

2.6 漂流防止装置に関する補足説明

2.6.1 漂流防止装置（係船柱）の耐震性についての計算書に関する補足説明

2.6.2 漂流防止装置（係船柱）の強度計算書に関する補足説明

2.6.3 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の耐震性についての計算書に関する補足説明

2.6.4 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震性についての計算書に関する補足説明

（参考資料1）漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の許容限界の設定

（参考資料2）漂流防止装置基礎の護岸構造の詳細

（参考資料3）杭－地盤相互作用ばねモデルの概要

2. 浸水防護施設に関する補足資料

2.6 漂流防止装置に関する補足説明

2.6.1 漂流防止装置（係船柱）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 構成要素の構造計画	4
2.4 評価方針	7
2.5 適用規格・基準等	8
3. 耐震評価	9
3.1 記号の定義	9
3.2 評価対象部位	11
3.3 荷重及び荷重の組合せ	12
3.3.1 荷重の設定	12
3.3.2 荷重の組合せ	12
3.4 許容限界	13
3.5 設計用地震力	15
3.6 評価方法	20
4. 評価条件	34
5. 評価結果	35

1. 概要

本資料は、VI-2-別添 6-1「漂流防止装置の耐震計算の方針」に設定している構造強度及び機能保持の設計方針に基づき、漂流防止装置（係船柱）が設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを説明するものである。

漂流防止装置（係船柱）に要求される機能の維持を確認するにあたっては、応力評価に基づく、構造部材の健全性評価を行う。

2. 基本方針

2.1 位置

漂流防止装置（係船柱）及び基礎の位置を図 2.1-1 に示す。漂流防止装置（係船柱）の設置位置の詳細は「2.2 構造概要」で示す。

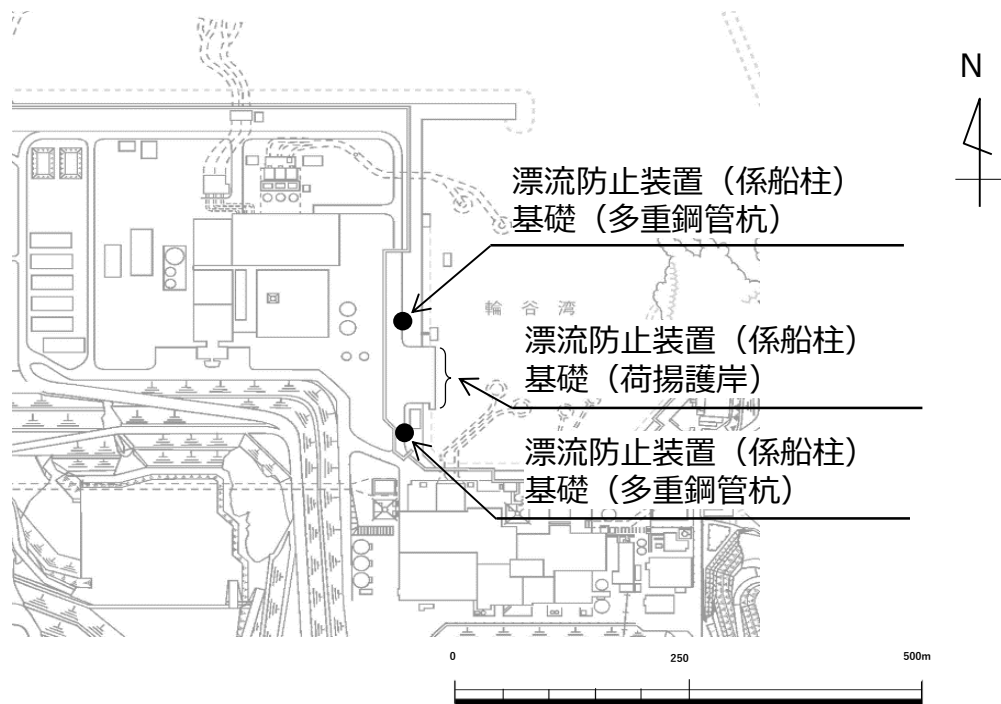


図 2.1-1 漂流防止装置位置図

2.2 構造概要

漂流防止装置は、燃料等輸送船の係留索を固定材である係船柱と接続し、係船柱と基礎をアンカーボルトで固定する構造である。漂流防止装置の概要図を図 2.2-1 に示す。

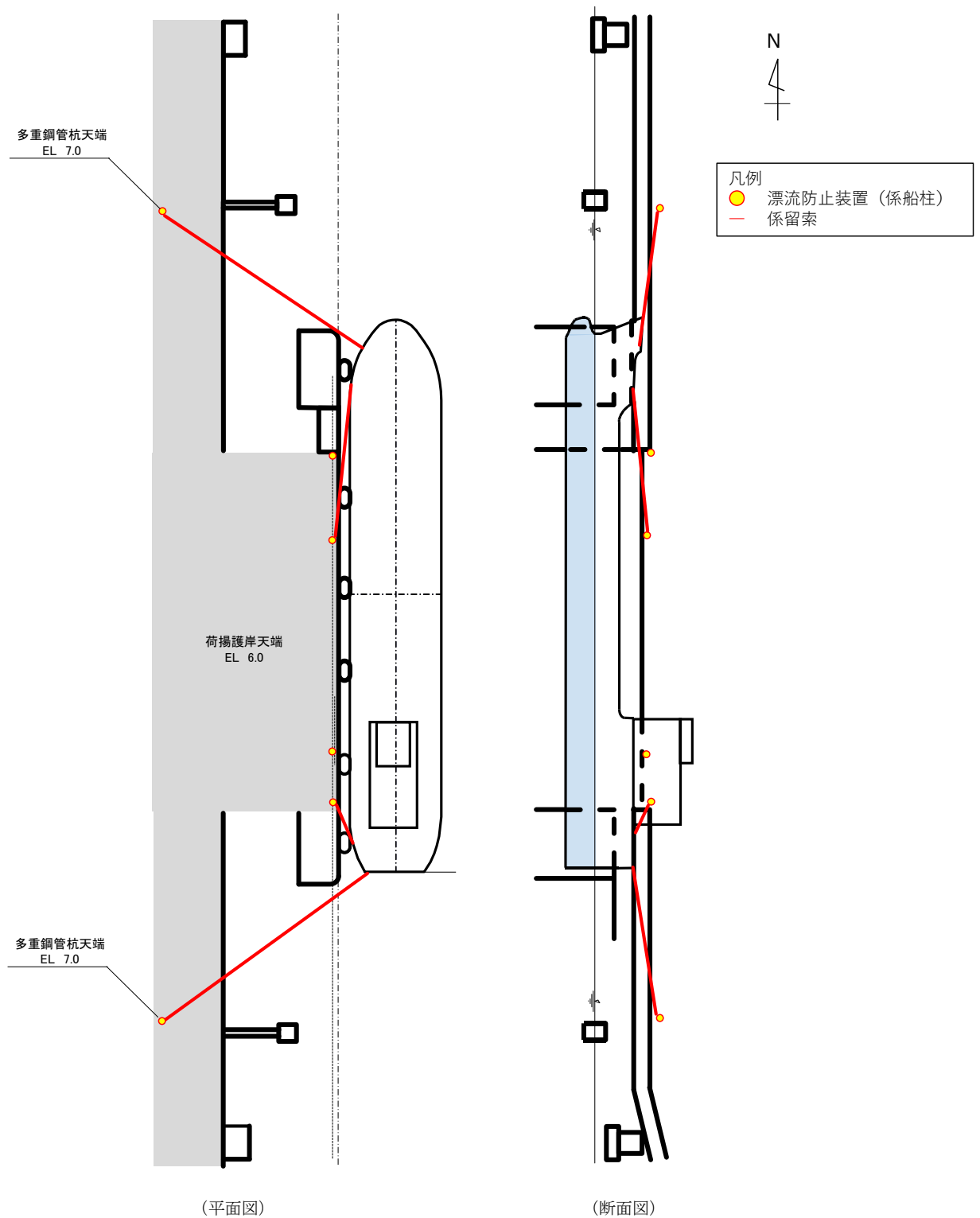


図 2.2-1 漂流防止装置の概要図

2.3 構成要素の構造計画

漂流防止装置は、係船柱，アンカーボルト及びアンカー板から構成される。

漂流防止装置の構造図を図 2.3-1 に示す。

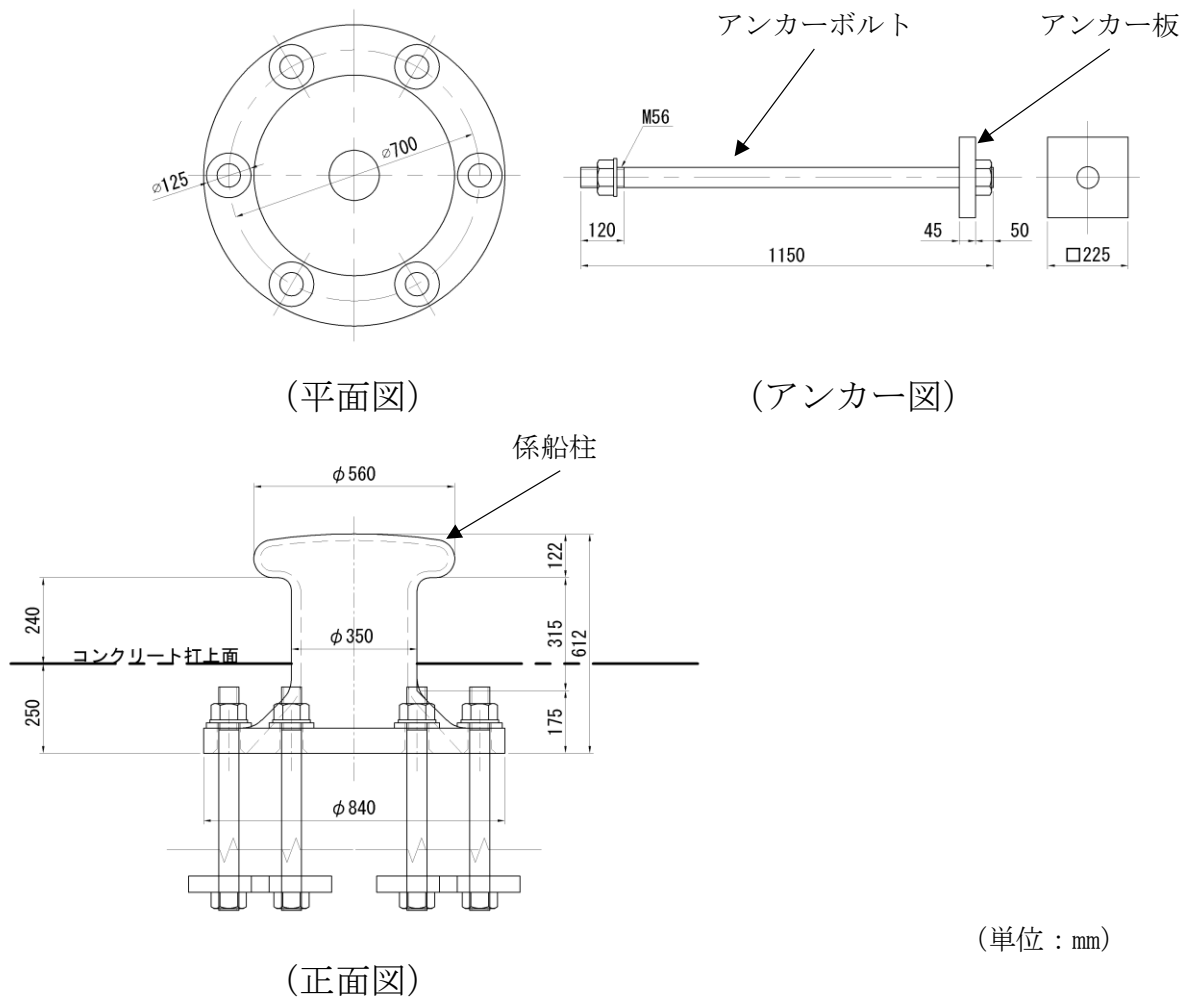
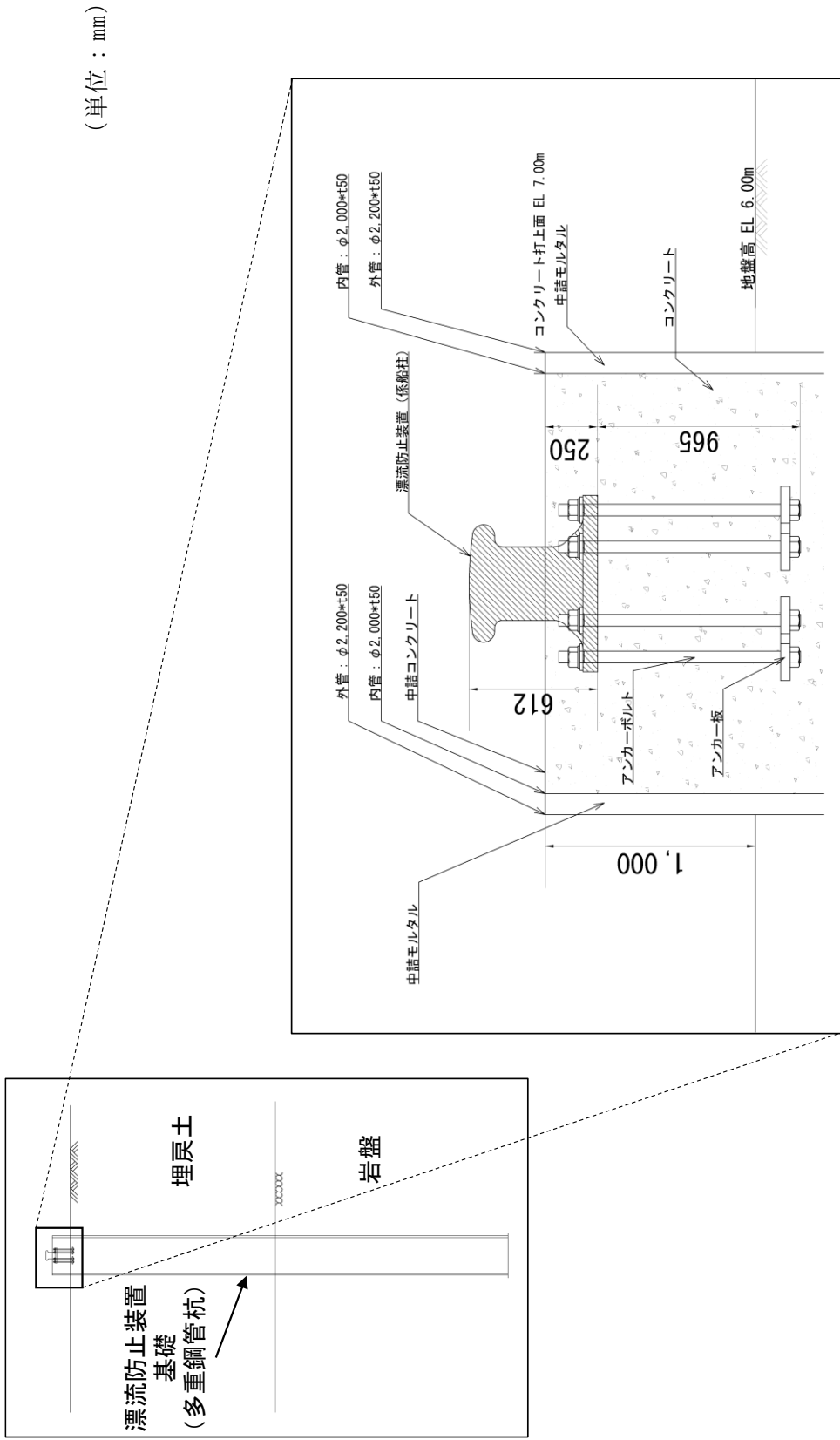
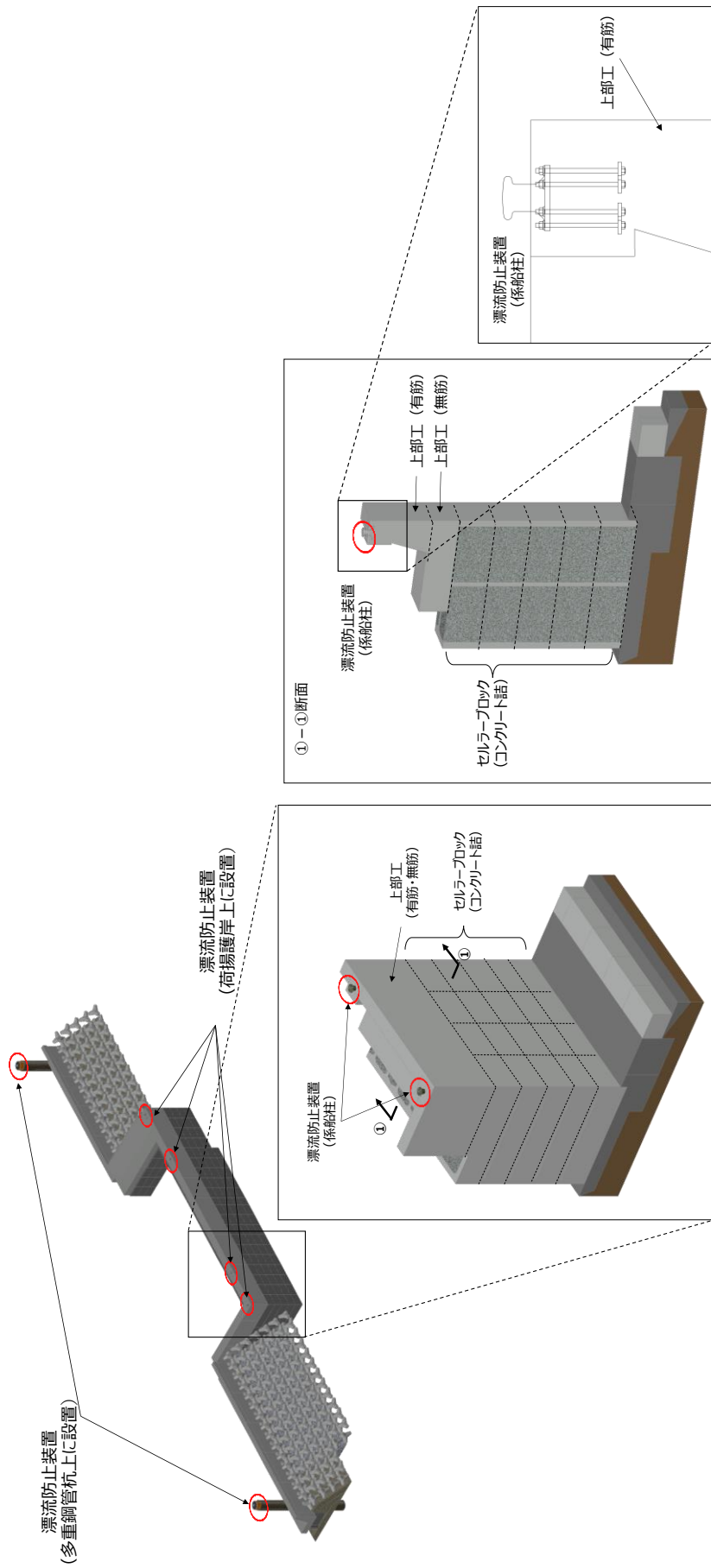


図 2.3-1(1) 漂流防止装置の構造図



漂流防止装置基礎 (多重鋼管杭)

2.3-1(2) 漂流防止装置の構造図



漂流防止装置基礎 (荷揚護岸)

2.3-1(3) 漂流防止装置の構造図

2.4 評価方針

漂流防止装置の耐震評価は、基準地震動 S_s による慣性力が漂流防止装置に作用することにより評価対象部位に生ずる応力が「3.4 許容限界」に収まることを「3.6 評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて計算し、「5. 評価結果」にて確認する。

漂流防止装置の耐震評価フローを図 2.4-1 に示す。

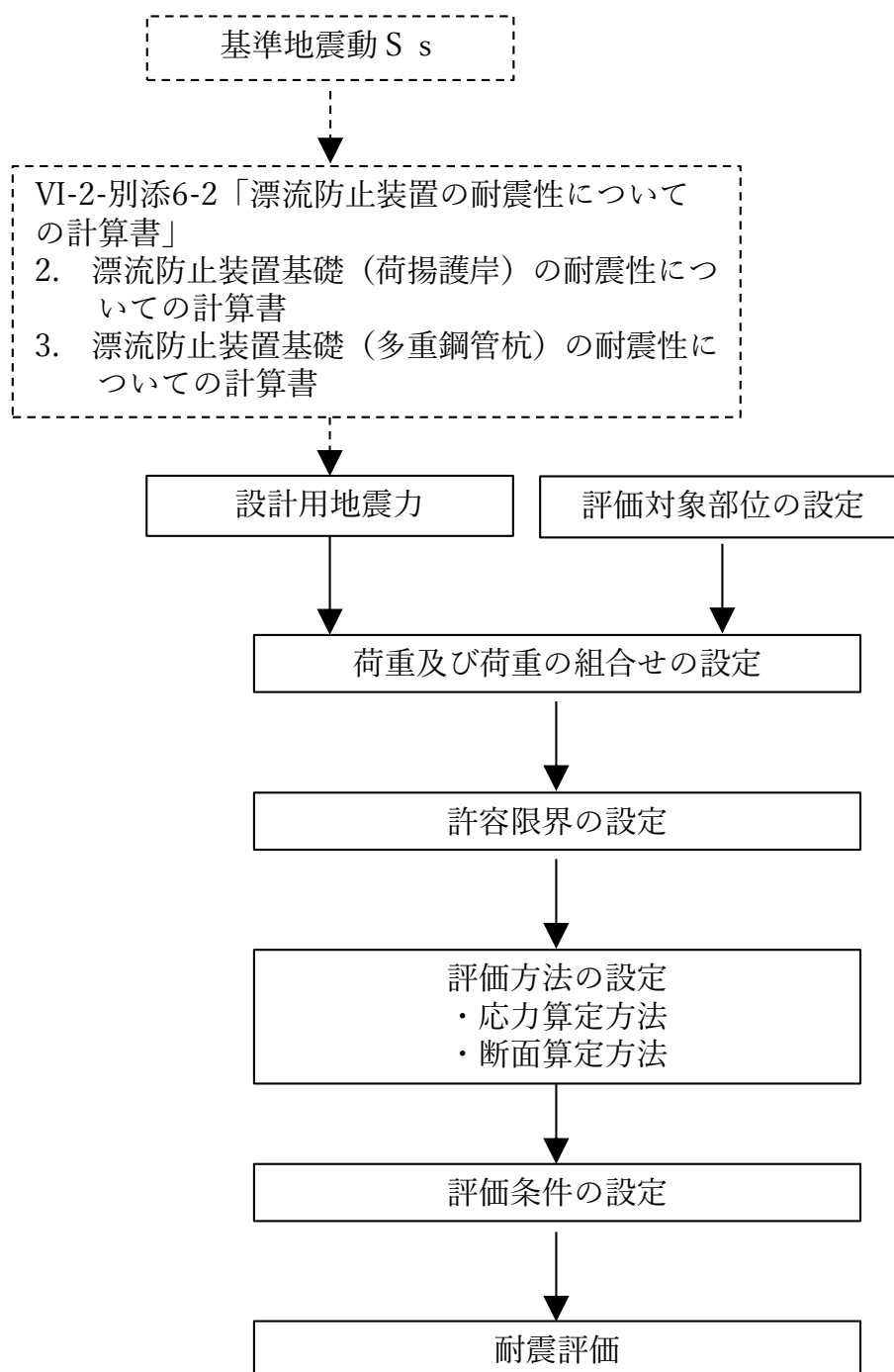


図 2.4-1 漂流防止装置（係船柱）の耐震評価フロー

2.5 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・港湾技研資料 NO.102 けい船柱の標準設計（案）（運輸省港湾技術研究所，1970年）
- ・鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005年改定）
- ・各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年改訂）
- ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]（（社）土木学会，2002年）
- ・日本産業規格（J I S）
- ・港湾構造物標準設計（第1集）（（社）日本港湾協会，1971年）
- ・機械工学便覧 改訂第6版（（社）日本機械学会編，1977年）

3. 耐震評価

3.1 記号の定義

漂流防止装置の耐震評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1(1) 漂流防止装置の耐震評価に用いる記号(1/2)

記号	単位	定義
σ_s	N/mm ²	係船柱の胴部縁応力度
M_{sa}	N・mm	係船柱の胴部転倒モーメント
D	mm	係船柱の胴部径
Z_{sa}	mm ³	係船柱の断面係数
P_v	N	基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分
A_{sa}	mm ²	係船柱の断面積
σ_{c1}	N/mm ²	底板下面のコンクリートの支圧応力度
R_1	mm	中心軸から底板端までの距離
y	mm	中心軸と中立軸の距離
n	—	アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比
G_s	mm ³	引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント
G_c	mm ³	圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント
σ_{c2}	N/mm ²	底板前面のコンクリートの支圧応力度
P_H	N	基準地震動 S_s による慣性力の水平成分
μ	—	底板とコンクリートの摩擦係数
P_{vc}	N	コンクリートの支圧力 ($\approx 0.7 \times P_H$)
H_1	mm	底板厚さ
σ_{s2}	N/mm ²	アンカーボルト 1 本に生じる引張応力度
R_1'	mm	中心軸からアンカーボルト位置までの距離
τ_s	N/mm ²	アンカーボルト 1 本に生じるせん断応力度
N	本	アンカーボルトの本数
ϕ_b	mm	アンカーボルトの谷径
p	N/mm ²	アンカーボルト 1 本に基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 P_v が作用した時にアンカー板に働く等分布荷重
ϕ_a	mm	アンカーボルトの呼び径
σ_{st}	N/mm ²	アンカー板の応力度

表 3.1-1(2) 漂流防止装置の耐震評価に用いる記号(2/2)

記号	単位	定義
b	mm	ナット二面幅
a	mm	アンカー板幅
t	mm	アンカー板厚
σ_c	N/mm ²	アンカー板上面コンクリートの支圧応力度
τ_c	N/mm ²	アンカー板コンクリートのせん断応力度
L	mm	アンカーボルトの埋込み長さ

3.2 評価対象部位

漂流防止装置の評価対象部位は「2.2 構造概要」に示す構造上の特性を踏まえ選定する。

漂流防止装置に生じる基準地震動 S_s による慣性力に伴う荷重は係船柱、アンカーボルト及びアンカー板を介して基礎に伝達されることから、評価対象部位を係船柱、アンカーボルト及びアンカー板とする。評価対象部位を図 3.2-1 に示す。

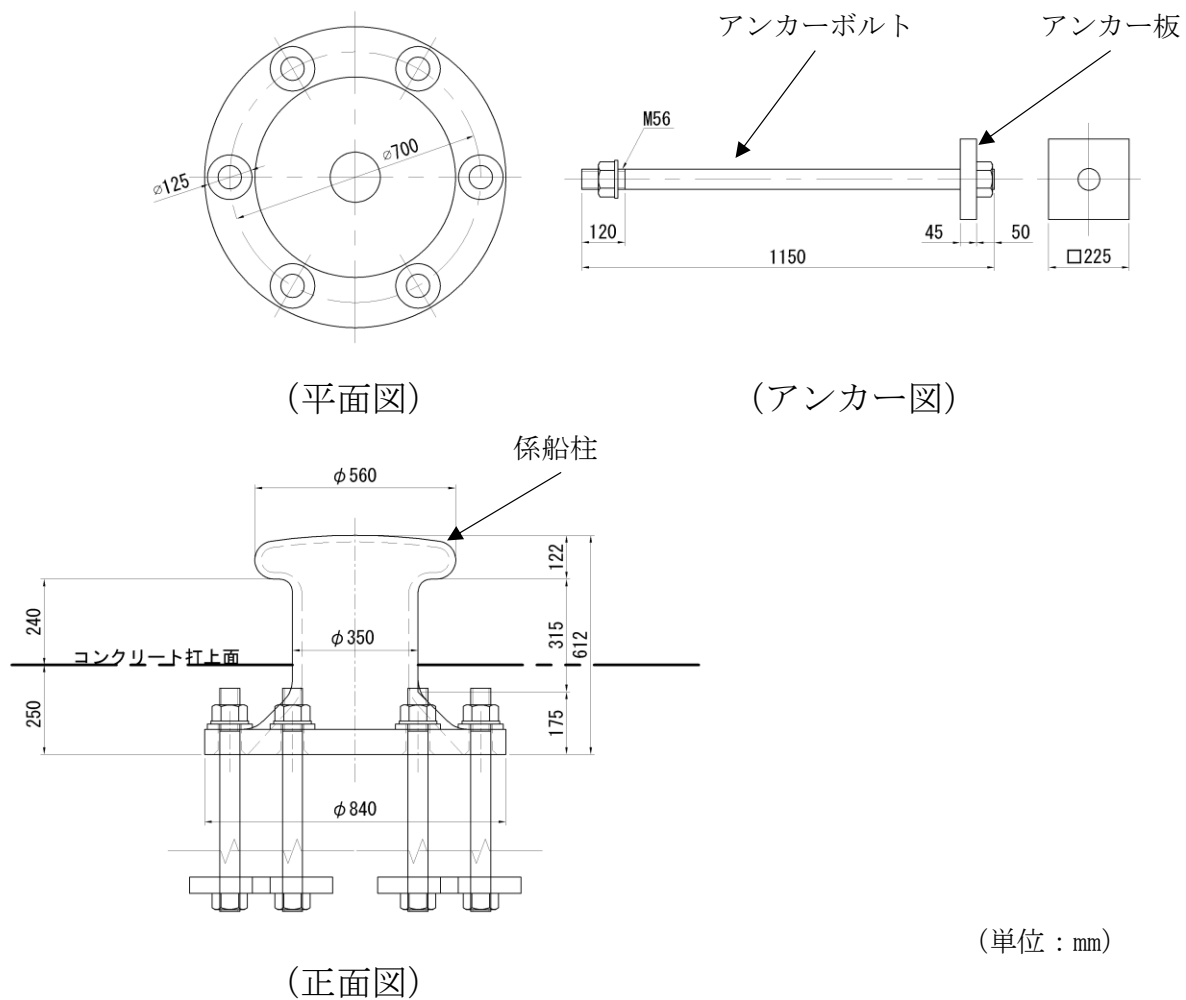


図 3.2-1 評価対象部位

3.3 荷重及び荷重の組合せ

3.3.1 荷重の設定

耐震評価に用いる荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、漂流防止装置（係船柱）の自重を考慮する。

(2) 地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。「3.5 設計用地震力」で設定した設計震度を用いて次式により算出する。

$$S_s = G \cdot k$$

ここで、

S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)

G : 固定荷重 (kN)

k : 設計震度

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-1 に示す。なお、構造として地表面から突出した部分は僅かであることから風荷重及び積雪荷重は考慮しない。

表 3.3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 S _s	G + S _s

G : 漂流防止装置（係船柱）の固定荷重

S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重

3.4 許容限界

(1) 使用材料

漂流防止措置を構成する係船柱，アンカーボルト及びアンカー板の使用材料を表 3.4-1 に示す。

また，漂流防止装置の基礎で使用するコンクリートは設計基準強度 24N/mm^2 とする。

表 3.4-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
係船柱	SC450	$\phi 350$
アンカーボルト	SS400	M56×1150
アンカー板	SS400	$\square 225 \times t45$

(2) 許容限界

a. 係船柱

係船柱の許容応力度は，「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005年改訂）」及び「JIS G 5101 炭素鋼鋳鋼品」を踏まえて表 3.4-2 の値とする。

表 3.4-2 係船柱の許容応力度

材質	許容応力度 (N/mm^2)	
	曲げ・引張	せん断
SC450	205	—

b. アンカーボルト及びアンカー板

アンカーボルト及びアンカー板の許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年改定）」（以下「各種合成構造設計指針・同解説」という。）に基づき算定した，表 3.4-3 の値とする。

表 3.4-3 アンカーボルト及びアンカー板の許容応力度

材質		許容応力度 (N/mm ²)	
		曲げ・引張	せん断
SS400	$t \leq 40$	234	136
	$40 < t \leq 100$	215	124

c. コンクリート

漂流防止装置（係船柱）の周囲に打設するコンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会，2002年）」に基づき，表 3.4-4 に示す許容応力度とする。

表 3.4-4 漂流防止装置（係船柱）の基礎の許容応力度

材質	許容応力度 (N/mm ²)	
	支圧	せん断
コンクリート（設計基準強度 24N/mm ² ）	17.5	0.67

3.5 設計用地震力

漂流防止装置（係船柱）の耐震計算に用いる設計震度は、VI-2-別添 6-2「漂流防止装置の耐震計算書」の「2. 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）についての耐震計算書」，「3. 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）についての耐震計算書」に示す漂流防止装置（係船柱）設置位置の最大応答加速度に基づき設定した。地震応答解析モデルの断面選定の考え方は、それぞれの耐震計算書のうち「3.1 評価対象断面」に示す。

表 3.5-1 に漂流防止装置基礎（荷揚護岸）及び漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）における係船柱設置位置の最大応答加速度及び震度の値を示す。これらの震度を包絡するように、設計用地震力を設定した。

地震応答解析に用いた断面位置の平面図及び解析モデル図を図 3.5-1 及び図 3.5-2 に、荷揚護岸及び多重鋼管杭それぞれの水平・鉛直方向での最大応答加速度分布図を図 3.5-3 に示す。

表 3.5-1 (1) 設計用地震力（水平）

地震動	設置場所及び 設置高さ (m)	水平方向 k_H	設計用地震力 (水平)
基準地震動 S_s	漂流防止装置基礎（荷揚護岸）：EL 6.0m	1.6 (1535cm/s ²) *	2.3
	漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）：EL 7.0m	2.3 (2226cm/s ²) *	

注記*：（）内は最大地震応答加速度を示す。

表 3.5-1 (2) 設計用地震力（鉛直）

地震動	設置場所及び 設置高さ (m)	鉛直方向 k_{UD}	設計用地震力 (鉛直)
基準地震動 S_s	漂流防止装置基礎（荷揚護岸）：EL 6.0m	1.8 (1736cm/s ²) *	1.8
	漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）：EL 7.0m	0.6 (508cm/s ²) *	

注記*：（）内は最大地震応答加速度を示す。

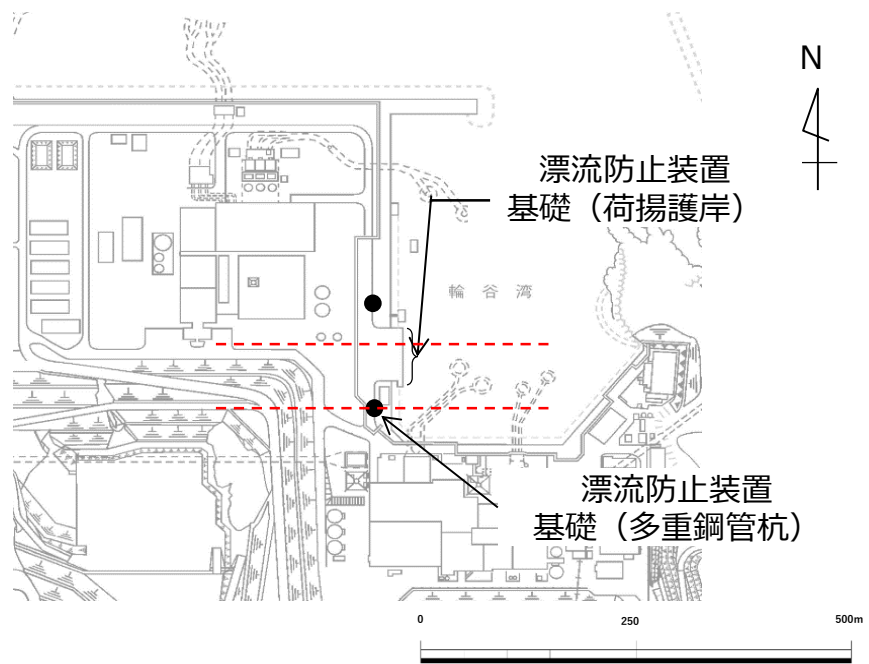


図 3.5-1 地震応答解析に用いた断面位置図

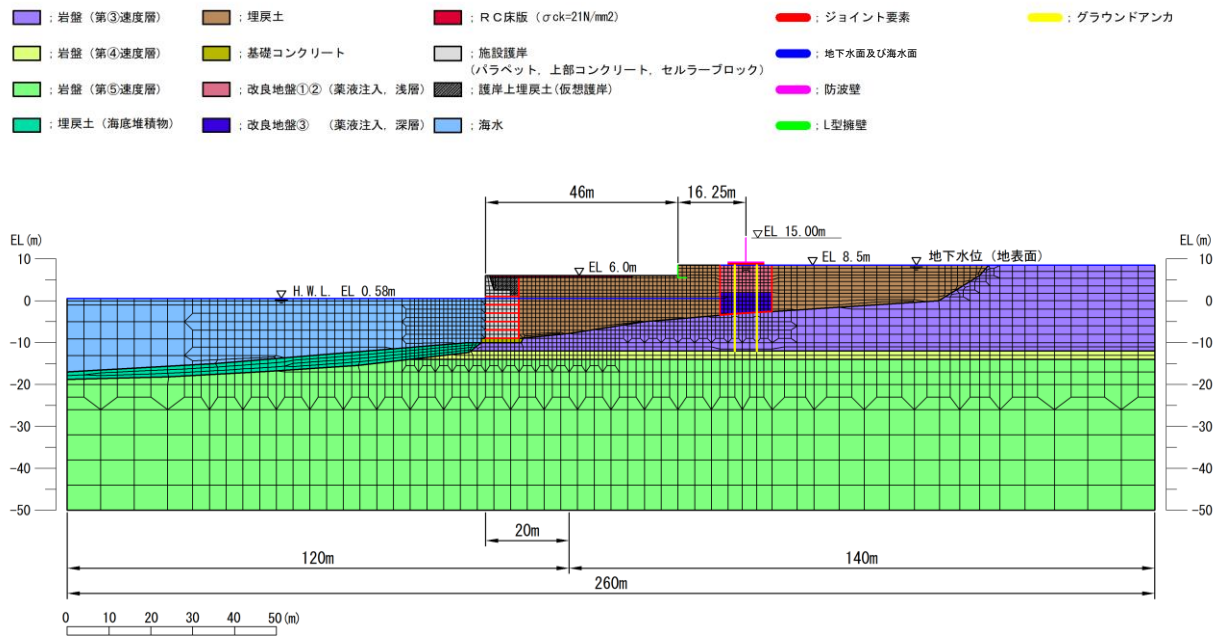


図 3.5-2(1) 地震応答解析モデル (漂流防止装置基礎 (荷揚護岸))

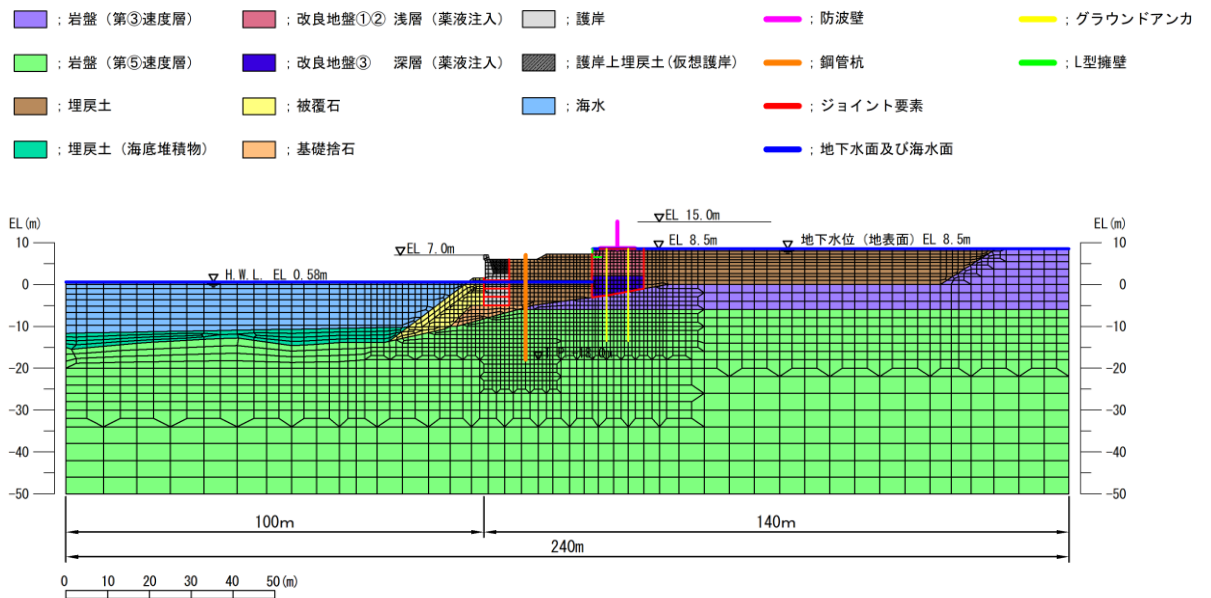
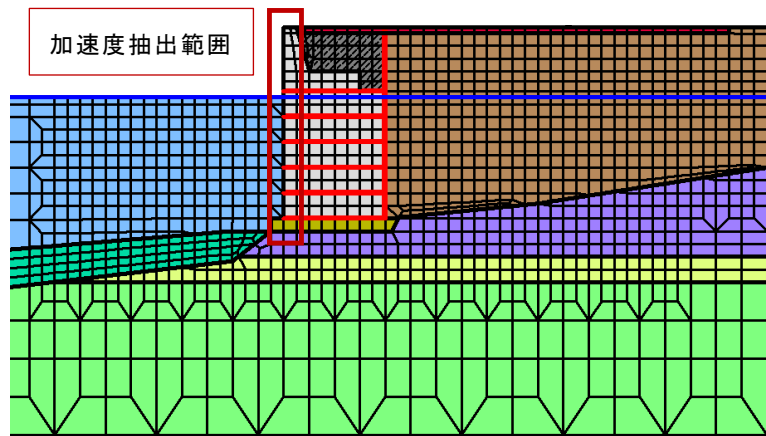
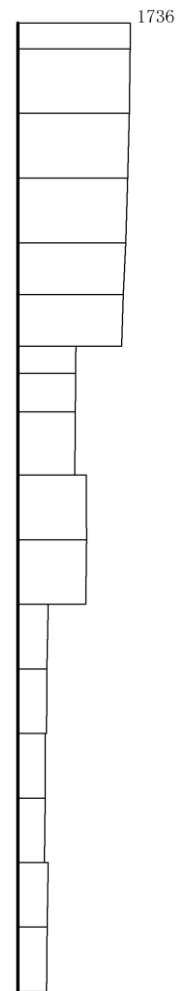
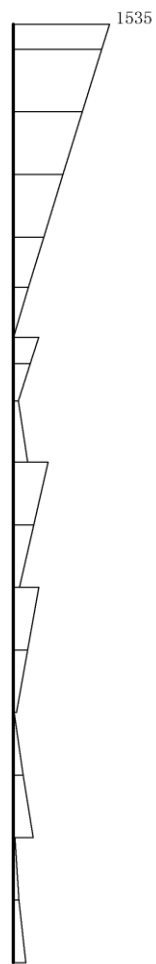


図 3.5-2(2) 地震応答解析モデル (漂流防止装置基礎 (多重鋼管杭))



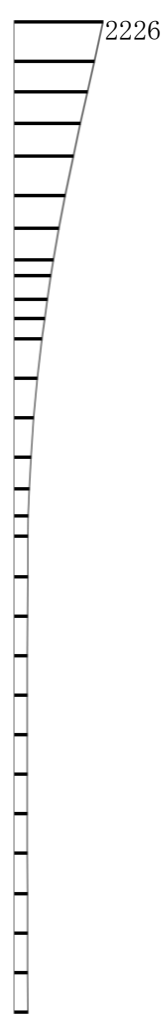
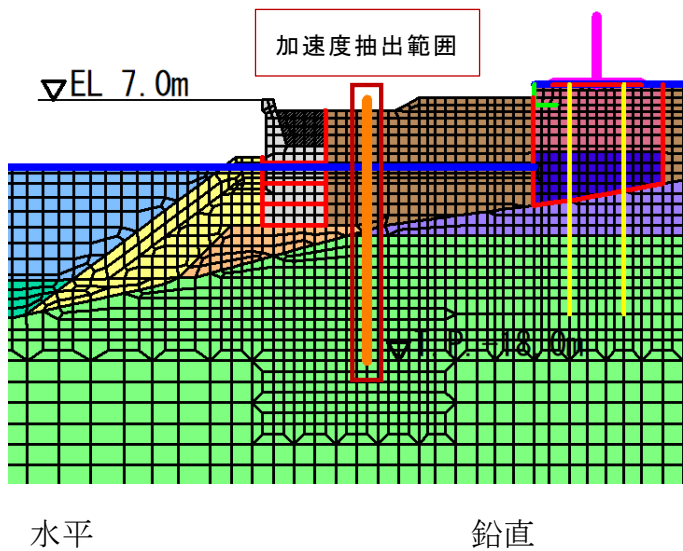
水平

鉛直



構造スケール $0 \quad 1(\text{m})$ 応答値スケール $0 \quad 1000(\text{cm}/\text{s}^2)$

図 3.5-3(1) 最大応答加速度分布図 (荷揚護岸法線)



構造スケール 0 2(m)

応答値スケール 0 2000(cm/s²)

図 3.5-3(2) 最大応答加速度分布図 (多重鋼管杭)

3.6 評価方法

当該漂流防止装置を構成する係船柱，アンカーボルト及びアンカー板に発生する応力より算定する応力度が，許容限界以下であることを確認する。

(1) 係船柱

係船柱の応力度の評価対象を図 3.6-1 に示す。

a. 係船柱

係船柱に生じる応力は，係船柱を片持ち梁として次式により算出し，係船柱の許容限界以下であることを確認する。なお，保守的に転倒モーメントを算出するため，慣性力の作用点は直胴部の上端とする。

転倒モーメントのアーム長の保守性として，地震時慣性力による転倒モーメントのアーム長は，コンクリート打上面より係船柱の重心位置までの距離と考えられるが，ここでは地震時慣性力による転倒モーメントのアーム長より長い，直胴部長さ（0.9D）を転倒モーメントのアーム長とした。

$$\sigma_s = M_{s a} / Z_{s a} + P_v / A_{s a}$$

σ_s : 係船柱の胴部縁応力度 (N/mm²)

$M_{s a}$: 係船柱の胴部転倒モーメント (N・mm)

$$(M_{s a} = P_H \cdot 0.9D)$$

$Z_{s a}$: 係船柱の断面係数 (mm³)

P_v : 基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 (N)

$A_{s a}$: 係船柱の断面積 (mm²)

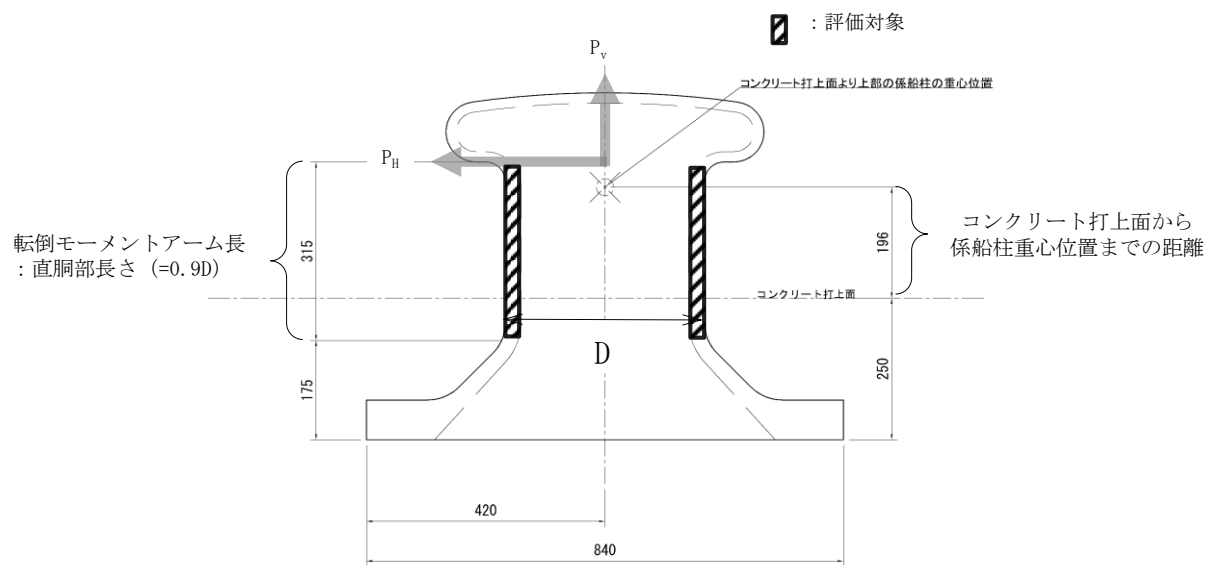


図 3.6-1 係船柱の応力度の評価対象

b. 係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度

係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度については、底板下面外のコンクリートを考慮せず、コンクリートの偏心荷重を心外に受けた円形梁の計算式を準用する。係船柱に作用する転倒モーメントにより生じる底板下面のコンクリートの支圧応力度を算出し、許容限界以下であることを確認する。

係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所を図 3.6-2 に、アンカーボルト及びコンクリートの応力計算の考え方を図 3.6-3 に示す。

$$\sigma_{c1} = P_v \cdot (R_1 - y) / (n \cdot G_s - G_c)$$

σ_{c1} : 底板下面のコンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_v : 基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 (N)

R_1 : 中心軸から底板端までの距離 (mm)

y : 中心軸と中立軸の距離 (mm)

n : アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比

G_s : 引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

G_c : 圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

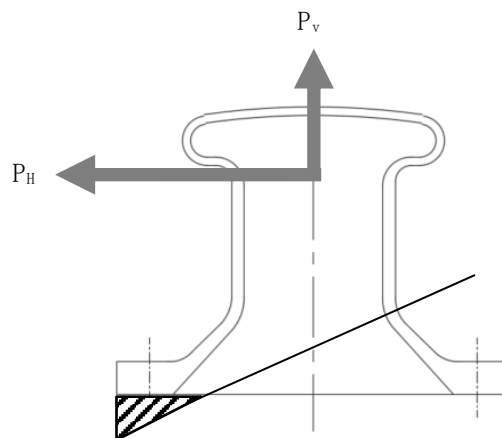


図 3.6-2 係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所

(2) アンカボルトの引張応力およびコンクリートの最支圧応力の計算

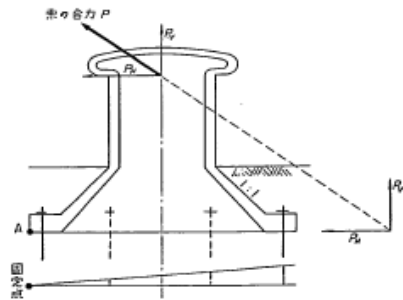


図 6.6 アンカボルトの転倒抵抗モーメントの従来の計算法

底板には偏心外力 P_V により転倒モーメントが生ずるが、これに抵抗するモーメントの計算にあたっては、従来は図 6.6 のように底板端部の A 点を固定点とした回転を考えて、アンカボルトの径を決めているものが多い。しかし、この解法は理論的にもあきらかに誤りであり、また実験により実際の中立軸が対称軸近くにあることが確かめられた今、非常に危険側の設計である。そこで、抵抗モーメントの計算にあたっては、鉄筋コンクリートの偏心荷重を心外に受ける円形ばりの計算式を応用する。

図 6.7 においてコンクリートに作用する支圧応力度の合力 P_{Vc} およびアンカボルトの全引張力 P_{Vs} は、コンクリートおよびアンカボルトの中立軸に対する断面 1 次モーメントをそれぞれ G_c 、 G_s とすると、

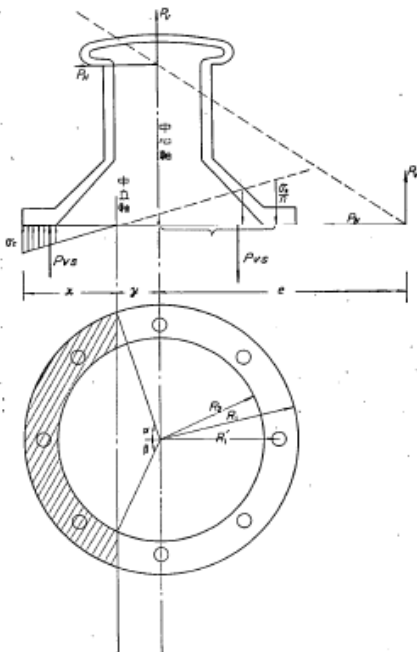


図 6.7 コンクリートの圧縮を考慮したアンカボルトの転倒抵抗モーメントの計算法

$$P_{Vc} = \frac{\sigma_c}{x} G_c \quad (6.8)$$

$$P_{Vs} = \frac{n\sigma_c}{x} G_s \quad (6.9)$$

ここに σ_c : コンクリート線応力

$$G_c = \frac{R_1^3}{3} [\sin \alpha (2 + \cos^2 \alpha) - 3 \alpha \cos \alpha] - \frac{R_2^3}{3} [\sin \beta (2 + \cos^2 \beta) - 3 \beta \cos \beta]$$

$$G_s = A_s (R_1' + 3y) \quad (4 \text{ 本型})$$

$$G_s = 2A_s \left[\frac{\sqrt{3}}{2} (R_1' + y) + y \right] \quad (6 \text{ 本型})$$

$$G_s = A_s (R_1' + y) + 2A_s \left(\frac{R_1}{\sqrt{2}} + y \right) + 2A_s y \quad (8 \text{ 本型})$$

A_s : アンカボルト有効断面積

R_1 : 底板外半径

R_1' : アンカボルト位置半径

R_2 : 底板内半径

断面が取り付け状態にあるためには $\sum V = 0$ でなければならない。

$$P_V = \frac{\sigma_c}{x} [nG_s - G_c] \quad (6.10)$$

また、中立軸のまわりの外力 P による転倒モーメントは

$$M = P_V [e + y] \quad (6.11)$$

であり、抵抗モーメントはコンクリートおよびアンカボルトの中立軸に対する断面 2 次モーメントをそれぞれ I_c 、 I_s とすると、

$$M = \frac{\sigma_c}{x} (I_c + nI_s) \quad (6.12)$$

$$I_c = R_1^4 \left[\alpha \left(\frac{1}{4} + \cos^2 \alpha \right) - \sin \alpha \cos \alpha \left(\frac{5}{4} - \frac{1}{6} \sin^2 \alpha \right) \right] - R_2^4 \left[\beta \left(\frac{1}{4} + \cos^2 \beta \right) - \sin \beta \cos \beta \left(\frac{5}{4} - \frac{1}{6} \sin^2 \beta \right) \right]$$

$$I_s = A_s (R_1' + y)^2 + 2A_s y^2 \quad (4 \text{ 本型})$$

$$I_s = 2A_s \left[\frac{\sqrt{3}}{2} (R_1' + y)^2 + y^2 \right] \quad (6 \text{ 本型})$$

$$I_s = A_s (R_1' + y)^2 + 2A_s \left(\frac{R_1}{\sqrt{2}} + y \right)^2 + 2A_s y^2 \quad (8 \text{ 本型})$$

であって、この両者は等しくなければならない。式(6.11)に式(6.10)および式(6.12)の右辺を代入して σ_c を消去すれば式(6.13)に示すようになる。

$$(nG_s - G_c)(e + y) = I_c + nI_s \quad (6.13)$$

上式を解いて中立軸を求めることができ、式(6.10)からコンクリート線支圧応力を求めると、

$$\sigma_c = \frac{P_V x}{nG_s - G_c} \quad (6.14)$$

また、アンカボルトの引張応力は、

$$\sigma_s = n \sigma_c \frac{R_1' + y}{x} = \frac{P_V (R_1' + y)}{G_s - \frac{1}{n} G_c} \quad (6.15)$$

この式を用いるにあたって、コンクリートの支圧面ははりのようなものではなく、また、底板も完全剛体ではないので弾性係数比 n の取り方に問題が起った。

そこで附録 4. けい船柱の載荷実験に示す実験によりこの式の適用の可能性と弾性係数比を求めた。その結果は、附録 4.10、4.11 に示す通り $n=15$ とすると実験と非常によく合い、アンカボルトの引張応力の誤差は数%であった。

図 3.6-3 アンカーボルト及びコンクリートの応力計算の考え方

(港湾技研資料 No.102 けい船柱の標準設計 (案) 抜粋)

c. 係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度

係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度はアンカーボルトの水平力を考慮せず算出し、許容限界以下であることを確認する。

係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所を図 3.6-4 に示す。

$$\sigma_{c2} = (P_H - \mu \cdot P_{vc}) / (H_1 \cdot 2R_1)$$

σ_{c2} : 底板前面のコンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_H : 基準地震動 S_s による慣性力の水平成分 (N)

μ : 底板とコンクリートの摩擦係数

P_{vc} : コンクリートの支圧力 ($\approx 0.7 \times P_H$) (N)

H_1 : 底板厚さ (mm)

R_1 : 中心軸から底板端までの距離 (mm)

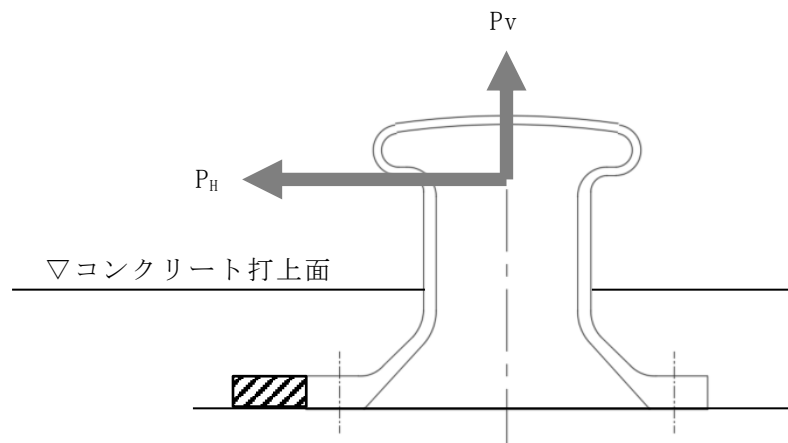


図 3.6-4 係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所

(2) アンカーボルト

アンカーボルトのせん断力度の評価対象を図 3.6-5 に示す。

a. アンカーボルトに生じる引張応力度

アンカーボルトの引張応力度については、底板下面外のコンクリートを考慮せず、コンクリートの偏心荷重を心外に受けた円形梁の計算式を準用する。係船柱に作用する転倒モーメントにより生じるアンカーボルトの引張応力度を算出し、許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_{s2} = P_v \cdot (R_1' + y) / (G_s - G_c / n)$$

σ_{s2} : アンカーボルト 1 本に生じる引張応力度 (N/mm²)

P_v : 基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 (N)

R_1' : 中心軸からアンカーボルト位置までの距離 (mm)

y : 中心軸と中立軸の距離 (mm)

G_s : 引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

G_c : 圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

n : アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比

b. アンカーボルトに生じるせん断応力度

アンカーボルトのせん断応力度については、底板前面のコンクリートの支圧応力及び摩擦抵抗力を考慮せず計算し、許容応力度以下であることを確認する。


$$\tau_s = (P_H / N) / (\pi / 4 \cdot \phi_b^2)$$

τ_s : アンカーボルト 1 本に生じるせん断応力度 (N/mm²)

P_H : 基準地震動 S_s による慣性力の水平成分 (N)

N : アンカーボルトの本数 (本)

ϕ_b : アンカーボルトの谷径 (mm)

 : 評価対象

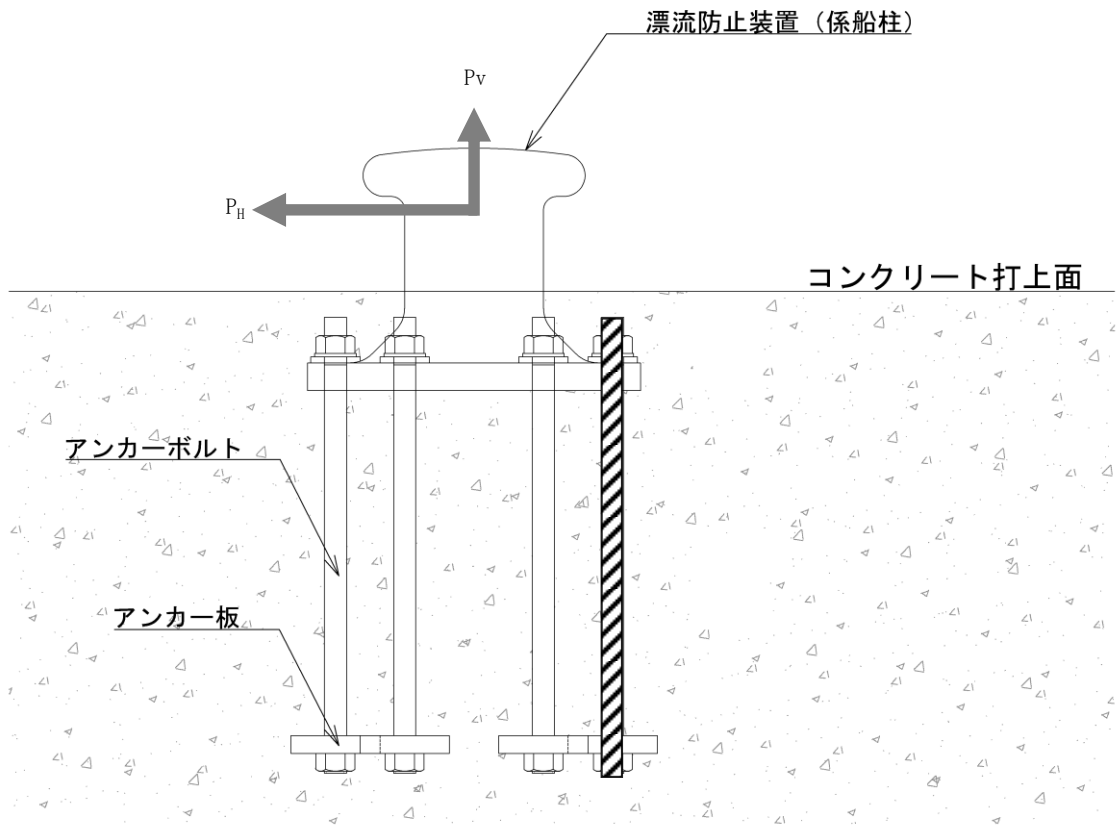


図 3.6-5 アンカーボルトのせん断力度の評価対象

(3) アンカー板

a. アンカー板の応力度

アンカー板の応力は、アンカーボルト 1 本に基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 P_v が作用した時にアンカー板に等分布荷重 p が働くとしてアンカー板の曲げモーメントを計算し、許容限界以下であることを確認する。

アンカー板の応力度の評価対象を図 3.6-6 に、アンカー板にかかる曲げモーメントを図 3.6-7 に示す。また、最大応力係数 β は内外半径比（アンカー板幅 a とナット 2 面幅 b の比、 b/a ）によって決まる。内外半径比 b/a と最大応力係数 β の対応表を図 3.6-8 に示す。

$$p = P_v / \{ \pi / 4 \cdot (4 \cdot \phi_a)^2 - (\pi / 4 \times \phi_a^2) \}$$

p : 等分布荷重 (N/mm²)

P_v : 基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 (N)

ϕ_a : アンカーボルトの呼び径 (mm)

$$\sigma_{s_t} = \beta \cdot p \cdot (a/2)^2 / t^2$$

σ_{s_t} : アンカー板の応力度 (N/mm²)

β : 最大応力係数

b : ナット二面幅 (mm)

a : アンカー板幅 (mm)

t : アンカー板厚 (mm)

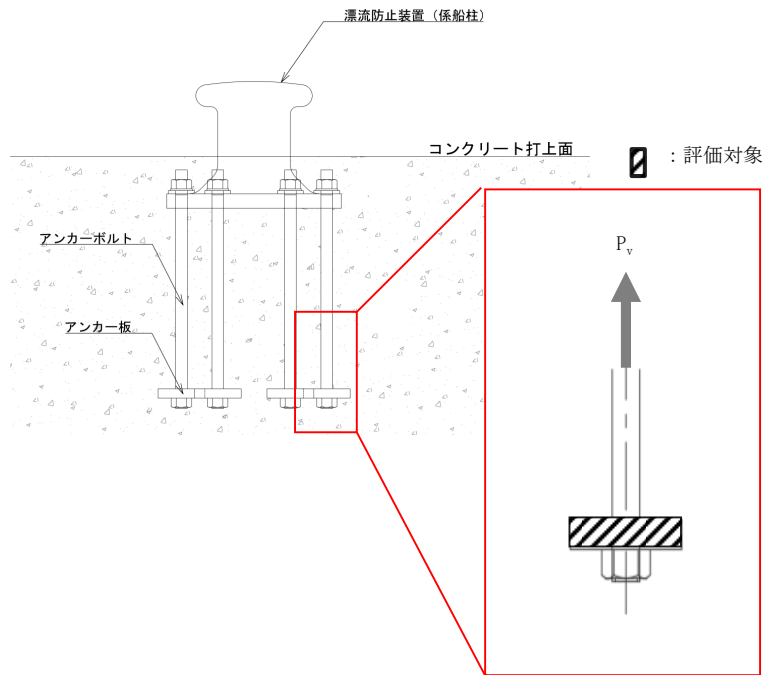


図 3.6-6 アンカー板の応力度の評価対象

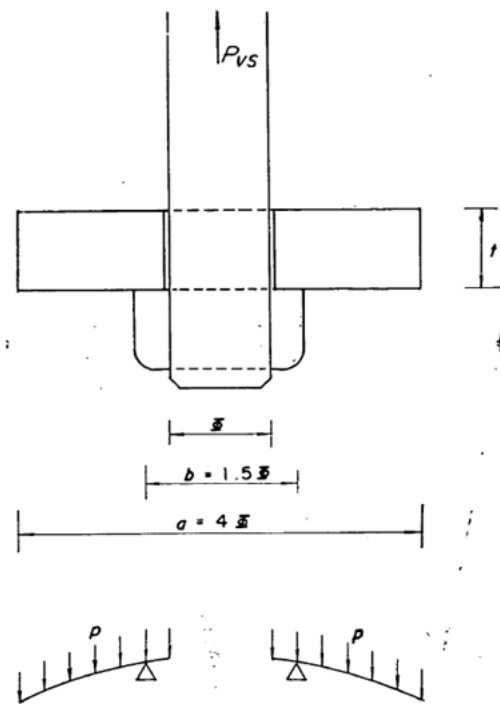
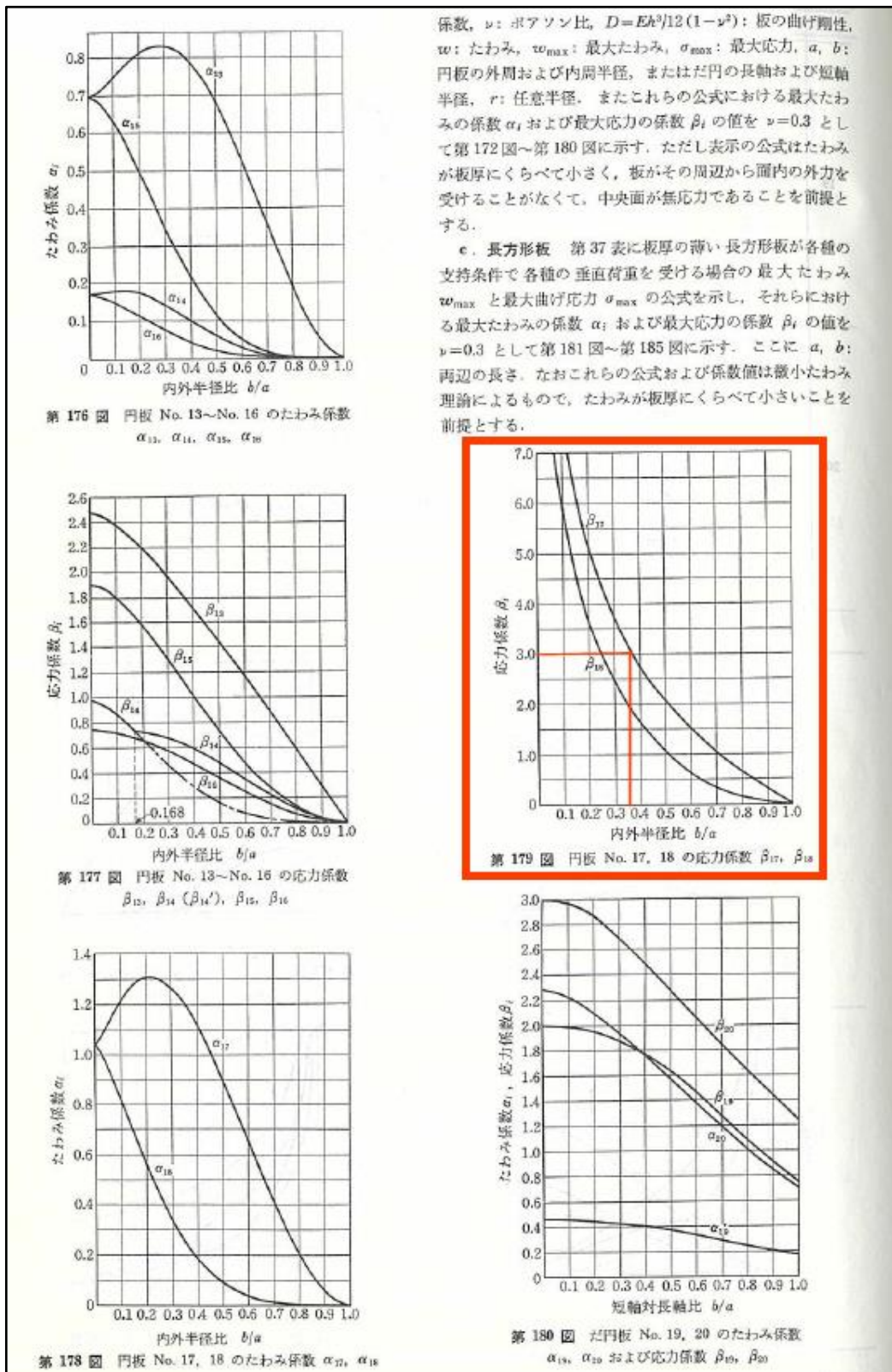


図 3.6-7 アンカー板にかかる曲げモーメント (港湾技研資料 No.102 けい船柱の標準設計 (案) 抜粋)

No.	荷重状態とたわみ形および下表面の応力分布	たわみ w , w_{\max} および応力 σ , σ_{\max}
15	<p>円輪板, 外周単純支持, 内周可動片に固定, 等分布荷重</p>	<p>$w, \sigma_r, \sigma_\theta$ は No. 13 の式と同形. ただし</p> $A = -\frac{1}{4} \frac{a^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left[(3+\nu) \frac{a^2}{b^2} + (1-\nu) \left(4 \ln \frac{a}{b} + 3 \right) \frac{b^2}{a^2} - 2 \right]$ $B = \frac{b^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left[(3+\nu) - \left((5+\nu) + 4(1+\nu) \ln \frac{a}{b} \right) \frac{b^2}{a^2} \right]$ <p>$w_{\max} = (w)_{r=b} = \alpha_{15} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{15}$: 第 176 図)</p> <p>$\sigma_{\max} = (\sigma_r)_{r=b} = \pm \beta_{15} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{15}$: 第 177 図)</p>
16	<p>円輪板, 外周固定, 内周可動片に固定, 等分布荷重</p>	<p>$w, \sigma_r, \sigma_\theta$ は No. 13 の式と同形. ただし</p> $A = -\frac{1}{4} \left(3 + \frac{a^2}{b^2} \right) + \frac{b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b}, \quad B = \left(1 - \frac{4b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b} \right) \frac{b^2}{a^2}$ <p>$w_{\max} = (w)_{r=b} = \alpha_{16} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{16}$: 第 176 図)</p> <p>$\sigma_{\max} = (\sigma_r)_{r=b} = \pm \beta_{16} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{16}$: 第 177 図)</p>
17	<p>円輪板, 内周単純支持, 外周自由, 等分布荷重</p>	$w = \frac{p a^4}{64 D} \left[\left\{ \frac{r^2 + b^2}{a^2} + 8 \left(1 + A + \ln \frac{a}{r} \right) \right\} \frac{r^2 - b^2}{a^2} - 4 \left(B + \frac{2b^2}{a^2} \right) \ln \frac{r}{b} \right]$ $\sigma_r = \pm \frac{3 p a^2}{8 h^2} \left\{ (3+\nu) \frac{r^2}{a^2} + 4(1+\nu) \left(A + \ln \frac{a}{r} \right) - (1-\nu) \left(2 - B \frac{a^2}{r^2} \right) \right\}$ $\sigma_\theta = \pm \frac{3 p a^2}{8 h^2} \left\{ (1+3\nu) \frac{r^2}{a^2} + 4(1+\nu) \left(A + \ln \frac{a}{r} \right) + (1-\nu) \left(2 - B \frac{a^2}{r^2} \right) \right\}$ <p>ただし $A = \frac{b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b} - \frac{1}{4(1+\nu)} \left\{ (1+3\nu) + (3+\nu) \frac{b^2}{a^2} \right\}$</p> $B = \frac{1}{1-\nu} \left\{ (3+\nu) \frac{b^2}{a^2} - 4(1+\nu) \frac{b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b} \right\}$ <p>$w_{\max} = (w)_{r=a} = \alpha_{17} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{17}$: 第 178 図)</p> <p>$\sigma_{\max} = (\sigma_\theta)_{r=b} = \pm \beta_{17} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{17}$: 第 179 図)</p>
18	<p>円輪板, 内周固定, 外周自由, 等分布荷重</p>	<p>$w, \sigma_r, \sigma_\theta$ は No. 17 の式と同形. ただし</p> $A = -\frac{1}{4} \frac{a^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left\{ (1+3\nu) + (1-\nu) \left(2 + \frac{b^2}{a^2} + 4 \ln \frac{a}{b} \right) \frac{b^2}{a^2} \right\}$ $B = \frac{b^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left\{ (1-\nu) + (1+\nu) \left(\frac{b^2}{a^2} + 4 \ln \frac{a}{b} \right) \right\}$ <p>$w_{\max} = (w)_{r=a} = \alpha_{18} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{18}$: 第 178 図)</p> <p>$\sigma_{\max} = (\sigma_r)_{r=b} = \pm \beta_{18} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{18}$: 第 179 図)</p>

図 3.6-8 (1) 内外半径比 (b/a) と応力係数 (β) の対応表 (機械工学便覧抜粋)



係数, ν : ポアソン比, $D = Eh^3/12(1-\nu^2)$: 板の曲げ剛性, w : たわみ, w_{\max} : 最大たわみ, σ_{\max} : 最大応力, a, b : 円板の外周および内周半径, または円筒の長軸および短軸半径, r : 任意半径. またこれらの公式における最大たわみの係数 α_i および最大応力の係数 β_i の値を $\nu=0.3$ として第 172 図~第 180 図に示す. ただし表示の公式はたわみが板厚にくらべて小さく, 板がその周辺から面内の外力を受けることなく, 中央面が無応力であることを前提とする.

c. 長方形板 第 37 表に板厚の薄い長方形板が各種の支持条件で各種の垂直荷重を受ける場合の最大たわみ w_{\max} と最大曲げ応力 σ_{\max} の公式を示し, それらにおける最大たわみの係数 α_i および最大応力の係数 β_i の値を $\nu=0.3$ として第 181 図~第 185 図に示す. ここに a, b : 両辺の長さ. なおこれらの公式および係数値は微小たわみ理論によるもので, たわみが板厚にくらべて小さいことを前提とする.

図 3.6-8 (2) 内外半径比 (b/a) と応力係数 (β) の対応表 (機械工学便覧抜粋)

b. アンカー板上面のコンクリートの支圧応力度

アンカーボルトの引張力によるアンカー板上面のコンクリートの支圧応力度を計算し、許容限界以下であることを確認する。

アンカー板上面のコンクリートの支圧応力度の評価対象を図 3.6-9 に、アンカーボルトの引抜き力によるコンクリートの応力を図 3.6-10 に示す。

$$\sigma_c = P_v / \{ (\pi / 4) \cdot a^2 \}$$

σ_c : アンカー板上面コンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_v : 基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 (N)

a : アンカー板幅 (mm)

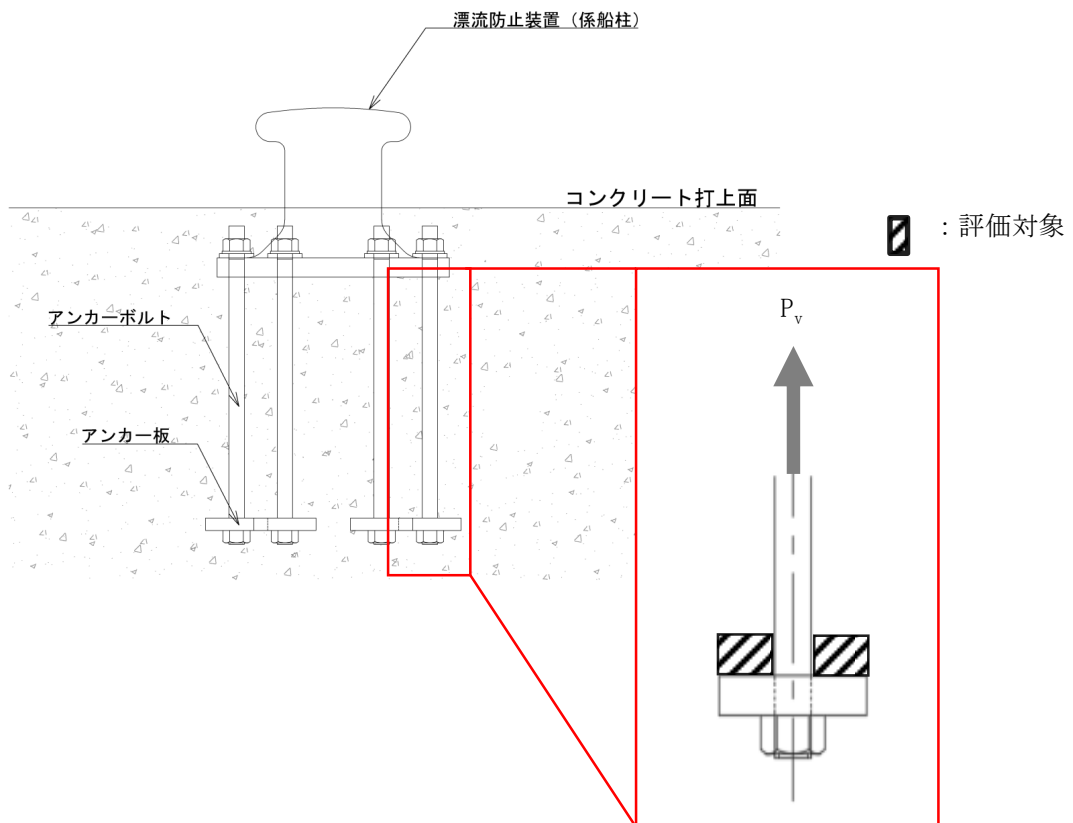


図 3.6-9 アンカー板上面のコンクリートの支圧応力度の評価対象

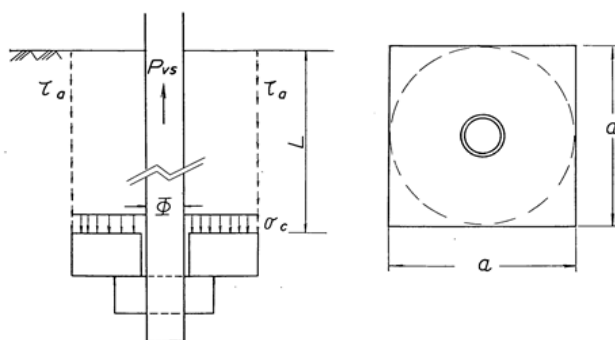


図 3.6-10 アンカーボルトの引抜き力によるコンクリート応力（港湾技研資料 No.102 けい船柱の標準設計（案）抜粋）

c. アンカー板上方のコンクリートのせん断応力度

アンカーボルトの引張力によるアンカー板上方のコンクリートのせん断応力度を計算し、許容限界以下であることを確認する。アンカーボルトの引張力によるアンカー板上方のコンクリートのせん断応力度の評価対象を図 3.6-11 に示す。

$$\tau_c = P_v / (L \cdot \pi \cdot a)$$

τ_c : アンカー板上方のコンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

P_v : 基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 (N)

L : アンカーボルトの埋込み長さ (mm)

a : アンカー板幅 (mm)

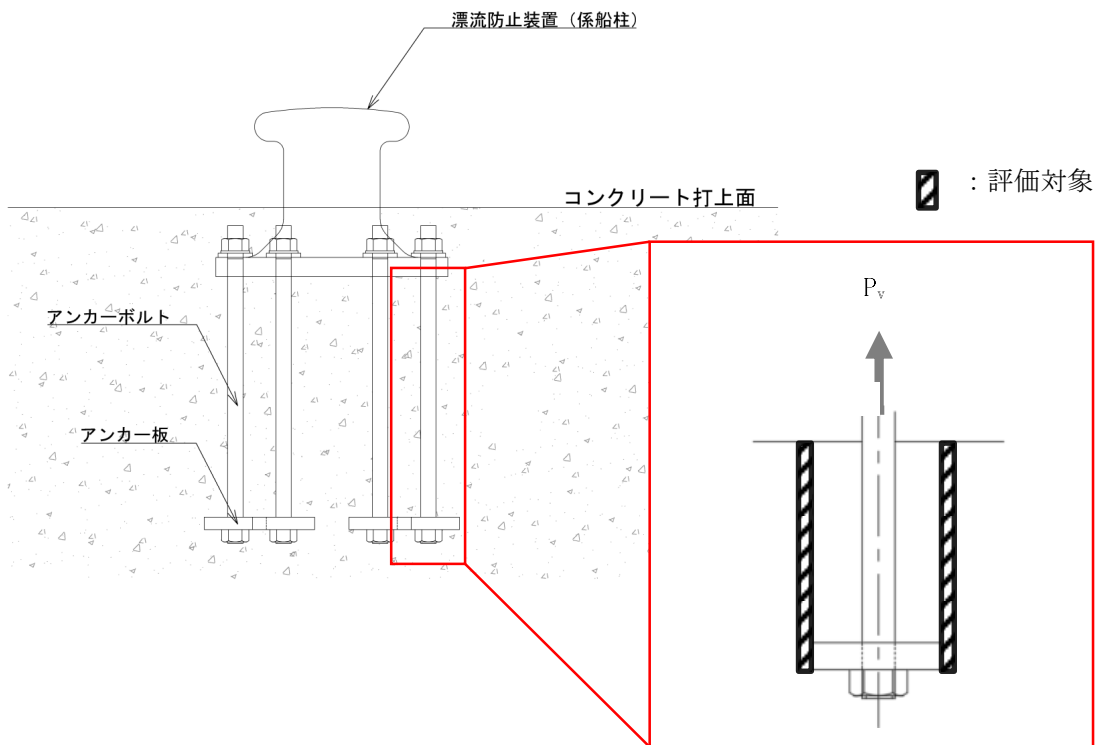


図 3.6-11 アンカー板上方のコンクリートのせん断応力度の評価対象

4. 評価条件

「3. 耐震評価」に用いる評価条件を表 4-1 に示す。

表 4-1 耐震評価に用いる条件

対象部位	記号	単位	定義	値
係船柱	$M_{s a}$	$N \cdot mm$	係船柱の胴部転倒モーメント	2524410
	P_v	N	基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分	6250
	D	mm	係船柱の胴部径	350
	$Z_{s a}$	mm^3	係船柱の断面係数	2055972.3
	$A_{s a}$	mm^2	係船柱の断面積	27397.8
	y	mm	中心軸と中立軸の距離	115.9
	R_1	mm	中心軸から底板端までの距離	420.0
	n	—	アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比	15
	G_c	mm^3	圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント	17289181.7
	G_s	mm^3	引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント	2108687.8
	P_H	N	基準地震動 S_s による慣性力の水平成分	8014
	μ	—	底板とコンクリートの摩擦係数	0.3
	H_1	mm	底板厚さ	70
アンカーボルト	R_1'	mm	中心軸からアンカーボルト位置までの距離	350.0
	N	本	アンカーボルトの本数	6
	ϕ_b	mm	アンカーボルトの谷径	50.0
	ϕ_a	mm	アンカーボルトの呼び径	56.0
アンカー板	β	—	最大応力係数	3
	b	mm	ナット二面幅	85.0
	t	mm	アンカー板厚	45.0
	p	N/mm^2	アンカーボルト 1 本に基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 P_v が作用した時にアンカー板に働く等分布荷重	0.17
	a	mm	アンカー板幅	225.0
	L	mm	アンカーボルトの埋込み長さ	850.0

5. 評価結果

漂流防止装置の耐震評価結果を表 5-1 に示す。漂流防止装置の各部材の断面検定を行った結果、発生応力度又は荷重は許容限界以下であることから、漂流防止装置が構造健全性を有することを確認した。

表 5-1 漂流防止装置の照査結果

評価対象部位		発生値 (応力度)		許容限界		照査値
係船柱	胴部縁応力度	1.46	N/mm ²	205	N/mm ²	0.008
	底版下面のコンクリートの支圧応力度	0.13	N/mm ²	17.5	N/mm ²	0.008
	底版前面のコンクリートの支圧応力度	0.11	N/mm ²	17.5	N/mm ²	0.007
アンカー	引張応力度	3.05	N/mm ²	215	N/mm ²	0.015
ボルト	せん断応力度	0.68	N/mm ²	124	N/mm ²	0.006
アンカー板	アンカー板の応力度	3.17	N/mm ²	215	N/mm ²	0.015
	コンクリートの支圧応力度	0.16	N/mm ²	17.5	N/mm ²	0.010
	コンクリートのせん断応力度	0.01	N/mm ²	0.67	N/mm ²	0.015

- 2. 浸水防護施設に関する補足説明資料
 - 2.6 漂流防止装置に関する補足説明
 - 2.6.2 漂流防止装置の強度計算書に関する補足説明

目 次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	構成要素の構造計画	4
2.4	評価方針	5
2.5	適用規格・基準等	6
3.	強度評価	8
3.1	記号の定義	8
3.2	評価対象部位	10
3.3	荷重及び荷重の組合せ	11
3.3.1	荷重の設定	11
3.3.2	荷重の組合せ	12
3.4	許容限界	13
3.5	評価方法	15
4.	評価条件	29
5.	評価結果	30

1. 概要

本資料は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」に示すとおり、漂流防止装置が燃料輸送船及びLLW輸送船（以下「燃料等輸送船」という。）の係留索の耐力（以下「係留力」という。）に対して十分な構造強度を有していることを確認するものである。

燃料等輸送船は、来襲までに時間的余裕がある津波の場合は緊急退避するが、来襲までに時間的余裕がない津波の場合は漂流防止装置に係留することとなる。したがって、漂流防止装置が燃料等輸送船による係留力に対して十分な構造強度を有していることを確認する。

2. 基本方針

2.1 位置

漂流防止装置の位置を図 2.1-1 に示す。

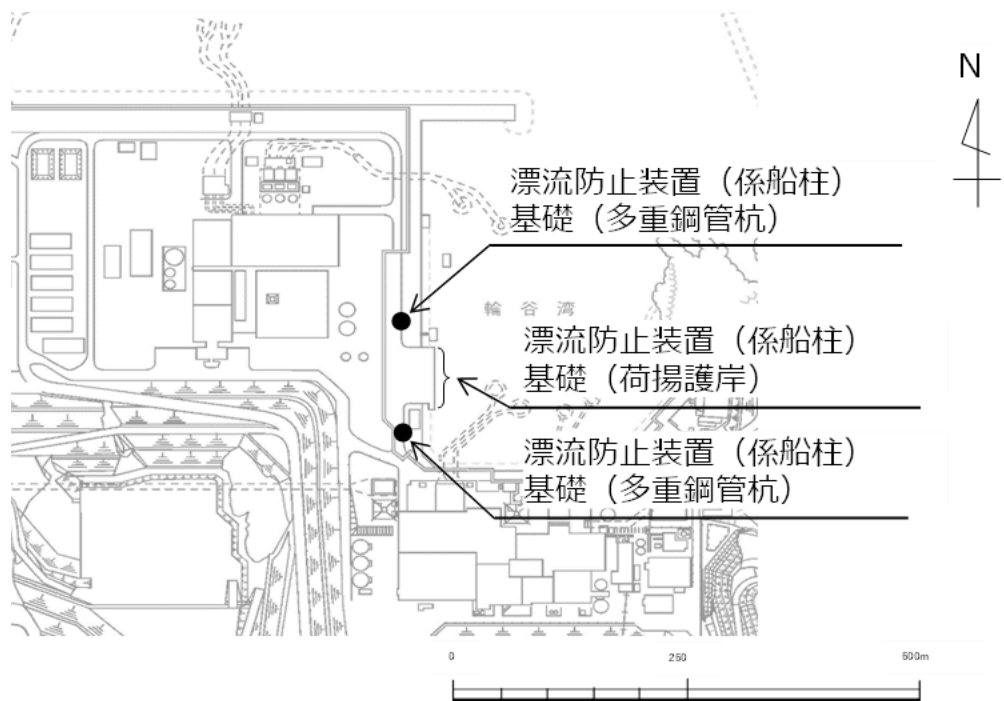


図 2.1-1 漂流防止装置位置

2.2 構造概要

漂流防止装置は、燃料等輸送船の係留索を固定材である係船柱と接続し、係船柱と基礎をアンカーボルトで固定する構造である。漂流防止装置の概要図を図 2.2-1 に示す。

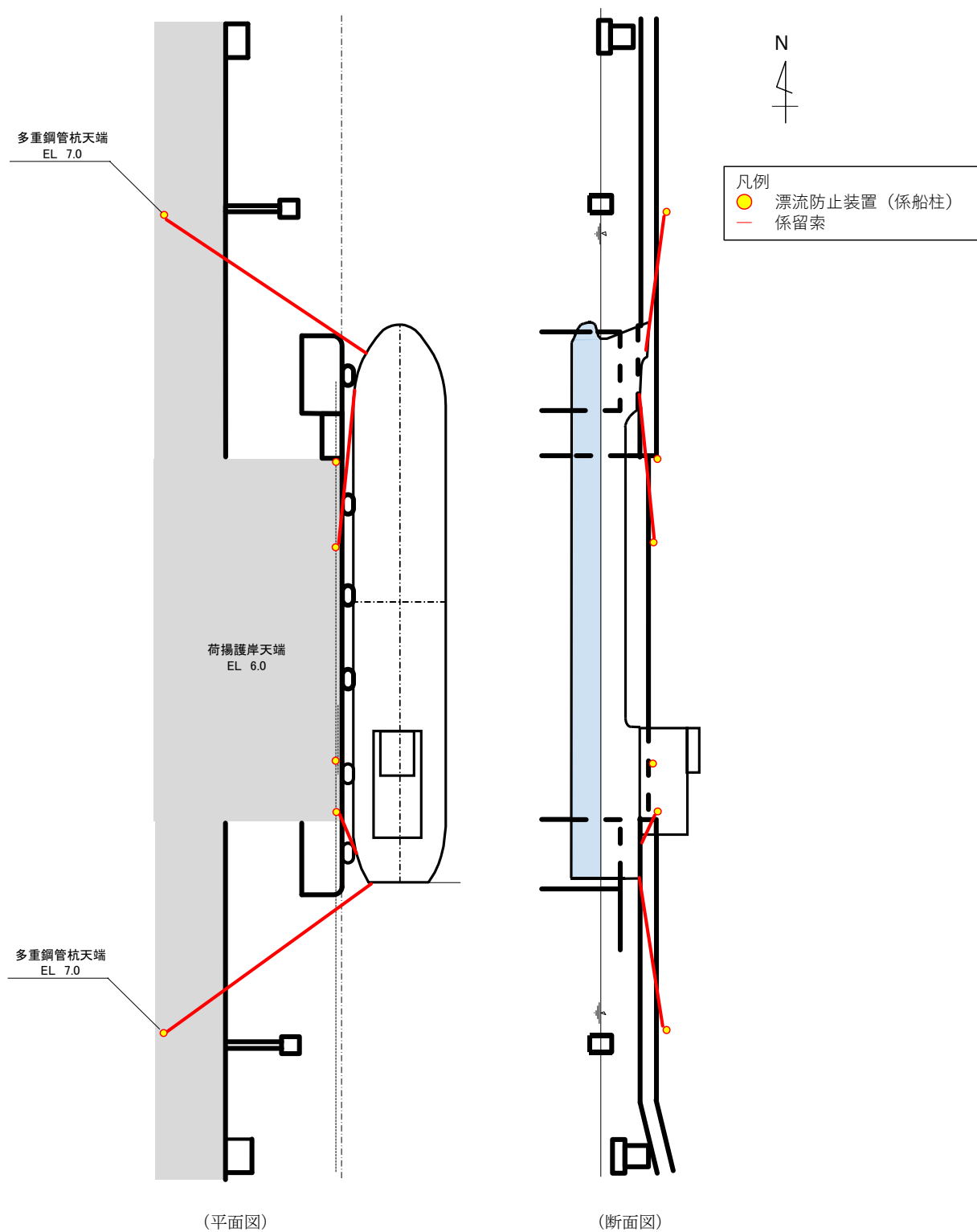


図 2.2-1 漂流防止装置の概要図

2.3 構成要素の構造計画

漂流防止装置の構造図を図 2.3-1 に示す。

漂流防止装置は、係船柱、アンカーボルト及びアンカー板から構成される。

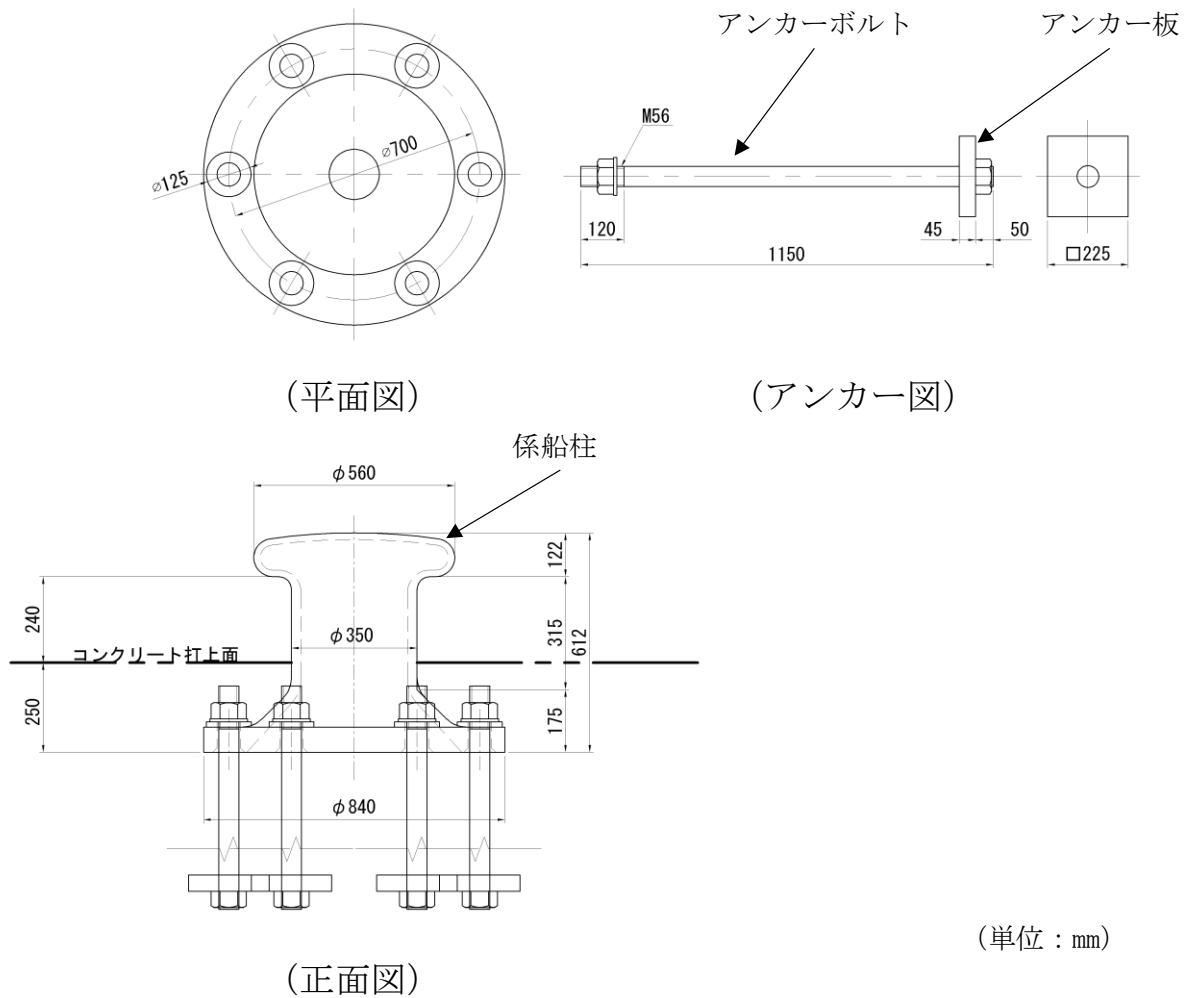


図 2.3-1 漂流防止装置の構造図

2.4 評価方針

漂流防止装置の強度評価は、係留力が係留索を介して漂流防止装置に作用することにより評価対象部位に生ずる応力が「3.4 許容限界」に収まることを「3.5 評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて計算し、「5. 評価結果」にて確認する。

漂流防止装置の強度評価フローを図 2.4-1 に示す。

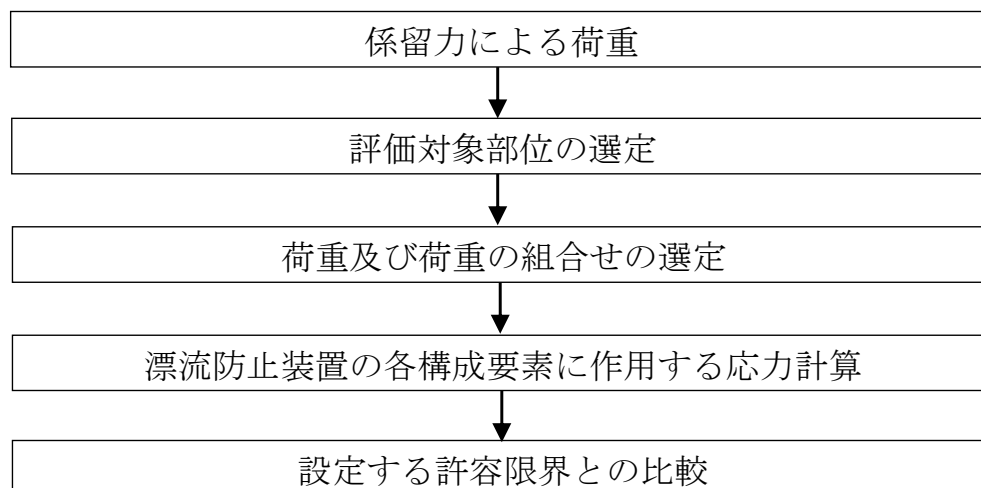


図 2.4-1 漂流防止装置の強度評価フロー

2.5 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・港湾技研資料 NO, 102 けい船柱の標準設計（案）（運輸省港湾技術研究所，1970年）
- ・鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005年改定）
- ・各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年改訂）
- ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]（（社）土木学会，2002年）
- ・日本産業規格（J I S）
- ・港湾構造物標準設計（第1集）（（社）日本港湾協会，1971年）
- ・機械工学便覧 改訂第6版（（社）日本機械学会編，1977年）

表 2.5—1 適用する企画，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
使用材料及び 材料定数		・コンクリート標準示方書[構造性能照 査編]((社) 土木学会，2002 年制 定)	—
荷重及び荷重の 組合せ		・港湾構造物標準設計 (第 1 集) ((社) 日本港湾協会，1971 年)	永久荷重+偶発荷重+従たる 変動荷重の適切な組合せを検 討。
許容 限界	係船柱	・鋼構造設計規準—許容応力度設計法— ((社) 日本建築学会，2005 年改訂) ・ J I S G 5 1 0 1 炭素鋼鋳鋼品	曲げ軸力照査は，発生応力度 が，許容応力度以下であるこ とを確認。
	アンカー ボルト	・各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会，2010 年改定)	引張・せん断力照査は，発生応 力度が，許容応力度以下であ ることを確認。
	アンカー板	・各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会，2010 年改定)	曲げ軸力照査は，発生応力度 が，短期許容応力度以下であ ることを確認。
	コンクリー ト	コンクリート標準示方書[構造性能照査 編]((社) 土木学会，2002 年制定)	支圧力照査，せん断力照査は， 接地圧が極限支持力度以下で あることを確認。

3. 強度評価

3.1 記号の定義

漂流防止装置の強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 (1) 漂流防止装置の強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
P	N	係留力
σ_s	N/mm ²	係船柱の胴部縁応力度
M_{sa}	N・mm	係船柱の胴部転倒モーメント
Z_{sa}	mm ³	係船柱の断面係数
P_v	N	係留力の鉛直成分
A_{sa}	mm ²	係船柱の断面積
σ_{c1}	N/mm ²	底板下面のコンクリートの支圧応力度
R_1	mm	中心軸から底板端までの距離
y	mm	中心軸と中立軸の距離
n	—	アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比
G_s	mm ³	引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント
G_c	mm ³	圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント
σ_{c2}	N/mm ²	底板前面のコンクリートの支圧応力度
P_H	N	係留力の水平成分
μ	—	底板とコンクリートの摩擦係数
P_{vc}	N/mm ²	コンクリートの支圧力 ($\approx 0.7 \times P_H$)
H_1	mm	底板厚さ
σ_{s2}	N/mm ²	アンカーボルト 1 本に生じる引張応力度
R_1'	mm	中心軸からアンカーボルト位置までの距離
τ_s	N/mm ²	アンカーボルト 1 本に生じるせん断応力度
N	本	アンカーボルトの本数
ϕ_b	mm	アンカーボルトの谷径
p	N/mm ²	アンカーボルト 1 本に係留力の鉛直成分 P_v が作用した時にアンカー板に働く等分布荷重
ϕ_a	mm	アンカーボルトの呼び径
σ_{st}	N/mm ²	アンカー板の応力度
b	mm	ナット二面幅

表 3.1-1 (2) 漂流防止装置の強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
a	mm	アンカー板幅
t	mm	アンカー板厚
τ_c	N/mm ²	アンカー板コンクリートのせん断応力度
L	mm	アンカーボルトの埋込み長さ

3.2 評価対象部位

漂流防止装置の評価対象部位は「2.2 構造概要」に示す構造上の特性を踏まえ選定する。

漂流防止装置に生じる係留力に伴う荷重は係船柱、アンカーボルト及びアンカー板を介して基礎に伝達されることから、評価対象部位を係船柱、アンカーボルト及びアンカー板とする。評価対象部位を図 3.2-1 に示す。

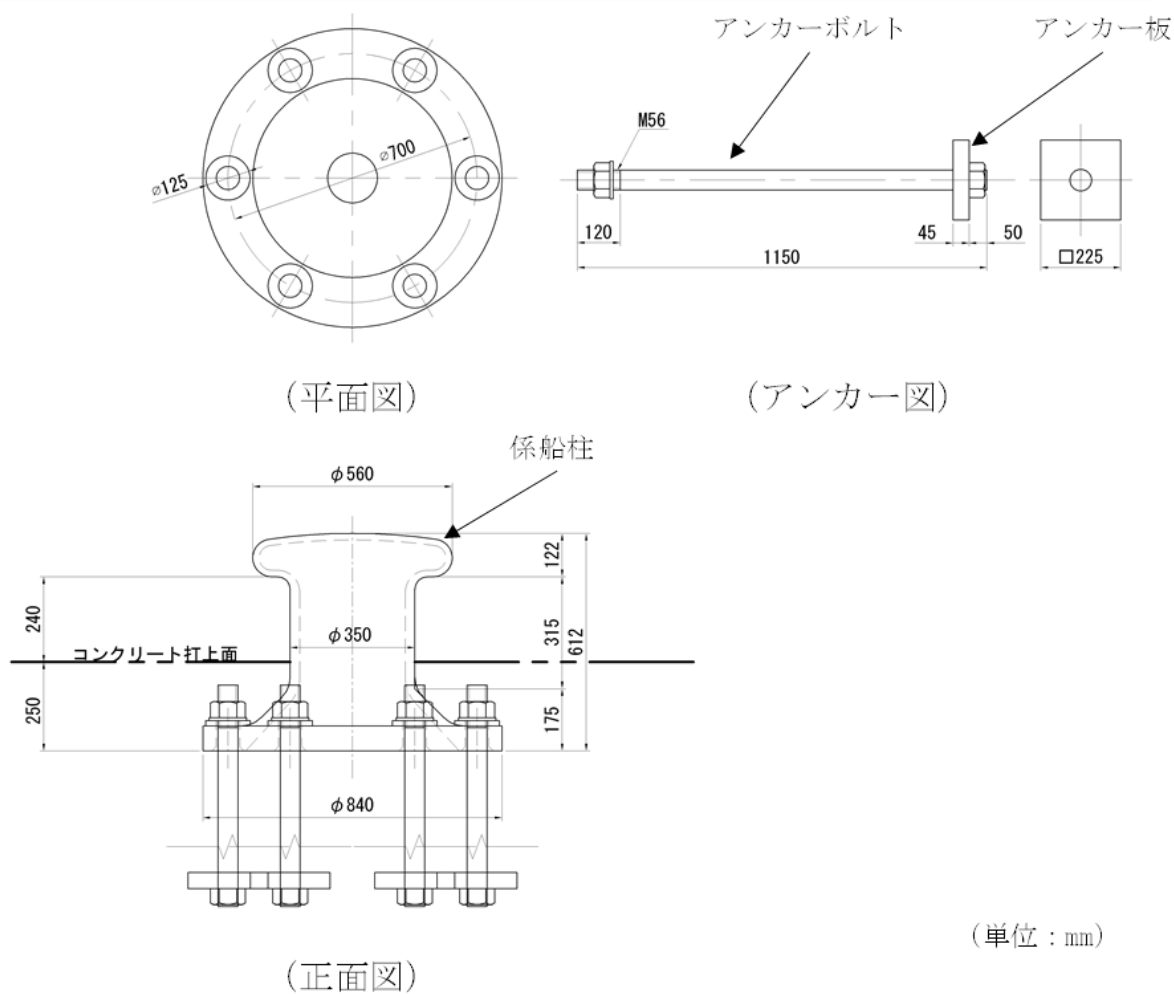


図 3.2-1 評価対象部位

3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

3.3.1 荷重の設定

強度評価に用いる荷重を以下に示す。

(1) 係留力（P）

係留力として、海域活断層から想定される地震による津波（基準津波4）を対象とした津波条件から設定される燃料等輸送船の流圧力に対する荷重を考慮する。

係留力の作用イメージを図 3.3.1-1 に示す。

係留索を水平より上向きに θ の角度で引っ張る時、漂流防止装置にかかる力は係留力 P について水平方向に $P \cdot \cos \theta$ 、中央鉛直上方向に $P \cdot \sin \theta$ の力に分解できるが、「港湾構造物標準設計（第1集）（（社）日本港湾協会，1971年）」によると、直柱では胴部上端に係留力 P の大きさの水平力，中央鉛直方向上向きに $P/2$ の力を作用させることとされていることを用いる。

