

本資料のうち、枠囲みの内容は
防護上の観点から公開できません。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0610-4_改3
提出年月日	2021年9月6日

補足-610-4 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）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

添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）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。

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 原子炉建屋屋根トラスの解析モデルと設計クライテリアについて

別紙1-1-1 原子炉建屋屋根トラスの地震時シミュレーション

別紙1-1-2 原子炉建屋屋根トラスの入力地震動に係る影響検討について

別紙1-2 原子炉建屋屋根トラスの補強概要

別紙1-3 屋根トラス評価モデルにおける減衰について

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3 応力解析における断面の評価部位の選定

別紙4 原子炉建屋の既工認時の設計用地震力と今回工認における静的地震力及び弾性設計用地震動 S_d による地震力の比較

別紙5 剛性低下を考慮した原子炉建屋屋根トラスの影響検討

別紙6 屋根スラブの面外剛性を考慮した原子炉建屋屋根トラスの影響検討

別紙7 大物搬入口の耐震性についての計算書に関する補足説明資料

別紙 7-1 地震応答解析におけるモデル化方針

別紙 7-2 地震応答解析におけるスケルトンカーブの設定

別紙 7-3 地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討

別紙 7-3-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について

別紙 7-3-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

別紙 7-4 大物搬入口躯体の耐震補強

別紙 7-5 地震応答解析モデルに関する検討

別紙 7-6 原子炉建屋と大物搬入口躯体の相対変位に関する検討

 本日の説明範囲

別紙 7-2 地震応答解析におけるスケルトンカーブの設定

目 次

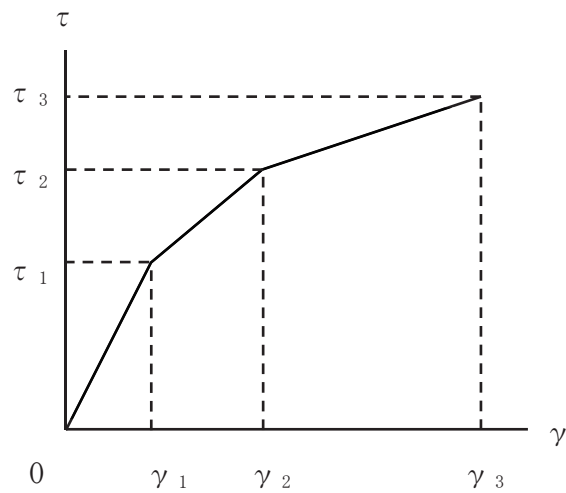
1. 概要.....	別紙 7-2- 1
2. NS 方向の RC 造耐震壁の非線形特性の設定について.....	別紙 7-2- 2
2.1 第 1 折点の設定.....	別紙 7-2- 3
2.2 第 2 折点の設定.....	別紙 7-2- 3
2.3 終局点の設定.....	別紙 7-2- 3
3. EW 方向の RC 造フレーム構造部の非線形特性の設定について.....	別紙 7-2- 4
3.1 フレームモデルの作成.....	別紙 7-2- 4
3.2 個材の非線形特性.....	別紙 7-2- 5
3.3 静的荷重漸増解析.....	別紙 7-2- 7
3.4 等価せん断モデルの作成.....	別紙 7-2- 7
4. せん断力のスケルトンカーブの設定について.....	別紙 7-2- 9
4.1 水平方向モデル.....	別紙 7-2- 9
4.1.1 NS 方向モデル.....	別紙 7-2- 9
4.1.2 EW 方向モデル.....	別紙 7-2-10
4.2 使用材料の物性値.....	別紙 7-2-11
4.3 基本ケースのせん断力のスケルトンカーブの諸数値.....	別紙 7-2-12
4.3.1 NS 方向.....	別紙 7-2-12
4.3.2 EW 方向.....	別紙 7-2-15
4.4 剛性低下による補正後のせん断力のスケルトンカーブの諸数値.....	別紙 7-2-17
4.4.1 初期剛性の補正の考え方.....	別紙 7-2-17
4.4.2 NS 方向.....	別紙 7-2-18
4.4.3 EW 方向.....	別紙 7-2-22
5. まとめ.....	別紙 7-2-26

