

ここで、ベースプレートの断面照査諸元を図 6.3-13 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.3-12 に示す。

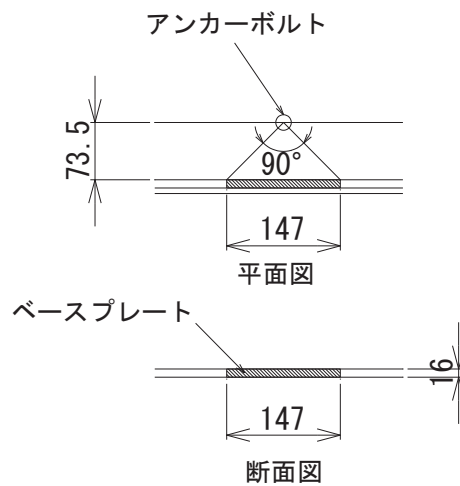


図 6.3-13 ベースプレートの断面照査諸元

表 6.3-12 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ_d	曲げ応力度	—	—	N/mm ²
σ_a	使用鋼材の許容値	382	382	N/mm ²
T_d	アンカー1本あたりの引張力	15	15	kN/m
L_1	アンカーボルト孔中心から端面の距離	73.5	73.5	mm
L_2	有効断面積幅	147	147	mm
t	ベース PL 板厚	16	16	mm

6.4 水平梁部ブラケットの設計（鋼桁1・4）

(1) 構造概要

水平梁部ブラケットは、止水ジョイントを固定するジョイントプレートと、その補剛を目的としたリブプレート及び側部の止水を目的としたエンドプレートで構成されている。

水圧によってブラケットに生じる断面力を算出し、算出した断面力に対して発生する曲げ応力度、せん断応力度、合成応力度が許容限界以下であることを確認する。

図 6.4-1 に、水平梁部ブラケットの構造概要を示す。

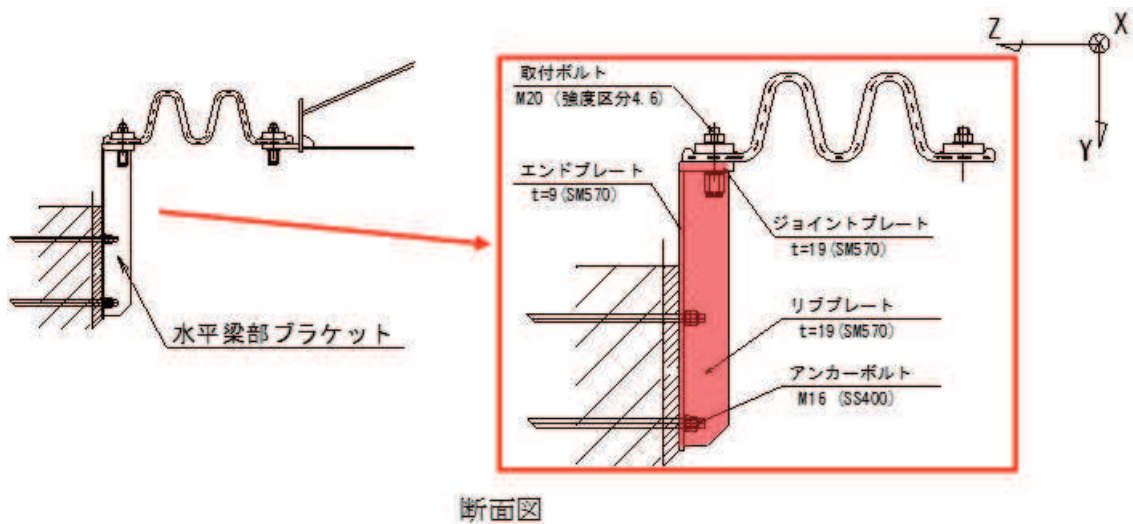


図 6.4-1 水平梁部ブラケットの構造概要

(2) エンドプレート及びリブプレート

エンドプレート及びリブプレートの照査は、止水ジョイントが負担する水圧を含めた作用荷重に対して算出した断面力に対して照査を行う。

断面力の算定モデルを図 6.4-2 に示す。

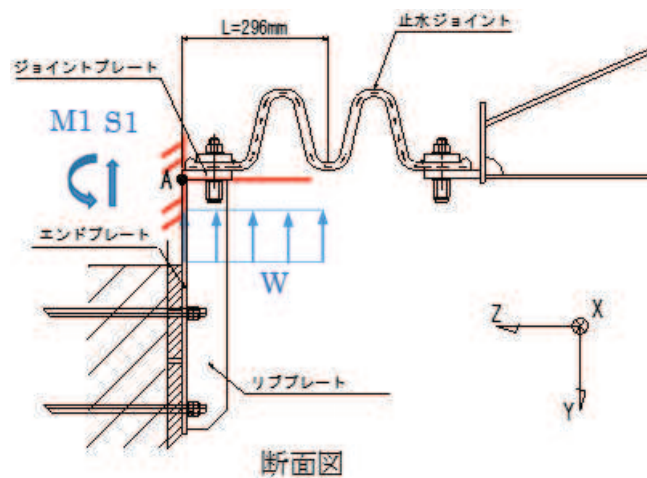


図 6.4-2(1) 断面力の算定モデル

単位幅(1 m)当りの水圧合力 (P1) 及び設計断面力 (M1, S1) は下記式により算出する。

$$P_1 = W \times L$$

$$M_1 = W \times \frac{L^2}{2}$$

$$S_1 = W \times L$$

ここで、水圧合力の算出に用いる計算諸元を表 6.4-1 に示す。

表 6.4-1 断面力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
P_1	水圧合力	45	45	kN/m
M_1	曲げモーメント	6.6	6.6	kN・m
S_1	せん断力	45	45	kN
W	作用荷重	150	150	kN/m ²
L	考慮する水圧幅	0.296	0.296	m

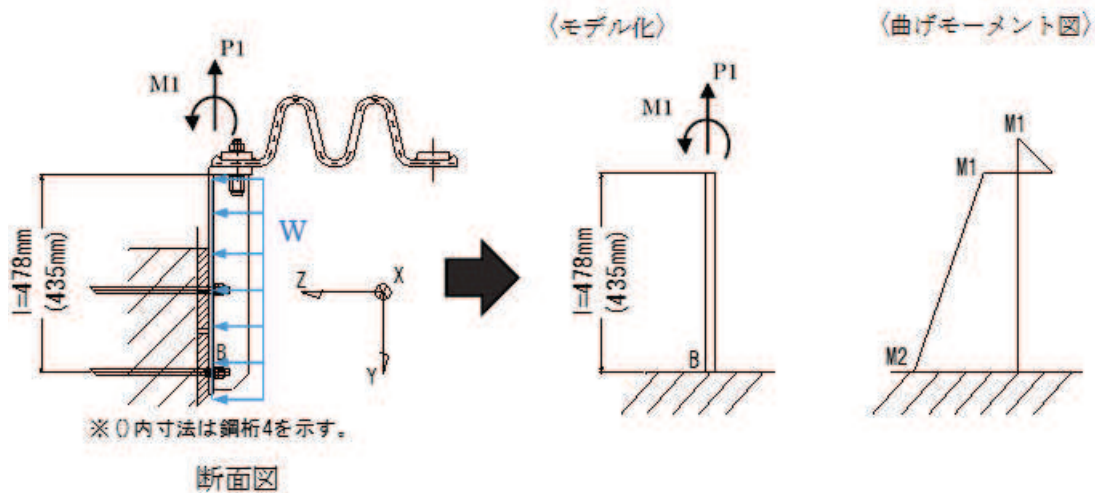


図 6.4-2(2) 断面力の算定モデル

単位幅(1 m)当りの水圧合力 (P₂) 及び設計断面力 (M₂, S₂) は下記式により算出する。

$$P_2 = W \times l$$

$$N_1 = P_1$$

$$M_2 = M_1 + W \times l \times \left(1 - \frac{l}{2}\right)$$

$$S_2 = W \times l$$

ここで、水圧合力の算出に用いる計算を表 6.4-2 に示す。

表 6.4-2 水圧の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
P ₂	水圧合力	72	66	kN/m
N ₁	軸力	45	45	kN/m
M ₂	曲げモーメント	24	21	kN・m
S ₂	せん断力	72	66	kN
W	作用荷重	150	150	kN/m ²
l	考慮する水圧幅	0.478	0.435	m

a. A-A 断面

エンドプレート及びリブプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma_c = \frac{N_1}{A}$$

$$\sigma = \frac{M_1}{Z} + \sigma_c \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_1}{A_r} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレート及びリブプレートの断面照査諸元を図 6.4-3 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.4-3 に示す。

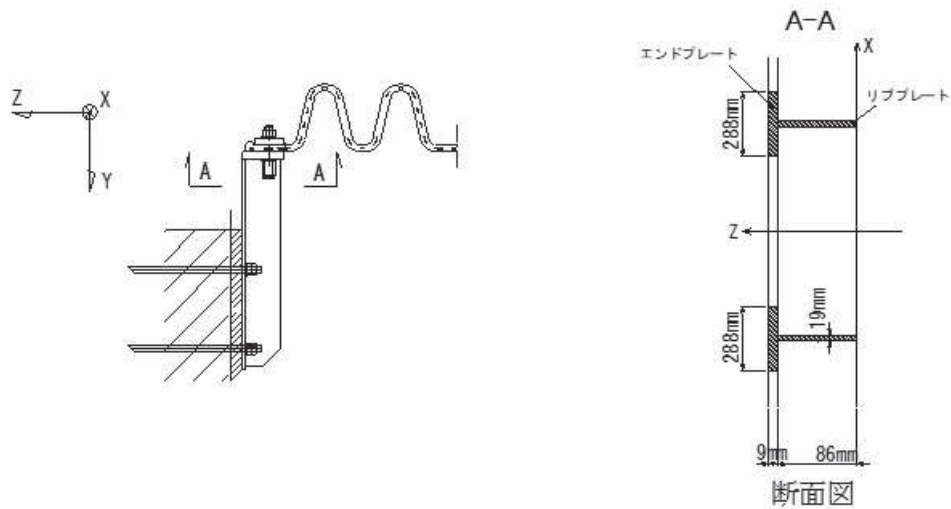


図 6.4-3 エンドプレート及びリブプレートの断面照査諸元

表 6.4-3 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	垂直応力度	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	382	382	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	217	217	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	—
M_1	曲げモーメント	6.6	6.6	kN・m
Z	断面係数	91103	90087	mm ³
σ_c	軸力による垂直応力度	6	6	N/mm ²
N_1	軸力	45	45	kN
A	軸力を受ける断面積	8452	7984	mm ²
S_1	せん断力	45	45	kN
A_r	リブプレート断面積	3268	3268	mm ²

b. B-B 断面

エンドプレート及びリブプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma_c = \frac{N_1}{A}$$

$$\sigma = \frac{M_2}{Z} + \sigma_c \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_2}{A_r} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレート及びリブプレートの断面照査諸元を図 6.4-4 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.4-4 に示す。

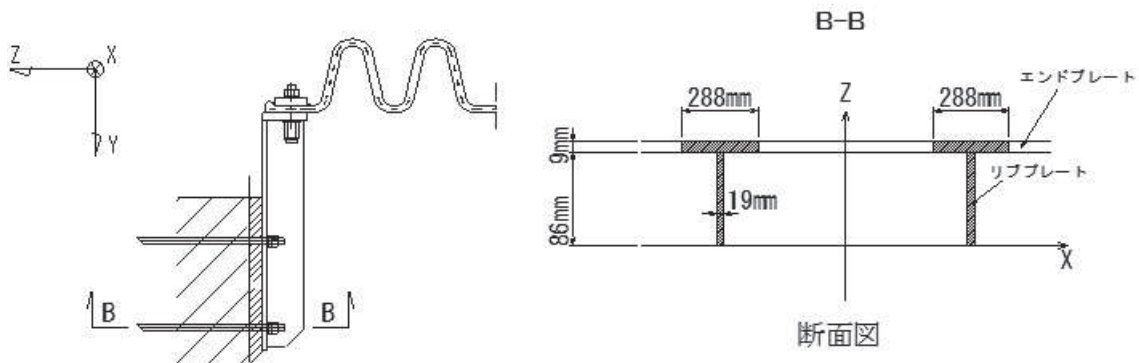


図 6.4-4 エンドプレート及びリブプレートの断面照査諸元

表 6.4-4 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	最大垂直応力度	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	382	382	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	217	217	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	—
M_2	曲げモーメント	24	24	kN・m
Z	断面係数	91103	90087	mm ³
σ_c	軸力による垂直応力度	—	—	N/mm ²
N_1	軸力	45	45	kN
A	軸力を受ける断面積	8452	7984	mm ²
S_2	せん断力	72	66	kN
A_r	リブプレート断面積	3268	3268	mm ²

(3) ジョイントプレート (板) の照査

ジョイントプレートは直接水圧を受けるため板部材としての照査も行う。断面照査は正曲げと負曲げの最大箇所として、図 6.4-5 の C-C 断面及び D-D 断面の 2 箇所で行う。

C-C 断面は両端固定梁、D-D 断面は片持ち梁として断面力を算出する。

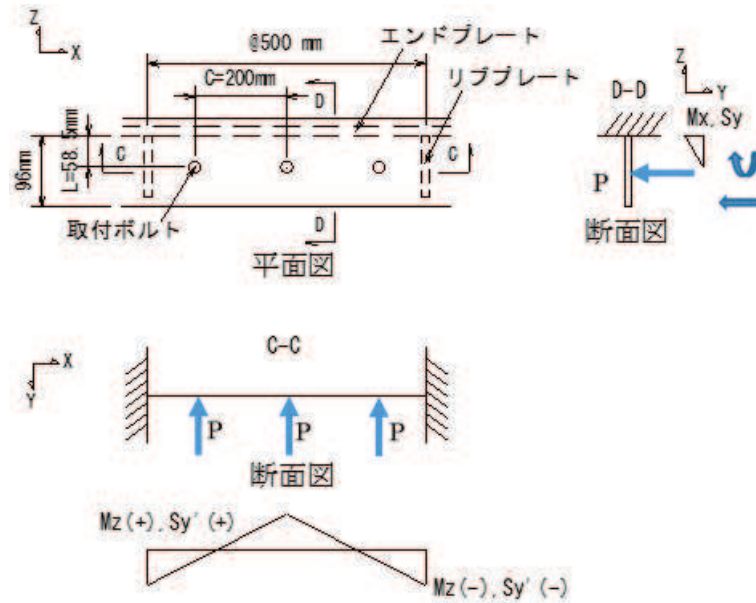


図 6.4-5 断面力の算定モデル

水圧合力 (P) 及び設計断面力 (M_y , S_x) は下記式により算出する。

$$P = P_1 \times C$$

$$M_x = P \times L$$

$$S_x = P$$

$$S_x' = P$$

ここで、断面力の算出に用いる計算諸元を表 6.4-5 に示す。

表 6.4-5 断面力の算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
P_1	単位幅(1m)当りの水圧合力	45	45	kN/m
C	取付ボルトピッチ	0.2	0.2	m
P	ボルト作用力	9.0	9.0	kN
L	エンドプレートからボルトまでの距離	0.0585	0.0585	m
M_x	x 軸周り曲げモーメント	0.6	0.6	kN・m
S_x	x 方向せん断力	9.0	9.0	kN
M_z^*	z 軸周り曲げモーメント	1.0	1.0	kN・m
$S_x'^*$	x 方向せん断力	14	14	kN

注記* : M_z, S_x' は二次元静的解析出力データの断面力を使用する。

a. C-C 断面

ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M_x}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_x}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレートの断面照査諸元を図 6.4-6 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.4-6 に示す。有効幅はボルトから 45°分布とする。

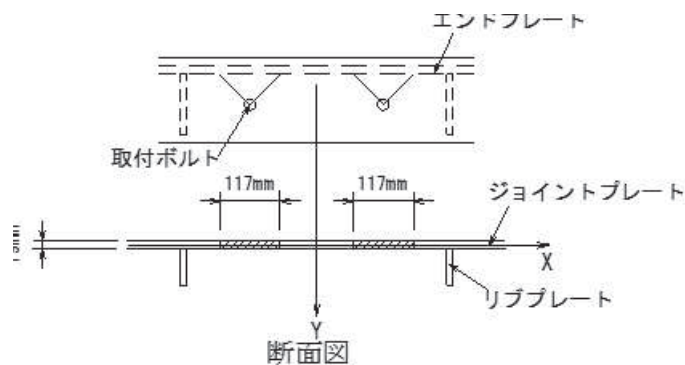


図 6.4-6 ジョイントプレートの断面照査諸元

表 6.4-6 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	垂直応力度	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	382	382	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	217	217	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	—
M_x	x 軸方向曲げモーメント	0.6	0.6	kN・m
Z	断面係数	14079	14079	mm ³
S_x	x 方向せん断力	9.0	9.0	kN
A	ジョイントプレート断面積	4446	4446	mm ²

b. D-D 断面

ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M_z}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_y}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレートの断面照査諸元を図 6.4-7 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.4-7 に示す。

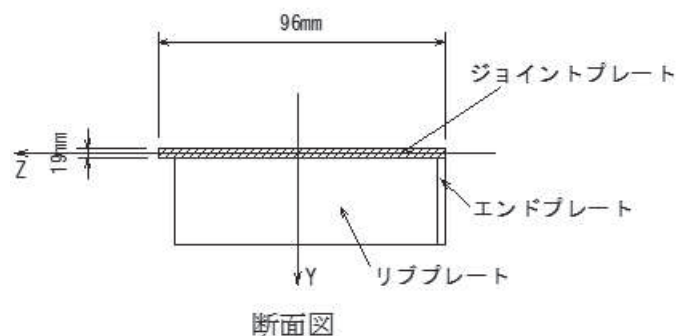


図 6.4-7 ジョイントプレートの断面照査諸元

表 6.4-7 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	垂直応力度	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	382	382	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	217	217	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	—
M_z	曲げモーメント	1	1	kN・m
Z	断面係数	5776	5776	mm ³
S_x'	x 方向せん断力	14	14	kN
A	ジョイントプレート断面積	1824	1824	mm ²

(4) エンドプレートの照査

ジョイントプレートは直接水圧を受けるため板部材としての照査も行う。断面照査は正曲げと負曲げの最大箇所として、図 6.4-8 の E-E 断面及び F-F 断面の 2 箇所で行う。

両端固定梁として断面力を算出する。

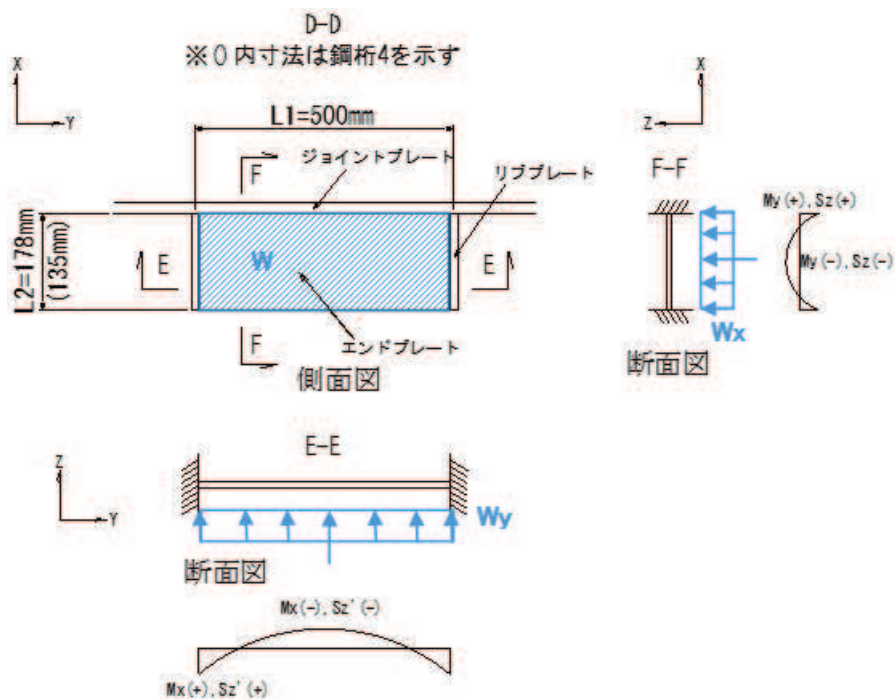


図 6.4-8 断面力の算定モデル

$$W_y = W \times L1$$

$$W_x = W \times L2$$

E-E 断面について

$$M_x = \frac{W_y \times L1^2}{12}$$

$$S_z' = \frac{W_y \times L1}{2}$$

F-F 断面について

$$M_y = \frac{W_y \times L2^2}{12}$$

$$S_z = \frac{W_y \times L2}{2}$$

ここで、断面力の算出に用いる計算諸元を表 6.4-8 に示す。

表 6.4-8 断面力の算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
W	作用する静水圧及び動水圧の和	150	150	kN/m ²
W_y	単位幅当たりの水圧	27	21	kN/m
W_x	単位幅当たりの水圧	75	75	kN/m
M_x	曲げモーメント	0.6	0.5	kN・m
S_z	せん断力	6.8	5.3	kN
$L1$	リブ間距離	0.5	0.5	m
$L2$	エンドプレート長さ	0.178	0.135	m
M_y	曲げモーメント	0.2	0.2	kN・m
S_z	せん断力	6.7	5.1	kN

a. E-E 断面

エンドプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M_y}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_z}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレートの断面照査諸元を図 6.4-9 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.4-9 に示す。

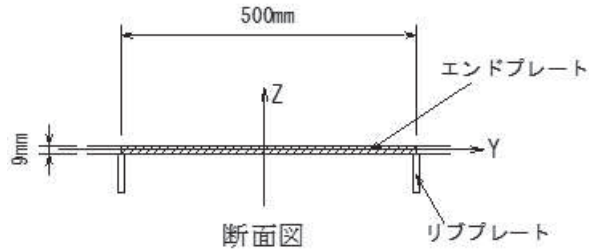


図 6.4-9 エンドプレートの断面照査諸元

表 6.4-9 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	垂直応力度	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	382	382	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	217	217	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	—
M_y	単位幅当りの曲げモーメント	0.2	0.2	kN・m
Z	断面係数	6750	6750	mm ³
S_z	単位幅当りのせん断力	5.8	5.8	kN
A	エンドプレート断面積	4500	4500	mm ²

b. F-F 断面

エンドプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M_x}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_z'}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレートの断面照査諸元を図 6.4-10 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.4-10 に示す。

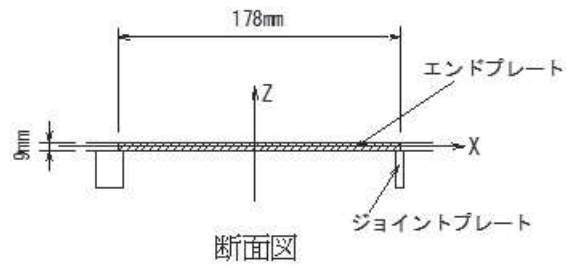


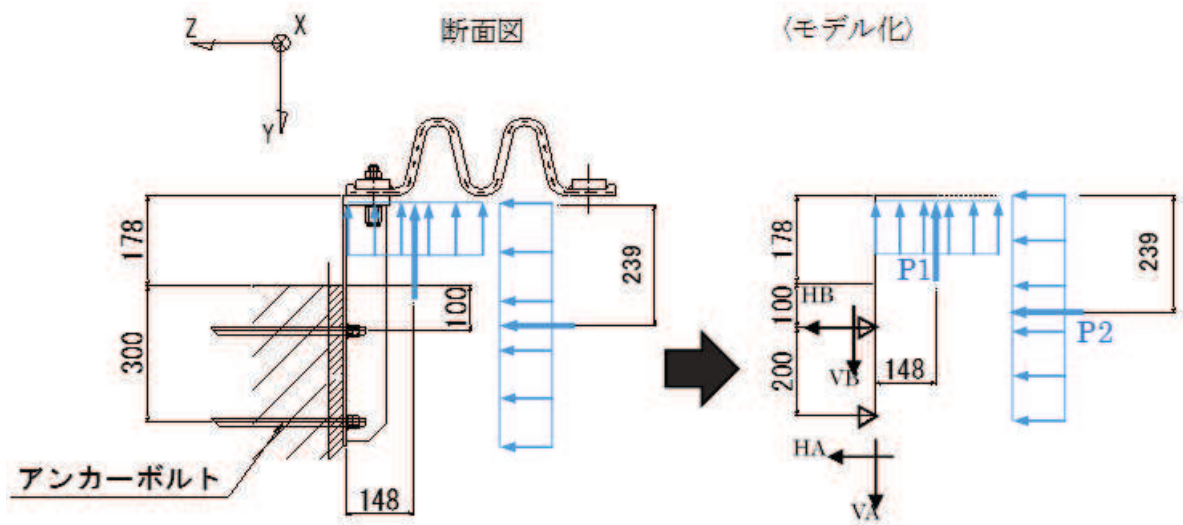
図 6.4-10 エンドプレートの断面照査諸元

表 6.4-10 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	垂直応力度	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	382	382	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	217	217	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	—
M_x	単位幅当りの曲げモーメント	0.6	0.5	kN・m
Z	断面係数	2403	1823	mm ³
S_z'	単位幅当りのせん断力	6.8	5.3	kN
A	エンドプレート断面積	1602	1215	mm ²

(5) アンカーボルト

アンカーボルトの発生断面力の算定方法は、図 6.4-11 に示すとおり算出する。



力のつり合いを解くと (参考)

$$\begin{aligned}
 VA &= 23 \text{ kN/m} & \Sigma V &= VA + VB - P1 = 0 & VA &= VB \Leftrightarrow VA = 0.5 P1 \\
 VB &= 23 \text{ kN/m} & \Sigma H &= HA + HB + P2 = 0 & \Leftrightarrow HA + HB &= -P2 \\
 HA &= 63 \text{ kN/m (引張)} & \Sigma MA &= HB \times 0.2 + P2 \times 0.239 + P1 \times 0.148 = 0 \\
 HB &= -120 \text{ kN/m (圧縮)} & \Leftrightarrow HB &= (-P2 \times 0.239 - P1 \times 0.148) / 0.2 \\
 & & \Sigma MB &= HA \times 0.2 - P2 \times 0.039 - P1 \times 0.148 = 0 \\
 & & \Leftrightarrow HA &= (P1 \times 0.039 + P2 \times 0.148) / 0.2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_d &= R_A \times p \\
 V_d &= V_A \times p
 \end{aligned}$$

図 6.4-11 アンカーボルトの発生断面力の算定方法

ここで、アンカーボルトの評価に用いる計算諸元を表 6.4-11 に示す。

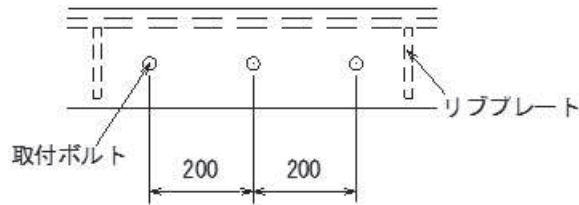
表 6.4-11 アンカーボルトの評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
T_d	アンカーボルト 1 本当たりの引張力	—	—	kN
V_d	アンカーボルト 1 本当たりのせん断力	—	—	kN
R_A	アンカー位置水平力	63	53	kN/m
V_A	地盤位置水平力	23	23	kN/m
p	奥行き方向の配置ピッチ	0.2	0.2	m

(6) 取り付けボルト

取り付けボルトの照査は、ジョイントプレートに作用する荷重に対する1本当たりの分担荷重が負担する水圧を含めた作用荷重に対して算出した断面力に対して照査を行う。

取り付けボルトの配置図を図 6.4-12 に示す。



平面図

図 6.4-12 取り付けボルトの配置図

取り付けボルトの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{P}{A} \leq \sigma_a$$

ここで、取り付けボルトの引張応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.4-12 に示す。

表 6.4-12 取り付けボルトの曲げ応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	曲げ応力度	—	—	N/mm ²
P	取り付けボルト 1 本あたりに作用する設計引張力	9	9	kN
A	ボルト断面積	244.8	244.8	mm ²
σ_a	ボルト短期許容応力	210	210	N/mm ²

6.5 鋼桁支間部ブラケットの設計（鋼桁 2・3・5・6）

（1）構造概要

鋼桁支間部ブラケットは、止水ジョイントを固定するジョイントプレートと、その補剛を目的としたリブプレート及び側部の止水を目的としたエンドプレートで構成されている。

水圧によってブラケットに生じる断面力を算出し、算出した断面力に対して発生する曲げ応力度、せん断応力度、合成応力度が許容限界以下であることを確認する。

図 6.5-1 に、鋼桁支間部ブラケットの構造概要を示す。

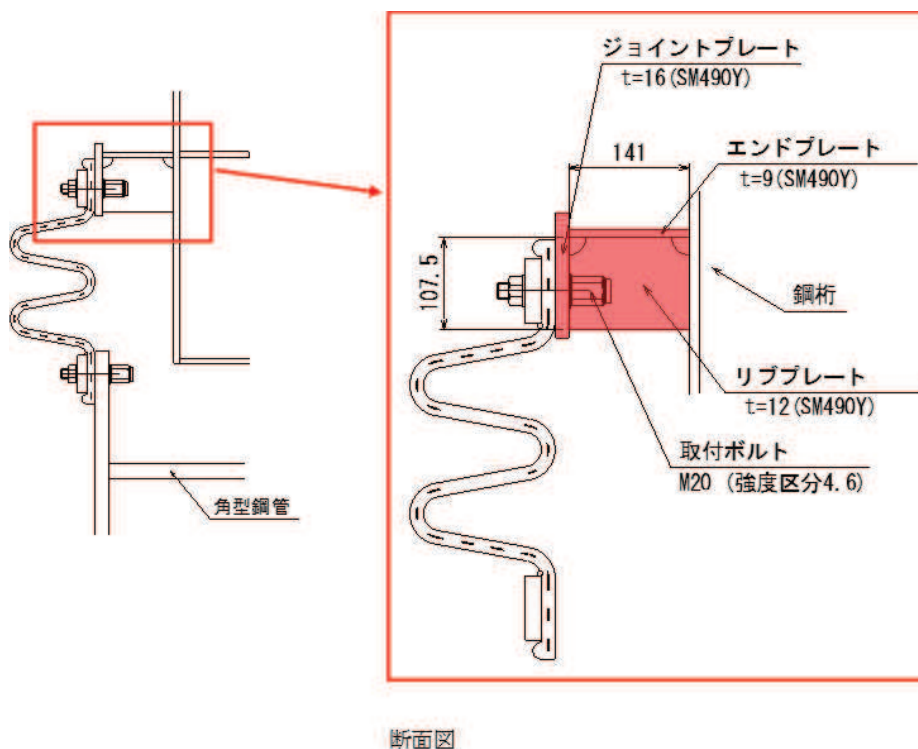


図 6.5-1 鋼桁支間部ブラケットの構造概要

（2）ジョイントプレート及びリブプレート

ジョイントプレート及びリブプレートの照査は、止水ジョイントが負担する水圧を含めた作用荷重に対して算出した断面力に対して照査を行う。

断面力の算定モデルを図 6.5-2 に示す。

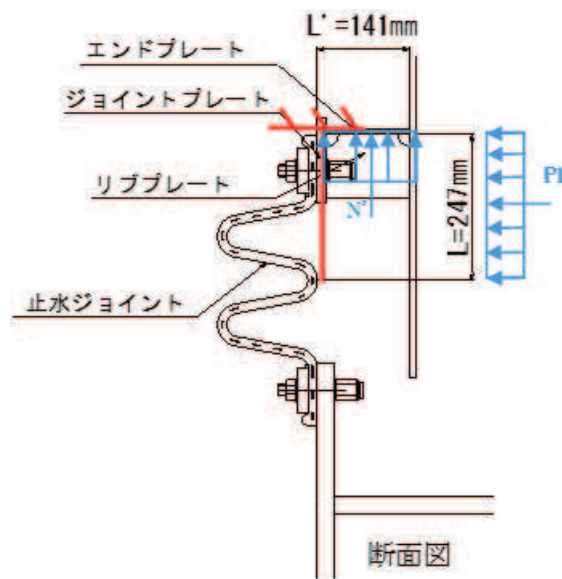


図 6.5-2 断面力の算定モデル

単位幅(1 m)当りの水圧合力 (P1) 及び設計断面力 (M, M', M'', S1, N1, N') は下記式により算出する。

$$P_1 = W \times L$$

$$N_1 = W \times L$$

$$M' = W \times \frac{L^2}{2}$$

$$S_1 = W \times L$$

$$N' = W \times L'$$

$$M'' = W \times \frac{L'^2}{2}$$

$$M = M' + M''$$

ここで、断面力の算出に用いる計算諸元を表 6.5-1 に示す。

表 6.5-1 断面力の算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
P_1	水圧合力	38	38	38	38	kN/m
N_1	軸力	38	38	38	38	kN/m
M'	曲げモーメント	4.6	4.6	4.6	4.6	kN・m/m
N'	軸力	22	22	22	22	kN/m
M''	曲げモーメント	1.5	1.5	1.5	1.5	kN・m/m
M	曲げモーメント	6.1	6.1	6.1	6.1	kN・m/m
S_1	せん断力	38	38	38	38	kN/m
W	作用荷重	150	150	150	150	kN/m ²
L	考慮する鉛直方向水圧幅	0.247	0.247	0.247	0.247	m
L'	考慮する水平方向水圧幅	0.141	0.141	0.141	0.141	m

設計断面は荷重伝達を考慮し、以下に示す 2 断面について設計することとする。

・ A-A 断面

ジョイントプレート及びリブプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M}{Z} + \sigma_b \leq \sigma_a$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A}$$

$$\tau = \frac{S_1}{A_r} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレート及びリブプレートの断面照査諸元を図 6.5-3 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.5-2 に示す。

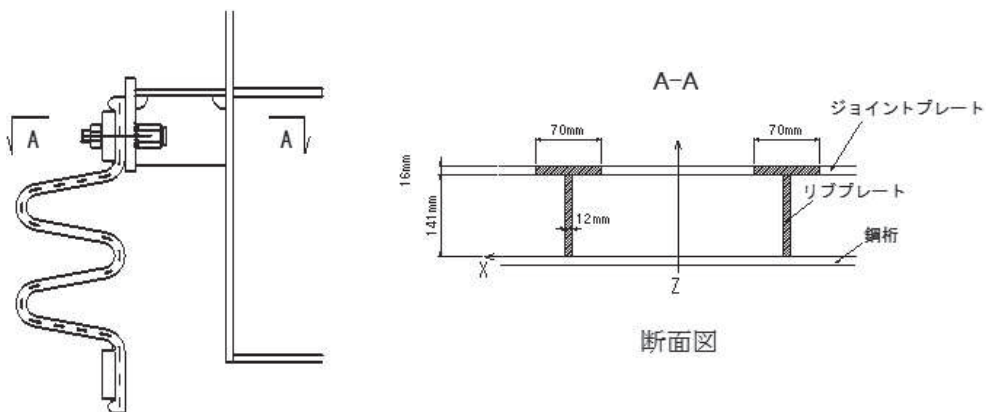


図 6.5-3 ジョイントプレート及びリブプレートの断面照査諸元 (A-A 断面)

表 6.5-2 発生応力度の評価に用いる計算諸元 (A-A 断面)

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度	—	—	—	—	N/mm ²
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
M	単位幅当りの曲げモーメント	6.1	6.1	6.1	6.1	kN・m
Z	断面係数	170935	170935	170935	170935	mm ³
σ_b	軸圧縮応力度	4	4	4	4	N/mm ²
N'	軸力	22	22	22	22	kN
A	有効断面積	7030	7030	7030	7030	mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
S_1	せん断力	38	38	38	38	kN
A_r	リブプレート断面積	4230	4230	4230	4230	mm ²

・ B-B 断面

ジョイントプレート及びリブプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M}{Z} + \sigma_c \leq \sigma_a$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A}$$

$$\tau = \frac{S_1}{A_r} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレート及びリブプレートの断面照査諸元を図 6.5-4 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.5-3 に示す。

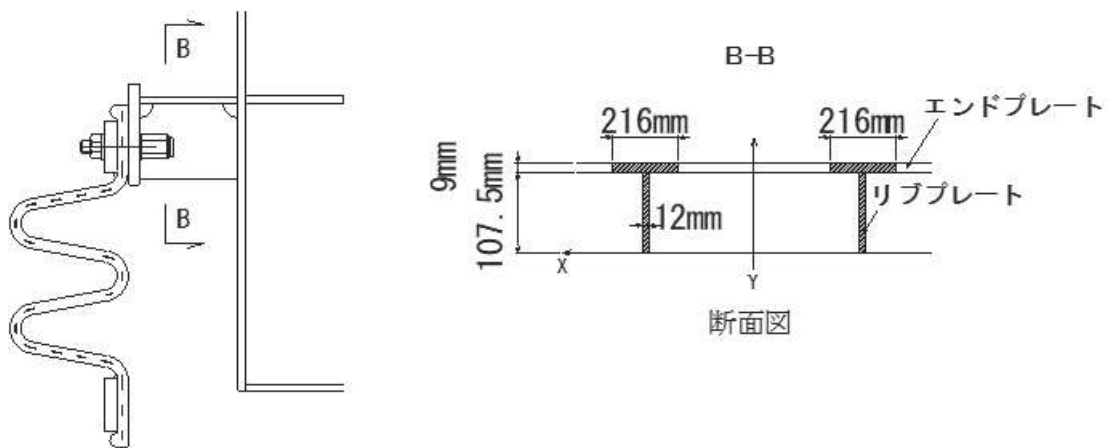


図 6.5-4 ジョイントプレート及びリブプレートの断面照査諸元
(B-B 断面)

表 6.5-3 発生応力度の評価に用いる計算諸元 (B-B 断面)

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度	—	—	—	—	N/mm ²
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
M	単位幅当りの曲げモーメント	6.1	6.1	6.1	6.1	kN・m
Z	断面係数	108849	108849	108849	108849	mm ³
σ_c	軸圧縮応力度	7	7	7	7	N/mm ²
N	軸力	38	38	38	38	kN
A	有効断面積	5483	5483	5483	5483	mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
S_1	せん断力	38	38	38	38	kN
A_r	リブプレート断面積	3225	3225	3225	3225	mm ²

(3) ジョイントプレート (板) の照査

ジョイントプレートは直接水圧を受けるため板部材としての照査も行う。断面照査は正曲げと負曲げの最大箇所として、図 6.5-5 の C-C 断面及び D-D 断面の 2 箇所で行う。

C-C 断面は両端固定梁、D-D 断面は片持ち梁として断面力を算出する。

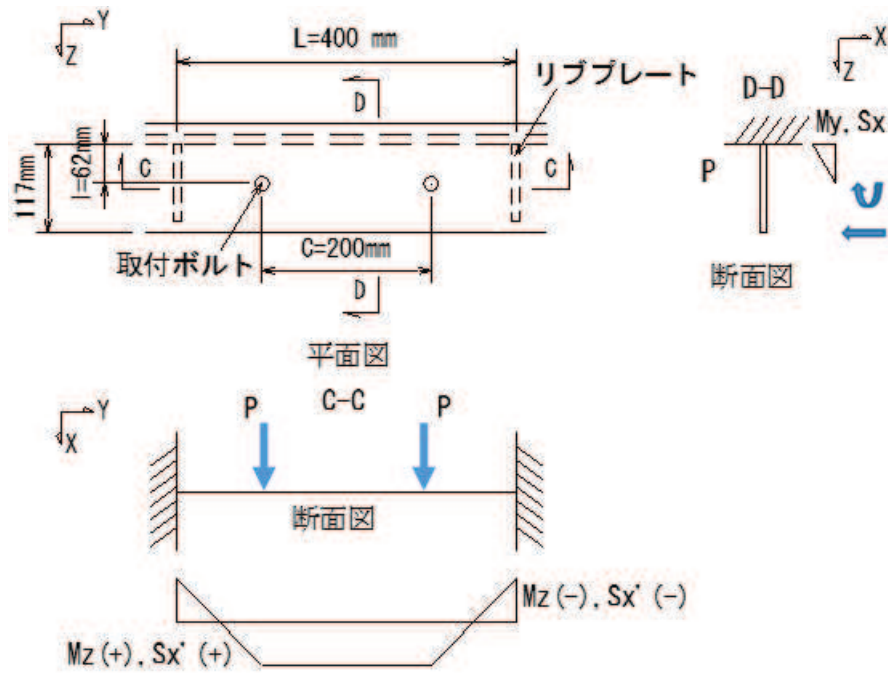


図 6.5-5 断面力の算定モデル

ボルトの作用力 (P) 及び設計断面力 (M_y , M_z , S_x , S_x') は下記式により算出する。

$$P = P_1 \times C$$

$$M_y = P \times l$$

$$M_z = \frac{P \times (L - a)}{L}$$

$$S_x = P$$

$$S_x' = P$$

ここで、断面力の算出に用いる計算を表 6.5-4 に示す。

表 6.5-4 断面力算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
P	ボルト作用力	8.0	8.0	8.0	8.0	kN
P ₁	単位幅(1m)当りの水圧合力	38.0	38.0	38.0	38.0	kN/m
C	取付ボルトピッチ	0.2	0.2	0.2	0.2	m
M _y	y 軸周り曲げモーメント	0.5	0.5	0.5	0.5	kN・m
S _x	x 方向せん断力	8.0	8.0	8.0	8.0	kN
M _z	z 軸周り曲げモーメント	0.6	0.6	0.6	0.6	kN・m
S _x '	x 方向せん断力	8.0	8.0	8.0	8.0	kN
l	ボトムプレートからボルトまでの距離	0.062	0.062	0.062	0.062	m
L	リブ間距離	0.4	0.4	0.4	0.4	m
a	リブ位置からボルト間距離	0.1	0.1	0.1	0.1	m

a. C-C 断面

有効幅はボルトから 45°分布とする。

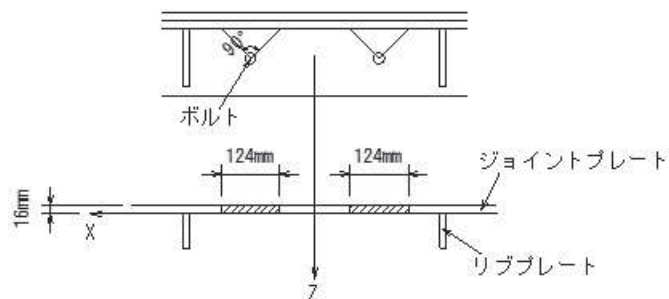
ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M_y}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_x}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレート(C-C 断面)の断面照査諸元を図 6.5-6 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.5-5 に示す。



(C-C 断面)

図 6.5-6 ジョイントプレート(C-C 断面)の断面照査諸元

表 6.5-5 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度の最大値	—	—	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
M_y	y 軸周りの曲げモーメント	0.5	0.5	0.5	0.5	kN・m
Z	断面係数	10581	10581	10581	10581	mm ³
S_x	x 方向せん断力	8.0	8.0	8.0	8.0	kN
A	ジョイントプレート断面積	3968	3968	3968	3968	mm ²

b. D-D 断面

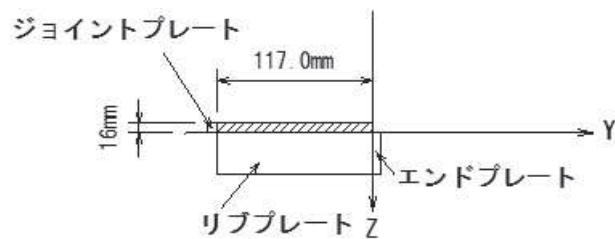
ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M_z}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_x'}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレート(D-D断面)の断面照査諸元を図 6.5-7 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.5-6 に示す。



(D-D 断面)

図 6.5-7 ジョイントプレートの断面照査諸元

表 6.5-6 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度	—	—	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
M_z	z 軸周りの曲げモーメント	0.6	0.6	0.6	0.6	kN・m
Z	断面係数	4992	4992	4992	4992	mm ³
S_x'	x 方向せん断力	8.0	8.0	8.0	8.0	kN
A	ジョイントプレート断面積	1872	1872	1872	1872	mm ²

(4) 取り付けボルト

取り付けボルトの照査は、ジョイントプレートに作用する荷重に対する 1 本当たりの分担荷重が負担する水圧を含めた作用荷重に対して算出した断面力に対して照査を行う。

断面力の算定モデルを図 6.5-8 に示す。

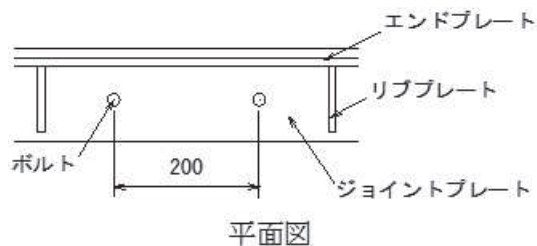


図 6.5-8 断面力の算定モデル

取り付けボルトの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{P}{A} \leq \sigma_a$$

ここで、取り付けボルトの引張応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.5-7 に示す。

表 6.5-7 ボルトの曲げ応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	曲げ応力度	—	—	—	—	N/mm ²
P	取付ボルト 1 本あたりに作用する設計引張力	8	8	8	8	kN
A	ボルト断面積	244.8	244.8	244.8	244.8	mm ²
σ_a	ボルト短期許容応力度	210	210	210	210	N/mm ²

(5) エンドプレートの照査

エンドプレートは直接水圧を受けるため板部材としての照査を行う。断面照査は正曲げと負曲げの最大箇所として、図 6.5-9 の E-E 断面及び F-F 断面の 2 箇所で行う。

両端固定梁として断面力を算出する。

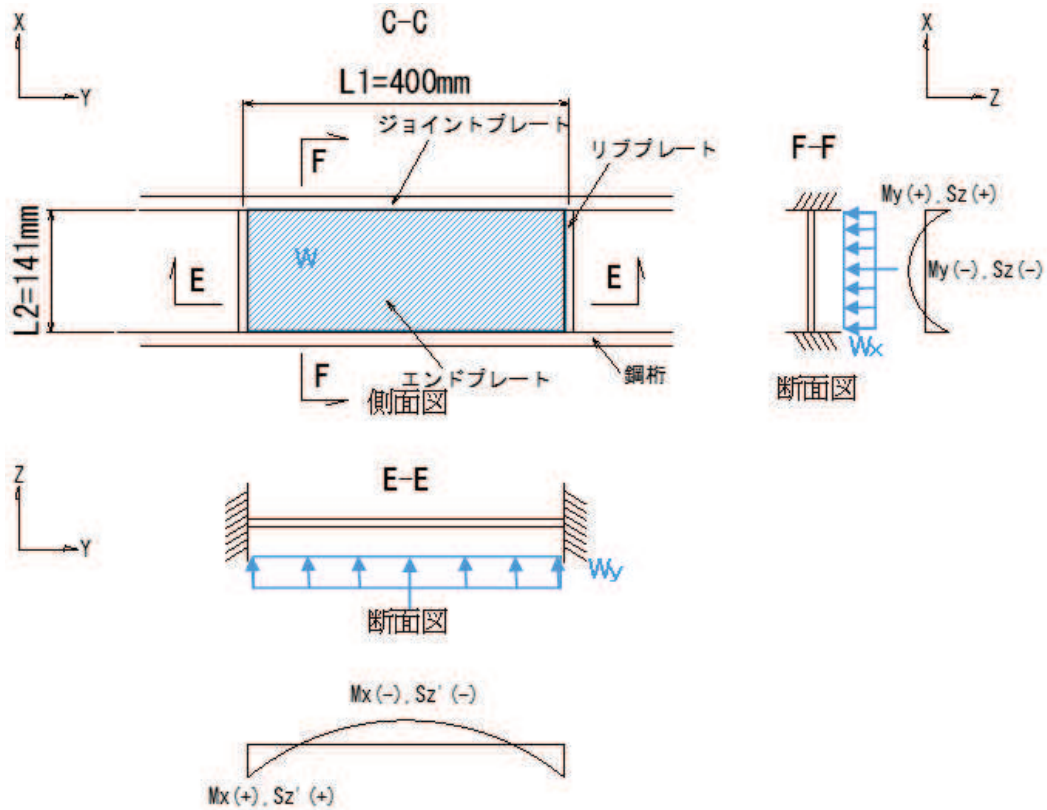


図 6.5-9 断面積の算定モデル

単位幅当たりの水圧 (W_x, W_y) 及び設計断面力 (M_x, M_y, S_z) は下記式により算出する。

$$W_y = W \times L1$$

$$W_x = W \times L2$$

E-E 断面について

$$M_x = \frac{W_y \times L1^2}{12}$$

$$S_z = \frac{W_y \times L1}{2}$$

F-F 断面について

$$M_y = \frac{W_x \times L^2}{12}$$

$$S_z = \frac{W_x \times L}{2}$$

ここで、断面力の算出に用いる計算を表 6.5-8 に示す。

表 6.5-8 断面力算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
W	作用荷重	150	150	150	150	kN/m^2
W_y	単位幅当たりの水圧	22	22	22	22	kN/m
W_x	単位幅当たりの水圧	60	60	60	60	kN/m
M_x	曲げモーメント	0.3	0.3	0.3	0.3	$\text{kN} \cdot \text{m}$
S_z	せん断力	4.4	4.4	4.4	4.4	kN
L_1	リブ間距離	0.4	0.4	0.4	0.4	m
M_y	曲げモーメント	0.1	0.1	0.1	0.1	$\text{kN} \cdot \text{m}$
S_z	せん断力	4.3	4.3	4.3	4.3	kN
L_2	エンドプレート長さ	0.141	0.141	0.141	0.141	m

a. E-E 断面

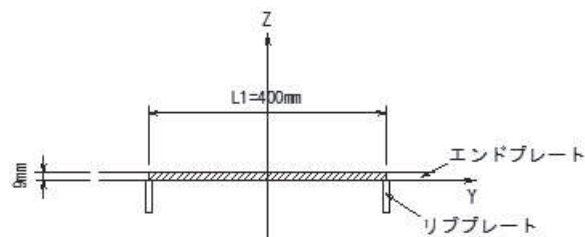
エンドプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M_y}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_z}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレート(E-E 断面)の断面照査諸元を図 6.5-10 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.5-9 に示す。



(E-E 断面)

図 6.5-10 エンドプレート(E-E 断面)の断面照査諸元

表 6.5-9 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度	—	—	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
M_y	曲げモーメント	0.1	0.1	0.1	0.1	kN・m
Z	断面係数	5400	5400	5400	5400	mm ³
S_z	単位幅当りのせん断力	4.3	4.3	4.3	4.3	kN
A	エンドプレート断面積	3600	3600	3600	3600	mm ²

b. F-F 断面

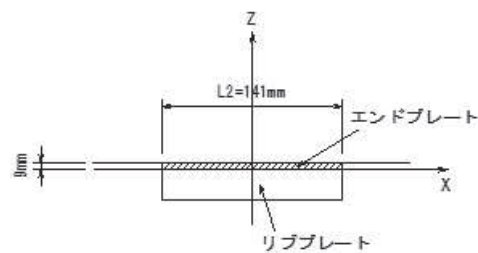
エンドプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M_x}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_z'}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレート(F-F断面)の断面照査諸元を図 6.5-11 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.5-10 に示す。



(F-F 断面)

図 6.5-11 エンドプレート(F-F断面)の断面照査諸元

表 6.5-10 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度	—	—	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
M_x	曲げモーメント	0.3	0.3	0.3	0.3	kN・m
Z	断面係数	1904	1904	1904	1904	mm ³
S_z'	単位幅当りのせん断力	4.4	4.4	4.4	4.4	kN
A	エンドプレート断面積	1269	1269	1269	1269	mm ²

6.6 鋼桁端部ブラケットの設計（鋼桁 2・3・5・6）

（1）構造概要

鋼桁端部ブラケットは、止水ジョイントを固定するジョイントプレートと、その補剛を目的としたリブプレート及び側部の止水を目的としたエンドプレートで構成されている。水圧によってブラケットに生じる断面力を算出し、算出した断面力に対して発生する曲げ応力度，せん断応力度，合成応力度が許容限界以下であることを確認する。

図 6.6-1 に，鋼桁端部ブラケットの構造概要を示す。

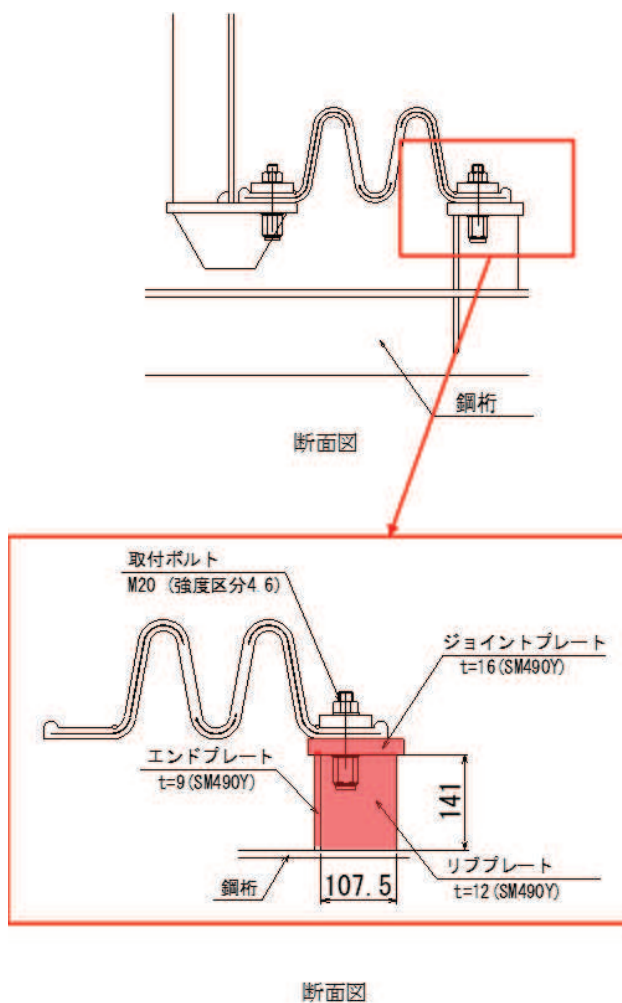


図 6.6-1 鋼桁端部ブラケットの構造概要

（2）ジョイントプレート及びリブプレート

ジョイントプレート及びリブプレートの照査は，止水ジョイントが負担する水圧を含めた作用荷重に対して算出した断面力に対して照査を行う。

断面力の算定モデルを図 6.6-2 に示す。

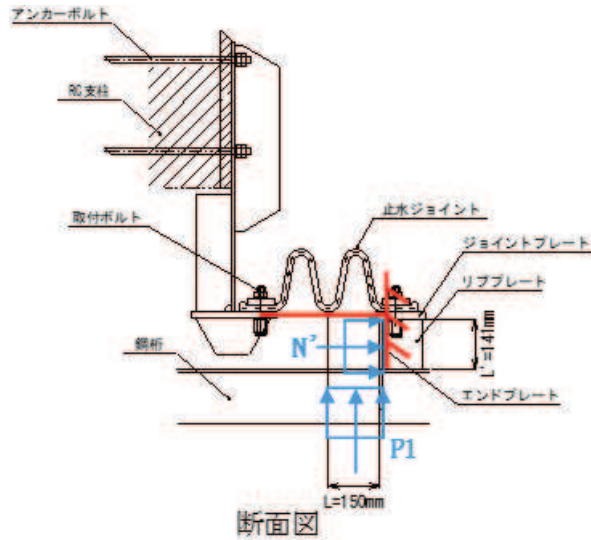


図 6.6-2 断面力の算定モデル

単位幅(1 m)当りの水圧合力 (P₁) 及び設計断面力 (M, M', M'', S₁, N₁, N') は下記式により算出する。

$$P_1 = W \times L$$

$$N_1 = W \times L$$

$$M' = W \times \frac{L^2}{2}$$

$$S_1 = W \times L$$

$$N' = W \times L'$$

$$M'' = W \times \frac{L'^2}{2}$$

$$M = M' + M''$$

ここで、断面力の算出に用いる計算を表 6.6-1 に示す。

表 6.6-1 断面力の算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
P_1	水圧合力	23	23	23	23	kN/m
N_1	軸力	23	23	23	23	kN/m
M'	曲げモーメント	1.7	1.7	1.7	1.7	kN・m/m
N'	軸力	22	22	22	22	kN/m
M''	曲げモーメント	1.7	1.7	1.7	1.7	kN・m/m
M	曲げモーメント	3.4	3.4	3.4	3.4	kN・m/m
S_1	せん断力	23	23	23	23	kN/m
W	作用荷重	150	150	150	150	kN/m ²
L	考慮する鉛直方向水圧幅	0.15	0.15	0.15	0.15	m
L'	考慮する水平方向水圧幅	0.141	0.141	0.141	0.141	m

a. A-A 断面

ジョイントプレート及びリブプレートの発生応力度は、下記式により算出する

$$\sigma = \frac{M}{Z} + \sigma_d \leq \sigma_a$$

$$\sigma_d = \frac{N'}{A}$$

$$\tau = \frac{S_1}{A_r} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレートとリブプレートの断面照査諸元を図 6.6-3 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.6-2 に示す。

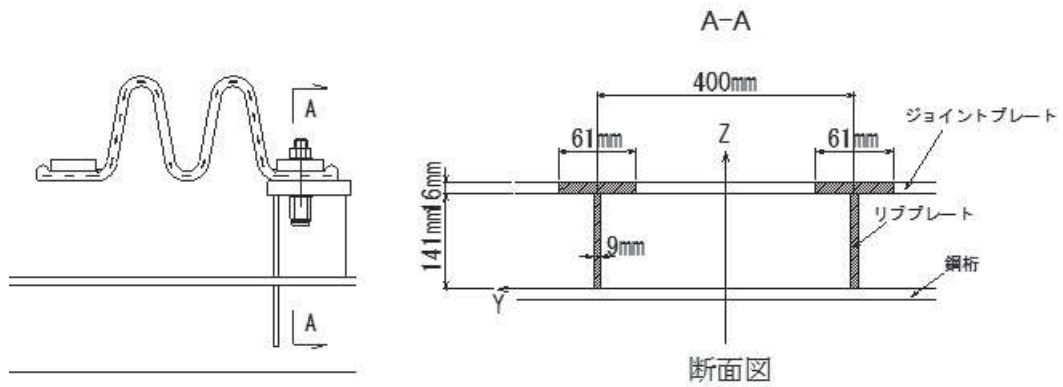


図 6.6-3 ジョイントプレートとリブプレートの断面照査諸元

表 6.6-2 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度の最大値	—	—	—	—	N/mm ²
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
M	単位幅当りの曲げモーメント	3.4	3.4	3.4	3.4	kN・m
Z	断面係数	132464	132464	132464	132464	mm ³
σ_d	軸圧縮応力度	4	4	4	4	N/mm ²
N'	軸力	22	22	22	22	kN
A	有効断面積	5733	5733	5733	5733	mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
S_1	せん断力	23	23	23	23	kN
A_r	リブプレート断面積	3173	3173	3173	3173	mm ²

b. B-B 断面

エンドプレート及びリブプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M}{Z} + \sigma_c \leq \sigma_a$$

$$\sigma_c = \frac{N_1}{A}$$

$$\tau = \frac{S_1}{A_r} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレートとリブプレートの断面照査諸元を図 6.6-4 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.6-3 に示す。

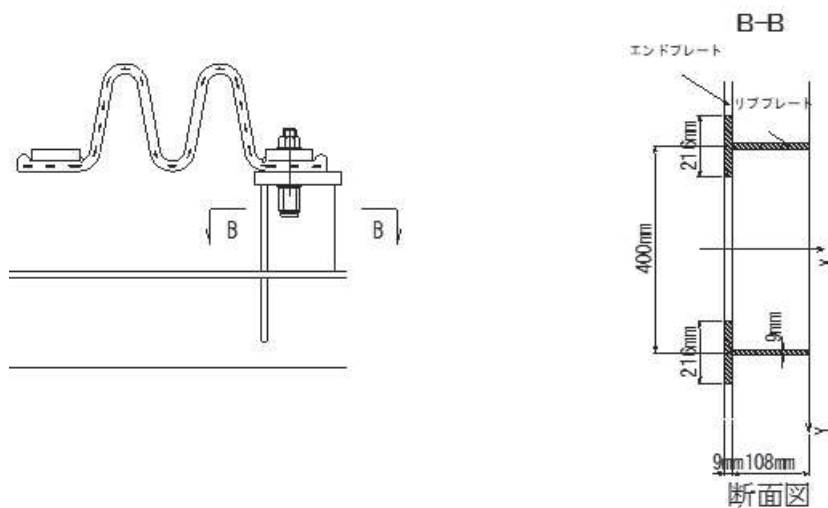


図 6.6-4 エンドプレートとリブプレートの断面照査諸元

表 6.6-3 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度の最大値	—	—	—	—	N/mm ²
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
M	単位幅当りの曲げモーメント	3.4	3.4	3.4	3.4	kN・m
Z	断面係数	85317	85317	85317	85317	mm ³
σ_c	軸圧縮応力度	6	6	6	6	N/mm ²
N_1	軸力	23	23	23	23	kN
A	有効断面積	4112	4112	4112	4112	mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
S_1	せん断力	23	23	23	23	kN
A_r	リブプレート断面積	2419	2419	2419	2419	mm ²

(3) ジョイントプレート (板) の照査

ジョイントプレートは直接水圧を受けるため板部材としての照査も行う。断面照査は正曲げと負曲げの最大箇所として、図 6.6-5 の C-C 断面及び D-D 断面の 2 箇所で行う。

C-C 断面は片持ち梁、D-D 断面は両端固定梁として断面力を算出する。

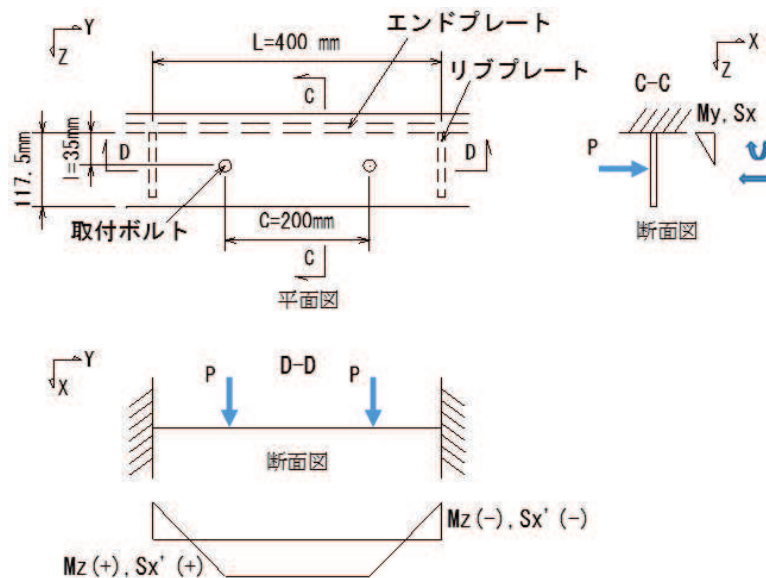


図 6.6-5 断面力の算定モデル

水圧合力 (P) 及び設計断面力 (M_x, M_y, S_x, S_x') は下記式により算出する。

$$P = P_1 \times C$$

$$M_x = P \times l$$

$$M_y = \frac{Pa(L-a)}{L}$$

$$S_x = P$$

$$S_x' = P$$

ここで、断面力の算出に用いる計算を表 6.6-4 に示す。

表 6.6-4 断面力算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
P	ボルト作用力	5	5	5	5	kN
P ₁	単位幅(1m)当りの水圧合力	23	23	23	23	kN/m
C	取付ボルトピッチ	0.2	0.2	0.2	0.2	m
M _y	y 軸周り曲げモーメント	0.2	0.2	0.2	0.2	kN・m
S _x	x 方向せん断力	5.0	5.0	5.0	5.0	kN
M _z	z 軸周り曲げモーメント	0.4	0.4	0.4	0.4	kN・m
S _x '	x 方向せん断力	5.0	5.0	5.0	5.0	kN
l	ボトムプレートからボルトまでの距離	0.035	0.035	0.035	0.035	m
L	リブ間距離	0.4	0.4	0.4	0.4	m
a	リブ位置からボルト間距離	0.1	0.1	0.1	0.1	

a. C-C 断面

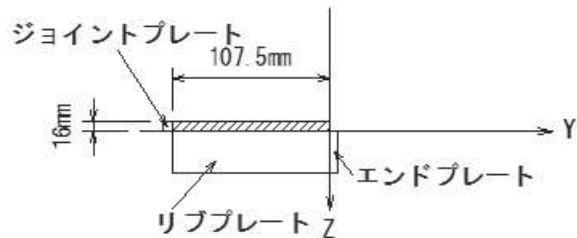
ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M_z}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_x'}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレート(C-C断面)の断面照査諸元を図 6.6-6 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.6-5 に示す。



(C-C 断面)

図 6.6-6 ジョイントプレート(C-C断面)の断面照査諸元

表 6.6-5 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度	—	—	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
M_z	単位幅当たりの曲げモーメント	0.4	0.4	0.4	0.4	kN・m
Z	断面係数	4587	4587	4587	4587	mm ³
S_x'	単位幅当たりのせん断力	5	5	5	5	kN
A	ジョイントプレート断面積	1720	1720	1720	1720	mm ²

b. D-D 断面

有効幅はボルトから 45°分布とする。

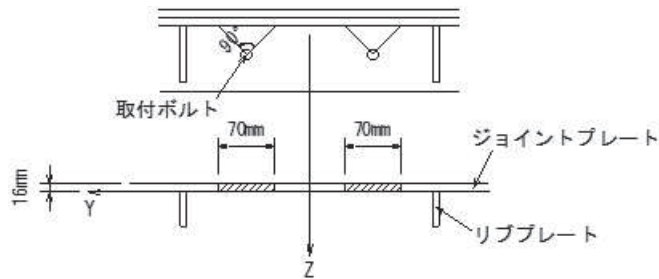
ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M_y}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_x}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレート(D-D断面)の断面照査諸元を図 6.6-7 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.6-6 に示す。



(D-D 断面)

図 6.6-7 ジョイントプレート(D-D断面)の断面照査諸元

表 6.6-6 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度の最大値	—	—	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
M_y	単位幅当たりの曲げモーメント	0.2	0.2	0.2	0.2	kN・m
Z	断面係数	5973	5973	5973	5973	mm ³
S_x	単位幅当たりのせん断力	5	5	5	5	kN
A	ジョイントプレート断面積	2240	2240	2240	2240	mm ²

(4) 取り付けボルト

取り付けボルトの照査は、ジョイントプレートに作用する荷重に対する 1 本当たりの分担荷重が負担する水圧を含めた作用荷重に対して算出した断面力に対して照査を行う。

取り付けボルトの配置図を図 6.6-8 に示す。

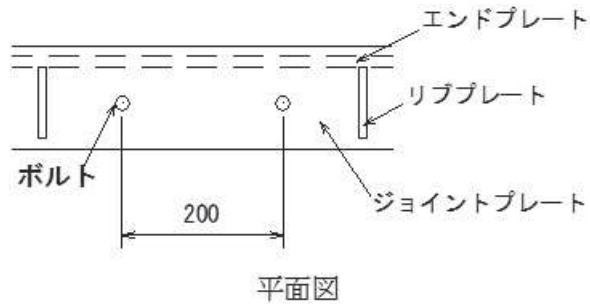


図 6.6-8 取り付けボルトの配置図

取り付けボルトの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{P}{A} \leq \sigma_a$$

ここで、取り付けボルトの曲げ応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.6-7 に示す。

表 6.6-7 ボルトの曲げ応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	曲げ応力度	—	—	—	—	N/mm ²
P	取付ボルト 1 本あたりに作用する設計引張力	5	5	5	5	kN
A	ボルト断面積	244.8	244.8	244.8	244.8	mm ²
σ_a	ボルト短期許容応力度	210	210	210	210	N/mm ²

(5) エンドプレートの照査

エンドプレートは直接水圧を受けるため板部材としての照査を行う。断面照査は正曲げと負曲げの最大箇所として、図 6.6-9 の G-G 断面及び H-H 断面の 2 箇所で行う。

両端固定梁として断面力を算出する。

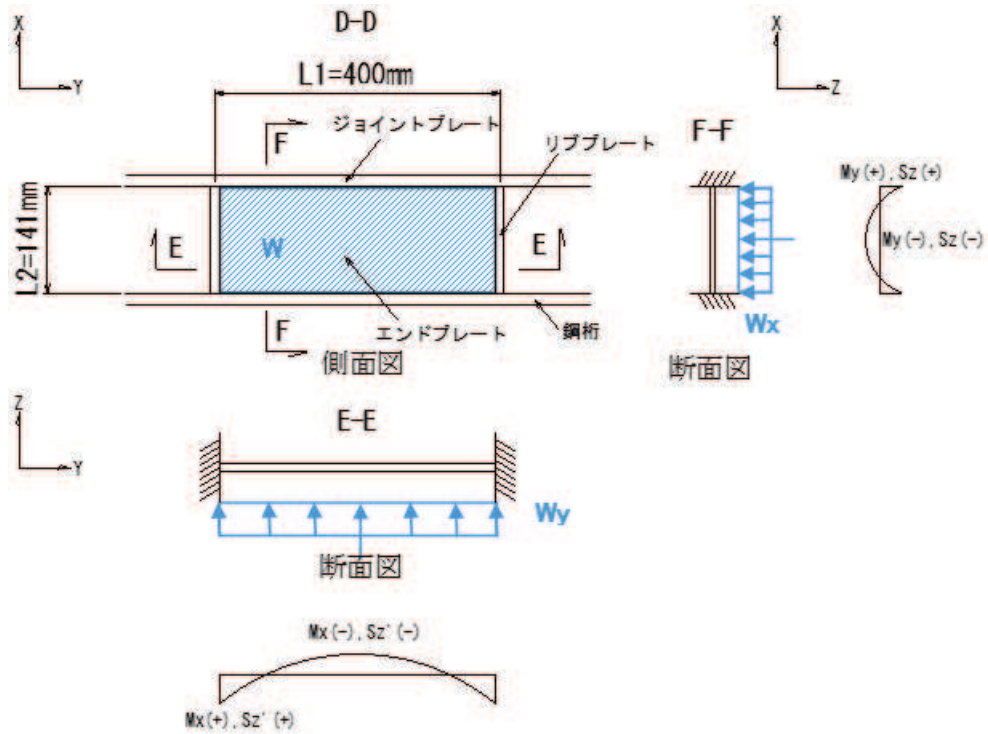


図 6.6-9 断面力の算定モデル

単位幅当たりの水圧 (Wx, Wy) 及び設計断面力 (Mx, My, Sz, Sz') は下記式により算出する。

$$Wy = W \times L1$$

$$Wx = W \times L2$$

E-E 断面について

$$Mx = \frac{Wy \times L1^2}{12}$$

$$Sz' = \frac{Wy \times L1}{2}$$

F-F 断面について

$$My = \frac{Wx \times L^2}{12}$$

$$Sz = \frac{Wx \times L}{2}$$

ここで、断面力の算出に用いる計算を表 6.6-8 に示す。

表 6.6-8 断面力算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
W	作用荷重	150	150	150	150	kN/m^2
W_y	単位幅当たりの水圧	22	22	22	22	kN/m
W_x	単位幅当たりの水圧	60	60	60	60	kN/m
M_x	曲げモーメント	0.3	0.3	0.3	0.3	$\text{kN} \cdot \text{m}$
S_z'	せん断力	4.4	4.4	4.4	4.4	kN
L_1	リブ間距離	0.4	0.4	0.4	0.4	m
M_y	曲げモーメント	0.1	0.1	0.1	0.1	$\text{kN} \cdot \text{m}$
S_z	せん断力	4.3	4.3	4.3	4.3	kN
L_2	エンドプレート長さ	0.141	0.141	0.141	0.141	m

a. E-E 断面

エンドプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M_y}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_z}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_{sa}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{sa}}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレート(E-E 断面)の断面照査諸元を図 6.6-10 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.6-9 に示す。

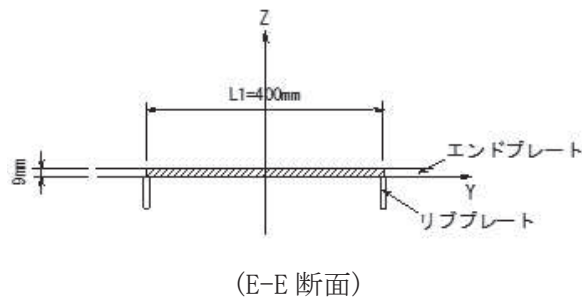


図 6.6-10 エンドプレート(E-E 断面)の断面照査諸元

表 6.6-9 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度	—	—	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
M_y	曲げモーメント	0.1	0.1	0.1	0.1	kN・m
Z	断面係数	5400	5400	5400	5400	mm ³
S_z	単位幅当りのせん断力	4.3	4.3	4.3	4.3	kN
A	エンドプレート断面積	3600	3600	3600	3600	mm ²

b. F-F 断面

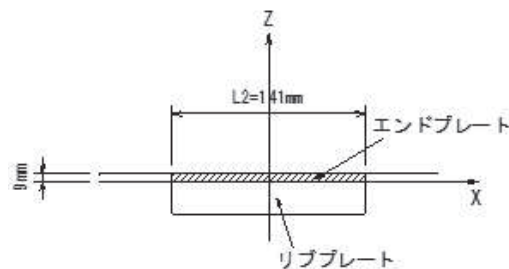
エンドプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M_x}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_z'}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレート(F-F 断面)の断面照査諸元を図 6.6-11 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.6-10 に示す。



(F-F 断面)

図 6.6-11 エンドプレート(F-F 断面)の断面照査諸元

表 6.6-10 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	EndPL 上面での垂直応力度	—	—	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
M_x	曲げモーメント	0.3	0.3	0.3	0.3	kN・m
Z	断面係数	1904	1904	1904	1904	mm ³
S_z'	単位幅当りのせん断力	4.4	4.4	4.4	4.4	kN
A	エンドプレート断面積	1269	1269	1269	1269	mm ²

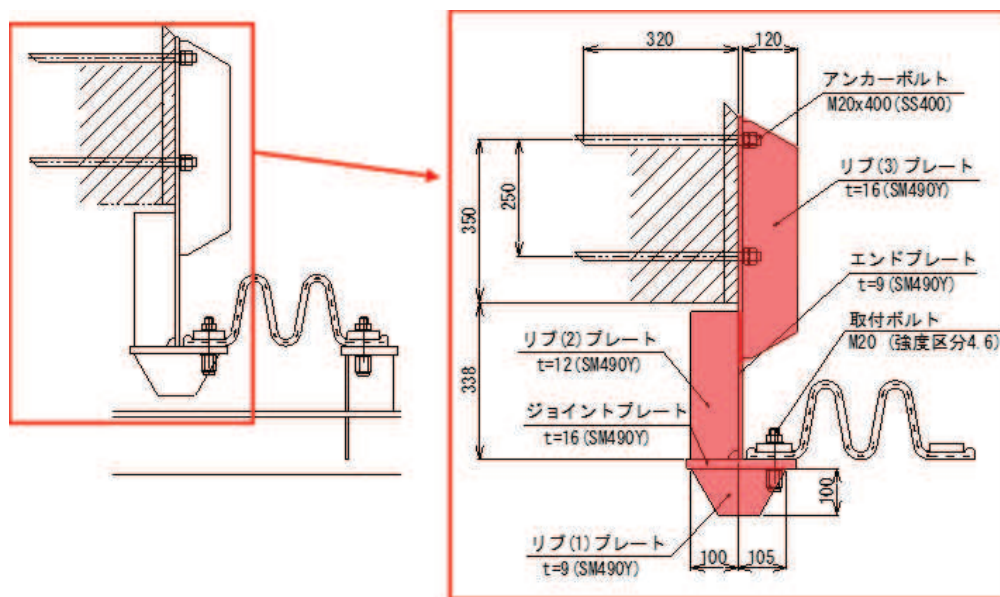
6.7 柱部ブラケットの設計（鋼桁 2・3・5・6）

（1）構造概要

柱部ブラケットは、止水ジョイントを固定するジョイントプレートと、その補剛を目的としたリブプレート及び側部の止水を目的としたエンドプレートで構成されている。

水圧によってブラケットに生じる断面力を算出し、算出した断面力に対して発生する曲げ応力度、せん断応力度、合成応力度が許容限界以下であることを確認する。

柱部ブラケットの構造概要を図 6.7-1 示す。



断面図

図 6.7-1 柱部ブラケットの構造概要

（2）ジョイントプレート及びリブプレート

ジョイントプレート及びリブプレートの照査は、止水ジョイントが負担する水圧を含めた作用荷重に対して算出した断面力に対して照査を行う。

断面力の算定モデルを図 6.7-2 に示す。

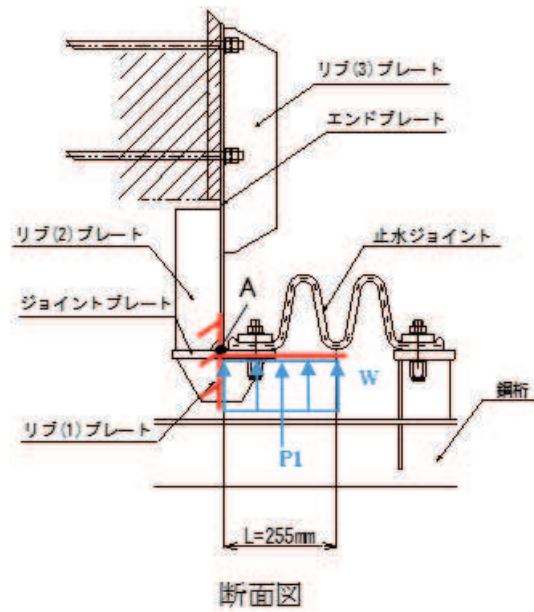


図 6.7-2(1) 断面力の算定モデル

A 点を支点としたとき単位幅 (1 m) 当りの水圧合力 (P_1) 及び設計断面力 (M_1 , S_1) は下記式により算出する。

$$P_1 = W \times L$$

$$M_1 = W \times \frac{L^2}{2}$$

$$S_1 = W \times L$$

ここで、断面力の算出に用いる計算諸元を表 6.7-1 に示す。

表 6.7-1 断面力の算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
P_1	水圧合力	39	39	39	39	kN/m
M_1	曲げモーメント	4.9	4.9	4.9	4.9	kN・m/m
S_1	せん断力	39	39	39	39	kN/m
W	作用荷重	150	150	150	150	kN/m ²
L	考慮する水圧幅	0.255	0.255	0.255	0.255	m

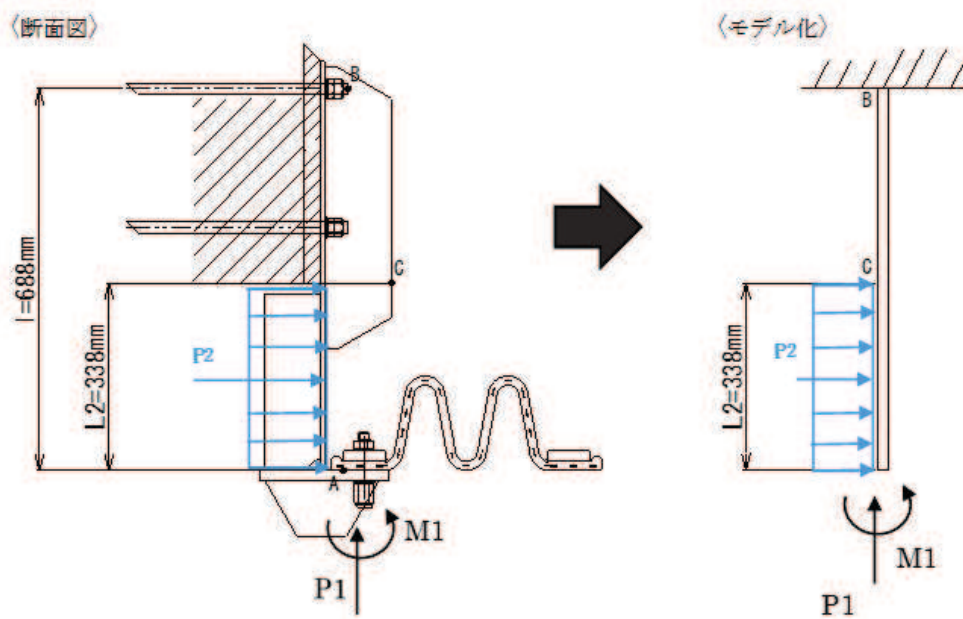


図 6.7-2(2) 断面力の算定モデル

B 点を支点としたとき単位幅 (1 m) 当りの水圧合力 (P₂) 及び設計断面力 (M₂, S₂, N₂) は下記式により算出する。

$$P_2 = W \times L_2$$

$$N_2 = P_1$$

$$M_2 = M_1 + W \times L_2 \times \left(l - \frac{L_2}{2}\right)$$

$$S_2 = W \times L_2$$

ここで、断面力算出に用いる計算を表 6.7-2 に示す。

表 6.7-2 断面力算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
P ₂	水圧合力	51	51	51	51	kN/m
N ₂	軸力	39	39	39	39	kN/m
M ₂	曲げモーメント	32	32	32	32	kN・m/m
S ₂	せん断力	51	51	51	51	kN/m
W	作用荷重	150	150	150	150	kN/m ²
L ₂	考慮する水圧幅	0.338	0.338	0.338	0.338	m
l	ブラケット長さ	0.688	0.688	0.688	0.688	m
P ₁	水圧合力	39	39	39	39	kN/m

C点を支点としたときの単位幅(1m)当りの水圧合力 P_2 及び設計断面力 (M_3, S_2, N_2) は下記式により算出する。

$$P_2 = W \times L_2$$

$$N_2 = P_1$$

$$M_3 = M_1 + W \times \frac{L_2^2}{2}$$

$$S_2 = W \times L_2$$

ここで、断面力算出に用いる計算を表 6.7-3 に示す。

表 6.7-3 作用荷重算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
P_2	水圧合力	51	51	51	51	kN/m
N_2	軸力	39	39	39	39	kN/m
M_3	曲げモーメント	14	14	14	14	kN・m/m
S_2	せん断力	51	51	51	51	kN/m
W	作用荷重	150	150	150	150	kN/m ²
L_2	考慮する水圧幅	0.338	0.338	0.338	0.338	m
P_1	水圧合力	39	39	39	39	kN/m
M_1	曲げモーメント	4.9	4.9	4.9	4.9	kN・m/m

設計断面は荷重伝達を考慮し、以下に示す 4 断面について設計することとする。

a. A-A 断面

ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M_1}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_1}{A_r} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレートの断面照査諸元を図 6.7-3 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.7-4 に示す。

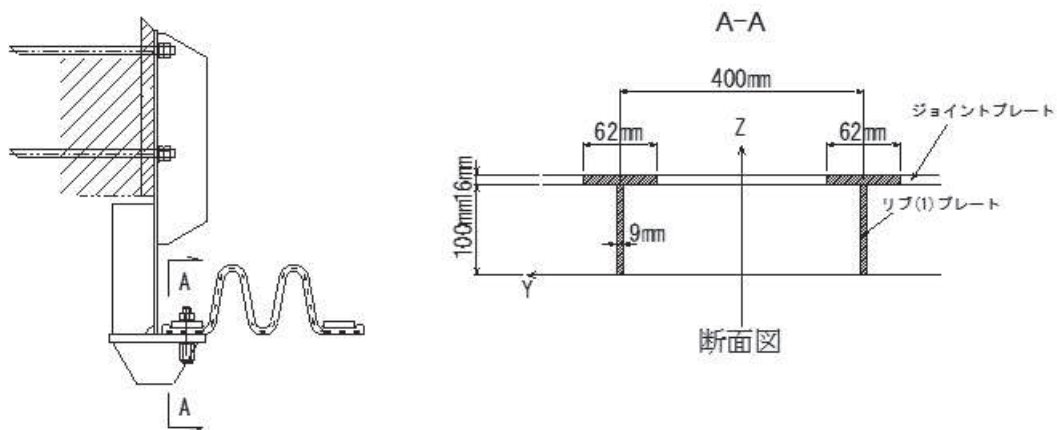


図 6.7-3 ジョイントプレート及びリブプレートの断面照査諸元

表 6.7-4 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度	—	—	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
M_1	単位幅当りの曲げモーメント	4.9	4.9	4.9	4.9	kN・m
Z	断面係数	73435	73435	73435	73435	mm ³
S_1	単位幅当りのせん断力	39	39	39	39	kN
A_r	リブプレート断面積	2250	2250	2250	2250	mm ²

b. B-B 断面

エンドプレート及びリブプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M_1}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A}$$

$$\tau = \frac{S_1}{A_r} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレート及びリブプレートの断面照査諸元を図 6.7-4 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.7-5 に示す。

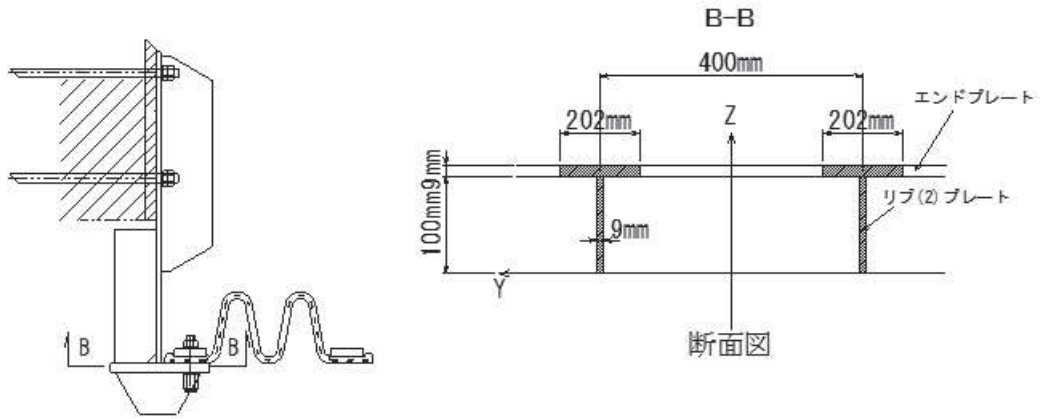


図 6.7-4 エンドプレート及びリブプレートの断面照査諸元

表 6.7-5 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度	—	—	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
M_1	単位幅当りの曲げモーメント	4.9	4.9	4.9	4.9	kN・m
Z	断面係数	80319	80319	80319	80319	mm ³
σ_c	軸圧縮応力度	11	11	11	11	N/mm ²
N	軸力	39	39	39	39	kN
A	有効断面積	3825	3825	3825	3825	mm ²
S_1	単位幅当りのせん断力	39	39	39	39	kN
A_r	リブプレート断面積	2250	2250	2250	2250	mm ²

c. C断面

エンドプレート及びリブプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M_3}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A}$$

$$\tau = \frac{S_1}{A_r} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレート及びリブプレートの断面照査諸元を図 6.7-5 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.7-6 に示す。

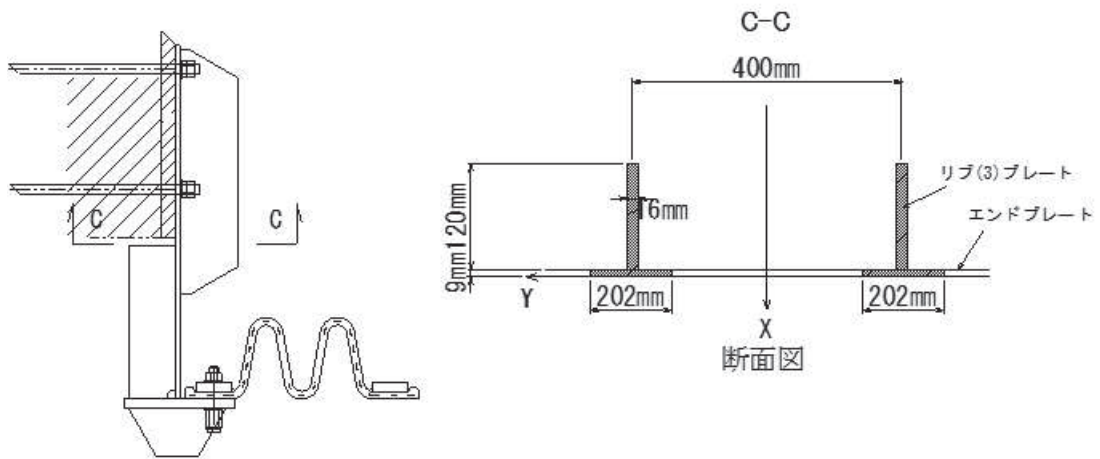


図 6.7-5 エンドプレート及びリブプレートの断面照査諸元

表 6.7-6 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度	—	—	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
M_3	曲げモーメント	14	14	14	14	kN・m
Z	断面係数	169846	169846	169846	169846	mm ³
σ_c	軸圧縮応力度	5	5	5	5	N/mm ²
N	軸力	39	39	39	39	kN
A	有効断面積	8160	8160	8160	8160	mm ²
S_2	単位幅当りのせん断力	51	51	51	51	kN
A_r	リブプレート断面積	4800	4800	4800	4800	mm ²

d. D-D 断面

エンドプレート及びリブプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M_2}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A}$$

$$\tau = \frac{S_2}{A_r} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレート及びリブプレートの断面照査諸元を図 6.7-6 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.7-7 に示す。

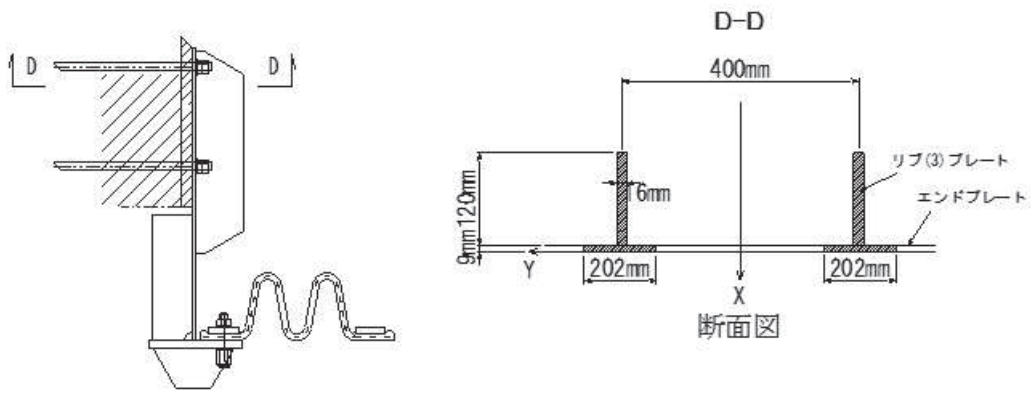


図 6.7-6 エンドプレート及びリブプレートの断面照査諸元

表 6.7-7 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度	—	—	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成 応力度	—	—	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
M_2	曲げモーメント	32	32	32	32	kN・m
Z	断面係数	169846	169846	169846	169846	mm ³
σ_c	軸圧縮応力度	5	5	5	5	N/mm ²
N	軸力	39	39	39	39	kN
A	有効断面積	8160	8160	8160	8160	mm ²
S_2	単位幅当りのせん断 力	51	51	51	51	kN
A_r	リブプレート断面積	4800	4800	4800	4800	mm ²

(3) ジョイントプレート (板) の照査

ジョイントプレートは直接水圧を受けるため板部材としての照査も行う。断面照査は正曲げと負曲げの最大箇所として、図 6.7-7 の E-E 断面及び F-F 断面の 2 箇所で行う。

E-E 断面は両端固定梁、F-F 断面は片持ち梁として断面力を算出する。

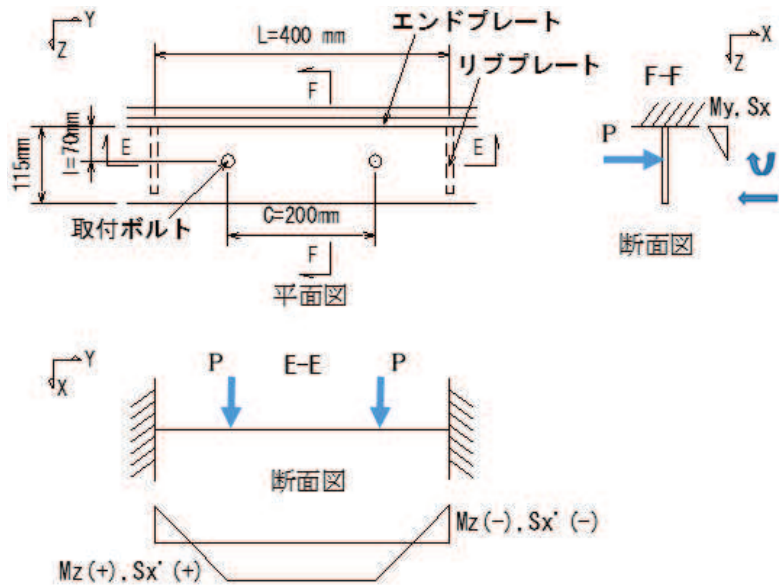


図 6.7-7 断面力の算定モデル

水圧合力 (P) 及び設計断面力 (My, Mz, Sx) は下記式により算出する。

$$P = P_1 \times C$$

$$M_y = P \times l$$

$$M_z = \frac{P \times (L - a)}{L}$$

$$S_x = P$$

$$S_y = P$$

ここで、断面力の算出に用いる計算を表 6.7-8 に示す。

表 6.7-8 断面力算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
P	ボルト作用力	8	8	8	8	kN
P ₁	単位幅 (1m) 当りの水圧合力	39	39	39	39	kN/m
C	取付ボルトピッチ	0.2	0.2	0.2	0.2	m
M _z	z 軸周り曲げモーメント	0.6	0.6	0.6	0.6	kN・m
S _x	x 方向せん断力	8	8	8	8	kN
M _y	y 軸周り曲げモーメント	0.6	0.6	0.6	0.6	kN・m
S _x	単位幅当たりのせん断力	8	8	8	8	kN
l	ボトムプレートからボルトまでの距離	0.07	0.07	0.07	0.07	m
L	リブ間距離	0.4	0.4	0.4	0.4	m
a	リブ位置からボルト間距離	0.1	0.1	0.1	0.1	

a. E-E 断面

有効幅はボルトから 45°分布とする。

ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M_y}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_x}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレート (E-E 断面) の断面照査諸元を図 6.7-8 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.7-9 に示す。

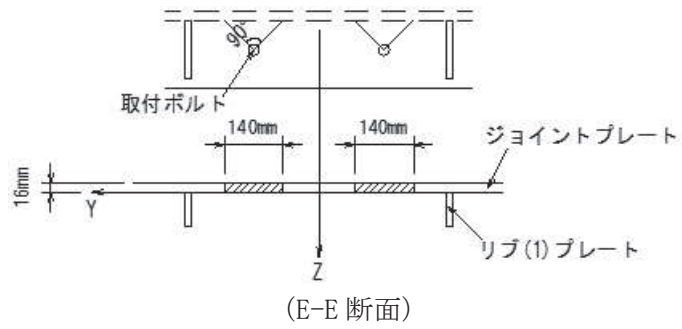


図 6.7-8 ジョイントプレート (E-E 断面) の断面照査諸元

表 6.7-9 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度の最大値	—	—	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
M_y	単位幅当たりの曲げモーメント	0.6	0.6	0.6	0.6	kN・m
Z	断面係数	11947	11947	11947	11947	mm ³
S_x	単位幅当たりのせん断力	8	8	8	8	kN
A	ジョイントプレート断面積	4480	4480	4480	4480	mm ²

b. F-F 断面

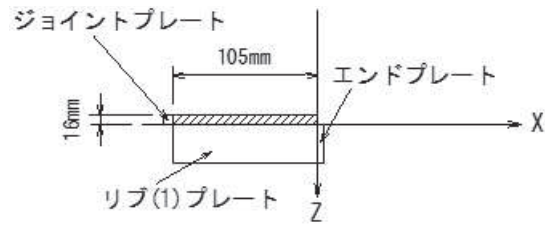
ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M_x}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_x'}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレート（F-F断面）の断面照査諸元を図6.7-9に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表6.7-10に示す。



(F-F断面)