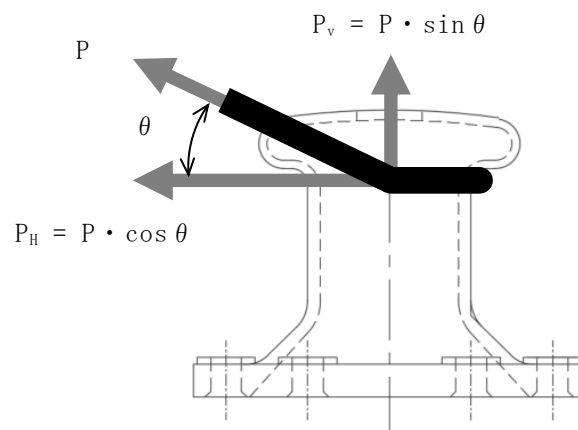


図 3.3.1-1 係留力の作用イメージ

3.3.2 荷重の組合せ

漂流防止装置の強度評価に用いる荷重としては係留力Pのみを考慮し、その構造から風荷重及び積雪荷重の影響は考慮しない。

余震荷重は、余震の最大水平加速度（410cm/s²）が生じると仮定して余震荷重を算定すると、下記のとおりとなり、係留力（250000N）に対して余震荷重の割合が十分に小さくなることを確認した。

余震荷重による水平慣性力

$$F = m \cdot a = 360 \text{ kg} \times (410/100) \text{ m/s}^2 = 1476 \text{ N}$$

（m：係船柱の質量 360kg, a：水平加速度 410cm/s²）

3.4 許容限界

(1) 使用材料

漂流防止措置を構成する係船柱、アンカーボルト及びアンカー板の使用材料を表 3.4-1 に示す。

また、漂流防止装置の基礎で使用するコンクリートは設計基準強度 24N/mm^2 とする。

表 3.4-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
係船柱	SC450	—
アンカーボルト	SS400	M56×1150
アンカー板	SS400	□225×t45

(2) 許容限界

a. 係船柱

係船柱の許容応力度は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005年改訂）」及び「JIS G 5101 炭素鋼鋳鋼品」を踏まえて表 3.4-2 の値とする。

表 3.4-2 係船柱の許容応力度

材質	許容応力度 (N/mm^2)	
	曲げ・引張	せん断
SC450	137	—

b. アンカーボルト及びアンカー板

アンカーボルト及びアンカー板の許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年改定）」（以下「各種合成構造設計指針・同解説」という。）に基づき算定した，表 3.4-3 の値とする。

表 3.4-3 アンカーボルト及びアンカー板の許容応力度

材質		許容応力度 (N/mm ²)	
		曲げ・引張	せん断
SS400	$t \leq 40$	156	90
	$40 < t \leq 100$	143	82

c. 漂流防止装置の基礎

漂流防止装置の基礎の許容限界は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」（（社）土木学会，2002年）に基づき，表 3.4-4 に示す許容応力度とする。

表 3.4-4 漂流防止装置の基礎の許容応力度

材質	許容応力度 (N/mm ²)	
	支圧	せん断
コンクリート（設計基準強度 24N/mm ² ）	11.7	0.45

3.5 評価方法

当該漂流防止装置を構成する係船柱，アンカーボルト及びアンカー板に発生する応力より算定する応力度が，許容限界以下であることを確認する。

(1) 係船柱

係船柱の応力度の評価対象を図 3.5-1 に示す。

a. 係船柱

係船柱に生じる応力は，係船柱を片持ち梁として次式により算出し，係船柱の許容限界以下であることを確認する。なお，保守的に転倒モーメントを算出するため，係留力の作用点は直胴部の上端とし，転倒モーメントのアーム長を直胴部長さ（0.9D）とした。

$$\sigma_s = M_{s_a} / Z_{s_a} + P_v / A_{s_a}$$

σ_s : 係船柱の胴部縁応力度 (N/mm²)

M_{s_a} : 係船柱の胴部転倒モーメント (N・mm)

$$(M_{s_a} = P_H \cdot 0.9D)$$

Z_{s_a} : 係船柱の断面係数 (mm³)

P_v : 係留力の鉛直成分 (N)

A_{s_a} : 係船柱の断面積 (mm²)

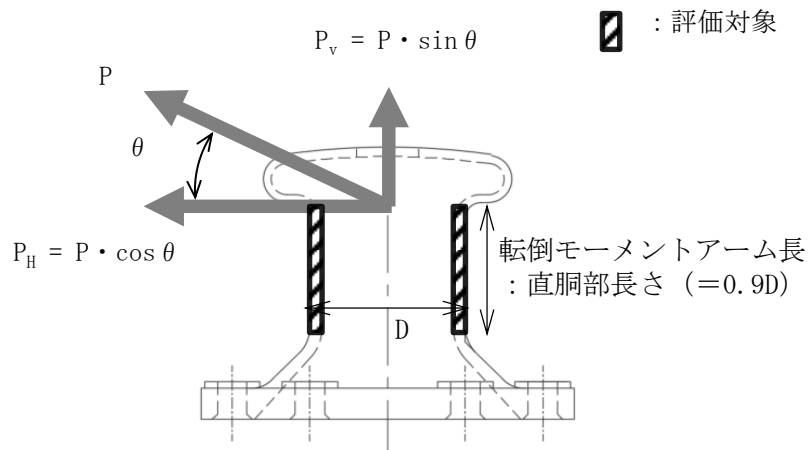


図 3.5-1 係船柱の応力度の評価対象

b. 係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度

係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度については、底板下面外のコンクリートを考慮せず、コンクリートの偏心荷重を心外に受けた円形梁の計算式を準用する。係船柱に作用する転倒モーメントにより生じる底板下面のコンクリートの支圧応力度を算出し、許容限界以下であることを確認する。

係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所を図 3.5-2 に、アンカーボルト及びコンクリートの応力計算の考え方を図 3.5-3 に示す。

$$\sigma_{c1} = P_v \cdot (R_1 - y) / (n \cdot G_s - G_c)$$

σ_{c1} : 底板下面のコンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_v : 係留力の鉛直成分 (N)

R_1 : 中心軸から底板端までの距離 (mm)

y : 中心軸と中立軸の距離 (mm)

n : アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比

G_s : 引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

G_c : 圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

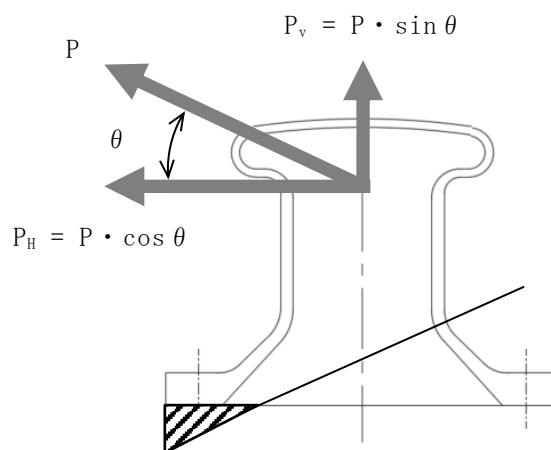


図 3.5-2 係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所

(2) アンカボルトの引張応力およびコンクリートの最支圧応力の計算

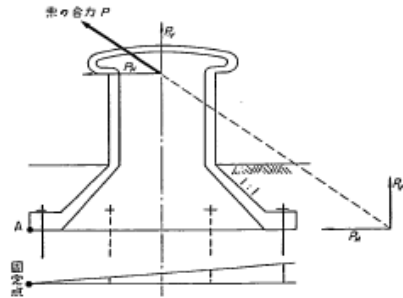


図 6.6 アンカボルトの転倒抵抗モーメントの従来の計算法

底板には偏心外力 P_V により転倒モーメントが生ずるが、これに抵抗するモーメントの計算にあたっては、従来は図 6.6 のように底板端部の A 点を固定点とした回転を考えて、アンカボルトの径を決めているものが多い。しかし、この解法は理論的にもあきらかに誤りであり、また実験により実際の中立軸が対称軸近くにあることが確かめられた今、非常に危険側の設計である。そこで、抵抗モーメントの計算にあたっては、鉄筋コンクリートの偏心荷重を心外に受ける円形ばりの計算式を応用する。

図 6.7 においてコンクリートに作用する支圧応力度の合力 P_{Vc} およびアンカボルトの全引張力 P_{Vs} は、コンクリートおよびアンカボルトの中立軸に対する断面 1 次モーメントをそれぞれ G_c 、 G_s とすると、

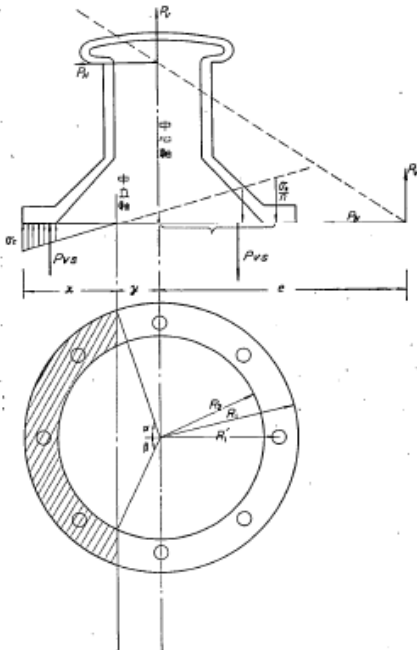


図 6.7 コンクリートの圧縮を考慮したアンカボルトの転倒抵抗モーメントの計算法

$$P_{Vc} = \frac{\sigma_c}{x} G_c \quad (6.8)$$

$$P_{Vs} = \frac{n\sigma_c}{x} G_s \quad (6.9)$$

ここに σ_c : コンクリート線応力

$$G_c = \frac{R_1^4}{3} [\sin \alpha (2 + \cos^2 \alpha) - 3 \alpha \cos \alpha] - \frac{R_2^4}{3} [\sin \beta (2 + \cos^2 \beta) - 3 \beta \cos \beta]$$

$$G_s = A_s (R_1' + 3y) \quad (4 \text{ 本型})$$

$$G_s = 2A_s \left[\frac{\sqrt{3}}{2} (R_1' + y) + y \right] \quad (6 \text{ 本型})$$

$$G_s = A_s (R_1' + y) + 2A_s \left(\frac{R_1}{\sqrt{2}} + y \right) + 2A_s y \quad (8 \text{ 本型})$$

A_s : アンカボルト有効断面積

R_1 : 底板外半径

R_1' : アンカボルト位置半径

R_2 : 底板内半径

断面が取り付け状態にあるためには $\sum V = 0$ でなければならない。

$$P_V = \frac{\sigma_c}{x} [nG_s - G_c] \quad (6.10)$$

また、中立軸のまわりの外力 P による転倒モーメントは $M = P_V [e + y]$ (6.11)

であり、抵抗モーメントはコンクリートおよびアンカボルトの中立軸に対する断面 2 次モーメントをそれぞれ I_c 、 I_s とすると、

$$M = \frac{\sigma_c}{x} (I_c + nI_s) \quad (6.12)$$

$$I_c = R_1^4 \left[\alpha \left(\frac{1}{4} + \cos^2 \alpha \right) - \sin \alpha \cos \alpha \left(\frac{5}{4} - \frac{1}{6} \sin^2 \alpha \right) \right] - R_2^4 \left[\beta \left(\frac{1}{4} + \cos^2 \beta \right) - \sin \beta \cos \beta \left(\frac{5}{4} - \frac{1}{6} \sin^2 \beta \right) \right]$$

$$I_s = A_s (R_1' + y)^2 + 2A_s y^2 \quad (4 \text{ 本型})$$

$$I_s = 2A_s \left[\frac{\sqrt{3}}{2} (R_1' + y)^2 + y^2 \right] \quad (6 \text{ 本型})$$

$$I_s = A_s (R_1' + y)^2 + 2A_s \left(\frac{R_1}{\sqrt{2}} + y \right)^2 + 2A_s y^2 \quad (8 \text{ 本型})$$

であって、この両者は等しくなければならない。式(6.11)に式(6.10)および式(6.12)の右辺を代入して σ_c を消去すれば式(6.13)に示すようになる。

$$(nG_s - G_c)(e + y) = I_c + nI_s \quad (6.13)$$

上式を解いて中立軸を求めることができ、式(6.10)からコンクリート線支圧応力を求めると、

$$\sigma_c = \frac{P_V x}{nG_s - G_c} \quad (6.14)$$

また、アンカボルトの引張応力は、

$$\sigma_s = n \sigma_c \frac{R_1' + y}{x} = \frac{P_V (R_1' + y)}{G_s - \frac{1}{n} G_c} \quad (6.15)$$

この式を用いるにあたって、コンクリートの支圧面ははりのようなものではなく、また、底板も完全剛体ではないので弾性係数比 n の取り方に問題が起った。

そこで附録 4. けい船柱の載荷実験に示す実験によりこの式の適用の可能性と弾性係数比を求めた。その結果は、附録 4.10、4.11 に示す通り $n=15$ とすると実験と非常によく合い、アンカボルトの引張応力の誤差は数%であった。

図 3.5-3 アンカーボルト及びコンクリートの応力計算の考え方 (港湾技研資料港湾技研資料 No. 102 けい船柱の標準設計 (案) 抜粋)

c. 係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度

係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度はアンカーボルトの水平力を考慮せず算出し、許容限界以下であることを確認する。

係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所を図 3.5-4 に示す。

$$\sigma_{c2} = (P_H - \mu \cdot P_{vc}) / (H_1 \cdot 2 R_1)$$

σ_{c2} : 底板前面のコンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_H : 係留力の水平成分 (N)

μ : 底板とコンクリートの摩擦係数

P_{vc} : コンクリートの支圧力 ($\approx 0.7 \times P_H$) (N/mm²)

H_1 : 底板厚さ (mm)

R_1 : 中心軸から底板端までの距離 (mm)

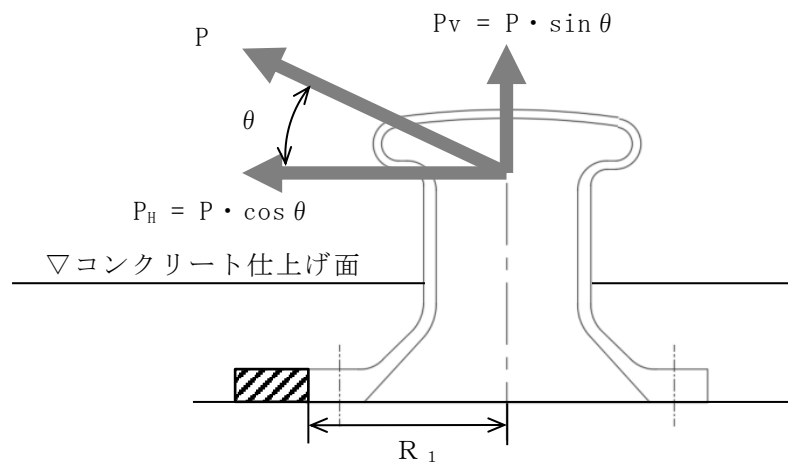


図 3.5-4 係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所

(2) アンカーボルト

アンカーボルトのせん断力度の評価対象を図 3.5-5 に示す。

a. アンカーボルトに生じる引張応力度

アンカーボルトの引張応力度については、底板下面外のコンクリートを考慮せず、コンクリートの偏心荷重を心外に受けた円形梁の計算式を準用する。係船柱に作用する転倒モーメントにより生じるアンカーボルトの引張応力度を算出し、許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_{s2} = P_v \cdot (R_1' + y) / (G_s - G_c / n)$$

σ_{s2} : アンカーボルト 1 本に生じる引張応力度 (N/mm²)

P_v : 係留力の鉛直成分 (N)

R_1' : 中心軸からアンカーボルト位置までの距離 (mm)

y : 中心軸と中立軸の距離 (mm)

G_s : 引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

G_c : 圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

n : アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比

b. アンカーボルトに生じるせん断応力度

アンカーボルトのせん断応力度については、底板前面のコンクリートの支圧応力及び摩擦抵抗力を考慮せず計算し、許容応力度以下であることを確認する。


$$\tau_s = (P_H / N) / (\pi / 4 \cdot \phi_b^2)$$

τ_s : アンカーボルト 1 本に生じるせん断応力度 (N/mm²)

P_H : 係留力の水平成分 (N)

N : アンカーボルトの本数 (本)

ϕ_b : アンカーボルトの谷径 (mm)

 : 評価対象

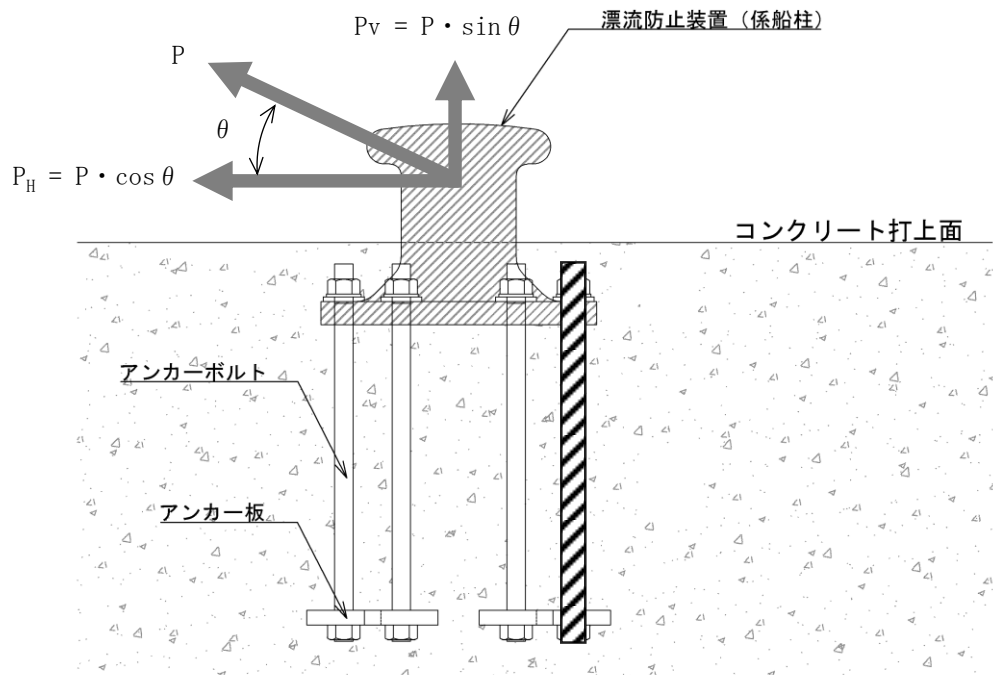


図 3.5-5 アンカーボルトのせん断力度の評価対象

(3) アンカー板

a. アンカー板の応力度

アンカー板の応力は、アンカーボルト1本に係留力の鉛直成分 P_v が作用した時にアンカー板に等分布荷重 p が働くとしてアンカー板の曲げモーメントを計算し、許容限界以下であることを確認する。

アンカー板の応力度の評価対象を図3.5-6に、アンカー板にかかる曲げモーメントを図3.5-7に示す。また、最大応力係数 β は内外半径比（アンカー板幅 a とナット二面幅 b の比、 b/a ）によって決まる。内外半径比 b/a と最大応力係数 β の対応表を図3.5-8に示す。

$$p = P_v / \{ \pi / 4 \cdot (4 \cdot \phi_a)^2 - (\pi / 4 \times \phi_a^2) \}$$

p : 等分布荷重 (N/mm²)

P_v : 係留力の鉛直成分 (N)

ϕ_a : アンカーボルトの呼び径 (mm)

$$\sigma_{st} = \beta \cdot p \cdot (a/2)^2 / t^2$$

σ_{st} : アンカー板の応力度 (N/mm²)

β : 最大応力係数

b : ナット二面幅 (mm)

a : アンカー板幅 (mm)

t : アンカー板厚 (mm)

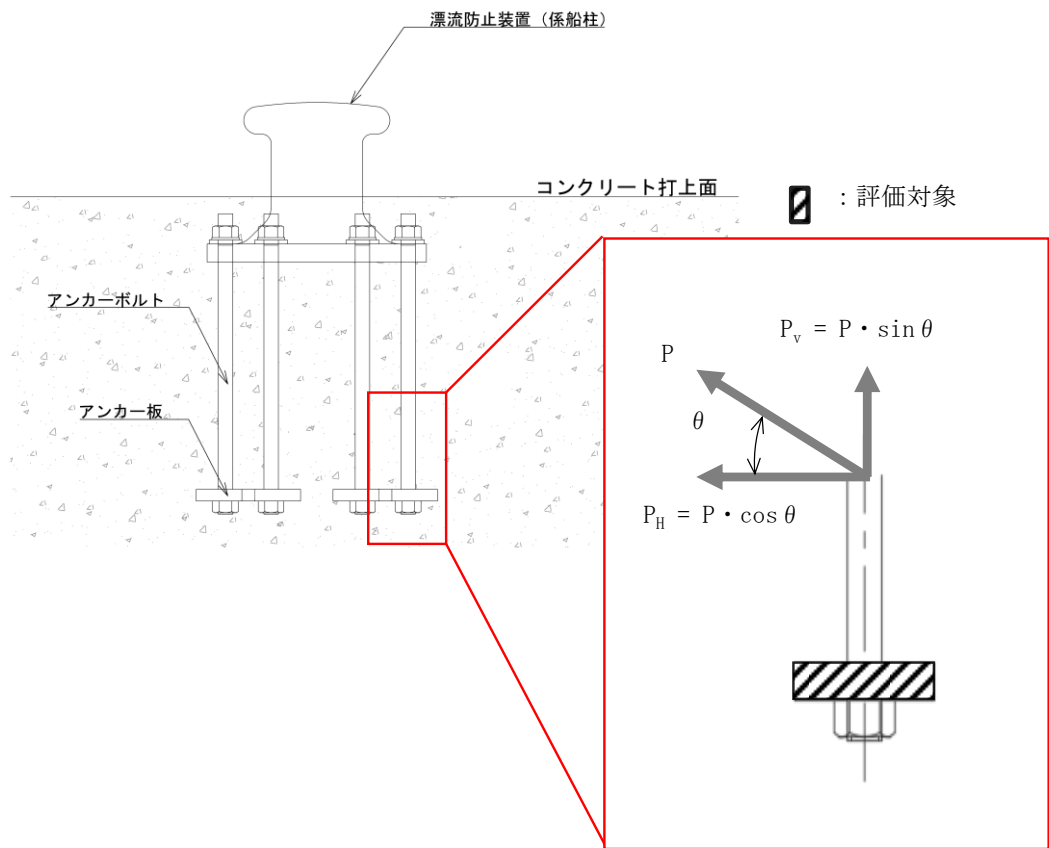


図 3.5-6 アンカー板の応力度の評価対象

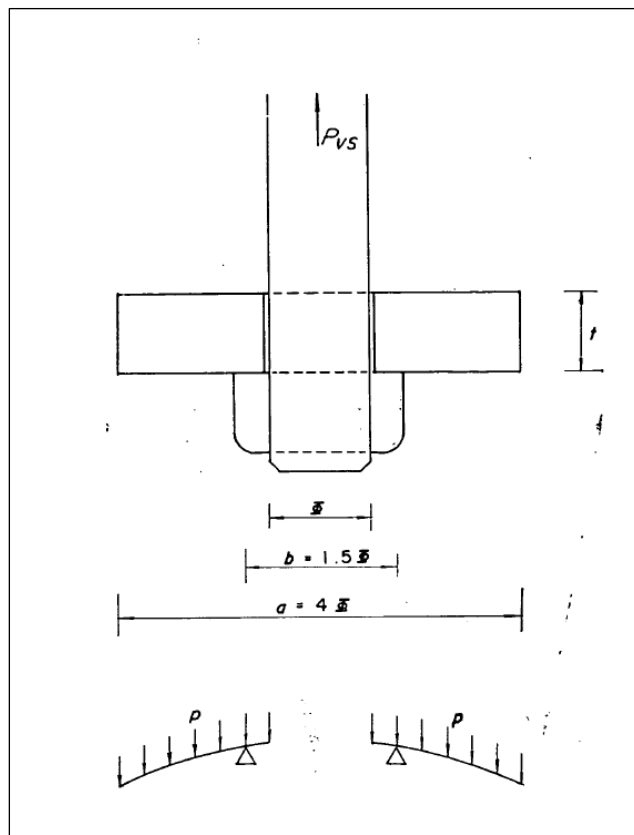


図 3.5-7 アンカー板にかかる曲げモーメント (港湾技研資料 No. 102 けい船柱の標準設計 (案) 抜粋)

No.	荷重状態とたわみ形および下表面の応力分布	たわみ w , w_{max} および応力 σ , σ_{max}
15	<p>円輪板, 外周単純支持, 内周可動片に固定, 等分布荷重</p>	<p>$w, \sigma_r, \sigma_\theta$ は No. 13 の式と同形. ただし</p> $A = -\frac{1}{4} \frac{a^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left[(3+\nu) \frac{a^2}{b^2} + (1-\nu) \left(4 \ln \frac{a}{b} + 3 \right) \frac{b^2}{a^2} - 2 \right]$ $B = \frac{b^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left[(3+\nu) - \left((5+\nu) + 4(1+\nu) \ln \frac{a}{b} \right) \frac{b^2}{a^2} \right]$ <p>$w_{max} = (w)_{r=b} = \alpha_{15} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{15}$: 第 176 図)</p> <p>$\sigma_{max} = (\sigma_r)_{r=b} = \pm \beta_{15} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{15}$: 第 177 図)</p>
16	<p>円輪板, 外周固定, 内周可動片に固定, 等分布荷重</p>	<p>$w, \sigma_r, \sigma_\theta$ は No. 13 の式と同形. ただし</p> $A = -\frac{1}{4} \left(3 + \frac{a^2}{b^2} \right) + \frac{b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b}, \quad B = \left(1 - \frac{4b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b} \right) \frac{b^2}{a^2}$ <p>$w_{max} = (w)_{r=b} = \alpha_{16} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{16}$: 第 176 図)</p> <p>$\sigma_{max} = (\sigma_r)_{r=b} = \pm \beta_{16} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{16}$: 第 177 図)</p>
17	<p>円輪板, 内周単純支持, 外周自由, 等分布荷重</p>	$w = \frac{p a^4}{64 D} \left[\left\{ \frac{r^2 + b^2}{a^2} + 8 \left(1 + A + \ln \frac{a}{r} \right) \right\} \frac{r^2 - b^2}{a^2} - 4 \left(B + \frac{2b^2}{a^2} \right) \ln \frac{r}{b} \right]$ $\sigma_r = \pm \frac{3 p a^2}{8 h^2} \left\{ (3+\nu) \frac{r^2}{a^2} + 4(1+\nu) \left(A + \ln \frac{a}{r} \right) - (1-\nu) \left(2 - B \frac{a^2}{r^2} \right) \right\}$ $\sigma_\theta = \pm \frac{3 p a^2}{8 h^2} \left\{ (1+3\nu) \frac{r^2}{a^2} + 4(1+\nu) \left(A + \ln \frac{a}{r} \right) + (1-\nu) \left(2 - B \frac{a^2}{r^2} \right) \right\}$ <p>ただし $A = \frac{b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b} - \frac{1}{4(1+\nu)} \left\{ (1+3\nu) + (3+\nu) \frac{b^2}{a^2} \right\}$</p> $B = \frac{1}{1-\nu} \left\{ (3+\nu) \frac{b^2}{a^2} - 4(1+\nu) \frac{b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b} \right\}$ <p>$w_{max} = (w)_{r=b} = \alpha_{17} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{17}$: 第 178 図)</p> <p>$\sigma_{max} = (\sigma_\theta)_{r=b} = \pm \beta_{17} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{17}$: 第 179 図)</p>
18	<p>円輪板, 内周固定, 外周自由, 等分布荷重</p>	<p>$w, \sigma_r, \sigma_\theta$ は No. 17 の式と同形. ただし</p> $A = -\frac{1}{4} \frac{a^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left\{ (1+3\nu) + (1-\nu) \left(2 + \frac{b^2}{a^2} + 4 \ln \frac{a}{b} \right) \frac{b^2}{a^2} \right\}$ $B = \frac{b^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left\{ (1-\nu) + (1+\nu) \left(\frac{b^2}{a^2} + 4 \ln \frac{a}{b} \right) \right\}$ <p>$w_{max} = (w)_{r=b} = \alpha_{18} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{18}$: 第 178 図)</p> <p>$\sigma_{max} = (\sigma_r)_{r=b} = \pm \beta_{18} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{18}$: 第 179 図)</p>

図 3.5-8(1) 内外半径比 (b/a) と応力係数 (β) の対応表 (機械工学便覧抜粋)

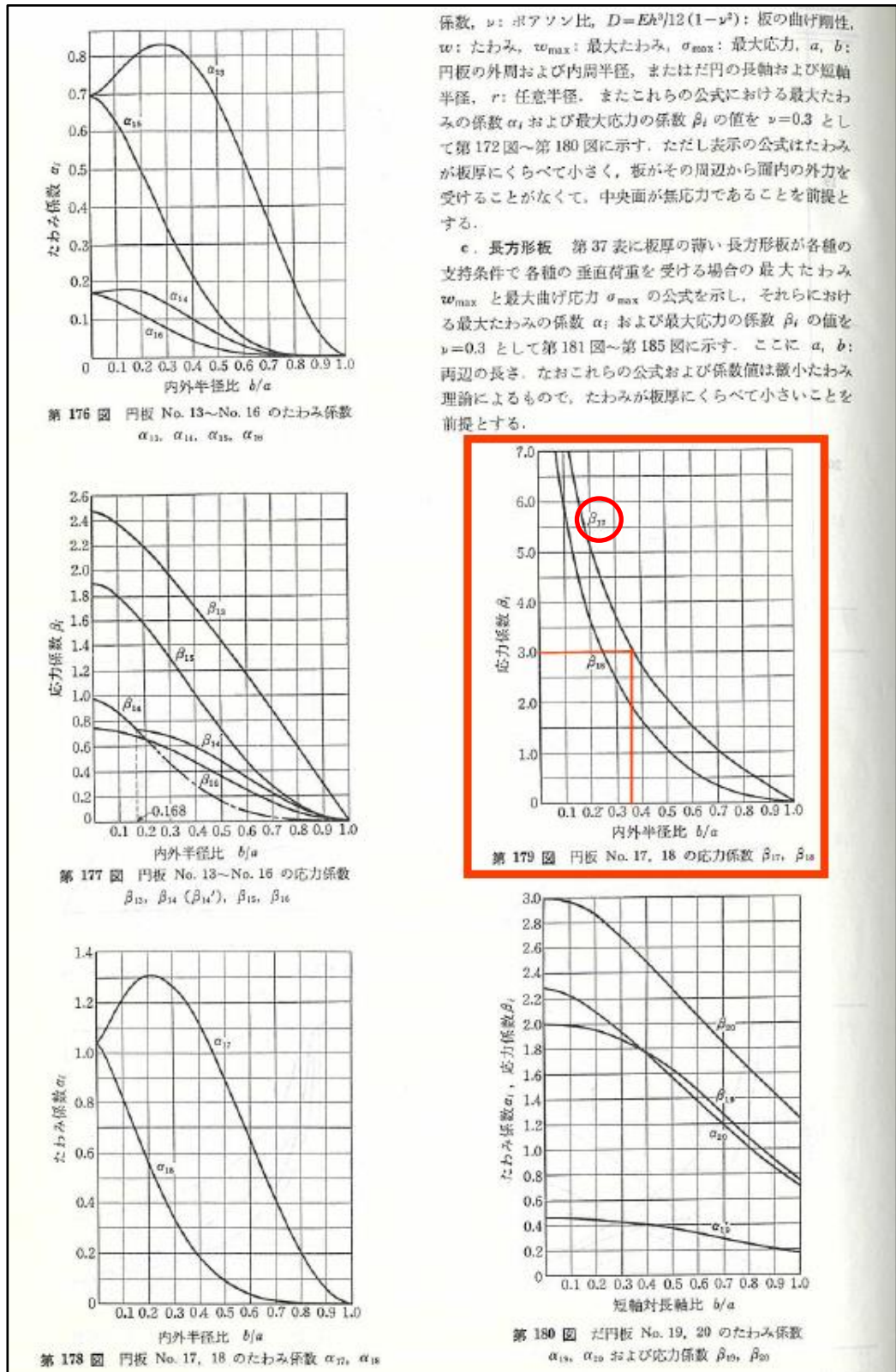


図 3.5-8(2) 内外半径比 (b/a) と応力係数 (β) の対応表 (機械工学便覧抜粋)

b. アンカー板上面のコンクリートの支圧応力度

アンカーボルトの引張力によるアンカー板上面のコンクリートの支圧応力度を計算し、許容限界以下であることを確認する。

アンカー板上面のコンクリートの支圧応力度の評価対象を図 3.5-9 に、アンカーボルトの引抜き力によるコンクリートの応力を図 3.5-10 に示す。

$$\sigma_c = P_v / \{ (\pi / 4) \cdot a^2 \}$$

σ_c : アンカー板上面コンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_v : 係留力の鉛直成分 (N)

a : アンカー板幅 (mm)

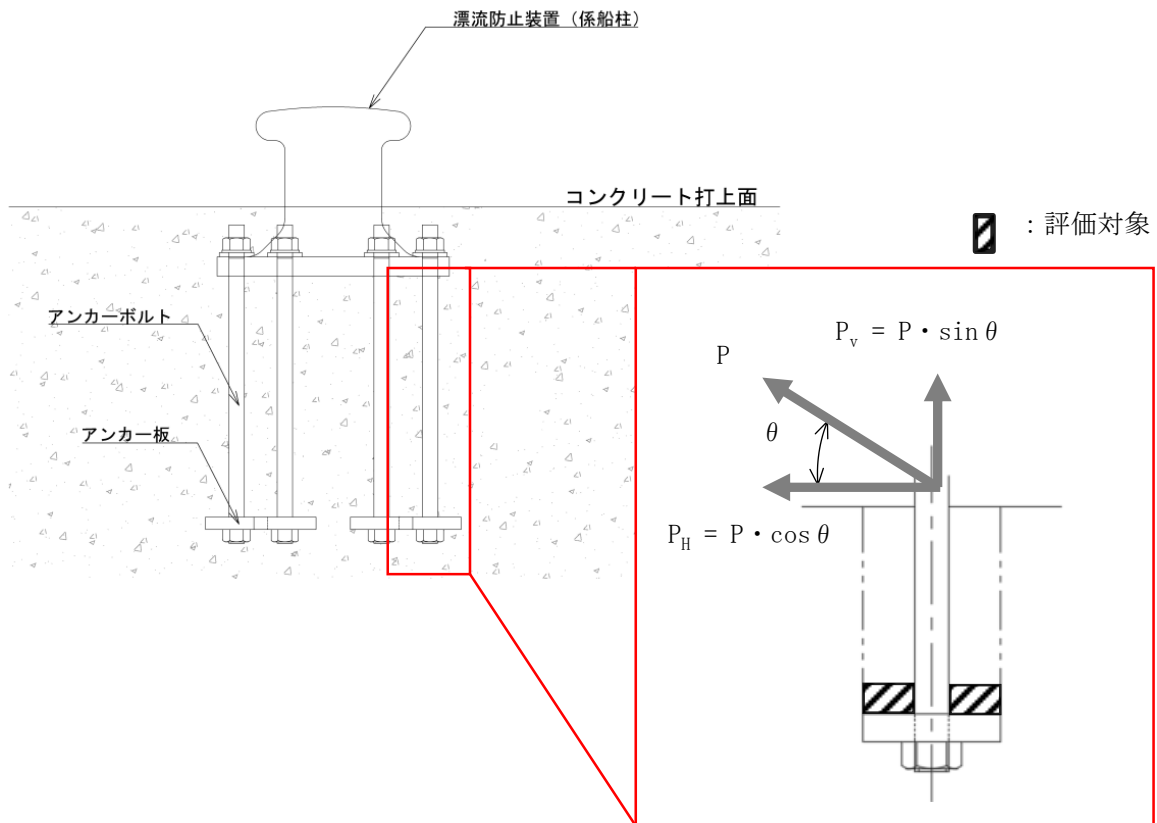


図 3.5-9 アンカー板上面のコンクリートの支圧応力度の評価対象

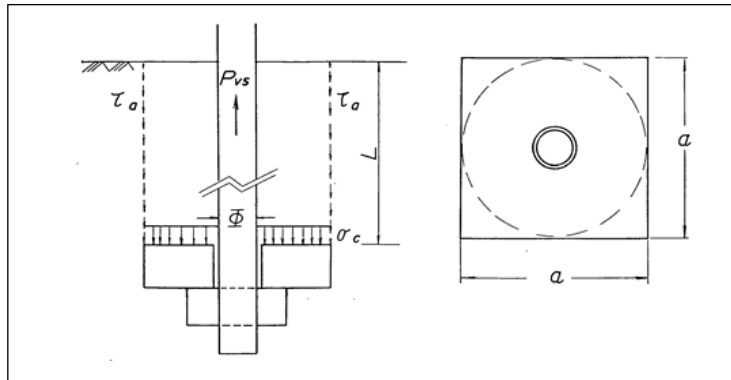


図 3.5-10 アンカーボルトの引抜き力によるコンクリート応力（港湾技研資料 No. 102 けい船柱の標準設計（案）抜粋）

c. アンカー板上方のコンクリートのせん断応力度

アンカーボルトの引張力によるアンカー板上方のコンクリートのせん断応力度を計算し、許容限界以下であることを確認する。アンカーボルトの引張力によるアンカー板上方のコンクリートのせん断応力度の評価対象を図 3.5-11 に示す。

$$\tau_c = P_v / (L \cdot \pi \cdot a)$$

τ_c : アンカー板上方のコンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

P_v : 係留力の鉛直成分 (N)

L : アンカーボルトの埋込み長さ (mm)

a : アンカー板幅 (mm)

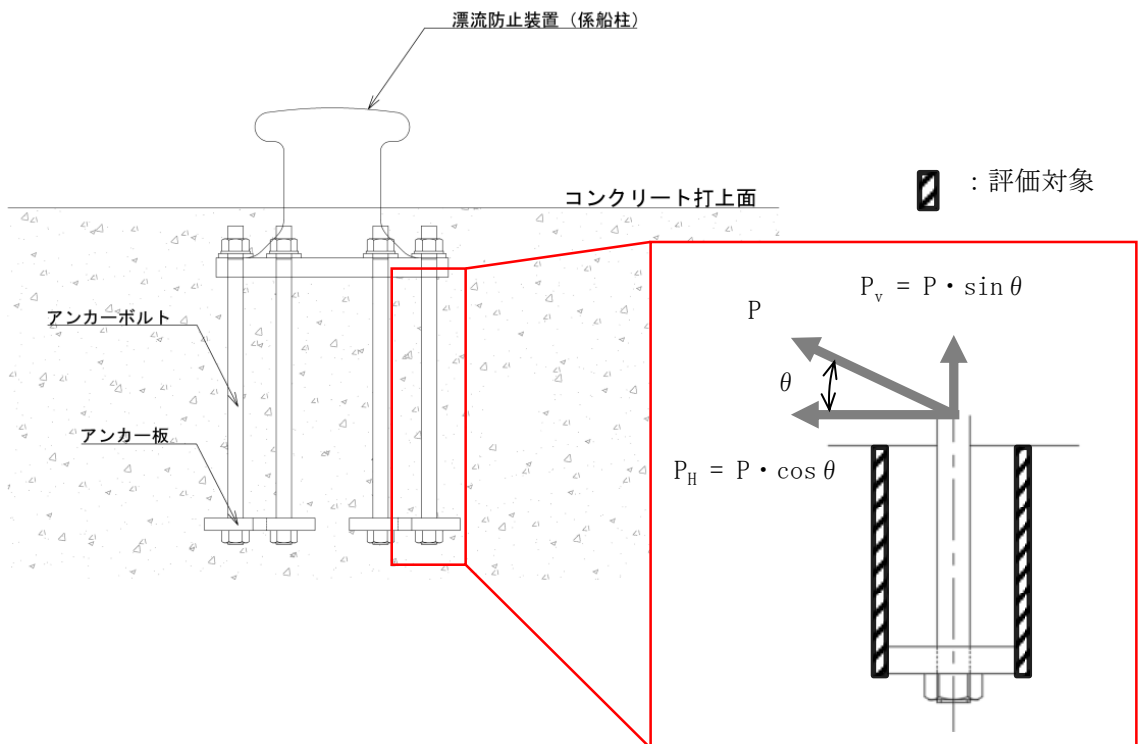


図 3.5-11 アンカー板上方のコンクリートのせん断応力度の評価対象

4. 評価条件

「3. 強度評価」に用いる評価条件を表 4.1-1 に示す。

表 4.1-1 強度評価に用いる条件

対象部位	記号	単位	定義	値
係船柱	$M_{s a}$	N・mm	係船柱の胴部転倒モーメント	78750000.0
	P_v	N	係留力の鉛直成分	125000
	$Z_{s a}$	mm ³	係船柱の断面係数	2055972.3
	$A_{s a}$	mm ²	係船柱の断面積	27397.8
	y	mm	中心軸と中立軸の距離	115.9
	R_1	mm	中心軸から底板端までの距離	420.0
	n	—	アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比	15
	G_c	mm ³	圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント	17289181.7
	G_s	mm ³	引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント	2108687.8
	P_H	N	係留力の水平成分	250000
	μ	—	底板とコンクリートの摩擦係数	0.3
	H_1	mm	底板厚さ	70
アンカーボルト	R_1'	mm	中心軸からアンカーボルト位置までの距離	350.0
	N	本	アンカーボルトの本数	6
	ϕ_b	mm	アンカーボルトの谷径	50.0
	ϕ_a	mm	アンカーボルトの呼び径	56.0
アンカー板	β	—	最大応力係数	3
	b	mm	ナット二面幅	85.0
	t	mm	アンカー板厚	45.0
	p	N/mm ²	アンカーボルト 1 本に係留力の鉛直成分 P_v が作用した時にアンカー板に働く等分布荷重	3.4
	a	mm	アンカー板幅	225.0
	L	mm	アンカーボルトの埋込み長さ	850.0

5. 評価結果

漂流防止装置の強度評価結果を表 5.1-1 に示す。漂流防止装置の各部材の断面検定を行った結果、発生応力度又は荷重は許容限界以下であることから、漂流防止装置が構造健全性を有することを確認した。

表 5.1-1 漂流防止装置の照査結果

評価対象部位		発生値（応力度）		許容限界		照査値
係船柱	胴部縁応力度	42.87	N/mm ²	137	N/mm ²	0.313
	底版下面のコンクリートの支圧応力度	2.65	N/mm ²	11.7	N/mm ²	0.227
	底版前面のコンクリートの支圧応力度	3.36	N/mm ²	11.7	N/mm ²	0.288
アンカー ボルト	引張応力度	60.91	N/mm ²	143	N/mm ²	0.426
	せん断応力度	21.22	N/mm ²	82	N/mm ²	0.259
アンカー 板	アンカー板の 応力度	63.44	N/mm ²	143	N/mm ²	0.444
	コンクリートの 支圧応力度	3.14	N/mm ²	11.7	N/mm ²	0.269
	コンクリートの せん断応力度	0.21	N/mm ²	0.45	N/mm ²	0.467

- 2. 浸水防護施設に関する補足資料
 - 2.6 漂流防止装置に関する補足説明
 - 2.6.3 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	5
2.4 適用規格・基準等	7
3. 耐震評価	8
3.1 評価対象断面	8
3.2 解析方法	11
3.2.1 施設	11
3.2.2 減衰係数	12
3.2.3 解析ケース	12
3.3 荷重及び荷重の組合せ	14
3.3.1 耐震評価上考慮する状態	14
3.3.2 荷重	14
3.3.3 荷重の組合せ	15
3.4 入力地震動	16
3.5 解析モデル及び諸元	29
3.5.1 解析モデル	29
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	41
3.5.3 地盤及び改良地盤の物性値	42
3.5.4 地下水位	44
3.6 評価対象部位	45
3.7 許容限界	45
3.8 評価方法	45
4. 耐震評価結果	46

1. 概要

本資料は、VI-2-別添 6-1「漂流防止装置の耐震計算の方針」、及びVI-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度に基づき、漂流防止装置（係船柱）を設置する漂流防止装置基礎（荷揚護岸）が設計用地震力に対して、十分な構造健全性を有することを確認するものである。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は、漂流防止装置の支持機能が要求されることから、基準地震動 S_s に対して、地震応答解析に基づく施設の変形性評価を行う。

2. 基本方針

2.1 位置

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の位置を図 2.1-1 に示す。

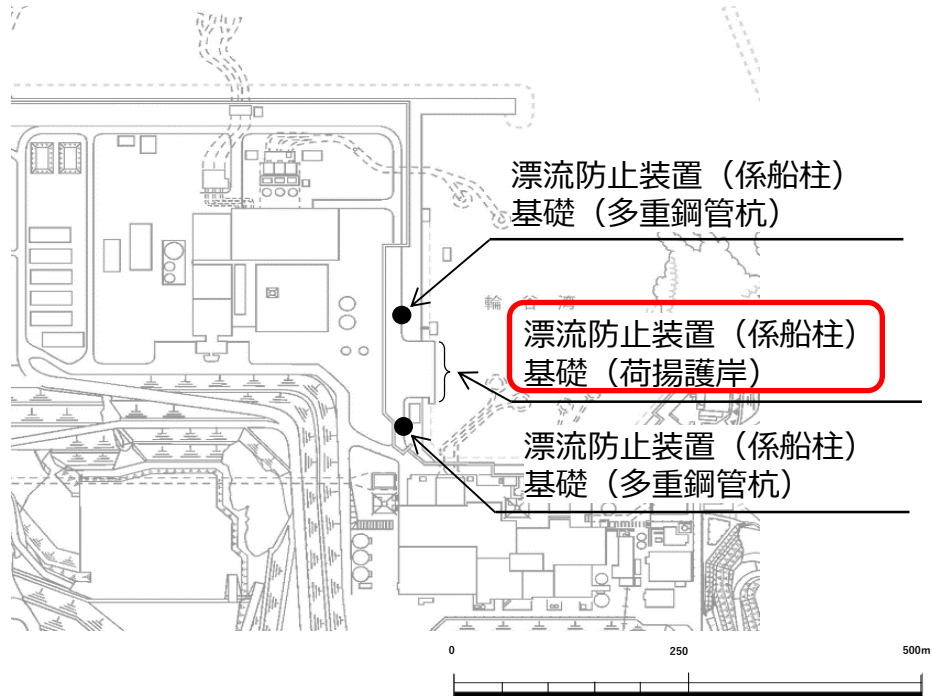


図 2.1-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）位置

2.2 構造概要

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の概要図，構造図を図 2.2-1 及び図 2.2-2 に示す。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は岩盤上に設置され，基礎コンクリート，セルラーブロック及び上部工からなる。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は，上部に漂流防止装置（係船柱）を設置する。

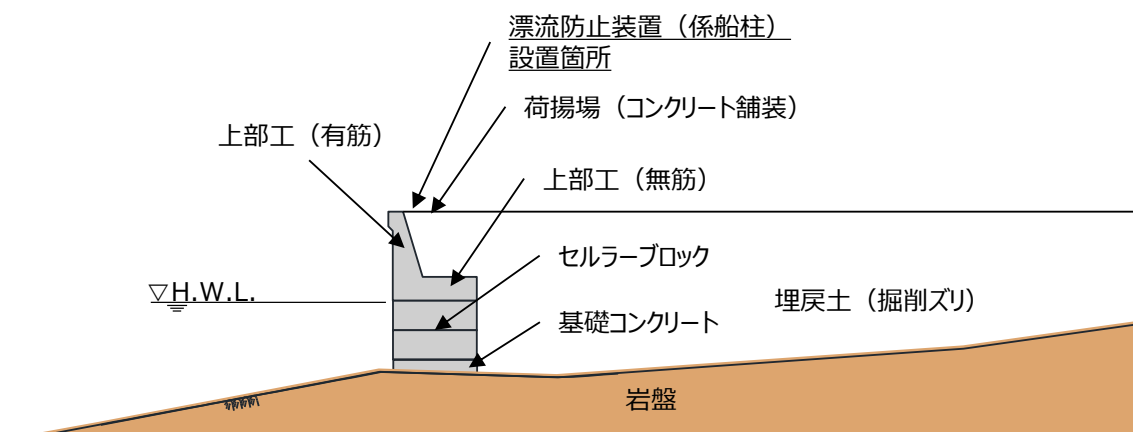


図 2.2-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の概要図

2.3 評価方針

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は、漂流防止装置（係船柱）を支持する。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の役割を表 2.3-1 に示す。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の耐震評価として、地震応答解析の結果に基づき、表 2.3-2 に示すとおり、施設の変形性能評価を行い、構造強度を有することを確認する。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の役割

名称	地震時の役割	津波時の役割
漂流防止装置基礎（荷揚護岸）	・漂流防止装置基礎として係留機能を喪失するような変形を抑止する。	・漂流防止装置基礎として係船柱を支持する。

表 2.3-2 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設の変形性能	漂流防止装置基礎（荷揚護岸）	漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の残留水平変形量が許容限界を超えないことを確認	許容残留変形量

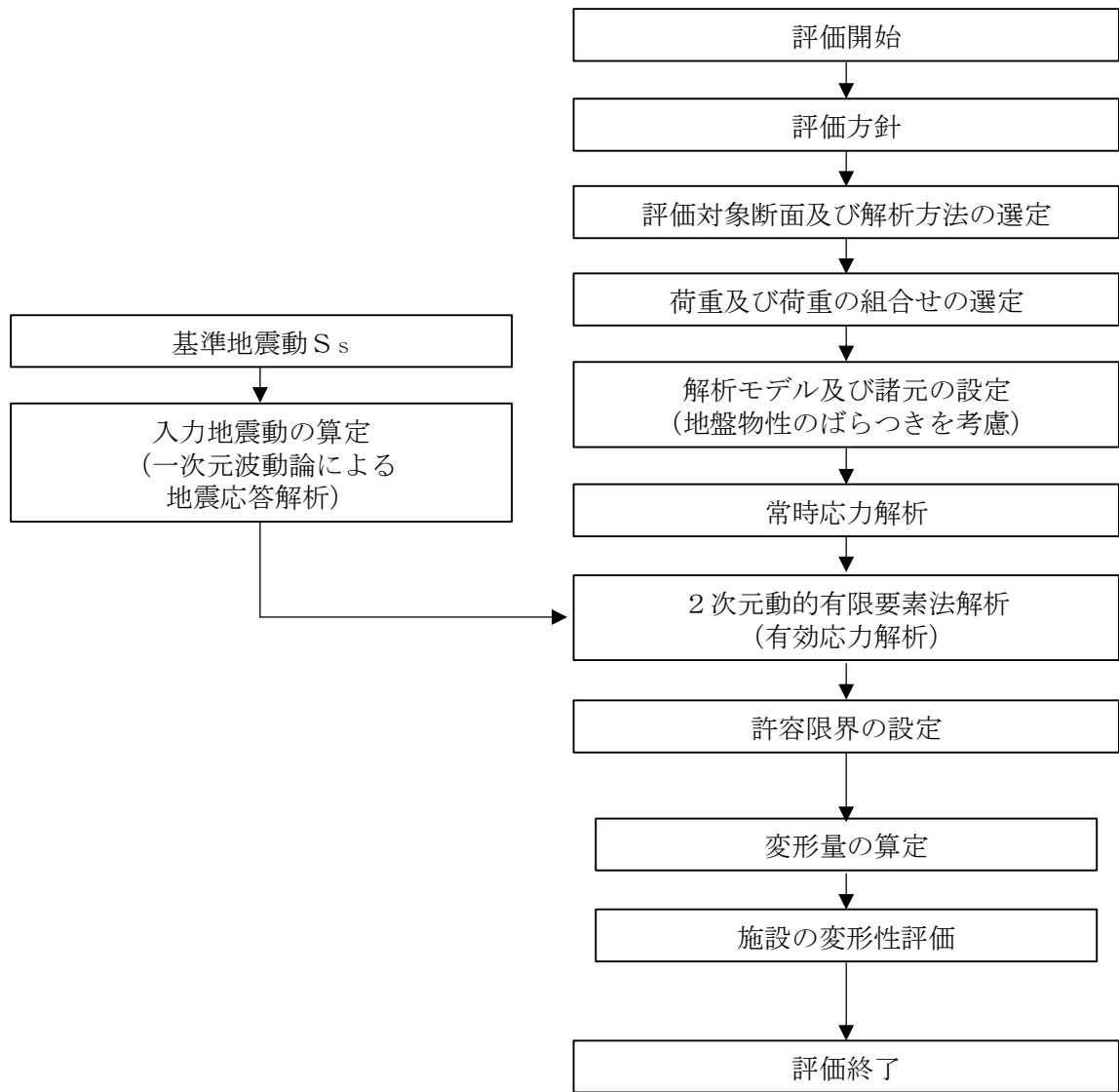


図 2.3-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成19年7月）

3. 耐震評価

3.1 評価対象断面

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の評価対象断面は、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて設定する。

図 3.1-1 に漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の評価対象断面位置図を示す。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は荷揚護岸部において、同形状の係船柱を設置することから、構造的特徴は同一であるため、評価対象断面選定の観点として構造上の特徴を考慮しない。

また、図 3.1-2 に防波壁（逆 T 擁壁）位置における地質縦断面図を示す。荷揚護岸部はいずれも岩盤に支持されている。荷揚護岸部において、第③速度層の層厚及び岩級に若干の変化があるものの地質構造に大きな差異はない。以上のことから、VI-2-10-2-2-2「防波壁（逆 T 擁壁）の地震応答計算書」に示す荷揚護岸部の⑥-⑥断面を評価対象断面とする。

図 3.1-3 に⑥-⑥断面の地質横断面図を示す。

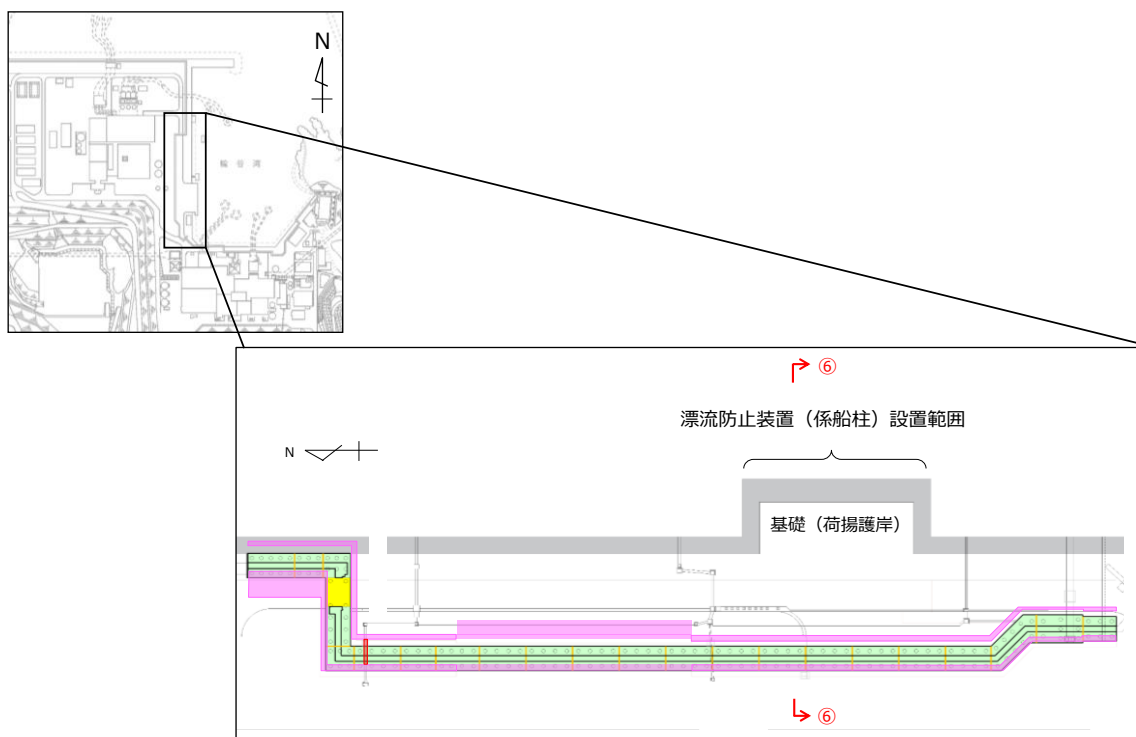


図 3.1-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の評価対象断面位置図

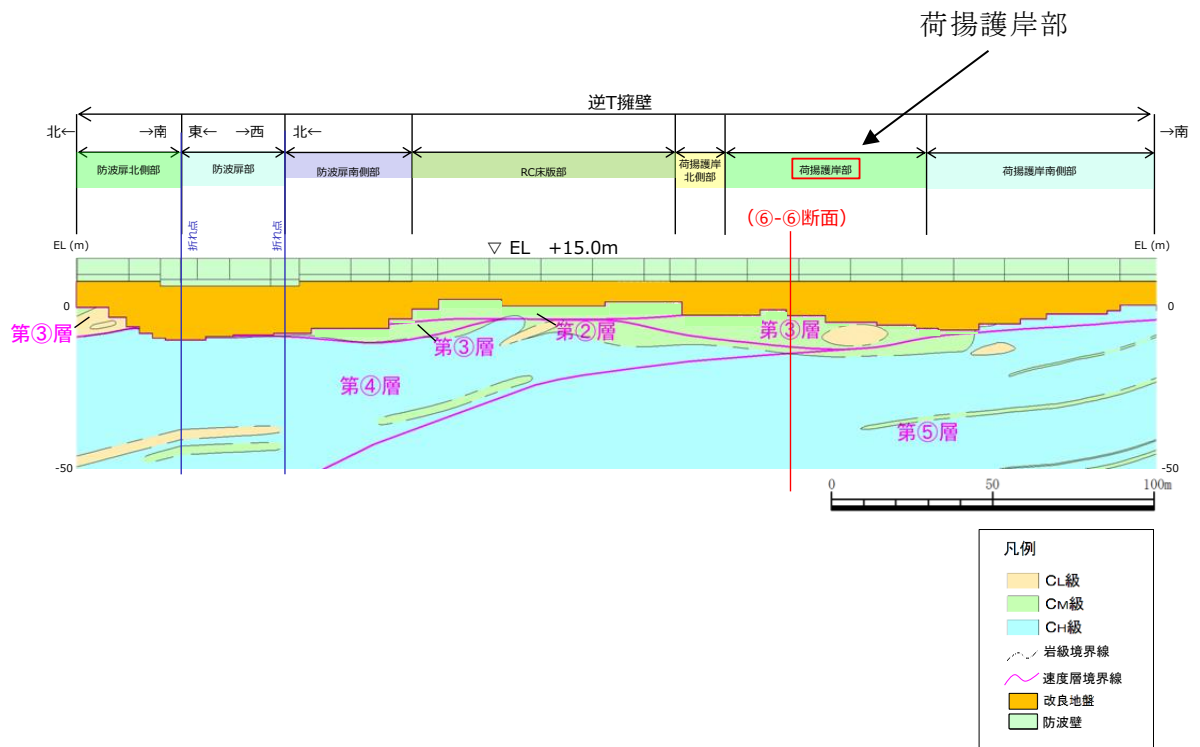


図 3.1-2(1) 防波壁（逆 T 擁壁）の地質縦断面図（岩級図）

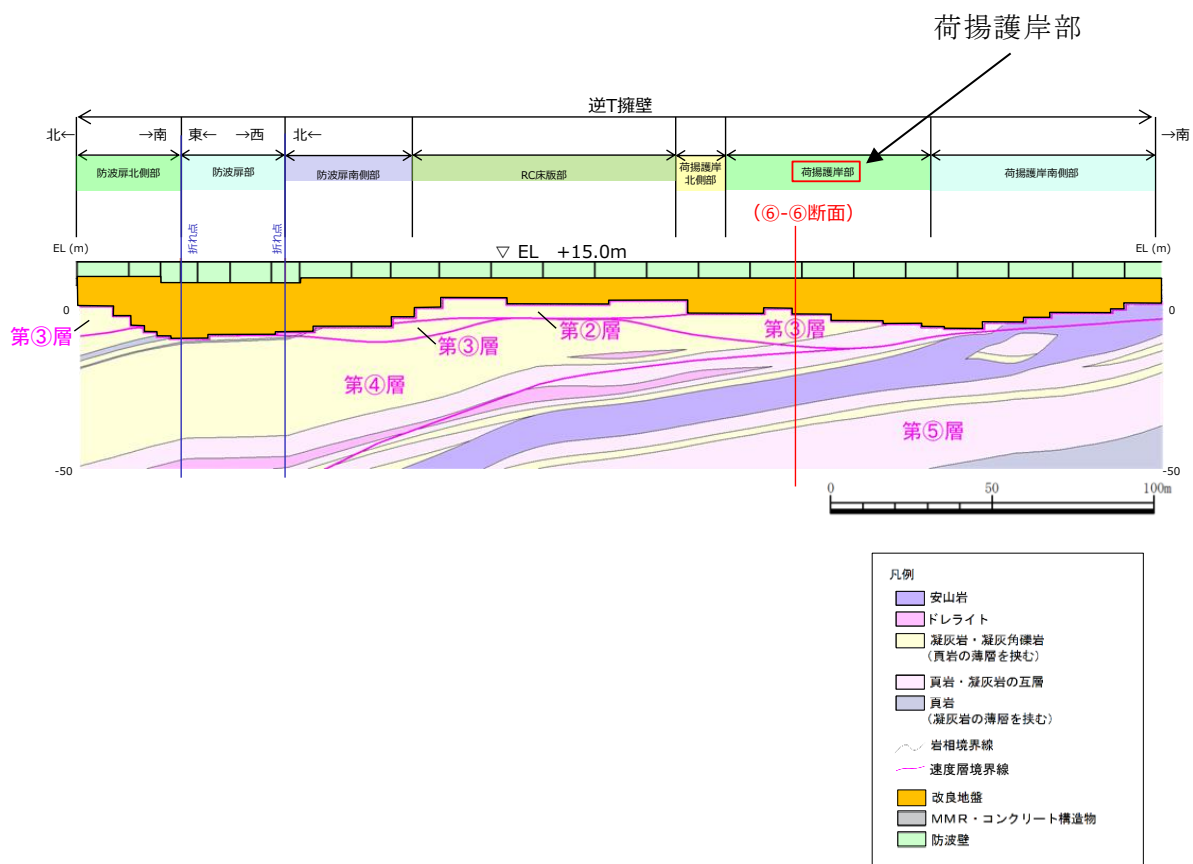


図 3.1-2(2) 防波壁（逆 T 擁壁）の地質縦断面図（岩相図）

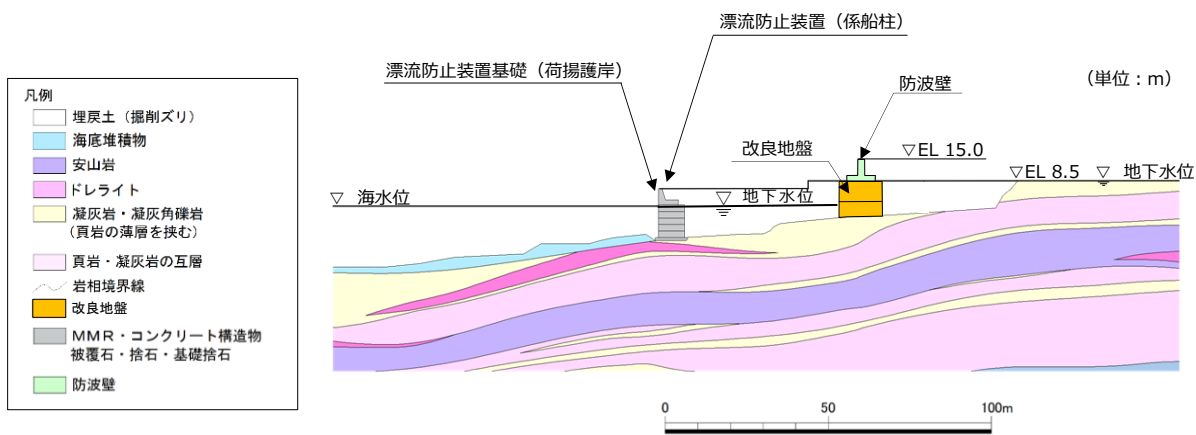


図 3.1-3 ⑥-⑥断面地質横断面図

3.2 解析方法

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の地震応答解析は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元動的有限要素法を用いて、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととする。地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮するため、解析方法は有効応力解析とする。地震応答解析手法の選定フローを図3.2-1に示す。

構造部材については、線形はり要素及び平面ひずみ要素でモデル化する。また、地盤については地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようにモデル化する。

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

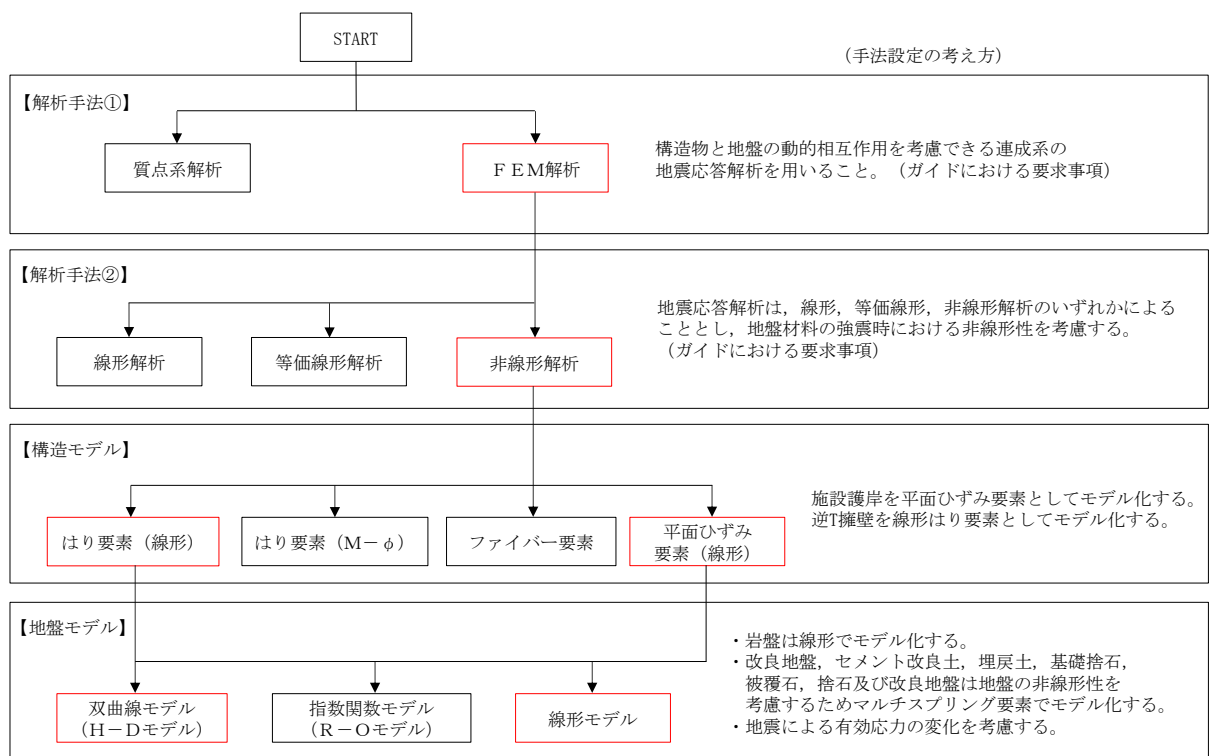


図 3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

3.2.1 施設

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は、平面ひずみ要素としてモデル化する。

3.2.2 減衰係数

Rayleigh 減衰を考慮することとし，2次元有限要素法（有効応力解析）では剛性比例型減衰（ $\alpha=0$ ， $\beta=0.002$ ）を考慮する。なお，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」」を基に設定している。

3.2.3 解析ケース

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の地震時の応答は，周辺地盤との相互作用によることから，地盤物性のばらつきの影響を考慮する。地盤物性のばらつきについては，表 3.2.3-1 に示す解析ケースにおいて考慮する。

以下の理由から，漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の応答に与える影響が大きいと考えられる埋戻土の物性（初期せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

- ・ 広範囲に分布しており，動的変形特性にひずみ依存性があるため，地震時の繰返し载荷により剛性低下することから，剛性の違いが地盤応答に影響し，漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の応答に影響する。
- ・ 地震時の繰返し载荷により液状化し，有効応力が低下することから，剛性の違いが漂流防止装置基礎（荷揚護岸）に対する主動土圧に影響し，漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の応答に影響する。

表 3.2.3-1 有効応力解析における解析ケース

解析ケース	地盤物性	
	埋戻土 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
ケース②	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	平均値 - 1 σ	平均値

耐震評価においては，全ての基準地震動 S_s に対し，解析ケース①（基本ケース）を実施する。全ての基準地震動 S_s に対して実施したケース①の解析において，照査値が最も厳しい地震動を用いて，解析ケース②及び③を実施する。

耐震評価における解析ケースを表 3.2.3-2 に示す。

表 3.2.3-2 耐震計価における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		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	++*	○	基準地震動 S _s (6波) に位相反転を考慮した地震動 (6波) を加えた全 12 波に対し、ケース① (基本ケース) を実施し、残留変形量の照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②及び③を実施する。 すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。
		-+*	○	
		+ - *	○	
		--*	○	
	S _s -F 1	++*	○	
	S _s -F 2	++*	○	
	S _s -N 1	++*	○	
		-+*	○	
	S _s -N 2 (NS)	++*	○	
		-+*	○	
S _s -N 2 (EW)	++*	○		
	-+*	○		

注記* : 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。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪を考慮する。風荷重については、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は風荷重の影響を受けないことから考慮しない。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の自重を考慮する。

(2) 地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s の荷重を考慮する。

(3) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重として、発電所最寄りの気象官署である松江地方気象台（松江市）での観測記録（1941～2018年）より、観測史上1位の月最深積雪100cm（1971年2月4日）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35.0cmとする。積雪荷重については、松江市建築基準法施工細則により、積雪量1cmごとに20N/m²の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3.3-1 に示す。

表 3.3.3-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時 (S _s)	G + S _s + P _s

G : 固定荷重

S_s : 地震時荷重

P_s : 積雪荷重

3.4 入力地震動

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

図 3.4-1 に入力地震動算定の概念図を、図 3.4-2～図 3.4-13 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」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、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

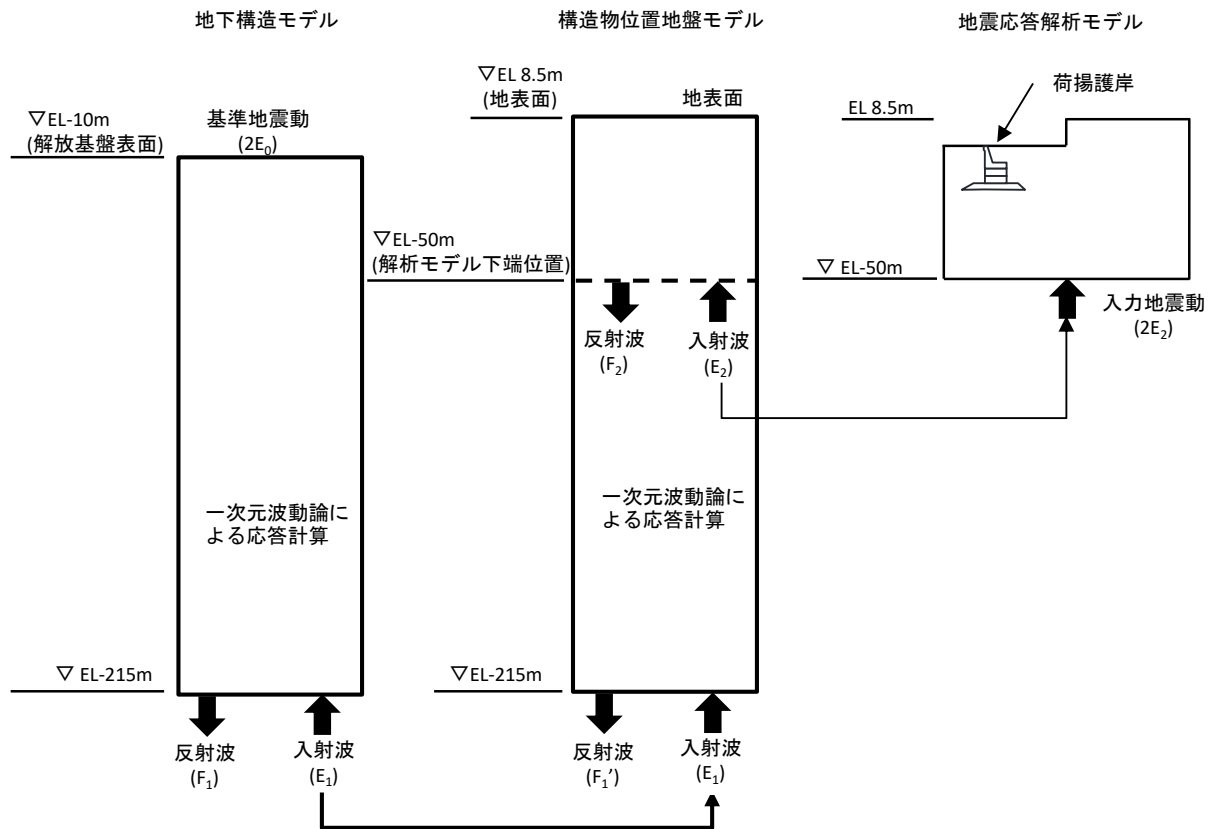
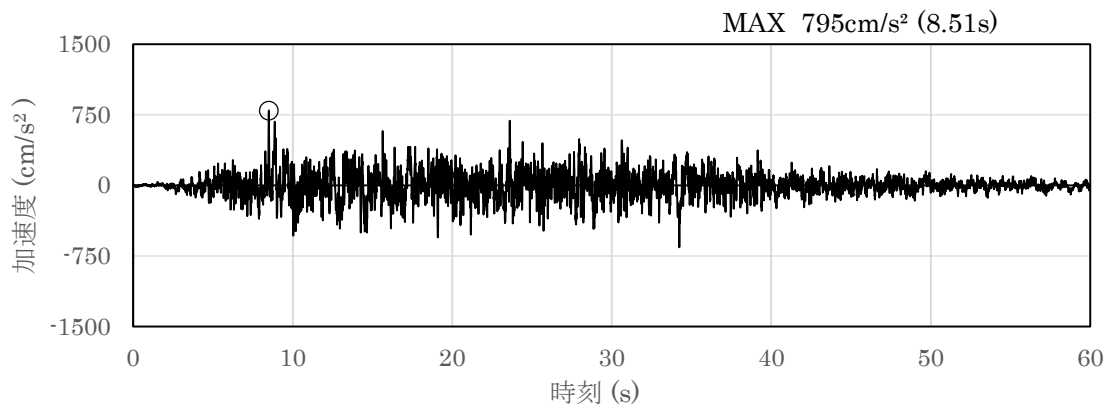
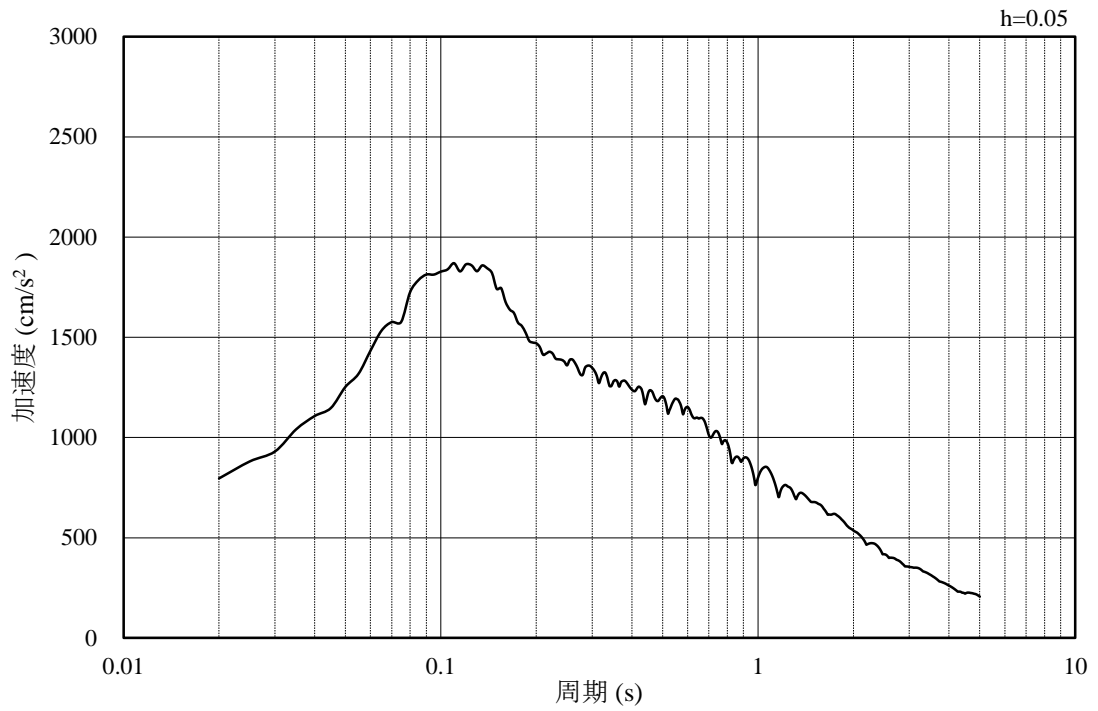


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図

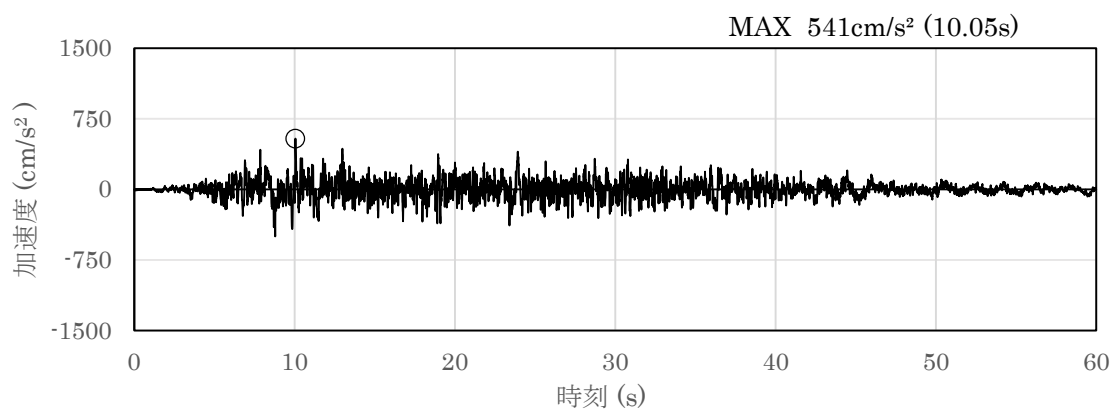


(a) 加速度時刻歴波形

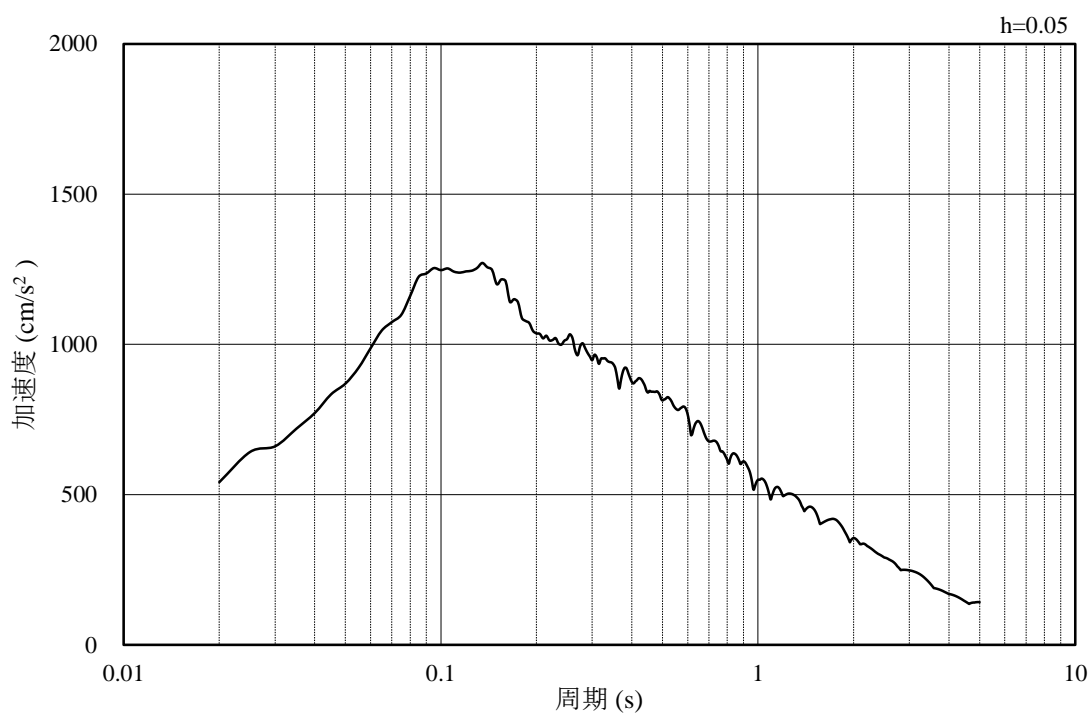


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - D)

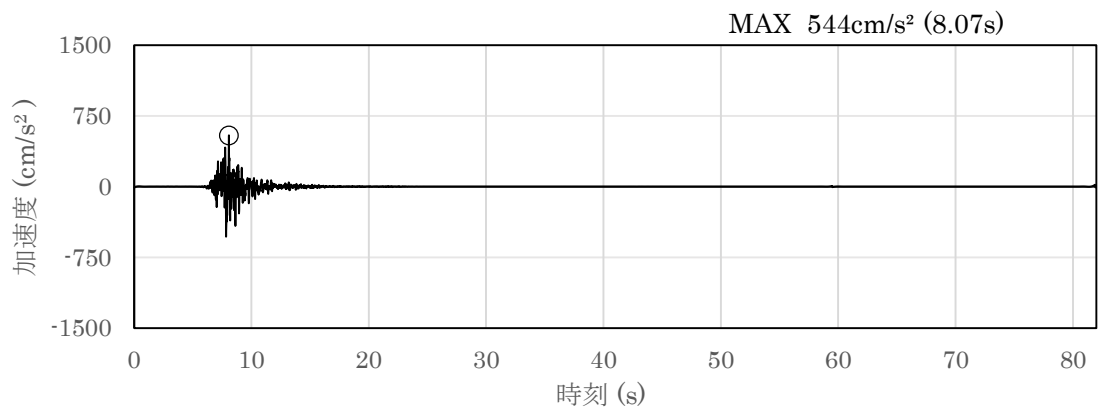


(a) 加速度時刻歴波形

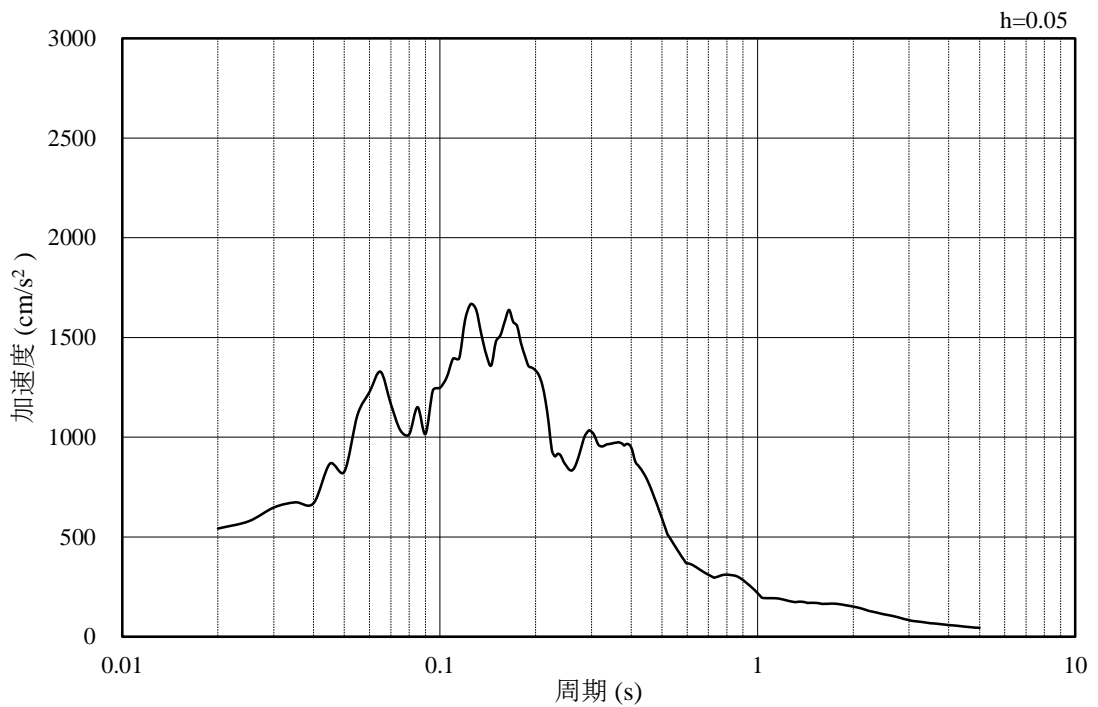


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D)

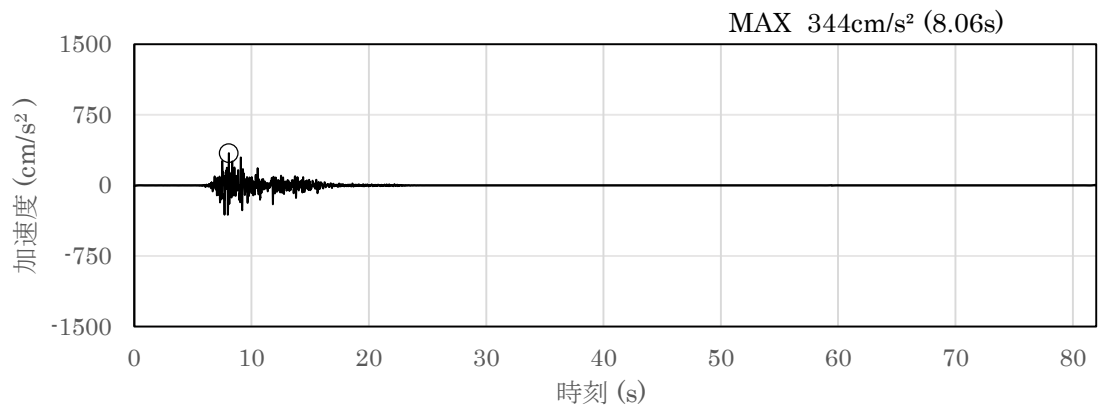


(a) 加速度時刻歴波形

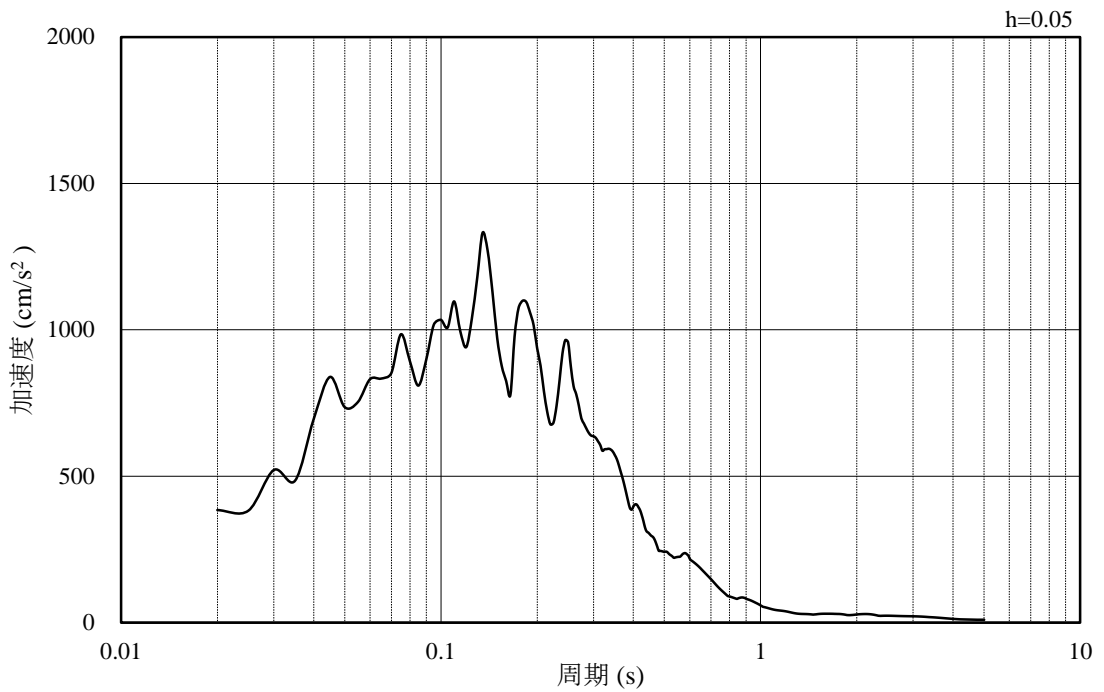


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1)

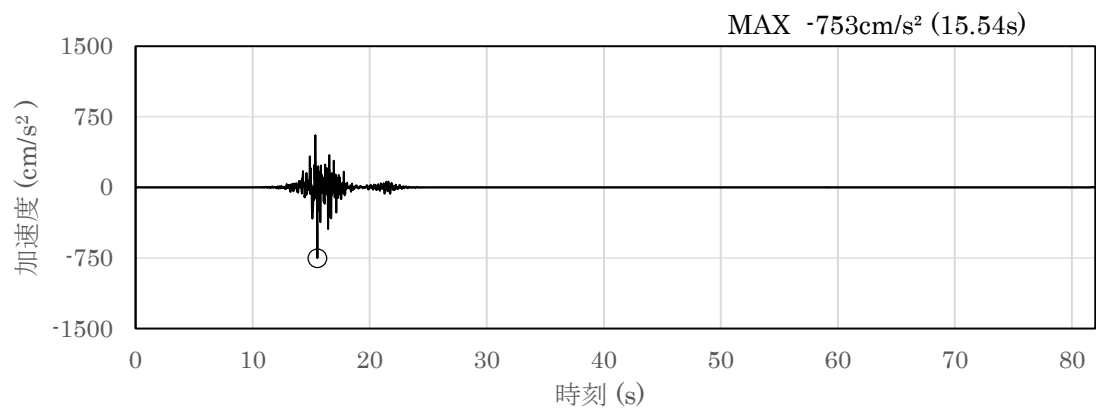


(a) 加速度時刻歴波形

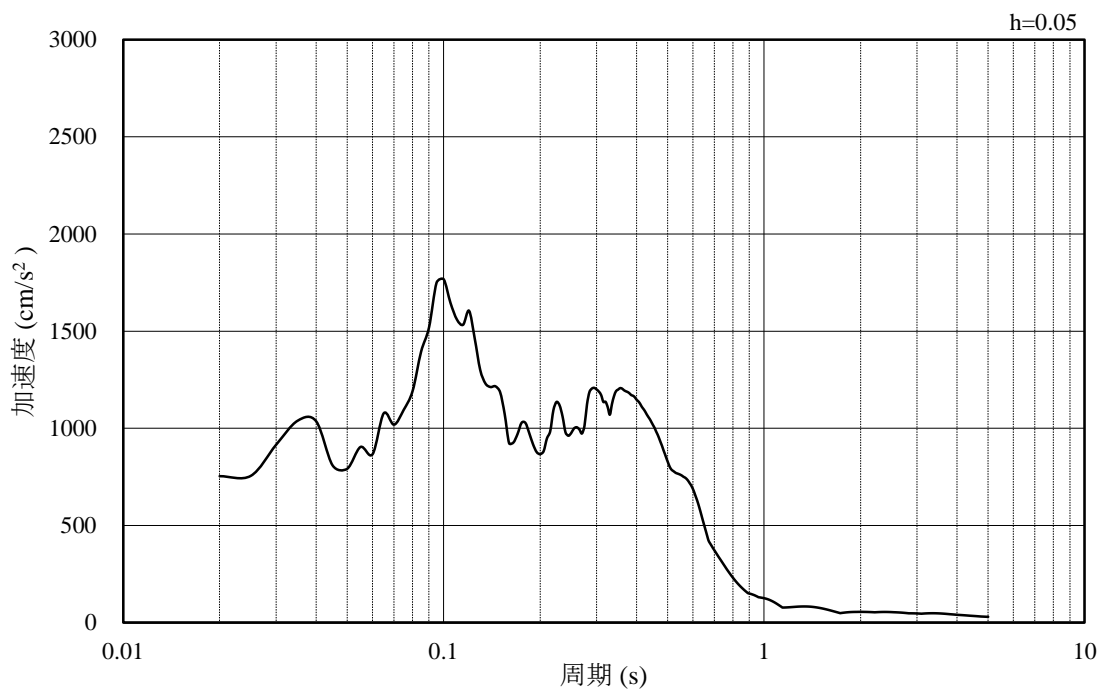


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-F1)

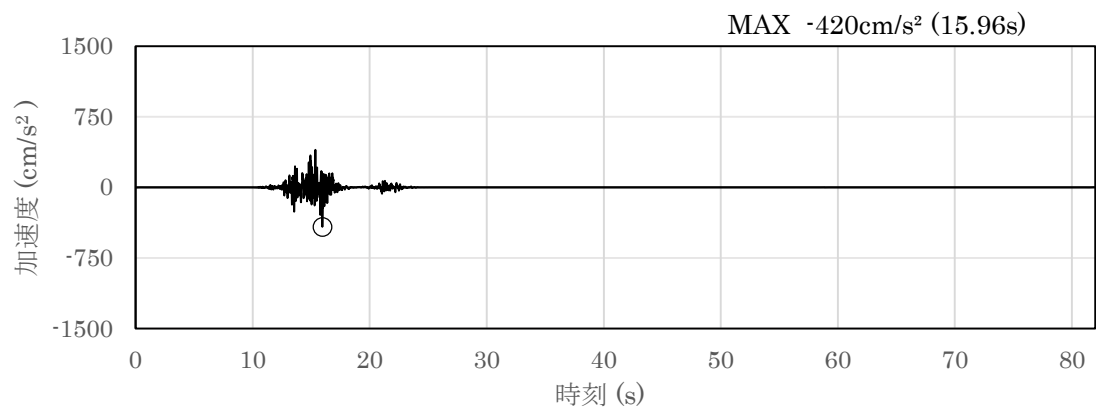


(a) 加速度時刻歴波形

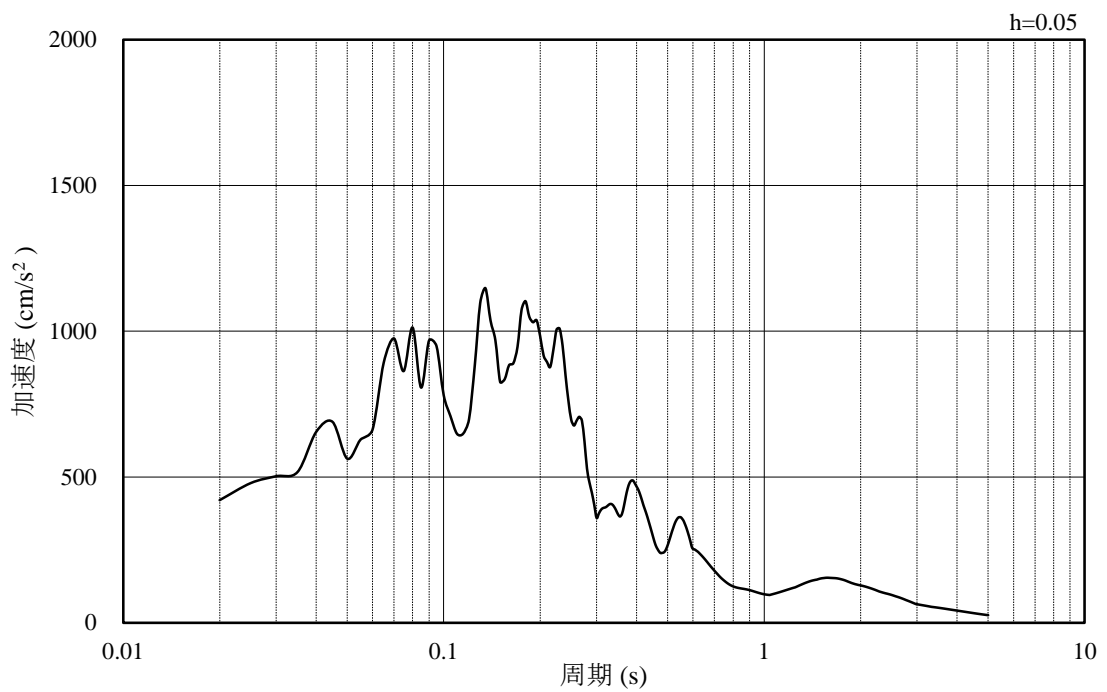


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S_s - F 2)

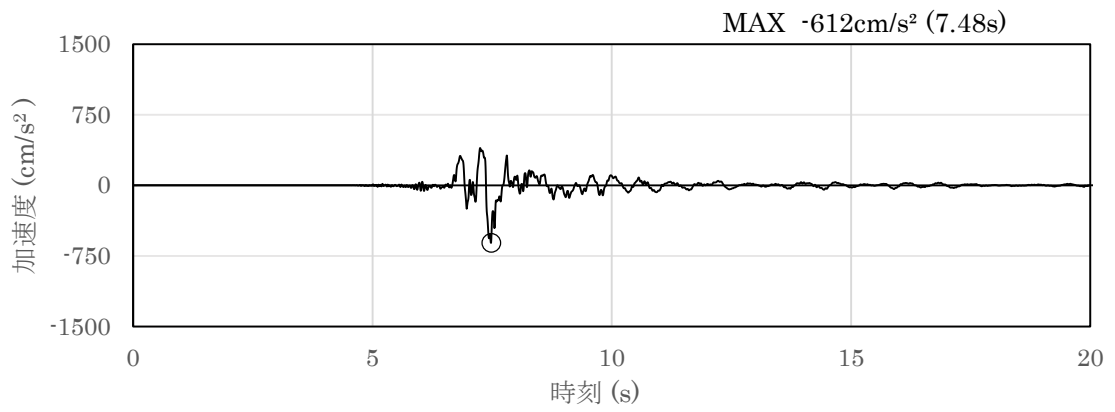


(a) 加速度時刻歴波形

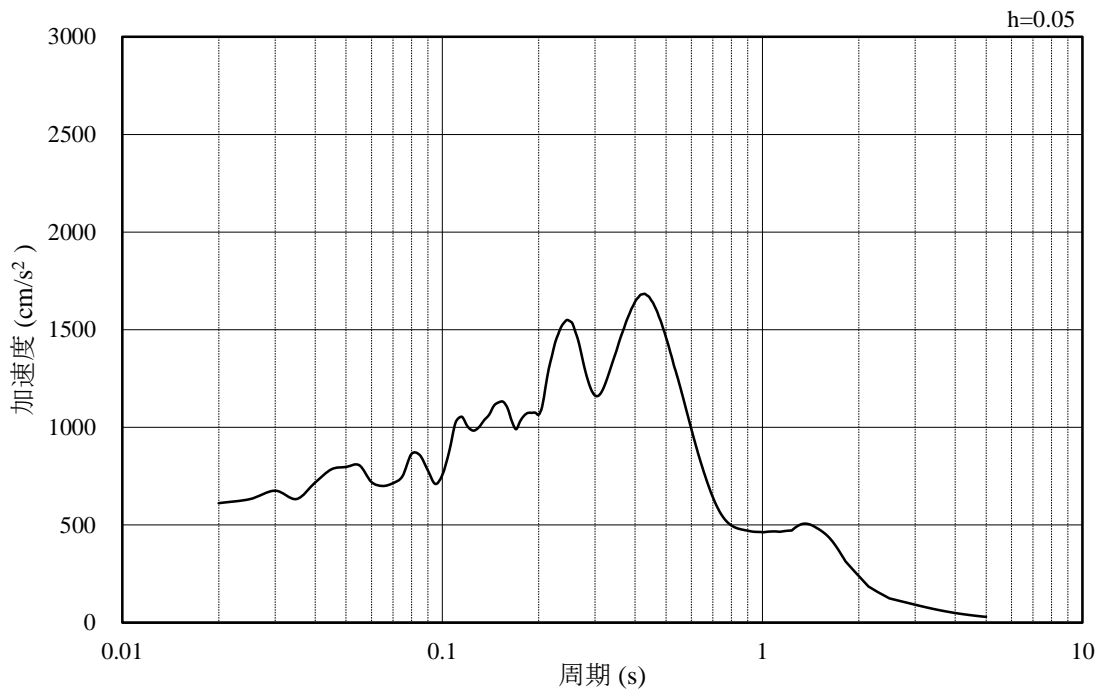


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-F2)

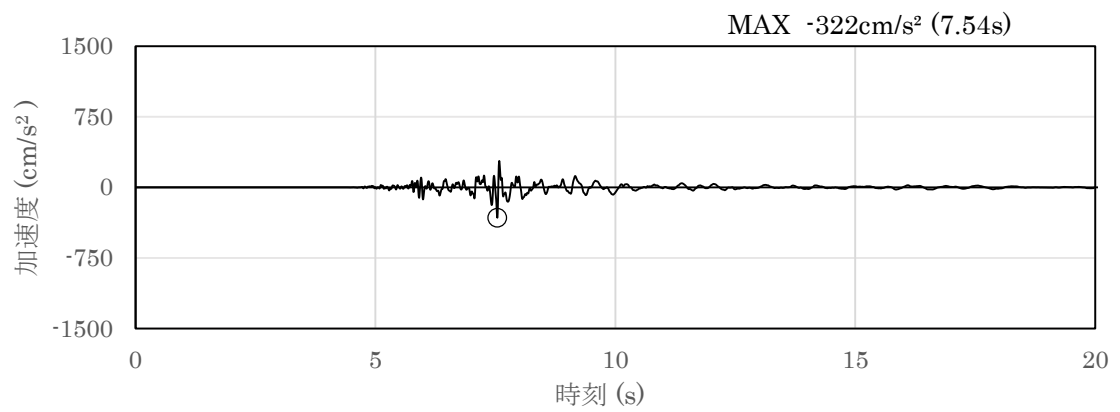


(a) 加速度時刻歴波形

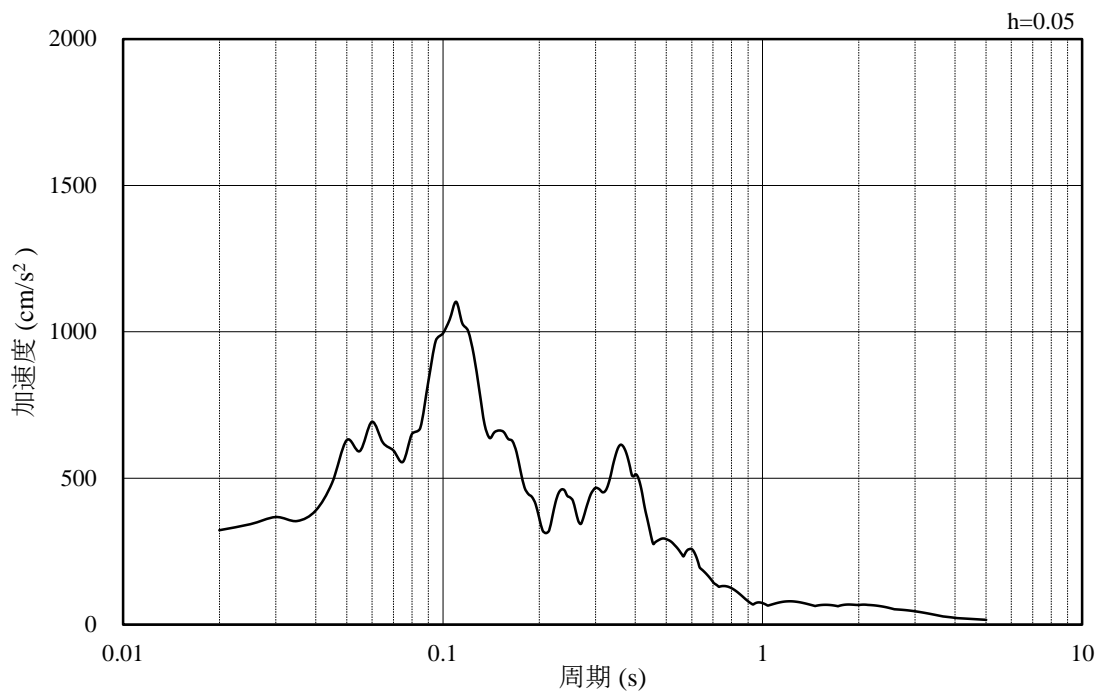


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S_s-N1)

