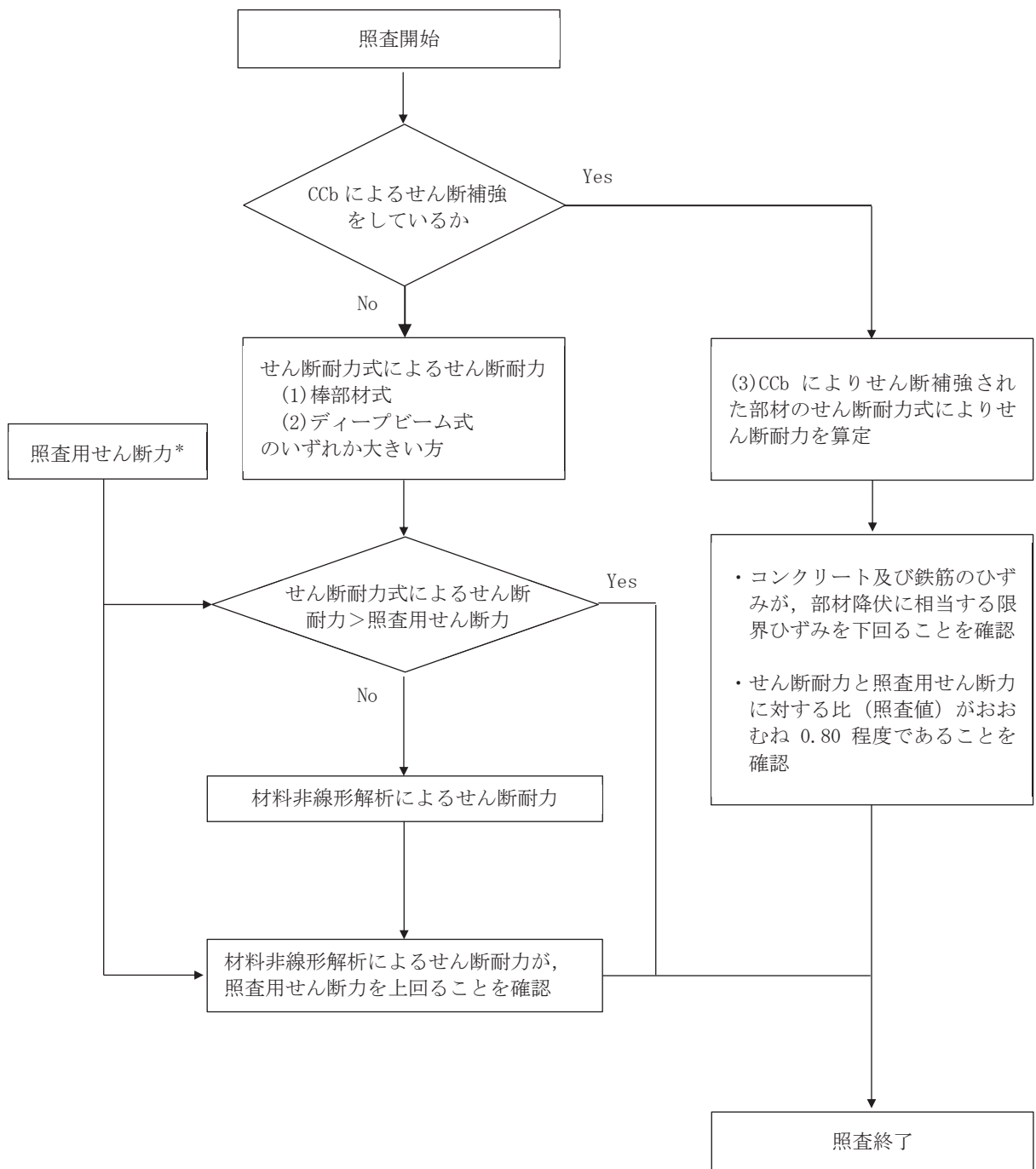
構造強度を有することの確認及び通水機能を有することの確認及び貯水機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づくせん断耐力とする。せん断耐力の評価式は部材の種類に応じて3種類を用いる。

せん断耐力は、土木学会マニュアルに基づき「(1) 棒部材式」，「(2) ディープビーム式」のせん断耐力式で求まるせん断耐力のうち、いずれか大きい方とする。

せん断破壊に対する照査のフローを図4-18に示す。

また、CCb工法を用いる構造部材については「(3) CCbによりせん断補強された部材のせん断耐力式」によることとする。

各せん断耐力の評価式は、後述する。せん断破壊に対する照査のフローを図4-18に示す。



注記*：検査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

図 4-18 せん断破壊に対する検査フロー

(1) 棒部材式

$$V_{y d} = V_{c d} + V_{s d}$$

ここに、 $V_{y d}$: せん断耐力

$V_{c d}$: コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{s d}$: せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{c d} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{v c d} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{b c}$$

$$f_{v c d} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{c d}}$$

ただし、 $f_{v c d} > 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ となる場合は $f_{v c d} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d[\text{m}]) \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{となる場合は} \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{となる場合は} \beta_p = 1.5$$

$$\beta_n = 1 + M_0 / M_d \quad (N'_d \geq 0) \quad \text{ただし、} \beta_n > 2.0 \text{となる場合は} \beta_n = 2.0$$

$$\beta_n = 1 + 2 M_0 / M_d \quad (N'_d < 0) \quad \text{ただし、} \beta_n < 0 \text{となる場合は} \beta_n = 0$$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \quad \text{ただし、} \beta_a < 1.0 \text{となる場合は} \beta_a = 1.0$$

$f'_{c d}$: コンクリートの圧縮強度の設計用値 (N/mm^2) で設計基準強度 $f'_{c k}$ を

材料係数 $\gamma_{m c}$ で除したもの

$p_v = A_s / (b_w \cdot d)$: 引張鉄筋比

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

N'_d : 設計軸圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

$M_0 = N'_d \cdot D/6$: M_d に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要なモーメント(デコンプレッションモーメント)

D : 断面高さ

a/d : せん断スパン比

γ_{bc} : 部材係数

γ_{mc} : 材料係数

$$V_{sd} = \left\{ A_w f_{wyd} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \right\} z / \gamma_{bs}$$

A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積

f_{wyd} : せん断補強鉄筋の降伏強度を γ_{ms} で除したもので、 400N/mm^2 以下とする。

ただし、コンクリート圧縮強度の特性値 f'_{ck} が 60N/mm^2 以上のときは

800N/mm^2 以下とする。

α : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度

s : せん断補強鉄筋の配置間隔

z : 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 $d/105$ とする。

γ_{bs} : 部材係数

γ_{ms} : 材料係数

(2) ディープビーム式

$$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd}$$

ここに、 V_{ydd} : せん断耐力

V_{cdd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sdd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{dd} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad \text{ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v} \quad \text{ただし, } \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_a = \frac{5}{1 + (a/d)^2}$$

γ_{bc} : 部材係数

$$V_{sdd} = \phi \cdot V_{sd}$$

$$\phi = -0.17 + 0.3 a/d + 0.33/p_{wb} \quad \text{ただし } 0 \leq \phi \leq 1$$

p_{wb} : せん断補強鉄筋比(%)

土木学会マニュアルでは、コンクリート標準示方書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 β_a を考慮している。これは、地中に埋設されたラーメン構造で、分布荷重が卓越、スパン内に曲げモーメントの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のせん断耐力式を精緻化したものである。

また、土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては、表4-2に示すとおり、複数の安全係数が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表 4-2 セン断耐力式による評価において考慮している安全係数

安全係数			せん断照査		内容
			応答値算定	限界値算定	
材料係数	コンクリート	γ_{mc}	1.0	1.3	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	γ_s	1.0	1.0	—
部材係数	コンクリート	γ_{bc}	—	1.3	コンクリートが負担するせん断力を低減*
	鉄筋	γ_{bs}	—	1.1	せん断補強筋が負担するせん断力を低減*
構造解析係数		γ_a	1.05	—	応答値（断面力）の割り増し