1. 概要

大物搬入口躯体は、地上1階建ての鉄筋コンクリート造であり、NS 方向は壁構造、EW 方向はフレーム構造である。このため、建物・構築物の地震応答解析においては、鉄筋コンクリート造耐震壁（以下「RC 造耐震壁」という。）及び鉄筋コンクリート造フレーム構造部（以下「RC 造フレーム構造部」という。）の非線形特性を考慮している。本資料は、これらの RC 造耐震壁及び RC 造フレーム構造部のせん断スケルトンカーブの設定について説明するものである。

2. NS方向のRC造耐震壁の非線形特性の設定について

NS方向のRC造耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau-\gamma$ 関係）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）」（以下「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」という。）に基づき、トリリニア型スケルトンカーブとする。せん断応力度－せん断ひずみ関係を図2-1に示す。なお、既設部と新設部は目荒らし等により一体化を図っていることから、既設部と新設部は一部材として評価する。



τ_1 : 第1折点のせん断応力度

τ_2 : 第2折点のせん断応力度

τ_3 : 終局点のせん断応力度

γ_1 : 第1折点のせん断ひずみ

γ_2 : 第2折点のせん断ひずみ

γ_3 : 終局点のせん断ひずみ (4.0×10^{-3})

図2-1 せん断応力度－せん断ひずみ関係

2.1 第1折点の設定

NS方向のRC造耐震壁におけるせん断力のスケルトンカーブの第1折点は、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき、以下の式より算出している。

$$\tau_1 = \sqrt{\sqrt{F_c} \left(\sqrt{F_c + \sigma_v} \right)}$$
$$\gamma_1 = \tau_1 / G$$

ここで、

- F_c : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)
- G : コンクリートのせん断弾性係数 (kgf/cm²)
- σ_v : 縦軸応力度 (kgf/cm²) (圧縮を正とする。)

2.2 第2折点の設定

NS方向のRC造耐震壁におけるせん断力のスケルトンカーブの第2折点は、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき、以下の式より算出している。

$$\tau_2 = 1.35 \cdot \tau_1$$
$$\gamma_2 = 3 \cdot \gamma_1$$

2.3 終局点の設定

NS方向のRC造耐震壁におけるせん断力のスケルトンカーブの終局点は、「保有水平耐力の計算方法(平成19年5月18日国交省告示594号第四)」に基づき、以下の式より算出している。

$$\tau_u = \frac{0.068 \cdot P_{te}^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{\sqrt{M/QD + 0.12}} + 0.85 \cdot \sqrt{\sigma_{wh} \cdot P_{wh} + 0.1 \cdot \sigma_0}$$

ただし、 $1 \leq M/QD \leq 3$

ここで、

- F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
- P_{wh} : せん断補強筋比 (実数)
- σ_0 : 縦応力度 (N/mm²) (圧縮を正とする)
- σ_{wh} : 鉄筋降伏応力度 (N/mm²)
- M/QD : シアスパン比
- P_{te} : 等価引張鉄筋比 (%)

3. EW方向のRC造フレーム構造部の非線形特性の設定について

EW方向のRC造フレーム構造部の非線形特性は、耐震壁と屋根スラブの単位幅のフレームモデルの静的荷重漸増解析に基づいて、等価せん断モデルとしてトリリニア型スケルトンカーブを設定する。

3.1 フレームモデルの作成

EW方向モデルは、単位幅の等価せん断モデルとしてモデル化する。単位幅の耐震壁と屋根スラブで構成されるRC造フレーム構造部をフレームモデルとしてモデル化し、静的荷重漸増解析で評価したスケルトンをトリリニア型に近似することで、等価せん断モデルを作成する。