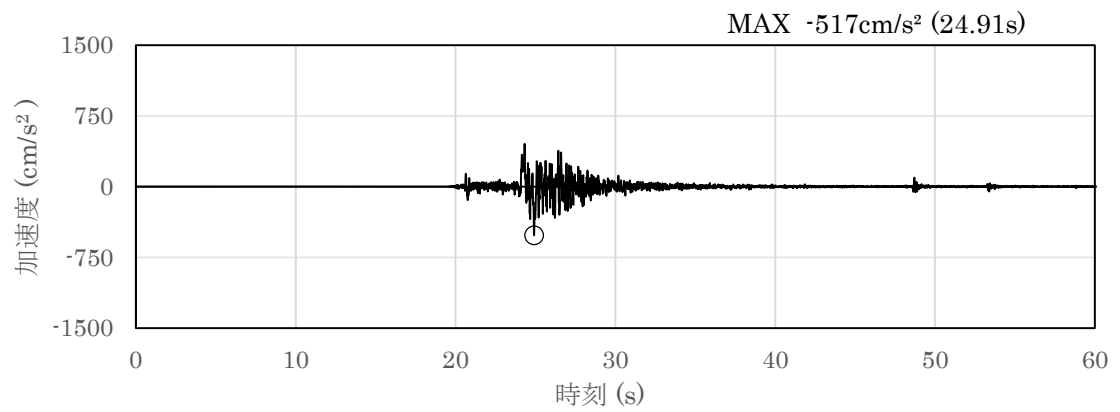


(a) 加速度時刻歴波形

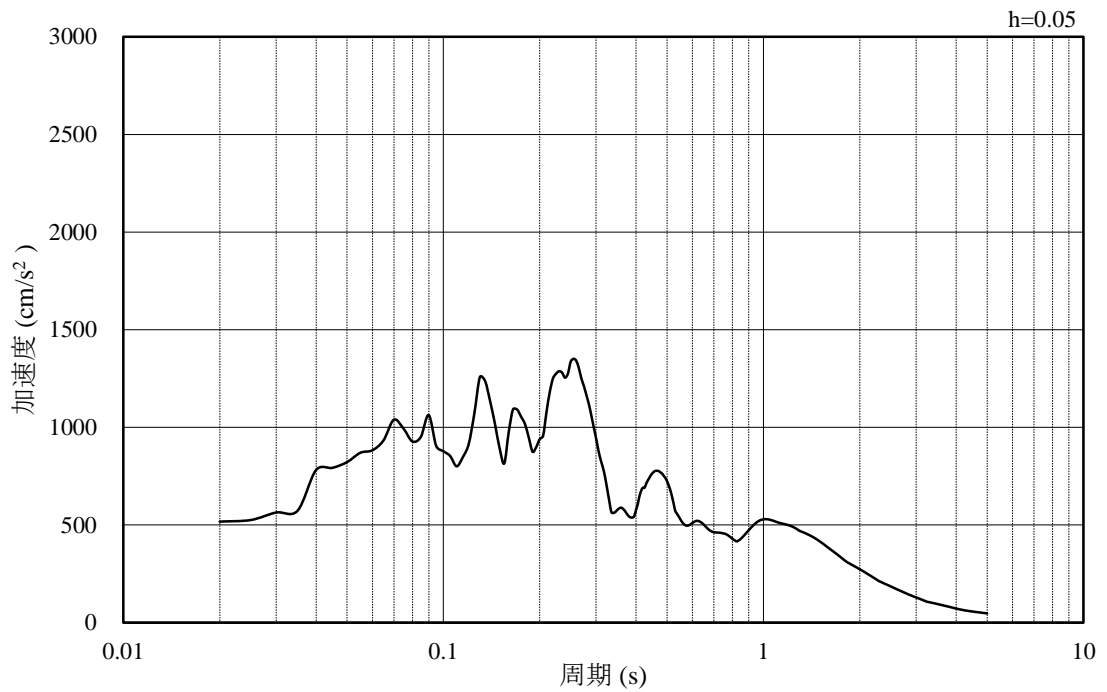


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

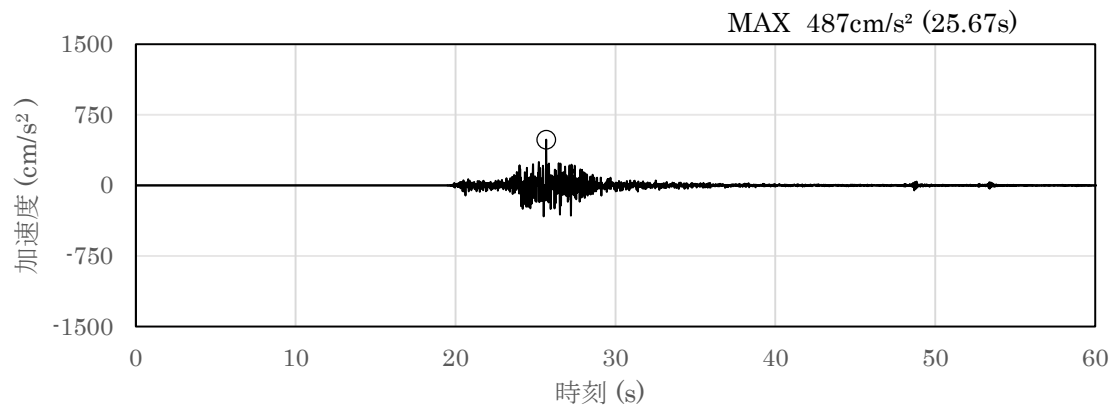


(a) 加速度時刻歴波形

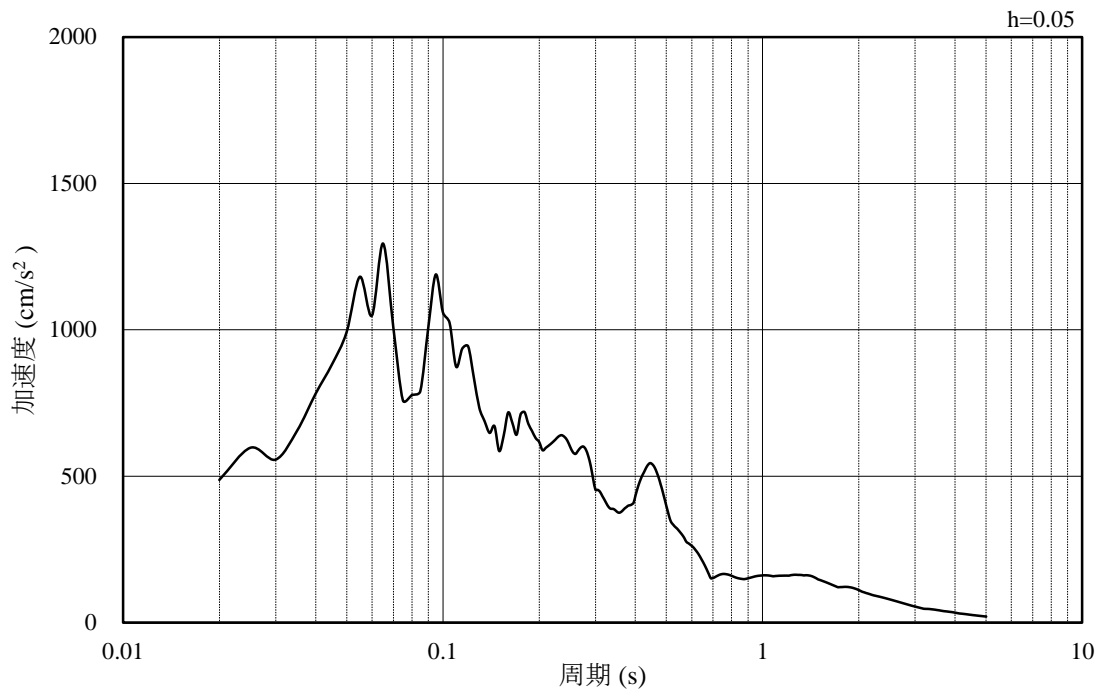


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S_s - N₂ (NS))

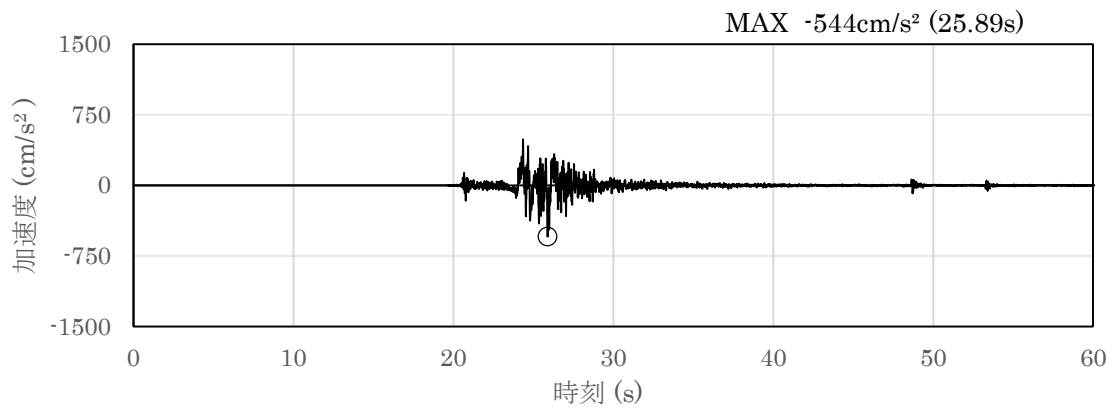


(a) 加速度時刻歴波形

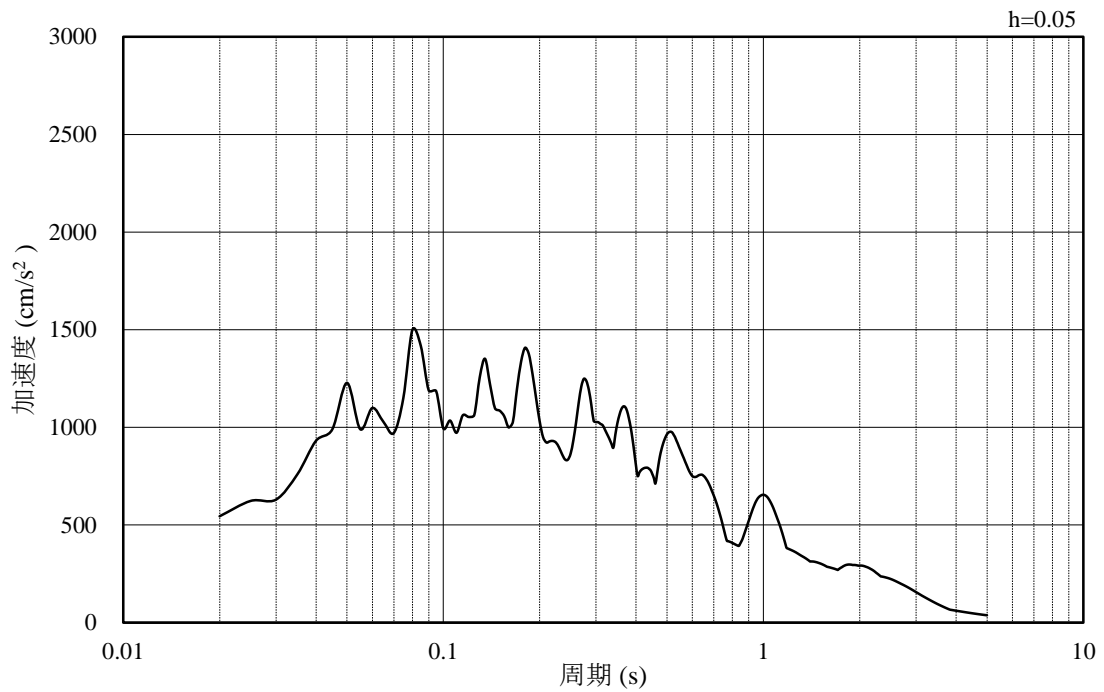


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-N₂(NS))

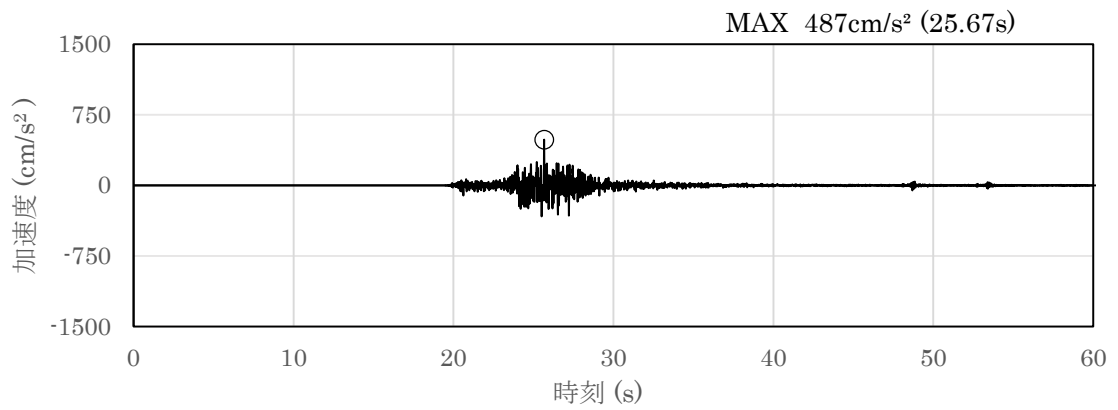


(a) 加速度時刻歴波形

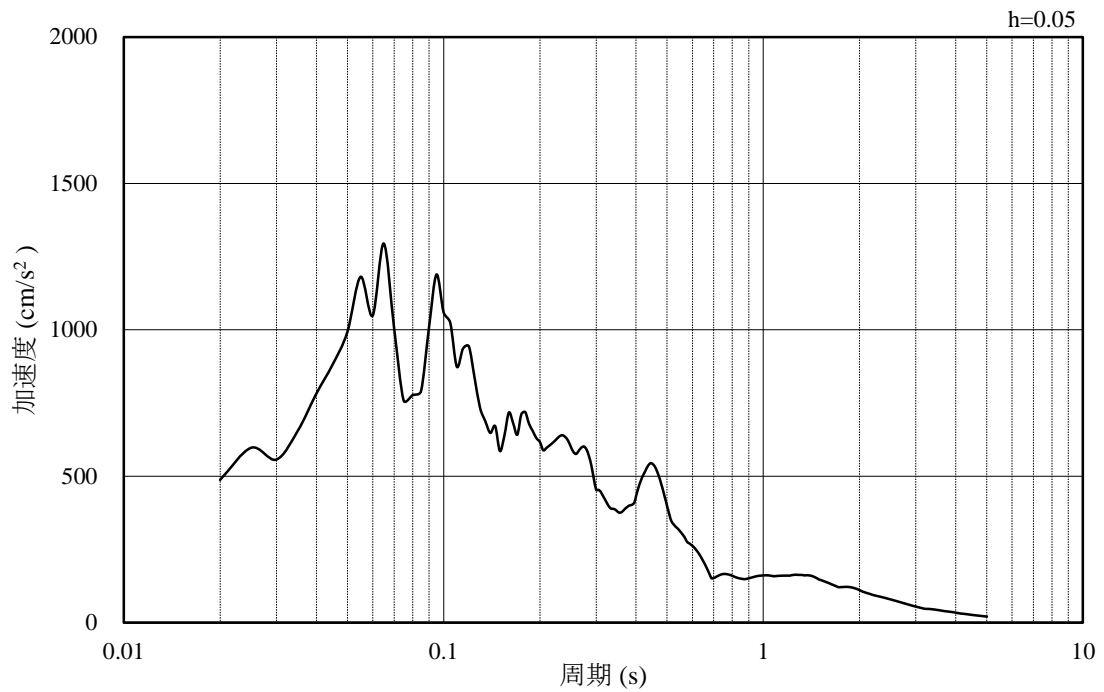


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2 (E W))



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-N₂(EW))

3.5 解析モデル及び諸元

使用材料，材料の物性値及び地下水位については，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」で設定したものをを用いる。解析モデル及び地盤の物性値について以下に示す。

3.5.1 解析モデル

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の地震応答解析モデルを図 3.5.1-1 に示す。

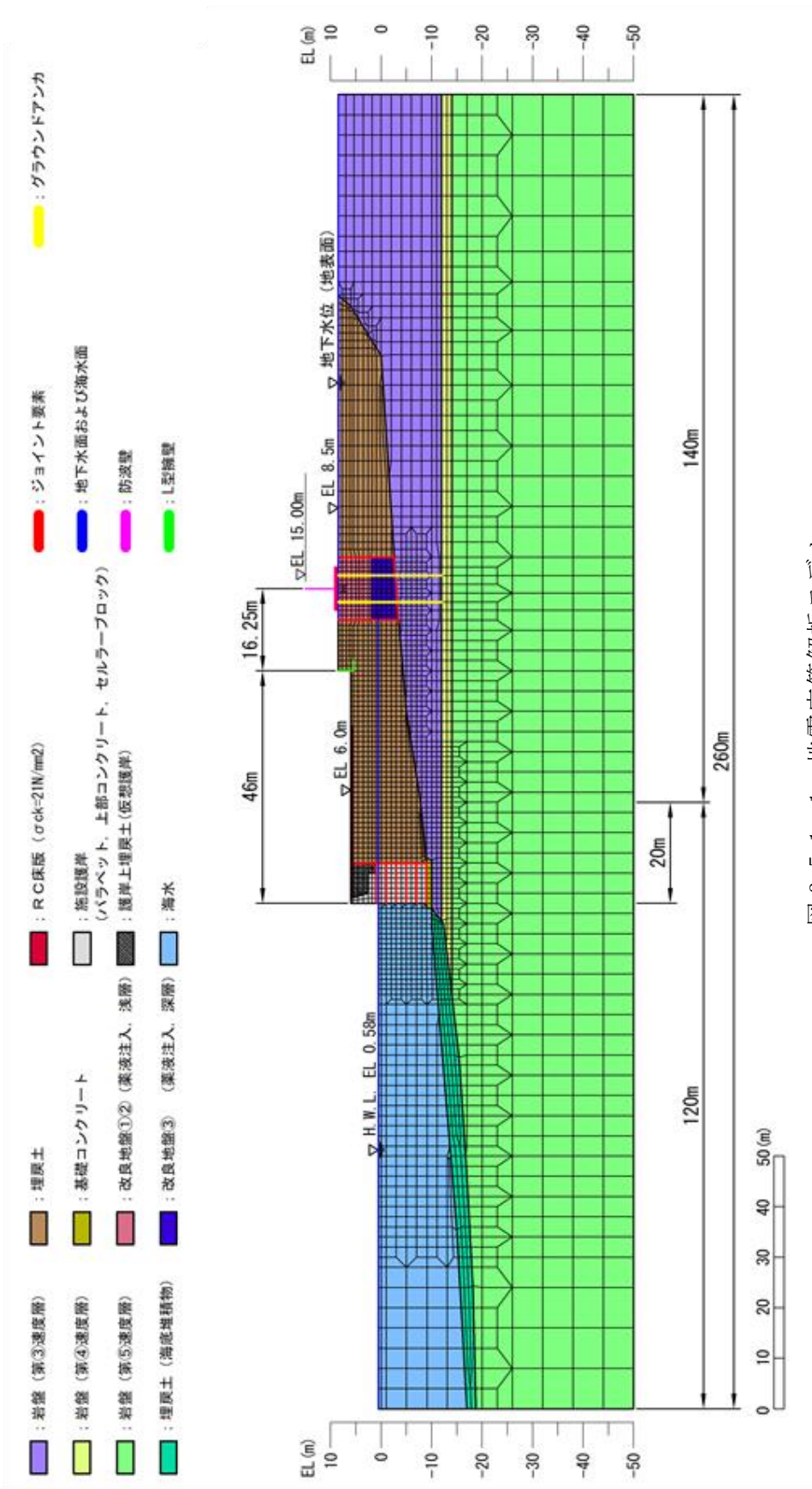


図 3.5.1-1 地震応答解析モデル

(1) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、「J E A G 4 6 0 1 -1987」を参考に、図 3.5.1-2 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基礎幅の 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、要素高さを 1 m 程度以下まで細分割して設定する。

解析モデルの下端については、EL-50m までモデル化する。

2次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。2次元地震応答解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 3.5.1-3 に示す。

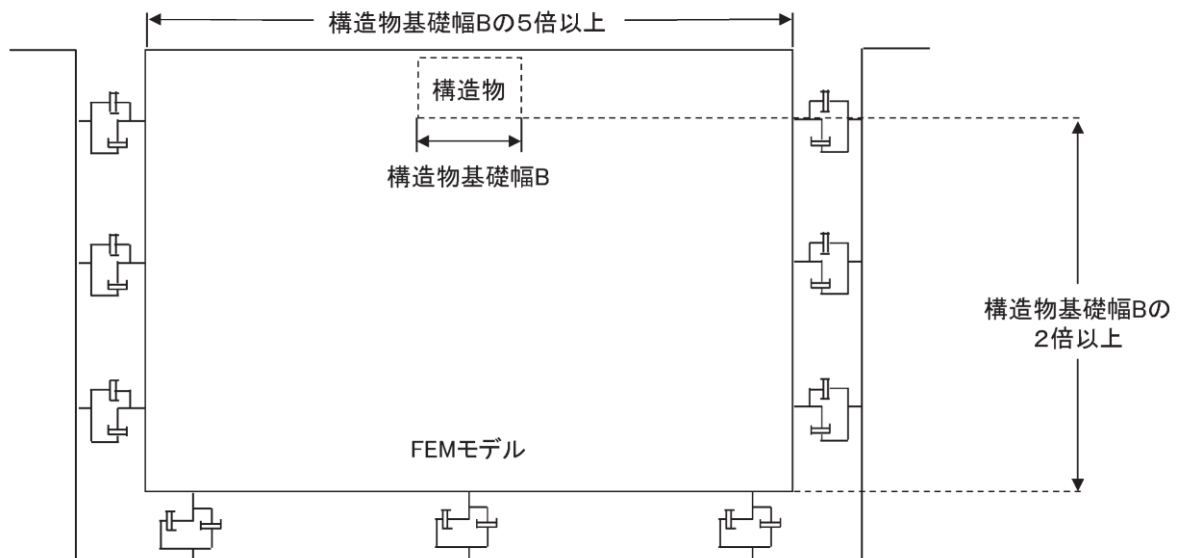


図 3.5.1-2 モデル化範囲の考え方

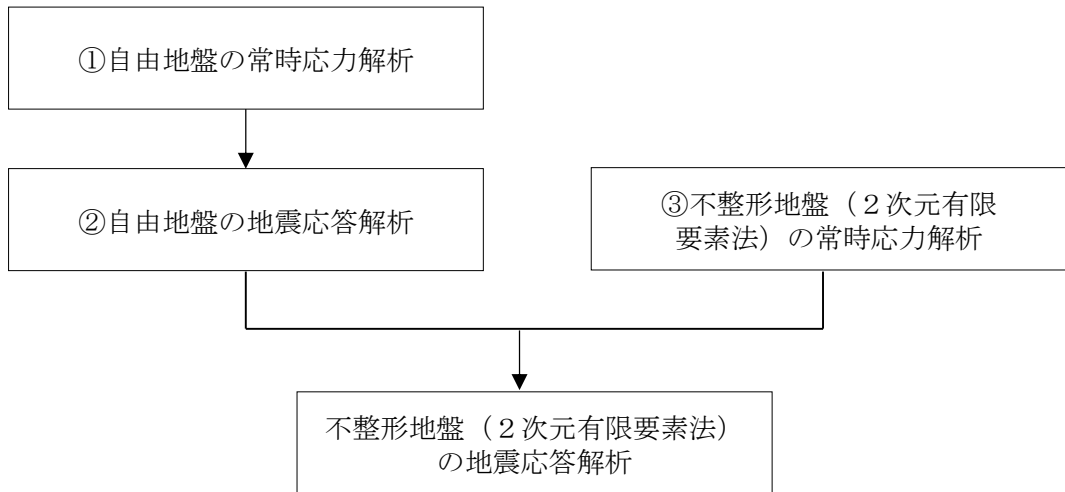


図 3.5.1-3 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5.1-4 に示す。

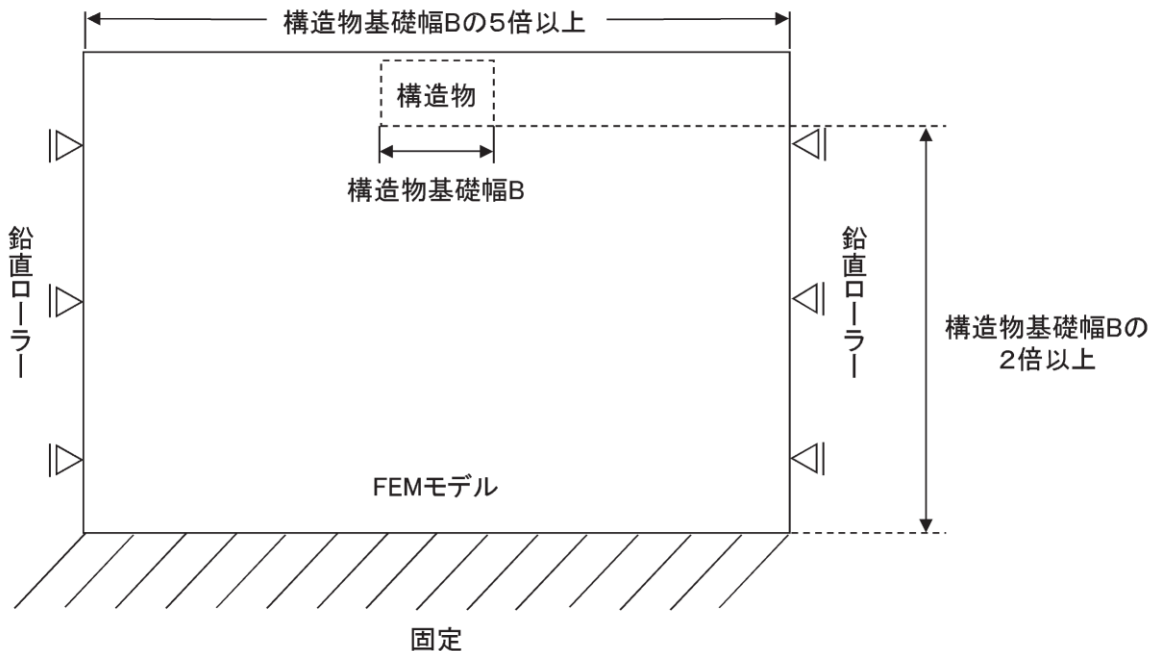


図 3.5.1-4 常時応力解析における境界条件の概念図

b. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から反無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポッドを設定する。境界条件の概念図を図 3.5.1-5 に示す。

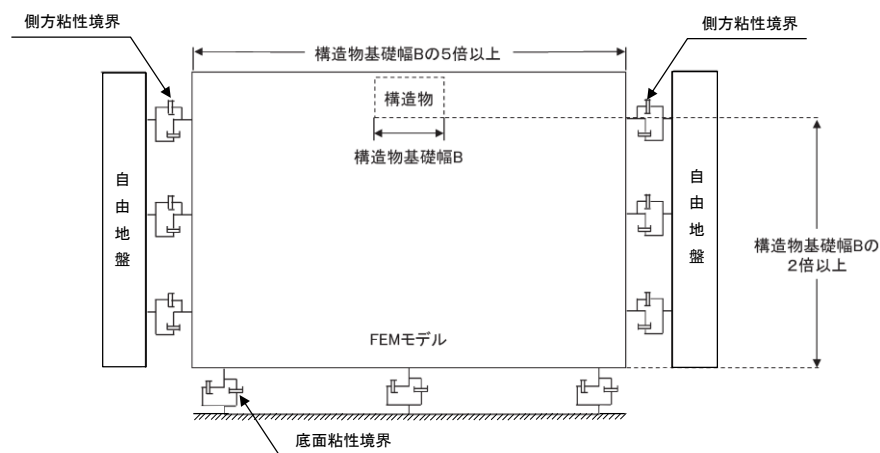


図 3.5.1-5 地震応答解析における境界条件の概念図

(3) 構造物のモデル化

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）はコンクリート造であり、平面ひずみ要素でモデル化する。漂流防止装置（係船柱）は、基礎に比較し十分に重量が小さいことから考慮しない。

(4) 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

埋戻土（海底堆積物を含む）及び改良地盤は、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し、地下水位以深の要素は間隙水要素を重ねて定義する。動的変形特性には、双曲線モデル（H-Dモデル）を用いる。そのうち、埋戻土は、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。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の上部に位置する埋戻土（施設護岸背面）については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，H19年版）」（以下「港湾基準」という。）（図 3.5.1-6 参照）に準拠し、施設護岸の一部とし

て、線形の平面ひずみ要素でモデル化し、剛性は施設護岸と同じ値を用い、背後の埋戻土及び改良地盤との境界にジョイント要素を設定する。

(3) 壁体のとり方

① 地震動による作用を慣性力に置き換えて安定性の照査を行う場合には、壁体を適切に設定して慣性力を評価する必要がある。この場合には、構造様式に応じて、以下に示すように壁体を設定することができる。ただし、非線形有効応力解析等の詳細法により変形量を直接評価する場合にあっては、これによる必要はない。

② 重力式係船岸の壁体は、図-2.2.8 に示すように壁体後趾を通る鉛直面から前の部分とすることができる。通常、壁体の背後には裏込材料があり、この一部は壁体の上に載っている形式のものが多い。この部分の裏込めは壁体の一部として働いていると考えられるが、壁体の形状及び破壊形式により、壁体とみなせる裏込めの範囲は変化し、一概に決めることは困難である。しかし、壁体の境界面を多少変えても壁体の安定への影響は小さいため、一般的に、計算の取扱いが簡便なように壁体とみなす範囲を図のように設定することができる。

(b)ブロック積の場合 (c)セルラーブロック積の場合 (d)ケーソンの場合

図-2.2.8 重力式係船岸の壁体のとり方

図 3.5.1-6 埋戻土（施設護岸背面）のモデル化について（港湾基準抜粋）

(5) ジョイント要素の設定

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

時刻歴応答解析では、地震時における実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

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

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

鉛直方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、港湾基準（図 3.5.1-7 参照）に準拠し、 $c=0$ 、 $\phi=15^\circ$ に設定する。

水平方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）」（以下「港湾構造物設計事例集」という。）（図 3.5.1-8 参照）に準拠し，静止摩擦係数 μ から $c=0$ ， $\phi=\tan^{-1}(\mu)$ より設定する。静止摩擦係数 μ の値は，港湾基準（図 3.5.1-9 参照）に準拠し，隣り合う地盤等に応じた静止摩擦係数を用いる。

ジョイント要素の粘着力及び内部摩擦角を表 3.5.1-1 に，ジョイント要素の配置を図 3.5.1-10 に示す。

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

ここで，

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

1. 3 地震時土圧

1. 3. 1 砂質土の土圧

構造物の壁面に作用する地震時土圧及び崩壊面が水平面と成す角度は、一般的に次に掲げるところによって算定する。

(1) 主働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_w = K_{ai} \left[\sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.1)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta + \theta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}} \quad (1.3.2)$$

この場合において、

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]}$$

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_p = K_{pi} \left[\sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.3)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta - \theta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}} \quad (1.3.4)$$

この場合において、

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]}$$

ここに、 p_{ai} 、 p_{pi} 、 K_{ai} 、 K_{pi} 、 ζ_i 、 ω 、 γ_i 、 h_i 、 ψ 、 β 、 δ 及び ϕ_i は、1. 2 永続状態における土圧に準じて、1. 2. 1 砂質土の土圧の式(1.2.1)～(1.2.4)と同じ数値を表すものとする。また、 θ は次の数値を表すものとする。

θ : 次の(a)又は(b)で表される地震合成角 (°)

(a) $\theta = \tan^{-1} k$

(b) $\theta = \tan^{-1} k'$

ここで、 k 及び k' は、それぞれ次の数値を表すものとする。

k : 震度

k' : 見掛けの震度

(3) 見掛けの震度は、1. 3. 3 見掛けの震度による。

(4) 地震時土圧は、物部¹⁾・岡部²⁾が提案した理論に基づいたものである。

(5) 壁面摩擦角
一般に、±15°以下とする。裏込材のせん断抵抗角 ψ の1/2程度を目安とすることができる。

(6) 残留水位以下の土圧

一般的に、残留水位以上においては空気中における震度を用いて土圧分布を求め、残留水位以下においては各境界面において1. 3. 3 見掛けの震度を用いて土圧分布を求める。

(7) 土圧係数等

土圧係数と崩壊角の算定図を図-1.3.1に示す。

(8) 上記土圧式は、土と間隙水が一体となって運動すると仮定しており、液状化した土には適用できない。その場合には別途、動的有効応力解析又は模型実験などで、地盤と構造物の地震時安定性を評価すべきである。

図 3.5.1-7 ジョイント要素（鉛直方向）の物性値の設定根拠（港湾基準抜粋）

よって、

$$\phi_f^{sep} = \tan^{-1}(0.838)$$

$$= 40(^{\circ})$$

⑧ケーソン
 図-1.54 にケーソン周辺のモデル化を示す。ケーソンのモデル化は、ケーソン本体、上部コンクリート、フーチング、ケーソン拡張部（陸側フーチング上部地盤）に分けてモデル化した。陸側フーチング上部の裏込石および裏埋土地盤は、剛性をケーソン本体と同じ値を用いて、単位体積重量は裏込石および裏埋土地盤の値を用いる⁹⁾。表-1.63 にケーソンの入力パラメータを示す。

⑨ジョイント要素
 ケーソン要素と基礎捨石および裏込石との間に生じる滑動と剥離はジョイント要素によりモデル化する⁹⁾。ジョイント要素は、圧縮側では垂直方向接線剛性 K_H に応じた応力を負担する。せん断方向（滑り方向）は、せん断応力がせん断強度に達するまではせん断方向接線剛性 K_S に応じた力を負担する。せん断強度 τ_f は垂直方向の有効拘束

圧 σ_n' に基づき式(1.62)より求める。剥離状態ではせん断強度は0となる。

$$\tau_f = C_f + \sigma_n' \tan \phi_f \quad (1.62)$$

よって、本事例のジョイント要素のせん断強度に関する定数は以下のとおり設定できる。まず、ケーソン底面と捨石の間の摩擦係数は摩擦増大マットが敷設されていないので $\mu=0.6$ と設定して、摩擦角 ϕ_f は $\tan^{-1}(0.6)=31^{\circ}$ を用いる。また、ケーソン背面と裏込石の間の摩擦角は $\phi_f=15^{\circ}$ を用いる。

・ジョイント要素のレーレー減衰の与え方
 FLIP 研究会では、ジョイント要素のレーレー減衰の与え方に関する検討が実施された²⁰⁾。従来の解析では、レーレー減衰行列の組立の際に、ジョイント要素の初期接線剛性 K_S や K_H に全体系の剛性比例係数 β を乗じたものを取り込んでいた（従来型）。 K_S や K_H の値は物理的な根拠に基づいて設定するのではなく、周囲の土の変形よりも大きな変形がジョイント要素の線形部分で生じることないように、比較的大きな値が指定される。この

図 3.5.1-8 ジョイント要素（水平方向）の物性値の設定根拠（港湾構造物設計事例集抜粋）

9 摩擦係数

(1) 施設の滑動に対する摩擦抵抗力の算定に用いる材料の摩擦係数は、静止摩擦係数とすることができ。この場合において、材料の摩擦係数は、対象となる施設の特性及び材料の特性等を勘案して適切に設定することが望ましい。

(2) 港湾の施設の性能照査に用いる静止摩擦係数の特性値は、一般に表-9.1 に掲げる数値を用いてもよい。同一条件のもとで繰り返し摩擦係数を実測する場合、一般にばらつきが多いことに注意が必要である。表-9.1 で示した値は、以前からなかば経験的に用いられてきたものであり、ここに明記していない場合については、実験を行って定めることが望ましい。

(3) 表-9.1 に示した値は、施設の滑動に対する安定性の照査に用いる場合の値であり、杭の支持力計算に用いる杭周面と土との間の摩擦係数、傾斜堤の安定性の照査に用いる摩擦係数、斜路によるケーソンの進水計算に用いる摩擦係数、土圧計算に用いる壁面摩擦角等に対しては適用できない。なお、表-9.1 に示した値は、静的な作用が生じるときの静止摩擦係数であるが、地震動作用時のような動的な作用が生じる場合においては、適切な資料が皆無であるため、本数値を用いているのが実情である。

コンクリートとコンクリート	0.5
コンクリートと岩盤	0.5
水中コンクリートと岩盤	0.7~0.8
コンクリートと捨石	0.6
捨石と捨石	0.8
木材と木材	0.2(湿)~0.5(乾)
摩擦増大マットと捨石	0.75

注 1) 水中コンクリートと岩盤の場合、標準的な条件のもとでは、0.8 とすることができる。ただし、基岩がぜい弱若しくは亀裂が多い場合、基岩を覆っている砂の移動が激しい場所等では、それらの条件に応じて 0.7 程度まで低減させることができる。

注 2) セルラブロックの性能照査における摩擦係数は、第 4 編第 5 章 2. 2 重力式係船岸を参照することができる。

図 3.5.1-9 ジョイント要素（水平方向）の物性値設定に用いる静止摩擦係数（港湾基準抜粋）

表 3.5.1-1 ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

		接合条件		粘着力 c (N/mm ²)	内部 摩擦角 φ (°)	備考
		材料 1	材料 2			
鉛直方向	境界 1	埋戻土	改良地盤 ①・②	0	15.0	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し、c=0、φ=15°と設定。
			改良地盤③			
			施設護岸			
			埋戻土(施設護岸背面)			
水平方向	境界 2	逆 T 擁壁	改良地盤 ①・②	0	26.57	剛性の高い岩盤等の境界であるため、「コンクリートとコンクリート」及び「コンクリートと岩盤」の静止摩擦係数(μ=0.50)より、φ=tan ⁻¹ (μ)≒26.57
		岩盤	改良地盤③			
		セルラーブロック (コンクリート詰)	セルラー ブロック (コンクリート詰)			
			基礎コンクリート			

- : 岩盤 (第③速度層)
- : 岩盤 (第④速度層)
- : 岩盤 (第⑤速度層)
- : 埋戻土 (海底堆積物)
- : 埋戻土
- : 基礎コンクリート
- : 改良地盤①② (薬液注入, 浅層)
- : 改良地盤③ (薬液注入, 深層)
- : RC床版 ($\sigma_{ck}=21\text{N}/\text{mm}^2$)
- : 施設護岸 (ハラペット, 上部コンクリート, セルラーブロック)
- : 護岸上埋戻土 (仮想護岸)
- : 海水
- : グラウンドアンカ
- : 地下水面および海水面
- : 防波壁
- : L型擁壁
- : ジョイント要素 (境界①)
- : ジョイント要素 (境界②)

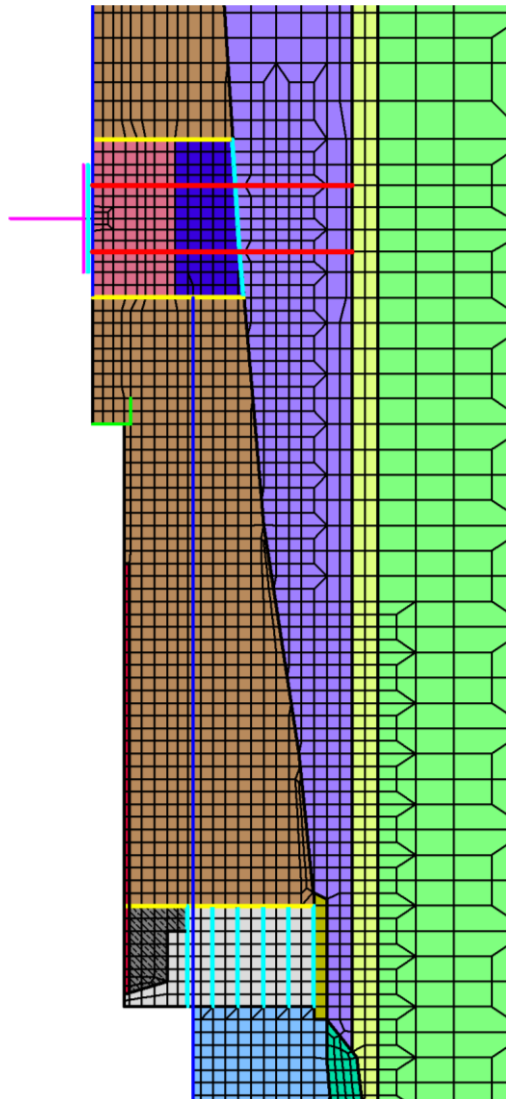


図 3.5.1-10 地震応答解析モデルにおけるジョイント要素の配置図

ジョイント要素のばね定数は、港湾構造物設計事例集を参考に、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 3.5.1-2 にジョイント要素のばね定数を示す。

また、ジョイント要素の力学特性を図 3.5.1-11 に示す。

表 3.5.1-2 ジョイント要素のばね定数

項目	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
境界 1	1.0×10^6	1.0×10^6
境界 2	0*	1.0×10^6

注記*：目地部であるため、せん断剛性を保守的にゼロに設定

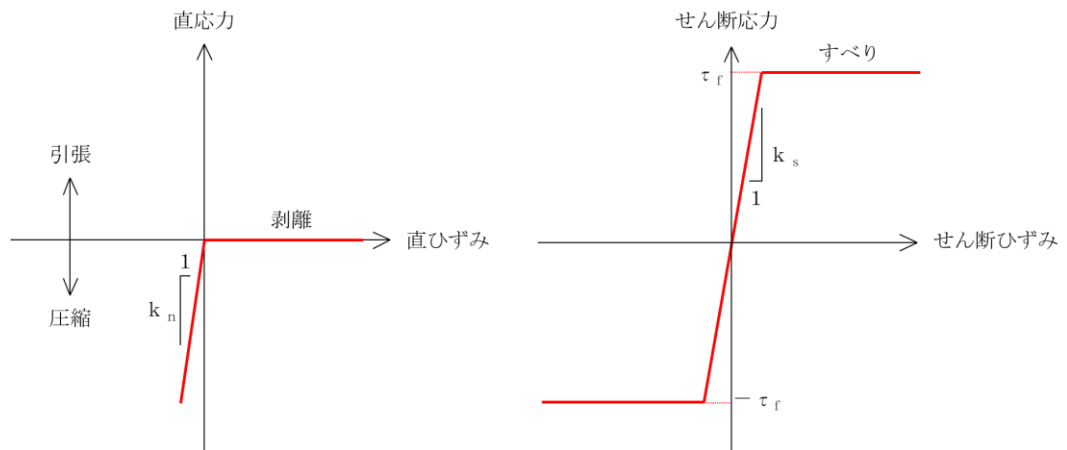


図 3.5.1-11 ジョイント要素の力学特性

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。耐震評価に用いる使用材料を表 3.5.2-1 に、材料の物性値を表 3.5.2-2 に示す。

表 3.5.2-1 使用材料

材料	部位		諸元
コンクリート	パラペット（有筋）		設計基準強度 20.6N/mm ²
	上部コンクリート（無筋）		設計基準強度 14.7N/mm ²
	セルラー ブロック	気中	設計基準強度 20.6N/mm ²
		水中	設計基準強度 20.6N/mm ²
	基礎コンクリート		設計基準強度 14.7N/mm ²

表 3.5.2-2 材料の物性値

材料	部位	単位体積重量 (kN/m ³)		ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン 比
		飽和, 湿潤	水中		
コンクリート	パラペット（有筋）	24.0 ^{*1}	-	23.3 ^{*1}	0.2 ^{*1}
	上部コンクリート （無筋）	22.6 ^{*2}	-	20.4 ^{*1}	0.2 ^{*1}
	セルラーブロック ^{*3} （コンクリート詰）	23.0 ^{*2}	12.9	23.3 ^{*1}	0.2 ^{*1}
	基礎コンクリート	22.6 ^{*2}	12.5	20.4 ^{*1}	0.2 ^{*1}

注記*1：コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会，2002年制定)

*2：港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，H19年版）

*3：セルラーブロック及び中詰材の単位体積重量は、港湾基準より設定する。また、剛性は中詰材が護岸と一体の挙動を示すことから、護岸材料と同様の物性とする。

3.5.3 地盤及び改良地盤の物性値

地盤の物性値は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

地盤の物性値を表 3.5.3-1～表 3.5.3-3 に示す。

表 3.5.3-1 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

		埋戻土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11 【2.00】	
	間隙率 n	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	154600	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00	
	ポアソン比 ν	0.33	
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095	
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	0	
	内部摩擦角 ϕ' (°)	40.17	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28	
	液状化パラメータ	S1	0.005
		w1	4.080
		P1	0.500
		P2	0.990
		C1	2.006

注 1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。

動せん断弾性係数，内部摩擦角及び液状化パラメータは代表的な数値を示す。

注 2：海底堆積物は，埋戻土の物性を流用し，液状化影響を考慮する。

表 3.5.3-2 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液状化層）

		基礎捨石及び被覆石
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.04 【1.84】
	間隙率 n	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	180000
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98
	ポアソン比 ν	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.24
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	20
	内部摩擦角 ϕ' (°)	35.00

注：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。
動せん断弾性係数及び基準平均有効拘束圧は代表的な数値を示す。

表 3.5.3-3 地盤の解析用物性値（有効応力解析，改良地盤）

対象施設		防波壁	
		逆T擁壁	
種別（工法，地盤種別）		改良地盤①，② （薬液注入）	改良地盤③ （薬液注入）
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11	2.11
	間隙率 n	0.45	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	771300	956500
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00	98.00
	ポアソン比 ν	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095	0.095
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	628	1140
	内部摩擦角 ϕ'	38.00	40.54

注：動せん断弾性係数は代表的な数値を示す。

3.5.4 地下水位

設計用地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。
設計用地下水位を表 3.5.4-1 に示す。

表 3.5.4-1 設計用地下水位

施設名称	設計用地下水位
漂流防止装置基礎（荷揚護岸）	防波壁より陸側：EL 8.5m* 防波壁より海側：EL 0.58m

注記*：地表面が EL 8.5m よりも低い地点については、地下水位を地表面とする。

3.6 評価対象部位

評価対象部位は、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）とする。

3.7 許容限界

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の許容限界は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成19年7月）」の耐震強化岸壁に求められる耐震性能（0.3～1m）を許容残留変形量とし，0.3mと設定する。表3.7-1に漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の許容限界を示す。

表 3.7-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の許容限界

断面	許容残留変形量 (m)
⑥—⑥断面	0.3

3.8 評価方法

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の耐震評価では，地震応答解析に基づいて算定した残留変形量が「3.7 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

x方向（水平方向）及びz方向（鉛直方向）の変位は，図3.8-1に示すとおり，漂流防止装置基礎（荷揚護岸）における地震時の相対変形量とする。

水平方向及び鉛直方向の残留変形量を用い，下式のとおり合成方向（2方向合成）の変位量を求め，漂流防止装置基礎（荷揚護岸）における最大変形量とする。

$$\text{最大変形量 } \delta : \delta = \sqrt{\{\delta x(T)\}^2 + \{\delta y(T)\}^2}$$

ここで，

$\delta x(T)$: x方向の最大変形量

$\delta y(T)$: y方向の最大変形量

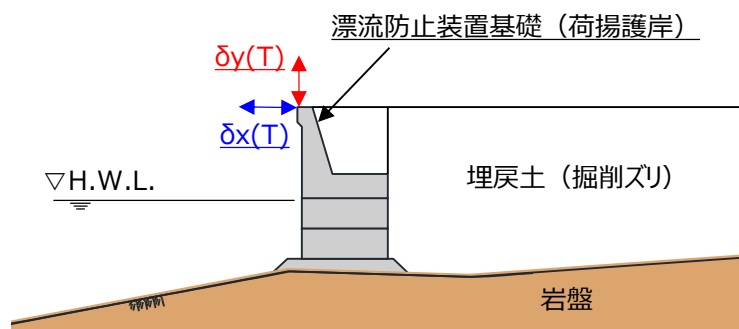


図 3.8-1 地震時の残留変形量の概念図

4. 耐震評価結果

基準地震動 S_s による地震応答解析から得られる漂流防止装置基礎（荷揚護岸）天端の残留変形量に対する評価結果を表 4-1 に、最も厳しい照査値となる解析ケースでの残留変形量図を図 4-1 に示す。

この結果から、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）天端の残留変形量が許容限界以下であることを確認した。

表 4-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の変形量評価結果

解析 ケース	地震動		残留変形量	許容残留変形量	照査値
			δ (m)	δ_a (m)	δ / δ_a
①	$S_s - D$	(++)	0.03	0.3	0.10
		(-+)	0.04	0.3	0.14
		(+-)	0.03	0.3	0.10
		(--)	0.04	0.3	0.14
	$S_s - F 1$	(++)	0.02	0.3	0.07
	$S_s - F 2$	(++)	0.03	0.3	0.10
	$S_s - N 1$	(++)	0.03	0.3	0.10
		(-+)	0.03	0.3	0.10
	$S_s - N 2$ (NS)	(++)	0.03	0.3	0.10
		(-+)	0.03	0.3	0.10
	$S_s - N 2$ (EW)	(++)	0.03	0.3	0.10
		(-+)	0.03	0.3	0.10
②	$S_s - D$	(--)	0.04	0.3	0.14
③	$S_s - D$	(--)	0.04	0.3	0.14

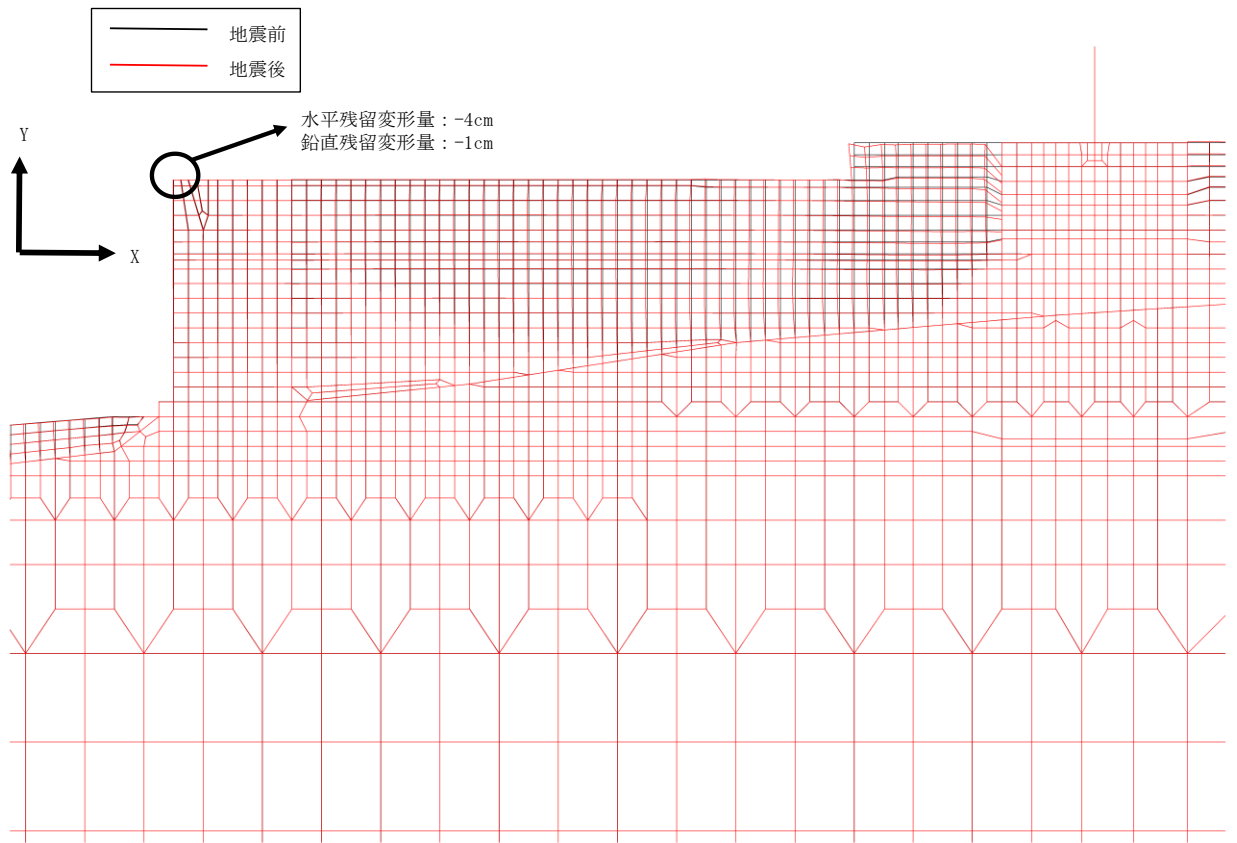


図 4-1 残留変形量図 (S s - D (—)), 解析ケース: ③地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1 σ)

2. 浸水防護施設に関する補足資料

2.6 漂流防止装置に関する補足説明

2.6.4 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	5
2.4 適用規格・基準等	7
3. 耐震評価	8
3.1 評価対象断面	8
3.2 解析方法	10
3.2.1 施設	11
3.2.2 減衰係数	11
3.2.3 解析ケース	11
3.3 荷重及び荷重の組合せ	13
3.3.1 耐震評価上考慮する状態	13
3.3.2 荷重	13
3.3.3 荷重の組合せ	14
3.4 入力地震動	15
3.5 解析モデル及び諸元	28
3.5.1 解析モデル	28
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	41
3.5.3 地盤及び改良地盤の物性値	42
3.5.4 地下水位	44
3.6 評価対象部位	45
3.6.1 施設の健全性評価	45
3.6.2 基礎地盤の支持性能評価	45
3.7 許容限界	46
3.7.1 多重鋼管杭（曲げ・軸力，せん断力）	46
3.7.2 基礎地盤	46
3.8 評価方法	46

4. 耐震評価結果	47
4.1 解析ケースと照査値	47
4.1.1 曲げ・軸力系破壊に対する照査	47
4.1.2 せん断破壊に対する照査	48
4.1.3 基礎地盤の支持性能に対する照査	49
4.2 耐震評価結果	50
4.2.1 曲げ・軸力系破壊に対する耐震評価結果	50
4.2.2 せん断破壊に対する耐震評価結果	51
4.2.3 基礎地盤の支持性能評価結果	52

1. 概要

本資料は、VI-2-別添 6-1「漂流防止装置の耐震計算の方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認するものである。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）に要求される機能の維持を確認するに当たっては、地震応答解析に基づく施設の変形性能評価を行う。

2. 基本方針

2.1 位置

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の位置を図 2.1-1 に示す。

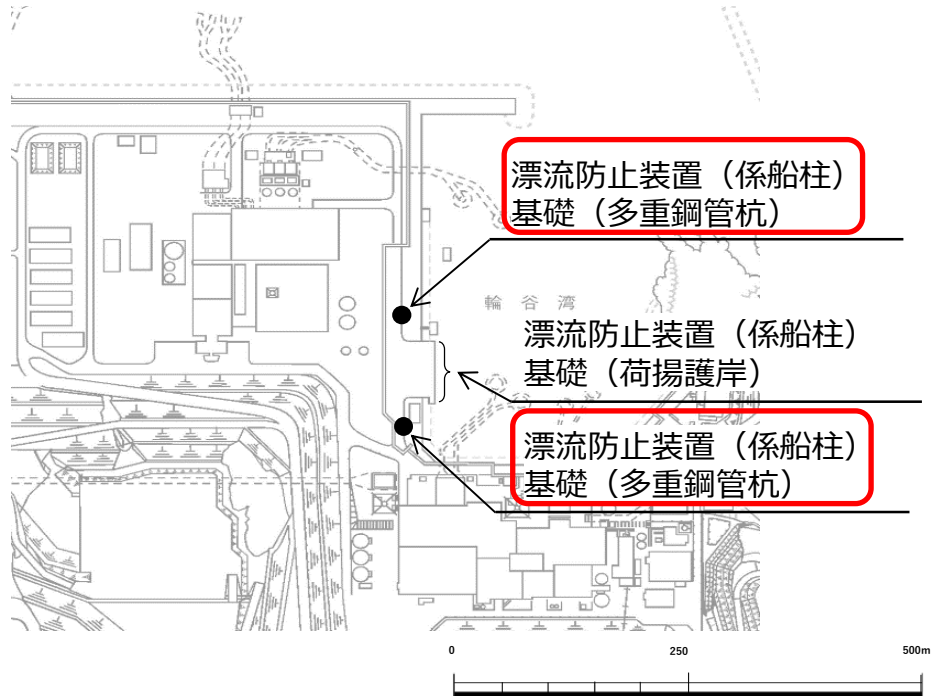
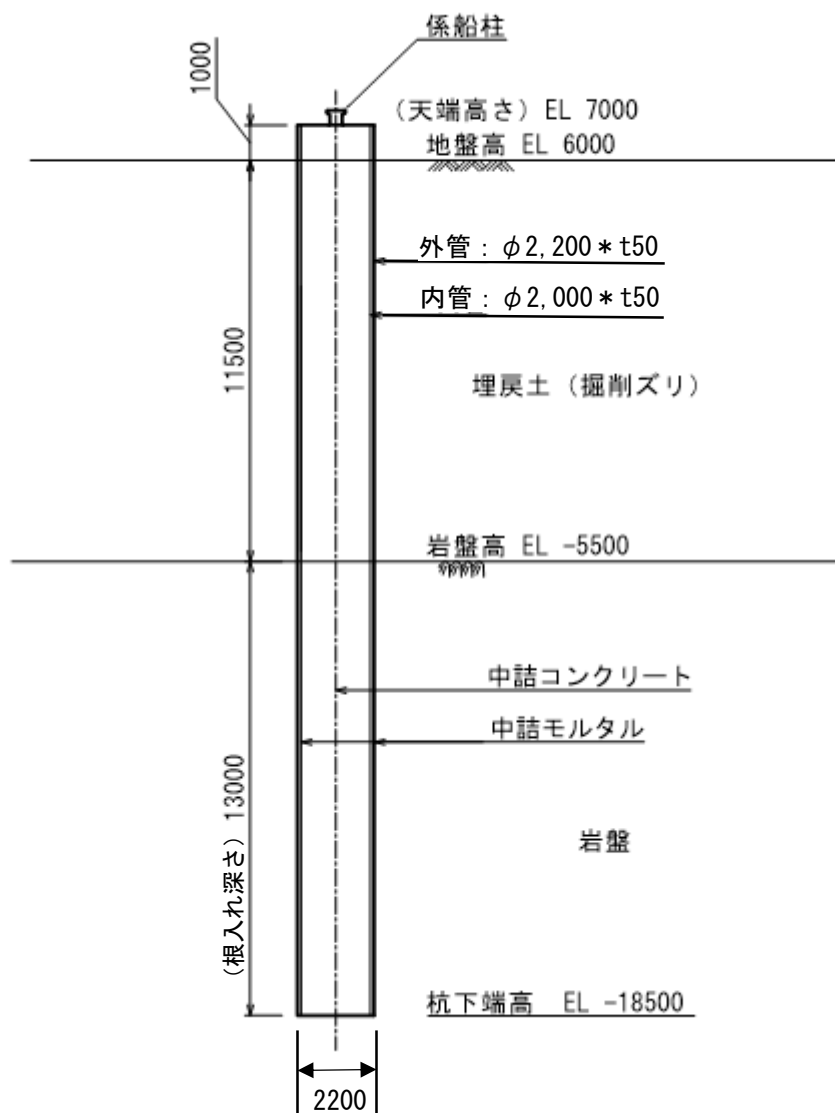


図 2.1-1 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）位置図

2.2 構造概要

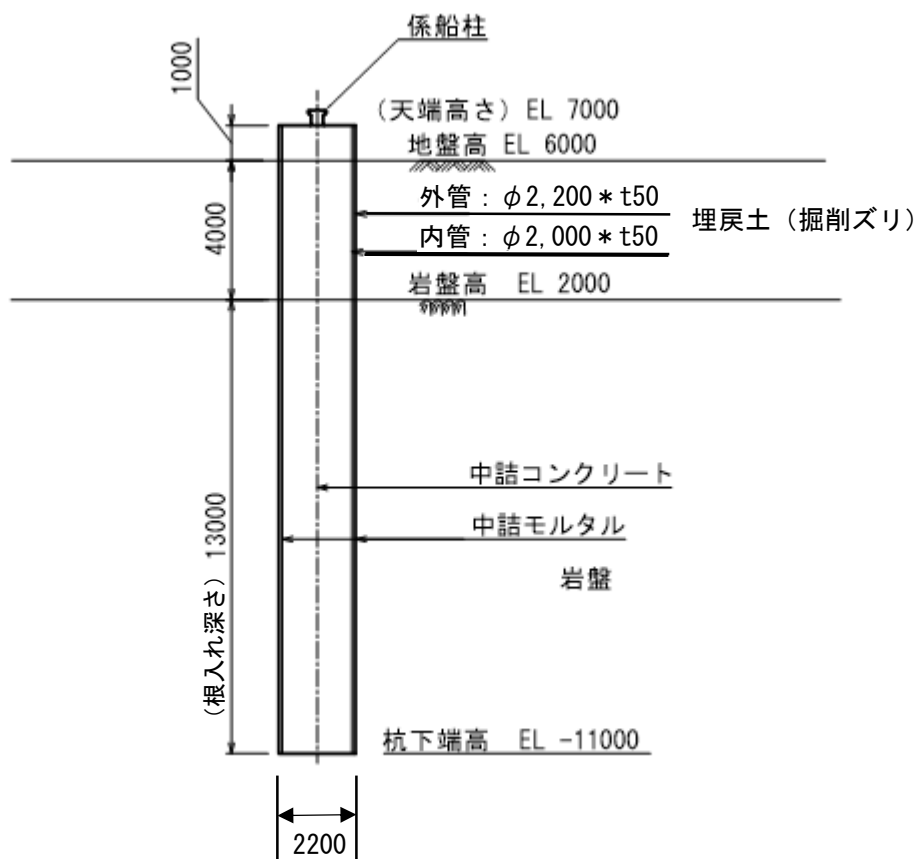
漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の構造図を図 2.2-1 及び図 2.2-2 に、漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）への漂流防止装置（係船柱）の設置時の概要を図 2.2-3 に示す。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）は、鋼管を多重化して鋼管内をコンクリート及びモルタルで充填した多重鋼管構造とする。鋼管杭は岩盤に支持させる構造（根入れ深さ：13.0m）とし、上部に漂流防止装置として係船柱を設置する。



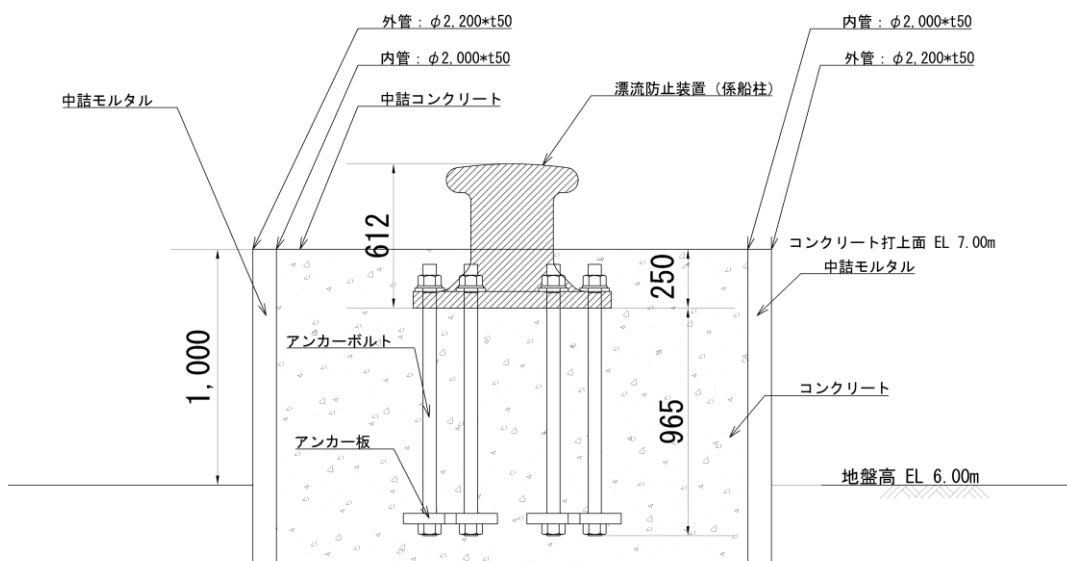
（単位：mm）

図 2.2-1 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の構造図（南側）



(単位：mm)

図 2.2-2 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の構造図（北側）



(単位：mm)

図 2.2-3 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）への漂流防止装置（係船柱）設置図

2.3 評価方針

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）は、漂流防止装置（係船柱）を支持する。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の各部位の役割を表 2.3-1 に示す。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震評価として、地震応答解析の結果に基づき、表 2.3-2 に示すとおり、施設の変形性能評価及び基礎地盤の支持性能評価を行い、構造強度を有することを確認する。なお、施設の変形性能評価にあたっては、保守的に施設がおおむね弾性状態に留まることを確認する。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の部位の役割

部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
漂流防止装置基礎 （多重鋼管杭）	・漂流防止装置基礎として係留機能を喪失するような変形を抑止する。	・漂流防止装置基礎として係船柱を支持する。
岩盤	・多重鋼管杭を鉛直支持する。	・多重鋼管杭を鉛直支持する。

表 2.3-2 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設の変形性能	漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）	発生する応力（曲げ，軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏モーメント（曲げ）及びせん断応力度（せん断）
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度*

注記*： 妥当な安全余裕を考慮する。

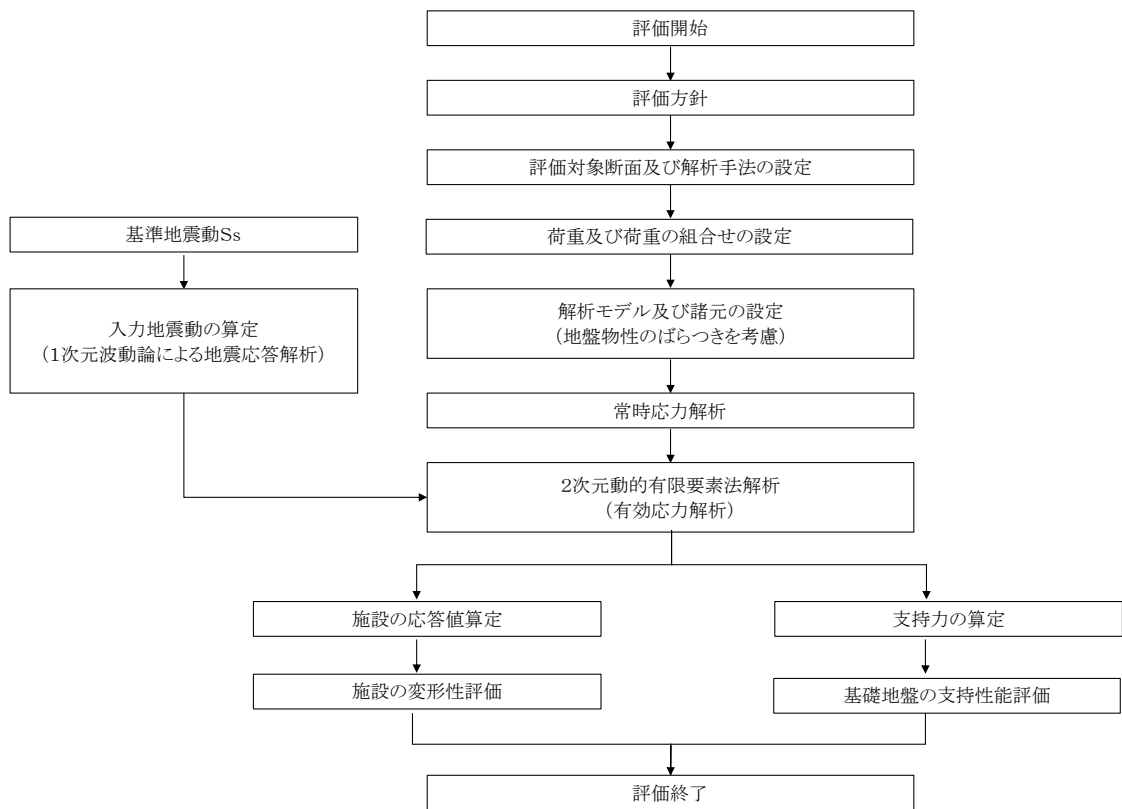


図 2.3-1 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成 14 年 3 月）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年 7 月）

3. 耐震評価

3.1 評価対象断面

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の評価対象断面は、漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて設定する。漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の評価対象断面位置図を図 3.1-1 に、各横断面を図 3.1-2 及び図 3.1-3 に示す。以下の理由から、①-①断面を評価対象断面として選定する。

- ・ ②-②断面，①-①断面の多重鋼管杭及び係船柱において，岩盤の根入れ深さ等構造上の差異はない。
- ・ ①-①断面は②-②断面と比べ岩盤深さが深いため，土圧が大きくなると考えられる。

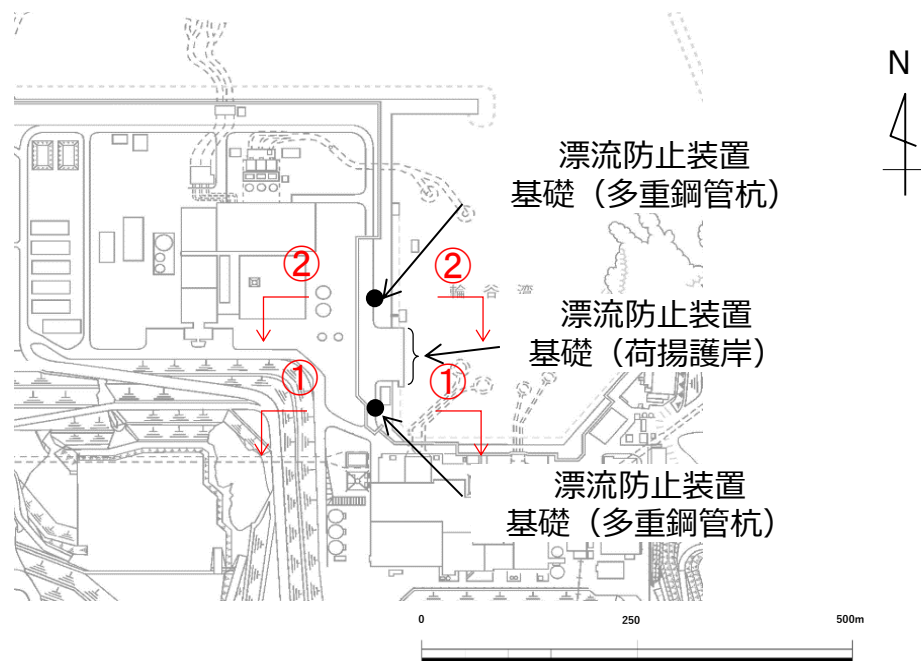


図 3.1-1 漂流防止装置の基礎（多重鋼管杭）の評価対象断面位置図

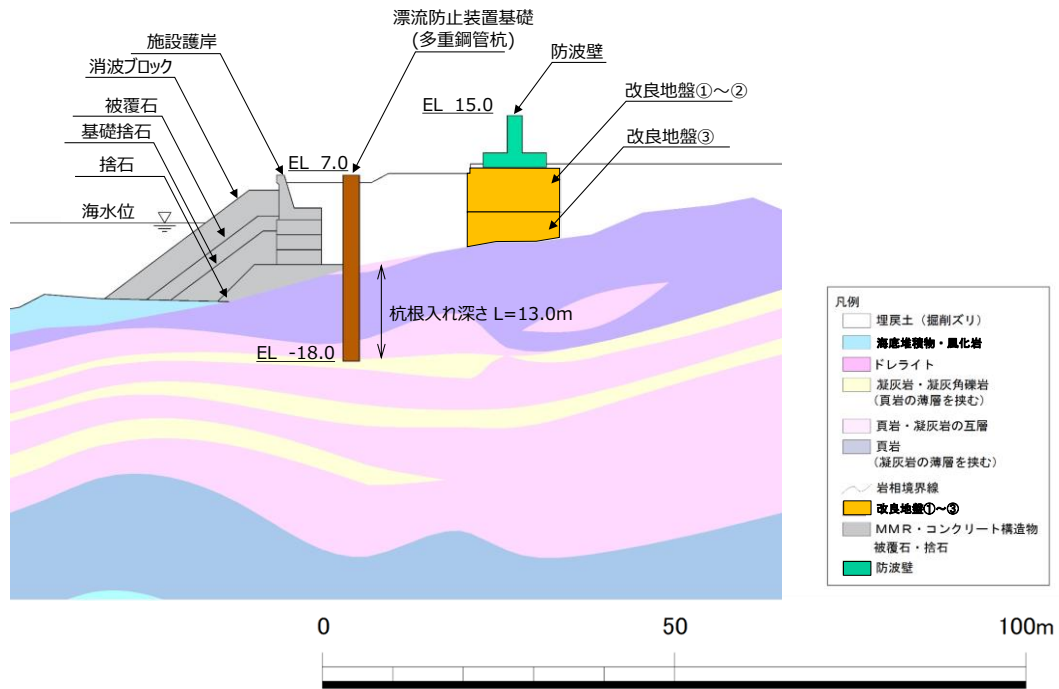


図 3.1-2 漂流防止装置の基礎（多重鋼管杭）の横断図（①-①断面）

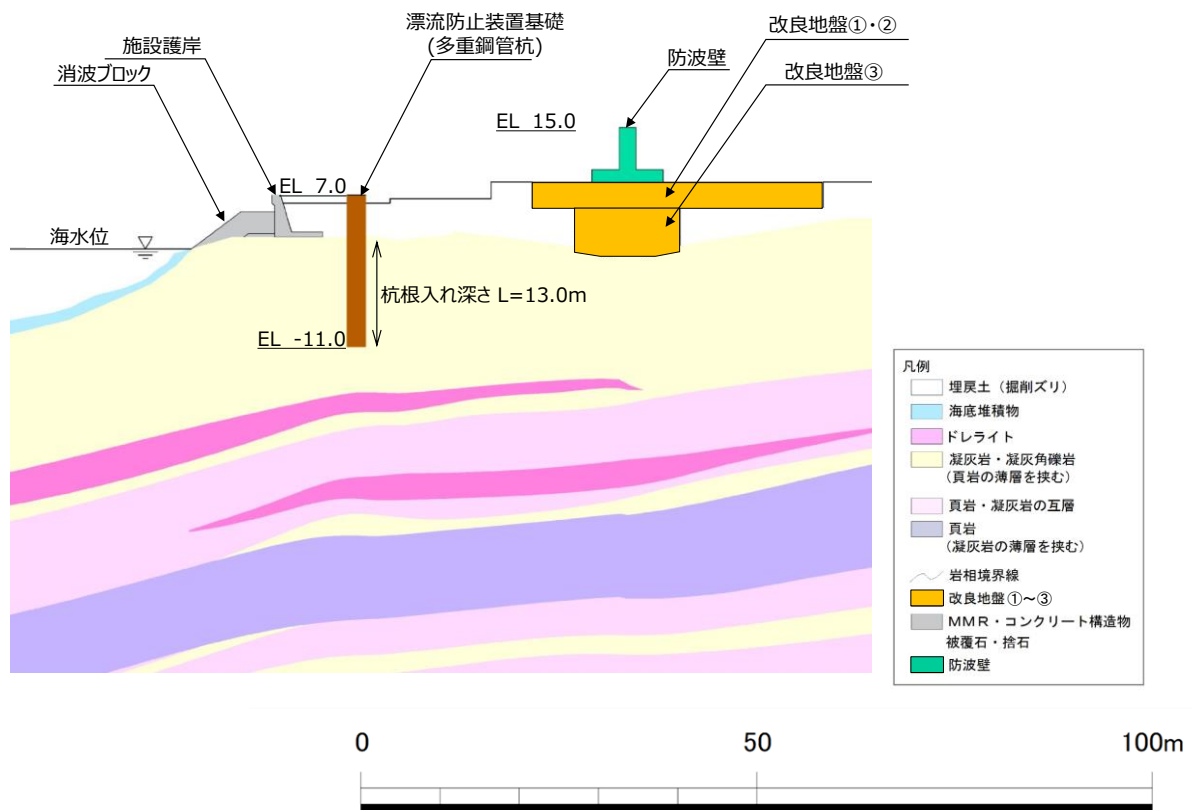


図 3.1-3 漂流防止装置の基礎（多重鋼管杭）の横断図（②-②断面）

3.2 解析方法

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の地震応答解析は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元動的有限要素法を用いて、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととする。地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮するため、解析方法は有効応力解析とする。地震応答解析手法の選定フローを図3.2-1に示す。

構造部材については、線形はり要素及び平面ひずみ要素でモデル化する。また、地盤については地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようにモデル化する。

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

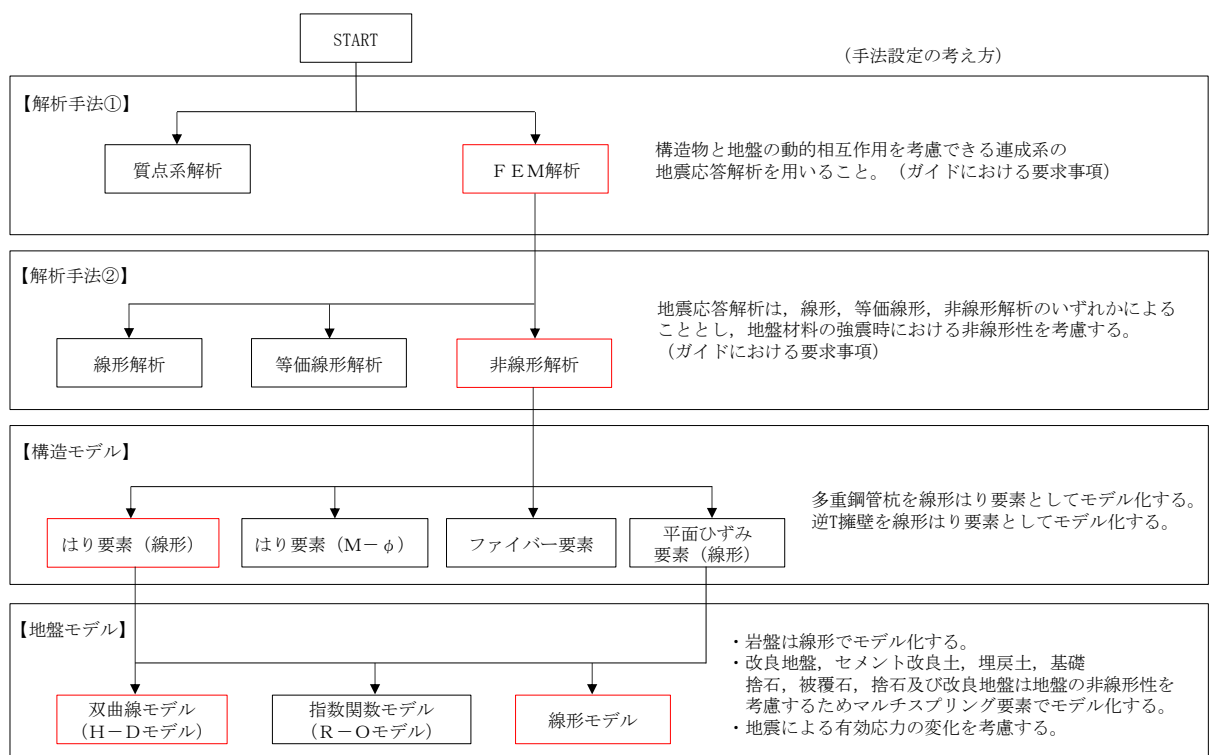


図 3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

3.2.1 施設

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）は，線形はり要素としてモデル化する。

3.2.2 減衰係数

Rayleigh 減衰を考慮することとし，2次元有限要素法（有効応力解析）では剛性比例型減衰（ $\alpha=0$ ， $\beta=0.002$ ）を考慮する。なお，係数 β の設定については，「F L I P 研究会14年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。

3.2.3 解析ケース

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の地震時の応答は周辺地盤との相互作用によることから，地盤物性のばらつきの影響を考慮する。地盤物性のばらつきについては，表3.2.3-1に示す解析ケースにおいて考慮する。

図3.1-2に示すとおり，動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布しており，これらの地盤のせん断変形が，地震時に漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の応答に与える影響が大きいと考えられる。このうち，広範囲に分布しており，応答に与える影響が大きいと考えられる埋戻土の物性（初期せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

表 3.2.3-1 有効応力解析における解析ケース

解析ケース	地盤物性	
	埋戻土 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
ケース②	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	平均値 - 1 σ	平均値

耐震評価における解析ケースを表 3.2.3-2 に示す。耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。全ての基準地震動 S_s に対して実施したケース①の解析において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、解析ケース②及び③を実施する。

表 3.2.3-2 耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①		ケース②		ケース③	
		基本ケース		地盤物性のばらつき (+1 σ)を考慮した解析ケース		地盤物性のばらつき (-1 σ)を考慮した解析ケース	
地盤物性		平均値		平均値+1 σ		平均値-1 σ	
地震動 (位相)	$S_s - D$	++*	○	基準地震動 S_s (6波) に位相反転を考慮した地震動 (6波) を加えた全 12 波に対し、ケース① (基本ケース) を実施し、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②及び③を実施する。全ての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。			
		-+*	○				
		+ -*	○				
		--*	○				
	$S_s - F 1$	++*	○				
	$S_s - F 2$	++*	○				
	$S_s - N 1$	++*	○				
		-+*	○				
	$S_s - N 2$ (NS)	++*	○				
		-+*	○				
$S_s - N 2$ (EW)	++*	○					
	-+*	○					

注記* : 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。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪荷重を考慮する。風荷重については、漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）は風荷重の影響を受けないことから考慮しない。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として、躯体の自重を考慮する。

(2) 地震荷重（ S_s ）

基準地震動 S_s の荷重を考慮する。

(3) 積雪荷重（ P_s ）

積雪荷重として、発電所最寄りの気象官署である松江地方気象台（松江市）での観測記録（1941～2018年）より、観測史上1位の月最深積雪100cm（1971年2月4日）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35.0cmとする。積雪荷重については、松江市建築基準法施工細則により、積雪量1cmごとに $20\text{N}/\text{m}^2$ の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3.3-1 に示す。

表 3.3.3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S _s)	G + S _s + P _s

G : 固定荷重

S_s : 地震時荷重

P_s : 積雪荷重

3.4 入力地震動

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

図 3.4-1 に入力地震動算定の概念図を、図 3.4-2～図 3.4-13 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」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、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

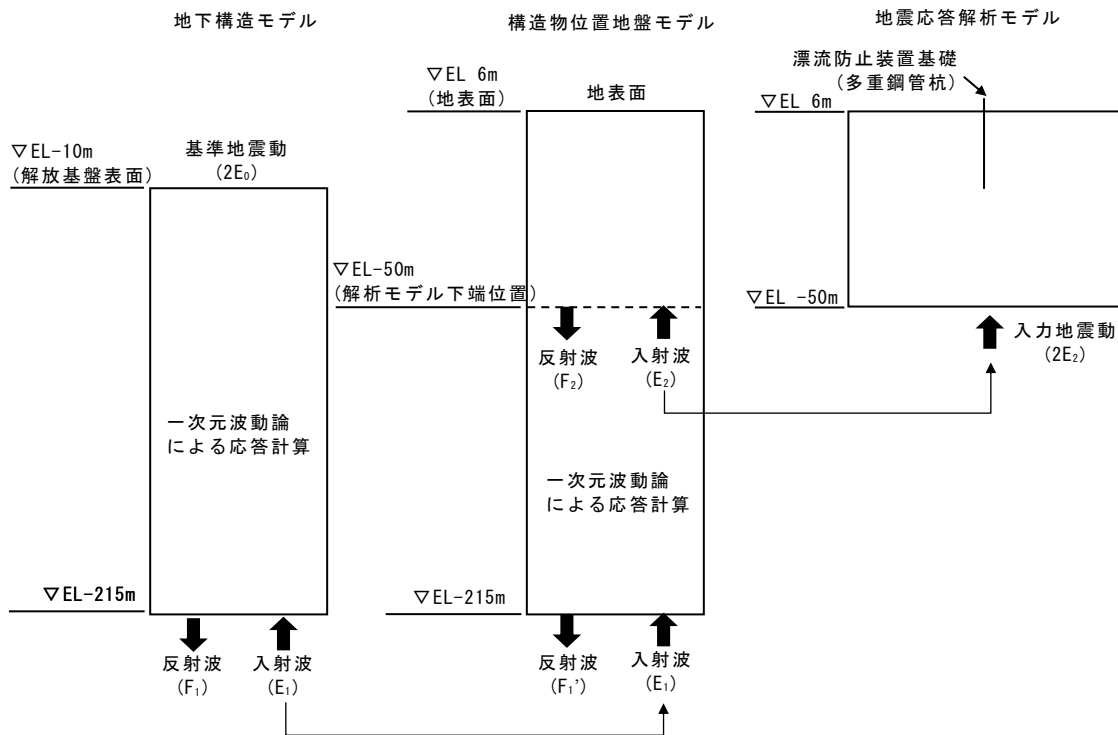
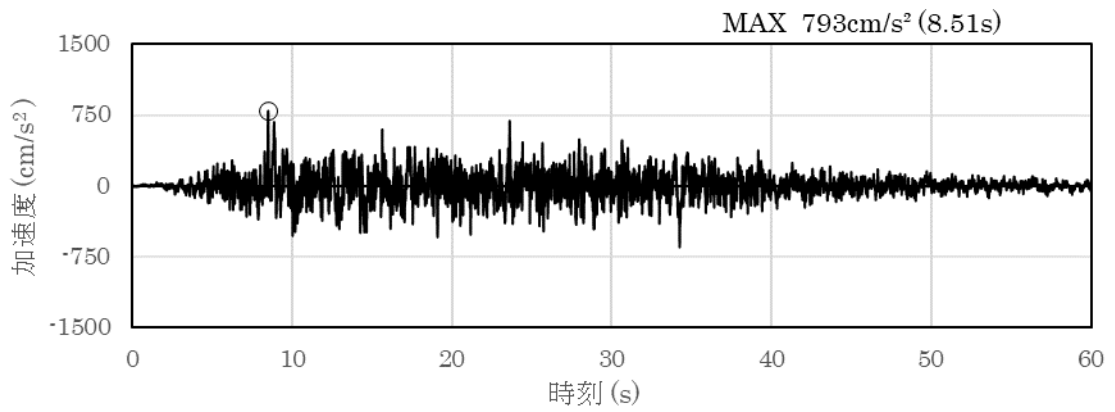
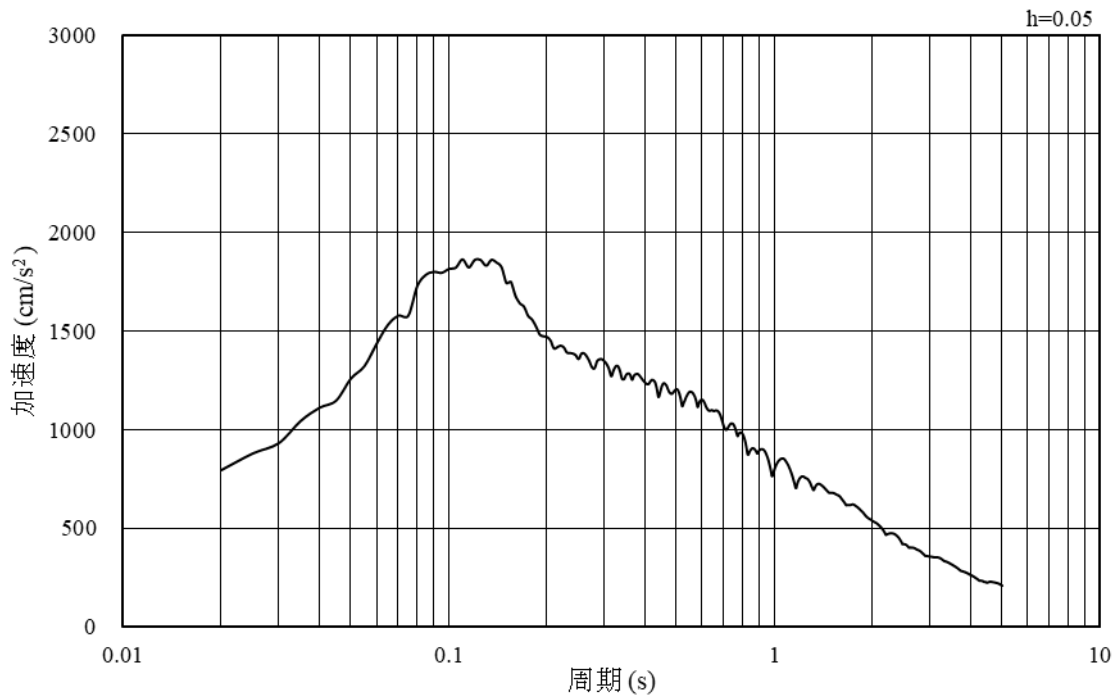


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図

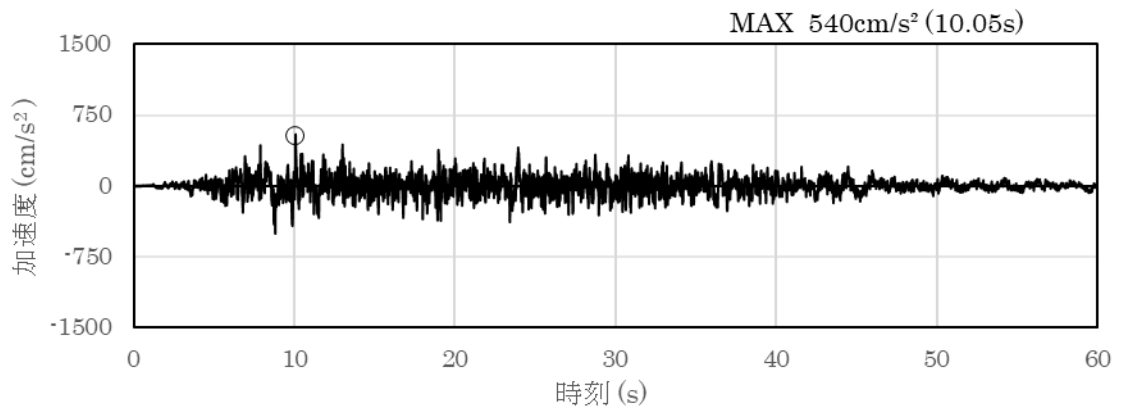


(a) 加速度時刻歴波形

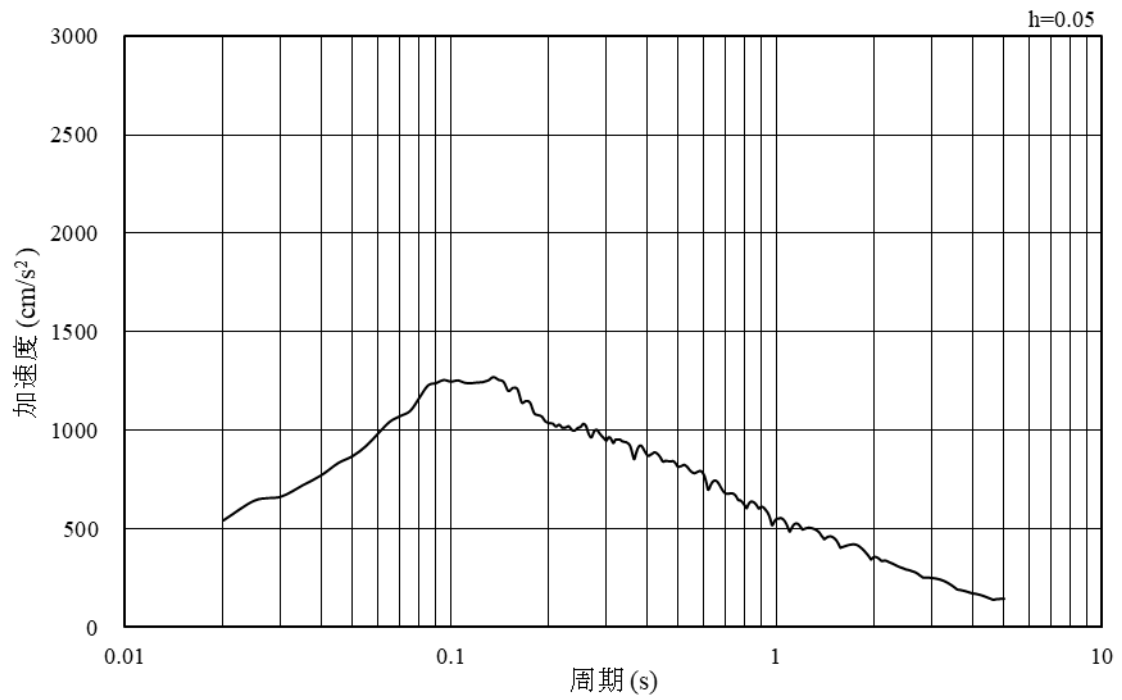


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - D)

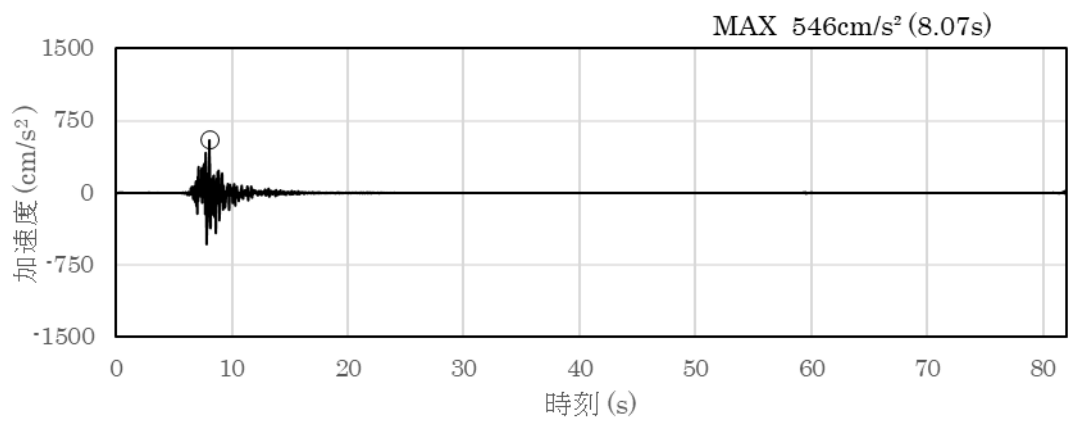


(a) 加速度時刻歴波形

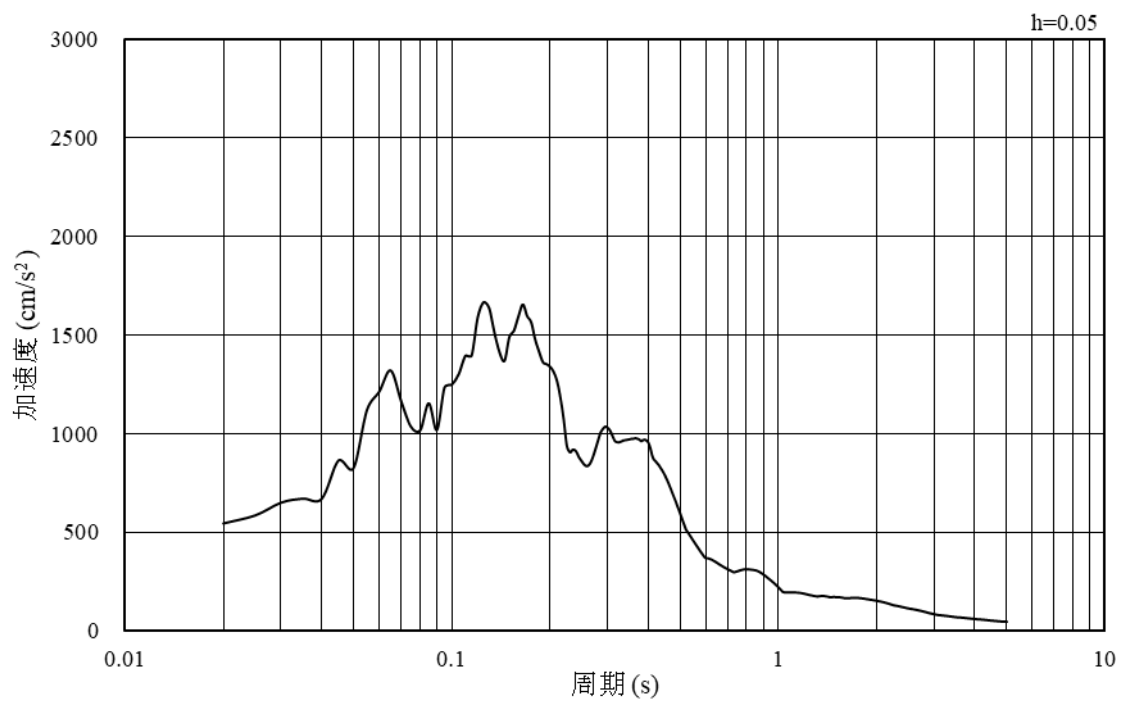


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D)

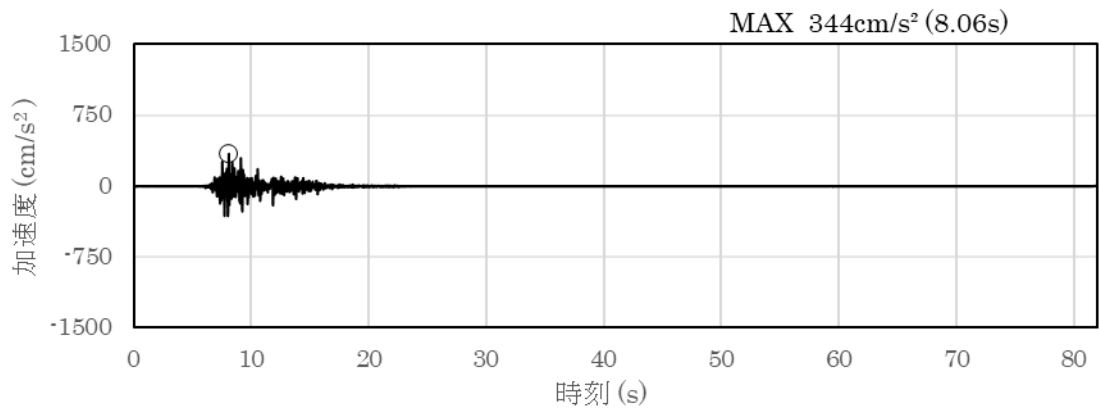


(a) 加速度時刻歴波形

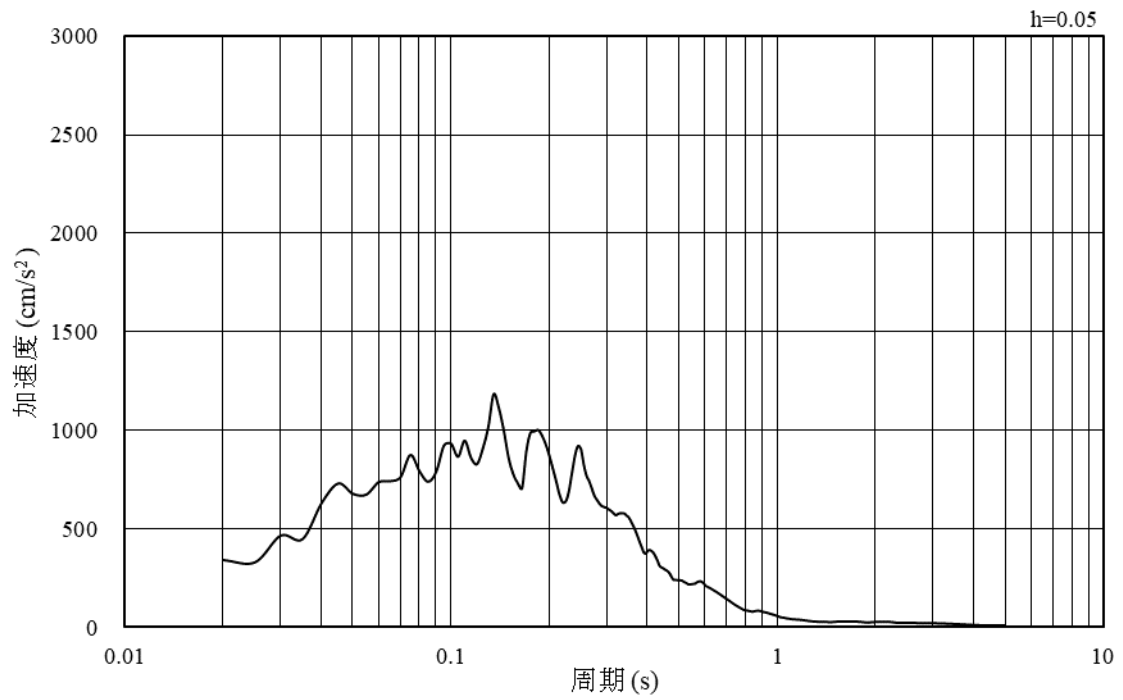


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1)

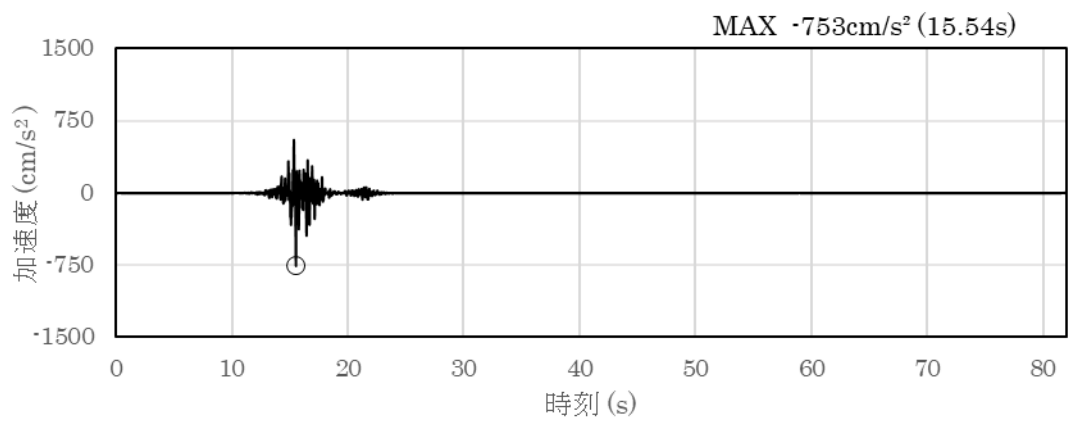


(a) 加速度時刻歴波形

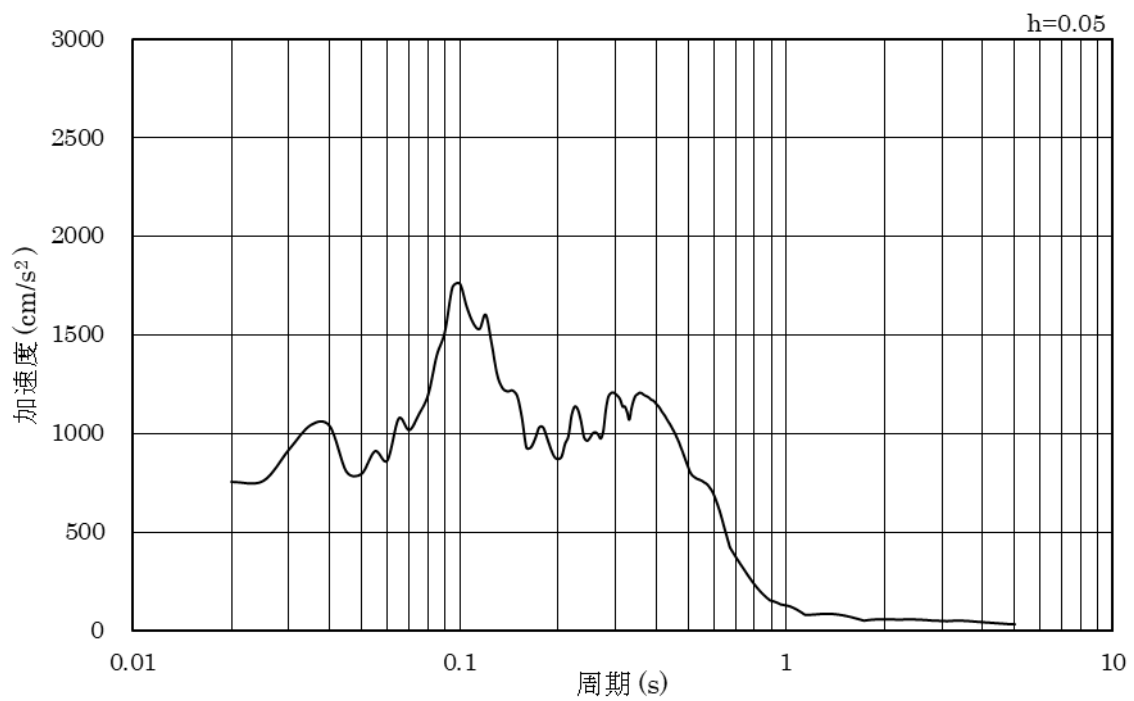


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-F1)