図6.7-9 ジョイントプレート（F-F断面）の断面照査諸元

表6.7-10 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁2	鋼桁3	鋼桁5	鋼桁6	
σ	垂直応力度	—	—	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
M_x	単位幅当たりの曲げモーメント	0.6	0.6	0.6	0.6	kN・m
Z	断面係数	4480	4480	4480	4480	mm ³
S_x'	単位幅当たりのせん断力	8	8	8	8	kN
A	ジョイントプレート断面積	1680	1680	1680	1680	mm ²

(4) エンドプレートの照査

エンドプレートは直接水圧を受けるため板部材としての照査を行う。断面照査は正曲げと負曲げの最大箇所として、図6.7-10のG-G断面及びH-H断面の2箇所で行う。両端固定梁として断面力を算出する。

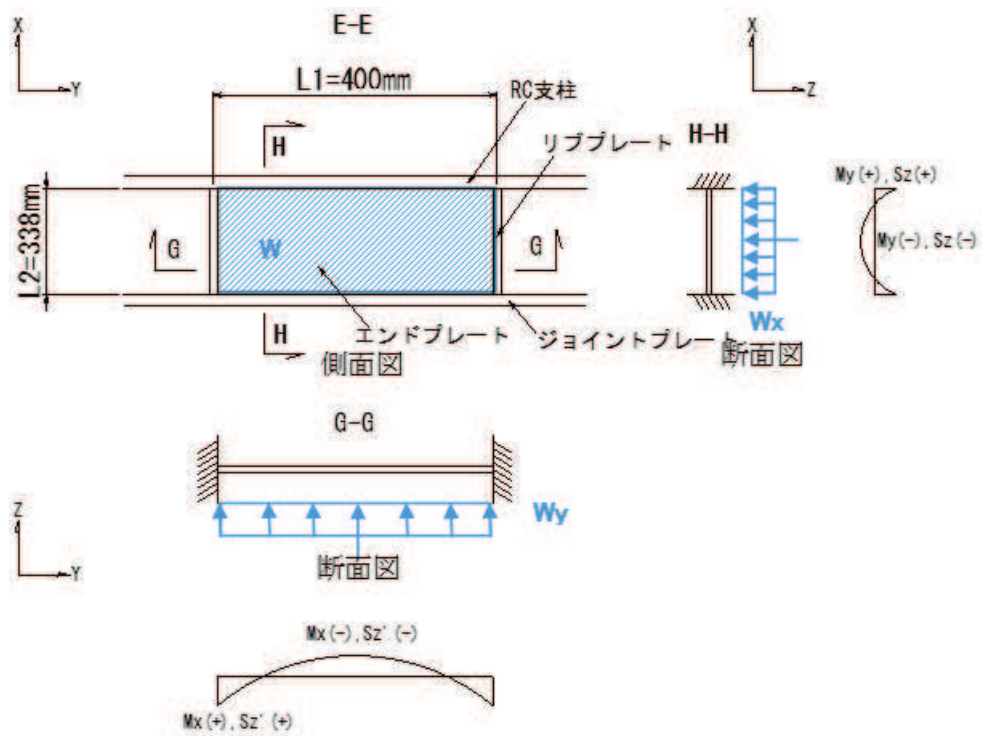


図 6.7-10 断面力の算定モデル

単位幅当たりの水圧 (W_x, W_y) 及び設計断面力 (M_x, M_y, S_z) は下記式により算出する。

$$W_y = W \times L1$$

$$W_x = W \times L2$$

G-G 断面について

$$M_x = \frac{W_y \times L1^2}{12}$$

$$S_z' = \frac{W_y \times L1}{2}$$

H-H 断面について

$$M_y = \frac{W_x \times L2^2}{12}$$

$$S_z = \frac{W_x \times L2}{2}$$

ここで、断面力の算出に用いる計算を表 6.7-11 に示す。

表 6.7-11 断面力算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
W	作用荷重	150	150	150	150	kN/m^2
W_y	単位幅当たりの水圧	60	60	60	60	kN/m
W_x	単位幅当たりの水圧	51	51	51	51	kN/m
M_y	曲げモーメント	0.5	0.5	0.5	0.5	$\text{kN} \cdot \text{m}$
S_z'	せん断力	12	12	12	12	kN
L_1	リブ間距離	0.4	0.4	0.4	0.4	m
L_2	エンドプレート長さ	0.338	0.338	0.338	0.338	m
M_x	曲げモーメント	0.8	0.8	0.8	0.8	$\text{kN} \cdot \text{m}$
S_z	せん断力	18	18	18	18	kN

c. G-G 断面

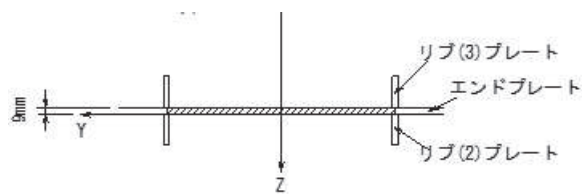
エンドプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M_y}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_z}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレート (G-G 断面) の断面照査諸元を図 6.7-11 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.7-12 に示す。



(G-G 断面)

図 6.7-11 エンドプレート (G-G 断面) の断面照査諸元

表 6.7-12 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度の最大値	—	—	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
M_y	単位幅当たりの曲げモーメント	0.5	0.5	0.5	0.5	kN・m
Z	断面係数	5400	5400	5400	5400	mm ³
S_z	単位幅当たりのせん断力	18	18	18	18	kN
A	エンドプレート断面積	3600	3600	3600	3600	mm ²

d. H-H 断面

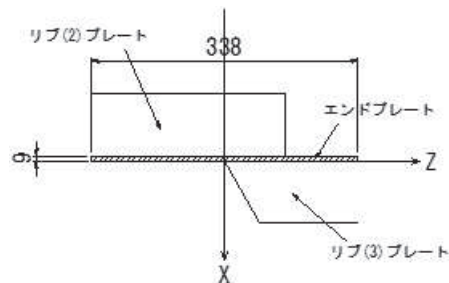
エンドプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M_x}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_z'}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレート（H-H 断面）の断面照査諸元を図 6.7-12 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.7-13 に示す。



(H-H 断面)

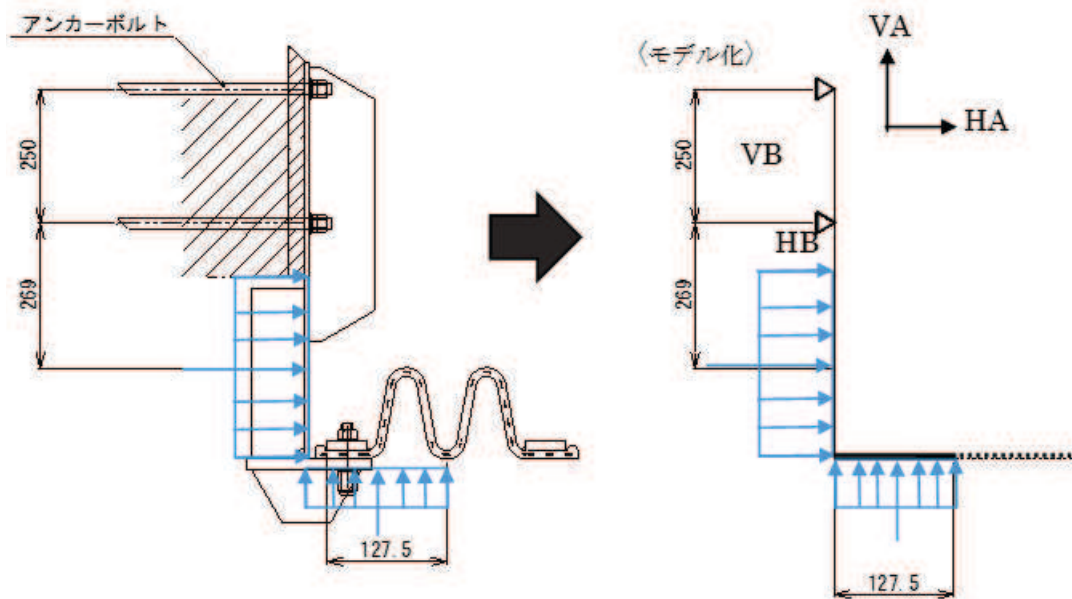
図 6.7-12 エンドプレート（H-H 断面）の断面照査諸元

表 6.7-13 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度の最大値	—	—	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
M_x	単位幅当たりの曲げモーメント	0.8	0.8	0.8	0.8	kN・m
Z	断面係数	4563	4563	4563	4563	mm ³
S_z'	単位幅当たりのせん断力	12	12	12	12	kN
A	エンドプレート断面積	3042	3042	3042	3042	mm ²

(5) アンカーボルト

アンカーボルトの発生断面力の算定方法は、図 6.7-13 に示すとおり算出する。



力のつり合いを解くと

$$\begin{aligned} V_A &= 20 && \text{kN/m} \\ V_B &= 20 && \text{kN/m} \\ H_A &= 75 && \text{kN/m} \\ H_B &= -126 && \text{kN/m} \end{aligned}$$

〈参考〉

$$\begin{aligned} \Sigma V &= V_A + V_B - P_1 = 0 \Leftrightarrow V_A = V_B \Leftrightarrow V_A = 0.5 P_1 \\ \Sigma H &= H_A + H_B + P_2 = 0 \Leftrightarrow H_A + H_B = -P_2 \\ \Sigma M_A &= H_B \times 0.25 + P_2 \times 0.519 + P_1 \times 0.128 = 0 \\ &\Leftrightarrow H_B = (-P_2 \times 0.519 - P_1 \times 0.128) / 0.25 \\ \Sigma M_B &= H_A \times -0.25 + P_2 \times 0.269 + P_1 \times 0.128 = 0 \\ &\Leftrightarrow H_A = (-P_1 \times 0.269 - P_2 \times 0.128) / -0.25 \end{aligned}$$

図 6.7-13 アンカーボルトの発生断面力の算定方法

$$T_d = H_B \times p$$

$$V_d = V_A \times p$$

ここで、アンカーボルトの評価に用いる計算諸元を表 6.7-14 に示す。

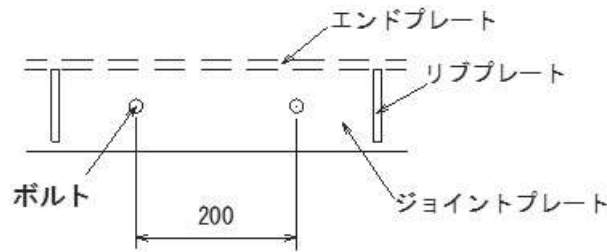
表 6.7-14 アンカーボルトの評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
T_d	アンカーボルト 1 本当りの引張力	-	-	-	-	kN
V_d	アンカーボルト 1 本当たりのせん断力	-	-	-	-	kN
H_B	アンカー位置水平力	126	126	126	126	kN/m
V_A	アンカー位置鉛直力	20	20	20	20	kN/m
p	奥行き方向の配置ピッチ	0.2	0.2	0.2	0.2	m

(6) 取り付けボルト

取り付けボルトの照査は、ジョイントプレートに作用する荷重に対する 1 本当たりの分担荷重が負担する水圧を含めた作用荷重に対して算出した断面力に対して照査を行う。

取り付けボルトの配置図を図 6.7-14 に示す。



平面図

図 6.7-14 取り付けボルトの配置図

取り付けボルトの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{P}{A} \leq \sigma_a$$

ここで、取り付けボルトの引張応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.7-15 に示す。

表 6.7-15 ボルトの引張応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	曲げ応力度	-	-	-	-	N/mm ²
P	取付ボルト 1 本あたりに作用する設計引張力	8	8	8	8	kN
A	ボルト断面積	244.8	244.8	244.8	244.8	mm ²
σ_a	ボルト短期許容応力度	210	210	210	210	N/mm ²

6.8 水平梁部ブラケットの設計（鋼桁 2・3・5・6）

（1）構造概要

水平梁部ブラケットは、止水ジョイントを固定するジョイントプレートで構成されている。

水圧によってブラケットに生じる断面力を算出し、算出した断面力に対して発生する曲げ応力度、せん断応力度、合成応力度が許容限界以下であることを確認する。

水平梁部ブラケットの構造概要を図 6.8-1 示す。

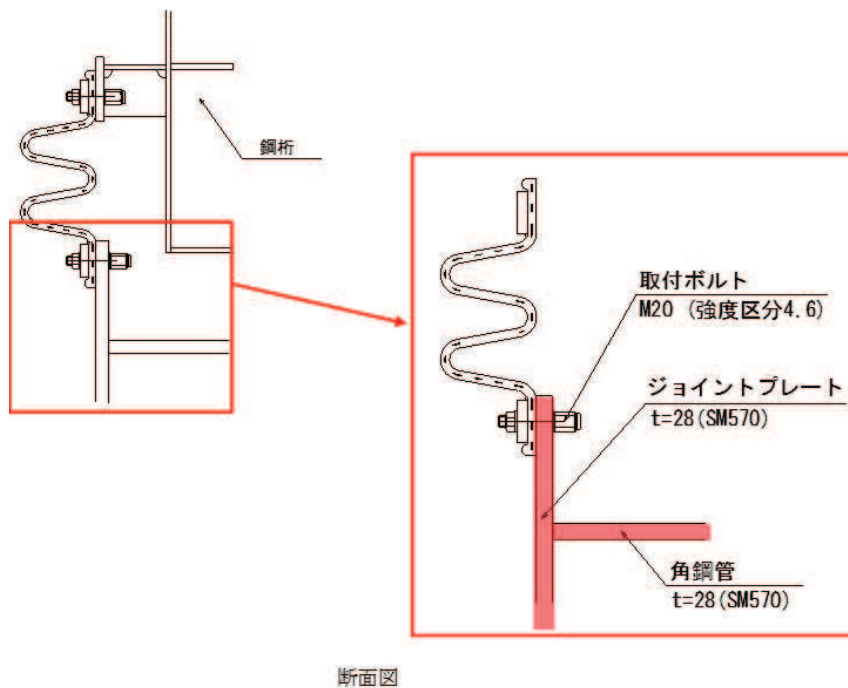


図 6.8-1 水平梁部ブラケットの構造概要

（2）ジョイントプレート

ジョイントプレートの照査は、止水ジョイントが負担する水圧を含めた作用荷重に対して算出した断面力に対して照査を行う。

断面力の算定モデルを図 6.8-2 に示す。

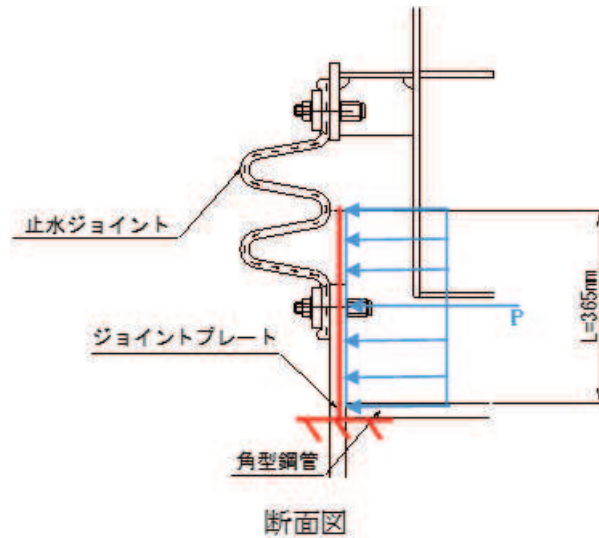


図 6.8-2 断面力の算定モデル

単位幅(1 m)当りの水圧合力 (P₁) は下記式により算出する。

$$P_1 = W \times L$$

ここで、水圧合力の算出に用いる計算を表 6.8-1 に示す。

表 6.8-1 作用荷重算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
P_1	水圧合力	55	55	55	55	kN/m
W	作用荷重	150	150	150	150	kN/m ²
L	考慮する水圧幅	0.365	0.365	0.365	0.365	m

ジョイントプレートは直接水圧を受けるため板部材としての照査を行う。

その際、角型鋼管を固定端として断面力を算出する。

作用荷重は、止水ジョイントが負担する水圧も含めてジョイントプレートに等分布荷重により载荷されると仮定する。

ここで、ジョイントプレートの断面照査諸元を図 6.8-3 に、作用荷重算出に用いる計算諸元を表 6.8-2 に示す。

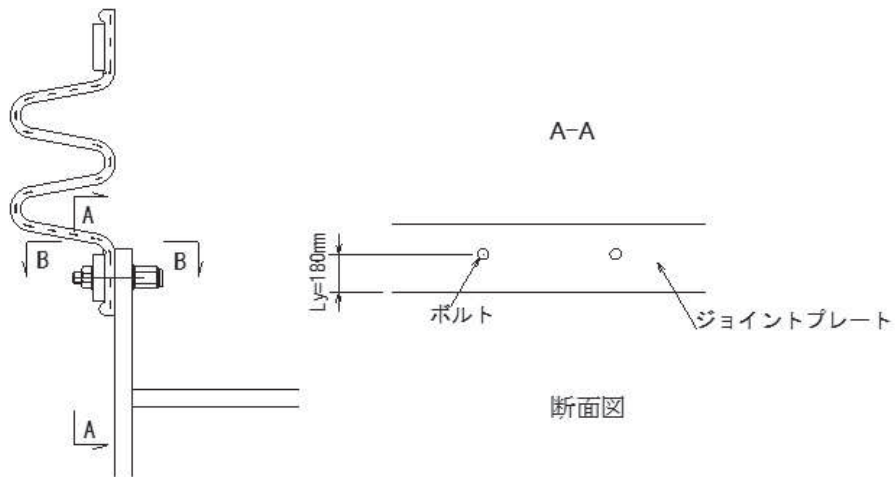


図 6.8-3 ジョイントプレートの断面照査諸元

表 6.8-2 作用荷重算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
P_1	水圧合力	55	55	55	55	kN/m
p	取付ボルトピッチ	0.2	0.2	0.2	0.2	m
P	ボルト作用力	11	11	11	11	kN
L_y	鋼管からボルトまでの距離	0.18	0.18	0.18	0.18	m
M	曲げモーメント	2	2	2	2	kN・m
S	せん断力	11	11	11	11	kN

ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma_c = \frac{N_1}{A}$$

$$\sigma = \frac{M}{Z} + \sigma_c \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ジョイントプレートの断面照査諸元を図 6.8-4 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.8-3 に示す。有効幅はボルトから 45°分布とする。

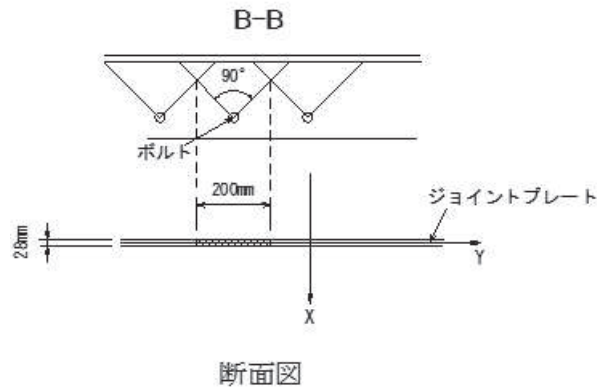


図 6.8-4 ジョイントプレートの断面照査諸元

表 6.8-3 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度の最大値	—	—	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値 (SM570)	382	382	382	382	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値 (SM570)	217	217	217	217	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
M	単位幅当たりの曲げモーメント	2	2	2	2	kN・m
Z	断面係数	26133	26133	26133	26133	mm ³
S	単位幅当たりのせん断力	11	11	11	11	kN
A	ジョイントプレート断面積	5600	5600	5600	5600	mm ²

(3) 取り付けボルト

取り付けボルトの照査は、ジョイントプレートに作用する荷重に対する 1 本当たりの分担荷重が負担する水圧を含めた作用荷重に対して算出した断面力に対して照査を行う。

取り付けボルトの配置図を図 6.8-5 に示す。

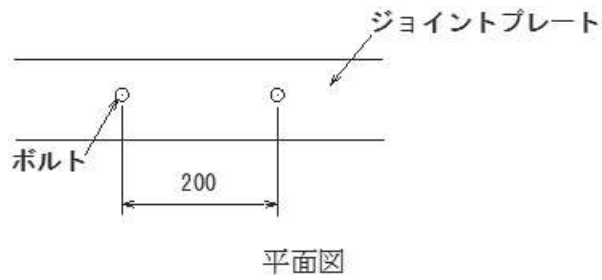


図 6.8-5 取り付けボルトの配置図

取り付けボルトの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{P}{A} \leq \sigma_a$$

ここで、取り付けボルトの引張応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.8-4 に示す。

表 6.8-4 取り付けボルトの引張応力度評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	曲げ応力度	—	—	—	—	N/mm ²
P	取付ボルト 1 本あたりに作用する設計引張力	11	11	11	11	kN
A	ボルト断面積	244.8	244.8	244.8	244.8	mm ²
σ_a	ボルト短期許容応力度	210	210	210	210	N/mm ²

7. 評価結果

止水ジョイント支持金具の評価結果を表7-1～表7-8に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 7-1 鋼桁支間部ブラケット（鋼桁 1・4）の照査結果

部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
ジョイントプレート	曲げ断応力度 (N/mm ²)	114	382	0.30
	せん断応力度 (N/mm ²)	4	217	0.02
	合成応力度 (-)	0.09	1.2	0.08
エンドプレート	曲げ断応力度 (N/mm ²)	203	382	0.54
	せん断応力度 (N/mm ²)	5	217	0.03
	合成応力度 (-)	0.28	1.2	0.24
取り付けボルト	引張応力度 (N/mm ²)	40	210	0.20

表 7-2 鋼桁端部ブラケットの照査結果（鋼桁 1・4）

部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
ジョイントプレート とリブプレート	曲げ断応力度 (N/mm ²)	94	382	0.25
	せん断応力度 (N/mm ²)	23	217	0.11
	合成応力度 (-)	0.03	1.2	0.03
ジョイントプレート (B-B 断面)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	57	382	0.15
	せん断応力度 (N/mm ²)	2	217	0.01
	合成応力度 (-)	0.03	1.2	0.03
ジョイントプレート (C-C 断面)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	215	382	0.57
	せん断応力度 (N/mm ²)	3	217	0.02
	合成応力度 (-)	0.02	1.2	0.02
取り付けボルト	引張応力度 (N/mm ²)	40	210	0.20

表 7-3 柱部ブラケットの照査結果 (鋼桁 1・4)

部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
ジョイントプレート とリブプレート	曲げ断応力度 (N/mm ²)	16	382	0.05
	せん断応力度 (N/mm ²)	11	217	0.06
	合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
ジョイントプレート (B-B 断面)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	49	382	0.13
	せん断応力度 (N/mm ²)	3	217	0.02
	合成応力度 (-)	0.02	1.2	0.02
ジョイントプレート (C-C 断面)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	150	382	0.40
	せん断応力度 (N/mm ²)	6	217	0.03
	合成応力度 (-)	0.15	1.2	0.13
取り付けボルト	引張応力度 (N/mm ²)	25	210	0.12
エンドプレート (D-D 断面)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	30	382	0.08
	せん断応力度 (N/mm ²)	2	217	0.01
	合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
エンドプレート (E-E 断面)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	241	382	0.64
	せん断応力度 (N/mm ²)	5	217	0.03
	合成応力度 (-)	0.40	1.2	0.34
アンカーボルト	引張力 (kN)	15	26	0.58
	せん断力 (kN)	3	17	0.18
	合成応力 (-)	0.37	1	0.37
ベースプレート	曲げ断応力度 (N/mm ²)	176	382	0.47

表 7-4(1) 水平梁部ブラケットの照査結果 (鋼桁 1・4)

部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
エンドプレートと リブプレート (A-A 断面) (鋼桁 1)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	79	382	0.21
	せん断応力度 (N/mm ²)	14	217	0.07
	合成応力度 (-)	0.05	1.2	0.05
エンドプレートと リブプレート (B-B 断面) (鋼桁 1)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	270	382	0.71
	せん断応力度 (N/mm ²)	23	217	0.11
	合成応力度 (-)	0.52	1.2	0.44
エンドプレートと リブプレート (A-A 断面) (鋼桁 4)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	80	382	0.21
	せん断応力度 (N/mm ²)	14	217	0.07
	合成応力度 (-)	0.05	1.2	0.05
エンドプレートと リブプレート (B-B 断面) (鋼桁 4)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	240	382	0.63
	せん断応力度 (N/mm ²)	21	217	0.10
	合成応力度 (-)	0.41	1.2	0.35
ジョイントプレート (C-C 断面)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	43	382	0.12
	せん断応力度 (N/mm ²)	3	217	0.02
	合成応力度 (-)	0.02	1.2	0.02
ジョイントプレート (D-D 断面)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	174	382	0.46
	せん断応力度 (N/mm ²)	8	217	0.04
	合成応力度 (-)	0.21	1.2	0.18
エンドプレート (E-E 断面) (鋼桁 1)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	30	382	0.08
	せん断応力度 (N/mm ²)	2	217	0.01
	合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
エンドプレート (F-F 断面) (鋼桁 1)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	250	382	0.66
	せん断応力度 (N/mm ²)	5	217	0.03
	合成応力度 (-)	0.43	1.2	0.36
エンドプレート (E-E 断面) (鋼桁 4)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	30	382	0.08
	せん断応力度 (N/mm ²)	2	217	0.01
	合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
エンドプレート (F-F 断面) (鋼桁 4)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	275	382	0.72
	せん断応力度 (N/mm ²)	5	217	0.03
	合成応力度 (-)	0.52	1.2	0.44

表 7-4(2) 水平梁部ブラケットの照査結果 (鋼桁 1・4)

部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
アンカーボルト (鋼桁 1)	引張力 (kN)	13	26	0.50
	せん断力 (kN)	5	14	0.36
	合成応力 (-)	0.38	1	0.38
アンカーボルト (鋼桁 4)	引張応力 (kN)	11	28	0.40
	せん断応力 (kN)	5	15	0.34
	合成応力 (-)	0.27	1	0.27
取り付けボルト	引張応力度 (N/mm ²)	37	210	0.18

表 7-5 鋼桁支間部ブラケットの照査結果 (鋼桁 2・3・5・6)

部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
ジョイントプレート とリブプレート	曲げ断応力度 (N/mm ²)	40	315	0.13
	せん断応力度 (N/mm ²)	9	180	0.05
	合成応力度 (-)	0.02	1.2	0.02
エンドプレートとリ ブプレート	曲げ断応力度 (N/mm ²)	64	315	0.21
	せん断応力度 (N/mm ²)	12	180	0.07
	合成応力度 (-)	0.05	1.2	0.05
ジョイントプレート (C-C 断面)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	48	315	0.16
	せん断応力度 (N/mm ²)	3	180	0.02
	合成応力度 (-)	0.03	1.2	0.03
ジョイントプレート (D-D 断面)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	121	315	0.39
	せん断応力度 (N/mm ²)	5	180	0.03
	合成応力度 (-)	0.15	1.2	0.13
取り付けボルト	引張応力度 (N/mm ²)	33	210	0.16
エンドプレート (E-E 断面)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	19	315	0.07
	せん断応力度 (N/mm ²)	2	180	0.02
	合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
エンドプレート (F-F 断面)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	158	315	0.51
	せん断応力度 (N/mm ²)	4	180	0.03
	合成応力度 (-)	0.26	1.2	0.22

表 7-6 鋼桁端部ブラケットの照査結果 (鋼桁 2・3・5・6)

部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
ジョイントプレート とリブプレート	曲げ断応力度 (N/mm ²)	30	315	0.10
	せん断応力度 (N/mm ²)	8	180	0.05
	合成応力度 (-)	0.02	1.2	0.02
エンドプレートと リブプレート	曲げ断応力度 (N/mm ²)	46	315	0.15
	せん断応力度 (N/mm ²)	10	180	0.06
	合成応力度 (-)	0.03	1.2	0.03
ジョイントプレート (C-C 断面)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	88	315	0.28
	せん断応力度 (N/mm ²)	3	180	0.02
	合成応力度 (-)	0.08	1.2	0.07
ジョイントプレート (D-D 断面)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	34	315	0.11
	せん断応力度 (N/mm ²)	3	180	0.02
	合成応力度 (-)	0.02	1.2	0.02
取り付けボルト	引張応力度 (N/mm ²)	21	210	0.10
エンドプレート (E-E 断面)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	19	315	0.07
	せん断応力度 (N/mm ²)	2	180	0.02
	合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
エンドプレート (F-F 断面)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	158	315	0.51
	せん断応力度 (N/mm ²)	4	180	0.03
	合成応力度 (-)	0.26	1.2	0.22

表 7-7 柱部ブラケットの照査結果 (鋼桁 2・3・5・6)

部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
ジョイントプレート とリブプレート	曲げ断応力度 (N/mm ²)	67	315	0.22
	せん断応力度 (N/mm ²)	18	180	0.10
	合成応力度 (-)	0.06	1.2	0.05
エンドプレートと リブプレート (B-B 断面)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	73	315	0.24
	せん断応力度 (N/mm ²)	18	180	0.1
	合成応力度 (-)	0.07	1.2	0.06
エンドプレートと リブプレート (C-C 断面)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	88	315	0.28
	せん断応力度 (N/mm ²)	11	180	0.07
	合成応力度 (-)	0.07	1.2	0.06
エンドプレートと リブプレート (D-D 断面)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	194	315	0.62
	せん断応力度 (N/mm ²)	11	180	0.07
	合成応力度 (-)	0.39	1.2	0.33
ジョイントプレート (E-E 断面)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	51	315	0.17
	せん断応力度 (N/mm ²)	2	180	0.02
	合成応力度 (-)	0.03	1.2	0.03
ジョイントプレート (F-F 断面)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	134	315	0.43
	せん断応力度 (N/mm ²)	5	180	0.03
	合成応力度 (-)	0.19	1.2	0.16
エンドプレート (G-G 断面)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	93	315	0.30
	せん断応力度 (N/mm ²)	5	180	0.03
	合成応力度 (-)	0.09	1.2	0.08
エンドプレート (H-H 断面)	曲げ断応力度 (N/mm ²)	176	315	0.56
	せん断応力度 (N/mm ²)	4	180	0.03
	合成応力度 (-)	0.32	1.2	0.27
アンカーボルト	引張力 (kN)	26	41	0.64
	せん断力 (kN)	4	41	0.10
	合成応力 (-)	0.42	1.0	0.42
取り付けボルト	引張応力度 (N/mm ²)	33	210	0.16

表 7-8 水平梁部ブラケットの照査結果 (鋼桁 2・3・5・6)

部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
ジョイントプレート	曲げ断応力度 (N/mm ²)	77	382	0.21
	せん断応力度 (N/mm ²)	2	217	0.01
	合成応力度 (-)	0.05	1.2	0.05
取り付けボルト	引張応力度 (N/mm ²)	45	210	0.22

- 6 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.3 防潮壁に関する補足説明
- 6.3.15 防潮堤背面補強工部の耐震・強度に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 評価方針	6
3. 評価対象	8
4. 固有周期の計算	9
4.1 解析モデル	9
4.2 固有周期の計算	9
4.3 固有周期の計算結果	11
5. 荷重及び荷重の組合せ	12
5.1 荷重の設定	12
5.2 荷重の組合せ	14
5.3 設計用地震力	18
6. 評価方法及び材料諸元	27
6.1 解析モデル	27
6.2 使用材料及び物性値	27
6.3 許容限界	28
6.4 評価方法	29
7. 評価結果	31

1. 概要

杭基礎構造防潮壁の防潮堤背面補強工部については、防潮堤背面補強工と一体の鉄筋コンクリート壁（以下、背面補強工 RC 壁という。）を設置し、止水性を確保する。背面補強工の構造目地間には、止水ジョイントを設置することで止水性を確保する。また、防潮堤取り合い部との接続部には止水シール材を設置することで止水性を確保する。詳細は「5.27 防潮壁の止水構造について」に示す。

本書では、背面補強工 RC 壁の構造強度について示す。背面補強工 RC 壁の位置を図 1-1 に、構造図及び配筋概要図を図 1-2～図 1-3 に、止水ジョイントの概要図を図 1-4 に示す。

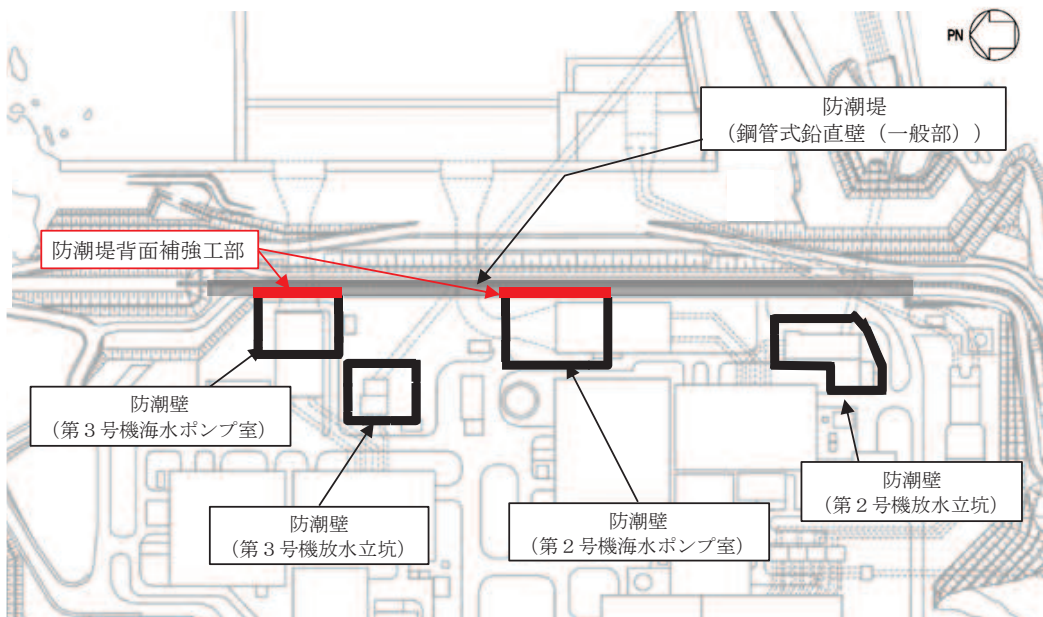


図 1-1 防潮堤背面補強工部の配置図

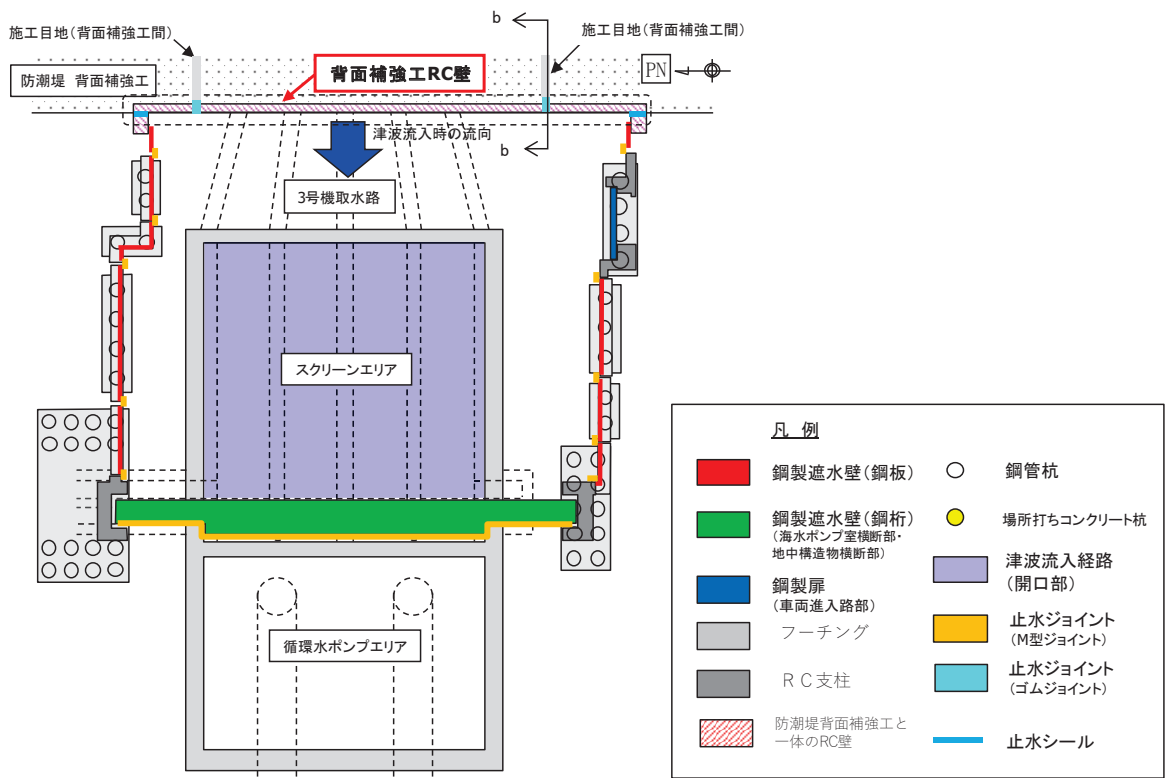
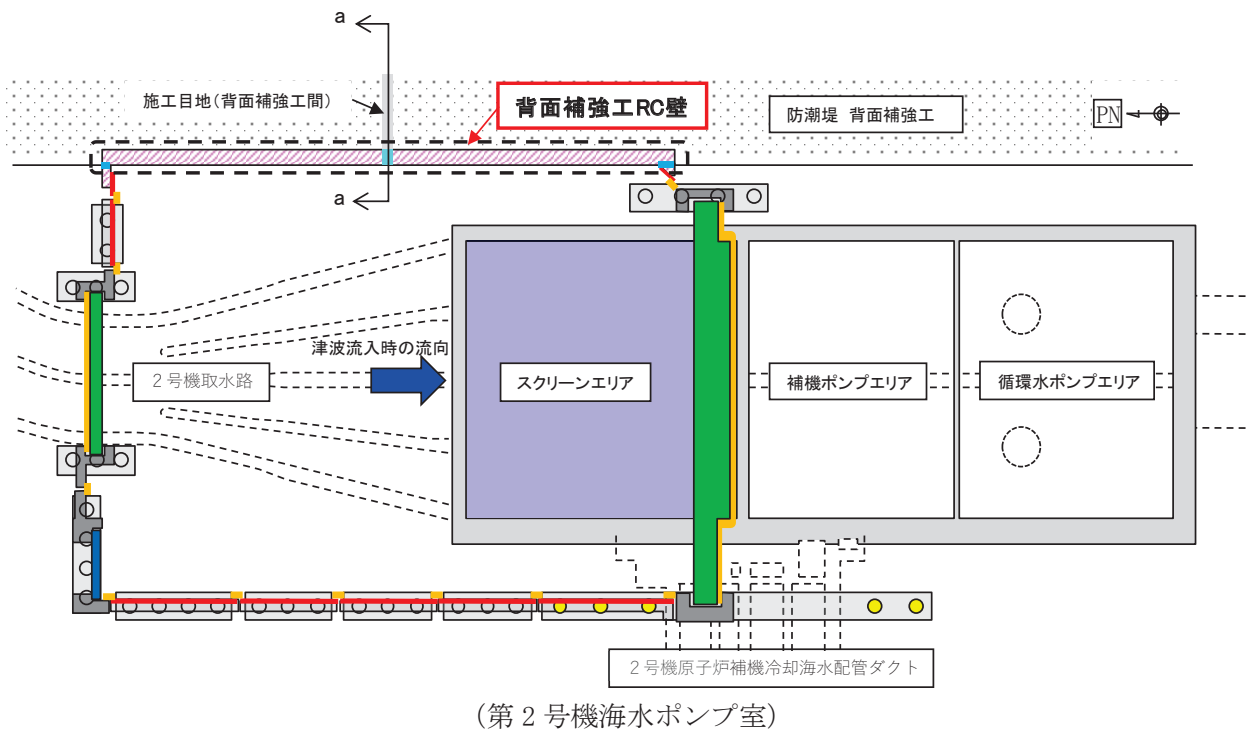


図 1-2(1) 防潮堤背面補強工部の構造概要図 (平面図)

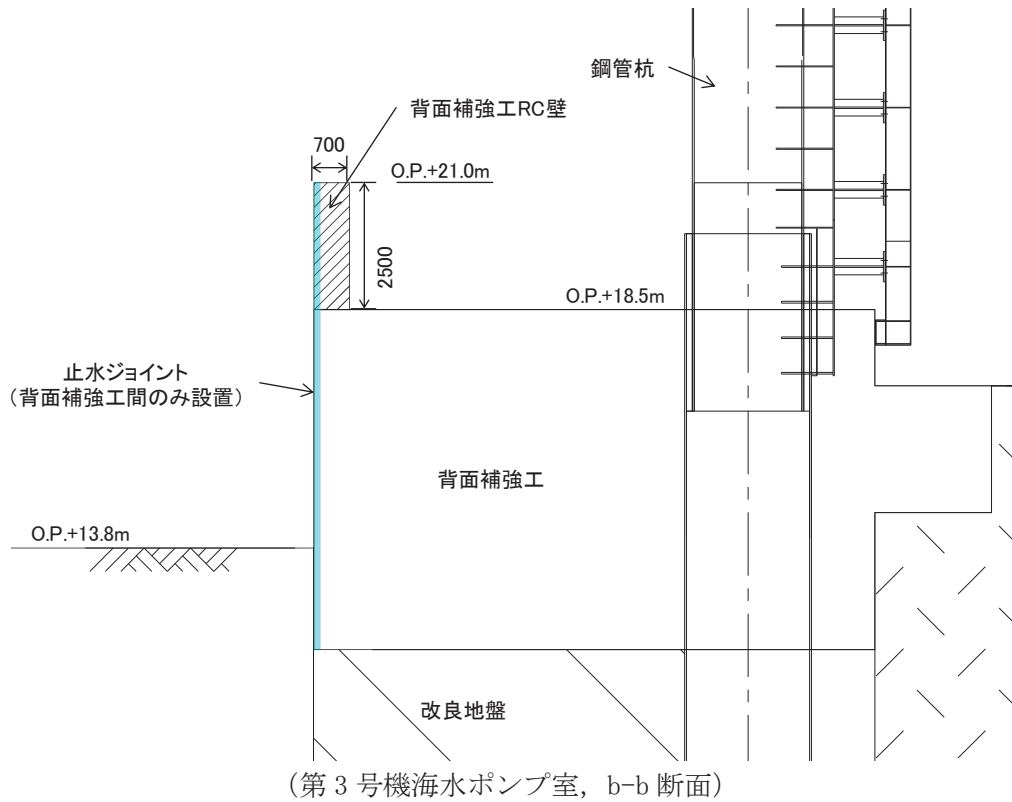
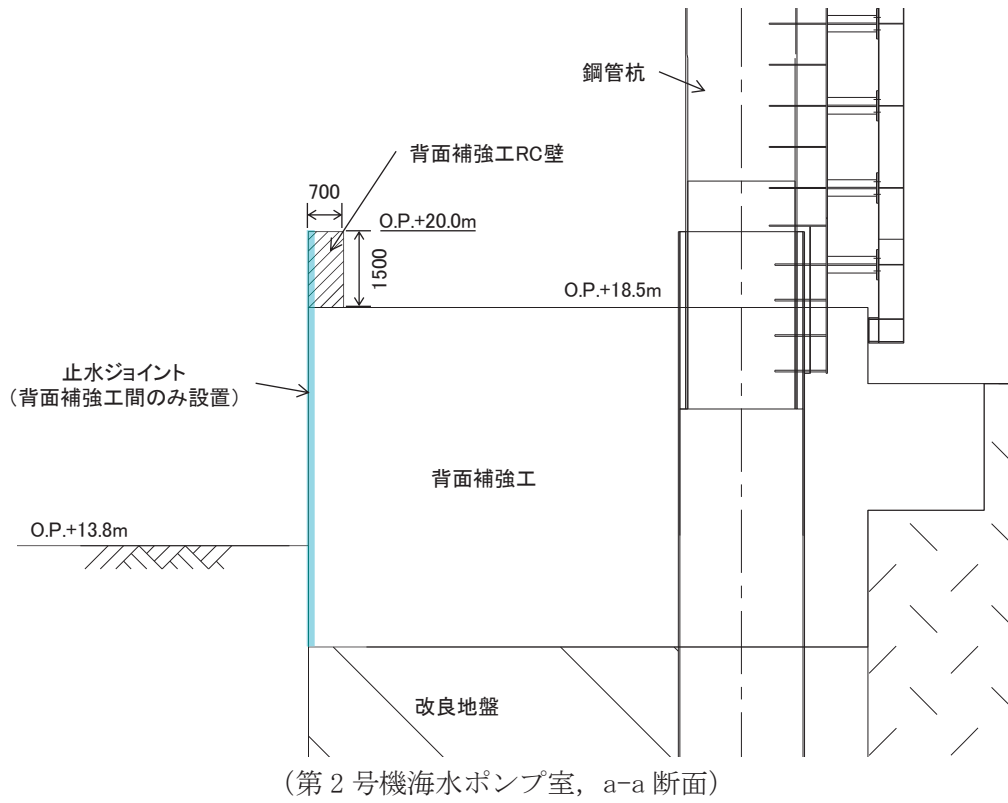
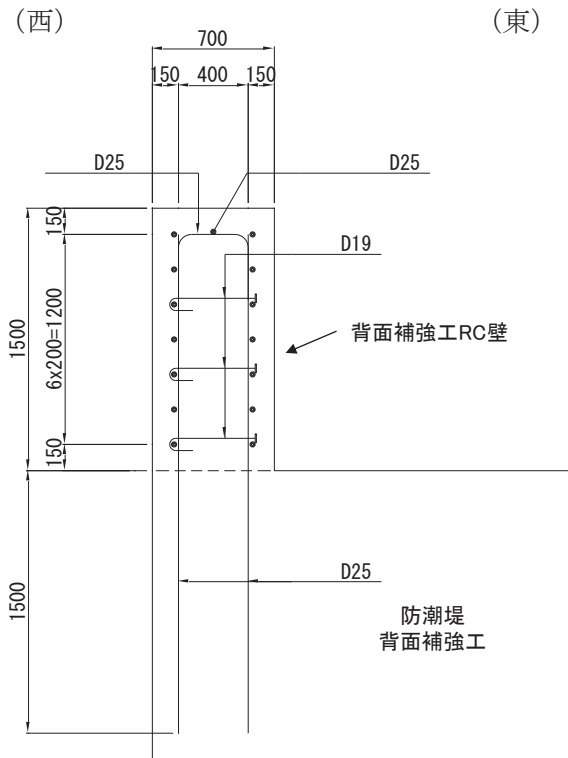
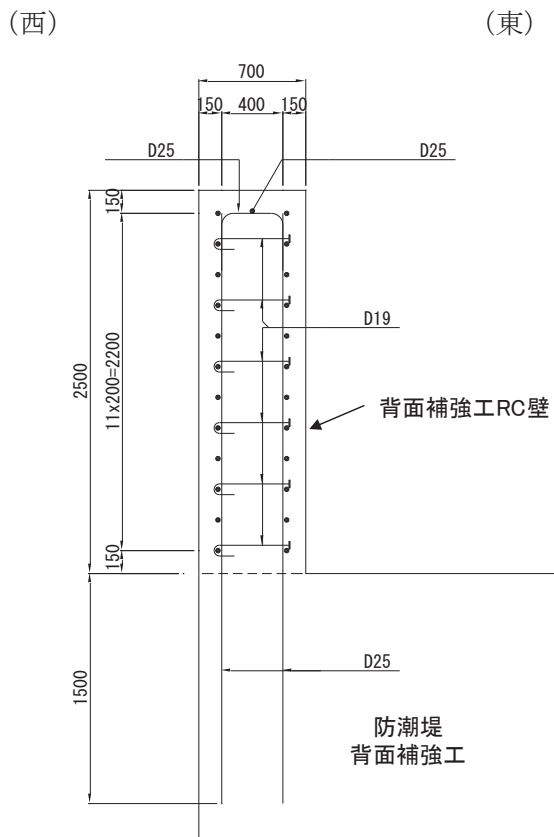


図 1-2 (2) 防潮堤背面補強工部の構造概要図 (断面図)



(第2号機海水ポンプ室)



(第3号機海水ポンプ室)

図1-3 背面補強工RC壁の配筋概要図

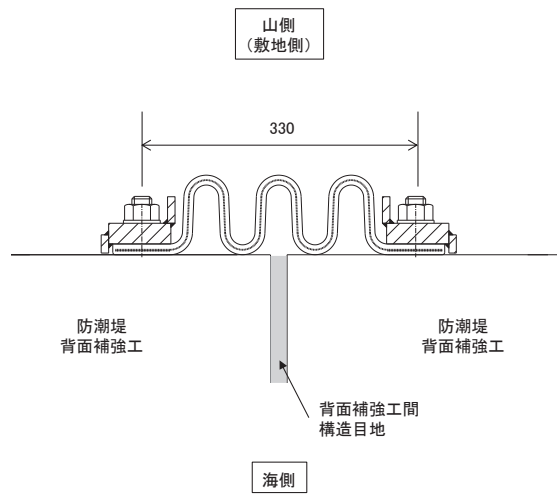


図 1-4 止水ジョイントの概要 (ゴムジョイント)

2. 評価方針

防潮堤背面補強工部の構造強度評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に準じ、固有周期に基づく設計用地震力による応力が許容限界以下であることを確認することで実施する。

防潮堤背面補強工部の評価項目を表 2-1 に、評価フローを図 2-1 に示す。

なお、止水ジョイントについて、「6.1 防潮堤の設計に関する補足説明」に示す防潮堤（鋼管式鉛直壁）の構造境界部と同仕様のゴムジョイントを設置することから、構造境界部の鋼管杭に発生する相対変位よりも小さい変形量となる防潮堤背面補強工部は評価を省略する。

また、防潮堤取り合い部（RC 壁）との接続部に設置する止水シール材については、「6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及びシール材について」で止水性を確認したシール材と同仕様のシール材を設置することから、当該シール材は引張強度（最大強度）100 %の伸び性能が許容値とすると、継ぎ目幅相当の伸び性能（50mm）を有する。同一基礎（背面補強工）に支持されている剛体の RC 壁間に有意な変位差は生じないと考えられるため、「6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及びシール材について」に示す鋼製遮水壁（鋼桁）を代表に確認した変形性能評価で代表される。

表 2-1 防潮堤背面補強工部の評価項目

部位	評価方法	許容限界
背面補強工 RC 壁	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
止水ジョイント*	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記*：防潮堤（鋼管式鉛直壁）と同仕様のゴムジョイントとするため評価を省略。

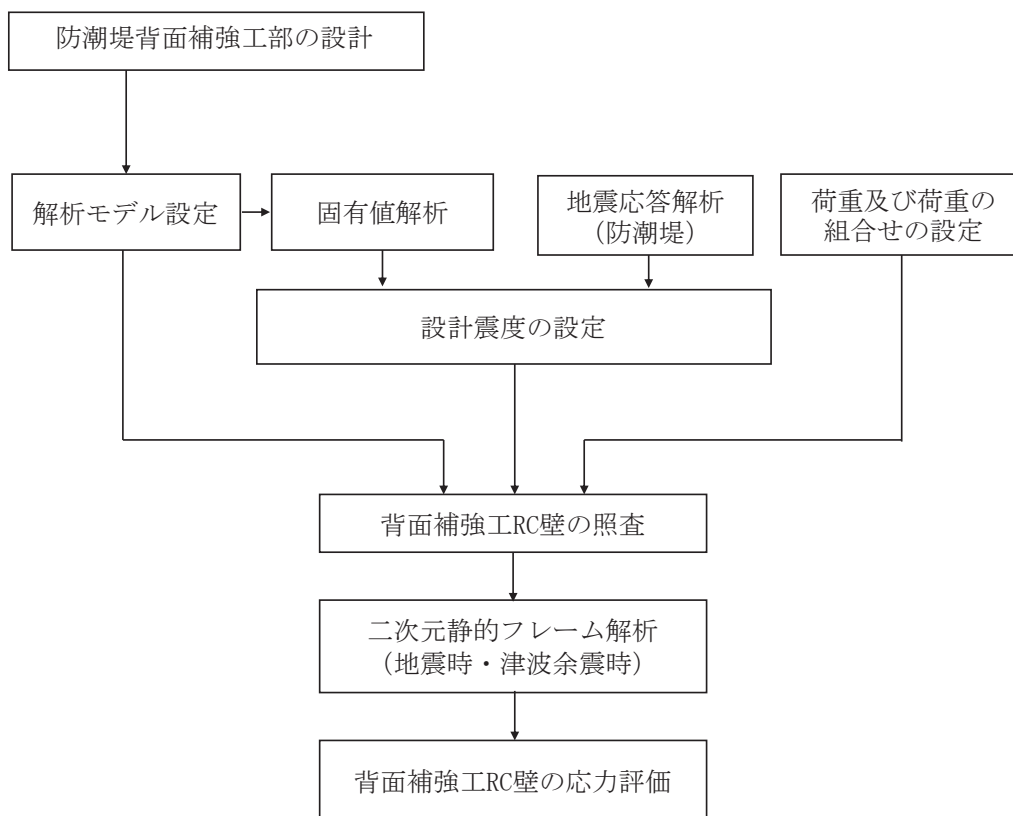


図 2-1 防潮堤背面補強工部の評価フロー

3. 評価対象

防潮堤背面補強工部の構造は、背面補強工 RC 壁を評価対象とする。

評価断面は、防潮堤背面補強工部の弱軸方向となる壁軸直交方向（防潮堤横断方向）とし、評価ケースは、構造や固定条件が荷重方向で左右対称かつ、重畳時においては防潮壁の内→外方向において、RC 壁が津波波圧を受圧する構造であるため、防潮壁の外→内方向は、内→外方向の評価に包含されることから評価を省略する。

評価ケースの整理を表 3-1 に示す。また、評価対象断面の整理を表 3-2 に示す。

表 3-1 評価ケースの整理

評価ケース	荷重作用方向	
	防潮壁内→外	防潮壁外→内
地震時	○	— (内→外方向の評価に包含されるため省略)
重畳時	○	— (内→外方向の評価に包含されるため省略)

表 3-2 評価対象断面の整理

断面	設計用津波水位	天端高さ
第 2 号機海水ポンプ室	O. P. +18. 6m (第 2 号機海水ポンプ室)	O. P. +20. 0m
第 3 号機海水ポンプ室	O. P. +19. 5m (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +21. 0m

4. 固有周期の計算

4.1 解析モデル

背面補強工 RC 壁の固有周期は、背面補強工 RC 壁下端を固定端とした片持ち梁としてモデル化する。固有周期の算定用モデルを図 4.1-1 に示す。

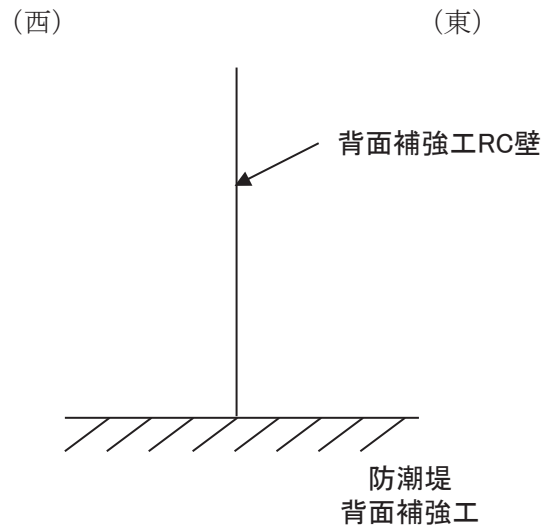


図 4.1-1 固有値解析モデル（背面補強工 RC 壁（第 2 号・第 3 号機海水ポンプ室）共通）

4.2 固有周期の計算

「構造力学公式集（土木学会，1986 年）」より，自重を考慮した片持ち梁の一次固有振動数 f 及び固有周期 T は次のとおり与えられる。また，背面補強工 RC 壁の固有周期の計算に必要な諸元を表 4.2-1 に示す。

$$f = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{\lambda}{L} \right)^2 \sqrt{\frac{E I}{\rho A}}$$
$$T = \frac{1}{f}$$

ここで，

λ : 係数（1 次モード : 1.8751）

L : 梁の長さ (m)

E : ヤング率 (kN/m²)

I : 断面二次モーメント (m⁴)

ρ : 密度 (kg/m³)

A : 断面積 (m²)

表 4.2-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値		単位
		第 2 号機海水ポンプ室	第 3 号機海水ポンプ室	
T	固有周期	—		s
f	一次固有振動数	—		Hz
λ	係数	1.8751	1.8751	—
L	梁の長さ	1.5	2.5	m
E	ヤング係数	2.8×10^7	2.8×10^7	kN/m ²
I	断面二次モーメント	0.029	0.029	m ⁴
ρ	密度	2.45×10^3	2.45×10^3	kg/m ³
A	断面積	0.7	0.7	m ²

4.3 固有周期の計算結果

背面補強工 RC 壁の固有周期の計算結果を表 4.3-1 に示す。背面補強工 RC 壁の固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4.3-1 固有値解析結果

評価対象断面	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
第 2 号機 海水ポンプ室	170.0	0.006
第 3 号機 海水ポンプ室	61.2	0.016

5. 荷重及び荷重の組合せ

5.1 荷重の設定

防潮堤背面補強工部の構造評価において考慮する荷重を以下に示す。

なお、強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）において、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、背面補強工 RC 壁自重を考慮する。

(2) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、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、保守的に 0.98kN/m^2 を考慮する。

(3) 風荷重 (P_k)

風荷重については、設計基準風速を 30m/s とし、建築基準法に基づき算定する。

(4) 地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s による荷重（慣性力）を考慮する（地震時のみ）。

(5) 浸水津波荷重 (P_h)

浸水津波荷重については、設計用津波水位（入力津波による浸水高さに $+0.5\text{m}$ の余裕を考慮した水位）に基づく静水圧を考慮する。なお、浸水津波荷重は地盤の沈下を考慮した浸水深を用いて算出することとし、保守的に 0.4m の揺すり込み沈下を考慮する。浸水津波荷重算定に用いる浸水高さを表 5.1-1 に示す。

表 5.1-1 浸水津波荷重算定に用いる浸水高さ

評価対象	設計用津波水位 (m)
第 2 号機海水ポンプ室	O. P. +18.6
第 3 号機海水ポンプ室	O. P. +19.5

(6) 余震荷重 (K_{Sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による地震力及び動水圧を考慮する（重畳時のみ）。

a. 余震による地震力

余震時の躯体自重による慣性力を考慮する。

b. 余震による動水圧

余震時の浸水津波による動水圧を以下の式により考慮する。なお、余震時には揺すり込み沈下による影響を考慮し、荷重が大きい動水圧を下端部まで保守的に作用させるものとし、余震時土圧は考慮しない。

$$P_d = \frac{7}{8} \times W_o \times K_{HSd} \times \sqrt{H \times h}$$

ここに、 $W_o = 10.1 \text{ kN/m}^3$

地震力の算出に用いる設計震度 K_{HSd} 及び K_{VSd} については、「5.3 設計用地震力」に示す。

5.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 5.2-1 及び表 5.2-2 に、取り合い部に作用する荷重の概念図を図 5.2-1 に、評価ケースを表 5.2-3 に示す。

地震力の組合せは、水平方向と鉛直方向の最大応答加速度を用い、組合せ係数法 (1.0 : 0.4) により評価する。地震力の組合せは、水平方向と鉛直方向の最大応答加速度を用い、組合せ係数法 (1.0 : 0.4) により評価する。

表 5.2-1(1) 荷重の組合せ (地震時)

区分	荷重の組合せ
地震時	$G + P_s + P_k + S_s$

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_s : 地震荷重

表 5.2-1(2) 荷重の組合せ (地震時)

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 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・配管自重	—	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	—	積載物はないため考慮しない。
	静止土圧		—	気中のため考慮しない。
	外水圧		—	外水はないため考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 (0.98kN/m ²) を考慮する。
	風荷重		○	風荷重を考慮する。
偶発荷重		水平地震動	○	基準地震動 S_s による水平及び鉛直動による慣性力を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	—	外水及び内水はないため考慮しない。

表 5.2-2(1) 荷重の組合せ (重畳時)

区分	荷重の組合せ
重畳時	$G + P_s + P_k + P_h + K_{sd}$

- G : 固定荷重
 P_s : 積雪荷重
 P_k : 風荷重
 P_h : 浸水津波荷重
 K_{sd} : 余震荷重

表 5.2-2(2) 荷重の組合せ (重畳時)

種別		荷重	算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	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・配管自重	— 対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	— 土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	— 積載物はないため考慮しない。
	静止土圧		— 気中のため考慮しない。
	外水圧		— 外水はないため考慮しない。
	内水圧		— 内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○ 積雪荷重 (0.98kN/m ²) を考慮する。
	風荷重		○ 風荷重を考慮する。
偶発荷重		浸水津波荷重	○ 津波による波圧 (静水圧) を考慮する。
		余震荷重 (地震力)	○ 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による水平及び鉛直動による慣性力を考慮する。
		余震荷重 (動水圧)	○ 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による動水圧を考慮する。

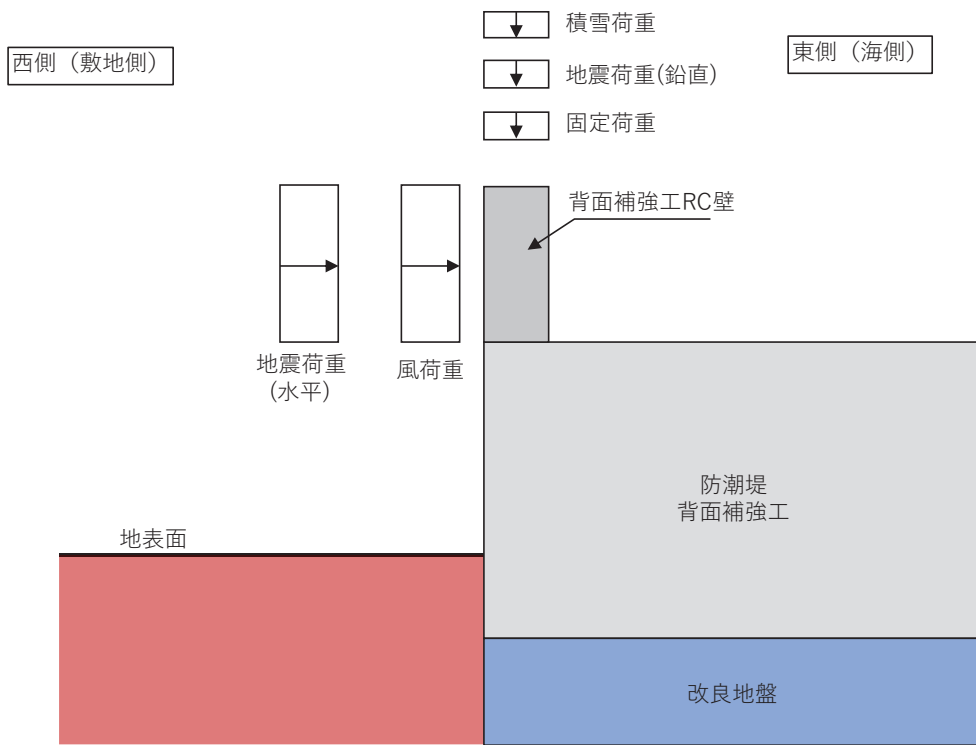


図 5.2-1(1) 荷重の概念図 (地震時)

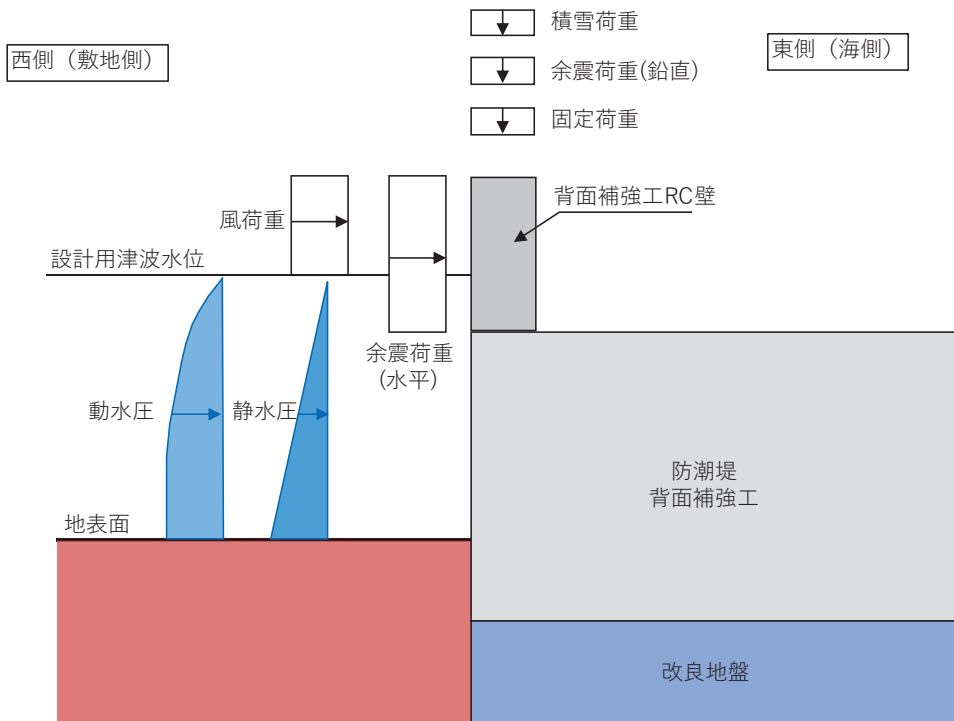


図 5.2-1(2) 荷重の概念図 (重畳時)

表 5.2-3 評価ケースの整理

評価ケース	荷重作用方向	
	防潮壁内→外向き	防潮壁外→内向き
地震時	<p style="text-align: center;">○</p> $(+1.0S_{SH}, +0.4S_{SV})$ $(+0.4S_{SH}, +1.0S_{SV})$ $(+1.0S_{SH}, -0.4S_{SV})$ $(+0.4S_{SH}, -1.0S_{SV})$	—
重畳時	<p style="text-align: center;">○</p> $(+1.0S_{dH}, +0.4S_{dV})$ $(+0.4S_{dH}, +1.0S_{dV})$ $(+1.0S_{dH}, -0.4S_{dV})$ $(+0.4S_{dH}, -1.0S_{dV})$	—

注記*：地震力における水平方向と鉛直方向の組合せを示す。

ここに、

S_{SH} (S_{dH})：水平方向地震（余震）荷重

S_{SV} (S_{dV})：鉛直方向地震（余震）荷重（+は下向きを示す）

5.3 設計用地震力

設計用地震力は、防潮堤背面補強工部の評価断面（弱軸方向である防潮堤横断方向）の応答加速度に基づき設定する。応答加速度は、「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書の補足説明資料」及び「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書の補足説明資料」に示す、断面①～断面③の二次元有限要素法解析に基づき算出する。解析コードは「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。

解析ケースを表5.3-1に示す。全ての基準地震動 S_s 又は弾性設計用地震動 S_d-D2 に対して、解析ケース①（基本ケース）を実施する。なお、解析ケース①（基本ケース）で得られた最大応答加速度から十分に保守的となる設計震度を設定することから解析ケース②及びケース③の検討を省略する。解析コードは「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。

設計震度の設定にあたっては、前述のとおり、各位置での地震力を包含する設計用地震力を用いて評価を代表させるために、各断面（防潮堤（鋼管式鉛直壁）断面①～断面③）における背面補強工敷地側天端の応答加速度を包含する設計震度を設定する。

設定した設計震度を表5.3-2に示す。また、地震応答解析の実施個所を図5.3-1に、解析モデルを図5.3-2に、応答加速度抽出位置を図5.3-3に、地震応答解析の結果を表5.3-3に示す。

表 5.3-1(1) 地震時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
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ
地震動 (位相)	S _s -D 1	++*1	○	基本ケースで得られた最大応答加速度から、十分に保守的となる設計震度を設定すること及び照査値に十分な余裕を持たせた設計とすることから、ケース②及びケース③の検討を省略する。	
		-+*1	○		
		+ -*1	○		
		--*1	○		
	S _s -D 2	++*1	○		
		-+*1	○		
		+ -*1	○		
		--*1	○		
	S _s -D 3	++*1	○		
		-+*1	○		
		+ -*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。

表 5.3-1(2) 重畳時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
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ
地震動 (位相)	S d - D 2	++* ¹	○	基本ケースで得られた最大応答加速度から、十分に保守的となる設計震度を設定すること及び照査値に十分な余裕を持たせた設計とすることから、ケース②及びケース③の検討を省略する。	
		-+* 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。

表 5.3-2(1) 設計震度 (地震時)

部位	地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ (m)	設計震度 (最大応答加速度 (cm/s ²))	
背面補強工 RC 壁	S s - F 2 (++)	①	防潮堤背面補強工部 (第 2 号機海水ポンプ室及 び第 3 号機海水ポンプ室) 0. P. +18. 5m (背面補強工天端部)	水平方向 K _H	2. 0* (1607)
	S s - D 2 (-+)	①		鉛直方向 K _V	2. 0* (1542)

注記* : 「4. 固有周期」より, 背面補強工 RC 壁の固有周期が 0. 05s 以下であることを確認したため, 設置部の最大応答加速度を考慮した設計震度 (最大応答加速度/980. 665cm/s²) を設定した。

表 5.3-2(2) 設計震度 (重畳時)

部位	地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ (m)	設計震度 (最大応答加速度 (cm/s ²))	
背面補強工 RC 壁	S d - D 2 (--)	①	防潮堤背面補強工部 (第 2 号機海水ポンプ室及 び第 3 号機海水ポンプ室) 0. P. +18. 5m (背面補強工天端部)	水平方向 K _H	2. 0* (1557)
	S d - D 2 (-+)	①		鉛直方向 K _V	2. 0* (991)

注記* : 「4. 固有周期」より, 背面補強工 RC 壁の固有周期が 0. 05s 以下であることを確認したため, 設置部の最大応答加速度を考慮した設計震度 (最大応答加速度/980. 665cm/s²) を設定した。

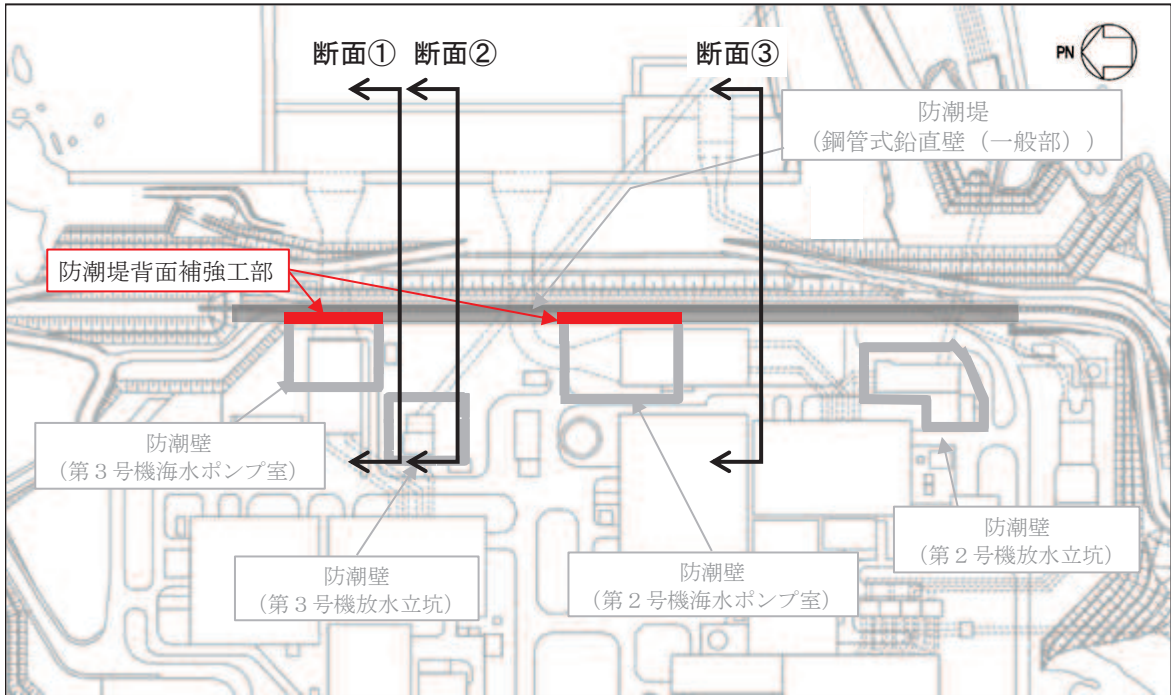


図 5.3-1(1) 地震応答解析の実施位置 (平面図)

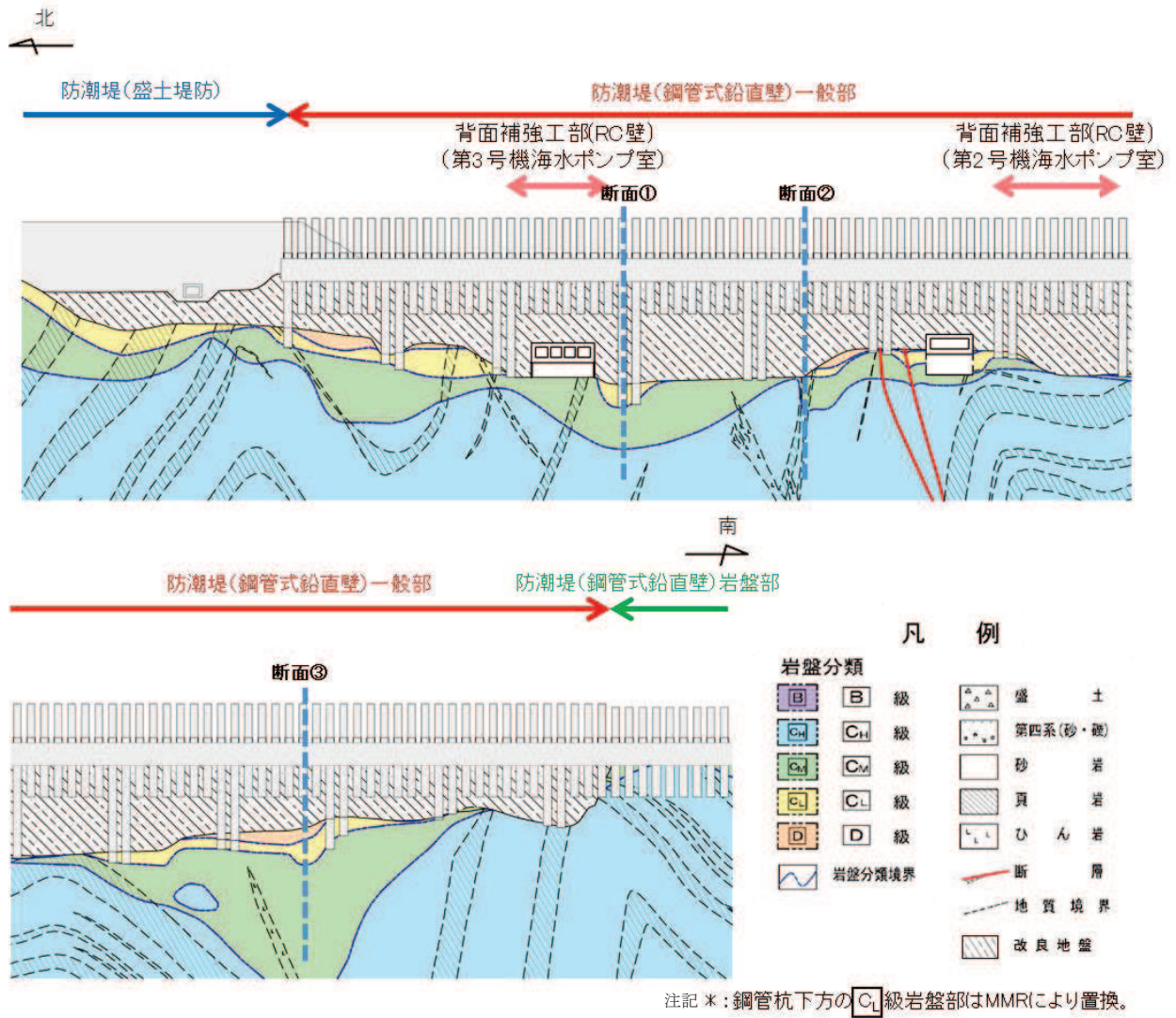


図 5.3-1(2) 地震応答解析の実施位置 (防潮堤縦断面図)

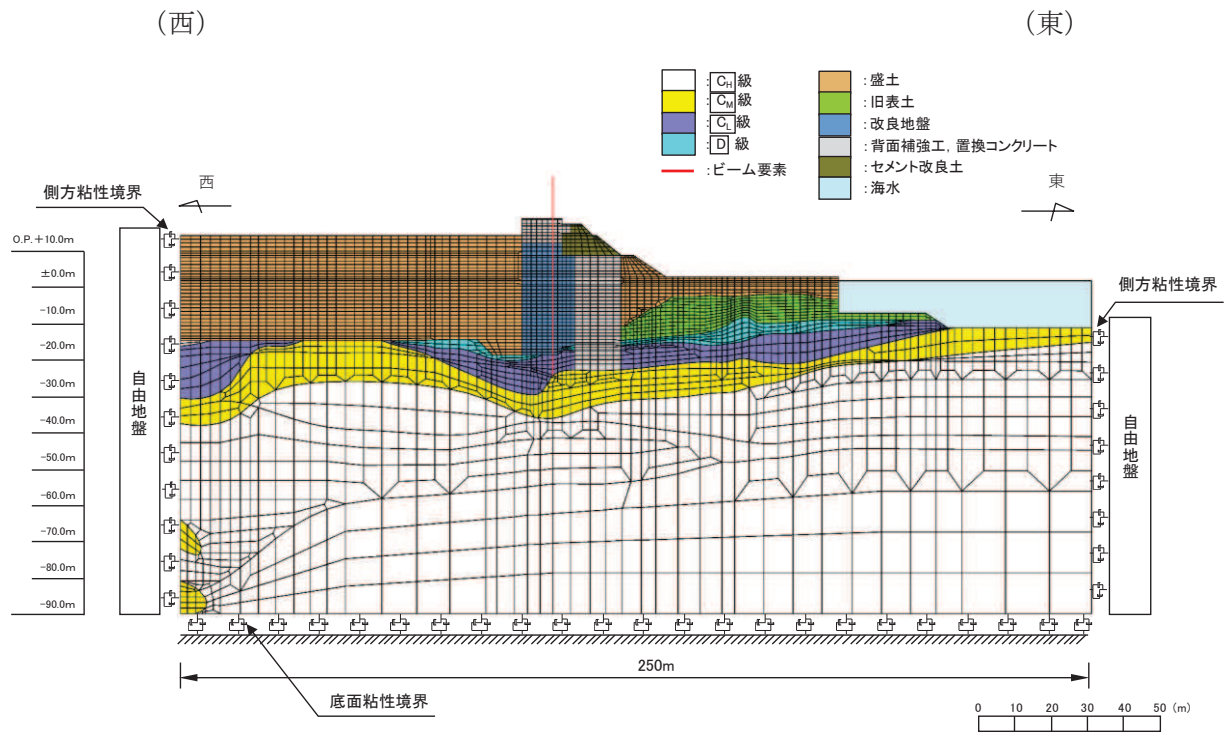


図 5.3-2(1) 解析モデル (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 断面①)

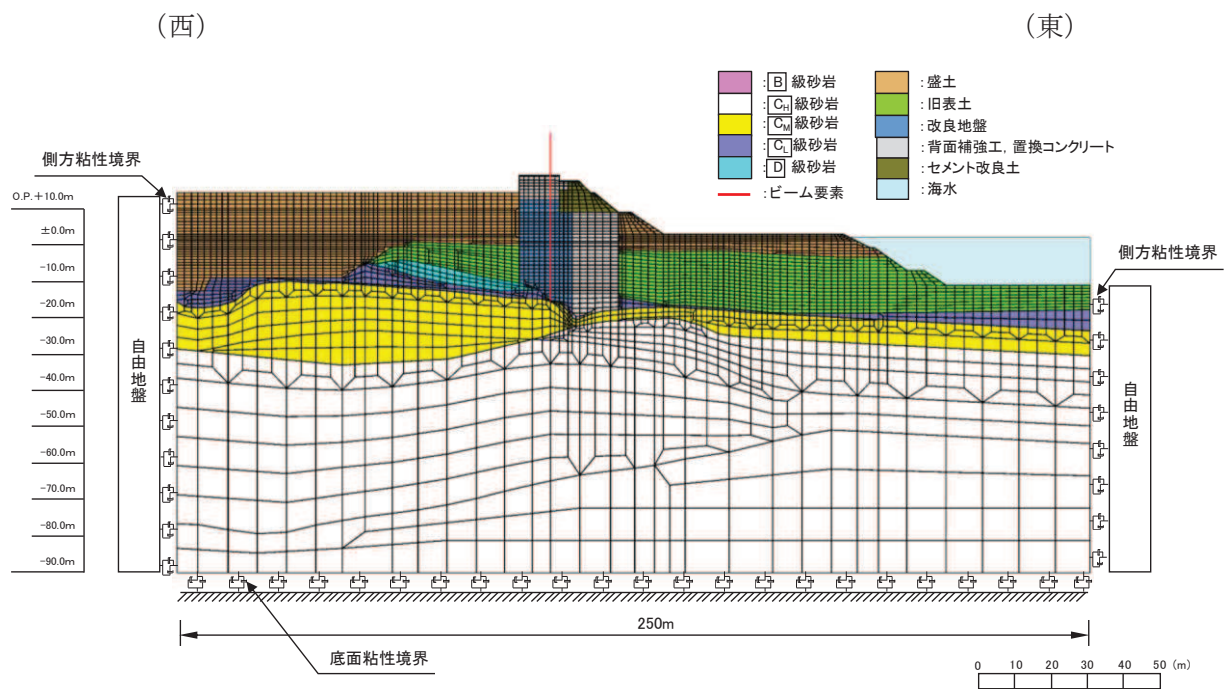


図 5.3-2(2) 解析モデル (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 断面②)

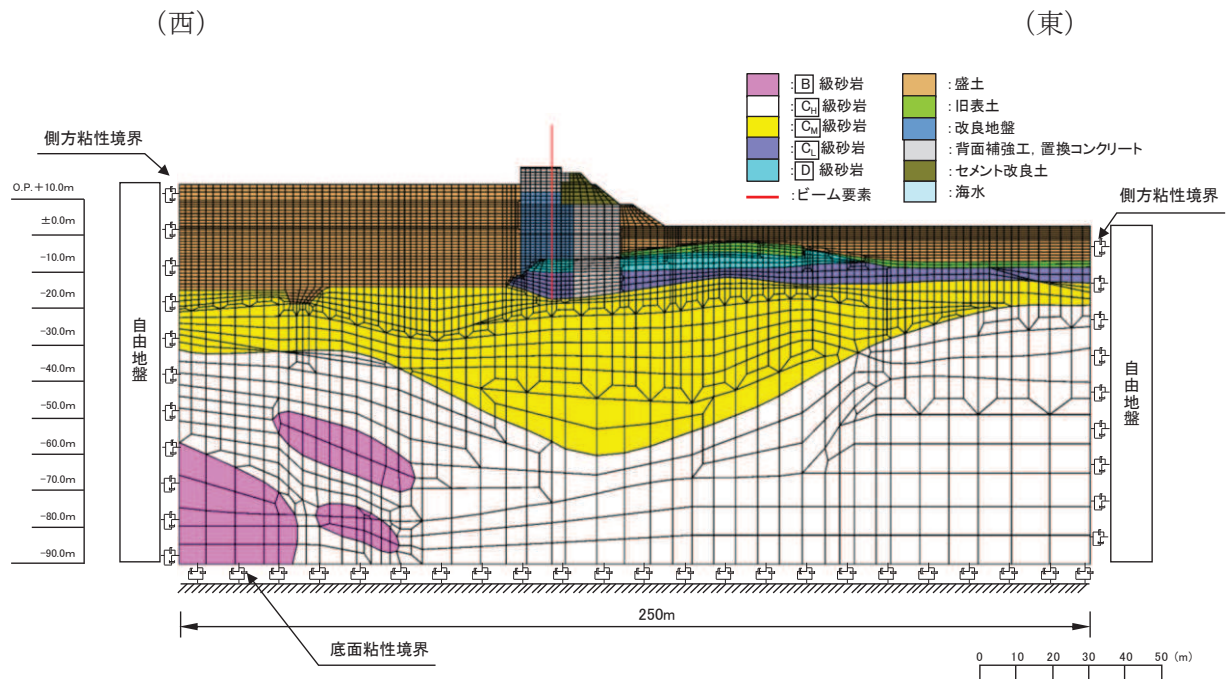


図 5.3-2(3) 解析モデル (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 断面③)

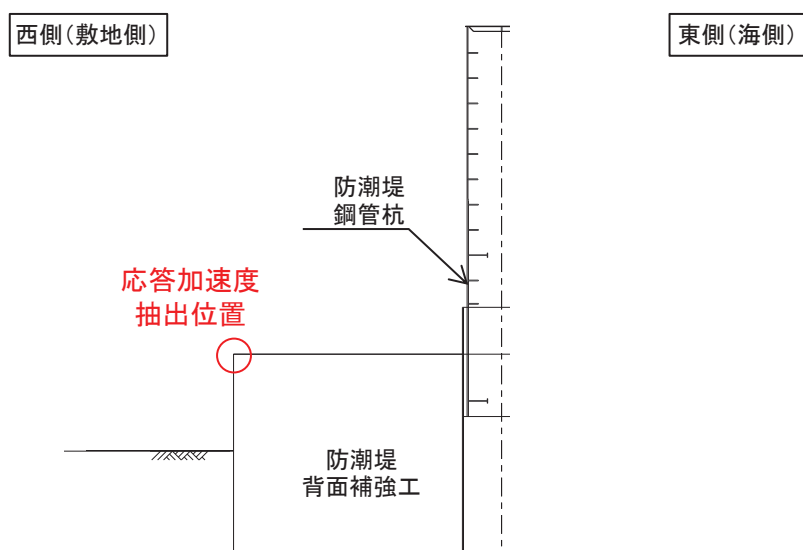


図 5.3-3 応答加速度の抽出位置

表 5.3-3 各断面における地震応答解析結果

断面位置	最大応答加速度 (地震時)		最大応答加速度 (重畳時)	
	水平 (cm/s^2)	鉛直 (cm/s^2)	水平 (cm/s^2)	鉛直 (cm/s^2)
断面①	1465 ($S_s - F_2$ (++))	1493 ($S_s - D_2$ (--))	1369 ($S_d - D_2$ (++))	802 ($S_d - D_2$ (+-))
断面②	1607 ($S_s - F_2$ (++))	1542 ($S_s - D_2$ (-+))	1486 ($S_d - D_2$ (++))	884 ($S_d - D_2$ (++))
断面③	1510 ($S_s - F_2$ (++))	1319 ($S_s - D_2$ (-+))	1557 ($S_d - D_2$ (--))	991 ($S_d - D_2$ (-+))

6. 評価方法及び材料諸元

6.1 解析モデル

背面補強工 RC 壁の解析モデルを図 6.1-1 に示す。

背面補強工 RC 壁は、背面補強工を固定端とした片持ち梁でモデル化する。

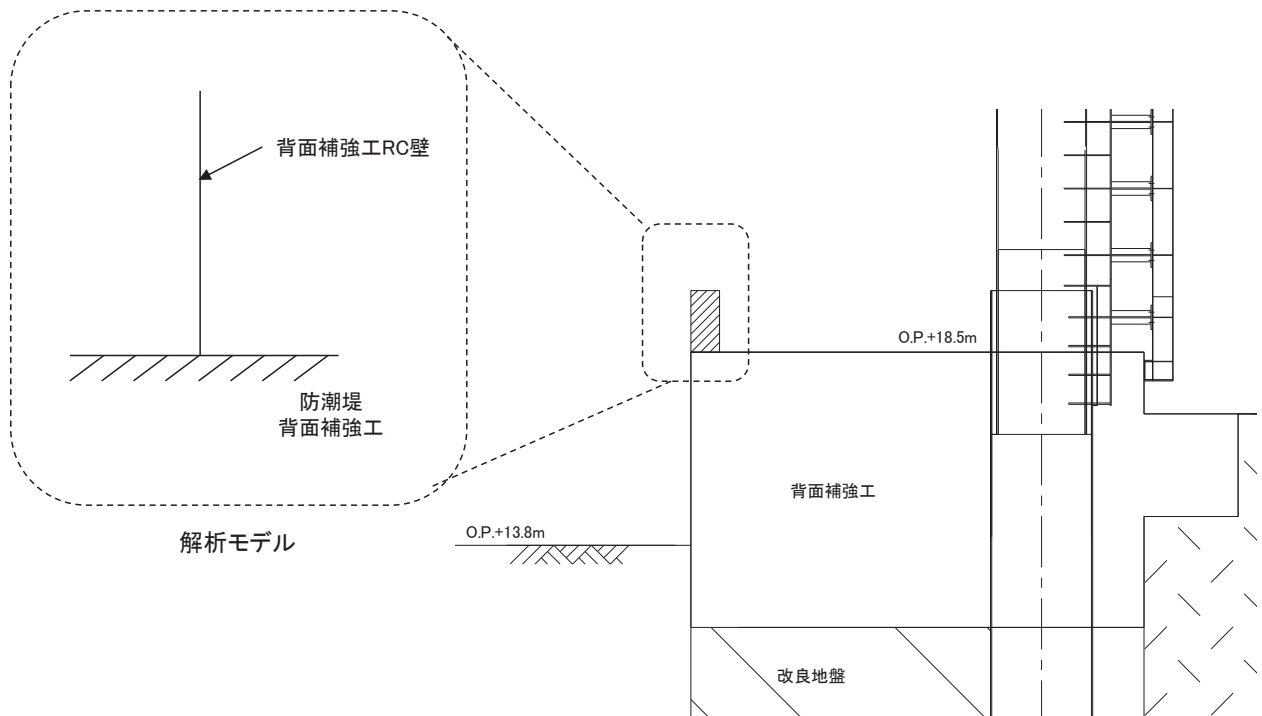


図 6.1-1 背面補強工 RC 壁のモデル図

6.2 使用材料及び物性値

使用材料の物性値を表 6.2-1 に示す。

表 6.2-1 使用材料の物性値

材料	物性値	
鉄筋コンクリート	単位体積重量	24.0 kN/m ³
	コンクリートの設計基準強度	30 N/mm ²
	鉄筋 (SD345) の引張降伏強度	345 N/mm ²
	コンクリートのヤング係数	2.8×10^4 N/mm ²
	ポアソン比	0.2

6.3 許容限界

背面補強工 RC 壁の許容限界は、「コンクリート標準示方書 2002 年」に基づき、設定する短期許容応力度とする。

背面補強工 RC 壁の許容応力度を表 6.3-1 に示す。

表 6.3-1(1) 背面補強工 RC 壁の許容限界（曲げ軸力系の破壊）

材料	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート (f'ck=30 N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	11
鉄筋 (SD345)	許容引張応力度 σ_{sa}	196	294

注記*：短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 6.3-1(2) 背面補強工 RC 壁の許容限界（せん断破壊）

項目		許容応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度* (N/mm ²)
コンクリート (f'ck=30 N/mm ²)	許容せん断応力度 τ_{al}	0.5	0.75

注記*：短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

6.4 評価方法

背面補強工 RC 壁の設計は、背面補強工天端を固定端とした片持ち梁モデルに、背面補強工 RC 壁に作用する各荷重を静的に載荷し、算出した断面力より照査を行う。

① 曲げ・軸力に対する評価方法

背面補強工 RC 壁は、コンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力が許容限界以下であることを確認する。応力度算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver8.0.7」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。

【コンクリート】

$$\sigma_c \leq \sigma_{c a}$$

ここで、

σ_c : コンクリートの発生曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

$\sigma_{c a}$: コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

【鉄筋】

$$\sigma_s \leq \sigma_{s a}$$

ここで、

σ_s : 鉄筋の発生曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

$\sigma_{s a}$: 鉄筋の許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

② せん断力に対する評価方法

背面補強工 RC 壁は，せん断応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \frac{Q}{b_w \cdot z} \quad \left(z = \frac{d}{1.15} \right)$$

$$\tau \leq \tau_{a1}$$

ここで，

τ_{a1} : 許容せん断応力度 (N/mm²)

Q : せん断力 (N)

b_w : 単位幅 (mm)

d : 有効高 (mm)

7. 評価結果

防潮堤背面補強工部RC壁部の評価結果を表7.1-1に示す。

発生応力度が許容限界以下であることから、構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 7.1-1(1) 背面補強工部 RC 壁の評価結果 (地震時 (第 2 号機海水ポンプ室))

評価部位	評価項目	荷重組合せ ケース	応力成分 (N/mm ²)	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)	
背面補強 工部 RC 壁	軸力 + 曲げ	1.0H+0.4V (下向き)	σ_c	0.9	16.5	0.06	
			σ_s	26	294	0.09	
		0.4H+1.0V (下向き)	σ_c	0.3	16.5	0.02	
			σ_s	1	294	0.01	
		1.0H-0.4V (上向き)	σ_c	0.9	16.5	0.06	
			σ_s	35	294	0.12	
		0.4H-1.0V (上向き)	σ_c	0.4	16.5	0.03	
			σ_s	19	294	0.07	
	面外 せん断力	1.0H+0.4V (下向き)	τ	0.11	0.75	0.15	
			0.4H+1.0V (下向き)	τ	0.05	0.75	0.07
				1.0H-0.4V (上向き)	τ	0.11	0.75
			0.4H-1.0V (上向き)		τ	0.05	0.75

表 7.1-1(2) 背面補強工部 RC 壁の評価結果 (地震時 (第 3 号機海水ポンプ室))

評価部位	評価項目	荷重組合せ ケース	応力成分 (N/mm ²)	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)	
背面補強 工部 RC 壁	軸力 + 曲げ	1.0H+0.4V (下向き)	σ_c	2.5	16.5	0.16	
			σ_s	78	294	0.27	
		0.4H+1.0V (下向き)	σ_c	0.9	16.5	0.06	
			σ_s	12	294	0.05	
		1.0H-0.4V (上向き)	σ_c	2.6	16.5	0.16	
			σ_s	92	294	0.32	
	0.4H-1.0V (上向き)	σ_c	1.0	16.5	0.07		
		σ_s	45	294	0.16		
	面外 せん断力		1.0H+0.4V (下向き)	τ	0.19	0.75	0.26
				τ	0.08	0.75	0.11
			1.0H-0.4V (上向き)	τ	0.19	0.75	0.26
				τ	0.08	0.75	0.11

表 7.1-1(3) 背面補強工部 RC 壁の評価結果 (重畳時 (第 2 号機海水ポンプ室))

評価部位	評価項目	荷重組合せ ケース	応力成分 (N/mm ²)	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)	
背面補強 工部 RC 壁	軸力 + 曲げ	1.0H+0.4V (下向き)	σ_c	0.9	16.5	0.06	
			σ_s	26	294	0.09	
		0.4H+1.0V (下向き)	σ_c	0.3	16.5	0.02	
			σ_s	1	294	0.01	
		1.0H-0.4V (上向き)	σ_c	0.9	16.5	0.06	
			σ_s	35	294	0.12	
	0.4H-1.0V (上向き)	σ_c	0.4	16.5	0.03		
		σ_s	19	294	0.07		
	面外 せん断力		1.0H+0.4V (下向き)	τ	0.12	0.75	0.16
				τ	0.05	0.75	0.07
			1.0H-0.4V (上向き)	τ	0.12	0.75	0.16
				τ	0.05	0.75	0.07

表 7.1-1(4) 背面補強工部 RC 壁の評価結果 (重畳時 (第 3 号機海水ポンプ室))

評価部位	評価項目	荷重組合せ ケース	応力成分 (N/mm ²)	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)	
背面補強 工部 RC 壁	軸力 + 曲げ	1.0H+0.4V (下向き)	σ_c	2.9	16.5	0.18	
			σ_s	89	294	0.31	
		0.4H+1.0V (下向き)	σ_c	1.3	16.5	0.08	
			σ_s	22	294	0.08	
		1.0H-0.4V (上向き)	σ_c	2.9	16.5	0.18	
			σ_s	103	294	0.36	
	0.4H-1.0V (上向き)	σ_c	1.3	16.5	0.08		
		σ_s	56	294	0.20		
	面外 せん断力		1.0H+0.4V (下向き)	τ	0.26	0.75	0.35
				τ	0.15	0.75	0.20
			1.0H-0.4V (上向き)	τ	0.26	0.75	0.35
				τ	0.15	0.75	0.20