注記*：土木学会マニュアルでは、部材係数 $\gamma_b = \gamma_{b1} \times \gamma_{b2}$

$$\gamma_{b1} = \begin{cases} 1.3 & (\text{コンクリート}) \\ 1.1 & (\text{鉄筋}) \end{cases}$$

$$\gamma_{b2} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.01) \\ (100R + 2)/3 & (0.01 < R \leq 0.025) \\ 1.5 & (R > 0.025) \end{cases}$$

ここで、R：応答層間変形角

とされている。

取水路（漸拡部）は、層間変形角 1/100 を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の許容限界としていることから、 $\gamma_{b2} = 1.0$ とする。

(3) Ccbによりせん断補強された部材のせん断耐力式

取水路（漸拡部）において後施工せん断補強（セラミックキャップバー（Ccb））を配置した構造部材については、「建設技術審査証明報告書 技術名称 後施工セラミック定着型せん断補強鉄筋「セラミックキャップバー(Ccb) 一般財団法人土木研究センター」」（以下「建設技術証明書」という。）に示されている以下の設計式により求める。

$$V_{pyd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{CCbd} \quad \dots \text{式(1)}$$

$$V_{CCbd} = \beta_{aw} \cdot V_{awd}$$

$$= \beta_{aw} \cdot \{A_{aw} \cdot f_{awy} (\sin \alpha_{aw} + \cos \alpha_{aw}) / S_{aw}\} z / \gamma_b \quad \dots \text{式(2)}$$

$$\beta_{aw} = \eta = 1 - \frac{l_y}{2S_{rb}} \quad \dots \text{式(3)}$$

ただし、 $l_y - d' \leq 0$ となる場合は $l_y - d' = 0$ とする。

ここに、 V_{cd} : せん断補強鋼材を用いない壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

V_{sd} : 既存のせん断補強鋼材により受け持たれる壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

V_{CCbd} : セラミックキャップバー（Ccb）により受け持たれる壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

V_{awd} : セラミックキャップバー（Ccb）を通常のスターラップと見なして求められる壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

β_{aw} : セラミックキャップバー（Ccb）のせん断耐力の向上への有効性を示す係数

A_{aw} : 単位長さ当たりの区間 S_{aw} におけるセラミックキャップバー（Ccb）の総断面積

f_{awy} : セラミックキャップバー（Ccb）の設計降伏強度で 400N/mm^2 以下とする。

α_{aw} : セラミックキャップバー（Ccb）が部材軸となす角度

S_{aw} : セラミックキャップバー（Ccb）の配置間隔

z : 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一般に $d/1.15$ としてよい。

γ_b : 部材係数（一般に 1.10 としてよい）

l_y : セラミックキャップバー（Ccb）の先端型定着体の定着長（ $5D$ としてよい）

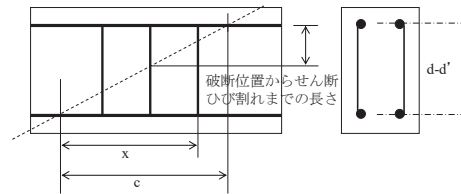
D : Ccbの鉄筋径

S_{rb} : 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔

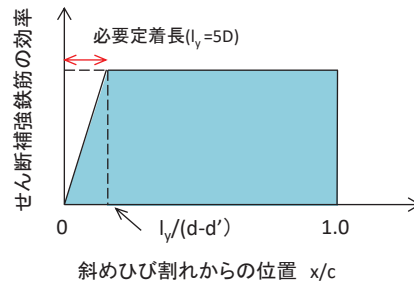
d : 補強対象部材の有効高さ

d' : 差し込み側の部材表面から圧縮鋼材図心までの距離

セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は、先端型定着体の定着長が $5D$ であることから、通常のせん断鉄筋に比べ補強効率が低下する。セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は同定着長と補強対象部材の主筋間隔から算出される有効率 β_{aw} を通常のせん断補強鉄筋の負担分に乗じることにより考慮されている。図 4-19 に有効率算定における概念図を示す。



(a) 斜めひび割れ内に定着不良が生じたせん断補強鉄筋



(b) 標準型

図 4-19 セラミックキャップバー (CCb) の有効率算定の概念図

なお、設計上の保守的な配慮として、セラミックキャップバー (CCb) によるせん断補強を配置する場合は、対象とする構造部材の主筋の降伏以下の場合に適用することとし、せん断破壊に対する照査値はおおむね 0.80 程度とする。

4.2.3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

(1) 基礎地盤（狐崎部層）

基礎地盤（狐崎部層）に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、岩盤の極限支持力とする。

基礎地盤（狐崎部層）の接地圧に対する許容限界を表 4-3 に示す。

表 4-3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力	狐崎部層	13.7

(2) MMR（既設）

a. 接地圧に対する許容限界

MMR（既設）に発生する接地圧に対する許容限界は、コンクリート標準示方書に基づき、コンクリートの支圧強度とする。

MMR（既設）の許容限界を表 4-4 に示す。

表 4-4 MMR（既設）の支持性能に対する許容限界

評価項目	人工岩盤	許容限界 (N/mm ²)
支圧強度	コンクリート ($f'_{ck} = 15.6 \text{ N/mm}^2$)	15.6

b. 健全性に対する許容限界

MMR（既設）に発生するせん断応力に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、MMR（既設）のせん断強度 $\tau_f = \tau_o = f'_{ck} / 5$ とする。

また、せん断破壊に対する健全性の確認において参照する引張破壊については、コンクリート標準示方書に基づく引張強度を超える引張応力が発生した場合に引張破壊と判定する。

MMR（既設）のせん断強度及び引張強度を表 4-5 に示す。

表 4-5 MMR（既設）のせん断強度及び引張強度

せん断強度*1 (N/mm ²)	引張強度*2 (N/mm ²)
3.12	1.43

注記*1：せん断強度 τ_f は、粘着力 $\tau_o = f'_{ck} / 5$ のみ見込むこととし、 $\sigma \tan \phi$ は考慮しないことで安全側に配慮する

*2：コンクリート標準示方書 2017 に基づき設定

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として、「層間変形角時刻歴波形」、断面力に対し照査を行っている項目のうち最も厳しい照査値に対する「断面力分布」、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で最大照査値を示すケースの地盤の「最大せん断ひずみ分布」を記載する。なお、断面力分布図は単位奥行あたりの断面力を図示する。

5.1.1 解析ケースと照査値

耐震評価においては、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「10. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定」に基づき、すべての基準地震動 S_s に対して実施するケース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を超えるすべての照査項目に対して、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。

また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更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。

以下に、取水路（漸拡部）の曲げ・軸力系に対する照査及びせん断破壊に対する照査結果を示す。なお、評価位置を図5-1に示す。

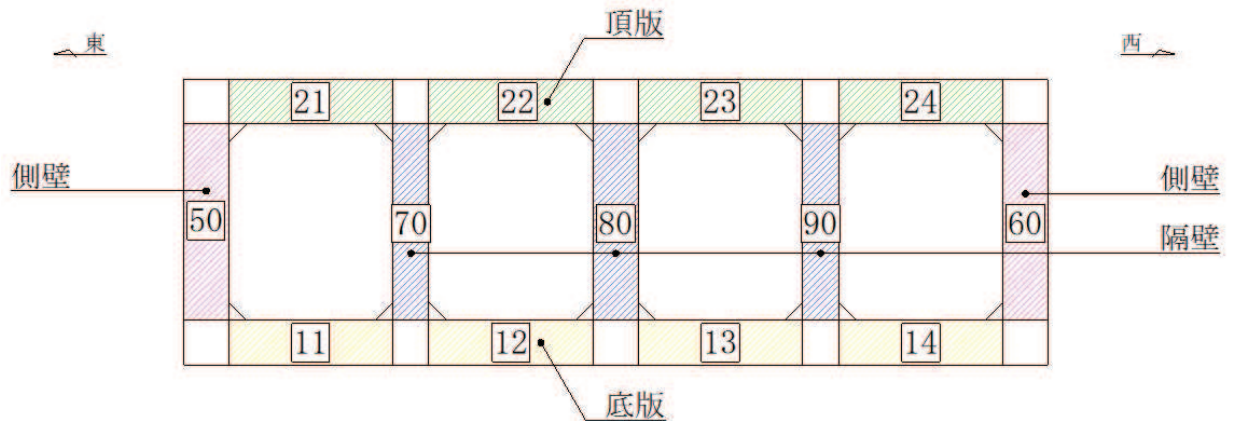


図5-1 評価位置図

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表5-1に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、限界層間変形角又は降伏曲げモーメントを許容限界とする。なお、詳細については、「5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても0.61であり、要求機能を満足していると評価できる。