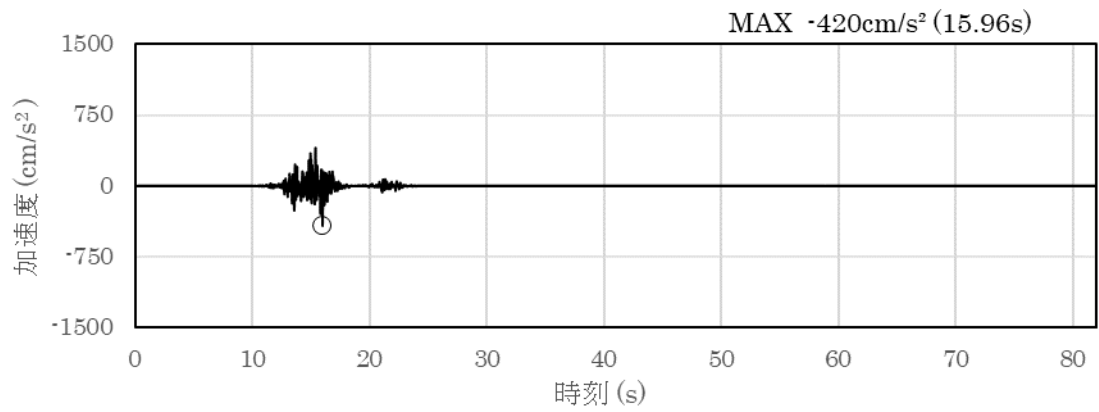


(a) 加速度時刻歴波形

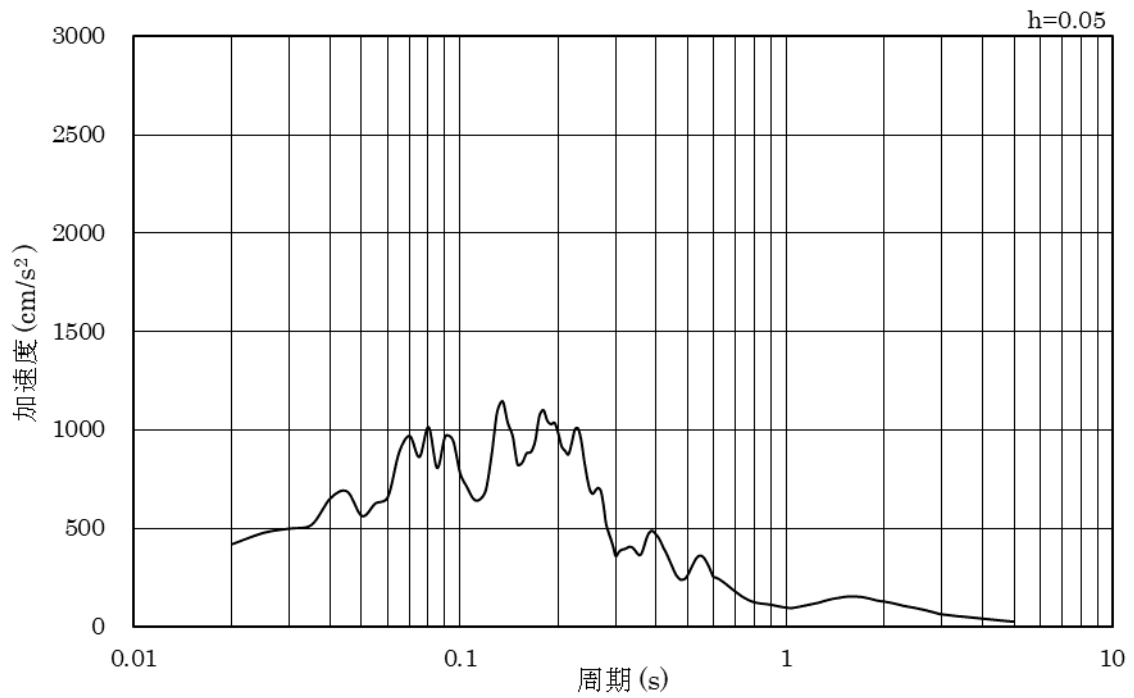


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 2)

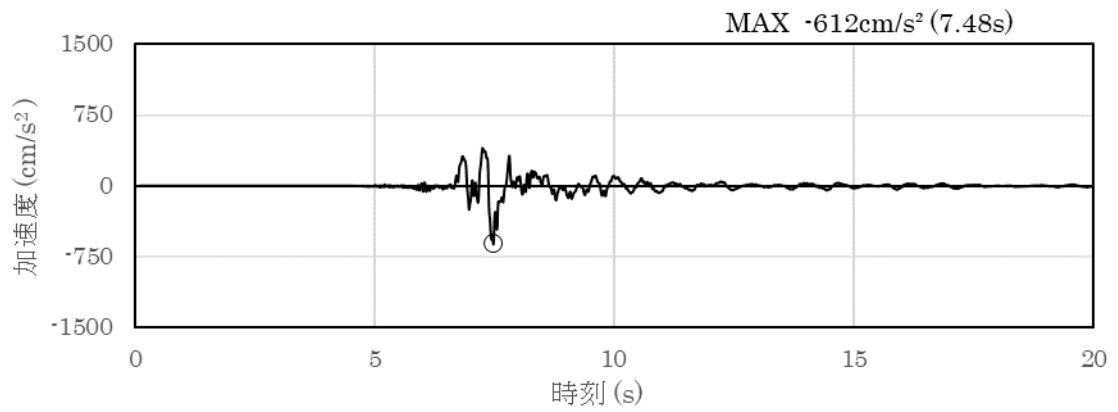


(a) 加速度時刻歴波形

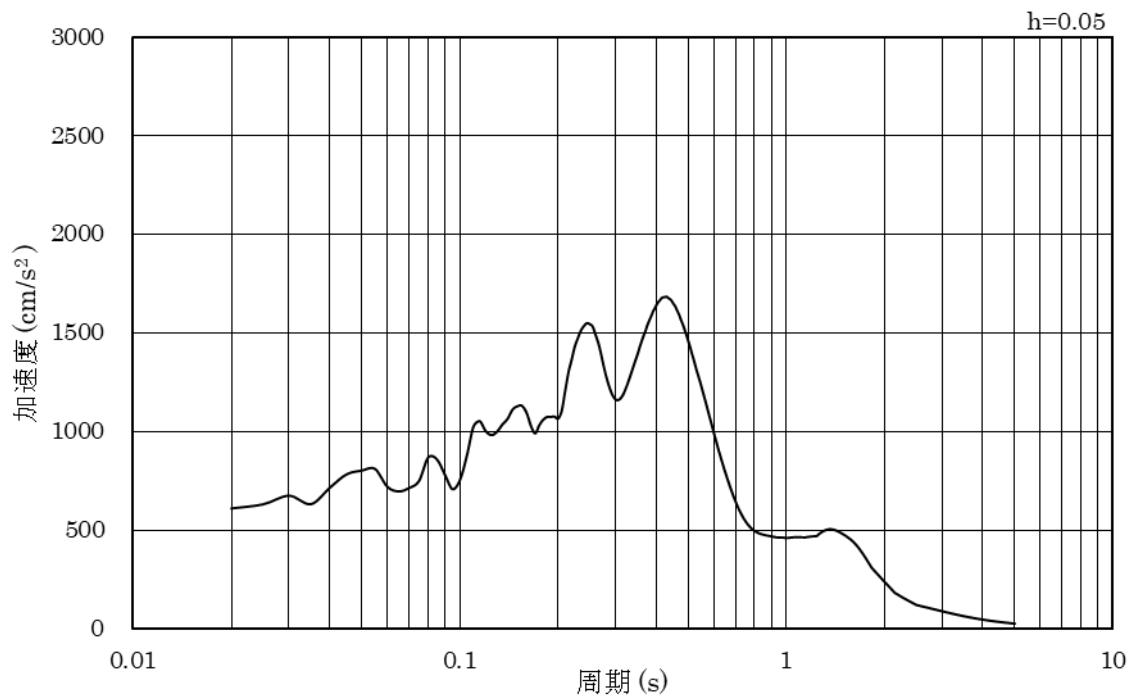


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 2)

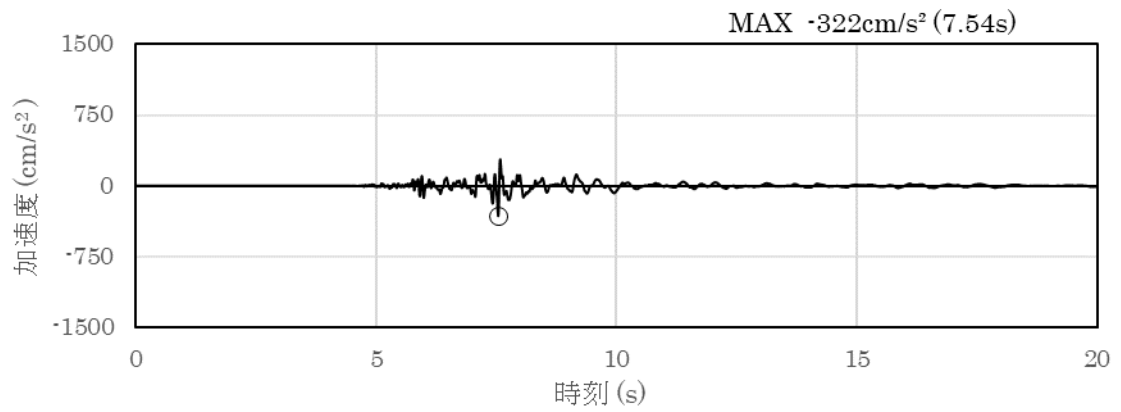


(a) 加速度時刻歴波形

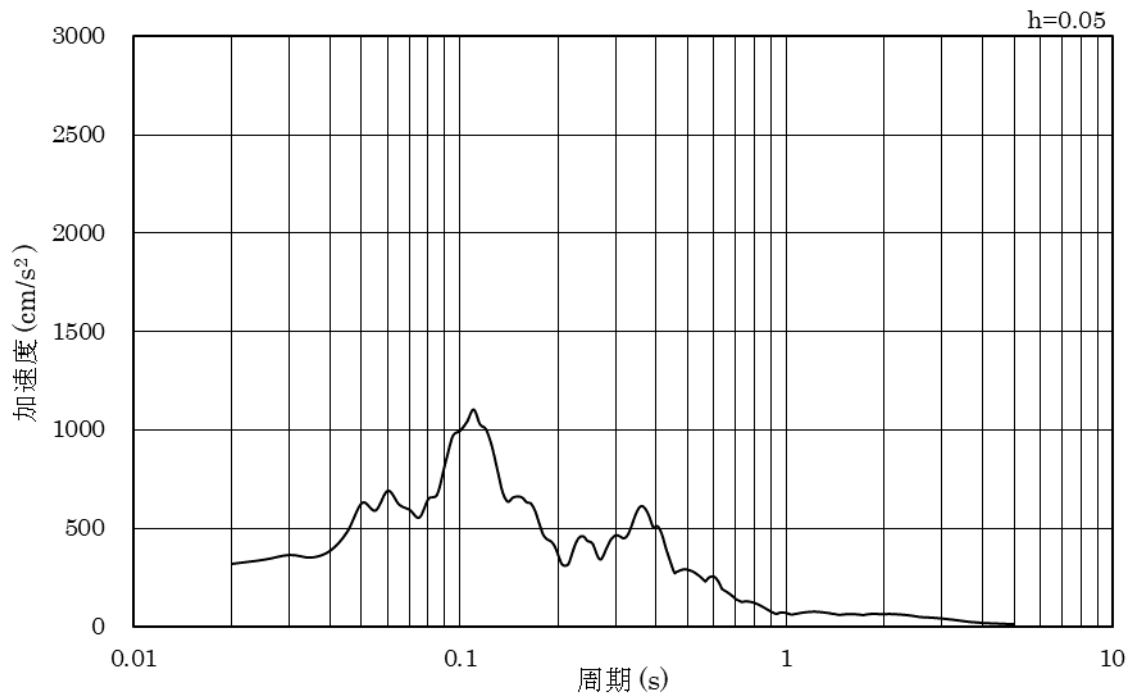


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - N 1)

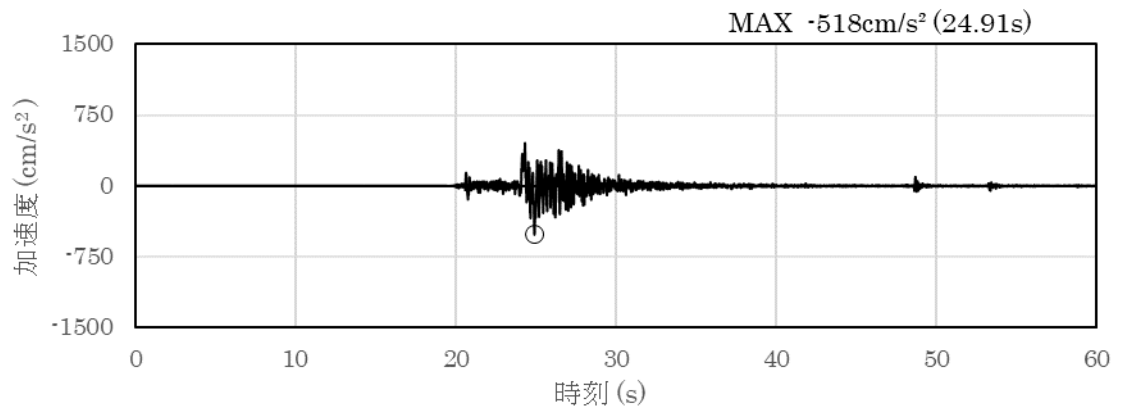


(a) 加速度時刻歴波形

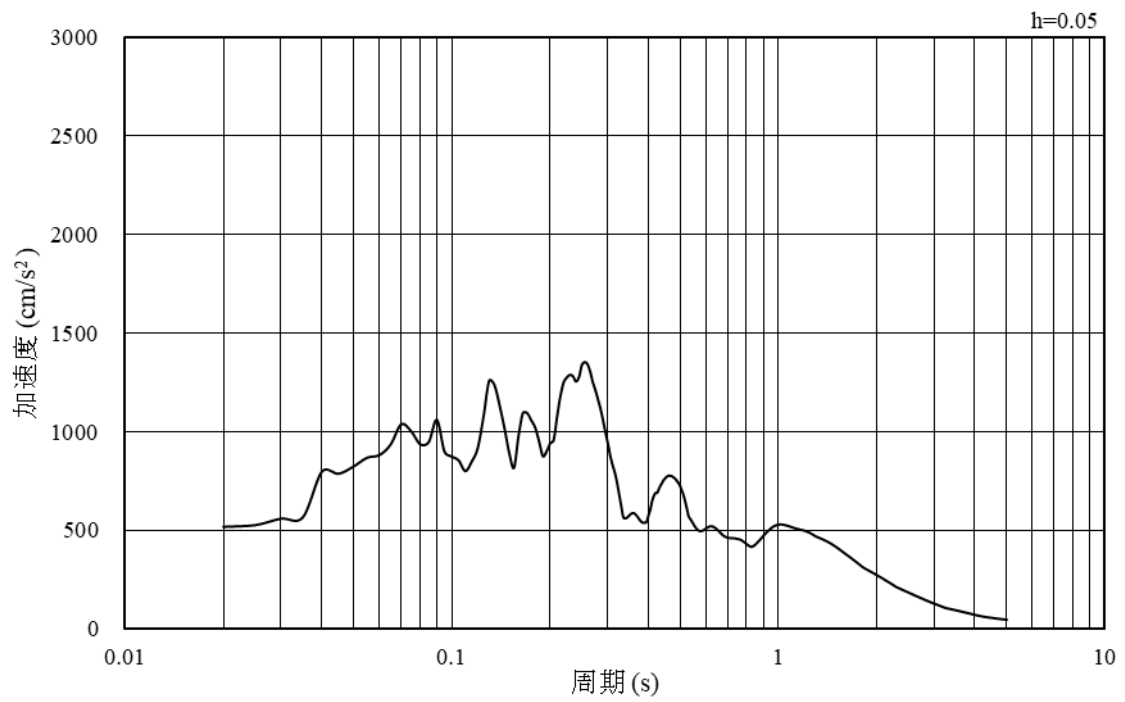


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

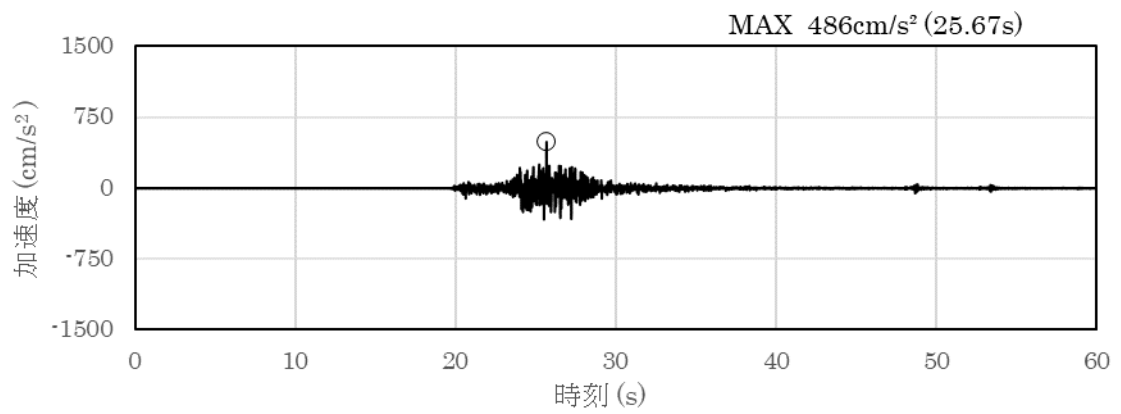


(a) 加速度時刻歴波形

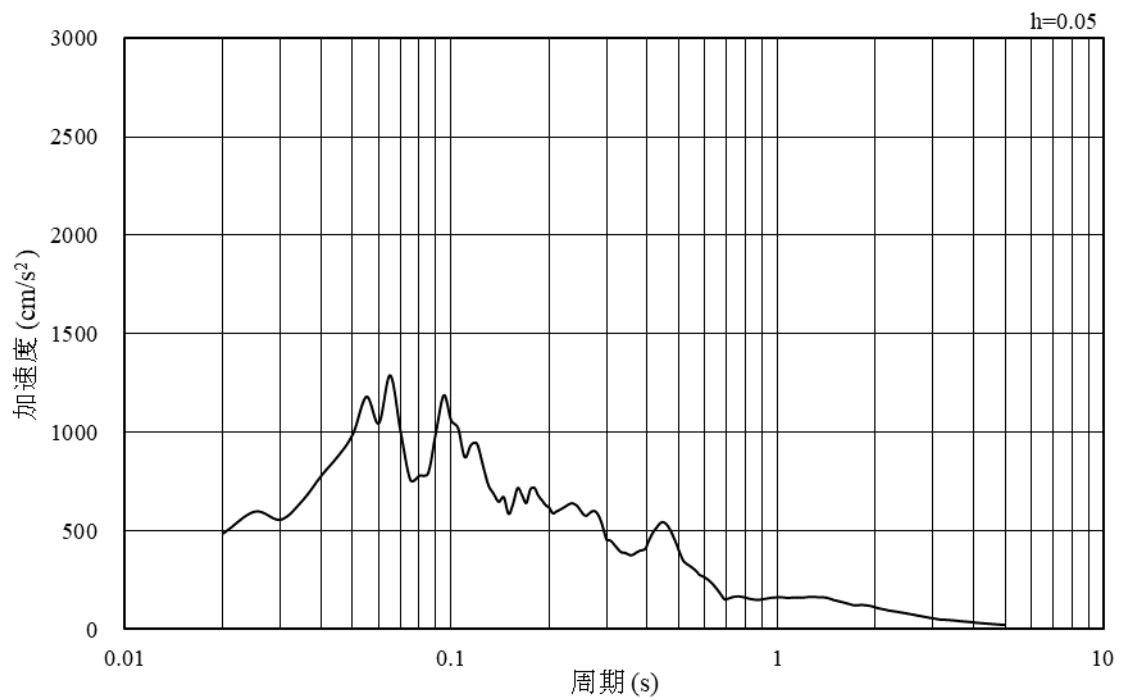


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S_s - N₂ (N S))

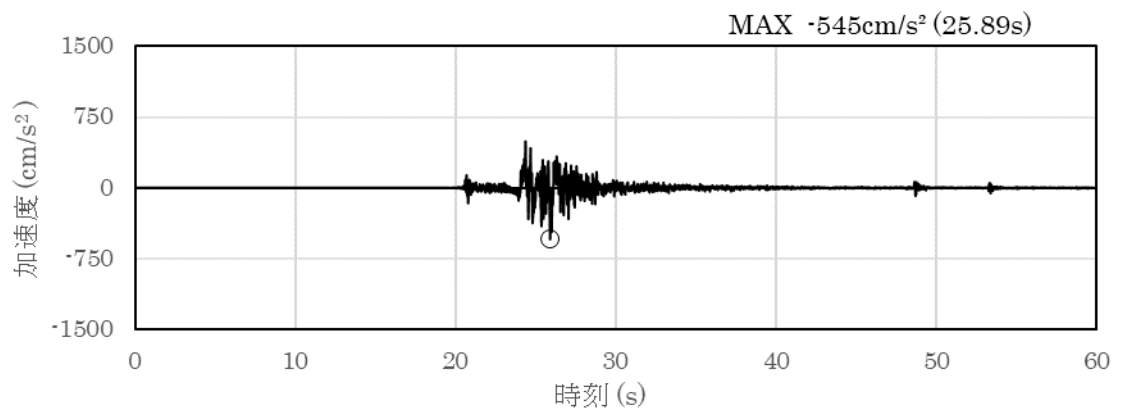


(a) 加速度時刻歴波形

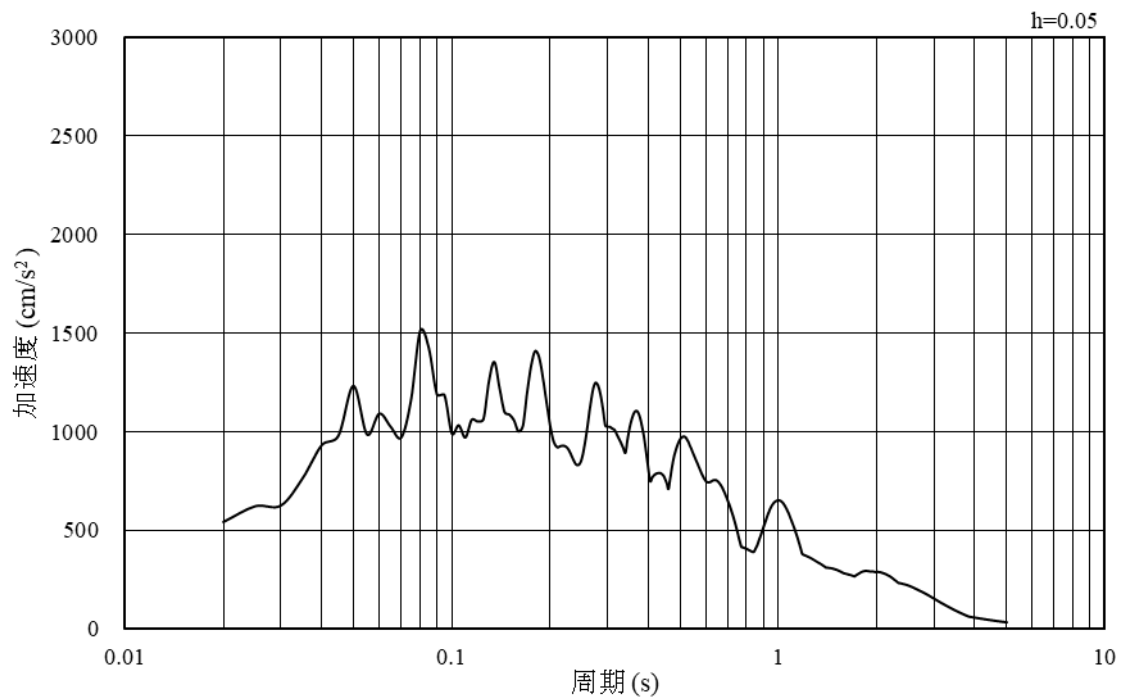


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分 : S_s - N₂ (N S))

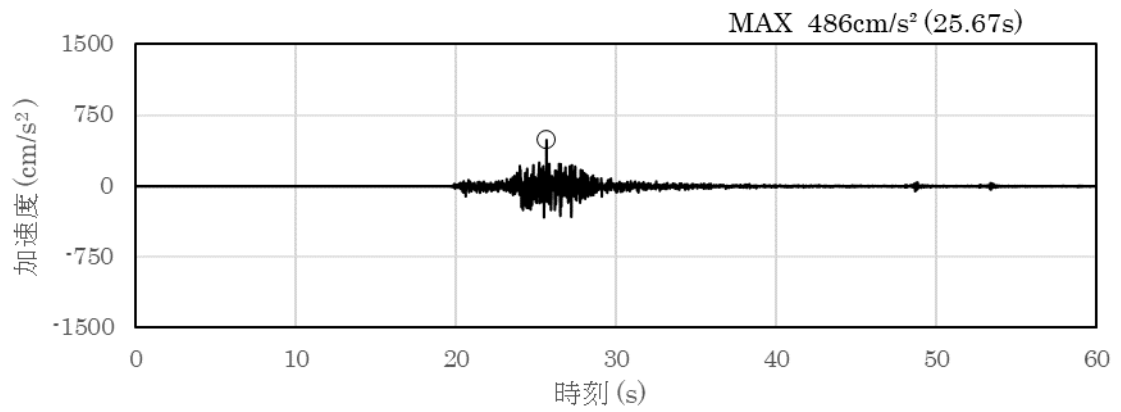


(a) 加速度時刻歴波形

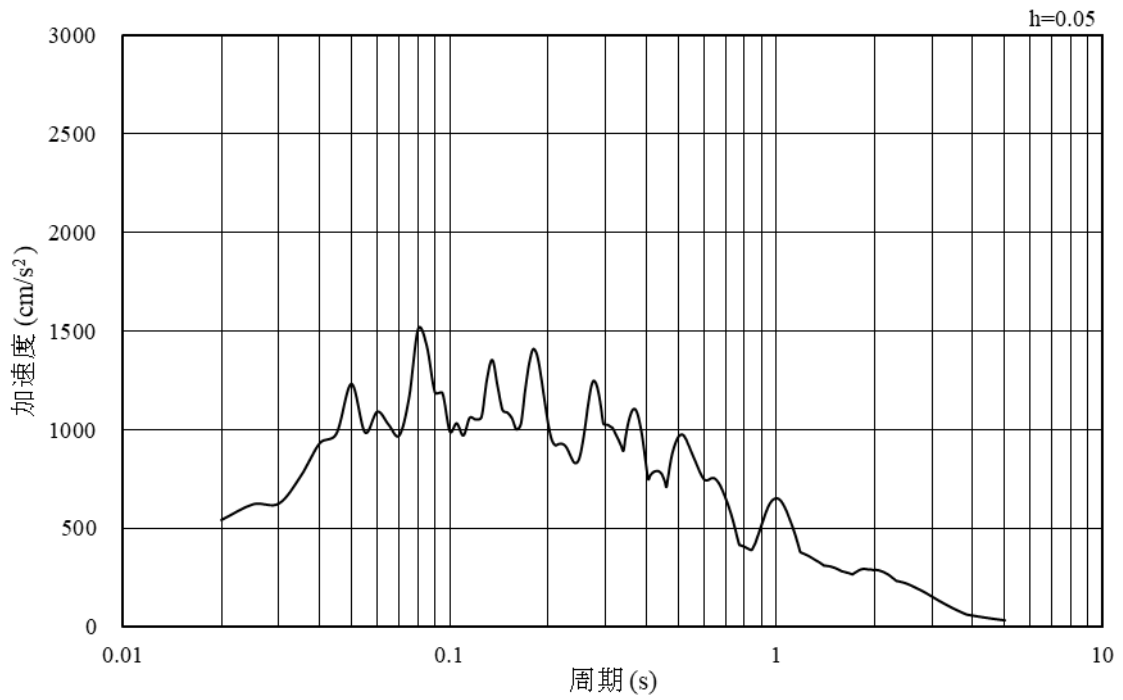


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S_s - N₂(E-W))



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s - N₂(EW))

3.5 解析モデル及び諸元

使用材料，材料の物性値及び地下水位については，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」で設定したものをを用いる。解析モデル及び地盤の物性値について以下に示す。

3.5.1 解析モデル

評価対象断面（①－①断面）の地震応答解析モデルを図 3.5.1-1 に示す。

- ; 岩盤 (第③速度層)
- ; 岩盤 (第⑤速度層)
- ; 改良地盤①② 浅層 (薬液注入)
- ; 護岸
- ; 埋戻土
- ; 被覆石
- ; 埋戻土 (海底堆積物)
- ; 改良地盤③ 深層 (薬液注入)
- ; 護岸上埋戻土 (仮想護岸)
- ; 海水
- ; 防波壁
- ; 鋼管杭
- ; ジョイント要素
- ; L型擁壁
- ; グラウンドアンカ
- ; 地下水面および海水面

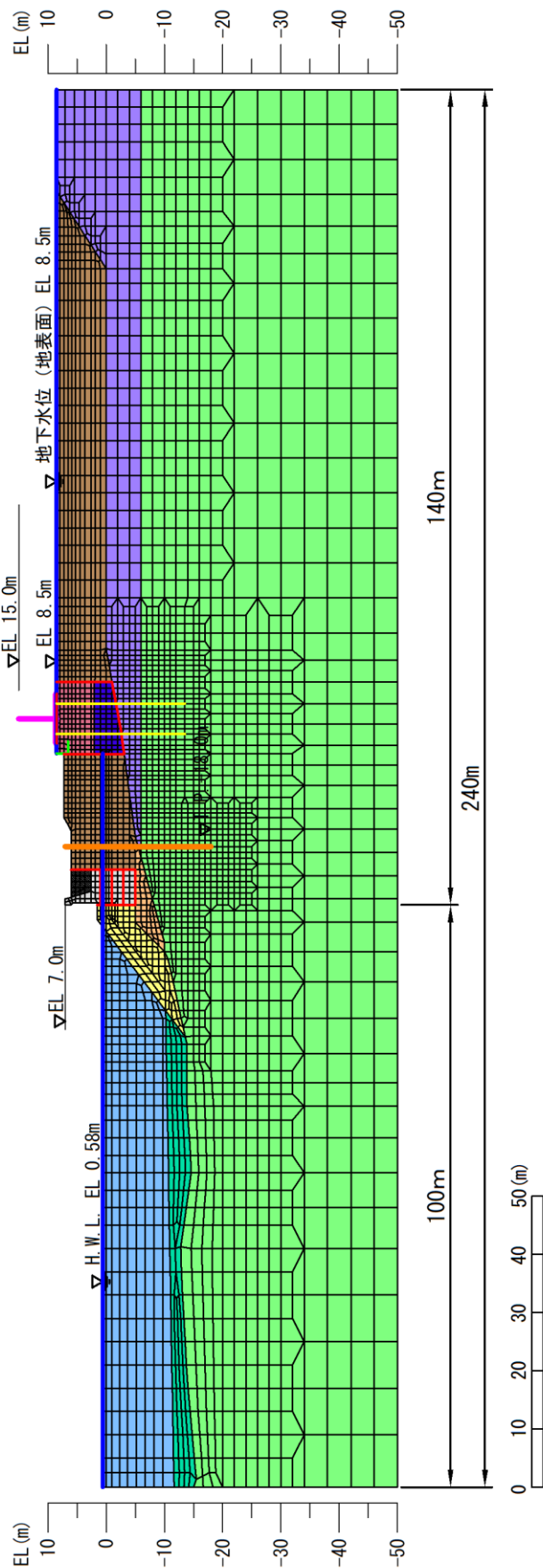


図 3.5.1-1 地震応答解析モデル (①-①断面)

(1) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、「J E A G 4 6 0 1 -1987」を参考に、図 3.5.1-2 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基礎幅の 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、要素高さを 1 m 程度以下まで細分割して設定する。

解析モデルの下端については、EL-50m までモデル化する。

2次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。2次元地震応答解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 3.5.1-3 に示す。

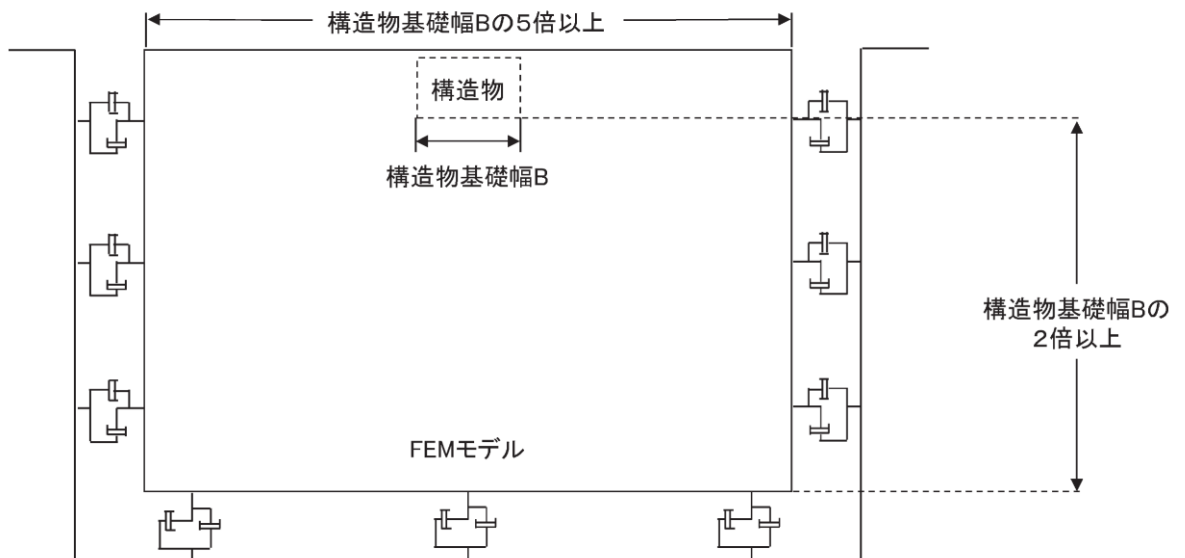


図 3.5.1-2 モデル化範囲の考え方

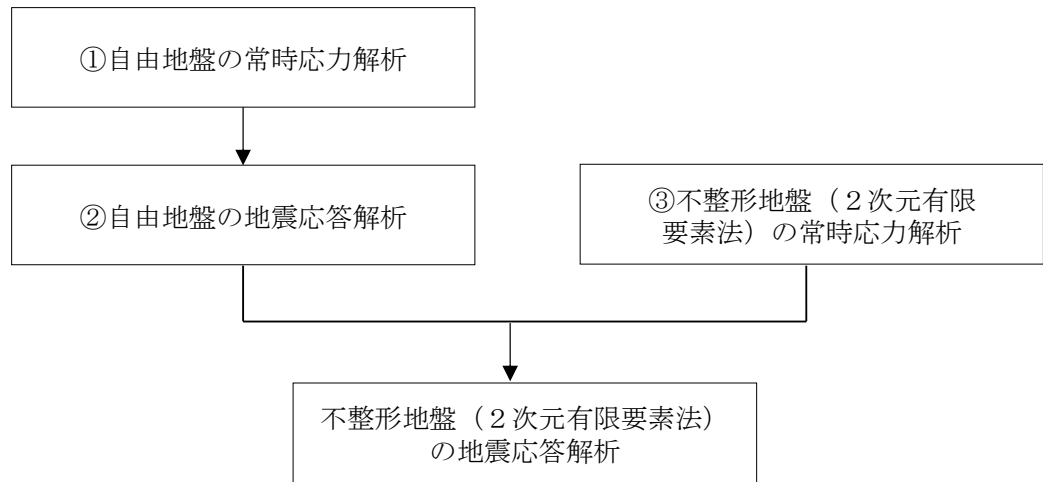


図 3.5.1-3 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5.1-4 に示す。

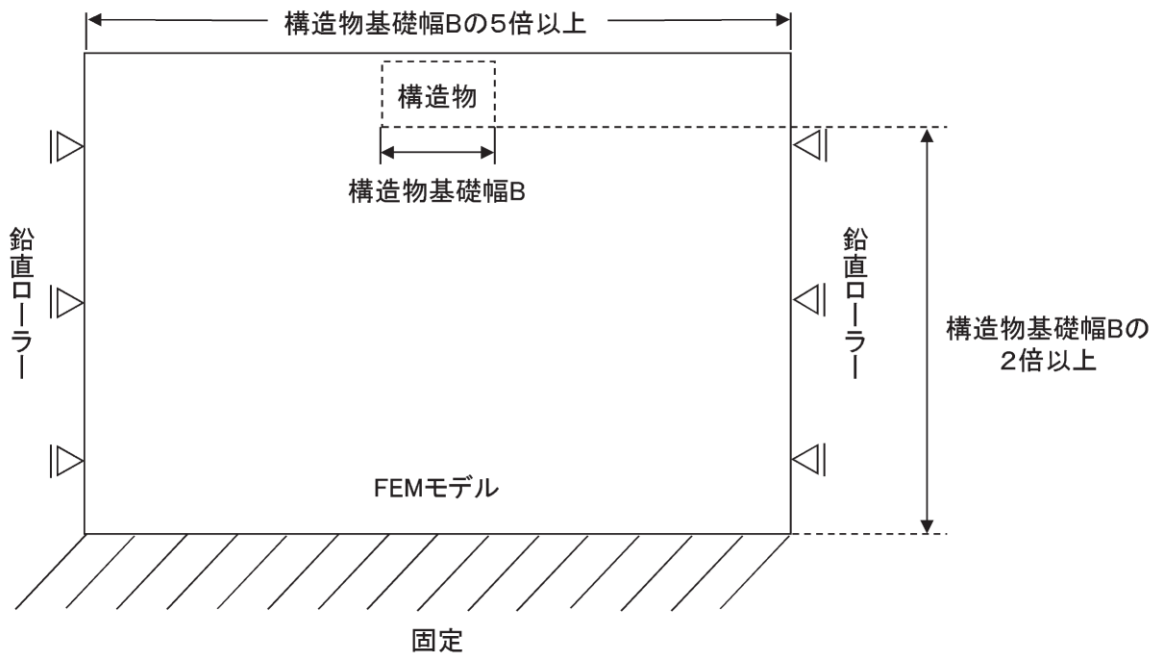


図 3.5.1-4 常時応力解析における境界条件の概念図

b. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から反無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。境界条件の概念図を図 3.5.1-5 に示す。

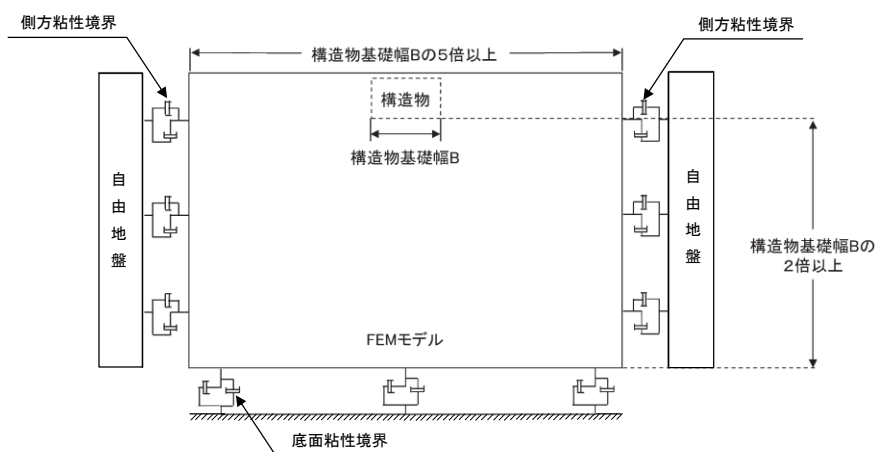


図 3.5.1-5 地震応答解析における境界条件の概念図

(3) 構造物のモデル化

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）は線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。漂流防止装置（係船柱）は多重鋼管杭上端に付加重量として考慮する。

(4) 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

埋戻土（海底堆積物を含む）及び改良地盤は、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し、地下水位以深の要素は間隙水要素を重ねて定義する。動的変形特性には、双曲線モデル（H-Dモデル）を用いる。そのうち、埋戻土は、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。

施設護岸の上部に位置する埋戻土（施設護岸背面）については、「港湾の施設の技術上の基準・同解析（（社）日本港湾協会，H19年版）」（以下「港湾基準」とする。）（図3.5.1-6参照）に準拠し、施設護岸の一部として、線形の平面ひずみ要素でモデル化し、剛性は施設護岸と同じ値を用い、背後の埋戻土及び改良地盤との境界にジョイント要素を設定する。

(3) 壁体のとり方

- ① 地震動による作用を慣性力に置き換えて安定性の照査を行う場合には、壁体を適切に設定して慣性力を評価する必要がある。この場合には、構造様式に応じて、以下に示すように壁体を設定することができる。ただし、非線形有効応力解析等の詳細法により変形量を直接評価する場合にあっては、これによる必要はない。
- ② 重力式係船岸の壁体は、図-2.2.8に示すように壁体後趾を通る鉛直面から前の部分とすることができる。通常、壁体の背後には裏込材料があり、この一部は壁体の上に載っている形式のものが多い。この部分の裏込めは壁体の一部として働いていると考えられるが、壁体の形状及び破壊形式により、壁体とみなせる裏込めの範囲は変化し、一概に決めることは困難である。しかし、壁体の境界面を多少変えても壁体の安定への影響は小さいため、一般的に、計算の取扱いが簡便なように壁体とみなす範囲を図のように設定することができる。

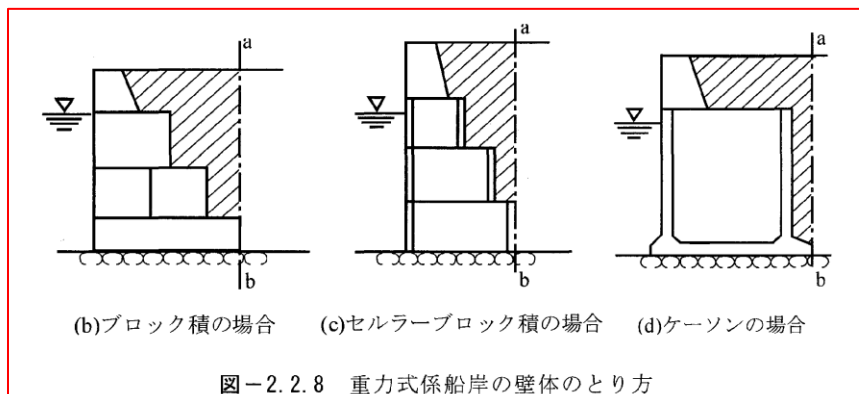


図-2.2.8 重力式係船岸の壁体のとり方

図3.5.1-6 埋戻土（施設護岸背面）のモデル化について（港湾基準抜粋）

(5) ジョイント要素の設定

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

時刻歴応答解析では、地震時における実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

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

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

鉛直方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、港湾基準（図 3.5.1-7 参照）に準拠し、 $c=0$ 、 $\phi=15^\circ$ に設定する。

水平方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）」（以下「港湾構造物設計事例集」とする。）（図 3.5.1-8 参照）に準拠し、静止摩擦係数 μ から $c=0$ 、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)$ より設定する。静止摩擦係数 μ の値は、港湾基準（図 3.5.1-9 参照）に準拠し、隣り合う地盤等に応じた静止摩擦係数を用いる。

ジョイント要素の粘着力及び内部摩擦角を表 3.5.1-1 に、ジョイント要素の配置を図 3.5.1-11 に示す。

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

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

1. 3 地震時土圧

1. 3. 1 砂質土の土圧

構造物の壁面に作用する地震時土圧及び崩壊面が水平面と成す角度は、一般的に次に掲げるところによって算定する。

(1) 主働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_{ai} = K_{ai} \left[\sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.1)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta + \theta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}} \quad (1.3.2)$$

この場合において、

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_{pi} = K_{pi} \left[\sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.3)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta - \theta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}} \quad (1.3.4)$$

この場合において、

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

ここに、 p_{ai} 、 p_{pi} 、 K_{ai} 、 K_{pi} 、 ζ_i 、 ω 、 γ_i 、 h_i 、 ψ 、 β 、 δ 及び ϕ_i は、1. 2 永続状態における土圧に準じて、1. 2. 1 砂質土の土圧の式(1.2.1)～(1.2.4)と同じ数値を表すものとする。また、 θ は次の数値を表すものとする。

θ : 次の(a)又は(b)で表される地震合成角 (°)

(a) $\theta = \tan^{-1} k$

(b) $\theta = \tan^{-1} k'$

ここで、 k 及び k' は、それぞれ次の数値を表すものとする。

k : 震度

k' : 見掛けの震度

(3) 見掛けの震度は、1. 3. 3 見掛けの震度による。

(4) 地震時土圧は、物部¹⁾・岡部²⁾が提案した理論に基づいたものである。

(5) 壁面摩擦角
一般に、±15°以下とする。裏込材のせん断抵抗角 ψ の1/2程度を目安とすることができる。

(6) 残留水位以下の土圧

一般的に、残留水位以上においては空気中における震度を用いて土圧分布を求め、残留水位以下においては各境界面において1. 3. 3 見掛けの震度を用いて土圧分布を求める。

(7) 土圧係数等

土圧係数と崩壊角の算定図を図-1.3.1に示す。

(8) 上記土圧式は、土と間隙水が一体となって運動すると仮定しており、液状化した土には適用できない。その場合には別途、動的有効応力解析又は模型実験などで、地盤と構造物の地震時安定性を評価すべきである。

図 3.5.1-7 ジョイント要素（鉛直方向）の物性値の設定根拠（港湾基準抜粋）

よって、

$$\phi^{sp}_f = \tan^{-1}(0.838) = 40(^{\circ})$$

③ケーソン
 図-1.54 にケーソン周辺のモデル化を示す。ケーソンのモデル化は、ケーソン本体、上部コンクリート、フーチング、ケーソン拡張部（陸側フーチング上部地盤）に分けてモデル化した。陸側フーチング上部の裏込石および裏埋土地盤は、剛性をケーソン本体と同じ値を用いて、単位体積重量は裏込石および裏埋土地盤の値を用いる⁸⁾。表-1.63 にケーソンの入力パラメータを示す。

④ジョイント要素
 ケーソン要素と基礎捨石および裏込石との間に生じる滑動と剥離はジョイント要素によりモデル化する⁸⁾。ジョイント要素は、圧縮側では垂直方向接線剛性 K_n に応じた応力を負担する。せん断方向（滑り方向）は、せん断応力がせん断強度に達するまではせん断方向接線剛性 K_s に応じた力を負担する。せん断強度 τ_f は垂直方向の有効拘束

圧 σ_n' に基づき式(1.62)より求める。剥離状態ではせん断強度は0となる。

$$\tau_f = C_f + \sigma_n' \tan \phi_f \quad (1.62)$$

よって、本事例のジョイント要素のせん断強度に関する定数は以下のとおり設定できる。まず、ケーソン底面と捨石の間の摩擦係数は摩擦増大マットが敷設されていないので $\mu=0.6$ と設定して、摩擦角 ϕ_f は $\tan^{-1}(0.6)=31^{\circ}$ を用いる。また、ケーソン背面と裏込石の間の摩擦角は $\phi=15^{\circ}$ を用いる。

・ジョイント要素のレーレー減衰の与え方
 FLIP 研究会では、ジョイント要素のレーレー減衰の与え方に関する検討が実施された²⁰⁾。従来の解析では、レーレー減衰行列の組立の際に、ジョイント要素の初期接線剛性 K_s や K_n に全体系の剛性比例係数 β を乗じたものを取り込んでいた（従来型）。 K_s や K_n の値は物理的な根拠に基づいて設定するのではなく、周囲の土の変形よりも大きな変形がジョイント要素の線形部分で生じることのないように、比較的大きな値が指定される。この

図 3.5.1-8 ジョイント要素（水平方向）の物性値の設定根拠（港湾構造物設計事例集抜粋）

9 摩擦係数

(1) 施設の滑動に対する摩擦抵抗力の算定に用いる材料の摩擦係数は、静止摩擦係数とすることができ。この場合において、材料の摩擦係数は、対象となる施設の特性及び材料の特性等を勘案して適切に設定することが望ましい。

(2) 港湾の施設の性能照査に用いる静止摩擦係数の特性値は、一般に表-9.1 に掲げる数値を用いてもよい。同一条件のもとで繰り返し摩擦係数を実測する場合、一般にばらつきが多いことに注意が必要である。表-9.1 で示した値は、以前からなかば経験的に用いられてきたものであり、ここに明記していない場合については、実験を行って定めることが望ましい。

(3) 表-9.1 に示した値は、施設の滑動に対する安定性の照査に用いる場合の値であり、杭の支持力計算に用いる杭周面と土との間の摩擦係数、傾斜堤の安定性の照査に用いる摩擦係数、斜路によるケーソンの進水計算に用いる摩擦係数、土圧計算に用いる壁面摩擦角等に対しては適用できない。なお、表-9.1 に示した値は、静的な作用が生じるときの静止摩擦係数であるが、地震動作用時のような動的な作用が生じる場合においては、適切な資料が皆無であるため、本数値を用いているのが実情である。

コンクリートとコンクリート	0.5
コンクリートと岩盤	0.5
水中コンクリートと岩盤	0.7~0.8
コンクリートと捨石	0.6
捨石と捨石	0.8
木材と木材	0.2(湿)~0.5(乾)
摩擦増大マットと捨石	0.75

注 1) 水中コンクリートと岩盤の場合、標準的な条件のもとでは、0.8 とすることができる。ただし、基岩がぜい弱若しくは亀裂が多い場合、基岩を覆っている砂の移動が激しい場所等では、それらの条件に応じて 0.7 程度まで低減させることができる。

注 2) セルラブロックの性能照査における摩擦係数は、第 4 編第 5 章 2. 2 重力式係船岸を参照することができる。

図 3.5.1-9 ジョイント要素（水平方向）の物性値設定に用いる静止摩擦係数（港湾基準抜粋）

表 3.5.1-1 ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

		接合条件		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦 角 φ (°)	備考
		材料 1	材料 2			
鉛直方向	境界 1	埋戻土	改良地盤①, ②	0	15.0	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し, c=0, φ=15°と設定。
			改良地盤③			
			施設護岸			
		被覆石	施設護岸			
水平方向	境界 2	逆 T 擁壁	改良地盤①, ②	0	26.57	剛性の高い岩盤等の境界であるため, 「コンクリートとコンクリート」及び「コンクリートと岩盤」の静止摩擦係数 (μ=0.50) より, φ=tan ⁻¹ (μ)≒26.57
		岩盤	改良地盤③			
		既設護岸上部工	セルラーブロック上段 (コンクリート詰め)			
		セルラーブロック上段 (コンクリート詰め)	セルラーブロック中段 (栗石詰め)			
	境界 3	セルラーブロック中段 (栗石詰め)	セルラーブロック下段 (栗石詰め)	0	30.96	セルラーブロック (栗石詰め) の境界 (図 3.5.1-10 参照) であるため, 「コンクリートと捨石」の摩擦係数 μ=0.60 より, φ=tan ⁻¹ (μ)≒30.96
	境界 4	セルラーブロック下段 (栗石詰め)	基礎捨石	0	34.99	セルラーブロックと基礎捨石の境界 (図 3.5.1-10 参照) であるため, 「コンクリートと捨石」の摩擦係数 μ=0.60 と「捨石と捨石」の摩擦係数 μ=0.80 の平均値 (μ=0.70) より, φ=tan ⁻¹ (μ)≒34.99

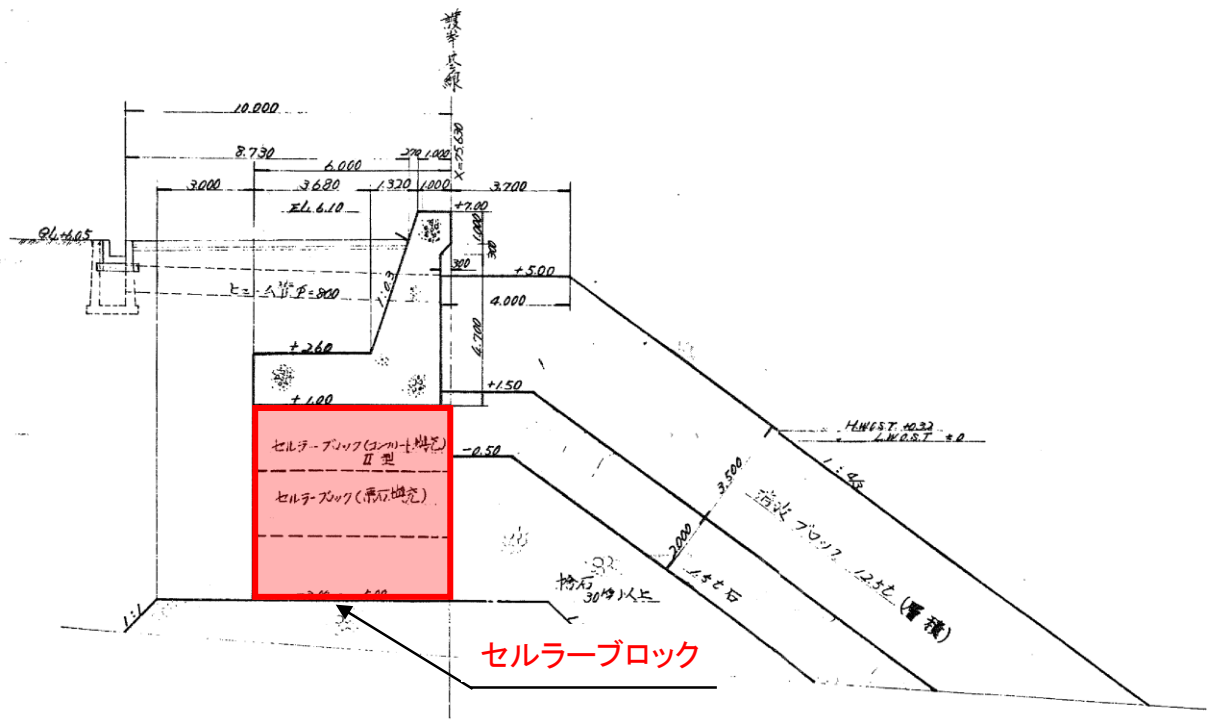


図 3.5.1-10 施設護岸断面図 (①-①断面)

- | | | | | | |
|-----------------|----------------------|-------------------|--------------|----------------|-------------------|
| ■ : 岩盤 (第③速度層) | ■ : 改良地盤①② 浅層 (薬液注入) | ■ : 護岸 | ■ : 防波壁 | ■ : 鋼管杭 | ■ : ジョイント要素 (境界1) |
| ■ : 岩盤 (第⑤速度層) | ■ : 改良地盤③ 深層 (薬液注入) | ■ : 護岸上埋戻土 (仮想護岸) | ■ : L型擁壁 | ■ : 杭一地盤相互作用ばね | ■ : ジョイント要素 (境界2) |
| ■ : 埋戻土 | ■ : 被覆石 | ■ : 海水 | ■ : グラウンドアンカ | | ■ : ジョイント要素 (境界3) |
| ■ : 埋戻土 (海底堆積物) | ■ : 基礎捨石 | ■ : 地下水面および海水面 | | | ■ : ジョイント要素 (境界4) |

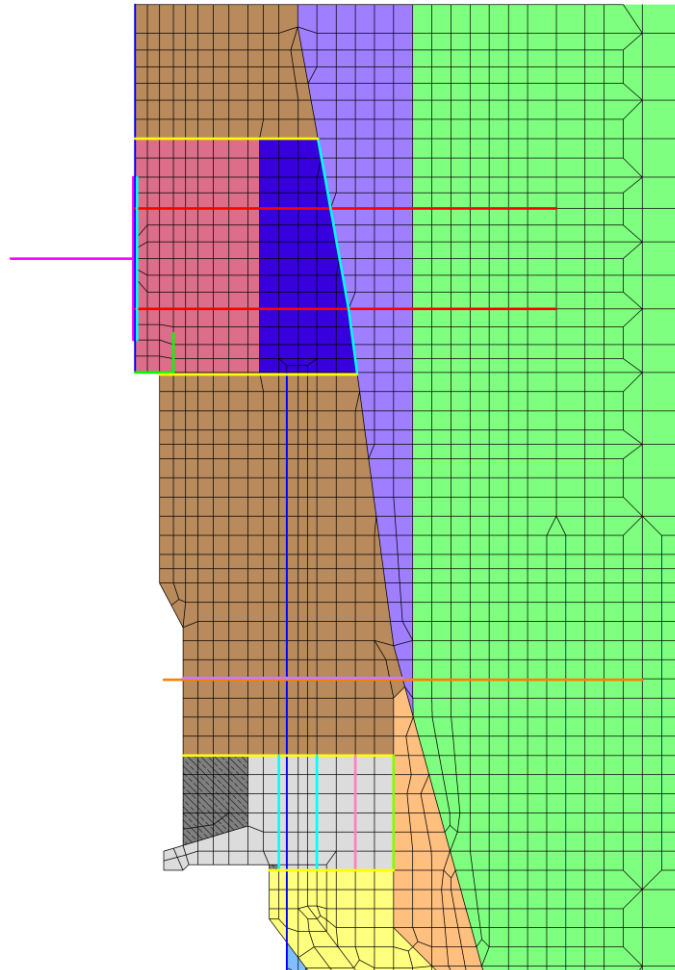


図 3.5.1-11 地震応答解析モデルにおけるジョイント要素の配置図

(6) 杭—地盤相互作用ばねの設定

杭と埋戻土が接している部分においては、側方境界部に杭—地盤相互作用ばねを設けることにより、杭と地盤（埋戻土）の相互作用における3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

杭—地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数は、「FLIP 研究会 14年間の検討成果まとめ理論編」に従い、杭径及び杭間隔より設定される値を用いる。また、鉛直方向では、杭—地盤相互作用ばねはモデル化していない。

杭と岩盤が接している部分においては、杭と地盤（岩盤）の各節点を水平方向に拘束し、杭の先端部は杭と地盤（岩盤）の節点を水平及び鉛直方向に拘束する設定とする。

図 3.5.1-12 に①—①断面における杭—地盤相互作用ばねの配置図を示す。

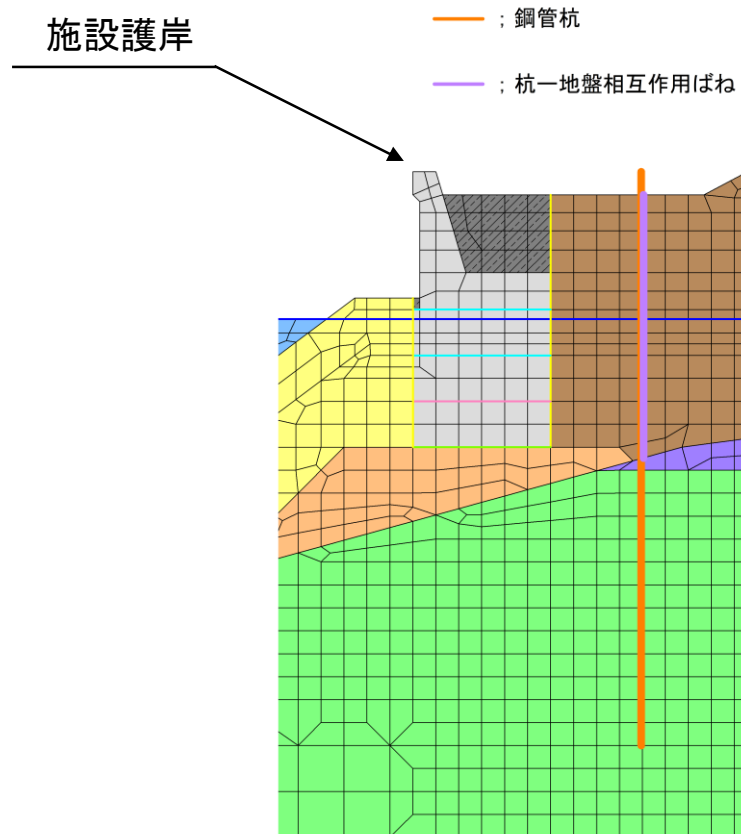


図 3.5.1-12 ①—①断面における杭—地盤相互作用ばねの配置図

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。使用材料を表 3.5.2-1 に、材料の物性値を表 3.5.2-2 に示す。

表 3.5.2-1 使用材料

材料		諸元
多重鋼管杭	鋼管杭 (SM570)	外管：φ 2200 * t50, 内管：φ 2000 * t50, L=25.0m 中詰コンクリート

表 3.5.2-2 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
多重鋼管杭	鋼管杭 (SM570)	77.0*	2.0 × 10 ⁵ *	0.3*

注記*：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

3.5.3 地盤及び改良地盤の物性値

地盤の物性値は，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

地盤の物性値を表 3.5.3-1～表 3.5.3-3 に示す。

表 3.5.3-1 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

		埋戻土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11 【2.00】	
	間隙率 n	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	154600	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00	
	ポアソン比 ν	0.33	
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095	
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	0	
	内部摩擦角 ϕ' (°)	40.17	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28	
	液状化パラメータ	S1	0.005
		w1	4.080
		P1	0.500
		P2	0.990
		C1	2.006

注 1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。

動せん断弾性係数，内部摩擦角及び液状化パラメータは代表的な数値を示す。

注 2：海底堆積物は，埋戻土の物性を流用し，液状化影響を考慮する。

表 3.5.3-2 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液状化層）

		基礎捨石及び被覆石
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.04 【1.84】
	間隙率 n	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	180000
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98
	ポアソン比 ν	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.24
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	20
	内部摩擦角 ϕ' (°)	35.00

注：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。
動せん断弾性係数及び基準平均有効拘束圧は代表的な数値を示す。

表 3.5.3-3 地盤の解析用物性値（有効応力解析，改良地盤）

対象施設		防波壁	
		逆T擁壁	
種別（工法，地盤種別）		改良地盤①，② （薬液注入）	改良地盤③ （薬液注入）
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11	2.11
	間隙率 n	0.45	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	771300	956500
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00	98.00
	ポアソン比 ν	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095	0.095
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	628	1140
	内部摩擦角 ϕ' (°)	38.00	40.54

注：動せん断弾性係数は代表的な数値を示す。

3.5.4 地下水位

設計用地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。
設計用地下水位を表 3.5.4-1 に示す。

表 3.5.4-1 設計用地下水位

施設名称	設計用地下水位
漂流防止装置基礎 (多重鋼管杭)	防波壁より陸側：EL 8.5m* 防波壁より海側：EL 0.58m

注記*：地表面が EL 8.5m よりも低い地点については、地下水位を地表面とする。

3.6 評価対象部位

評価対象部位は、構造上の特徴を踏まえ設定する。

3.6.1 施設の健全性評価

施設の健全性評価に係る評価対象部位は、多重鋼管杭とする。

3.6.2 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、多重鋼管杭を支持する多重鋼管杭直下の基礎地盤とする。

3.7 許容限界

3.7.1 多重鋼管杭（曲げ・軸力，せん断力）

鋼管杭の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，降伏基準点より算定される降伏モーメント及び短期許容せん断応力度とする。表 3.7.1-1 に鋼管杭の許容限界を示す。

表 3.7.1-1 鋼管杭の許容限界

断面	鋼種	降伏曲げモーメント (kN・m)	短期許容せん断 応力度 (N/mm ²)
①—①断面	SM570	134667	210

3.7.2 基礎地盤

基礎地盤に発生する軸力に対する許容限界は，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき設定する。基礎地盤の許容限界を表 3.7.2-1 に示す。

表 3.7.2-1 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	岩盤	C _H 級	9.8
		C _M 級	

3.8 評価方法

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震評価では，地震応答解析に基づいて算定した発生応力が「3.7 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

4. 耐震評価結果

4.1 解析ケースと照査値

4.1.1 曲げ・軸力系破壊に対する照査

表 4.1.1-1 に多重鋼管杭における曲げ・軸力系破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1.1-1 多重鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における実施ケースと照査値
(①-①断面)

地震動 \ 解析ケース		鋼管杭の曲げ・軸力系破壊照査値		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.58		
	(-+)	0.57		
	(+-)	0.58		
	(--)	0.52		
S _s -F1	(++)	0.36		
S _s -F2	(++)	0.39		
S _s -N1	(++)	0.51		
	(-+)	0.64	0.64	0.64
S _s -N2 (NS)	(++)	0.51		
	(-+)	0.46		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.47		
	(-+)	0.44		

0.64 : 曲げ・軸力系の破壊に対する評価のうち、照査値 0.5 を超える最も厳しい照査

4.1.2 せん断破壊に対する照査

表 4.1.2-1 に多重鋼管杭におけるせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1.2-1 多重鋼管杭のせん断破壊に対する照査における実施ケースと照査値
(①-①断面)

地震動 解析ケース		鋼管杭のせん断破壊照査値		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.23		
	(-+)	0.22		
	(+-)	0.23		
	(--)	0.20		
S _s -F1	(++)	0.14		
S _s -F2	(++)	0.16		
S _s -N1	(++)	0.20		
	(-+)	0.25	0.25	0.25
S _s -N2 (NS)	(++)	0.20		
	(-+)	0.18		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.18		
	(-+)	0.17		

4.1.3 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 4.1.3-1 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1.3-1 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能照査値		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.12		
	(-+)	0.12		
	(+-)	0.12		
	(--)	0.12		
S _s -F1	(++)	0.11		
S _s -F2	(++)	0.12		
S _s -N1	(++)	0.10		
	(-+)	0.10	0.10	0.10
S _s -N2 (NS)	(++)	0.12		
	(-+)	0.12		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.12		
	(-+)	0.12		

4.2 耐震評価結果

4.2.1 曲げ・軸力系破壊に対する耐震評価結果

多重鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 4.2.1-1 に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 4.2.1-1 に示す。

この結果から、多重鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2.1-1 多重鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(①-①断面)

地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメント M_y (kN・m)	照査値 M/M_y
		曲げ モーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)		
S _s -N1 (-+)	②	85630	2733	134667	0.64

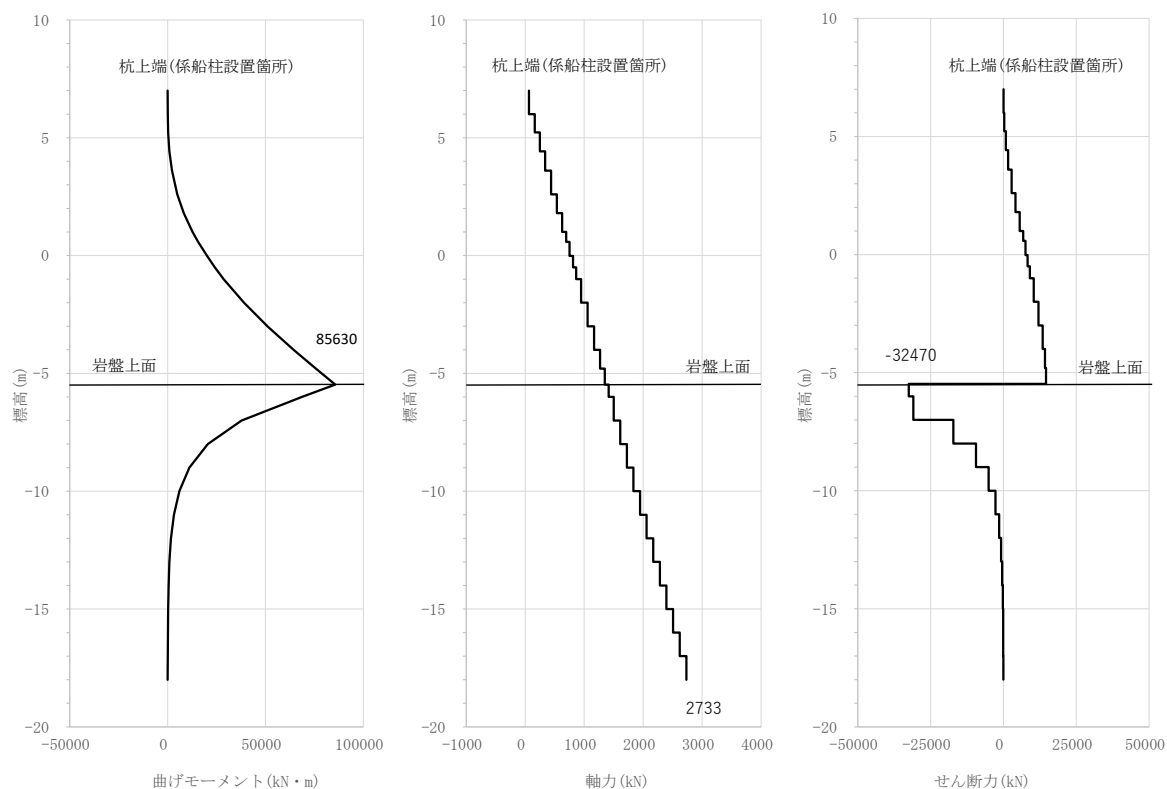


図 4.2.1-1 多重鋼管杭の曲げ・軸力系に対する照査における
最大照査値の評価時刻での断面力

(①-①断面, S_s-N1 (-+), t=7.68s)

解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

4.2.2 せん断破壊に対する耐震評価結果

鋼管杭のせん断破壊に対する照査において各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.2.2-1 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.2.2-1 に示す。

この結果から、多重鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2.2-1 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値
(①-①断面)

地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)			
S _s -N1 (-+)	①	32310	51	210	0.25

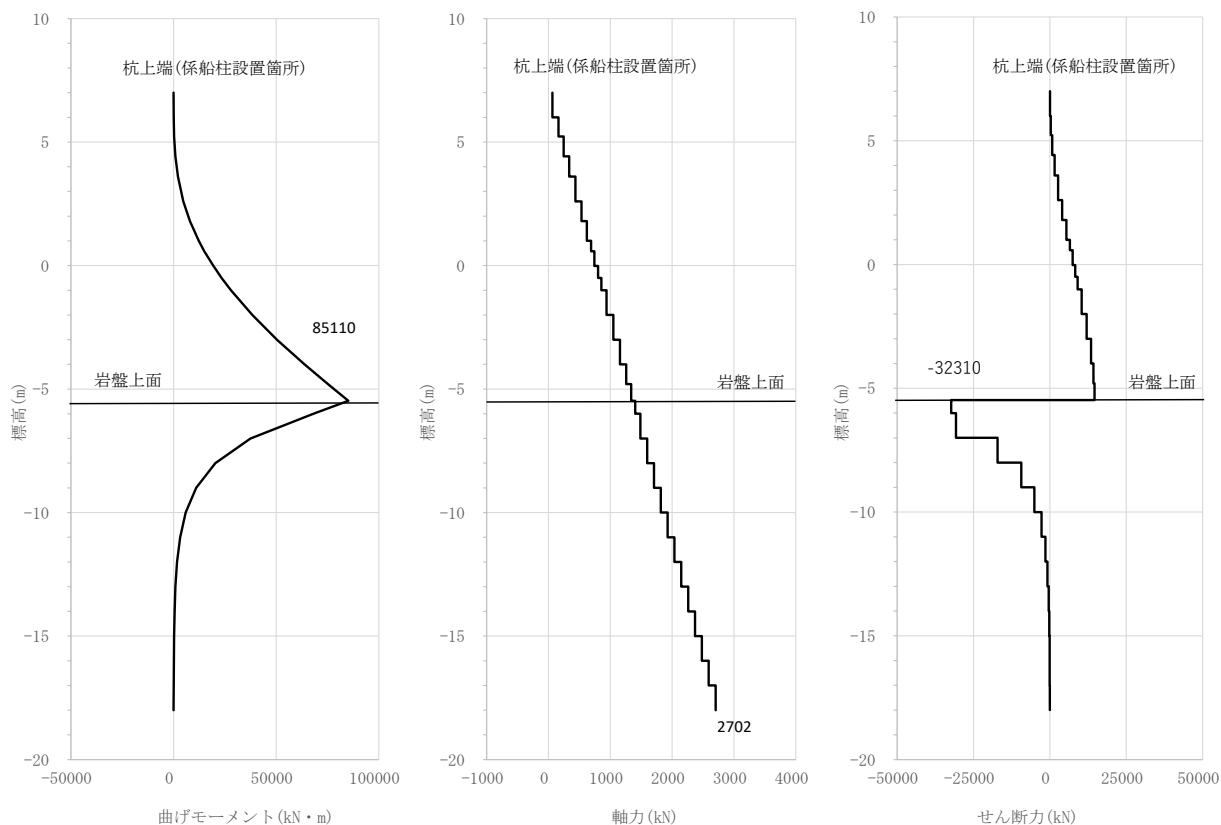


図 4.2.2-1 多重鋼管杭のせん断破壊に対する照査における
最大照査値の評価時刻での断面力

(①-①断面, S_s-N1 (-+), t=7.69s)

解析ケース①: 地盤物性のばらつきを考慮しない解析ケース (平均値)

4.2.3 基礎地盤の支持性能評価結果

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.2.3-1 に、支持地盤の軸力分布図を図 4.2.3-1 に示す。

この結果から、多重鋼管杭直下の基礎地盤に生じる軸力が極限支持力以下であることを確認した。

表 4.2.3-1 基礎地盤の支持性能評価結果 (①-①断面)

地震動	解析 ケース	発生断面力	軸応力度 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
		杭先端軸力 (kN)			
S _s -D (++)	①	4425	1.2	9.8	0.12

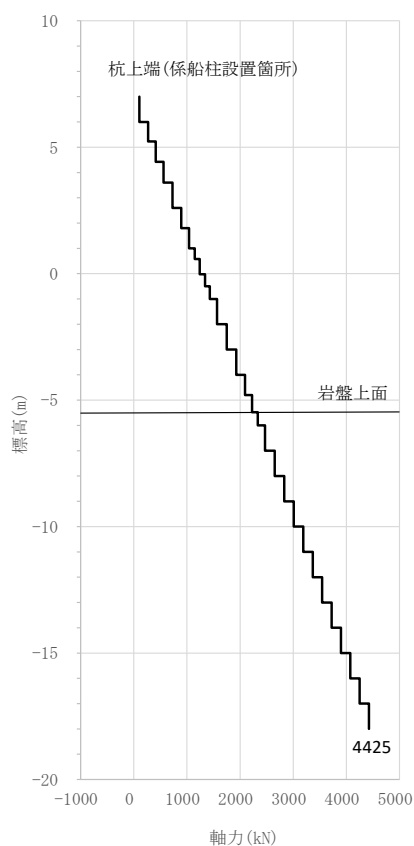


図 4.2.3-1 支持地盤の軸力分布図 (①-①断面)

(S_s-D (++))

解析ケース①：地盤物性のばらつきを考慮しない解析ケース (平均値)

(参考資料 1) 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の許容限界の設定

1. 概要

本資料は、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）について、基準地震動 S_s による地震応答解析に基づく施設の変形性評価を行う際の許容限界の設定を説明するものである。

2. 許容限界の設定

許容限界の設定にあたっては、「発電所における使用条件から要求される許容限界」、「供用の観点から許容される岸壁の変形量の目安」を比較し、保守的な許容限界を用いる。

2.1 発電所における使用条件から要求される許容限界

発電所の荷揚護岸に停泊する燃料等輸送船、貨物船等の船舶については日本海東縁部に想定される地震による津波が来襲する場合は、緊急退避に必要な時間が確保できるため、漂流することはない。一方、海域活断層から想定される地震による津波が来襲する場合は、緊急退避が困難であるため、荷揚護岸に係留することにより漂流させない設計とする。

海域活断層から想定される地震による津波（基準津波 4）の取水口における最低水位 EL -4.3m に対して、喫水高さは 3m~5m であることから、仮に燃料等輸送船が取水口上部に漂流した場合、取水口（上端 EL -9.0m）に到達する可能性がある。

したがって、発電所における使用条件から要求される許容限界として、係留する船舶が係留時に許容される最大移動可能距離約 75m（荷揚護岸と取水口との水平離隔距離）が許容限界となる（図 2.1-1 参照）。

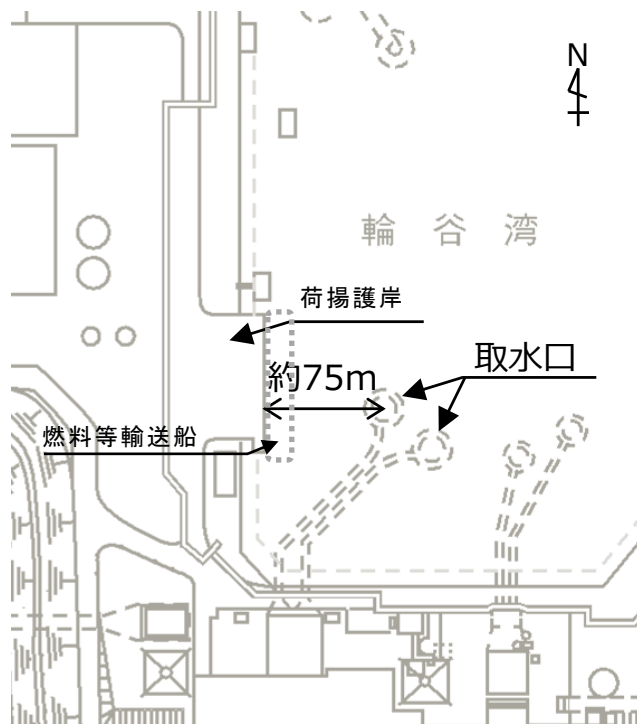


図 2.1-1 係留する船舶・荷揚護岸と取水口の離隔距離

2.2 供用の観点から許容される岸壁の変形量の目安

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 11 年 4 月）」（以下「港湾基準」という。）において，港湾施設の地震被災後の供用状況がまとめられている。

整理の観点としては，供用可能又は供用制限の有無，重力式又は矢板式による構造形式の差異，前面水深-7.5mを基準とした規模の差異に着目し，岸壁の変形量の目安を表 2.2-1 のとおりとしている。

島根原子力発電所の荷揚護岸は，セルラーブロック式による重力式係船岸であり，護岸前面の水深は約 10m であることから，表 2.2-1 の「重量式係船岸」，「-7.5m以上の岸壁」に区分される。この区分においては，被災変形量が 30cm 以内であれば，使用制限が行われずに供用可能とされている。

供用制限を行う場合，被災変形量が 30 cm から 100 cm の場合においても供用可能であることが示されているが，ここでは保守的に使用制限を行わずに供用可能である状態を採用する。

したがって，供用の観点からの岸壁の変形量から要求される許容限界として，構造規模が類似した岸壁の被災事例から変形量 30 cm を許容限界とする。

なお，「新耐震設計手法開発ワーキンググループ報告書=第 1 部構造物の許容変形量の考え方（運輸省港湾局研究協議会，昭和 62 年 3 月）」では，表 2.2-1 の根拠となった調査データの記載がある（図 2.2-1）。

表 2.2-1 供用の観点から許容される岸壁の変形量の目安
(港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 11 年 4 月）から抜粋)

構造形式	被災変形量：最大はらみ出し量又は最大エプロン沈下量			
	重力式係船岸		矢板式係船岸	
岸壁水深	-7.5m以上	-7.5m未満	-7.5m以上	-7.5m未満
供用可能	0～30cm	0～20cm	0～30cm	0～20cm
供用制限	30～100cm	20～50cm	30～50cm	20～30cm

(参考) 1-3

表-4.1 被災程度と供用上の支障の関係 総括表 (1)

港名	施設名	構造	仰面水深 (m)	被災程度	残留変位 (cm)			代財施設の有無	使用の有無	使用した場合の制約事項	応急工の有無とその内容
					大はらみ出し	天端沈下	エアロン沈下				
(新潟地震)											
新潟港	南埠頭	鋼矢板	-8.1	Ⅲ	200 (122)	50	100	無	無		
岩船港	-3m物揚場	L型	-3.0	I			10	*	有	段差のため多少不便はあったが制約できなかった	段差の大きいところに土俵を敷設した
〔1968年日向灘地震〕											
細島港	-5.5m岸壁	鋼矢板	-5.5	I			10	有	有	無し	本復旧にて施工
〔1968年十勝沖地震〕											
八戸港	小中野漁港岸壁1号	鋼矢板	-5.5	Ⅲ	80 (50)	50	120* (55)	有	有	エアロン沈下、船沈の少ない所を使用	エアロン船沈大のところ土俵による埋戻し
"	白銀入岸壁	ケーソン	-9.0	I			88*	*	*	扇形の船沈埋戻所の立入禁止で使用	無し
"	鮫漁港岸壁	ケーソン	-5.0	I			10~20	*	**	無し	無し
青森港	西側1万トン岸壁	セル	-9.0	I		14	60*	*	*	比下、船沈の少ない所を使用	道路エアロンの沈下大なる所に土砂埋戻し
"	中央埠頭-7.5m岸壁	ブロック	-7.5	I	10 (7.5)		30 (15)	*	*	比下の小さい所を使用	無し
野辺地港	-3.0m物揚場	"	-3.0	Ⅲ	82 (58)	30	50 (32)	無	無	無し	無し
大湊港	-5.5m岸壁	鋼矢板	-5.5	Ⅲ	25		20	*	*	"	"
"	-6.5m岸壁	"	-6.5	Ⅱ	50 (32)		60 (35)	*	*	"	"
支那港	西1号埠頭内側	ケーソン	-4.5 ~ -5.5	I~II	57 (19)		100* (18)	有	有	アンローダー基礎、船沈沈道の復旧により供役可能	最大船沈部のみ土砂等により埋戻し
"	西2号	"	-7.5	Ⅱ	55		180*	*	無	本復旧まで使用しない	無し
"	西3号	鋼矢板	-9.0	I	30		10	無	有	アンローダー基礎の復旧によりばら貨物の供役可能	無し
"	西3号埠頭東-9m岸壁	"	-9.0	I	36		20	*	*	沈下の少ない所は使用可能	"
浦河港	第3物揚場	L型	-2.5	I			12.5	有	*	無し	エアロン沈下箇所切込砕石を兼当した

(* 内は平均値, ** : 局所的な値)

図 2.2-1(1) 新耐震設計手法開発ワーキンググループ報告書
= 第1部 構造物の許容変形量の考え方 = (抜粋)

(参考) 1-4

表-4.1 被災程度と供用上の支障の関係 総括表 (2)

港名	施設名	構造	前面水深 (m)	被災程度	最大はらみ出し	残留変位 (cm)		代替施設の有無	使用の有無	使用した場合の制約事項	成急工の有無とその内容
						天端沈下	エプロン沈下				
〔1973年 根室半島沖地震〕											
網走港	鯨町岸壁	セルラーブロック	-6.0	I	18 (14)	7	18	無	有	漁船の休けい、利用のみに制限	復旧まで砂利を入れて利用
帯多布港	-4m 物揚場	ケーソン	-4.0	II		23	23	有	有	無し	無し
〃	-2m 物揚場	鋼矢板	-2.0	III		3	10	有	有	〃	〃
花咲港	漁業埠頭物揚場	〃	-3.0	I	0	0	30 (12)	有	有	〃	エプロン沈下部分に砕石を敷いた
〃	-6m 岸壁	柱入コンクリート	-6.0	III	60 (40)	30	70 (35)	無	有	〃	無し
〃	-5.5m 岸壁	〃	-5.5	II	20	10.7	50 (23)	有	有	〃	〃
〃	〃	L型	-5.5	I	10 (10)	2~5	27 (14)	有	有	〃	〃
〃	-4.5m 岸壁	鋼矢板	-4.5	IV	203* (86)	5	61* (13)	有	有	〃	エプロン沈下部分に砕石を敷き一時使用した
根室港	-5.5m 岸壁	L型	-5.5	I			クラック	有	有	〃	エプロンのせりあがりがありが3cm程度なので現状のまま使用
〔1974年 伊豆半島沖地震〕											
下田港	-4m 物揚場	ブロック	-4.0	I			クラック	無	有	無し	無し
〔1978年 伊豆大島近海地震〕											
下田港	-5m 岸壁	ブロック	-5.0	I	12	10	10	無	有	無し	無し
宇久須港	-3m 物揚場	ブロック	-3.0	I	8	8	7	有	有	〃	〃
〔1978年 宮城沖地震〕											
塩釜港	中埠頭-4m 物揚場	コンクリートブロック	-4.0	II	60		40	無	無		無し
〃	桂島-2m 物揚場	ブロック	-2.0	II	28	21	20	有	有	〃	〃
〃	中野埠頭1号岸壁	鋼矢板	-12.0	I			45	有	有	〃	〃
石巻港	中島埠頭岸壁	〃	-10.0	II	57 (16)	5	80 (34)	有	有	〃	〃
〃	日和埠頭-9m 岸壁	〃	-9.0	II	57 (49)	16	30	有	有	〃	〃
〃	潮見埠頭-4.5m 岸壁	〃	-4.5	III	119 (67)	11	30	有	有	〃	〃
雄勝港	唐桑北区物揚場	ブロック	-2.5	I	20	10	10~20	有	有	〃	〃

()内は平均値、*：局所的な値

図 2.2-1(2) 新耐震設計手法開発ワーキンググループ報告書
= 第1部 構造物の許容変形量の考え方 = (抜粋)

(参考) 1-5

表-4.1 被災程度と供用上の支障の関係 総括表 (3)

港名	施設名	構造	前面水深 (m)	被災程度	残留変位 (cm)			代替施設の有無	使用の有無	使用した場合の制約事項	応急工の有無とその内容
					最大はらみ出し	天端沈下	エプロン沈下				
(1783年 日本海中部地震)											
秋田港	-13m 岸壁	ケーソン	-13.0	Ⅱ	124 (90)	150 (117)	無	有	エプロン補修、仮設防犯材設置で使用制限無し	防犯材の仮設 (利用者が対応)	
	大浜2号岸壁	鋼矢板	-10.0	Ⅲ	179	500*	有	無	使用不可		
	3号 "	"	"	Ⅱ	80 (35)	80 (56)	"	有	曲柱1部不可、セメント運搬船のみ、エプロン上はセメント運搬用ダクトのみで他の載荷不可	防犯材の仮設、セメント運搬用ダクト仮設	
	中島1号岸壁	重力式	-9.0	Ⅲ	540* (126)	250 (130)	無	無	2号岸壁寄り 60m セメント運搬船の係船荷役可		
	2号 "	鋼矢板	-10.0	Ⅱ	43 (11)	110* (28)		有	アンローダー撤去で係船、荷役可、上載荷重 1.0 t/m ² 以下	2号アンローダー撤去	
	3号 "	"	-10.0	Ⅱ	63 (43)	70 (27)		無	沖出し風向で、風速10m/s以上の時係船不可、セメント運搬船のみ、エプロン上はセメント運搬用仮設ダクトのみ	セメント運搬用ダクト仮設	
	向浜1号岸壁	"	-10.0	Ⅱ	53 (23)	50 (40)		有	沖出し風向で、風速10m/s以上の時係船不可、チップ専用船、本岸運搬船のみ係船可、エプロン上はチップ運搬用仮設ベルトのみ	チップ運搬用ベルトコンベアの仮設	
	向浜2号岸壁	"	-10.0	Ⅱ	144 (98)	80 (61)	有	無	使用不可		
	北垣頭A岸壁	鋼矢板	-7.5	Ⅲ	30	20	有	無	エプロン補修を行えば係船及び荷役可能	無し	
	下浜-4m 物置場	"	-4.0	Ⅲ	(全面崩壊)		"	"	使用不可	無し	
	下浜-5m 岸壁	"	-5.0	Ⅰ		10~25		有	官庁船、漁船の船だまりとして使用	"	
	寺内埠頭	重力式	-7.5	Ⅰ		20		有	無し	"	
	向浜-7.5m 1号岸壁	鋼矢板	-7.5	Ⅰ		20	有	"	陸揚げしない、風向きが潮から陸のとき使用可、15m/s以上の風、うねり荒天時は使用不可	"	
	2号岸壁	"	-7.5	Ⅰ		20		有	無し	無し	

()内は平均値、* : 局所的な値

図 2.2-1(3) 新耐震設計手法開発ワーキンググループ報告書
= 第1部 構造物の許容変形量の考え方 = (抜粋)

(参考) 1-6

表-4.1.1 被災程度と供用上の支障の関係 総括表 (4)

港名	施設名	構造	前面水深 (m)	被災程度	最大はらみ出し	残留変位 (cm)		代替施設の有無	使用の有無	使用した場合の制約事項	応急工の有無とその内容
						天端沈下	エアロン沈下				
〔昭和59年日向灘地震〕											
細島港	8号岸壁	ケーソン	-5.5	I			5~7	有	有	除船げしない	
	9号岸壁	〃	-7.5	I			5~7	〃	〃	エアロン沈下の大きい所は除船げしない エアロンには上載荷重をかかげない	
	10号岸壁	〃	-10.0	I			5~7	〃	〃	無	
	5号〃	矢板	-7.5	I			5~7	〃	〃	無	
	6号〃	〃	-10.0	I			5~7	〃	〃	無	
美々津港	-2m 物置場	ブロック	-2.0	I			20	〃	〃	無	
延岡新港	第1埠頭-6m岸壁	ケーソン	-6.0	I			10	無	〃	車輦の通行を制限	

()内は平均値, 〃:局所的な値

図 2.2-1(4) 新耐震設計手法開発ワーキンググループ報告書
= 第1部 構造物の許容変形量の考え方 = (抜粋)

(参考) 1-7

3. まとめ

許容限界の設定にあたっては、表 3-1 に示すとおり、「発電所における使用条件から要求される許容限界」、「供用の観点から許容される岸壁の変形量の目安」を比較し、保守的な許容限界を用いることとし、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の許容限界を残留変形量 0.3m とする。

表 3-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の許容限界

項目	許容限界	許容限界
発電所における使用条件	水平離隔距離 約 75 (m)	許容残留変形量 0.3 (m)
供用の観点から許容される 岸壁の変形量の目安	変形量 0.3 (m)	

(参考資料 2) 漂流防止装置基礎の護岸構造の詳細

1. 概要

本資料は、漂流防止装置基礎（荷揚護岸，多重鋼管杭）の位置する護岸の構造，使用材料及び解析上のモデル化の詳細を説明するものである。

2. 護岸の構造概要

漂流防止装置基礎の位置図を図 2-1 に示す，漂流防止装置基礎は，荷揚護岸部，多重鋼管杭部ともに，海側に護岸を有する。護岸の構造を図 2-2 に示す。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は，セルラーブロック式による重力式護岸である。セルラーブロックは 5 段積みであり，中詰材は全てコンクリートである。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の海側の護岸は，セルラーブロック式による重力式護岸である。セルラーブロックは 3 段積みであり，中詰材はコンクリート及び栗石である。

各護岸の詳細は「3. 護岸の使用材料，材料の物性値及びジョイント要素の設定」に示す。

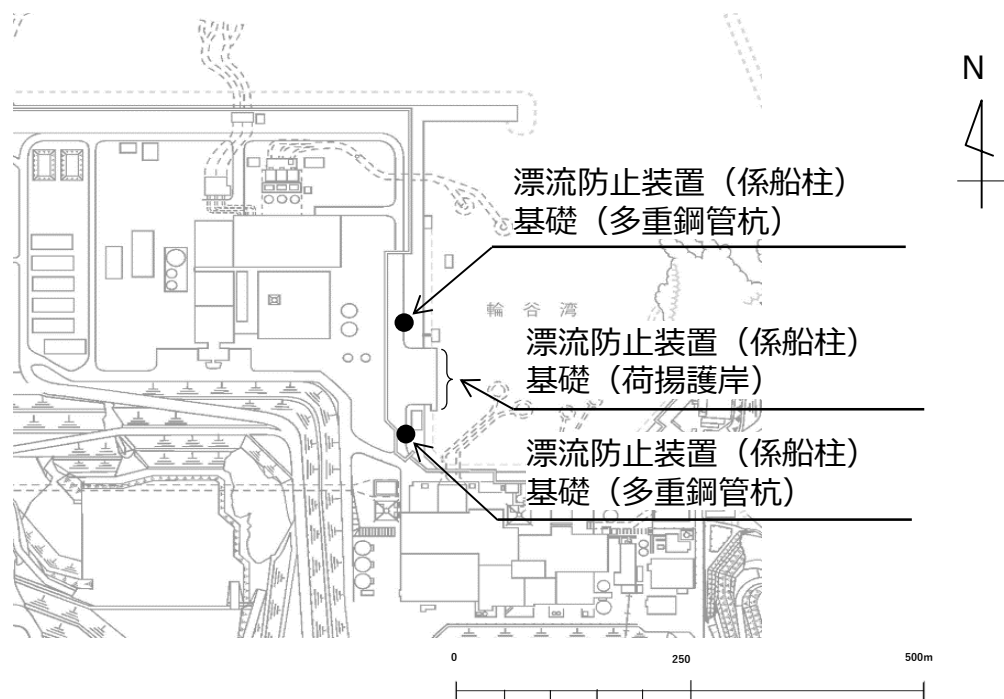
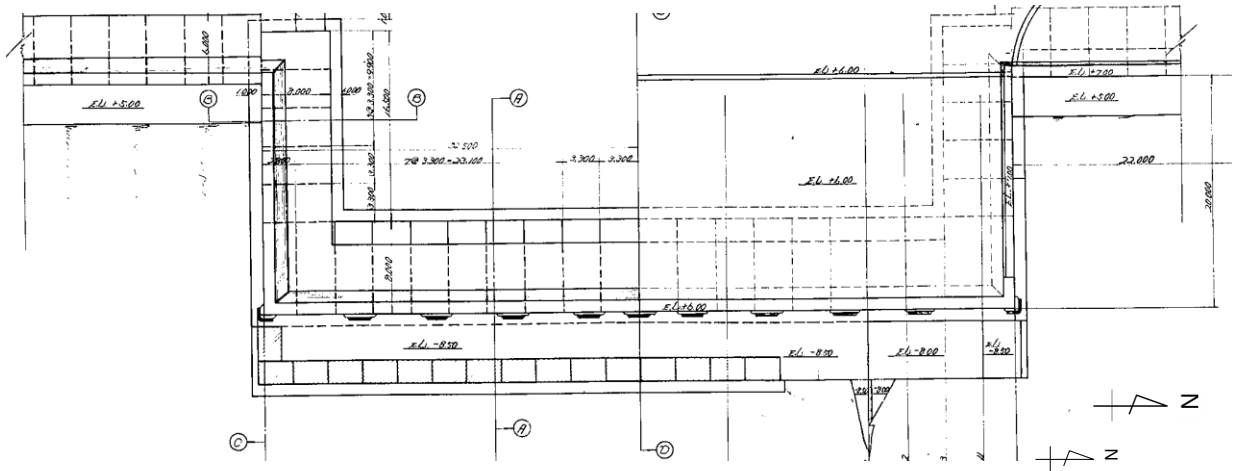
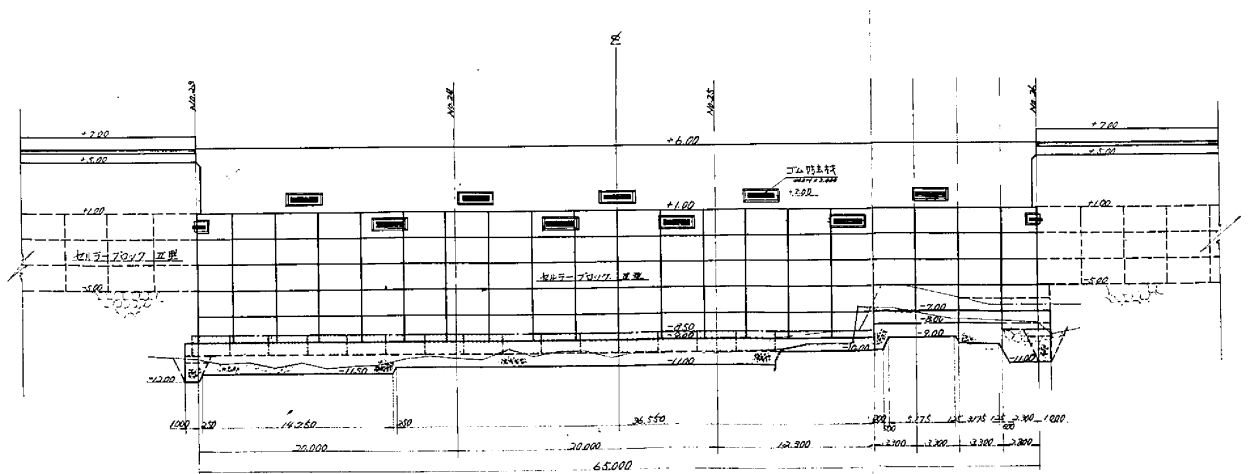


図 2-1 漂流防止装置基礎位置図

(参考) 2-1



(平面図)



(正面図)

図 2-2(1) 漂流防止装置基礎 (荷揚護岸) 構造図

(参考) 2-2

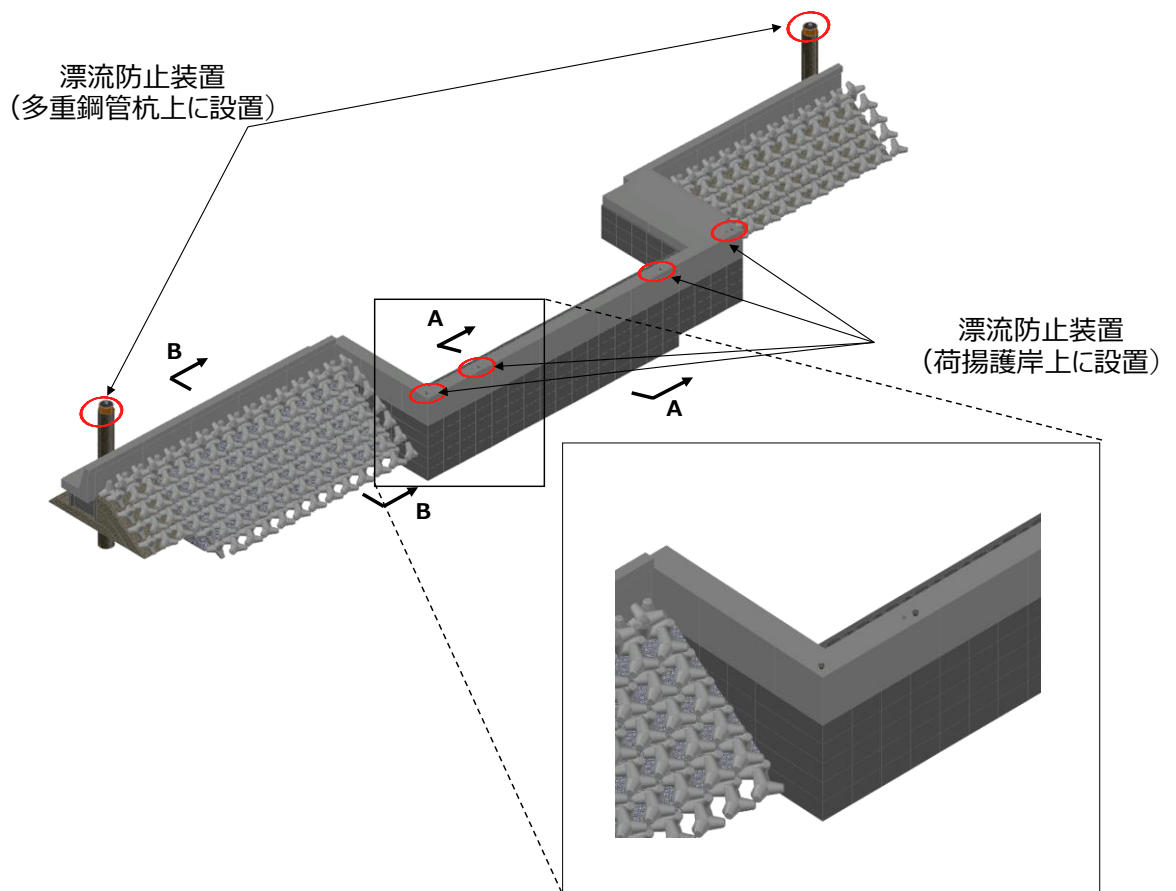
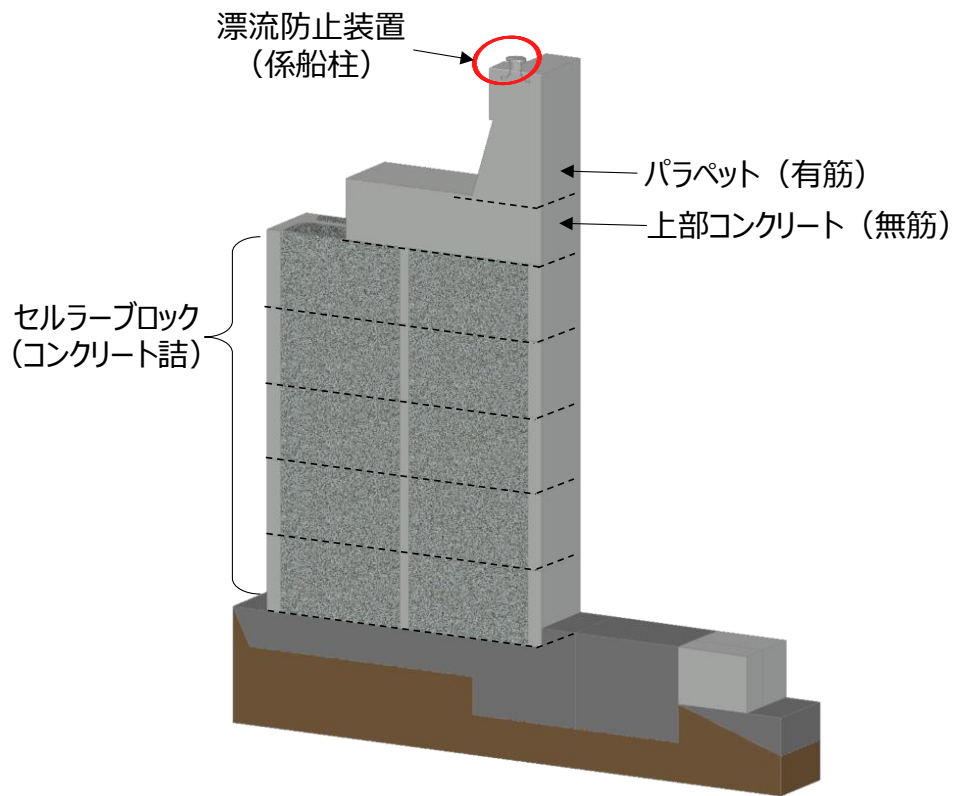
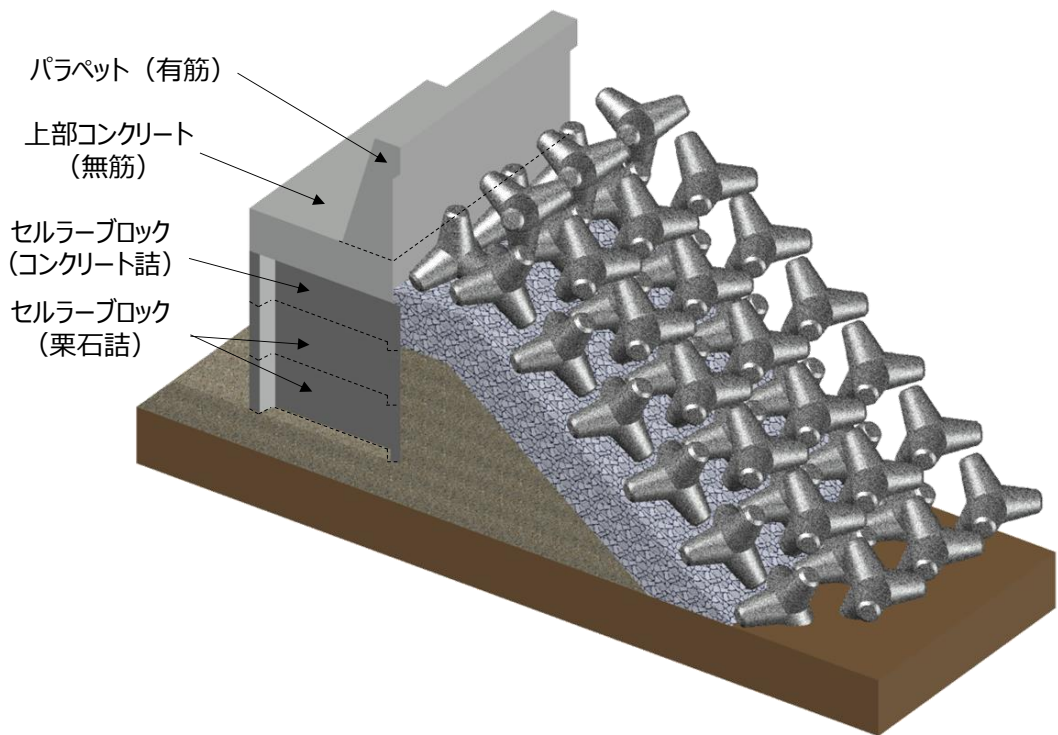


図 2-2(2) 漂流防止装置設置位置鳥観図

(参考) 2-3



荷揚護岸部断面 (A-A断面)



多重鋼管杭設置部護岸断面 (B-B断面)

図 2-2(3) 漂流防止装置基礎の護岸の構造図

(参考) 2-4

3. 護岸の使用材料，材料の物性値及びジョイント要素の設定

護岸部の使用材料を表 3-1 に，材料の物性値を表 3-2 に示す。材料の物性値のうちセルラーブロックの単位体積重量は，漂流防止装置基礎（荷揚護岸）解析モデルと漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）解析モデルにおいて，ブロックの寸法及び中詰材が異なることから，図 3-1 に詳細を示す。

また，これらの使用材料を踏まえたジョイント要素の設定を表 3-3 及び表 3-4 に示す。

なお，パラペット（有筋）及び上部コンクリート（無筋）については，表 3-2 に示す配筋図の通り十分な定着長が確保されていることから，一体としてモデル化する。

表 3-1 使用材料

材料	部位		諸元
コンクリート	パラペット（有筋）		設計基準強度 20.6N/mm ²
	上部コンクリート（無筋）		設計基準強度 14.7N/mm ²
	セルラー ブロック	気中	設計基準強度 20.6N/mm ²
		水中	設計基準強度 20.6N/mm ²
	基礎コンクリート		設計基準強度 14.7N/mm ²