等価せん断モデルの作成フローを図3-1に示す。

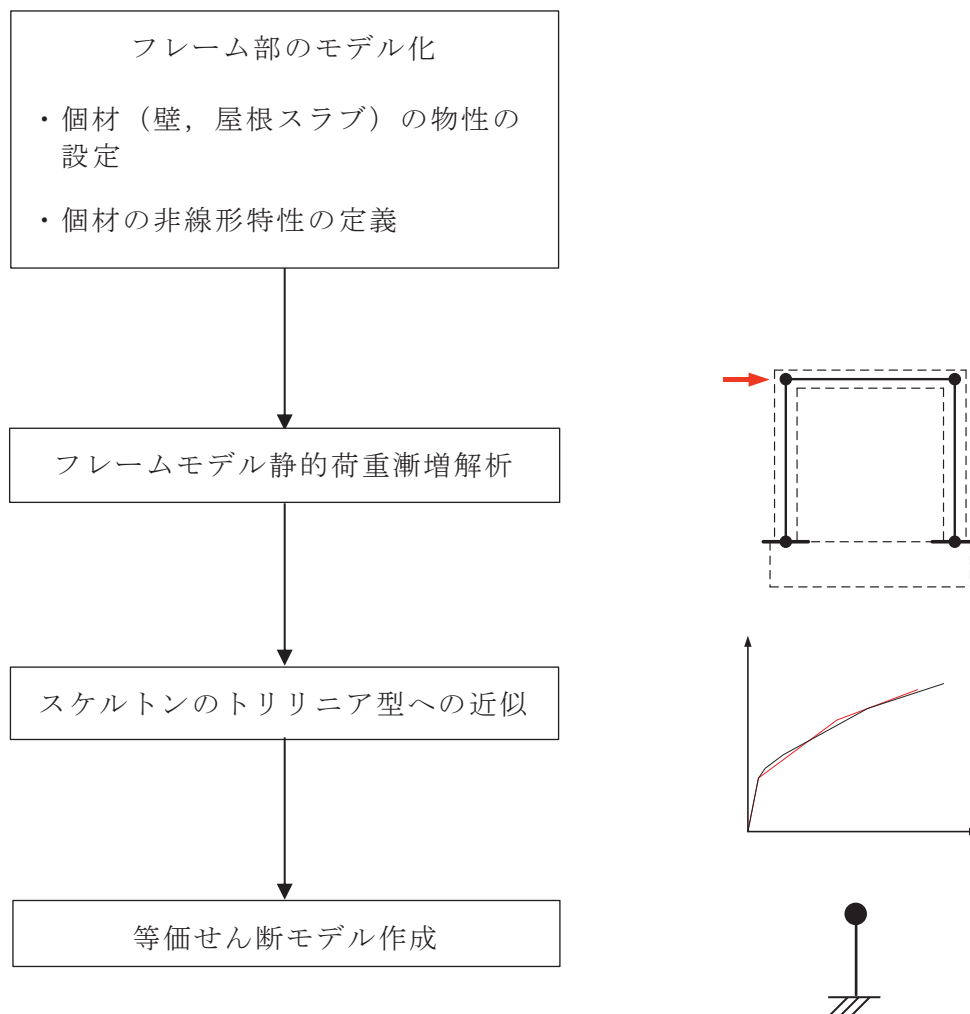
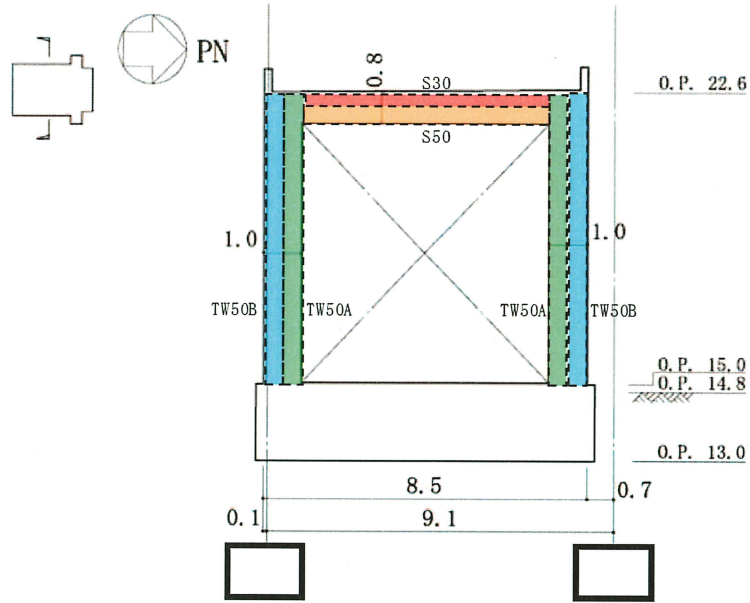