表5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値

地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査 ^{*1, 2}			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.50			
	-+	0.49			
S _s -D2	++	0.51			0.54
	-+	0.47			
S _s -D3	++	0.42			
	-+	0.44			
S _s -F1	++	0.39			
	-+	0.37			
S _s -F2	++	0.39	0.41	0.42	0.51
	-+	0.52	0.48	0.54	0.61
S _s -F3	++	0.38			
	-+	0.39			
S _s -N1	++	0.48			
	-+	0.39			

注記*1：照査値は、構造強度を有すること及び通水機能を有することに対する評価結果（層間変形角）、貯水機能に対する評価結果（曲げモーメント）の厳しい方を記載

*2：赤枠は、前述図3-22のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

(2) せん断破壊に対する照査

表 5-2 にせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

せん断破壊に対する照査は、せん断耐力を許容限界とする。

なお、詳細については、「5.2.2 せん断破壊に対する評価結果」に示す。

せん断破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても 0.82 であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 5-2(1) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値 (頂版*)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.69			
	-+	0.65			
S s - D 2	++	0.66			
	-+	0.70			0.73
S s - D 3	++	0.61			
	-+	0.67			
S s - F 1	++	0.57			
	-+	0.54			
S s - F 2	++	0.55	0.55	0.58	0.59
	-+	0.63	0.64	0.63	0.68
S s - F 3	++	0.57			
	-+	0.59			
S s - N 1	++	0.62			
	-+	0.55			

注記* : 頂版は、CCb 工法を適用していない。

表 5-2(2) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（側壁*1）

地震動		解析ケース		せん断破壊に対する照査*2			
				①	②	③	④
S s - D 1	++			0.58			
	-+			0.47			
S s - D 2	++			0.55			
	-+			0.51			
S s - D 3	++			0.54			
	-+			0.48			
S s - F 1	++			0.55			
	-+			0.50			
S s - F 2	++			0.71	0.71	0.74	0.57
	-+			0.51	0.49	0.56	0.48
S s - F 3	++			0.57			
	-+			0.51			
S s - N 1	++			0.49			
	-+			0.60			

注記*1：側壁は，CCb 工法を適用していない。

注記*2：赤枠は，前述図 3-22 のフローに基づき，解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

表 5-2(3) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値 (隔壁*1)

地震動		せん断破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.56			
	-+	0.65			
S s - D 2	++	0.61			
	-+	0.64			
S s - D 3	++	0.50			
	-+	0.56			
S s - F 1	++	0.52			
	-+	0.47			
S s - F 2	++	0.58	0.60	0.63	0.74
	-+	0.69	0.77	0.72	0.82 【0.82*3】
S s - F 3	++	0.54			
	-+	0.59			
S s - N 1	++	0.68			
	-+	0.59			

注記*1：図 5-2 に示す隔壁 70, 90 に Ccb 工法を適用する。

*2：Ccb 工法を適用する部材における最大照査値を【 】内に示す。

*3：図 5-2 に示す隔壁 90 における照査値を示す。

凡例

【 】：Ccb 工法を適用する
部材における最大照査値

表 5-2(4) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（底版*）

地震動		解析ケース		せん断破壊に対する照査			
				①	②	③	④
S s - D 1	++			0.27			
	-+			0.28			
S s - D 2	++			0.29			
	-+			0.29			
S s - D 3	++			0.26			
	-+			0.27			
S s - F 1	++			0.26			
	-+			0.24			
S s - F 2	++			0.29	0.30	0.30	0.37
	-+			0.34	0.33	0.33	0.41
S s - F 3	++			0.27			
	-+			0.28			
S s - N 1	++			0.30			
	-+			0.29			

注記*：底版は、CCb 工法を適用していない。

(3) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 5-3 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

基礎地盤の支持機能に対する照査は、極限支持力と支圧強度を許容限界とする。なお、詳細については、「5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果」に示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査は、ばらつきを考慮しても極限支持力に基づく許容限界に対して 0.5 未満であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 5-3 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査*			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.21			
	-+	0.25			
S s - D 2	++	0.24			
	-+	0.22			
S s - D 3	++	0.19			
	-+	0.22			
S s - F 1	++	0.20			
	-+	0.19			
S s - F 2	++	0.19	0.19	0.22	0.18
	-+	0.29	0.27	0.30	0.26
S s - F 3	++	0.20			
	-+	0.21			
S s - N 1	++	0.25			
	-+	0.18			

注記*：基礎地盤（狐崎部層）または MMR（既設）の応力（接地圧）に対する許容限界に対して厳しい方を記載。

5.1.2 層間変形角時刻歴波形（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

取水路（漸拡部）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表5-4に示す。また、該当する解析ケースの層間変形角時刻歴波形を図5-2に示す。

表5-4 曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果
（最も厳しい照査値とその地震動）

解析ケース	地震動	照査用層間変形角* R_d	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d / R_u
③	S s - F 2 (-+)	1.18×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.12

注記*：照査用層間変形角 $R_d =$ 最大層間変形角 $R \times$ 構造解析係数 γ_a

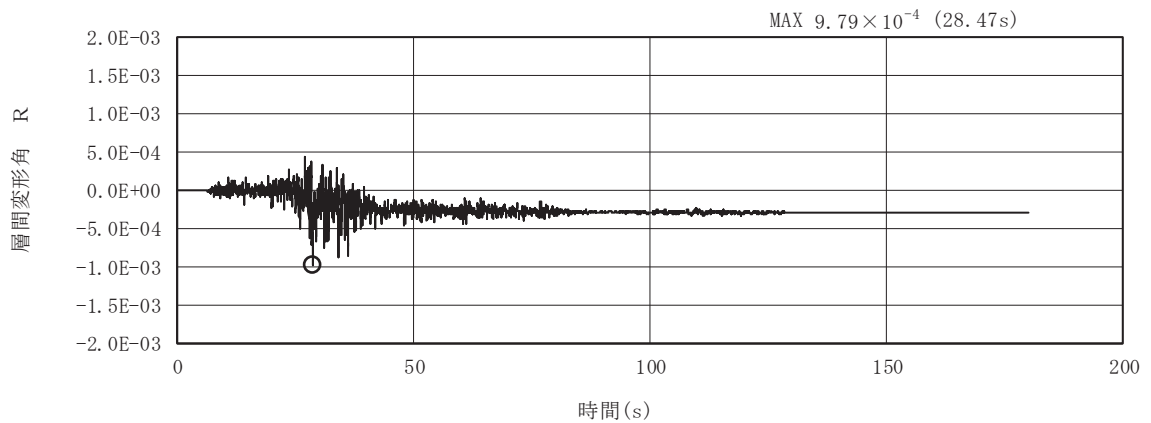


図5-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの層間変形角時刻歴波形（解析ケース③，地震動S s - F 2（-+））

5.1.3 断面力分布（せん断破壊に対する照査）

せん断破壊に対する評価結果について、各部材の解析ケースのうち、最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表5-5に示す。また、最も厳しい照査値となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図5-4に示す。