(参考資料 1) 杭基礎構造防潮壁の詳細設計の考え方

1. 概要

本章では、杭基礎構造防潮壁（以下「防潮壁」という。）について基本設計段階（設置変更許可段階）において示した基本設計方針を踏まえ、詳細設計のなかで具体化した内容を、基本設計方針の内容とあわせて説明する。

以下に、基本設計方針において例示していた項目に対して具体化した事項を示す。

項目	説明箇所
防潮堤接合部の構造形式について	2. (2) 構造概要, 2. (4) 止水確保の考え方 (2. (4). c. 異種構造物間)
平面配置について	2. (3) 設置個所の概要
鋼製扉部の開閉装置について	2. (4) 止水性確保の考え方
地中部からの回り込みに対する止水性確保	2. (4). d. 地中部からの回り込み
基礎構造のうち杭下端部の支持方法	2. (5)a. 杭下端部の支持方法について

また、設置変更許可段階においては、地震時、津波時及び津波余震重畳時に防潮壁が維持すべき機能を喪失してしまう事象（損傷モード）を仮定し、その損傷モードに対する設計・施工上の配慮事項を説明しているが、工事計画認可段階において実施している設計内容について網羅的に説明する（3. 設置変更許可段階における損傷モードの抽出と工事計画認可段階における説明）。

2. 設計方針の概要

(1) 要求機能

津波防護施設として防潮壁に求められる要求機能は、取水路、放水路から流入する津波の敷地への浸水を防止すること、基準地震動 S_s に対し要求される機能を損なうおそれがないよう、構造物全体としての変形能力に対し十分な構造強度を有することである。

そのため、十分な構造強度を有する構造とするとともに、取水路、放水路に接続する上部開口を有するピット（海水ポンプ室スクリーンエリア、放水立坑）を取り囲むように閉合させるよう配置することを基本とし、防潮堤に隣接する 2, 3 号機海水ポンプ室においては、防潮堤背面補強工を防潮壁の一面として止水ジョイントを介して接合させる方針としている。

防潮壁の平面配置を図 1-1 に示す。

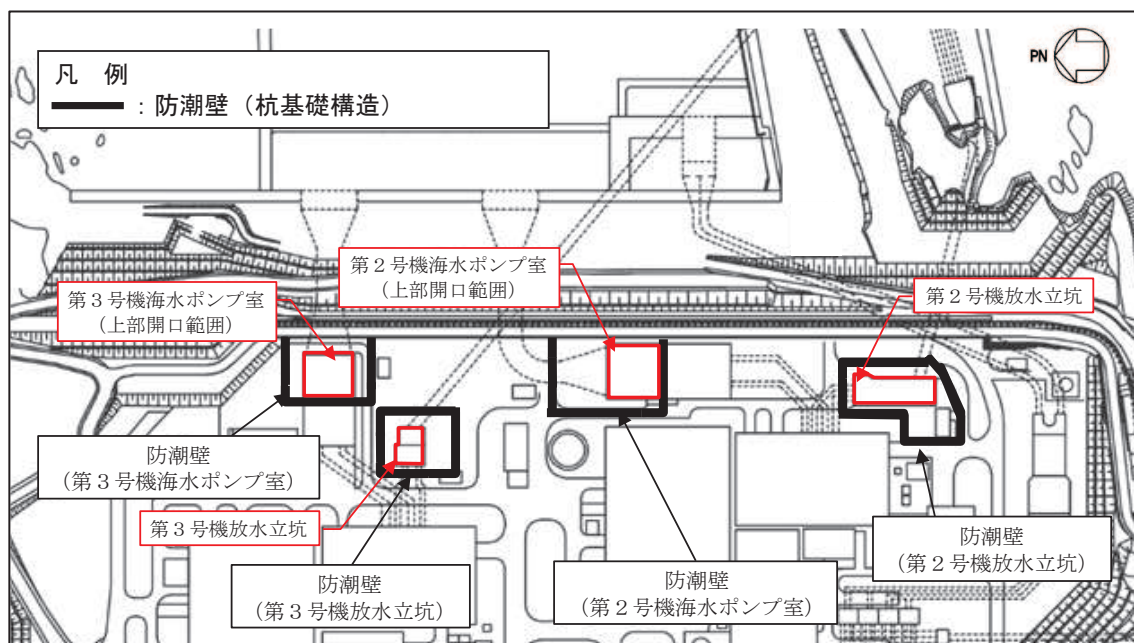


図 1-1 防潮壁の平面位置図

(2) 構造概要

基本設計における前提条件や制約条件を以下に示す。

- ・防潮壁を設置する海水ポンプ室や放水立坑周辺には、既設の構造物との離隔が小さいなど、設置スペースが狭隘であり、大規模な構造を構築できない。
- ・防潮壁の基礎地盤となる岩盤は、最大で地上から 30m 程度の深さの位置に分布し、取放水路や地下トレンチ等の地中構造物も設置されているため、大規模な基礎構造を構築できない。
- ・防潮壁により囲まれる海水ポンプ室や放水立坑については、保守管理等にあたり車両の出入りが必要なため、一部は開閉可能な構造であることが求められる。

上記の設計上の制約及び求められる要求機能を踏まえ、上部工と下部工を一体構造として、上部工は、高強度で軽量かつ遮水性のある鋼材を基本とし、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製遮水壁（鋼桁）及び鋼製扉（開閉式）の 3 種類の構造形式を配置し、下部工はフーチングと鋼管杭（一部、場所打ちコンクリート杭）を採用する。なお、基本設計段階では、防潮堤との接合部において、防潮堤との相対変位に対応するための許容変形量の大きな止水ジョイント構造を採用するために RC 壁形式を用いる計画としていたが、防潮堤沈下対策等により相対変位量が減少したことから、鋼製遮水壁（鋼板）形式を配置し、他同様に止水ジョイント（M 型ジョイント）により接合する。

構造形式の概要を図 1-2 に、平面配置を図 1-3 に示す。

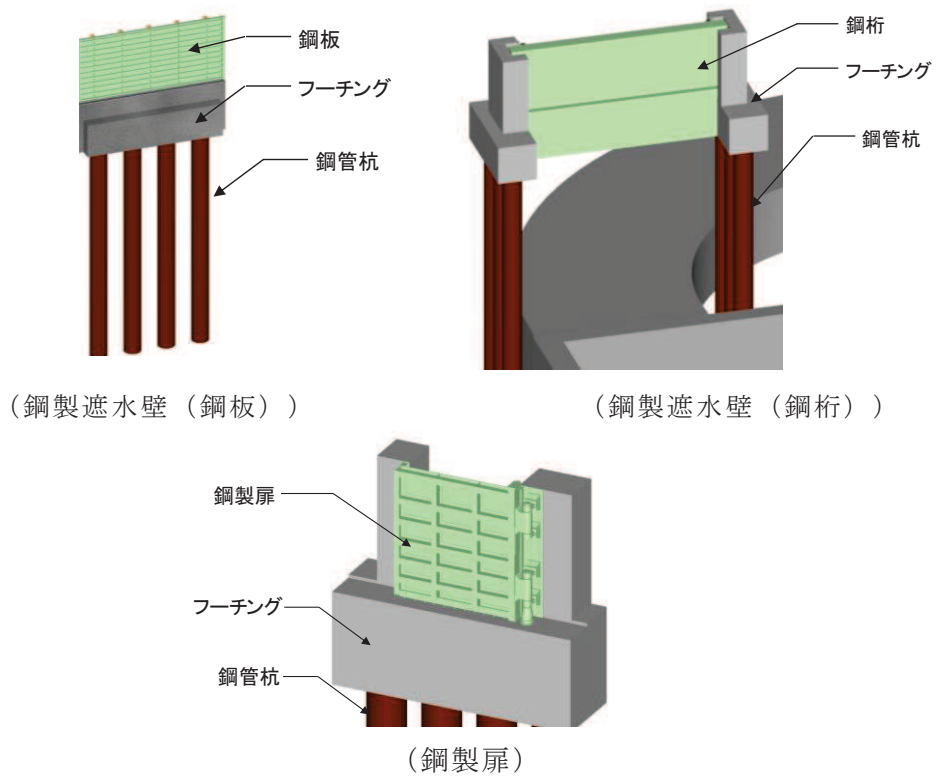


図 1-2 構造形式の概要

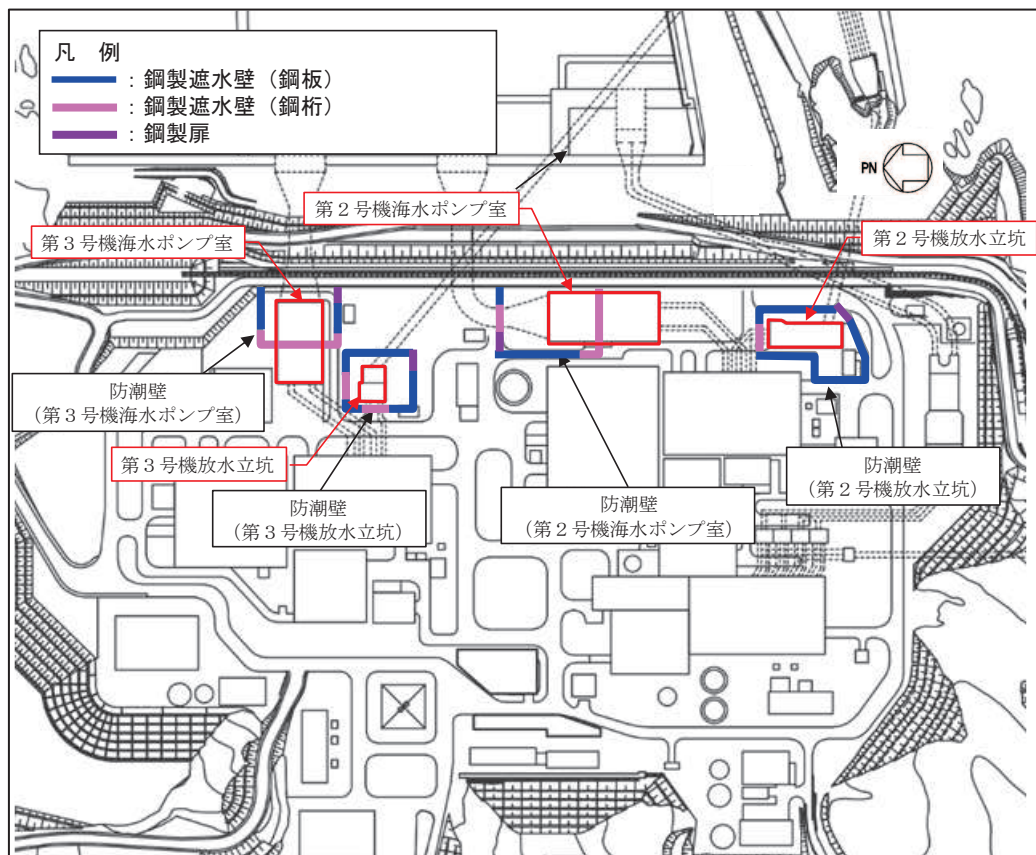


図 1-3 構造形式の平面位置図

また、杭基礎の支持層について、接地圧に対する十分な支持力を有することが要求され、基本設計段階では C_L級岩盤或は C_M級岩盤を支持層とする計画を考えていたが、耐震重要施設であることに鑑み、統一的に C_M級岩盤に支持させる計画とした。（詳細は(5)a.にて後述）

さらに、液状化及び揺すり込み沈下等の周辺地盤の変状を考慮しても施設の安全機能が損なわれるおそれがないことが要求され、基本設計段階では地下水による液状化の可能性に配慮する方針を示していたが、別途検討した設計用地下水位の影響を踏まえ、液状化による地盤変形を抑制すべく、杭周辺の液状化検討対象層（盛土や旧表土）について地盤改良する計画とした。（詳細は参考資料2にて後述）

（基礎杭は鋼管杭を基本とし、一部において場所打ちコンクリート杭を採用する計画としていたが、その詳細については、(5)b.にて後述）

(3) 設置個所の概要

設置個所の概要を以下に示す。なお、津波に対して安全機能が損なわれるおそれがないよう、前述のとおり取水路、放水路に接続する上部開口を有するピット（海水ポンプ室スクリーンエリア、放水立坑）を取り囲むように閉合させるが、各種既設設備や既設杭との取り合いを踏まえつつ安全性向上の観点から基本設計段階よりも平面積を拡げた形状としている。既設杭との位置関係は本項の終わりに、平面積の形状変更に伴う入力津波水位等の評価結果は「1.5 入力津波の不確かさの考慮について」に示す。

a. 2号機海水ポンプ室

2号機海水ポンプ室防潮壁の構造形式を図1-4に示す。2号機海水ポンプ室及び2号機取水路横断部に鋼製遮水壁（鋼桁）を、北側に車両進入路部として鋼製扉を設置し、その他の箇所については、鋼製遮水壁（鋼板）を設置する。防潮壁の東側（海側）の一面は防潮堤の背面補強工である。

なお、2号機海水ポンプ室横断部の西側フーチング（原子炉建屋と海水ポンプ室間）については、原子炉補機冷却海水配管ダクトを横断するため基礎杭の間隔が拡がり、他の基礎杭と比べ大きな曲げ抵抗や支持力を確保するため場所打ちコンクリート杭とする。その詳細については、(5)b.にて後述する。

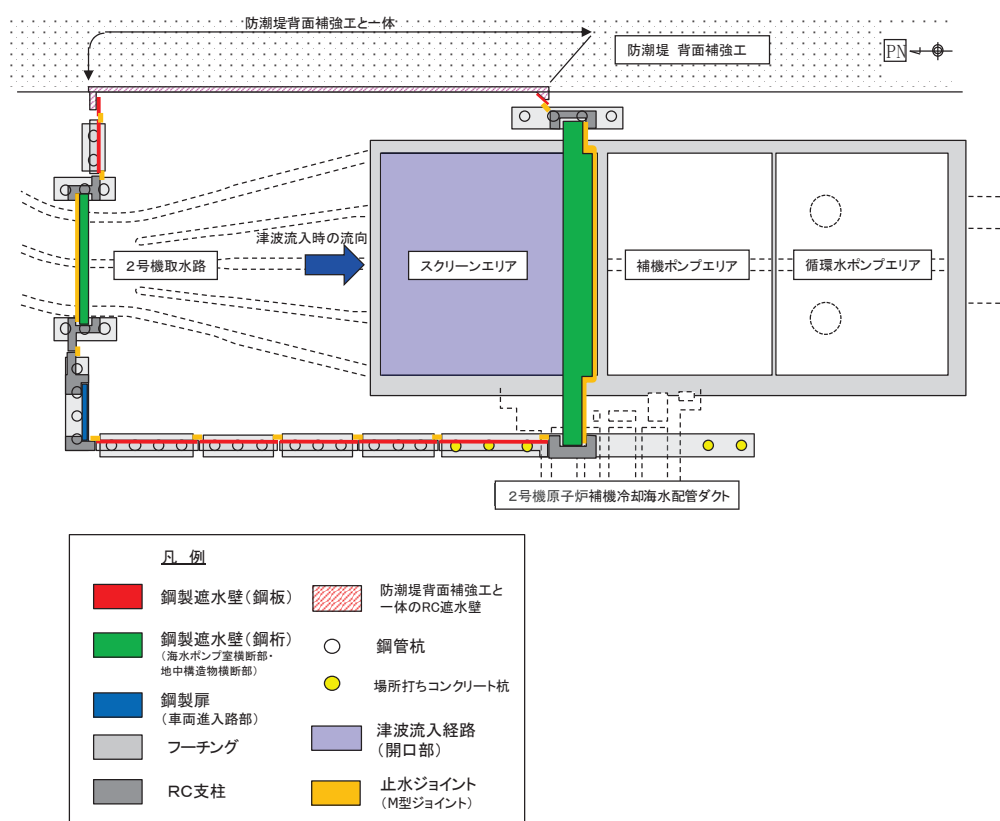


図1-4 2号機海水ポンプ室防潮壁の配置概要

b. 2号機放水立坑

2号機放水立坑防潮壁の構造形式を図1-5に示す。2号機放水管路横断部に鋼製遮水壁（鋼桁）を、南側に設ける車両進入路部に鋼製扉を設置し、その他の区間に鋼製遮水壁（鋼板）を設置する。また、鋼製遮水壁（鋼板）の一部には、2号機補機冷却系の放水を流下させるため、フーチングに設けた開口部に逆流防止設備（フラップゲート）を設置する。

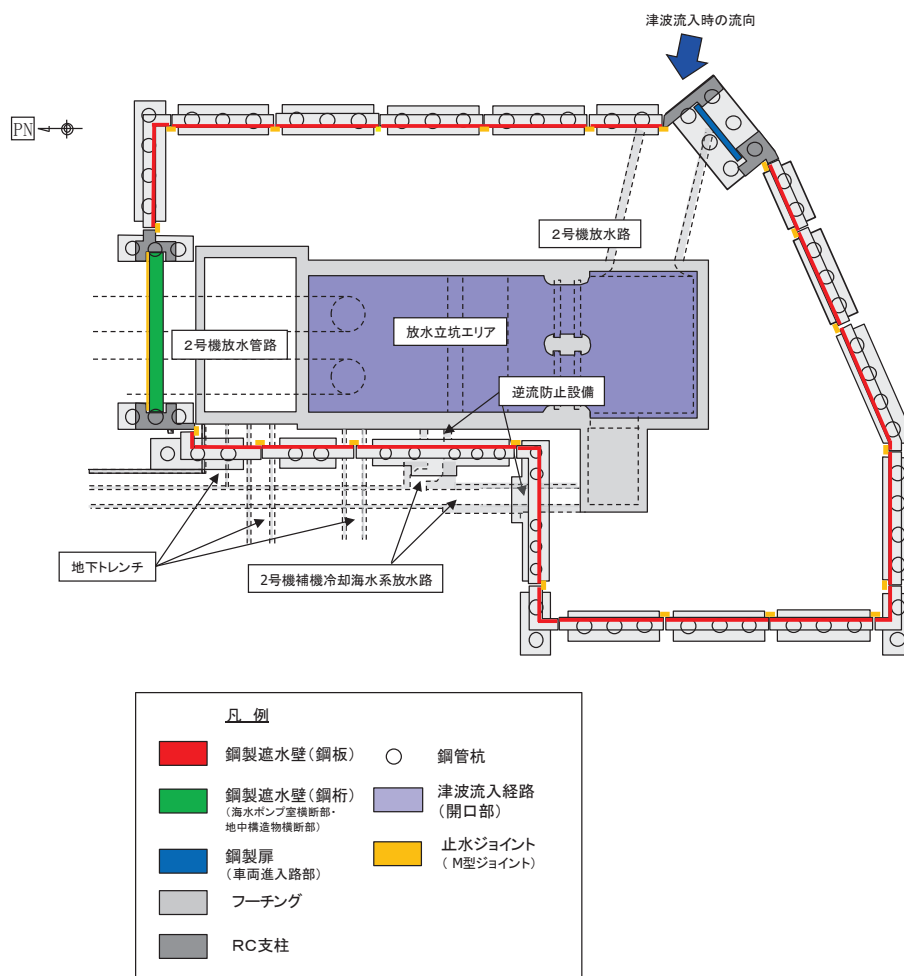


図1-5 2号機放水立坑防潮壁の配置概要

c. 3号機海水ポンプ室

3号機海水ポンプ室防潮壁の構造形式を図1-6に示す。3号機海水ポンプ室横断部に鋼製遮水壁（鋼桁）を、南側に車両進入路部として鋼製扉を設置し、その他の箇所については、鋼製遮水壁（鋼板）を設置する。防潮壁の東側（海側）の一面は防潮堤の背面補強工である。

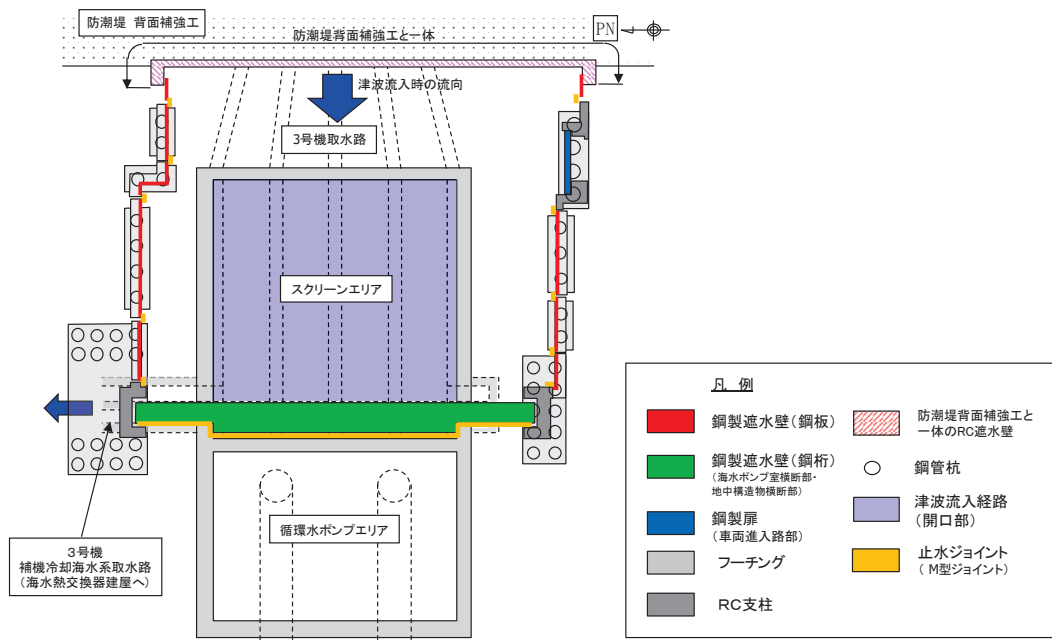


図 1-6 3号機海水ポンプ室防潮壁の配置概要

d. 3号機放水立坑

3号機放水立坑防潮壁の構造形式を図 1-7 に示す。3号機放水管路，地下トレンチ及び3号機補機放水路の横断部に鋼製遮水壁（鋼桁）を，南側の車両進入路部に鋼製扉を設置し，その他の箇所については，鋼製遮水壁（鋼板）を設置する。

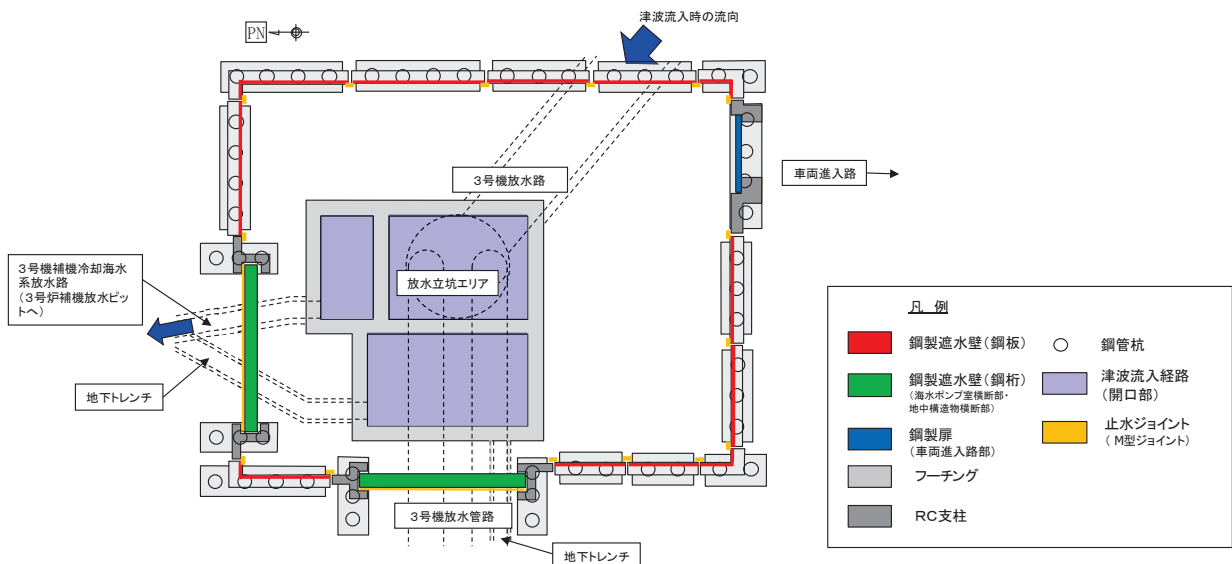
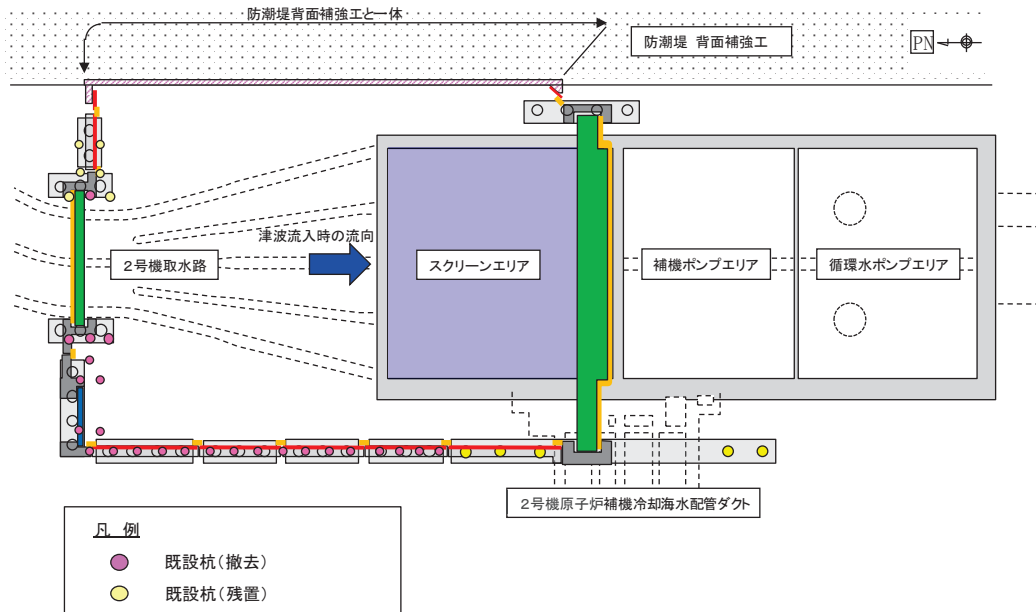


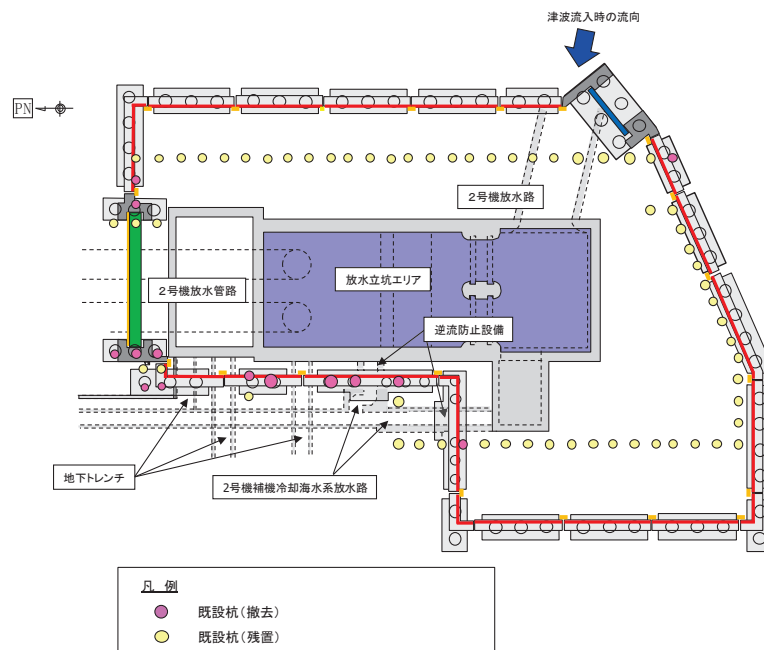
図 1-7 3号機放水立坑防潮壁の配置概要

(既設構造との位置関係について)

図 1-8 に新設する防潮壁と既設杭との関係を示す。一部を除いて、既設杭との取り合いを踏まえ、干渉を回避するような線形とすることを基本とし、線形変更できない範囲については、新設杭施工時（オールケーシング工法）に干渉する既設杭は引き抜き、施工上干渉しない範囲は地中で切断し、力学的な結合は切り離した上で残置する。

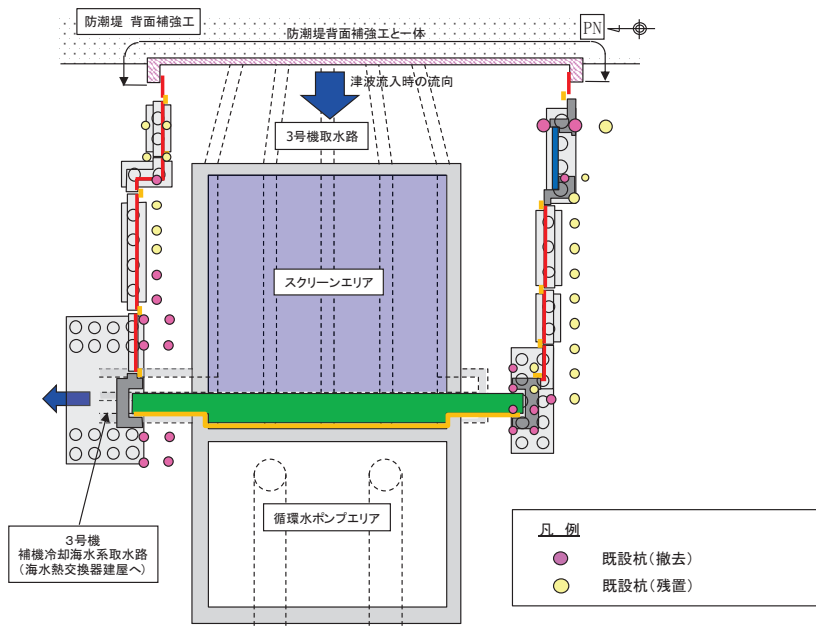


(2号機海水ポンプ室)

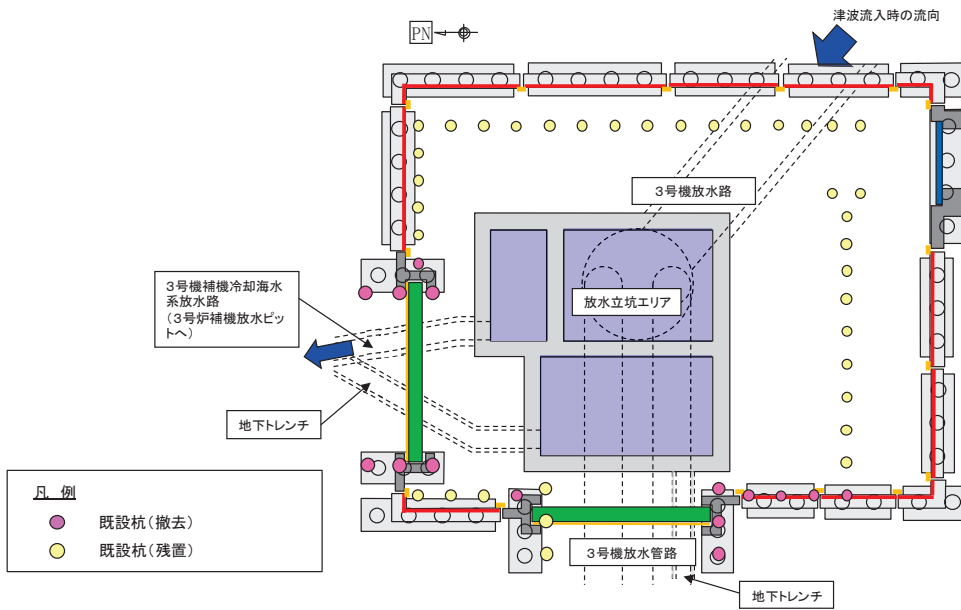


(2号機放水立坑)

図 1-8(1) 新設する防潮壁と既設杭の関係



(3号機海水ポンプ室)



(3号機放水立坑)

図 1-8(2) 新設する防潮壁と既設杭の関係

(4) 止水性確保の考え方

止水性確保は，入力津波に対し余裕を考慮した防潮壁高さを確保するとともに，各構造部位が基準地震動 S_s 及び入力津波水位に余裕を考慮した設計用津波水位（以下「設計用津波水位」という。）による荷重（津波＋余震重畳時を含む）に対し止水性を損なわない構造強度を有した構造物とし，構造接合部（土中部含む）には止水性を有する止水ジョイント等を設置することで，止水性を確保する。個別の止水性確保の概要を以下に示す。

a. 構造形式

(a) 鋼製遮水壁（鋼板）

鋼製遮水壁（鋼板）は，十分に遮水性のある鋼板を，フーチングと一体となった鋼製支柱にボルト接合により設置する構造とし，これらの構成部位を基準地震動 S_s 及び設計用津波水位による荷重に対し止水性を損なわない構造強度を有した構造とする。

なお，鋼板とフーチング間については，構造的に分離させており，止水性を有する止水ゴム（ Ω 型ゴム）を設置することで止水性を確保する。また，構造間に設置する止水ジョイント（M型ジョイント）と Ω 型ゴムの接合部については，止水性の観点で弱部となりやすいため，工場で一体成型して設置することにより，当該箇所の止水性を確保する。

鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要を図1-9に示す。

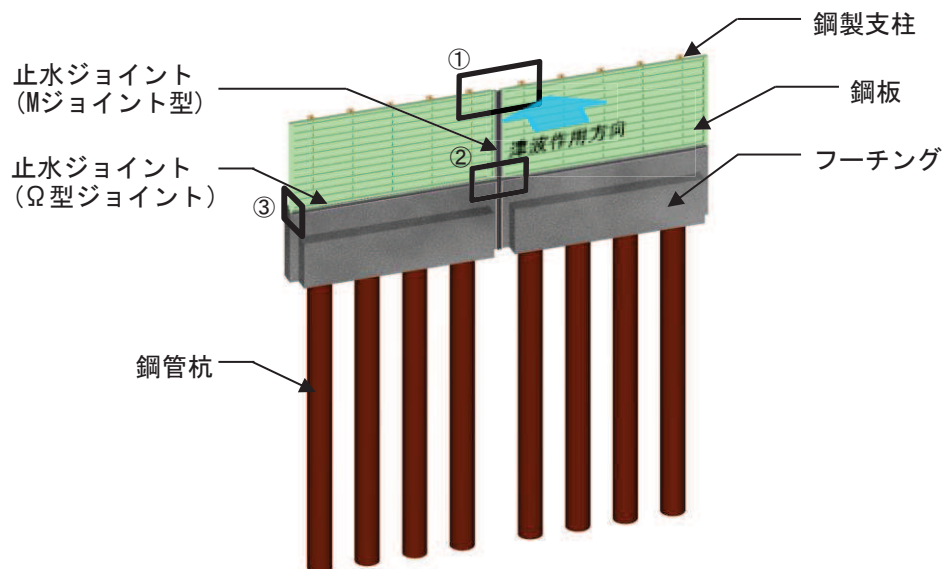


図1-9(1) 鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要

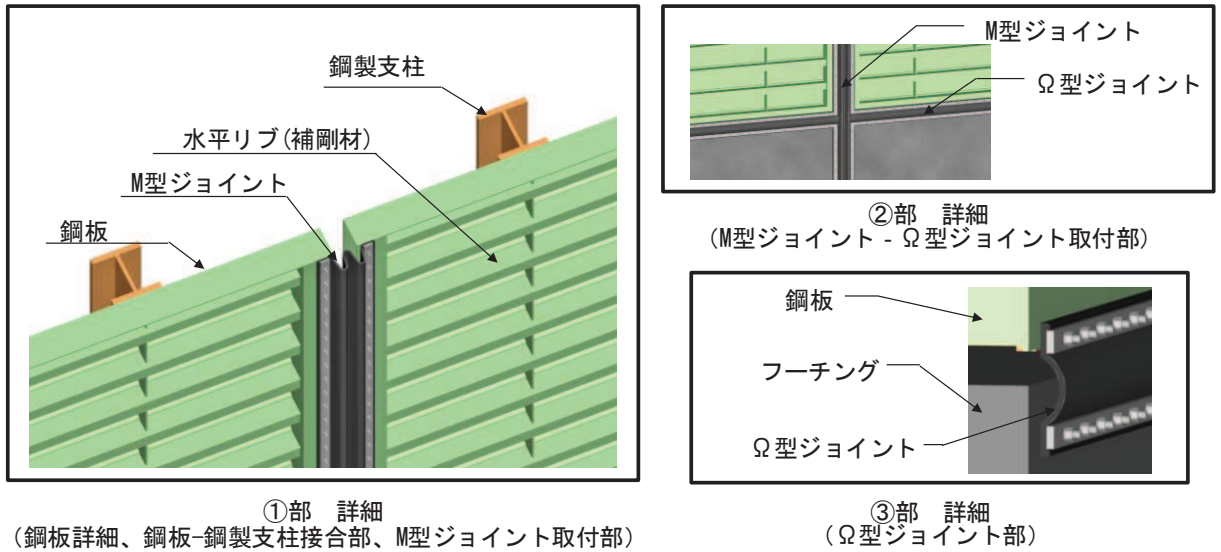


図 1-9(2) 鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要

(b) 鋼製遮水壁（鋼桁）

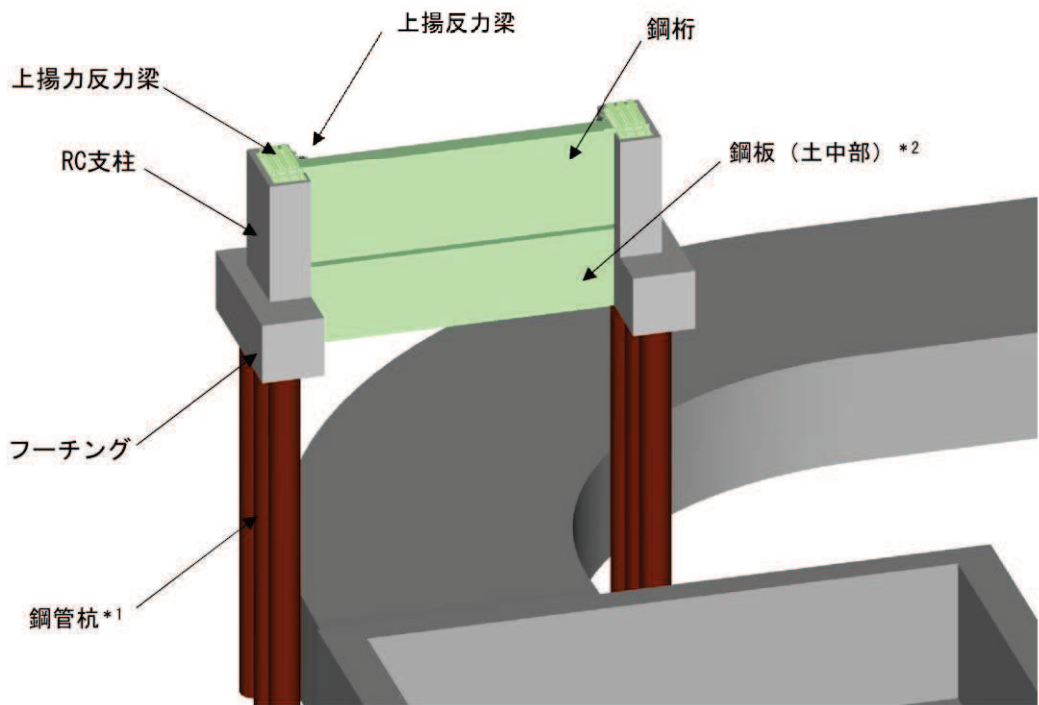
鋼製遮水壁（鋼桁）は、左右に独立したフーチングと一体の RC 支柱を構築し、鉛直支承・水平支承（水平力分散型ゴム支承）を介して支柱間に遮水性のある鋼桁を設置する構造とし、これらの構成部位を基準地震動 S_s 及び設計用津波水位による荷重に対し止水性を損なわない構造強度を有した構造とする。また、鋼桁上部に上揚力反力梁を設置し、慣性力や浮力による浮き上がりを防止する構造とする。なお、鉛直支承・水平支承（水平力分散型ゴム支承）の詳細は参考資料 3 にて示す。

ここで、鋼桁と RC 支柱間には、前述のとおり鉛直支承及び水平支承を設置するため、鋼桁と RC 支柱間には遊間が生ずる。そのため、その遊間に対して、変形追従性と止水性を有する止水ジョイント（M 型ジョイント）を別途設置することで止水性を確保する。

また、鋼製遮水壁（鋼桁）のうち、海水ポンプ室横断部を除く鋼桁（地中構造物を横断する箇所）については、鋼桁下部が地震時に沈下するおそれのある地盤であることから、フーチングに取り付けた鋼製ブラケットに、角型鋼管及び鋼板（土中部）を支持し、その間に止水ジョイント（M 型ジョイント）を設置することで、止水性を確保する。なお、詳細は参考資料 4 にて後述する。

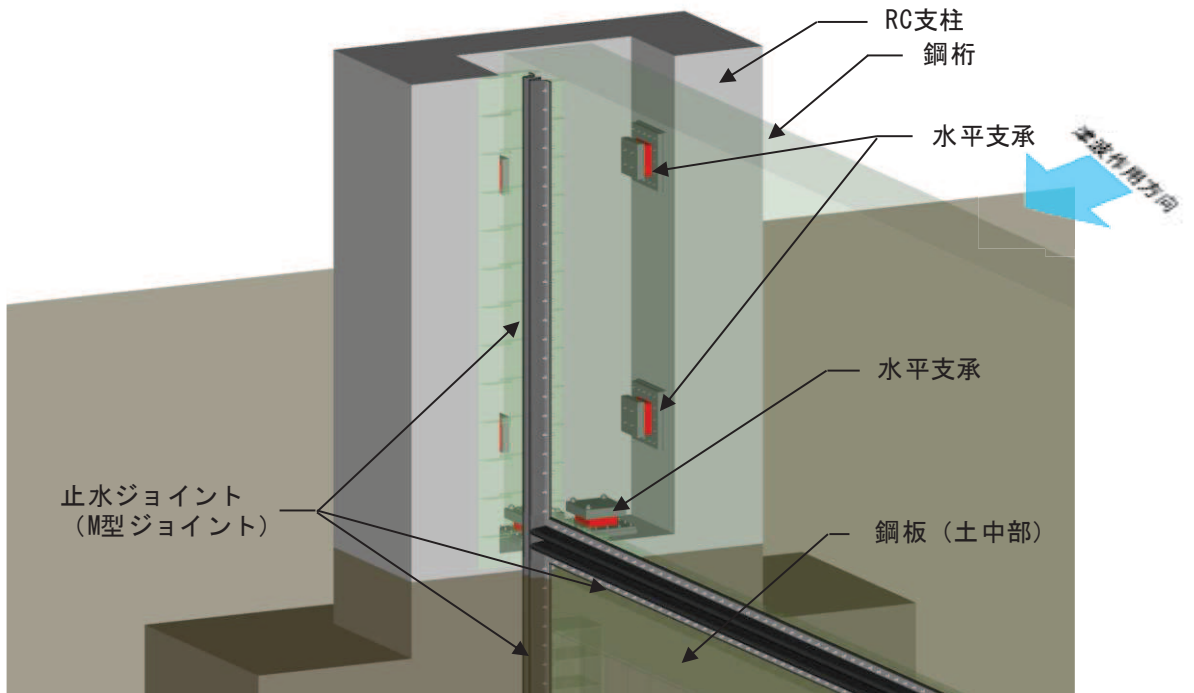
鋼桁（海水ポンプ室横断部）については、鋼桁下部が海水ポンプ室（隔壁）のため、止水ジョイントにより接合し止水性を確保する。詳細は b. 構造形式間にて後述する。

鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要を図 1-10 に、鋼桁下部の止水構造について図 1-11 に示す。



注記 *1 : 一部, 場所打ちコンクリート杭 (鋼桁1-基礎2のみ)
 *2 : ボイリング対策 (鋼桁2, 3, 5, 6のみ)

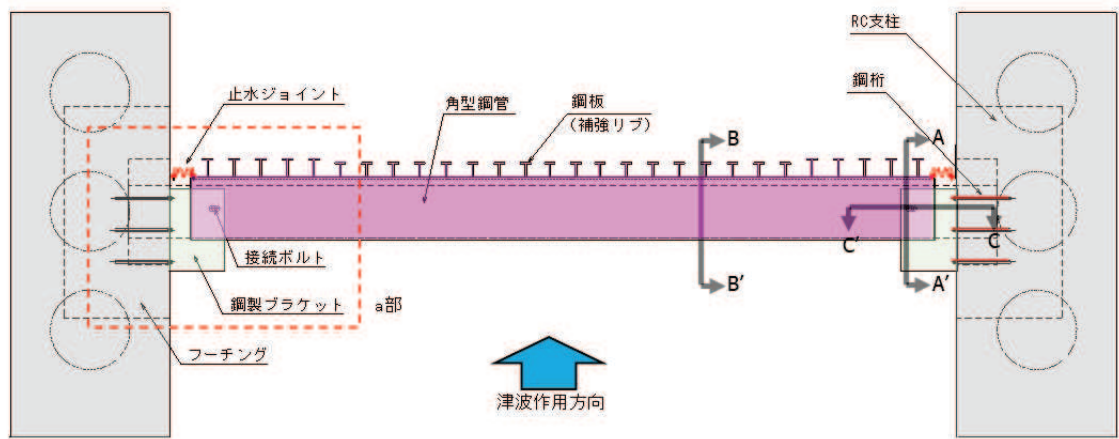
(全体概要)



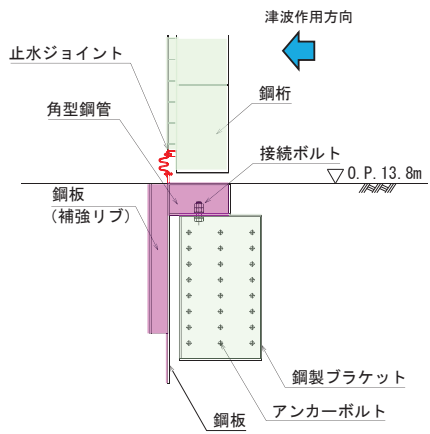
(鋼桁-RC 支柱取り合い部詳細)

図 1-10 鋼製遮水壁 (鋼桁) の構造概要

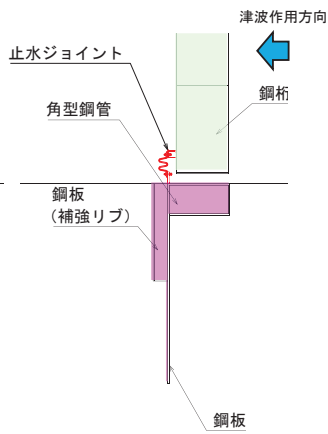
(参考) 1-12



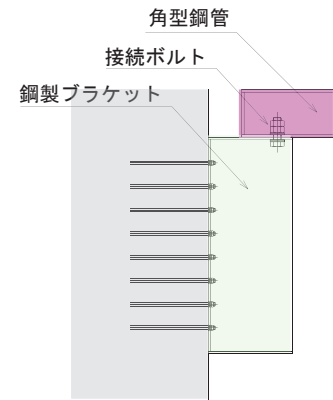
(平面図)



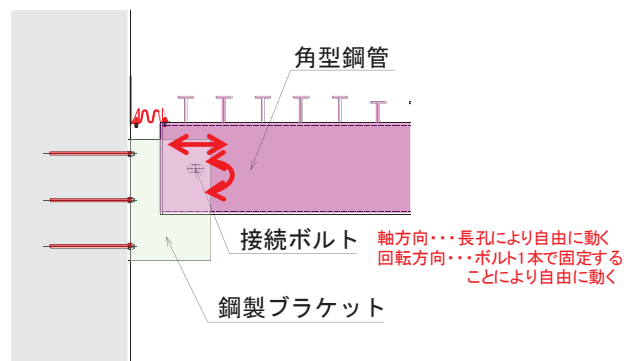
(A-A' 断面)



(B-B' 断面)



(C-C' 断面)



(a 部拡大)

図 1-11 鋼製遮水壁 (鋼桁) の鋼桁下部の止水構造概要
(海水ポンプ室横断部を除く)

(c) 鋼製扉

鋼製扉は、フーチングと一体の RC 支柱を構築し、支柱間に遮水性のある鋼製扉を設置する構造とし、これらの構成部位を基準地震動 S_s 及び入力津波水位に余裕を考慮した設計用津波水位による荷重に対し止水性を損なわない構造強度を有した構造とする。

また、車両進入路部として、開閉可能な扉構造とするため、鋼製扉と戸当り間に止水ゴム (P 型) を設置し、戸当りとの接触面で止水性を確保する。

鋼製扉の構造概要を図 1-12 に示す。

なお、鋼製扉は地震後の津波到達に対し裕度をもって閉止できるよう 15 分以内に開閉可能な構造とすることとしており、人力での開閉が可能な構造ではあるが、基本設計段階では、扉体重量や風に配慮し、確実に閉止できるようにするため、動力を使わないアシスト機構としての油圧装置の配備等についても詳細設計の中で検討することとしていた。詳細設計段階において、図 1-13 に示すとおり、RC 支柱上部に油圧ジャッキ及び手動ポンプを配備する設計とした。(15 分以内に開閉可能であることは要素試験等を行い確認しており、詳細は参考資料 5 にて後述する)

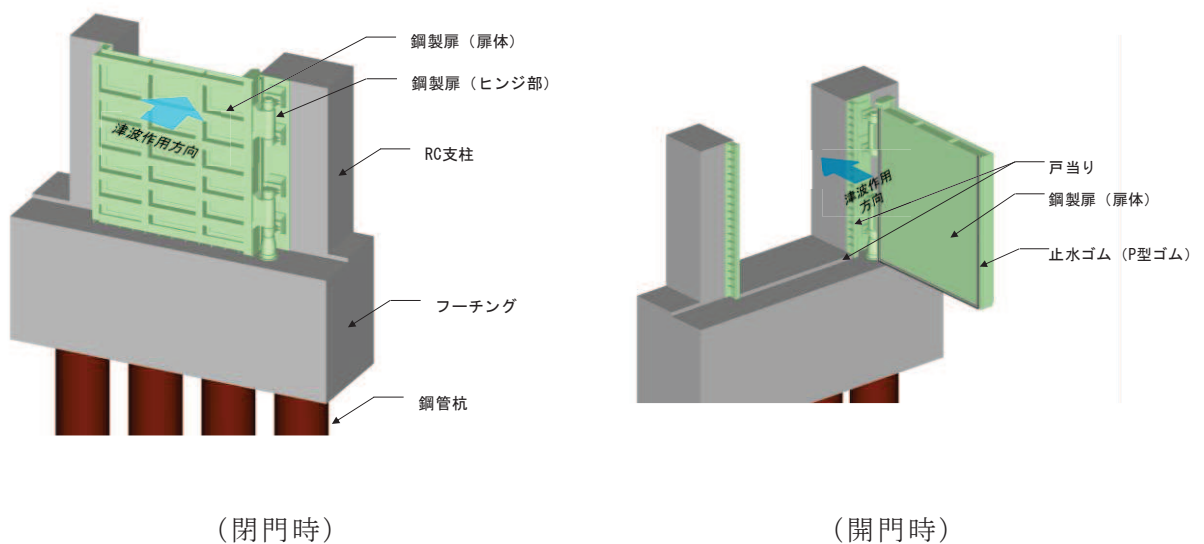


図 1-12 鋼製扉の構造概要

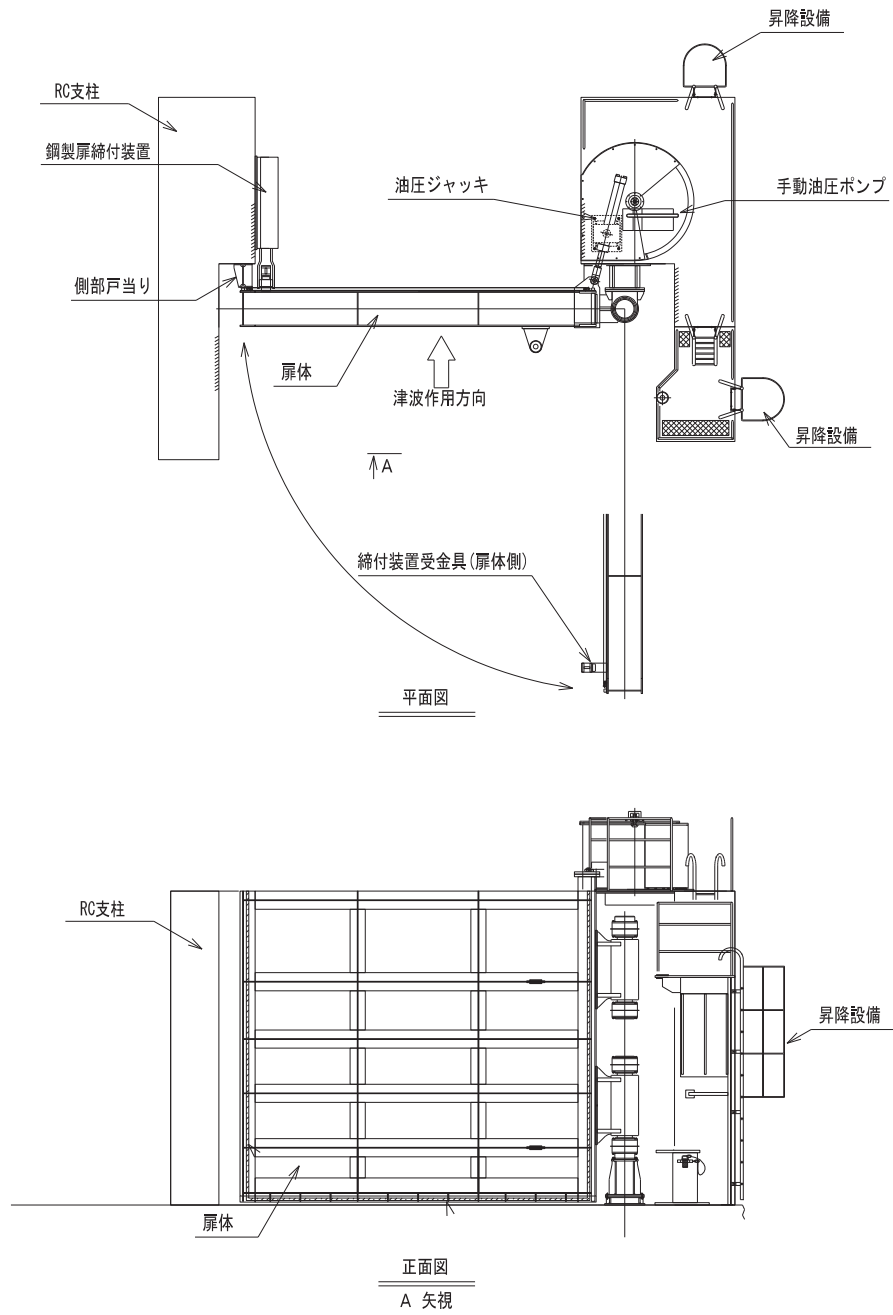


図 1-13 鋼製扉の開閉用補助装置の概要

b. 構造形式間

構造形式間の接合部には、変位追従性と止水機能を有する止水ジョイント（M型ジョイント）を設置することで、構造形式間の止水性を確保する。

接合部は、鋼材-鋼材、鋼材-RC及びRC-RCの接合部の3パターンが存在する。図1-14に鋼材-RC間及びRC-RC間の接合部の概要図を示す（鋼材-鋼材間は図1-9のとおり）。

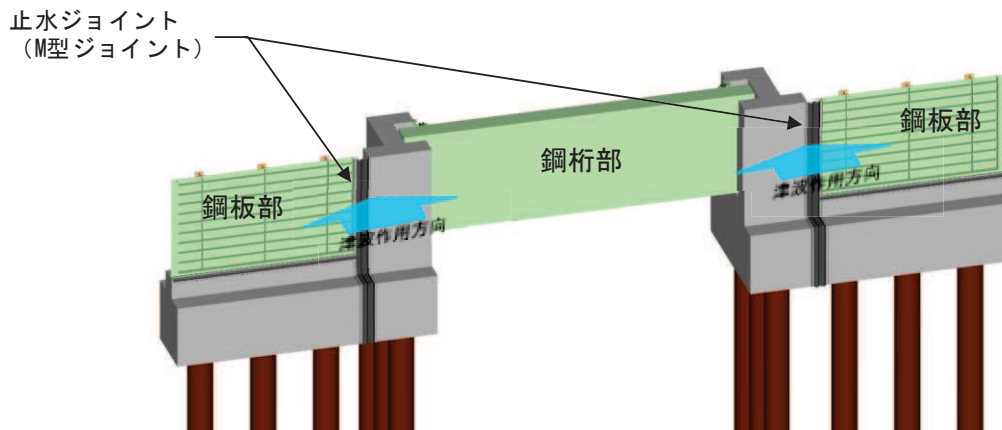


図1-14(1) 構造形式間の接合部の概要
(鋼材-RC)

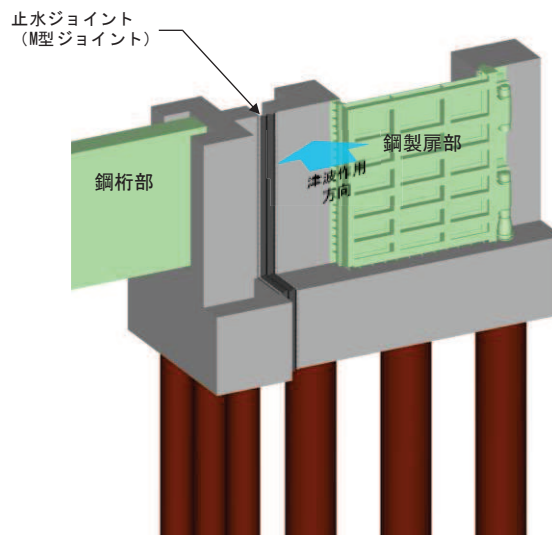


図1-14(2) 構造形式間の接合部の概要
(鋼材-RC)

c. 異種構造物間

構造形式間の接合部には、変位追従性と止水機能を有する止水ジョイント（M型ジョイント）を設置することで、構造形式間の止水性を確保する。

(a) 海水ポンプ室

海水ポンプ室との接合部については、鋼製遮水壁（鋼桁）の鋼桁から張り出したブラケットと海水ポンプ室隔壁との間に止水ジョイントを取り付けることで、止水性を確保する。概要を図 1-15 に示す。

なお、海水ポンプ室隔壁の止水性の考え方については、「5.17 津波に対する止水性能を有する施設の評価について」にて示す。

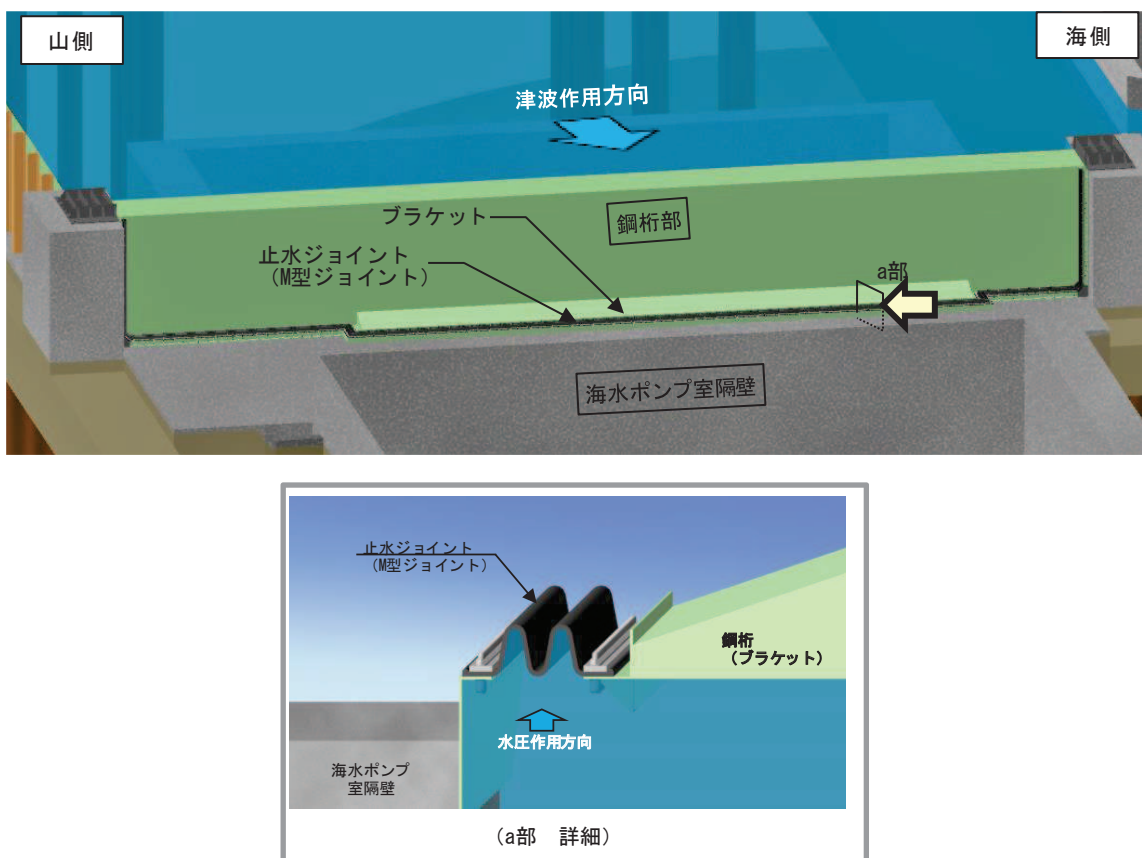


図 1-15 異種構造物間の接合部の概要
(海水ポンプ室間)

(b) 防潮堤間

防潮堤との接合部については、防潮堤背面補強工から張り出した RC 壁に鋼板を取り付け、防潮壁との間に止水ジョイントを取り付けるとで、止水性を確保する。概要を図 1-16 に示す。

なお、防潮堤背面補強工から張り出した RC 壁及び鋼板の詳細については参考資料 6 にて後述する。

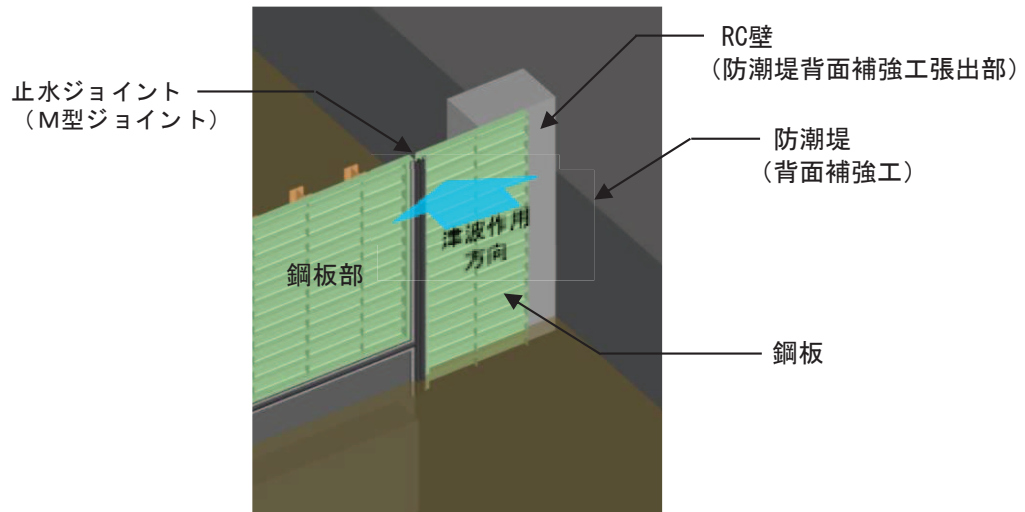


図 1-16 異種構造物間の接合部の概要
(防潮堤間)

d. 地中部からの回り込み

上記 a.～c.に加え，土中部から津波の回り込み（ボイリング）に対して，津波の滞水時間（最大 3 分程度）*や常時の地下水位（地下水位低下設備の効果により十分に低下している状態が想定）を踏まえると，発生する要件が揃う可能性は極めて低いと考えられるが，仮にそれらの要件が揃ったとしても止水性を確保する設計とする。

具体的には，フーチング高さまたは地中に設置する鋼板（鋼桁 2, 3, 5, 6 のみ）を，入力津波水位に対するボイリングを仮定した場合においても，十分な安全性を有する根入れ長を確保する高さに設定する（フーチング間は止水ジョイントを設置）。なお，基本設計段階ではフーチングへ矢板等を設置し必要根入れ長を確保する考えを例示していたが，フーチングがある部位については，必要な根入れ長をフーチング高さにより確保することとした。

また，鋼桁下部が地震時に沈下するおそれのある地盤である鋼桁（地中構造物を横断する箇所）においては，鋼桁下部に設置する角型鋼管に矢板（鋼材）を設置し，必要根入れ長を確保する。必要根入れ長の評価及び矢板等の詳細については，参考資料 4 にて後述する。

注記*：「VI-1-1-2-2-3 入力津波の設定」に示す，入力津波の時刻歴波形（水位上昇側）において敷地高さ（O.P.+13.8m）を上回る時間

(5) 基礎構造

a. 下端部の支持方法について

(a) 概要

支持層について、接地圧に対する十分な支持力を確保するため、 C_M 級岩盤とする。

ここで、 C_M 級岩盤上に C_L 級岩盤が分布する箇所は杭を岩盤内に根入れさせ C_M 級岩盤に支持させることになるが、岩盤への根入れ長が長くなることで、岩盤によるせん断抵抗が期待される一方、杭体としては岩盤と盛土・旧表土境界部に発生するせん断力の影響により耐震安全性が低下するおそれがある。

このため、杭の岩盤への根入れ長を短くし（ C_M 岩盤上面から C_L 岩盤上面までをMMRで立ち上げ）、 C_M 岩盤への荷重伝達を行うとともに、岩盤と盛土・旧表土境界部に発生するせん断力の影響を緩和する構造とする。

また、防潮壁の基礎杭周辺において旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、変形抑制及び液状化対策を目的とし、設計用地下水位に余裕を考慮し+1m以深を地盤改良し、改良幅は地盤改良高さの2倍を確保する（詳細は参考資料2にて後述）。

杭下端部の支持方法の概要を図1-17に示す。

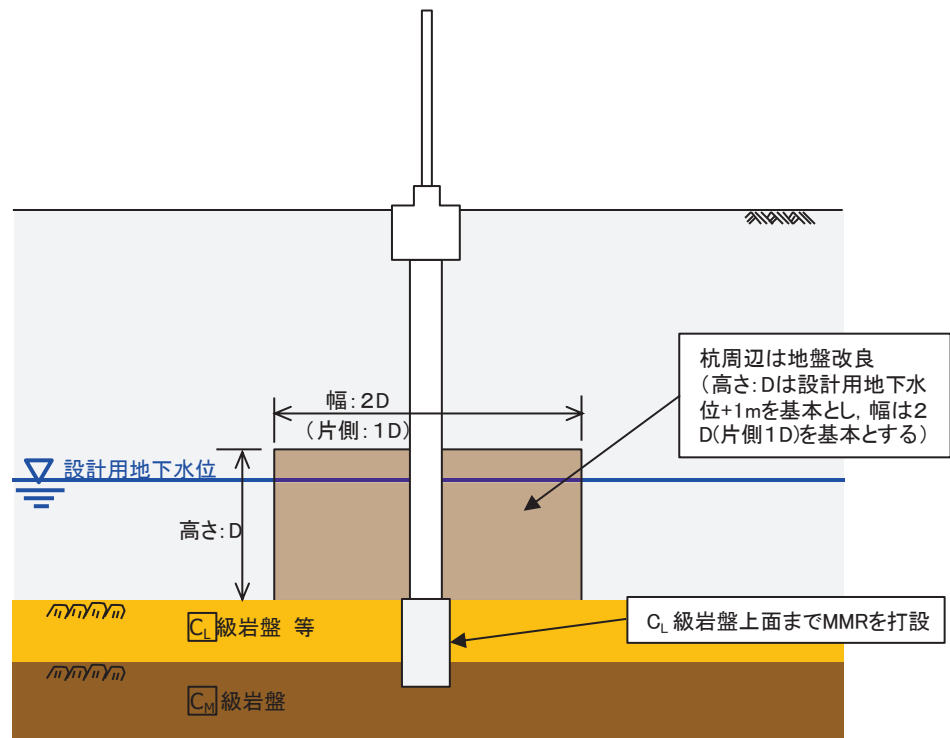


図1-17 杭下端部の支持方法の概要

(b) 設計上の考慮事項

杭下方の MMR については、 C_M 級岩盤の極限支持力よりも大きな強度を確保することで、 C_M 級岩盤へ確実に荷重を伝達する。

表 1-1 に杭下方の MMR の強度（一軸圧縮強度）と C_M 級岩盤の極限支持力の関係を示す。

表 1-1 MMR の強度と岩盤の極限支持力の関係

分類	MMR の強度 (一軸圧縮強度)	極限支持力 (C_M 級岩盤)
孤崎部層	30 N/mm ²	13.7 N/mm ²
牧の浜部層		11.4 N/mm ²

また、杭先端については、 C_L 岩盤上面位置（MMR 上面）とすることを基本とするものの、不陸や鋼管杭の施工上の誤差により、 C_L 岩盤内に多少根入れし岩盤の拘束（せん断抵抗）の影響を受ける可能性は否定できないが、図 1-18 に示す鋼製遮水壁（鋼板）-断面②における深度方向の地盤の変位分布のとおり、杭下方を地盤改良することで、杭先端付近の変形量は無視しうるほど抑えられる。よって、不陸や鋼管杭の施工上の誤差が生じたとしても設計上は問題ないものと考えられる。なお、設計用地下水位が岩盤以深に分布している区間（鋼製遮水壁（鋼板）-断面③等）のように、地盤改良を実施しない範囲も存在するが、図 1-19 に示す断面③における深度方向の地盤の変位分布のとおり、杭先端付近の変形量は無視しうるほど抑えられる。よって、不陸や鋼管杭の施工上の誤差が生じたとしても設計上は問題ないものと考えられる。

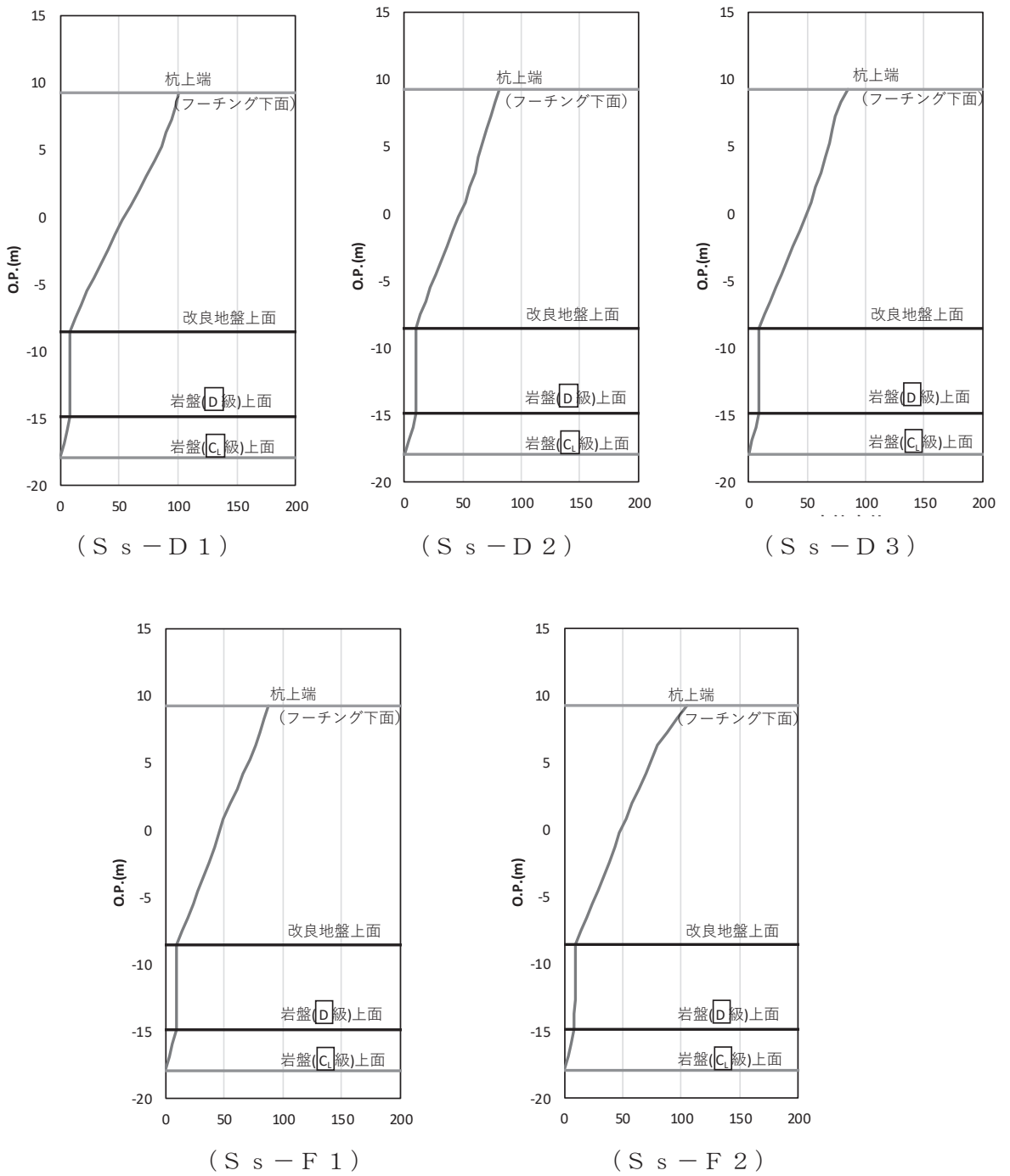
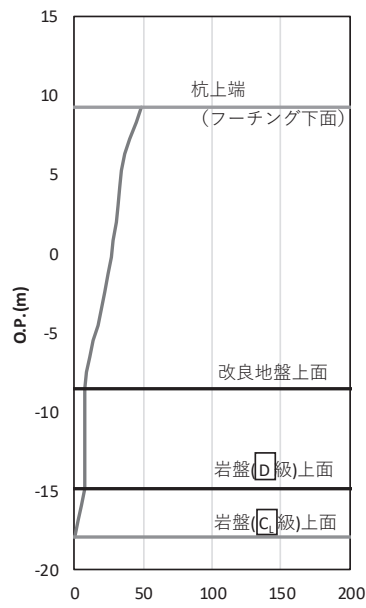
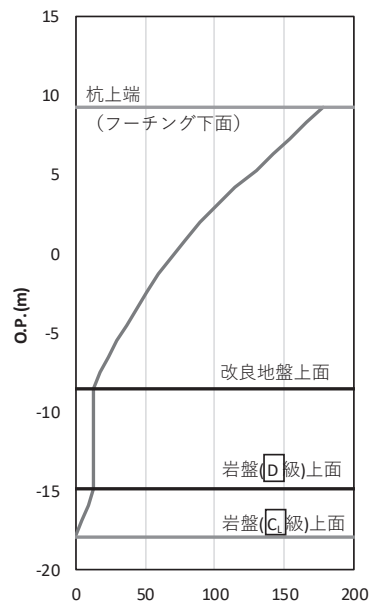


図 1-18(1) 深度方向の地盤変位分布
 (鋼製遮水壁 (鋼板) -断面②の例)

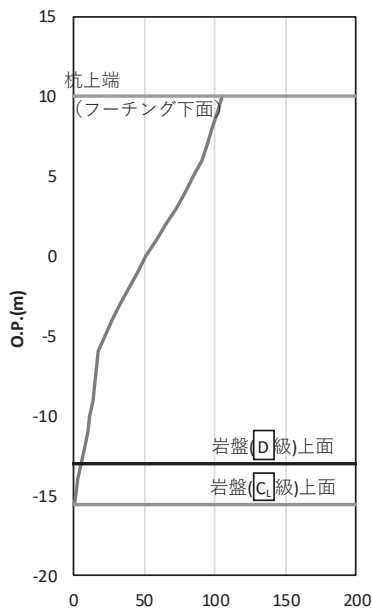


(S s - F 3)

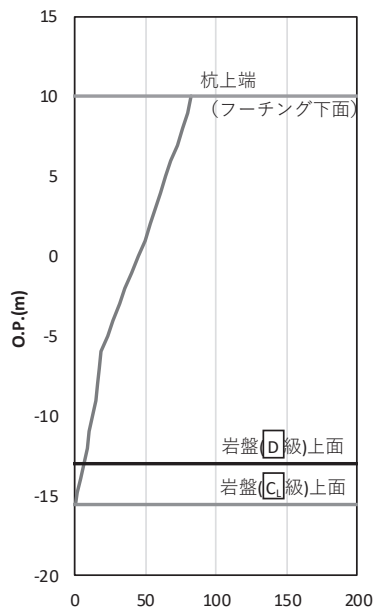


(S s - N 1)

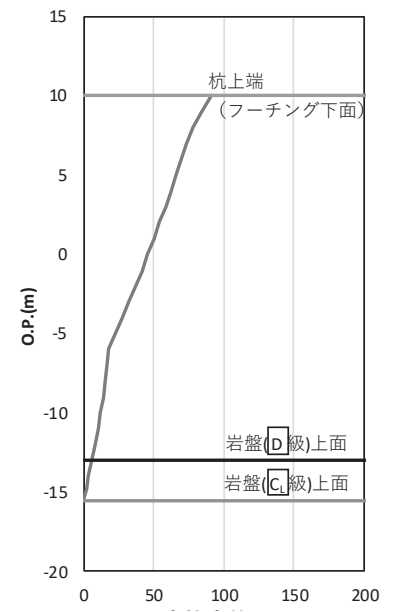
図 1-18(2) 深度方向の変位分布
(鋼製遮水壁 (鋼板) -断面②の例)



(S s - D 1)



(S s - D 2)



(S s - D 3)

図 1-19(1) 深度方向の地盤変位分布
(鋼製遮水壁 (鋼板) -断面③の例)

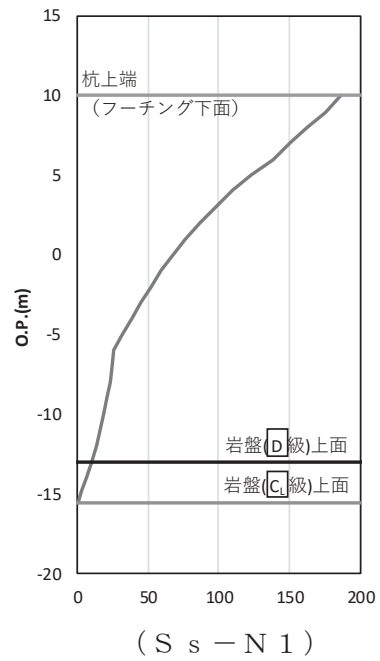
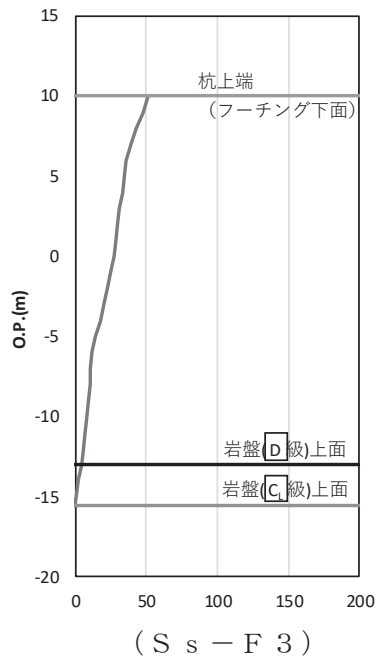
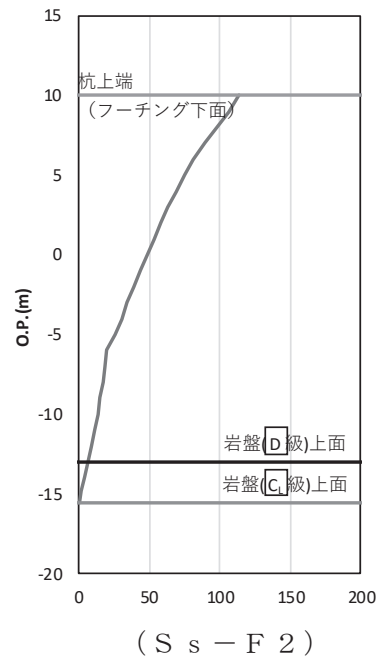
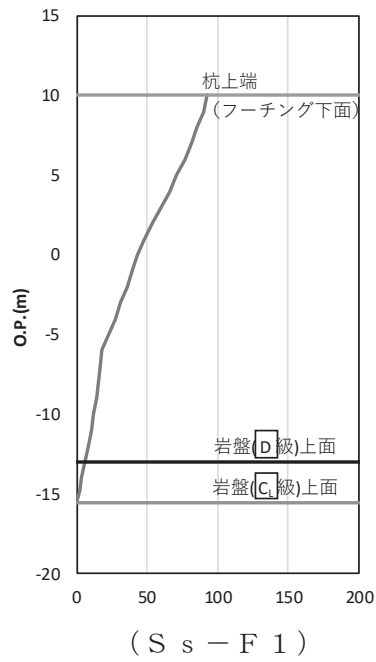


図 1-19(2) 深度方向の地盤変位分布
(鋼製遮水壁 (鋼板) -断面③の例)

なお、3号機放水立坑防潮壁においては、杭の設置位置が建設時の掘削形状により、岩盤端部付近に位置している箇所（立坑南側）や岩盤上面が傾斜している箇所（立坑西側）があるため、これらの地点に対する杭先端部の安定性については、参考資料7及び参考資料8にて示す。

また、3号機放水立坑については低耐震クラスであることを踏まえ、立坑の損傷を仮定した場合においても杭の水平抵抗力や防潮壁の耐震性に影響が及ばないように、地盤改良を行う計画とする。なお、改良体の安定性等の確認結果については参考資料8に示す。（第2号機放水立坑についても同様に低耐震クラスとなるが、防潮壁の変形抑制及び液状化対策を目的に実施する地盤改良により、同様の役割を担い、杭の水平抵抗力や防潮壁の耐震性に影響が及ばないことを確認している（参考資料8）。）

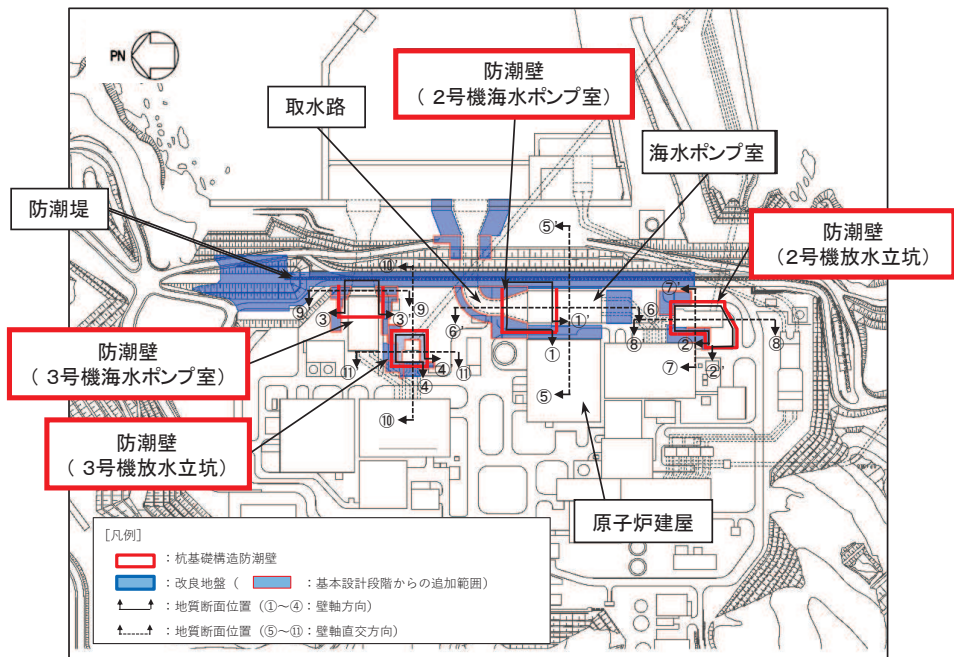
ここで、防潮壁の地震応答解析は、質点と線形はり要素及び地盤ばねにより構成された上部工 - 下部工 - 地盤の連成のばね質点系の解析モデル（以下、「質点系モデル」という。）による時刻歴応答解析を行う方針としている。その際に入力する地盤応答について、基礎杭周辺に設置する改良地盤が半無限幅に連続していることを前提とした水平成層地盤でモデル化して、一次元時刻歴応答解析（全応力非線形解析）に基づく地震応答解析により作成した地盤応答を用いる方針としている。

上記の3号機放水立坑の損傷を仮定した地盤改良については、防潮壁の変形抑制及び液状化対策として有効性を確認している地盤改良高さの2倍幅を有していないことから、考慮せずに原地盤の盛土として扱うことで、地震応答解析手法の性質上、地盤改良体と盛土間の地層境界部での剛性差の影響がより大きくなる等、耐震評価において保守的な評価になると考えられることから、防潮壁の耐震及び強度計算上は考慮しない（原地盤の盛土として扱う）ことを基本とする。

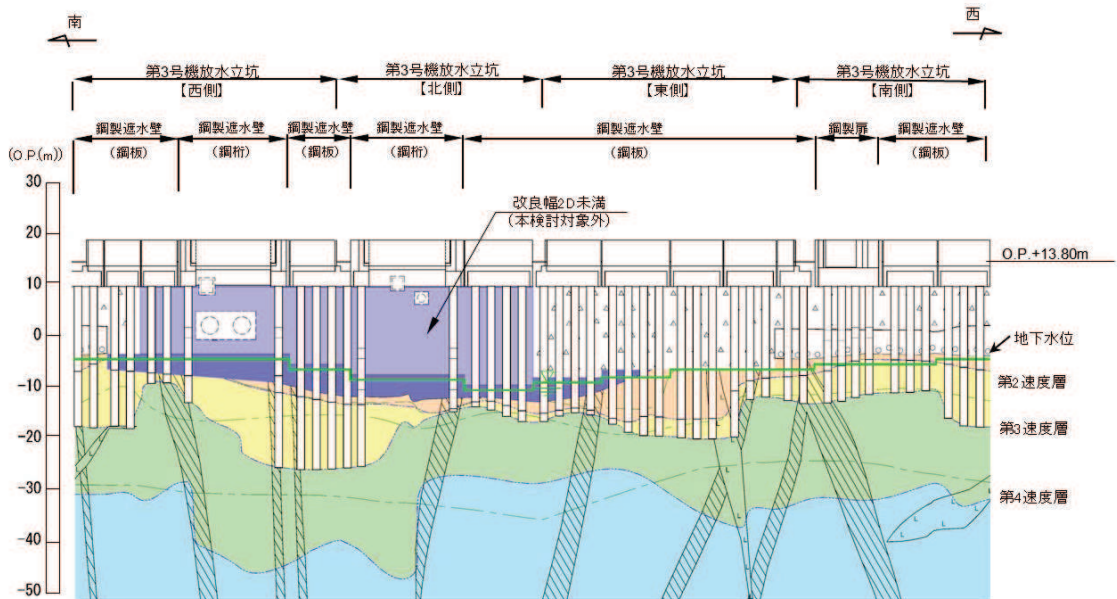
ただし、この地盤改良を考慮することで上部工の加速度応答等が大きくなり応答値への影響が想定されるため、有効な改良地盤として扱った場合の影響評価も行う。

なお、津波荷重の設定に係る揺すり込み沈下量の算定においては沈下抑制としては機能するため考慮する。

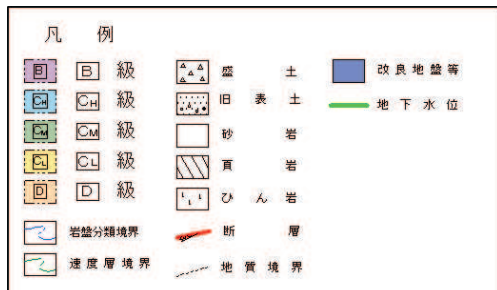
3号機放水立坑付近の地質図を図1-20に、防潮壁の耐震・強度評価における本地盤改良の設計上の扱いを表1-2に示す。



(平面図)



(3号機放水立坑 ④-④' 断面*1,*2)



注記：*1：鋼管杭下端は C_L 級岩盤上面（又は C_L 級岩盤上面）とし、鋼管杭直下の C_L 級岩盤部は MMR により置換する範囲を示す。

*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。

図 1-20(1) 3号機放水立坑付近の地質図
(3号機放水立坑横断方向(南北))

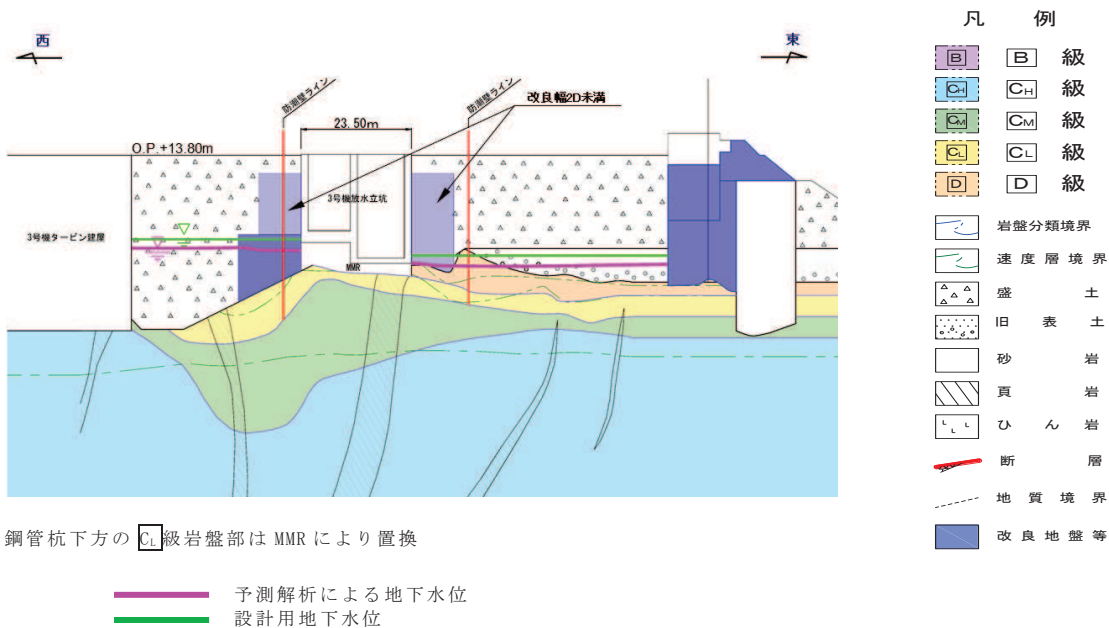


図 1-20(1) 3号機放水立坑付近の地質図
(3号機放水立坑横断方向(南北))

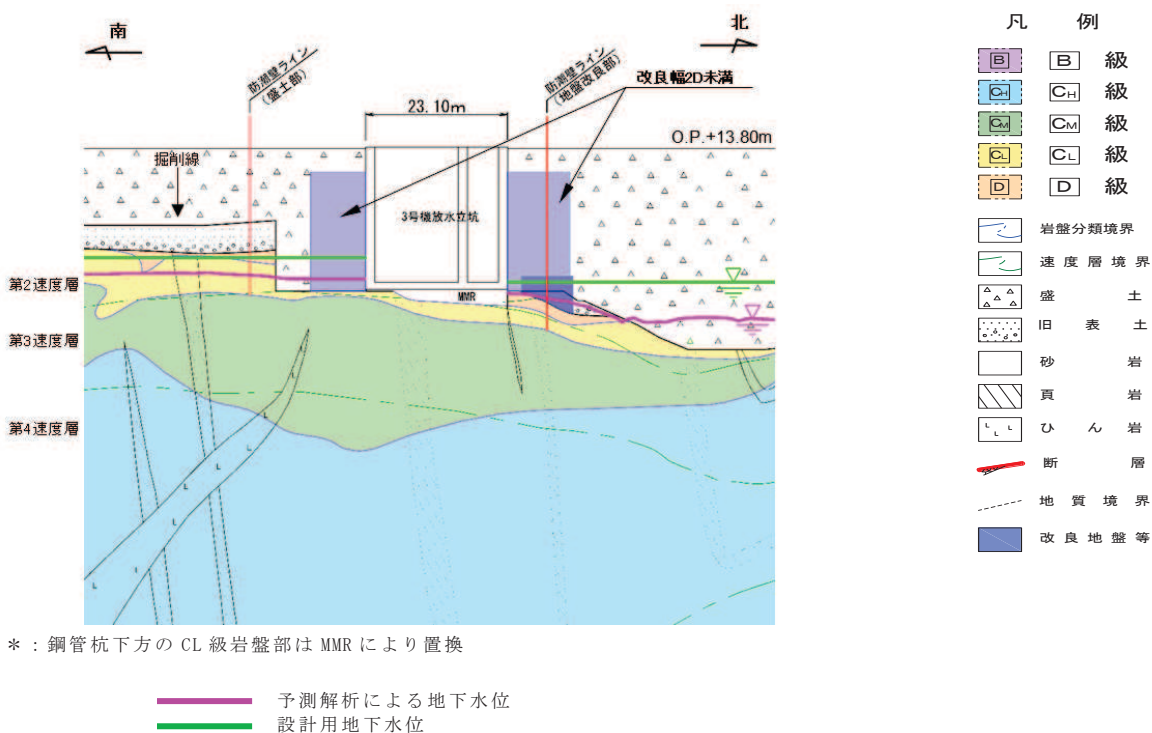


図 1-20(2) 3号機放水立坑付近の地質図
(3号機放水立坑横断方向(東西))

表 1-2 3号機放水立坑の損傷を仮定して行う地盤改良に対する防潮壁の設計上の扱い

項目	地盤改良の設計上の扱い	備考
耐震・強度計算	考慮しない	ただし、考慮することで上部工に作用する加速度応答が大きくなる等の影響が想定されるため、考慮する場合の影響評価についても行う。 なお、津波荷重の設定に係る揺すり込み沈下量の算定においては、沈下抑制としての機能は有効であるため考慮する。
解析手法の妥当性 (参考資料 2)	考慮しない	
評価対象断面の選定 (補足 140-1 5.10)	考慮しない	ただし、耐震・強度計算に準じ、上部工への影響評価の観点から考慮する場合と考慮しない場合の双方の場合で整理する。
止水ジョイント変形量評価 (補足 140-1 6.3.10)	考慮する	図 1-20 に示すように、地盤改良を考慮することで、有意な地層境界部となるため、相対変位量の評価においては、保守的な評価となることから、考慮した場合について評価する。
ボイリング評価 (補足 140-1 6.3 参考資料 4, 参考資料 9 等)	考慮する	津波荷重の設定に係る揺すり込み沈下量の算定においては、沈下抑制としては機能するため考慮する。

(c) 施工方法及び品質管理

基礎杭の施工は、オールケーシング工法によるプレボーリング工法を用いる計画としており、以下の方法により施工品質を確保する計画としている。

オールケーシング工法は、ケーシングチューブを円周回転させながら油圧ジャッキで圧入し、ファーストチューブ先端に取り付けた超硬ビットにより切削しケーシングチューブ内掘削土をハンマーグラブで排土する工法である。

よって、所定の深度まで掘削後、孔底に残留した掘削ズリの処理を行った上で MMR の打設を行い、鋼管杭を設置する。深度の確認は、掘削位置における岩盤性状を、ケーシングチューブ先端から採取された岩ズリにより直接確認することで行う。

岩級の確認は、女川原子力発電所における岩盤の分布については、これまでの調査（ボーリング調査、建設時の目視確認等）により精度よく得られているが、採取されたズリに対して、形状・割れ目間隔や風化度に応じて判定する。なお、MMR は着岩判定後、支持岩盤の不陸を考慮し、全周を確実に岩盤支持させるため、更に 0.5m 程度掘削して構築する。