図3-1 EW方向RC造フレーム構造部の等価せん断モデルの作成フロー

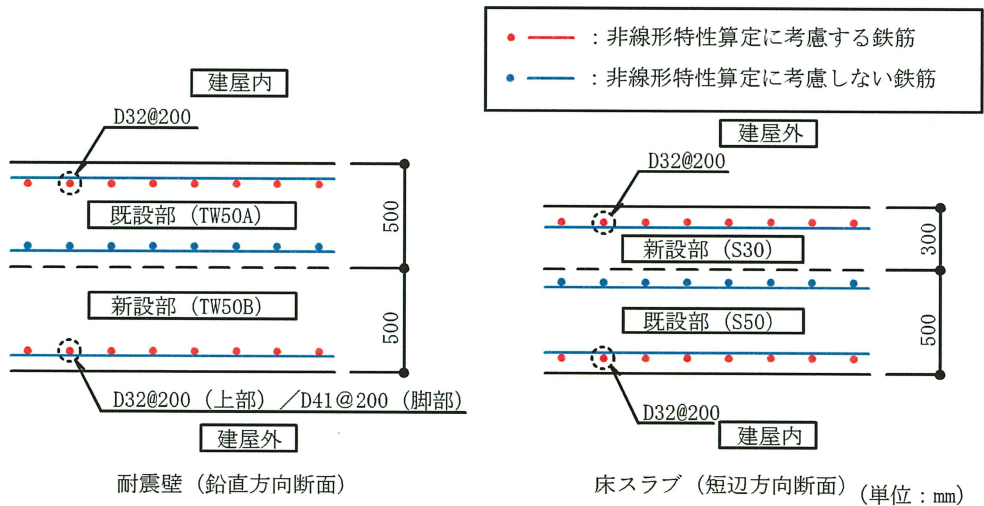
3.2 個材の非線形特性

個材（フレームを構成する壁，屋根スラブ）の非線形特性は「日本建築学会 1999年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に基づき図 3-2 のように設定する。

なお，既設部と新設部は目荒らし等により一体化を図っていることから，既設部と新設部は一部材として評価する。個材の非線形特性算定に用いる壁及びスラブの引張鉄筋比の算定は，面外曲げに対して有効となる既設部の室内側鉄筋と新設部鉄筋（新設部設置後に両外側となる鉄筋）を考慮することとし，既設部の屋外側鉄筋（壁については屋外側，スラブについては上端）の鉄筋は考慮しないものとする。



概略断面図 (EW 方向)