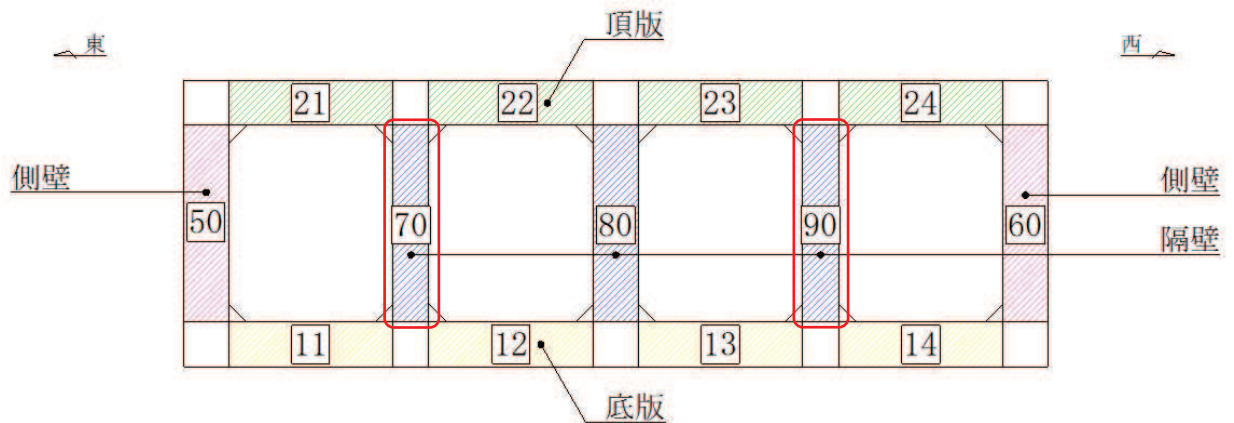
表5-5 せん断破壊に対する照査結果
（各部材において最も厳しい照査値とその地震動）

評価位置*1		ケース	地震動	照査用せん断力*2 V_d (kN)	せん断耐力*3 V_{yd} (kN)	照査値 V_d/V_{yd}
頂版	21	④	Ss-D2 (-+)	1195	1648	0.73
側壁	60	③	Ss-F2 (++)	1048	1428	0.74
隔壁	90	④	Ss-F2 (-+)	828	1011	0.82
底版	11	④	Ss-F2 (-+)	1013	2519	0.41

注記*1：評価位置は図5-3に示す。

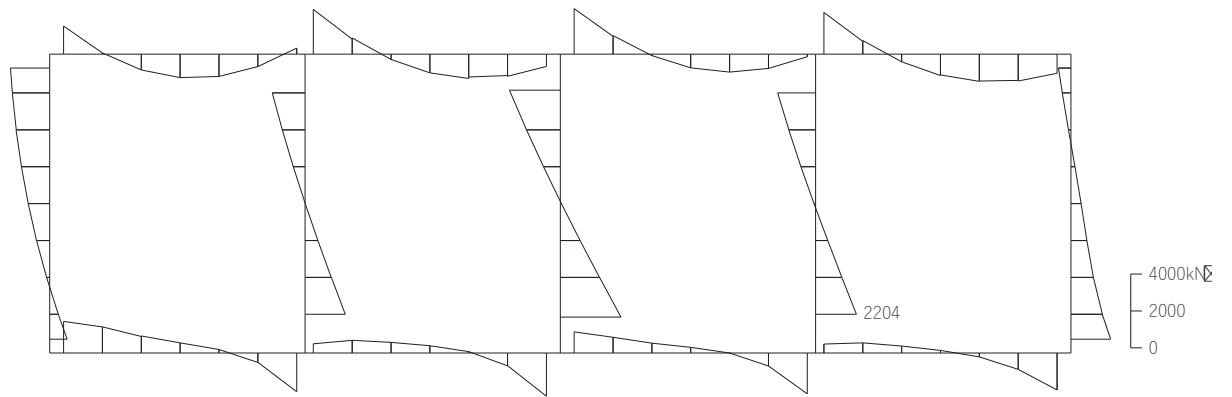
*2：照査用せん断力 V_d =発生せん断力 V ×構造解析係数 γ_a

*3：せん断耐力式によるせん断耐力



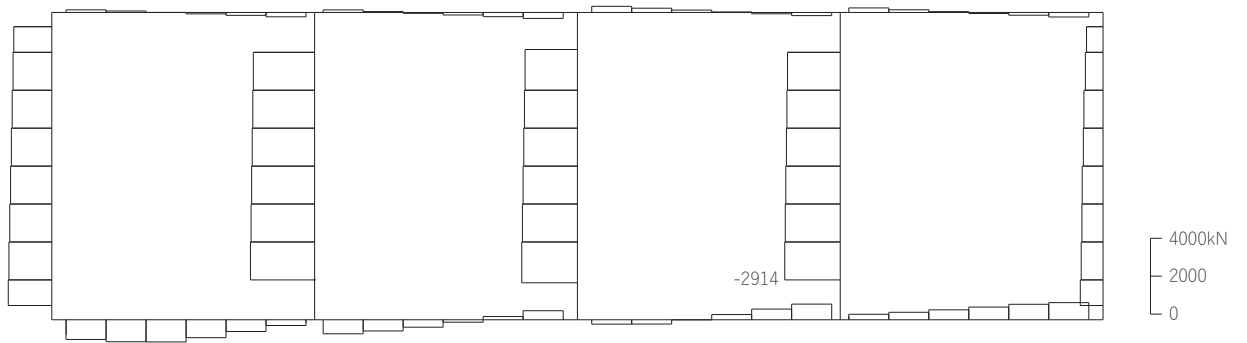
注：赤枠はCCb工法を適用している部材を示す。

図5-3 評価位置図



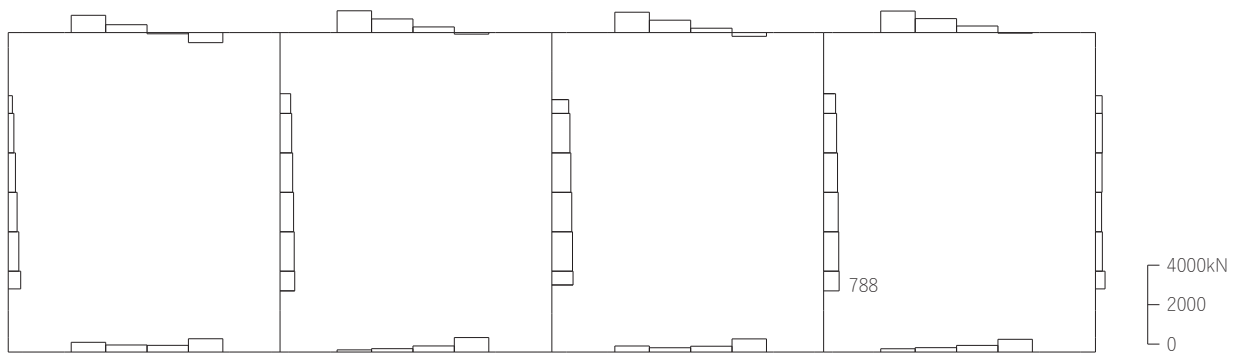
数値：各部材の最大断面力

(a) 曲げモーメント (kN・m)



数値：各部材の最大断面力

(b) 軸力 (kN) (+ : 引張, - : 圧縮)



数値：各部材の最大断面力

(c) せん断力 (kN)

図 5-4 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図
(隔壁, 解析ケース④, 地震動 S_s-F2 (-+))

5.1.4 最大せん断ひずみ分布

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で最大照査値を示すケースについて地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。

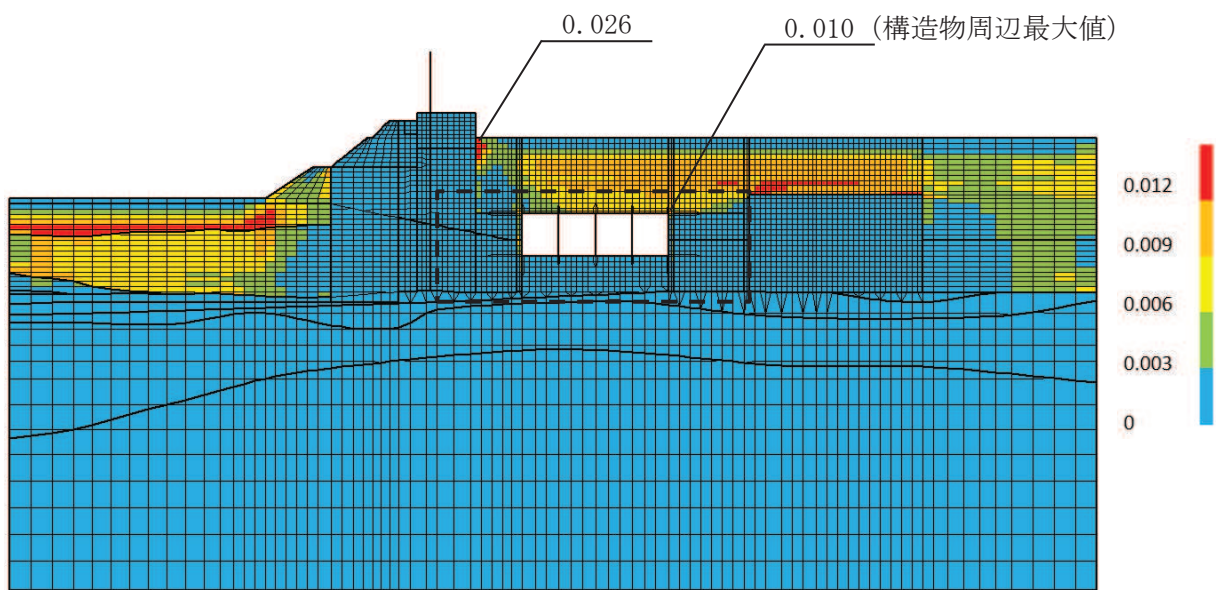
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 5-6 に、最大せん断ひずみ分布図を図 5-5 に示す。