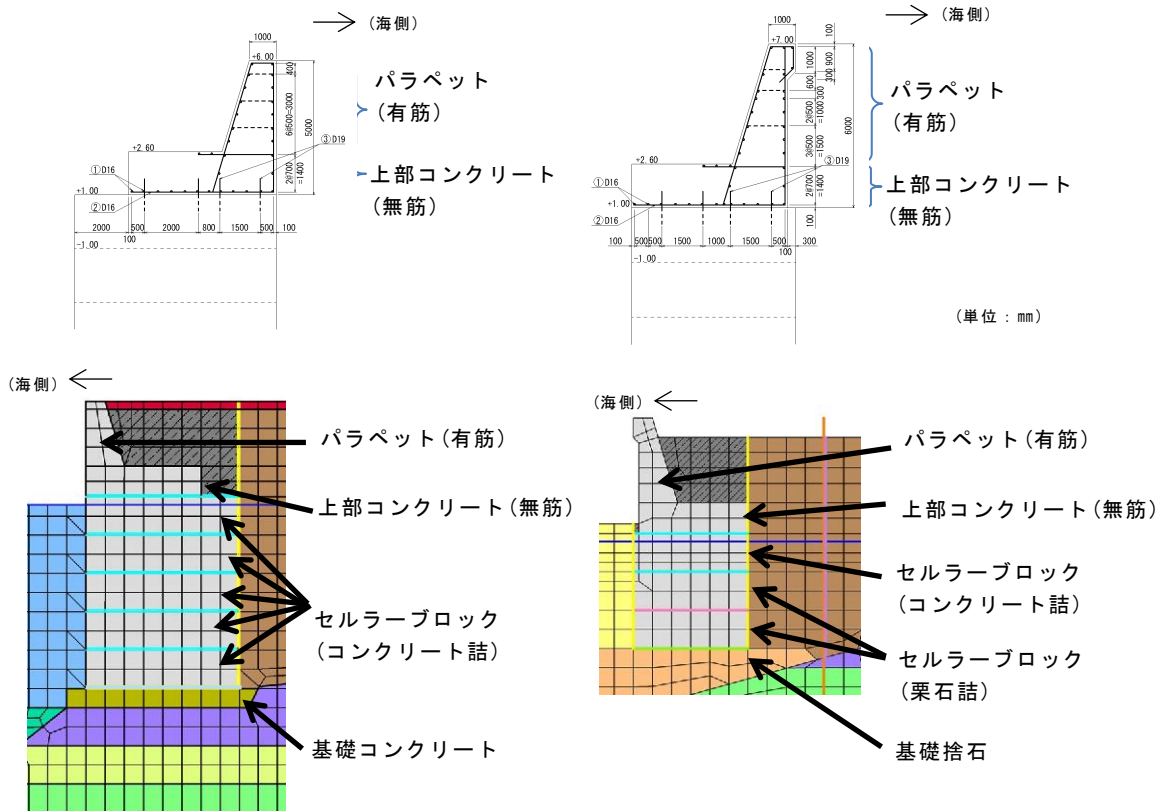
表 3-2 材料の物性値

材料	部位	単位体積重量 (kN/m ³)		ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン 比
		飽和, 湿潤	水中		
コンクリート	パラペット (有筋)	24.0 ^{*1}	-	23.3 ^{*1}	0.2 ^{*1}
	上部コンクリート (無筋)	22.6 ^{*2}	-	20.4 ^{*1}	0.2 ^{*1}
	セルラーブロック ^{*3} (コンクリート詰)	23.0 ^{*2}	12.9	23.3 ^{*1}	0.2 ^{*1}
	セルラーブロック ^{*3} (栗石詰)	22.0 ^{*2}	12.9	23.3 ^{*1}	0.2 ^{*1}
	基礎コンクリート	22.6 ^{*2}	12.5	20.4 ^{*1}	0.2 ^{*1}

注記*1: コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会, 2002年制定)

*2: 港湾の施設の技術上の基準・同解説 ((社) 日本港湾協会, H19年版)

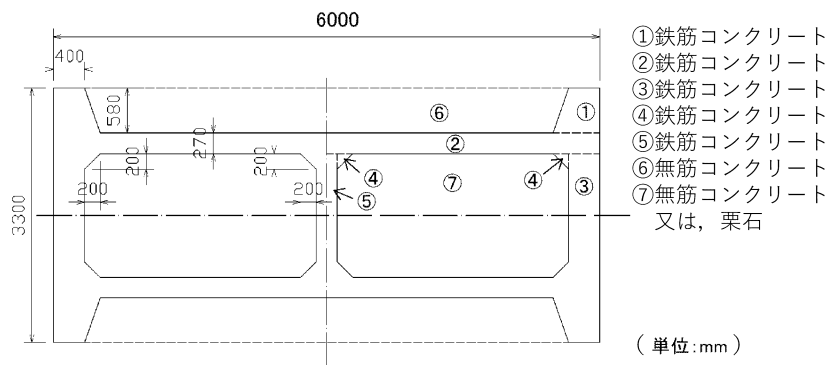
*3: セルラーブロック及び中詰材の単位体積重量は, 港湾基準より設定する。また, 剛性は中詰材が護岸と一体の挙動を示すことから, 護岸材料と同様の物性とする。



【漂流防止装置基礎 (荷揚護岸)
解析モデルのうち護岸部抜粋】

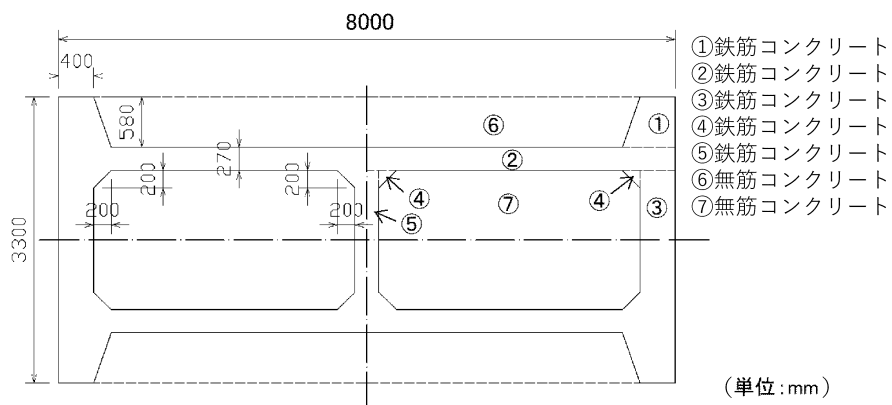
【漂流防止装置基礎 (多重鋼管杭)
解析モデルのうち護岸部抜粋】

(参考) 2-6



【単位体積重量】		(単位: kN/m ³)
鉄筋コンクリート		24.0
無筋コンクリート		22.6
栗石		20.0

図 3-1(1) 材料の物性値のうちセルラーブロックの単位体積重量
(漂流防止装置基礎 (荷揚護岸) 解析モデル)

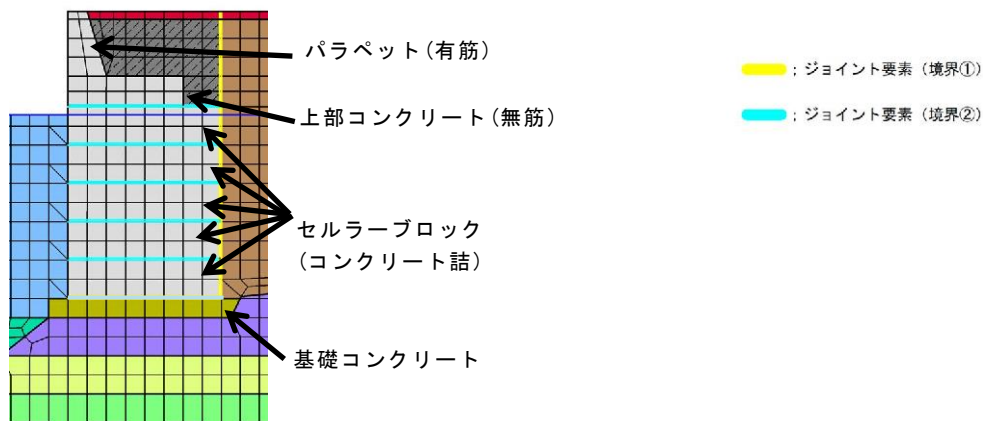


【単位体積重量】		(単位: kN/m ³)
鉄筋コンクリート		24.0
無筋コンクリート		22.6
栗石		20.0

図 3-1(2) 材料の物性値のうちセルラーブロックの単位体積重量
(漂流防止装置基礎 (多重鋼管杭) 解析モデル)

表 3-3 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）解析モデルのうち護岸における
ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

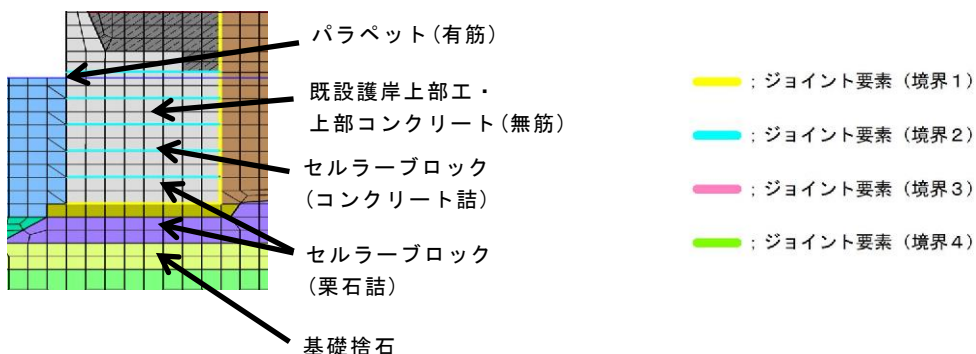
		接合条件		粘着力 c (N/mm ²)	内部 摩擦角 φ (°)	備考
		材料 1	材料 2			
鉛直方向	境界 1	埋戻土	施設護岸	0	15.0	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し、c=0、φ=15°と設定。
水平方向	境界 2	セルラーブロック (コンクリート詰)	セルラー ブロック (コンクリ ート詰)	0	26.57	剛性の高い岩盤等の境界であるため、「コンクリートとコンクリート」の静止摩擦係数(μ=0.50)より、φ=tan ⁻¹ (μ)≒26.57
			基礎コンク リート			



【漂流防止装置基礎（荷揚護岸）解析モデルのうち護岸部抜粋】

表 3-4 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）解析モデルのうち護岸における
ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

		接合条件		粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦 角 ϕ ($^{\circ}$)	備考
		材料 1	材料 2			
鉛直方向	境界 1	埋戻土	施設護岸	0	15.0	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し、 $c=0$ 、 $\phi=15^{\circ}$ と設定。
		被覆石	施設護岸			
水平方向	境界 2	既設護岸上部工・ 上部コンクリート（無筋）	セルラーブロック上段 （コンクリート詰）	0	26.57	剛性の高い岩盤等の境界であるため、「コンクリートとコンクリート」の静止摩擦係数（ $\mu=0.50$ ）より、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)\doteq 26.57$
		セルラーブロック上段 （コンクリート詰）	セルラーブロック中段 （栗石詰）			
	境界 3	セルラーブロック中段 （栗石詰）	セルラーブロック下段 （栗石詰め）	0	30.96	セルラーブロック（栗石詰め）の境界（図 3.5.1-10 参照）であるため、「コンクリートと捨石」の摩擦係数 $\mu=0.60$ より、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)\doteq 30.96$
	境界 4	セルラーブロック下段 （栗石詰）	基礎捨石	0	34.99	セルラーブロックと基礎捨石の境界（図 3.5.1-10 参照）であるため、「コンクリートと捨石」の摩擦係数 $\mu=0.60$ と「捨石と捨石」の摩擦係数 $\mu=0.80$ の平均値（ $\mu=0.70$ ）より、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)\doteq 34.99$



【漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）解析モデルのうち護岸部抜粋】

(参考) 2-9

(参考資料 3) 杭-地盤相互作用ばねモデルの概要

1. 概要

本資料は、漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の地震応答解析モデル（FLIP）において設定されている杭-地盤相互作用ばね要素について、その概要を説明するものである。漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の解析対象断面位置図を図1-1に、地震応答解析モデルのうち杭-地盤相互作用ばねのモデル化位置を図1-2及び図1-3に示す。

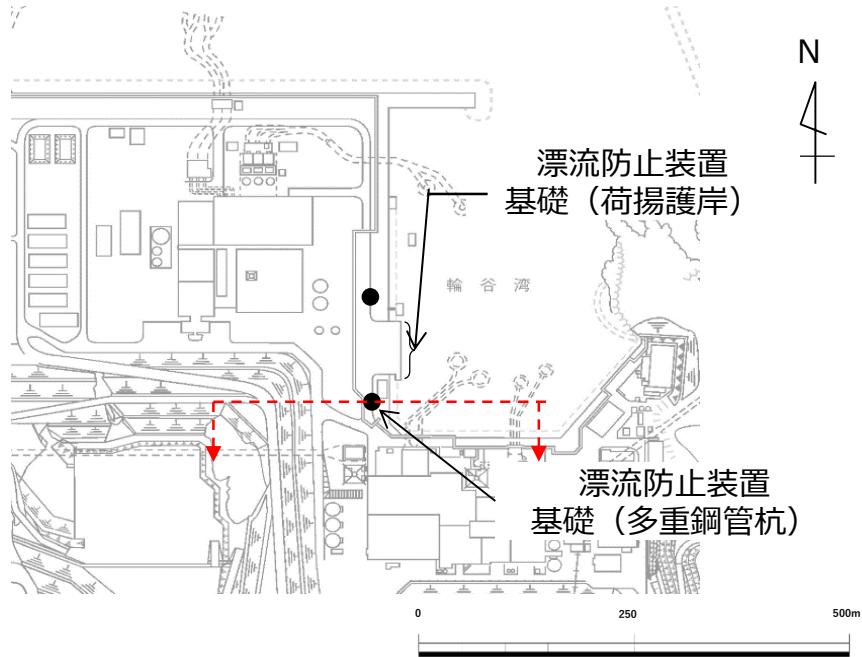


図1-1 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）解析断面位置

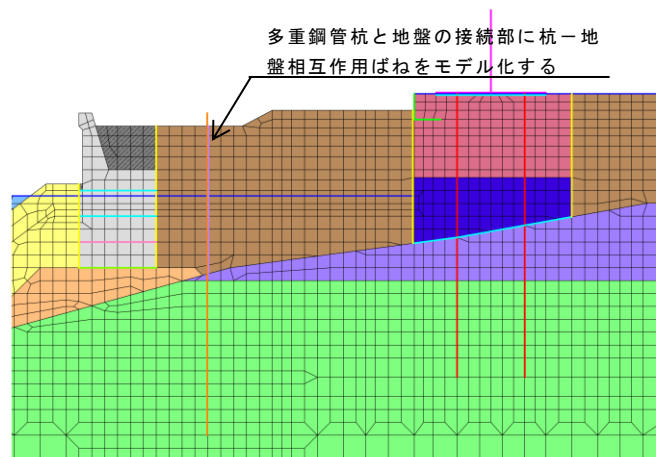
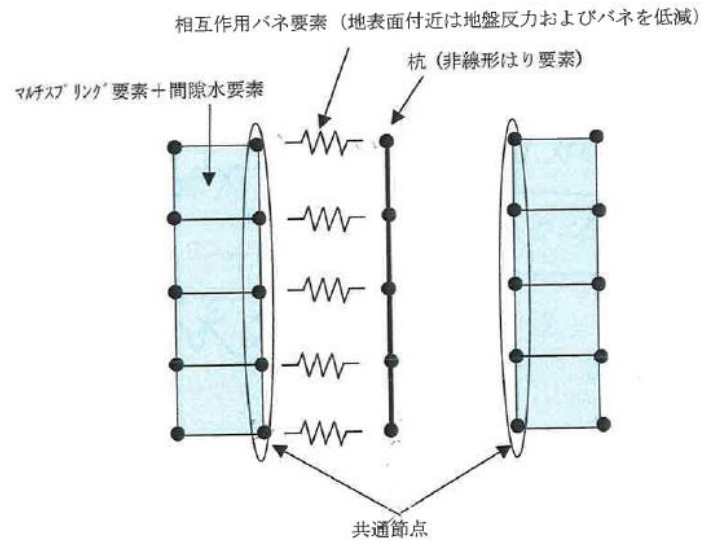


図1-2 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）地震応答解析モデル

(参考) 3-1



注：『杭基礎のモデル化方法の検討 平成 14 年度成果報告書 p.8-5 第 2 期 FLIP 研究会』より抜粋

図 1-3 地盤のすり抜け効果を考慮する杭-地盤相互作用バネのモデル化

2. 杭-地盤相互作用ばねモデルの概要

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）は、単杭として設計するため、杭を土がすり抜ける現象を考慮する。2次元有効応力解析による地震応答解析において、杭間を土がすり抜ける3次元的现象を考慮できる手法として、杭-地盤相互作用ばねが提案されており、本解析では、この杭-地盤相互作用ばねを採用している。

FLIPにおける杭-地盤相互作用ばねのモデル化は、「FLIP研究会 14年間の検討成果のまとめ」によると、以下のとおりとされている。（図 2-1 文献抜粋）

(e) 杭－地盤相互作用ばねの実現方法

杭基礎構造物－地盤系の耐震解析を2次元一体解析として行うには、これまで述べて来た杭－地盤相互作用ばねの特性を持つばね要素（以下、杭－地盤相互作用ばね要素）により、杭モデルと2次元地盤モデルを接続する。まず、奥行き方向幅が杭間隔に等しい2次元地盤モデルと奥行き方向に等間隔に配置された杭群中の杭1本分のモデルを用意する。地盤要素にはマルチスプリング要素を適用し、杭は線形または非線形のばね要素でモデル化する。杭節点と対応する2次元地盤モデルの地盤節点の水平方向並進自由度を、図4-11-19に示すように、杭－地盤相互作用ばね要素により接続する。

このような2次元一体解析のモデルにおいて、杭－地盤相互作用ばね要素は以下に示すように動作する。

- ① 杭の循環境界に対する相対変位 u を算定する。なお、循環境界変位として、一体解析モデルを構成する地盤モデルの対応する節点変位を参照する。
- ② 相対変位 u から、次式を用いて、対応するせん断ひずみ γ を評価する。

$$\gamma = u / (D \times \beta_p) \quad (4-11-11)$$

なお、 β_p は、土質、不飽和・飽和などの土の状態、杭間隔、荷重レベル（荷重片振幅／破綻荷重＝せん断応力片振幅／初期せん断強度）、および、液状化フロントパラメータ S_0 に応じて、図4-11-18から定める。

- ③ 杭近傍の土要素を参照して、その変形特性を決めるパラメータと土の状態（主に、有効拘束圧と液状化フロントパラメータ S_0 ）に基づいて、砂の構成則と同様のせん断応力－せん断ひずみ関係を設定し、せん断ひずみ γ を与えてせん断応力 τ を算定する。
- ④ せん断応力 τ から、次式を用いて、ばね力 F を評価する。

$$F = (L \times D \times \alpha_p) \times \tau \quad (4-11-12)$$

なお、 α_p は、杭間隔に応じて、図4-11-9を参照して評価する。

上記②において、液状化を考慮する場合に、ひずみ－変位変換係数 β_p の値を決めるには、近傍土要素の液状化フロントパラメータ S_0 の値を参照する必要がある。ある S_0 の値に対しては、 β_p は概ね一定値を取るので、定数とするか、過去に経験した最大の荷重レベルを適用することが考えられる。図4-11-20は、杭間隔 $5D$ の場合の飽和砂 ($N_{65}=10$, $\sigma_{m0}'=98\text{kPa}$, $S_0=1.0, 0.5, 0.05, 0.005$) を対象とした水平断面モデルによる繰り返し載荷解析で得られた荷重片振幅－最大相対変位関係と過剰間隙水圧モデルに基づいて設定したせん断応力 τ －せん断ひずみ γ 関係から設定した荷重－変位関係を比較したものである。過剰間隙水圧モデルに基づき設定した関係では、荷重 $=12.6 \times \tau$ 、変位 $=1.5 \times \gamma$ ($S_0=1.0, 0.5$)、または、変位 $=1.63 \times \gamma$ ($S_0=0.05, 0.005$) とした。ひずみ－変位変換係数 β_p は荷重レベルに依存して変化する量だが、このように、荷重レベルによらない定数と置いても、全体系の解析結果をよく説明するので、このような取扱いでもよい。

図2-1(1) 杭－地盤相互作用モデルの参考文献

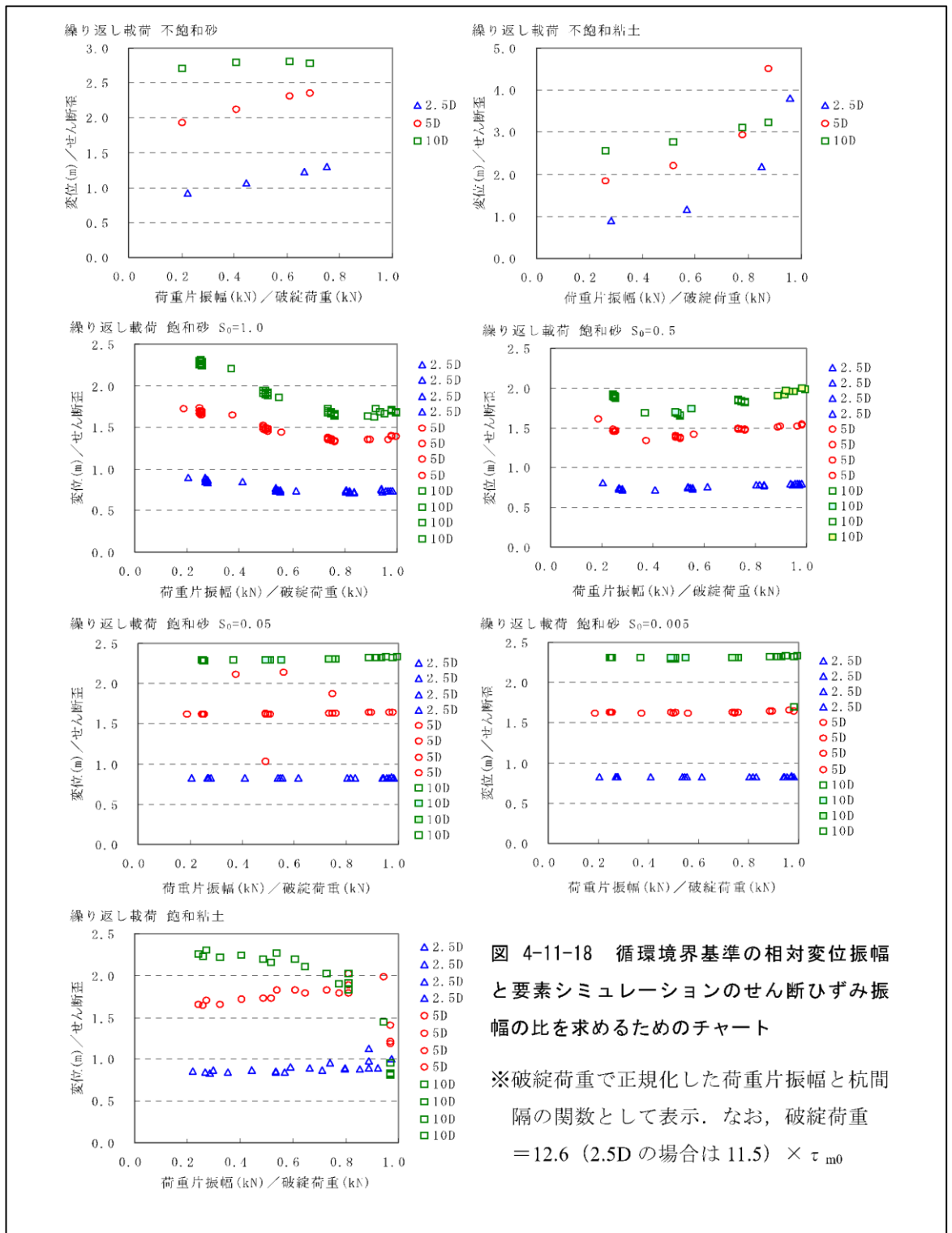


図 2-1(2) 杭-地盤相互作用モデルの参考文献

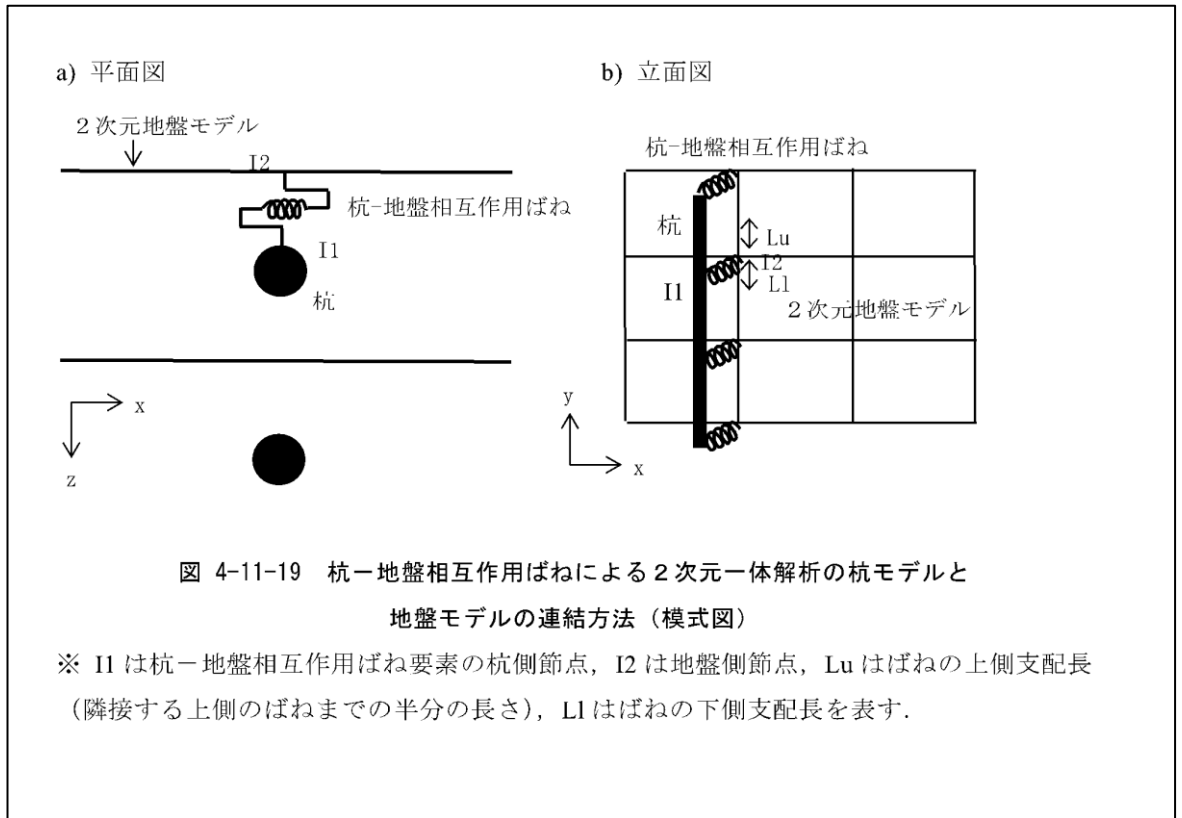


図 2-1(3) 杭-地盤相互作用モデルの参考文献

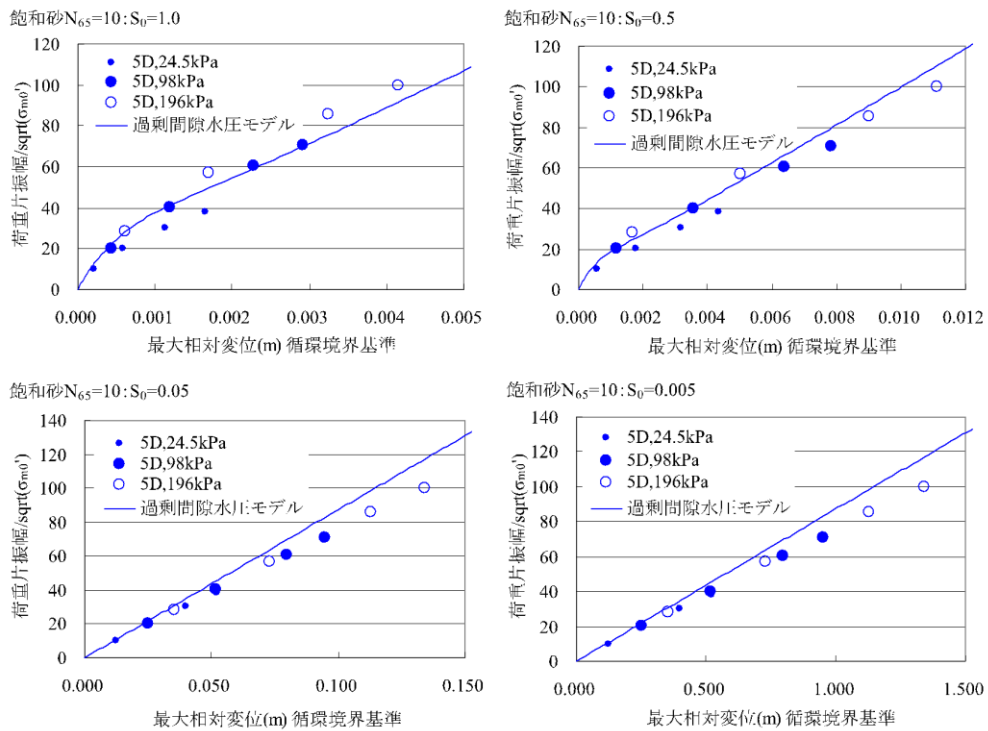


図 4-11-20 飽和砂 (5D, $N_{65}=10$, $\sigma'_{m0}=98\text{kPa}$, $S_0=1.0, 0.5, 0.05, 0.005$) :

荷重片振幅—最大相対変位の関係と過剰間隙水圧モデル他に基づいて求めた関係の比較

- ※1 過剰間隙水圧モデルによる曲線は、 τ と S_0 からせん断強度 τ_f と初期せん断剛性 G_0 を求めて、双曲線関係に基づくせん断応力 τ —せん断ひずみ γ 関係を設定し、それを荷重—変位関係に置き換えたもの。置き換えは、荷重= $12.6 \times \tau$ 、変位= 1.5 (または 1.63) $\times \gamma$ とした。
- ※2 全体系で解いた解が、大きな荷重では、過剰間隙水圧モデルによる曲線の下側に来るのは、荷重ステップ間隔の増大による精度低下によるものと思われる。また、変位—ひずみ変換係数は、荷重片振幅に依存する量だが、このように定数と置いても、全体系の解析結果をよく説明する。

図 2-1(4) 杭—地盤相互作用モデルの参考文献

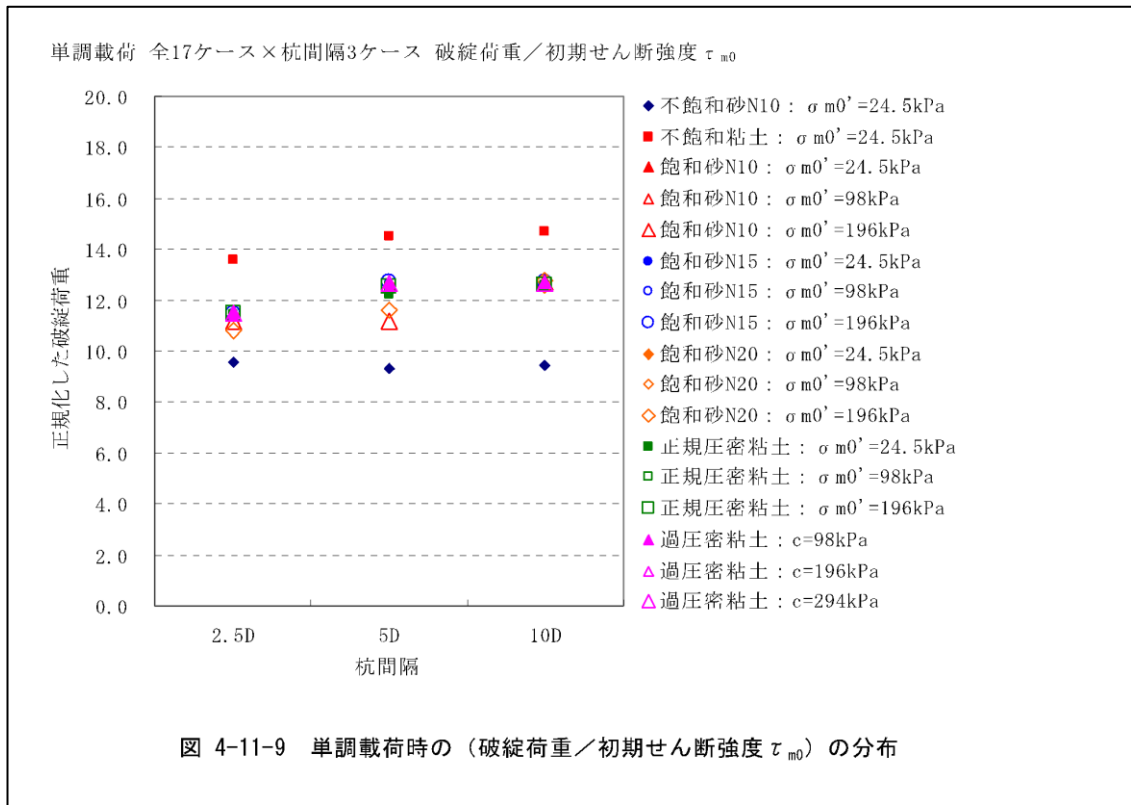


図 2-1(5) 杭-地盤相互作用モデルの参考文献

制御室建物の耐震性についての計算書
に関する補足説明資料

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

VI-2-2-6「制御室建物の耐震性についての計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

今回提出範囲：

別紙 1 応力解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

別紙 2 応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件の考え方

別紙 3 地震荷重の入力方法

別紙 4 応力解析における断面の評価部位の選定

別紙 5 地震応答解析による壁の塑性化に対する影響検討

別紙 6 最大接地圧について

別紙 7 基礎スラブの耐震性への水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せの影響について

別紙 8 側面地盤ばねを考慮した地震応答解析による設計用地震力への影響について

別紙 8-1 側面地盤ばねの適用性について

(参考資料 1) 計算機プログラム (解析コード) の概要

別紙 1 応力解析における既工認と今回工認の
解析モデル及び手法の比較

目 次

1. 概要	別紙 1-1
2. 応力解析モデル及び手法の比較	別紙 1-2
2.1 既工認時及び今回工認時の応力解析モデル及び手法の比較	別紙 1-2
2.2 今回工認モデルについて	別紙 1-6
2.2.1 弾塑性解析の採用	別紙 1-6
2.2.2 一部壁の積層シェル要素でのモデル化	別紙 1-6

1. 概要

本資料は、制御室建物の基礎スラブの既工認時及び今回工認時の応力解析モデル及び手法の比較を示すものである。

2. 応力解析モデル及び手法の比較

2.1 既工認時及び今回工認時の応力解析モデル及び手法の比較

制御室建物の基礎スラブの応力解析モデル及び手法の比較を表 2-1 に示す。

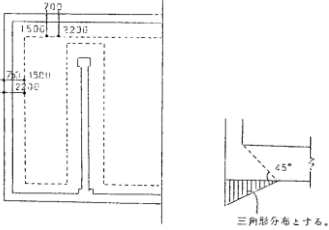
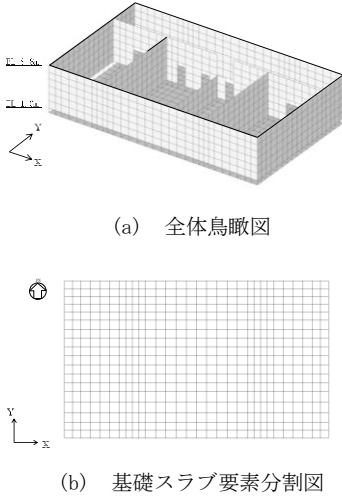
比較に用いる既工認時の応力解析モデル及び手法は、昭和 46 年 3 月 20 日付け 45 公第 11110 号にて認可された工事計画の参考資料 7 「制御室建物に関する説明書」（以下「既工認」という。）のものである。

表 2-1(1) 応力解析モデル及び手法の比較 (制御室建物の基礎スラブ)

項目	内容	既工認	今回工認	備考
解析手法		公式による応力計算	3次元 F E Mモデルを用いた応力解析 (弾塑性解析)	①
解析コード		—	A B A Q U S	①
モデル	モデル化範囲	・壁より45° の範囲をはりとしてモデル化	(基礎スラブモデル部分) ・基礎スラブ全体 (上部構造物モデル部分) ・基礎スラブより立ち上がる剛性の高い一部壁	②
	材料物性	—	適用規準の見直しによる再設定 ・コンクリートのヤング係数： E = 2.20 × 10 ⁴ N/mm ² ・コンクリートのポアソン比： ν = 0.2 ・鉄筋のヤング係数： E = 2.05 × 10 ⁵ N/mm ²	③
	要素種別	—	(基礎スラブモデル部分) ・積層シェル要素 (上部構造物モデル部分) ・積層シェル要素 ・はり要素	②
	拘束条件	—	・EL 1.6m~EL 8.8mの一部壁の剛性を積層シェル要素で考慮 ・EL 8.8m~EL 22.05mの一部壁の剛性をはり要素で考慮	②
	境界条件	—	・底面を弾性地盤ばねにより支持 ・底面の弾性地盤ばねは浮上りを考慮* ・側面の水平及び回転ばねを考慮	—
	非線形特性	—	(基礎スラブモデル部分) コンクリート ・圧縮側のコンクリート構成則： CEB-FIP Model codeに基づき設定 ・ひび割れ発生後の引張軟化曲線： 出雲ほか (1987) による式 鉄筋の構成則 ・バイリニア型 (上部構造物モデル部分) ・考慮せず	①
地震荷重との組合せ	G + P + S G : 固定荷重 P : 積載荷重 S : 地震荷重	—	S s 地震時 : G + P + S s G : 固定荷重 P : 積載荷重 S s : S s 地震荷重	—

注記* : 鉛直ばねに付着力 0.4N/mm² を超える引張力が発生した際に浮上りを考慮する。(別紙 2 「応力解析におけるモデル化, 境界条件および拘束条件の考え方」 参照。)

表 2-1(2) 応力解析モデル及び手法の比較 (制御室建物の基礎スラブ)

項目	内容	既工認	今回工認	備考
荷重の設定	固定荷重及び積載荷重	躯体自重, 機器配管重量, 上部構造物からの荷重	同左	—
	地震荷重	上部構造物からの地震力 (曲げモーメント, 鉛直力) を入力	上部構造物からの地震力 (水平力, 曲げモーメント, 鉛直力) 及び基礎部の付加地震力を入力	—
評価方法	応力解析	発生応力が許容応力度を超えないことを確認	鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断力が評価基準値を超えないことを確認	④, ⑤
解析モデル		 <p>(a) 全体鳥瞰図</p> <p>(b) 基礎スラブ要素分割図</p> <p>注: 黒太線は, はり要素を示す。</p>	②	

【具体的な反映事項】（表の備考欄に対応）

- ① 既工認では公式による応力計算を実施しているが、今回工認では弾塑性解析を採用する。（詳細は「2.2.1 弾塑性解析の採用」に示す。）
- ② 今回工認では剛性の高い一部壁を積層シェル要素及びはり要素でモデル化する。（詳細は「2.2.2 一部壁の積層シェル要素でのモデル化」に示す。）
- ③ コンクリートのヤング係数及びポアソン比については、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説―許容応力度設計法―（（社）日本建築学会，1999 改定）」に基づく。
- ④ 「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格（（社）日本機械学会，2003）」に基づき評価する。
- ⑤ 荷重の種類で区分した解析ステップごとに荷重を入力する一連の解析を実施し、最終的な応力又はひずみにより評価を実施する。なお、解析ステップは地震荷重以外の荷重，地震荷重の順である。

2.2 今回工認モデルについて

2.2.1 弾塑性解析の採用

応力解析に弾塑性解析を採用することについては、基準地震動 S_s による入力が増大に伴い、制御室建物の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が塑性域に入ると考えられるため、その塑性域の挙動を適切に評価するために採用するものである。

また、準拠する規格・基準について、制御室建物の基礎スラブに要求される機能は、基準地震動 S_s に対する間接支持構造物としての機能であり、許容限界としては機能維持となる。一方、鉄筋コンクリート造構造物に関する規格である「発電用原子力設備規格 鉄筋コンクリート製原子炉格納容器規格（（社）日本機械学会，2003）」（以下「CCV規格」という。）は、基準地震動 S_s に対して主要施設としての機能確保が必要な施設に対する設計規格であるため、制御室建物の基礎スラブの弾塑性解析は「CCV規格」に基づき実施する。

2.2.2 一部壁の積層シェル要素でのモデル化

制御室建物の基礎スラブの応力解析モデルでは、壁の立体的な形状による剛性への寄与を考慮することを目的として、耐震壁等の剛性の高い壁のうち、EL 1.6m～EL 8.8m の壁を積層シェル要素でモデル化する。また、EL 8.8m～EL 22.05m の一部壁をはり要素でモデル化する。

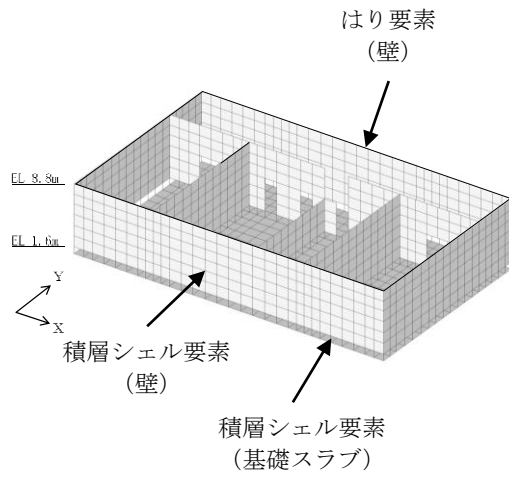
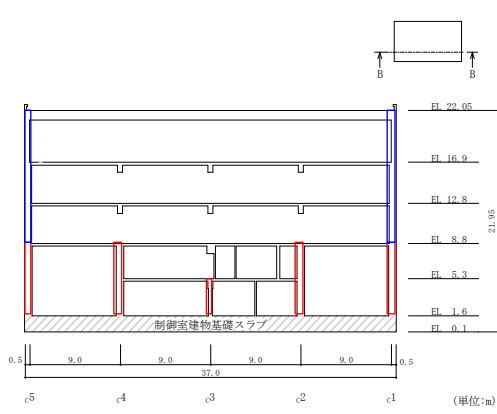
応力解析モデルのモデル化方法を表 2-2 に、今回工認モデルの概念図を図 2-1 に示す。

なお、今回工認モデルにおいて、EL 1.6m～EL 8.8m の一部壁は積層シェル要素でモデル化しているが、弾性部材としてモデル化している。一方、VI-2-2-5「制御室建物の地震応答計算書」に示すとおり、制御室建物の地震応答解析では弾塑性時刻歴応答解析を実施しており、 S_s 地震時にせん断スケルトン曲線上の最大応答値が第 1 折れ点を超え、塑性化する結果となっていることから、壁が塑性化することによる影響について確認する。確認結果については、別紙 5「地震応答解析による壁の塑性化に対する影響検討」に示す。

表 2-2 応力解析モデルのモデル化方法

部位	EL (m)	今回工認モデル*	備考
壁	8.8～22.05	はり要素	
	1.6～8.8	積層シェル要素	

注記*：壁は弾性部材としてモデル化。



- : はり要素でのモデル化範囲
- : 積層シェル要素でのモデル化範囲

注：右図の黒太線は、はり要素を示す。

図 2-1 今回工認モデルの概念図

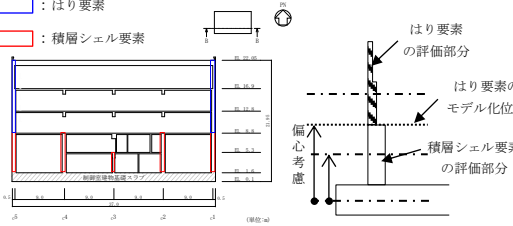
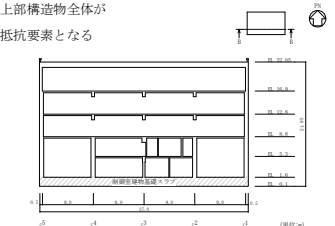
今回工認モデルではEL 1.6m～EL 8.8mの一部壁を積層シェル要素でモデル化していることから、基礎スラブに対する面外剛性に加えて、壁の面外剛性、面内剛性も考慮される。これらの壁が全体として基礎スラブへの拘束部材となり、より実状に近い構造挙動となる。例えば、地震荷重時に基礎スラブが面外に変形しながら浮上りを生ずる挙動に対して、地震方向と直交方向の壁が一体性を保持しつつ、立体的に抵抗することとなる。また、今回工認モデルでは壁の積層シェル要素を基礎スラブ上端より立ち上げるため、基礎スラブ中心（モデル化位置）からの偏心距離が考慮される。

ただし、実機では上部構造物全体の壁及びスラブが一体となって拘束効果を発揮するのに対し、今回工認モデルではEL 1.6m～EL 8.8mの一部壁のみを積層シェル要素でモデル化することから、拘束効果は実機より小さく保守的である。

なお、耐震壁の地震力算定に用いる地震応答解析では基礎スラブを剛体として扱っているため、基礎スラブの柔性等の実際の柔らかさを考慮する場合に対し基本的に耐震壁が負担する地震力を保守的に評価している。

上部構造物のモデル化における解析上の影響を表2-3に示す。

表 2-3 上部構造物のモデル化における解析上の影響

項目	今回工認モデル	実機の状態 (想定される実現象)
<p style="writing-mode: vertical-rl; text-orientation: upright;">上部構造物の剛性</p>	<ul style="list-style-type: none"> EL 1.6m～EL 8.8m までの耐震壁等の剛性の高い壁 	<ul style="list-style-type: none"> 建物全体の壁及びスラブが抵抗要素となる
	<p>■ : はり要素 ■ : 積層シェル要素</p>  <p>はり要素の評価部分 はり要素のモデル化位置 積層シェル要素の評価部分 偏心考慮</p>	<p>上部構造物全体が抵抗要素となる</p> 
	<p>要素種別</p> <ul style="list-style-type: none"> EL 1.6m～EL 8.8m までの一部壁を積層シェル要素でモデル化 EL 8.8m～EL 22.05m までの一部壁を等価な剛性を考慮したはり要素でモデル化 	<p style="text-align: center;">—</p>
<p>剛性評価</p>	<ul style="list-style-type: none"> EL 1.6m～EL 8.8m までは中立軸に対する一部壁の曲げ剛性を考慮しており、実機の状態に近いモデルとなっている。床スラブはモデル化しておらず、その拘束は考慮していないことから、拘束効果は実機より弱い。 壁の曲げ剛性は基礎スラブ中心からの偏心が考慮されており、実機により近いモデルとなっている。 	<ul style="list-style-type: none"> スラブの拘束等により、およそ層毎に中立軸に対する曲げ剛性が働くと考えられ、建物上部躯体全体として拘束効果を発揮する。
<p>基礎スラブの評価におけるモデル化の特徴及び保守性</p>	<p>今回工認モデルは床スラブはモデル化していないため、これらの床スラブを含めた建物上部躯体全体としての拘束効果は考慮されていない。 このようなモデル化により、基礎スラブの評価において実挙動に対して保守的なモデルとなっている。</p>	<p style="text-align: center;">—</p>

別紙2 応力解析におけるモデル化, 境界条件
及び拘束条件の考え方

目 次

1. 概要	別紙 2-1
2. 応力解析におけるモデル化, 境界条件及び拘束条件	別紙 2-2

1. 概要

本資料は、制御室建物の基礎スラブの応力解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件についての概要を示すものである。

2. 応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件

制御室建物の基礎スラブの応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件を表 2-1 に示す。

直接基礎の底面及び側面の地盤ばねの設定における基本的な考え方は，以下のとおり。なお，地震時の評価を行うことから，各荷重に共通で動的な地盤物性に基づく地盤ばねを用いる。

(1) 底面地盤ばね

・水平ばね

振動アドミッタンス理論に基づく水平ばねより算出する。

・鉛直ばね

基礎浮上りを考慮し，回転ばね反力として生じる転倒モーメントを適切に評価するため，振動アドミッタンス理論に基づく回転ばねより算出する。

なお，建物基礎底面と地盤の間の付着力 $0.40\text{N}/\text{mm}^2$ を超える引張力が発生したときに浮上りを考慮する。

(2) 側面地盤ばね

・水平ばね

基礎スラブの埋込み部分については，基礎スラブの側面が側面地盤（MMR^{*1} 含む）又は隣接建物基礎スラブと接する。地震応答解析モデルでは，保守的な評価となるように側面地盤による拘束効果を考慮していないが，応力解析においては地震時の基礎スラブの水平方向の拘束効果として側面水平ばねを考慮する。ばね値は N o v a k の手法に基づく水平ばねにより算出する。

・鉛直ばね

基礎スラブの埋込み部分については，基礎スラブの側面が側面地盤（MMR 含む）又は隣接建物基礎スラブと接する。地震応答解析モデルでは，保守的な評価となるように側面地盤による拘束効果を考慮していないが，応力解析においては地震時の基礎スラブの回転に対する拘束効果として側面回転ばねを考慮する。ばね値は N o v a k の手法に基づく回転ばねにより算出する。

有限要素法を用いた解析モデルにおける要素分割の考え方^{*2}については，以下のとおり。

・はり要素

はり要素の場合は，曲げの変位関数が 3 次で精度が高いため，基本的に要素分割の細分化は不要であるが，部材の接合点間で変位情報出力や荷重入力がある場合には複数要素に細分し，曲線部材がある場合は，その曲線が直線近似できる程度の分割にすることが一般的である。また，分布荷重がある場合や分布質量が関係する自重荷重などの計算では，要素分割することにより質量分布がより正確になり，解析結果の精度

が向上する。さらに、要素分割の細分化により、変形図やモード図で構造物の変形状態を容易に把握することが可能となる。

・積層シェル要素

要素分割は、基本的には発生する応力状態によって決まり、構造形状と荷重条件より要素分割数を考慮する。要素形状の縦横比（アスペクト比）は、重要部分で1：2以下、その他の領域や応力変化が少ない領域では、1：3程度までで、分割に際しては4角形要素を利用して格子状とするのが一般的である。曲面板構造の場合は、平板要素や軸対称の積層シェル要素の大きさは、集中荷重や不連続部を含む曲面部近傍では $2.5\sqrt{R/t}$ を10～20分割すると適切な応力分布が求められ、構造物の半径（R）と板厚（t）が考慮されている。また、面内曲げ・軸力及び面外のせん断や曲げを受ける部材の積層シェル要素の辺の長さは、積層シェルの広がり方向の応力分布の状態から決まり、応力変化が大きい領域は要素を小さくする必要がある。

注記*1：マンメイドロック（人工岩盤）の略称


*2：構造解析のための有限要素法実践ハンドブック（非線形CAE協会，2006年）


表 2-1(1) モデル化, 境界条件及び拘束条件

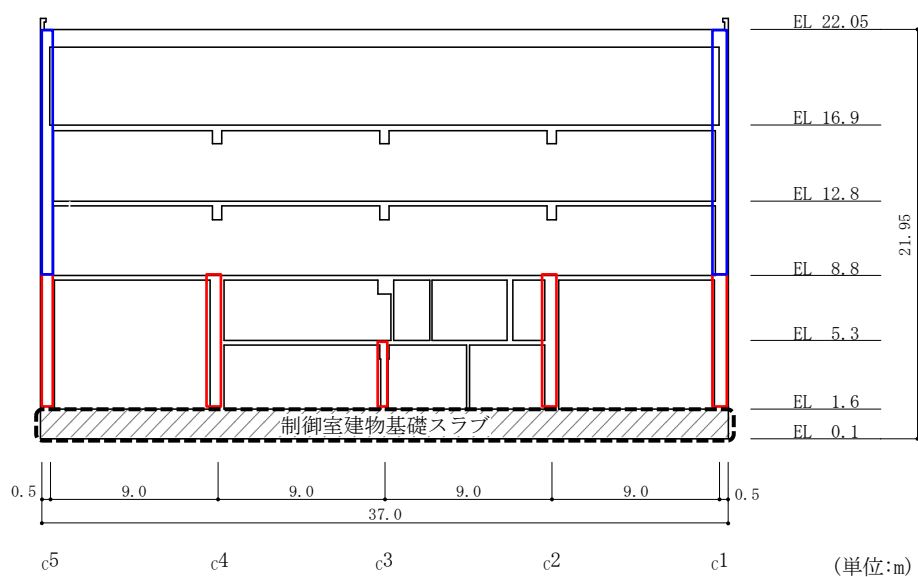
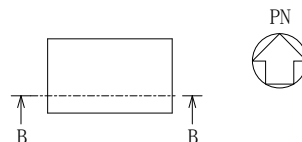
モデル概要

○モデル化範囲

- ・評価対象である基礎スラブ全体をモデル化する。
- ・上部構造物については, 基礎スラブより立ち上がる剛性の高い一部壁の剛性を拘束条件として考慮する。

 : はり要素でのモデル化範囲
(拘束条件として考慮)

 : 積層シェル要素でのモデル化範囲
(拘束条件として考慮)



評価対象のモデル化範囲

モデル化範囲

表 2-1(2) モデル化, 境界条件及び拘束条件

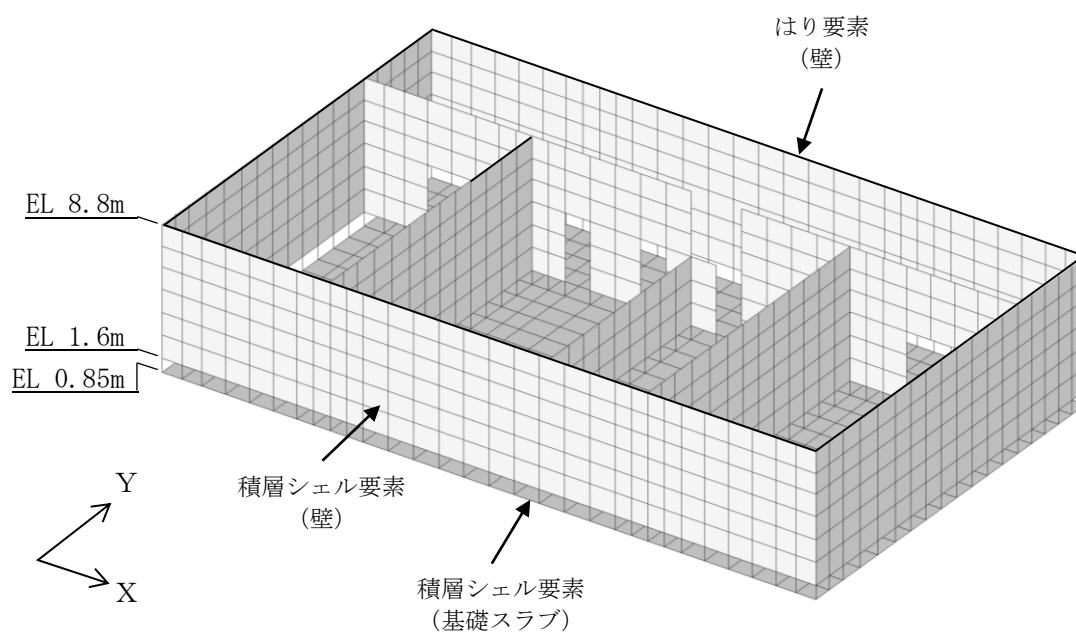
モデル概要

○使用要素

- ・積層シェル要素
- ・はり要素

○要素分割

- ・要素の一边の長さを 1.0m 程度とし, 壁の配置を考慮して分割する。



全体鳥瞰図

注 1 : 黒太線は, はり要素を示す。

注 2 : EL 0.85m~EL 1.6m は剛体要素でモデル化。

モデル概要

表 2-1(3) モデル化, 境界条件及び拘束条件

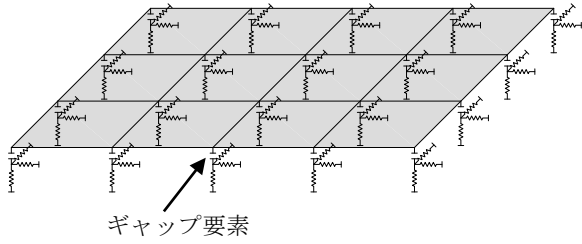
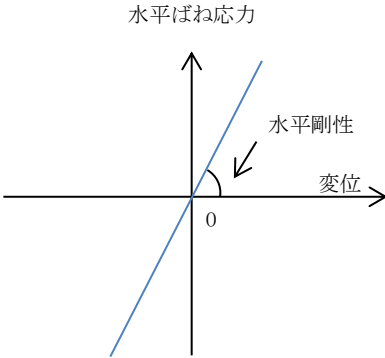
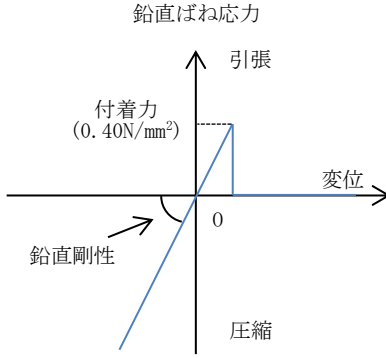
境界条件	
基礎スラブと地盤の境界	
<p>・ 基礎スラブと底面地盤との間に付着力 0.40N/mm^2 を考慮した底面地盤を表現するギャップ要素を設け, 基礎スラブと底面地盤との間の剥離 (基礎スラブの浮上り) を考慮している。</p>	 <p>ギャップ要素</p>
モデル概要	
○ギャップ要素	
鉛直ばねに付着力 0.40N/mm^2 を超える引張力が発生した際に, 水平剛性及び鉛直剛性をゼロとし, 浮上りを考慮する。	
<p>水平ばね応力</p> 	<p>鉛直ばね応力</p> 
注: 鉛直ばねに付着力 0.40N/mm^2 を超える引張力が発生した場合には, 水平剛性もゼロとする。	
(a) 水平剛性	(b) 鉛直剛性
ギャップ要素の概念図	

表 2-1(4) モデル化, 境界条件及び拘束条件

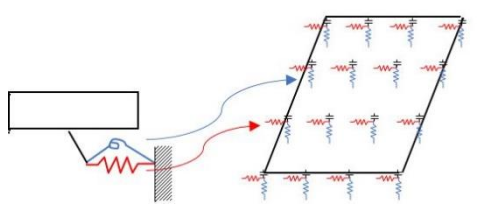
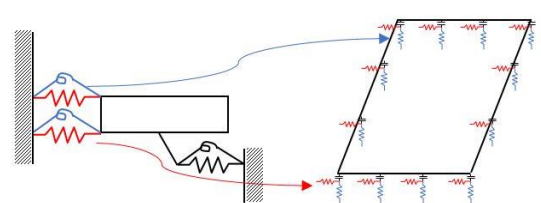
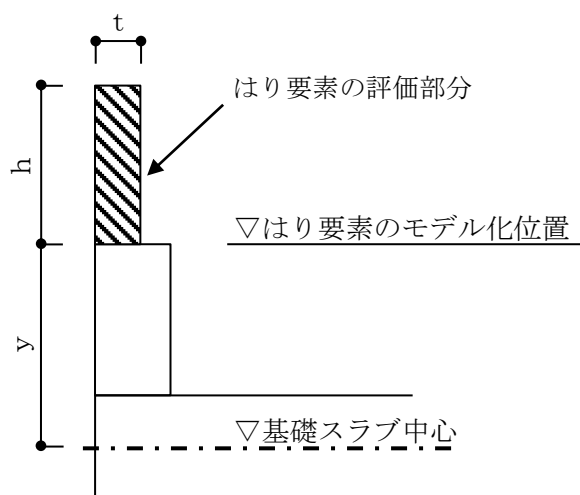
境界条件
<p>基礎スラブと地盤の境界</p> <p>VI-2-2-5「制御室建物の地震応答計算書」における地震応答解析モデルでは保守的に側面地盤ばねは考慮しないが、基礎スラブの応力解析モデルにおいては、基礎スラブ側面が側面地盤（MMR 含む）又は隣接建物基礎スラブと接することを踏まえ、水平及び鉛直方向に対する拘束効果として側面地盤ばね（水平及び回転）を考慮する。地震応答解析モデルに対して側面地盤ばねを考慮しないことの保守性については、別紙 8「側面地盤ばねを考慮した地震応答解析による設計用地震力への影響について」に示す。</p> <p>○底面地盤ばね</p> <p>水平剛性及び鉛直剛性は以下のとおり設定する。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・水平剛性：振動アドミタンス理論による水平ばねK_Hを節点支配面積A_iで離散化。 $K_{Hi} = (K_{HNS}/A + K_{HEW}/A) / 2 \times A_i$ A：基礎スラブの底面積 ・鉛直剛性：転倒モーメントが支配的となるため振動アドミタンス理論による回転ばねK_Rを節点支配面積A_iで離散化。 $K_{Vi} = (K_{RNS}/I_{NS} + K_{REW}/I_{EW}) / 2 \times A_i$ I：基礎スラブの断面二次モーメント <div style="text-align: center;">  <p style="text-align: center;">底面地盤ばね</p> </div> <p>○側面地盤ばね</p> <p>水平剛性及び鉛直剛性は以下のとおり設定する。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・水平剛性：N o v a k の手法に基づく側面水平地盤ばね定数${}_s K_s$を節点支配長さL_iで離散化。 ${}_s k_{si} = ({}_s K_s / (2 \times L_{NS} + 2 \times L_{EW})) \times L_i$ L_{NS}：基礎スラブ辺長（NS方向），L_{EW}：基礎スラブ辺長（EW方向） ・鉛直剛性：N o v a k の手法に基づく側面回転地盤ばね定数${}_s K_r$を節点支配長さL_iで離散化。 ${}_s k_{vi} = ({}_s K_r / I'_{NS} + {}_s K_r / I'_{EW}) / 2 \times L_i$ $I'_{NS(EW)} = L_{EW(NS)} \times L_{NS(EW)}^2 / 2 + L_{NS(EW)}^3 / 6$ <div style="text-align: center;">  <p style="text-align: center;">側面地盤ばね</p> </div>

表 2-1(5) モデル化, 境界条件及び拘束条件

拘束条件	
上部構造物と基礎スラブの境界	
<ul style="list-style-type: none"> 基礎スラブと上部構造物の境界部においては, 上部構造物の剛性を考慮することで, 基礎スラブの応力・変形状態を評価する。 上部構造物の剛性は以下のとおり考慮する。なお, 上部構造物は弾性要素としている。 <ol style="list-style-type: none"> EL 1.6m~EL 8.8m の一部壁の剛性を積層シェル要素として考慮する。 EL 8.8m~EL 22.05m の一部壁の剛性をはり要素として考慮する。 	
はり要素の剛性 (断面性能)	
<ul style="list-style-type: none"> 曲げ剛性 (断面二次モーメント) $I = t \cdot h^3 / 12 + t \cdot h \cdot y^2$ せん断剛性 (せん断断面積) $A_s = t \cdot h$ 	<ul style="list-style-type: none"> t : 壁の厚さ* h : モデル化する壁の高さ* y : 基礎スラブ中心から壁のモデル化位置までの距離*

注記* : 下図参照。



別紙 3 地震荷重の入力方法

目 次

1. 概要	別紙 3-1
2. 地震荷重の入力方法	別紙 3-2

1. 概要

本資料は，制御室建物の基礎スラブに作用する地震荷重の入力方法について示すものである。

2. 地震荷重の入力方法

制御室建物の基礎スラブの応力解析に当たって、FEMモデルに入力する地震荷重として、水平地震力及び鉛直地震力を考慮する。

地震荷重の入力は、基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を考慮し、FEMモデルに入力する水平力、曲げモーメント及び鉛直力が、各質点位置で地震応答解析結果と等価になるように設定する。

具体的には、水平地震力については、地震応答解析により求まる最大応答せん断力に基づく水平力をFEMモデルに入力する。上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力については、FEMモデルにおける上部構造物脚部に対応する基礎スラブの各節点に、節点の支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。基礎スラブモデル部分については、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねの最大水平力から、上部構造物から作用する水平力を差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加せん断力」という。）をFEMモデルの基礎スラブの各節点に、節点の支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。

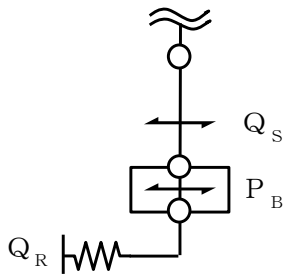
また、地震応答解析により求まる最大応答曲げモーメントをFEMモデルに入力する。上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力は、偶力に置換して水平力を入力位置に節点荷重として入力する。基礎スラブモデル部分については、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねの最大曲げモーメントから、上部構造物から作用する曲げモーメントを差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加曲げモーメント」という。）をFEMモデルの基礎スラブの各節点に、節点の支配面積と中心位置からの距離に応じて偶力に置換して分配し、節点荷重として入力する。

なお、水平地震力及び曲げモーメントについては、耐震壁の位置に対応する節点に入力する。また、曲げモーメントの偶力への置換については、平面保持を仮定している。

鉛直地震力については、地震応答解析により求まる基礎スラブ直上の部材の軸力から算出した軸力係数に基づく鉛直力をFEMモデルに入力する。上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力については、FEMモデルにおける上部構造物脚部位置に対応する基礎スラブの各節点の支配面積に応じて上部構造物の重量を分配した支配重量に軸力係数を乗じた節点荷重として入力する。基礎スラブモデル部分については、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねの鉛直力から上部構造物から作用する鉛直力を差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加軸力」という。）を基礎スラブの質点重量で除して付加軸力係数を算出する。そして、FEMモデルの基礎スラブの各節点の支配重量に付加軸力係数を乗じた節点荷重及び面荷重として入力する。

FEMモデルに入力する地震荷重の概念図を図2-1に示す。また、FEMモデルに入力する地震荷重を図2-2に示す。

■基礎スラブモデル部分に作用させる付加せん断力 P_B の算出



$$P_B = Q_R - Q_S$$

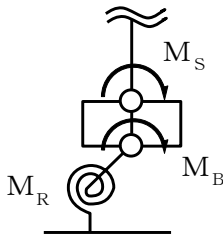
P_B : FEMにする付加せん断力

Q_R : 地震応答解析より設定した地盤ばねに生じる水平力

Q_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎スラブに作用するせん断力

(a) 水平地震力

■基礎スラブモデル部分に作用させる付加曲げモーメント M_B の算出



$$M_B = M_R - M_S$$

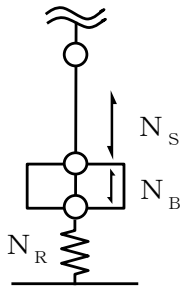
M_B : FEMにする付加曲げモーメント

M_R : 地震応答解析より設定した地盤ばねに生じる曲げモーメント

M_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎スラブに作用する曲げモーメント

(b) 曲げモーメント

■基礎スラブモデル部分に作用させる付加軸力 N_B の算出



$$N_B = N_R - N_S$$

N_B : FEMにする付加軸力

N_R : 地震応答解析より設定した地盤ばねに生じる鉛直力

N_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎スラブに作用する鉛直力

(c) 鉛直地震力

図 2-1 FEMモデルにする地震荷重の概念図

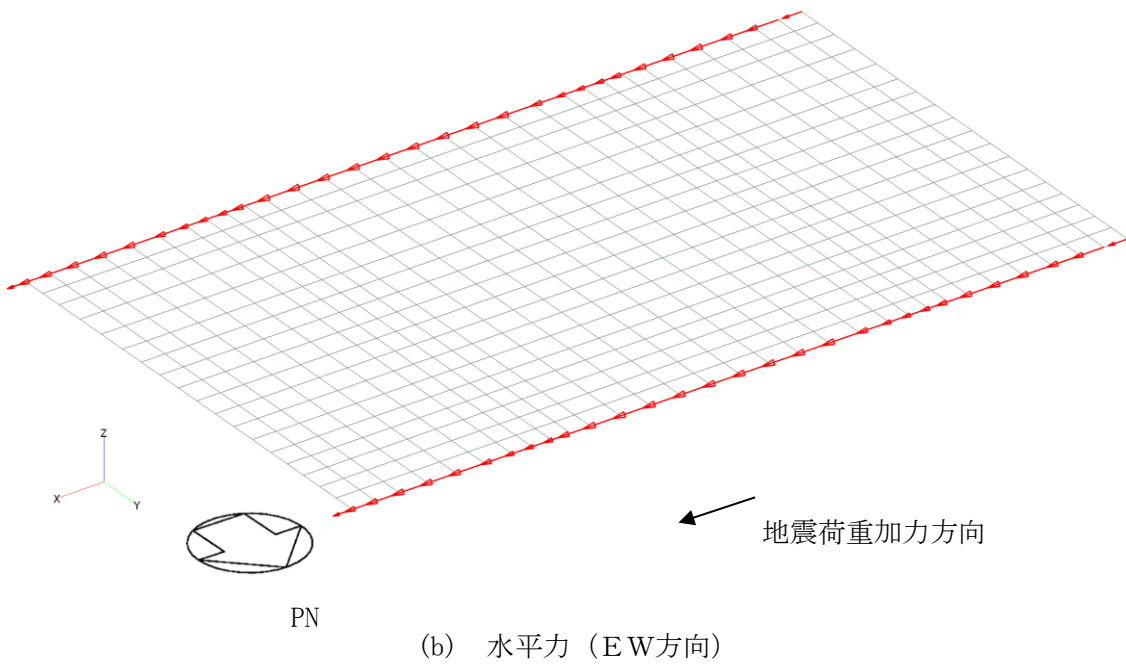
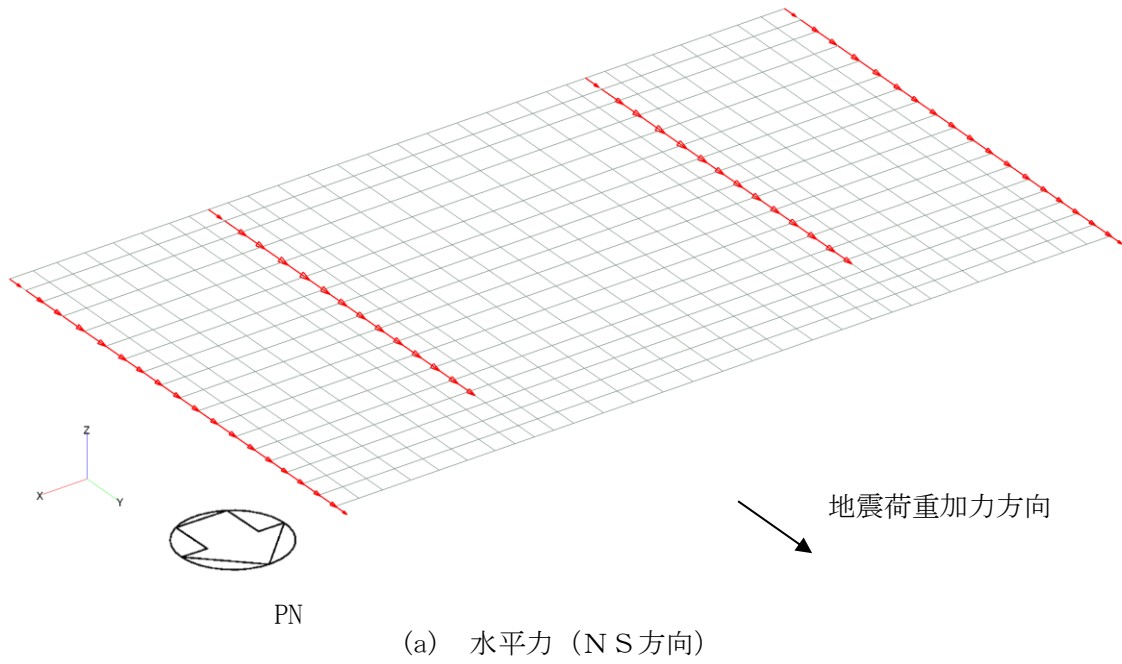
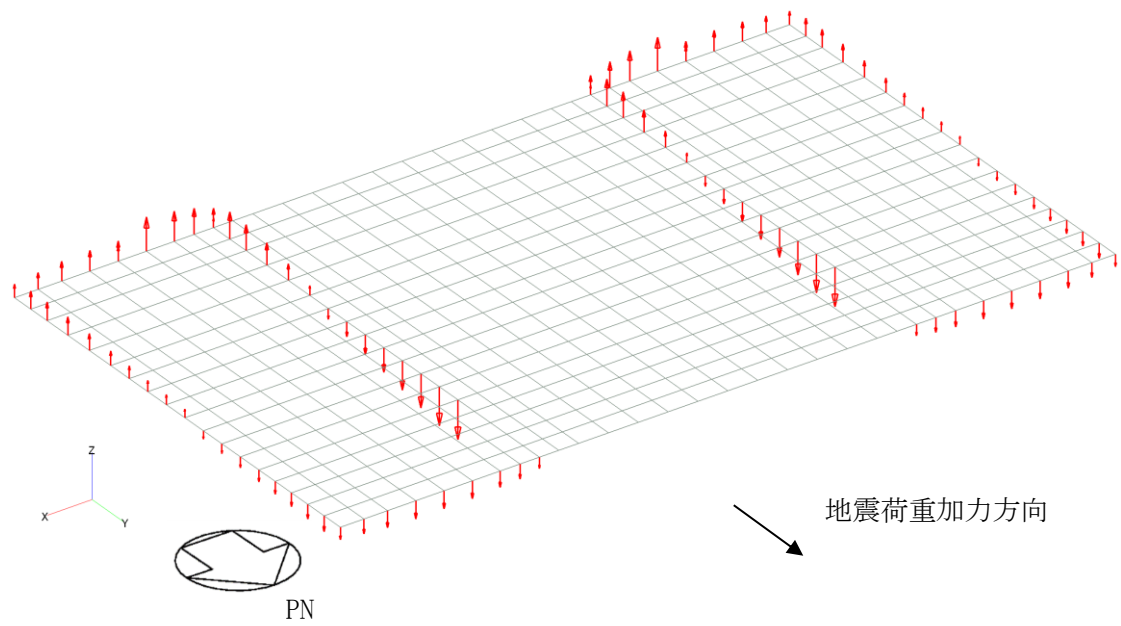
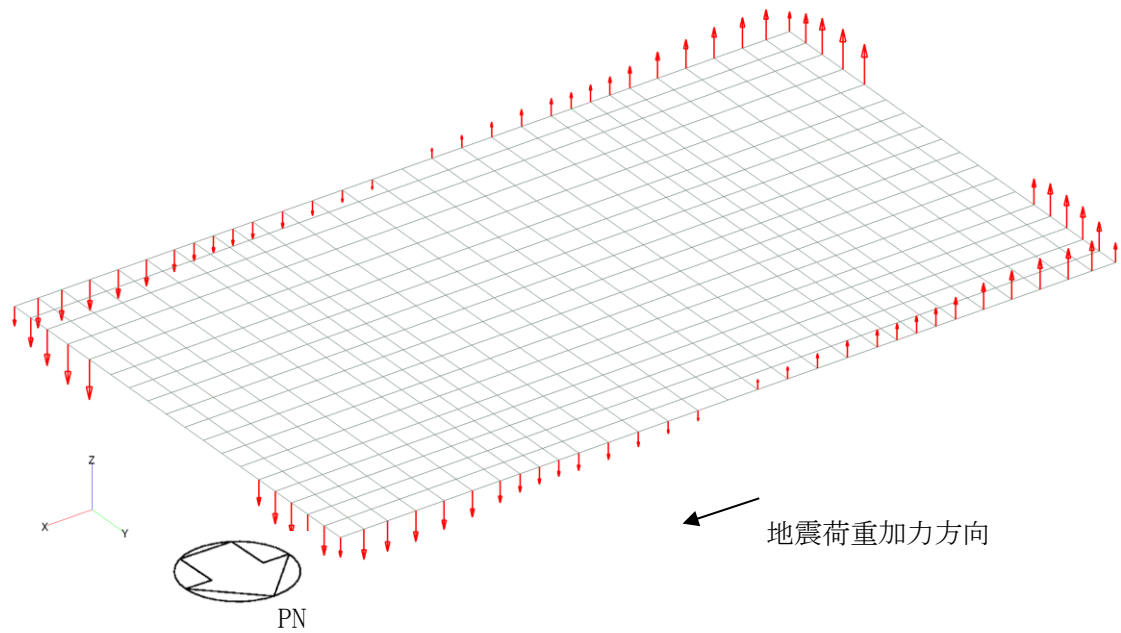


図 2-2(1) F E Mモデルに入力する地震荷重

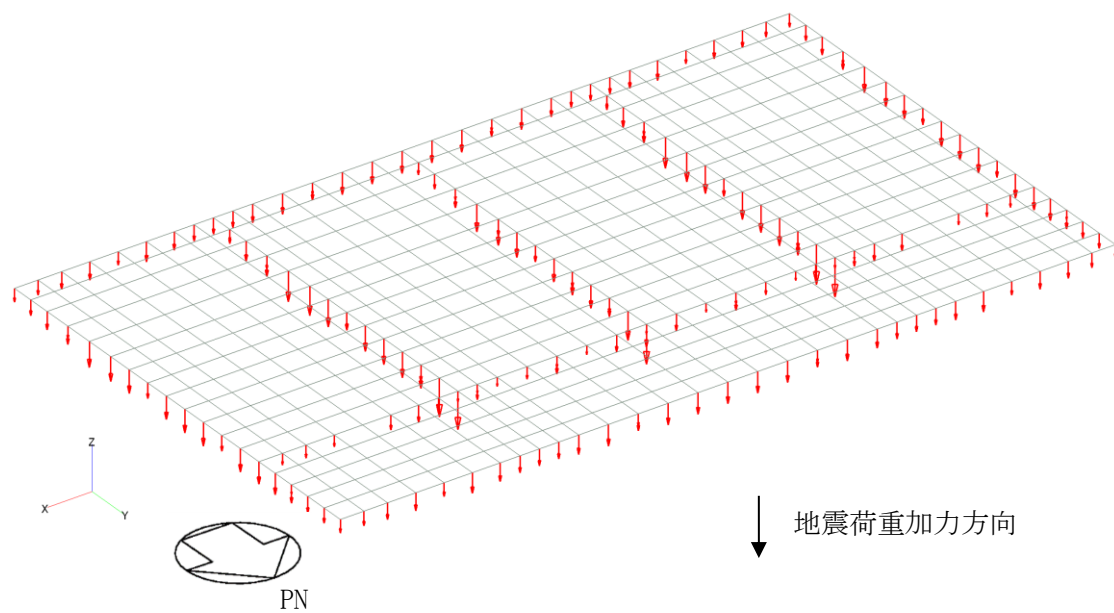


(c) 曲げモーメント (NS方向)



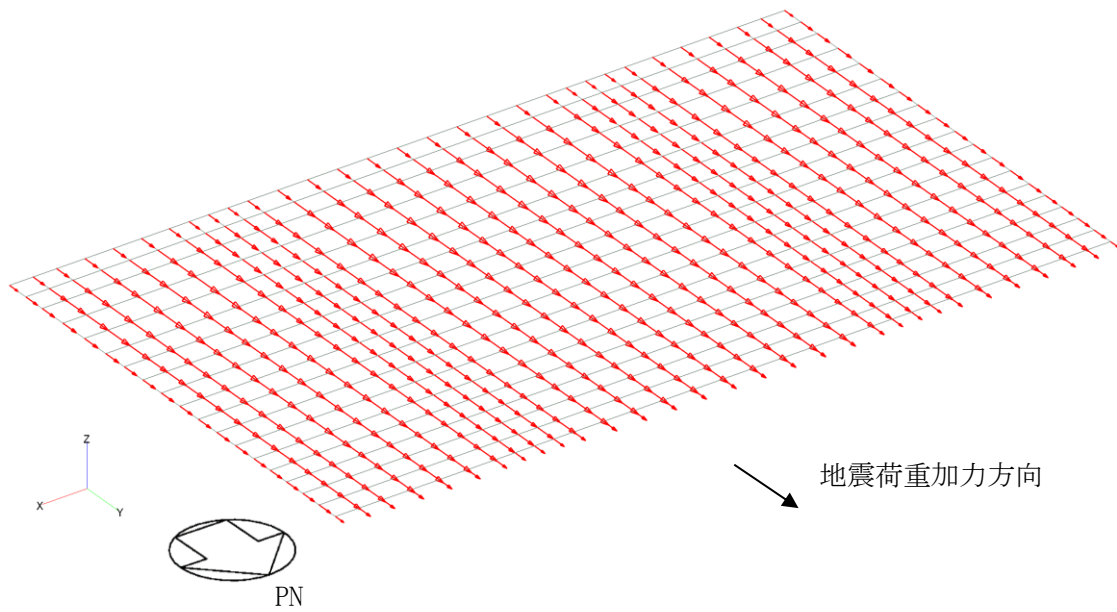
(d) 曲げモーメント (EW方向)

図 2-2(2) FEMモデルに入力する地震荷重

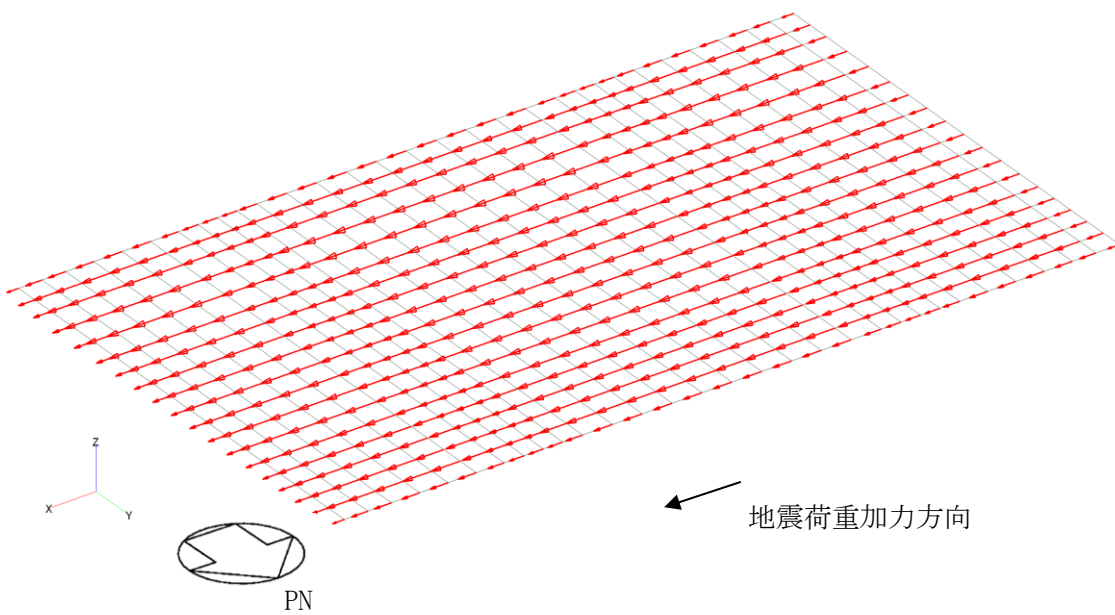


(e) 鉛直力

図 2-2(3) FEMモデルに入力する地震荷重

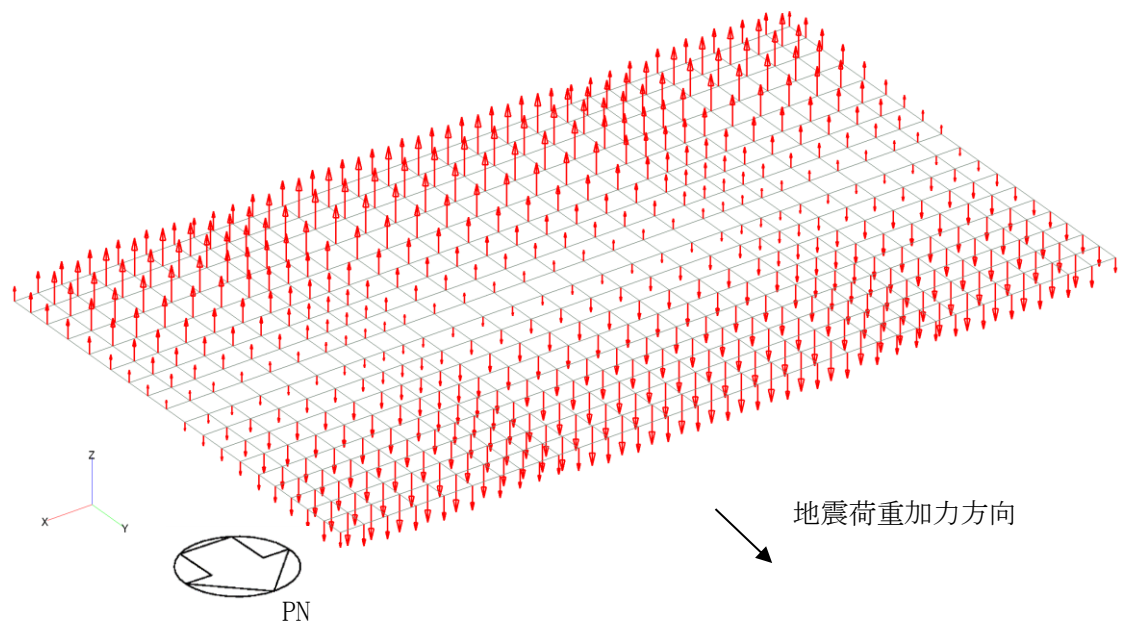


(f) 付加せん断力 (N S方向)

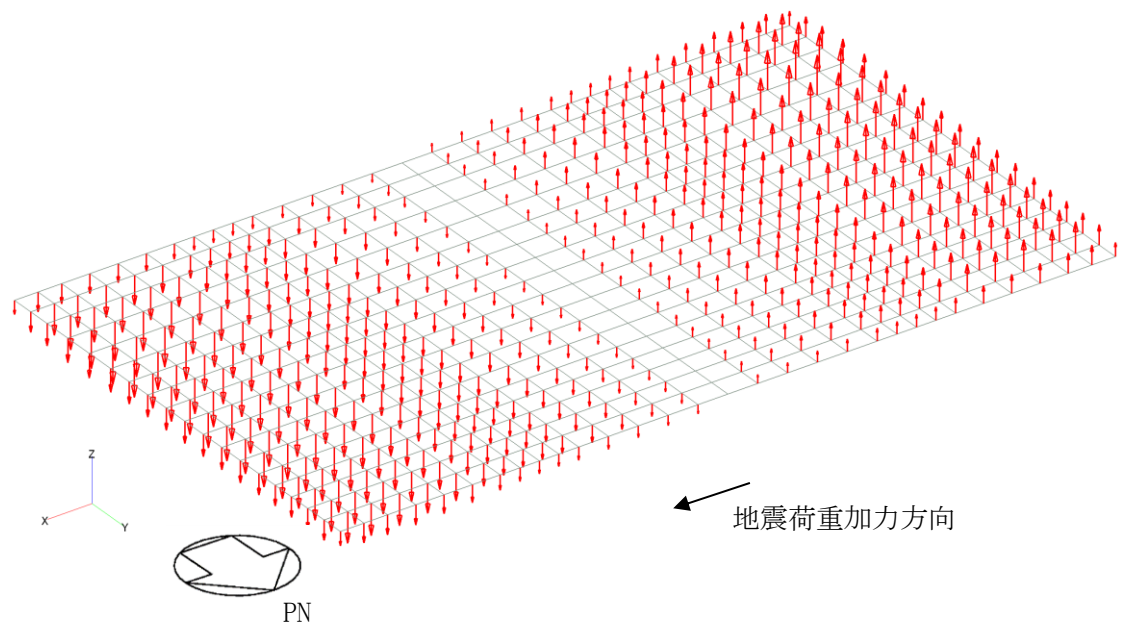


(g) 付加せん断力 (E W方向)

図 2-2(4) F E Mモデルに入力する地震荷重

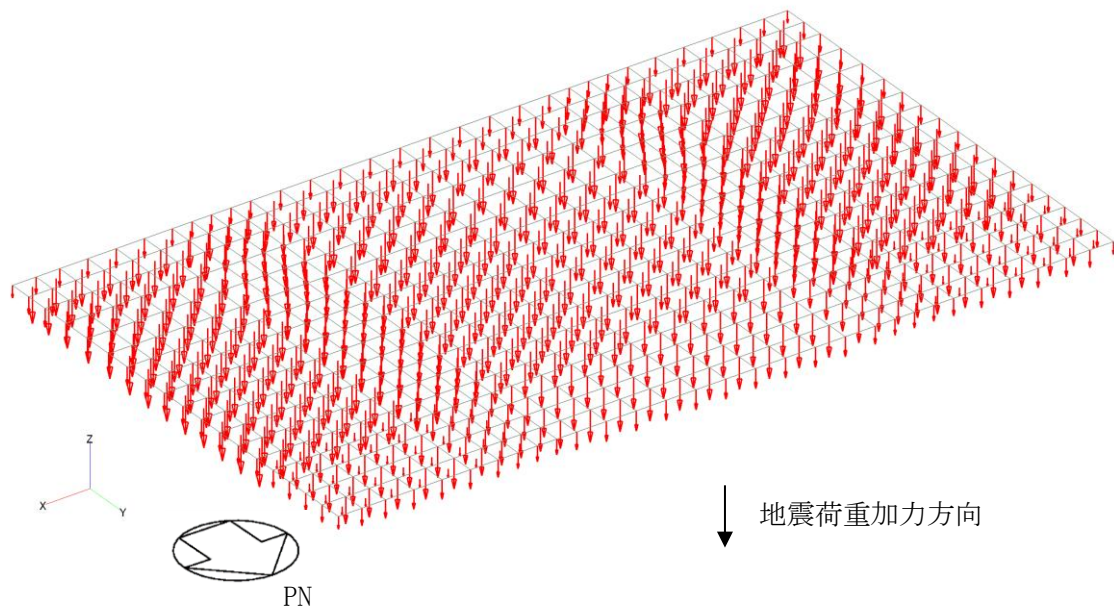


(h) 付加曲げモーメント (N S 方向)



(i) 付加曲げモーメント (E W 方向)

図 2-2(5) FEMモデルに入力する地震荷重



(j) 付加軸力

図 2-2(6) FEMモデルに入力する地震荷重

別紙 4 応力解析における断面の評価部位の選定

目 次

- | | |
|---------------------|--------|
| 1. 概要 | 別紙 4-1 |
| 2. 断面の評価部位の選定 | 別紙 4-2 |

1. 概要

本資料は、制御室建物の基礎スラブの応力解析における断面の評価部位の選定について示すものである。

2. 断面の評価部位の選定

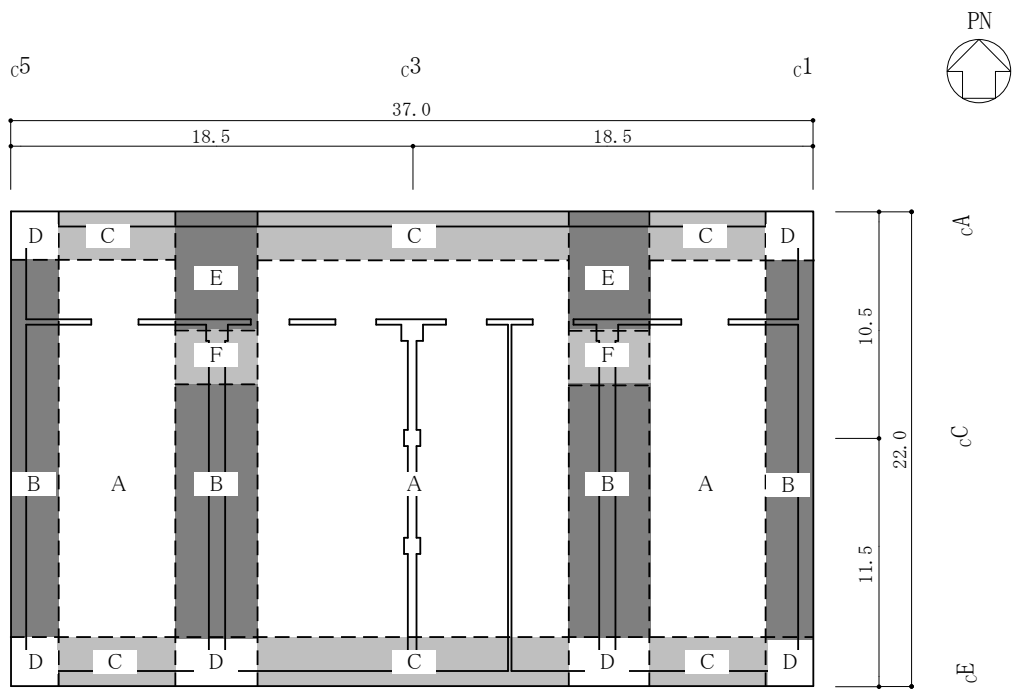
制御室建物の基礎スラブの荷重の組合せケースを表 2-1 に、配筋領域図を図 2-1 に、配筋一覧を表 2-2 に示す。

各評価項目の検定値一覧を表 2-3 に、断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果を図 2-2 に、断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図を図 2-3 に示す。

今回工認では、基準地震動 S_s による入力が増大に伴い、制御室建物の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が塑性域に入ると考えられるため、その塑性域の挙動を適切に評価するために制御室建物の基礎スラブの応力解析に弾塑性解析を採用している。制御室建物は基礎スラブ厚が 1.5m と比較的薄いことが、図 2-3 に示すとおり、基礎スラブに特異な応力分布は生じていないこと及びコンクリート、鉄筋が強非線形領域に至っていないことから、弾塑性解析を採用することは妥当であると考えられる。

表 2-1 荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
S s 地震時	1	$G + P + 1.0S_{SN} + 0.4S_{UD}$
	2	$G + P + 1.0S_{SN} + 0.4S_{DU}$
	3	$G + P + 1.0S_{NS} + 0.4S_{UD}$
	4	$G + P + 1.0S_{NS} + 0.4S_{DU}$
	5	$G + P + 1.0S_{EW} + 0.4S_{UD}$
	6	$G + P + 1.0S_{EW} + 0.4S_{DU}$
	7	$G + P + 1.0S_{WE} + 0.4S_{UD}$
	8	$G + P + 1.0S_{WE} + 0.4S_{DU}$
	9	$G + P + 0.4S_{SN} + 1.0S_{UD}$
	10	$G + P + 0.4S_{SN} + 1.0S_{DU}$
	11	$G + P + 0.4S_{NS} + 1.0S_{UD}$
	12	$G + P + 0.4S_{NS} + 1.0S_{DU}$
	13	$G + P + 0.4S_{EW} + 1.0S_{UD}$
	14	$G + P + 0.4S_{EW} + 1.0S_{DU}$
	15	$G + P + 0.4S_{WE} + 1.0S_{UD}$
	16	$G + P + 0.4S_{WE} + 1.0S_{DU}$



(単位:m)

図 2-1 配筋領域図

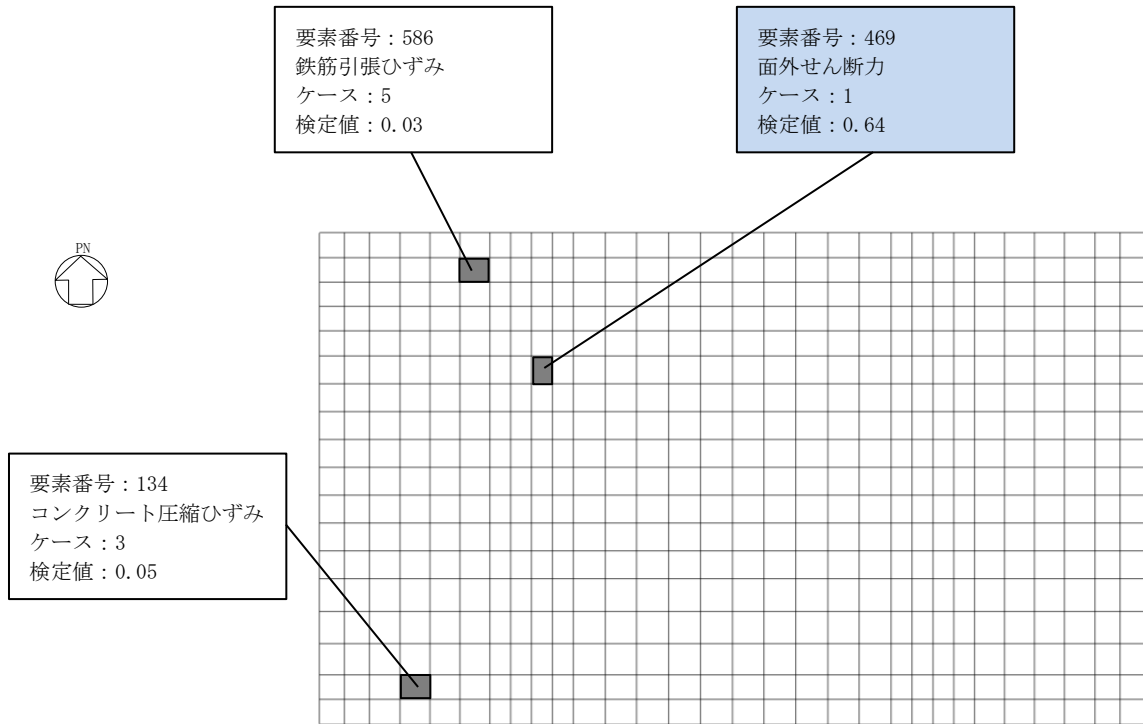
表 2-2 配筋一覧

領域	上ば筋		下ば筋	
	方向	配筋	方向	配筋
A	N S	D25@300	N S	D25@300
	E W	D25@300	E W	D25@300
B	N S	D25@300	N S	D25@300
	E W	D25@300	E W	D25@150
C	N S	D25@300	N S	D25@150
	E W	D25@300	E W	D25@300
D	N S	D25@300	N S	D25@150
	E W	D25@300	E W	D25@150
E	N S	D25 + D32@150 (交互)	N S	D32@150
	E W	D25@300	E W	D25@150
F	N S	D25@300	N S	D32@150
	E W	D25@300	E W	D25@150

表 2-3 各評価項目の検定値一覧

評価項目		方向	要素 番号	組合せ ケース	検定値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	N S	134	3	0.05
	鉄筋圧縮ひずみ	N S	586	5	0.03
面外せん断力	面外せん断力	E W	469	1	0.64

注：□ は、検定値が最大となる要素を示す。



注: ■ は、検定値が最大となる要素を示す。

図 2-2 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果

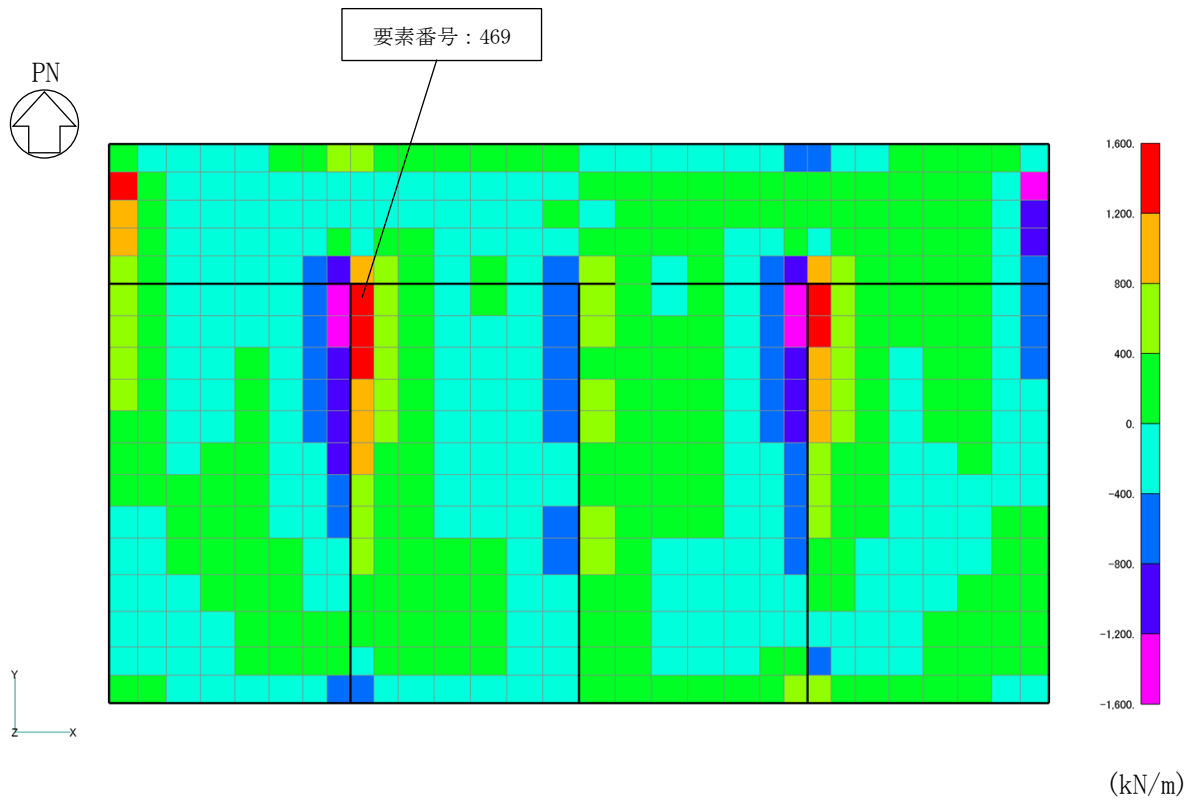


図 2-3 断面の評価部分の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図

別紙 7 基礎スラブの耐震性への水平 2 方向及び
鉛直方向地震力の組合せの影響について

目 次

1. 概要	別紙 7-1
2. 検討方針	別紙 7-4
3. 荷重及び荷重の組合せ	別紙 7-4
4. 使用材料の許容限界	別紙 7-4
5. 応力解析	別紙 7-5
6. 評価方法	別紙 7-8
7. 評価結果	別紙 7-8
8. まとめ	別紙 7-13

1. 概要

制御室建物の基礎スラブは、矩形であり直交する水平 2 方向の荷重が隅部に応力集中する可能性がある。また、VI-2-2-6「制御室建物の耐震性についての計算書」（以下「耐震計算書」という。）における基礎スラブの応力解析においては、基礎スラブ底面の地盤ばねについて、建物基礎底面と地盤の間の付着力 $0.40\text{N}/\text{mm}^2$ を超える引張力が発生したときに浮上りを考慮することとしており、直交する水平 2 方向の荷重による基礎浮上りにより応力分布に影響を及ぼす可能性がある。以上のことから、本資料では、 S_s 地震時を対象として水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる耐震性への影響を検討する。

制御室建物の概略平面図及び概略断面図を図 1-1 及び図 1-2 に示す。

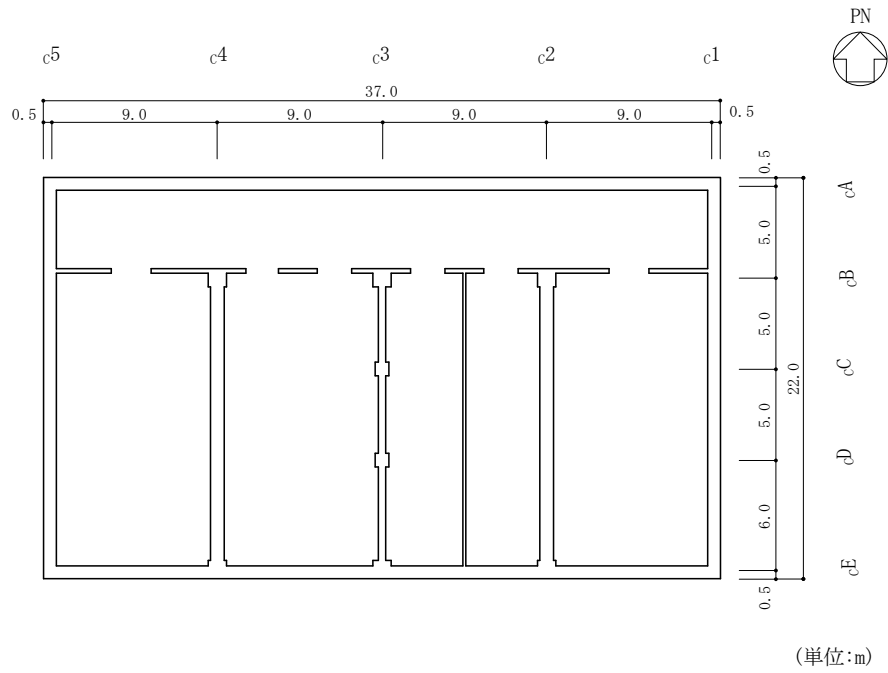


図 1-1 制御室建物の概略平面図 (EL 1.6m*)

注記* : 「EL」は東京湾平均海面 (T.P.) を基準としたレベルを示す。

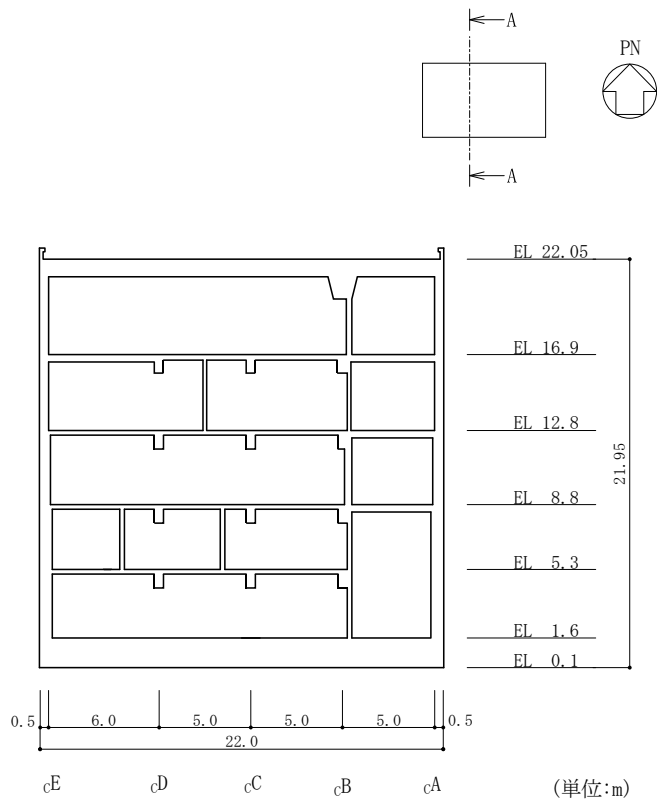


図 1-2(1) 制御室建物の概略断面図 (A-A断面, NS方向)