非線形特性算定に考慮する鉄筋

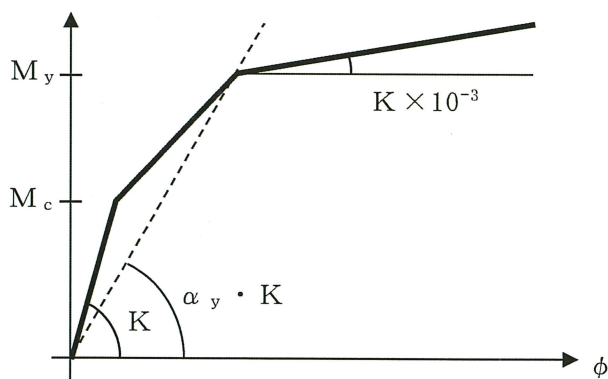


図 3-2 個材の非線形特性の設定 (材端モーメントー回転角関係)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

$$M_c [\text{kN} \cdot \text{m}] = 0.56 \cdot \sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e + N \cdot D / 6$$

σ_B : コンクリートの圧縮強度 [N/mm²]

Z_e : 鉄筋を考慮した断面係数 [cm³]

N : 軸力で、ここでは対象部材の長期軸力とする。 [kN]

D : 耐震壁及びスラブの全せい [mm]

$$M_y [\text{kN} \cdot \text{m}] = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d$$

a_t : 引張鉄筋の断面積 [mm²]

σ_y : 鉄筋の降伏強度 [N/mm²] (SD345 の場合は、1.1 倍を考慮する。)

d : 有効せい [mm] (= $D - d_c$)

d_c : 圧縮側縁端から引張側鉄筋重心位置までの距離。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64 \cdot n \cdot p_t + 0.043 \cdot a / D + 0.33 \cdot \eta_0) (d / D)^2$$

n : ヤング係数比

p_t : 引張鉄筋比 (= $a_t / (b \cdot D)$)

b : 壁及びスラブの単位幅 [mm]

a / D : シアスパン比

a : シアスパン長さ。ここでは部材の内法長さとする。 [mm]

η_0 : $N / (b \cdot D \cdot \sigma_B)$

$$K = E \cdot I$$

注記*1: 非線形特性は曲げのみ考慮し、せん断は弾性とする。

*2: 第2剛性は M_c と M_y を結ぶ剛性とし、第3剛性は初期剛性の1/1000とする。

3.3 静的荷重漸増解析

静的荷重漸増解析は、解析コード「fappase」により行う。

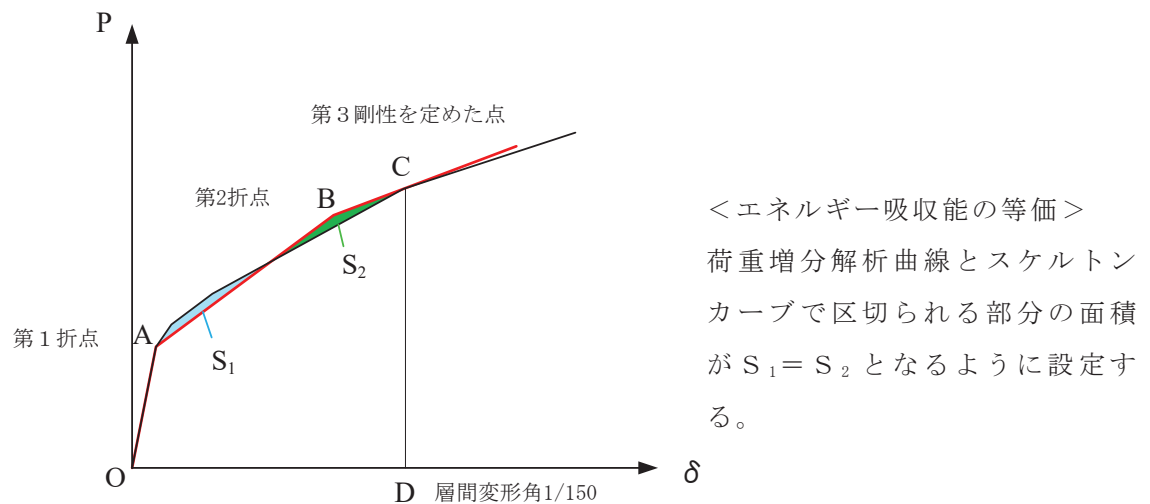
荷重の刻みは、最大荷重を1000kNと想定し、最大荷重に対して100分割(10kN)と設定する。