表 5-6 最大照査値を示す解析ケースの一覧

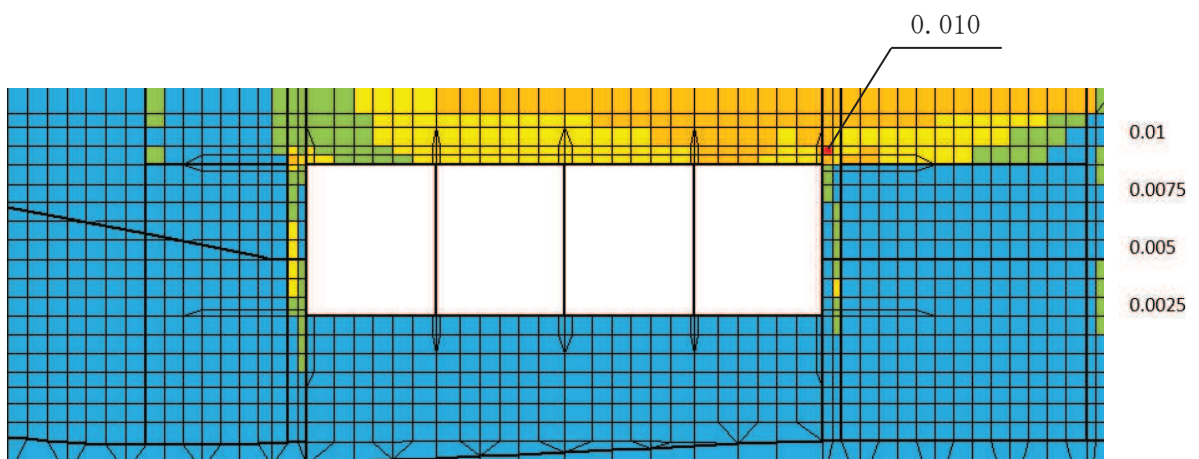
評価項目	
曲げ・軸力系の破壊に対する照査	せん断破壊に対する照査
ケース④ S s - F 2 (-+)	ケース④ S s - F 2 (-+)

注：耐震評価における解析ケース一覧

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



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 5-5 最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース④, 地震動 $S_s - F2 (-+)$)

5.2 構造部材の健全性に対する評価結果

5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

構造強度を有することの確認及び通水機能を損なわないことの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 5-7 に、貯水機能を損なわないことの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 5-8 に示す。照査値は、層間変形角、曲げモーメントを許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

表 5-7 のとおり、全ケースにおいて照査用層間変形角は限界層間変形角（層間変形角 1/100）を下回ることを確認した。

表 5-8 のとおり、貯水機能を有する側壁及び隔壁について、照査用曲げモーメントが降伏曲げモーメントを下回り、貯水機能を損なわないことを確認した。

また、表 5-9 より、CCb 工法を適用する箇所（隔壁）の照査用曲げモーメントは、降伏曲げモーメントに至っておらず、CCb 工法の適用範囲内であることを確認した。

表 5-7 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(構造強度を有することの確認及び通水機能*1を有することの確認)

解析 ケース	地震動		照査用層間変形角*2	限界層間変形角	照査値
			R_d	R_u	R_d/R_u
①	S _s -D 1	++	8.30×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.09
		-+	9.79×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.10
	S _s -D 2	++	1.06×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.11
		-+	9.17×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.10
	S _s -D 3	++	5.56×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.06
		-+	7.01×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08
	S _s -F 1	++	6.44×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07
		-+	7.25×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08
	S _s -F 2	++	8.42×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.09
		-+	1.06×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.11
	S _s -F 3	++	6.26×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07
		-+	6.82×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07
	S _s -N 1	++	8.79×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.09
		-+	6.35×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07
②	S _s -F 2	++	8.50×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.09
		-+	1.06×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.11
③	S _s -F 2	++	9.17×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.10
		-+	1.18×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.12
④	S _s -D 2	++	6.44×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07
	S _s -F 2	++	6.29×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07
		-+	7.82×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08

注記*1：通水機能が要求される部材の範囲は図 5-6 に示す。

*2：照査用層間変形角 R_d = 最大層間変形角 R × 構造解析係数 γ_a

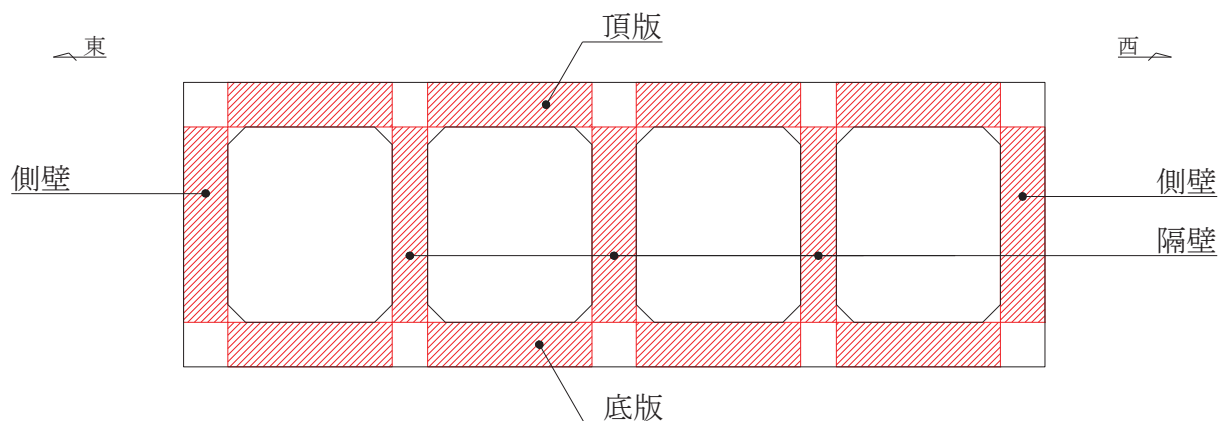


図 5-6 通水機能が要求される部材の範囲

表 5-8(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（貯水機能を損なわないことの確認）

解析 ケース	地震動		評価位置*1, 2		照査用	降伏曲げ	照査値 Md/My
					曲げモーメント*3 Md (kN・m/m)	モーメント My (kN・m/m)	
①	S _s -D 1	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	869	3010	0.29
			隔壁	—	—	—	—
			底版	12	804	1624	0.50
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	966	2851	0.34
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	1365	2794	0.49
	S _s -D 2	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	1104	2975	0.38
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	1443	2862	0.51
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	1022	2621	0.39
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	1362	2907	0.47
	S _s -D 3	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	646	2550	0.26
			隔壁	—	—	—	—
			底版	13	729	1750	0.42
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	888	2776	0.32
			隔壁	—	—	—	—
			底版	13	795	1810	0.44