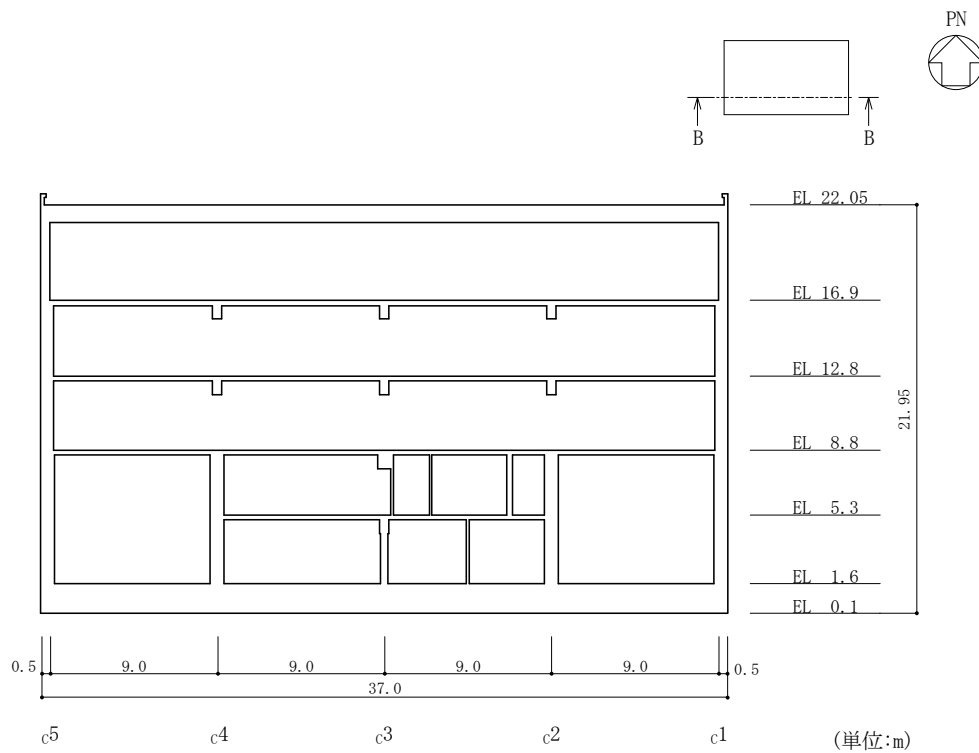


図 1-2(2) 制御室建物の概略断面図 (B-B断面, EW方向)

2. 検討方針

水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せの影響評価として、制御室建物の基礎スラブについて評価を行う。

評価に当たっては、 S_s 地震時に対して、3次元FEMモデルの応力解析結果を用いた断面の評価について、許容値を超えないことを確認する。

解析モデルの詳細及び許容値については、耐震計算書に示すものと同一である。

3. 荷重及び荷重の組合せ

荷重の組合せは、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。また、荷重の組合せを表 3-1 に示す。荷重の詳細は、耐震計算書に示す固定荷重 (G)、積載荷重 (P) 及び地震荷重 (S_s) と同一である。

表 3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S_s 地震時	$G + P + S_s$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

S_s : 地震荷重

4. 使用材料の許容限界

コンクリート及び鉄筋の許容限界は、耐震計算書の「4.3 許容限界」に示す内容と同一である。

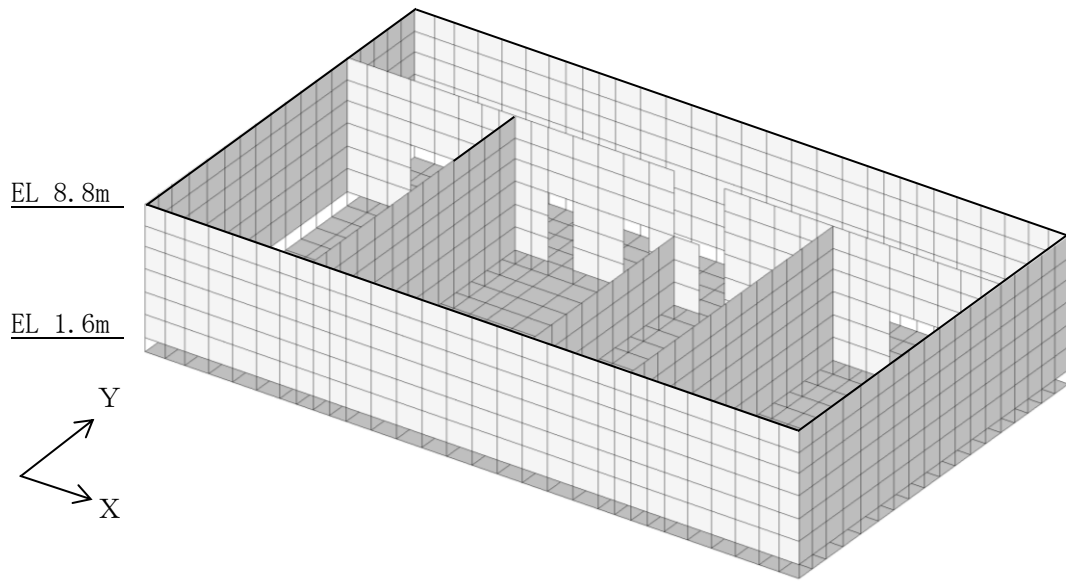
5. 応力解析

解析モデル図を図 5-1 に示す。解析モデルの詳細は、耐震計算書の「4.4 解析モデル及び諸元」に示す内容と同一である。

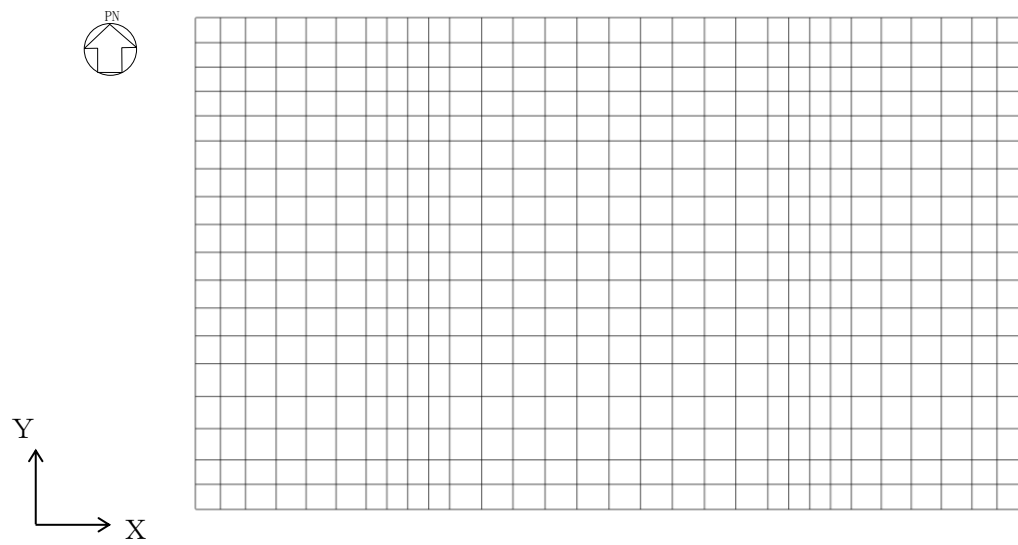
S s 地震時の応力は、耐震計算書の「4.5.1 応力解析方法」に示す、次の荷重ケースによる応力を組み合わせて求める。

G	: 固定荷重
P	: 積載荷重
S s SN	: S→N方向 S s 地震荷重
S s NS	: N→S方向 S s 地震荷重
S s EW	: E→W方向 S s 地震荷重
S s WE	: W→E方向 S s 地震荷重
S s UD	: 鉛直方向（下向き） S s 地震荷重
S s DU	: 鉛直方向（上向き） S s 地震荷重

水平地震力と鉛直地震力による応力の組合せは、米国 Regulatory Guide 1.92 の「2. Combining Effects Caused by Three Spatial Components of an Earthquake」を参考に、組合せ係数法（1.0 : 0.4 : 0.4）に基づいて評価する。荷重の組合せケースを表 5-1 に示す。



(a) 全体鳥瞰図



(b) 基礎スラブ要素分割図

図 5-1 解析モデル

表 5-1 荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
S s 地震時	2-1	$G + P + 1.0 S_{SN} + 0.4 S_{EW} + 0.4 S_{UD}$
	2-2	$G + P + 1.0 S_{SN} + 0.4 S_{EW} + 0.4 S_{DU}$
	2-3	$G + P + 1.0 S_{SN} + 0.4 S_{WE} + 0.4 S_{UD}$
	2-4	$G + P + 1.0 S_{SN} + 0.4 S_{WE} + 0.4 S_{DU}$
	2-5	$G + P + 1.0 S_{NS} + 0.4 S_{EW} + 0.4 S_{UD}$
	2-6	$G + P + 1.0 S_{NS} + 0.4 S_{EW} + 0.4 S_{DU}$
	2-7	$G + P + 1.0 S_{NS} + 0.4 S_{WE} + 0.4 S_{UD}$
	2-8	$G + P + 1.0 S_{NS} + 0.4 S_{WE} + 0.4 S_{DU}$
	2-9	$G + P + 0.4 S_{SN} + 1.0 S_{EW} + 0.4 S_{UD}$
	2-10	$G + P + 0.4 S_{SN} + 1.0 S_{EW} + 0.4 S_{DU}$
	2-11	$G + P + 0.4 S_{SN} + 1.0 S_{WE} + 0.4 S_{UD}$
	2-12	$G + P + 0.4 S_{SN} + 1.0 S_{WE} + 0.4 S_{DU}$
	2-13	$G + P + 0.4 S_{NS} + 1.0 S_{EW} + 0.4 S_{UD}$
	2-14	$G + P + 0.4 S_{NS} + 1.0 S_{EW} + 0.4 S_{DU}$
	2-15	$G + P + 0.4 S_{NS} + 1.0 S_{WE} + 0.4 S_{UD}$
	2-16	$G + P + 0.4 S_{NS} + 1.0 S_{WE} + 0.4 S_{DU}$
	2-17	$G + P + 0.4 S_{SN} + 0.4 S_{EW} + 1.0 S_{UD}$
	2-18	$G + P + 0.4 S_{SN} + 0.4 S_{EW} + 1.0 S_{DU}$
	2-19	$G + P + 0.4 S_{SN} + 0.4 S_{WE} + 1.0 S_{UD}$
	2-20	$G + P + 0.4 S_{SN} + 0.4 S_{WE} + 1.0 S_{DU}$
	2-21	$G + P + 0.4 S_{NS} + 0.4 S_{EW} + 1.0 S_{UD}$
	2-22	$G + P + 0.4 S_{NS} + 0.4 S_{EW} + 1.0 S_{DU}$
	2-23	$G + P + 0.4 S_{NS} + 0.4 S_{WE} + 1.0 S_{UD}$
	2-24	$G + P + 0.4 S_{NS} + 0.4 S_{WE} + 1.0 S_{DU}$

6. 評価方法

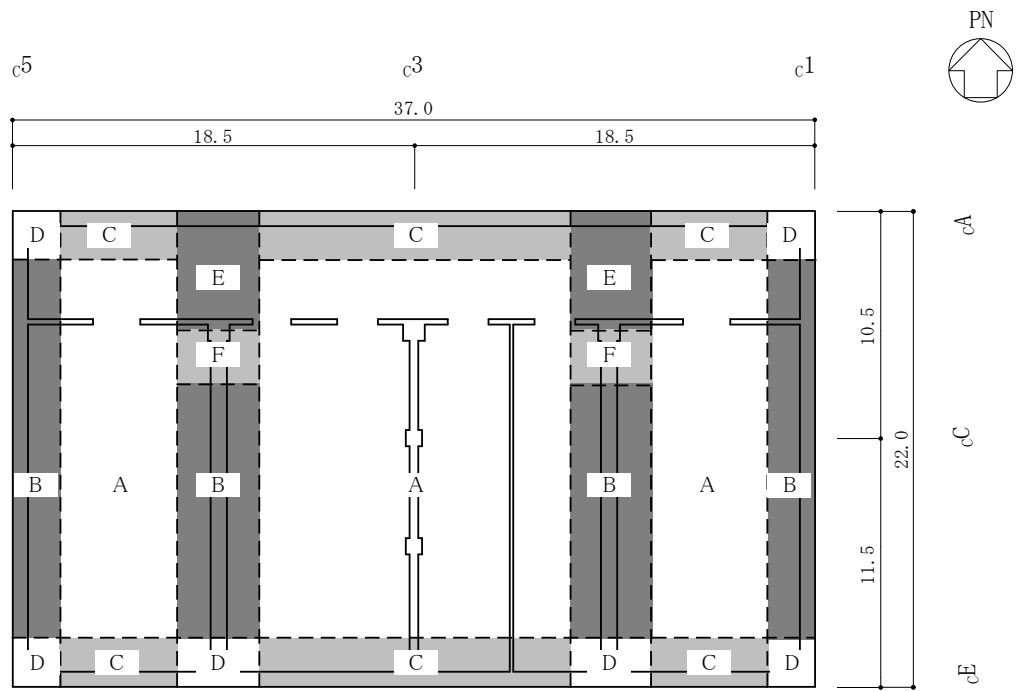
基礎スラブの断面の評価は、耐震計算書の「4.5.2 断面の評価方法」に示す方法と同一である。

7. 評価結果

断面の評価結果を以下に示す。また、3次元FEMモデルの配筋領域図を図7-1に、配筋一覧を表7-1に示す。断面の評価結果を記載する要素は、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断力に対する評価において、発生値に対する許容値の割合が最小となる要素とする。

選定した要素の位置を図7-2に、評価結果を表7-2に示す。また、接地率が最小となるケースの基礎スラブの地反力分布及び接地率について、水平1方向及び鉛直方向地震力の組合せの場合とともに図7-3に示す。

Ss地震時における水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せにおいて、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断応力度が、各許容値を超えないことを確認した。



(単位:m)

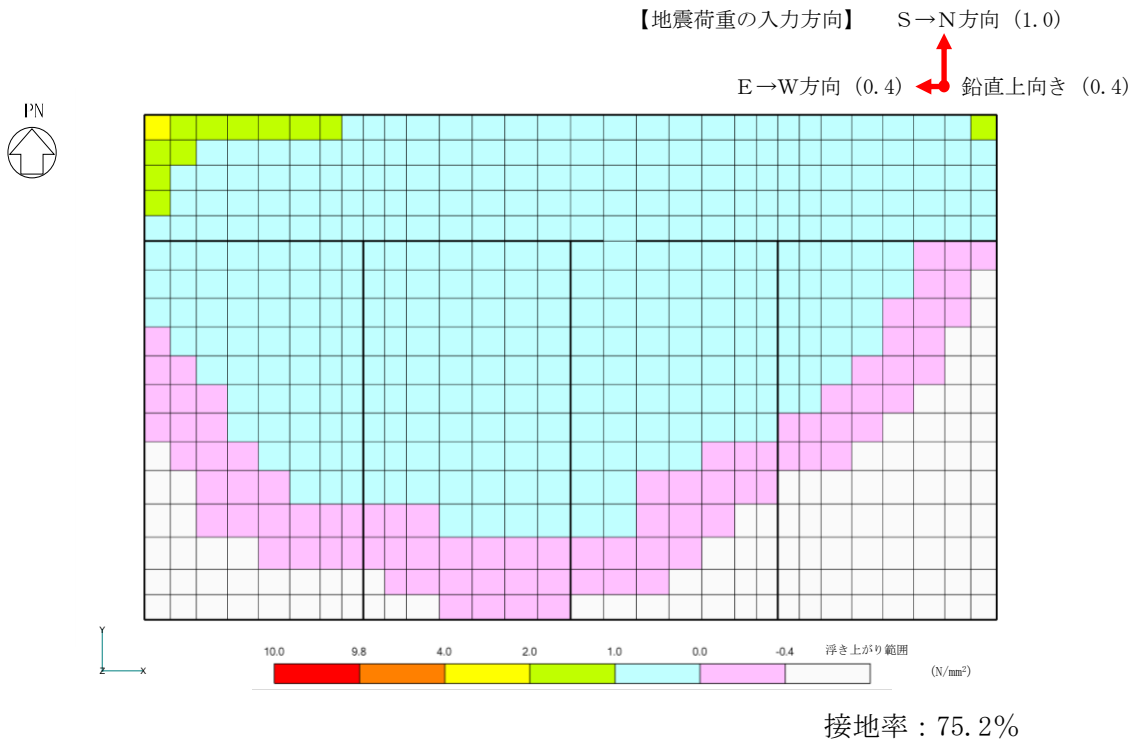
図 7-1 配筋領域図

表 7-1 配筋一覧

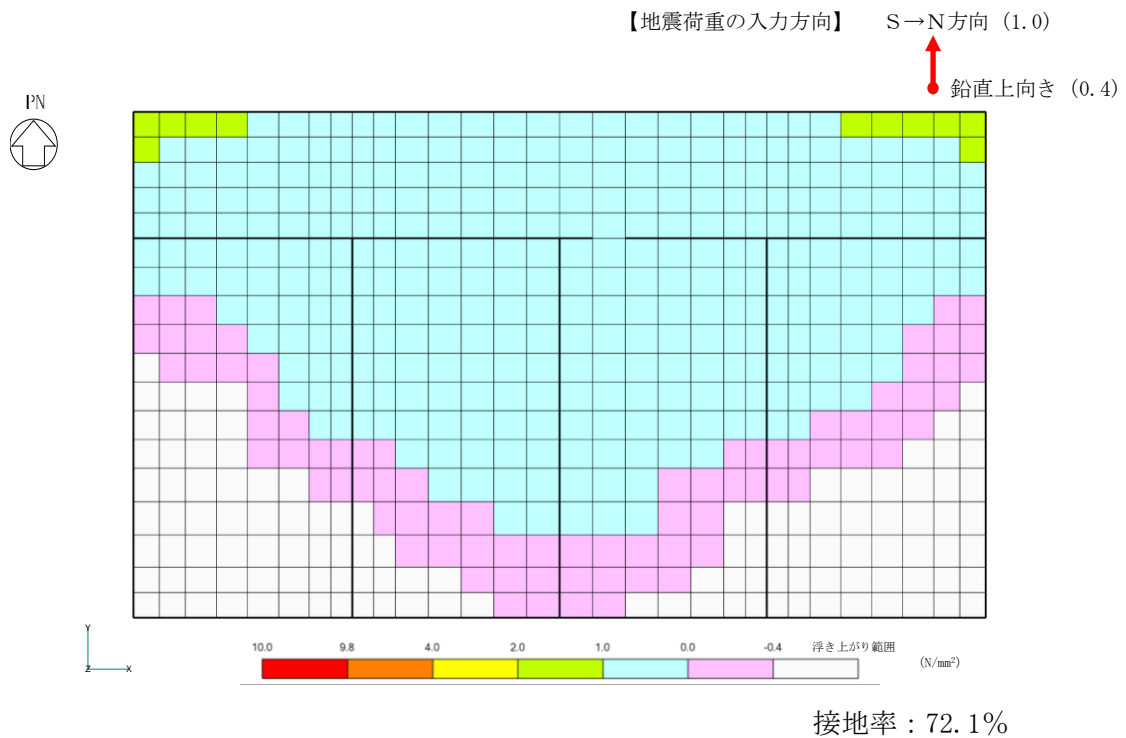
領域	上ば筋		下ば筋	
	方向	配筋	方向	配筋
A	N S	D25@300	N S	D25@300
	E W	D25@300	E W	D25@300
B	N S	D25@300	N S	D25@300
	E W	D25@300	E W	D25@150
C	N S	D25@300	N S	D25@150
	E W	D25@300	E W	D25@300
D	N S	D25@300	N S	D25@150
	E W	D25@300	E W	D25@150
E	N S	D25 + D32@150 (交互)	N S	D32@150
	E W	D25@300	E W	D25@150
F	N S	D25@300	N S	D32@150
	E W	D25@300	E W	D25@150

表 7-2 評価結果

評価項目		方向	要素 番号	組合せ ケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	N S	157	2-7	0.159	3.00
	鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	N S	606	2-11	0.196	5.00
面外せん断力	面外せん断力 ($\times 10^3 \text{kN/m}$)	E W	131	2-5	1.80	2.50



(a) 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せ (ケース : 2-2)



(b) 水平1方向及び鉛直方向地震力の組合せ (ケース : 2)

注1 : 接地率は、基礎スラブと底面地盤が剥離していないギャップ要素の支配面積を基礎底面全体の面積で除して算定した値。

注2 : コンター図は、各要素を構成する節点における地盤ばね反力の平均値を要素面積で除して算定した接地圧を示す。

図7-3 接地圧分布及び接地率

8. まとめ

制御室建物の基礎スラブについて、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに対して、3次元 FEMモデルを用いた応力解析を実施した。

検討の結果、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断応力度が、各許容値を超えないことを確認した。

以上のことから、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに対し、制御室建物の基礎スラブが有する耐震性への影響はないことを確認した。

別紙 8 側面地盤ばねを考慮した地震応答解析による
設計用地震力への影響について

目 次

1. 概要	別紙 8-1
2. 検討に用いる地震波及び地震応答解析モデル	別紙 8-2
3. 側面地盤ばねを考慮した場合の解析結果	別紙 8-6

別紙 8-1 側面地盤ばねの適用性について

1. 概要

VI-2-2-5「制御室建物の地震応答計算書」（以下「地震応答計算書」という。）では、基礎スラブ側面の地盤ばね（水平及び回転）は考慮しない地震応答解析モデル（以下「今回工認モデル」という。）を採用して地震応答解析を行っている。

一方、制御室建物の基礎スラブの応力解析においては、VI-2-2-6「制御室建物の耐震性についての計算書」（以下「耐震計算書」という。）に示すとおり、基礎スラブをモデル化したシェル要素の建物外周にあたる周囲部分に、基礎側面地盤の拘束効果を考慮している。この拘束効果は、基礎スラブ側面に接する側面地盤（MMR*含む）又は隣接建物基礎スラブを考慮して設定しているばねであり、Novakの手法により評価した水平及び回転ばねを等価な水平方向及び鉛直方向ばねに置換したものである。

本資料では、基礎スラブ側面の地盤ばねを考慮した地震応答解析モデル（以下「側面地盤ばね考慮モデル」という。）による地震応答解析を行い、今回工認モデルに基づく最大応答値と比較することで、地震応答解析に基礎スラブ側面の地盤ばねを考慮しないことが保守的な評価となることを確認するものである。

注記*：マンメイドロック（人工岩盤）の略称

2. 検討に用いる地震波及び地震応答解析モデル

側面地盤ばねを設定した検討は、基準地震動 S_s のうち位相特性の偏りがなく、全周期帯において安定した応答を生じさせる基準地震動 $S_s - D$ に対して実施することとし、N S 方向及び E W 方向モデルに対して実施する。

側面地盤ばねの算定に用いる解析用物性値は、制御室建物の基礎スラブに接する隣接建物基礎スラブのコンクリートの物性値とし、保守的にコンクリート強度が小さい 1 号機建物のコンクリートの設計基準強度に基づき設定する。また、側面地盤ばね以外の地震応答解析モデルの諸元は今回工認モデル（基本ケース）と同一とする。

側面地盤ばねを含む地盤ばね定数と減衰係数の算定結果を表 2-1 に、側面地盤ばね考慮モデルを図 2-1 に示す。

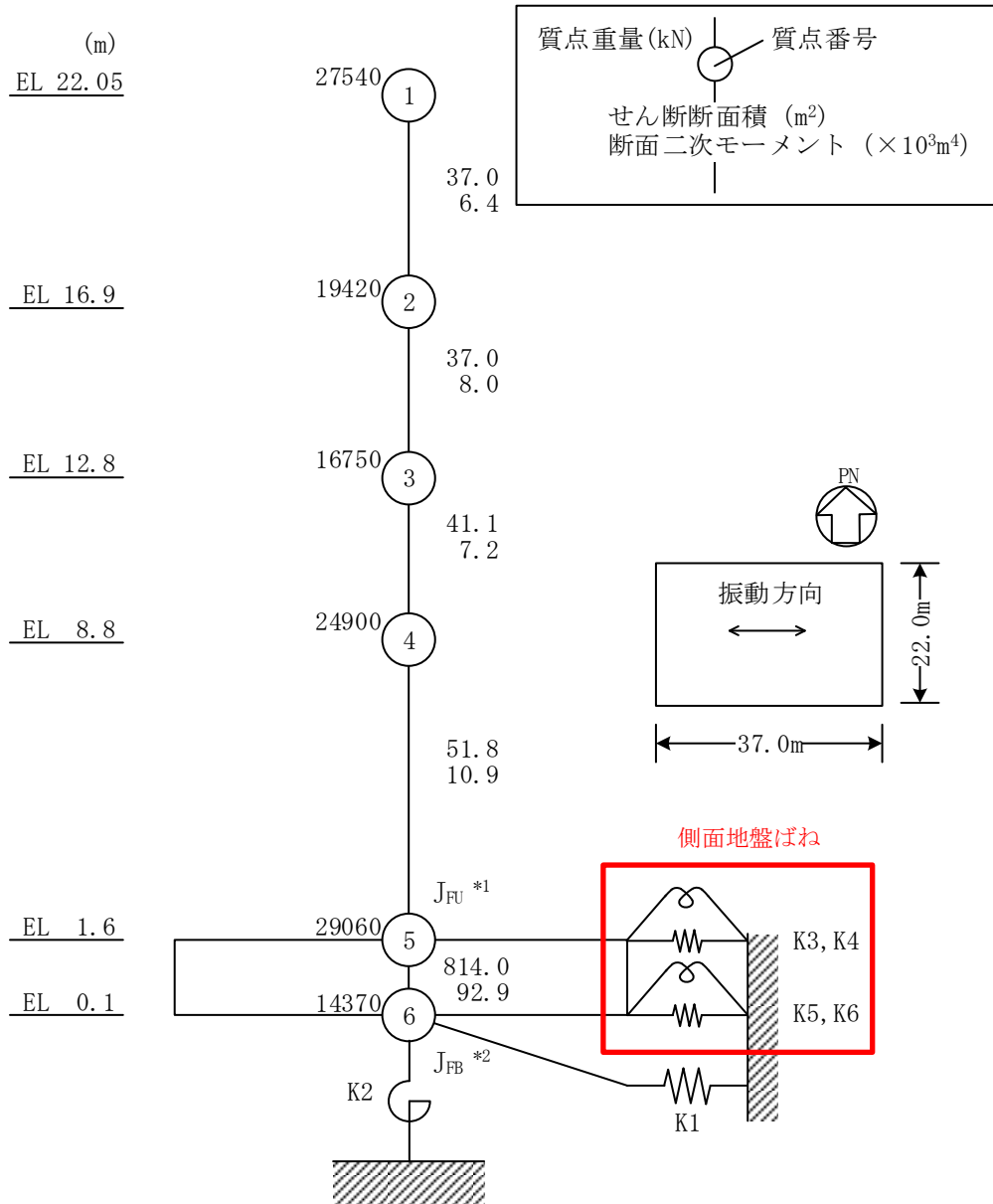
表2-1 地盤ばね定数と減衰係数 (水平方向)

(a) NS方向

ばね 番号	地盤ばね 成分	質点 番号	ばね定数 K c	減衰係数 C c
K1	底面・水平	6	5.10×10^8 (kN/m)	2.84×10^6 (kN・s/m)
K2	底面・回転	6	7.45×10^{10} (kN・m/rad)	2.15×10^7 (kN・m・s/rad)
K3	側面・水平	5	2.04×10^7 (kN/m)	4.97×10^5 (kN・s/m)
K4	側面・回転	5	4.79×10^9 (kN・m/rad)	1.82×10^7 (kN・m・s/rad)
K5	側面・水平	6	2.40×10^7 (kN/m)	5.83×10^5 (kN・s/m)
K6	側面・回転	6	5.61×10^9 (kN・m/rad)	2.14×10^7 (kN・m・s/rad)

(b) EW方向

ばね 番号	地盤ばね 成分	質点 番号	ばね定数 K c	減衰係数 C c
K1	底面・水平	6	4.86×10^8 (kN/m)	2.58×10^6 (kN・s/m)
K2	底面・回転	6	1.57×10^{11} (kN・m/rad)	1.20×10^8 (kN・m・s/rad)
K3	側面・水平	5	2.04×10^7 (kN/m)	4.77×10^5 (kN・s/m)
K4	側面・回転	5	4.79×10^9 (kN・m/rad)	2.07×10^7 (kN・m・s/rad)
K5	側面・水平	6	2.40×10^7 (kN/m)	5.59×10^5 (kN・s/m)
K6	側面・回転	6	5.61×10^9 (kN・m/rad)	2.43×10^7 (kN・m・s/rad)



注記*1：回転慣性重量（基礎スラブ上端）（ $13.42 \times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^2$ ）

*2：回転慣性重量（基礎スラブ下端）（ $1.64 \times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^2$ ）

図2-1(2) 側面地盤ばね考慮モデル（EW方向）

3. 側面地盤ばねを考慮した場合の解析結果

側面地盤ばね考慮モデルと今回工認モデルの地震応答解析の応答値の比較結果を示す。最大応答加速度、最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメントを図3-1～図3-6に、加速度応答スペクトルの比較を図3-7及び図3-8に示す。

最大応答加速度分布については、概ね同等の結果となっている。

最大応答せん断力分布及び最大応答曲げモーメント分布については、今回工認モデルの結果が側面地盤ばね考慮モデルの結果を包絡している。

各階の床面における加速度応答スペクトルについては、スペクトル形状及び応答レベルが同等であることを確認した。

側面地盤ばね考慮モデルの結果が今回工認モデルの結果を一部上回るものの、耐震計算書に示す最大応答せん断ひずみは 0.60×10^{-3} であり評価基準値 (2.0×10^{-3}) に対して十分な余裕があることから、耐震性への影響はないと判断する。また、床面における加速度応答スペクトルの形状及び応答レベルが同等であることから、機器・配管系の耐震性への影響はないと判断する。なお、基礎スラブの応力解析では、1F (EL 1.6m～EL 8.8m) の最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメントを用いることを考慮すると、地震応答解析において側面地盤ばねを考慮しないことは保守的な評価となる。

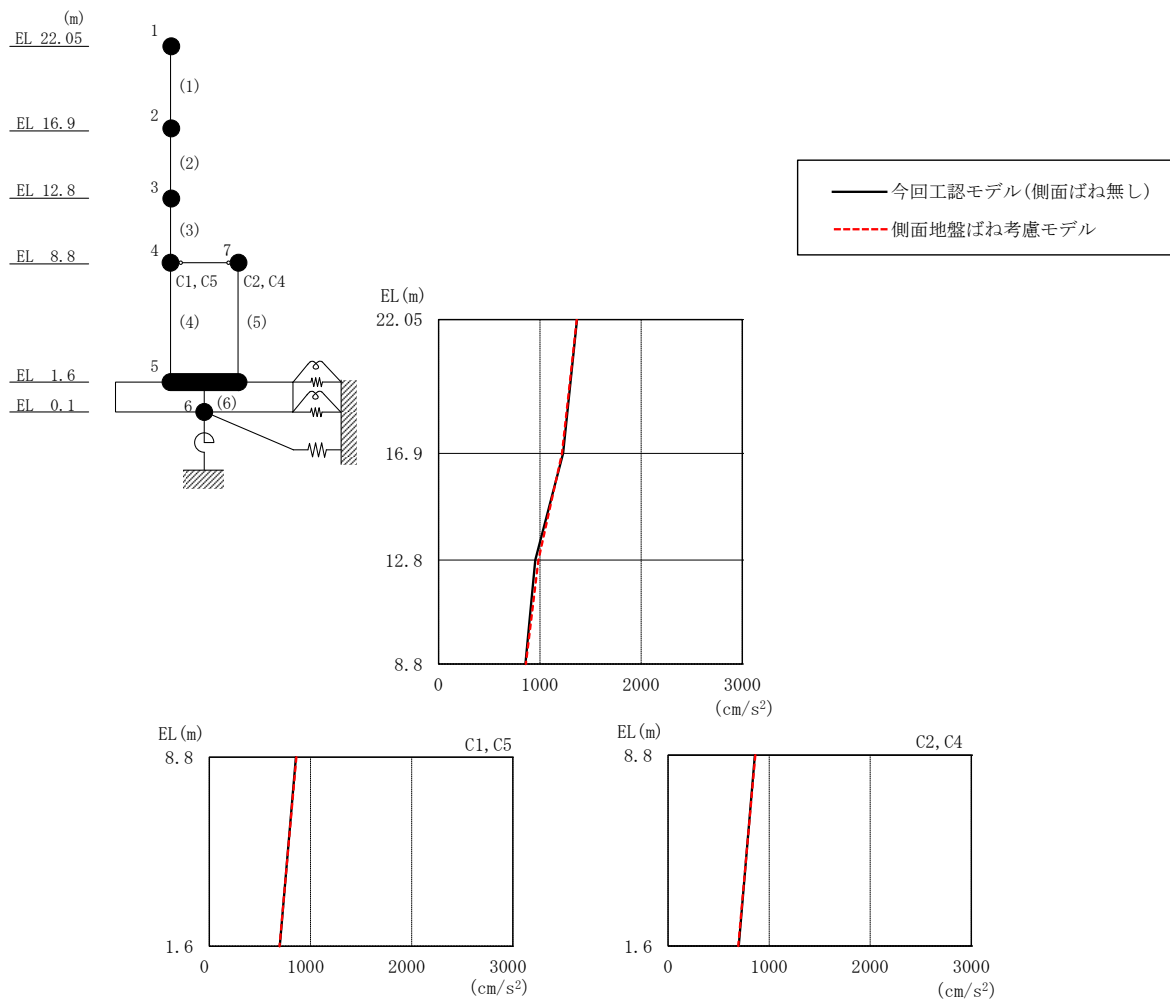


図 3-1 最大応答加速度 (基準地震動 $S_s - D$, NS 方向)

表 3-1 最大応答加速度一覧 (基準地震動 $S_s - D$, NS 方向)

EL (m)	質点番号	最大応答加速度 (cm/s^2)	
		今回工認モデル (側面ばね無し)	側面地盤ばね 考慮モデル
22.05	1	1367	1364
16.9	2	1229	1217
12.8	3	955	985
8.8 (C1, C5)	4	858	862
1.6	5	698	695
8.8 (C2, C4)	7	858	862

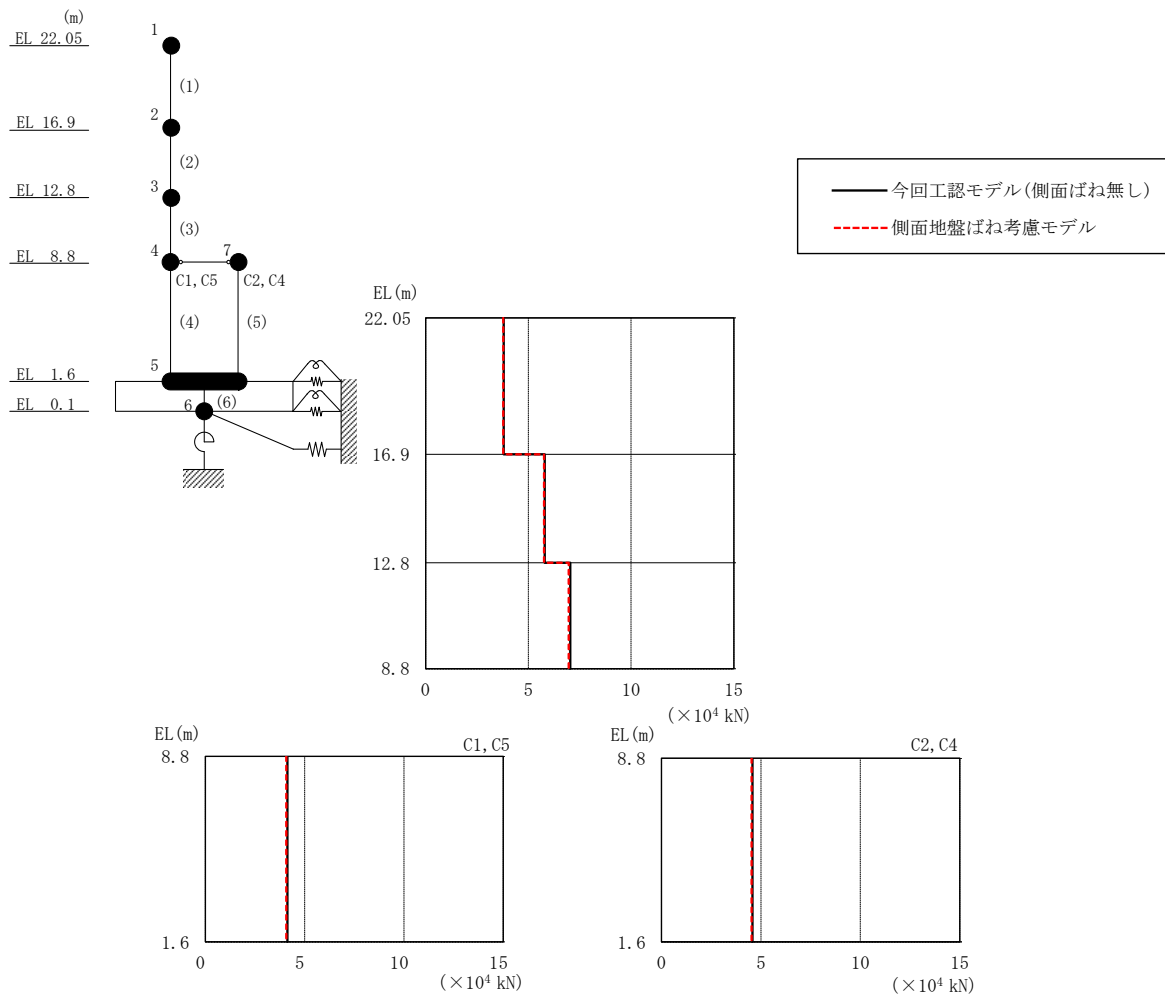


図 3-2 最大応答せん断力 (基準地震動 S_s-D, NS 方向)

表 3-2 最大応答せん断力一覧 (基準地震動 S_s-D, NS 方向)

EL (m)	要素番号	最大応答せん断力 (×10 ⁴ kN)	
		今回工認モデル (側面ばね無し)	側面地盤ばね考慮モデル
22.05~16.9	1	3.80	3.77
16.9~12.8	2	5.80	5.76
12.8~8.8	3	7.04	6.97
8.8~1.6 (C1, C5)	4	4.13	4.07
8.8~1.6 (C2, C4)	5	4.57	4.52

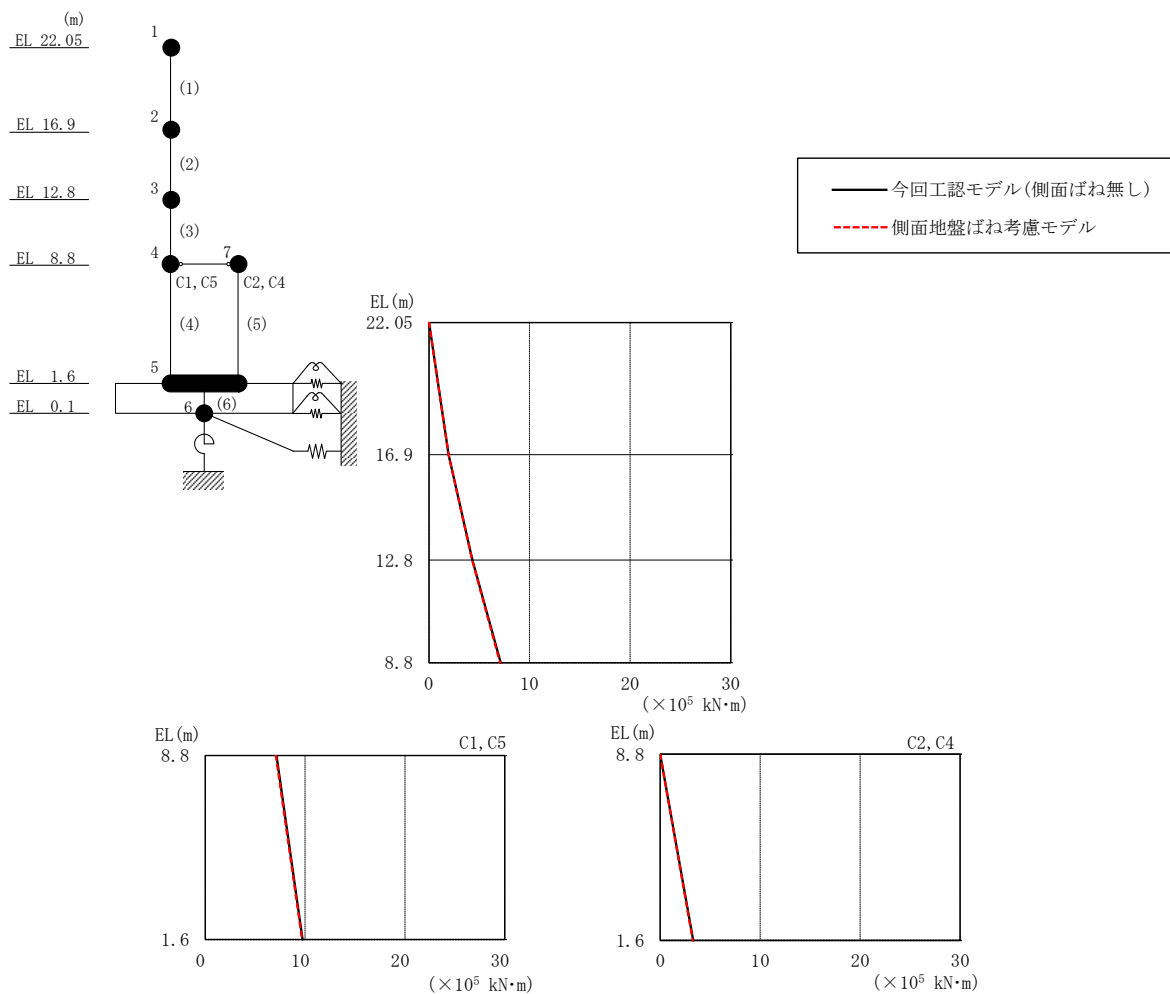


図 3-3 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s - D, NS 方向)

表 3-3 最大応答曲げモーメント一覧 (基準地震動 S s - D, NS 方向)

EL (m)	要素番号	最大応答曲げモーメント ($\times 10^5$ kN·m)	
		今回工認モデル (側面ばね無し)	側面地盤ばね考慮モデル
22.05~16.9	1	0.00	0.00
		1.96	1.94
16.9~12.8	2	1.96	1.94
		4.32	4.29
12.8~8.8	3	4.32	4.29
		7.12	7.06
8.8~1.6 (C1, C5)	4	7.12	7.06
		9.75	9.69
8.8~1.6 (C2, C4)	5	0.00	0.00
		3.29	3.26

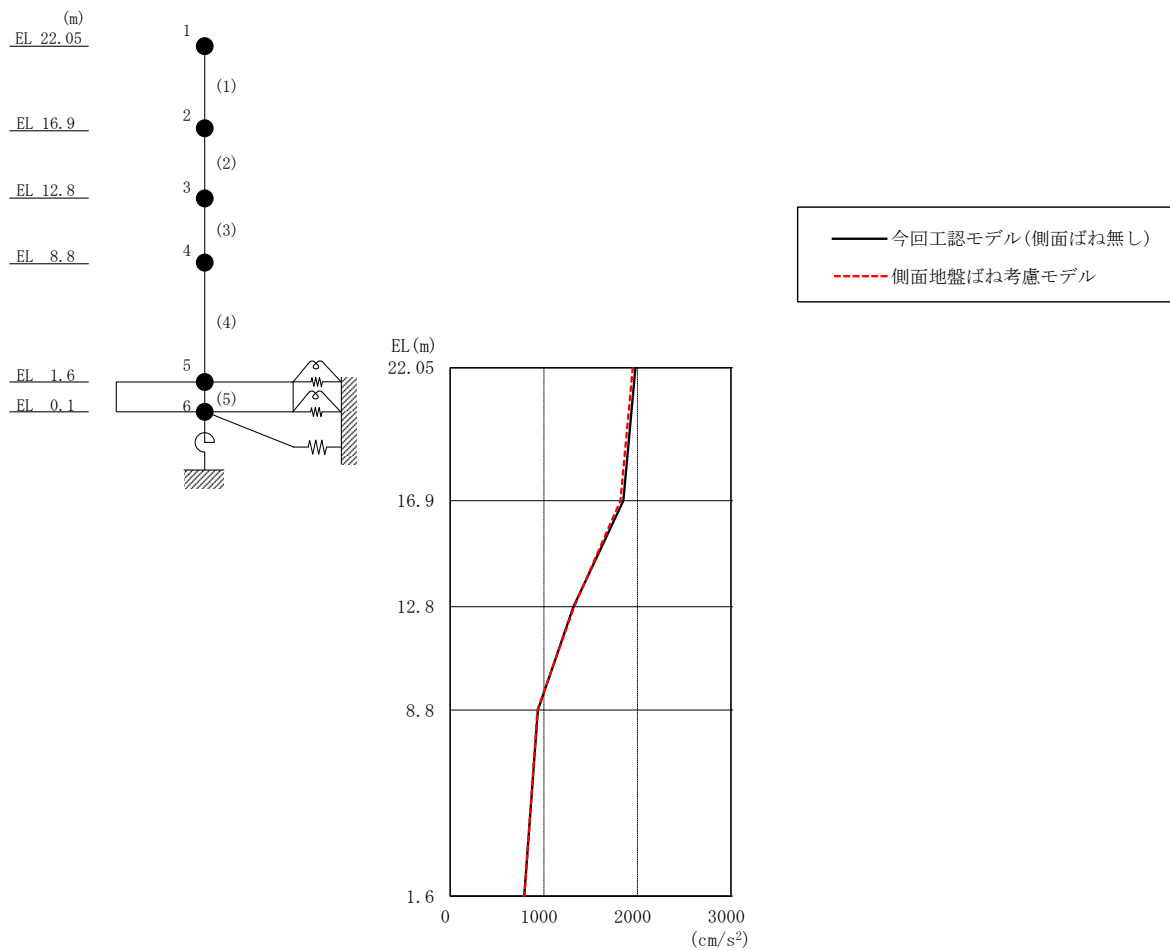


図 3-4 最大応答加速度 (基準地震動 S s - D, EW 方向)

表 3-4 最大応答加速度一覧 (基準地震動 S s - D, EW 方向)

EL (m)	質点 番号	最大応答加速度 (cm/s^2)	
		今回工認モデル (側面ばね無し)	側面地盤ばね 考慮モデル
22.05	1	1979	1949
16.9	2	1849	1819
12.8	3	1315	1323
8.8	4	938	933
1.6	5	790	793

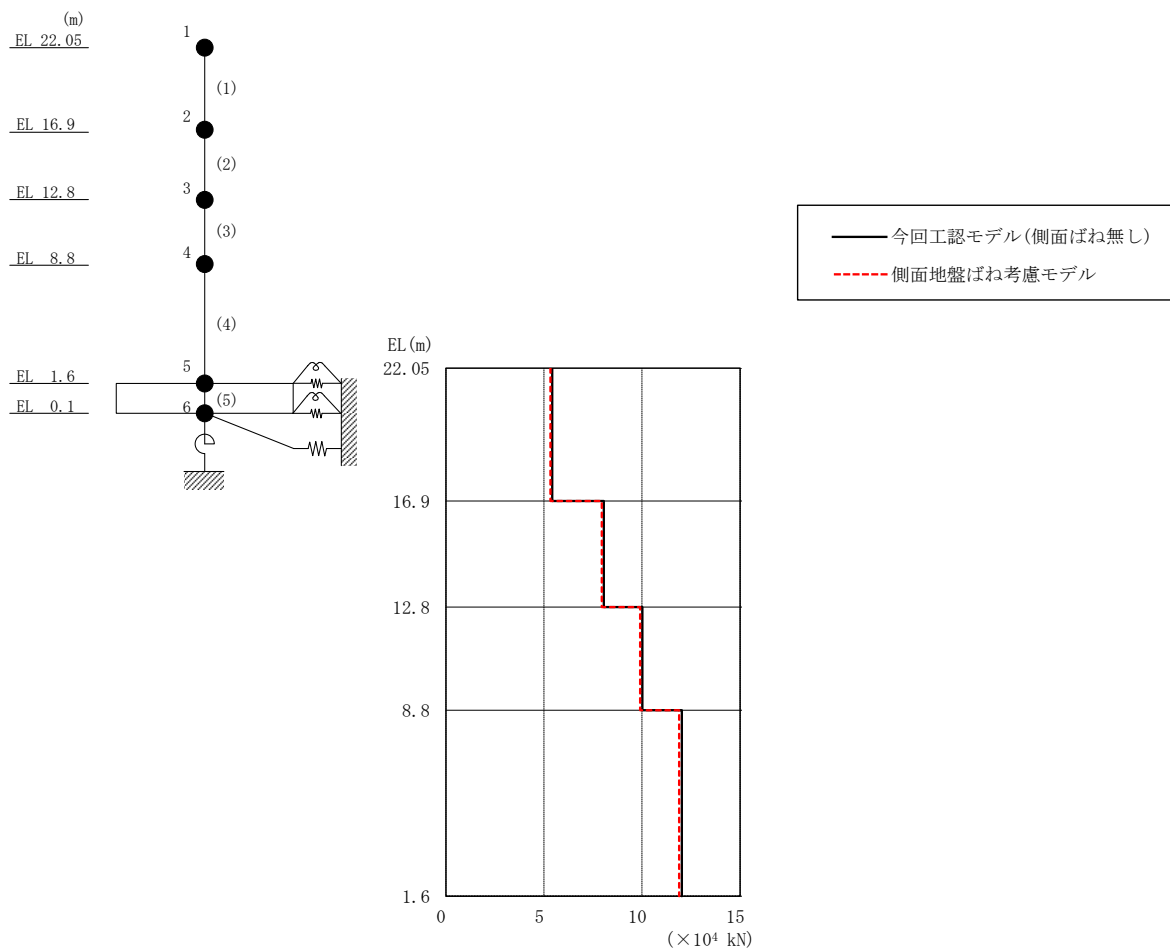


図 3-5 最大応答せん断力 (基準地震動 S s -D, EW方向)

表 3-5 最大応答せん断力一覧 (基準地震動 S s -D, EW方向)

EL (m)	要素 番号	最大応答せん断力 ($\times 10^4$ kN)	
		今回工認モデル (側面ばね無し)	側面地盤ばね 考慮モデル
22.05~16.9	1	5.42	5.33
16.9~12.8	2	8.05	7.95
12.8~8.8	3	10.0	9.90
8.8~1.6	4	12.0	11.9

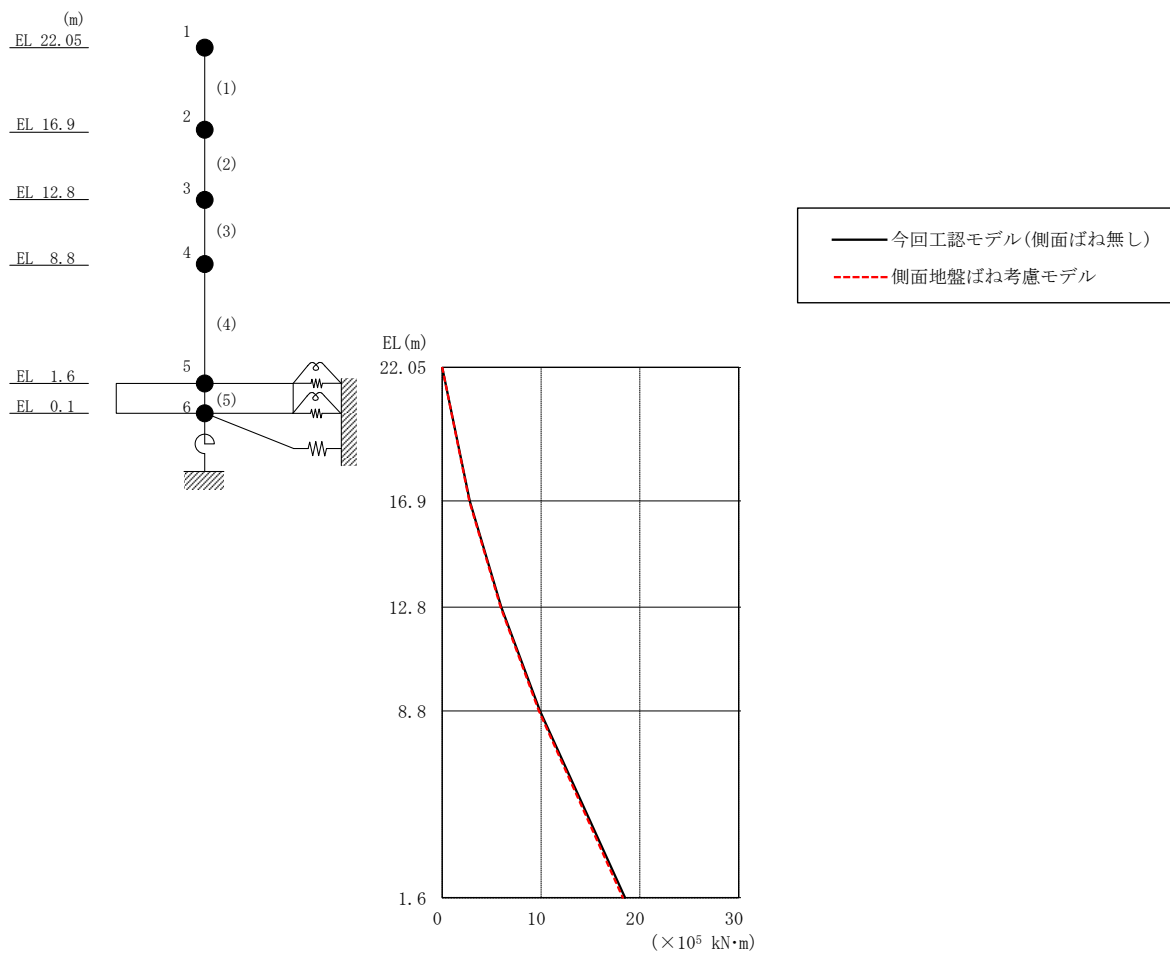


図 3-6 最大応答曲げモーメント（基準地震動 S s - D, E W 方向）

表 3-6 最大応答曲げモーメント一覧（基準地震動 S s - D, E W 方向）

EL (m)	要素 番号	最大応答 曲げモーメント ($\times 10^5$ kN·m)	
		今回工認モデル (側面ばね無し)	側面地盤ばね 考慮モデル
22.05~16.9	1	0.00	0.00
		2.79	2.75
16.9~12.8	2	2.79	2.75
		5.98	5.90
12.8~8.8	3	5.98	5.90
		9.90	9.78
8.8~1.6	4	9.90	9.78
		18.5	18.3

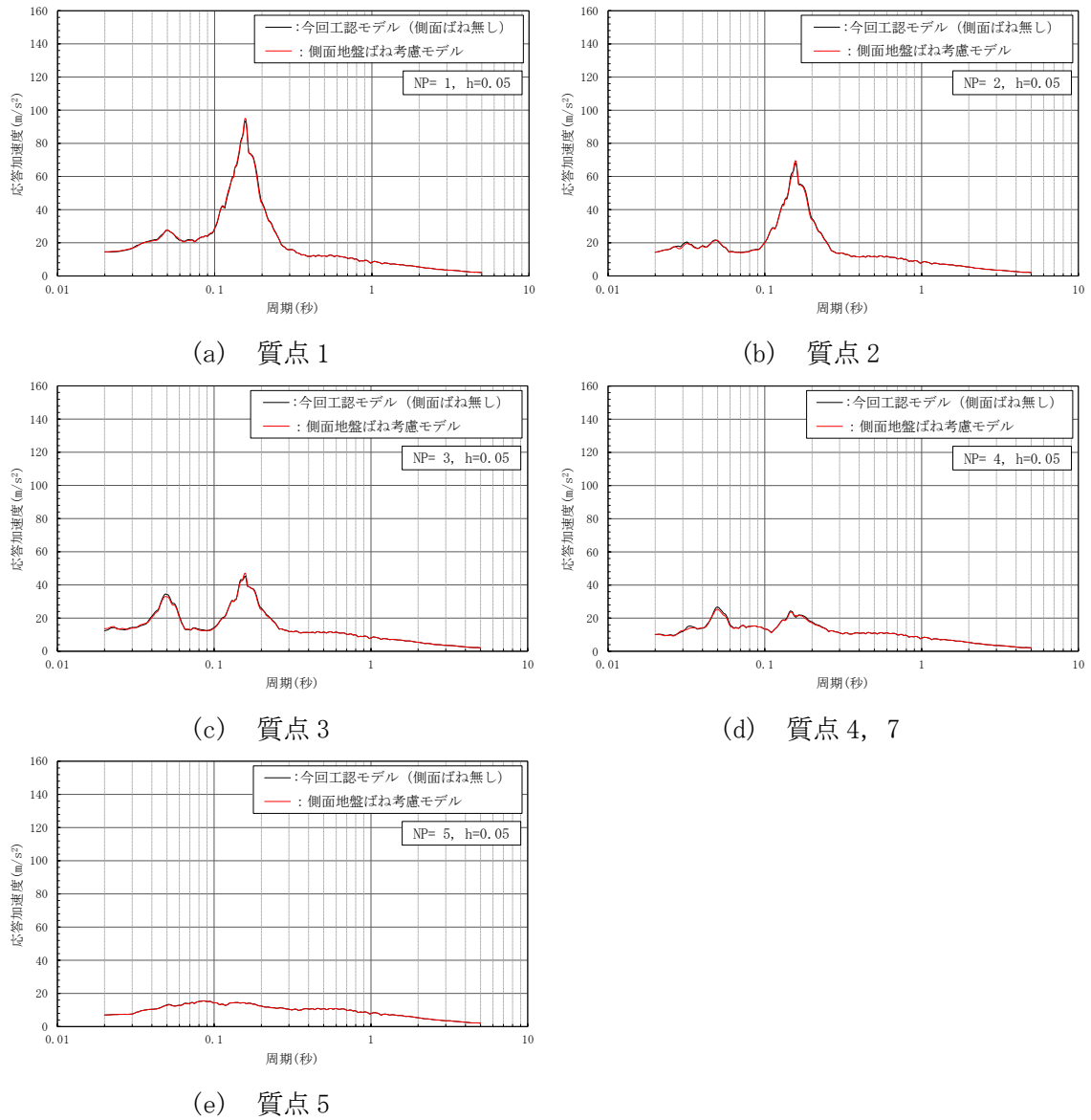
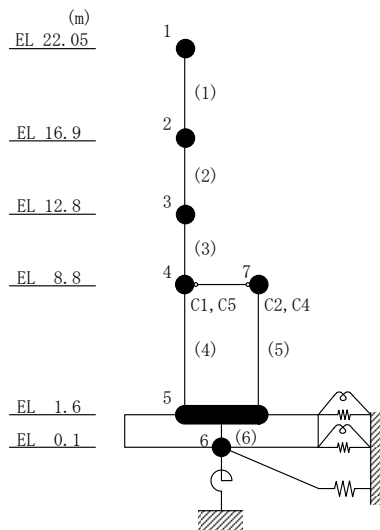


図 3-7 加速度応答スペクトルの比較 (基準地震動 $S_s - D$, NS 方向)



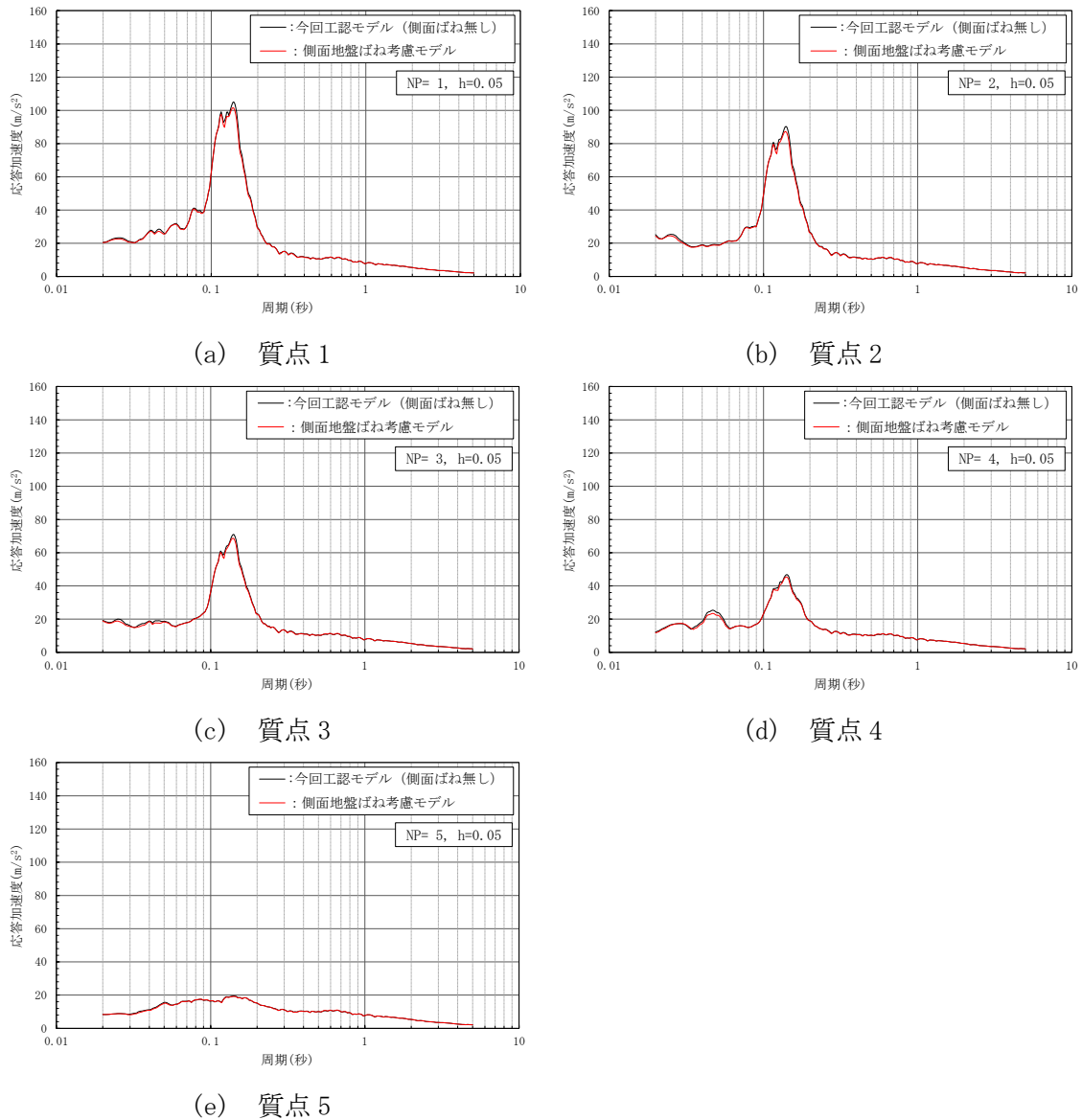
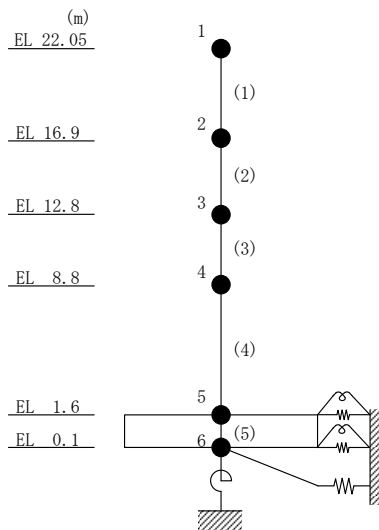


図 3-8 加速度応答スペクトルの比較 (基準地震動 $S_s - D$, EW方向)



別紙 8-1 側面地盤ばねの適用性について

目 次

1. 概要	別紙 8-1-1
2. 側面地盤ばねの設定の考え方について	別紙 8-1-1
2.1 建物埋込効果の考え方	別紙 8-1-1
2.2 制御室建物における側面地盤ばねの設定の考え方	別紙 8-1-1
3. 制御室建物の基礎スラブ側面地盤の埋戻し状況	別紙 8-1-5
4. 参考文献	別紙 8-1-7

1. 概要

別紙 8「側面地盤ばねを考慮した地震応答解析による設計用地震力への影響について」において、制御室建物の基礎スラブ側面の地盤ばねを考慮した地震応答解析を実施している。

本資料は、制御室建物の側面地盤の埋込み状況を確認し、建物側面の地盤ばねの適用性について確認するものである。

2. 側面地盤ばねの設定の考え方について

2.1 建物埋込効果の考え方

地震応答解析に当たっては、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版 ((社) 日本電気協会)」(以下「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」という。)に示されるとおり、建物と地盤の相互作用を考慮することとしている。また、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」において引用先となっている「建屋埋込み効果の評価法の標準化に関する調査報告書」⁽¹⁾(以下「標準化報告書」という。)に基づく、「埋込効果を見込むためには、建屋は少なくとも三面が埋め込まれていることが必要である」とされている。

なお、「原子力発電所耐震設計技術規程 J E A C 4 6 0 1 -2008 ((社) 日本電気協会)」(以下「J E A C 4 6 0 1 -2008」という。)の引用文献「埋め込み基礎の接触状況が構造物の応答に与える影響について」では、建物・構築物の地下部分の大部分(3面または面積で75%以上)が周辺地盤と接している場合には、全面埋め込みと同様な埋込効果が期待できるものとされている。

「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」では、埋め込まれた建物の地震応答解析において、水平方向の地震応答解析モデルに対して、基礎底面地盤ばねに加え、基礎側面水平地盤ばねを適用することができるとされている。

また、「標準化報告書」では、基礎側面地盤ばねは、図 2-1 に示すとおり、水平移動成分と回転成分の合成に近似でき、基礎側面回転地盤ばねについては、N o v a k の側面回転ばねで表現できるとされている。

2.2 制御室建物における側面地盤ばねの設定の考え方

制御室建物の埋込み状況を図 2-2 に示す。赤色の破線で囲まれた範囲が、側面地盤ばねを考慮した範囲である。赤色の破線で囲まれた範囲では、灰色で示される「制御室建物が側面地盤(MMR*含む)又は隣接建物基礎スラブと接する範囲」が占める割合が75%以上であることから、埋込効果を期待して、制御室建物の水平方向の地震応答解析モデルにおいては、側面地盤ばねを設定している。

図 2-3 に制御室建物の水平方向の地震応答解析モデルを示す。赤枠で囲まれた部分が、側面地盤ばねを表している。

注記* : マンメイドロック(人工岩盤)の略称

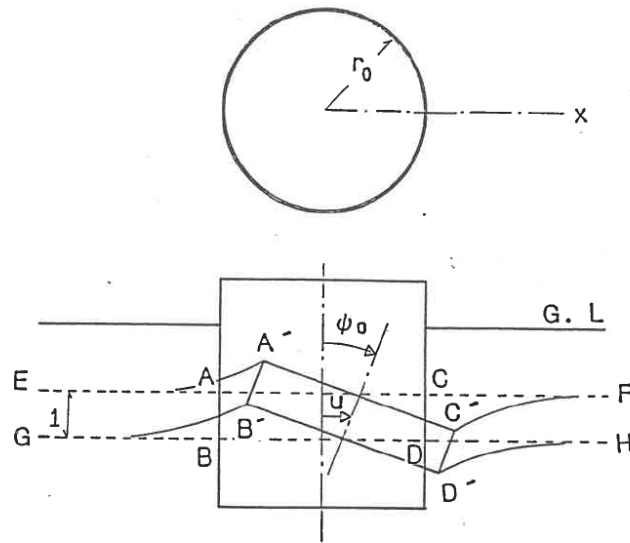


図 4.1.2 埋込み建屋の変位

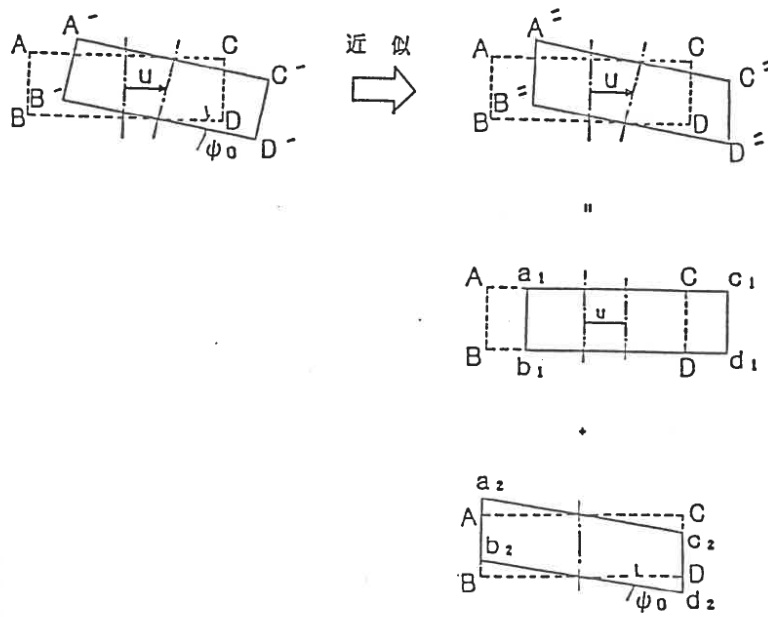
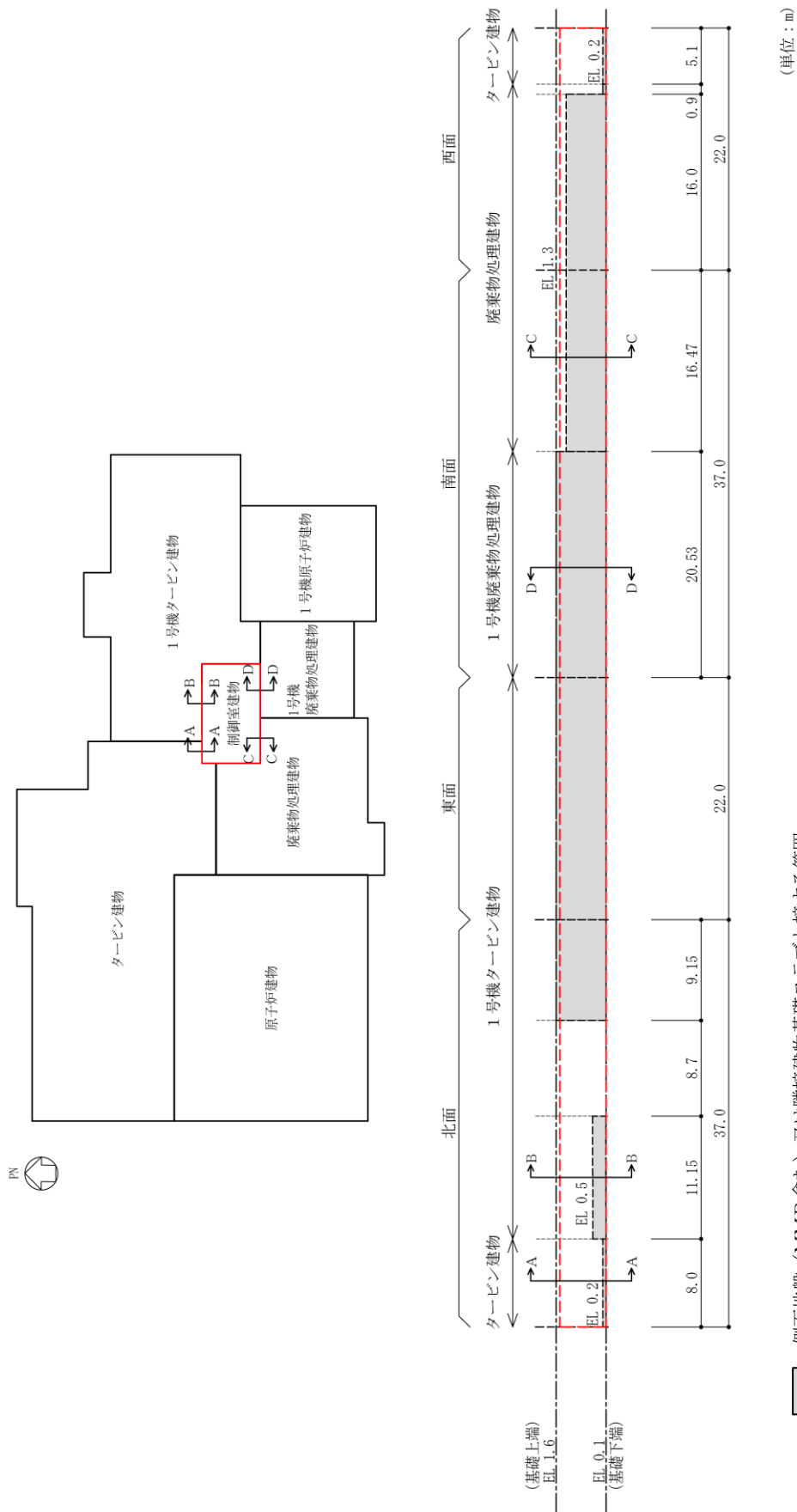


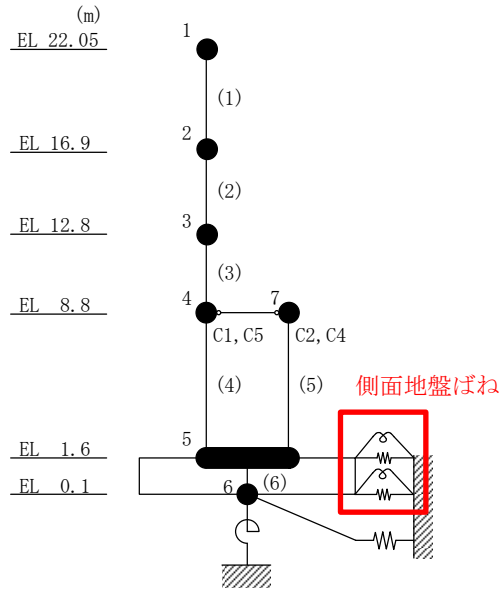
図 4.1.3 変位の合成

図 2-1 埋込み効果のモデル化の概念図
(文献(1)より引用)

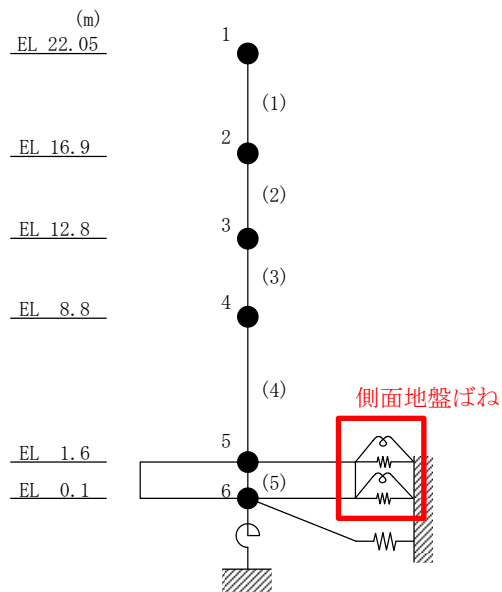


注：A-A～D-Dは図3-1における断面図切斷位置を示す。

図2-2 制御室建物の埋込み状況



(a) N S 方向



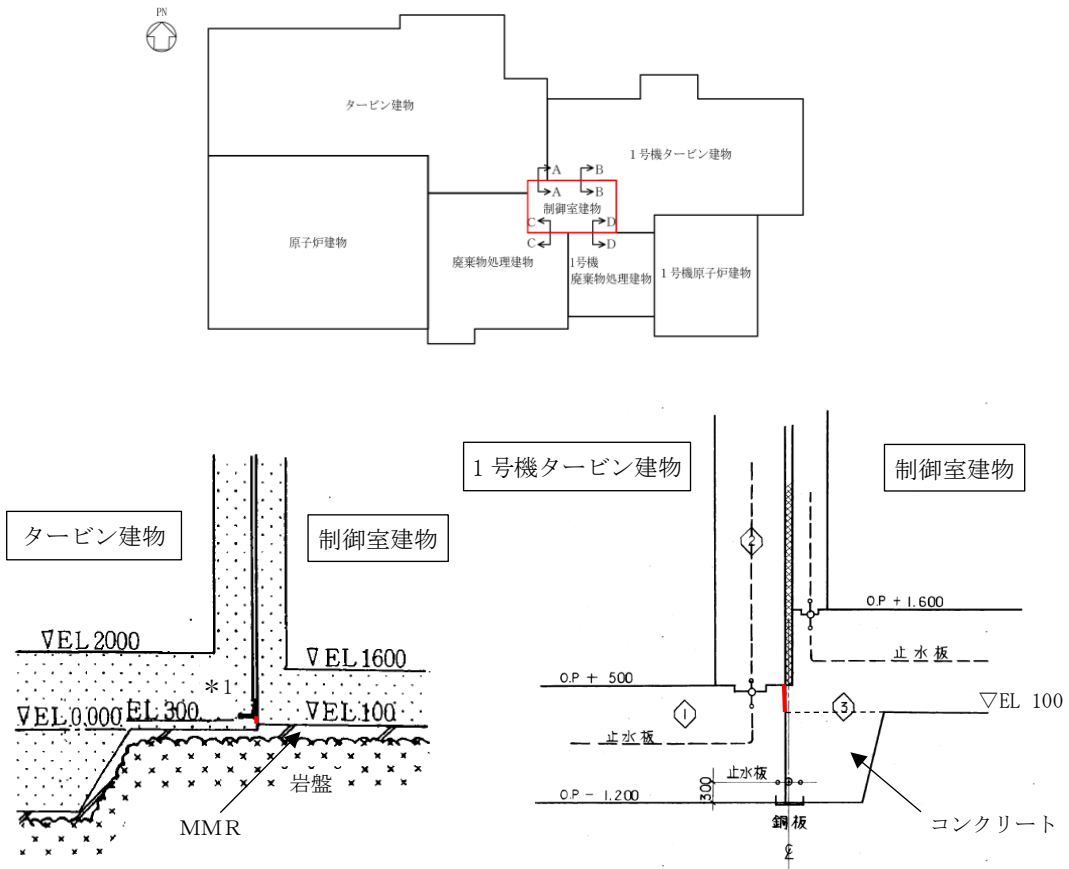
(b) E W 方向

図 2-3 制御室建物の水平方向の地震応答解析モデル

3. 制御室建物の基礎スラブ側面地盤の埋戻し状況

制御室建物の側面地盤の埋戻し状況を図 3-1 に示す。図 3-1 に示すとおり、埋込み効果を期待する制御室建物が側面地盤（MMR 含む）又は隣接建物基礎スラブと接する範囲には防水層等が介在していない。

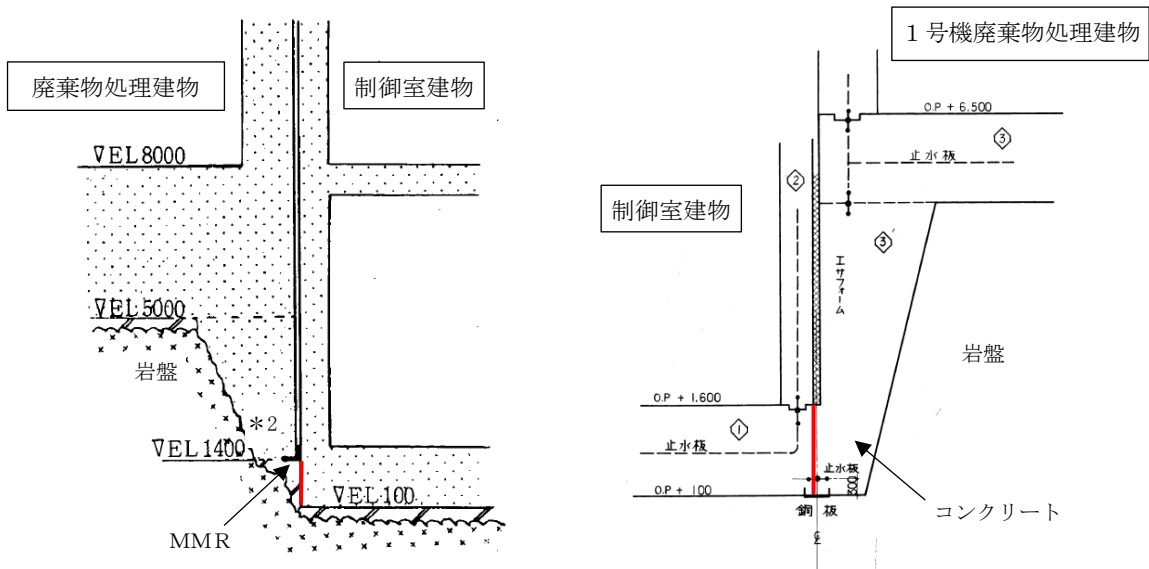
以上を踏まえると、制御室建物については、建物基礎スラブと側面地盤（MMR 含む）又は隣接建物基礎スラブの間に地中上下方向せん断力が発生し、十分な拘束効果が期待できることから、実状を踏まえ、制御室建物の水平方向の地震応答解析モデルにおいては、基礎側面地盤ばねを適用できると考えられる。



注記*1：止水板の下端はEL 0.2m

(a) A-A断面

(b) B-B断面



*2：止水板の下端はEL 1.3m

(c) C-C断面

(d) D-D断面

—：側面地盤（MMR含む）又は隣接建物基礎スラブと接する範囲

図3-1 埋戻し状況を示す断面図（建設時竣工図に加筆）

4. 参考文献

- (1) 社団法人日本電気協会、電気技術基準調査委員会：建屋埋込み効果の評価法の標準化に関する調査報告書，昭和 62 年 6 月

(参考資料 1) 計算機プログラム (解析コード) の概要

目 次

1. はじめに	参 1-1
2. 使用状況一覧	参 1-2
3. 解析コードの概要	参 1-3

1. はじめに

本資料は、補足説明資料「NS2-補-025-02 制御室建物の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」において使用した計算機プログラム（解析コード）について説明するものである。

本解析コードを使用した補足説明資料を示す使用状況一覧、解析コードの概要を以降に記載する。

2. 使用状況一覧

使用補足説明資料		バージョン
別紙 8	側面地盤ばねを考慮した地震応答解析による設計用地震力への影響について	Ver. 1.3.3

3. 解析コードの概要

項目	コード名 NOVAK
使用目的	水平方向の地震応答解析モデルにおける側面地盤ばね算定
開発機関	鹿島建設株式会社
開発時期	1984年
使用したバージョン	Ver. 1.3.3
コードの概要	NOVAK（以下「本解析コード」という。）は、Novakの論文*に基づき、水平動、鉛直動、回転動に対する建物側面地盤の複素ばね剛性を振動数領域で算出するプログラムである。
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証 (Verification)】 本解析コードの検証内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードの計算機能が適正であることは、後述する妥当性確認の中で確認している。 ・本解析コードの運用環境について、動作環境を満足する計算機にインストールして用いていることを確認している。 <p>【妥当性確認 (Validation)】 本解析コードの妥当性確認内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードは日本国内の原子力施設で多数の工事計画に使用されており、十分な使用実績があるため信頼性があることを確認している。 ・Novakの論文*に記載されている水平、鉛直、回転ばねと同一地盤定数を用いた本解析コードによる解析結果を比較し、両者が一致することを確認している。 ・本工事計画において使用する Ver. 1.3.3 は、他プラントの既工事計画において使用されているものと同じであることを確認している。 ・本工事計画における用途及び適用範囲が上述の妥当性確認の範囲内であることを確認している。

注記* : M. NOVAK, T. NOGAMI and F. ABOUL-ELLA, "DYNAMIC SOIL REACTION FOR PLANE STRAIN CASE", EM4, ASCE, 1978年

原子炉建物基礎スラブの耐震性についての計算書
に関する補足説明資料

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

VI-2-9-3-4「原子炉建物基礎スラブの耐震性についての計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

今回提出範囲：

別紙 1 応力解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

別紙 1-1 基礎スラブの応力解析モデルへの弾塑性解析の適用について

別紙 1-1-1 許容限界設定の考え方について

別紙 1-1-2 コンクリート圧縮側の応力ひずみ曲線の設定について

別紙 1-1-3 ドライウェル外側壁内部の構造物から基礎スラブに伝達される荷重等の考え方について

別紙 2 応力解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件の考え方

別紙 2-1 応力解析モデルでモデル化している部材の扱いについて

別紙 3 地震荷重の入力方法

別紙 3-1 原子炉本体基礎からの反力等の影響について

別紙 4 応力解析における断面の評価部位の選定

別紙 5 地震応答解析による壁の塑性化に対する影響検討

別紙 6 最大接地圧について

別紙 7 原子炉建物基礎スラブの応力解析における浮力の影響検討

別紙 8 原子炉建物基礎スラブの弾性設計用地震動 S_d による検討

別紙 9 原子炉建物基礎スラブのポンプピット周辺の構造について

別紙 1 応力解析における既工認と今回工認の
解析モデル及び手法の比較

目 次

1. 概要	別紙 1-1
2. 応力解析モデル及び手法の比較	別紙 1-2
2.1 既工認時及び今回工認時の応力解析モデル及び手法の比較	別紙 1-2
2.2 設置変更許可時からの変更について	別紙 1-6
2.2.1 モデル化方法の変更	別紙 1-6
2.2.2 モデル化方法の変更による影響	別紙 1-8
2.3 既工認モデルと今回工認モデルの差異について	別紙 1-10
2.3.1 弾塑性解析の採用	別紙 1-10
2.3.2 一部壁及び床スラブの積層シェル要素でのモデル化	別紙 1-10

別紙 1-1 基礎スラブの応力解析モデルへの弾塑性解析の適用について

別紙 1-1-1 許容限界設定の考え方について

別紙 1-1-2 コンクリート圧縮側の応力ひずみ曲線の設定について

別紙 1-1-3 ドライウェル外側壁内部の構造物から基礎スラブに伝達される荷重等の
考え方について

1. 概要

本資料は、原子炉建物基礎スラブの既工認時及び今回工認時の応力解析モデル及び手法の比較並びに設置変更許可時からの変更点を示すものである。

2. 応力解析モデル及び手法の比較

2.1 既工認時及び今回工認時の応力解析モデル及び手法の比較

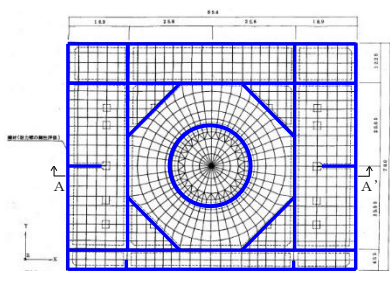

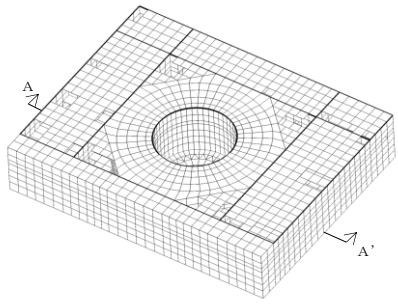
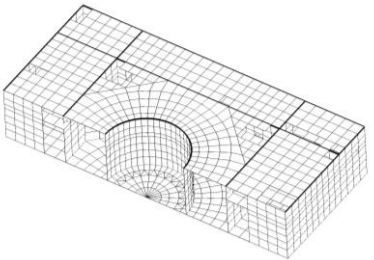
原子炉建物基礎スラブの応力解析モデル及び手法の比較を表 2-1 に示す。

比較に用いる既工認時の応力解析モデル及び手法は，昭和 59 年 2 月 24 日付け 58 資庁第 15180 号にて認可された工事計画の IV-1-3 「原子炉格納施設の基礎に関する説明書」（以下「既工認」という。）のものである。

表 2-1(1) 応力解析モデル及び手法の比較 (原子炉建物基礎スラブ)

項目	内容	既工認	今回工認	備考
解析手法		3次元 F E Mモデルを用いた応力解析 (弾性解析)	3次元 F E Mモデルを用いた応力解析 (弾塑性解析)	①
解析コード		N A S T R A N	A B A Q U S	①
モデル	モデル化範囲	(基礎スラブモデル部分) ・基礎スラブ全体 (上部構造物モデル部分) ・基礎スラブより立ち上がる剛性の高い一部壁	(基礎スラブモデル部分) ・同左 (上部構造物モデル部分) ・基礎スラブより立ち上がる剛性の高い一部壁及び床スラブ	②
	材料物性	検討時の規準に基づき設定 ・コンクリートのヤング係数: $E = 2.06 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (SI換算) ・コンクリートのポアソン比: $\nu = 0.167$	適用規準の見直しによる再設定 ・コンクリートのヤング係数: $E = 2.25 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ・コンクリートのポアソン比: $\nu = 0.2$ ・鉄筋のヤング係数: $E = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	③
	要素種別	(基礎スラブモデル部分) ・シェル要素 (上部構造物モデル部分) ・はり要素	(基礎スラブモデル部分) ・積層シェル要素 (上部構造物モデル部分) ・積層シェル要素 ・はり要素	②
	拘束条件	・EL 1.3m~EL 42.8mの一部壁の剛性をはり要素で考慮	・EL 1.3m~EL 15.3mの一部壁の剛性を積層シェル要素で考慮 ・EL 15.3m~EL 42.8mの一部壁の剛性をはり要素で考慮 ・EL 8.8m, EL 10.3m, EL 12.5m及びEL 15.3mの床スラブの剛性を積層シェル要素で考慮	②
	境界条件	・底面を弾性地盤ばねにより支持 ・底面の弾性地盤ばねは浮上りを考慮	同左	—
	非線形特性	考慮せず	(基礎スラブモデル部分) コンクリート ・圧縮側のコンクリート構成則: CEB-FIP Model codeに基づき設定 ・ひび割れ発生後の引張軟化曲線: 出雲ほか(1987)による式 鉄筋の構成則 ・バイリニア型 (上部構造物モデル部分) ・考慮せず	①
地震荷重との組合せ	S_1 地震時: $G + P + S_1$ S_2 地震時: $G + P + S_2$ G : 固定荷重 (浮力を含む) P : 積載荷重 S_1 : S_1 地震荷重 (地震時土圧荷重を含む) S_2 : S_2 地震荷重 (地震時土圧荷重を含む)	S_s 地震時: $G + P + S_s$ G : 固定荷重 (浮力を含む) P : 積載荷重 S_s : S_s 地震荷重 (地震時土圧荷重を含む)	—	

表 2-1(2) 応力解析モデル及び手法の比較 (原子炉建物基礎スラブ)

項目	内容	既工認	今回工認	備考
荷重の設定	固定荷重及び積載荷重	躯体自重, 機器配管重量, 上部構造物からの荷重及び浮力	躯体自重, 機器配管重量, 上部構造物からの荷重, 逃がし安全弁作動時荷重及び浮力	—
	地震荷重	上部構造物からの地震力 (水平力, 曲げモーメント, 鉛直力) 及び基礎部の付加地震力を入力	同左	—
	地震時土圧荷重	S_1 地震時 南側: $0.67 \cdot \gamma \cdot h$ 西側: $0.86 \cdot \gamma \cdot h$ S_2 地震時 南側: $1.11 \cdot \gamma \cdot h$ 西側: $0.90 \cdot \gamma \cdot h$ γ : 土の単位体積重量 (t/m^3) h : 地表面からの深さ (m)	南側: $273.6 + 0.5 \cdot \gamma \cdot h$ 西側: $237.4 + 0.5 \cdot \gamma \cdot h$ γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3) h : 地表面からの深さ (m)	・地震時土圧は, 常時土圧に地震時増分土圧を加えて算出 ・地震時増分土圧は「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版 ((社) 日本電気協会)」に基づき算出した加力側増分土圧荷重及び支持側増分土圧を包絡したものととして評価
評価方法	応力解析	発生応力が許容応力度を超えないことを確認	鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断力が評価基準値を超えないことを確認	④, ⑤
解析モデル	 <p>(a) 平面図</p>  <p>(b) 断面図 (A-A' 断面)</p> <p>注: 青太線は, はり要素を示す。</p>	 <p>(a) 全体鳥瞰図</p>  <p>(b) 全体鳥瞰断面図 (A-A' 断面)</p> <p>注: 黒太線は, はり要素を示す。</p>	②	

【具体的な反映事項】（表の備考欄に対応）

- ① 既工認では弾性解析を採用しているが、今回工認では弾塑性解析を採用する。（詳細は「2.3.1 弾塑性解析の採用」及び別紙1-1「基礎スラブの応力解析モデルへの弾塑性解析の適用について」に示す。）
- ② 今回工認ではEL 1.3m～EL 15.3mの剛性の高い一部壁及び床スラブを積層シェル要素でモデル化する。（詳細は「2.2 設置変更許可時からの変更について」及び「2.3.2 一部壁及び床スラブの積層シェル要素でのモデル化」に示す。）
- ③ コンクリートのヤング係数及びポアソン比については、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，1999 改定）」に基づき再計算する。
- ④ 「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格（（社）日本機械学会，2003）」に基づき評価する。（詳細は別紙1-1-1「許容限界設定の考え方について」に示す。）
- ⑤ 荷重の種類で区分した解析ステップごとに荷重を入力する一連の解析を実施し、最終的な応力又はひずみにより評価を実施する。なお、解析ステップは地震荷重以外の荷重，地震荷重の順である。

2.2 設置変更許可時からの変更について

2.2.1 モデル化方法の変更

設置変更許可時に採用予定としていた解析モデル（以下「設置許可モデル」という。）は、既工認モデルと同様に、内部ボックス壁、外部ボックス壁、火打ち壁、ドライウェル外側壁等の剛性の高い壁を、その剛性を考慮した等価なはり要素でモデル化することとしていた。しかし、今回工認モデルでは、壁の立体的な形状による剛性への寄与を考慮することを目的として、はり要素でモデル化する予定であった壁のうち、EL 1.3m～EL 15.3m の壁を積層シェル要素でモデル化する。また、EL 8.8m, EL 10.3m, EL 12.5m 及び EL 15.3m の床スラブを積層シェル要素でモデル化する。

設置変更許可時からのモデル化方法の変更点を表 2-2 に、設置許可モデル（既工認モデル）と今回工認モデルの概念図を図 2-1 に示す。

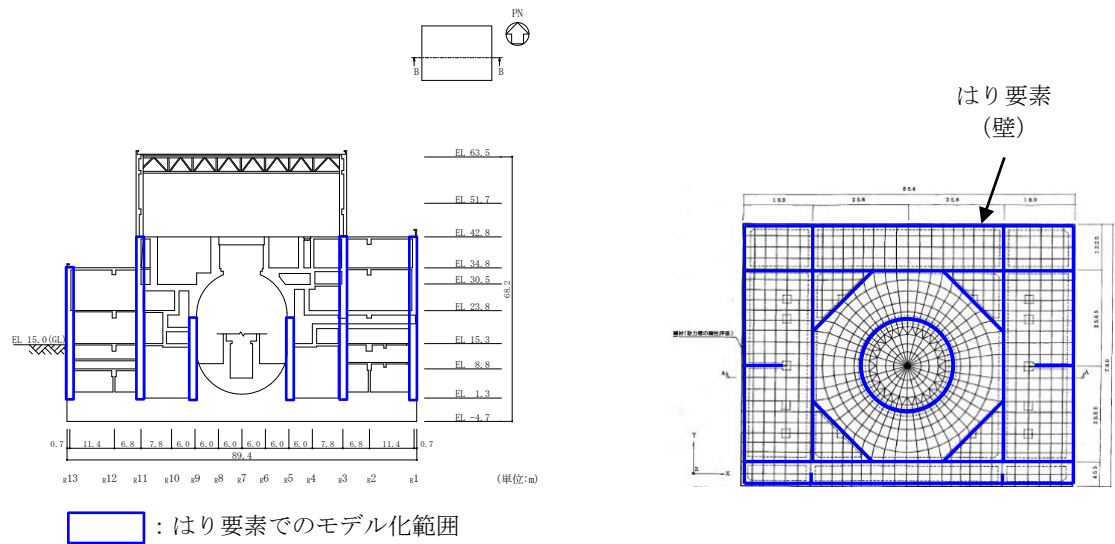
なお、今回工認モデルにおいて、EL 1.3m～EL 15.3m の壁及び床スラブは積層シェル要素でモデル化しているが、弾性部材*としてモデル化している。一方、VI-2-2-2「原子炉建物の地震応答計算書」に示すとおり、原子炉建物の地震応答解析では弾塑性時刻歴応答解析を実施しており、S_s地震時にせん断スケルトン曲線上の最大応答値が第 1 折れ点を超え、塑性化する結果となっていることから、壁が塑性化することによる影響について確認する。確認結果については、別紙 5「地震応答解析による壁の塑性化に対する影響検討」に示す。

注記*：原子炉建物基礎スラブの弾塑性応力解析に用いる解析コード「ABAQUS」の検証及び妥当性確認には積層シェル要素が用いられていることから、弾性部材を積層シェル要素でモデル化している。

表 2-2 設置変更許可時からのモデル化方法の変更点

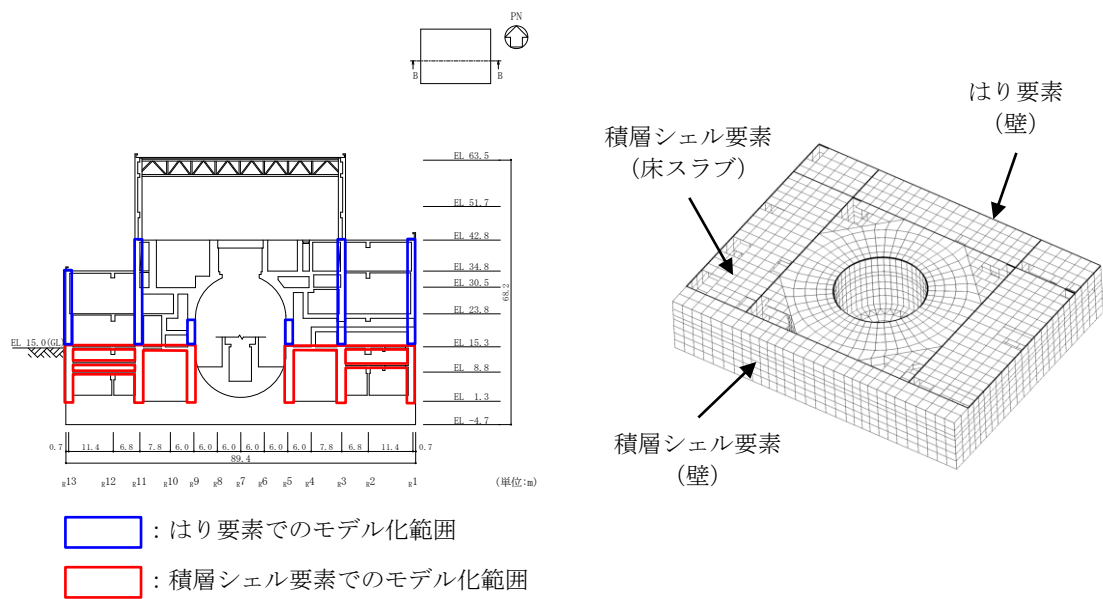
部位	EL (m)	設置許可モデル* (既工認モデル)	今回工認モデル*	備考
壁	15.3～42.8	はり要素	はり要素	変更なし
	1.3～15.3	はり要素	積層シェル要素	
床スラブ	8.8, 10.3, 12.5, 15.3	—	積層シェル要素	

注記*：壁及び床スラブは弾性部材としてモデル化。



注：右図の青太線は、はり要素を示す。

(a) 設置許可モデル (既工認モデル)



注：右図の黒太線は、はり要素を示す。

(b) 今回工認モデル

図 2-1 設置許可モデル (既工認モデル) と今回工認モデルの概念図

2.2.2 モデル化方法の変更による影響

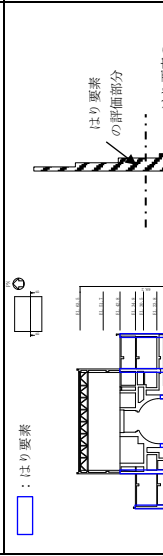
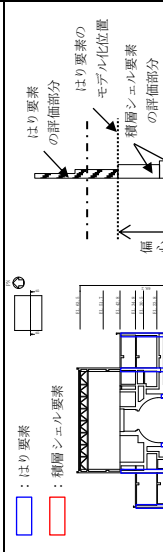
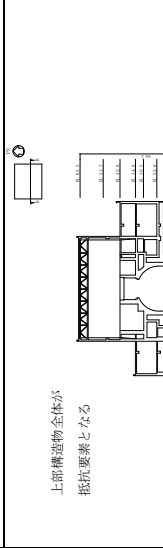
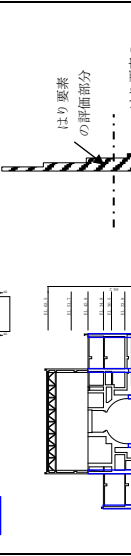
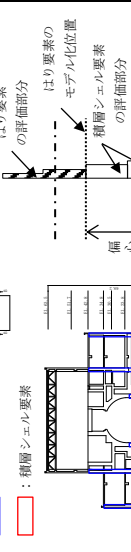
設置許可モデル（既工認モデル）は、内部ボックス壁、外部ボックス壁、火打ち壁、ドライウエル外側壁等の剛性の高い壁を等価な剛性を考慮したはり要素でモデル化しているが、考慮している剛性は基礎スラブ面外方向の剛性のみとしている。本来、基礎スラブより上階において耐震壁等の直交する壁は相互につながっているが、その効果は考慮されていない。

一方、今回工認モデルでは EL 1.3m～EL 15.3m の壁を積層シェル要素でモデル化していることから、設置許可モデル（既工認モデル）ではり要素として考慮していた基礎スラブに対する面外剛性に加えて、壁の面外剛性、面内剛性も考慮される。また、EL 8.8m, EL 10.3m, EL 12.5m 及び EL 15.3m の床スラブを積層シェル要素でモデル化している。これらの壁及び床スラブが全体として基礎スラブへの拘束部材となり、より実状に近い構造挙動となる。例えば、地震荷重時に基礎スラブが面外に変形しながら浮上りを生ずる挙動に対して、地震方向と直交方向の壁が一体性を保持しつつ、立体的に抵抗することとなる。また、設置許可モデル（既工認モデル）のはり要素は中立軸を壁の図心として評価したものを基礎スラブ中心位置に設定しており偏心が考慮されないのに対し、今回工認モデルでは壁の積層シェル要素を基礎スラブ上端より立ち上げるため、基礎スラブ中心（モデル化位置）からの偏心距離が考慮されることにより曲げ剛性が大きく評価される。これらの結果、基礎スラブの面外変形が設置許可モデル（既工認モデル）と比較して小さくなり、基礎スラブの応力は低減することとなる。

ただし、実機では上部構造物全体の壁及びスラブが一体となって拘束効果を発揮するのに対し、今回工認モデルでは EL 1.3m～EL 15.3m のみを積層シェル要素でモデル化することから、拘束効果は実機より小さく保守的である。

上部構造物のモデル化方法の変更に伴う解析上の影響を表 2-3 に示す。

表 2-3 上部構造物のモデル化方法の変更に伴う解析上の影響

項目	設置許可モデル (既工認モデル)	今回工認モデル	実機の状態 (想定される実現象)
影響範囲 (モデル化範囲)	<ul style="list-style-type: none"> EL 1.3m~EL 42.8m までの内部ボックス壁、外部ボックス壁、火打ち壁、ドライウエル外側壁等の剛性の高い壁 	<ul style="list-style-type: none"> EL 1.3m~EL 42.8m までの内部ボックス壁、外部ボックス壁、火打ち壁、ドライウエル外側壁等の剛性の高い壁 EL 8.8m, EL 10.3m, EL 12.5m 及び EL 15.3m の床スラブ 	<ul style="list-style-type: none"> 建物全体の壁及びスラブが抵抗要素となる 
上部構造物の剛性	<ul style="list-style-type: none"> EL 1.3m~EL 42.8m までの壁を等価な剛性を考慮したはり要素でモデル化 	<ul style="list-style-type: none"> EL 1.3m~EL 15.3m までの壁及び床スラブを積層シェル要素でモデル化 EL 15.3m~EL 42.8m までの壁を等価な剛性を考慮したはり要素でモデル化 	<ul style="list-style-type: none"> スラブの拘束等により、おおよそ層毎に中立軸に対する曲げ剛性が働くと考えられ、建物上部躯体全体として拘束効果を発揮する。
要素種別	<ul style="list-style-type: none"> EL 1.3m~EL 42.8m までの壁を対象としたせん断面積、断面二次モーメントから等価な1本のはり要素に置き換えており、拘束効果は実機及び今回工認モデルより弱い。 	<ul style="list-style-type: none"> EL 1.3m~EL 15.3m までは中立軸に対する曲げ剛性を考慮しており、設置許可モデル (既工認モデル) に比べて実機の状態に近いモデルとなっている。EL 15.3m より上にある床スラブはモデル化しておらず、その拘束は考慮していないことから、拘束効果は実機より弱い。 壁の曲げ剛性は基礎スラブ中心からの偏心が考慮されており、設置許可モデル (既工認モデル) と比べて実機により近いモデルとなっている。 	<ul style="list-style-type: none"> 土圧による荷重は基礎スラブに加え、地下部分の壁及び床スラブが荷重を負担する。
剛性評価	<ul style="list-style-type: none"> EL 1.3m~EL 42.8m までの壁を等価な剛性を考慮したはり要素でモデル化 	<ul style="list-style-type: none"> EL 1.3m~EL 15.3m までの壁及び床スラブを積層シェル要素でモデル化 EL 15.3m~EL 42.8m までの壁を等価な剛性を考慮したはり要素でモデル化 	<ul style="list-style-type: none"> スラブの拘束等により、おおよそ層毎に中立軸に対する曲げ剛性が働くと考えられ、建物上部躯体全体として拘束効果を発揮する。
土圧の負担要素	<ul style="list-style-type: none"> 土圧による荷重は全て基礎スラブが負担するモデルとなっており、実機及び今回工認モデルより負担要素は少ない。 	<ul style="list-style-type: none"> 土圧による荷重は基礎スラブに加え、地下部分の壁及び床スラブが荷重を負担するモデルとなっており、実機と同等である。 	<ul style="list-style-type: none"> 土圧による荷重は基礎スラブに加え、地下部分の壁及び床スラブが荷重を負担する。
基礎スラブの評価におけるモデル化の特徴及び保守性	<ul style="list-style-type: none"> 設置許可モデルは既工認モデルに基づいたモデルである。既工認モデルは当時の計算能力の制約もあり、上部躯体の立体的構造をモデル化しないシンプレックスモデルとしているため、モデル化した範囲の荷重を基礎スラブがすべて負担するモデルとなっている。 このようなモデル化により、基礎スラブの評価において実挙動に対して保守的なモデルとなっている。 	<ul style="list-style-type: none"> 今回工認モデルは EL 15.3m より上にある床スラブはモデル化していないため、これらの床スラブを含めた建物上部躯体全体としての拘束効果は考慮されていない。 このようなモデル化により、基礎スラブの評価において実挙動に対して保守的なモデルとなっている。 	<ul style="list-style-type: none"> 土圧による荷重は基礎スラブに加え、地下部分の壁及び床スラブが荷重を負担する。