3.4 等価せん断モデルの作成

「3.3 静的荷重漸増解析」で得られた荷重-変形関係を用いて、トリリニア型に近似し、等価せん断モデルを作成する。

トリリニア型スケルトンカーブへの近似の手順を以下に示す。

- ①初期剛性 — 1ステップ目の荷重－変形関係
- ②第1折点 — いずれかの部材に曲げひび割れが発生したステップ (M_c を超えたステップ)の荷重(せん断力)
- ③第3勾配 — 層間変形角 $1/150$ の接線勾配とする。
- ④第2折点 — 下図に示すエネルギー吸収能が等価になる点とする。
- ⑤第2勾配 — 第1折点と第2折点を結ぶ勾配
- ⑥上記手順で作成した荷重－変形関係の初期勾配から、壁部材に設定したせん断弾性係数を用いて等価せん断断面積と等価せん断応力度を算定する
- ⑦変形をフレームの高さで除した値を等価せん断ひずみとする



O-C-D (荷重増分解析曲線の面積) = OABCD (スケルトンの面積)

∴ $S_1 = S_2$ C : 第3剛性を定めたステップ

図 3-4 トリリニア型スケルトンカーブへの近似方法

4. せん断力のスケルトンカーブの設定について

4.1 水平方向モデル

4.1.1 NS 方向モデル

NS 方向モデルは、耐震壁の曲げ及びせん断剛性を評価した 1 質点モデルとして
いる。NS 方向の地震応答解析モデルを図 4-1 に、NS 方向モデルの諸元を表 4-
1 に示す。

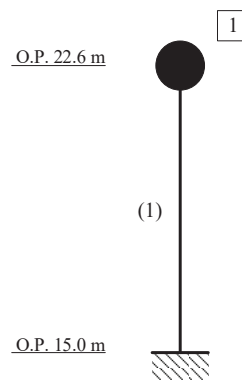


図 4-1 地震応答解析モデル (NS 方向)

表 4-1 地震応答解析モデルの諸元 (NS 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (× 10 ³ kN・m ²)	要素 番号	せん断 断面積 A _s (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)
1	5630	72.4			
			(1)	20.4	176.8
合計	5630				

4.1.2 EW 方向モデル

EW 方向モデルは、耐震壁と屋根スラブで構成される単位幅のフレームモデルの静的荷重漸増解析により評価した等価せん断剛性の 1 質点系モデルとしている。EW 方向の地震応答解析モデルを図 4-2 に、EW 方向モデルの諸元を表 4-2 に示す。

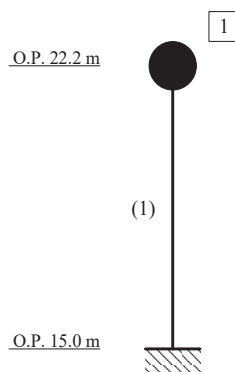


図 4-2 地震応答解析モデル (EW 方向)

表 4-2 地震応答解析モデルの諸元 (EW 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (× 10 ³ kN・m ²)	要素 番号	等価せん断 断面積 A _s (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)
1	370	—	(1)	0.0503	—
合計	370				

4.2 使用材料の物性値

地震応答解析に用いる大物搬入口躯体の使用材料の物性値を表4-3～表4-5に示す。

表 4-3 建物・構築物の物性値

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)	備 考
鉄筋コンクリート コンクリート： F _c = 33 (N/mm ²) 鉄筋：SD345, SD490	2.52 × 10 ⁴	1.05 × 10 ⁴	5	新設部の設計値