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

*3：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

表 5-8(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（貯水機能を損なわないことの確認）

解析 ケース	地震動		評価位置*1, 2		照査用	降伏曲げ	照査値 Md/My
					曲げモーメント*3 Md (kN・m/m)	モーメント My (kN・m/m)	
①	S _s -F 1	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	60	1153	5232	0.23
			隔壁	—	—	—	—
			底版	12	663	1732	0.39
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	779	2898	0.27
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	1074	2908	0.37
	S _s -F 2	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	1489	5355	0.28
			隔壁	—	—	—	—
			底版	12	661	1734	0.39
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	60	1613	5329	0.31
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	1416	2746	0.52
	S _s -F 3	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	60	765	2590	0.30
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	1076	2905	0.38
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	862	2608	0.34
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	1106	2903	0.39

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

*3：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

表 5-8(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（貯水機能を損なわないことの確認）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用 曲げモーメント*2 Md (kN・m/m)	降伏曲げ モーメント My (kN・m/m)	照査値 Md/My
①	S _s -N1	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	842	2831	0.30
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	1333	2819	0.48
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	1569	5541	0.29
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	1117	2901	0.39
②	S _s -F2	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	1494	5389	0.28
			隔壁	—	—	—	—
			底版	12	688	1707	0.41
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	60	1664	5367	0.31
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	1325	2795	0.48

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

*3：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

表 5-8(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (貯水機能を損なわないことの確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用 曲げモーメント*2 Md (kN・m/m)	降伏曲げ モーメント My (kN・m/m)	照査値 Md/My
③	S _s -F 2	++	頂版	-	-	-	-
			側壁	50	1586	5333	0.30
			隔壁	-	-	-	-
			底版	12	726	1747	0.42
		-+	頂版	-	-	-	-
			側壁	50	1059	2900	0.37
			隔壁	-	-	-	-
			底版	11	1492	2786	0.54
④	S _s -D 2	++	頂版	-	-	-	-
			側壁	50	971	3004	0.33
			隔壁	-	-	-	-
			底版	13	912	1701	0.54
	S _s -F 2	++	頂版	-	-	-	-
			側壁	50	1778	5289	0.34
			隔壁	-	-	-	-
			底版	12	843	1678	0.51
		-+	頂版	-	-	-	-
			側壁	50	1088	2972	0.37
			隔壁	-	-	-	-
			底版	13	1026	1702	0.61

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

*3：照査用曲げモーメント=発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

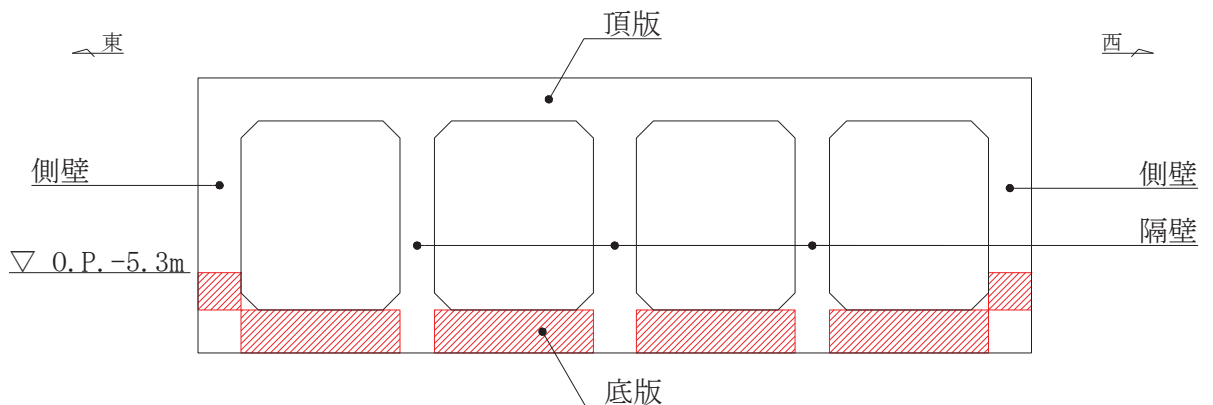


図 5-7 貯水機能が要求される部材の範囲

表 5-9 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果(隔壁)
(CCb 工法の適用範囲内の確認)

解析 ケース	地震動		評価 位置*1, 2	照査用 曲げモーメント*3 M _d (kN・m/m)	降伏曲げ モーメント M _y (kN・m/m)	照査値*4 M _d /M _y
①	S _s -D 1	++	70	1522	2812	0.55
		-+	90	1598	2623	0.61
	S _s -D 2	++	90	1601	2633	0.61
		-+	90	1651	2912	0.57
	S _s -D 3	++	70	1249	2685	0.47
		-+	90	1385	2660	0.53
	S _s -F 1	++	90	1355	2822	0.49
		-+	70	1206	2699	0.45
	S _s -F 2	++	70	1574	3162	0.50
		-+	90	1881	3164	0.60
	S _s -F 3	++	70	1096	2258	0.49
		-+	70	1248	2470	0.51
S _s -N 1	++	90	1608	2753	0.59	
	-+	70	1574	3097	0.51	
②	S _s -F 2	++	70	1647	3196	0.52
		-+	90	2039	3240	0.63
③	S _s -F 2	++	70	1748	3144	0.56
		-+	90	1982	3099	0.64
④	S _s -D 2	++	90	1720	2590	0.67
	S _s -F 2	++	70	2003	3155	0.64
		-+	90	2210	3184	0.70

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：CCb 工法を適用した部位は図 4-17 に示す。

*3：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

*4：照査値は側壁のうち最も照査値が厳しい部材を記載

5.2.2 せん断破壊に対する評価結果

構造強度を有することの確認及び通水機能を損なわないことの確認におけるせん断破壊に対する評価結果を表 5-10 に、貯水機能を損なわないことの確認におけるせん断破壊に対する評価結果を表 5-11 に示す。

照査値は、せん断力を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

表 5-10 のとおり、全ケースにおいて照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 5-11 のとおり、貯水機能を有する側壁及び底版について、照査用せん断力がせん断耐力を下回り、貯水機能を損なわないことを確認した。

表 5-10(1) せん断破壊に対する評価結果
 (構造強度を有することの確認及び通水機能*1を有することの確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*2		照査用 せん断力*3 V_d (kN)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
①	S s - D 1	++	頂版	21	1148	1676	0.69
			側壁	60	847	1470	0.58
			隔壁	90	558	1013	0.56
			底版	14	708	2712	0.27
		-+	頂版	21	1065	1648	0.65
			側壁	60	691	1478	0.47
			隔壁	90	639	987	0.65
			底版	11	622	2291	0.28
	S s - D 2	++	頂版	21	1101	1677	0.66
			側壁	60	854	1562	0.55
			隔壁	80	825	1356	0.61
			底版	14	663	2301	0.29
		-+	頂版	21	1152	1648	0.70
			側壁	60	729	1435	0.51
			隔壁	90	644	1016	0.64
			底版	11	747	2612	0.29
	S s - D 3	++	頂版	21	1091	1806	0.61
			側壁	60	772	1440	0.54
			隔壁	90	498	1014	0.50
			底版	11	647	2576	0.26
-+		頂版	21	1181	1766	0.67	
		側壁	60	681	1448	0.48	
		隔壁	90	555	1004	0.56	
		底版	11	613	2349	0.27	

注記*1：通水機能が要求される部材の範囲は図 5-6 に示す。

*2：評価位置は図 5-3 に示す。

*3：照査用せん断力 V_d = 発生せん断力 V × 構造解析係数 γ_a

表 5-10(2) せん断破壊に対する評価結果
(構造強度を有することの確認及び通水機能*1を有することの確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*2		照査用	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN)		
①	S _s -F 1	++	頂版	21	930	1648	0.57
			側壁	60	767	1417	0.55
			隔壁	80	730	1414	0.52
			底版	11	641	2500	0.26
		-+	頂版	24	909	1706	0.54
			側壁	60	746	1506	0.50
			隔壁	90	491	1056	0.47
			底版	14	592	2569	0.24
	S _s -F 2	++	頂版	21	897	1648	0.55
			側壁	60	1011	1430	0.71
			隔壁	80	830	1433	0.58
			底版	13	826	2855	0.29
		-+	頂版	22	1326	2137	0.63
			側壁	60	713	1403	0.51
			隔壁	90	702	1027	0.69
			底版	12	957	2846	0.34
	S _s -F 3	++	頂版	21	927	1648	0.57
			側壁	60	801	1426	0.57
			隔壁	90	536	1002	0.54
			底版	11	709	2659	0.27
		-+	頂版	21	1189	2044	0.59
			側壁	60	739	1475	0.51
			隔壁	90	601	1034	0.59
			底版	11	671	2477	0.28