類似工事の施工例を図 1-21 に、参照する岩級区分基準を表 1-3 に示す。



(オールケーシング工法による掘削)



(岩ズリの外観目視・ハンマー打音から風化度を判定。併せて、近傍のボーリングコアと岩相等を対比している。)

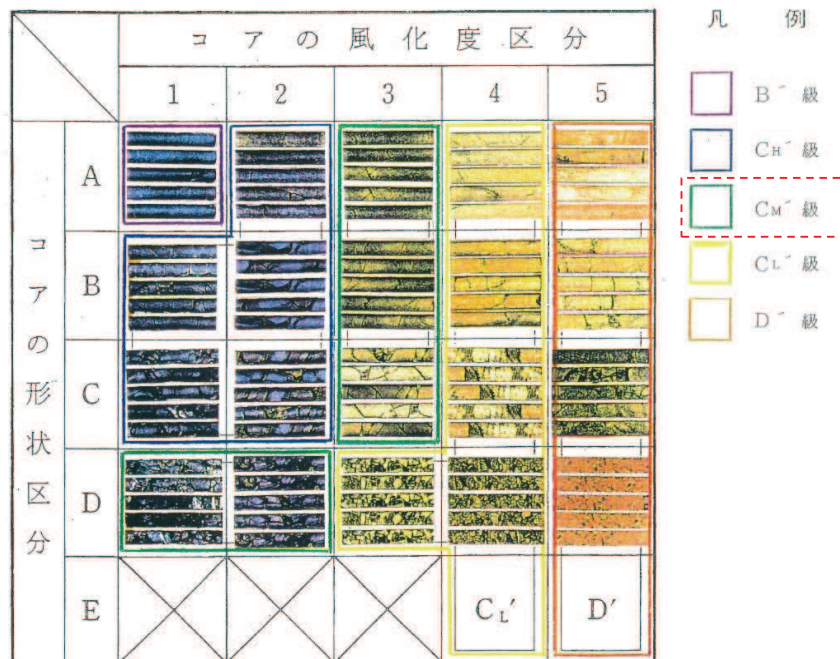
(岩盤確認状況)

図 1-21 類似工事の施行例

表 1-3 参照する岩級区分基準

区分	特徴	
	砂岩 及び ひん岩	頁 岩
B" 級	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に新鮮で、暗灰色～暗青灰色を呈する。 割れ目間隔20cm程度以上である。 ハンマーの強打で割れ、澄んだ金属音を発する。 	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に新鮮で、黒～暗灰色を呈する。 割れ目間隔20cm程度以上である。 ハンマーの強打で割れ、澄んだ金属音を発する。
C _H " 級	<ul style="list-style-type: none"> 全体的にわずかに風化をうけ、暗灰～黄灰褐色を呈する。岩芯が新鮮な青灰色部を含む。長石類が黄褐色に風化汚染されている。 割れ目間隔は、主として5～20cm程度である。 ハンマーの強打で割れ、やや濁った金属音を発する。 	<ul style="list-style-type: none"> 割れ目沿いにわずかに風化汚染をうけ、黒～暗灰色を呈する。砂質ラミナにわずかに褐色汚染が認められることがある。岩片角はナイフで削れる。 割れ目間隔は主として5～20cm程度である。 ハンマーの強打～中打で割れ、やや濁った金属音を発する。
C _M " 級	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に風化をうけ、淡黄褐～黄褐色を呈する。指先の摩擦で粒子がほとんど分離しないものから、岩片を指圧で割れるものまでである。 割れ目間隔は、主として3～10cm程度である。 ハンマーの中打で割れ、濁った音を発する。 	<ul style="list-style-type: none"> 風化による脱色化が認められ、割れ目沿いは褐色に風化し暗灰～褐灰色を呈する。岩片はナイフで容易に削れる。 割れ目間隔は主として3～10cm程度である。 ハンマーの中～軽打で割れ目沿いに剥離する。濁った音を発する。
C _L " 級	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に強く風化をうけ、黄褐色～褐色を呈する。強い指圧で岩片をすりつぶすことができる。 割れ目間隔は、主として3cm程度以下、又は破砕部沿いに認められる割れ目の密集部。 ハンマーの軽打で容易に岩片上となり、低い濁った音を発する。 	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に強く風化をうけ、灰褐色、又は、脱色して灰白色を呈する。表面が爪で割れ、強い指圧で岩片状に割ることができる。 割れ目間隔は主として3cm程度以下、又は、破砕部沿いに認められる割れ目の密集部。 ハンマーの軽打で容易に細片状となり、低い濁った音を発する。
D" 級	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に著しく風化し、黄灰色～黄褐色を呈する。指圧で容易に岩片をすりつぶすことができる。 割れ目は不鮮明なものが多い。 ハンマーの軽打でくぼみを生じ、著しく低い濁った音を発する。 	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に著しく風化し、脱色して灰白色を呈する。 指圧で岩片をすりつぶすことができる。 ハンマーの軽打でくぼみを生じ、著しく低い濁った音を発する。

(参考) ボーリングコアにおける岩級区分とコア写真の対応例



b. 場所打ちコンクリート杭

(a) 概要

2号機海水ポンプ室防潮壁の鋼桁においては、基礎杭に場所打ちコンクリート杭（JFETB杭-内面リブ付鋼管巻き場所打ち杭。以下「JFETB杭」という。）を採用している。

JFETB杭の構造概要を図1-22に示す。従来の場所打ちコンクリート杭の杭頭部などの大きな曲げモーメントやせん断力の作用する部分を内面リブ付鋼管巻きコンクリートとした場所打ち杭で、リブによる付着力により鋼管とコンクリートの一体化することで、一体となって大きな曲げ抵抗を発揮することが出来るため、杭径や本数、フーチング寸法を制限することが期待できる工法である。建設技術審査認定（一般財団法人土木研究センター）を取得しており、鉄道工事や公共工事における橋脚基礎等において採用実績がある。

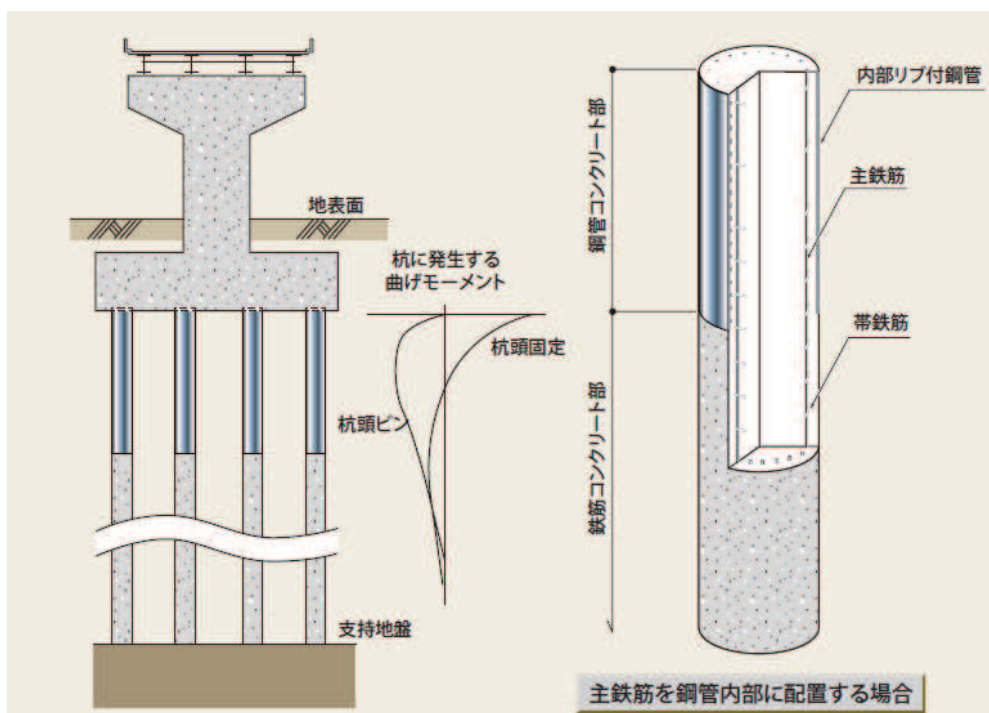


図1-22 JFETB杭の構造概要

（JFE-リブ付き鋼管カタログ（JFEホールディングス株式会社）より抜粋
<https://www.jfe-steel.co.jp/products/katakou/catalog/dlj-509.pdf>）

(b) 設置位置

鋼桁のうち2号機海水ポンプ室横断部の東側フーチング（原子炉建屋と海水ポンプ室間）については、原子炉補機冷却海水配管ダクトを横断するため基礎杭の間隔が広がり、他の基礎杭と較べ大きな曲げ抵抗や支持力を確保するためJFETB杭を採用する。

JFETB杭の設置位置を図1-23に、鋼桁（2号機海水ポンプ室横断部）の構造概要を図1-24に示す。

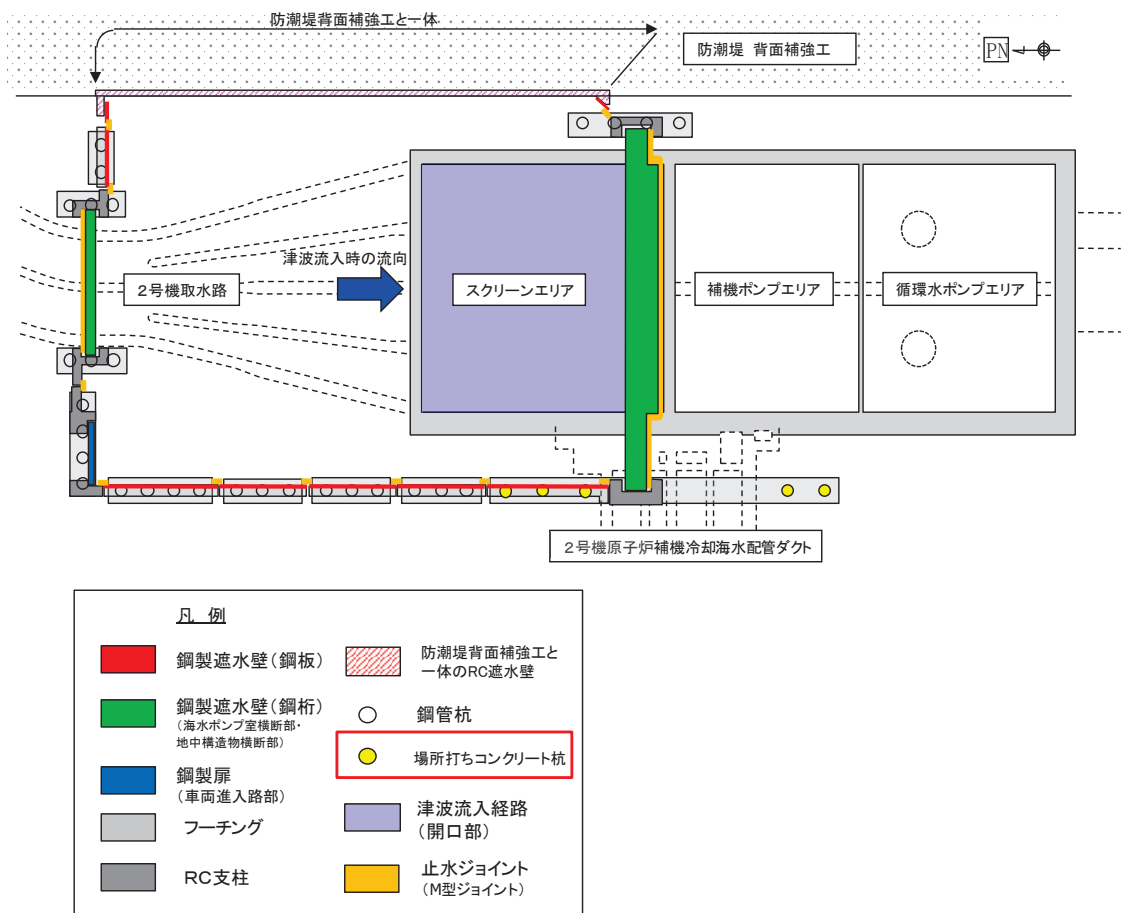


図1-23 JFETB杭の設置位置
(2号機海水ポンプ室防潮壁)

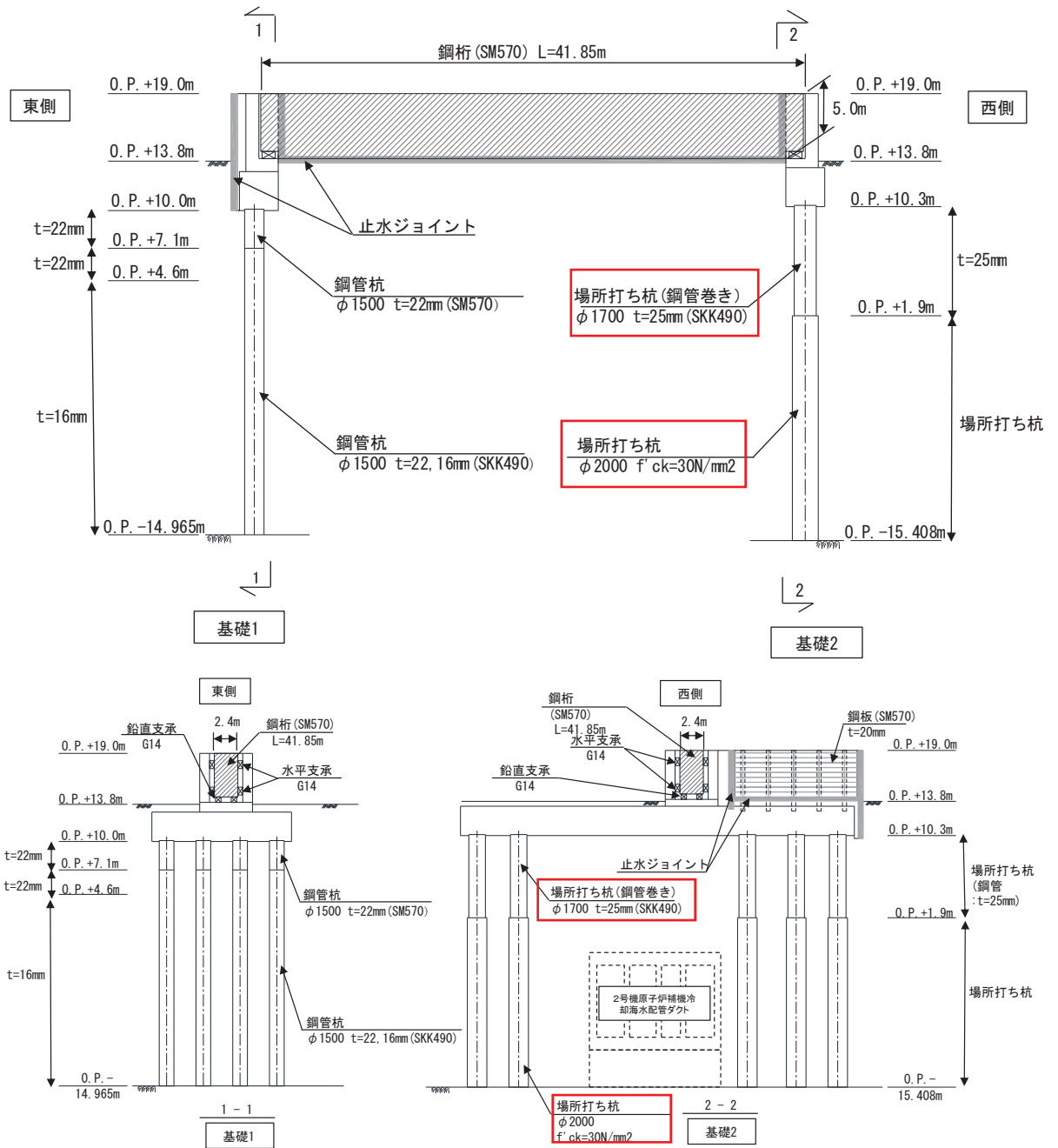


図 1-24 鋼桁 (2号機海水ポンプ室横断部) 構造概要図
(□ : JFETB 杭)

(c) 施工方法

JFETB 杭の，施工手順を図 1-25 に示す。従来の場所打ち杭（オールケーシング）工法で掘削を行い，鋼管設置部分のみ鋼管外形より一周り大きく掘削し，鉄筋かご及び鋼管を建込み，コンクリート打設時に鋼管外周をグラウト充填する。

使用材料を表 1-4 に示す。この仕様は，JFETB 杭の適用可能諸元に適合している。

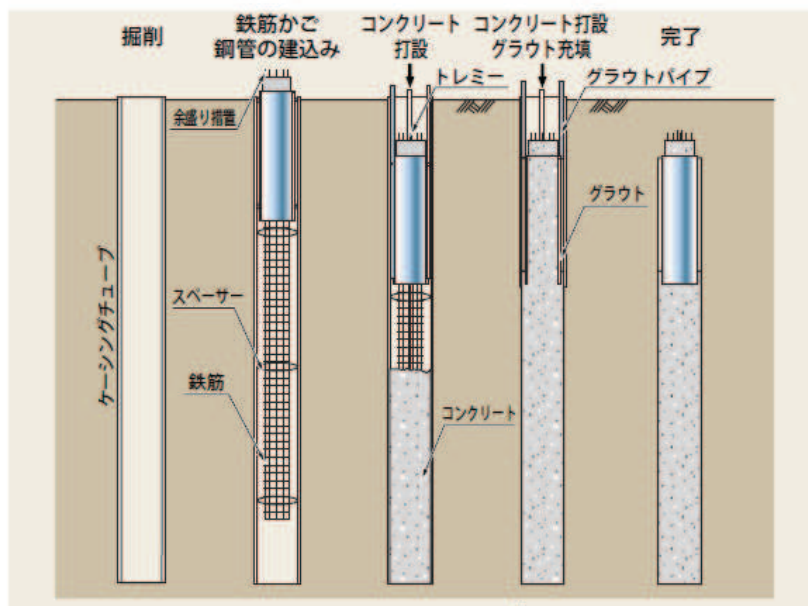


図 1-25 JFETB 杭の施工方法（オールケーシング工法）

（JFE-リブ付き鋼管カタログ（JFE ホールディングス株式会社）より抜粋

<https://www.jfe-steel.co.jp/products/katakou/catalog/dlj-509.pdf>）

表 1-4 使用材料

材料	諸元
鋼管	内面リブ付き鋼管：φ 1700，板厚 t=25mm，材質 SKK490
鉄筋	軸方向鉄筋：D51，SD490 帯鉄筋：D19，SD345
コンクリート	$f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$

(c) 設計方法

基本的な設計体系については，「道路橋示方書・同解説IV下部工編」に示されている場所打ちコンクリート杭に準じ，鋼管巻き立て部については，外周の鋼管を考慮した，断面諸元（曲げ剛性等）及び許容限界（降伏モーメント及びせん断強度）を算定する。また，上杭（鋼管巻きコンクリート杭部）と下杭（コンクリート杭部）の境界部はコンクリート杭が一体化されている構造であるが，断面力等が大きい位置とならないよう設計上の配慮を行う。

3. 設置変更許可段階における損傷モードの抽出と工事計画認可段階における説明

設置変更許可段階においては、防潮壁の設計方針について、地震時、津波時及び津波余震重畳時に防潮壁が維持すべき機能を喪失してしまう事象（損傷モード）を仮定し、その損傷モードに対しての設計・施工上の配慮事項を説明している。

以下、工事計画認可段階における設計内容について網羅的に説明する。

(1) 鋼製遮水壁の損傷モードと工事計画認可段階における説明内容

鋼製遮水壁の損傷モードを部位別に示し、工事計画認可段階における設計内容を表 1-5～表 1-8 に示す。

表 1-5 鋼製遮水壁の損傷モードと工事計画認可段階における設計 (1/4)

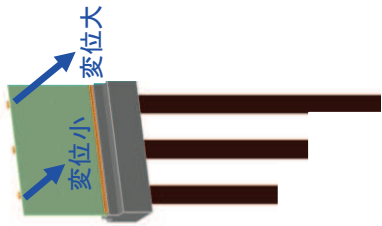
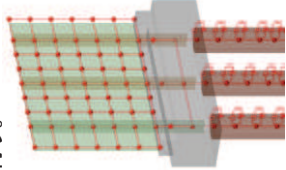
部位 名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
鋼板	<ul style="list-style-type: none"> 壁直角方向の地震荷重・津波荷重により、鋼板が曲げ破壊又はせん断破壊することで止水機能を喪失する。 支柱間の応答差や地盤条件変化部に相対変位により、鋼板にねじれが発生し損傷することで止水機能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼板に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 ねじれを考慮した解析モデル(格子梁)を用いることにより、板としての挙動を考慮して抽出した鋼板に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 また、地盤条件変化部については、個別に影響確認を行う。 	<ul style="list-style-type: none"> 要目表に示す設計値、構造図、レイアウト図、地質断面図、及び地下水水位条件等を踏まえ、断面選定フロアに基づき評価対象断面の選定結果を説明。 なお、その中で、同一基礎内において杭長差が最も大きく応答差による鋼板へのねじれモードの影響が大きくなると想定される断面も選定。 解析手法は、解析手法選定フロアに基づき地下水水位、地質状況等を踏まえ全応力解析を選定したことを説明。地下水水位が盛土内に存在する場合は、液状化による変形抑制のため地盤改良を行うことを説明(各構造共通)。 解析モデルへの入力地震動は、水平成層を仮定し一次元地震応答解析により作成する妥当性について説明(各構造共通)。 選定した断面において、設置変更許可で示した方針に基づき、上部工、下部工を一体とした質点系の3次元モデル(ペンツェン型モデル)を作成のうえ、弱軸となる壁軸直角方向に荷重を与え地震時並びに津波時(各防潮壁位置における入力津波高さ+0.5m+揺すり込み沈下0.4m<地質に応じ>)の評価を行い、鋼板に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> 8.5.1 要目表 VI-6-第9-4-1-5図、9図~11図、14図、17図 VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 5.10、6.3

表 1-6 鋼製遮水壁の損傷モードと工事計画認可段階における設計 (2/4)

部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
鋼製支柱 (H形鋼)	<ul style="list-style-type: none"> 鋼板から伝達する壁直角方向又は壁軸方向への荷重及び支柱自体に作用する荷重により、鋼製支柱が曲げ・軸力系の破壊又はせん断破壊し、鋼板の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製支柱に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼板の3次元モデルの中で、鋼板と鋼製支柱の荷重伝達を表現するため、それぞれの部材をモデル化したうえで剛梁で連結していることを説明。 弱軸方向となる壁軸直角加振を行い、鋼製支柱に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3
	<ul style="list-style-type: none"> 固定ボルトから伝達する壁軸方向の荷重により、鋼製支柱フランジ面が破断し、鋼板の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製支柱フランジ面に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼板の3次元モデルを用いて、壁軸方向加振を行い、鋼製支柱フランジ面に生じる断面力、固定ボルトに生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3
固定ボルト	<ul style="list-style-type: none"> 鋼板から伝達する壁軸方向への荷重により、固定ボルトが曲げ・せん断破壊し、鋼板の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 固定ボルトに生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 		

表 1-7 鋼製遮水壁の損傷モードと工事計画認可段階における設計 (3/4)

部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
M ジョイント	<ul style="list-style-type: none"> 許容変形量を超える変形又は水圧が作用することにより、ジョイントが損傷し、止水機能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> M型ジョイント及びΩ型ジョイントに生じる変形量・水圧が、メーカー規格及び基準並びに必要に応じて実施する性能試験を参考に定めた許容変形量・水圧以下であることを確認する。 また、ジョイントを支持する金具についても、ジョイントより伝達する曲げ・せん断系の荷重により支持機能を喪失しないことを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 試験水圧を津波時(各防潮壁位置における入力津波高さ+0.5m+揺すり込み沈下0.4m<地質に応じ>)における作用水深に基づく静水圧荷重及び動水圧荷重を考慮して安全側に設定したことを説明(各構造共通)。 また、許容変形量は解析から求まる相対変位量を十分包含するよう設定したこと等を説明(各構造共通)。 上記の試験水圧、許容変形量を用いたM型ジョイント及びΩ型ジョイントの試験を行い変形による損傷、漏水が生じていないことを説明(各構造共通)。 ブロック間に生る相対変位量を算出するための評価対象断面を構造や地質断面図、周辺構造物との関係等を踏まえ選定し、壁軸角方向並びに壁軸方向加振を行い相対変位が許容値内に収まることを説明。 ジョイントを支持するボルトについて、試験水圧を作用させた場合において発生する断面積を求め、それによる応力度が許容限界以下であることを説明。 なお、ジョイントについては、各種依存性試験の結果、耐久性が十分であることを説明(各構造共通)。 	<ul style="list-style-type: none"> 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3
Ω ジョイント				

表 1-8 鋼製遮水壁の損傷モードと工事計画認可段階における設計 (4/4)

部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
フーチング (R C)	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製支柱から伝達する荷重及びフーチング自体に作用する地震荷重又は津波荷重により、曲げ破壊又はせん断破壊し、鋼製支柱の支持性能を喪失する。 同一フーチング内の杭から伝達する荷重差や隣り合うフーチングから伝達する荷重により、ねじれ破壊し、鋼製支柱の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> フーチングに生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 ねじれによるフーチングに生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 弱軸である壁軸直角方向加振を行い、フーチングに生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 3次元モデルにより、ねじれも考慮した解析を行っており、ねじりモーメントによって生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 なお、隣り合うフーチングとは離隔を確保し、地中部分までM型ジョイントを配置することから力の伝達は発生しにくい構造となっており安全性が確保されている。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3
	<ul style="list-style-type: none"> ポイリング等により、津波がフーチング下部から敷地内に浸水する。 	<ul style="list-style-type: none"> ポイリング発生の可能性を評価するとともに、フーチング下部に矢板等とすりつけ、根入れ長を確保する(接合部はジョイントを設置)。 矢板等は構造物と一体化させることにより沈下しない構造とする(Sクラス設計)。 	<ul style="list-style-type: none"> 津波時(各防潮壁位置における入力津波高さ+揺すり込み沈下)におけるポイリング評価を行い、フーチング高さにより安全性が確保されていることを説明(各構造共通)。 フーチングはSクラス設計であり安全性が確保されている(各構造共通)。 なお、入力津波高さに+0.5mの余裕を考慮した評価もを行い、一部フーチングにおいては、埋戻しを改良地盤により行うことで浸透圧を押しさえ安全性が確保されていることを説明(各構造共通)。 	<ul style="list-style-type: none"> 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3
鋼管杭	<ul style="list-style-type: none"> フーチングから伝達する荷重及び杭自体に作用する地震荷重により、曲げ破壊し、フーチングの支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 また、鋼管杭先端に生じる押込み力が、基礎地盤の極限支持力以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼板の3次元モデルを用いて、弱軸である壁軸直角方向加振を行い、鋼管杭に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 また、押し込み力が基礎地盤の極限支持力以下であることを説明。 なお、基礎地盤については、GM級岩盤に統一したことを説明(各構造共通)。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3

(2) 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における説明内容

鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードを部位別に示し，工事計画認可段階における設計内容を表1-9～表1-16に示す。

表 1-9 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（1/8）

部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工事図書
鋼桁	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁直角方向の地震荷重又は津波荷重により，鋼桁が曲げ破壊又はせん断破壊し，止水機能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁に生じる断面力による応力度等が，許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁については，各箇所を構造，地質状況が異なるため，全ての構造を評価対象とすることを説明。 選定した断面において，設置変更許可で示した方針に基づき，上部工，下部工を一体とした質点系の3次元モデル（ベンツェン型モデル）を作成のうえ，鋼桁として弱軸となる鋼桁直角方向に荷重を与え地震時並びに津波時（各防潮壁位置における入力津波高さ+0.5m+揺すり込み沈下0.4m）の評価を行い，鋼桁に作用する加速度，RC支柱における変位を算出したことを説明。 鋼桁について，ねじれ影響を考慮するため，別途，格子梁モデルを作成のうえ，3次元モデルから取り出した加速度，RC支柱における変位を強制変位として与え静的解析を行い，鋼桁に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> 8.5.1 要目表 VI-6-第9-4-1-6図，7図，12図，15図，18図，19図 VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3
	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁を支持するRC支柱間の鋼桁直角方向の相対変位等により，鋼桁にねじれが発生して損傷し，止水機能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> ねじれを考慮した照査手法を用いて抽出した，鋼桁に作用する断面力による応力度等が，許容限界以下であることを確認する。 		

表 1-10 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（2/8）

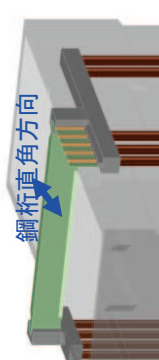
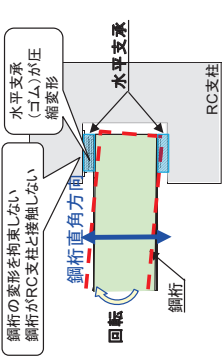
部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工図図書
鋼桁	<p>鋼桁を支持するRC支柱間の鋼桁直角方向の相対変位により、鋼桁が回転してRC支柱に接触し、局所的な荷重が生じて損傷することで、止水機能を喪失する。</p> 	<p>鋼桁とRC支柱間に取りつけた水平支承（ゴム）により、RC支柱と接触しない構造とする（なお、水平支承（ゴム）について、鋼桁より伝達する荷重に対して、許容圧縮量以下であることを確認する）。</p> 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁とRC支柱間に水平支承を設け、水平支承に作用する荷重を鋼桁軸直角方向加振の結果から求め、圧縮応力が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3
	<p>鉛直方向の地震荷重又は津波荷重（揚圧力）により、鋼桁が浮き上がり、止水機能を喪失する。</p>	<p>RC支柱上部に上揚力反力梁を設置し、鋼桁の浮き上がりを防止する（なお、上揚力反力梁について、鋼桁より伝達する荷重に対して、各部位に生じる断面力による応力度等が許容限界以下であることを確認する）。</p>	<ul style="list-style-type: none"> 地震時及び津波時に鋼桁に作用する上揚力による浮き上がりを防止するため、各鋼桁のRC支柱上部に上揚力反力梁を設置することを説明。 なお、鋼桁1（第2号機海水ポンプ室）、鋼桁4（第3号機海水ポンプ室）は、併せてスリットを設けることを説明。 格子梁モデルによる解析から鉛直支承の反力を求め、その反力を上揚力反力梁に載荷し、同梁に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3
	<p>変位量を考慮した初期遊間を設けることにより、鋼桁とRC支柱が衝突（接触）しない設計とする。</p>	<p>変位量を考慮した初期遊間を設けることにより、鋼桁とRC支柱が衝突（接触）しない設計とする。</p>	<ul style="list-style-type: none"> 桁軸方向加振を行い、鋼桁に生じる変位量を求め、鋼桁とRC支柱間の初期遊間以下であることを、鋼桁とRC支柱が衝突（接触）しないことを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3

表 1-11 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（3/8）

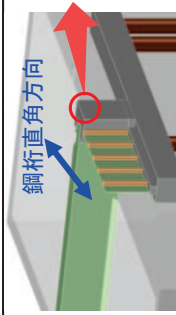
部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
RC支柱	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁から伝達する鋼桁直角方向又は鋼桁軸方向への荷重及び支柱自体に作用する荷重により、RC支柱が曲げ破壊又はせん断破壊し、鋼桁の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> RC支柱に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 桁軸直角方向及び桁軸方向加振を行い、RC支柱に作用する曲げ圧縮応力度、引張応力度、及びせん断応力が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3
	<ul style="list-style-type: none"> RC支柱間の鋼桁直角方向の相対変位や鋼桁から伝達する荷重により、RC支柱に生じるねじれにより支柱が損傷し、鋼桁の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> RC支柱に生じるねじれモーメントによる応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 桁軸直角方向加振を行い、水平支承に生じる反力からねじれモーメントを求め、それによって生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3
				
	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁から伝達する鋼桁直角方向の荷重により、RC支柱（張り出し部）が曲げ破壊又はせん断破壊し、鋼桁の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> RC支柱に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 桁軸直角方向加振を行い、水平支承に生じる反力からせん断力、また曲げモーメントを求め、それによって生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3

表 1-12 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（4/8）

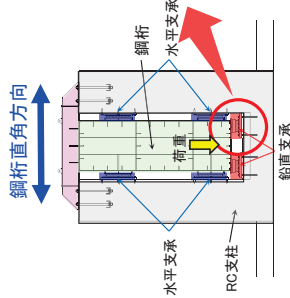
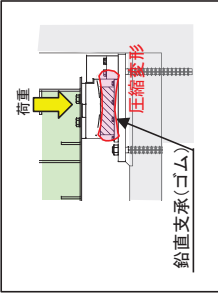
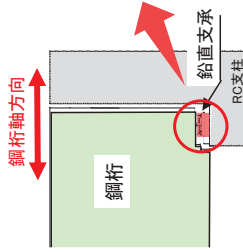
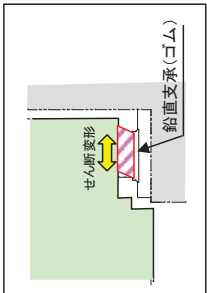
部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
鉛直支承	<p>鋼桁から伝達する鉛直下向き荷重により、鉛直支承（ゴム）が圧縮破壊し、鋼桁の支持性能を喪失する。</p> 	<p>鉛直支承（ゴム）に生じる圧縮変形による圧縮量が、許容限界以下であることを確認する。</p> 	<ul style="list-style-type: none"> 鉛直支承に作用する荷重を鋼桁軸直角方向加振の結果から求め、圧縮応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3
	<p>鋼桁から伝達する鋼桁軸方向（面内方向）の荷重により、鉛直支承（ゴム）がせん断破壊し、鋼桁の支持性能を喪失する。</p> 	<p>鉛直支承（ゴム）に生じるせん断変形によるせん断ひずみが、許容限界以下であることを確認する。</p> 	<ul style="list-style-type: none"> 鉛直支承に作用する荷重を鋼桁軸方向加振の結果から求め、せん断ひずみが許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3

表 1-13 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（5/8）

部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
水平支承	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁から伝達する鋼桁直角方向への荷重により、水平支承（ゴム）が圧縮破壊し、鋼桁の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 水平支承（ゴム）に生じる圧縮変形による圧縮量が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁とRC支柱間に水平支承を設け、水平支承に作用する荷重を鋼桁軸直角方向加振の結果から求め、圧縮応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3
	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁から伝達する鋼桁軸方向の荷重により、水平支承（ゴム）がせん断破壊し、鋼桁の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 水平支承（ゴム）に生じるせん断変形によるせん断ひずみが、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 水平支承に作用する荷重を鋼桁軸方向加振の結果から求め、圧縮応力度、せん断ひずみが許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3

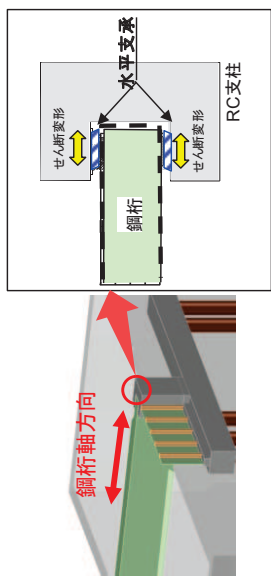
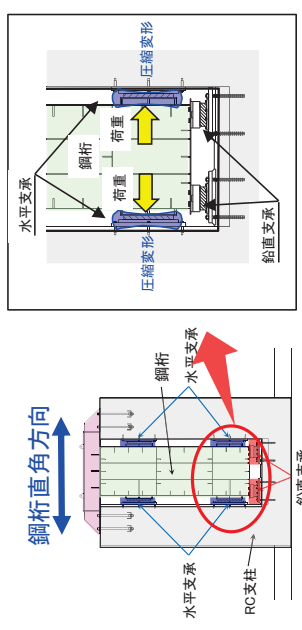


表 1-14 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（6/8）

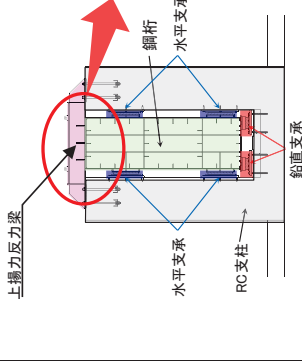
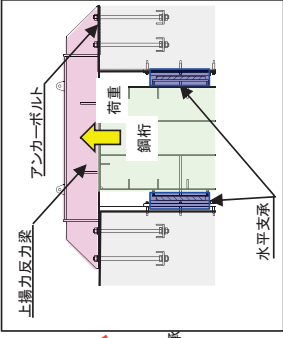
部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
上揚力反力梁	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁から伝達する鉛直上向き方向への荷重により、上揚力反力梁が曲げ・せん断破壊又はアンカーボルトの引き抜きにより、鋼桁の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 上揚力反力梁に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 格子梁モデルによる解析から鉛直支承の反力を求め、その反力を上揚力反力梁に載荷し、同梁に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3
				
M型ジョイント	<ul style="list-style-type: none"> 許容変形量を超える変形又は水圧が作用することにより、ジョイントが損傷し、止水機能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> M型ジョイントに生じる変形量・水圧が、メーカー規格及び基準並びに必要な応じて実施する性能試験を参考に定めた許容変形量・水圧以下であることを確認する。 また、ジョイントを支持する金具する曲げ・せん断系の荷重により支持機能を喪失しないことを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁と鋼板間、鋼桁と海水ポンプ室間に生じる相対変位量を算出するたための評価対象断面を構造や地質断面図、周辺構造物との関係等を踏まえ選定し、壁軸直角方向並びに壁軸方向加振を行い相対変位が許容値内に収まることを説明。 ジョイントを支持するボルトについて、試験水圧を作用させた場合において発生する断面力を求め、それによる応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3

表 1-15 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（7/8）

設置変更許可段階		工事計画認可段階	
部位の名称	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容
角鋼型管	<ul style="list-style-type: none"> RC支柱間の鋼桁直角方向又は鋼桁軸方向の相対変位による強制変形や、角型鋼管自体に作用する荷重により、角型鋼管が曲げ・せん断破壊し、止水性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 角型鋼管はRC支柱間の相対変位を拘束しない設計とする。（鋼製ブラケットの支持部（ボルト接合部）に長孔を設けることで、軸方向と回転方向に自由に動く設計とする） なお、角型鋼管と鋼製ブラケットを連結するボルトに生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁下部のボイリングを防ぐため、角型鋼管と鋼製ブラケットをフーチングに支持し、角型鋼管に鋼板を取り付けることを説明。 角型鋼管と鋼桁間、鋼板とフーチング間にM型ジョイントを設置することを説明。 軸直角方向加振から求めた加速度等を用い、角型鋼管、鋼板を一体としたモデルに載荷して、断面力を求め、各部材に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを説明。
	<ul style="list-style-type: none"> ボイリング等により、津波が角型鋼管下部から敷地内に浸水する。 	<ul style="list-style-type: none"> ボイリングの発生の可能性を評価するとともに、角型鋼管下部に矢板等を取りつけ、根入れ長を確保する（接合部はジョイントを設置）。 矢板等は、構造物と一体化させることにより沈下しない構造とする（Sクラス設計）。 	
鋼製ブラケット	<ul style="list-style-type: none"> 角型鋼管から伝達する荷重により、鋼製ブラケットが破壊することにより、角型鋼管の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製ブラケットに生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3

表 1-16 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（8/8）

部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
フーチング	<ul style="list-style-type: none"> RC支柱から伝達する荷重及びフーチング自体に作用する地震荷重又は津波荷重により、曲げ破壊又はせん断破壊してRC支柱の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> フーチングに生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁軸直角方向加振、及び鋼桁軸方向加振を行い、フーチングに生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3
	<ul style="list-style-type: none"> 同一フーチング内の杭から伝達する荷重差により、ねじれ破壊してRC支柱の支持性能を喪失する。 ボイリング等により、津波がフーチング下部から敷地内に浸水する。 	<ul style="list-style-type: none"> ねじれによるフーチングに生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 ボイリングの発生の可能性を評価するとともに、角型鋼管下部に矢板等を取りつけ、根入れ長を確保する(接合部はジョイントを設置)。 矢板等は、構造物と一体化させることにより沈下しない構造とする(Sクラス設計)。 	<ul style="list-style-type: none"> 3次元モデルにより、ねじれも考慮した解析を行っており、ねじりモーメントによって生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 鋼板の説明に含む。 	<ul style="list-style-type: none"> 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3
鋼管杭・場所打ち杭	<ul style="list-style-type: none"> フーチングから伝達する荷重及び杭自体に作用する地震荷重により、曲げ破壊又はせん断破壊してフーチングの支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭に生じる断面力による応力度等、が許容限界以下であることを確認する。 また、鋼管杭先端に生じる押込み力が、基礎地盤の極限支持力以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁軸直角方向加振、及び鋼桁軸方向加振を行い、鋼管杭、場所打ち杭に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 また、押し込み力が基礎地盤の極限支持力以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3

(3) 鋼製扉の損傷モードと工事計画認可段階における説明内容

鋼製扉の損傷モードを部位別に示し、工事計画認可段階における設計内容を表 1-17～表 1-19 に示す。

表 1-17 鋼製扉の損傷モードと工事計画認可段階における設計 (1/3)

部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
鋼製扉	<ul style="list-style-type: none"> 壁直角方向の地震荷重・津波荷重により、鋼製扉が曲げ破壊又はせん断破壊することでの止水機能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製扉に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 要目表に示す設計値、構造図、レイアウト図、地質断面図、及び地下水水位条件等を踏まえ、断面選定フローに基づき評価対象断面の選定結果を説明。 選定した断面において、設置変更許可で示した方針に基づき、上部工、下部工を一体とした質点系の3次元モデル(ベンツェン型モデル)を作成のうえ、弱軸となる鋼製扉軸直角方向に荷重を与え地震時並びに津波時(各防壁位置における入力津波高さ+0.5m+揺すり込み沈下0.4m<地質に応じ)の評価を行ったことを説明。 また、鋼製扉の開き時における地震時の評価を行ったことを説明。 鋼製扉に作用する加速度を取り出し、別途作成した格子モデルを用い静的解析を行い、鋼製扉に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> 8.5.1 要目表 VI-6-第9-4-1-8図、13図、16図、20図 VI-2-10-2-3 防壁の耐震性についての計算書の強度計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3
扉取付部(ヒンジ)	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製扉から伝達する地震荷重・津波荷重により扉取付部(ヒンジ)が曲げ破壊またはせん断破壊し、鋼製扉の支持機能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 扉取付部(ヒンジ)に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 上記、格子モデルによる解析から、ヒンジに生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 また、併せて開閉におけるタイムライン成立性(15分以内)について説明。 	
RC支柱	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製扉から伝達する鋼製扉軸直角方向又は鋼製扉軸方向への荷重及び支柱自体に作用する荷重により、支柱が曲げ破壊又はせん断破壊し、鋼製扉の支持機能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> RC支柱に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 弱軸である鋼製扉軸直角方向加振を行い、RC支柱に作用する曲げ圧縮応力度、引張応力度、及びせん断応力度が許容限界以下であることを説明。 	

表 1-18 鋼製扉の損傷モードと工事計画認可段階における設計 (2/3)

部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
止水ゴム (P型ゴム)	<ul style="list-style-type: none"> 津波時及び津波+余震重量時の水圧が作用することにより、止水ゴムが損傷し、止水機能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 止水ゴムに生じる水圧が、メーカー規格及び基準並びに必要に応じて実施する性能試験を参考にした許容水圧以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> P型ゴムは、原子力発電所及び一般産業において採用実績が多数あり、使用条件(圧力及び温度)に合わせて適切な仕様のものを選定し、仕様に応じた性能が保証されたものを取り付けることを説明。 	
フォーミング	<ul style="list-style-type: none"> RC支柱又は鋼製扉から伝達する荷重及びフォーミング自体に作用する地震荷重又は津波荷重により、曲げ破壊又はせん断破壊してRC支柱の支持機能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> フォーミングに生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製扉軸直角方向加振を行い、フォーミングに作用する曲げ圧縮応力度、引張応力度、及びせん断応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3
	<ul style="list-style-type: none"> 同一フォーミング内の杭から伝達する荷重差により、ねじれ破壊してRC支柱の支持機能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> ねじれによる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 3次元モデルにより、ねじれも考慮した解析を行っており、ねじりモーメントによって生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3

表 1-19 鋼製扉の損傷モードと工事計画認可段階における設計 (3/3)

部位の 名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
鋼 管 杭	<ul style="list-style-type: none"> フーチングから伝達する荷重及びび杭自体に作用する地震荷重により、曲げ破壊又はせん断破壊してフーチングの支持性を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 また、鋼管杭先端に生じる押込み力が、基礎地盤の極限支持力以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製扉軸直角方向加振を行い、を行い、鋼管杭に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 また、押し込み力が基礎地盤の極限支持力以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3

(参考資料 2) 杭基礎構造防潮壁に用いる地震応答解析手法の妥当性について

目 次

1. 概要	1
2. 変形抑制，液状化対策のための地盤改良の検討【検討 1】	5
3. 地盤改良の計画について	10
4. 実機改良計画を踏まえた解析手法の妥当性検討【検討 2】	18
4.1 検討方針	18
4.2 検討用モデル	22
4.3 解析手法	26
4.4 検討結果	27
5. 不確かさ等の影響を踏まえた解析手法の妥当性検討【検討 3】	40
5.1 検討方針	40
5.2 検討用モデル	40
5.3 解析手法	52
5.4 検討結果	52
6. 斜面部や岩盤不陸部における解析手法の妥当性検討【検討 4】	94
6.1 岩盤斜面部（第 2 号機放水立坑）	96
6.2 岩盤不陸部（第 3 号機放水立坑）	102
7. フーチングー地盤間の相互作用の影響について【検討 5】	106
7.1 検討方針	106
7.2 検討用モデル	107
7.3 検討結果	111
8. 検討結果	118
9. 解析条件（FEM モデル）	120
9.1 解析手法	120
9.2 解析モデル	121
9.3 構造物のモデル化	132
9.4 地盤のモデル化	138
9.5 減衰定数	138
9.6 地盤の物性値	140
10. 最大応答値分布	141

1. 概要

杭基礎構造防潮壁（以下、「防潮壁」という。）の地震応答解析については、図 1-1 に示す解析手法の選定フローのとおり、①に分類される第 2 号機放水立坑の岩盤部や②に分類される第 3 号機放水立坑防潮壁の盛土部（地下水位が岩盤以深）においては全応力解析による評価を行う。

その他の範囲は、基礎杭周辺において旧表土或いは盛土に地下水位が存在するため④に分類されるが、変形抑制及び液状化対策を目的とし、杭周辺の地下水位以深の旧表土或いは盛土は地盤改良を行った上で、側方の液状化等の影響を受けないことを定量的に確認し、全応力解析により評価を行う方針としている。

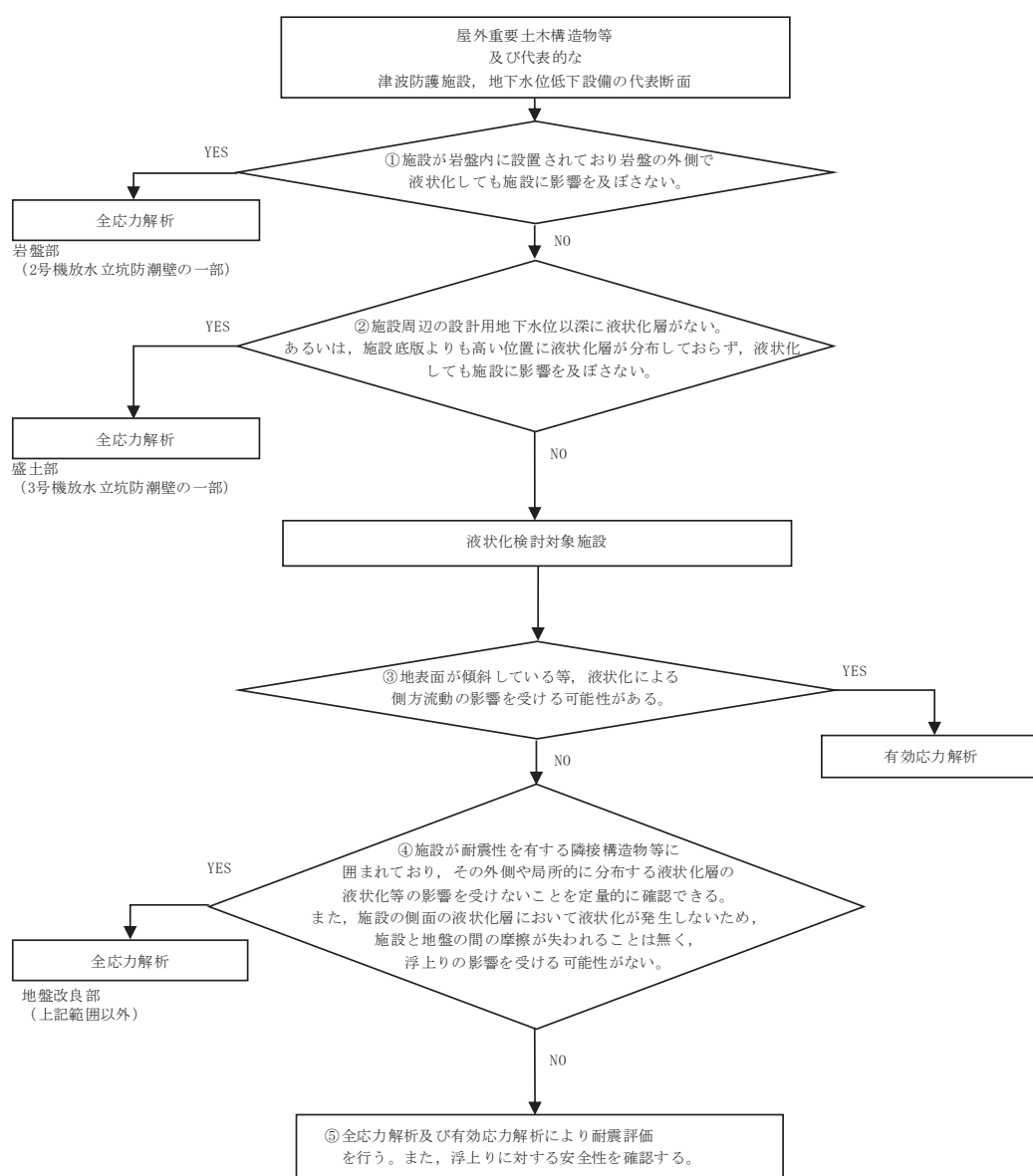


図 1-1 防潮壁の解析手法の選定フロー

その上で、防潮壁の構造が、上部工と下部工がフーチング基礎により一体化された三次元性を有する構造であることを踏まえ、上部工の振動特性と構造物と地盤の相互作用を同時に考慮するため、質点と線形はり要素及び地盤ばねにより構成された上部工 - 下部工 - 地盤の連成のばね質点系の解析モデル（以下、「質点系モデル」という。）による時刻歴応答解析を行う方針としている。その際に入力する地盤応答について、基礎杭周辺に設置する改良地盤が半無限幅に連続していることを前提とした水平成層地盤でモデル化し、一次元時刻歴応答解析（全応力解析）に基づく地震応答解析により作成した地盤応答を用いる。

ここで、上記手法を用いるにあたっては、全応力解析とすることの妥当性として前述のとおり側方地盤の液状化影響について確認を行い、水平成層一次元地盤モデルとすることの妥当性として改良幅の有限性や周辺地形、隣接構造物等の影響について踏まえた上で、妥当な評価手法であることを確認する必要がある。

よって、本資料では、**二次元有限要素モデル（以下、FEM モデルという。）**を用い、以下の検討 1～検討 3 を実施することで、解析手法の妥当性（構造物の応答が同等もしくは保守的であること）を確認する。図 1-2 に解析手法の妥当性検討フローを示す。

【検討 1：変形抑制，液状化対策のための地盤改良の検討】

変形抑制及び液状化対策を目的として実施する杭周辺の地盤改良について、有効*な地盤改良幅を確認するために、**FEM** モデル（有効応力解析）により地盤改良幅に応じた応答値の比較検討を実施する。

*：地盤改良外側に分布する液状化層の液状化等の影響を受けないこと

【検討 2：実機改良計画を踏まえた解析手法の妥当性検討】

検討 1 を踏まえ、全応力解析として有効な地盤改良幅を確保することを前提に、解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性を確認するために、**FEM** モデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析との解析結果（構造物の応答等）の比較を行う。

【検討 3：不確かさ等の影響を踏まえた解析手法の妥当性検討】

検討 2 の影響検討として、物性値の不確かさや隣接効果の影響等についてのパラメータスタディを行い、**FEM** モデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析との解析結果（構造物の応答等）の比較を行う。

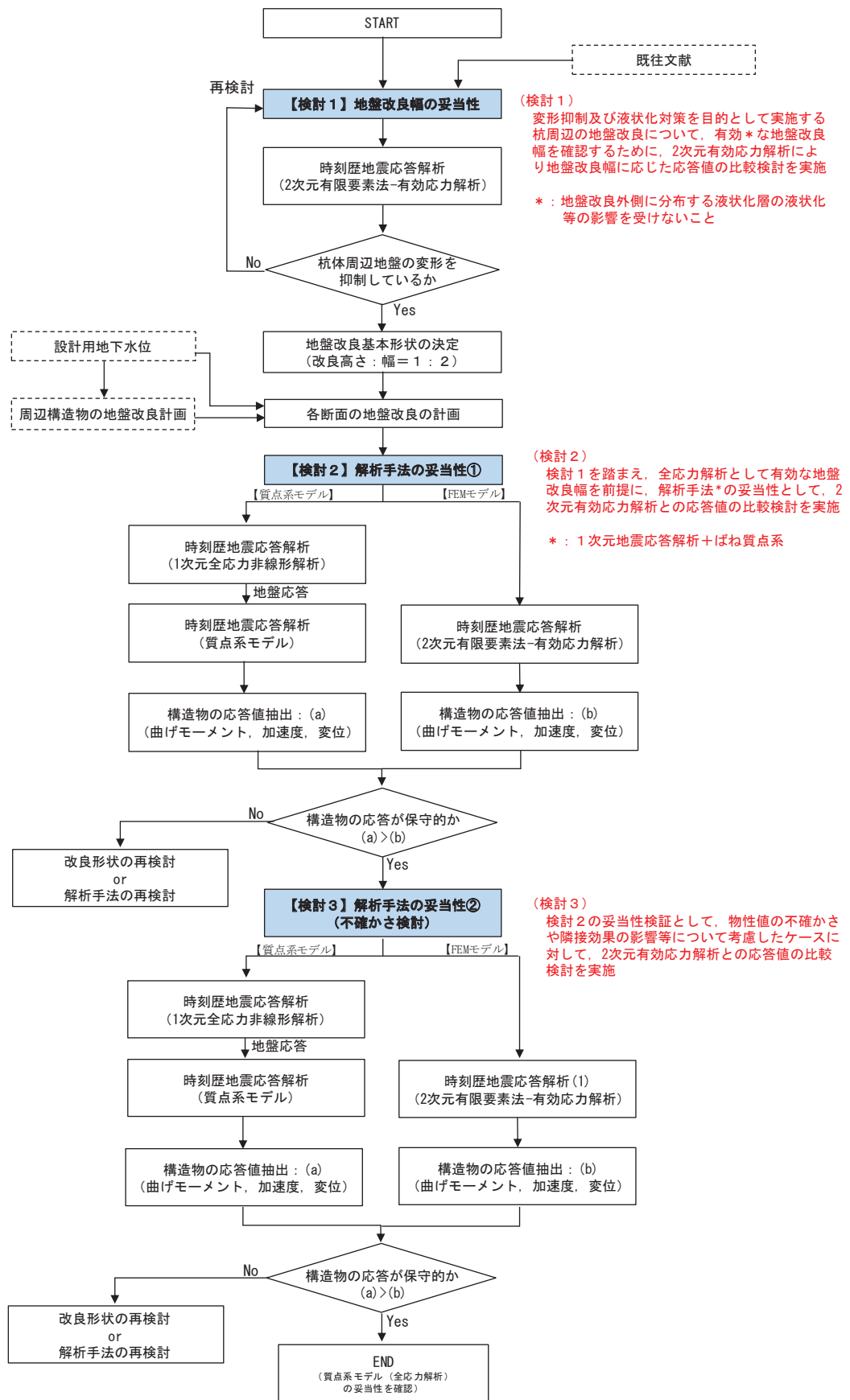


図 1-2 解析手法の妥当性検討フロー
(検討1～検討3)

加えて、検討 1～検討 3 の対象外である岩盤部及び盛土部のうち、岩盤斜面の影響や岩盤不陸の影響が想定される範囲における解析手法の妥当性を確認するために、検討 4 を実施する。

【検討 4：斜面部や岩盤不陸部における解析手法の妥当性検討】

地盤改良を施工しない第 2 号機放水立坑岩盤部及び【検討 1】～【検討 3】の検討結果に含まれない、第 2 号機放水立坑（岩盤部）及び第 3 号機放水立坑（盛土部：地下水位が岩盤以深）のうち、岩盤斜面の影響や岩盤不陸の影響について、解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性の観点から確認する。

さらに、【検討 5】として、質点系モデルの補足検討として、道路橋示方書の考え方を参考に、耐震設計上の地盤面をフーチング底面とし、相互作用を考慮しないモデルとすることの妥当性について、FEM モデル（有効応力解析）を用いてパラメータスタディを行い、相互作用を考慮しない場合の方が、杭に対するフーチング長さの比が大きい場合も含め、構造部に作用する応答値が保守的あるいは概ね同値となる設定であることを確認する。

【検討 5：フーチングー地盤間の相互作用の影響について】

フーチングー地盤間の相互作用の影響について、FEM モデル（有効応力解析）を用いて、相互作用有無の違いにより構造物に与える応答の観点から確認する。

なお、【検討 1～3】において、上記モデルによる質点系モデルの構造物の応答とフーチング側面の地盤との相互作用を考慮した FEM モデル（有効応力解析）による構造物の応答との比較を行い、構造物の応答値（加速度、曲げモーメント、変位）よりも質点系モデルによる応答値の方が保守的な結果を示していることを確認しており、フーチング側面の地盤との相互作用については考慮しないモデルにおいて、保守性を有する設定であることを確認している。

ただし、【検討 1～3】においては標準的な鋼製遮水壁（鋼板）をモデルに検討を実施しており、第 2 号機海水ポンプ室に設置する鋼製遮水壁（鋼桁）の鋼桁 1 等においては、地中構造物との干渉を避けるために鋼管杭の間隔が広い断面があるため、鋼管杭に対するフーチング長さが大きくなっている。

よって、鋼製遮水壁（鋼桁）等の杭に対するフーチング長さが大きい場合における、フーチング側面の地盤との相互作用の影響について確認する。

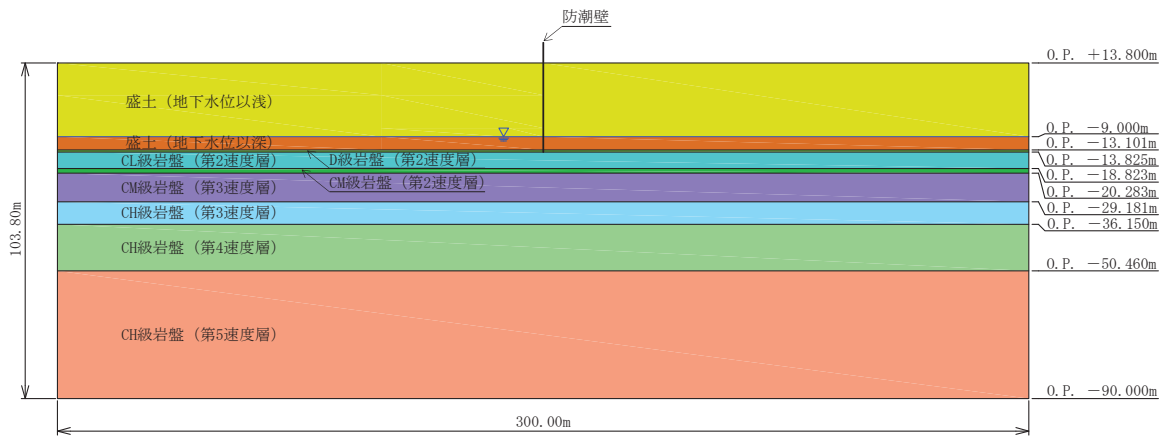
2. 変形抑制，液状化対策のための地盤改良の検討【検討 1】

防潮壁の基礎杭周辺において旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は，変形抑制及び液状化対策を目的に，地盤改良高さの 2 倍幅の範囲を改良することを基本とする。

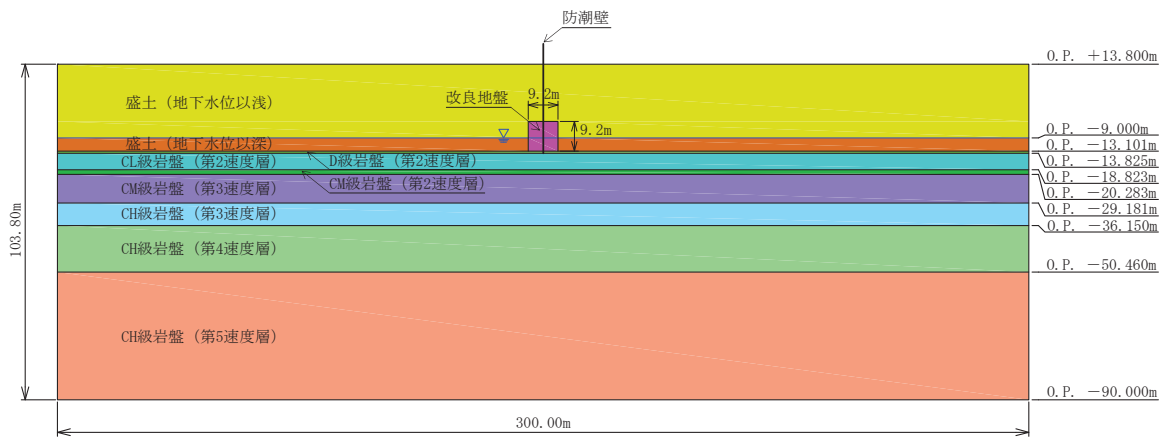
本章では，地盤改良が周辺地盤の液状化等の変形に対して有効に機能し，杭周辺の変形抑制効果を期待するのに十分な改良幅であるかを確認するため，FEM モデル（有効応力解析）を用いた解析により，改良幅の妥当性を確認する。

具体的には，図 2-1 に示す，改良体無しの場合と改良体有り（改良高さ D に対して幅 2D 及び 1D, 3D とした 3 ケース）のケースの地震応答解析を行い，防潮壁の深度方向における変位分布の違いを確認した。検討モデルの概要を以下に示す。

なお，解析条件は「9. 解析条件（FEM モデル）」にて後述する。

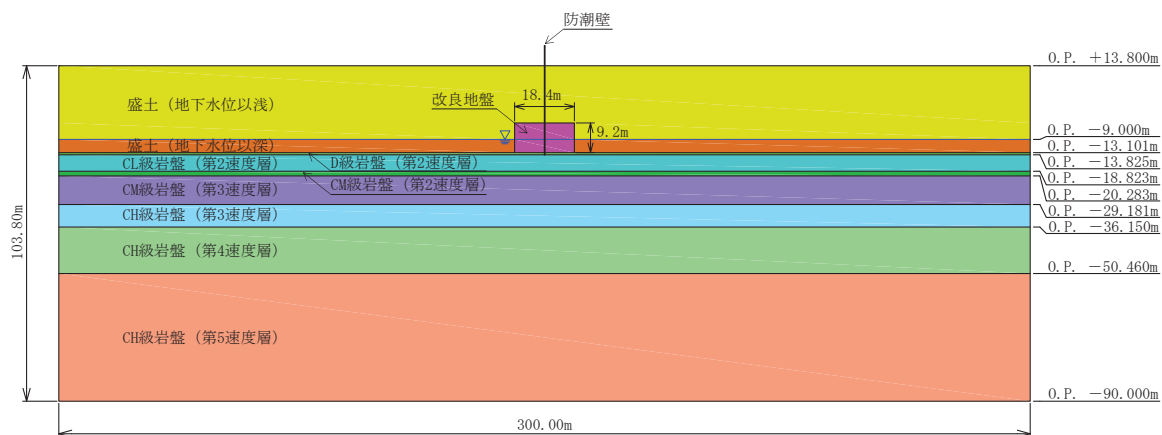


(改良体無し)

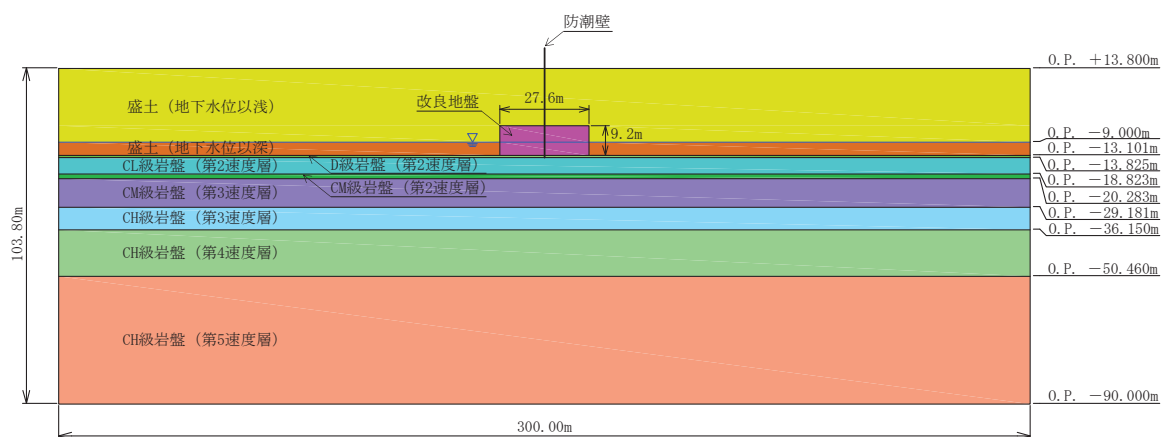


(改良体有り：幅 1D)

図 2-1(1) 検討モデルの概要



(改良体有り：幅 2D)



(改良体有り：幅 3D)

図 2-1(2) 検討モデルの概要

防潮壁の深度方向の変位分布を図 2-2 に示す。この結果より、改良幅を 2D とすることで、周辺地盤の液状化による地盤変形への抑制効果としては有効であり、さらに改良幅については、1D 及び 3D でも有意な違いはないことを確認した。

なお、これは図 2-3 に示す既往文献「固化処理工法による単杭の地震時水平抵抗の増大効果（港湾空港技術研究所，2003 年）」の中でも同様の傾向が確認されている。

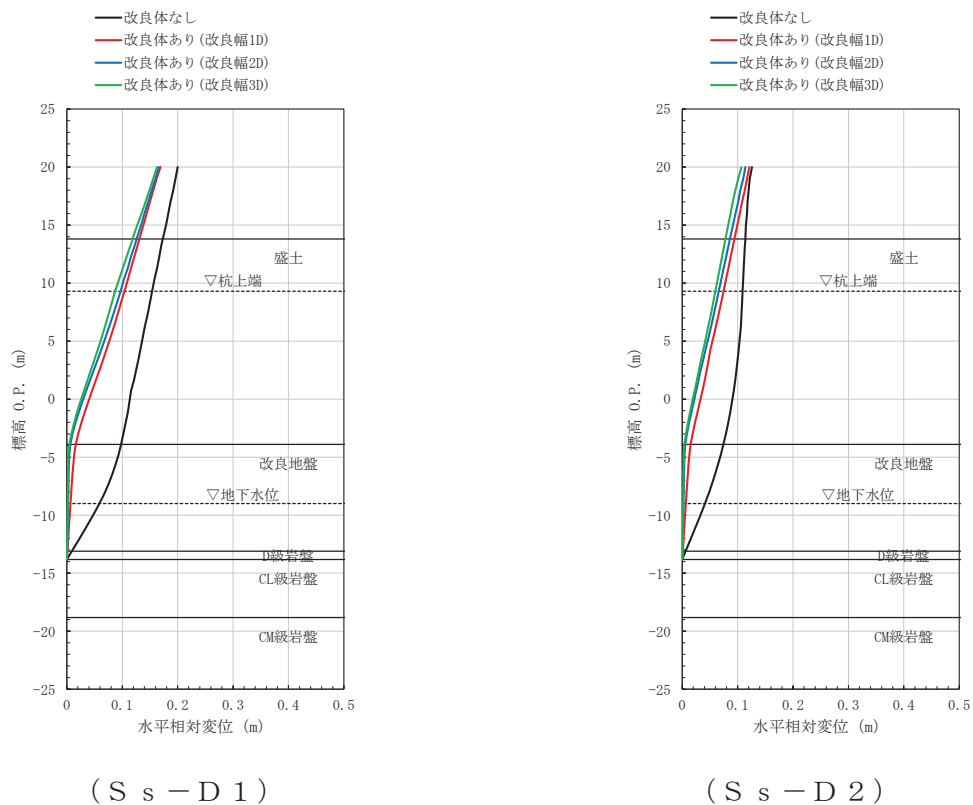
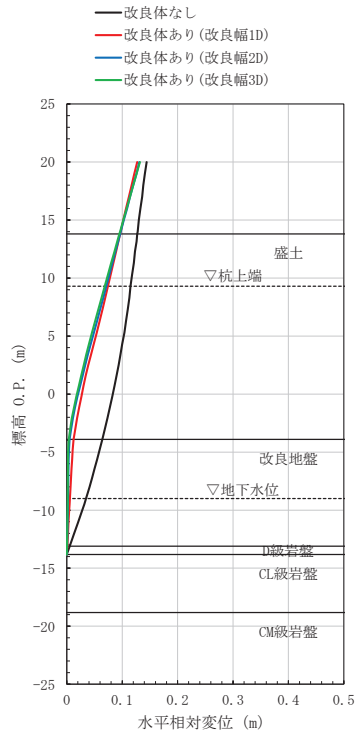
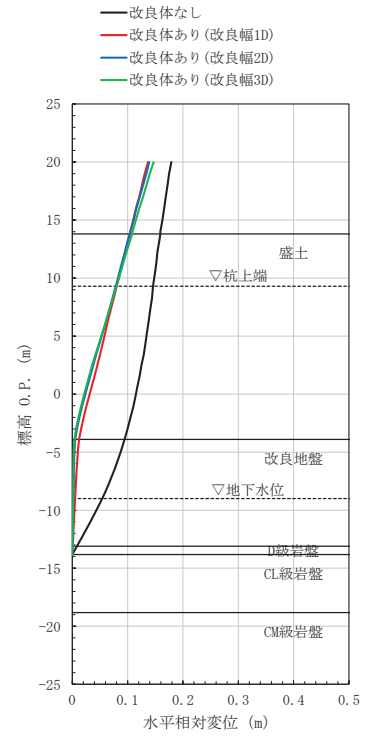


図 2-2(1) 最大変位分布の比較

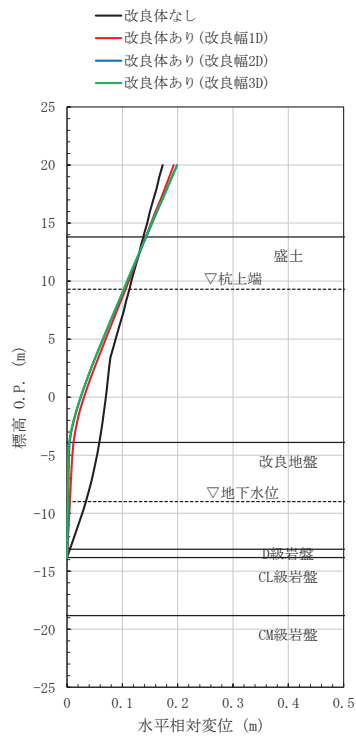


(S s - D 3)

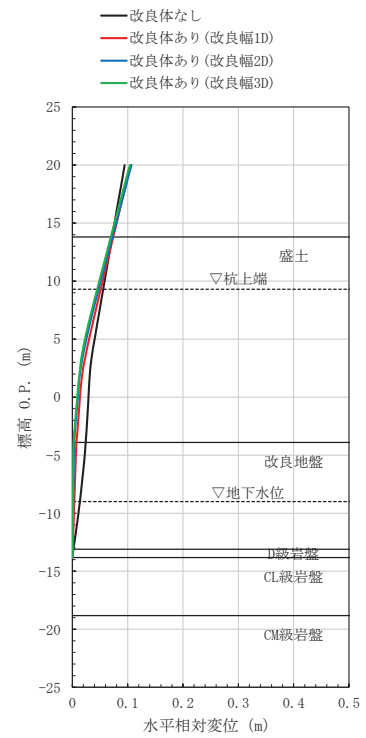


(S s - F 1)

図 2-2(2) 最大変位分布の比較

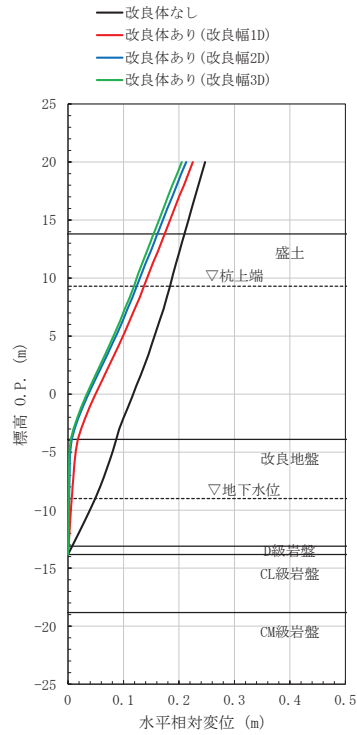


(S s - F 2)



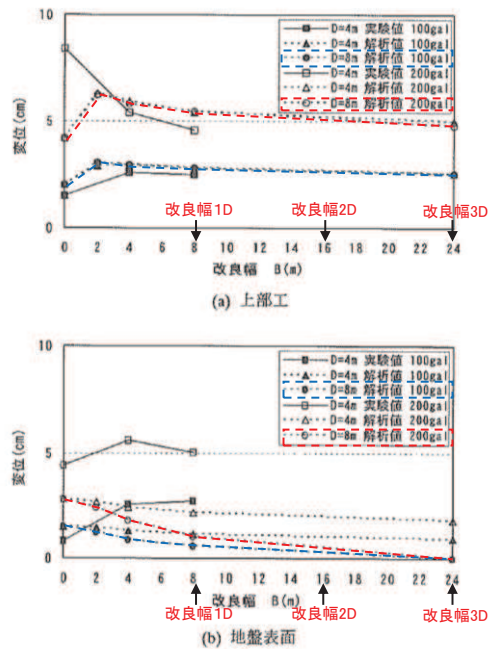
(S s - F 3)

図 2-2(3) 最大変位分布の比較



(S s - N 1)

図 2-2(4) 最大変位分布の比較



〔 上記グラフの内、今回の解析条件に類似する
D = 8m (全深度改良) のケースを参照 〕

図 2-3 既往文献における杭の変位に及ぼす改良幅の影響確認結果

(「固化処理工法による単杭の地震時水平抵抗の増大効果 (港湾空港技術研究所, 2003 年)」より抜粋 (一部加筆))

3. 地盤改良の計画について

【検討 1】の結果を踏まえ、防潮壁の基礎杭周辺において旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、変形抑制及び液状化対策を目的とし、余裕を考慮し設計用地下水位+1m 以深を地盤改良し、改良幅は地盤改良高さの 2 倍を確保することを基本とする。ここで、設計用地下水位は杭位置での地下水位を指すが、地盤改良側方地盤においても地下水位が地盤改良天端よりも低くなることを確認する。

なお、周辺の屋外重要土木構造物等の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合において、地盤改良の改良天端が設計用地下水位+1m よりも高い箇所があるが、いずれの場合も改良高さに対して 1:2 の縦横比を確保するよう地盤改良を実施する。

ただし、第 3 号機放水立坑周辺の地盤改良は放水立坑の損壊時を仮定した場合の周辺土砂の流出防止対策が目的であり、防潮壁の変形抑制及び液状化対策としての効果を期待できる改良幅（地盤改良高さの 2 倍）を満足していないため、防潮壁の耐震・耐津波評価においては改良地盤を考慮した場合と考慮しない場合（盛土として扱う）の両ケースを実施することとし、本資料における改良幅の妥当性確認の対象には含めない。また、この地盤改良の安定性等については参考資料 8 に示す。

地盤改良計画を図 3-1 に示す。

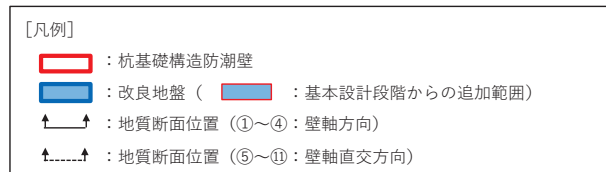
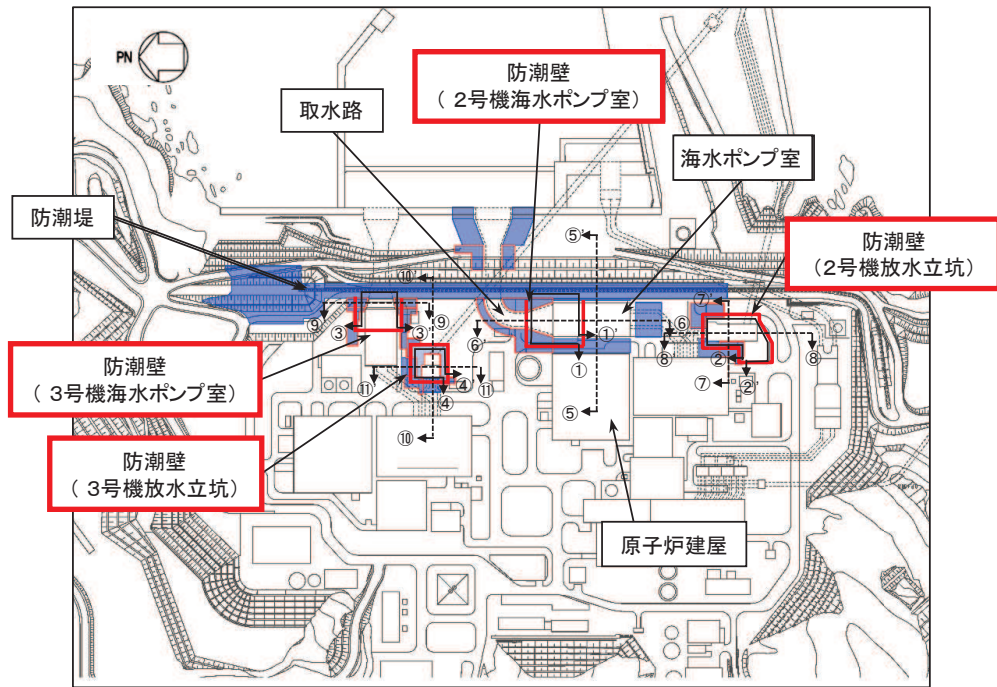
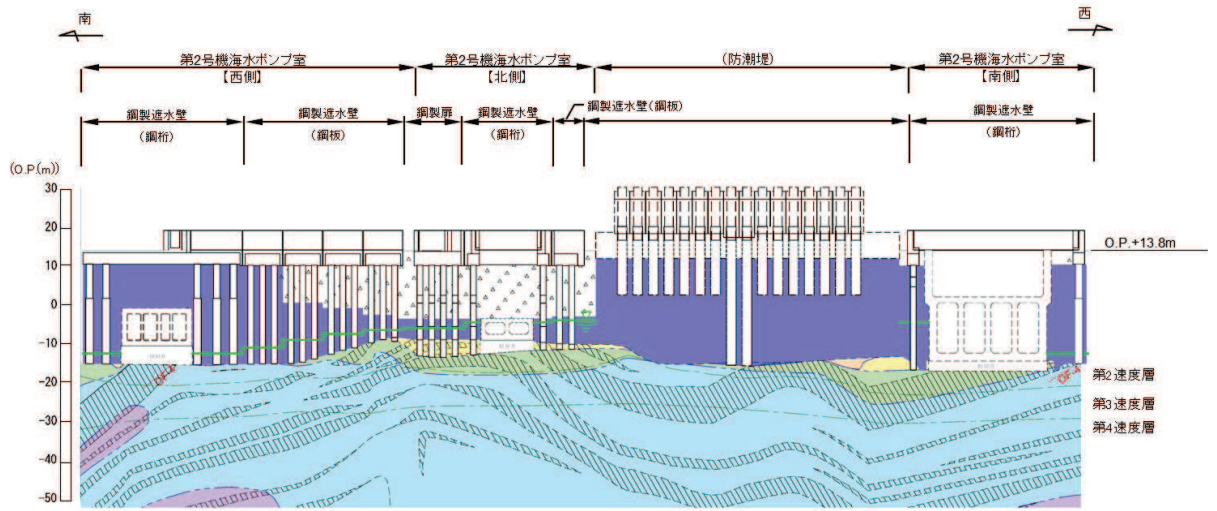
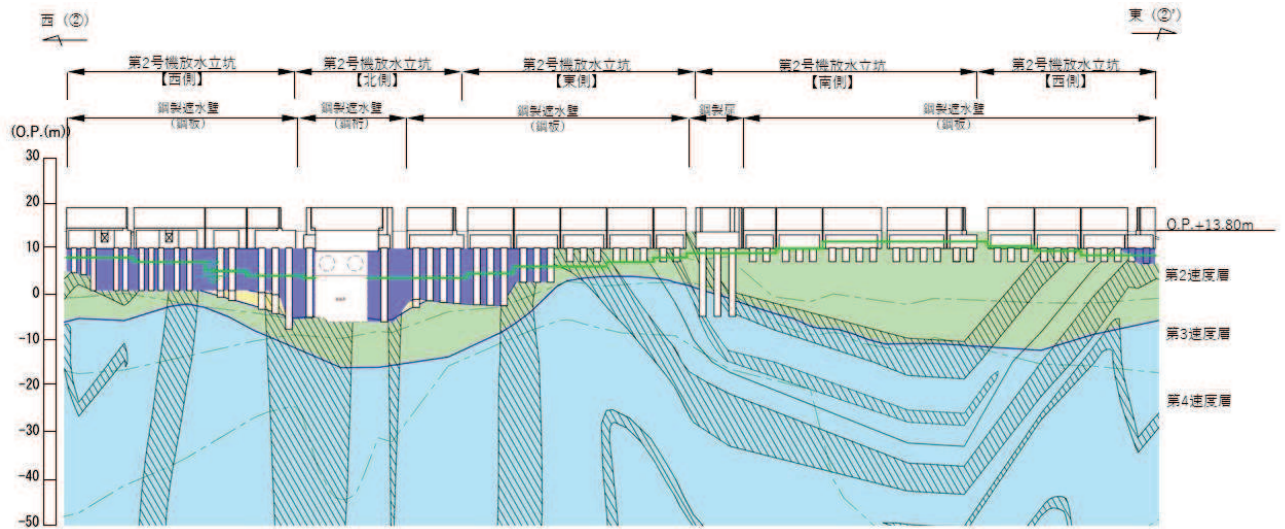


図 3-1 (1) 地盤改良の計画 (全体平面図)



(第2号機海水ポンプ室 ①-①' 断面*1,*2)

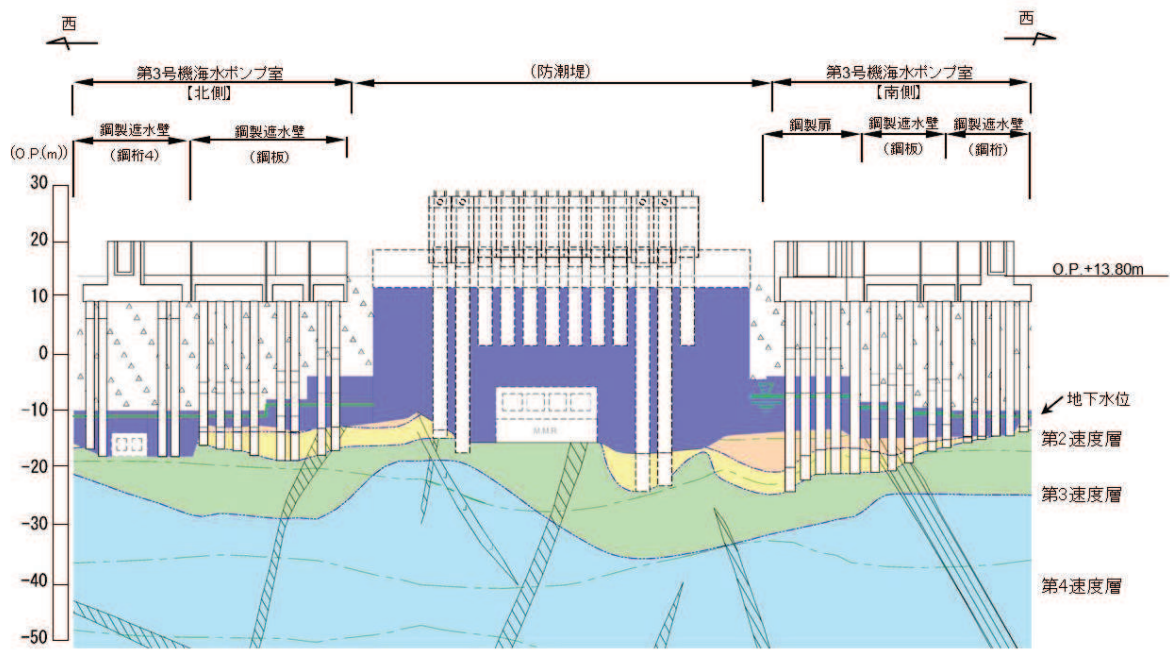


(第2号機放水立坑 ②-②' 断面*1)

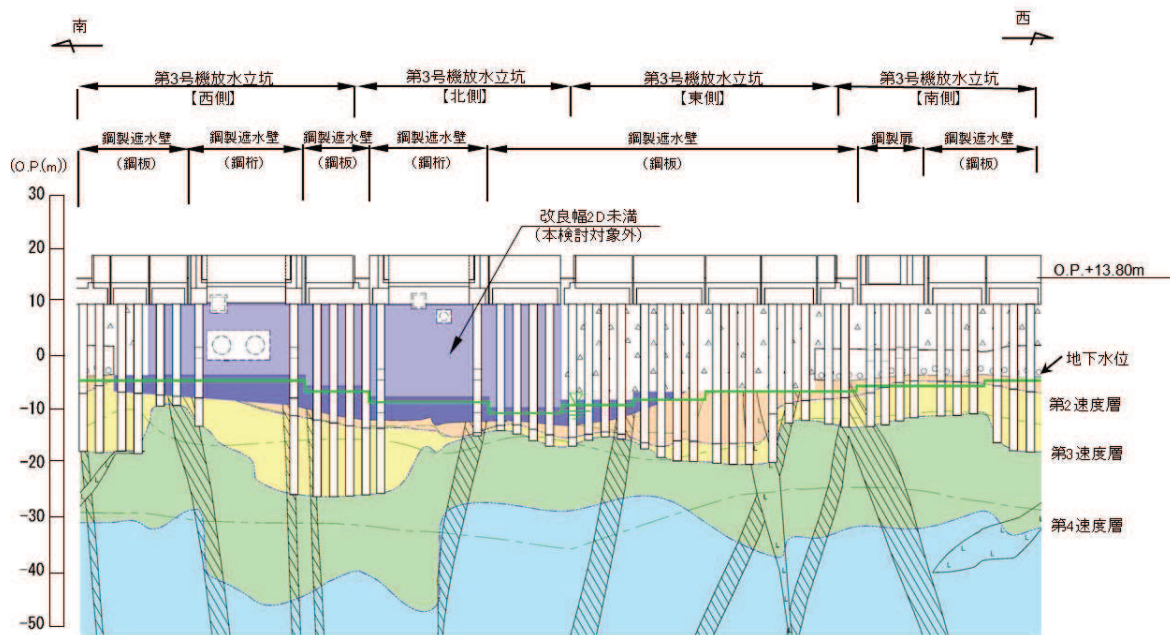
凡例			
	B 級		盛 土
	Cw 級		旧 表 土
	Cm 級		砂
	Cn 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 境 界
	改良地盤等		地下水位

注記：*1：鋼管杭下端は C₁ 級岩盤上面（又は C_W 級岩盤上面）とし、鋼管杭直下の C₁ 級岩盤部は MMR により置換する範囲を示す。
*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。

図 3-1 (2) 地盤改良の計画（第2号機海水ポンプ室，第2号機放水立坑 縦断方向）



(第3号機海水ポンプ室 ③-③' 断面*1,*2)



(第3号機放水立坑 ④-④' 断面*1,*2)

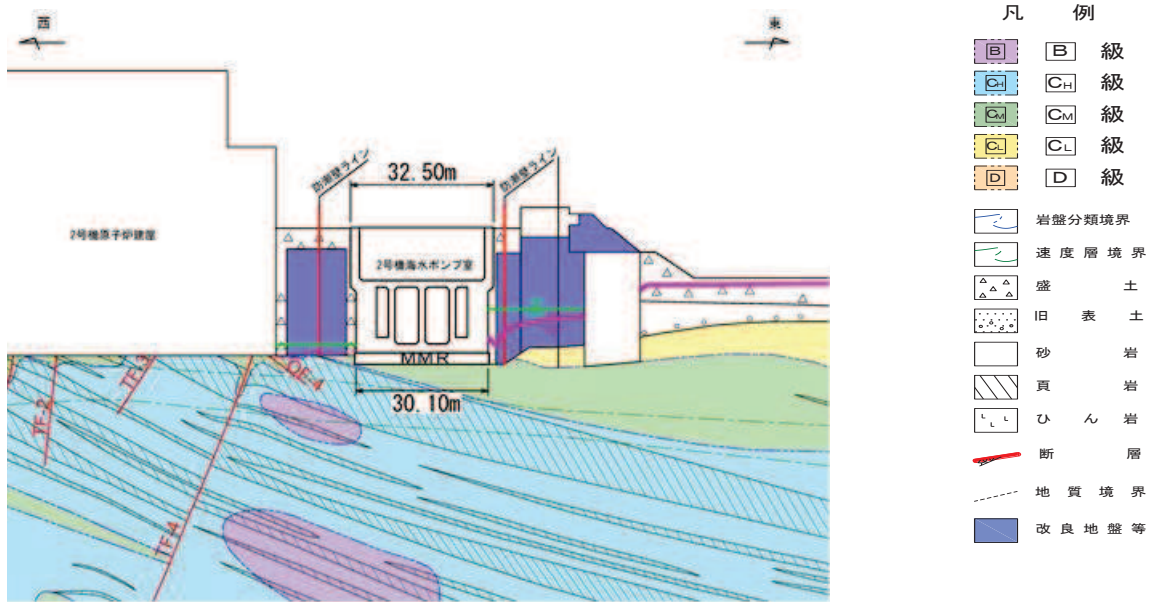
凡例			
	B級		盛土
	C級		旧表土
	CM級		砂
	CL級		頁岩
	D級		ひん岩
	岩盤分類境界		断層
	速度層境界		地質境界
	改良地盤等		地下水位

注記：*1：鋼管杭下端は C_1 級岩盤上面（又は C_2 級岩盤上面）とし、鋼管杭直下の C_1 級岩盤部は MMR により置換する範囲を示す。

*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。

図 3-1 (3) 地盤改良の計画

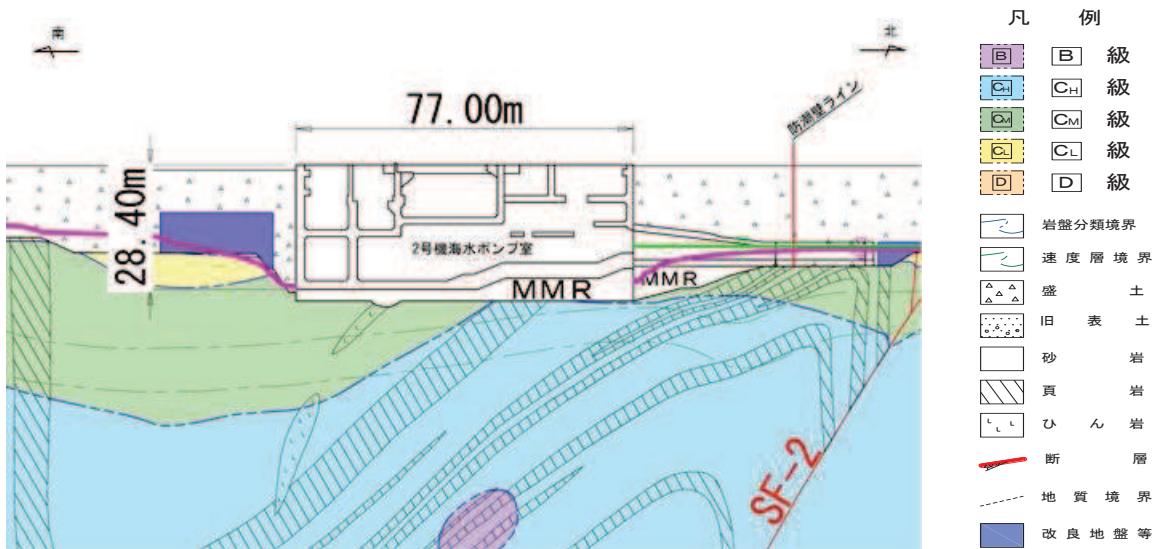
(第3号機海水ポンプ室, 第3号機放水立坑 縦断方向)



* : 鋼管杭下方のCL級岩盤部はMMRにより置換

— 予測解析による地下水位
 — 設計用地下水位

(第2号機海水ポンプ室横断方向(東西)⑤-⑤'断面)

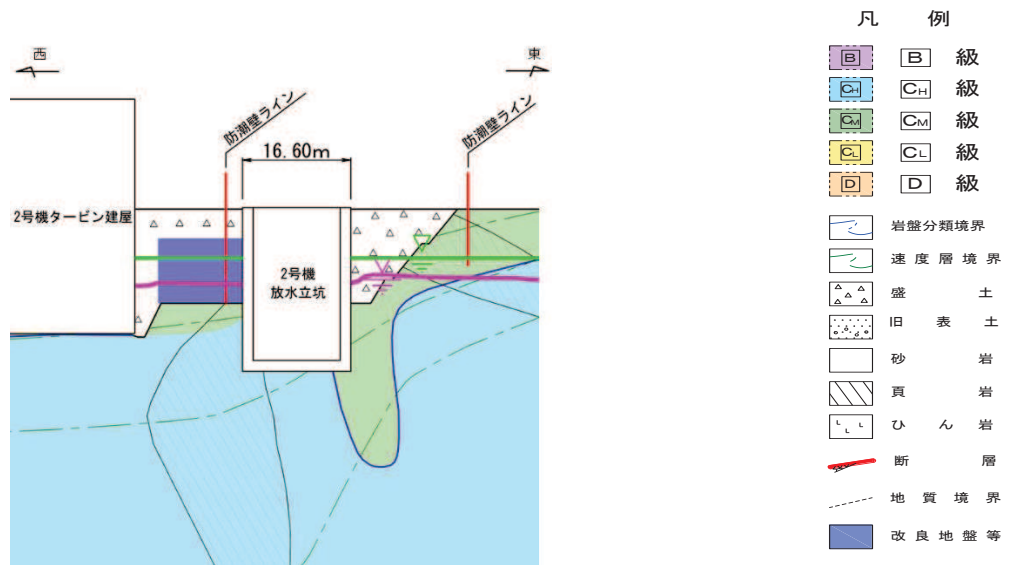


* : 鋼管杭下方のCL級岩盤部はMMRにより置換

— 予測解析による地下水位
 — 設計用地下水位

(第2号機海水ポンプ室横断方向(南北)⑥-⑥'断面)