2.3 既工認モデルと今回工認モデルの差異について

2.3.1 弾塑性解析の採用

応力解析に弾塑性解析を採用することについては、基準地震動 S_s による入力が増大に伴い、原子炉建物の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が塑性域に入ると考えられるため、その塑性域の挙動を適切に評価するために採用するものである。弾塑性解析の適用の妥当性については、別紙 1-1「基礎スラブの応力解析モデルへの弾塑性解析の適用について」に示す。

また、準拠する規格・基準について、原子炉建物基礎スラブに要求される機能は、基準地震動 S_s に対する間接支持構造物としての機能であり、許容限界としては機能維持となる。一方、鉄筋コンクリート造構造物に関する規格である「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格（(社)日本機械学会, 2003）」（以下「CCV規格」という。）は、基準地震動 S_s に対して主要施設としての機能確保が必要な施設に対する設計規格であるため、原子炉建物基礎スラブの弾塑性解析は CCV規格に基づき実施する。

2.3.2 一部壁及び床スラブの積層シェル要素でのモデル化

既工認モデルと設置許可モデルにおける上部構造物のモデル化方法は同じであることから、既工認モデルと今回工認モデルの差異については「2.2 設置変更許可時からの変更について」に示すとおりである。

なお、耐震壁の地震力算定に用いる地震応答解析では基礎スラブを剛体として扱っているため、基礎スラブの柔性等の実際の柔らかさを考慮する場合に対し基本的に耐震壁が負担する地震力を保守的に評価している。また、耐震壁の土圧荷重の評価においては一方向版を仮定し、基礎スラブとの接続部で固定とする等の評価を実施していることから耐震壁には十分な余裕があるが、積層シェル要素でモデル化した耐震壁に発生する応力については、念のためその影響について確認する。確認結果については、別紙 2-1「応力解析モデルでモデル化している部材の扱いについて」に示す。

別紙 1-1 基礎スラブの応力解析モデルへの
弾塑性解析の適用について

目 次

1. 概要	別紙 1-1-1
2. 弾塑性解析を採用する目的と解析条件について	別紙 1-1-2
2.1 弾塑性解析を採用する目的	別紙 1-1-2
2.2 弾塑性解析を採用するに当たっての解析条件	別紙 1-1-3
3. 材料構成則の適用性・妥当性について	別紙 1-1-5
3.1 コンクリート（引張側）	別紙 1-1-5
3.2 コンクリート（圧縮側）	別紙 1-1-17
3.3 鉄筋（引張側，圧縮側）	別紙 1-1-18
4. 既往研究に基づく弾塑性解析の適用性・妥当性について	別紙 1-1-19
5. まとめ	別紙 1-1-25
6. 参考文献	別紙 1-1-26

参考資料 1 原子炉建物の基礎スラブの耐震重要度分類の考え方及び耐震評価方針について

1. 概要

島根原子力発電所の建設時の工事計画認可申請書（以下「既工認」という。）では、原子炉建物の基礎スラブ等の鉄筋コンクリート部材の応力解析において、3次元FEMモデル等を用いた弾性解析により評価を実施していた。

今回の工事計画認可申請書（以下「今回工認」という。）では、入力地震動の増大に伴い、鉄筋コンクリート部材の塑性化が想定されることから、鉄筋コンクリートの弾塑性挙動を踏まえた適切な評価を実施するために、基準地震動 S_s による検討においては、基本的に材料（コンクリート、鉄筋）の非線形特性を考慮した弾塑性解析を採用する。

本資料は、既往の研究から得られた知見の整理を通して、原子炉建物の基礎スラブ等の応力解析において、3次元FEMモデルを用いた弾塑性解析を採用することの適用性・妥当性について説明するものである。

2. 弾塑性解析を採用する目的と解析条件について

2.1 弾塑性解析を採用する目的

弾性解析と弾塑性解析の応答性状の違いを示した概念図を図 2-1 に示す。弾性解析は、どれだけ入力が大きくなっても初期の剛性が維持され続けるという仮定での解析を実施することとなるので、入力レベルが小さい場合は実現象を精度良く再現することができるが、入力の増大により挙動が塑性領域に入るような場合、部材の塑性化により剛性が低下する現象を模擬できない。そのため、実挙動が塑性領域に入る場合に弾性解析を用いると、応力を過大に評価し、ひずみ（変形量）は過小に評価することとなる。この傾向は入力が大きくなればなるほど、より顕著になると考えられる。

今回工認では、基準地震動 S_s による入力の増大に伴い、原子炉建物等の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が塑性領域に入ると考えられることから、入力レベルに応じた構造物の挙動を適切に評価することを目的として弾塑性解析を採用することが必要であると判断した。

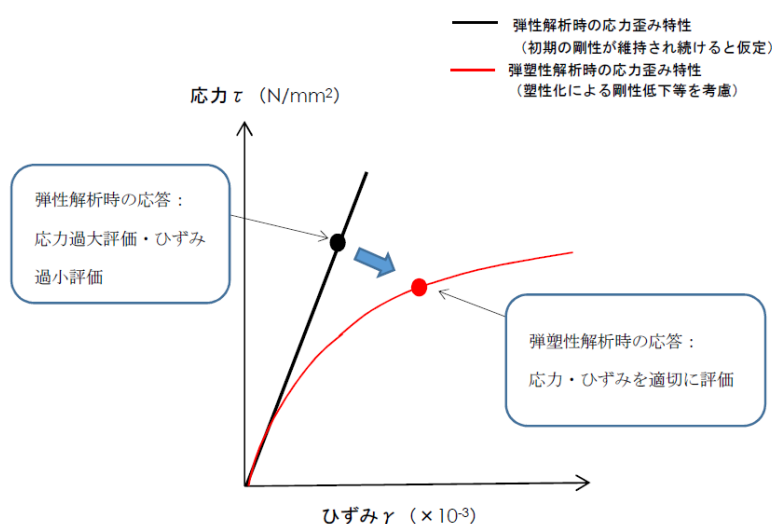


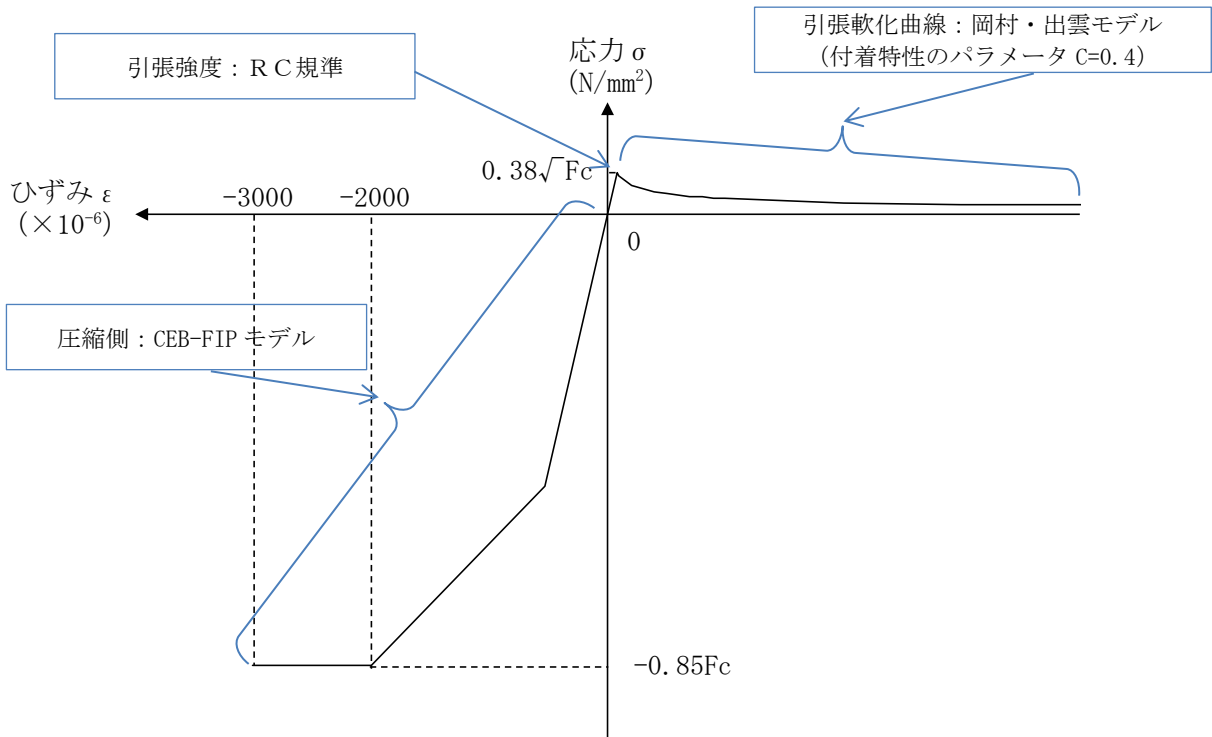
図 2-1 弾性解析と弾塑性解析の違い（概念図）

2.2 弾塑性解析を採用するに当たっての解析条件

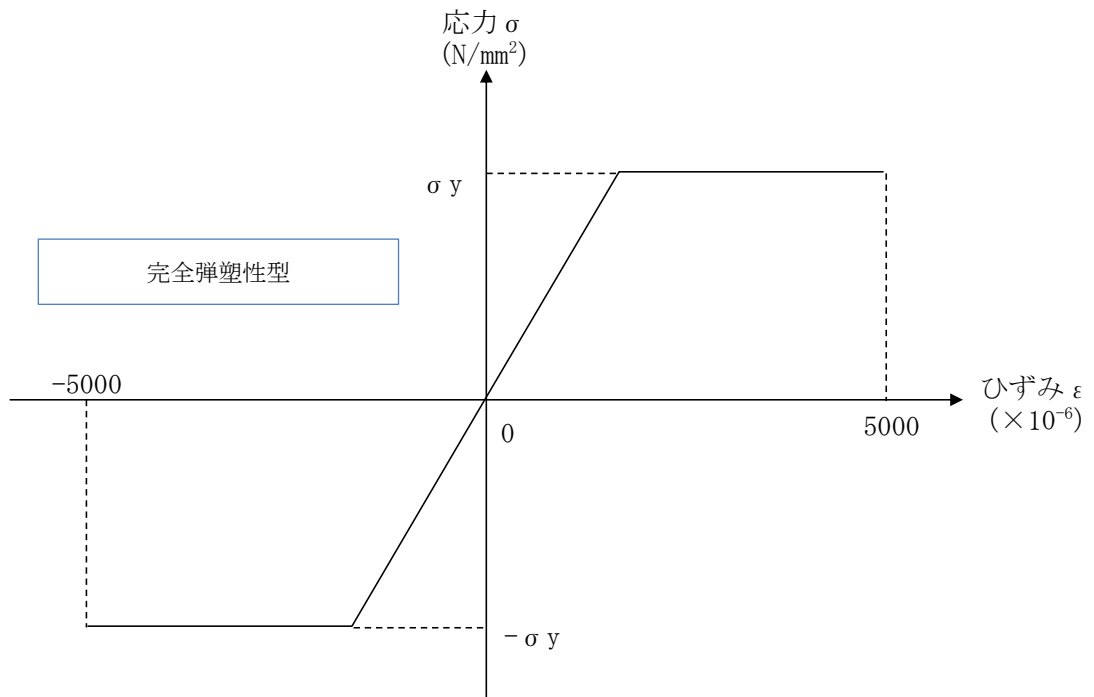
2.1 で説明したとおり，原子炉建物の基礎スラブ等の応力解析に弾塑性解析を取り入れることによる利点としては，既工認で採用していた弾性解析では表現出来ないような大入力時の弾塑性挙動を評価できることにある。弾塑性挙動を適切に評価するに当たっては，塑性領域を含めた鉄筋及びコンクリートの材料構成則（材料の応力とひずみの関係をモデル化したもの）を適切に設定し解析を実施する必要があると考えられる。

今回工認で採用する材料構成則を図 2-2 に示す。ここで，コンクリート（圧縮側）は CEB-FIP⁽¹⁾モデル，コンクリート（引張側）は「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，1999 改定）」（以下「RC規準」という。）（ひび割れ点の評価）と岡村・出雲モデル⁽²⁾（ひび割れ点以降の引張軟化曲線），鉄筋（圧縮・引張側）は完全弾塑性型を用いているが，弾塑性挙動へ与える影響が大きいため，その設定の適用性・妥当性について検討する。

また，応力解析においてシェル要素を用いた弾塑性解析を採用することについても，その適用性・妥当性を検討する。



(a) コンクリートの応力-ひずみ関係



(b) 鉄筋の応力-ひずみ関係

F_c : コンクリートの設計基準強度, σ_y : 鉄筋の降伏強度

図 2-2 採用する材料構成則

3. 材料構成則の適用性・妥当性について

原子炉建物の基礎スラブ等の応力解析では、基準地震動 S_s による外力の増大に伴い、鉄筋コンクリート部材の塑性化が想定されることから、鉄筋コンクリートの弾塑性挙動を踏まえた適切な評価を実施するために弾塑性解析を採用する。その中でも適用した材料構成則が弾塑性挙動に直結する項目であることから、以下で設定に当たって適用した文献の内容を整理し、その適用性・妥当性を検討する。

3.1 コンクリート（引張側）

コンクリートの引張側の材料構成則のうち、ひび割れが発生するまでのコンクリートの剛性は圧縮側の初期剛性と同様の値とし、引張強度については、RC規準における曲げひび割れ時のコンクリート引張強度に関する記載である(3.1)式を参考に、その下限値を設定している。なお、RC規準は、既工認でも適用実績のある規格規準である。また、今回工認では引張強度の下限値を参照し、コンクリート引張側のエネルギー消費を低く見積もることにより鉄筋の引張側の負担が増えるように配慮しており、十分に保守的な設定であると考えられる。

$${}_c\sigma_t = (0.38 \sim 0.75) \sqrt{\sigma_b} \cdots \cdots \cdots (3.1)$$

ここで、

${}_c\sigma_t$: コンクリートの引張強度

σ_b : コンクリートの圧縮強度

また、ひび割れ発生後は応力再配分により力の大部分は鉄筋が負担することとなるものの、実現象としては、鉄筋とコンクリート間の付着によりひび割れ後のコンクリートも構造全体に生じる応力の一部を負担することから、ひび割れ後の性状を考慮するために、ひび割れ点以降のコンクリートの構成則として引張軟化曲線を定義している。引張軟化曲線としては、弾塑性解析で使用する計算機コード「ABAQUS」で、各種実験結果との対応が良いことが確認されている岡村・出雲モデルを採用する。

岡村・出雲モデルは、既往文献における知見を参照して設定した項目であり、既工認で適用実績がないため、以下で、モデルの概要（モデルが提唱された論文における妥当性検証の内容含む）について整理した上で、既往の検討例を整理することにより原子炉建物の基礎スラブ等の弾塑性解析への適用性を検討する。

(1) 岡村・出雲モデルの概要

岡村・出雲モデルは、ひび割れた鉄筋コンクリートの引張軟化を評価する際に設定するコンクリートの引張軟化曲線である。鉄筋に関係なく、ひび割れ後のコンクリートの平均応力-平均ひずみの関係を与えているのが特徴であり、下記の式により表現される。

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^c \dots\dots\dots (3.2)$$

ここで、

σ_t : ひび割れと直角方向のコンクリートの平均引張応力

f_t : 2軸応力下のコンクリートの引張強度

ε_{cr} : ひび割れ発生時の平均引張ひずみ

ε_t : ひび割れと直角方向の平均引張ひずみ

c : 付着性状を表すパラメータ

本モデルの妥当性については、原論文においても既往の実験結果との比較により検証されているため、以下ではその概要について記載する。

原論文では、(3.2)式を用いることで既往の実験(Collins-Vecchioの実験⁽³⁾及び森田・角の実験⁽⁴⁾)から求められたコンクリートの平均応力-平均ひずみ曲線をほぼ再現できることを確認している(図3-1)。ここで、付着性状を表すパラメータ c としては、鉄筋として溶接された金網を用いたCollins-Vecchioの実験では $c=0.2$ 、異形鉄筋を用いた森田・角の実験は $c=0.4$ が採用されている。なお、今回工認の原子炉建物の基礎スラブ等の応力解析モデルでは、原子炉建物の基礎スラブ等で用いている鉄筋が異形鉄筋であることを踏まえ、 $c=0.4$ を採用している。

また、ひび割れ後のコンクリートの構成則として(3.2)式を用いた検討を実施し、既往の実験時の挙動を再現できるかを確認している。ここでは、既往の実験(Collins-Vecchioの実験及び青柳・山田の実験⁽⁵⁾)からコンクリートの引張剛性の影響を受ける供試体を選定し、鉄筋コンクリート部材の挙動(せん断ひずみ、鉄筋のひずみ)が実験値とよく一致する結果となることを確認している(図3-2)。このことから岡村・出雲モデルがひび割れ後の挙動をよく表現できるモデルであるとしている。

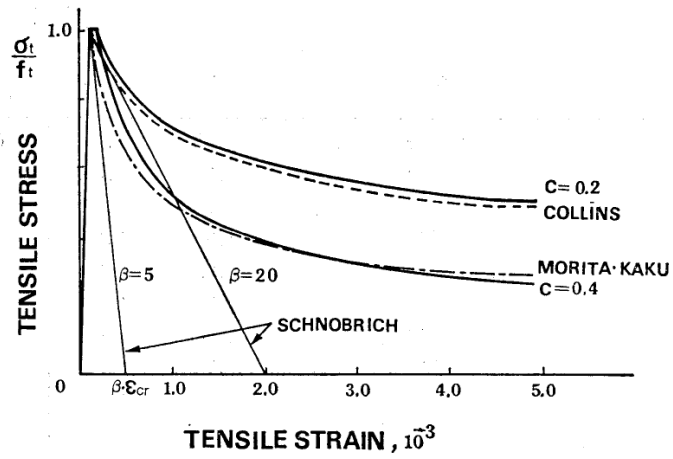


図 3-1 岡村・出雲モデルと他のモデルとの比較
(文献(2)より引用)

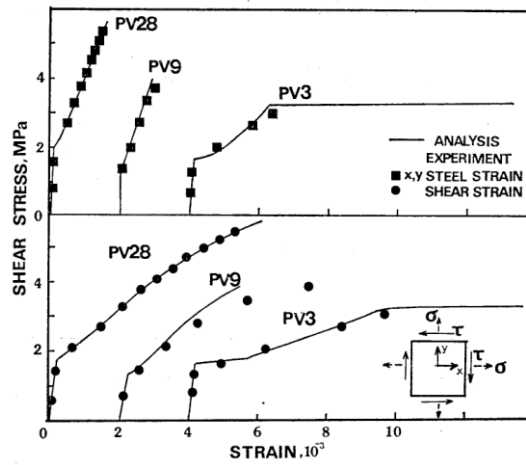


図 3-2 コンクリート引張剛性モデルの検証結果
(文献(2)より引用)

(2) 解析プログラム「ABAQUS」を用いた検討例

a. 日本建築学会「コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用」での検討例

日本建築学会「コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用」⁽⁶⁾には、鉄筋コンクリート部材の応力解析に用いる解析プログラム「ABAQUS」を使用した解析例が示されている。

ここでもコンクリートの引張軟化曲線として岡村・出雲モデルを用いた検討例が示されており、既往の試験結果と解析結果との対応が良好であることが確認されている。

本文献においては、簡易要素ベンチマークテスト、梁せん断試験、床曲げ試験の検討例が示されている。以下にその概要を述べる。

梁せん断破壊試験については、既往の文献⁽⁷⁾に示される試験体を模擬して、試験体中央部に鉛直方向単調荷重を変位制御で載荷する静的漸増非線形解析を実施し、「ABAQUS」で用いる塑性損傷モデルに係るパラメータを検討したものである（図 3-3）。ここでの検討の結論としても、コンクリートの引張軟化曲線は、岡村・出雲モデルを用いた検討ケースが文献における実験結果との対応が良好とされている。

鉄筋コンクリート床の曲げ破壊試験については、既往の文献⁽⁸⁾に示される試験体を模擬し、荷重積載部に鉛直方向単位荷重を変位制御で載荷する静的漸増非線形解析を実施し、「ABAQUS」で用いる塑性損傷モデルに係るパラメータを検討したものである（図 3-4）。ここでの検討の結論としても、コンクリートの引張軟化曲線は、岡村・出雲モデルを用いた検討ケースが文献における実験結果との対応が良好とされている。

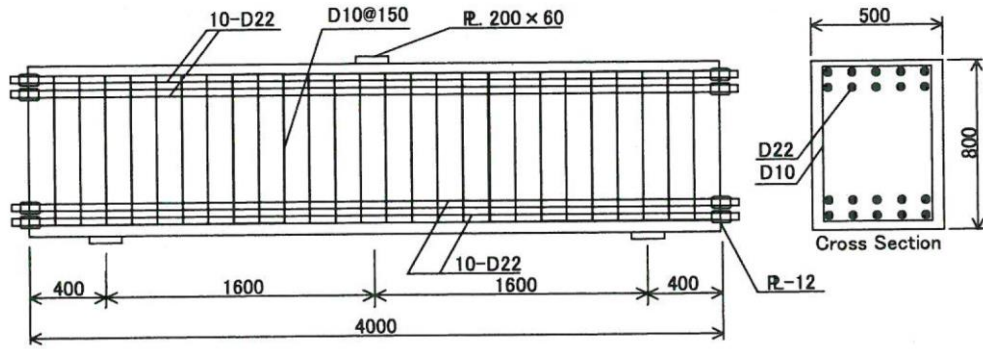


図-4.3.9 試験体諸元 (単位: mm)

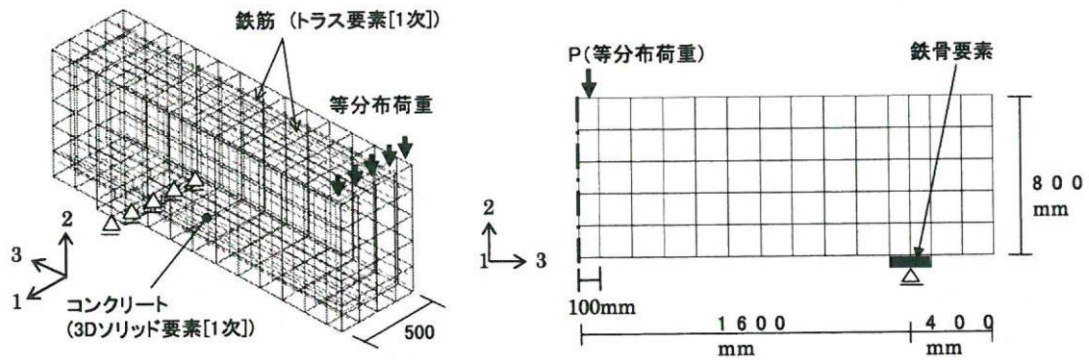


図-4.3.10 解析モデル

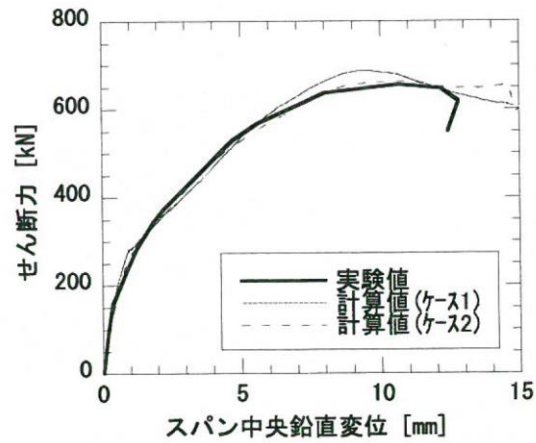


図-4.3.11 セン断力—スパン中央鉛直変位関係

図 3-3 梁せん断破壊試験に基づく検証結果
(文献(6)より引用)

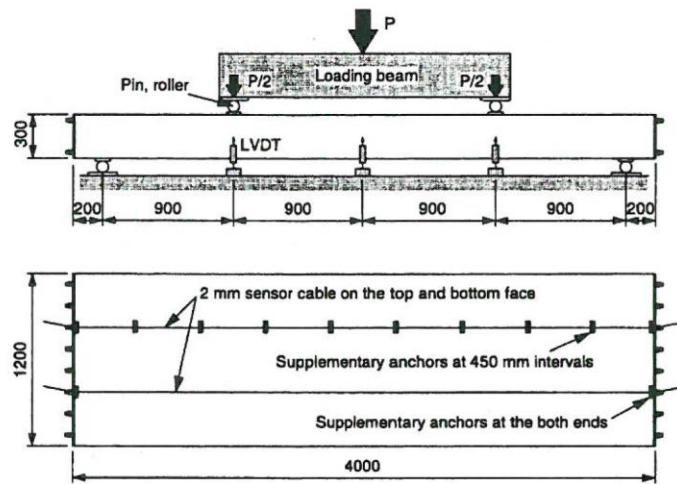


図-4.3.12 試験体諸元

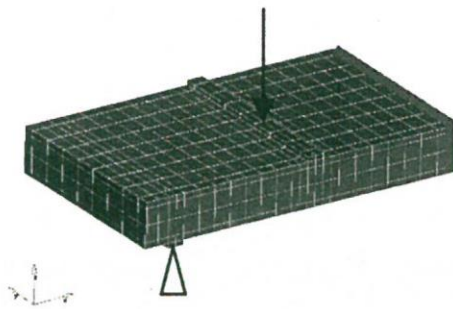


図-4.3.13 解析モデル

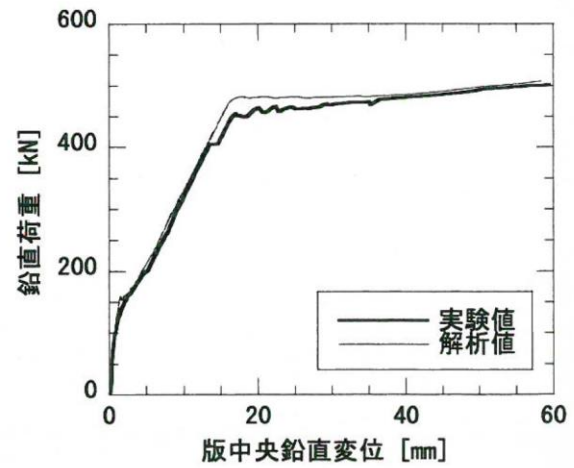


図-4.3.14 鉛直荷重—版中央鉛直変位関係

図 3-4 鉄筋コンクリートの曲げ破壊試験に基づく検証結果
(文献(6)より引用)

b. 原子炉格納容器信頼性実証事業における検討例

財団法人原子力発電技術機構が実施した原子炉格納容器信頼性実証事業⁽⁹⁾においても、基礎要素特性試験（二軸引張基礎要素特性試験）の結果を用いて、「ABAQUS」による検討を実施しており、そこで得られた知見として、コンクリートの構成則特性については、出雲式(岡村・出雲モデル)が実験との整合が良いと記載されている。試験及び解析の概要を以下に示す。

基礎要素特性試験は、RCCVの限界挙動を評価する解析モデルの妥当性検証を主たる目的として実施されたものであり、RCCVにおいて想定される破損部位とモードを踏まえて試験内容が設定されている。RCCVの破壊想定部位及びモードは図3-5に示すとおりとしており、このうち、局所的な損傷が大きくなる領域（円筒壁脚部：面外せん断，面外曲げ，大開口部：引張，トップスラブ開口部：円周方向引張曲げ，トップスラブ隅角部：面外せん断，面外曲げ）に対しては、部分詳細モデルを用いた解析を実施し、特に、円筒壁における大開口部周りでは、開口部周りの厚板部と薄板の接合部等の開口部を構成する補強部材等の影響で、ライナにひずみ集中が発生することが想定された。このため、開口部及び周囲の鉄筋コンクリート／ライナ性状を模擬した2軸引張試験が実施されることとなったものである。

試験ではRCCVの開口部及び周囲の鉄筋コンクリート／ライナ性状を模擬した試験体（ライナあり・なしの2種類の試験体）を直角2方向に引張加力し、その構造的挙動を確認している。試験体の材料（鉄筋，コンクリート）は実機と同等のものを用いており、配筋についても実機をできる限り忠実にモデル化している。試験体の縮尺は、ライナの破損を評価するためにはできるだけ大きな縮尺が望ましいとして、1/2倍としている。試験体形状及び加力装置を図3-6に示す。

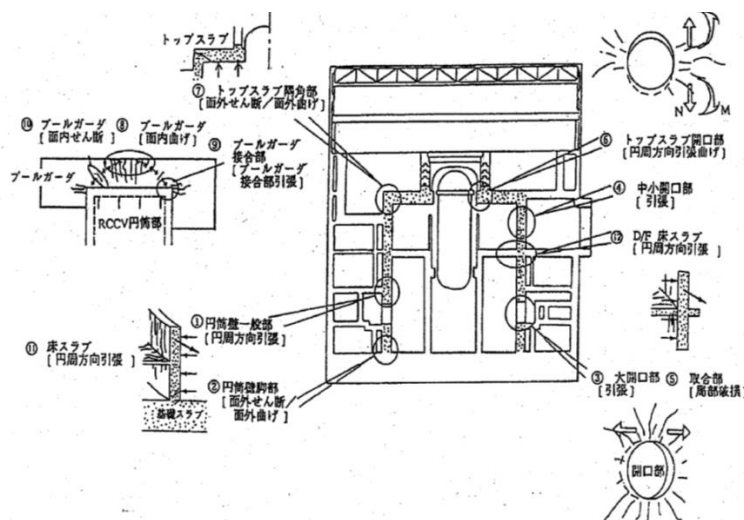


図3-5 RCCVの破損想定部位とモード
(文献(9)より引用)

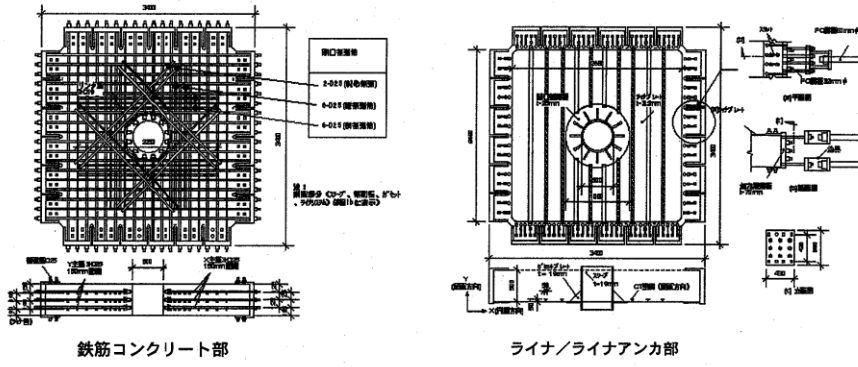


図 4.3-9 二軸引張試験体

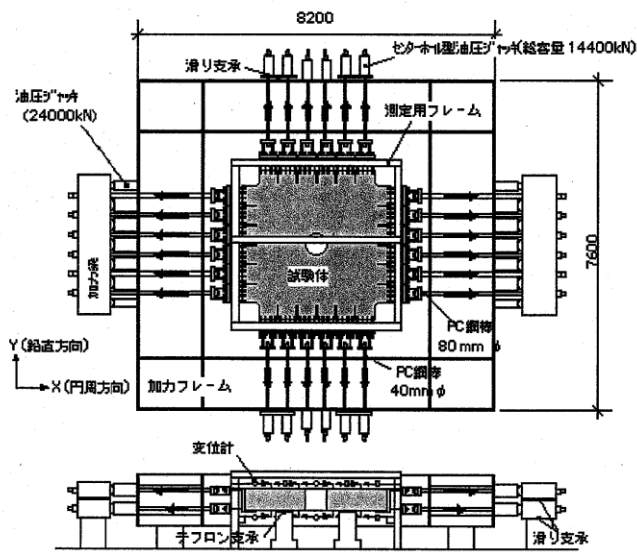


図 4.3-10 二軸引張試験装置

図 3-6 二軸引張基礎要素特性試験の試験体及び試験装置
(文献(9)より引用)

実験結果を踏まえた解析としては、荷重分布・材料物性・構成則・要素の種類（シェル要素，ソリッド要素）・ライナアンカのモデル化が及ぼす影響について検討が行われている。シェル要素での検討は，解析コード「LASHET」（清水建設（株）所有），ソリッド要素での検討では，解析コードとして「ABAQUS」が使用されている。

ソリッド要素モデルは，開口部周りや円筒部脚部，トップスラブ隅角部を対象とする解析に用いられており，検討に当たっては，図 3-7 に示すとおり，ライナなしの RC のみのモデルとライナありのモデルが作成されている。ライナなしのモデルはコンクリートの引張強度とテンションスティフニング特性（引張軟化曲線）をパラメータとして解析し，シェル要素モデルと解析精度の比較が行われている。

解析結果を図 3-8 に示す。この解析から得られた知見のうち，コンクリート構成則特性については，出雲式（岡村・出雲モデル）が実験との整合が良いとされている。

なお，NUPEC による解析において，岡村・出雲モデル適用時の付着性状を表すパラメータは，岡村・出雲モデルの原論文で異形鉄筋に対する適用性が確認されている $c=0.4$ が使用されている。

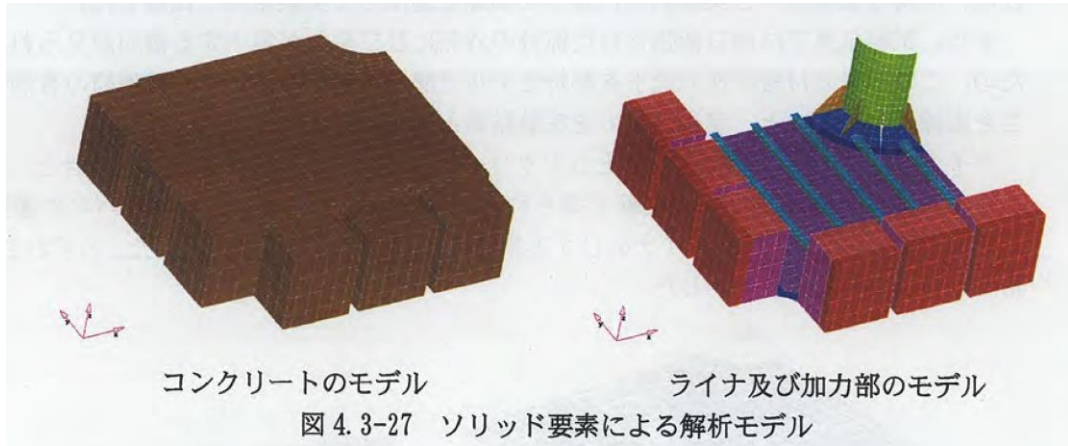


図 3-7 ソリッド要素による解析モデル
(文献(9)より引用)

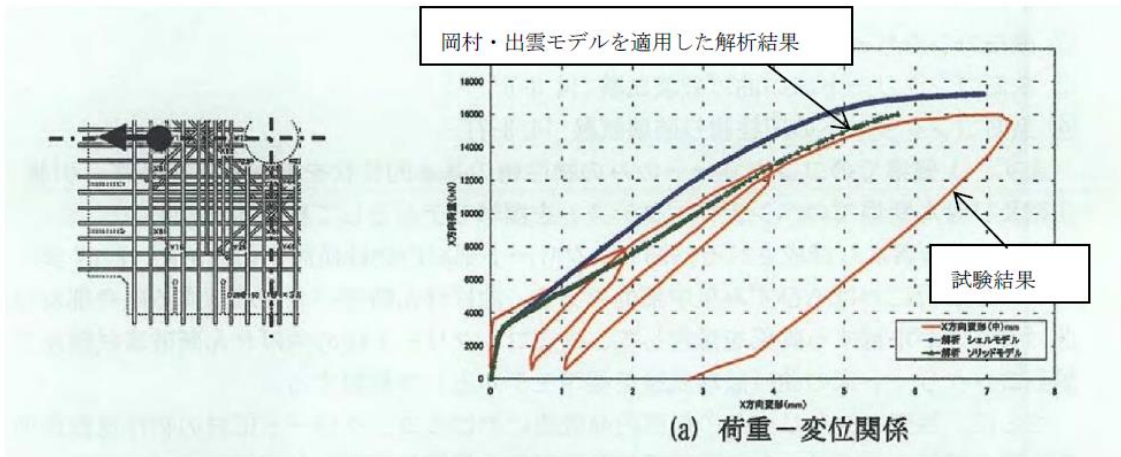


図 3-8 解析結果
(文献(9)より引用, 加筆)

c. 基礎スラブをシェル要素でモデル化した場合の検討例

弾塑性解析による既往の検討⁽¹⁰⁾⁽¹¹⁾では、基礎スラブをシェル要素でモデル化した場合の面外変形時の応力分布性状に関する比較検討を行っており、A I J 指針、道路橋示方書、鉄道構造物等設計標準、Eurocode に記述されている柱・梁部材の塑性ヒンジ領域の長さや部材せいとの関係におおむね整合する解析結果が得られることを示している（図3-9）。

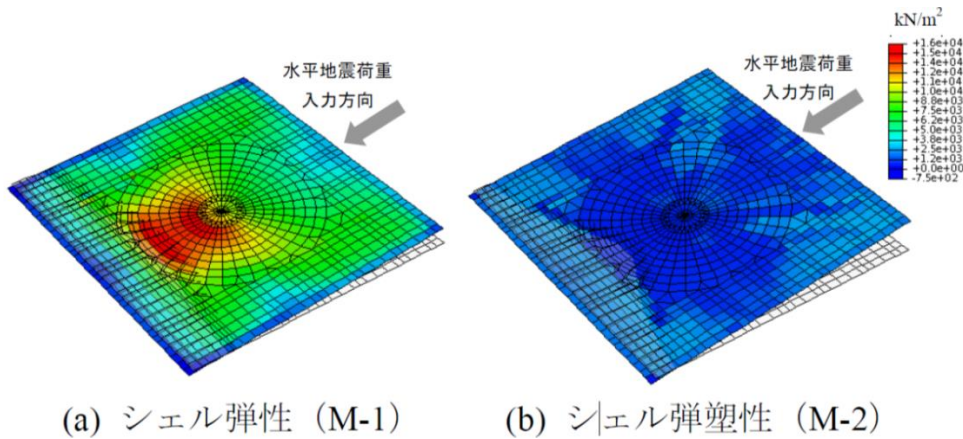


図-5 基礎スラブコンクリート部の最大主応力分布

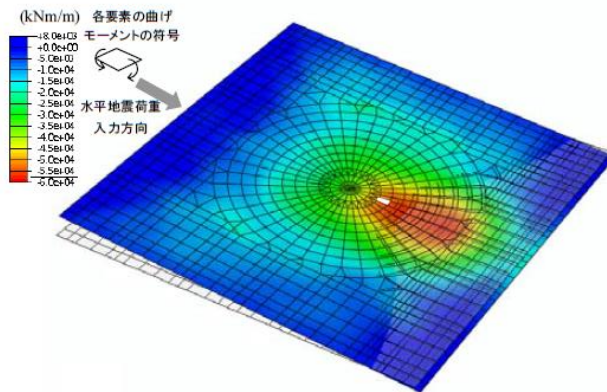


図-3 弾塑性解析 (M-2) による曲げモーメント分布

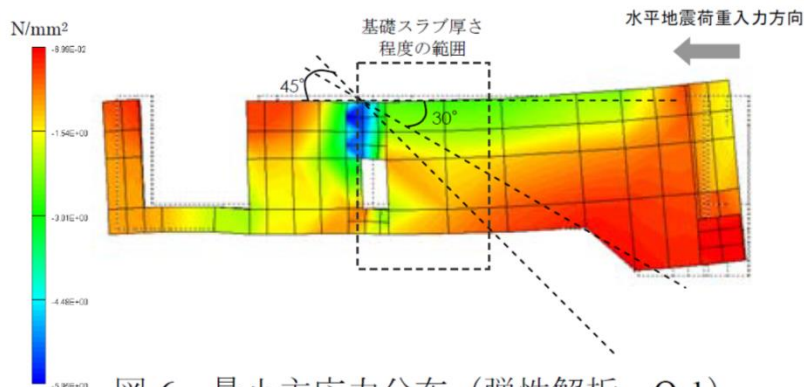


図-6 最小主応力分布 (弾性解析、Q-1)

図3-9 弾塑性解析による既往の検討例
(文献(10), (11)より引用)

(3) 岡村・出雲モデルの鉄筋コンクリート部材の応力解析への適用性について

岡村・出雲モデルは、提案時より既往の複数の実験結果を用いて妥当性が十分に検証されていること、また、今回使用する解析プログラム「ABAQUS」を用いた検討例でも鉄筋コンクリート部材の各種実験結果との対応が良好とされていることから、3次元FEMモデルによる弾塑性解析を実施する際のコンクリート（引張側）の構成則（引張軟化曲線）として、採用することは妥当であると考えている。

3.2 コンクリート（圧縮側）

コンクリートの圧縮応力度とひずみの関係は、「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格（（社）日本機械学会，2003）」（以下「CCV規格」という。）の図 CVE3511.2-1 を参考にした上で，パラボラ型の応力ひずみ曲線を想定するに当たって標準的な CEB-FIP Model Code に基づき設定している。

CEB-FIP Model Code におけるコンクリート（圧縮側）の構成則は以下の(3.3)式により規定されている。なお，(3.3)式に基づく場合，島根2号機のコンクリート強度は50MPa(N/mm²)以下であるため，終局ひずみは0.0035となるが，CCV規格における終局ひずみは0.003であるため，鉄筋コンクリート部材の応力解析で用いるのは0.003までの範囲内とする。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cd} &= 0.85f_{cd} \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right)^2 \right] && (\epsilon_c < \epsilon_{c1} \text{ の場合}) \\ \sigma_{cd} &= 0.85f_{cd} && (\epsilon_{c1} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \text{ の場合}) \\ \sigma_{cd} &= 0 && (\epsilon_{cu} < \epsilon_c \text{ の場合}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.3)$$

ここで，

$$\epsilon_{c1} = 0.002$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0035 \quad (f_{ck} \leq 50\text{MPa} \text{ の場合})$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0035 \left(\frac{50}{f_{ck}} \right) \quad (50\text{MPa} < f_{ck} \leq 80\text{MPa} \text{ の場合})$$

- σ_{cd} : コンクリートの応力
- ϵ_c : コンクリートのひずみ
- ϵ_{cu} : コンクリートの終局ひずみ
- f_{cd}, f_{ck} : コンクリート圧縮強度

CCV規格では，鉄筋コンクリート部材から構成されるRCCVにおいて，荷重状態IVに対する応力解析から求まる応力（膜力，曲げモーメント等）をもとにコンクリートの圧縮ひずみを算定する際，パラボラ型の応力ひずみ曲線を仮定している。CCV規格に示されるコンクリートの応力度・ひずみ関係を図3-10に示す。

なお，今回工認で参照した CEB-FIP Model Code はパラボラ型であるものの，前掲した図2-2に示したとおり，今回工認では折れ線近似している。

今回工認で適用するコンクリート圧縮側の応力ひずみ曲線の設定については，別紙1-1-2「コンクリート圧縮側の応力ひずみ曲線の設定について」に示す。

以上のことから，コンクリートの圧縮側の弾塑性特性については，CEB-FIP Model Code に基づき設定することは妥当であると考えている。

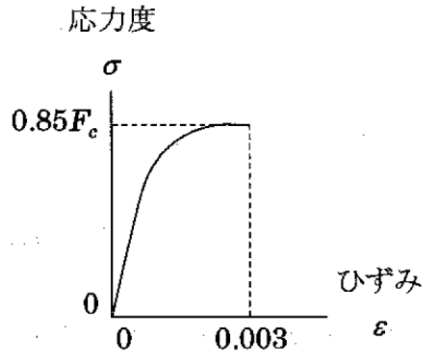


図 CVE3511.2-1 コンクリートの
応力度・ひずみ関係

図 3-10 コンクリートの応力度・ひずみ関係
(CCV規格より引用)

3.3 鉄筋（引張側，圧縮側）

鉄筋の非線形特性については，CCV規格（CVE-3511.2）に基づき完全弾塑性型として設定している。

CCV規格では，鉄筋コンクリート部材から構成されるRCCVにおいて，荷重状態IVに対する応力解析から求まる応力をもとに鉄筋の圧縮及び引張ひずみを算定する際，完全弾塑性型を仮定している。CCV規格に示される鉄筋の応力度・ひずみ関係を図3-11に示す。

以上のことから，3次元FEMモデルによる弾塑性応力解析を実施する際の鉄筋（引張側，圧縮側）の材料構成則として，完全弾塑性型を採用することは妥当であると考えている。

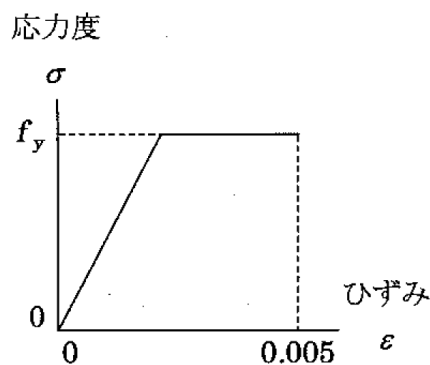


図 CVE3511.2-2 鉄筋の
応力度・ひずみ関係

図 3-11 鉄筋の応力度・ひずみ関係
(CCV規格より引用)

4. 既往研究に基づく弾塑性解析の適用性・妥当性について

(1) 基礎スラブの応力解析における適用要素の規基準類上の扱い

「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)」の「5.3.2 応力解析」には、「格納施設の基礎マット等の厚いコンクリート構造のFEM解析のモデル化については、基礎の幾何学的形状、上部構造及び基礎の解析モデル作成上の整合性を考慮して適切な要素を選択しなければならない。一般的に、原子炉建屋の基礎マットのようにマット厚の厚い部位の3次元FEM解析にはソリッド要素、又は面外せん断を考慮した平板要素を採用するのが良い。」と記載されている。ここで、面外せん断を考慮した平板要素とは、今回適用するシェル要素に該当する。

「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 2005 制定)」(以下「RC-N規準」という。)の「8 条 構造解析の基本事項」の解説には、「基礎スラブは荷重状態が複雑なため、弾性地盤に支持された板としてFEMでモデル化する場合が多い。要素としてはシェル要素またはソリッド要素が用いられる。」とされており、また、「11 条 基礎スラブ」の解説には、「原子炉建屋の基礎スラブの解析モデルは図 11.1 に示すように基礎スラブの形状に応じて、シェル要素やソリッド要素によりモデル化する。また、ボックス壁やボックス壁に接合する上層の床スラブによる全体変形の拘束効果を適切に反映する。」として、シェル要素を用いた基礎スラブのモデル化例(図 4-1)が記載されている。

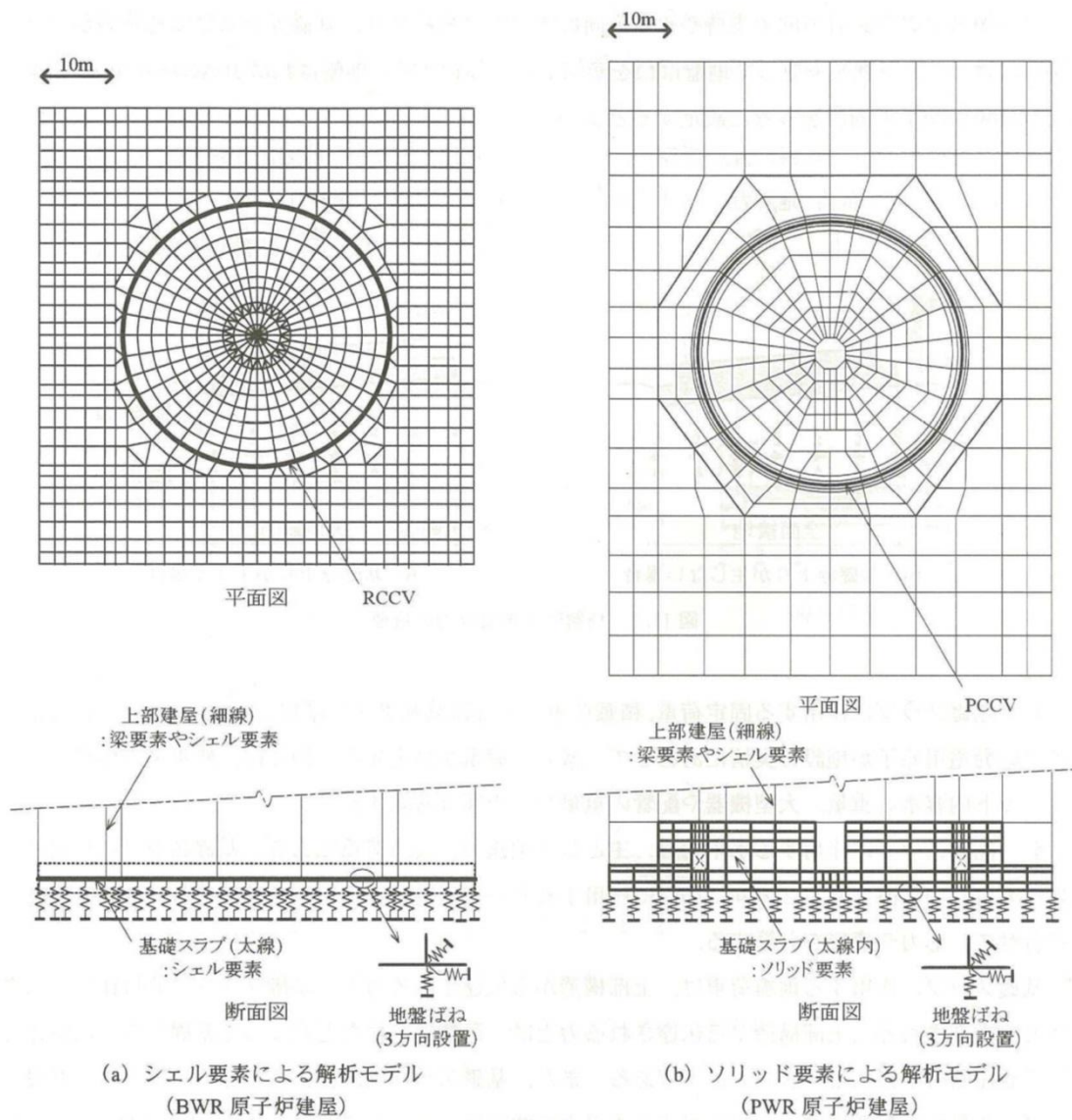


図 4-1 FEMによる解析モデルの例
(RC-N規準より引用)

(2) 弾塑性解析を用いた解析的検討

小柳他、小林他が実施した「原子炉建屋基礎スラブの合理的応力評価方法に関する解析的検討」⁽¹⁰⁾⁽¹¹⁾においては、基礎スラブをシェル要素でモデル化した場合とソリッド要素でモデル化した場合の弾性解析及び弾塑性解析を実施し、曲げモーメント及びせん断力の応力性状について比較検討することにより、合理的な応力評価法について検討している。

検討に当たっては、曲げモーメントについては、厚さ 5.5m 程度の基礎スラブを対象に積層シェル要素を、面外せん断力に対しては厚さ 8m 程度の基礎スラブを対象にソリッド要素をそれぞれ用いて検討を実施している。解析結果の概要を図 4-2 及び図 4-3 に示す。

図 4-2 に示したシェル要素によるモデルでは、弾塑性解析結果の各要素の曲げモーメントと弾性解析結果の曲げモーメントの比率の分析から、これらの比率が一定とみなせる範囲を評価している。この結果、基礎スラブ程度の厚さの範囲では応力比率がほぼ一定であり、弾塑性モデルにおいてコンクリートのひび割れ等により応力が平均化されていると評価している。また、この結果は既往知見に基づく柱・梁接合部の塑性ヒンジ領域と同等であるとしている。

図 4-3 に示したソリッド要素によるモデルの場合は、基礎スラブの断面内の応力分布から圧縮ストラット角度を 30~45° と評価し、柱・梁部材に関する既往知見とおおむね対応することを示している。圧縮ストラット角度から面外せん断力に関する平均化応力の範囲を基礎スラブ厚さの 0.8 倍~1.4 倍、平均的には 1.0 倍程度と想定できると評価している。また、この結果は実験等による既往知見ともおおむね対応しているとしている。

本文献は、塑性化が生じる応力レベルの基礎スラブの部位についての合理的な応力評価法について検討した文献であり、検討の過程において厚さ 5.5m 程度の基礎スラブの曲げモーメントに対してはシェル要素の弾性解析及び弾塑性解析を、厚さ 8m 程度の基礎スラブの面外せん断力に対してはソリッド要素を用いて検討を実施している。これらより、曲げモーメントに関しては、弾性解析結果と弾塑性解析結果の比較により平均化応力の範囲を検討し、既往知見の塑性ヒンジ領域と同等であることが確認された。また、検討に用いているモデルは違うものの、シェル要素とソリッド要素を用いた検討では同程度の平均化応力の範囲を示していることが確認された。

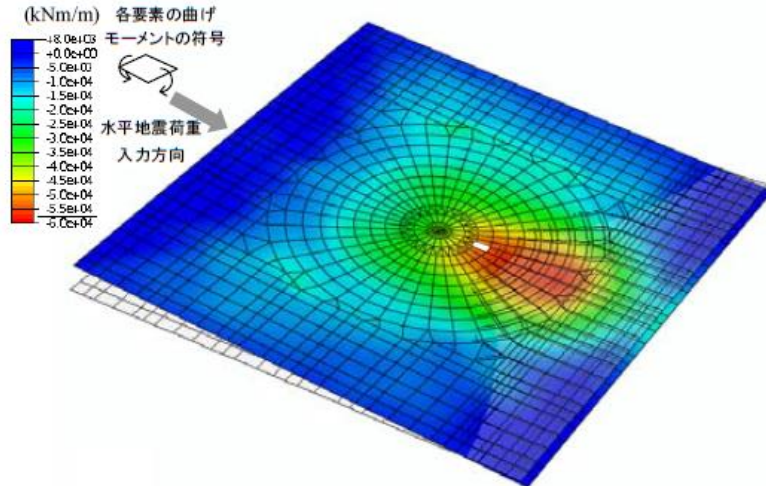


図-3 弾塑性解析 (M-2) による曲げモーメント分布

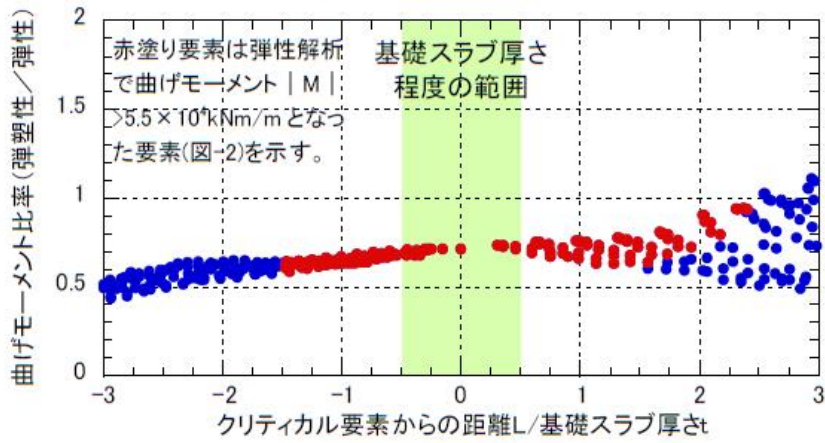


図 4-2 シェル要素を用いた基礎スラブの弾塑性解析結果の概要 (文献(11)より引用)

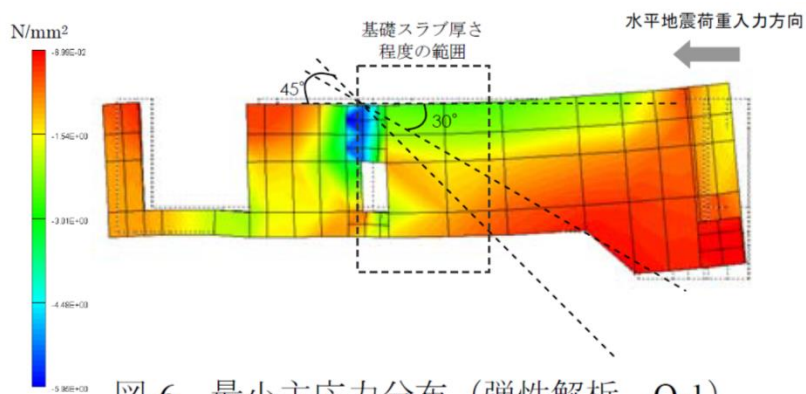


図-6 最小主応力分布 (弾性解析、Q-1)

図 4-3 ソリッド要素を用いた基礎スラブの弾塑性解析結果の概要 (文献(11)より引用)

(3) ソリッド要素と梁要素及びシェル要素の比較検討

山田が実施した「FEMにおける構造モデリング—ソリッド要素と構造要素（はり，シェル）の選択—」⁽¹²⁾においては、「コンピュータ性能の飛躍的な進歩により，非常に大規模な連続体の数値シミュレーションが可能となっている現状では，はり要素やシェル要素によってモデル化されてきた対象を，連続体としてソリッド要素によってモデル化し，大規模問題として複雑な構造物の応力解析を行うことが可能となっている。しかしながら，工学的観点で計算の精度や効率を考えたとき，すべてをソリッド要素でモデル化することは必ずしも適切ではない」との観点に基づき，モデル化の選択について考察を加えている。本文献では，はり要素やシェル要素の構造要素とソリッド要素とした場合について，片持ちはりを対象とした解析を行い，たわみの理論値との比較から要素選定に関する検討を行っている。

表 4-1 及び図 4-4 は，せん断変形の影響が表れる問題として，片持ちはりの長さが比較的短い場合の結果であり，たわみの数値をソリッド要素（双 1 次四辺形要素）とティモシェンコはり要素で比較したものである。表中の値は，ソリッド要素を用いた詳細な分割（1000×2000）による結果を参照解として正規化したものである。局所的な応力集中が無く曲げとほぼ一樣なせん断変形が支配的な状況においては，はり要素が適用可能であること，また，ある程度詳細な要素分割を行うことで，ソリッド要素についても適用可能であることが分かる。「以上では，はりにより議論を進めてきたが，シェル要素についても基本的には同様である」とされている。

なお，基礎スラブに支配的な地震時においては，ほぼ同様な応力状態にあると考えられる。

本論文では，はり，シェルの構造要素について，「一般に構造要素が適用可能な場合には，連続体としてソリッド要素によりモデル化するよりも効率的で精度の高いシミュレーションが可能となる」としている。

表 4-1 梁モデルを用いたソリッド要素と梁要素の解析結果の概要
(文献(12)より引用)

表 3 短い片持ちはりに対するたわみ

L	双 1 次四辺形要素			ティモシェンコ はり要素	
	分割	変位型	改良型	分割	1 次要素
3	3×2	0.697	0.952	5	0.995
	6×4	0.898	0.984	10	1.002
	12×8	0.971	0.995	20	1.004
5	5×2	0.703	0.978	5	0.993
	10×4	0.902	0.992	10	1.000
	20×8	0.973	0.997	20	1.002

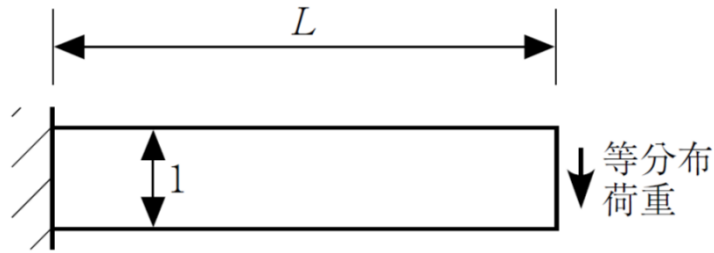


図7 一定断面片持ちはりの問題

図4-4 梁モデルを用いたソリッド要素と梁要素の解析検討モデル概要図
(文献(12)より引用)

(4) まとめ

既往研究に基づき、弾塑性解析の適用性・妥当性についての検討を行った結果、シェル要素を用いた基礎スラブの応力解析については規基準類上採用できること、また既往文献における適用実績があることを確認した。

以上より、原子炉建物の基礎スラブ等の応力解析において、シェル要素を用いた弾塑性解析による手法を採用することは妥当であると考えられる。

5. まとめ

原子炉建物の基礎スラブ等の応力解析で採用する材料構成則について、適用文献の内容を整理し、その適用性・妥当性を確認した。また、応力解析においてシェル要素を用いた弾塑性解析を採用することについても、既往研究に基づき適用性・妥当性を確認した。

以上より、原子炉建物の基礎スラブ等の応力解析において、3次元FEMモデルを用いた弾塑性解析を採用することの妥当性を確認した。

6. 参考文献

- (1) Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE), 1993
- (2) 出雲 淳一, 島 弘, 岡村 甫 : 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, Vol. 25, No. 9, pp. 107-120, 1987. 9
- (3) M.P. Collins, F.J. Vecchio: The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses, University of Toronto, March 1982
- (4) 森田司郎・角徹三 : 鉄筋コンクリート部材の引張試験による付着効果の研究, セメント技術年報, Vol. 18, pp. 426-430, 昭 39
- (5) 山田一字, 青柳征夫: ひび割れ面におけるせん断伝達, 第 2 回 R C 構造物のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp. 19-26, 1983. 10
- (6) 日本建築学会 : コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用, 2008
- (7) Saito, H et al. : Ultimate strength of reinforced concrete members subjected to transient high temperature distribution, Transactions of the 12th international conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT), Volume H, pp. 31-36, Aug. 1993
- (8) Kumagai, H. et al. : Fiber optic distributed sensor for concrete structures, Proceeding of the 1st fib Congress, Session 15, pp. 179-184, 2002
- (9) 財団法人 原子力発電技術機構 : 重要構造物安全評価 (原子炉格納容器信頼性実証事業) に関する総括報告書, 平成 15 年 3 月
- (10) 小柳他 : 原子炉建屋基礎スラブの合理的応力評価方法に関する解析的検討 (その 1) 基礎スラブの試解析, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 1039-1040, 2009
- (11) 小林他 : 原子炉建屋基礎スラブの合理的応力評価方法に関する解析的検討 (その 2) 合理的応力評価法 (案), 日本建築学会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 1041-1042, 2009
- (12) 山田貴博 : F E Mにおける構造モデリング—ソリッド要素と構造要素 (はり, シェル) の選択—, 精密工学会誌 Vol. 77, No9, 2011

原子炉建物の基礎スラブの耐震重要度分類の考え方及び耐震評価方針について

既工認時において原子炉建物は原子炉棟を含む建物全体の耐震重要度分類をAクラス（S₂機能維持）として設計しており、基礎スラブについては基準地震動S₂及び基準地震動S₁に対する荷重組合せによる耐震評価を実施していた。

一方、今回工認において、耐震重要度分類は、各施設の安全機能が喪失した場合の影響の相対的な程度（耐震重要度）に応じて分類することとされている。BWR MARK-Iである島根2号機原子炉建物の基礎スラブについては、J E A G 4 6 0 1-1987において、図1に示すように、「格納容器底部基礎マット」及び「格納容器底部外基礎マット」は耐漏えい機能は求められておらず、支持機能のみが要求されている。従って、原子炉建物の基礎スラブはSクラス設備ではなく、Sクラス設備の間接支持構造物として分類される。

以上を踏まえ、今回工認における原子炉建物の基礎スラブの評価においては、基準地震動S_sに対する評価を実施する。

ただし、既工認時にAクラスとして設計していること及び二次格納施設バウンダリである原子炉棟との連続性を踏まえ、弾性設計用地震動S_dに対する荷重組合せについて影響を確認することとする。影響確認については、別紙8「原子炉建物基礎スラブの弾性設計用地震動S_dによる検討」に示す。なお、解析は弾性解析とし、基準地震動S_sの評価に用いる今回工認モデルにより実施する。

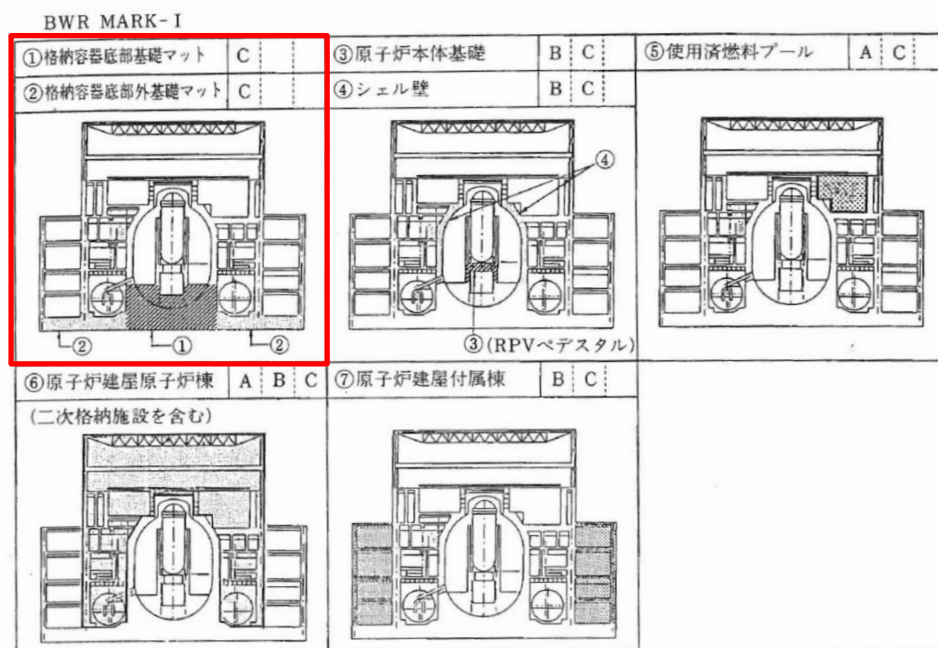


図1 原子炉建物に要求される機能
(J E A G 4 6 0 1-1987 より引用, 加筆)

別紙 1-1-1 許容限界設定の考え方について

目 次

1. 概要	別紙 1-1-1-1
2. コンクリート	別紙 1-1-1-2
3. 鉄筋	別紙 1-1-1-3
4. 鉄筋コンクリートの面外せん断力	別紙 1-1-1-4

1. 概要

本資料は、「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格（（社）日本機械学会，2003）」（以下「CCV規格」という。）等における荷重状態Ⅳのコンクリート及び鉄筋のひずみ並びに面外せん断力の許容限界設定の考え方について示すものである。

2. コンクリート

CCV規格において荷重状態Ⅳのコンクリートのひずみの許容値としては、 $0.003(3000\mu)$ が採用されている。

これは、American Concrete Institute「Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-02)」のChapter 10 Flexual and axial loads の記載に基づき設定されている。

コンクリートのひずみが 3000μ に達した状態は、最大圧縮強度時のひずみ (2000μ 程度) を超えた応力下降域 (軟化域) の状態にあり、若干のひび割れが入っているものの、ある程度の強度を有している状態である。また、一般的に、コンクリートのひび割れは、スリット状ではなく、複雑な形状で生じるため、放射線の低減効果が期待でき、遮蔽性能にあたる影響は無い。

なお、コンクリートの最大圧縮強度については、American Concrete Institute「Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-02)」のChapter 10 Flexual and axial loads の記載に基づき、 $0.85F_c$ (設計基準強度の 0.85 倍) に制限しており、実際のコンクリートの最大圧縮強度に対して余裕を見込んだ数値が設定されている。

3. 鉄筋

CCV規格において荷重状態Ⅳの鉄筋のひずみの許容値としては、 $0.005(5000\mu)$ が採用されている。

鉄筋のひずみを 5000μ とした理由について、CCV規格の解説に「部材の変形が過大にならないように配慮して定めた」とし、「一般的に多く使用されているSD345及びSD390の降伏ひずみ（中略）は 0.0017 及び 0.0019 であり、鉄筋の最大ひずみはこれら降伏ひずみの2から3倍程度とした」と記載されている。

一般に、鉄筋のひずみが 5000μ に達した状態は、降伏ひずみの2～3倍程度であり、最大引張強度に至るまでには程遠い状態である。また、JISに示される鉄筋の機械的性質としては、SD345及びSD390の場合、伸びが $16\sim 19\%(160000\sim 190000\mu)$ 以上とされており、 5000μ は破断に対しても十分余裕のある状態にあるといえる。

4. 鉄筋コンクリートの面外せん断力

面外せん断力の許容値は「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2005 制定）」に基づく短期許容応力度を基本とする。

別紙 1-1-2 コンクリート圧縮側の応力ひずみ曲線の
設定について

目 次

1. 概要	別紙 1-1-2-1
2. CEB-FIP Model Code の適用について	別紙 1-1-2-2
3. コンクリート圧縮側の応力ひずみ曲線の折れ線近似について	別紙 1-1-2-3

1. 概要

本資料は、コンクリート圧縮側の応力ひずみ曲線の設定の考え方について示すものである。

2. CEB-FIP Model Code の適用について

コンクリートの圧縮応力度とひずみの関係は、「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格（（社）日本機械学会，2003）」（以下「CCV規格」という。）の図 CVE3511.2-1 を参考にした上で，パラボラ型の応力ひずみ曲線を想定するに当たって標準的な CEB-FIP Model Code に基づき設定している。CEB-FIP Model Code におけるコンクリート（圧縮側）の構成則は別紙 1-1 「基礎スラブの応力解析モデルへの弾塑性解析の適用について」で (3.3) 式として示した以下の (2.1) 式により規定されている。なお，(2.1) 式に基づく場合，島根 2 号機のコンクリート強度は 50MPa(N/mm²)以下であるため，終局ひずみは 0.0035 となるが，CCV規格における終局ひずみは 0.003 であるため，鉄筋コンクリート部材の応力解析に用いる範囲は 0.003 までとする。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cd} &= 0.85f_{cd} \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right)^2 \right] && (\epsilon_c < \epsilon_{c1} \text{ の場合}) \\ \sigma_{cd} &= 0.85f_{cd} && (\epsilon_{c1} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \text{ の場合}) \\ \sigma_{cd} &= 0 && (\epsilon_{cu} < \epsilon_c \text{ の場合}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.1)$$

ここで，

$$\epsilon_{c1} = 0.002$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0035 \quad (f_{ck} \leq 50\text{MPa} \text{ の場合})$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0035 \left(\frac{50}{f_{ck}} \right) \quad (50\text{MPa} < f_{ck} \leq 80\text{MPa} \text{ の場合})$$

- σ_{cd} : コンクリートの応力
- ϵ_c : コンクリートのひずみ
- ϵ_{cu} : コンクリートの終局ひずみ
- f_{cd}, f_{ck} : コンクリート圧縮強度

3. コンクリート圧縮側の応力ひずみ曲線の折れ線近似について

コンクリート圧縮側の構成則の設定に当たって参照している CEB-FIP Model Code では、コンクリートの応力ひずみ関係はパラボラ型として定義されている。一方、今回工認の鉄筋コンクリート部材の応力解析に当たっては、CEB-FIP Model Code に基づくパラボラ型を折れ線近似した応力ひずみ関係を用いて解析を実施する。

今回工認で用いる材料構成則について、折れ線近似を用いるに当たっての考え方を下記の①～③及び図 3-1 に示す。

- ① CEB-FIP Model Code に基づくパラボラ型の応力ひずみ曲線（図中破線）を算定する。算定式については、(2.1) 式を用いることとする。
- ② 初期剛性（ヤング係数）については、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 — 許容応力度設計法—（社）日本建築学会，1999 改定）」（以下「RC規準」という。）に基づく算定式により算定する。なお、CCV規格（CVE-3320）においても解析に用いる材料定数は本算定式を用いて設定することとされている。
- ③ CEB-FIP Model Code によるパラボラ型の曲線が包絡する面積と、折れ線近似の応力ひずみ関係が包絡する面積が等価となる初期剛性上の折れ点を算出し、解析に用いる折れ線近似の応力ひずみ関係とする。

以上で示したとおり、今回工認で採用するコンクリート圧縮側の応力ひずみ関係は、折れ線近似しているものの、包絡面積は CEB-FIP Model Code に基づくパラボラ型と等価としており、保守性を損なうような近似方法ではないと考えられる。また、RC規準において、初期剛性は図 3-2 に示すとおりセカントモジュラス（応力度—ひずみ度曲線におけるコンクリート強度の 1/4 または 1/3 の応力度の点と原点を結んだ直線の傾斜）から設定しており、初期剛性からある一定範囲について剛性を一定とすることを示していることから、直線により初期剛性を設定することは妥当であると考えている。

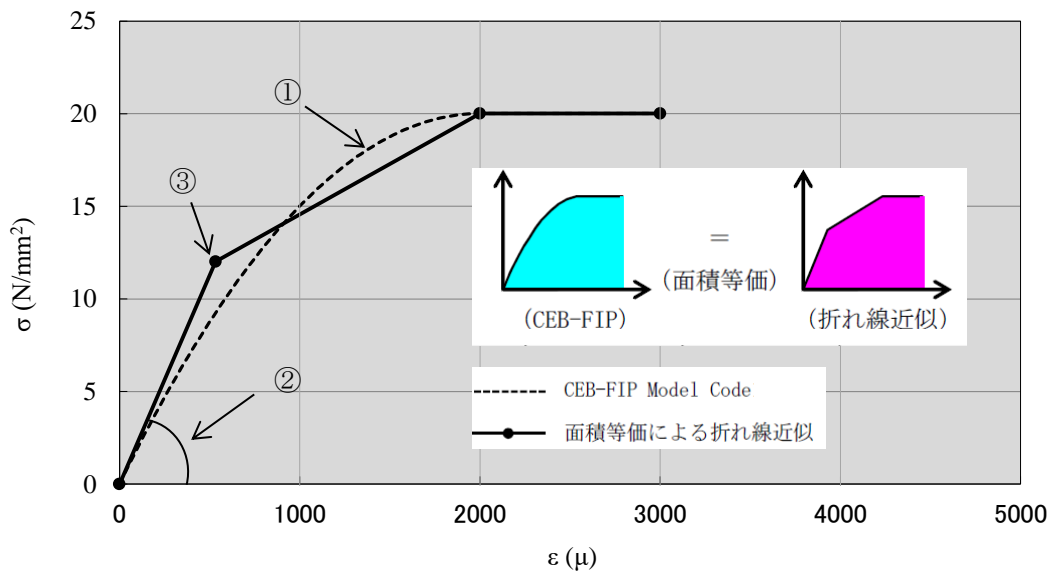


図 3-1 CEB-FIP Model Code に基づくパラボラ型と折れ線近似の応力ひずみ関係

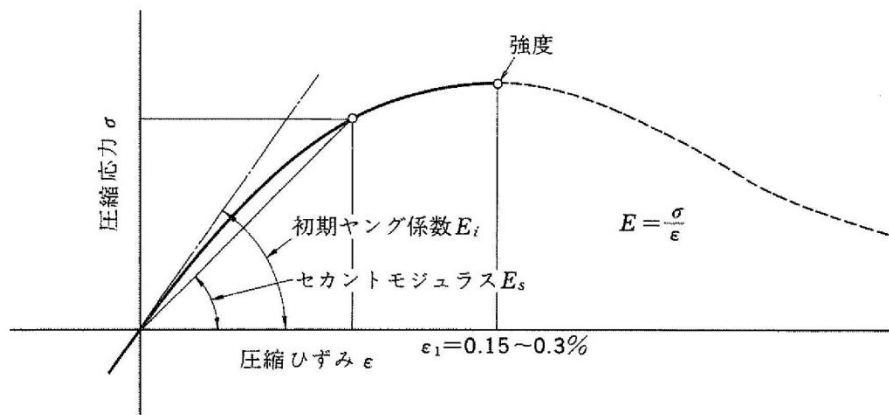


図 5.1 コンクリートの応力度-ひずみ度曲線

図 3-2 セカントモジュラスによる初期剛性の設定
(RC 規準より引用)

別紙 1-1-3 ドライウェル外側壁内部の構造物から
基礎スラブに伝達される荷重等の
考え方について

目 次

1. 概要	別紙 1-1-3-1
2. 基礎スラブのモデル化の考え方	別紙 1-1-3-2
3. 基礎スラブへ伝達する荷重の考え方	別紙 1-1-3-3

1. 概要

本資料は、原子炉建物の基礎スラブの応力解析におけるドライウエル外側壁内部の構造物に関するモデル化及び基礎スラブへ伝達する荷重の考え方について示すものである。

2. 基礎スラブのモデル化の考え方

基礎スラブの解析モデルでは、基礎スラブは一律 6m の厚さとしてモデル化しており、原子炉本体他 P C V 内機器や P C V 底部コンクリート及び P C V 下部コンクリートの剛性についてはモデル化上考慮せず、これらの常時荷重及び地震時の慣性力は考慮している。これは既工認と同様の考え方である。

3. 基礎スラブへ伝達する荷重の考え方

(1) 鉛直荷重の考え方

ドライウエル外側壁内部の鉛直荷重については、基礎に作用する荷重を当該作用位置に応じて入力する。ドライウエル外側壁から作用する鉛直荷重については、当該壁位置に入力している。原子炉本体他PCV内機器、PCV底部コンクリート及びPCV下部コンクリートの自重並びに鉛直地震荷重（質点系モデルによる応答結果に基づき設定）は、基礎スラブに直接作用する荷重として入力しており、図3-1に鉛直荷重の考え方を示す。また、ドライウエル外側壁内部以外の荷重についても考え方は同様である。

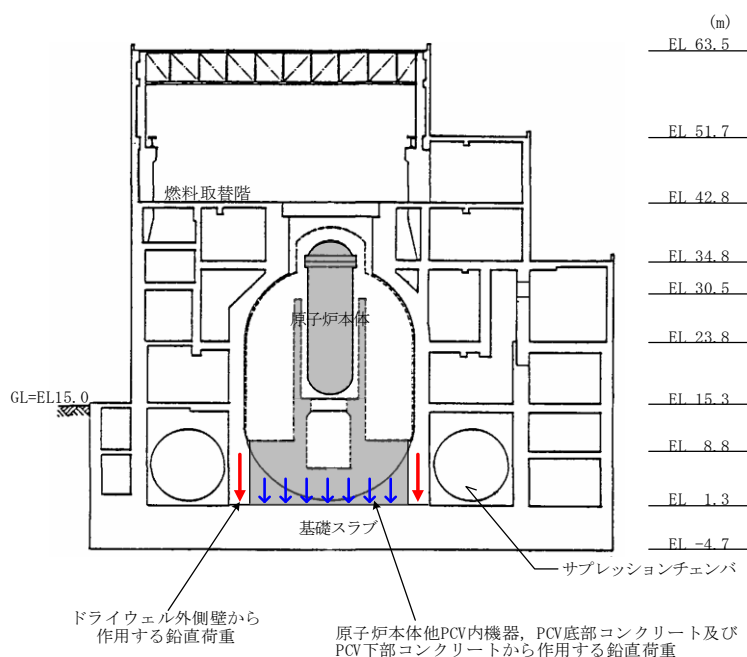


図3-1 ドライウエル外側壁内部の鉛直荷重の考え方

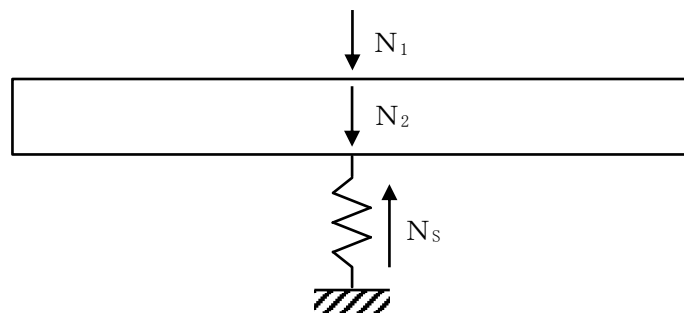
具体的な鉛直地震荷重の設定方法は次のとおり。

① 壁から作用する鉛直地震荷重

壁から作用する鉛直地震荷重は、基礎スラブの解析モデルにおいて当該部分が支える重量（原子炉本体他PCV内機器、PCV底部コンクリート及びPCV下部コンクリートは含まない）に係数を乗じて算定する。算定に用いる係数は、質点系モデルによる鉛直方向の地震応答解析により算定される基礎スラブ直上の軸力を、質点系モデルにおいて当該部分が支える重量で除して求める。ここで、鉛直方向の質点系モデルの質点重量は水平方向の質点系モデルの質点重量と整合した値としている。

② 基礎スラブに直接作用する鉛直地震荷重

基礎スラブに直接作用する鉛直地震荷重は、質点系モデルによる鉛直方向の地震応答解析より算定される基礎底面地盤ばねの軸力から、壁から作用する鉛直地震荷重を差し引いた値を、基礎スラブ各部に直接作用する重量（原子炉本体他PCV内機器、PCV底部コンクリート及びPCV下部コンクリートの他、基礎スラブの自重を含む）に応じて分配する。すなわち、基礎スラブの解析モデルにおける鉛直方向地盤ばねの反力の総和と、質点系モデルの基礎底面ばねの軸力が等価になるように設定する。図3-2に基礎スラブに直接作用する鉛直地震荷重の算定の考え方を示す。



N_1 : 壁から作用する鉛直地震荷重 (①)

N_2 : 基礎スラブに直接作用する鉛直地震荷重 (②)

N_s : 地震応答解析より算定される基礎底面に生じる軸力

$$N_2 = N_s - N_1$$

図3-2 基礎スラブに直接作用する鉛直地震荷重の算定の考え方

(2) 水平荷重の考え方

ドライウエル外側壁内部の水平荷重については、質点系モデルによる地震応答解析結果より得られるドライウエル外側壁脚部のせん断力及び曲げモーメントを用い、基礎上端 (EL 1.3m) と基礎スラブのモデル化位置である基礎スラブ中心 (EL -1.7m) との離間距離により付加される曲げモーメント分についても考慮のうえ、ドライウエル外側壁位置に入力*する。

質点系モデルでは、原子炉本体他PCV内機器、PCV底部コンクリート及びPCV下部コンクリートの重量は、DW軸の質点重量に集約している。重量を算入する質点レベルはRPVスタビライザや原子炉本体基礎脚部の位置を考慮して、図3-3に示すように算入している。

このため、ドライウエル外側壁内部の構造物に作用する水平地震時慣性力は、原子炉建物地震応答解析により得られるDW軸の応答 (せん断力及び曲げモーメント) に含まれ、曲げモーメントは各重量算入質点の高さを考慮した値として得られる。

曲げモーメントの補正方法を図3-4に、ドライウエル外側壁から伝達する水平地震荷重の基礎スラブ解析における入力イメージを図3-5に示す。なお、ドライウエル外側壁内部以外の荷重についても考え方は同様である。

注記*：耐震設計上、当該レベルの耐震要素として評価しているドライウエル外側壁部で地震力を負担することとしており、原子炉本体基礎からの反力等の影響については、別紙3-1「原子炉本体基礎からの反力等の影響について」に示す。

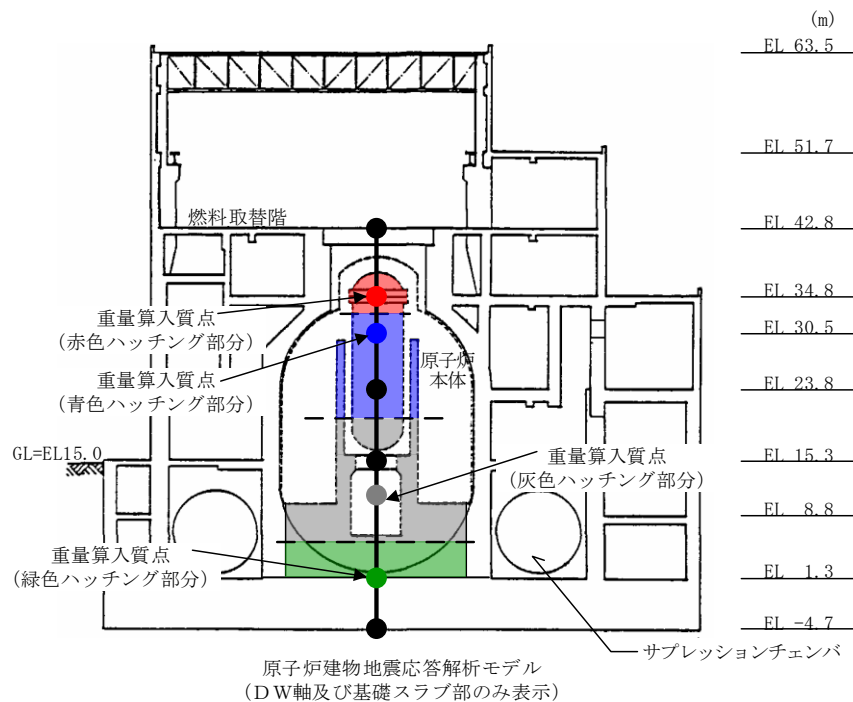


図3-3 原子炉本体他PCV内機器、PCV底部コンクリート及びPCV下部コンクリートの重量算入質点の考え方

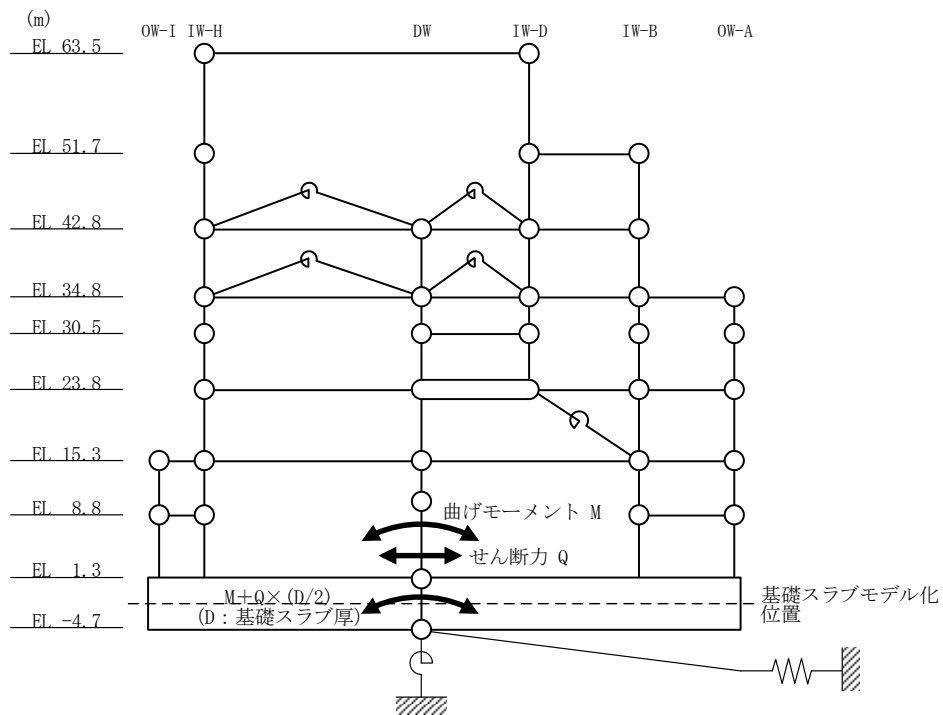


図 3-4 基礎スラブの解析モデルに用いる曲げモーメントの補正方法

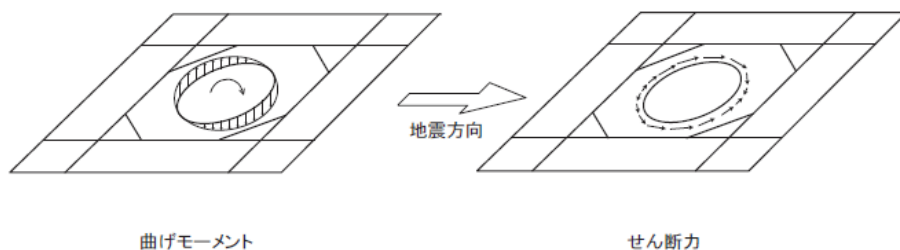


図 3-5 ドライウェル外側壁から伝達する水平地震荷重の基礎スラブの解析モデルにおける入力イメージ

別紙2 応力解析におけるモデル化, 境界条件
及び拘束条件の考え方

目 次

- | | |
|-----------------------------------|--------|
| 1. 概要 | 別紙 2-1 |
| 2. 応力解析におけるモデル化, 境界条件及び拘束条件 | 別紙 2-2 |

別紙 2-1 応力解析モデルでモデル化している部材の扱いについて

1. 概要

本資料は、原子炉建物基礎スラブの応力解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件についての概要を示すものである。

2. 応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件

原子炉建物基礎スラブの応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件を表 2-1 に示す。

直接基礎の底面の地盤ばねの設定における基本的な考え方は，以下のとおり。なお，地震時の評価を行うことから，各荷重に共通で動的な地盤物性に基づく地盤ばねを用いる。

・水平ばね

振動アドミッタンス理論に基づく水平ばねより算出する。

・鉛直ばね

基礎浮上りを考慮し，回転ばね反力として生じる転倒モーメントを適切に評価するため，振動アドミッタンス理論に基づく回転ばねより算出する。

有限要素法を用いた解析モデルにおける要素分割の考え方*については，以下のとおり。

・はり要素

はり要素の場合は，曲げの変位関数が 3 次で精度が高いため，基本的に要素分割の細分化は不要であるが，部材の接合点間で変位情報出力や荷重入力がある場合には複数要素に細分し，曲線部材がある場合は，その曲線が直線近似できる程度の分割にすることが一般的である。また，分布荷重がある場合や分布質量が関係する自重荷重などの計算では，要素分割することにより質量分布がより正確になり，解析結果の精度が向上する。さらに，要素分割の細分化により，変形図やモード図で構造物の変形状態を容易に把握することが可能となる。

・積層シェル要素

要素分割は，基本的には発生する応力状態によって決まり，構造形状と荷重条件より要素分割数を考慮する。要素形状の縦横比（アスペクト比）は，重要部分で 1:2 以下，その他の領域や応力変化が少ない領域では，1:3 程度までで，分割に際しては 4 角形要素を利用して格子状とするのが一般的である。曲面板構造の場合は，平板要素や軸対称の積層シェル要素の大きさは，集中荷重や不連続部を含む曲面部近傍では $2.5\sqrt{R/t}$ を 10~20 分割すると適切な応力分布が求められ，構造物の半径 (R) と板厚 (t) が考慮されている。また，面内曲げ・軸力及び面外のせん断や曲げを受ける部材の積層シェル要素の辺の長さは，積層シェルの広がり方向の応力分布の状態から決まり，応力変化が大きい領域は要素を小さくする必要がある。

注記*：構造解析のための有限要素法実践ハンドブック（非線形 CAE 協会，2006 年）

表 2-1(1) モデル化, 境界条件及び拘束条件

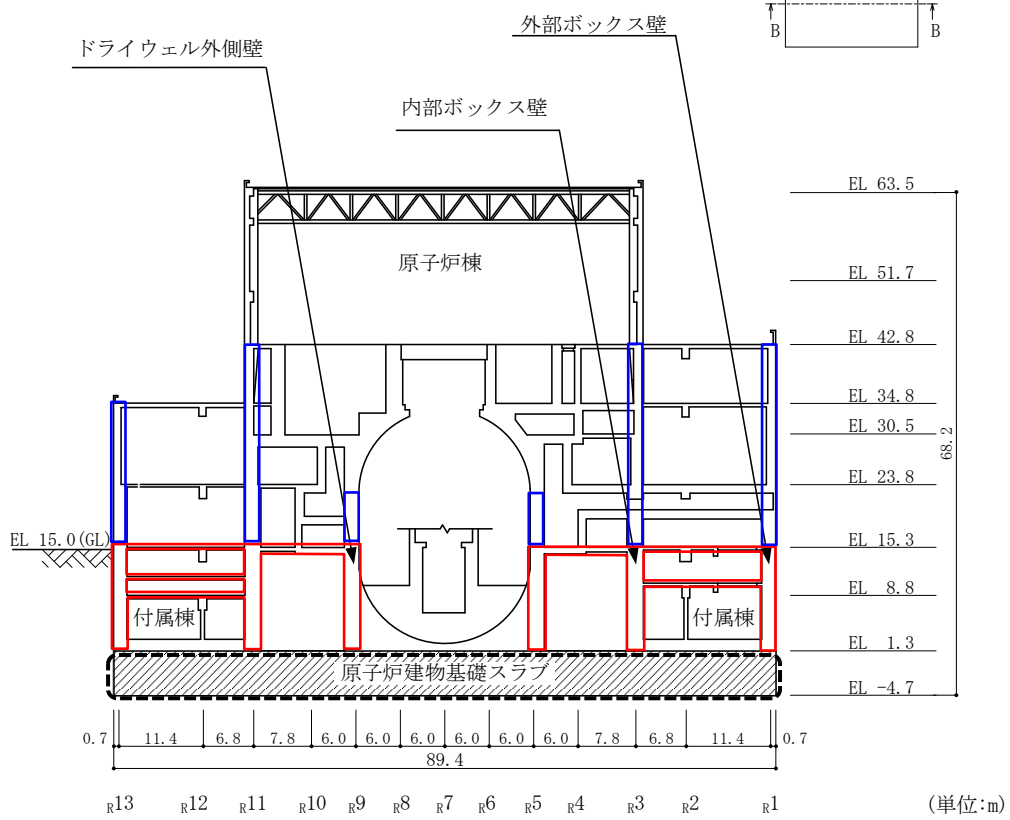
モデル概要

○モデル化範囲

- ・ 評価対象である基礎スラブ全体をモデル化する。
- ・ 上部構造物については、基礎スラブより立ち上がる剛性の高い一部壁及び床スラブの剛性を拘束条件として考慮する。

: はり要素でのモデル化範囲
(拘束条件として考慮)

: 積層シェル要素でのモデル化範囲
(拘束条件として考慮)



評価対象のモデル化範囲

モデル化範囲

表 2-1(2) モデル化, 境界条件及び拘束条件

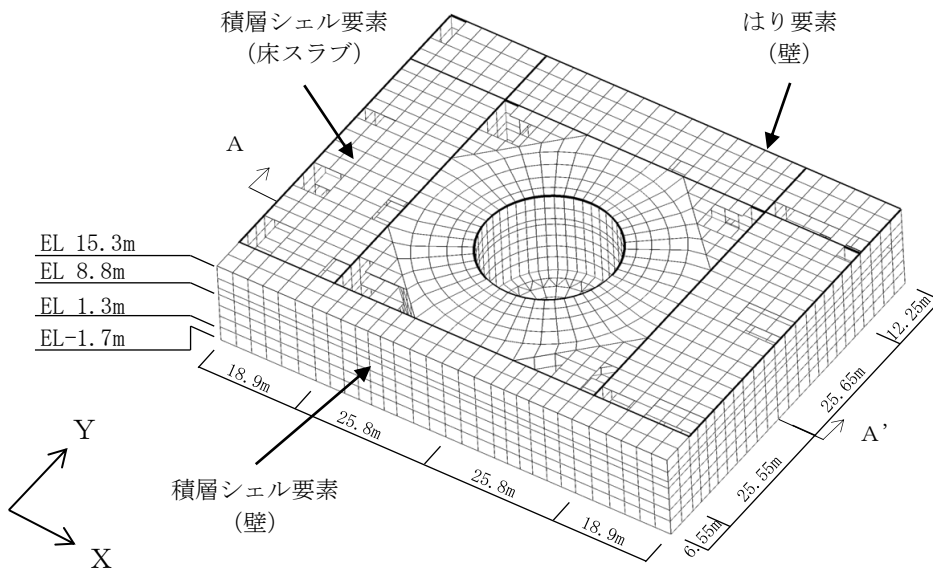
モデル概要

○使用要素

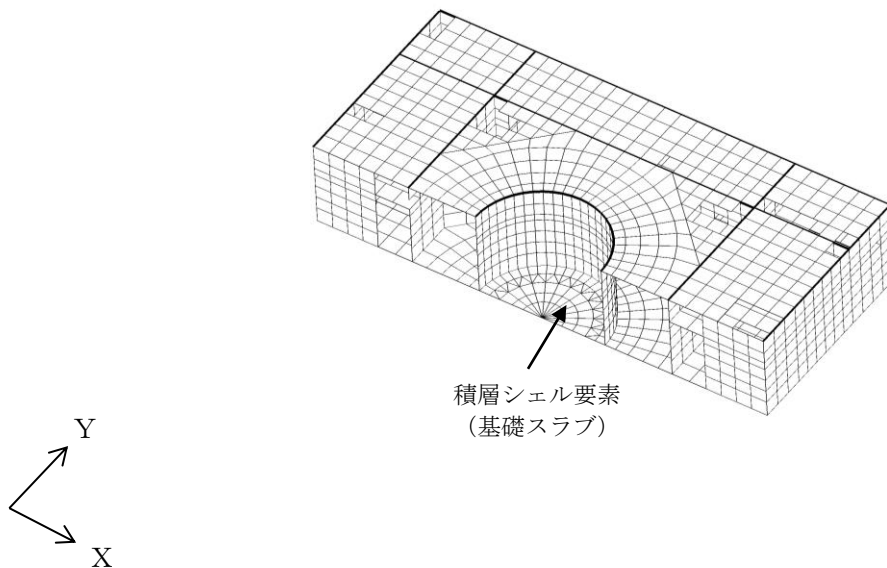
- ・積層シェル要素
- ・はり要素

○要素分割

- ・要素の一边の長さを 3.0m 程度とし, 壁及びスラブの配置を考慮して分割する。



全体鳥瞰図



全体鳥瞰断面図 (A-A' 断面)

注: 黒太線は, はり要素を示す。

モデル概要

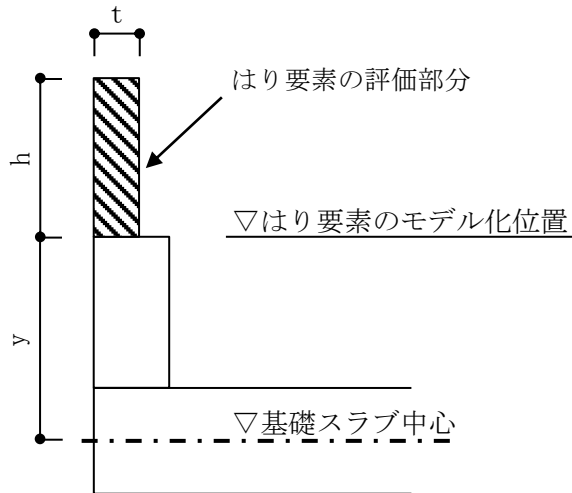
表 2-1(3) モデル化, 境界条件及び拘束条件

境界条件	
基礎スラブと地盤の境界	
<p>・基礎スラブと底面地盤との間に底面地盤を表現するギャップ要素を設け, 基礎スラブと底面地盤との間の剝離(基礎スラブの浮上り)を考慮している。</p>	<p>ギャップ要素</p> <p>モデル概要</p>
<p>○ギャップ要素</p> <p>鉛直ばねに引張力が発生した際に, 水平剛性及び鉛直剛性をゼロとし, 浮上りを考慮する。</p>	
<p>注: 鉛直ばねに引張力が発生した場合には, 水平剛性もゼロとする。</p> <p>(a) 水平剛性</p>	<p>(b) 鉛直剛性</p>
<p>ギャップ要素の概念図</p>	
<p>○底面地盤ばね</p> <p>水平剛性及び鉛直剛性は以下のとおり設定する。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・水平剛性: 振動アドミタンス理論による水平ばねK_Hを節点支配面積A_iで離散化。 $K_{Hi} = (K_{HNS}/A + K_{HEW}/A) / 2 \times A_i$ A: 基礎スラブの底面積 ・鉛直剛性: 転倒モーメントが支配的となるため振動アドミタンス理論による回転ばねK_Rを節点支配面積A_iで離散化。 $K_{Vi} = (K_{RNS}/I_{NS} + K_{REW}/I_{EW}) / 2 \times A_i$ I: 基礎スラブの断面二次モーメント 	
<p>底面地盤ばね</p>	<p>基礎スラブ底面全体で 離散化</p>

表 2-1(4) モデル化, 境界条件及び拘束条件

拘束条件	
上部構造物と基礎スラブの境界	
<ul style="list-style-type: none"> 基礎スラブと上部構造物の境界部においては, 上部構造物の剛性を考慮することで, 基礎スラブの応力・変形状態を評価する。 上部構造物の剛性は以下のとおり考慮する。なお, 上部構造物は弾性要素としている。 <ol style="list-style-type: none"> EL 1.3m~EL 15.3m の壁の剛性を積層シェル要素として考慮する。 EL 15.3m~EL 42.8m の壁の剛性をはり要素として考慮する。 EL 8.8m, EL 10.3m, EL 12.5m 及び EL 15.3m の床スラブの剛性を積層シェル要素として考慮する。 	
はり要素の剛性 (断面性能)	
<ul style="list-style-type: none"> 曲げ剛性 (断面二次モーメント) $I = t \cdot h^3 / 12 + t \cdot h \cdot y^2$ せん断剛性 (せん断断面積) $A_s = t \cdot h$ 	<ul style="list-style-type: none"> t : 壁の厚さ* h : モデル化する壁の高さ* y : 基礎スラブ中心から壁のモデル化位置までの距離*

注記* : 下図参照。



別紙 2-1 応力解析モデルでモデル化している部材の
扱いについて

目 次

1. 概要	別紙 2-1-1
2. 応力解析でモデル化した部材の設計上の扱い	別紙 2-1-2
3. 今回工認モデルの耐震壁における確認事項	別紙 2-1-4
3.1 評価方針	別紙 2-1-4
3.2 評価方法	別紙 2-1-6
3.2.1 面内せん断力に対する検討	別紙 2-1-6
3.2.2 面外せん断力に対する検討	別紙 2-1-9
3.3 評価結果	別紙 2-1-10
3.3.1 面内せん断力に対する検討	別紙 2-1-10
3.3.2 面外せん断力に対する検討	別紙 2-1-13
4. まとめ	別紙 2-1-15

1. 概要

原子炉建物の耐震性についての計算においては、質点系モデルを用いた地震応答解析を実施し、耐震壁が基準地震動 S_s に対して構造強度を有すること及び原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）として機能維持することを確認している。

一方で、3次元FEMモデルを用いた原子炉建物基礎スラブの応力解析においては、拘束条件として耐震壁等もモデル化し、評価対象部位である基礎スラブが基準地震動 S_s に対して構造強度を有すること及び機能維持することを確認している。

本資料は、原子炉建物基礎スラブの応力解析においてモデル化している耐震壁について、応力解析により発生している応答値の設計上の扱いを整理し、耐震壁の健全性を確認するものである。

2. 応力解析でモデル化した部材の設計上の扱い

原子炉建物基礎スラブの応力解析モデル（以下「今回工認モデル」という。）でモデル化している範囲と申請上の位置付けの整理を表 2-1 に示す。また、今回工認モデルの概念図を図 2-1 に示す。

今回工認モデルでは基礎スラブに発生する応力を精緻に算定するため、評価対象部位である基礎スラブに加え、拘束条件として EL 1.3m～EL 42.8m の剛性の高い一部壁及び床スラブを積層シェル要素又ははり要素でモデル化している。

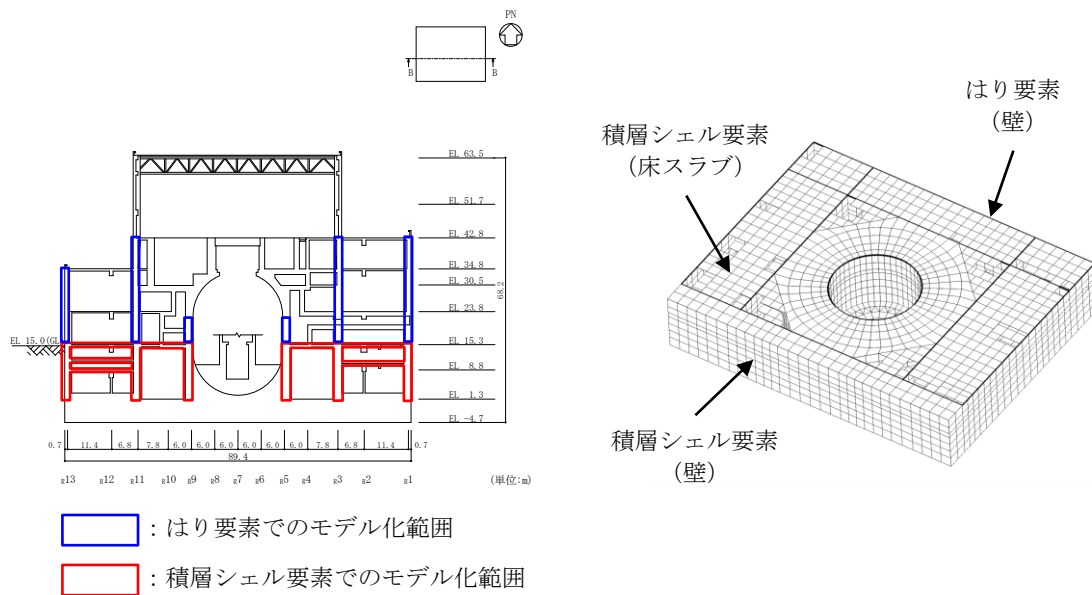
これらの評価対象部位以外の部材は、基礎スラブを評価するために必要十分な精度のモデル化としているものの、当該部材を直接評価するためにモデル化した部材ではない。そのため、評価対象部位である基礎スラブは弾塑性部材としているが、評価対象部位ではない部材は弾性部材*としており、部材に発生する応力は設計に直接反映していない。しかし、基礎スラブの応力解析においては、評価対象部位以外の部材も解析上応力を負担していることから、その発生応力に対する耐震壁の健全性を確認することとする。

注記*：原子炉建物基礎スラブの弾塑性応力解析に用いる解析コード「ABAQUS」の検証及び妥当性確認には積層シェル要素が用いられていることから、弾性部材を積層シェル要素でモデル化している。

表 2-1 今回工認モデルでモデル化している範囲と申請上の位置付けの整理

応力解析モデル	・原子炉建物基礎スラブ
評価目的	・基礎スラブが基準地震動 S_s に対して、構造強度を有すること及び機器・配管系等の設備を支持する機能を損なわないことを確認
評価対象部位 (評価結果を設計に反映する部位)	・基礎スラブ
評価対象部位以外でモデル化している部位	・EL 1.3m～EL 42.8m までの内部ボックス壁、外部ボックス壁、火打ち壁、ドライウェル外側壁等の剛性の高い壁 ・EL 8.8m, EL 10.3m, EL 12.5m 及び EL 15.3m の床スラブ
今回工認モデルの耐震壁における確認事項	・面内せん断力 ・面外せん断力
備考	・既工認ではり要素でモデル化していた壁の一部を今回工認では積層シェル要素でモデル化*

注記* : NS2-補-025-11「原子炉建物基礎スラブの耐震性についての計算書に関する補足説明資料」の別紙 1「応力解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較」参照。