注記*1：通水機能が要求される部材の範囲は図 5-6 に示す。

*2：評価位置は図 5-3 に示す。

*3：照査用せん断力 V_d = 発生せん断力 V × 構造解析係数 γ_a

表 5-10(3) せん断破壊に対する評価結果
 (構造強度を有することの確認及び通水機能*1を有することの確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*2		照査用	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN)		
①	S s - N 1	++	頂版	24	1317	2141	0.62
			側壁	60	683	1415	0.49
			隔壁	90	697	1037	0.68
			底版	12	827	2831	0.30
		-+	頂版	22	1212	2217	0.55
			側壁	60	855	1438	0.60
			隔壁	80	853	1446	0.59
			底版	11	871	3005	0.29
②	S s - F 2	++	頂版	21	906	1648	0.55
			側壁	60	1008	1431	0.71
			隔壁	80	854	1426	0.60
			底版	13	838	2851	0.30
		-+	頂版	22	1384	2163	0.64
			側壁	60	677	1405	0.49
			隔壁	90	790	1026	0.77
			底版	12	945	2873	0.33

注記*1：通水機能が要求される部材の範囲は図 5-6 に示す。

*2：評価位置は図 5-3 に示す。

*3：照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

表 5-10(4) せん断破壊に対する評価結果
 (構造強度を有することの確認及び通水機能*1を有することの確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*2		照査用	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN)		
③	S s - F 2	++	頂版	21	944	1648	0.58
			側壁	60	1048	1428	0.74
			隔壁	80	884	1419	0.63
			底版	13	854	2869	0.30
		-+	頂版	21	1025	1648	0.63
			側壁	60	791	1424	0.56
			隔壁	90	726	1014	0.72
			底版	12	926	2856	0.33
④	S s - D 2	-+	頂版	21	1195	1648	0.73
	S s - F 2	++	頂版	21	972	1648	0.59
			側壁	60	773	1370	0.57
			隔壁	80	1029	1394	0.74
			底版	13	1022	2835	0.37
		-+	頂版	22	1400	2081	0.68
			側壁	60	654	1390	0.48
			隔壁	90	828	1011	0.82
			底版	11	1013	2519	0.41

注記*1：通水機能が要求される部材の範囲は図 5-6 に示す。

*2：評価位置は図 5-3 に示す。

*3：照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

表 5-11(1) せん断破壊に対する評価結果（貯水機能を損なわないことの確認）

解析 ケース	地震動		評価位置*1, 2		照査用	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN)		
①	S s - D 1	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	1036	2519	0.42
			隔壁	—	—	—	—
			底版	14	708	2712	0.27
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	695	2519	0.28
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	622	2291	0.28
	S s - D 2	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	915	2505	0.37
			隔壁	—	—	—	—
			底版	14	663	2301	0.29
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	864	2519	0.35
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	747	2612	0.29
	S s - D 3	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	867	2519	0.35
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	647	2576	0.26
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	707	2519	0.29
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	613	2349	0.27

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

*3：照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

表 5-11(2) せん断破壊に対する評価結果（貯水機能を損なわないことの確認）

解析 ケース	地震動		評価位置*1, 2		照査用	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN)		
①	S _s -F 1	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	719	2416	0.30
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	641	2500	0.26
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	748	2344	0.32
			隔壁	—	—	—	—
			底版	14	592	2569	0.24
	S _s -F 2	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	801	2360	0.34
			隔壁	—	—	—	—
			底版	13	826	2855	0.29
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	755	2385	0.32
			隔壁	—	—	—	—
			底版	12	957	2846	0.34
	S _s -F 3	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	901	2410	0.38
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	709	2659	0.27
-+		頂版	—	—	—	—	
		側壁	50	842	2472	0.35	
		隔壁	—	—	—	—	
		底版	11	671	2477	0.28	

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

*3：照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

表 5-11(3) せん断破壊に対する評価結果 (貯水機能を損なわないことの確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*1, 2		照査用	せん断耐力	照査値
					せん断力*3	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
					V_d (kN)		
①	S s - N 1	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	916	2403	0.39
			隔壁	—	—	—	—
			底版	12	827	2831	0.30
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	1074	2391	0.45
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	871	3005	0.29
②	S s - F 2	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	781	2353	0.34
			隔壁	—	—	—	—
			底版	13	838	2851	0.30
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	623	2333	0.27
			隔壁	—	—	—	—
			底版	12	945	2873	0.33

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

*3：照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

表 5-11(4) せん断破壊に対する評価結果 (貯水機能を損なわないことの確認)

解析 ケース	地震動	評価位置*1, 2		照査用	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$		
				せん断力*3 V_d (kN)				
③	S s - F 2	++	頂版	—	—	—	—	
			側壁	50	861	2369	0.37	
			隔壁	—	—	—	—	
			底版	13	854	2869	0.30	
		-+	頂版	—	—	—	—	—
			側壁	50	1050	2519	0.42	
			隔壁	—	—	—	—	
			底版	12	926	2856	0.33	
④	S s - F 2	++	頂版	—	—	—	—	
			側壁	50	978	2216	0.45	
			隔壁	—	—	—	—	
			底版	13	1022	2835	0.37	
		-+	頂版	—	—	—	—	—
			側壁	50	963	2321	0.42	
			隔壁	—	—	—	—	
			底版	11	1013	2519	0.41	

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

*3：照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

5.3.1 基礎地盤（狐崎部層）

基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果を表5-12に示す。また，最大接地圧分布図を図5-8に示す。照査値は，接地圧を許容限界で除した値として時々刻々求め，全時刻において最大となる照査値を求める。

同表より，基礎地盤（狐崎部層）に発生する接地圧が極限支持力を下回ることを確認した。

表5-12 基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果

解析 ケース	地震動		接地圧	極限支持力	照査値	
			R_a (N/mm ²)	R_u (N/mm ²)	R_a/R_u	
①	S _s -D1	++	1.2	13.7	0.09	
		-+	1.3	13.7	0.10	
	S _s -D2	++	1.3	13.7	0.10	
		-+	1.3	13.7	0.10	
	S _s -D3	++	1.2	13.7	0.09	
		-+	1.1	13.7	0.09	
	S _s -F1	++	1.2	13.7	0.09	
		-+	1.1	13.7	0.09	
	S _s -F2	++	1.2	13.7	0.09	
		-+	1.3	13.7	0.10	
	S _s -F3	++	1.3	13.7	0.10	
		-+	1.3	13.7	0.10	
	S _s -N1	++	1.3	13.7	0.10	
		-+	1.3	13.7	0.10	
	②	S _s -F2	++	1.2	13.7	0.09
			-+	1.3	13.7	0.10
	③	S _s -F2	++	1.3	13.7	0.10
			-+	1.2	13.7	0.09
④	S _s -F2	++	1.2	13.7	0.09	
		-+	1.3	13.7	0.10	