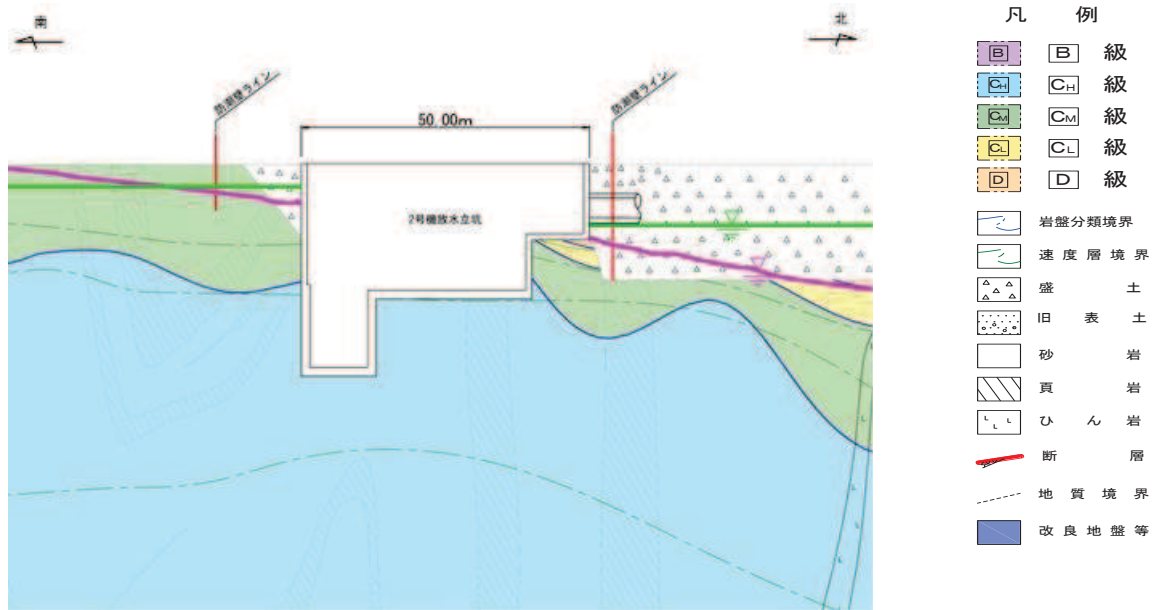
図3-1(4) 地盤改良の計画(第2号機海水ポンプ室横断方向)



* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
 — 設計用地下水位

(第 2 号機放水立坑横断方向 (東西) ⑦-⑦' 断面)

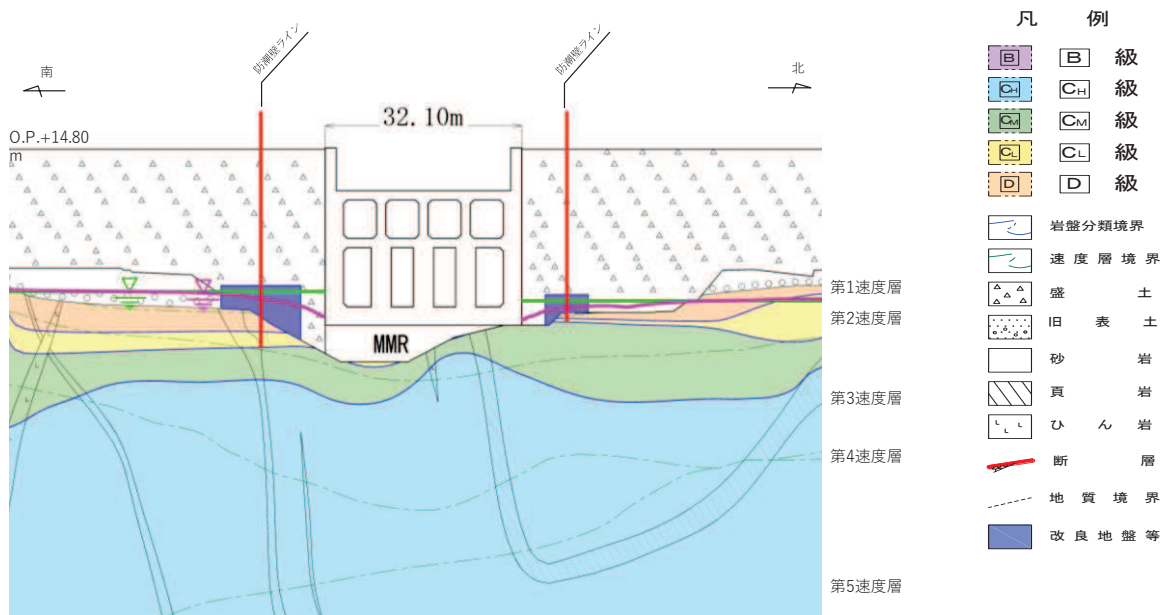


* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
 — 設計用地下水位

(第 2 号機放水立坑横断方向 (南北) ⑧-⑧' 断面)

図 3-1 (5) 地盤改良の計画 (第 2 号機放水立坑 横断方向)

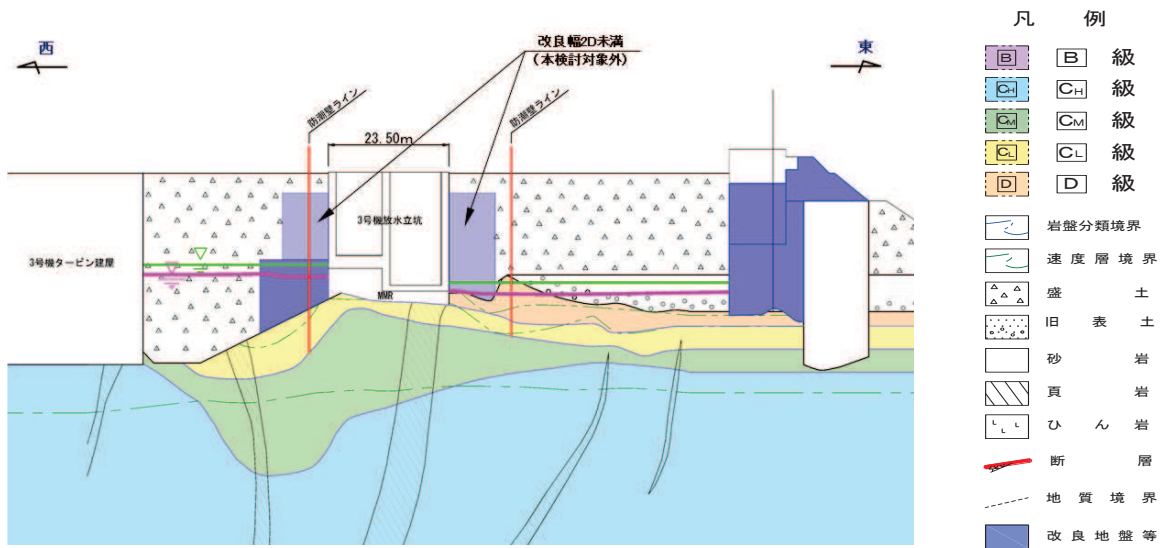


* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
 — 設計用地下水位

(第 3 号機海水ポンプ室横断方向 (南北) ⑨-⑨' 断面)

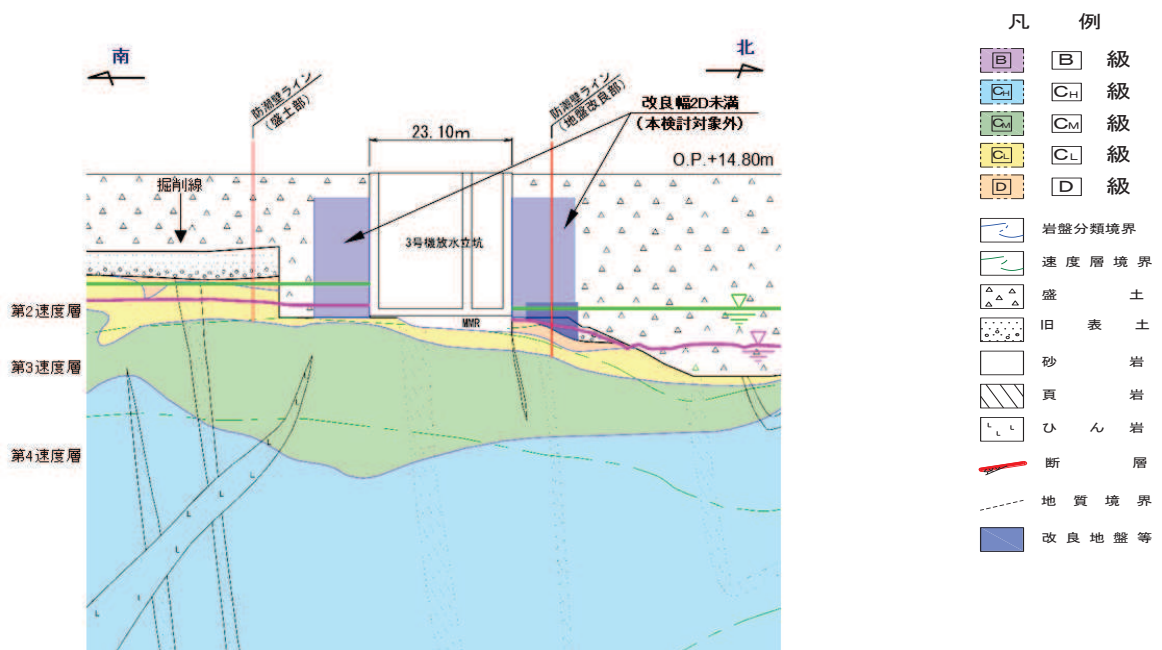
図 3-1 (6) 地盤改良の計画 (第 3 号機海水ポンプ室 横断方向)



* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
— 設計用地下水位

(第 3 号機放水立坑横断方向 (東西) ⑩-⑩' 断面)



* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
— 設計用地下水位

(第 3 号機放水立坑横断方向 (南北) ⑪-⑪' 断面)

図 3-1 (7) 地盤改良の計画 (第 3 号機放水立坑 横断方向)

4. 実機改良計画を踏まえた解析手法の妥当性検討【検討2】

4.1 検討方針

【検討2】では，【検討1】の結果を踏まえ別途定めた2.地盤改良の計画に示した実機計画に基づき，全応力解析として有効な地盤改良幅（地盤改良高さの2倍）を確保することを前提に，解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性を確認する。

確認は，FEMモデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析との解析結果（構造物の応答等）の比較により行う。

ここで，地盤改良は，前述のとおり実機においては，周辺の屋外重要土木構造物等の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合において改良天端が設計用地下水位+1mよりも高い箇所がある他，断面毎に岩盤深度等が異なるため，地盤改良の外形の大きさにはバリエーションがある。

よって，本検討においては，実機における地盤改良計画を包絡するよう基本ケース1～基本ケース3を設定した上で，FEMモデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析を行い，質点系モデルとFEMモデルそれぞれの解析結果（構造物の応答等）の比較を行い，質点系モデルによる地震応答解析結果の妥当性（構造物の応答が同等もしくは保守的であること）を確認する。

検討ケースの概要について表4-1に，検討ケースと実施工（全断面）の地盤改良高さの比較を表4-2及び図4-1に，実施工における地盤改良高さの最大及び最小位置を図4-2に示す。

表4-1 検討ケース

解析ケース		地盤改良の設定（考え方）	
		FEMモデル	質点系モデル
【 検討 2 】	ケース1 【改良高さ9.2m】	地盤改良幅＝18.4m （高さ：幅＝1：2）	地盤改良幅＝水平成層 （一次元地盤応答） 【改良高さ9.2m】
	ケース2 【改良高さ2.3m】	地盤改良幅＝4.6m （高さ：幅＝1：2）	地盤改良幅＝水平成層 （一次元地盤応答） 【改良高さ2.3m】
	ケース3 【改良高さ13.8m】	地盤改良幅＝27.6m （高さ：幅＝1：2）	地盤改良幅＝水平成層 （一次元地盤応答） 【改良高さ13.8m】

表 4-2 解析モデルと実施工（全断面）における地盤改良高さの比較

解析モデル (改良高さ：幅=1：2)		実施工（全断面）* (改良高さ：幅=1：2を基本)
ケース 1	改良高さ：9.2m	改良高さ：2.5m～11.7m
ケース 2	改良高さ：2.3m	
ケース 3	改良高さ：13.8m	

*：改良体周辺に地盤が分布しない区間（構造物や岩盤に囲まれた区間）を除く

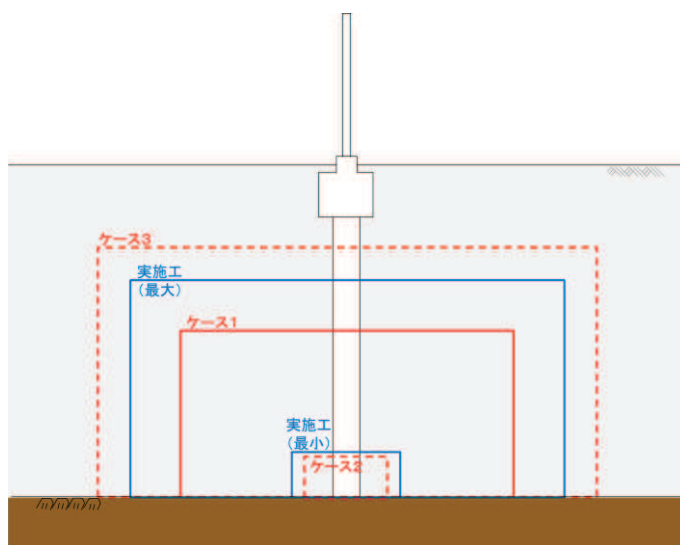


図 4-1 解析モデルと実施工（全断面）における地盤改良高さの比較

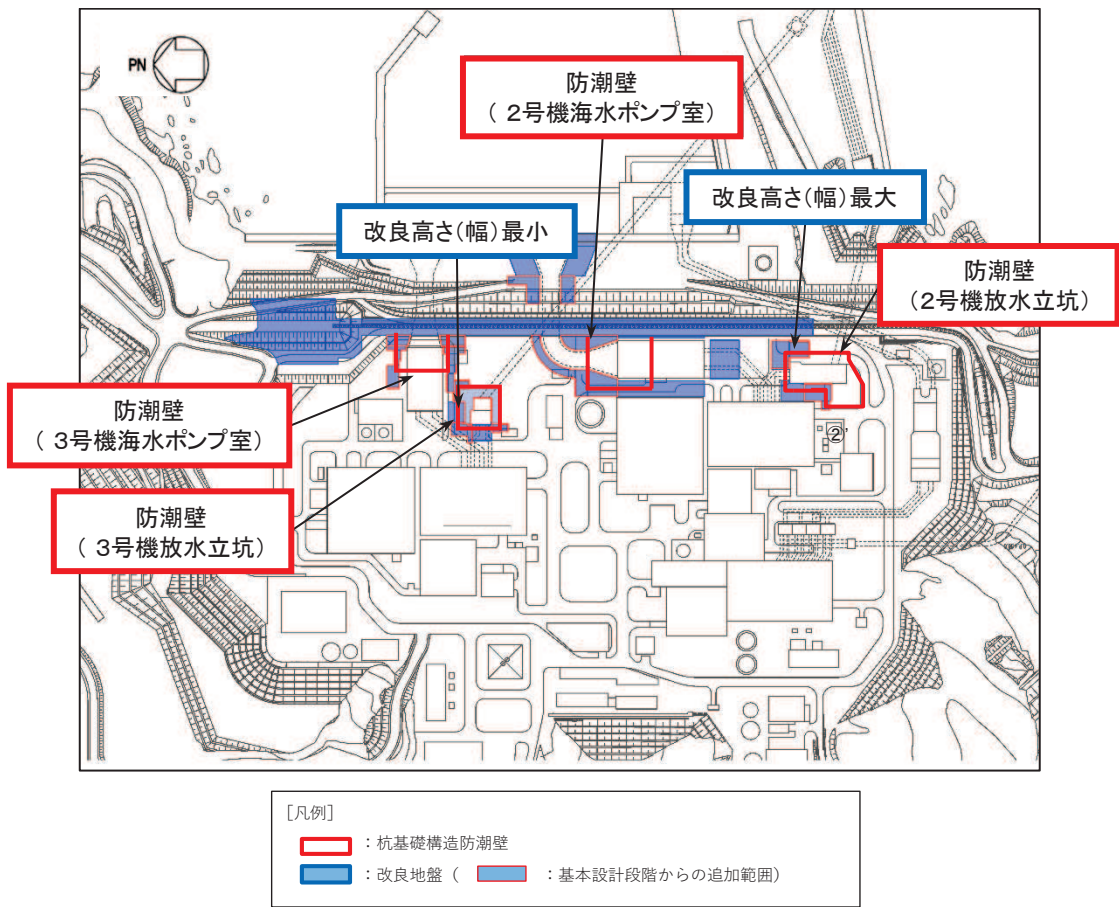
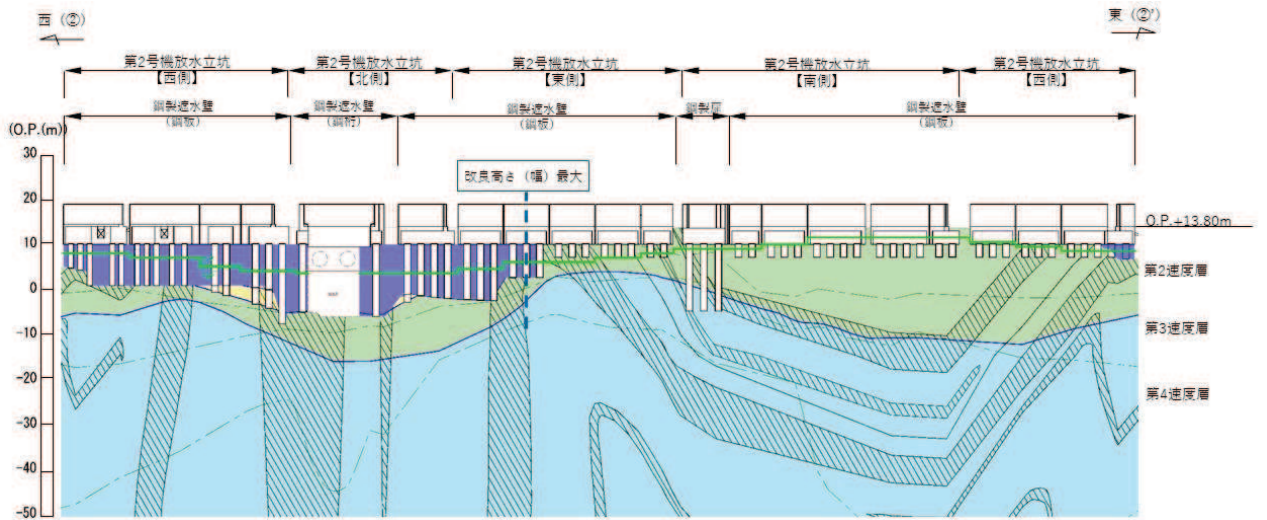
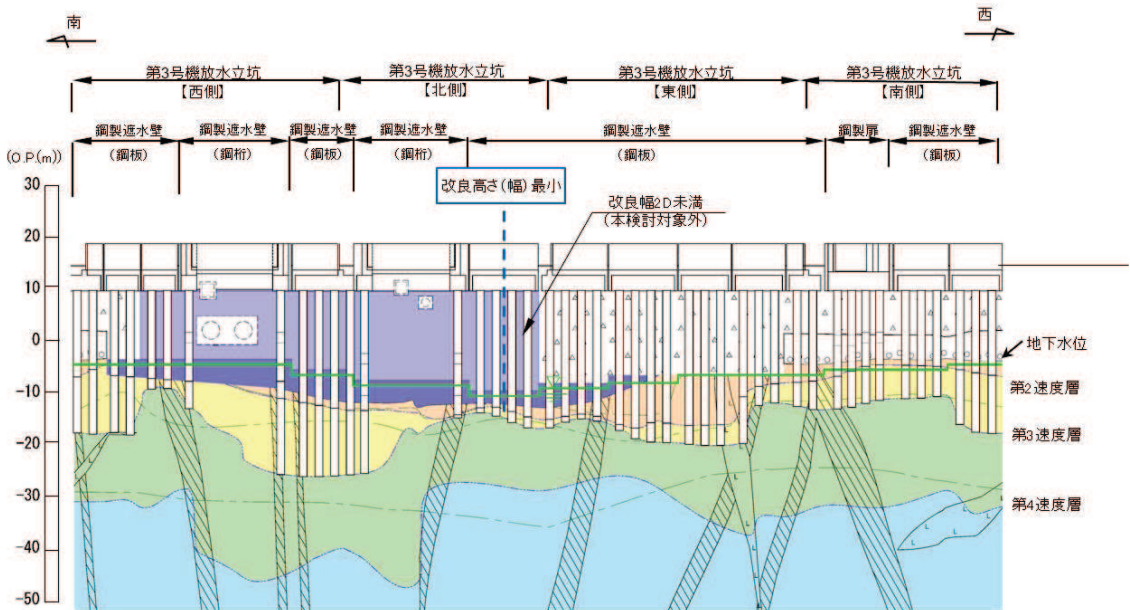


図 4-2(1) 改良高さ (最大・最小) 位置
(全体平面図)



(第2号機放水立坑)



(第3号機放水立坑)

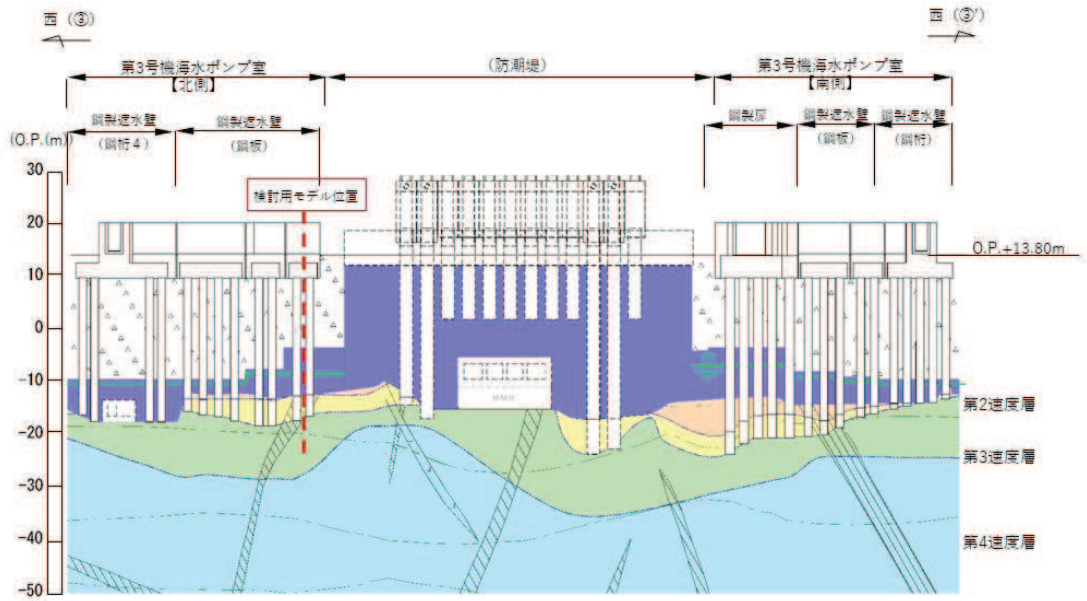
図4-2(2) 改良高さ (最大・最小) 位置

4.2 検討用モデル

解析手法の妥当性に用いる検討用モデルは、検討目的を踏まえ、比較的単純な形状である鋼製遮水壁（鋼板形式の中から、壁高が高くかつ盛土厚さが厚いため、上部工・下部工双方の観点で周辺地盤の液状化等の影響が相対的に大きくなると考えられる I 区間の評価対象断面①をベースとしたモデルとする。

なお、横断方向には、前述のとおり、岩盤の傾斜や地下水位分布の不均一性等も部分的に認められるが、下部工及び上部工への地盤応答の影響が想定される改良体上面以浅は水平成層をなしていることから、水平成層地盤としてモデル化する（隣接構造物や岩盤傾斜の影響は【検討 3】にて別途確認する）。

検討用モデルの位置を図 4-3 に、構造図を図 4-4 に、検討ケースの概要を図 4-5 に示す。



凡 例			
	B 級		盛 土
	C _H 級		旧 表 土
	C _M 級		砂 岩
	C _L 級		貝 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 境 界
			改良地盤等
			地下水位

図 4-3 検討用モデル位置
(地質図-第 3 号機海水ポンプ室縦断図)

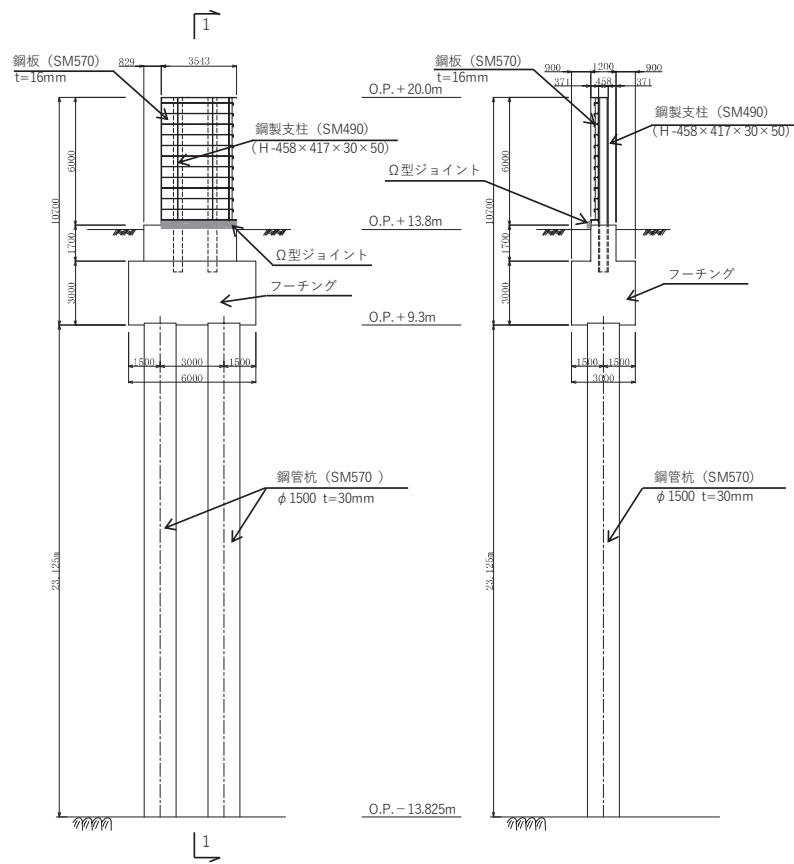


図 4-4 検討用モデルの構造概要

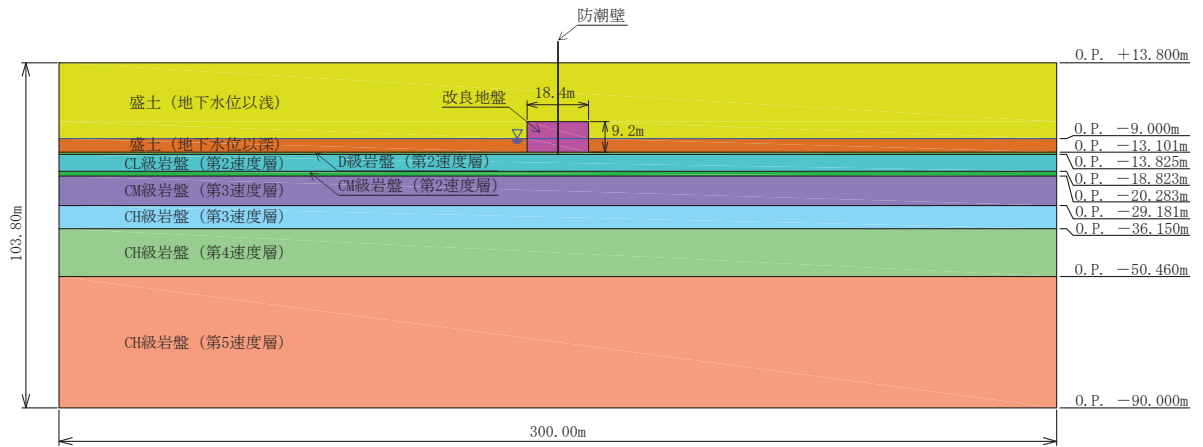


図 4-5(1) 検討ケースの概要 (ケース 1)

【基本ケース 1】

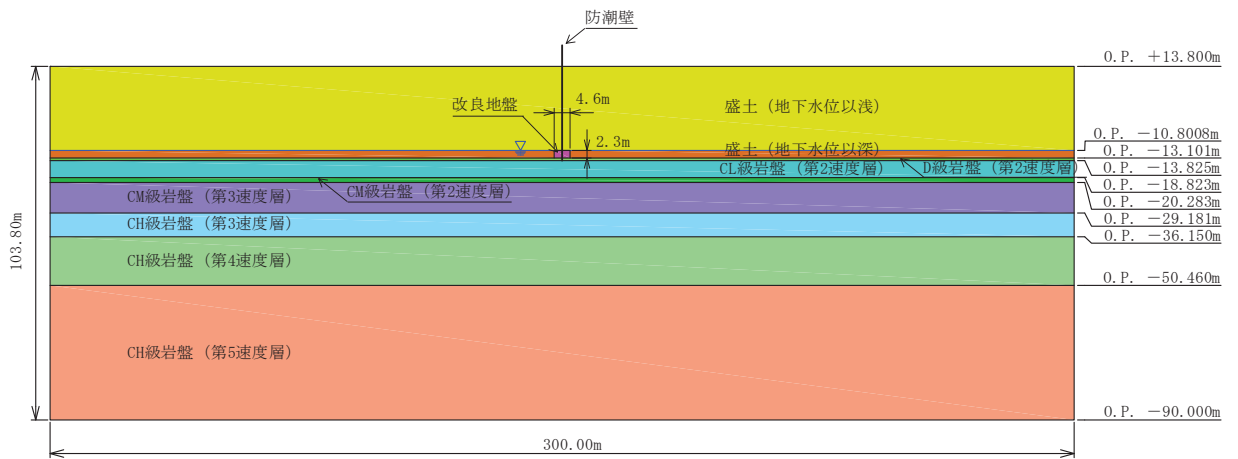


図 4-5(2) 検討ケースの概要 (ケース 2)

【基本ケース 2】

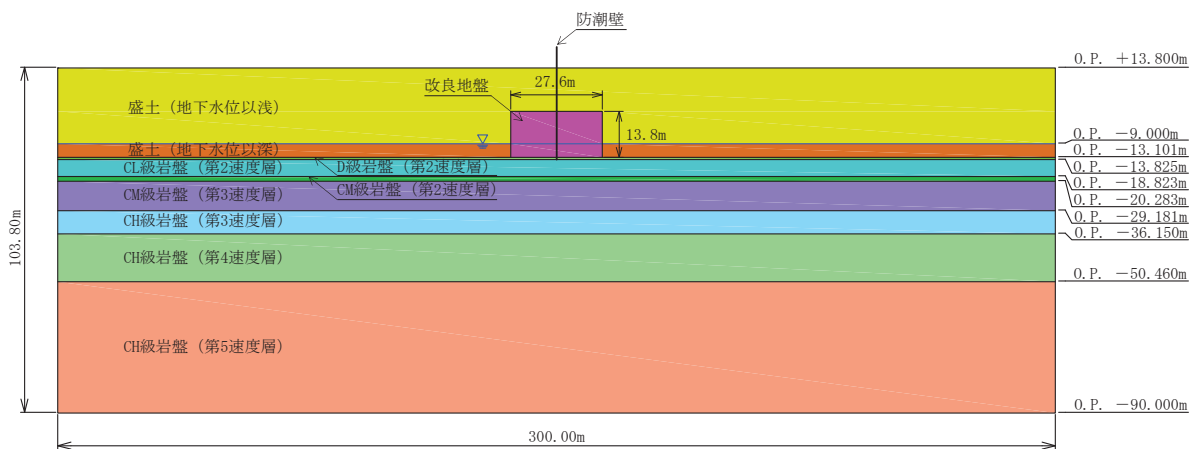


図 4-5(3) 検討ケースの概要 (ケース 3)

【基本ケース 3】

4.3 解析手法

質点系モデルについては、「6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明－3. 耐震評価」に準じる。

FEMモデルについては、前述のとおり、側方地盤の液状化影響等を考慮するため、地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析とし、解析コードは「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、液状化パラメータは試験下限値を用いる。

FEMモデル（有効応力解析）の解析条件の詳細は「9. 解析条件（FEMモデル）」に示す。なお、応答値の比較においては、上部工の耐震評価において影響が大きい加速度、下部工の耐震評価の観点で影響が大きい曲げモーメント、止水ジョイントの変形性能評価において影響が大きい変位について比較する。なお、質点系モデルと**FEM**モデル双方の構造物のモデル化方法の違いを踏まえ、概ね等価な比較となるよう、質点系モデルにおいては主要な構造部材である鋼製支柱から抽出する。

各解析モデルにおける応答値抽出箇所を図4-6に示す。

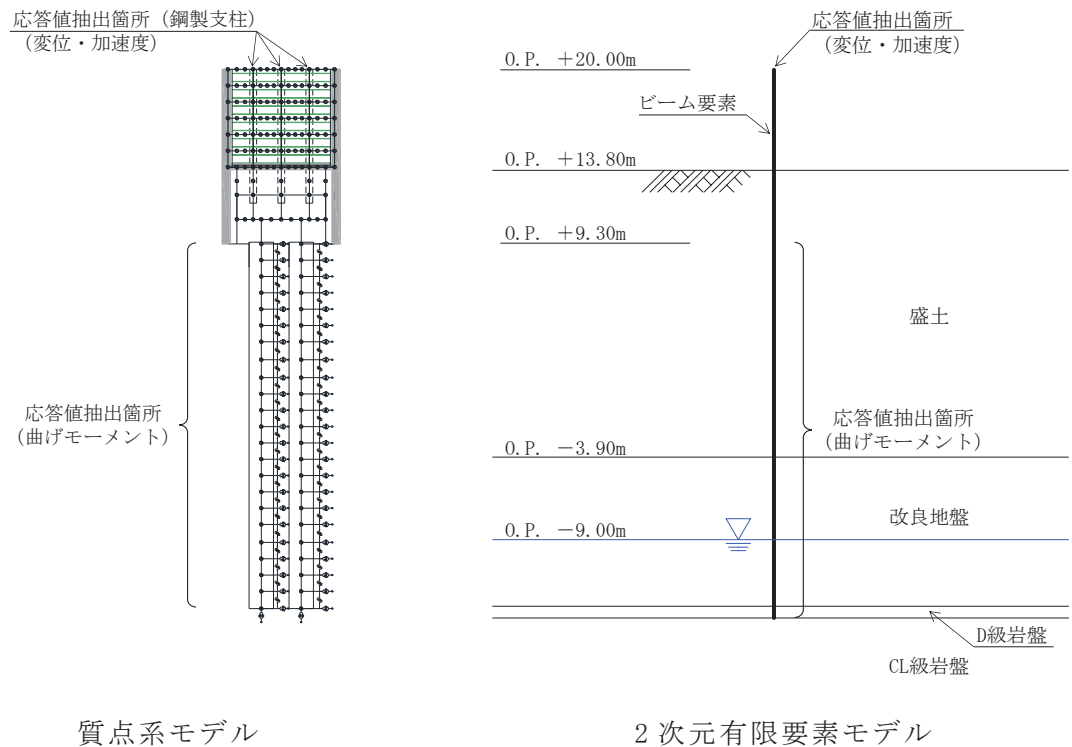


図4-6 質点系モデルと**FEM**モデルにおける応答値抽出箇所の概念図

4.4 検討結果

質点系モデルによる応答結果及び FEM モデルによる応答結果について、下部工（鋼管杭）の最大曲げモーメントと上部工の最大水平加速度及び最大水平変位の比較をそれぞれ表 4-3～表 4-5 に、最大曲げモーメントと最大水平加速度及び最大水平変位の深度方向の分布を図 4-7～図 4-15 に示す。なお、二次元有限要素モデル（有効応力解析）の各ケースの最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布は「10. 最大応答値分布」に示す。

【検討 2】の結果、質点系モデルにおける鋼管杭の最大曲げモーメント、上部工の最大水平加速度及び最大水平変位は、二次元有限要素モデル（有効応力解析）の最大応答値と比べ同等もしくは大きい値を示していることから、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析結果の妥当性を確認した。

「10. 最大応答値分布」に示すとおり、FEM モデル（有効応力解析）のケース 1 において地震波 S s - D 1 を入力した検討では、地下水位以深の盛土において過剰間隙水圧の上昇が認められる。しかし、地盤改良による変形抑制及び液状化対策効果により防潮壁周辺の過剰間隙水圧の上昇は抑えられており、地盤の液状化が防潮壁へ及ぼす影響は小さいと考えられる。改良高さが低いケース 2 の検討結果は、ケース 1 の検討結果と比べると、最大曲げモーメントは小さく、最大水平変位は大きい傾向があるが、杭下端の地盤改良体が小さいことが原因として考えられるが、傾向はケース 1 同様である。改良高さが高いケース 3 の各最大応答値は、ケース 1 と比べ大きな差異は認められない。

表 4-3 【検討 2】 (ケース 1~ケース 3) における最大曲げモーメントの比較

検討ケース	地震波	最大曲げモーメント (kN・m/本)	
		FEM モデル (有効応力解析)	質点系モデル (全応力解析)
ケース 1 (基本ケース 1) 【改良高さ 9.2m】	S _s -D 1	11707	15309
	S _s -D 2	8527	14594
	S _s -D 3	8383	11866
	S _s -F 1	9535	13626
	S _s -F 2	10714	13684
	S _s -F 3	4002	7806
	S _s -N 1	<u>15176</u>	<u>17586</u>
ケース 2 (基本ケース 2) 【改良高さ 2.3m】	S _s -D 1	8350	13668
	S _s -D 2	7804	12777
	S _s -D 3	6499	12933
	S _s -F 1	6616	12078
	S _s -F 2	6100	13479
	S _s -F 3	3606	7749
	S _s -N 1	<u>8806</u>	<u>16050</u>
ケース 3 (基本ケース 3) 【改良高さ 13.8m】	S _s -D 1	11671	16935
	S _s -D 2	7117	11821
	S _s -D 3	8053	11630
	S _s -F 1	9766	15261
	S _s -F 2	13666	18848
	S _s -F 3	6376	7318
	S _s -N 1	<u>15398</u>	<u>20966</u>

注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 4-4 【検討 2】 (ケース 1~ケース 3) における最大水平加速度の比較

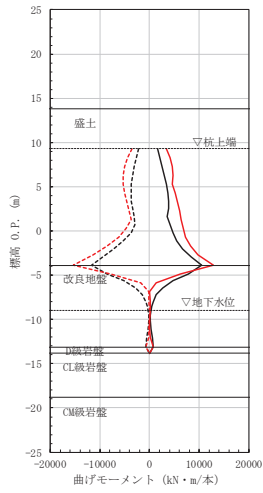
検討ケース	地震波	最大水平加速度 (cm/s ²)	
		FEM モデル (有効応力解析)	質点系モデル (全応力解析)
ケース 1 (基本ケース 1) 【改良高さ 9.2m】	S s - D 1	1619	2808
	S s - D 2	1840	2911
	S s - D 3	1531	2671
	S s - F 1	1918	1947
	S s - F 2	<u>2137</u>	2151
	S s - F 3	2016	<u>3056</u>
	S s - N 1	1705	2871
ケース 2 (基本ケース 2) 【改良高さ 2.3m】	S s - D 1	1435	2204
	S s - D 2	1500	2377
	S s - D 3	1230	2116
	S s - F 1	1664	1561
	S s - F 2	<u>1728</u>	2050
	S s - F 3	1509	1721
	S s - N 1	1589	<u>2409</u>
ケース 3 (基本ケース 3) 【改良高さ 13.8m】	S s - D 1	1752	2712
	S s - D 2	1586	<u>3009</u>
	S s - D 3	1599	3006
	S s - F 1	1533	1816
	S s - F 2	<u>1930</u>	2507
	S s - F 3	1897	2669
	S s - N 1	1836	2519

注：下線は各ケースの最大値を示す。

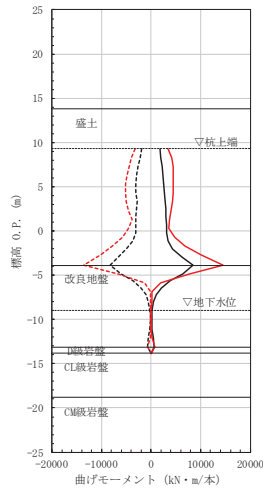
表 4-5 【検討 2】（ケース 1～ケース 3）における最大水平変位の比較

検討ケース	地震波	最大水平変位 (m)	
		FEM モデル (有効応力解析)	質点系モデル (全応力解析)
ケース 1 (基本ケース 1)	S _s -D 1	0.166	0.217
	S _s -D 2	0.114	0.161
	S _s -D 3	0.131	0.177
	S _s -F 1	0.139	0.202
	S _s -F 2	0.199	0.279
	S _s -F 3	0.107	0.134
	S _s -N 1	<u>0.213</u>	<u>0.317</u>
ケース 2 (基本ケース 2)	S _s -D 1	0.200	0.189
	S _s -D 2	0.129	0.142
	S _s -D 3	0.142	0.168
	S _s -F 1	0.140	0.178
	S _s -F 2	0.194	0.219
	S _s -F 3	0.101	0.111
	S _s -N 1	<u>0.238</u>	<u>0.342</u>
ケース 3 (基本ケース 3)	S _s -D 1	0.150	0.200
	S _s -D 2	0.0949	0.151
	S _s -D 3	0.109	0.134
	S _s -F 1	0.124	0.181
	S _s -F 2	0.190	<u>0.242</u>
	S _s -F 3	0.0849	0.125
	S _s -N 1	<u>0.204</u>	0.232

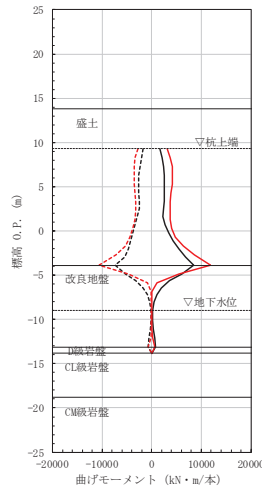
注：下線は各ケースの最大値を示す。



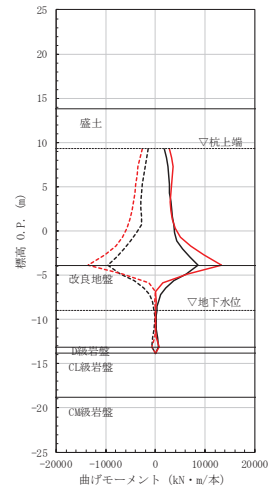
(S s - D 1)



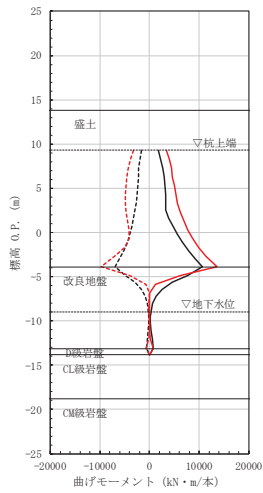
(S s - D 2)



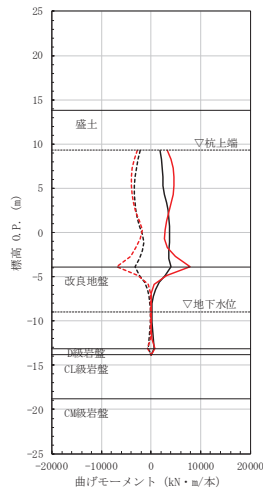
(S s - D 3)



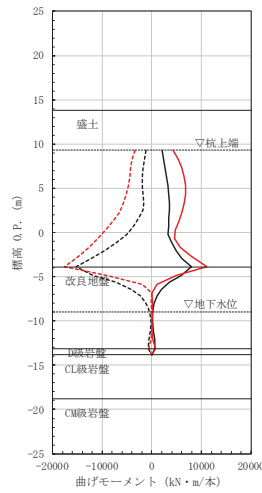
(S s - F 1)



(S s - F 2)



(S s - F 3)



(S s - N 1)

図 4-7 最大曲げモーメントの比較 (ケース 1)

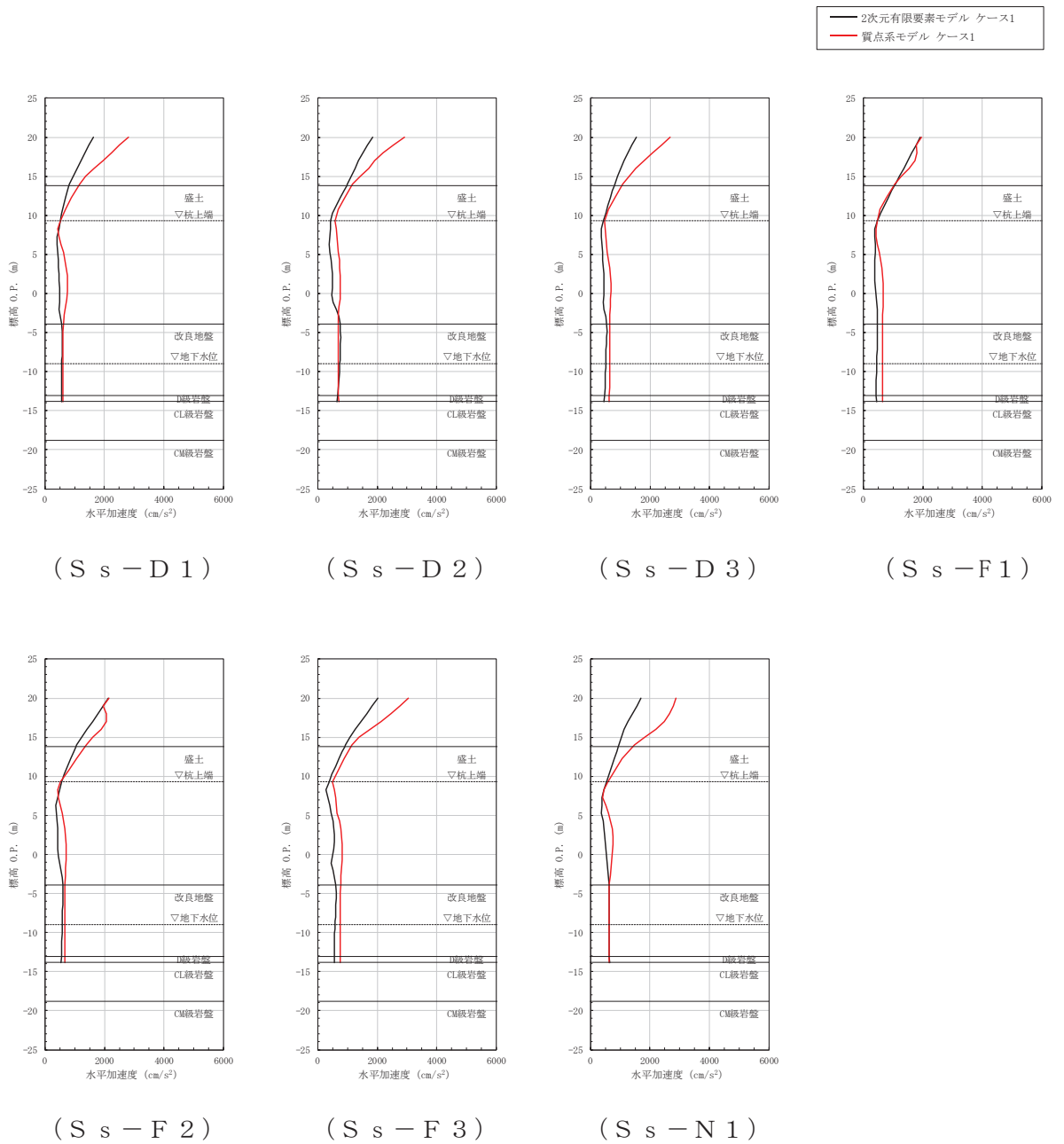


図 4-8 最大水平加速度の比較 (ケース 1)

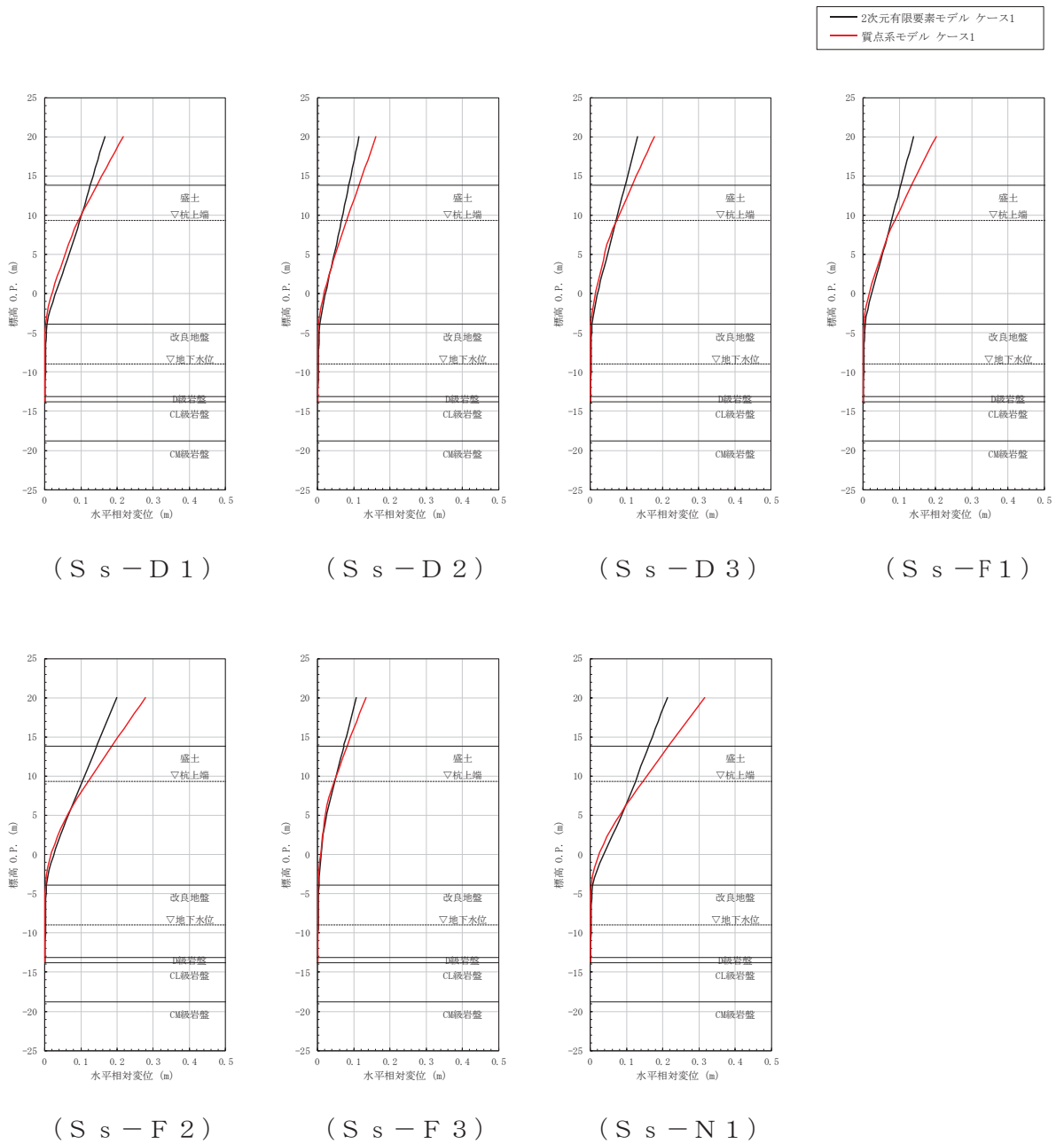
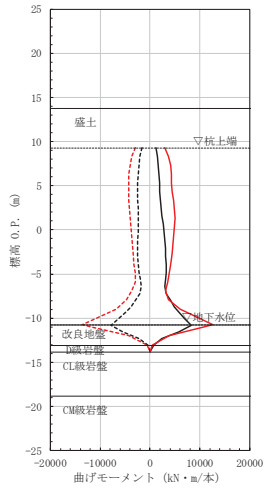
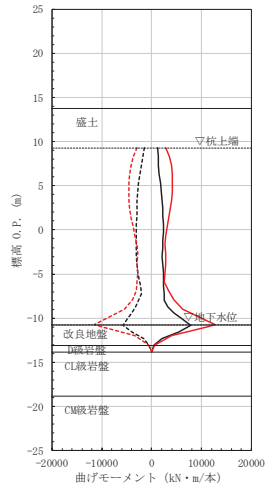


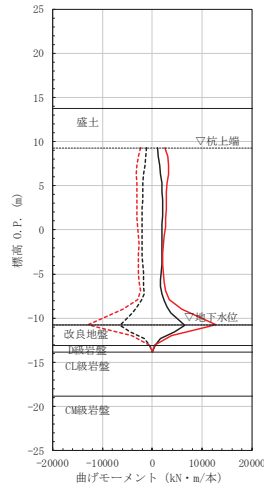
図 4-9 最大水平変位の比較 (ケース 1)



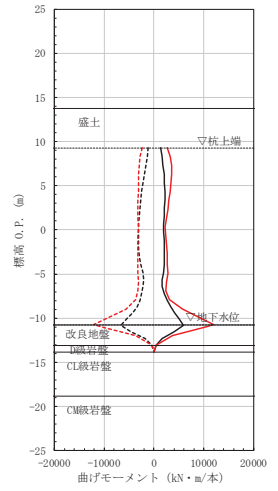
(S s - D 1)



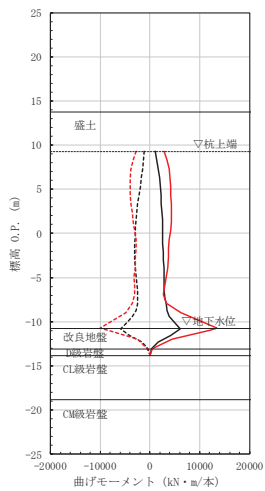
(S s - D 2)



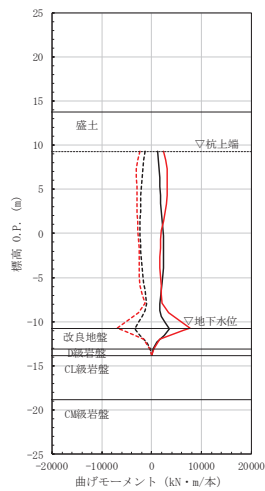
(S s - D 3)



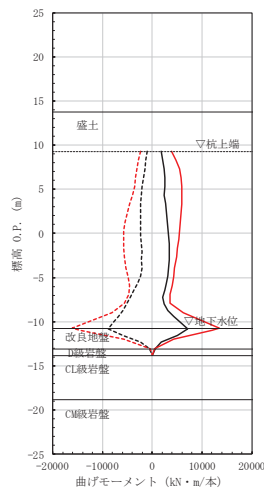
(S s - F 1)



(S s - F 2)



(S s - F 3)



(S s - N 1)

図 4-10 最大曲げモーメントの比較 (ケース 2)

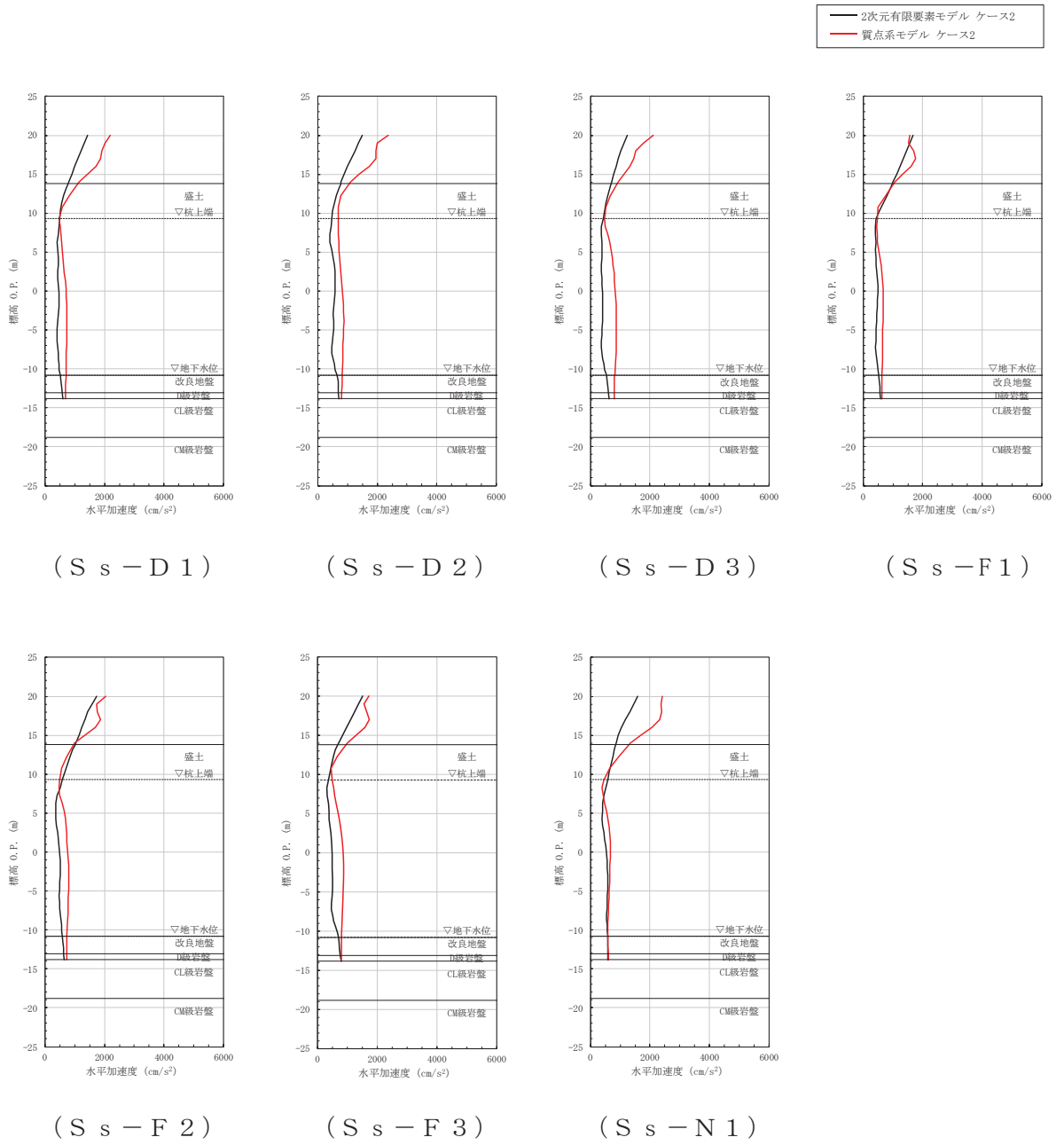


図 4-11 最大水平加速度の比較 (ケース 2)

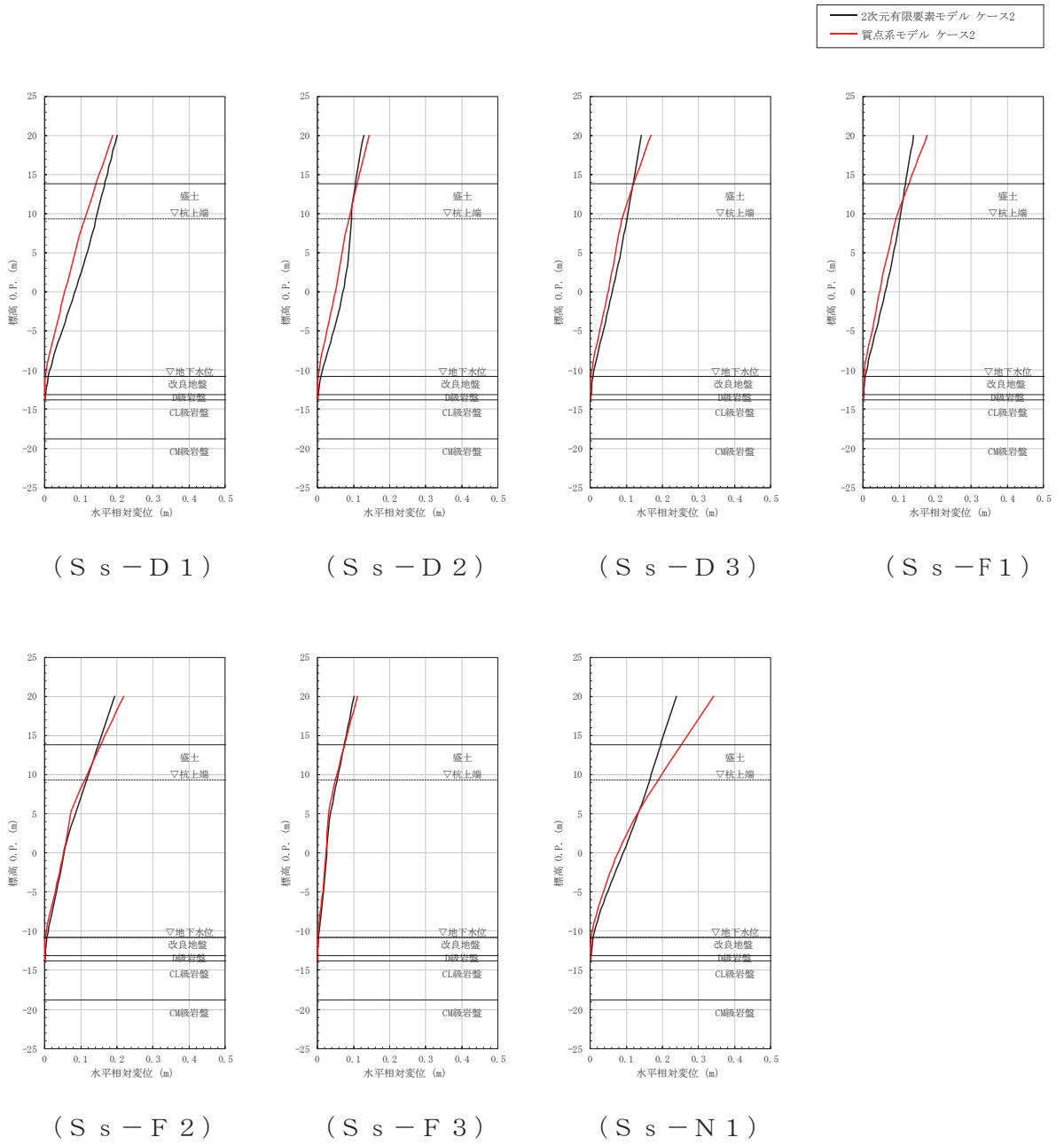


図 4-12 最大水平変位の比較 (ケース 2)

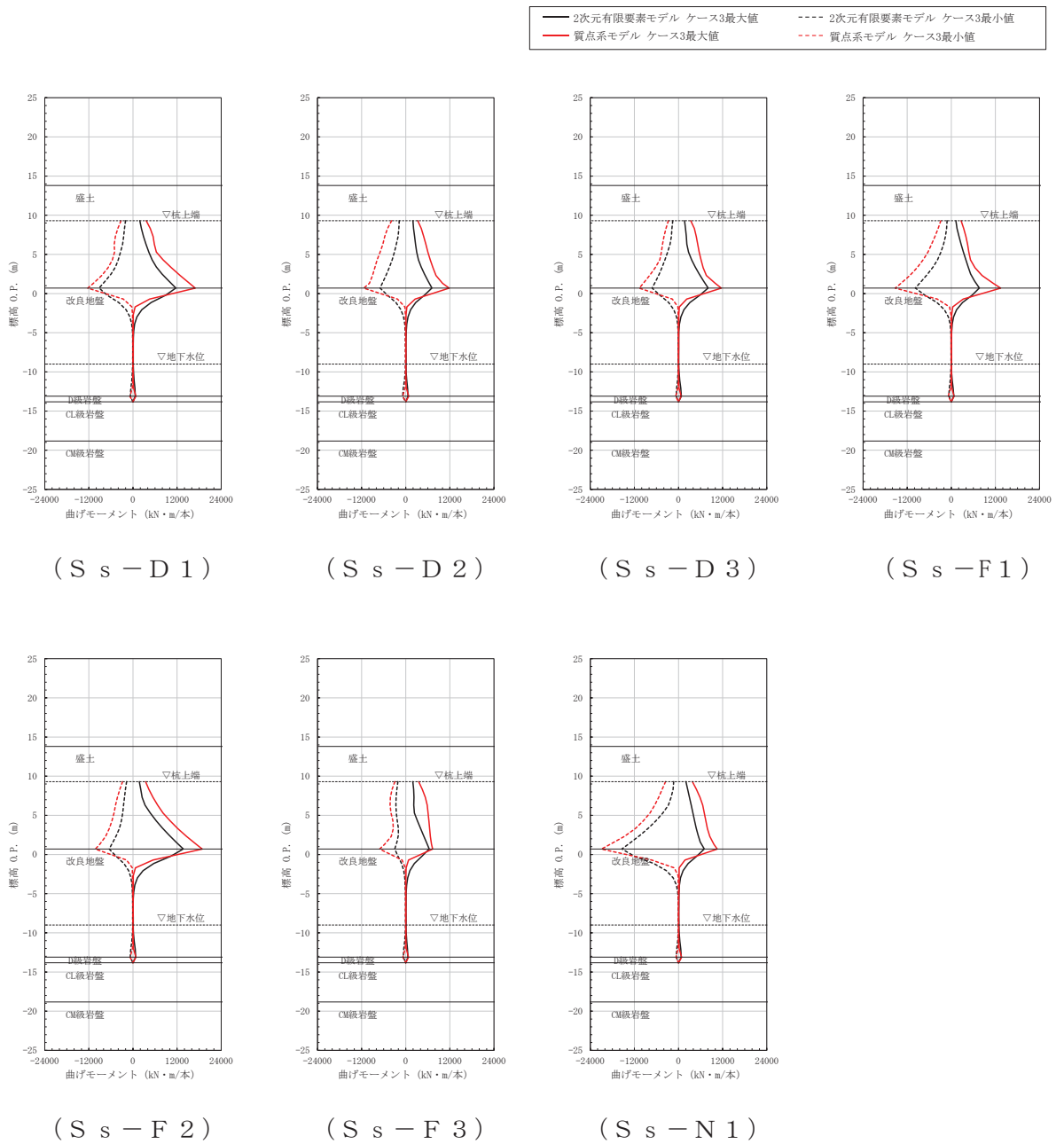


図 4-13 最大曲げモーメントの比較 (ケース 3)

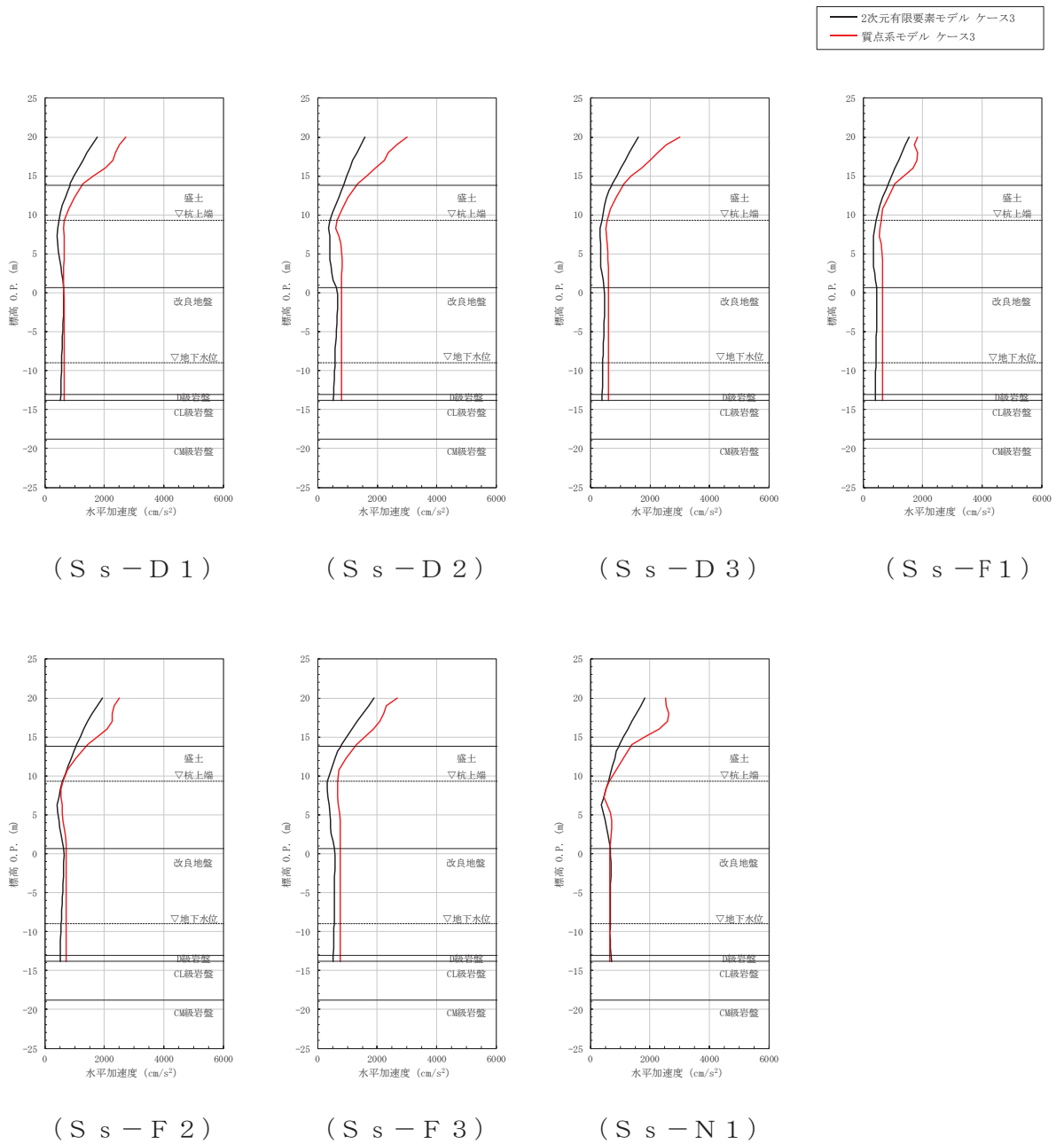


図 4-14 最大水平加速度の比較 (ケース 3)

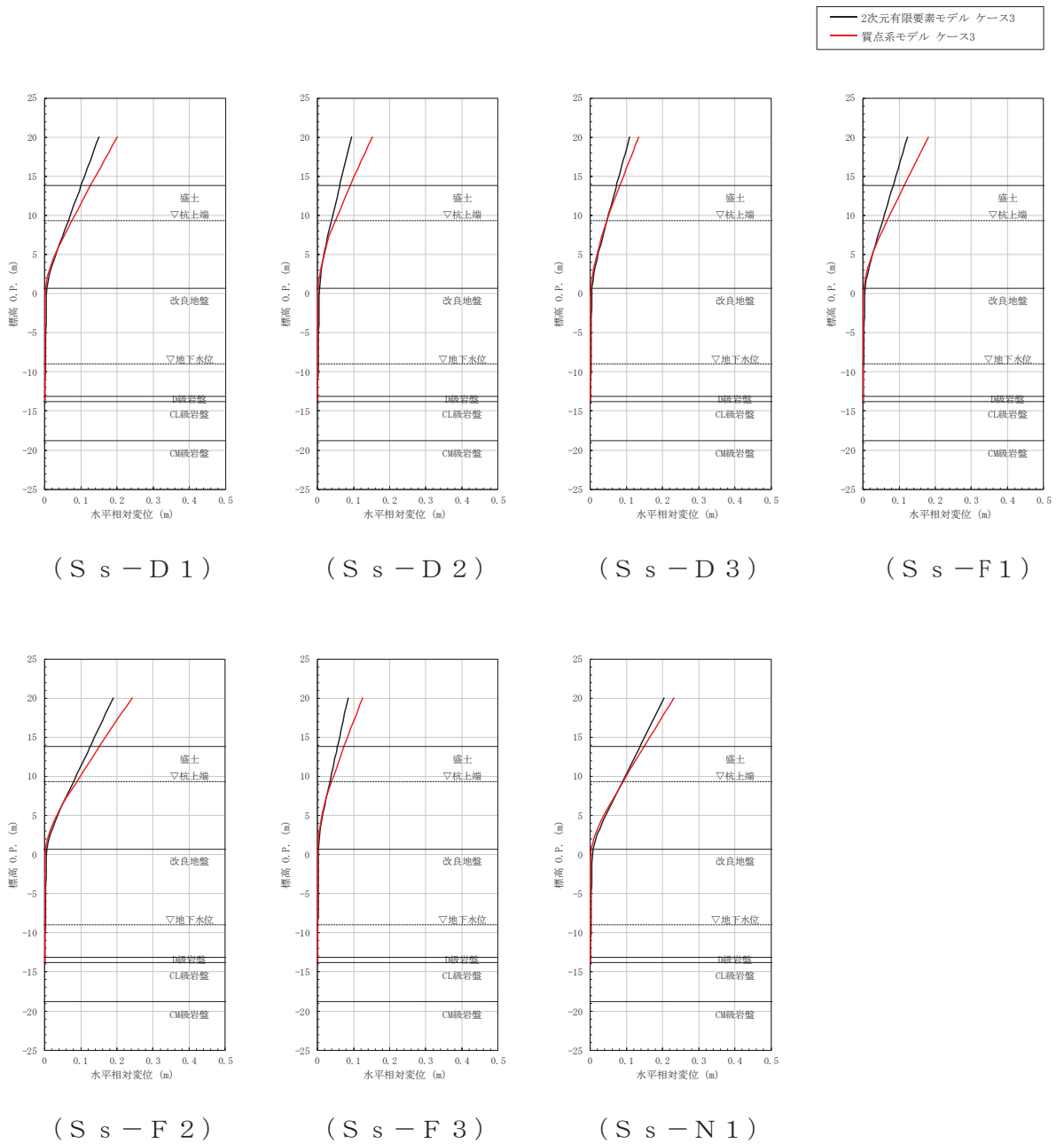


図 4-15 最大水平変位の比較 (ケース 3)

5. 不確かさ等の影響を踏まえた解析手法の妥当性検討【検討 3】

5.1 検討方針

【検討 3】では，【検討 2】の結果を踏まえ，以下に示すパラメータスタディを行う。

検討ケースや条件については，「5.2 検討用モデル」に示す。

- ・ 改良幅の違いに対する影響確認（ケース 4）
- ・ 地下水位分布等の不確かさに対する影響確認（ケース 5）
- ・ 地盤物性値の不確かさに対する影響確認（ケース 6）
- ・ 隣接構造物等の効果に対する影響確認（ケース 7）
- ・ 岩盤傾斜に対する影響確認（ケース 8）
- ・ 防潮堤海側斜面の影響確認（ケース 9）

5.2 検討用モデル

検討用モデルは，「4.2 検討用モデル」に準じ，「5.1 検討方針」に示した各ケースの目的に応じモデル設定を行う。

検討ケースの概要を図 5-1 に，検討ケース一覧を表 5-1 に示す。なお，検討ケースの内，隣接構造物を考慮した検討（ケース 7）及び岩盤傾斜を考慮した検討（ケース 8）における条件設定根拠は本節巻末に示す。

- ・ 岩盤面の不陸等に伴う改良形状の違いに対する影響確認（ケース 4）

防潮壁の基礎杭周辺において旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、変形抑制及び液状化対策を目的とし、設計用地下水位に余裕を考慮し+1m 以深を地盤改良し、改良幅は地盤改良高さの 2 倍を確保することを基本とするが、岩盤の不陸や傾斜等がある場合には、改良幅がばらつく可能性があるため、改良幅が変動（改良幅 0.5 倍，1.5 倍）した場合の影響を確認する。

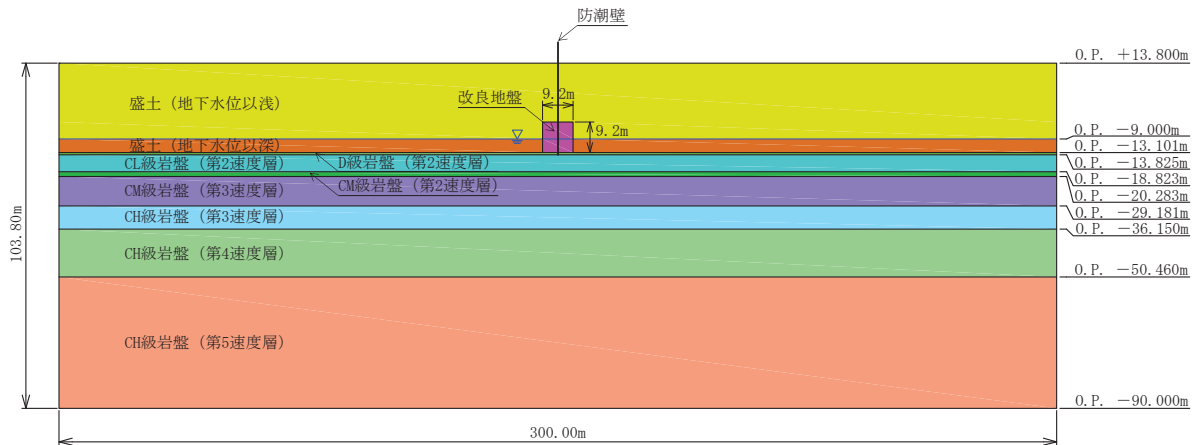


図 5-1(1) 検討ケースの概要（ケース 4(1)）

【ケース 1 に対して改良幅を 0.5 倍】

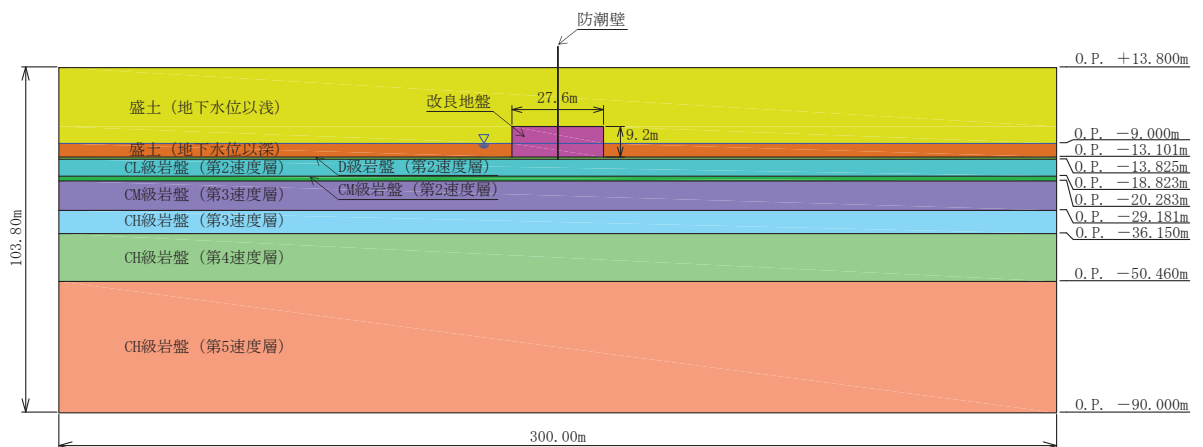


図 5-1(2) 検討ケースの概要（ケース 4(2)）

【ケース 1 に対して改良幅を 1.5 倍】

- 地下水水位分布等の不確かさに対する影響確認（ケース5）

地盤改良高さは改良天端が設計用地下水水位+1mを基本とするが、周辺の屋外重要土木構造物等の耐震裕度向上のために躯体周辺の地盤改良を行っている箇所においては、地盤改良の改良天端が設計用地下水水位+1mよりも高い箇所がある場合や、地下水水位分布が一定でない箇所があるため、改良体側方の地下水水位が変動（地下水水位：改良体天端，下端）した場合の影響を確認する。

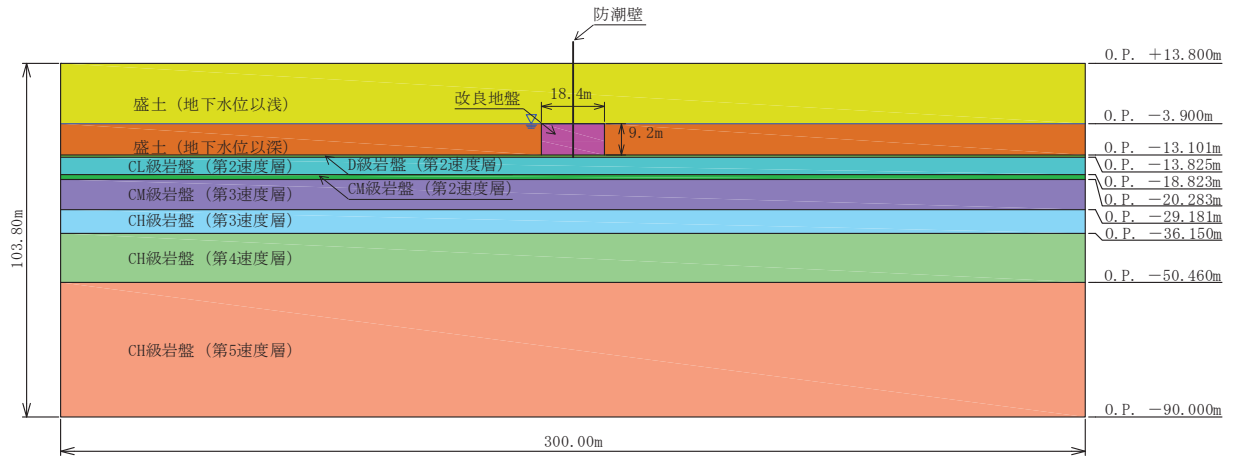


図 5-1(3) 検討ケースの概要（ケース5(1)）

【ケース1に対して地下水水位を改良体天端】

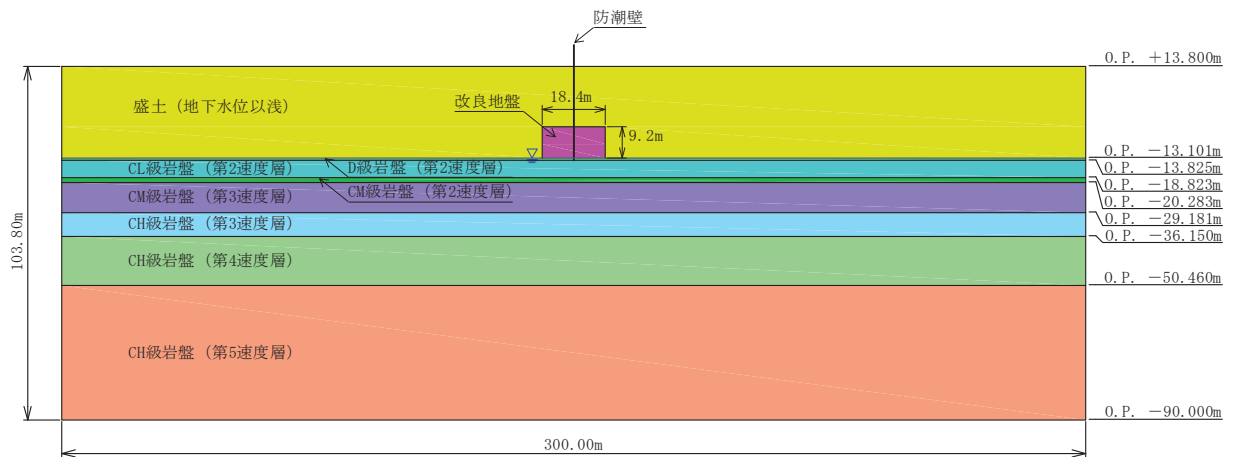


図 5-1(4) 検討ケースの概要（ケース5(2)）

【ケース1に対して地下水水位を改良体下端】

- ・ 地盤物性値の不確かさに対する影響確認（ケース 6）
 地盤物性値が変動（せん断剛性： $\pm 1\sigma$ ）した場合の影響を確認する。

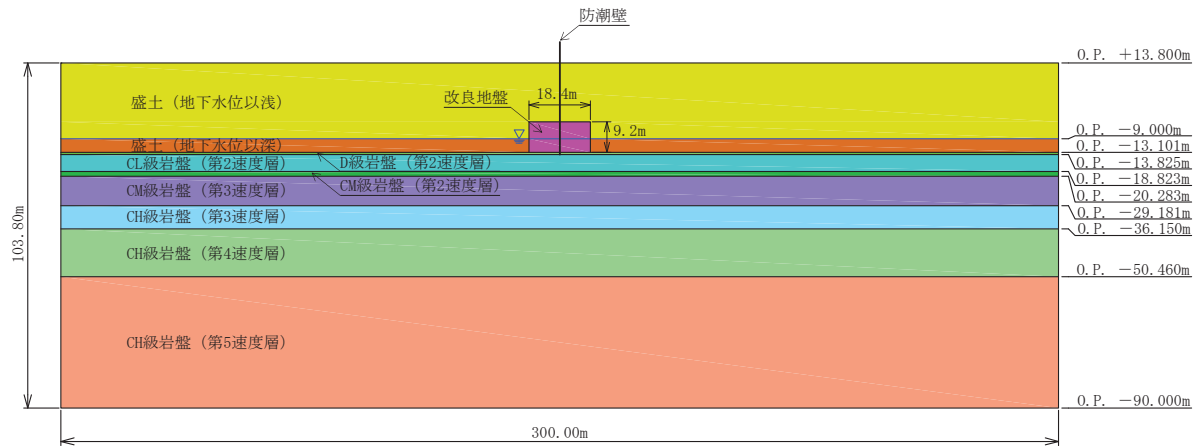


図 5-1(5) 検討ケースの概要（ケース 6(1)）
 【ケース 1 に対して地盤物性値を平均 $+1\sigma$ 】

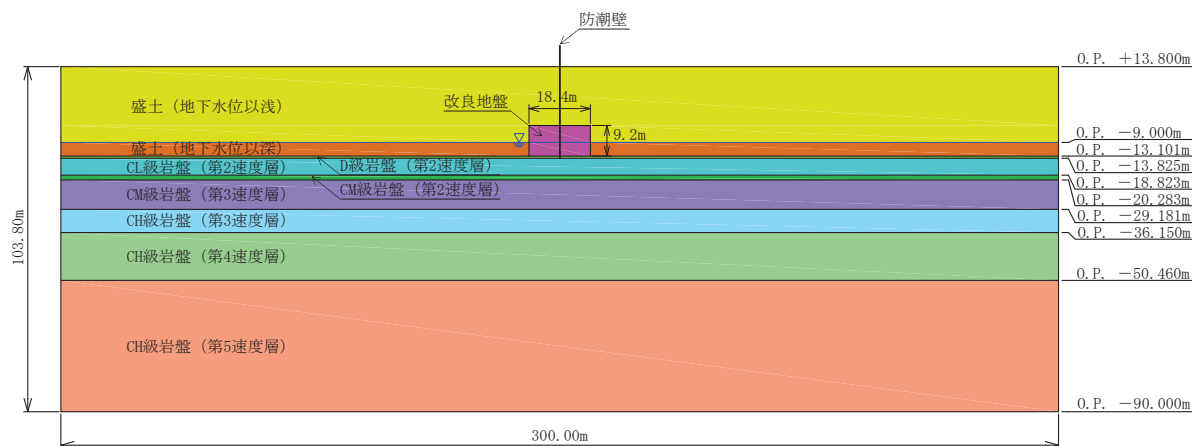


図 5-1(6) 検討ケースの概要（ケース 6(2)）
 【ケース 1 に対して地盤物性値を平均 -1σ 】

- 隣接構造物等の効果に対する影響確認（ケース 7）

隣接構造物がある場合には、地盤変形を抑制することで、地盤改良による変形抑制効果及び液状化対策に寄与するものと考えられることから、主に上部工の加速度応答に対する影響について確認する。なお、図 3-1(4)のとおり、第 2 号機海水ポンプ室防潮壁の一部において、隣接構造物に囲まれている場合に、地盤改良形状が細長で基本形と異なる箇所が存在するため、地盤改良形状の違いによる影響についても確認する。

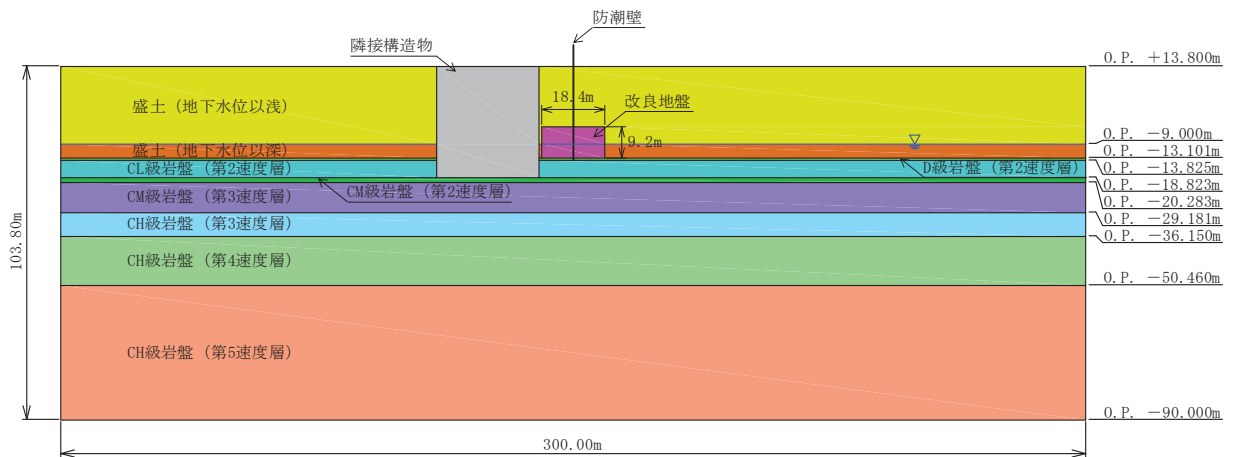


図 5-1(7) 検討ケースの概要（ケース 7(1)）

【ケース 1 に対して隣接構造物（海水ポンプ室相当）をモデル化】

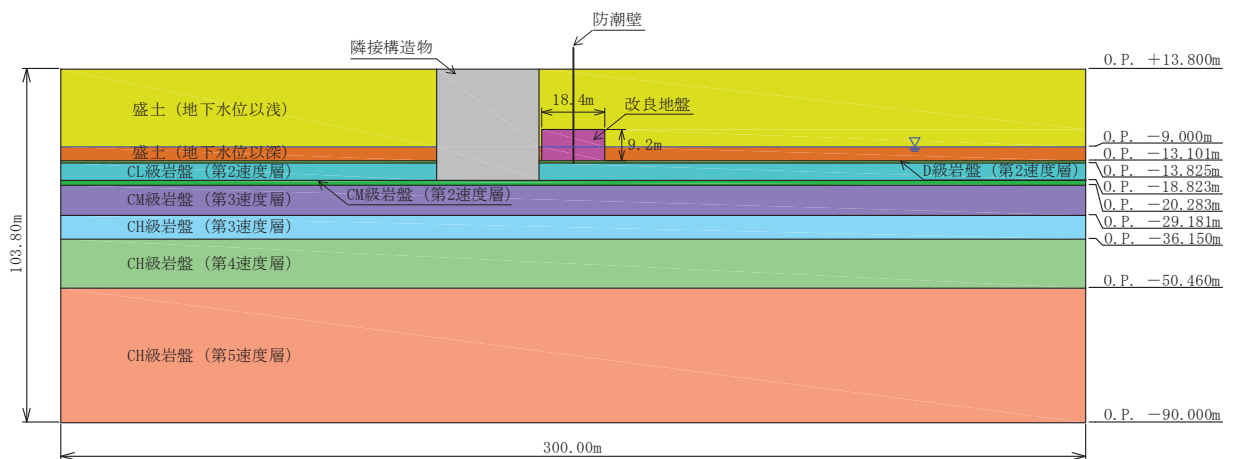


図 5-1(8) 検討ケースの概要（ケース 7(2), (3)）

【(2) ケース 1 に対して隣接構造物（(1)の剛性×2 倍）をモデル化】

【(3) ケース 1 に対して隣接構造物（(1)の剛性×0.5 倍）をモデル化】

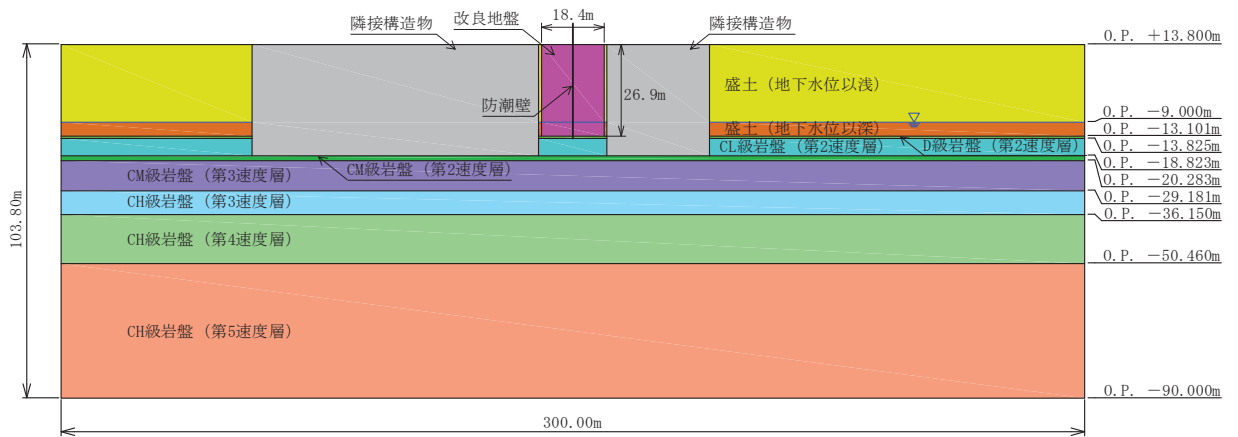


図 5-1(9) 検討ケースの概要 (ケース 7(4))

【ケース 1 に対して隣接構造物 (海水ポンプ室及び原子炉建屋) をモデル化】

・ 岩盤傾斜に対する影響確認 (ケース 8)

下部工及び上部工への地盤応答の影響が想定される改良体上面以浅は水平成層をなしていることから、水平成層地盤としてモデル化することを基本としているが、図 3-1(6)～図 3-1(7)に示すとおり、第 3 号機海水ポンプ室防潮壁や第 3 号機放水立坑防潮壁の一部において改良体底面が傾斜している箇所が存在するため、岩盤傾斜の影響について確認する。

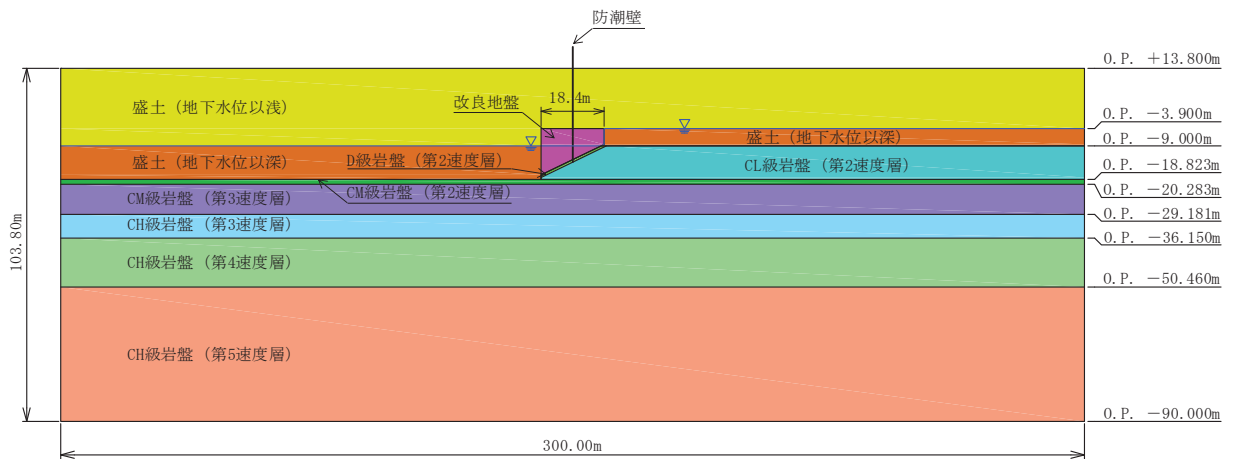


図 5-1(10) 検討ケースの概要 (ケース 8)