注 : 右図の黒太線は、はり要素を示す。

図 2-1 今回工認モデルの概念図

3. 今回工認モデルの耐震壁における確認事項

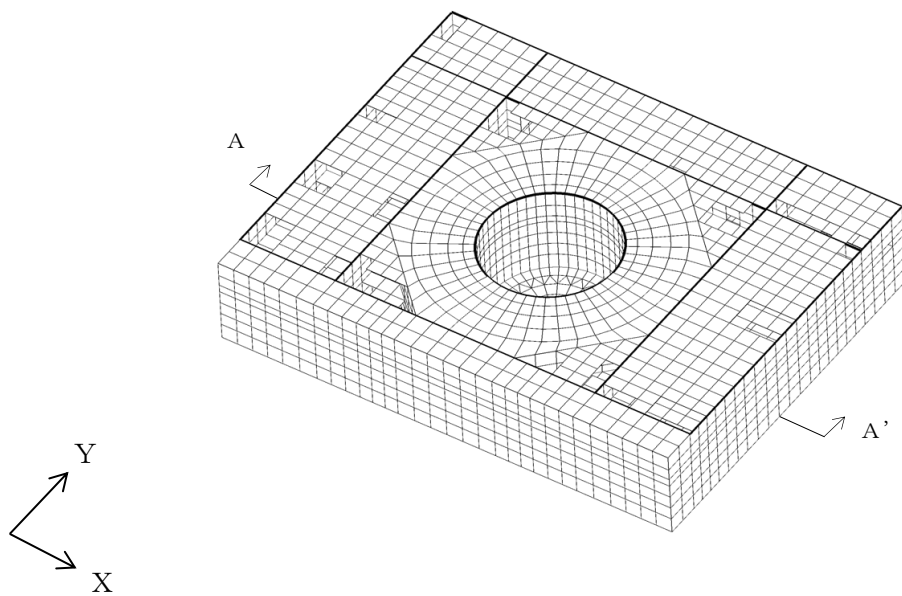
3.1 評価方針

原子炉建物基礎スラブの応力解析において、拘束条件として考慮している各耐震壁（ドライウェル外側壁（DW）、内部ボックス壁（IW）及び外部ボックス壁（OW））の面内せん断力及び面外せん断力について確認する。

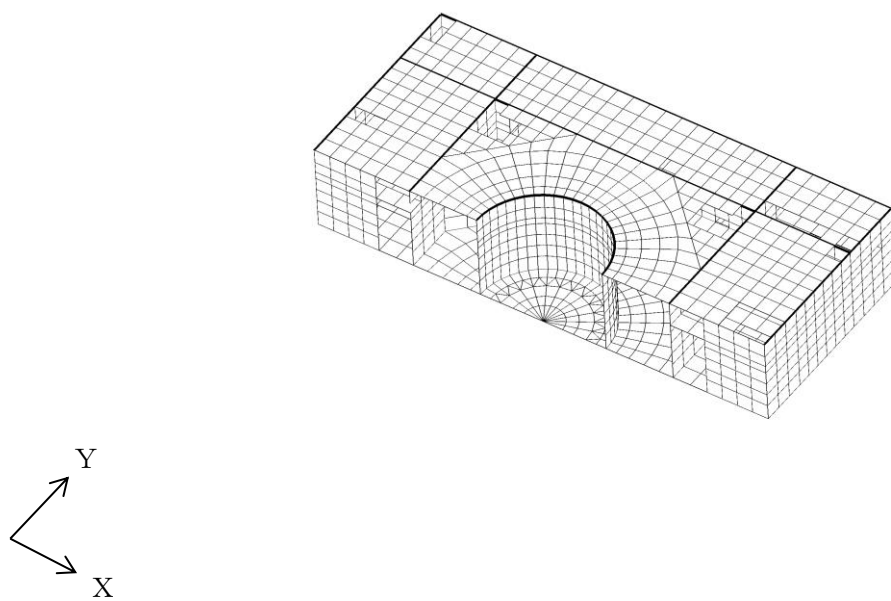
面内せん断力については、地震応答解析に基づく各耐震壁のせん断力に、原子炉建物基礎スラブの応力解析において積層シェル要素及びはり要素でモデル化している壁が負担するせん断力を加えることで生じる最大応答せん断ひずみが、許容限界（ 2.0×10^{-3} ）を超えないことを確認する。ただし、はり要素については、二次格納施設バウンダリを構成する内部ボックス壁をモデル化した範囲を評価対象とする。

面外せん断力については、原子炉建物基礎スラブの応力解析において積層シェル要素でモデル化している各耐震壁が負担する面外せん断応力度が、コンクリートの短期許容応力度を超えないことを確認する。

今回工認モデルを図3-1に示す。



(a) 全体鳥瞰図



(b) 全体鳥瞰断面図 (A-A' 断面)

図 3-1 今回工認モデル

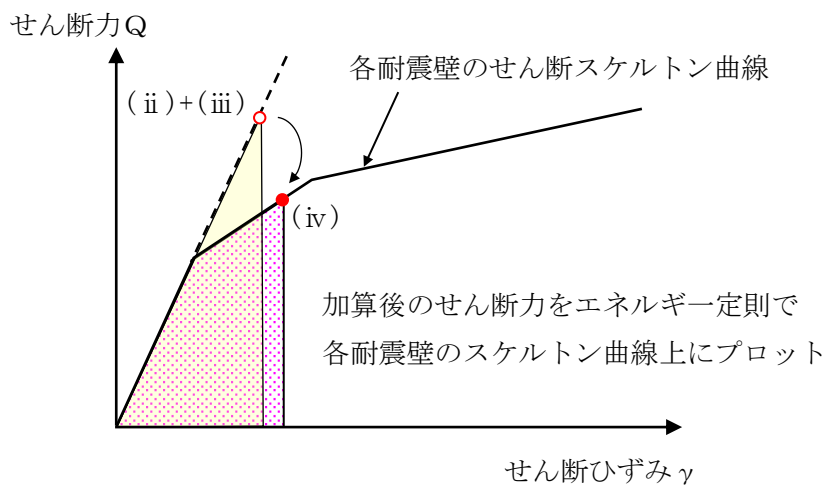
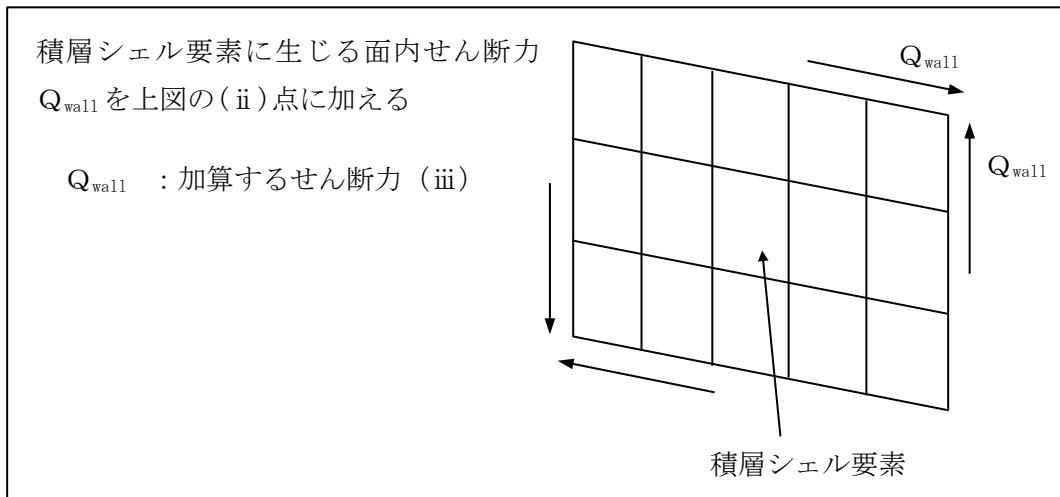
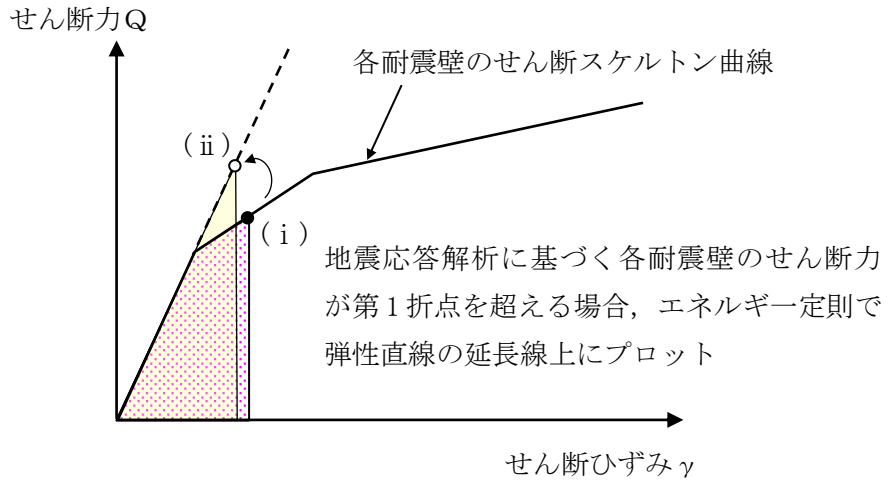
3.2 評価方法

3.2.1 面内せん断力に対する検討

原子炉建物基礎スラブの応力解析による影響を考慮した各耐震壁の最大応答せん断ひずみを算定し、許容限界 (2.0×10^{-3}) を超えないことを確認する。

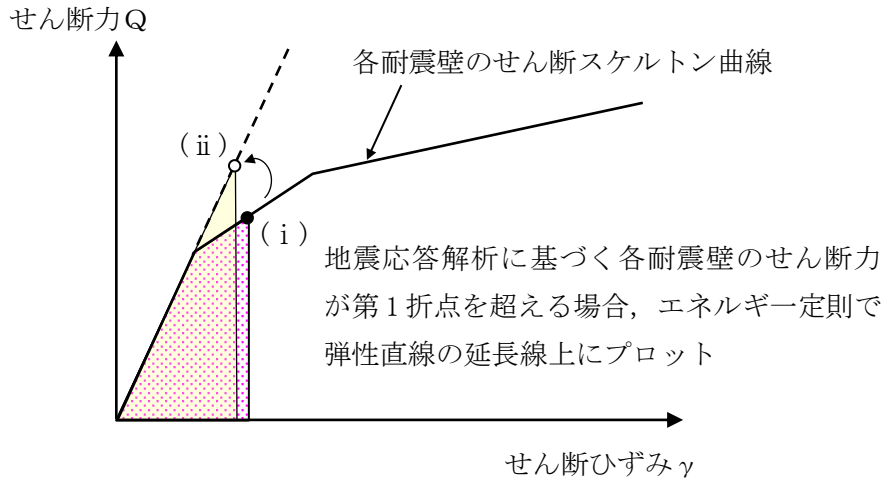
最大応答せん断ひずみは、地震応答解析に基づく各耐震壁のせん断力に、原子炉建物基礎スラブの応力解析において壁をモデル化した積層シェル要素に生じる面内せん断力又ははり要素に生じるせん断力を加え、各耐震壁のせん断スケルトン曲線上にプロットすることで算定する。なお、はり要素に生じるせん断力は、EL 15.3m～EL 23.8mの耐震壁に加算するものとする。

ここで、各耐震壁のせん断力及びせん断ひずみが弾性限界（せん断スケルトン曲線上の第1折点）を超える場合には、エネルギー一定則を用いてせん断力及びせん断ひずみを算定する。エネルギー一定則に基づく各耐震壁のせん断力及びせん断ひずみの算定方法を図3-2に示す。



(a) 積層シェル要素

図 3-2(1) エネルギー一定則に基づく各耐震壁のせん断力及びせん断ひずみの算定方法



はり要素に生じるせん断力 Q_{wall} を上図の(ii)点に加える

$$Q_{wall} = \frac{Q_{bar}}{A_{bar}} A_{wall}$$

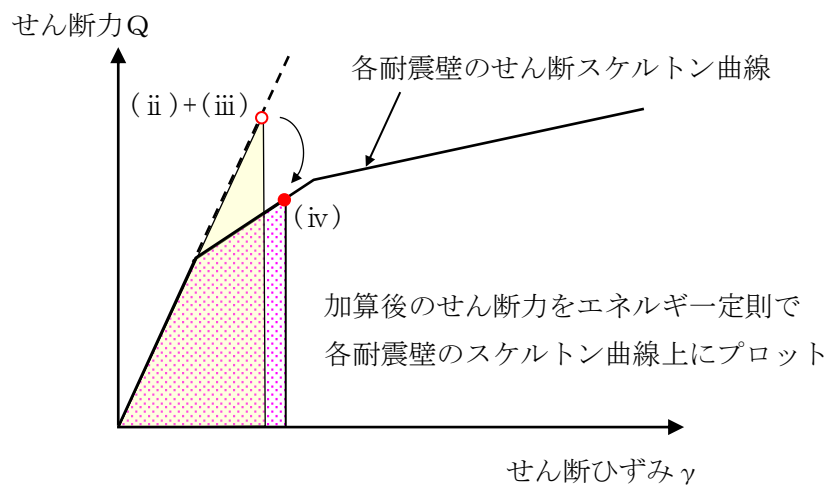
Q_{wall} : 加算するせん断力 (iii)

Q_{bar} : はり要素に生じるせん断力

A_{bar} : はり要素のせん断断面積

A_{wall} : 各耐震壁のせん断断面積

はり要素



(b) はり要素

図 3-2(2) エネルギー一定則に基づく各耐震壁のせん断力及びせん断ひずみの算定方法

3.2.2 面外せん断力に対する検討

原子炉建物基礎スラブの応力解析において、各耐震壁に生じる面外せん断応力度がコンクリートの短期許容応力度を超えないことを確認する。

表 3-1 にコンクリートの短期許容断応力度を示す。

表 3-1 コンクリートの短期許容断応力度

(単位 : N/mm^2)

設計基準強度 F_c	せん断
23.5	1.08

3.3 評価結果

3.3.1 面内せん断力に対する検討

地震応答解析に基づく各耐震壁のせん断力及び原子炉建物基礎スラブの応力解析により得られる壁の面内せん断力より、図 3-2 に示す方法で算定した最大応答せん断ひずみを表 3-2 に示す。

表 3-2 より、応力解析による影響を考慮した各耐震壁の最大応答せん断ひずみは、 0.92×10^{-3} (NS 方向, 要素番号 18) であり、許容限界 (2.0×10^{-3}) を超えないことを確認した。

表 3-2(1) 応力解析による影響を考慮した最大応答せん断ひずみ

(a) NS方向

部位	EL (m)	要素 番号	加算前			(iii) 加算せん断力 Q_{wall} ($\times 10^4$ kN)	(ii)+(iii) せん断力 ($\times 10^4$ kN)	加算後* (iv) せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)
			(i) せん断力 ($\times 10^4$ kN)	(i) せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)	(ii) 面積等価 せん断力 ($\times 10^4$ kN)			
OW-13	15.3~8.8	4	26.7	0.43	42.2	1.8	44.0	0.46
	8.8~1.3	5	31.9	0.52	53.9	2.6	56.4	0.56
IW-11	23.8~15.3	11	29.8	0.38	43.0	0.02	43.0	0.38
	15.3~8.8	12	39.2	0.43	58.8	9.5	68.3	0.53
	8.8~1.3	13	43.1	0.52	69.0	8.2	77.2	0.61
DW	15.3~10.1	18	23.6	0.77	41.4	5.5	46.9	0.92
	10.1~1.3	19	30.8	0.22	30.8	9.4	40.1	0.29
IW-3	23.8~15.3	25	32.0	0.38	45.7	0.01	45.7	0.38
	15.3~8.8	26	39.3	0.42	58.7	9.7	68.4	0.52
	8.8~1.3	27	43.2	0.53	69.4	7.8	77.3	0.61
OW-1	15.3~8.8	32	27.1	0.42	41.9	2.5	44.4	0.45
	8.8~1.3	33	32.5	0.52	54.4	3.3	57.7	0.57

注記* : エネルギー一定則を適用し、スケルトン曲線上にプロットした値。

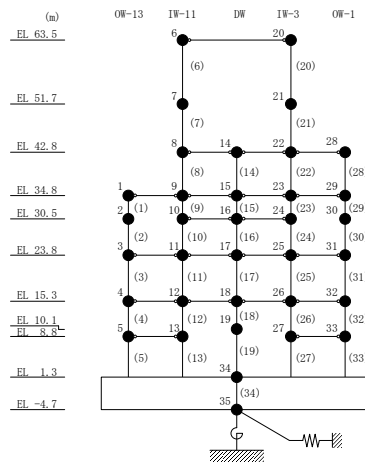
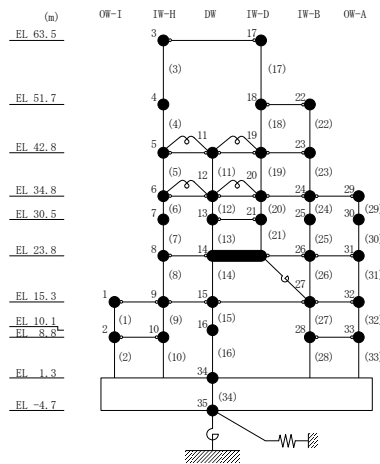


表 3-2(2) 応力解析による影響を考慮した最大応答せん断ひずみ

(b) EW方向

部位	EL (m)	要素番号	加算前			(iii) 加算せん断力 Q_{wall} ($\times 10^4$ kN)	(ii)+(iii) せん断力 ($\times 10^4$ kN)	加算後* (iv) せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)
			(i) せん断力 ($\times 10^4$ kN)	(i) せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)	(ii) 面積等価 せん断力 ($\times 10^4$ kN)			
OW-I	15.3~8.8	1	25.0	0.32	36.8	2.1	38.9	0.35
	8.8~1.3	2	23.6	0.23	27.9	2.7	30.5	0.25
IW-H	23.8~15.3	8	47.8	0.50	77.6	0.003	77.6	0.50
	15.3~8.8	9	49.2	0.31	63.7	7.9	71.5	0.36
	8.8~1.3	10	57.3	0.22	57.7	6.3	64.0	0.25
DW	15.3~10.1	15	17.9	0.29	19.3	1.1	20.4	0.31
	10.1~1.3	16	23.1	0.16	23.1	3.4	26.5	0.19
IW-B	23.8~15.3	26	37.8	0.50	61.6	0.009	61.6	0.51
	15.3~8.8	27	37.9	0.22	39.2	8.8	48.0	0.28
	8.8~1.3	28	42.6	0.30	52.9	8.3	61.2	0.36
OW-A	23.8~15.3	31	31.3	0.50	53.1	0.03	53.2	0.51
	15.3~8.8	32	27.0	0.22	29.6	2.8	32.4	0.25
	8.8~1.3	33	30.4	0.30	39.0	3.6	42.6	0.34

注記* : エネルギー一定則を適用し、スケルトン曲線上にプロットした値。



3.3.2 面外せん断力に対する検討

原子炉建物基礎スラブの応力解析において、各耐震壁に生じる面外せん断応力度が最大となるケース 1-4*の面外せん断応力度のコンター図を図 3-3 に示す。

図 3-3 より、面外せん断応力度はおおむね 0.5N/mm^2 以下となっている。要素ごとの最大値でも 0.896N/mm^2 であり、コンクリートの短期許容せん断応力度 (1.08N/mm^2) を超えないことを確認した。

注記*：荷重の組合せ $G + P + 1.0 S_{S NS} + 0.4 S_{S DU}$

ここで、

G : 固定荷重

P : 積載荷重

$S_{S NS}$: N→S 方向 S_s 地震荷重 (地震時土圧を含む)

$S_{S DU}$: 鉛直方向 (上向き) S_s 地震荷重

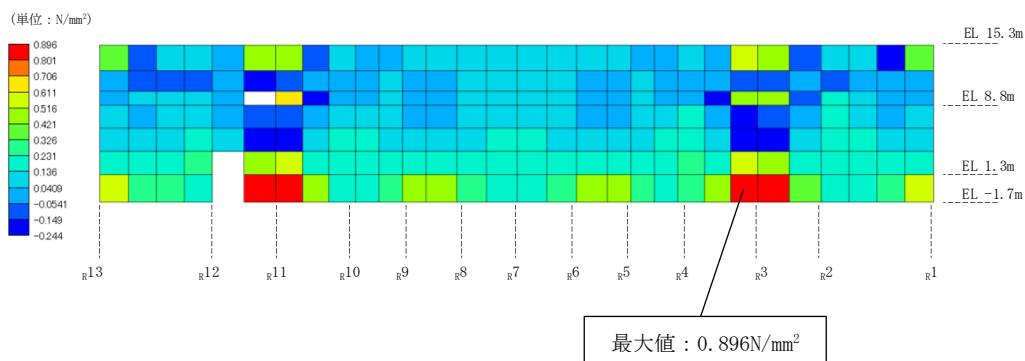
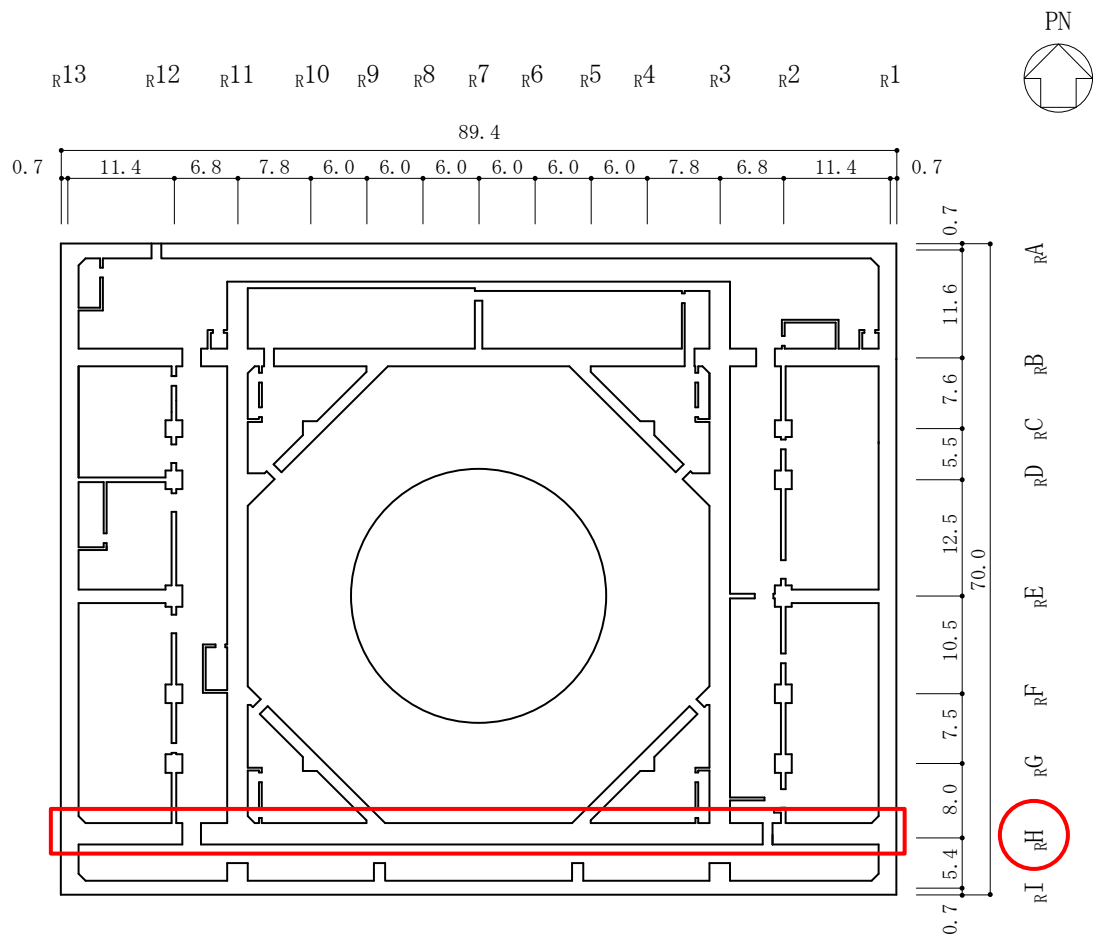


図 3-3 面外せん断応力度のコンター図 (鉛直方向, ケース 1-4, rH 通り)

4. まとめ

原子炉建物基礎スラブの応力解析モデルについて、モデル化した部材の設計上の扱いを整理した。また、原子炉建物基礎スラブの応力解析において、積層シェル要素又ははり要素でモデル化した壁に発生する応力の影響について検討を行った。

検討の結果、応力解析モデルの壁に発生する面内せん断力を考慮した各耐震壁の最大応答せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認した。また、応力解析モデルの各耐震壁の面外せん断応力度がコンクリートの短期許容せん断応力度を超えないことを確認した。

以上のことから、原子炉建物基礎スラブの応力解析において、拘束条件としてモデル化している壁に発生する応力が耐震壁の健全性に及ぼす影響はないことを確認した。

発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に
関する説明書に係る補足説明資料

補足説明資料目次

今回提出範囲：

1. 積雪荷重について
 - 1.1 設計に用いる積雪深について
 - 1.2 積雪荷重に係る記載について
2. 航空機落下確率評価について
 - 2.1 工事計画認可申請時の航空路の確認について
 - 2.2 工事計画認可申請時のその他のデータの確認について
 - 2.3 今後の確認について
3. 建築基準法における自然現象の組合せによる荷重の考え方について
4. 降水について
 - 4.1 設計基準降水量の設定
 - 4.2 安全施設の健全性評価
5. 船舶の衝突影響評価について
 - 5.1 敷地前面の航路について
 - 5.2 小型船舶等の衝突による影響
6. 土石流影響評価について
 - 6.1 土石流に対する基本方針
 - 6.2 外部事象防護対象施設及び重大事故等対処設備への影響評価
 - 6.3 管理事務所4号館の倒壊及び転倒による防波壁への影響評価
 - 6.4 管理事務所4号館の滑動による防波壁への影響評価
 - 6.5 内部摩擦角 ϕ の影響検討

6. 土石流影響評価について

6. 土石流影響評価について

6.1 土石流に対する基本方針

外部事象防護対象施設は、土石流に対して、斜面からの離隔距離を確保し土石流のおそれがない位置に設置することにより、安全機能を損なわない設計とする。

重大事故等対処設備は、斜面からの離隔距離を確保し土石流のおそれがない位置に設置すること又は設計基準事故対処設備等及び同じ機能を有する他の重大事故等対処設備と位置的分散を図り設置することにより、設計基準事故対処設備等の安全機能と同時にその機能を損なわない設計とする。

6.2 外部事象防護対象施設及び重大事故等対処設備への影響評価

設置（変更）許可申請書添付書類八に掲載している島根原子力発電所周辺の土石流危険区域を図6-1に示す。

外部事象防護対象施設は、土石流危険区域範囲外である原子炉建物内、タービン建物内、制御室建物内、廃棄物処理建物内、原子炉建物周辺、取水槽又は排気筒エリアに設置しているため、影響はない。

重大事故等対処設備について、第2保管エリアに配置されている可搬型重大事故等対処設備が土石流の影響を受けるが、可搬型重大事故等対処設備は土石流の影響を受けない保管場所にも配置していることから、同時に機能喪失しない。

また、防波壁は、土石流危険区域範囲外に設置しているため、影響はない。ただし、図6-2に示すとおり管理事務所4号館が土石流危険区域⑦に含まれており、防波壁に隣接していることから、土石流により倒壊、転倒した場合及び建物基礎底面の滑動により防波壁に影響を及ぼさないことを確認する。

倒壊及び転倒に対しては、管理事務所4号館の倒壊及び転倒を想定しても防波壁に衝突しない程度に十分な離隔距離を有することを確認する。

滑動に対しては、管理事務所4号館が滑動した場合には防波壁との十分な離隔距離を確保できないおそれがあることから、土石流による衝突荷重により建物基礎（独立基礎）底面に滑動が生じないことを確認する。

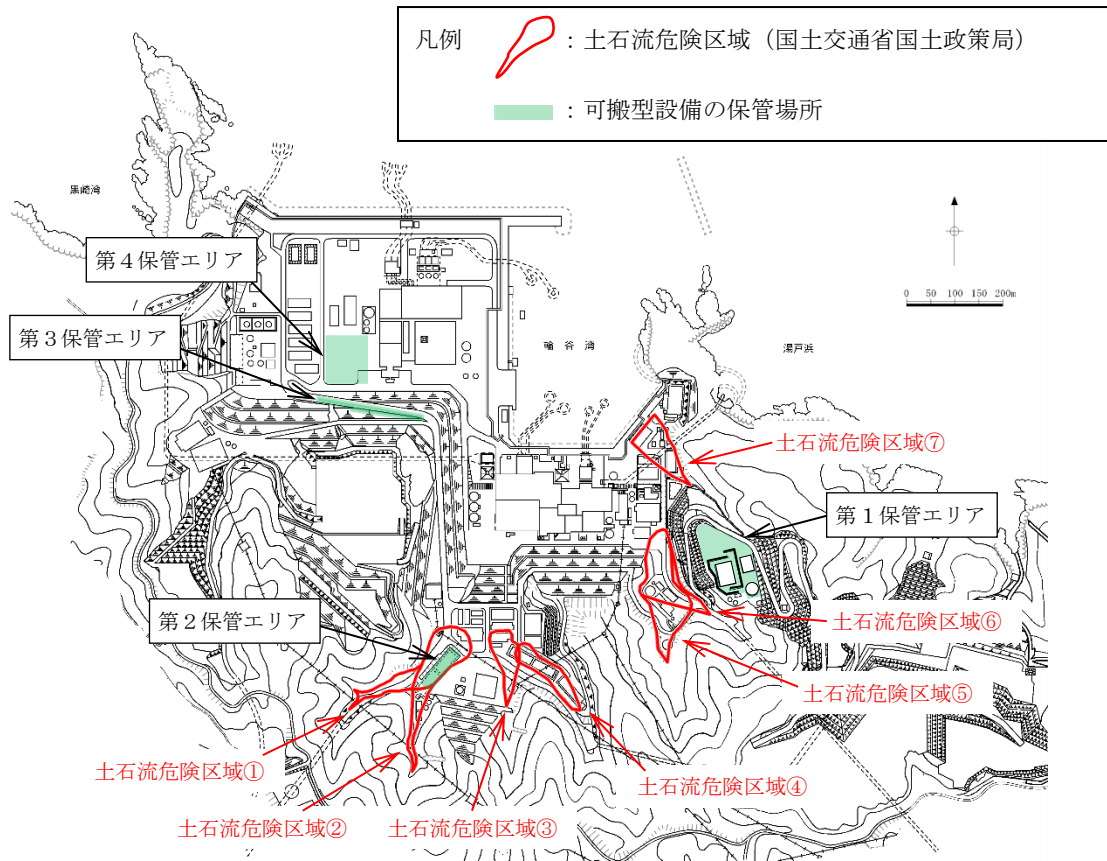


図 6-1 島根原子力発電所周辺における土石流危険区域

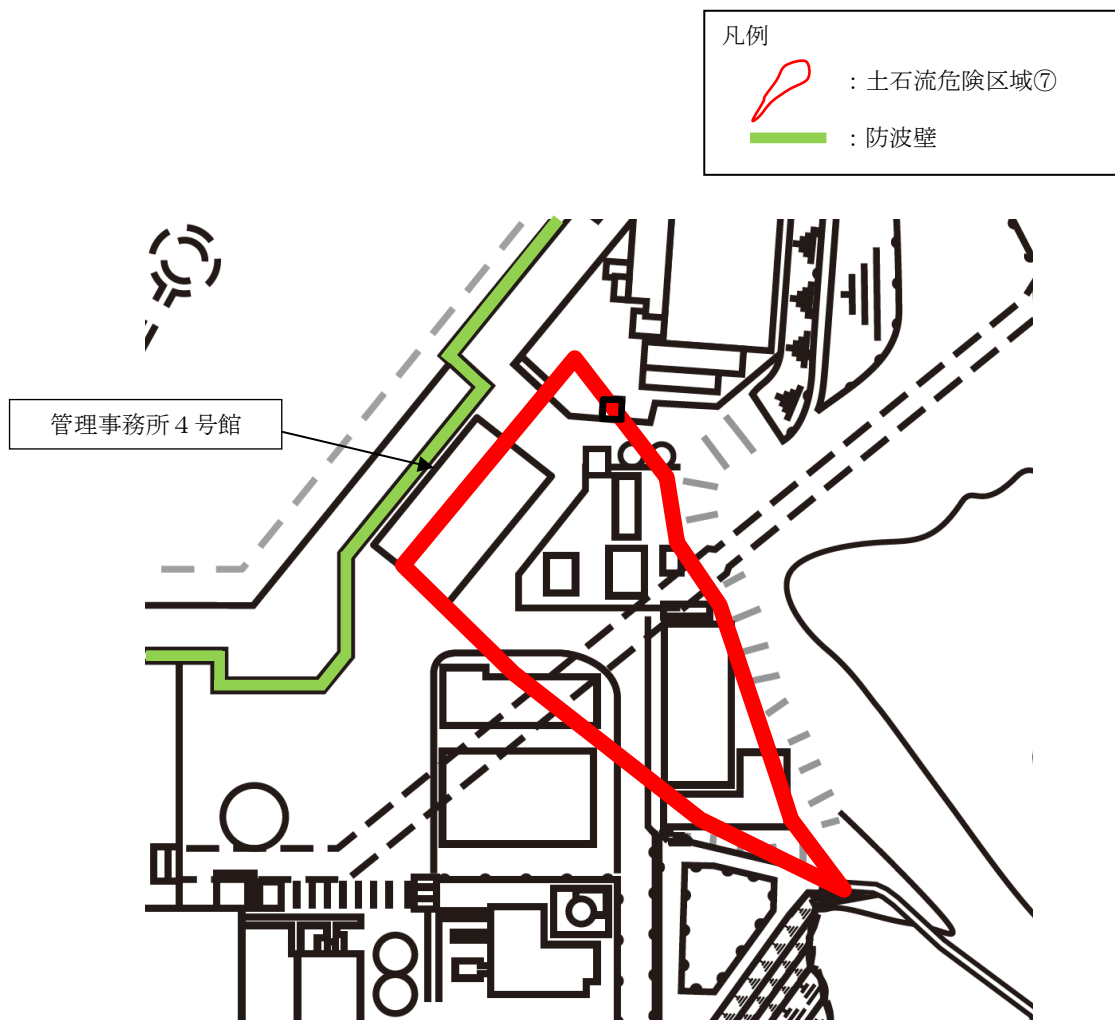


図6-2 防波壁及び管理事務所4号館の位置関係

6.3 管理事務所4号館の倒壊及び転倒による防波壁への影響評価

管理事務所4号館について、土石流による倒壊及び転倒による防波壁への影響評価を実施する。

評価は、建物が土石流により倒壊及び転倒するものとして影響範囲に防波壁が含まれないことを確認する。倒壊及び転倒による影響範囲は、建物地上部分全体が倒壊又は転倒するものとして建物高さ分を設定する。

なお、管理事務所4号館は、地震による波及的影響の防止を目的として、防波壁側の1スパン（約7m）を減築することにより防波壁との離隔距離を確保することで、倒壊及び転倒による影響範囲に防波壁が含まれないよう対策を行う。

管理事務所4号館の減築前後の倒壊及び転倒による影響範囲を図6-3に、減築後の倒壊及び転倒による防波壁への影響評価結果を表6-1に示す。建物を減築することで、倒壊及び転倒による防波壁への影響がないことを確認した。

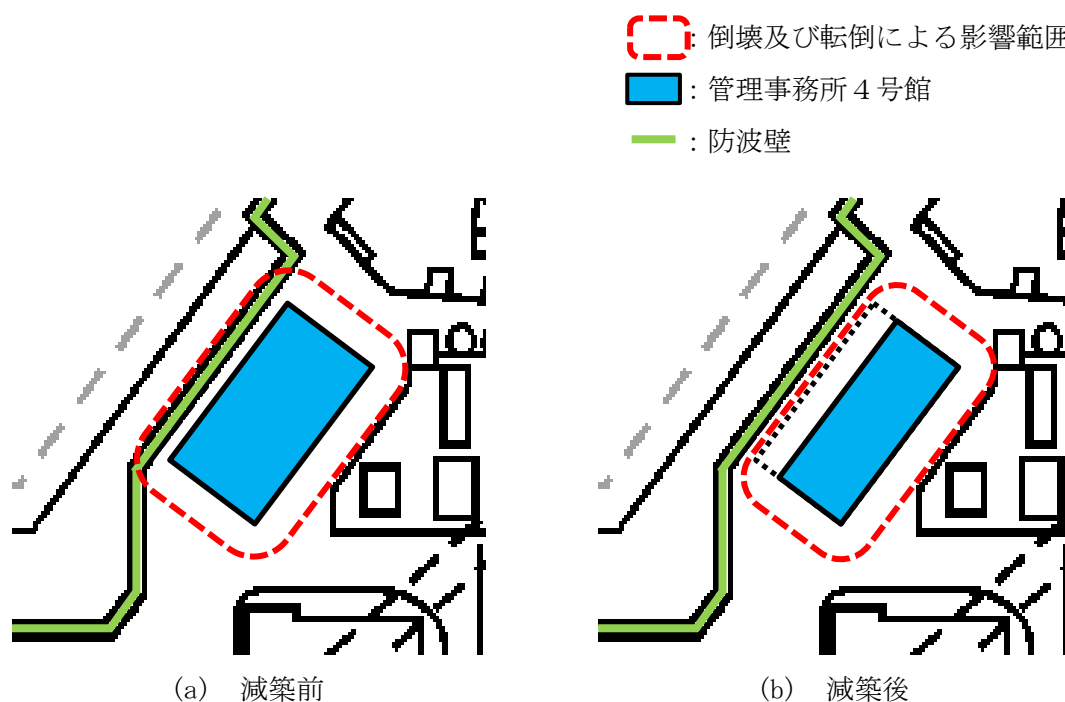


図6-3 管理事務所4号館の減築前後の倒壊及び転倒による影響範囲

表6-1 管理事務所4号館（減築後）の倒壊及び転倒による防波壁への影響評価結果

建物	建物諸元			防波壁との 離隔距離 L (m)	判定
	構造	階数	高さ H (m)		
管理事務所4号館	鉄骨造	2	8.45	10.5	影響なし ($H < L$)

6.4 管理事務所4号館の滑動による防波壁への影響評価

6.4.1 概要

管理事務所4号館について、土石流による建物基礎底面の滑動による防波壁への影響評価を実施する。

評価は、土石流による衝突荷重及びその他考慮すべき荷重に対して、建物基礎底面のせん断抵抗力が十分な余裕を有していることを確認する。本建物の基礎は独立基礎であり、基礎梁で接続されていないが、鉄筋コンクリート造の土間スラブ（厚さ150mm）による水平力の伝達に期待できることを踏まえ、独立基礎底面のせん断抵抗力を考慮する。

なお、本評価は6.3において示した建物の減築を反映したものである。

6.4.2 建物概要

管理事務所4号館は地上2階建ての鉄骨造の建物で、基礎は鉄筋コンクリート造の独立基礎である。管理事務所4号館の平面図、基礎伏図及び断面図を図6-4に示す。

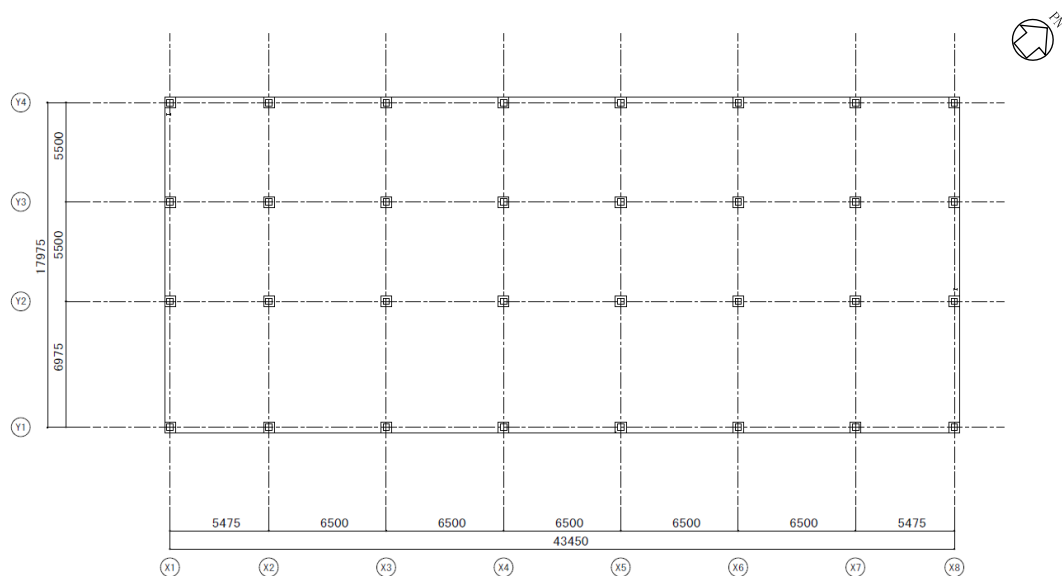


図6-4(1) 管理事務所4号館1階平面図

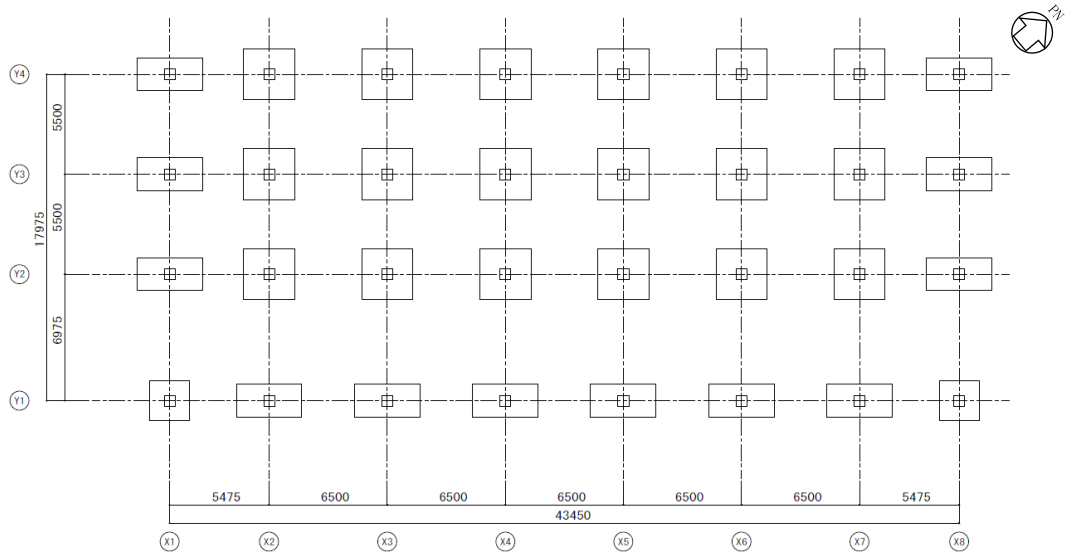


図 6-4(2) 管理事務所 4 号館基礎伏図

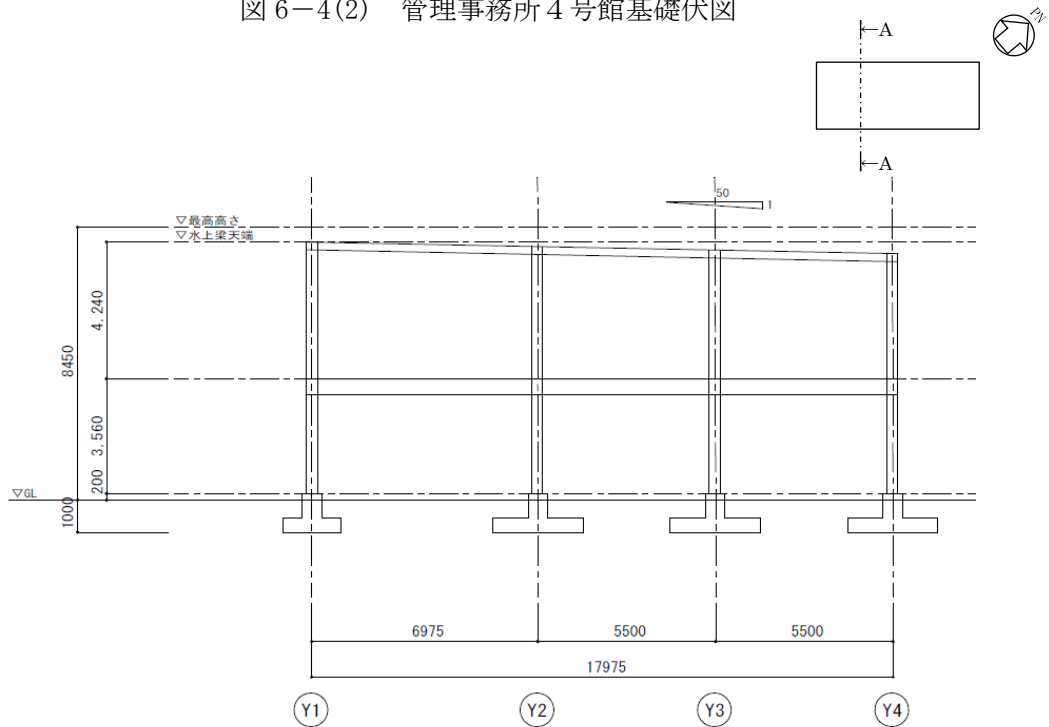


図 6-4(3) 管理事務所 4 号館断面図 (A-A 断面)

6.4.3 荷重及び荷重の組合せ

(1) 荷重の種類

考慮すべき荷重は、常時作用する荷重（自重及び積載荷重）及び土石流による土砂の衝突荷重を考慮する。また、管理事務所 4 号館は風荷重の影響が土石流による土砂の衝突荷重に対して大きいと考えられることから、風荷重との組合せを考慮する。以下に常時作用する荷重、土砂の衝突荷重及び風荷重の設定について示す。

a. 常時作用する荷重

常時作用する荷重は、持続的に生じる荷重である自重及び積載荷重とする。

b. 土砂の衝突荷重

(a) 土石流による衝突荷重算定

土石流による土砂の衝突荷重は、「土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律施行令第2条第2号の規定に基づき国土交通大臣が定める方法等を定める告示（国土交通省告示第332号）」に基づいて算出する。

土石流による土砂の衝突荷重は以下の式により算出する。

$$F_d = \rho_d U^2 \quad (1)$$

[F_d : 土石流による土砂の衝突荷重 (kN/m ²)	
	ρ_d : 土石流の密度 (t/m ³)	式(2) 参照
	U : 土石流の流速 (m/s)	式(3) 参照

$$\rho_d = \rho \tan \phi / (\tan \phi - \tan \theta) \quad (2)$$

[ρ_d : 土石流の密度 (t/m ³)	
	ρ : 土石流に含まれる流水の密度 (t/m ³)	表6-2 参照
	ϕ : 土石流に含まれる土石等の内部摩擦角 (°)	表6-2 参照
	θ : 土石流が流下する土地の勾配 (°)	表6-2 参照

$$U = (h^{2/3} \cdot (\sin \theta)^{1/2}) / n \quad (3)$$

[U : 土石流の流速 (m/s)	
	θ : 土石流が流下する土地の勾配 (°)	表6-2 参照
	n : 粗度係数 (s · m ^{-1/3})	表6-2 参照
	h : 土石流の高さ (m)	式(4) 参照

$$h = \left\{ \frac{0.01 \cdot n \cdot C_* \cdot V \cdot (\sigma - \rho) \cdot (\tan \phi - \tan \theta)}{\rho \cdot B \cdot (\sin \theta)^{1/2} \cdot \tan \theta} \right\}^{3/5} \quad (4)$$

[h : 土石流の高さ (m)	
	n : 粗度係数 (s · m ^{-1/3})	表6-2 参照
	C_* : 堆積土砂等の容積濃度	表6-2 参照
	V : 土石流により流下する土石等の量 (m ³)	式(5) 参照
	σ : 土石流に含まれる礫の密度 (t/m ³)	表6-2 参照
	ρ : 土石流に含まれる流水の密度 (t/m ³)	表6-2 参照
	ϕ : 土石流に含まれる土石等の内部摩擦角 (°)	表6-2 参照
	θ : 土石流が流下する土地の勾配 (°)	表6-2 参照
	B : 土石流が流下する幅 (m)	式(7) 参照

土石流により流下する土石等の量 V は「土石流による家屋被災範囲の設定方法に関する研究（2003年2月，国土交通省国土技術政策総合研究所）」に基づいた以下の式により，土石流衝突荷重 F_d 算定地点を流下する土砂量を算出する。

$$V = \frac{C_d(C_* - C_{d0})}{C_{d0}(C_* - C_d)} V_0 \quad (5)$$

- | | |
|-------------------------------------|----------|
| V : 土石流により流下する土石等の量 (m^3) | |
| C_* : 堆積土石等の容積濃度 | 表 6-2 参照 |
| C_d : F_d 算定地点における土石流の流動中の土砂濃度 | 式 (6) 参照 |
| C_{d0} : 基準地点における土石流の流動中の土砂濃度 | 式 (6) 参照 |
| V_0 : 基準地点における流下する土石等の量 (m^3) | 表 6-2 参照 |

土石流危険区域の基準地点及び土石流衝突荷重 F_d 算定地点を図 6-5 に示す。

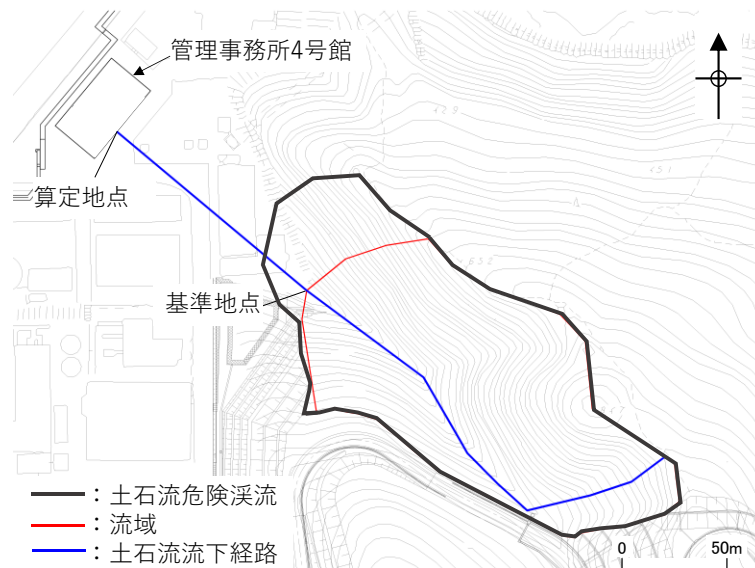


図 6-5 土石流危険区域の基準地点及び土石流衝突荷重 F_d 算定地点

また，土石流の流動中の土砂濃度 C_d ， C_{d0} は「砂防計画策定指針（土石流・流木対策編）解説（2016年4月，国土交通省国土技術政策総合研究所）」（以下：砂防指針）に基づいた以下の式で算出する。

$$C_d = \frac{\rho \cdot \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)}, \quad C_{d0} = \frac{\rho \cdot \tan \theta_0}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta_0)} \quad (6)$$

- | | |
|---|----------|
| C_d : F_d 算定地点における土石流の流動中の土砂濃度 | |
| C_{d0} : 基準地点における土石流の流動中の土砂濃度 | |
| σ : 土石流に含まれる礫の密度 (t/m^3) | 表 6-2 参照 |
| ρ : 土石流に含まれる流水の密度 (t/m^3) | 表 6-2 参照 |
| ϕ : 土石流に含まれる土石等の内部摩擦角 ($^\circ$) | 表 6-2 参照 |
| θ : F_d 算定地点の上流 200m区間の平均勾配 ($^\circ$) | 表 6-2 参照 |
| θ_0 : 基準地点の上流 200m区間の平均勾配 ($^\circ$) | 表 6-2 参照 |

土石流が流下する幅Bは、「土石流による家屋被災範囲の設定方法に関する研究（2003年2月，国土交通省国土技術政策総合研究所）」において，災害事例のデータより導出された，以下の関係式（レジーム型の式）を用いて算出する。

$$B = 4 \sqrt{Q_{sp}} \quad (7)$$

$$\left[\begin{array}{l} B : \text{土石流が流下する幅 (m)} \\ Q_{sp} : \text{土石流のピーク流量 (m}^3/\text{s)} \quad \text{式 (8) 参照} \end{array} \right.$$

土石流のピーク流量 Q_{sp} は「土石流による家屋被災範囲の設定方法に関する研究（2003年2月，国土交通省国土技術総合政策研究所）」に基づいた以下の式で算出する。

$$Q_{sp} = \frac{0.01}{C_d} \cdot C_* \cdot V \quad (8)$$

$$\left[\begin{array}{l} Q_{sp} : \text{土石流のピーク流量 (m}^3/\text{s)} \\ C_d : F_d \text{算定地点における土石流の流動中の土砂濃度} \quad \text{式 (6) 参照} \\ C_* : \text{堆積土砂等の容積濃度} \quad \text{表 6-2 参照} \\ V : \text{土石流により流下する土石等の量 (m}^3\text{)} \quad \text{式 (5) 参照} \end{array} \right.$$

(b) 土石流衝突荷重 F_d の算定に用いる土質定数等と設定方法及びその適用性

土石流衝突荷重 F_d の算定に用いる土質定数等と設定方法及びその適用性を表 6-2 に示す。

表 6-2 土石流衝突荷重 F_d の算定に用いる土質定数等と設定方法及びその適用性

土質定数等	記号	単位	数値	設定方法	島根サイトにおける適用性	設定方法及び適用性の詳細記載箇所
粗度係数	n	$s \cdot m^{-1/3}$	0.1	砂防指針の一般値を設定	土石流の衝突荷重算定 F_d の対象となるフロント部の粗度係数は 0.1～0.2 程度とされており、粗度係数が小さいほど土石流の流速は大きくなることから、保守的に 0.1 を採用。	(i) 参照
堆積土砂等の容積濃度	C_*	—	0.6	砂防指針の一般値を設定	溪床堆積土砂の容積濃度に、地域的な明瞭な違いはないと考えられることから 0.6 を採用。	—
基準地点を流下する土石等の量	V_0	m^3	2000	自社調査及び島根県調査結果に基づき設定	—	(ii) 参照
土石流に含まれる礫の密度	σ	t/m^3	2.6	砂防指針の一般値を設定	VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載の添付六の岩石の単位体積重量は $2.6t/m^3$ 程度であり、砂防指針の値と同等であるため $2.6t/m^3$ を採用。	(iii) 参照
土石流に含まれる流水の密度	ρ	t/m^3	1.2	砂防指針の一般値を設定	流水の標準的な密度は $1.0t/m^3$ もしくは $1.2t/m^3$ とされており、保守的な $1.2t/m^3$ を採用。	(iv) 参照
土石流に含まれる土石等の内部摩擦角	ϕ	°	35	砂防指針の一般値を設定	「道路土工盛土工指針」に記載の礫、礫まじり砂に相当すると考えられ、それらの内部摩擦角 ϕ は 35° もしくは 40° とされている。内部摩擦角が小さいほど、土石流衝突荷重 F_d は大きくなるため、保守的に 35° を採用する。	(v) 参照
土石流衝突荷重 F_d 算定地点から上流 200m 区間の平均勾配	θ	°	5.67	地形図から算定	—	(vi) 参照
基準地点から上流 200m 区間の平均勾配	θ_0	°	14.9	地形図から算定	—	(vi) 参照

土石流衝突荷重 F_d の算定に用いる土質定数の設定方法を以下に示す。

(i) 粗度係数 n

粗度係数 n は砂防指針によると、図 6-6 のとおりとされている。

2.6.5 土石流の流速と水深の算出方法

土石流の流速と水深は、理論式、経験式、実測値等により推定する。

解説

(1) 土石流ピーク流量に基づく土石流の流速・水深の設定

土石流の流速 U (m/s) は、焼岳、滑川、桜島の観測資料を整理した結果では、次の Manning 型の式、

$$U = \frac{1}{K_n} D_r^{2/3} (\sin \theta)^{1/2} \quad \dots (19)$$

で表わすことができると報告されている。ここで、 D_r : 土石流の径深 (m) (ここでは $D_r \approx D_d$ (土石流の水深) とする)、 θ : 溪床勾配 ($^\circ$)、 K_n : 粗度係数 ($s \cdot m^{-1/3}$) である。ただし、溪床勾配 (θ) は表-3 に基づき設定する。粗度係数 (K_n) の値は清水の場合よりかなり大きく、自然河道ではフロント部で 0.10 をとる¹⁴⁾。なお、土石流の流速および水深は、フロント部について求めるものとする。

図 6-6 土石流の流速と水深の算出方法 (砂防指針)

上述の砂防指針の参考資料「土石流の水深と流速の観測結果の検討 (1984 年 8 月, 砂防学会誌)」では、図 6-7 のとおり焼岳の土石流動態観測により流速及び水深を観測し、Manning の式と比較を行っている。これによると、土石流衝突荷重 F_d 算定の対象となるフロント部の粗度係数は 0.1~0.2 程度とされている。

土石流衝突荷重 F_d は式 (1) のとおり、土石流の流速に依存しており、粗度係数が小さいほど土石流の流速は大きくなることから、保守的に $0.1s \cdot m^{-1/3}$ を採用する。

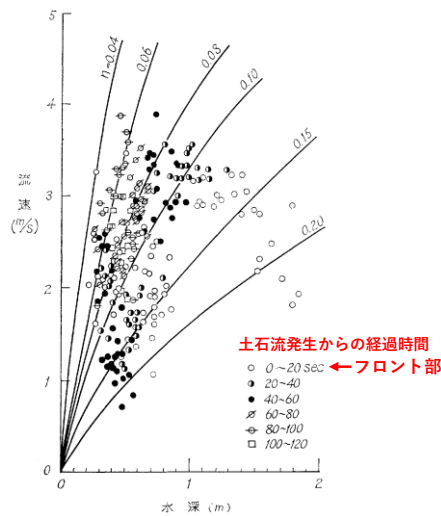


図 6-7 土石流の水深及び流速の観測値と Manning の式の比較 (赤字は追記)

(ii) 基準地点を流下する土石等の量 V_0

土石流により基準地点を流下する土石等の量 V_0 は自社調査及び島根県による調査結果に基づき設定する。自社調査結果の概要を図 6-8, 表 6-3 に示す。(溪床を対象とした自社調査結果の詳細は参考資料 1 参照)

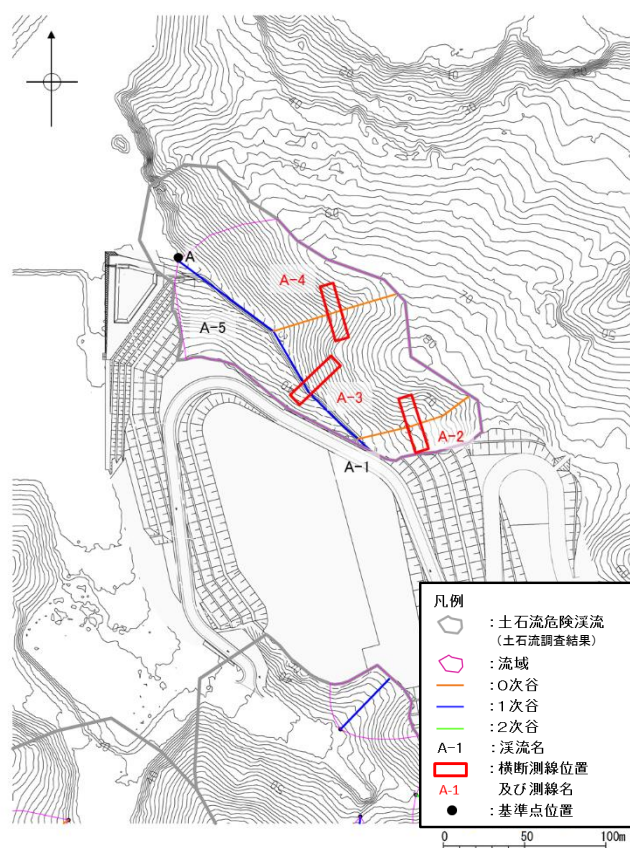


図 6-8 自社調査による土石流危険渓流⑦の溪流横断測線位置図

表 6-3 自社調査による土石流危険渓流⑦の移動可能土砂量

測点	延長 (m)	侵食幅 B_d (m)	侵食深 D_c (m)	侵食可能断面積 (m^2)	土砂量 (m^3)	移動可能土砂量 (m^3)
溪流基準点 A	A-1	12	7.0*	0.4*	2.80	33.60
	A-2	75	8.0	0.5	4.00	300.00
	A-3	85	7.0	0.4	2.80	238.00
	A-4	80	5.0	0.5	2.50	200.00
	A-5	73	7.0*	0.4*	2.80	204.40
						980

注記* : A-1 及び A-5 は A-3 を参考に侵食幅及び侵食深を推定

砂防指針によると、 V_0 については、1波の土石流による堆積土砂量（複数ある流路のうち移動可能土砂量が最大となる土砂量）として評価することとしている。対象の溪流において各流路の移動可能土砂量は図6-9及び表6-4のとおりであり、この場合の1波の土石流の移動可能土砂量は750m³となる。

今回の土石流衝突荷重 F_d の算定には、保守的に全ての流路から同時に土石流が発生する事象を想定し、溪流全体の移動可能土砂量を基準地点を流下する土石等の量として評価する。

表6-5のとおり、自社調査結果による計画流出土砂量1000m³と島根県調査結果の計画流出土砂量1170m³を比較し、両者を包絡したうえで千の位で切り上げた値2000m³を事象想定計画流出土砂量とし、基準地点を流下する土石等の量 V_0 として採用する。（自社調査結果と島根県調査結果の比較の詳細は参考資料2参照）

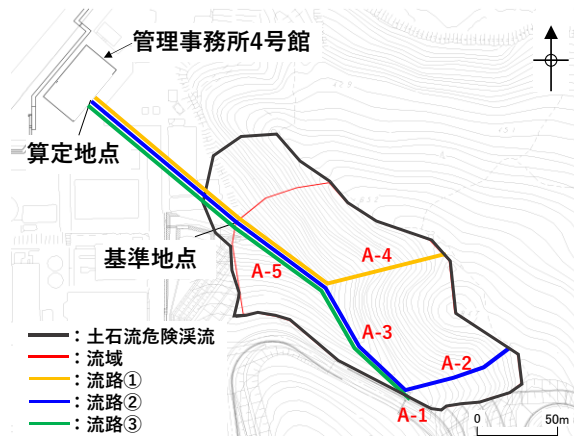


図6-9 土石流危険溪流⑦の各流路の移動可能土砂量

表6-4 土石流危険溪流⑦の1波の土石流の移動可能土砂量の算定

流路	移動可能土砂量算定式	移動可能土砂量(m ³)*
① (A-4 → A-5 → 基準地点)	$200.0+204.4=404.4 \div 410(m^3)$	410
② (A-2 → A-3 → A-5 → 基準地点)	$300.0+238.0+204.4=742.4 \div 750(m^3)$	750 1波の土石流
③ (A-1 → A-3 → A-5 → 基準地点)	$33.6+238.0+204.4=476 \div 480(m^3)$	480

注記*：表6-3から各流路の移動可能土砂量を算出

表6-5 土石流危険溪流⑦における今回の土石流衝突荷重 F_d に用いる計画流出土砂量

対象溪流	計画流出土砂量(m ³)		
	自社調査結果	島根県調査結果	事象想定
土石流危険溪流⑦	1000*1	1170*2	2000

注記*1：砂防指針に基づき、表6-3に示す自社調査結果に基づく溪流全体の移動可能土砂量が980m³であるため、切り上げて1000m³とした。

注記*2：島根県調査後の人工改変を踏まえ補正した値を使用（詳細は参考資料2参照）。

(iii) 土石流に含まれる礫の密度 σ

図 6-10 に砂防指針における土石流衝突荷重 F_d の算定に必要な土質定数の記載を示す。

VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載の添付書類六の岩石の単位体積重量は 2.6t/m^3 程度であり、砂防指針の値と同等であるため 2.6t/m^3 を採用する。

(1) 流出土砂量に基づく土石流ピーク流量の設定

焼岳、桜島等で発生した土石流ピーク流量観測データに基づく土石流総流量とピーク流量の関係は図-10 に示すとおりである。平均的なピーク流量と土石流総流量の関係は式(10) で表される¹⁰⁾。

$$Q_p = 0.01 \cdot \sum Q \quad \dots (10)$$

$$\sum Q = \frac{C_s \cdot V_{dpp}}{C_d} \quad \dots (11)$$

ここで、 Q_p : 土石流ピーク流量 (m^3/s)、 $\sum Q$: 土石流総流量 (m^3)、 V_{dpp} : 1 波の土石流により流出すると想定される土砂量 (空隙込み) (m^3)、 C_d : 土石流濃度、 C_s : 溪床堆積土砂の容積濃度 (0.6 程度) である。

V_{dpp} は $1,000\text{m}^3$ を下限値とする。これは、本指針 2.5.1.1~ (参考) 小規模溪流における計画流出土砂量の取扱い~を適用する場合を除き、全ての土石流・流木対策施設の設計について適用する。

土石流濃度は下記の平衡濃度式¹¹⁾で求めるものとする。

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad \dots (12)$$

ここで、 σ : 礫の密度 ($2,600\text{kg/m}^3$ 程度)、 ρ : 水の密度 ($1,200\text{kg/m}^3$ 程度)、 ϕ : 溪床堆積土砂の内部摩擦角 ($^\circ$) ($30^\circ \sim 40^\circ$ 程度であり、一般に 35° を用いてよい)、 θ : 溪床勾配 ($^\circ$) である。土石流ピーク流量を算出する際の溪床勾配は、1 波の土石流により流出すると想定される土砂量を算出しようとしている地点の現溪床勾配とし、流下区間の下流端となると考えられる地点の勾配 (10°) 以上とする。なお、現溪床勾配は、計画地点から概ね上流 200m 間の平均溪床勾配とすることを基本とし、計画施設設計前の地形より算出する。計画地点から上流の 200m 区間が溪床勾配を代

図 6-10 砂防指針における土石流衝突荷重 F_d の算定に必要な土質定数の記載

(iv) 土石流に含まれる流水の密度 ρ

図 6-10 の砂防指針に記載のとおり、流水の密度は 1.2t/m^3 程度とされている。

「建設省河川砂防技術基準 (案) 設計編 [II] (1985 年 10 月, (社) 日本河川協会)」では図 6-11 のとおり、流水の標準的な密度は 1.0t/m^3 もしくは 1.2t/m^3 とされている。

式(1) 及び式(2) のとおり、流水の密度が大きいほど土石流衝突荷重 F_d は大きくなることから、保守的に 1.2t/m^3 を採用する。

2.2.2 安定計算に用いる数値

砂防ダムの安定計算に用いる数値は、必要に応じて、実測により求めるものとする。

解説

砂防ダムの安定計算に用いる数値は、ダムの重要度が高い場合は原則として実測により求めることとし、その他のダムは既設の砂防ダム等に用いられた数値か、下記に示す一般に用いられている数値を参考とすることができる。ただし、ダムの断面を安全かつ経済的に設計するためには、できる限り実測により求めるべきである。

1. ダム用コンクリートの単位体積重量: 2.35 t/m³
2. 流水の単位体積重量 (W₀): 1.0~1.8 t/m³
 ただし、ダム高 (H) ≥ 15 m のとき 1.0 t/m³
 ダム高 (H) < 15 m のとき 1.2 t/m³
3. 堆砂見掛単位体積重量 (W_s): 1.5~1.8 t/m³
4. 堆砂空隙率 (ν): 0.3~0.45
5. 土圧係数 (C): 0.3~0.6
6. 揚圧力係数 (μ): 1/3~1.0 (一般に 1/3 を用いる場合が多い)
7. コンクリートの許容応力度 (kg/cm²)

重力式ダム 圧縮: 40, 剪断: 5

図 6-11 建設省河川砂防技術基準 (案) 記載の安定計算に用いる流水の単位体積重量

(v) 土石流に含まれる土石等の内部摩擦角 φ

土石流に含まれる土石等の内部摩擦角 φ について、図 6-10 に示す砂防指針のとおり渓床堆積土砂の内部摩擦角は 30° ~ 40° 程度であり、一般に 35° としよとされている。

土石流に含まれる土石等は図 6-12 に示す「道路土工 盛土工指針 (平成 22 年度版) (2010 年 4 月, (社) 日本道路協会)」に記載の礫、礫まじり砂に相当すると考えられ、それらの内部摩擦角 φ は 35° もしくは 40° とされている。内部摩擦角が小さいほど、土石流衝突荷重 F_d は大きくなるため、保守的に 35° を採用する。

なお、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載の土質材料 (旧表土, 埋戻土等) の φ が 20° 程度であること、図 6-12 に φ が 35° 以下の記載もあることから、φ を 20° に設定した場合の影響検討を「6.5 内部摩擦角 φ の影響検討」で実施した結果、衝突荷重の増加量はわずかであり、基礎底面の滑動による防波壁への影響がないことを確認している。

解表 4-2-4 設計時に用いる土質定数の仮定値⁴⁾

種類	状態	単位体積重量 (kN/m ³)	せん断抵抗角 (度)	粘着力 (kN/m ²)	地盤工学会基準 ⁵⁾	
土	礫および礫まじり砂	締め固めたもの	20	40	0	(G)
	砂	締め固めたもの	20	35	0	(S)
		粒径幅の広いもの 分級されたもの	19	30	0	
	砂質土	締め固めたもの	19	25	30 以下	(S F)
	粘性土	締め固めたもの	18	15	50 以下	(M), (C)
自然 地盤	間置ローム	締め固めたもの	14	20	10 以下	(V)
	礫	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20	40	0	(G)
		密実でないものまたは分級されたもの	18	35	0	
	礫まじり砂	密実なもの	21	40	0	(G)
	砂	密実でないもの	19	35	0	
		密実なものまたは粒径幅の広いもの	20	35	0	(S)
	砂質土	密実でないものまたは分級されたもの	18	30	0	(S)
		密実なもの	19	30	30 以下	(S F)
	粘性土	密実でないもの	17	25	0	
		固いもの (指で強く押し多少へこむ) ^{注1)}	18	25	50 以下	
やや軟らかいもの (指が容易に貫入) ^{注1)}		17	20	30 以下	(M), (C)	
軟らかいもの (指が容易に貫入) ^{注1)}		16	15	15 以下		
粘土およびシルト	固いもの (指で強く押し多少へこむ) ^{注1)}	17	20	50 以下		
	やや軟らかいもの (指が容易に貫入) ^{注1)}	16	15	30 以下	(M), (C)	
間置ローム	軟らかいもの (指が容易に貫入) ^{注1)}	14	10	15 以下		
		14	5(φ)	30 以下	(V)	

注1) ; N 値の目安は次のとおりである。

固いもの (N = 8 ~ 15), やや軟らかいもの (N = 4 ~ 8), 軟らかいもの (N = 2 ~ 4)

注2) ; 地盤工学会基準の記号は、およその目安である。

図 6-12 道路土工 盛土工指針記載の礫、礫まじり砂の内部摩擦角 φ

(vi) 土石流が流下する土地の勾配 θ , θ_0

土石流が流下する土地の勾配 θ , θ_0 について、土石流衝突荷重 F_d 算定地点から上流 200m の平均勾配と、土石流危険渓流の基準地点から上流 200m の平均勾配をそれぞれ地形図より算定する。基準地点から上流 200m の平均勾配については、危険渓流内に複数存在する流下流路のうち、移動可能土砂量の最も多い流路で平均勾配を算定する。「(ii) 基準地点を流下する土石等の量 V_0 」に示すとおり、流路②が移動可能土砂量の最も多い流路であることから、流路②において平均勾配を算定する。

土石流が流下する土地の勾配設定イメージを図 6-13 に示す。

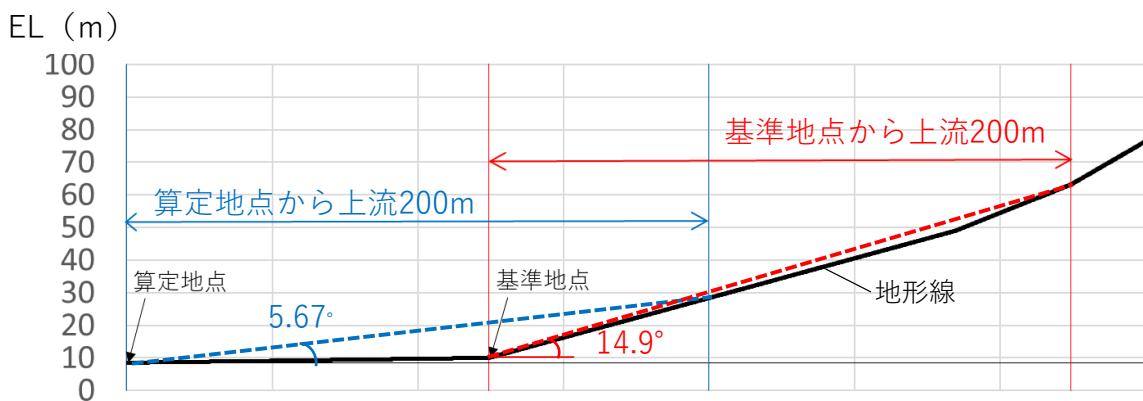
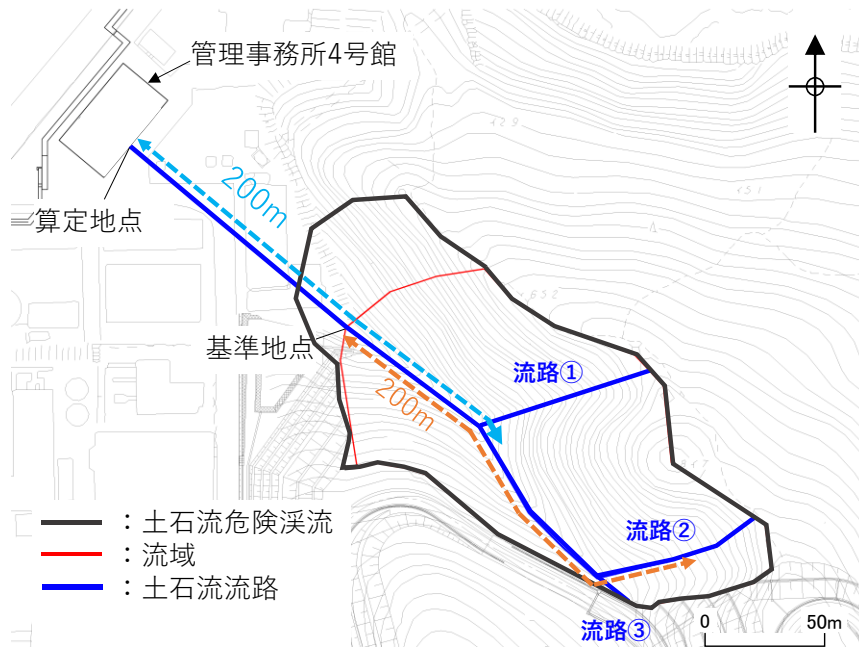


図 6-13 土石流が流下する土地の勾配設定イメージ

なお、本評価では、式（４）により算定したhの値を「土砂の衝突高さ」と評価する。

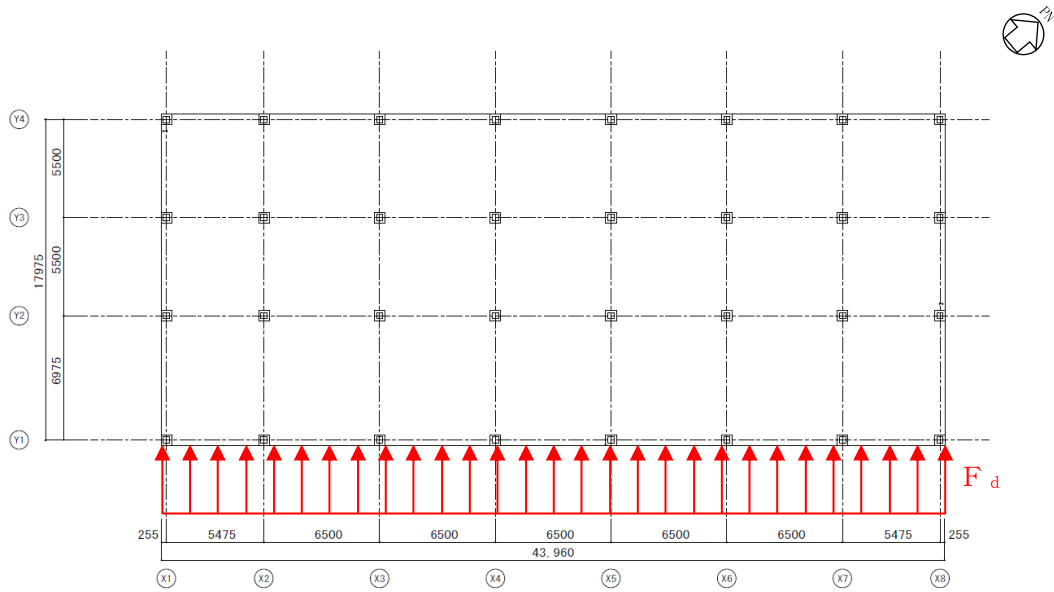
また、土石流危険溪流の基準点より上流に存在する転石の分布状況及び粒径を把握する調査を実施し、確認された転石については粒径0.5m未満となるよう小割を行う。小割した転石が、土石流発生時に土砂に取り込まれて流下するものと考えられるため、転石を含む土石流が衝突対象物まで到達することを考慮し、土砂の衝突高さhは0.5m以上となるよう設定する。

$$\text{土砂の衝突高さ } h = \begin{cases} 0.5\text{m} & (\text{土砂の衝突高さの計算値} < 0.5\text{m}) \\ \text{計算値} & (\text{土砂の衝突高さの計算値} \geq 0.5\text{m}) \end{cases}$$

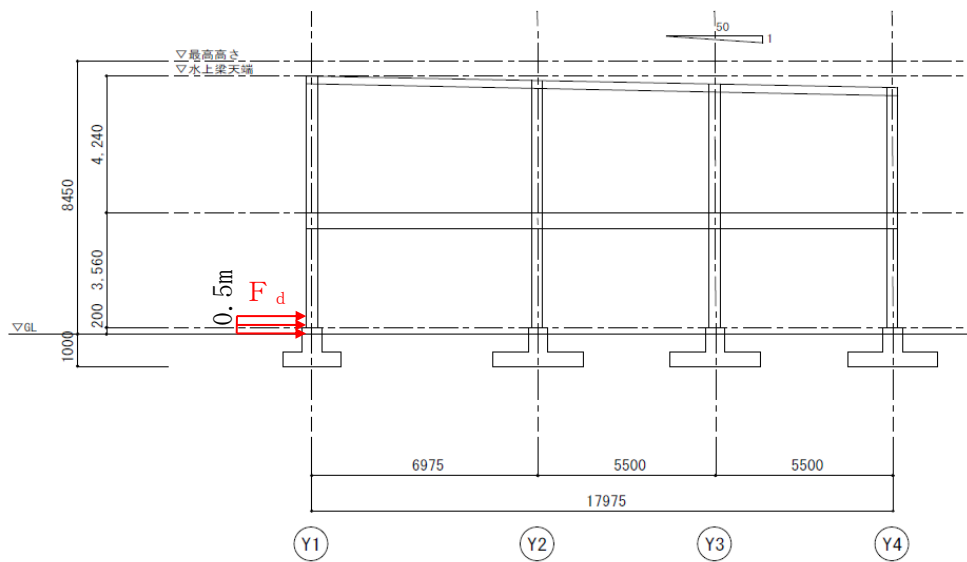
上記の方法により算定した土砂の衝突高さの計算値、土砂の衝突高さの設定値及び土砂の衝突荷重を表6-6に、建物に作用する土砂の衝突荷重の概念図を図6-14に示す。

表 6-6 土砂の衝突高さの計算値, 土砂の衝突高さの設定値及び土砂の衝突荷重

対象構造物	土砂の衝突高さ計算値 (m)	土砂の衝突高さ設定値 (m)	土砂の衝突荷重 F_d (kN/m ²)
管理事務所 4 号館	0.33	0.50	5.55



(a) 平面図



(b) 断面図

図 6-14 建物に作用する土砂の衝突荷重の概念図

c. 風荷重

風荷重は、建築基準法施行令第 87 条及び平成 12 年建設省告示第 1 4 5 4 号に基づき、次式によって算出する。

$$P = q \cdot C_f \cdot A$$

ここで、

P : 風荷重による水平力 (N)

q : 速度圧 (N/m^2) = $0.6 \cdot E \cdot V_o^2$

V_o : 当該地の基準風速 (m/s)

E : 国土交通大臣が定める方法により算出した数値
= $E_r^2 \cdot G_f$

E_r : 平均風速の高さ方向の分布を表す係数

$$E_r = 1.7 \left(\frac{Z_b}{Z_G} \right)^\alpha \quad (H \leq Z_b)$$

$$E_r = 1.7 \left(\frac{H}{Z_G} \right)^\alpha \quad (H > Z_b)$$

H : 建築物の高さと軒の高さとの平均の数値 (m)

Z_b, Z_G, α : 地表面粗度区分に応じて示される数値
(当該地の地表面粗度区分 II)

G_f : ガスト影響係数

C_f : 風力係数

$$C_f = 0.8 \cdot k_z \quad (\text{風上側})$$

$$C_f = 0.4 \quad (\text{風下側})$$

k_z : 高さ方向分布係数

$$k_z = 1.0 \quad (H \leq Z_b)$$

$$k_z = (Z_b/H)^{2\alpha} \quad (H > Z_b \text{ かつ } Z \leq Z_b)$$

$$k_z = (Z/H)^{2\alpha} \quad (H > Z_b \text{ かつ } Z > Z_b)$$

Z : 当該部分の地盤面からの高さ (m)

A : 見付面積 (m^2)

風荷重の評価条件を表 6-7 及び表 6-8 に示す。

表 6-7 風荷重の算定条件

記号	単位	定義	数値
V_o	m/s	当該地の基準風速	30
H	m	建築物の高さと軒の高さとの平均の数値	8.225
Z_b	m	地表面粗度区分に応じて示される数値	5
Z_G	m	地表面粗度区分に応じて示される数値	350
α	—	地表面粗度区分に応じて示される数値	0.15
G_f	—	ガスト影響係数	2.2

表 6-8 管理事務所 4 号館の風力係数及び見付面積

地表面からの高さ (m)	位置	高さ方向分布係数 k_z	風力係数 C_f	見付面積 A (m ²)
3.76~8.00	風上	0.992	0.794	186.40
	風下		0.4	170.58
0.20~3.76	風上	0.861	0.689	156.50
	風下		0.4	156.50

(2) 荷重の組合せ

荷重の組合せについては、常時作用する荷重、土砂の衝突荷重及び風荷重に対して、施設の構造を踏まえて組合せを設定する。

6.4.4 許容限界

土砂の衝突荷重及び風荷重による水平力は、建物基礎底面地盤のせん断抵抗力により抵抗することから、独立基礎底面のせん断抵抗力を許容限界とする。

底面地盤のせん断抵抗力 H_u は「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 ((社) 日本電気協会)」に基づき、次式により算定する。

$$H_u = C \cdot A + V \cdot \tan \phi$$

ここで、

C : 底面と地盤との間の粘着力 (=0)

A : 底面の有効載荷面積 (独立基礎底面面積) (=229 m²)

V : 底面に作用する鉛直力 (=7647 kN)

ϕ : 底面と地盤との間の摩擦角

なお、「建築基礎構造設計指針 ((社) 日本建築学会, 2019 改定)」において、基礎底面の摩擦係数として 0.4~0.6 が示されていることを踏まえ、 $\tan \phi$ の値は 0.4 とする。

6.4.5 評価結果

管理事務所4号館の滑動による評価結果を表6-9に示す。土砂の衝突荷重及び風荷重により発生する水平力に対し、独立基礎底面のせん断抵抗力は十分な裕度を有している。

なお、底面の有効載荷面積について、管理事務所4号館の独立基礎は基礎梁で接続されていないが、鉄筋コンクリート造の土間スラブ (厚さ 150 mm) による水平力の伝達に期待でき、独立基礎底面のせん断抵抗力にも十分な余裕があることから、建物全体として滑動することはないと判断した。

以上より、管理事務所4号館の滑動による防波壁への影響がないことを確認した。

表6-9 管理事務所4号館の滑動による評価結果

(単位 : kN)

部位	土砂の衝突荷重 による水平力	風荷重 による水平力	合計水平力	許容限界
基礎底面	122	432	554	3058

6.5 内部摩擦角 ϕ の影響検討

VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載の土質材料（旧表土，埋戻土）の内部摩擦角が 20° 程度であることから，内部摩擦角 ϕ を 20° に設定した場合の影響検討を実施した。

内部摩擦角 ϕ を 20° に設定した場合の土砂の衝突高さの計算値，土砂の衝突高さの設定値及び土砂の衝突荷重を表6-10に示す。その他の評価条件については6.4で示したものをを用いる。

内部摩擦角 ϕ を 20° に設定した場合の管理事務所4号館の滑動による評価結果を表6-11に示す。

土砂の衝突荷重及び風荷重により発生する水平力に対し，独立基礎底面のせん断抵抗力は十分な裕度を有しており，管理事務所4号館の滑動による防波壁への影響がないことを確認した。

表6-10 内部摩擦角を 20° に設定した場合の土砂の衝突高さの計算値，土砂の衝突高さの設定値及び土砂の衝突荷重

対象構造物	土砂の衝突高さ計算値 (m)	土砂の衝突高さ設定値 (m)	土砂の衝突荷重 F_d (kN/m ²)
管理事務所4号館	0.36	0.50	6.58

表6-11 内部摩擦角を 20° に設定した場合の管理事務所4号館の滑動による評価結果
(単位：kN)

部位	土砂の衝突荷重 による水平力	風荷重 による水平力	合計水平力	許容限界
基礎底面	145	432	577	3058

(参考資料1) 溪床を対象とした自社調査結果

土石流危険溪流における溪床の状況について平成27～28年に自社調査を実施（令和元年に補足調査を実施）した。

溪床堆積物の分布や、周辺の微地形、露岩、植生等を確認し溪床の安定性も含めて谷の状況を確認するとともに、谷次数毎に溪床の横断スケッチ、状況写真の撮影及び簡易貫入試験を実施した。

横断スケッチ等を実施する横断測線位置は、堆積土砂の分布等を踏まえ谷を代表すると考えられる位置とした。横断測線は、谷次数毎に1測線を基本とするが、溪床勾配や溪床の断面が大きく変化する1測線では代表できないと判断する場合は、横断測線を増やした。横断測線を増やした谷については、横断測線が代表する溪流の延長を見直した。また、図上調査結果及び自社調査の結果、周辺の溪流と同様な地形形状（溪床勾配、谷幅、斜面状況）の溪流については、周辺の溪流の調査結果に代表させた。図1に横断測線の設定例を示す。

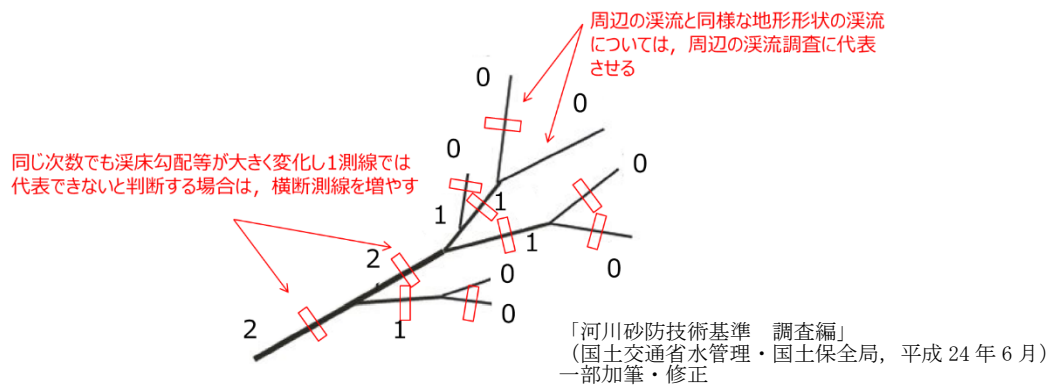


図1 横断測線の設定例

横断測線位置において、「砂防指針」に基づき、侵食幅（土石流発生時に侵食が予想される平均溪床幅）（m）及び侵食深（土石流発生時に侵食が予想される溪床堆積土砂の平均深さ）（m）を推定した。図2に侵食幅、侵食深の調査方法を示す。

侵食幅は、溪流断面における溪岸斜面の傾斜変換点、ガリー地形の発達状況、後背地域の状況（谷筋の消滅、小規模な尾根の存在）等に着目し、土石流流下範囲として考えられる幅を推定した。侵食深は、斜面状況、露頭状況及び簡易貫入試験結果を踏まえ推定した。簡易貫入試験は、0次谷以外の谷を対象に図3に示すとおり、横断測線位置及び横断測線位置から谷筋の縦断方向へ上下流に約5m離れた位置の延べ3箇所を実施した。侵食深は、小山内ほか（2005）⁽¹⁾に基づき、地質によらず崩れずに斜面上に残るとされている「Nd \geq 20」を深度とし、3箇所の平均値より算出した。

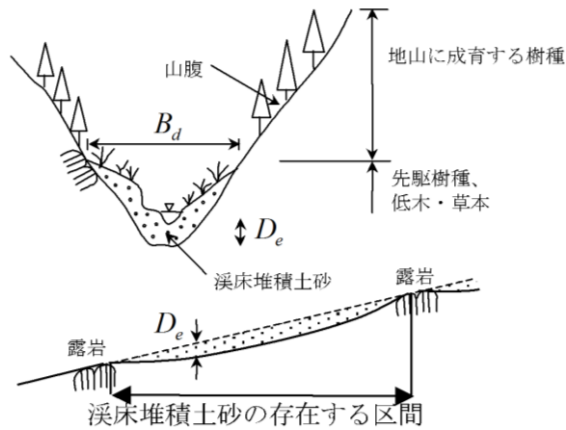


図2 侵食幅，侵食深の調査方法

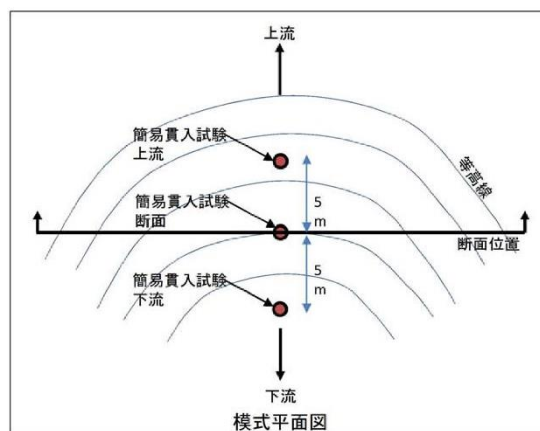


図3 侵食深の調査方法（簡易貫入試験）

移動可能土砂量は，以下の式を用いて求めた。

$$V = \Sigma (A_n \times L_n)$$

$$A_n = B_d \times D_e$$

ここで，

- V : 移動可能土砂量 (m³)
- A_n : 侵食可能断面積 (移動可能溪床堆積土砂の平均断面積) (m²)
- L_n : 溪流の延長または0次谷の延長 (m)
- B_d : 侵食幅 (m)
- D_e : 侵食深 (m)

土石流危険溪流⑦における溪流横断測線位置及び自社調査結果を図4～図5に示す。また，自社調査結果に基づき算出した移動可能土砂量を表1に示す。

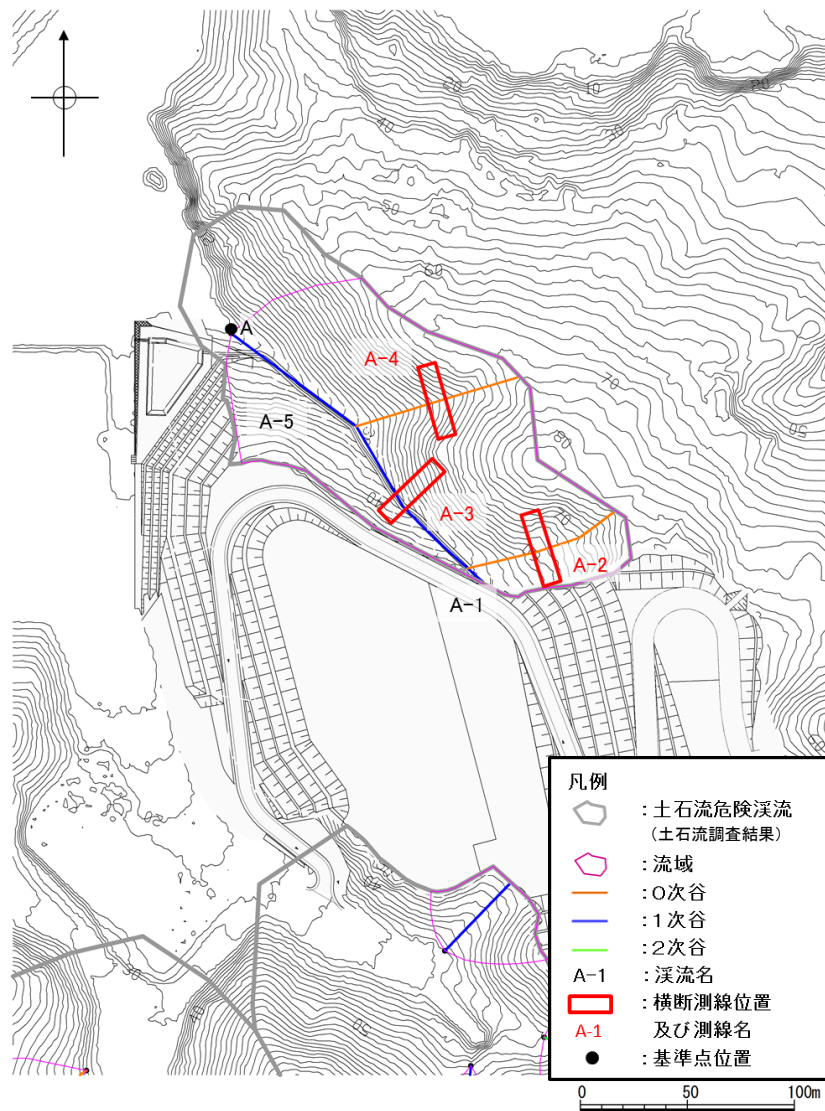


図4 土石流危険溪流⑦の溪流横断測線位置図


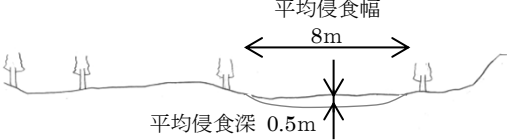
横断測線	自社調査結果	
A-2	<p>現地写真</p> 	<p>現地スケッチ</p> 
	<p>調査結果</p> <p>幅の広い浅い谷である。南側の斜面は切土のり面となっている。溪床の片側が低くなっており、豪雨時には低い方が侵食されやすい。0次谷については、谷の最上流部に位置し集水域が狭いこと、斜面勾配が急であること、現地踏査における斜面状況、露頭状況から、土石流発生予想深さ（平均侵食深）を0.5mとした。</p>	

図5 土石流危険溪流⑦の自社調査結果（1 / 2）


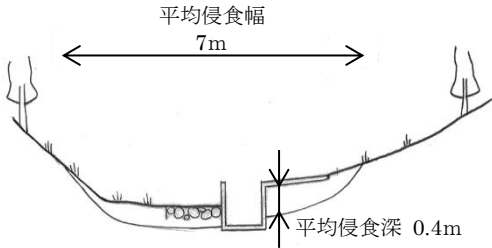
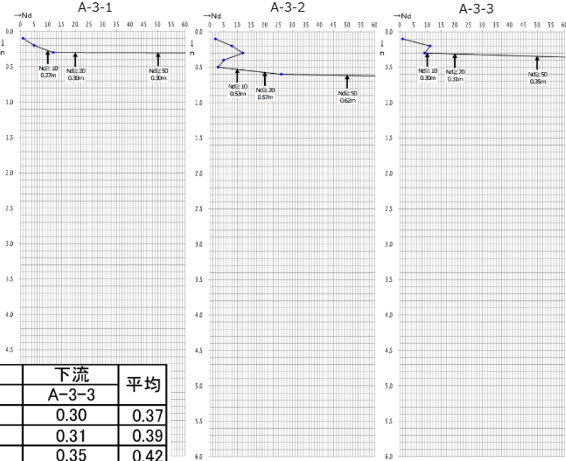

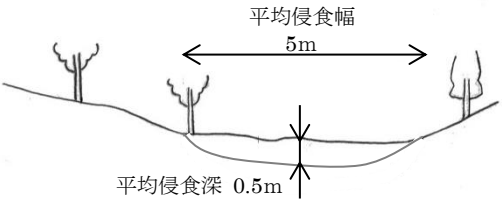
横断測線	自社調査結果																										
A-3	<p>現地写真</p> 	<p>現地スケッチ</p> 																									
	<p>調査結果</p> <p>水路はコンクリートであり、両側の溪床もコンクリート張り、蛇カゴ、埋戻し土であり、溪床は完全に人工改変されている。埋戻し土は、ポールの先端が入らない程度に硬質である。</p> <p>1次谷及び2次谷については、現地踏査における斜面状況、露頭状況及び簡易貫入試験の結果から、土石流発生予想深さ（平均侵食深）を0.4mとした。</p>																										
	<p>簡易貫入試験結果</p>  <table border="1" data-bbox="395 1211 783 1335"> <thead> <tr> <th>位置</th> <th>上流</th> <th>断面</th> <th>下流</th> <th>平均</th> </tr> <tr> <td></td> <td>A-3-1</td> <td>A-3-2</td> <td>A-3-3</td> <td></td> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Nd\geq10</td> <td>0.27</td> <td>0.53</td> <td>0.30</td> <td>0.37</td> </tr> <tr> <td>Nd\geq20</td> <td>0.30</td> <td>0.57</td> <td>0.31</td> <td>0.39</td> </tr> <tr> <td>Nd\geq50</td> <td>0.30</td> <td>0.62</td> <td>0.35</td> <td>0.42</td> </tr> </tbody> </table> <p>侵食深：0.4m</p>		位置	上流	断面	下流	平均		A-3-1	A-3-2	A-3-3		Nd \geq 10	0.27	0.53	0.30	0.37	Nd \geq 20	0.30	0.57	0.31	0.39	Nd \geq 50	0.30	0.62	0.35	0.42
位置	上流	断面	下流	平均																							
	A-3-1	A-3-2	A-3-3																								
Nd \geq 10	0.27	0.53	0.30	0.37																							
Nd \geq 20	0.30	0.57	0.31	0.39																							
Nd \geq 50	0.30	0.62	0.35	0.42																							
A-4	<p>現地写真</p> 	<p>現地スケッチ</p> 																									
	<p>調査結果</p> <p>小規模な谷であり、表流水は認められない。溪床沿いに管理道が通っている。</p> <p>0次谷については、谷の最上流部に位置し集水域が狭いこと、斜面勾配が急であること、現地踏査における斜面状況、露頭状況から、土石流発生予想深さ（平均侵食深）を0.5mとした。</p>																										

図5 土石流危険溪流⑦の自社調査結果（2/2）

表 1 土石流危険渓流⑦の移動可能土砂量

測点		延長 (m)	侵食幅 B _d (m)	侵食深 D _e (m)	侵食可能 断面積 (m ²)	土砂量 (m ³)	移動可能 土砂量 (m ³)
渓流基準点 A	A-1	12	7.0*	0.4*	2.80	33.60	980
	A-2	75	8.0	0.5	4.00	300.00	
	A-3	85	7.0	0.4	2.80	238.00	
	A-4	80	5.0	0.5	2.50	200.00	
	A-5	73	7.0*	0.4*	2.80	204.40	

注記* : A-1 及び A-5 は A-3 を参考に侵食幅及び侵食深を推定

参考文献

- (1) 小山内信智・内田太郎・曾我部匡敏・寺田秀樹・近藤浩一 (2005) : 簡易貫入試験を用いた崩壊恐れのある層厚推定に関する研究, 国土技術政策総合研究所資料, 第 261 号

(参考資料 2) 島根県調査結果との比較

島根県は平成 13 年に土石流危険渓流の現地調査（以下「島根県調査結果」）を実施している。

島根県調査を実施している土石流危険渓流③～⑦のうち、今回対象の土石流危険渓流⑦における自社調査結果と島根県調査結果の比較の詳細を図 1 に示す。

[土石流危険渓流⑦付近]

	島根県	自社調査
調査位置図	<p>凡例 〇 : 渓流 〇 : 島根県の横断測線及び測線名 I-1</p>	<p>凡例 〇 : 土石流危険渓流 (土石流調査結果) 〇 : 流域 〇 : 0次谷 〇 : 1次谷 〇 : 2次谷 〇 : 深淵名 A-1 : 横断測線位置及び測線名 A-1 : 基準点位置</p>
現地写真・スケッチ		<p>渓流 A-5 における現地状況写真</p> <p>島根県調査における横断測線 I-1 に対応する渓流は A-5 である。 渓流 A-5 には横断測線はないが、上流から A-1, A-3, A-5 と続く一連の渓流であり、いずれも横断形状は同等であることから、横断測線 A-3 で代表させている。</p>
備考	幅 : 5m 深さ : 1.0m 侵食可能断面積 : 5 m ²	
相違点		—

図1 島根県調査結果との比較 (土石流危険渓流) (1/2)

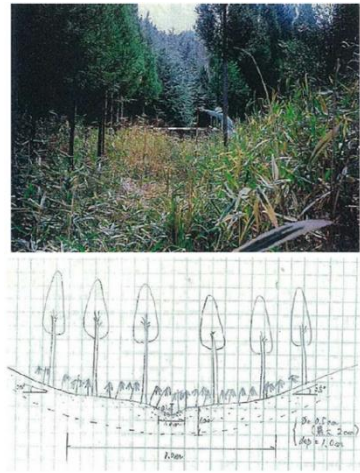

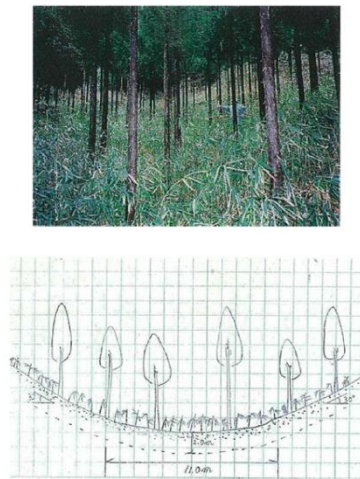
	島根県 (測線名：I-2)	自社調査 (測線名：横断測線 A-3)
現地写真・スケッチ		
備考	幅：8m 深さ：1.0m 侵食可能断面積：8 m ²	平均侵食幅：7m 平均侵食深：0.4m 侵食可能断面積：2.8 m ²
相違点	<ul style="list-style-type: none"> ・島根県の調査位置は、現在人工改変（水路設置）されている。 ・島根県調査結果より、当社評価の侵食幅及び侵食深は小さい。 ・自社調査結果の侵食深は簡易貫入試験結果を踏まえて推定している。 	
	島根県 (測線名：I-3)	自社調査 (測線名：該当無)
現地写真・スケッチ		島根県調査後、人工改変（敷地造成）されているため対応する自社調査結果なし。
備考	幅：11m 深さ：2.0m 侵食可能断面積：22 m ²	
相違点	—	

図1 島根県調査結果との比較（土石流危険溪流）（2/2）

また、島根県調査（平成 13 年）以降、溪流の一部は敷地造成により改変されていることから、移動可能土砂量の比較にあたっては、図 2 及び表 1 のとおり、改変区間を考慮し島根県調査結果の計画流出土砂量を 1170m³（I-1：約 450m³と I-2：約 720m³の合計値）に補正した。

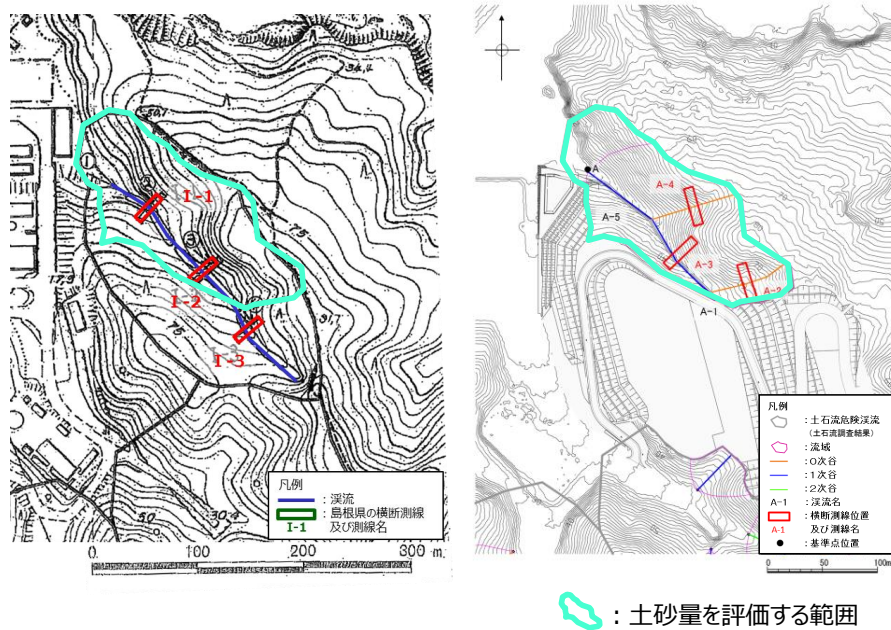


図 2 土石流危険溪流における土砂量の評価範囲

表 1 土石流危険溪流の島根県調査結果の計画流出土砂量の補正

島根県調査結果						土砂量の評価
測点	延長*1 (m)	侵食幅 (m)	侵食深 (m)	侵食可能 断面積 (m ²)	計画流出 土砂量 (m ³)	補正後の 計画流出 土砂量 (m ³)
I-1	約 90	5	1.0	5	約 450	約 450
I-2	約 90	8	1.0	8	約 720	約 720
I-3	約 80	11	2.0	22	約 1760	0
合計					約 2930 (2937) *2	約 1170

：島根県調査結果のうち土砂量の評価対象

注記*1：島根県調査位置図からの想定

*2：() の数値は島根県調査結果における計画流出土砂量