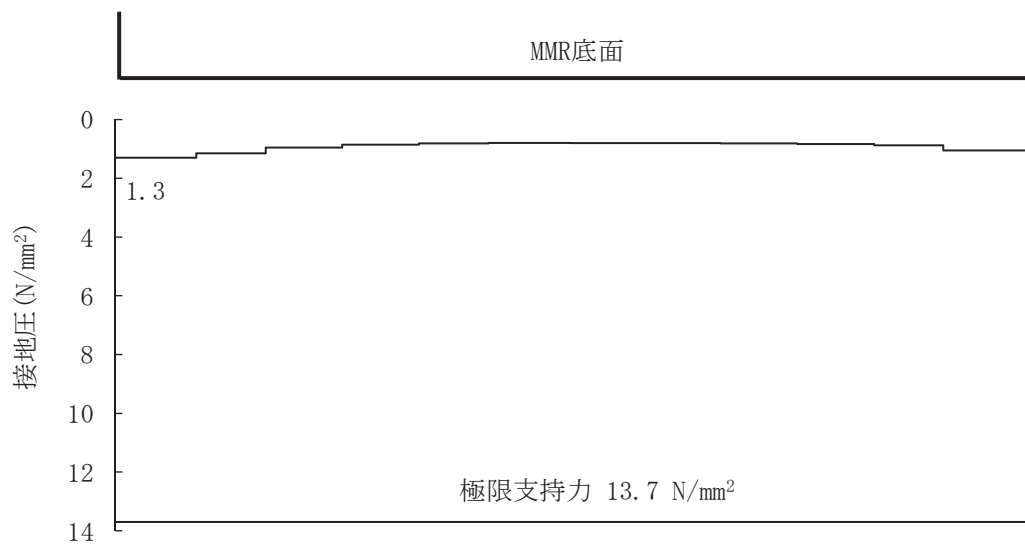


図 5-8 基礎地盤の最大接地圧分布図
 (解析ケース④, S s - F 2 (-+))

5.3.2 MMR（既設）

(1) 接地圧に対する評価

MMR（既設）の接地圧に対する支持性能の評価結果を表5-13に示す。また、最大接地圧分布図を図5-9に示す。照査値は、接地圧を支圧強度で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表より、MMR（既設）に発生する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

表5-13 MMR（既設）の接地圧に対する支持性能に対する評価結果

解析 ケース	地震動		接地圧	支圧強度	照査値	
			R_a (N/mm ²)	f'_a (N/mm ²)	R_a / f'_a	
①	S _s -D1	++	3.2	15.6	0.21	
		-+	3.9	15.6	0.25	
	S _s -D2	++	3.6	15.6	0.24	
		-+	3.3	15.6	0.22	
	S _s -D3	++	2.9	15.6	0.19	
		-+	3.3	15.6	0.22	
	S _s -F1	++	3.0	15.6	0.20	
		-+	2.9	15.6	0.19	
	S _s -F2	++	2.9	15.6	0.19	
		-+	4.5	15.6	0.29	
	S _s -F3	++	3.1	15.6	0.20	
		-+	3.2	15.6	0.21	
	S _s -N1	++	3.9	15.6	0.25	
		-+	2.8	15.6	0.18	
	②	S _s -F2	++	2.9	15.6	0.19
			-+	4.2	15.6	0.27
	③	S _s -F2	++	3.3	15.6	0.22
			-+	4.6	15.6	0.30
④	S _s -F2	++	2.7	15.6	0.18	
		-+	4.0	15.6	0.26	

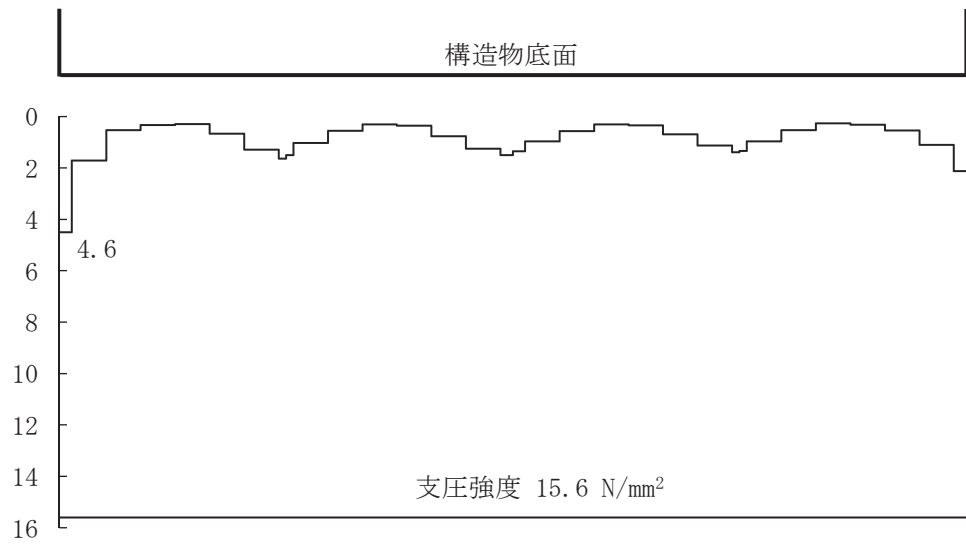


図 5-9 MMR (既設) の最大接地圧分布図
(解析ケース③, S_s-F 2 (-+))

(2) 健全性評価

MMR（既設）のせん断破壊に対する局所安全係数を表 5-14 に、引張破壊に対する局所安全係数を表 5-15 に示す。

$$f_s = R / S$$

ここに、 f_s ：局所安全係数

R：せん断強度または引張強度

S：発生せん断応力または発生引張応力

表 5-14 及び表 5-15 より、せん断破壊及び引張破壊している要素はなく、MMR（既設）の安定性に影響を及ぼすことはない。

以上から、MMR（既設）の健全性を確認した。

表 5-14 MMR（既設）のせん断破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	照査値* R/S
①	S _s -D 1	++	1.63	3.12	1.91
		-+	2.08	3.12	1.50
	S _s -D 2	++	1.90	3.12	1.64
		-+	1.74	3.12	1.79
	S _s -D 3	++	1.47	3.12	2.12
		-+	1.65	3.12	1.89
	S _s -F 1	++	1.50	3.12	2.08
		-+	1.48	3.12	2.10
	S _s -F 2	++	1.49	3.12	2.09
		-+	2.47	3.12	1.26
	S _s -F 3	++	1.63	3.12	1.91
		-+	1.62	3.12	1.92
	S _s -N 1	++	2.07	3.12	1.50
		-+	1.42	3.12	2.19
②	S _s -F 2	++	1.38	3.12	2.26
		-+	2.24	3.12	1.39
③	S _s -F 2	++	1.82	3.12	1.71
		-+	2.51	3.12	1.24
④	S _s -F 2	++	1.26	3.12	2.47
		-+	2.09	3.12	1.49

注記*：最小安全率として最小値となる数値を記載。照査値R/S > 1.0であることを確認する。

表 5-15 MMR (既設) の引張破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		引張応力 R (N/mm ²)	引張強度 S (N/mm ²)	照査値* R/S
①	S _s -D 1	++	0.61	1.43	2.34
		-+	0.55	1.43	2.60
	S _s -D 2	++	0.54	1.43	2.64
		-+	0.54	1.43	2.64
	S _s -D 3	++	0.47	1.43	3.04
		-+	0.55	1.43	2.60
	S _s -F 1	++	0.31	1.43	4.61
		-+	0.33	1.43	4.33
	S _s -F 2	++	0.48	1.43	2.97
		-+	0.60	1.43	2.38
	S _s -F 3	++	0.59	1.43	2.42
		-+	0.59	1.43	2.42
	S _s -N 1	++	0.55	1.43	2.60
		-+	0.59	1.43	2.42
②	S _s -F 2	++	0.46	1.43	3.10
		-+	0.51	1.43	2.80
③	S _s -F 2	++	0.45	1.43	3.17
		-+	0.65	1.43	2.20
④	S _s -F 2	++	0.56	1.43	2.55
		-+	0.38	1.43	3.76

注記* : 最小安全率として最小値となる数値を記載。照査値R/S > 1.0であることを確認する。

6. まとめ

取水路（漸拡部）については、基準地震動 S_s による耐震評価として、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施した。

構造部材の健全性については、構造部材の層間変形角、曲げモーメント及びせん断力が要求機能に応じた許容限界を下回ることを確認した。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力を下回ること、MMR（既設）に発生する最大接地圧が支圧強度を下回ること及び MMR（既設）の健全性を確認した。

以上から、取水路（漸拡部）は、基準地震動 S_s による地震力に対して、構造強度を有すること、通水機能を有すること及び貯水機能を損なわないことを確認した。

参考資料 1 静的地震力に対する耐震評価

取水路（漸拡部）については、既工認において、Cクラス施設に求められる静的地震力（ $kh=0.16$ ）を上回る、Asクラス用設計地震（最大水平加速度 375cm/s^2 ）による地震力に対して、許容応力度法による耐震評価を実施していることから、今回工認では、静的地震力による評価は省略する。