【ケース 1 に対して岩盤傾斜を考慮】

- ・ 防潮堤海側への地表面傾斜の影響確認（ケース 9）

防潮堤の東側（海側）は、地下水位が高く（O.P.+2.43m（朔望平均満潮位））、地表面が東側に傾斜しており、盛土・旧表土も分布していることから、液状化等による影響について確認する。

影響の確認は、防潮堤の耐震評価にて実施している有効応力解析による地盤のせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比等に着目する。

解析断面は、防潮堤の東西に旧表土が分布し、液状化による影響が大きいと考えられる防潮堤の耐震評価断面である図 5-2 に示す断面②とし、地震動は防潮堤の耐震評価が厳しくなる $S_s - D2$ （-）とする。

断面②の解析モデル図を図 5-3 に示す。また、検討ケース一覧を表 5-1 に示す。

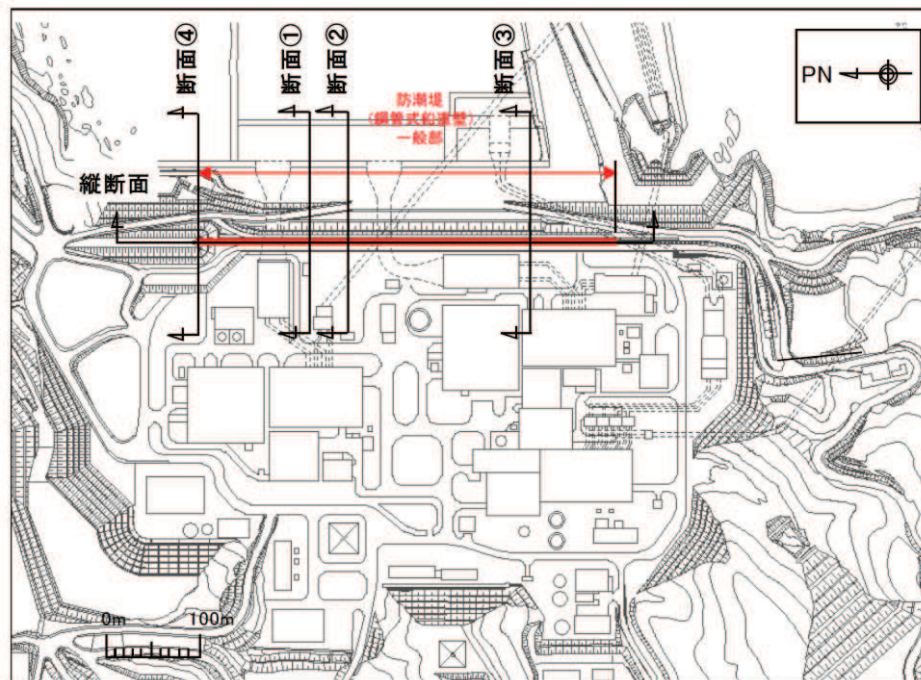


図 5-2 防潮堤の解析断面位置図（断面②）

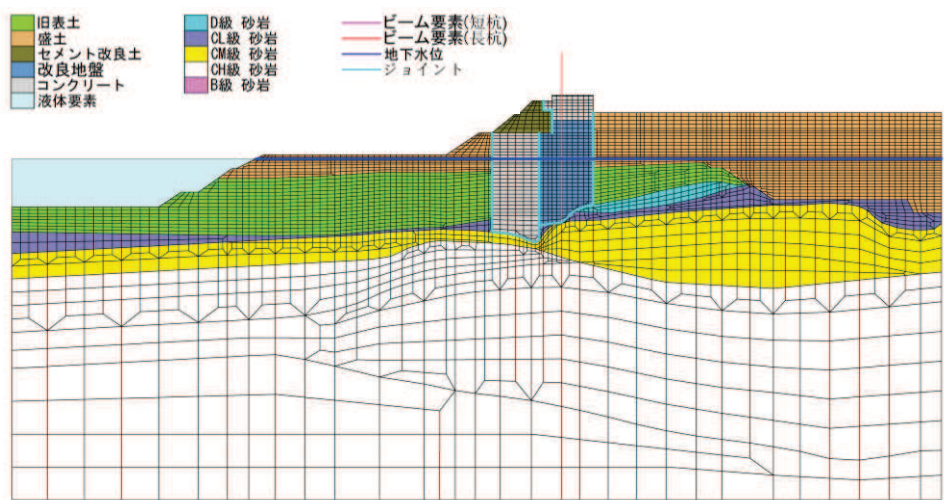


図 5-3 解析モデル図 (断面②)

表 5-1 検討ケース一覧

解析ケース		地盤改良の設定 (考え方)	
		FEM モデル	質点系モデル
【検討2】	ケース 1 (基本ケース 1) 【改良高さ 9.2m】	地盤改良幅 = 18.4m (高さ : 幅 = 1 : 2)	地盤改良幅 = 水平成層 (一次元地盤応答) 【改良高さ 9.2m】
【検討3】	ケース 4 (改良幅の影響確認) 【改良高さ 9.2m】	(1) 地盤改良幅を 0.5 倍 (改良幅 9.2m (高さ : 幅 = 1 : 1))	(=ケース 1)
		(2) 地盤改良幅を 1.5 倍 (改良幅 27.6m (高さ : 幅 = 1 : 3))	
	ケース 5 (地下水位の影響確認) 【改良高さ 9.2m】	(1) 地下水位を改良体天端	
		(2) 地下水位を改良体下端	
	ケース 6 (地盤物性値のばらつきの影響確認) 【改良高さ 9.2m】	(1) 地盤せん断剛性を平均+1σ	(1) 地盤改良幅 = 水平成層 (一次元地盤応答) 【改良高さ 9.2m】 (地盤せん断剛性を平均+1σ)
		(2) 地盤せん断剛性を平均-1σ	(2) 地盤改良幅 = 水平成層 (一次元地盤応答) 【改良高さ 9.2m】 (地盤せん断剛性を平均-1σ)
	ケース 7 (隣接構造物の影響確認) 【(1)~(3)は改良高さ 9.2m】 【(4)は地表面まで改良】	(1) 隣接構造物をモデル化 (海水ポンプ室を想定)	(=ケース 1)
(2) 隣接構造物をモデル化 ((1)の剛性×2倍)			
(3) 隣接構造物をモデル化 ((1)の剛性×0.5倍)			
(4) 隣接構造物をモデル化 (海水ポンプ室及び原子炉建屋を想定)			
ケース 8 (岩盤傾斜の影響確認) 【防潮壁位置の改良高さ 9.2m】	地盤改良底面の岩盤傾斜を考慮		
ケース 9 (防潮堤斜面形状の影響確認)	- (防潮堤解析モデルを用いて検討)		

(隣接構造物を考慮した検討 (ケース 7) における隣接構造物の想定)

隣接構造物を考慮した検討 (ケース 7) では、隣接する構造物が地震時に与える影響を評価することを目的として、第 2 号機海水ポンプ室と等価となるような剛性の構造物を模擬し、防潮壁に隣接する場合の検討を実施する (ケース 7(1))。また、第 2 号機海水ポンプ室以外にも、表 5-2 に示すとおり剛性の異なる構造物が隣接することを踏まえ、剛性の違いによる影響を評価することを目的として、ケース 7(1)における構造物の剛性 (第 2 号機海水ポンプ室相当) を 2 倍及び 0.5 倍としたパラメータスタディを実施する (ケース 7(2), (3))。また、隣接構造物との位置関係で改良形状が基本形状 (2D) ではなく縦長形状となり、地盤改良高さの 2 倍の改良幅を有していない範囲について、隣接構造物の影響とあわせて、第 2 号機海水ポンプ室と第 2 号機原子炉建屋間を代表ケースとして検討を実施する (ケース 7(4))。

等価ヤング係数の算定方法は「8.3 構造物のモデル化」に示す。

表 5-2 隣接する構造物の等価剛性

隣接構造物	等価ヤング係数 (kN/m ²) *1	備考
第 2 号機海水ポンプ室 (スクリーンエリア)	7.6×10 ⁵ (ケース 7(1)) (1.8×10 ⁶) *2	
第 3 号機海水ポンプ室 (スクリーンエリア)	8.3×10 ⁵ (1.8×10 ⁶) *2	ケース 7(1)の E×0.5 倍 (3.8×10 ⁵ kN/m ²)～E×2 倍 (1.5×10 ⁶ kN/m ²)に概ね 網羅される
第 2 号機放水立坑	(3.0×10 ⁶) *2	
第 3 号機放水立坑	(6.4×10 ⁶) *2	
第 2 号機原子炉建屋	9.8×10 ⁵	

注記*1: 平面要素の値を示す。

*2: 三次元モデルとの水平変位のフィッティング調整前の値を示す。

なお、防潮堤の東側 (海側) は、地下水位が高く (O.P. +2.43m (朔望平均満潮位))、地表面が東側に傾斜しており、盛土・旧表土も分布している。また、海水ポンプ室と改良地盤の間には地下水位以深の盛土が分布していることから、液状化による海水ポンプ室への影響を確認する。

液状化による影響の確認は、防潮堤の耐震評価にて実施している有効応力解析による地盤のせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比等に着目し、解析手法の選定の妥当性について確認する。

(岩盤傾斜を考慮した検討 (ケース 8) における岩盤傾斜量の設定)

岩盤傾斜に対する影響確認 (ケース 8) では、改良地盤下の岩盤の傾斜が構造物の応答に及ぼす影響を評価することを目的として、改良地盤下の岩盤傾斜を模擬した場合の検討を実施する (ケース 8)。

傾斜量の設定は、岩盤傾斜量の大きい第 3 号機海水ポンプ室の南側及び 3 号放水立坑西側における岩盤傾斜量を参照し、 26° に設定する。

表 5-3 及び図 5-4 に岩盤傾斜量の確認結果を示す。

表 5-3 改良地盤下部の岩盤傾斜量

位置	岩盤傾斜	備考
第 3 号機海水ポンプ室 (南側)	26°	D 級・C _L 級岩盤上面
第 3 号機放水立坑 (西側)	26°	C _L 級岩盤上面
第 3 号機放水立坑 (北側)	24°	D 級岩盤上面

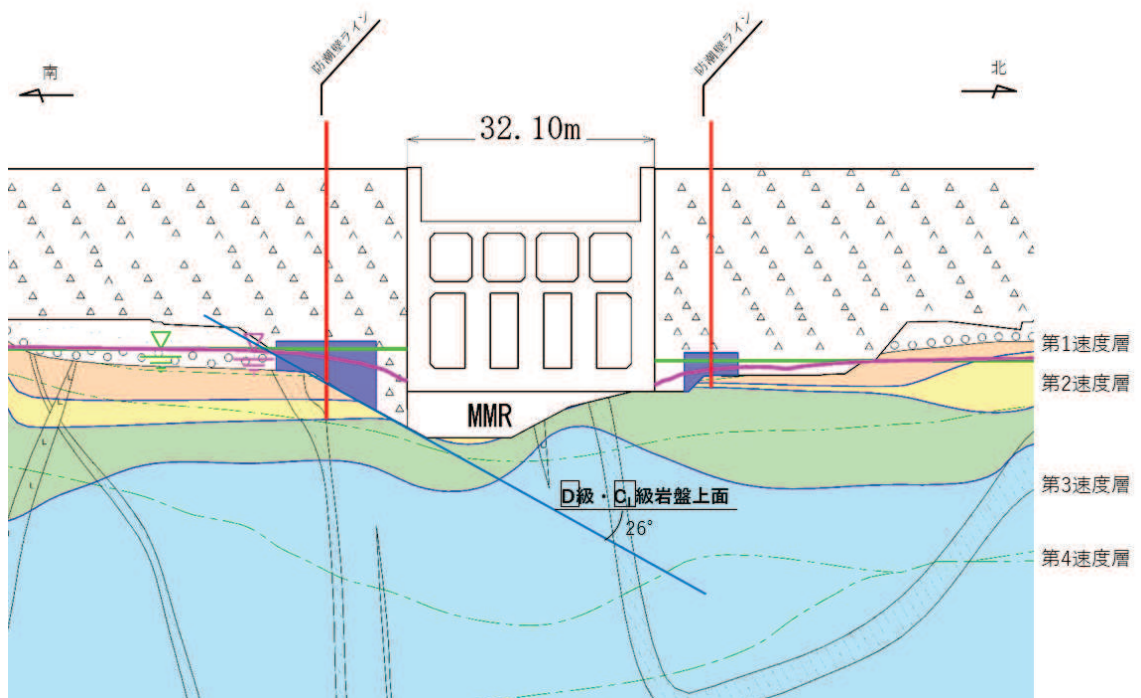


図 5-4 (1) 岩盤傾斜量の確認
(第 3 号機海水ポンプ室 横断 (南北) ⑨-⑨' 断面)

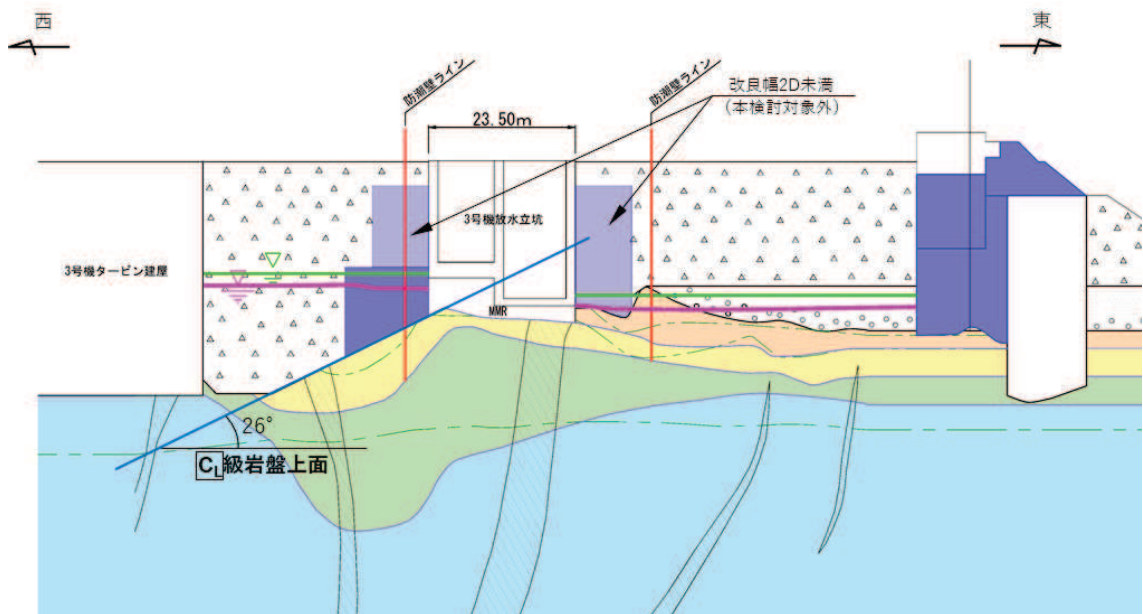


図 5-4 (2) 岩盤傾斜量の確認
 (第 3 号機放水立坑 横断 (東西) ⑩-⑩' 断面)

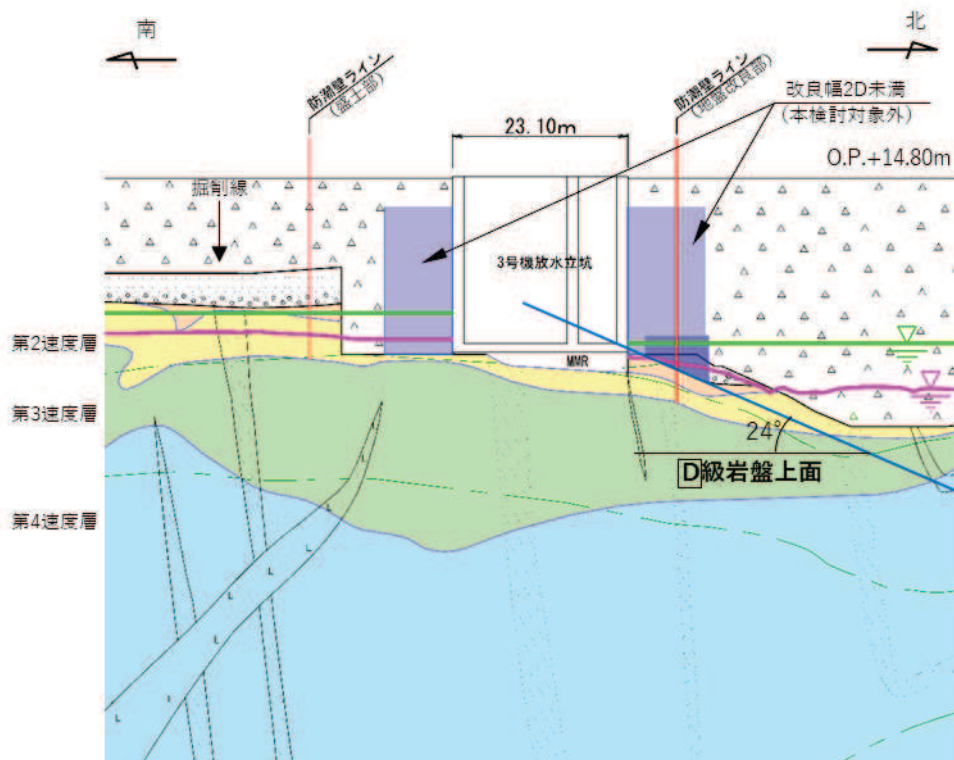


図 5-4 (3) 岩盤傾斜量の確認
 (第 3 号機放水立坑 横断 (南北) ⑪-⑪' 断面)

5.3 解析手法

解析手法は、「4.3 解析手法」及び防潮堤の耐震計算書に準ずる。

5.4 検討結果

① 改良幅の影響確認（ケース 4）

質点系モデルによる応答結果及び FEM モデルによる応答結果について、鋼管杭の最大曲げモーメントと上部工の最大水平加速度及び最大水平変位の比較を表 5-4～表 5-6 に、最大曲げモーメントと最大水平加速度及び最大水平変位の深度方向の分布を図 5-5～図 5-10 に示す。

【検討 3】ケース 4 の検討の結果、質点系モデルにおける鋼管杭の最大曲げモーメント、上部工の最大水平加速度及び最大水平変位は、FEM モデル（有効応力解析）の最大応答値と比べ、いずれも大きい値を示していることから、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析結果の妥当性を確認した。

なお、地盤改良幅が小さいケース 4(1)及び幅が大きいケース 4(2)の検討結果は、FEM モデル（有効応力解析）のケース 1 の検討結果と同程度の応答値を示している。このことから、地盤改良体の幅が、地盤改良体の高さの 1 倍～3 倍程度に変化しても、防潮壁の地震応答に及ぼす影響は小さい結果になっている。

また「10. 最大応答値分布」に示すとおり、最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布についてもケース 1 との有意な傾向の差は認められない。

表 5-4 【検討 3】 ケース 4 における
最大曲げモーメントの比較（地盤改良幅の影響）

地震動	最大曲げモーメント（単位：kN・m/本）			
	FEM モデル			質点系モデル
	ケース 4(1)	ケース 4(2)	ケース 1	ケース 1
S _s -D 1	10333	11155	11707	15309
S _s -D 2	7714	8155	8527	14594
S _s -D 3	7642	8074	8383	11866
S _s -F 1	8587	9454	9535	13626
S _s -F 2	9799	11056	10714	13684
S _s -F 3	4368	4008	4002	7806
S _s -N 1	<u>13636</u>	<u>14905</u>	<u>15176</u>	<u>17586</u>

注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 5-5 【検討 3】 ケース 4 における
最大水平加速度の比較（地盤改良幅の影響）

地震動	最大水平加速度（単位：cm/s ² ）			
	FEM モデル			質点系モデル
	ケース 4(1)	ケース 4(2)	ケース 1	ケース 1
S _s -D 1	1594	1848	1619	2808
S _s -D 2	1587	<u>2064</u>	1840	2911
S _s -D 3	1391	1594	1531	2671
S _s -F 1	1555	1907	1918	1947
S _s -F 2	1809	2004	<u>2137</u>	2151
S _s -F 3	<u>1895</u>	1876	2016	<u>3056</u>
S _s -N 1	1729	1747	1705	2871

注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 5-6 【検討 3】 ケース 4 における
最大水平変位の比較（地盤改良幅の影響）

地震動	最大水平変位（単位：m）			
	FEM モデル			質点系モデル
	ケース 4(1)	ケース 4(2)	ケース 1	ケース 1
S _s -D 1	0.169	0.163	0.166	0.217
S _s -D 2	0.121	0.107	0.114	0.161
S _s -D 3	0.127	0.132	0.131	0.177
S _s -F 1	0.137	0.147	0.139	0.202
S _s -F 2	0.193	0.199	0.199	0.279
S _s -F 3	0.105	0.104	0.107	0.134
S _s -N 1	<u>0.225</u>	<u>0.205</u>	<u>0.213</u>	<u>0.317</u>

注：下線は各ケースの最大値を示す。

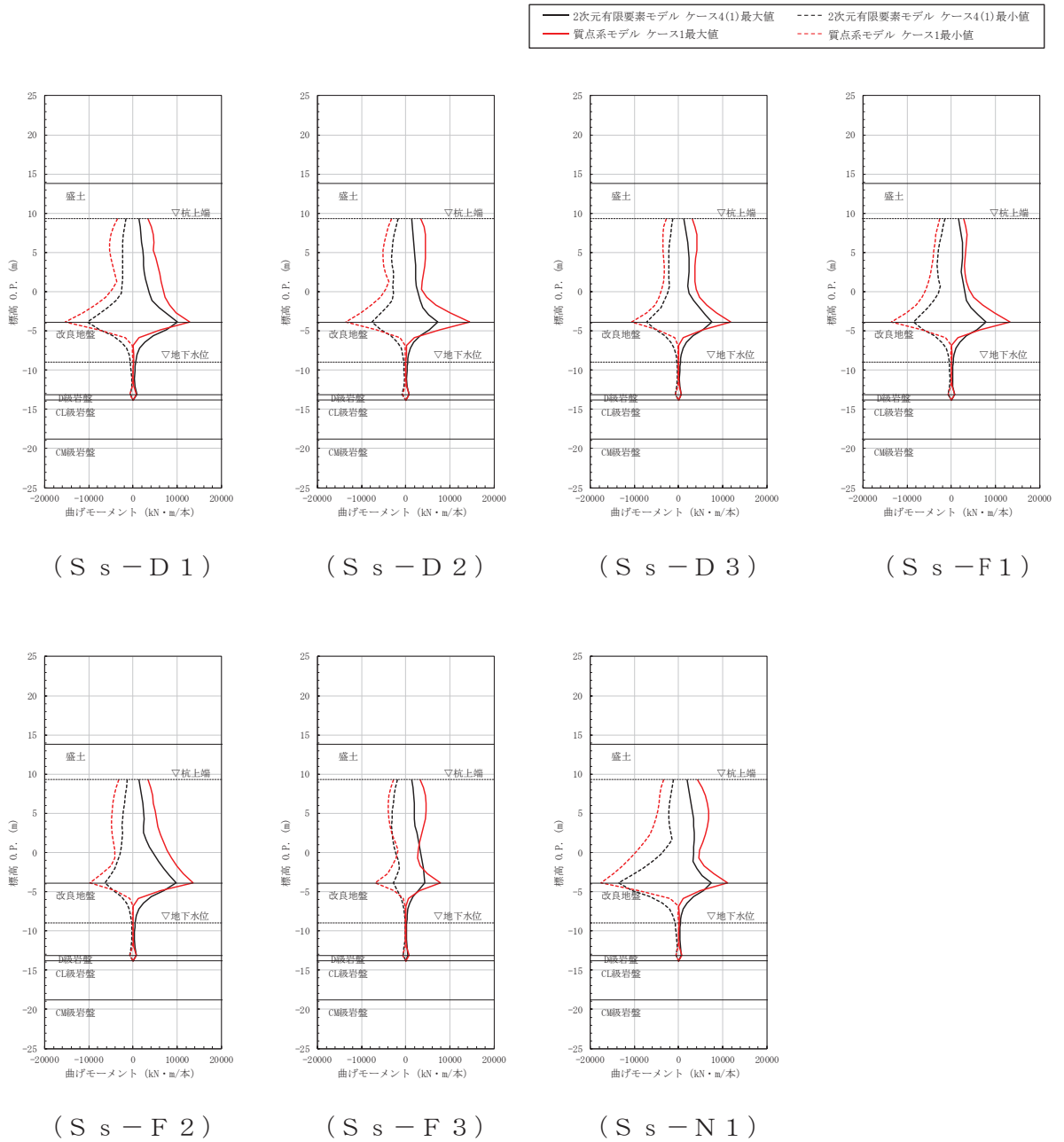


図 5-5 最大曲げモーメントの比較 (ケース 4(1))

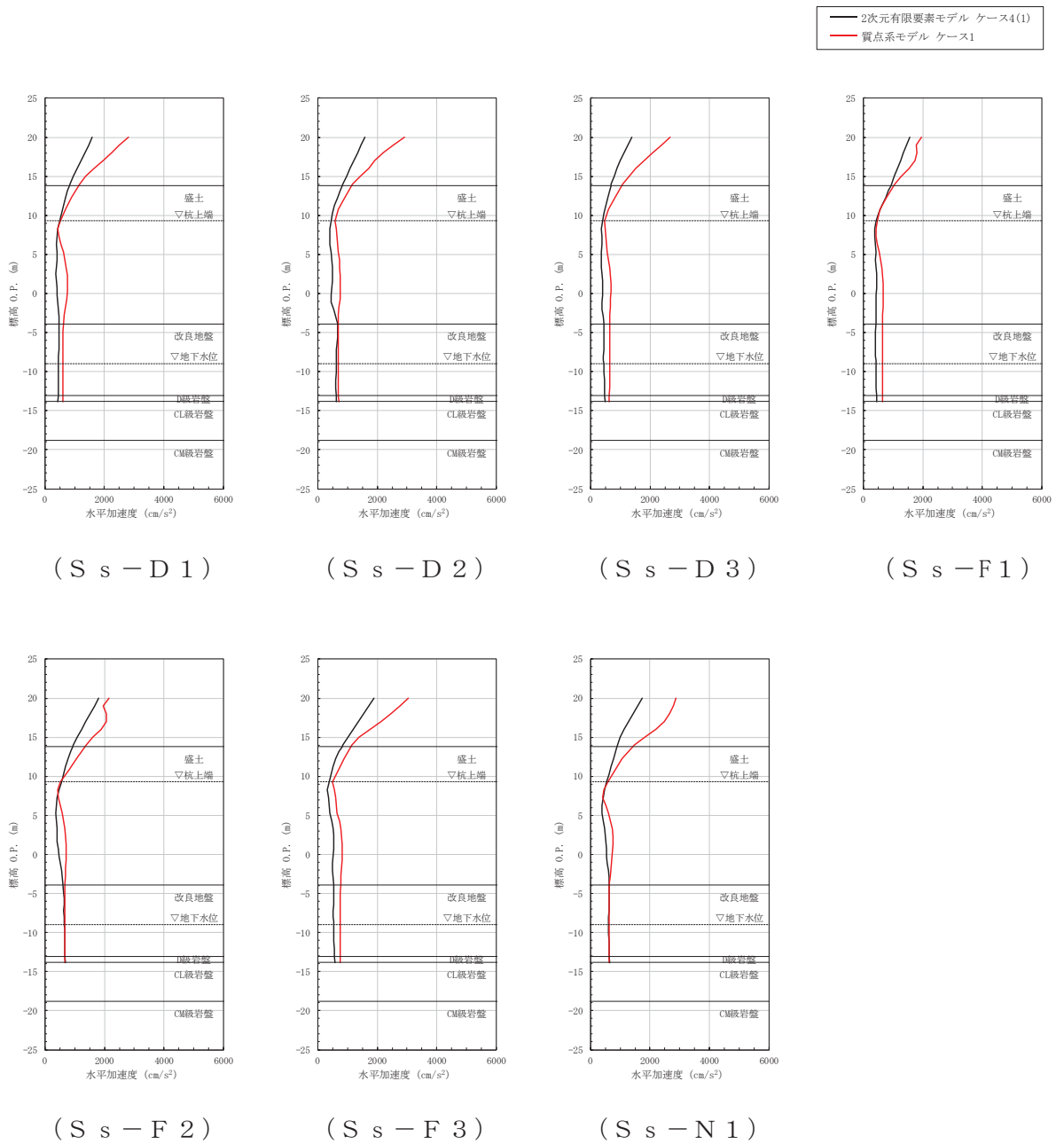


図 5-6 最大水平加速度の比較 (ケース 4(1))

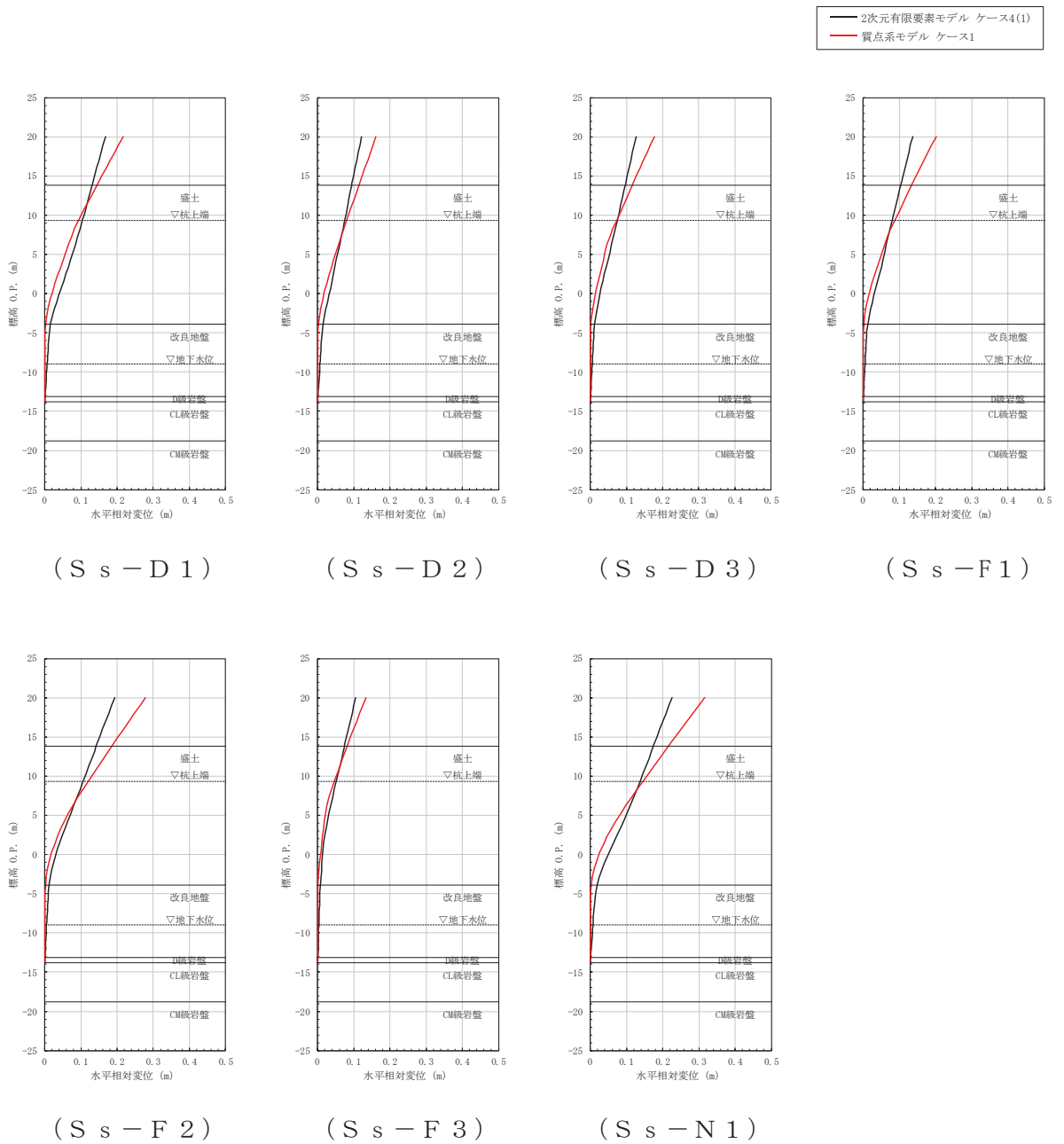


図 5-7 最大水平変位の比較 (ケース 4(1))

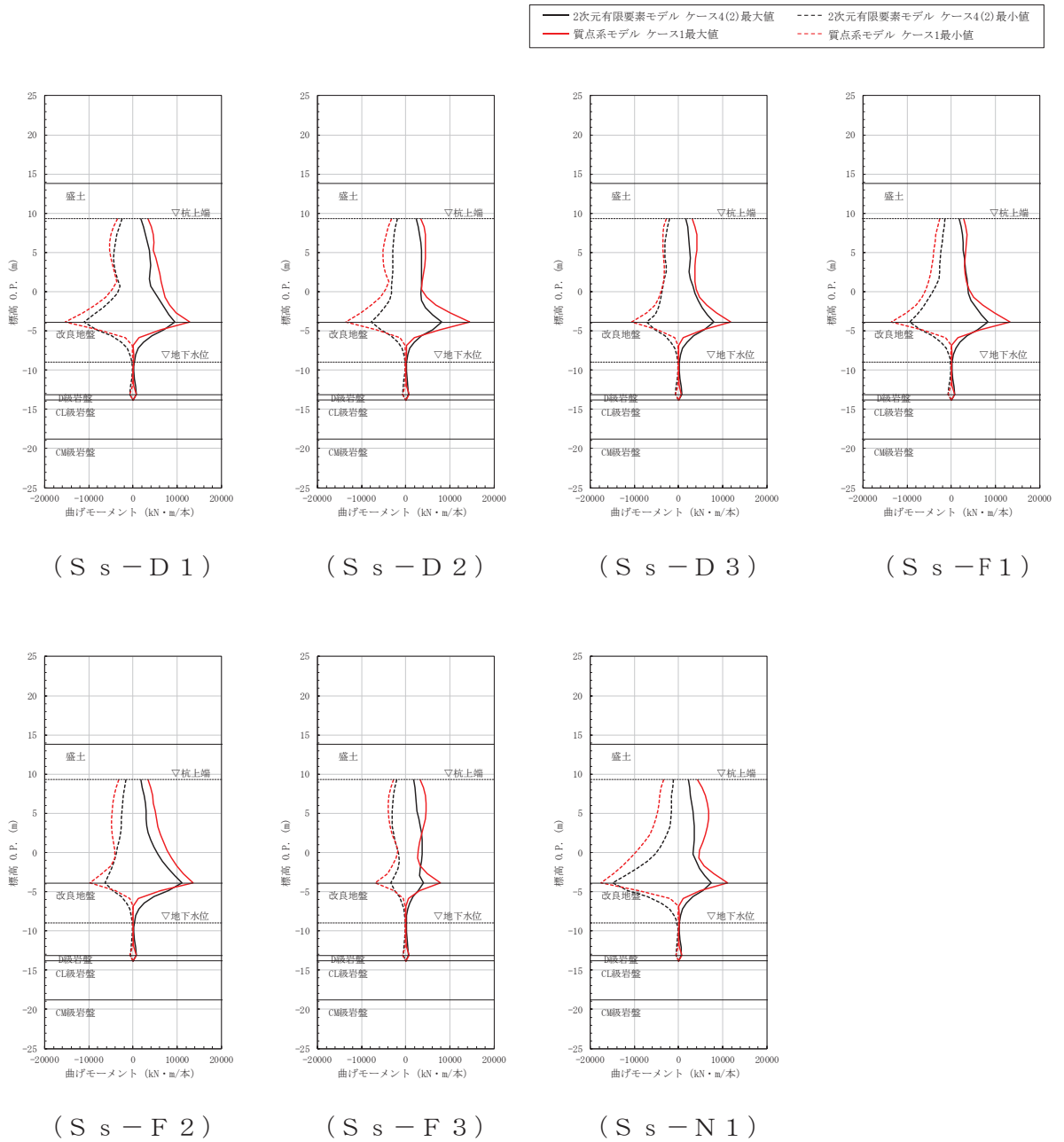


図 5-8 最大曲げモーメントの比較 (ケース 4(2))

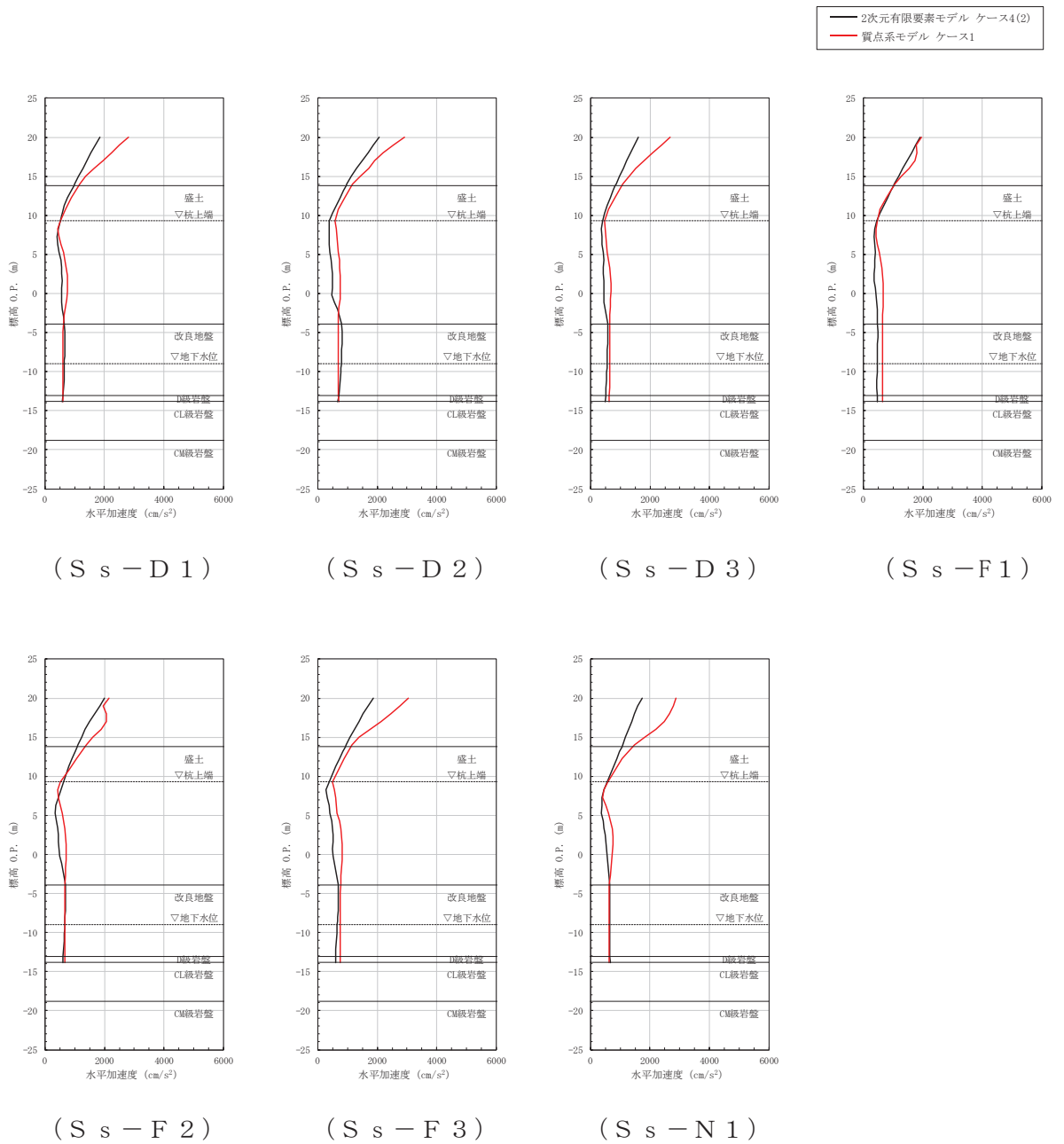


図 5-9 最大水平加速度の比較 (ケース 4(2))

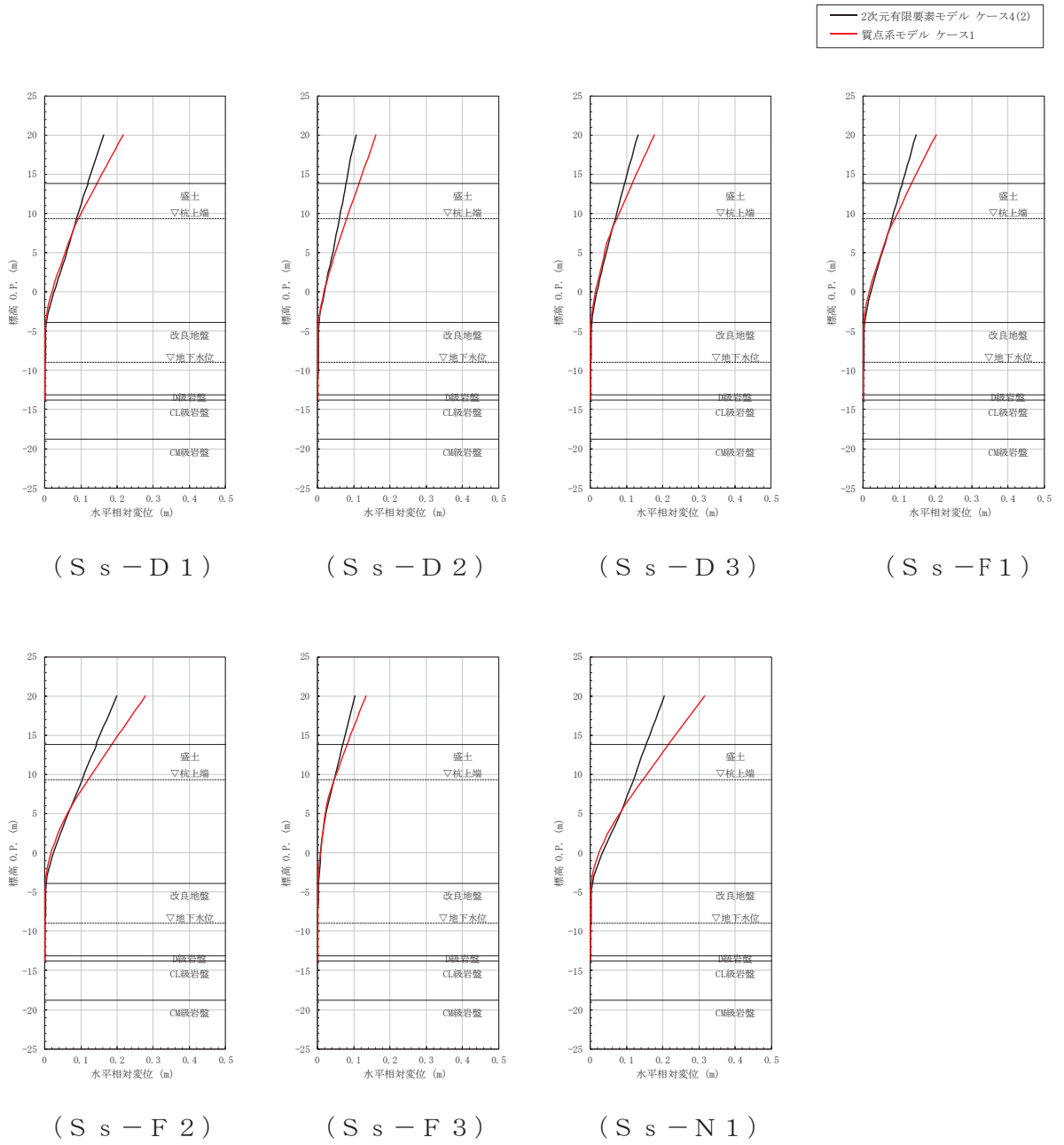


図 5-10 最大水平変位の比較 (ケース 4(2))

② 地下水位の影響確認（ケース 5）

質点系モデルによる応答結果及び FEM モデルによる応答結果について、鋼管杭の最大曲げモーメントと上部工の最大水平加速度及び最大水平変位の比較を表 5-7～表 5-9 に、最大曲げモーメントと最大水平加速度及び最大水平変位の深度方向の分布を図 5-11～図 5-16 に示す。

【検討 3】 ケース 5 の検討の結果、質点系モデルにおける鋼管杭の最大曲げモーメント、上部工の最大水平加速度及び最大水平変位は FEM モデル（有効応力解析）の最大応答値と比べ同等もしくは大きい値を示していることから、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析結果の妥当性を確認した。

なお、地下水位を低く設定したケース 5(2)の検討結果は、ケース 5(1)の検討結果と比べると、各応答値に大きな差異は認められない。このことから、地盤改良体側方地盤中の地下水位の高さが変化しても、防潮壁の地震応答に及ぼす影響は小さい結果と考えられる。

また、「10. 最大応答値分布」に示すとおり、最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布についてもケース 1 との有意な傾向の差は認められない。

表 5-7 【検討 3】 ケース 5 における
最大曲げモーメントの比較（地下水位の影響）

地震動	最大曲げモーメント（単位：kN・m/本）			
	FEM モデル			質点系モデル
	ケース 5(1)	ケース 5(2)	ケース 1	ケース 1
S _s -D 1	11371	10861	11707	15309
S _s -D 2	9166	9775	8527	14594
S _s -D 3	8893	8716	8383	11866
S _s -F 1	10027	10879	9535	13626
S _s -F 2	9112	11458	10714	13684
S _s -F 3	4098	4023	4002	7806
S _s -N 1	<u>16628</u>	<u>14725</u>	<u>15176</u>	<u>17586</u>

注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 5-8 【検討 3】 ケース 5 における
最大水平加速度の比較（地下水位の影響）

地震動	最大水平加速度（単位：cm/s ² ）			
	FEM モデル			質点系モデル
	ケース 5(1)	ケース 5(2)	ケース 1	ケース 1
S _s -D 1	1575	2007	1619	2808
S _s -D 2	1814	2046	1840	2911
S _s -D 3	1633	1560	1531	2671
S _s -F 1	1922	1972	1918	1947
S _s -F 2	2078	<u>2189</u>	<u>2137</u>	2151
S _s -F 3	<u>2162</u>	1942	2016	<u>3056</u>
S _s -N 1	1841	1796	1705	2871

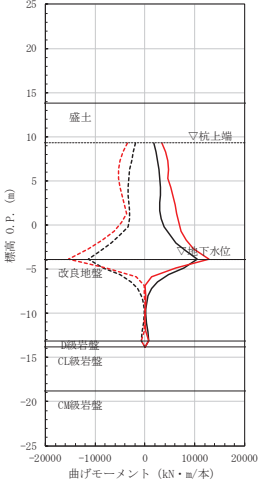
注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 5-9 【検討 3】 ケース 5 における
最大水平変位の比較（地下水位の影響）

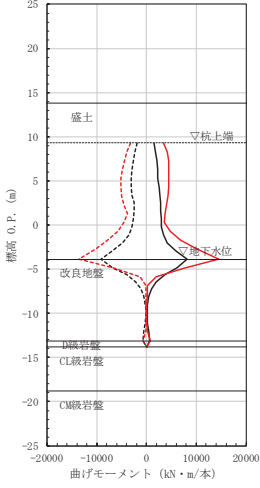
地震動	最大水平変位（単位：m）			
	FEM モデル			質点系モデル
	ケース 5(1)	ケース 5(2)	ケース 1	ケース 1
S _s -D 1	0.149	0.160	0.166	0.217
S _s -D 2	0.106	0.138	0.114	0.161
S _s -D 3	0.127	0.149	0.131	0.177
S _s -F 1	0.142	0.146	0.139	0.202
S _s -F 2	0.162	<u>0.233</u>	0.199	0.279
S _s -F 3	0.106	0.106	0.107	0.134
S _s -N 1	<u>0.225</u>	0.206	<u>0.213</u>	<u>0.317</u>

注：下線は各ケースの最大値を示す。

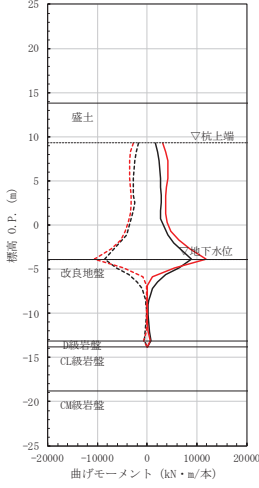
— 2次元有限要素モデル ケース5(1)最大値 - - - 2次元有限要素モデル ケース5(1)最小値
 — 質点系モデル ケース1最大値 - - - 質点系モデル ケース1最小値



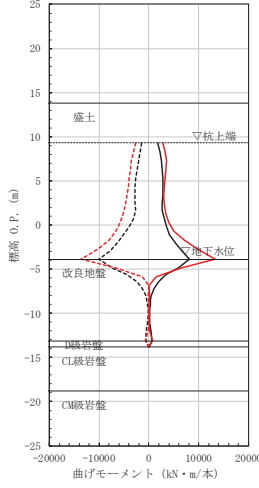
(S s - D 1)



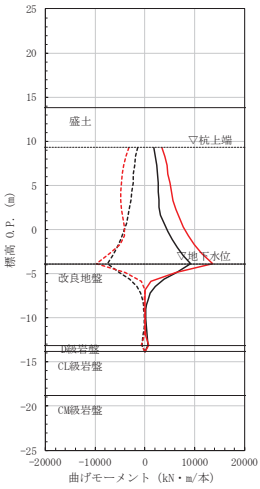
(S s - D 2)



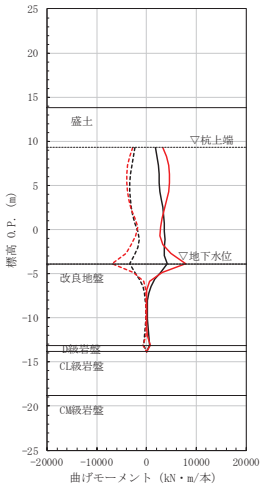
(S s - D 3)



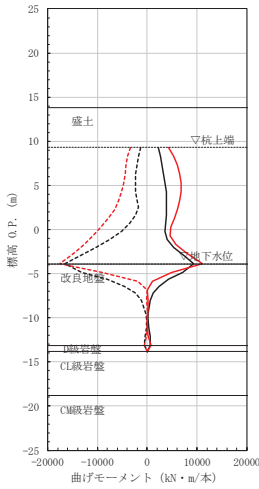
(S s - F 1)



(S s - F 2)



(S s - F 3)



(S s - N 1)

図 5-11 最大曲げモーメントの比較 (ケース 5(1))

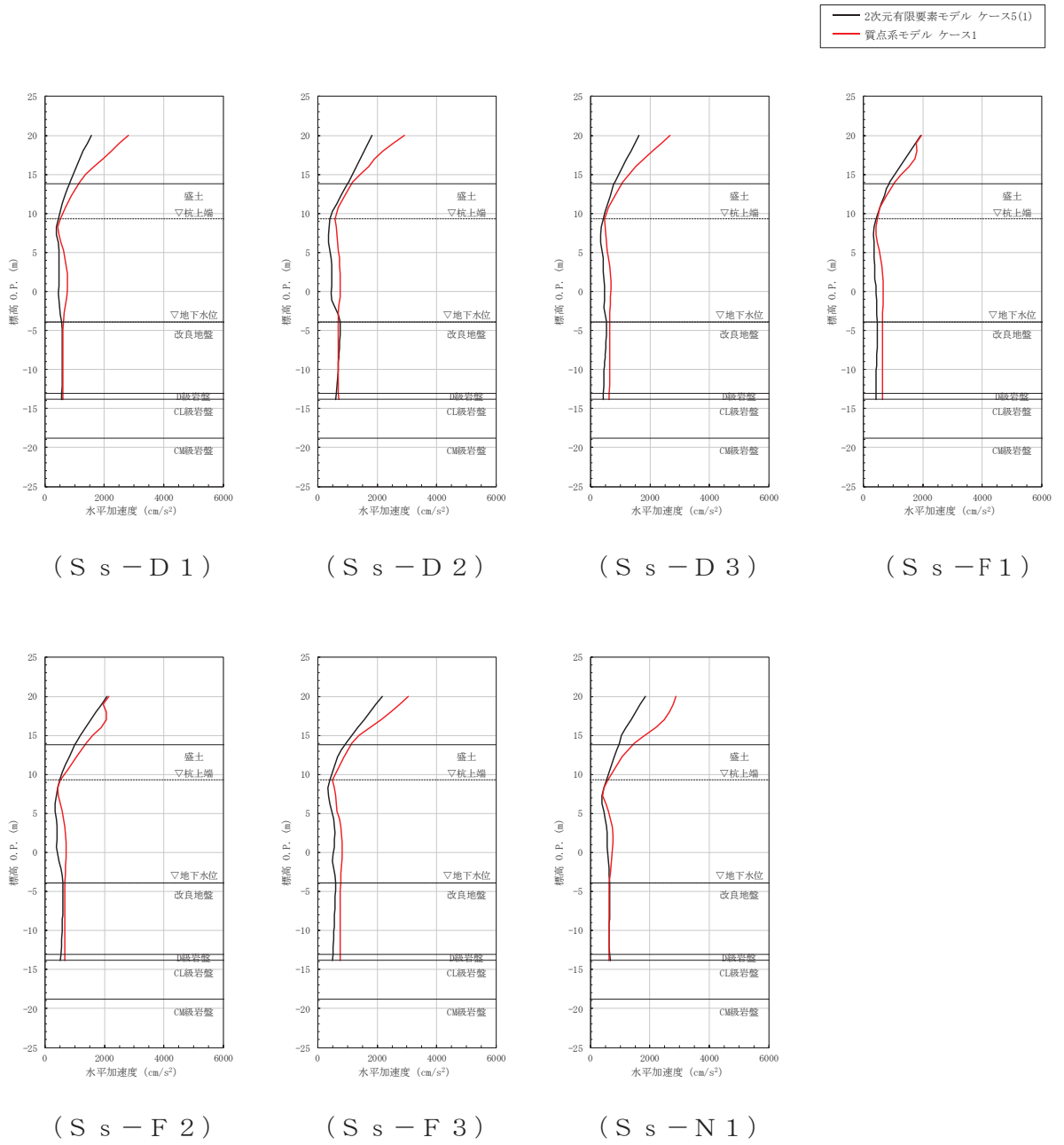


図 5-12 最大水平加速度の比較 (ケース 5(1))

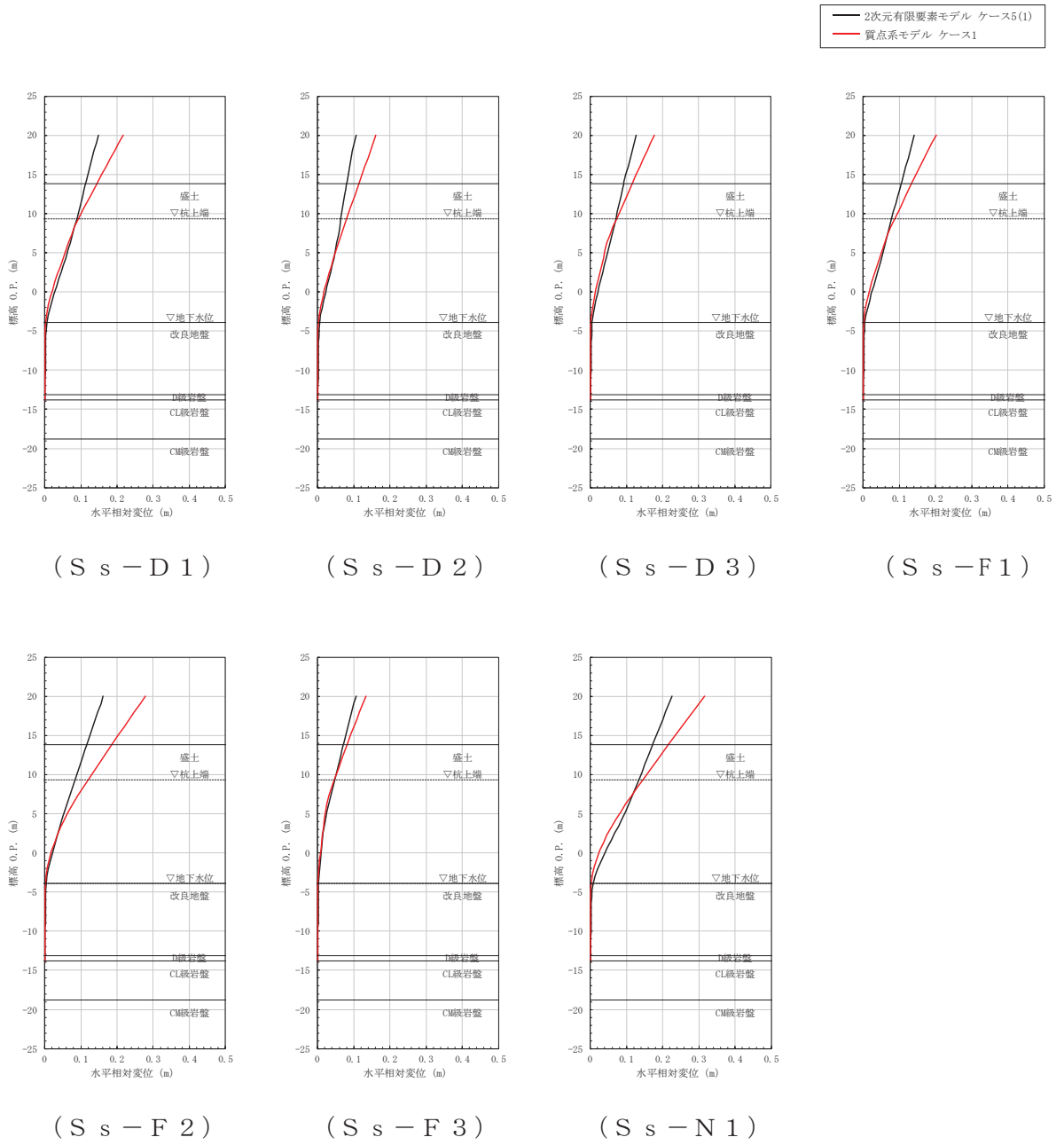
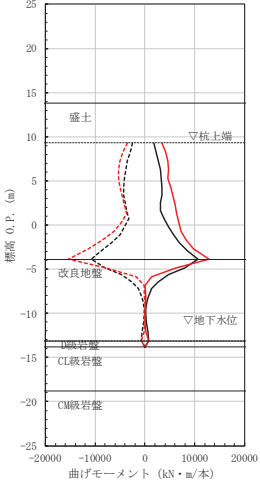
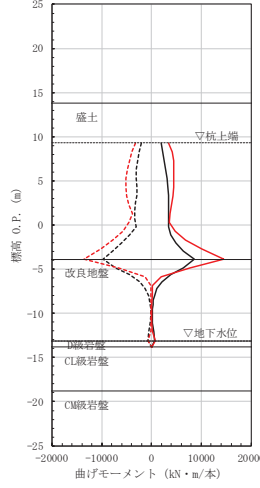


図 5-13 最大水平変位の比較 (ケース 5(1))

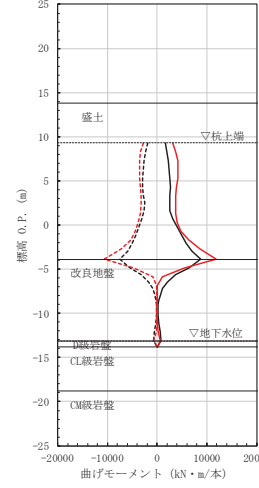
— 2次元有限要素モデル ケース5(2)最大値 - - - 2次元有限要素モデル ケース5(2)最小値
 — 質点系モデル ケース1最大値 - - - 質点系モデル ケース1最小値



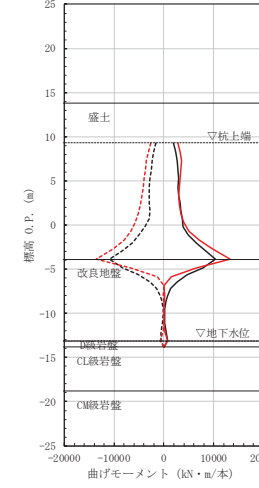
(S s - D 1)



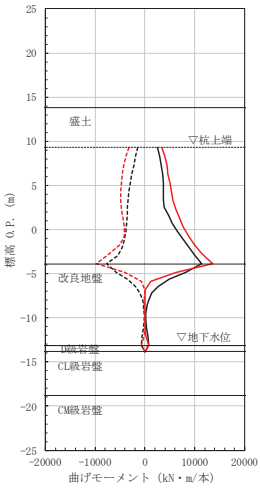
(S s - D 2)



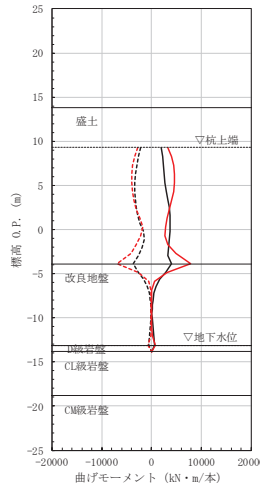
(S s - D 3)



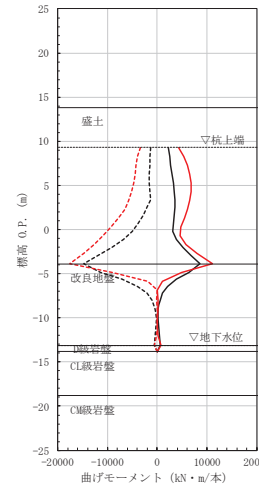
(S s - F 1)



(S s - F 2)



(S s - F 3)



(S s - N 1)

図 5-14 最大曲げモーメントの比較 (ケース 5(2))

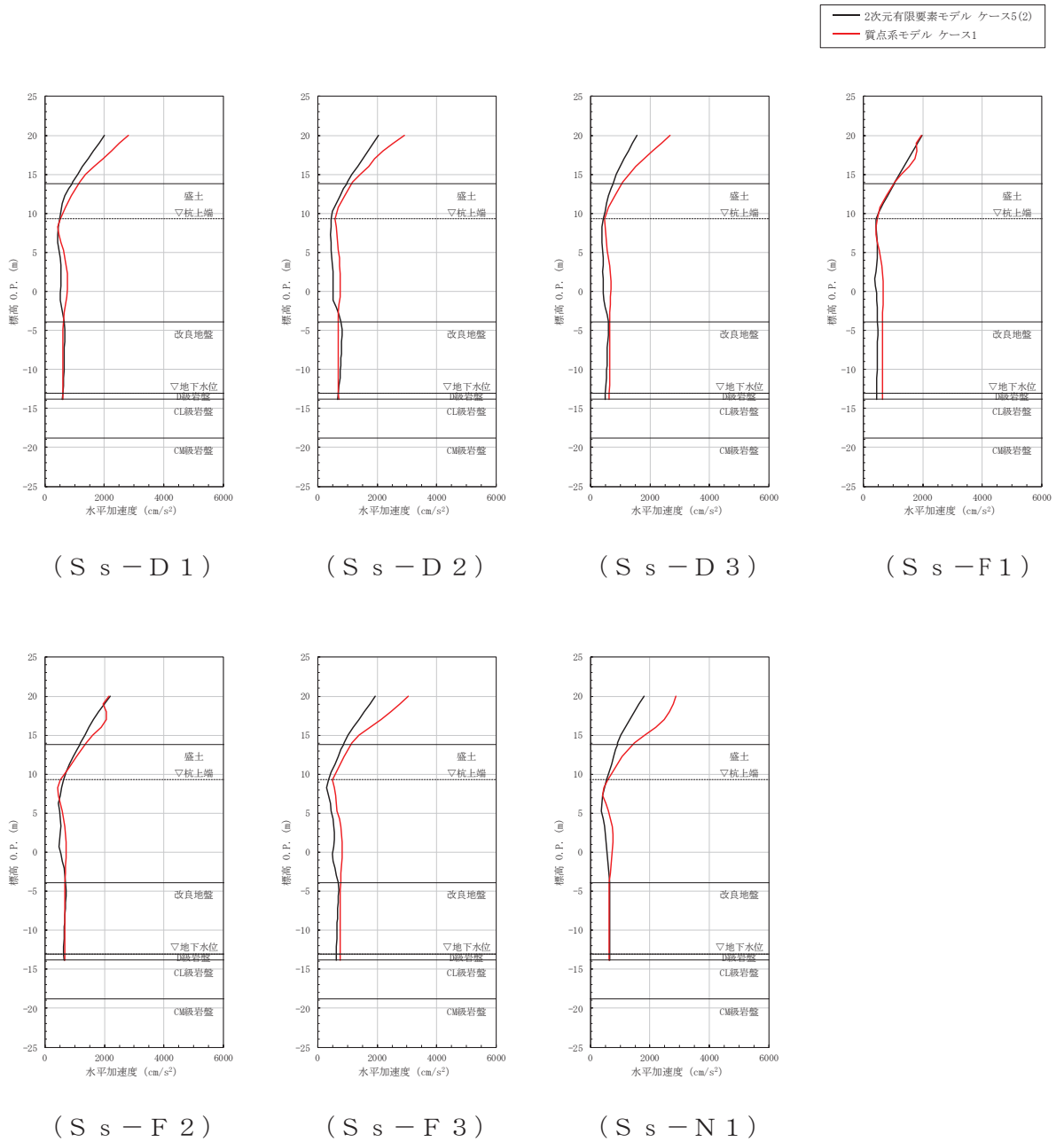


図 5-15 最大水平加速度の比較 (ケース 5(2))

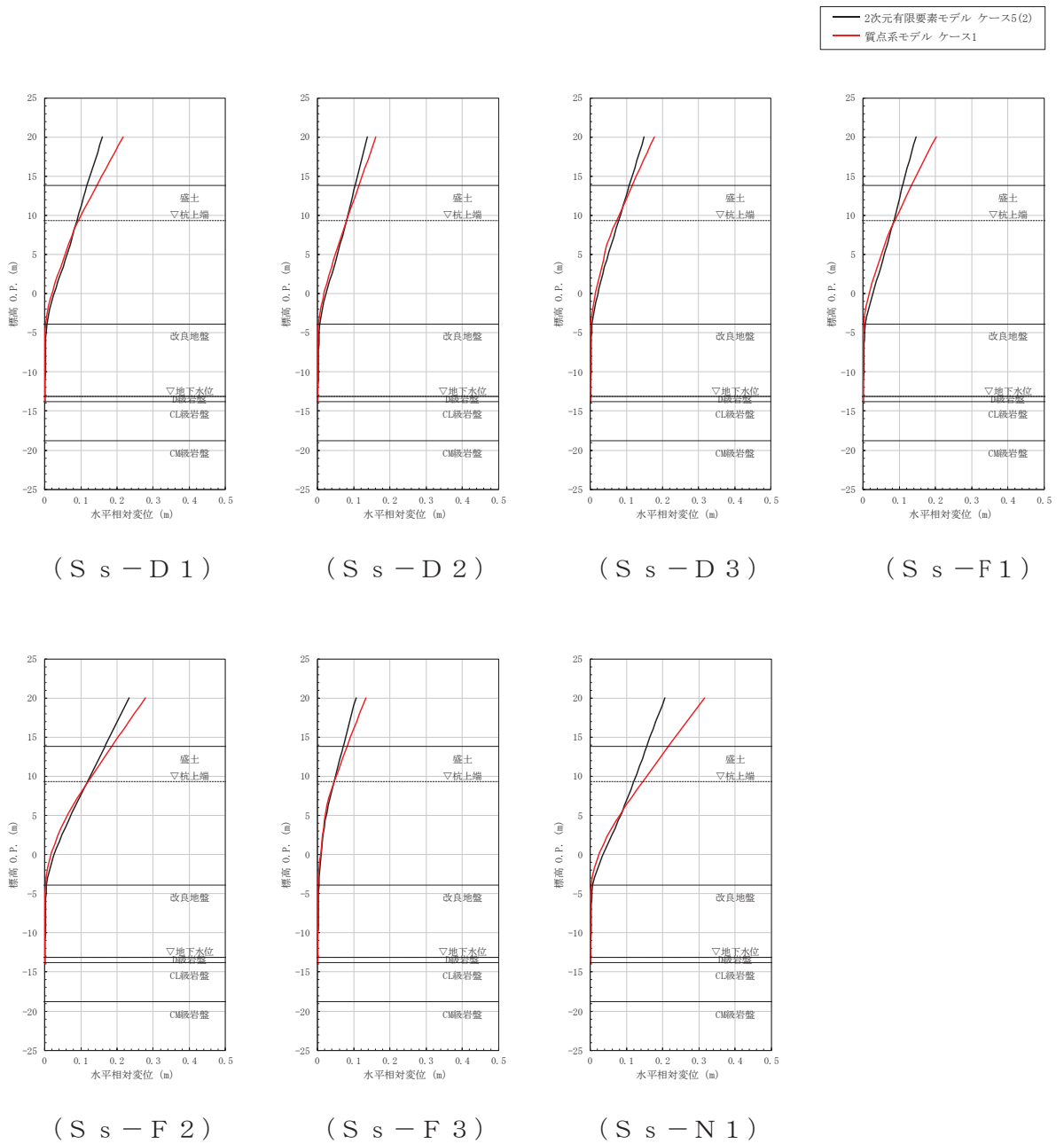


図 5-16 最大水平変位の比較 (ケース 5(2))

③ 地盤物性値のばらつきの影響確認（ケース 6）

質点系モデルによる応答結果及び FEM モデルによる応答結果について、鋼管杭の最大曲げモーメントと上部工の最大水平加速度及び最大水平変位の比較を表 5-10～表 5-12 に、最大曲げモーメントと最大水平加速度及び最大水平変位の深度方向の分布を図 5-17～図 5-22 に示す。

【検討 3】 ケース 6 の検討の結果、質点系モデルにおける鋼管杭の最大曲げモーメント、上部工の最大水平加速度及び最大水平変位は、FEM モデル（有効応力解析）の最大応答値と比べ同等もしくは大きい値を示していることから、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析結果の妥当性を確認した。

なお、地盤せん断剛性を平均値 $+1\sigma$ と変化させたケース 6(1)及び地盤せん断剛性を平均値 -1σ と変化させたケース 6(2)の各最大応答値は、FEM モデル（有効応力解析）のケース 1 と比べ、大きな差異は認められない。

また、「10. 最大応答値分布」に示すとおり、最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布についてもケース 1 との有意な傾向の差は認められない。

表 5-10 【検討 3】 ケース 6 における
最大曲げモーメントの比較（地盤物性値のばらつきの影響）

地震動 (位相)	最大曲げモーメント（単位：kN・m/本）				
	FEM モデル			質点系モデル	
	ケース 6(1)	ケース 6(2)	ケース 1	ケース 6(1)	ケース 6(2)
S s - D 1	11824	11137	11707	14275	13139
S s - D 2	9064	8074	8527	13817	12291
S s - D 3	9010	7984	8383	10684	10442
S s - F 1	9808	9223	9535	13283	11226
S s - F 2	11650	9316	10714	13318	11614
S s - F 3	4224	4008	4002	7270	6748
S s - N 1	<u>15323</u>	<u>14926</u>	<u>15176</u>	<u>16670</u>	<u>14891</u>

注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 5-11 【検討 3】 ケース 6 における
最大水平加速度の比較（地盤物性値のばらつきの影響）

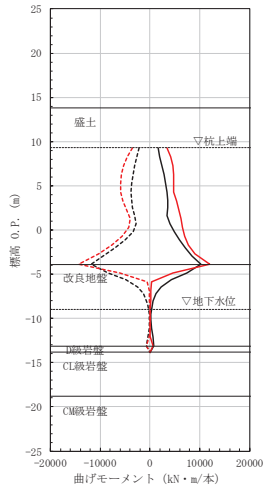
地震動 (位相)	最大水平加速度（単位：cm/s ² ）				
	FEM モデル			質点系モデル	
	ケース 6(1)	ケース 6(2)	ケース 1	ケース 6(1)	ケース 6(2)
S s - D 1	1644	1614	1619	2731	2836
S s - D 2	1865	1781	1840	<u>3068</u>	<u>3266</u>
S s - D 3	1547	1500	1531	2633	2843
S s - F 1	1823	2040	1918	2052	2025
S s - F 2	<u>2031</u>	<u>2266</u>	<u>2137</u>	2014	2249
S s - F 3	1987	2054	2016	2632	2621
S s - N 1	1711	1735	1705	2615	2656

注：下線は各ケースの最大値を示す。

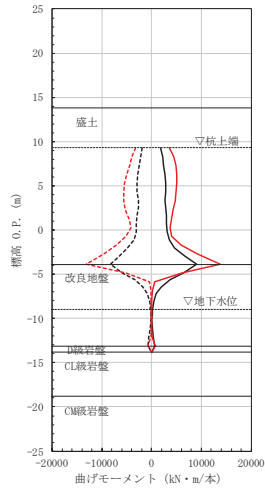
表 5-12 【検討 3】 ケース 6 における
最大水平変位の比較（地盤物性値のばらつきの影響）

地震動 (位相)	最大水平変位（単位：m）				
	FEM モデル			質点系モデル	
	ケース 6(1)	ケース 6(2)	ケース 1	ケース 6(1)	ケース 6(2)
S s - D 1	0.163	0.176	0.166	0.200	0.207
S s - D 2	0.107	0.123	0.114	0.157	0.157
S s - D 3	0.142	0.128	0.131	0.169	0.175
S s - F 1	0.134	0.147	0.139	0.251	0.193
S s - F 2	0.198	0.196	0.199	0.257	0.260
S s - F 3	0.102	0.112	0.107	0.126	0.131
S s - N 1	<u>0.204</u>	<u>0.225</u>	<u>0.213</u>	<u>0.287</u>	<u>0.299</u>

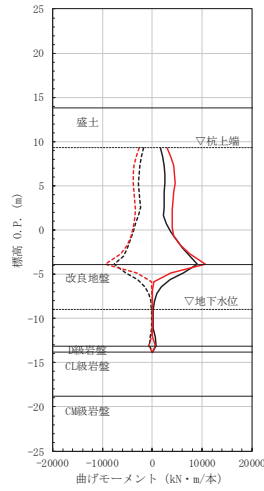
注：下線は各ケースの最大値を示す。



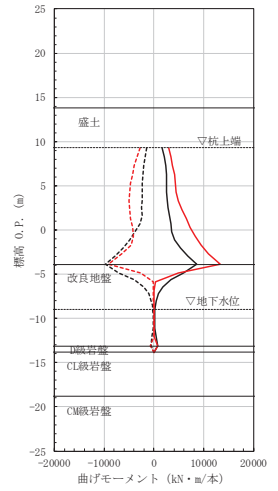
(S s - D 1)



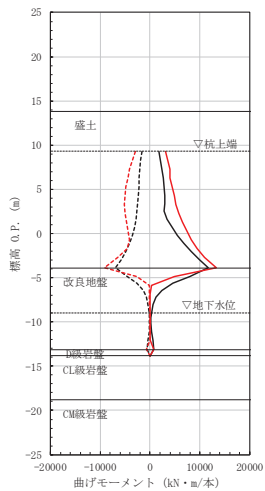
(S s - D 2)



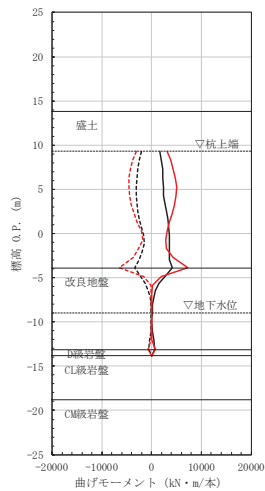
(S s - D 3)



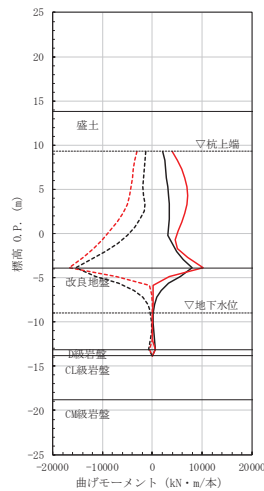
(S s - F 1)



(S s - F 2)



(S s - F 3)



(S s - N 1)

図 5-17 最大曲げモーメントの比較 (ケース 6(1))

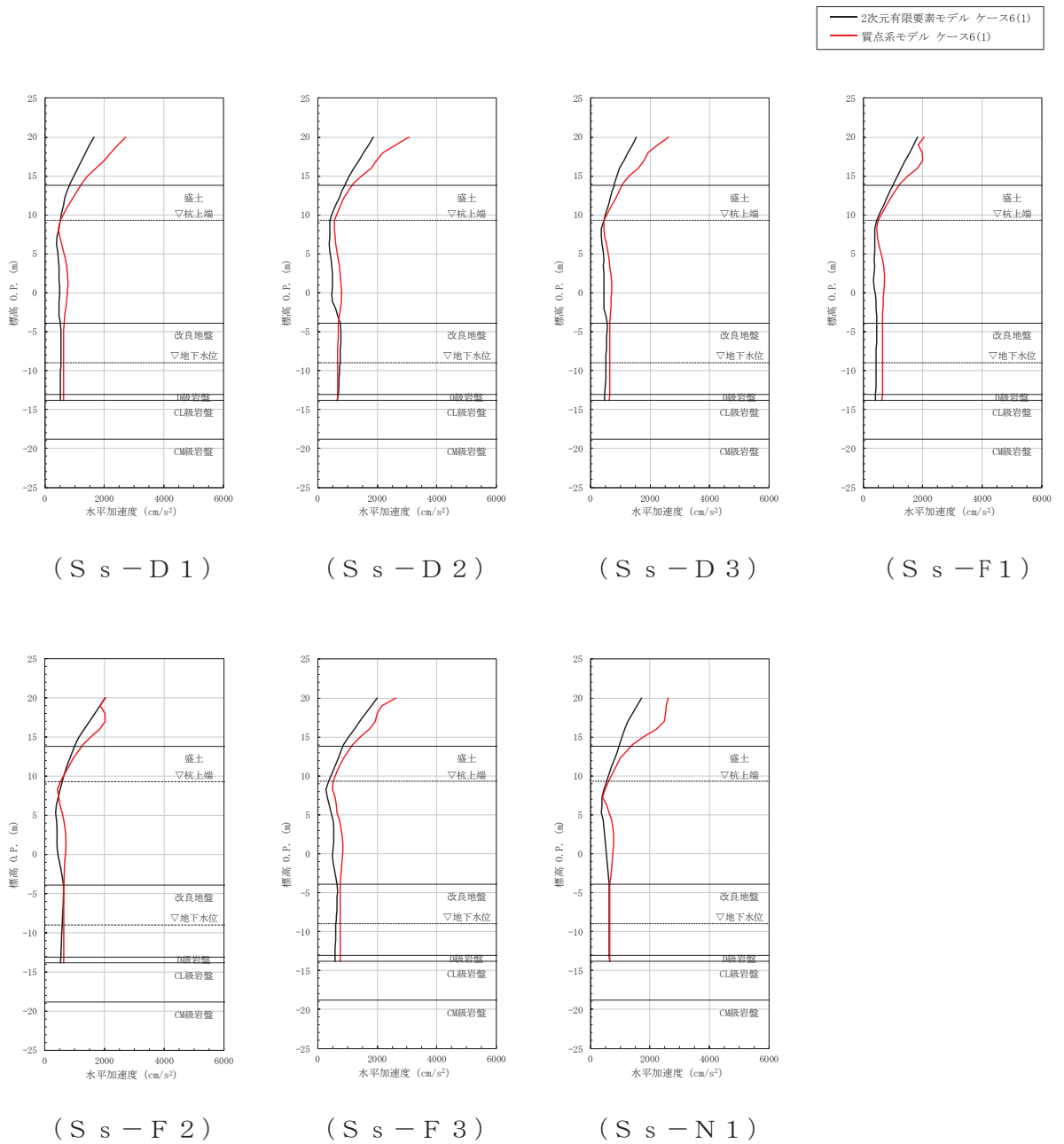


図 5-18 最大水平加速度の比較 (ケース 6(1))

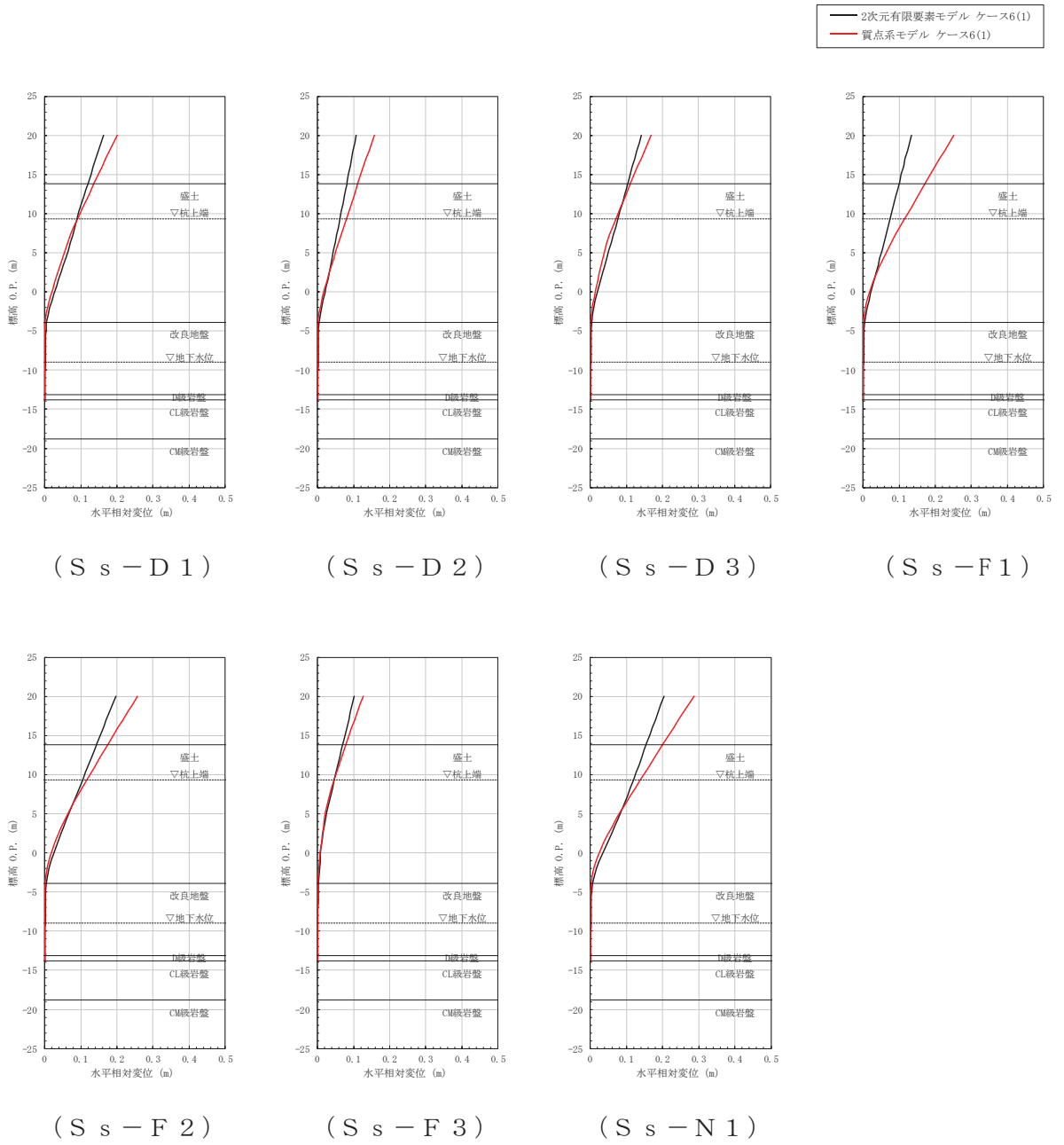


図 5-19 最大水平変位の比較 (ケース 6(1))

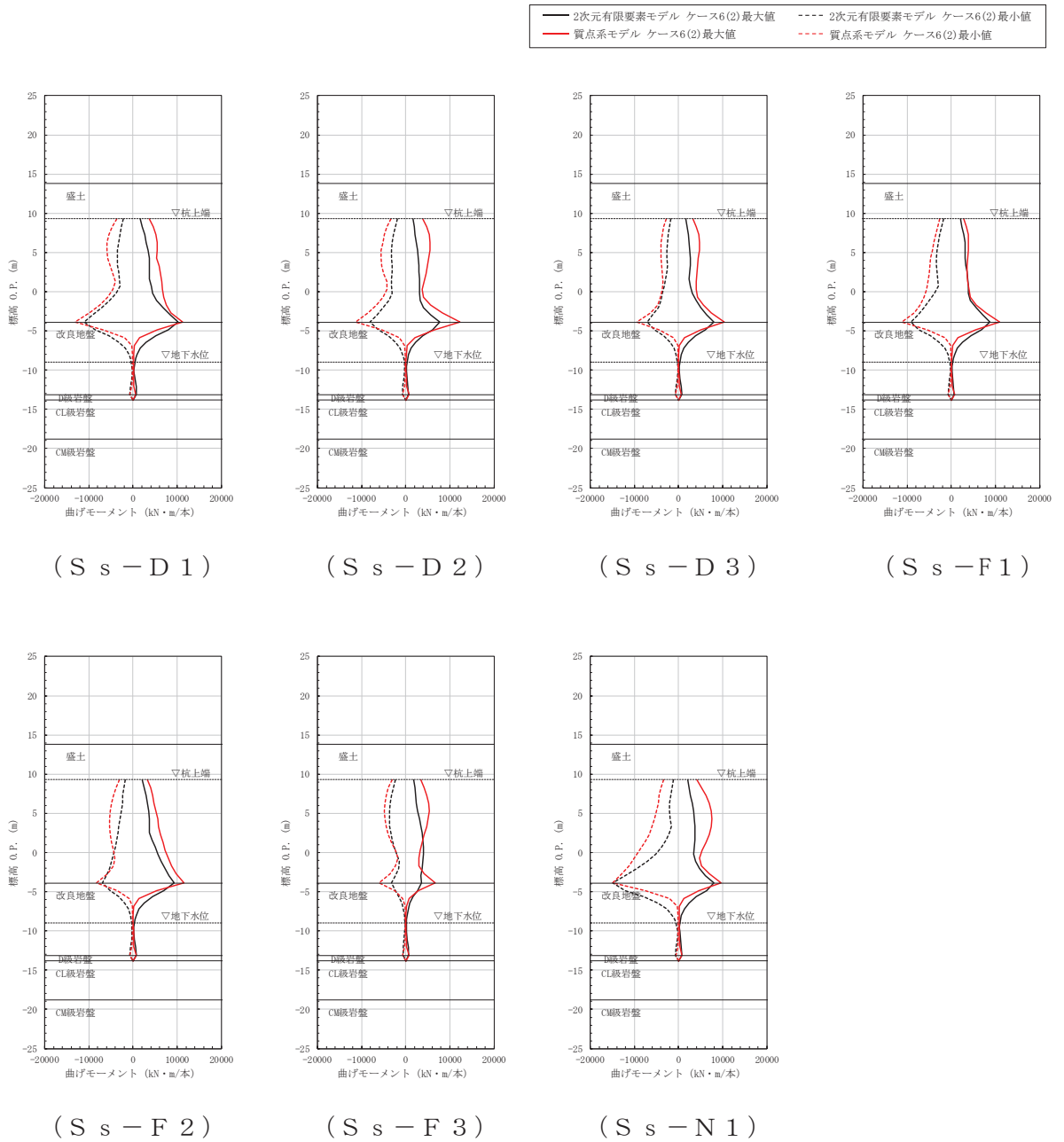


図 5-20 最大曲げモーメントの比較 (ケース 6(2))

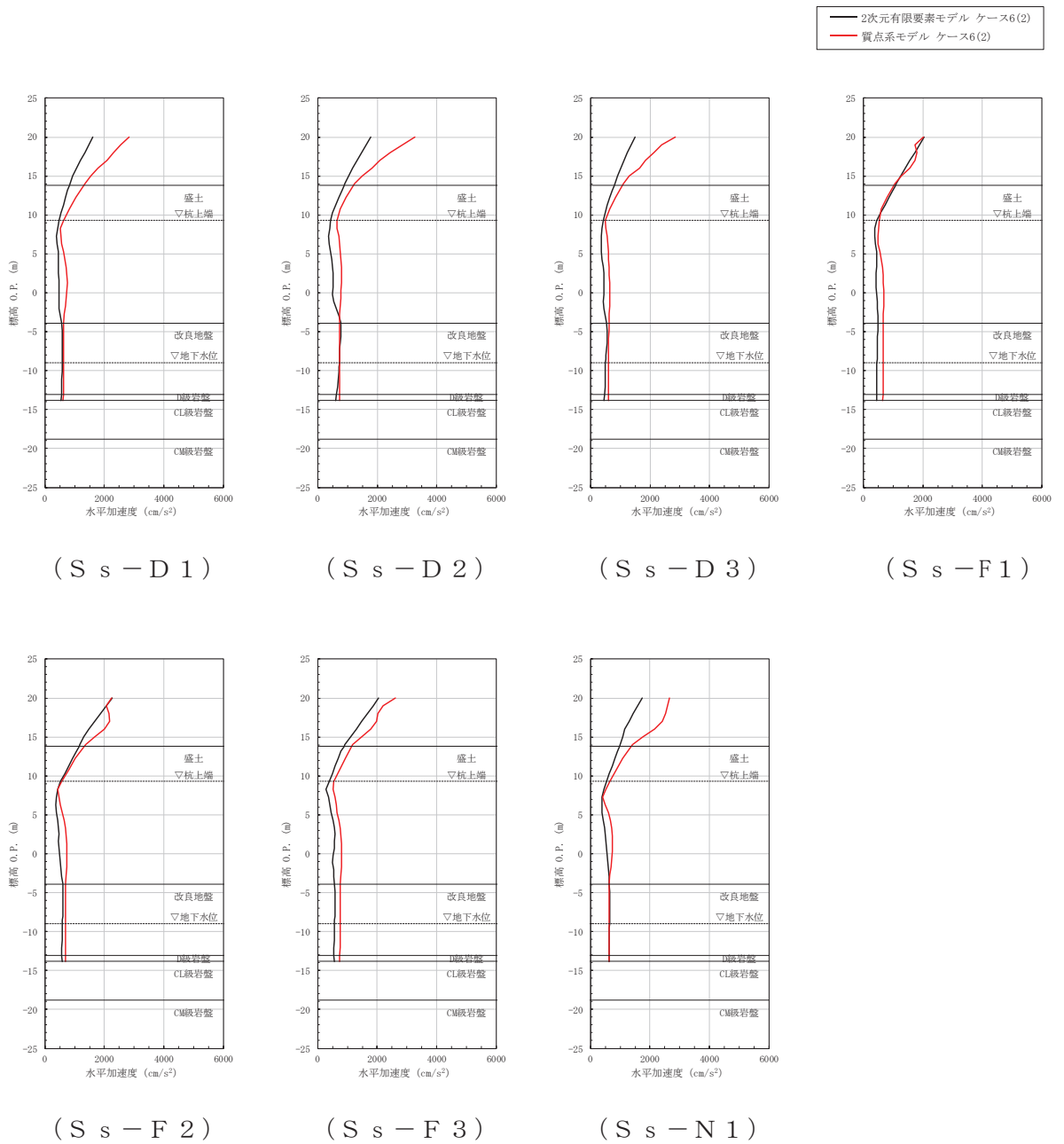


図 5-21 最大水平加速度の比較 (ケース 6(2))

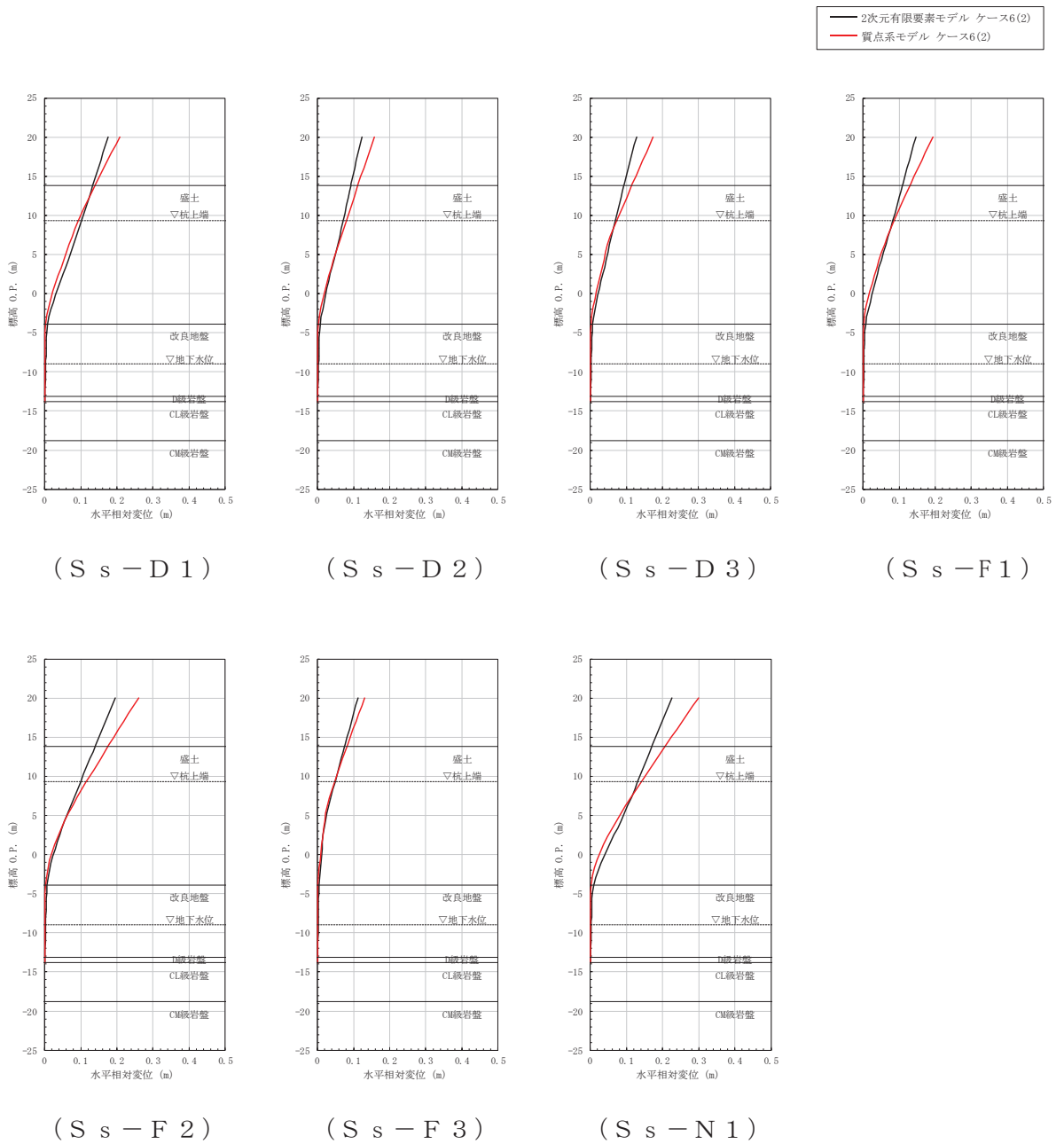


図 5-22 最大水平変位の比較 (ケース 6(2))

④ 隣接構造物の影響確認（ケース 7）

質点系モデルによる応答結果及び FEM モデルによる応答結果について、鋼管杭の最大曲げモーメントと上部工の最大水平加速度及び最大水平変位の比較を表 5-13～表 5-15 に、最大曲げモーメントと最大水平加速度及び最大水平変位の深度方向の分布を図 5-23～図 5-34 に示す。また、FEM モデル（有効応力解析）の各ケースの最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布は「10. 最大応答値分布」に示す。なお、検討ケース 7 における検討地震動については、質点系モデルにおいて、主に下部工の観点で杭体に発生する最大曲げモーメントが大きい S_s-N1 を、上部工の観点で鋼板等の断面力が大きい S_s-D1 及び S_s-D2 を選定した。

第 2 号機海水ポンプ室を想定した隣接構造物をモデル化したケース 7(1)における上部工の最大水平加速度は、他のケースに比べ大きな値を示したものの、質点系モデルの最大水平加速度と概ね一致、もしくは小さい値を示した。一方、鋼管杭の最大曲げモーメント及び最大水平変位は、質点系モデルのケース 1 と比べ大きく応答が低減した。

隣接構造物の剛性を 2 倍としたケース 7(2)および 0.5 倍としたケース 7(3)における上部工の最大水平加速度は、ケース 7(1)のケースと概ね一致もしくは小さい値を示しており、質点系モデルの最大水平加速度より小さい値を示している。また、鋼管杭の最大曲げモーメント及び最大水平変位は、質点系モデルのケース 1 と比べ大きく応答が低減している。

第 2 号機海水ポンプ室と第 2 号機原子炉建屋間の改良形状が縦長の代表ケース 7(4)における上部工の最大水平加速度は、質点系モデルのケース 1 における最大水平加速度より小さい値を示し、鋼管杭の最大曲げモーメント及び最大水平変位は、質点系モデルのケース 1 と比べ大きく応答が低減した。

【検討 3】 ケース 7 の検討の結果、質点系モデルにおける鋼管杭の最大曲げモーメント、上部工の最大水平加速度及び最大水平変位は、FEM モデル（有効応力解析）の最大応答値と比べ同等もしくは大きい値を示していることから、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析結果の妥当性を確認した。

表 5-13 【検討 3】 ケース 7 における最大曲げモーメントの比較（隣接構造物の影響）

地震動 (位相)		最大曲げモーメント (単位: kN・m/本)					
		FEM モデル					質点系 モデル
		ケース 7(1)	ケース 7(2)	ケース 7(3)	ケース 7(4)	ケース 1	ケース 1
S _s -D 1	++	5989	5164	7165	724	11707	15309
	-+	5593	-	-	706		
S _s -D 2	++	5110	-	-	599	8527	14594
	-+	4944	4710	5284	660		
S _s -N 1	++	<u>7882</u>	<u>6886</u>	<u>8860</u>	<u>780</u>	<u>15176</u>	<u>17586</u>
	-+	6955	-	-	690		

注: 表中の符号+, -は地震動の位相 (水平, 鉛直) を示す。

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

表 5-14 【検討 3】 ケース 7 における最大水平加速度の比較（隣接構造物の影響）

地震動 (位相)		最大水平加速度 (単位: cm/s ²)					
		FEM モデル					質点系 モデル
		ケース 7(1)	ケース 7(2)	ケース 7(3)	ケース 7(4)	ケース 1	ケース 1
S _s -D 1	++	<u>2847</u>	<u>2837</u>	<u>2760</u>	1703	1619	2808
	-+	2416	-	-	1480		
S _s -D 2	++	2504	-	-	<u>1717</u>	<u>1840</u>	<u>2911</u>
	-+	2313	2302	2367	1615		
S _s -N 1	++	1803	1676	1748	1315	1705	2871
	-+	2330	-	-	1562		

注: 表中の符号+, -は地震動の位相 (水平, 鉛直) を示す。

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

表 5-15 【検討 3】 ケース 7 における最大水平変位の比較（隣接構造物の影響）

地震動 (位相)		最大水平変位 (単位: m)					
		FEM モデル					質点系 モデル
		ケース 7(1)	ケース 7(2)	ケース 7(3)	ケース 7(4)	ケース 1	ケース 1
S _s -D 1	++	0.0987	0.0879	0.111	0.0238	0.166	0.217
	-+	0.120	-	-	0.0217		
S _s -D 2	++	0.0956	-	-	0.0250	0.114	0.161
	-+	0.0921	0.0877	0.0920	0.0222		
S _s -N 1	++	<u>0.206</u>	<u>0.193</u>	<u>0.212</u>	0.0255	<u>0.213</u>	<u>0.317</u>
	-+	0.139	-	-	<u>0.0297</u>		

注: 表中の符号+, -は地震動の位相 (水平, 鉛直) を示す。

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

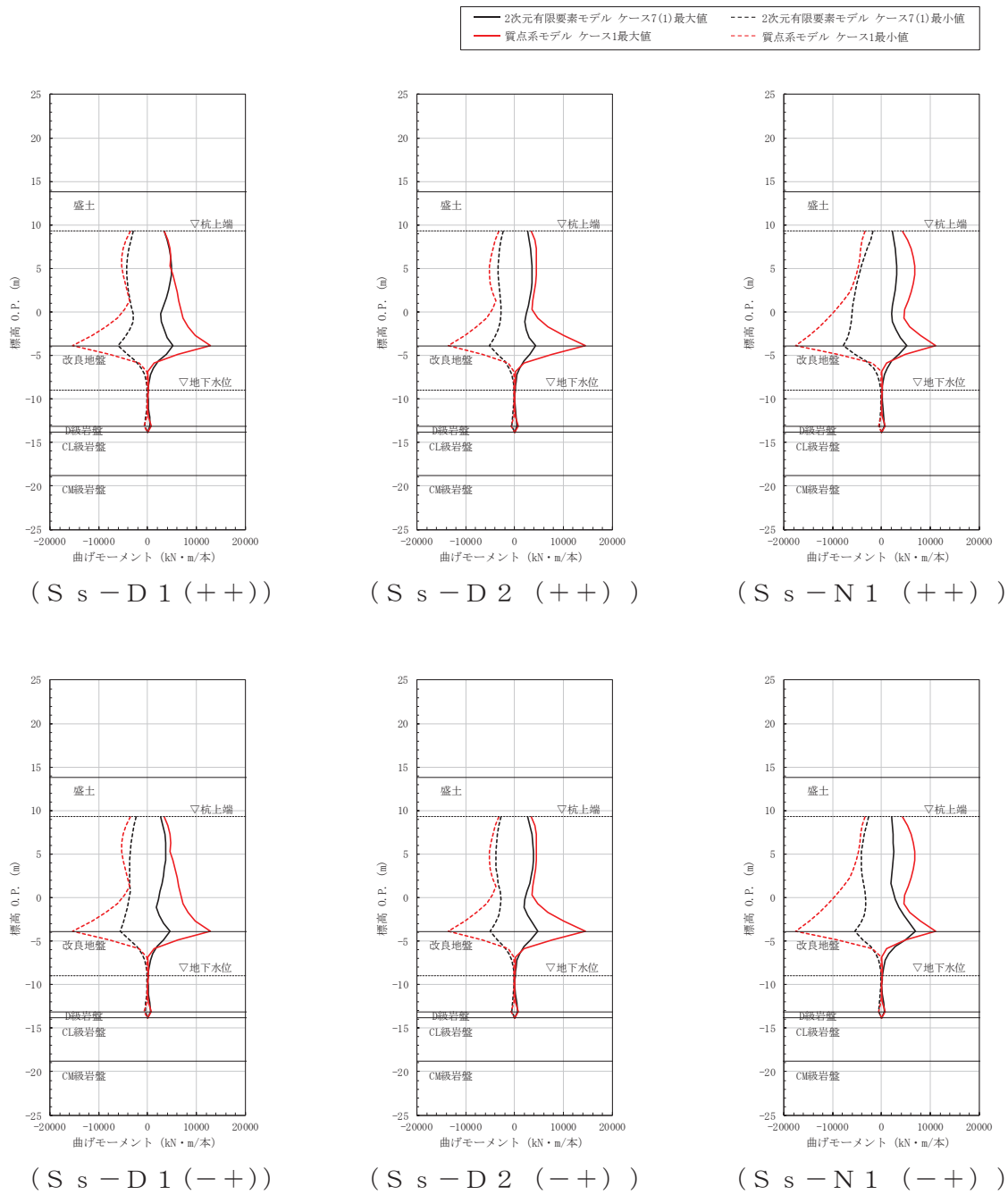


図 5-23 最大曲げモーメントの比較 (ケース 7(1))

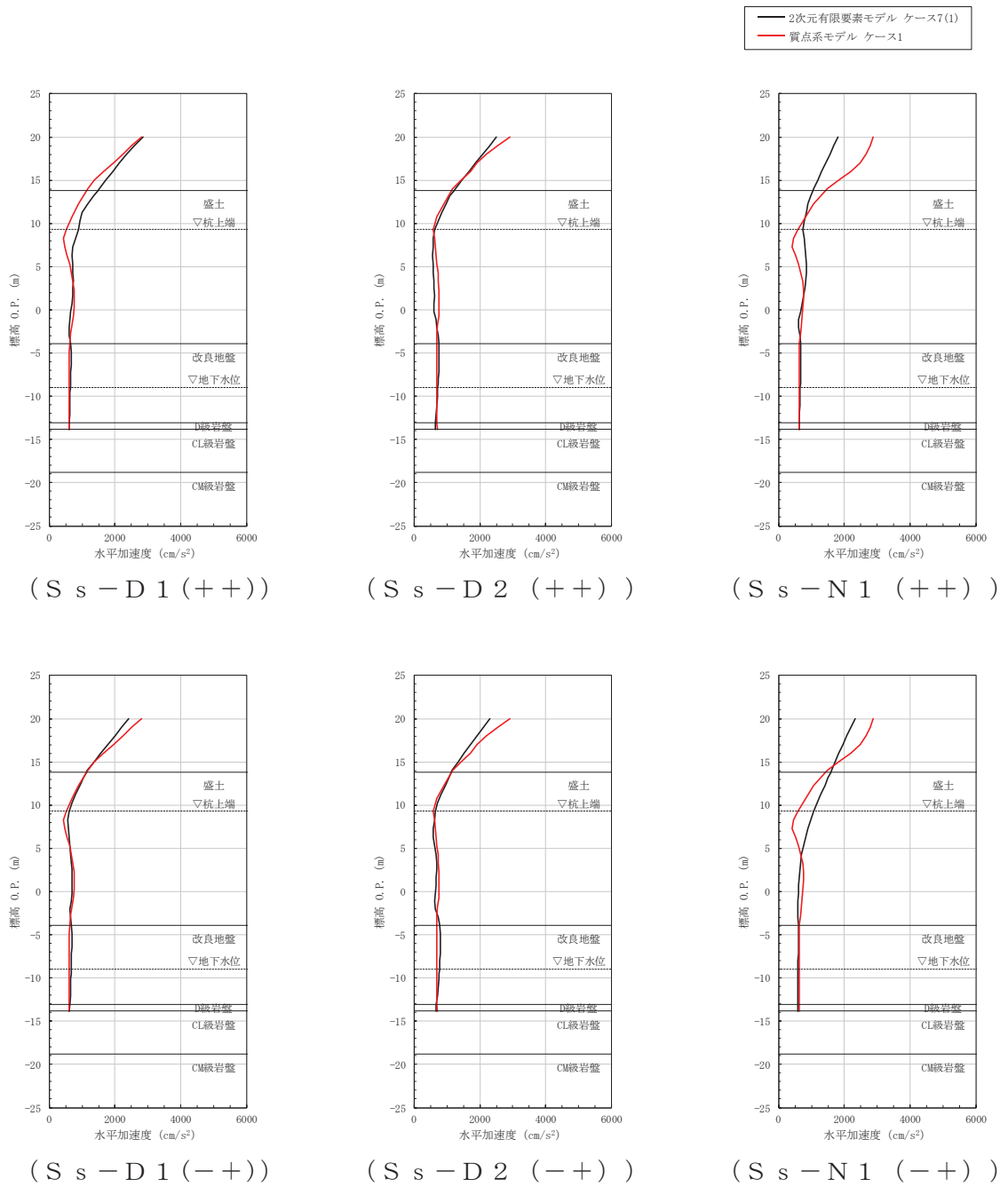


図 5-24 最大水平加速度の比較 (ケース 7(1))

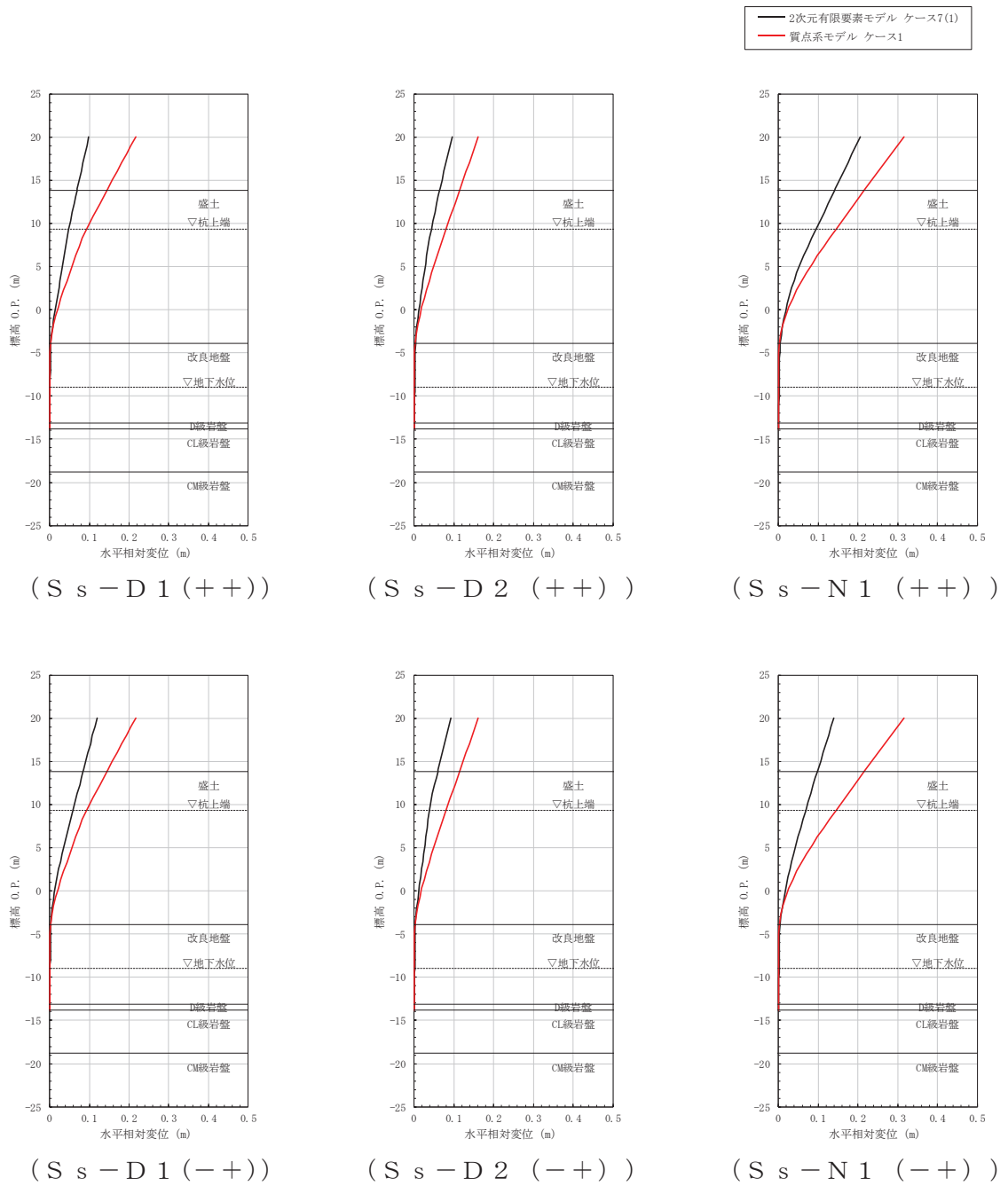


図 5-25 最大水平変位の比較 (ケース 7(1))

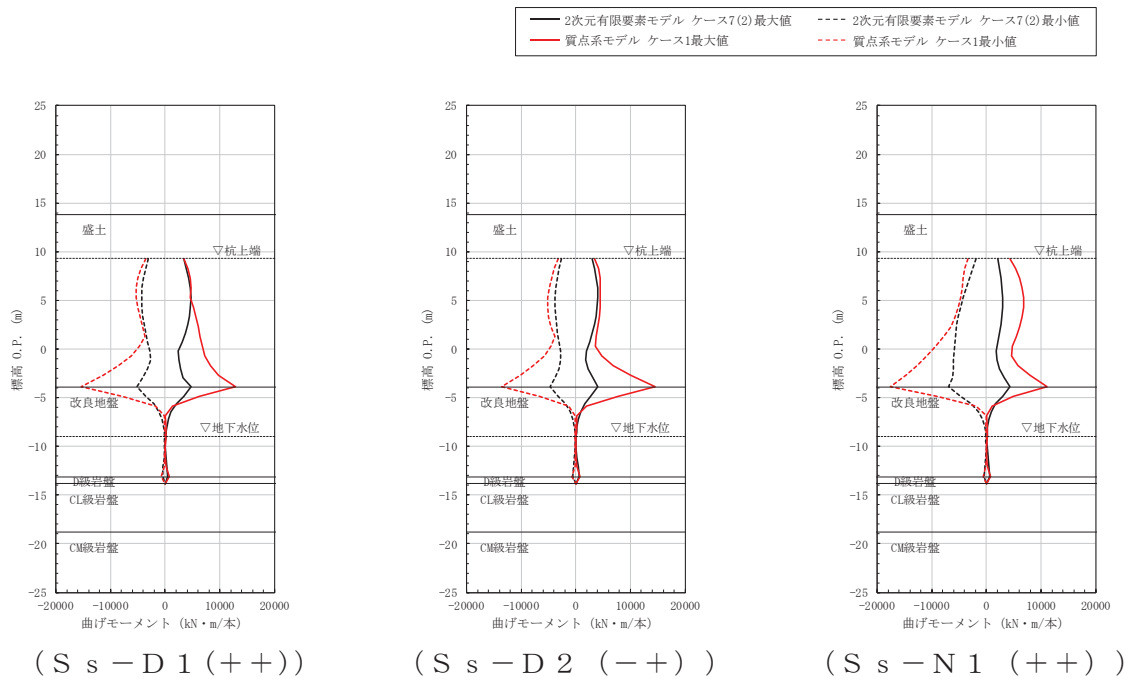


図 5-26 最大曲げモーメントの比較 (ケース 7(2))

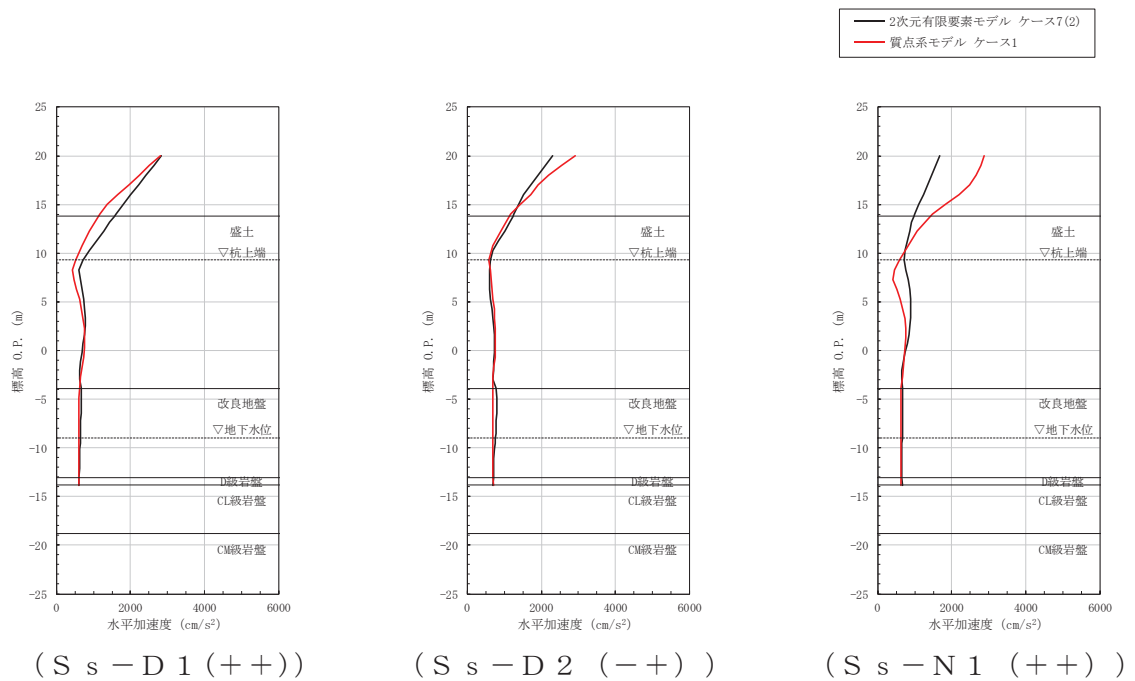


図 5-27 最大水平加速度の比較 (ケース 7(2))

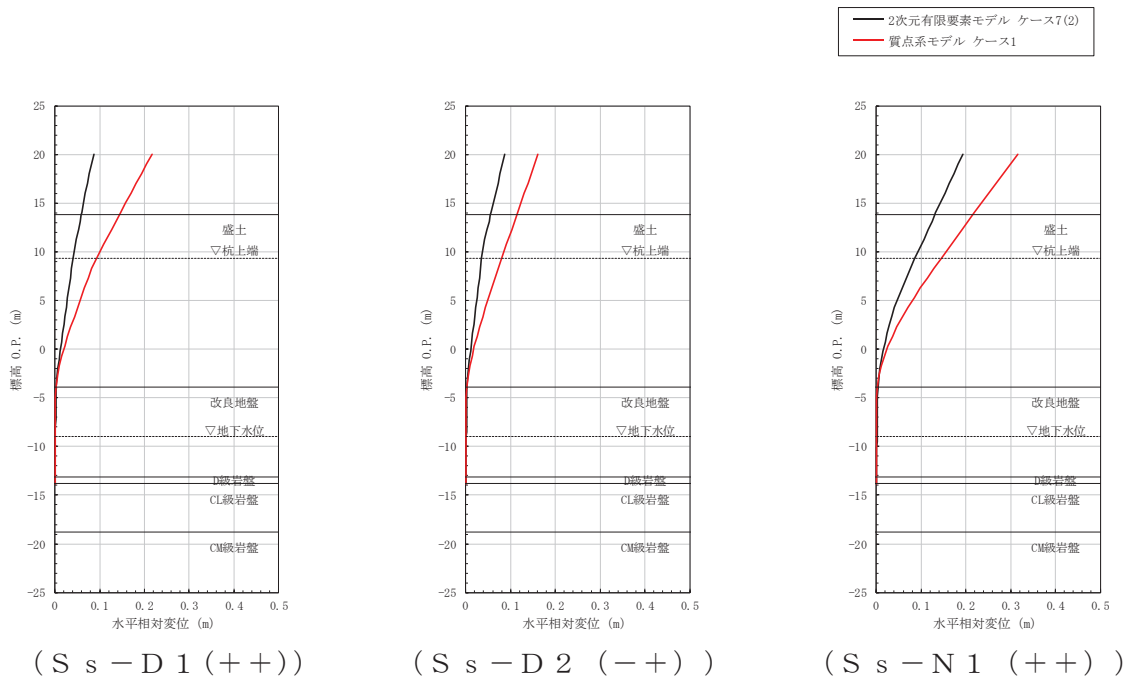


図 5-28 最大水平変位の比較 (ケース 7(2))

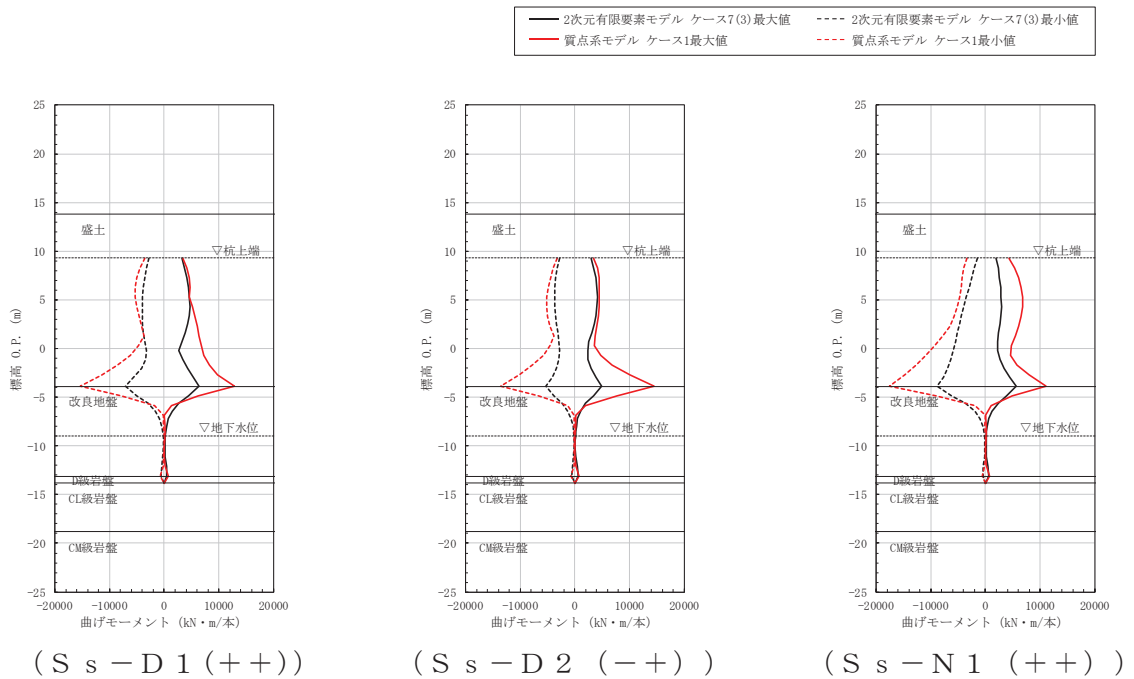


図 5-29 最大曲げモーメントの比較 (ケース 7(3))

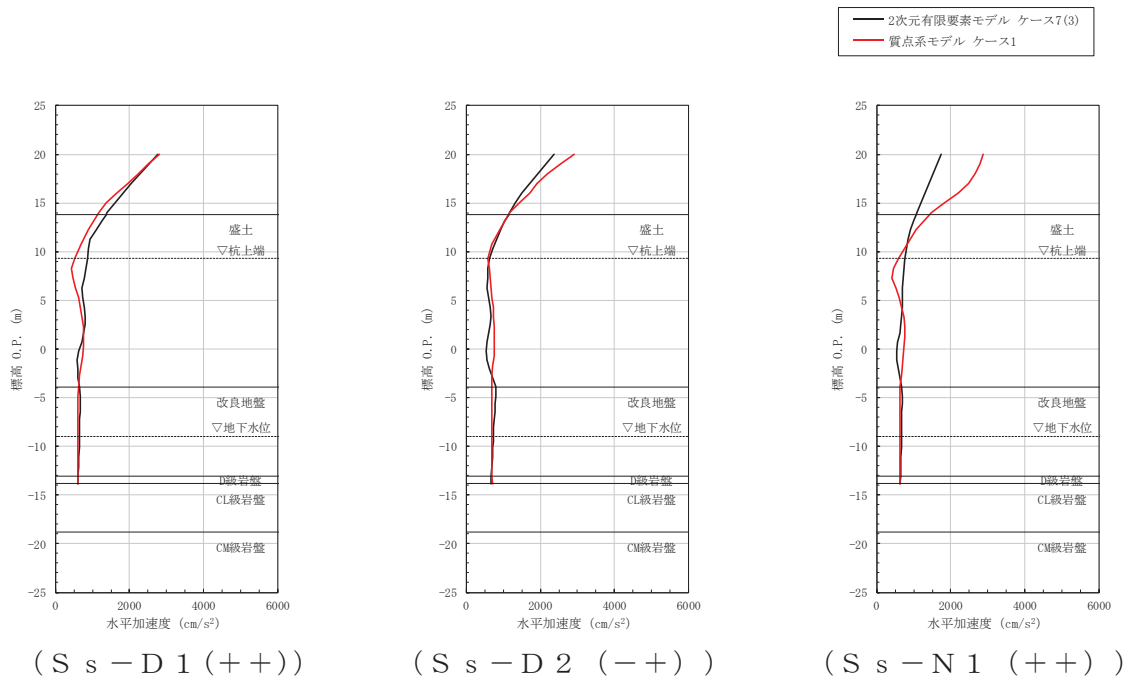


図 5-30 最大水平加速度の比較 (ケース 7(3))

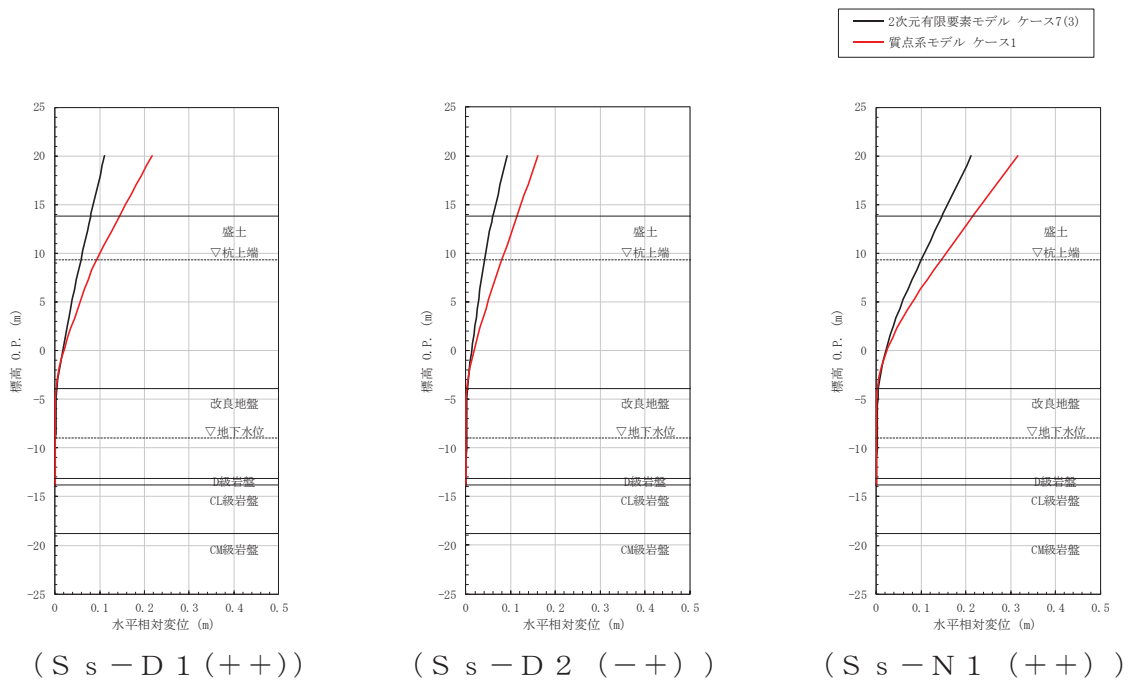


図 5-31 最大水平変位の比較 (ケース 7(3))

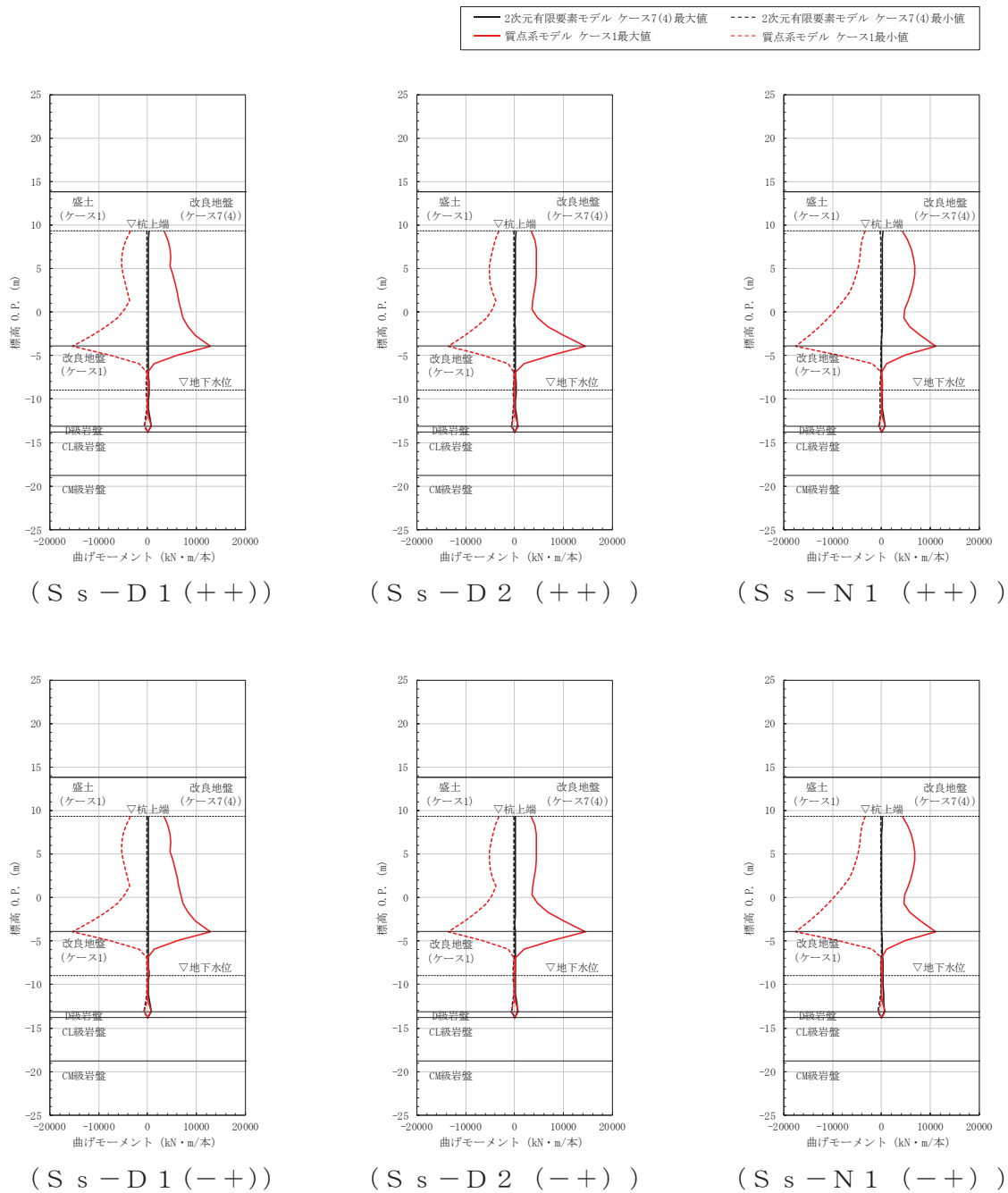


図 5-32 最大曲げモーメントの比較 (ケース 7(4))

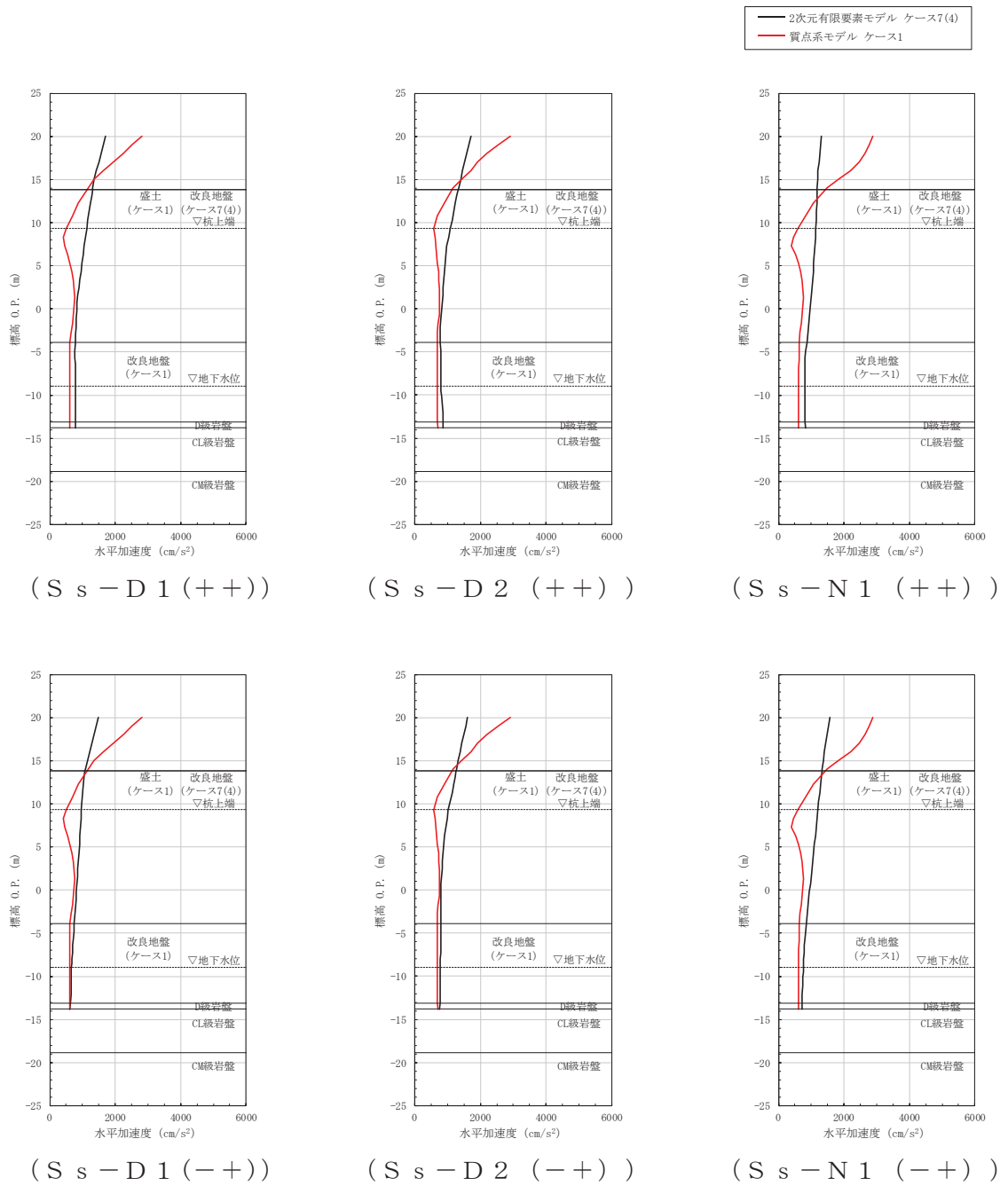


図 5-33 最大水平加速度の比較 (ケース 7(4))

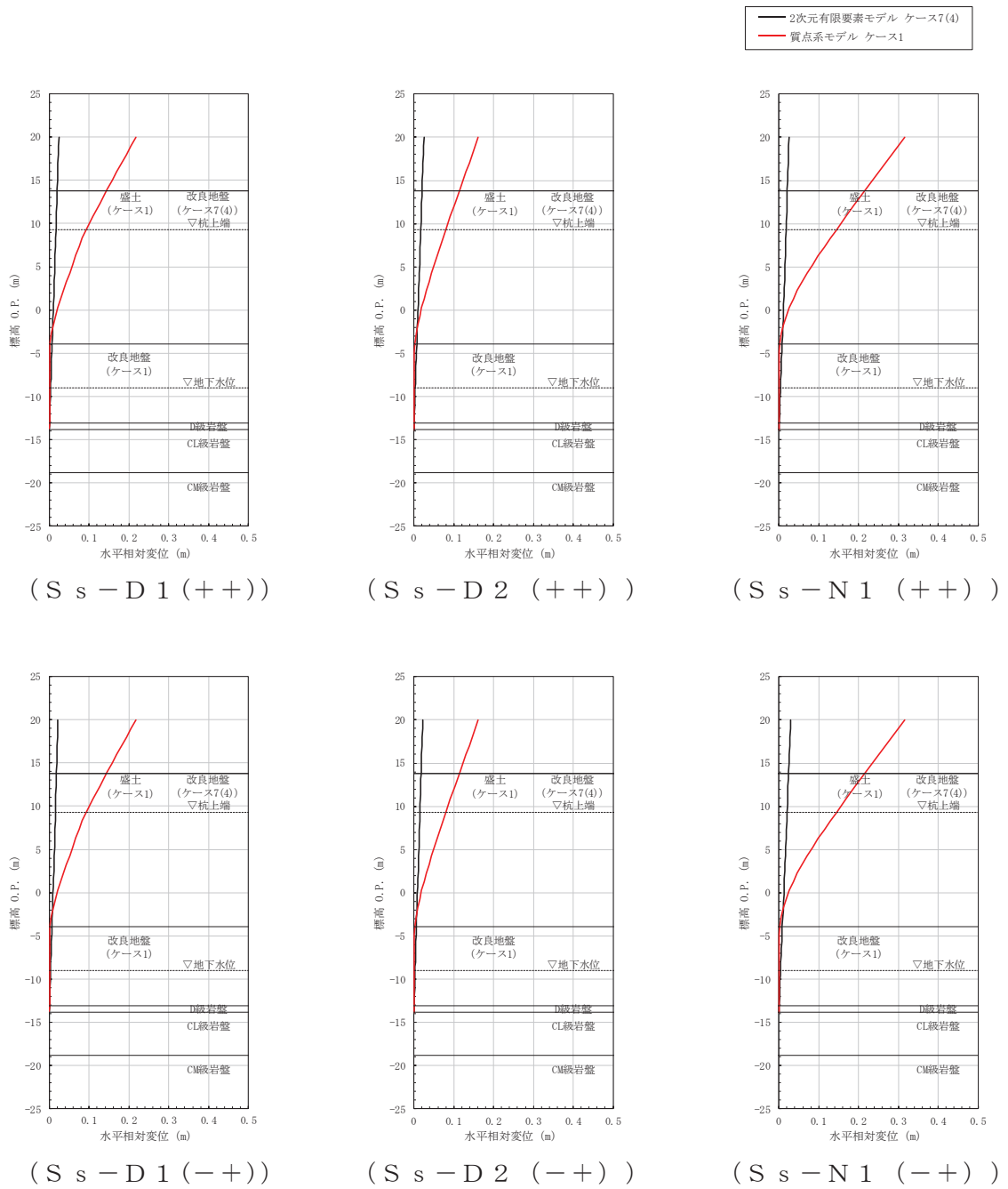


図 5-34 最大水平変位の比較 (ケース 7(4))

⑤ 岩盤傾斜の影響確認（ケース 8）

質点系モデルによる応答結果及び FEM モデルによる応答結果について、鋼管杭の最大曲げモーメントと上部工の最大水平加速度及び最大水平変位の比較を表 5-16～表 5-18 に、最大曲げモーメントと最大水平加速度及び最大水平変位の深度方向の分布を図 5-35～図 5-37 に示す。また、FEM モデル（有効応力解析）の各ケースの最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布は「10. 最大応答値分布」に示す。なお、検討ケース 8 における検討地震動については、質点系モデルにおいて、主に下部工の観点で杭体に発生する最大曲げモーメントが大きい S_s-N1 を、上部工の観点で鋼板等の断面力が大きい S_s-D1 及び S_s-D2 を選定した。

地盤改良底面の岩盤傾斜を考慮したケース 8 においては、岩盤の傾斜の下方に分布する地下水位以深の過剰間隙水圧の上昇は、比較的抑えられる傾向が認められた。一方で、地震波 S_s-N1 を入力した検討では、岩盤の傾斜に従って盛土が変形し、広い範囲で最大せん断ひずみが大きくなる傾向が認められる。応答値としては、上部工の最大応答値は、傾斜を考慮していないケース 1 に比べ大きな値を示したものの、質点系モデルの最大応答値より小さい値を示している。

ただし、【検討 3】ケース 8 の検討の結果としては、質点系モデルにおける鋼管杭の最大曲げモーメント、上部工の最大水平加速度及び最大水平変位は、FEM モデル（有効応力解析）の最大応答値と比べ大きい値を示していることから、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析結果の妥当性を確認した。

表 5-16 【検討 3】 ケース 8 における最大曲げモーメントの比較（岩盤傾斜の影響）

地震動 (位相)		最大曲げモーメント (単位: kN・m/本)		
		FEM モデル		質点系モデル
		ケース 8	ケース 1	ケース 1
S s - D 1	++	9748	11707	15309
	-+	9925		
S s - D 2	++	8260	8527	14594
	-+	9958		
S s - N 1	++	<u>16856</u>	<u>15176</u>	<u>17586</u>
	-+	15422		

注：表中の符号+, -は地震動の位相（水平, 鉛直）を示す。

注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 5-17 【検討 3】 ケース 8 における最大水平加速度の比較（岩盤傾斜の影響）

地震動 (位相)		最大水平加速度 (単位: cm/s ²)		
		FEM モデル		質点系モデル
		ケース 8	ケース 1	ケース 1
S s - D 1	++	1844	1619	2808
	-+	1988		
S s - D 2	++	1793	<u>1840</u>	<u>2911</u>
	-+	<u>2360</u>		
S s - N 1	++	1937	1705	2871
	-+	1923		

注：表中の符号+, -は地震動の位相（水平, 鉛直）を示す。

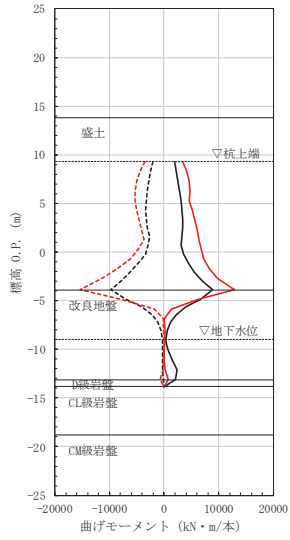
注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 5-18 【検討 3】 ケース 8 における最大水平変位の比較（岩盤傾斜の影響）

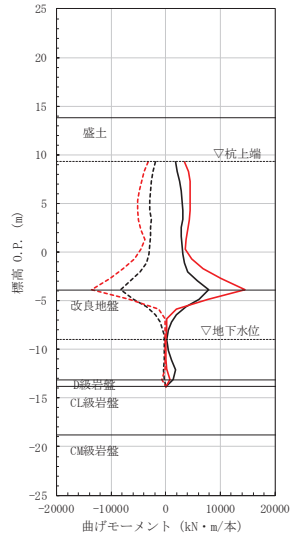
地震動 (位相)		最大水平変位 (単位: m)		
		FEM モデル		質点系モデル
		ケース 8	ケース 1	ケース 1
S s - D 1	++	0.151	0.166	0.217
	-+	0.152		
S s - D 2	++	0.108	0.114	0.161
	-+	0.118		
S s - N 1	++	<u>0.229</u>	<u>0.213</u>	<u>0.317</u>
	-+	0.226		

注：表中の符号+, -は地震動の位相（水平, 鉛直）を示す。

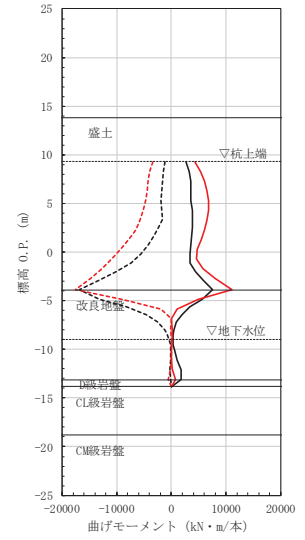
注：下線は各ケースの最大値を示す。



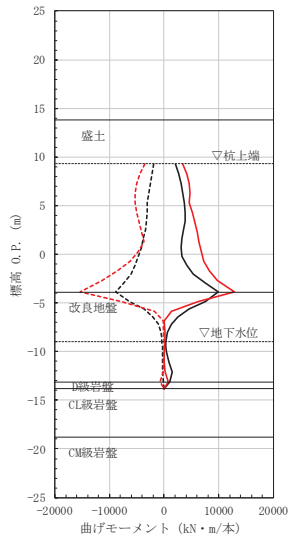
(S s - D 1 (+ +))



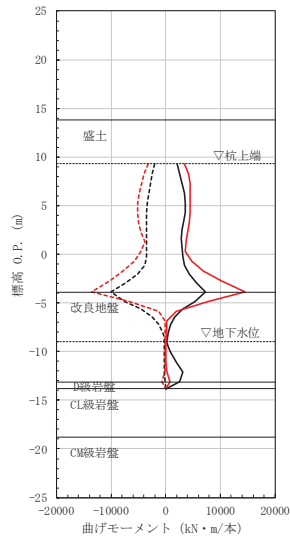
(S s - D 2 (+ +))



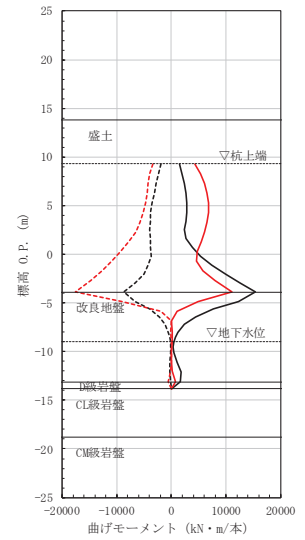
(S s - N 1 (+ +))



(S s - D 1 (- +))

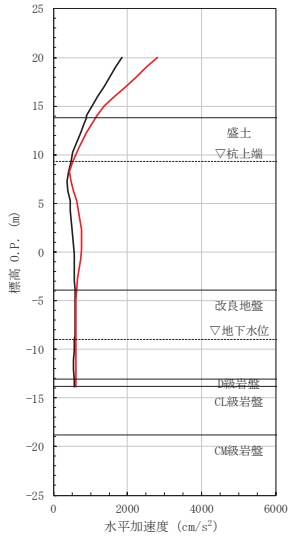
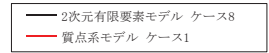


(S s - D 2 (- +))

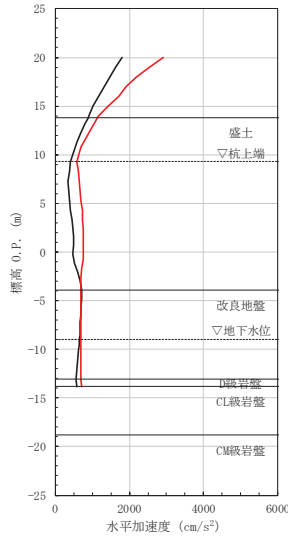


(S s - N 1 (- +))

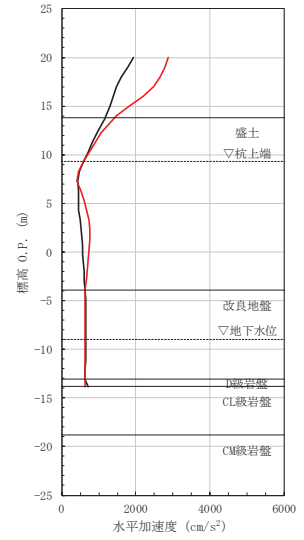
図 5-35 最大曲げモーメントの比較 (ケース 8)



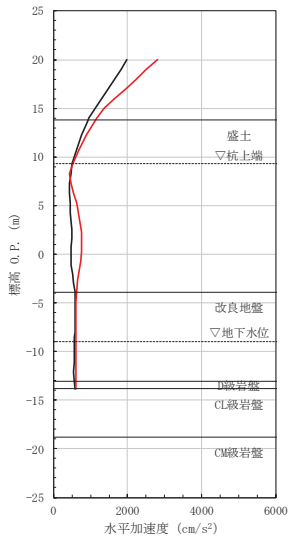
(S s - D 1 (+ +))



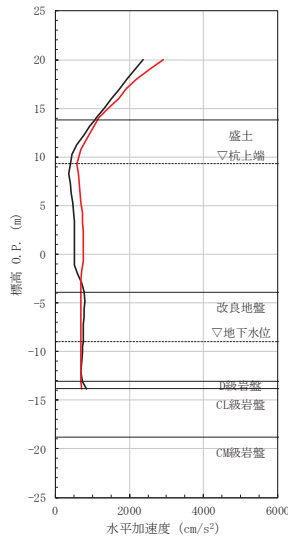
(S s - D 2 (+ +))



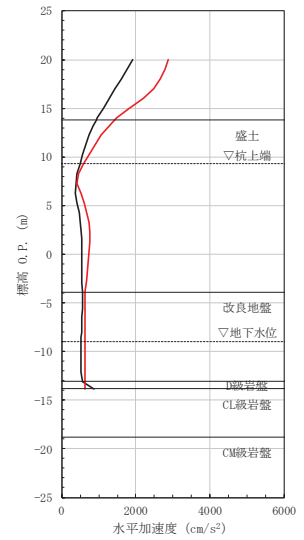
(S s - N 1 (+ +))



(S s - D 1 (- +))



(S s - D 2 (- +))



(S s - N 1 (- +))

図 5-36 最大水平加速度の比較 (ケース 8)

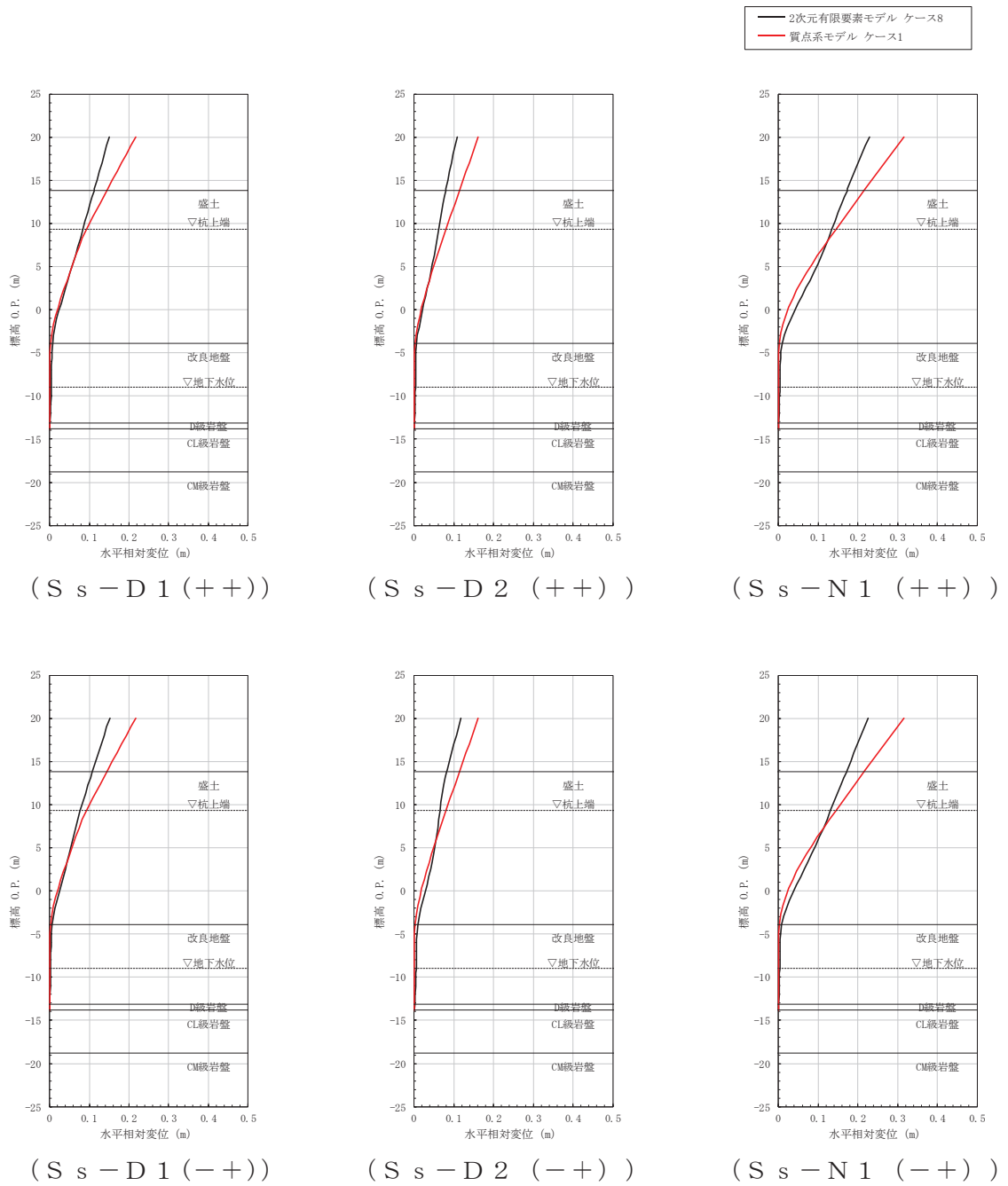


図 5-37 最大水平変位の比較 (ケース 8)

⑥ 防潮堤海側への地表面傾斜の影響確認（ケース 9）

断面②における最大せん断ひずみ分布図を図 5-38 に示す。

図 5-38 に示すとおり，防潮堤東側の盛土及び旧表土の最大せん断ひずみは，有効応力解析の方が大きく液状化の影響があると考えられるが，防潮堤西側（陸側）の最大せん断ひずみは，分布の違いはあるが，ひずみレベルは同等であること，防潮堤海側に比べ敷地側では有意なせん断ひずみが発生していないことから，液状化の影響を含め，防潮堤海側の地表面傾斜の影響は敷地側には及ばず，モデル化による影響はないと考えられる。

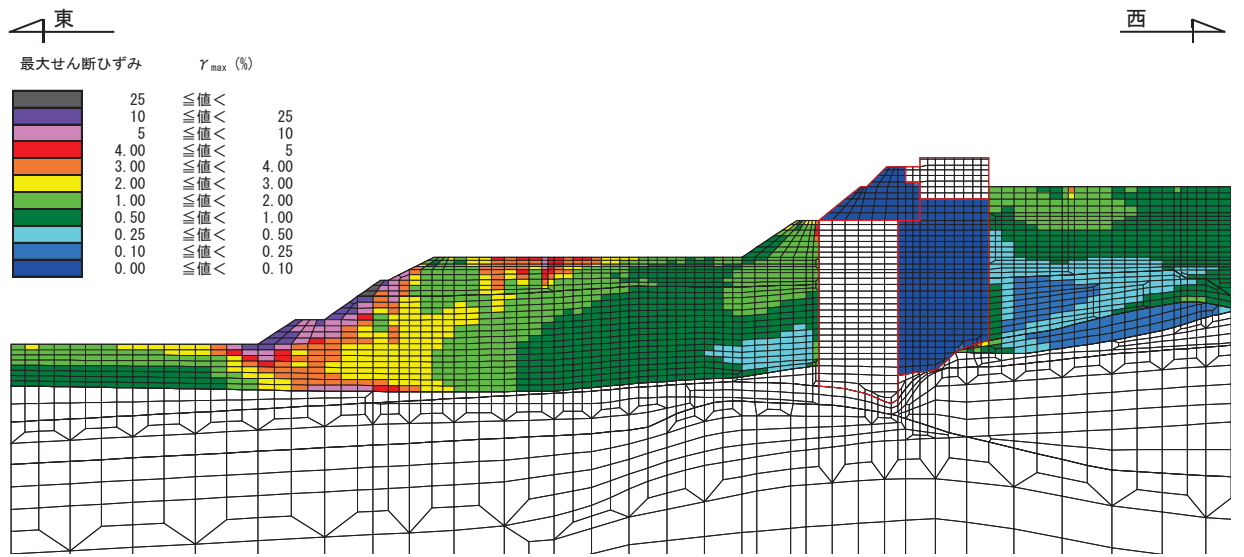


図 5-38 (1) 最大せん断ひずみ分布図 (S_s-D2 (—)) : 全応力解析

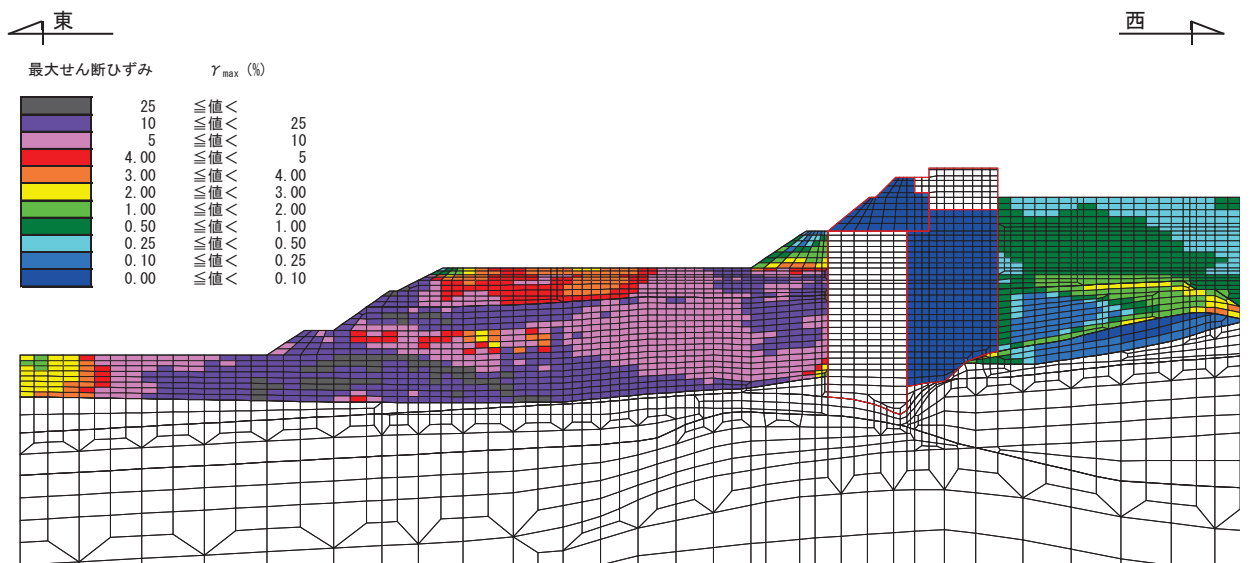


図 5-38 (2) 最大せん断ひずみ分布図 (S_s-D2 (—)) : 有効応力解析

6. 斜面部や岩盤不陸部における解析手法の妥当性検討【検討4】

【検討4】では，【検討1】～【検討3】で地盤改良工を考慮した場合の地盤改良幅の妥当性や側方地盤の液状化の影響，隣接構造物による影響等について，解析手法の妥当性を検討したが，地盤改良を施工しない第2号機放水立坑岩盤部のうち岩盤斜面の影響を受ける可能性のある断面や第3号機放水立坑盛土部（地下水位が岩盤以深）のうち岩盤不陸部について，解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性を確認する。

岩盤部のうち斜面の影響が想定される第2号機放水立坑の南面及び東面の地質分布を図6-1に，盛土部のうち岩盤の不陸の影響が想定される第3号機放水立坑北面の地質分布を図6-2に示す。

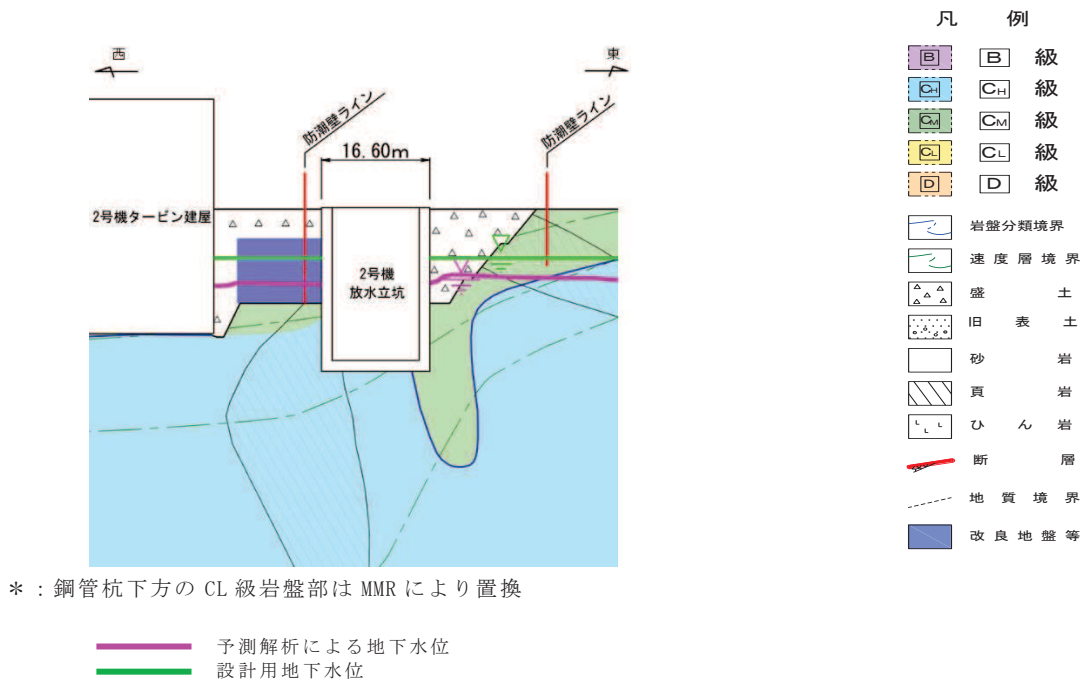
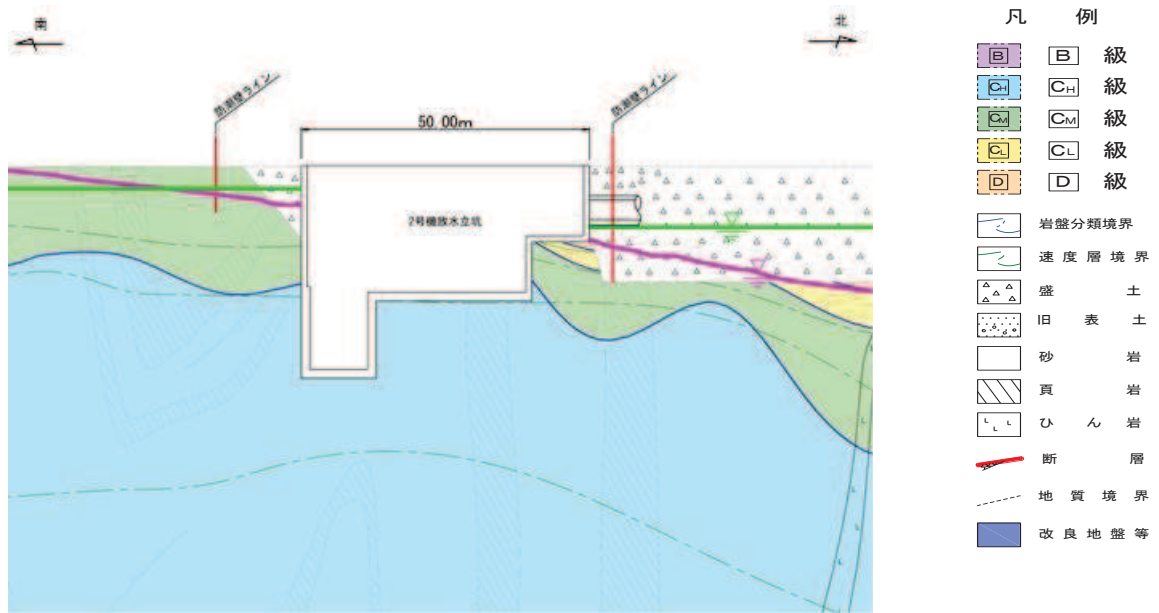


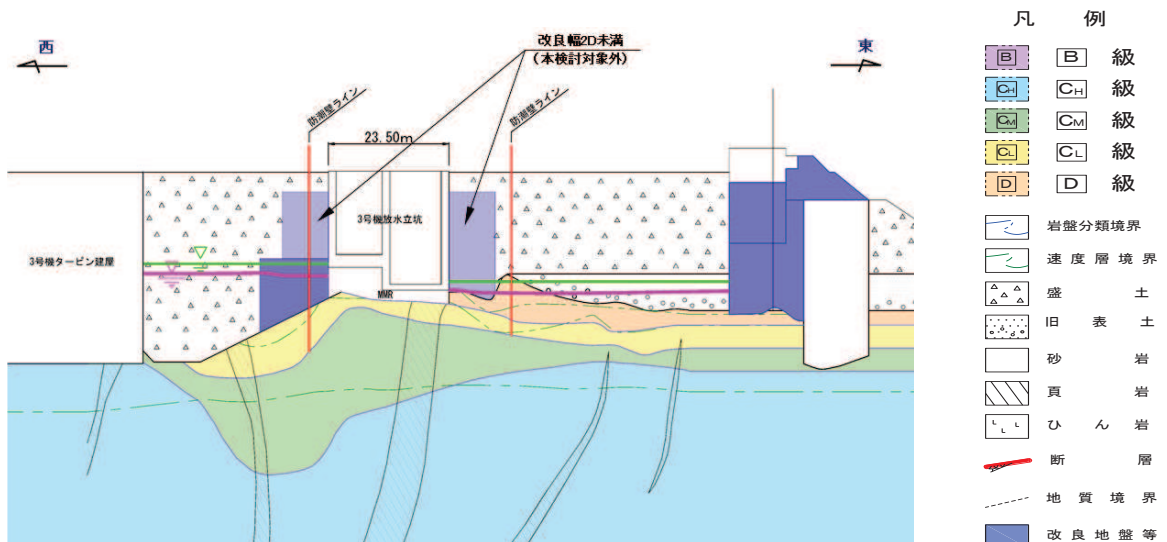
図 6-1 (1) 第 2 号機放水立坑の地質分布
 (⑦-⑦' 断面)



* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
— 設計用地下水位

図 6-1 (2) 第 2 号機放水立坑の地質分布
(⑧-⑧' 断面)



* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
— 設計用地下水位

図 6-2 第 3 号機放水立坑の地質分布
(⑩-⑩' 断面)

6.1 岩盤斜面部（第2号機放水立坑）

岩盤斜面形状の影響について、構造物の応答へ与える影響と杭側方の地盤抵抗の低減の影響を考慮する。

なお、岩盤斜面形状の考慮にあたり、第2号機放水立坑が、躯体の半分程度が岩盤内に埋め込まれている箇所があること、並びに躯体周辺における盛土が躯体下端位置付近にある箇所は、防潮壁の安定性に影響を及ぼさないよう、躯体周辺に地盤改良体を構築することによって躯体の耐震性が向上することから、地震時において大規模な損壊に至り機能が失われるような事象は想定しにくいものの、検討断面位置においては、岩盤側方には地盤改良が分布しないことから、本検討においては、保守的に第2号機放水立坑が大規模損壊した場合を仮定し、躯体を空虚と見なすとともに、躯体側方の盛土についても無いものとして検討する。

① 斜面形状の有無による地盤応答の影響

岩盤斜面部による影響については、斜面形状の有無を考慮した二次元モデルでの応答値の比較を行う。岩盤部につき、構造物の応答に支配的となる上部工の加速度応答について整理する。なお、斜面とより近接している⑦-⑦'断面の東面の形状に基づき検討用モデルの斜面形状をモデル化する。

評価用モデルを図6-3に、応答値の抽出位置を図6-4に、抽出した加速度応答スペクトルの比較結果を図6-5に示す。

検討の結果より、岩盤部につき上部工の応答が支配的である固有周期帯（0.102s）においては、斜面形状を考慮した場合の地盤応答の違いについては、設計上有意な影響はないと判断される。

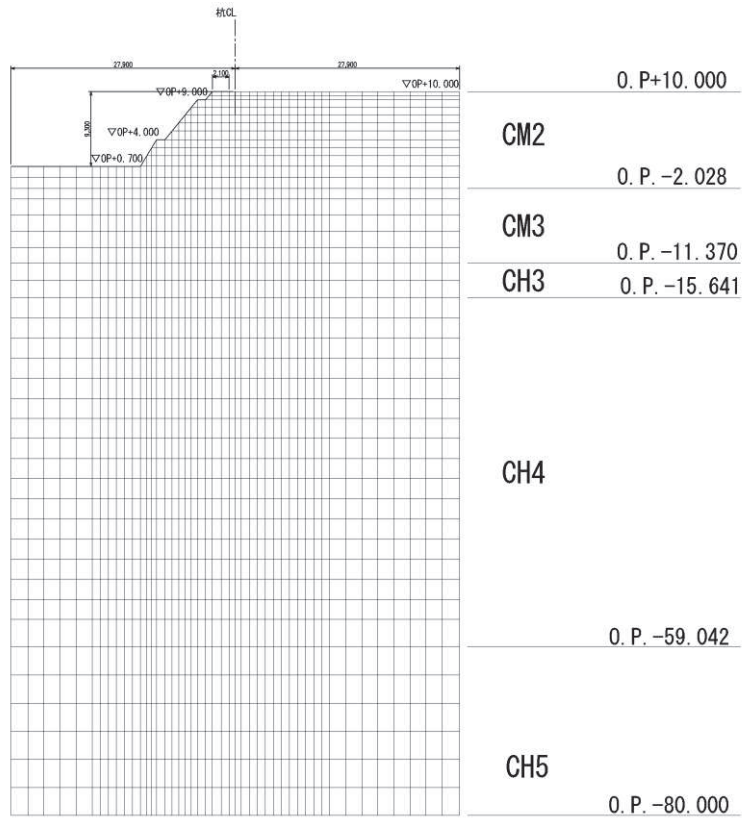
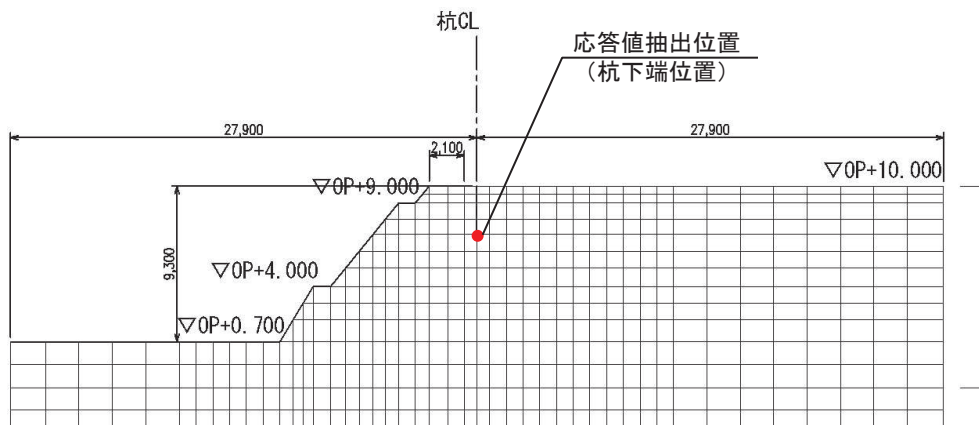
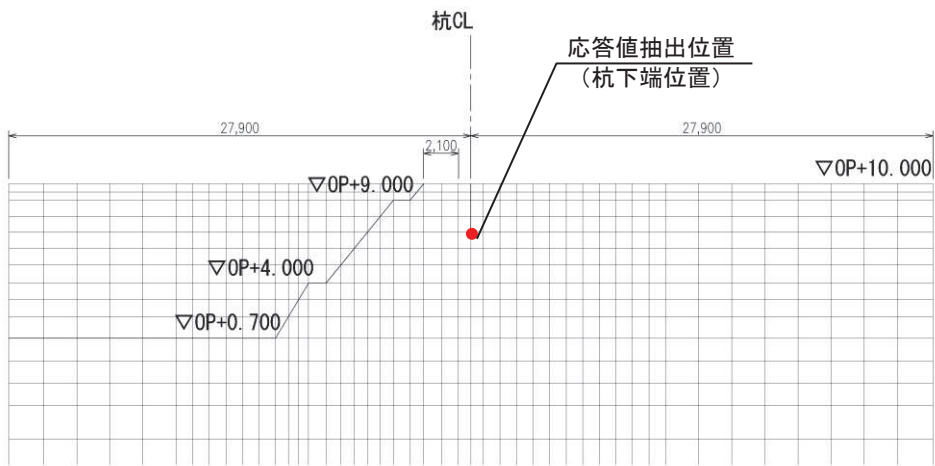


図 6-3 評価用モデル



(斜面形状有り)



(斜面形状無し)

図 6-4 応答値の抽出位置

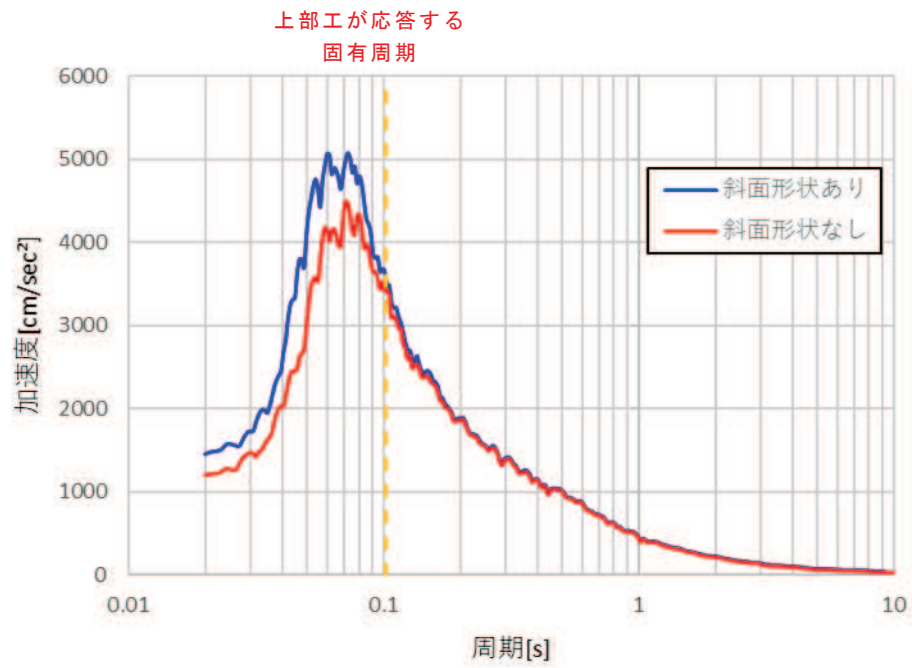
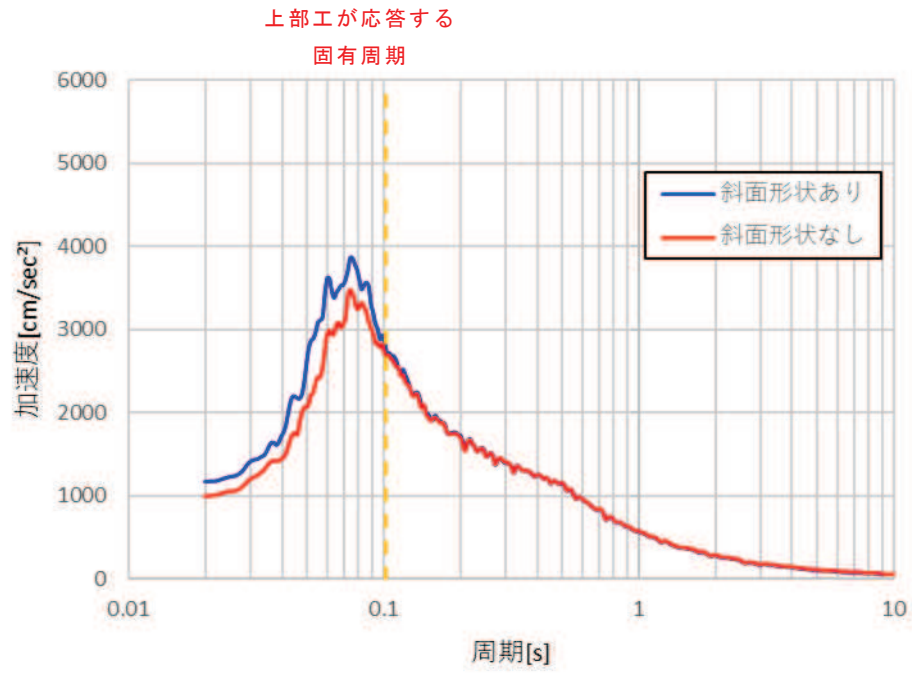


図 6-5 杭下端位置における加速度応答スペクトルの比較
(モデル全体へ入力する加速度の比較)

② 地盤ばねの低下による応答値への影響

影響評価は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」に示される斜面上の基礎における水平地盤反力係数の補正方法に基づき、地盤ばね剛性を低減させた場合の影響評価を行う。影響評価は上部工・下部工の観点から鋼製支柱及び鋼管杭の曲げ・軸力系を代表に確認する。

斜面上の基礎の水平地盤反力係数の補正方法を図 6-6 に、地盤ばねの補正を考慮した場合の応答値の評価結果を表 6-1～表 6-2 に示す。

この結果より、保守的に躯体損壊を想定して斜面側方が空虚となり水平抵抗の低減を考慮した場合においても、応答値は許容限界以内に収まることを確認した。

斜面上の基礎の地盤反力係数は、基礎前面における地盤が有限であり水平地盤に比べて小さな値をとると考えられる。このため、式（解 15.5.1）に示すように式（解 15.5.2）により算出される補正係数 $\alpha_{H\theta}$ を乗じて水平方向地盤反力係数を低減する。

$$\left. \begin{array}{ll} \alpha_{H\theta}=0 & (0 \leq \alpha_H < 0.5) \\ \alpha_{H\theta}=0.3 \log_{10} \alpha_H + 0.7 & (0.5 \leq \alpha_H < 10) \\ \alpha_{H\theta}=1.0 & (10 \leq \alpha_H) \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{(解 15.5.2)}$$

ここに、

$\alpha_{H\theta}$: 斜面の影響による水平方向地盤反力係数に関する補正係数

α_H : 斜面までの水平土かぶり αH と基礎径 D の比

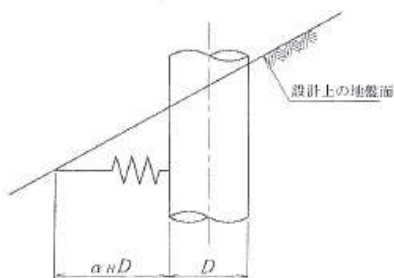


図-解 15.5.1 斜面までの水平土かぶり αH と基礎径 D の比 α_H

深礎基礎では杭基礎と同様に、杭中心間隔が小さい場合に群杭効果の影響を考慮する必要がある。ただし、斜面上に建設される基礎であることから、水平地盤の杭基礎に比べて隣接杭の影響による低減の度合いを厳しく評価する必要がある。このため、杭中心間隔が基礎径の 5 倍未満で複数列配置となる場合を対象に、式（解 15.5.1）に示すように式（解 15.5.3）により算出される補正係数 μ を乗じて水平方向地盤反力係数を低減する。

$$\mu = \frac{1}{6} \sqrt{\left(\frac{P_1}{D} + 1\right) \left(\frac{P_2}{D} + 1\right)} \dots\dots\dots \text{(解 15.5.3)}$$

ここに、

μ : 隣接杭の影響による水平方向地盤反力係数に関する補正係数

P_1 : 荷重直角方向に隣接する杭の中心間隔 (m)

P_2 : 荷重方向に隣接する杭の中心間隔 (m)

D : 基礎径 (m)

図 6-6 斜面上の基礎の水平地盤反力係数の補正方法

(「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」)

表 6-1 鋼製支柱の照査結果（曲げ・軸力の破壊）

検討 ケース	地震動	発生断面力		発生応力度 (kN/m ²)	許容値 (kN/m ²)	照査値
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ばね値低減 無し	S s - D 2 (++)	1431	3291	238	382	0.63
ばね値低減 あり		1758	3931	325		0.86

表 6-2 鋼管杭の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊）

検討 ケース	地震動	発生断面力		降伏曲げモーメント (kN・m)	照査値
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)		
ばね値低減 無し	S s - N 1 (++)	7226	1059	17754	0.41
ばね値低減 あり		8426	823	17840	0.48

6.2 岩盤不陸部（第3号機放水立坑）

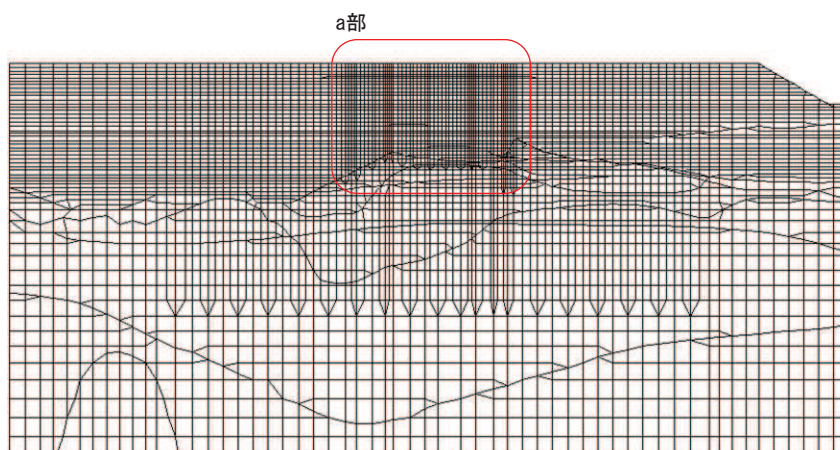
岩盤不陸部の影響についても、6.1 岩盤斜面部（第2号機放水立坑）同様に影響を確認する。なお、第3号機放水立坑については、仮に放水立坑が大規模損壊した場合を想定したとしても、防潮壁の安定性に影響を及ぼさないよう、躯体周辺に地盤改良体を構築することとしており、その改良体の安定性については、参考資料8に示すとおり、確認している。よって、側方抵抗に対しての影響は無いものと想定される。

したがって、岩盤不陸部については構造物へ与える応答の影響について評価する。盛土部につき下部工及び上部工それぞれへの影響の観点で整理する。検討は隣接する鋼板断面⑧における照査値が厳しい鋼管杭に着目し、照査値が厳しい上位2波（ $S_s - N1$ 及び $S_s - D1$ ）について検討する。なお、放水立坑躯体については、前述のとおり地震時において大規模な損壊に至り機能が失われるような事象は想定しにくいいため、本検討においては、放水立坑部は盛土と見なして検討する。

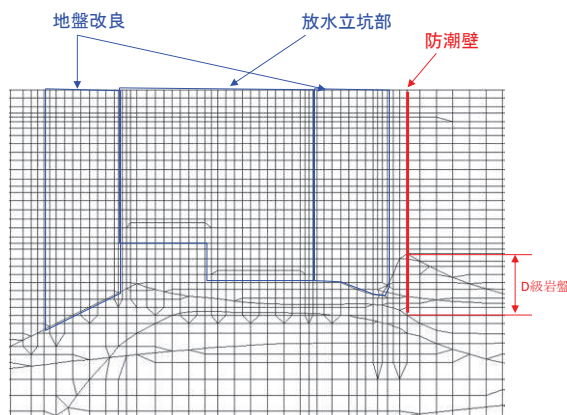
検討用モデルの概要を図6-7に示す。

(西)

(東)

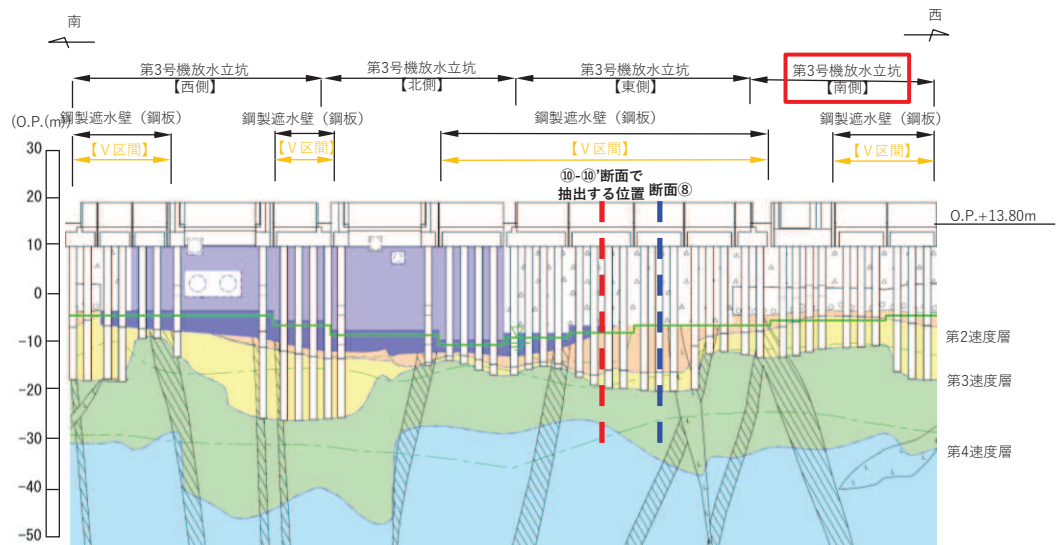


(10-10' 断面)

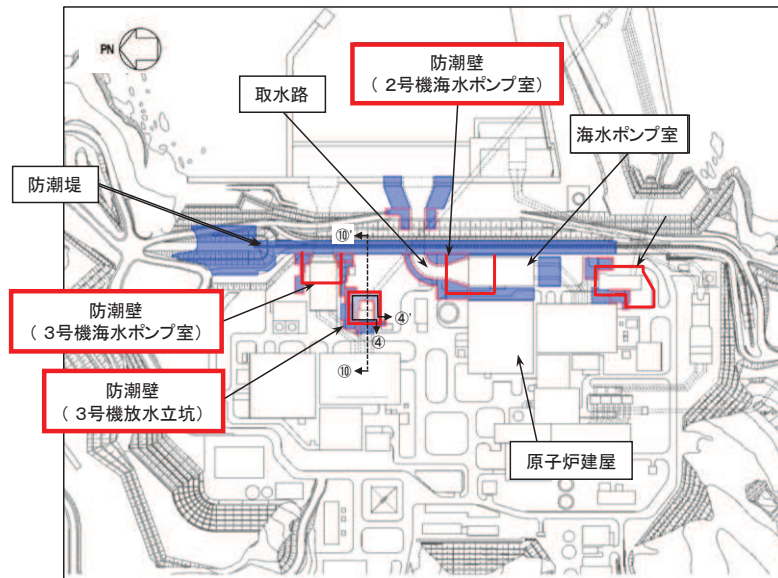


(a部拡大)

図6-7(1) 検討用モデルの概要



(④-④'断面)



(全体配置図)

図 6-7(2) 検討用モデルの概要

① 下部工への影響

下部工に作用する地盤応答の影響を確認するため、一次元地震応答解析と岩盤の不陸を考慮した二次元地震応答解析における地盤応答を用いた地震応答解析（質点系モデル）を実施し、鋼管杭の断面力を比較する。

鋼管杭の曲げモーメント及びせん断力の照査結果を表 6-3 に示す。この結果より、一次元地震応答解析と岩盤の不陸を考慮した二次元地震応答解析において、構造物に生じる断面力に有意な差は無く、構造健全性への有意な影響はないものと判断される。

表 6-3(1) 鋼管杭に生じる断面力の比較（曲げ・軸力系の破壊）

検討 ケース	地震動	発生断面力		降伏曲げモーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
		曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
一次元 地震応答解析	S s - D 1 (++)	6406	1361	21210	0.30
二次元 地震応答解析		5985	3303	20511	0.29
一次元 地震応答解析	S s - N 1 (++)	8278	1011	21337	0.39
二次元 地震応答解析		6852	802	21412	0.32

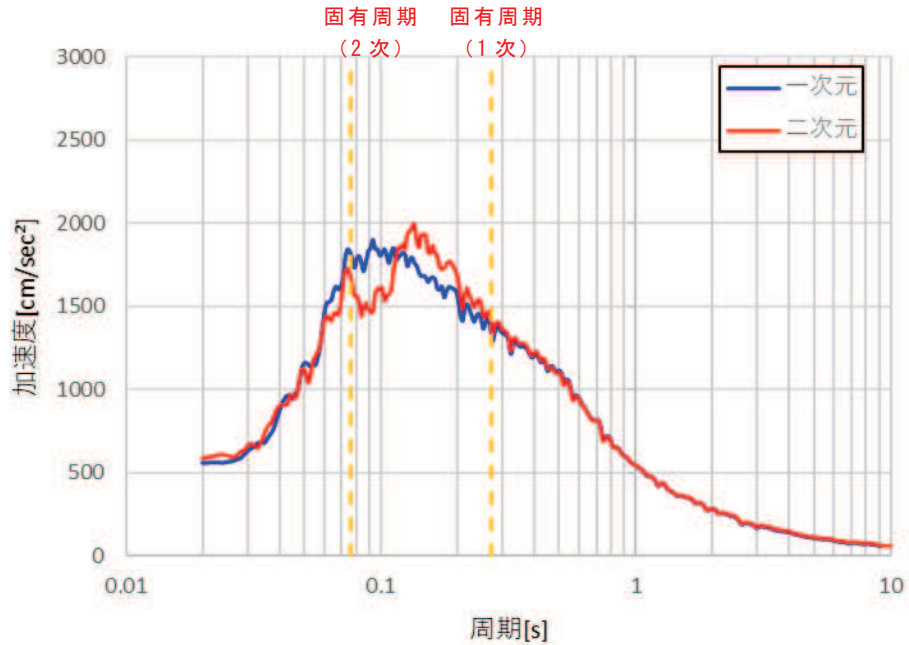
表 6-3(2) 鋼管杭に生じる断面力の比較（せん断破壊）

検討 ケース	地震動	発生断面力	せん断応力度 (kN/mm ²) (a)	許容限界(b) (kN/mm ²)	照査値 (a/b)
		せん断力 (kN)			
一次元 地震応答解析	S s - D 1 (++)	1297	10	255	0.04
二次元 地震応答解析		1726	13	255	0.05
一次元 地震応答解析	S s - N 1 (++)	1756	12	255	0.05
二次元 地震応答解析		1573	12	255	0.05

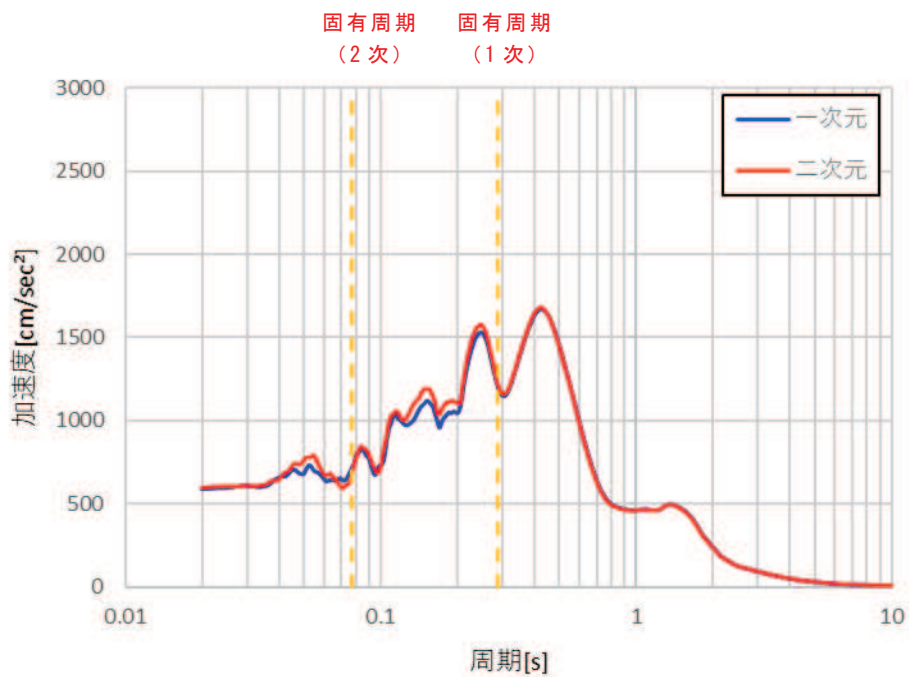
② 上部工への影響

上部工に作用する地盤応答として、フーチング下端部位置における加速度応答スペクトルを図6-8に示す。ここで、固有周期については、固有値解析の結果より一次モードと上部工がより応答する二次モードを示している。

検討の結果より、一次元と二次元を比較して、大きな差異はないことから断面力への影響も軽微で照査値に有意な影響は生じないものと判断される。



(S s - D 1)



(S s - N 1)

図 6-8 杭下端位置における加速度応答スペクトルの比較

7. フーチングー地盤間の相互作用の影響について【検討 5】

7.1 検討方針

フーチング側面の地盤との相互作用については、道路橋示方書の考え方を参考に、耐震設計上の地盤面をフーチング底面とし、相互作用を考慮しないモデルとする。道路橋示方書においては、「杭基礎の様に基礎全体におけるフーチング重量の影響が大きいような場合には、基礎の耐震設計上はフーチングの慣性力の影響を考慮しておくことが望ましい」との記載があり、これを踏まえた考え方である。図 7-1 に道路橋示方書の耐震設計上の地盤面の概念図を示す。

なお、上記の考え方は道路橋のように上部工全体重量が大きい構造物を対象とした設計体系であり、鋼板部のように鋼材で比較的軽量な上部工を有する構造の場合における適用性については確認する必要がある。

ここで、【検討 1～3】において、上記モデルによる質点系モデルの構造物の応答とフーチング側面の地盤との相互作用を考慮した FEM モデル（有効応力解析）による構造物の応答との比較を行い、構造物の応答値（加速度、曲げモーメント、変位）よりも質点系モデルによる応答値の方が保守的な結果を示していることを確認しており、フーチング側面の地盤との相互作用については考慮しないモデルにおいて、保守性を有する設定であることを確認している。

ただし、【検討 1～3】に用いたモデルは標準的な鋼製遮水壁（鋼板）をベースとしており、第 2 号機海水ポンプ室に設置する鋼製遮水壁（鋼桁）の鋼桁 1 等、地中構造物との干渉を避けるために杭の間隔が広い断面では、鋼管杭に対するフーチング長さの比が大きくなっているため、別途妥当性を確認する必要がある。

よって、【検討 5】では、鋼製遮水壁（鋼桁）等の杭に対するフーチング長さの比が大きい場合における、フーチング側面の地盤との相互作用の影響について確認する。

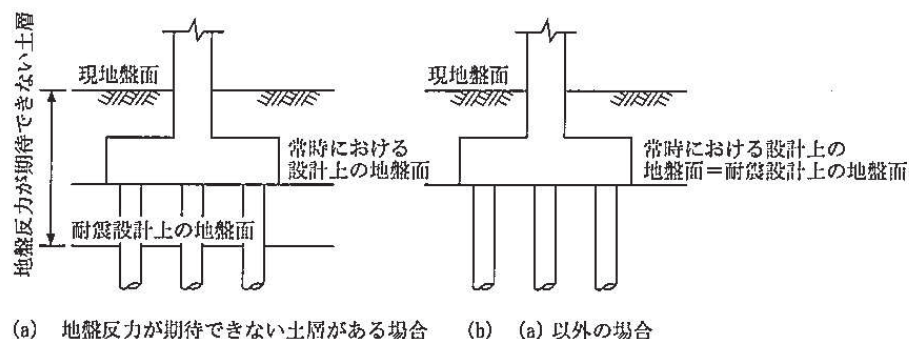


図-解 4.6.1 橋脚における耐震設計上の地盤面

図 7-1 道路橋示方書における耐震設計上の地盤面の考え方
(道路橋示方書 V 耐震設計編 (H14) 抜粋)

7.2 検討用モデル

検討用モデルは、「4.2 検討用モデル」に準じ、杭に対するフーチング長さの比が大きい場合における、フーチング側面の地盤との相互作用の影響について確認することを目的に、相互作用を考慮する場合と考慮しない場合を比較するためのモデル設定を行う。

検討は、フーチング長さ3mの場合【STEP1】とフーチング長さ10mの場合【STEP2】として実施する。なお、【STEP2】において、質点系モデルとの直接の比較結果は、含まれていないが、3. 検討結果にて後述するとおり、【STEP1】において質点系モデルと FEM モデル（相互作用無し）の構造物の応答は概ね一致していることから、FEM モデルにおける相互作用有り・無しでの比較をもって妥当性の判断は可能と考えられる。

検討フローを図 7-2 に、検討ケース一覧を表 7-1 に、検討ケースの概要を図 7-3 に示す。

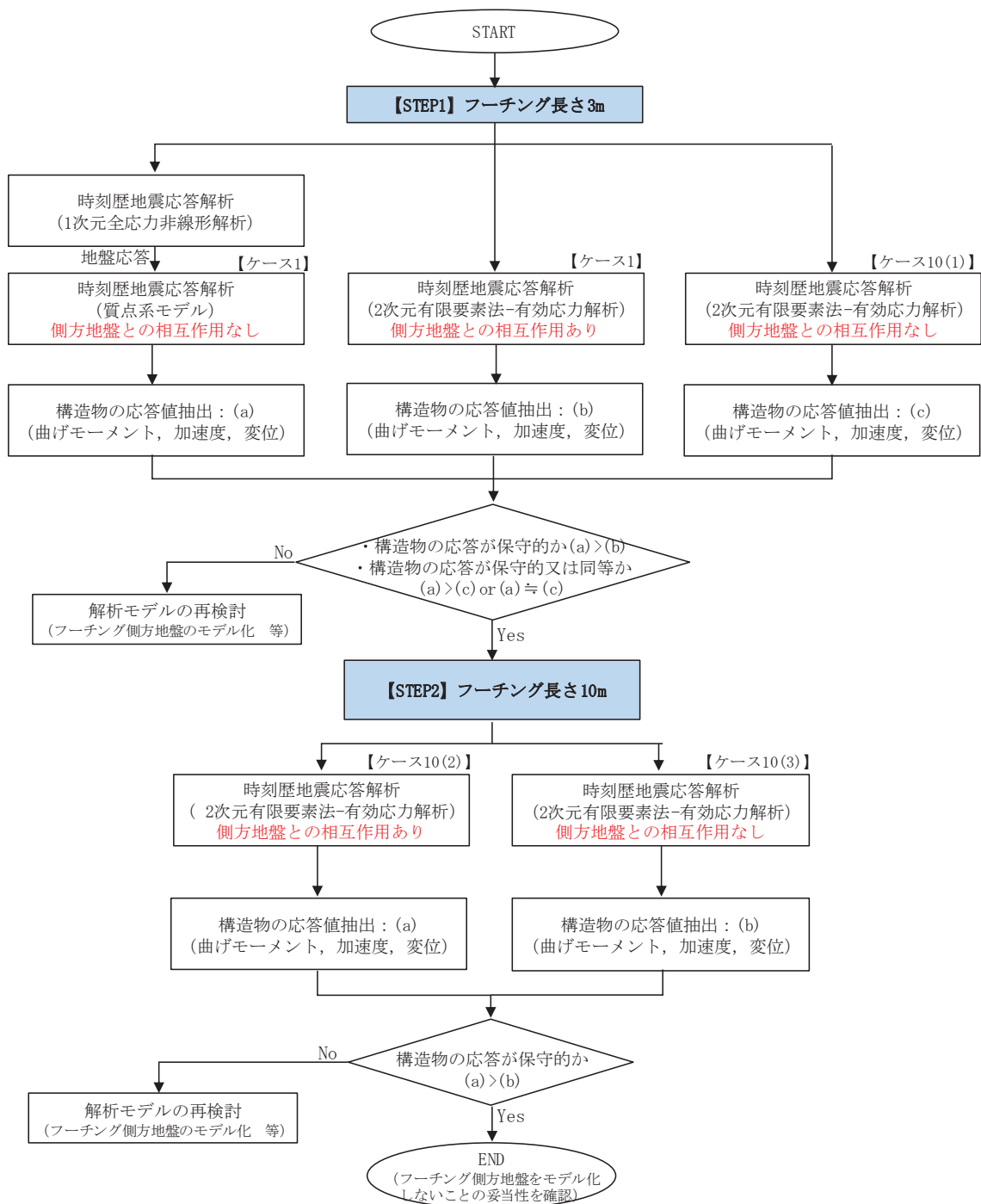


図 7-2 検討フロー (検討 5)

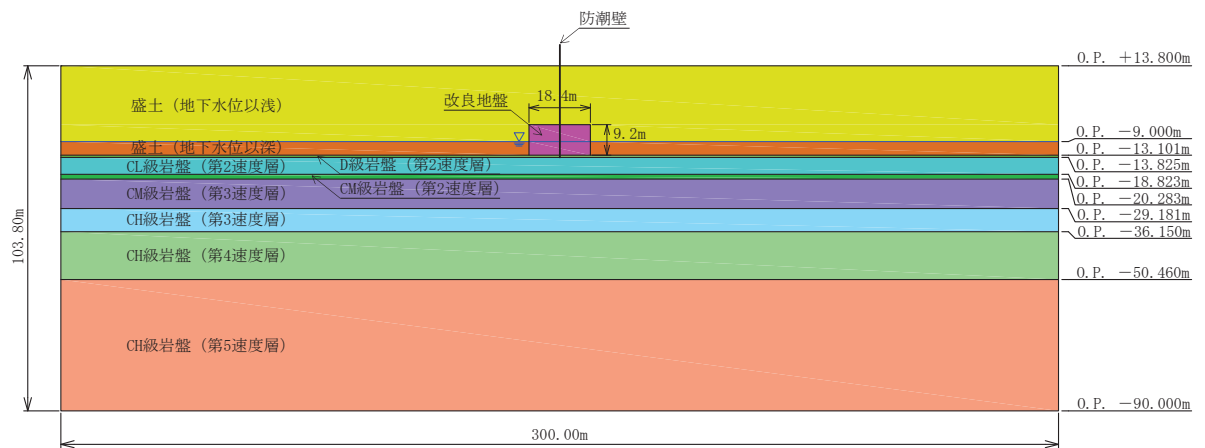
表 7-1 検討ケース一覧 (検討 5)

解析ケース		解析条件		
		フーチング長さ	側方地盤との相互作用	
【検討 2】	ケース 1 (基本ケース 1) 【改良高さ 9.2m】	3m	相互作用有り	
【検討 5】	ケース 10 (フーチング側面部の 相互作用の影響確認) 【改良高さ 9.2m】	(1) *1	3m	相互作用無し*3
		(2) *2	10m	相互作用有り
		(3) *2	10m	相互作用無し*3

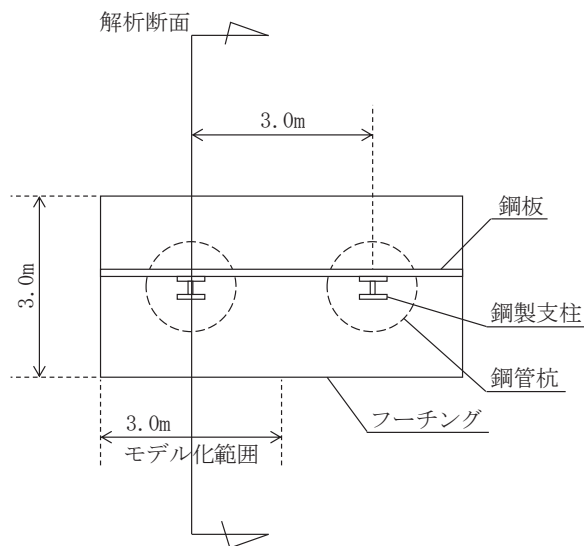
注記 * 1 : 標準的な仕様 (フーチング長さ 3m) であるケース 1 に対して, 地盤とフーチング間の相互作用を考慮しない場合の影響確認を目的としたケース

* 2 : ケース 1 に対してフーチン長さを 10m とした場合における地盤とフーチング間の相互作用の有無の影響確認を目的としたケース

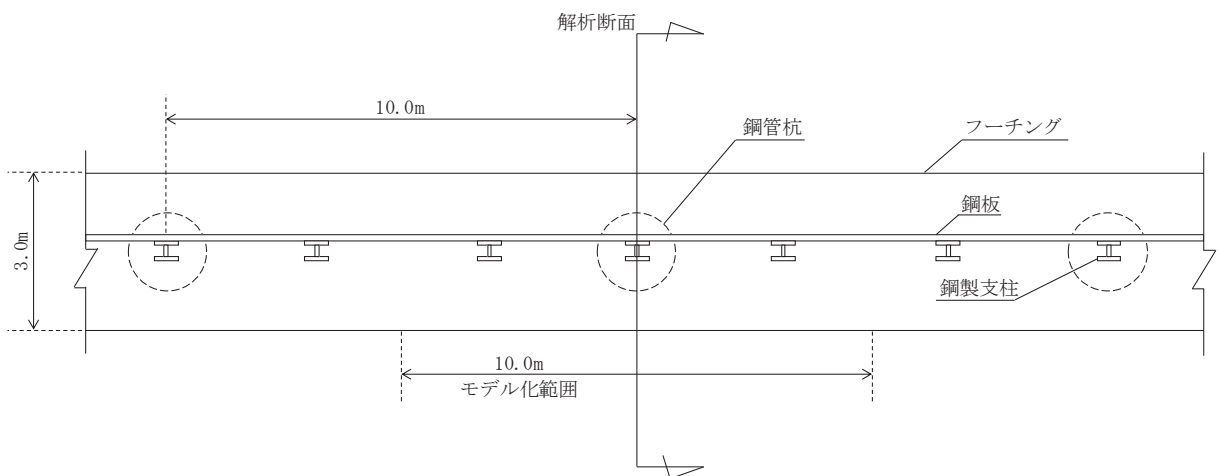
* 3 : フーチング側部のジョイント要素を非考慮とし, 地盤との境界条件をフリーとする。



(検討モデルの概要)



(奥行方向のモデル概念：フーチング幅 3m (ケース 1, ケース 10(1)))



(奥行方向のモデル概念：フーチング幅 10m (ケース 10(2), 10(3)))

図 7-3 検討ケースの概要

7.3 検討結果

質点系モデルによる応答結果及び二次元有限要素モデルによる応答結果について、鋼管杭の最大曲げモーメントと上部工の最大水平加速度及び最大水平変位の比較を表 7-2～表 7-7 に、最大曲げモーメントと最大水平加速度及び最大水平変位の深度方向の分布を図 7-4～図 7-9 に示す。なお、検討地震動については、質点系モデルにおいて主に下部工の観点で杭体に発生する最大曲げモーメントが大きい $S_s - N1$ を、上部工の観点で鋼板等の断面力が大きい $S_s - D1$ 及び $S_s - D2$ を選定した。

【STEP1】として、フーチング長さ 3m の場合について、耐震評価に用いている質点系モデルの応答（フーチング側方地盤との相互作用なし）と FEM モデルの応答（フーチング側方地盤との相互作用あり・なし）の比較を行った結果、同じ FEM モデルの条件下において、相互作用を考慮しないケース 10(1)の方が、ケース 1 に比べ構造物の応答が保守的となった。また、相互作用を考慮しない質点系モデルのケース 1 と FEM モデルのケース 10(1)は、最大応答値の分布傾向が概ね近似しており、やや質点系モデルの方が保守的な結果となっている。

その上で、【STEP2】として、フーチング長さ 10m の場合について、FEM モデルの応答（フーチング側方地盤との相互作用あり・なし）の比較を行った結果、【STEP1】同様、相互作用を考慮しないケース 10(3)の方が、考慮するケース 10(2)に比べ構造物の応答が保守的となった。

以上より、鋼製遮水壁（鋼桁）等の杭に対するフーチング長さが長い場合も含め、フーチング側面の地盤との相互作用の影響について考慮しない場合の方が保守的な応答を得ることを確認した。

表 7-2 最大曲げモーメントの比較【STEP1】

地震動	最大曲げモーメント (単位: kN・m/本)		
	質点系モデル	FEM モデル	
	フーチング長さ 3m		
	相互作用なし	相互作用あり	相互作用なし
	ケース 1	ケース 1	ケース 10(1)
S s - D 1	15309	11707	11707
S s - D 2	14594	8527	8995
S s - N 1	<u>17586</u>	<u>15176</u>	<u>15863</u>

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

表 7-3 最大水平加速度の比較【STEP1】

地震動	最大水平加速度 (単位: cm/s ²)		
	質点系モデル	FEM モデル	
	フーチング長さ 3m		
	相互作用なし	相互作用あり	相互作用なし
	ケース 1	ケース 1	ケース 10(1)
S s - D 1	2808	1619	2463
S s - D 2	<u>2911</u>	<u>1840</u>	2283
S s - N 1	2871	1705	<u>2733</u>

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

表 7-4 最大水平変位の比較【STEP1】

地震動	最大水平変位 (単位: m)		
	質点系モデル	FEM モデル	
	フーチング長さ 3m		
	相互作用なし	相互作用あり	相互作用なし
	ケース 1	ケース 1	ケース 10(1)
S s - D 1	0.217	0.166	0.220
S s - D 2	0.161	0.114	0.155
S s - N 1	<u>0.317</u>	<u>0.213</u>	<u>0.290</u>

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

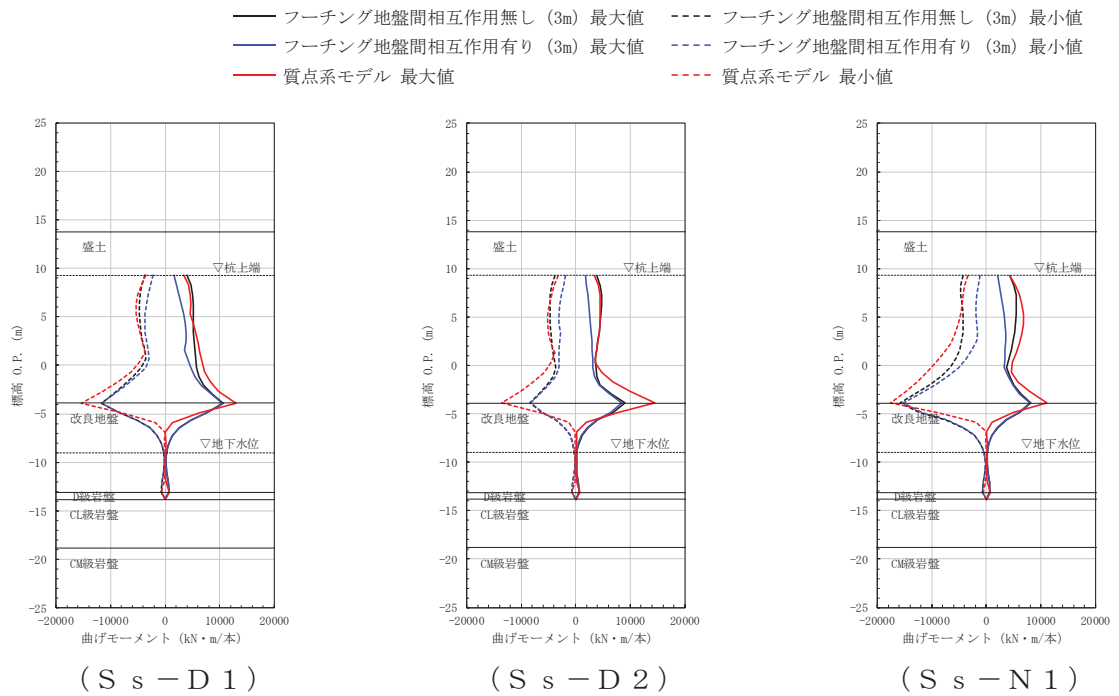


図 7-4 最大曲げモーメントの比較【STEP1】

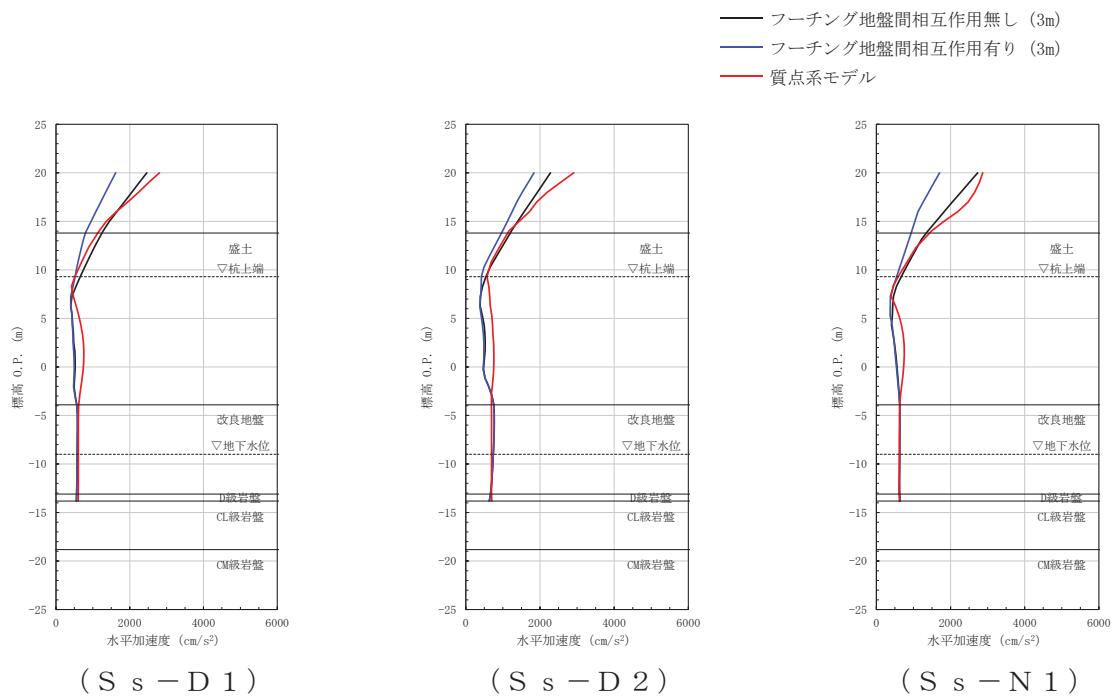


図 7-5 最大水平加速度の比較【STEP1】

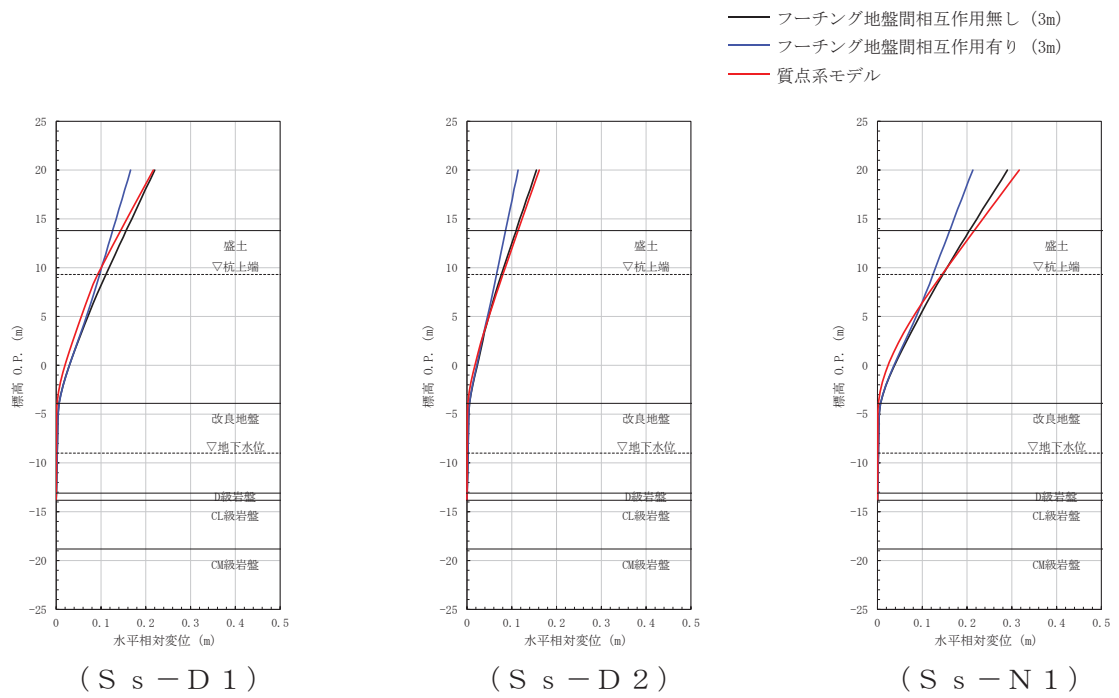


図 7-6 最大水平変位の比較【STEP1】

表 7-5 最大曲げモーメントの比較【STEP2】

地震動	最大曲げモーメント (単位 : kN・m/本)	
	FEM モデル	
	フーチング長さ 10m	
	相互作用あり	相互作用なし
	ケース 10(2)	ケース 10(3)
S s - D 1	13470	19110
S s - D 2	10130	17530
S s - N 1	<u>17930</u>	<u>22280</u>

注 : 下線は各ケースの最大値を示す。

表 7-6 最大水平加速度の比較【STEP2】

地震動	最大水平加速度 (単位 : cm/s ²)	
	FEM モデル	
	フーチング長さ 10m	
	相互作用あり	相互作用なし
	ケース 10(2)	ケース 10(3)
S s - D 1	1860	2836
S s - D 2	<u>2165</u>	2886
S s - N 1	1886	<u>3126</u>

注 : 下線は各ケースの最大値を示す。

表 7-7 最大水平変位の比較【STEP2】

地震動	最大水平変位 (単位 : m)	
	FEM モデル	
	フーチング長さ 10m	
	相互作用あり	相互作用なし
	ケース 10(2)	ケース 10(3)
S s - D 1	0.161	0.326
S s - D 2	0.113	0.283
S s - N 1	<u>0.210</u>	<u>0.462</u>

注 : 下線は各ケースの最大値を示す。

— フーチング地盤間相互作用無し (10m) 最大値 - - - フーチング地盤間相互作用無し (10m) 最小値
 — フーチング地盤間相互作用有り (10m) 最大値 - - - フーチング地盤間相互作用有り (10m) 最小値

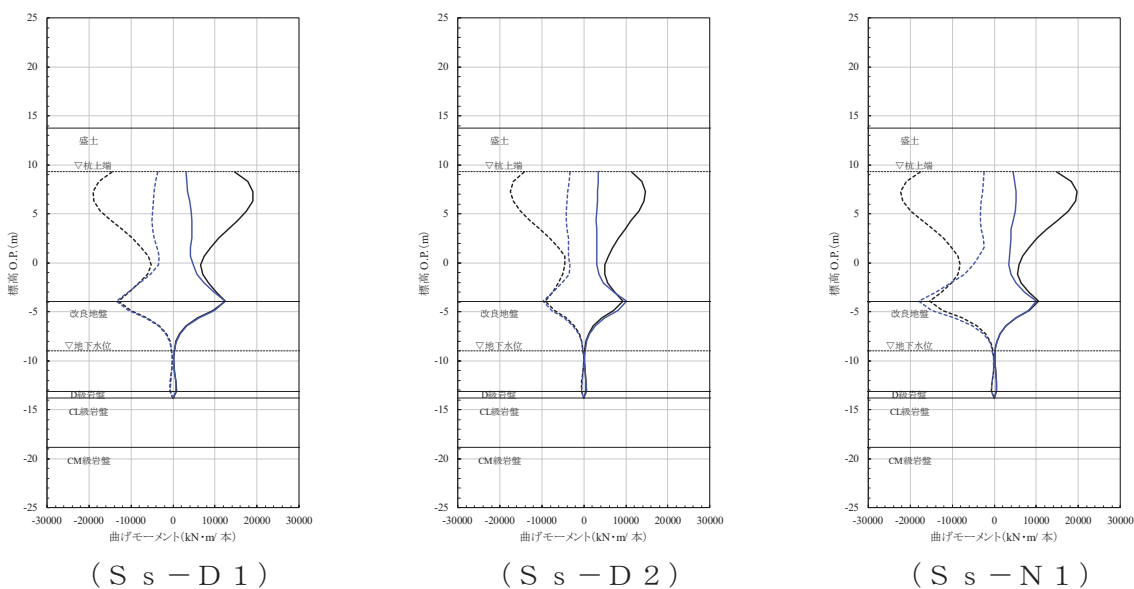


図 7-7 最大曲げモーメントの比較 【STEP2】

— フーチング地盤間相互作用無し (10m)
 — フーチング地盤間相互作用有り (10m)

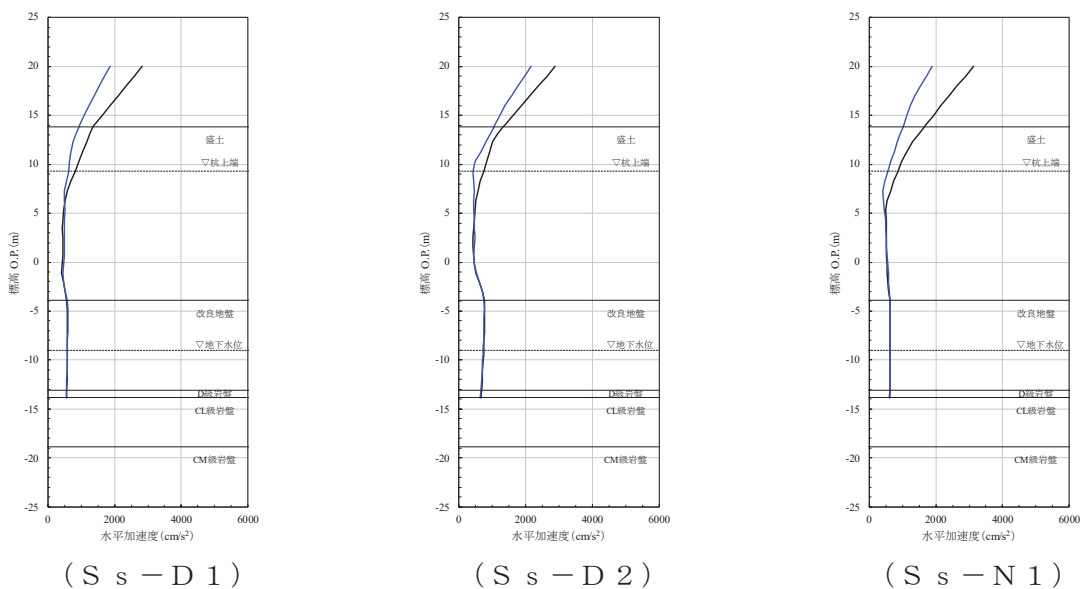
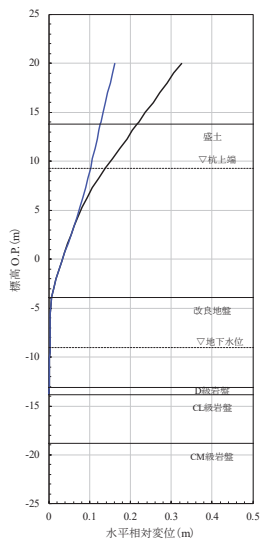
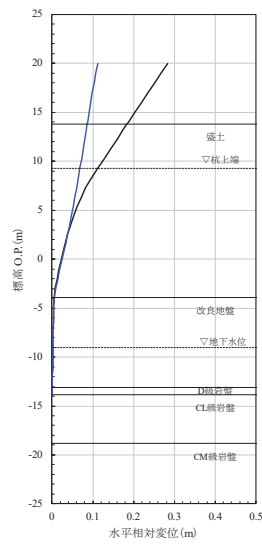


図 7-8 最大水平加速度の比較 【STEP2】

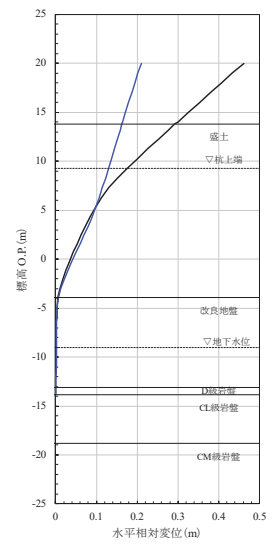
— フーチング地盤間相互作用無し (10m)
 — フーチング地盤間相互作用有り (10m)



(S s - D 1)



(S s - D 2)



(S s - N 1)

図 7-9 最大水平変位の比較 【STEP2】

8. 検討結果

地震応答解析に質点系モデルを用いること及びその入力用地盤応答に水平成層一次元地盤モデル（全応力解析）による地盤応答を入力することを基本方針としており、その前提として地盤改良幅の妥当性や側方地盤の液状化の影響、隣接構造物による影響等を把握する必要があるため、本資料では以下の検討を行った。

【検討 1】

変形抑制及び液状化対策を目的として実施する杭周辺の地盤改良について、有効*な地盤改良幅を確認するために、FEM モデル（有効応力解析）により地盤改良幅に応じた応答値の比較検討を実施する。

注記*：地盤改良外側に分布する液状化層の液状化等の影響を受けないこと

【検討 2】

検討 1 を踏まえ、全応力解析として有効な地盤改良幅を確保することを前提に、解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性を確認するために、FEM モデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析との解析結果（構造物の応答等）の比較を行う。

【検討 3】

検討 2 の妥当性検証として、物性値の不確かさや隣接効果の影響等について考慮したケースについて、それぞれの解析手法による解析結果（構造物の応答等）の比較を行う。

検討の結果を以下に示す。

- ・ 基礎杭周辺において地下水位以深の旧表土或いは盛土を地盤改良し、地盤改良幅を改良高さの 2 倍確保することで、周辺の液状化影響等が改良体の剛性により基礎杭に及ばないことを、FEM モデル（有効応力解析）により確認し、全応力解析による評価とすることの妥当性を確認した。（【検討 1】）
- ・ 検討 1 を踏まえ、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析手法について、FEM モデル（有効応力解析）による応答値の比較により、保守的な応答を得ることを確認した。（【検討 2】）
- ・ 検討 2 の結果を踏まえ、検討 2 のパラメータスタディとして、地盤改良体の幅や地下水位分布のばらつき、隣接構造物や岩盤傾斜の影響を考慮した FEM モデル（有効応力解析）との応答値の比較を行った。いずれの場合においても一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析手法から得られた応答は、FEM モデル（有効応力解析）の応答値と比べ、保守的又は同等の応答を得ることを確認し、一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析手法

は妥当な評価となることを確認した。（【検討3】）

以上より、一定の改良形状（高さ：D〔設計用地下水位+1m〕，幅：2D程度）を有することで、地盤改良体の改良幅の有限性や周辺地盤等の影響を考慮せず、水平成層一次元モデルで作成した地盤応答（全応力解析）を用いた質点系モデルによる地震応答解析を行うことは、本構造における耐震評価上概ね保守的な結果を得ており、地震応答解析手法として妥当であることを確認した。

また、【検討4】として、地盤改良を施工しない第2号機放水立坑岩盤部及び【検討1】～【検討3】の検討結果に包含されない、第2号機放水立坑（岩盤部）及び第3号機放水立坑（盛土部：地下水位が岩盤以深）のうち、岩盤斜面の影響や岩盤不陸の影響について、解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性の観点から2次元モデルを用いた影響検討を実施し、僅かな違いはあるものの、施設の健全性に影響のないレベルであることを確認した。

さらに、【検討5】として、質点系モデルの補足検討として、道路橋示方書の考え方を参考に、耐震設計上の地盤面をフーチング底面とし、相互作用を考慮しないモデルとすることの妥当性について、FEMモデル（有効応力解析）を用いてパラメータスタディを行い、相互作用を考慮しない場合の方が、杭に対するフーチング長さの比が大きい場合も含め、構造部に作用する応答値が保守的あるいは概ね同値となる設定であることを確認した。

9. 解析条件 (FEMモデル)

9.1 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動的有限要素法により、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を行う。

解析手法は、前述のとおり、側方地盤の液状化影響等の影響を考慮するため、地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析とする。

解析コードは「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。

地震応答解析手法の選定フローを図 9-1 に示す。

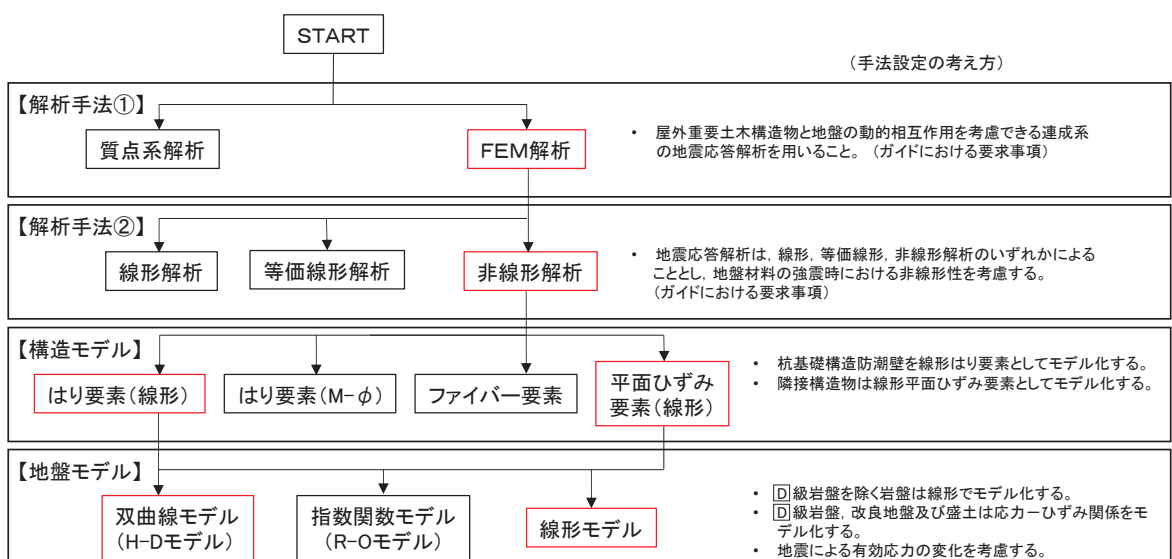


図 9-1 地震応答解析手法の選定フロー

9.2 解析モデル

各ケースの解析モデル図を図 9-2 に示す。

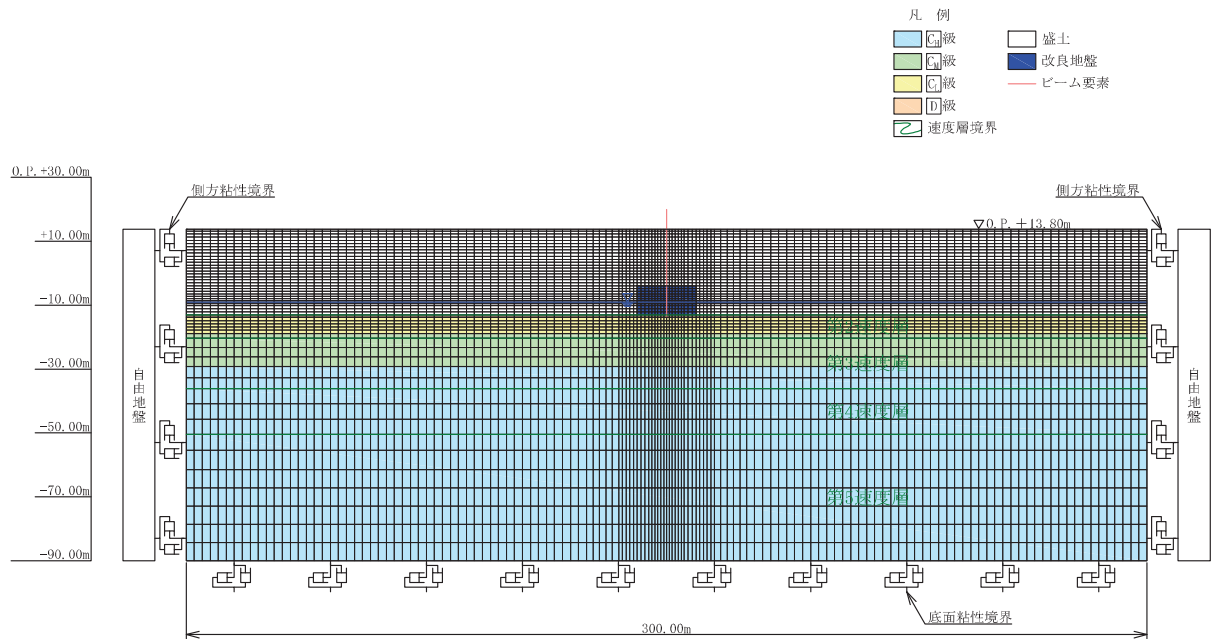


図 9-2(1) 検討用解析モデル

(ケース 1 (基本ケース 1))

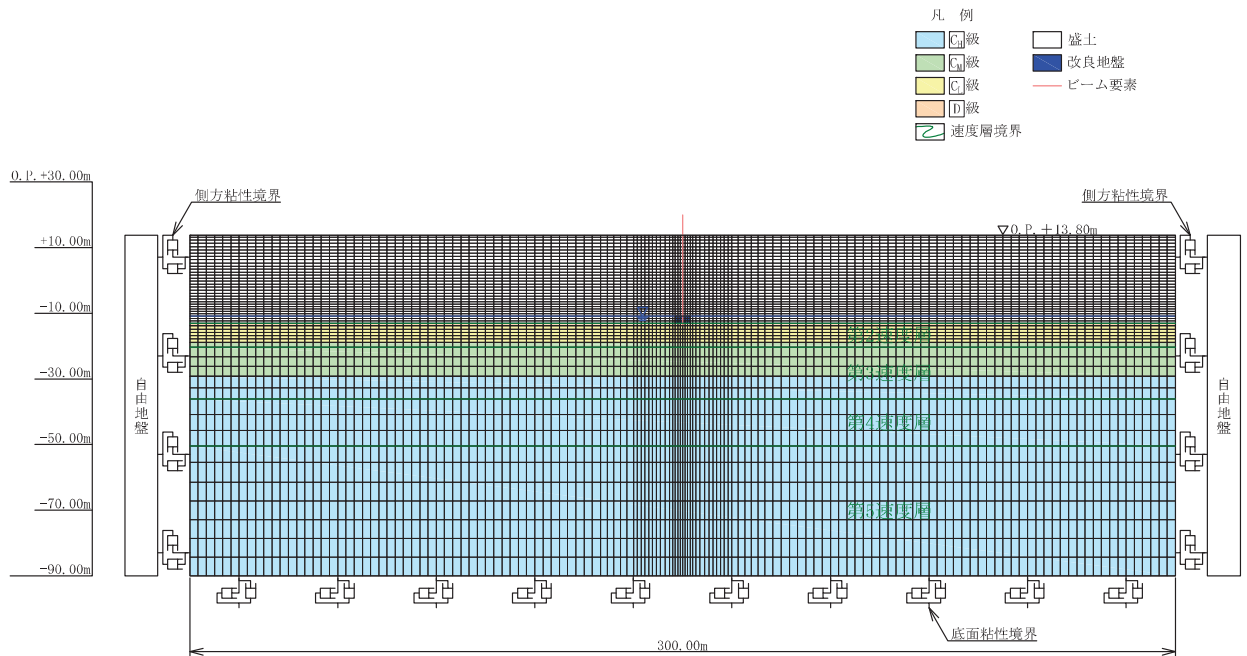


図 9-2(2) 検討用解析モデル

(ケース 2 (基本ケース 2))

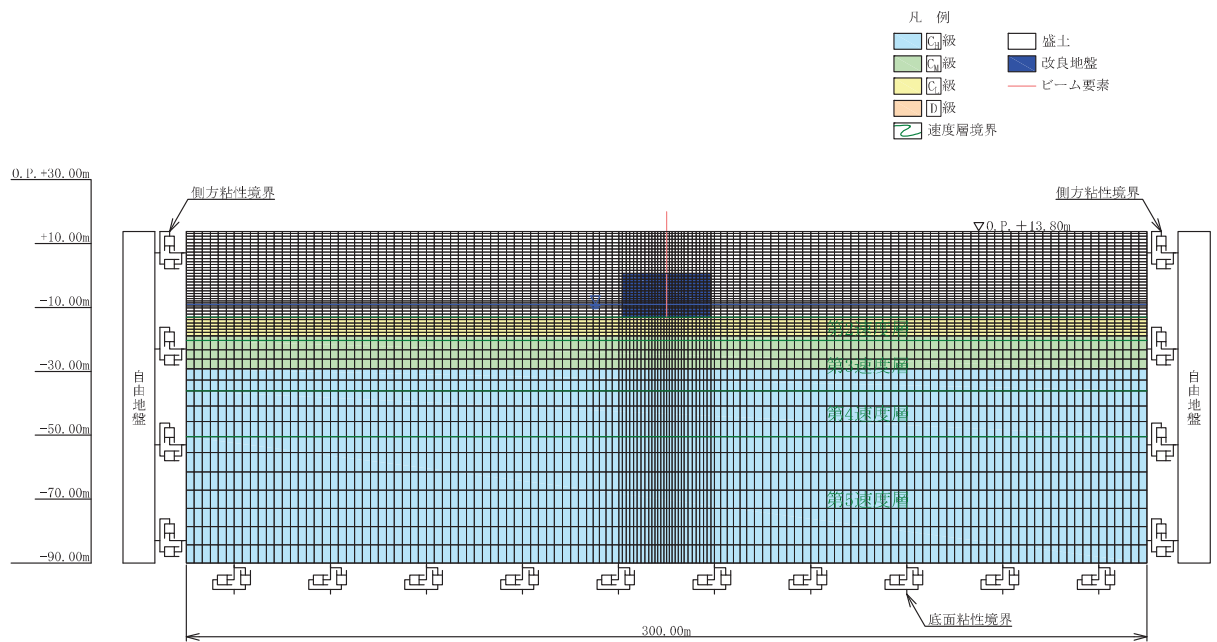


図 9-2(3) 検討用解析モデル
(ケース 3 (基本ケース 3))

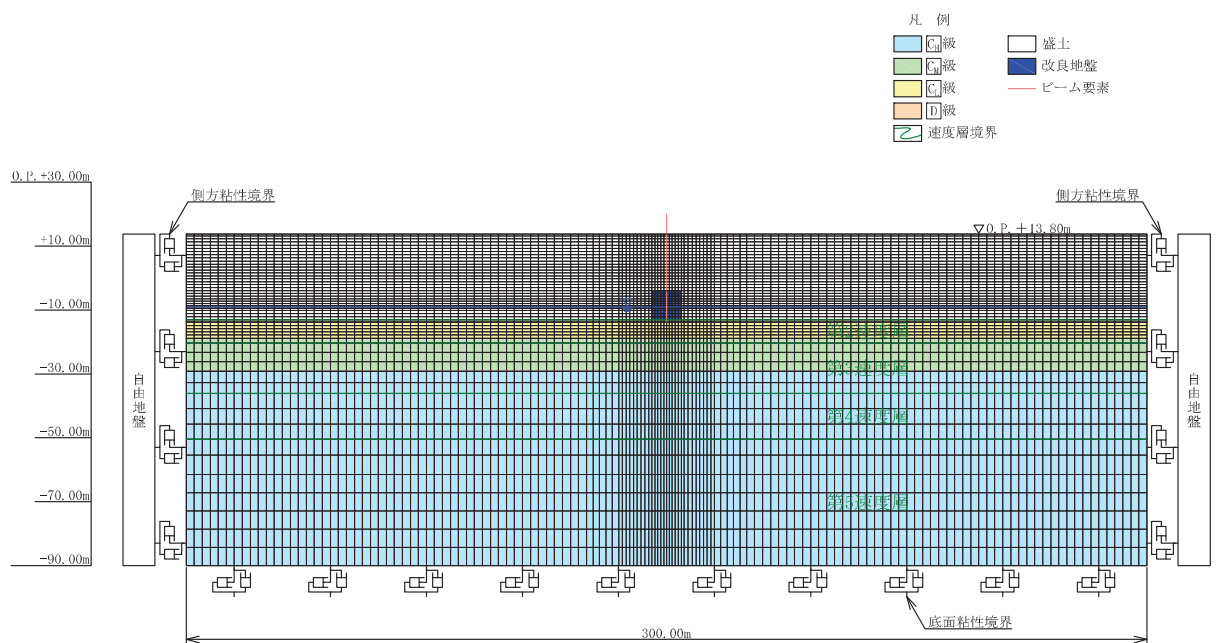


図 9-2(4) 検討用解析モデル
(ケース 4(1))

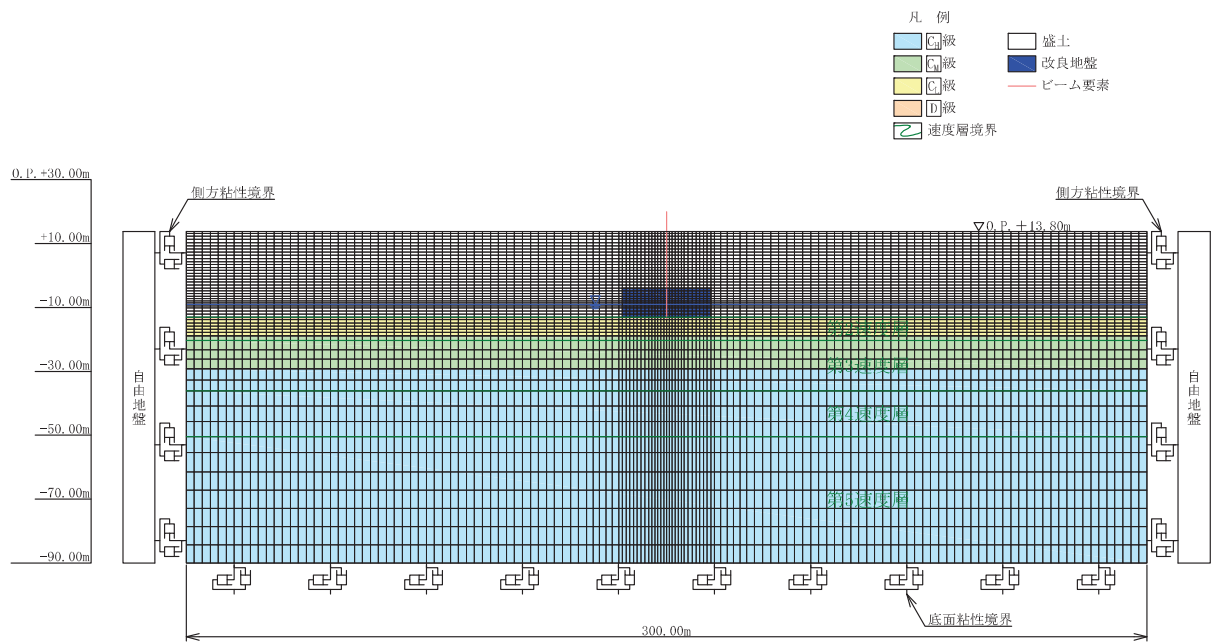


図 9-2(5) 検討用解析モデル
(ケース 4(2))

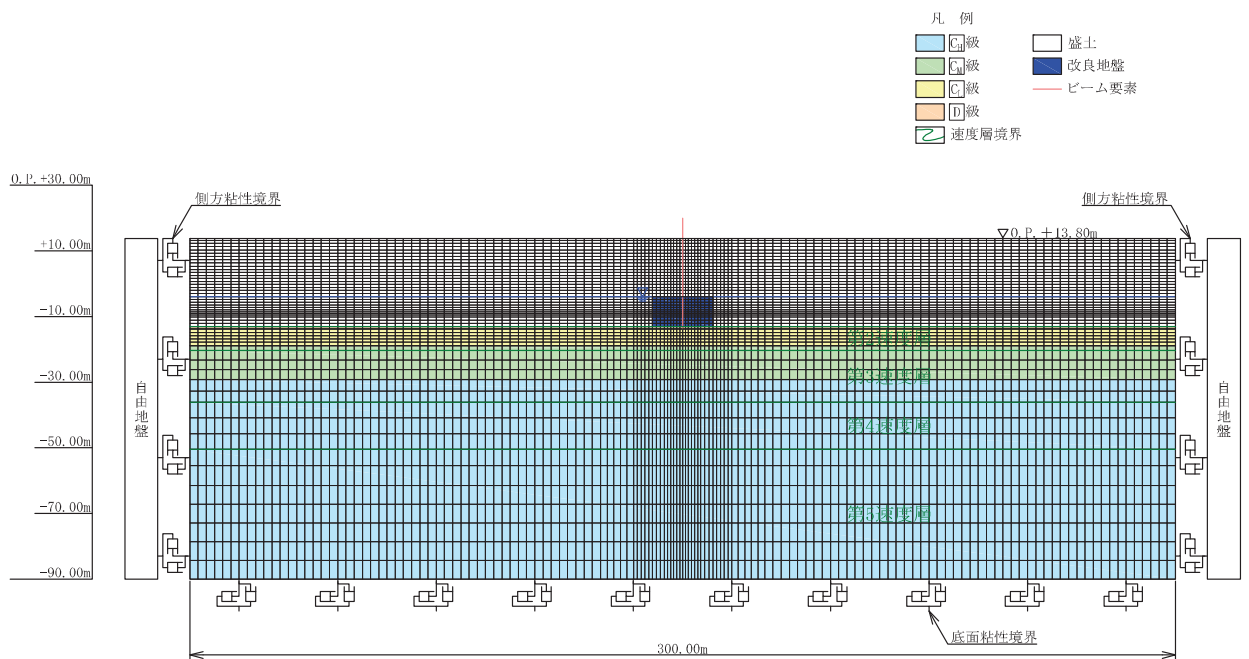


図 9-2(6) 検討用解析モデル
(ケース 5(1))

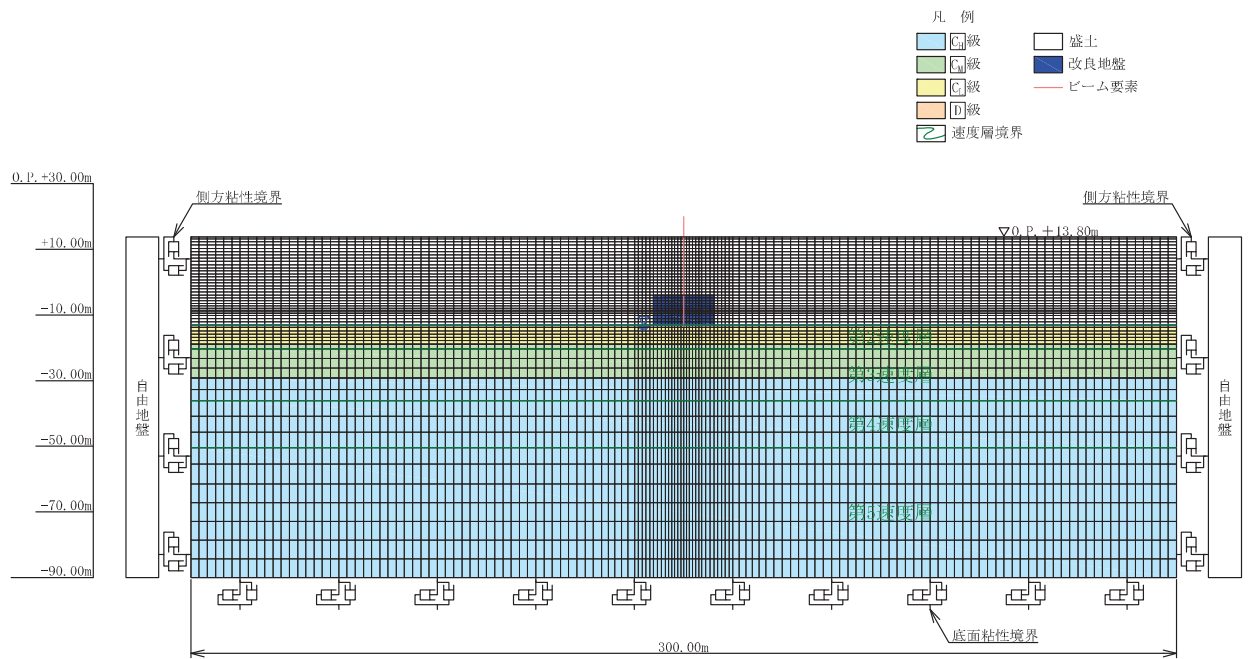


図 9-2(7) 検討用解析モデル
(ケース 5(2))

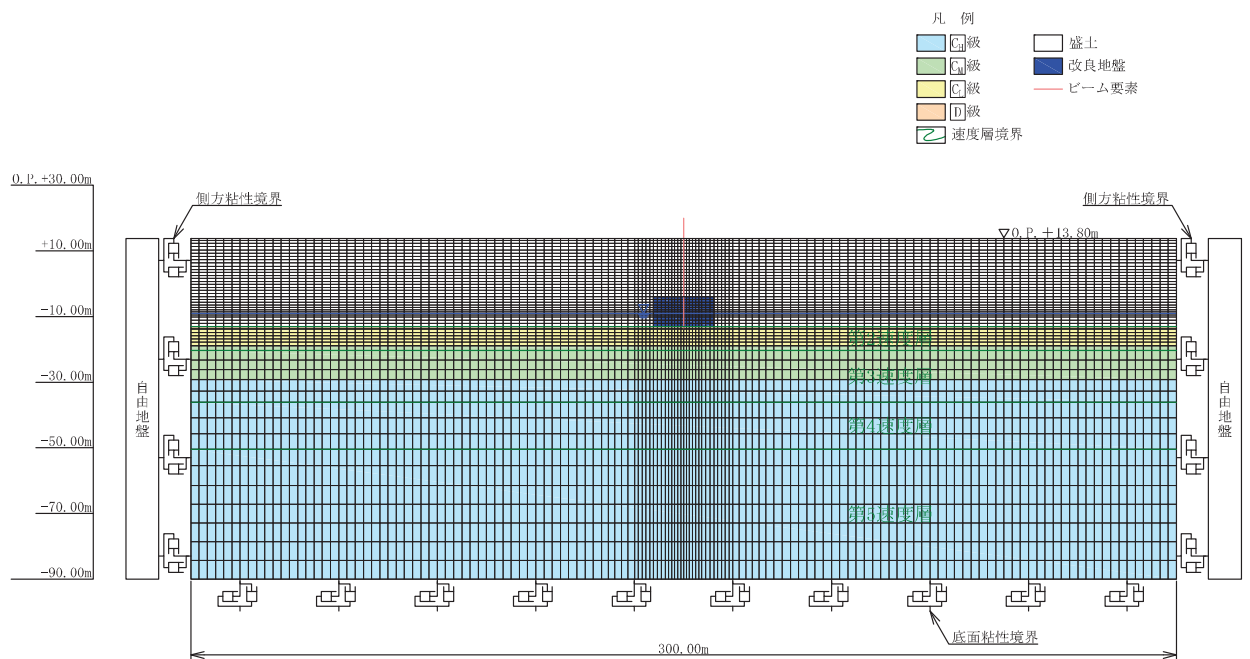


図 9-2(8) 検討用解析モデル
(ケース 6(1))

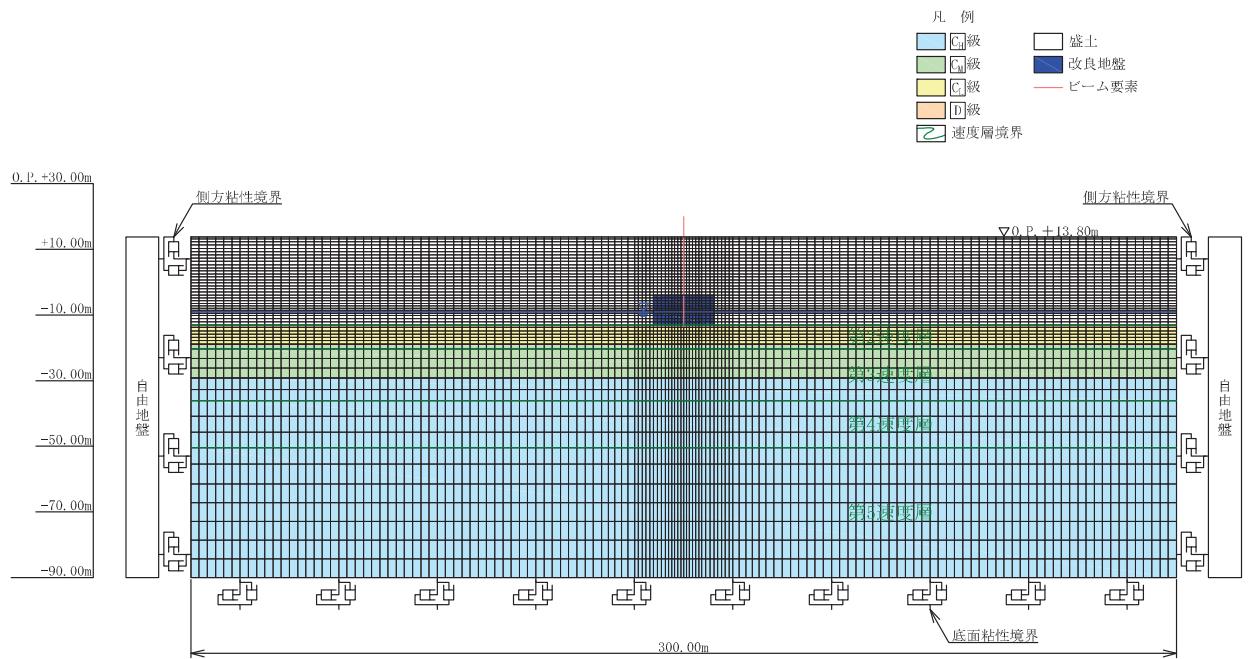


図 9-2(9) 検討用解析モデル
(ケース 6(2))

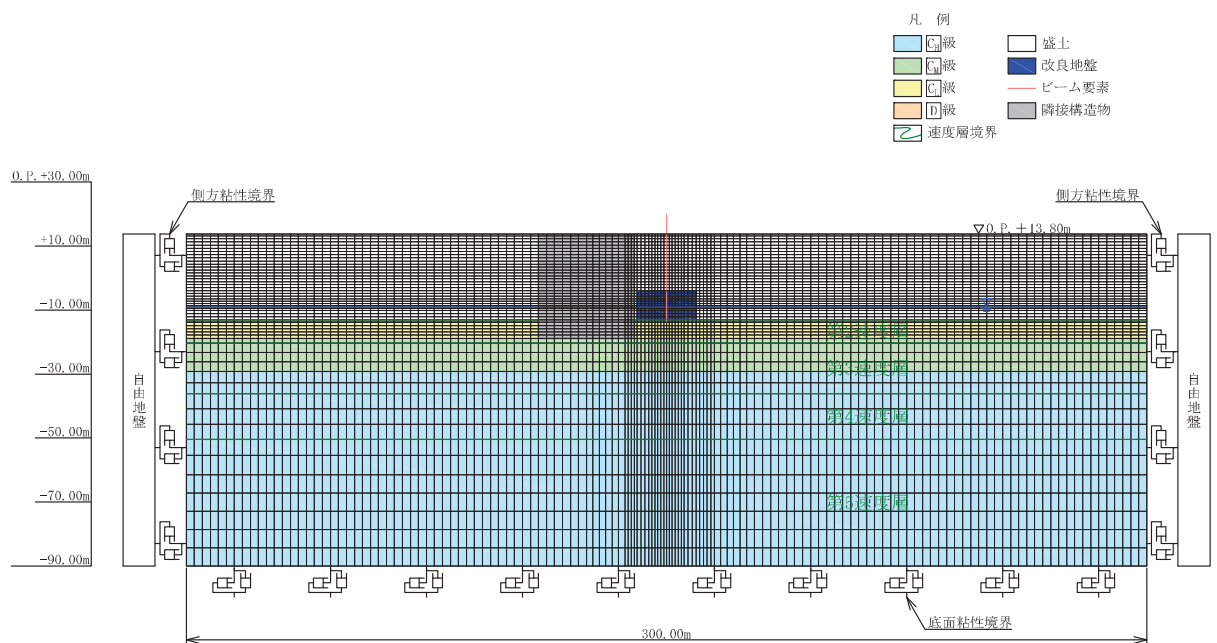


図 9-2(10) 検討用解析モデル
(ケース 7(1))

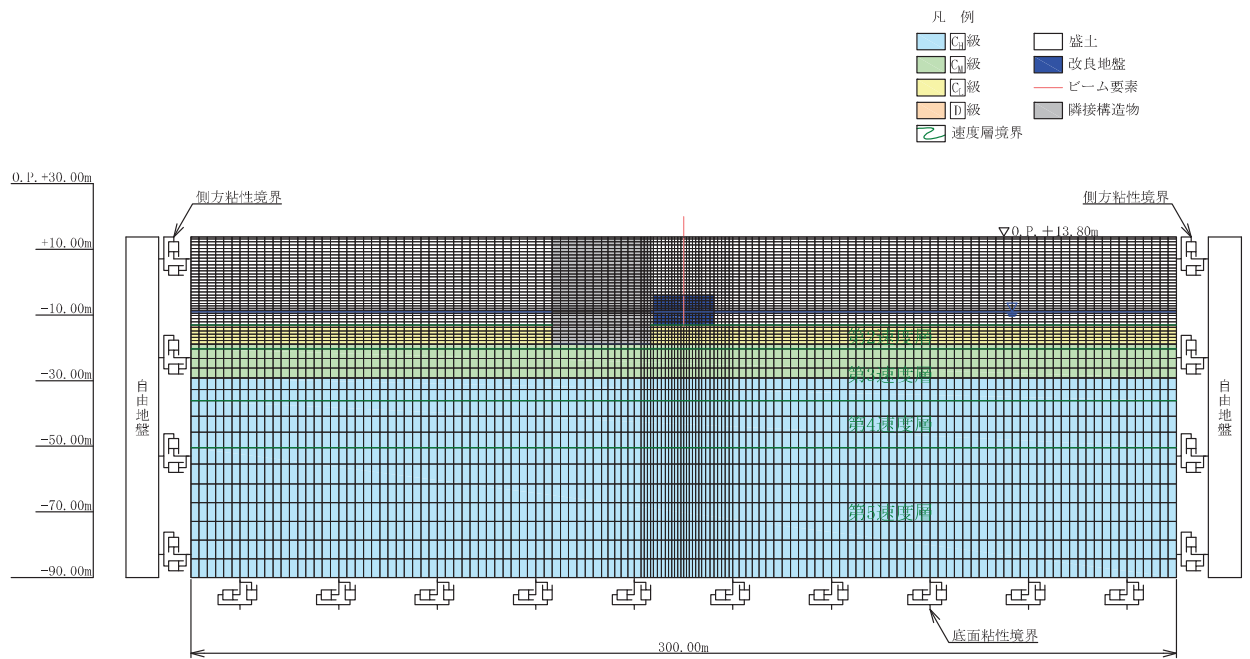


図 9-2(11) 検討用解析モデル
(ケース 7(2))

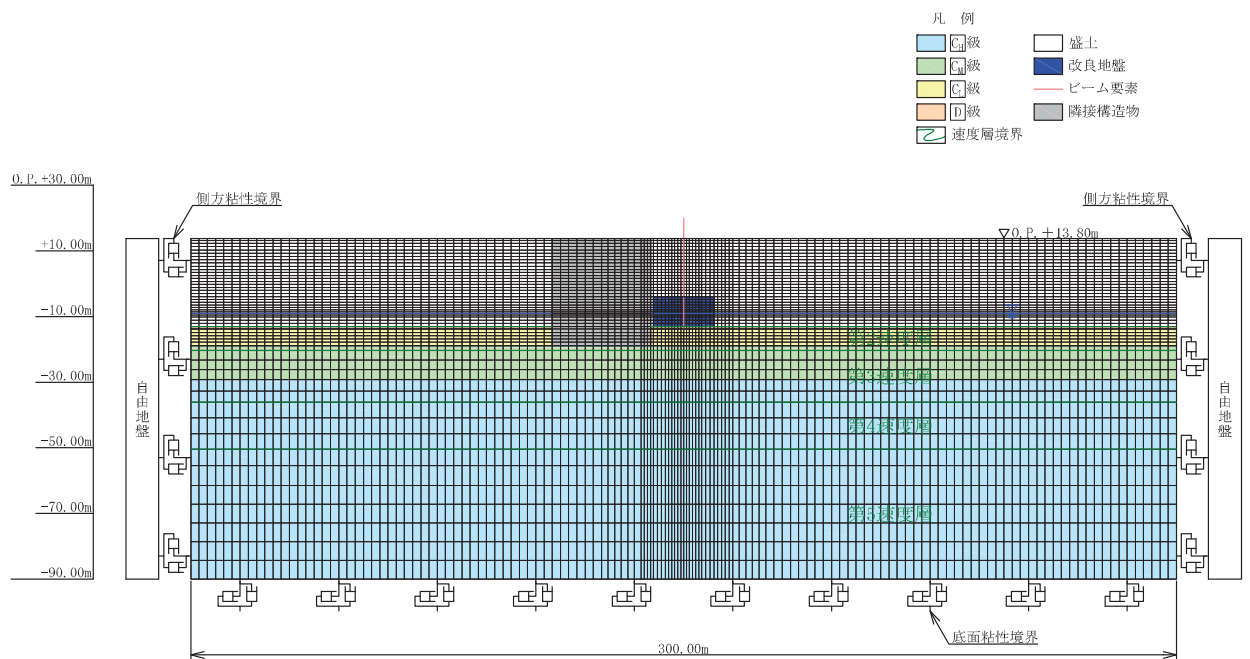


図 9-2(12) 検討用解析モデル
(ケース 7(3))

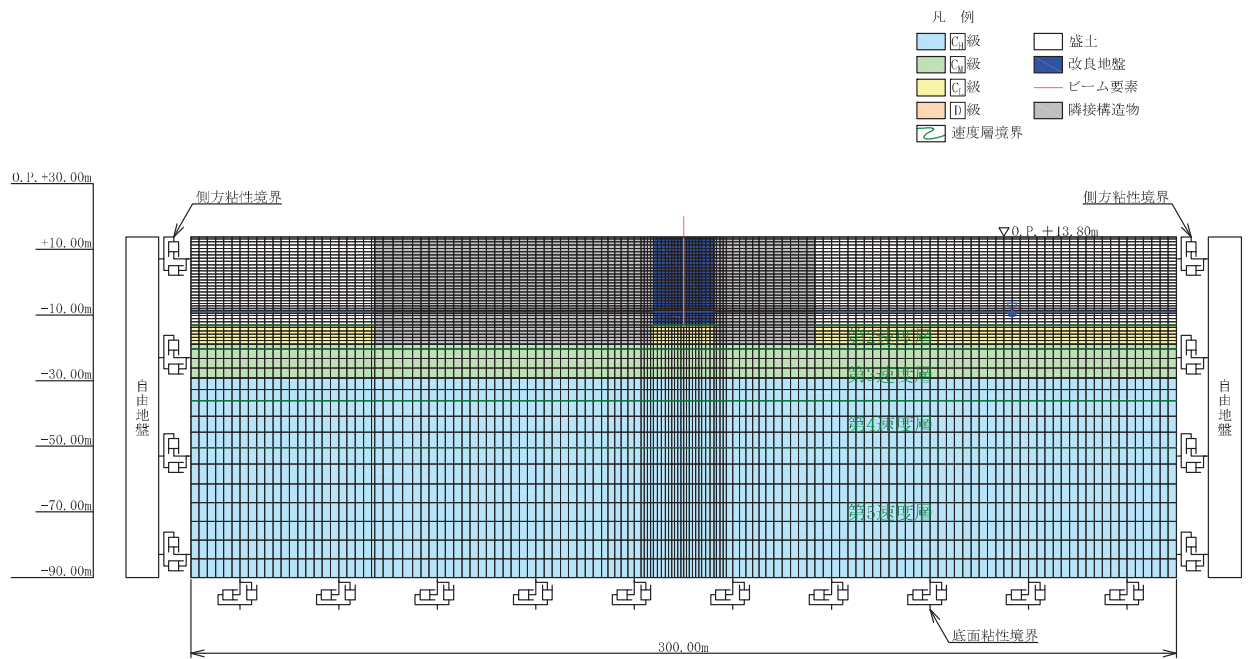


図 9-2(13) 検討用解析モデル
(ケース 7(4))

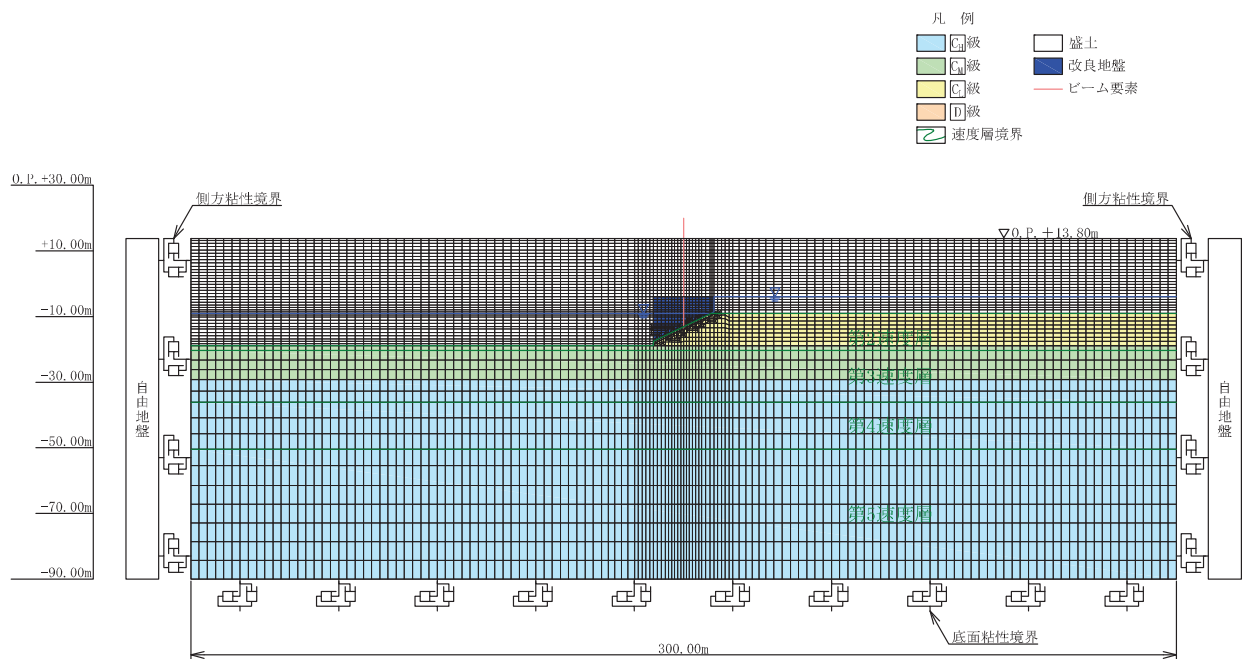


図 9-2(14) 検討用解析モデル
(ケース 8)

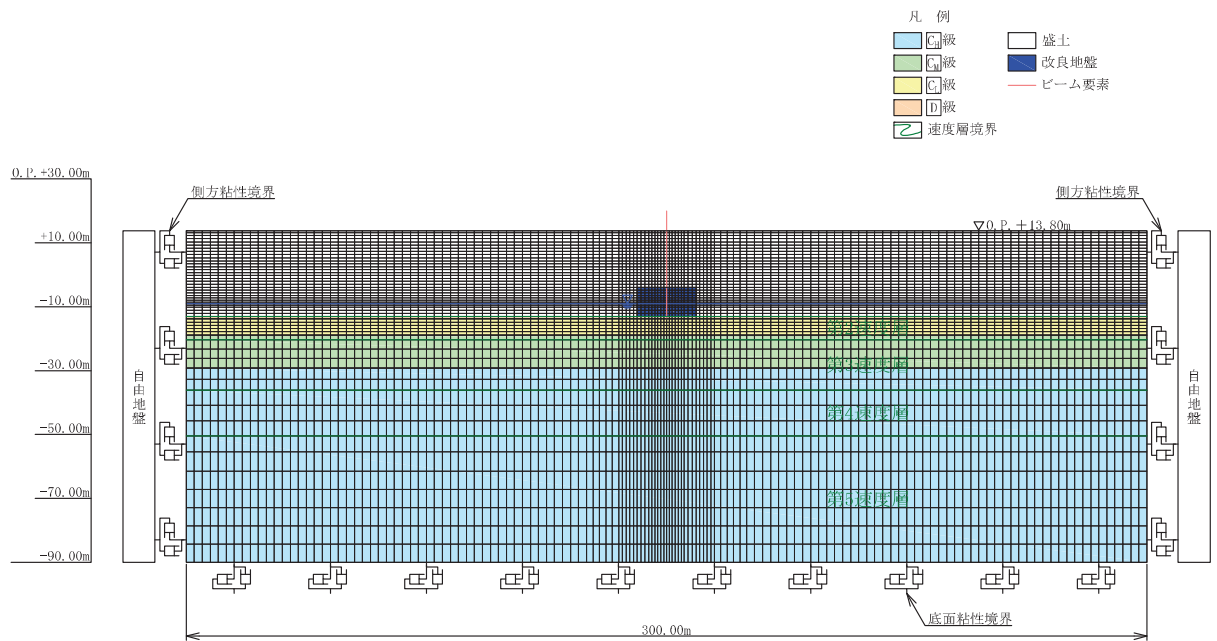


図 9-2(15) 検討用解析モデル
(ケース 10)

① 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。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 9-3 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

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、検討対象構造物周辺の要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

解析モデルの下端については、0.P. -90.0m までモデル化する。

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 9-4 に示す。

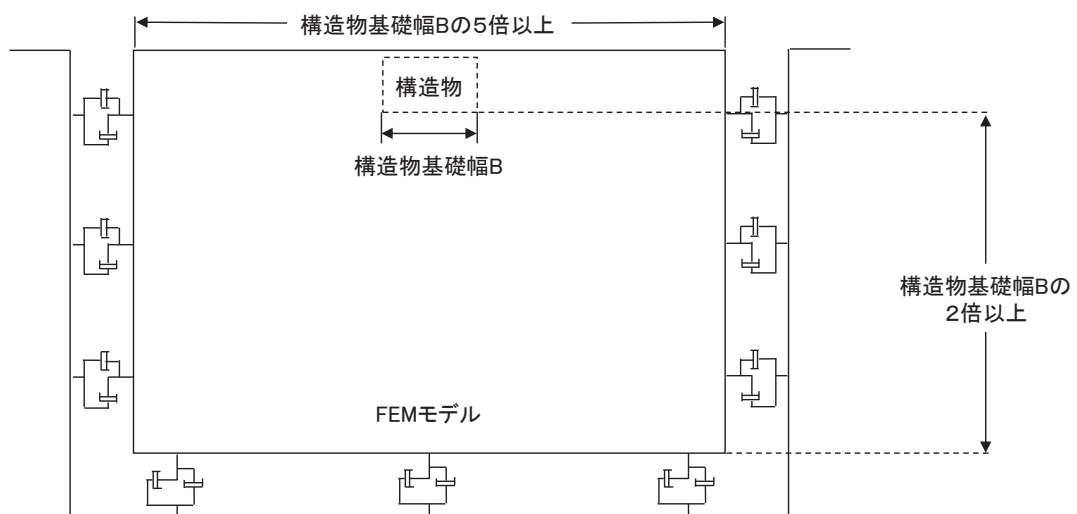


図 9-3 モデル化範囲の考え方

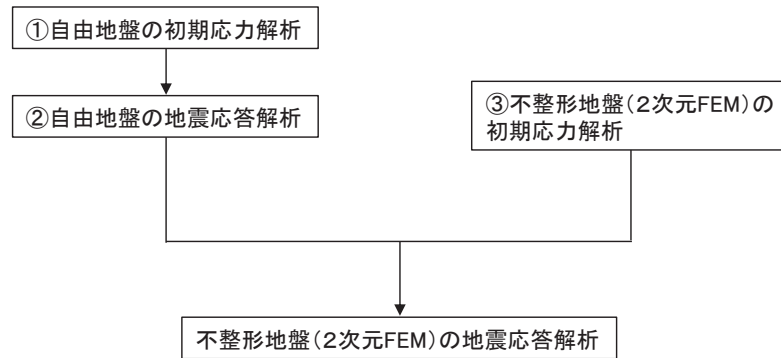


図 9-4 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

② 境界条件

a. 固有値解析時

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 9-5 に示す。

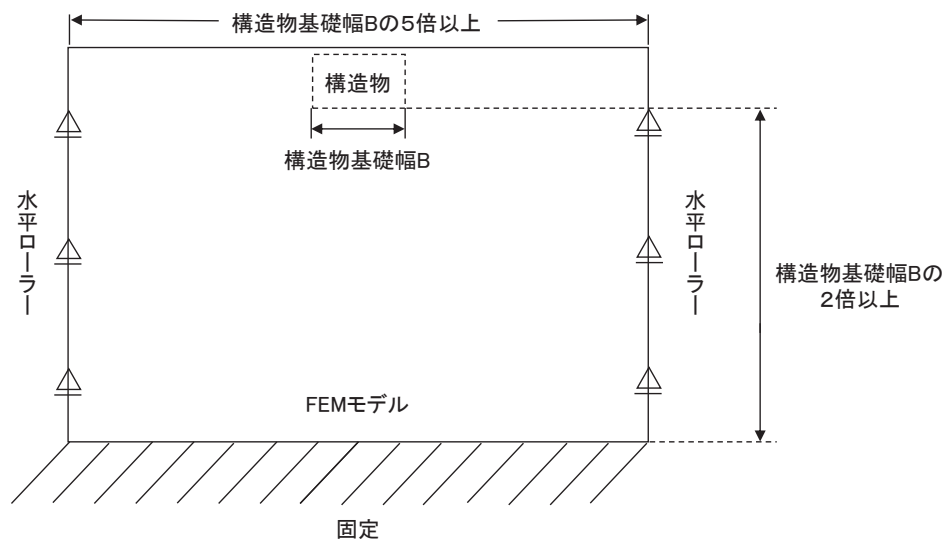


図 9-5 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、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の初期応力を算定するために行う。そこで、初期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9-6に示す。

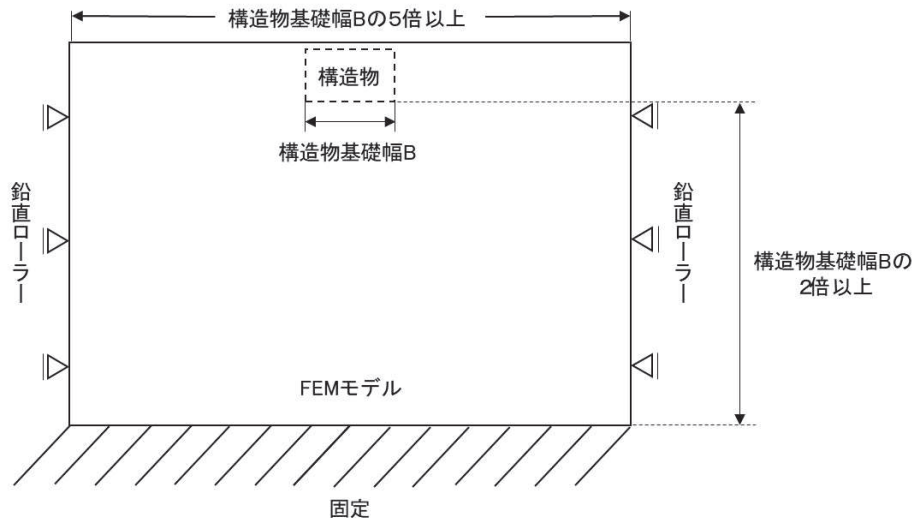


図9-6 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、二次元有限要素法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成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。

9.3 構造物のモデル化

① 防潮壁

防潮壁は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。表 9-1 に材料の物性値を示す。

鋼管杭，フーチング，ペDESTAL，上部工の断面諸元は，それぞれ杭一本あたりに換算して解析モデルに反映させている。上部工については，図 9-7，図 9-8 に示すように鋼製支柱（H 鋼）及び鋼板（鋼製パネル）の平面的な配置に基づいて断面諸元を設定している。

鋼管杭，フーチング，ペDESTAL及び上部工は図 9-9 に示すように，解析断面奥行き方向に 3m 間隔で杭が配置されるような一様な構造をとるものとしてモデル化する。なお，フーチング長さの影響を考慮する【検討 5】ケース 10(2)，10(3)においては，図 9-10 に示すように，解析断面奥行き方向に 10m 間隔で杭が配置されるような一様な構造をとるものとしてモデル化する。

表 9-1 材料の物性値（線形はり要素）

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
コンクリート	$f'_{ck} = 30\text{N/mm}^2$	24.5	2.8×10^4	0.2
鋼材	SM570, SM490	77.0	2.0×10^5	0.3

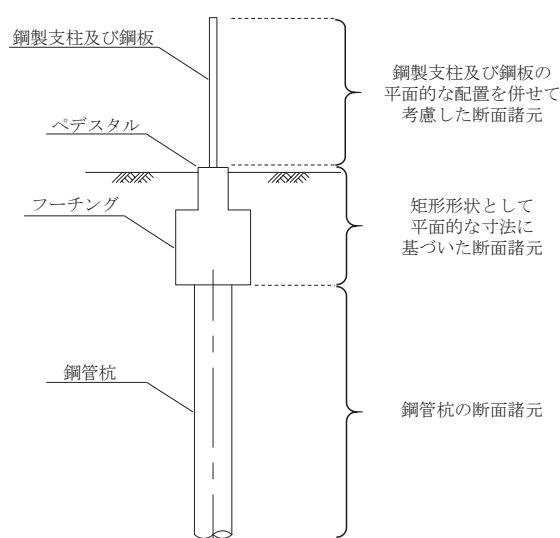
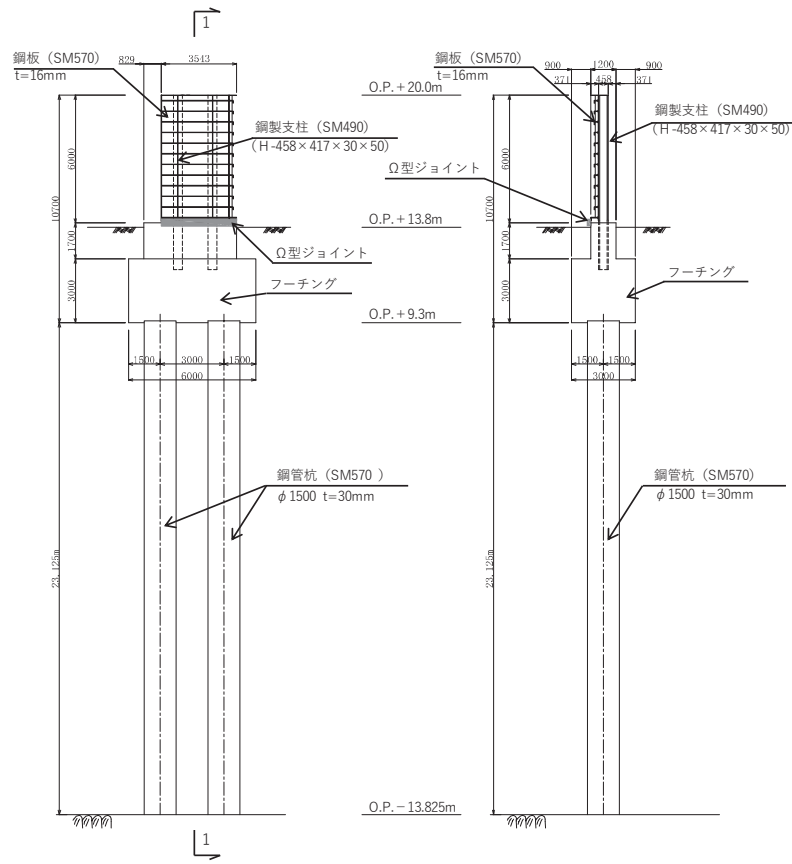


図 9-7 防潮壁の断面諸元概要



正面図

1-1 断面図

図 9-8 検討用モデルの構造概要

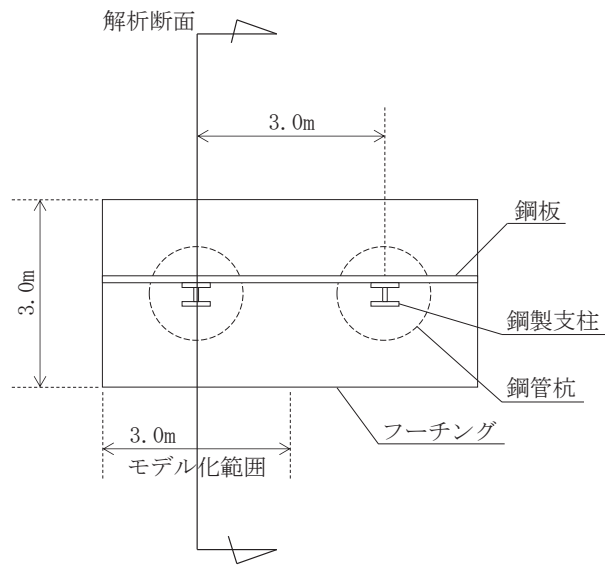


図 9-9 断面奥行き方向のモデル化概要 (平面図)

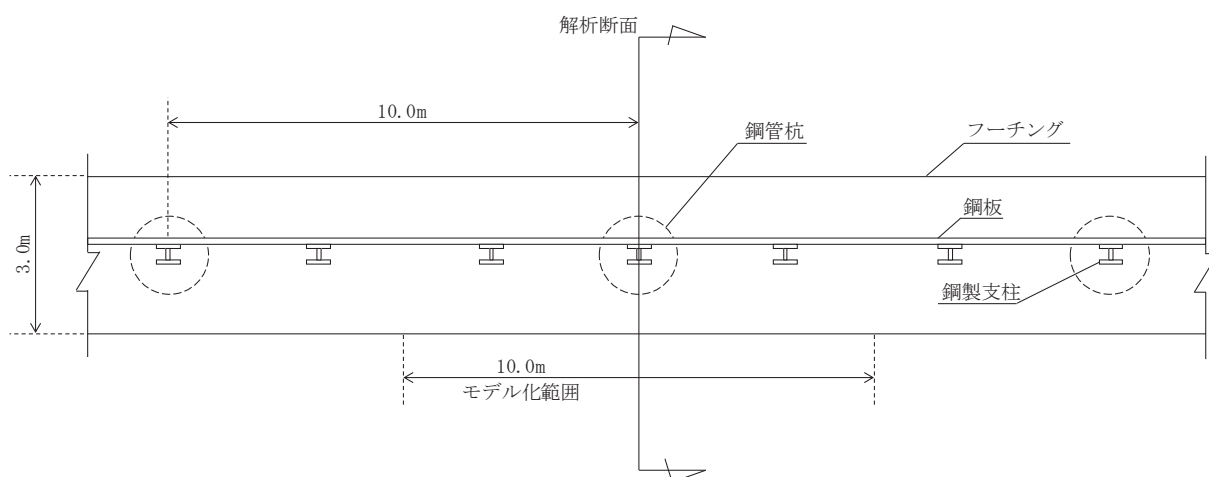


図 9-10 断面奥行き方向のモデル化概要（平面図）
（ケース 10(2)(3)のみ）

地盤と杭の接合面は，杭－地盤相互作用ばねを設けることにより，強震時の地盤と杭の接合面における相互作用の 3 次元効果を 2 次元モデルで考慮する。

杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向については，地盤と杭の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が発生した場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。図 9-11 に杭－地盤相互作用ばね（杭軸方向）の力学的特性を示す。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。

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

ここで，

- τ_f : せん断強度
- c : 付着力
- ϕ : 内部摩擦角

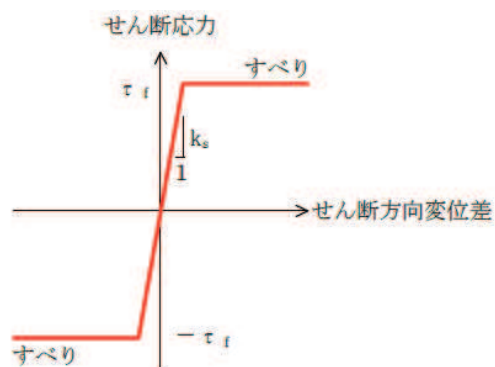


図 9-11 杭－地盤相互作用ばね（杭軸方向）の力学的特性

杭－地盤相互作用バネの杭軸直角方向のバネ定数については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」に基づき杭径及び杭間隔より設定する。

フーチングと地盤間には、「補足 610-20【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】資料 1 7. ジョイント要素のばね設定」に準じジョイント要素を設定する（フーチング側部の地盤との相互作用の影響を検討する【検討 5】ケース 10(1)(3)を除く）。

② 隣接構造物

隣接構造物は、第2号機海水ポンプ室相当の等価剛性を与えた平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する（ケース7(1)）。なお、前述のとおり剛性のパラメータスタディ（ケース7(2)、(3)）においては、剛性を2倍、0.5倍としてモデル化する。さらに、原子炉建屋と海水ポンプ室間を模擬したパラメータスタディ（ケース7(4)）においては、原子炉建屋相当の等価剛性を与えた線形平面応力要素でモデル化する。

等価剛性の設定は、「補足610-20【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】資料1 11. 等価剛性モデルの設定方針」に示す方法に準じ算定する。なお、原子炉建屋においては、「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術〈技術資料〉」（土木学会、2009）を参考に、原子炉建屋のSRモデルから算定する。

隣接構造物と地盤間には、「補足610-20【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】資料1 7. ジョイント要素のばね設定」に準じジョイント要素を設定する。

表9-2に隣接構造物の物性値を、図9-12に隣接構造物のモデル化概要図を示す。

表9-2 隣接構造物の物性値

想定する 隣接構造物	適用ケース	ヤング係数* (N/mm ²)	ポアソン比
海水ポンプ室	ケース7(1) 及びケース7(4)	7.625×10^2	0.2
	ケース7(2)	1.525×10^3	0.2
	ケース7(3)	3.812×10^2	0.2
原子炉建屋	ケース7(4)	9.770×10^2	0.3

注記*：実際のモデルでは深度方向の物性値の違い等があるが、本検討においては解析手法の妥当性として隣接効果の影響を確認することが目的であるため、面積重みづけ平均により平均化し、一律の物性値でモデル化を行う。

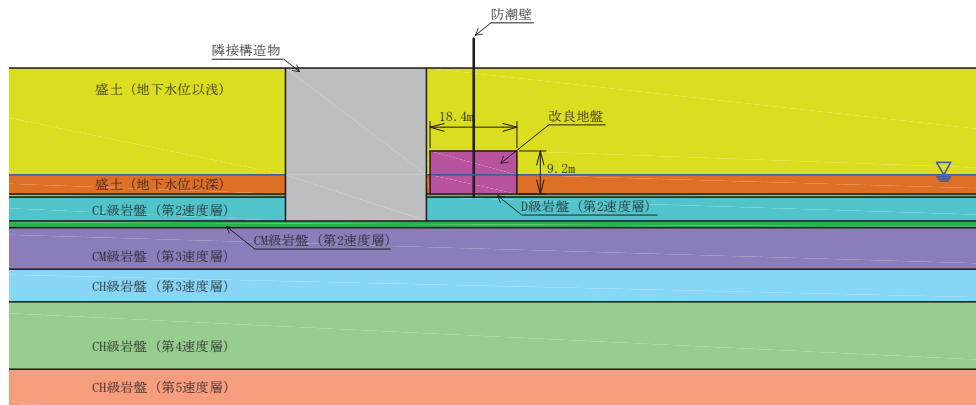


図 9-12(1) 隣接構造物のモデル化概要図
(ケース 7(1)～ケース 7(3))

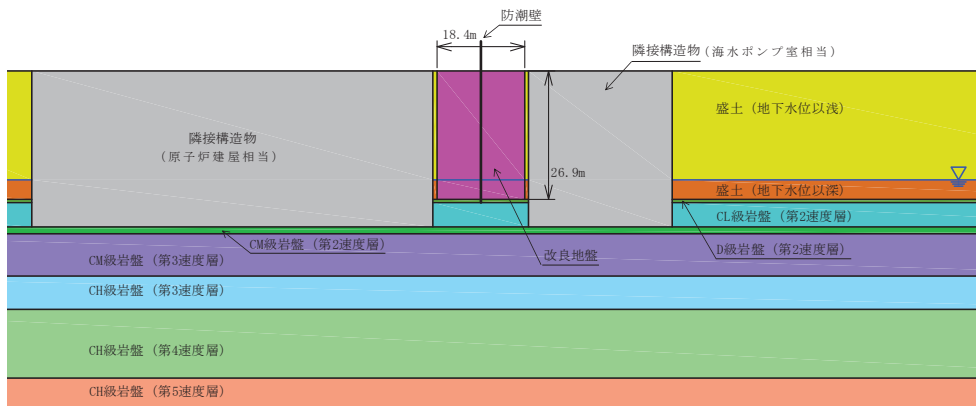


図 9-12(2) 隣接構造物のモデル化概要図
(ケース 7(4))

9.4 地盤のモデル化

地盤は、 D 級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。また、 D 級岩盤、改良地盤及び盛土は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化する。そのうち、盛土は、液状化パラメータを設定することで、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

9.5 減衰定数

減衰定数は、粘性減衰及び履歴減衰で考慮することとし、粘性減衰は、Rayleigh減衰を考慮する。

Rayleigh 減衰は、剛性比例型減衰（ $\alpha = 0$ ）を考慮する。係数 β の設定については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に、 $\beta = 0.002$ に設定する。

なお、防潮壁をモデル化する線形はり要素は、Rayleigh 減衰を部材別に設定する。部材別の係数 β を算定する際の減衰定数は、道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき、表 9-3 に示す減衰定数及び地震応答解析モデルの固有値解析により求められた一次固有振動数を用いて、下記の式により算定する。

$$\beta = \frac{h}{\pi \cdot f}$$

ここで、 β ：減衰マトリクスにおける剛性マトリクスの係数

h ：各材料の減衰定数

f ：固有値解析により求められた一次固有振動数

固有値解析結果及び設定した係数 β を表 9-4 に示す。また、一次固有モードの変形形状を図 9-11 に示す。