注：既設部のコンクリートの設計基準強度 F_c は 32.4N/mm² (330kgf/cm²) である。

表 4-4 使用材料の物性値（コンクリート）

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)	備 考
F _c = 32.4N/mm ²	2.65 × 10 ⁴	1.14 × 10 ⁴	5	既設部
F _c = 33N/mm ²	2.52 × 10 ⁴	1.05 × 10 ⁴	5	新設部

表 4-5 使用材料の物性値（鉄筋）

使用材料	降伏応力度 s σ _y (N/mm ²)	備 考
SD345	345	
SD490	490	新設部脚部縦筋

4.3 基本ケースのせん断力のスケルトンカーブの諸数値

4.3.1 NS 方向

(1) 第1折点

NS 方向の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの第1折点の設定根拠を表4-6に示す。

表4-6 NS 方向耐震壁のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 第1折点)

要素 番号	設計基準 強度 F_c (N/mm^2)	せん断弾性 係数 G ($\times 10^4 N/mm^2$)	せん断断 面積 A_s (m^2)	縦軸応力度 σ_v^* (N/mm^2)	τ_1 (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)
(1)	33	1.05	20.4	0.185	1.87	0.178

注記* : 縦軸応力度 $\sigma_v =$ 当該部分が支える重量 / 断面積

(2) 第2折点

NS 方向の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの第2折点の設定根拠を表4-7に示す。

表4-7 NS 方向耐震壁のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 第2折点)

要素 番号	τ_2^{*1} (N/mm^2)	γ_2^{*2} ($\times 10^{-3}$)
(1)	2.53	0.535

注記*1 : $\tau_2 = 1.35 \cdot \tau_1$

*2 : $\gamma_2 = 3 \cdot \gamma_1$

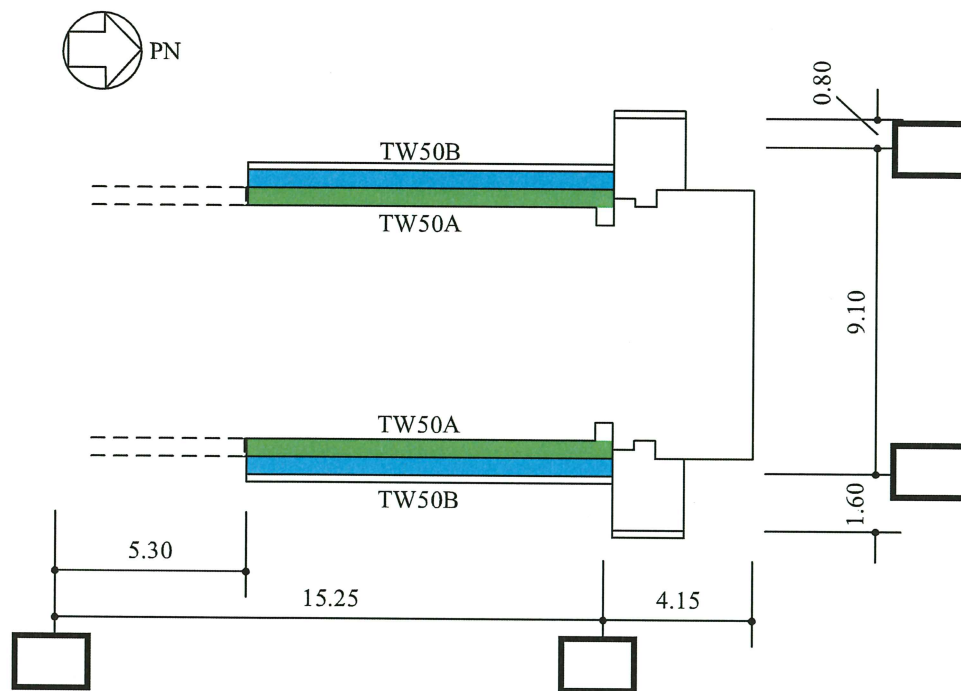
(3) 終局点

NS 方向の RC 造耐震壁の終局点は、「2.3 終局点の設定」に基づき、終局せん断応力度を算出する。

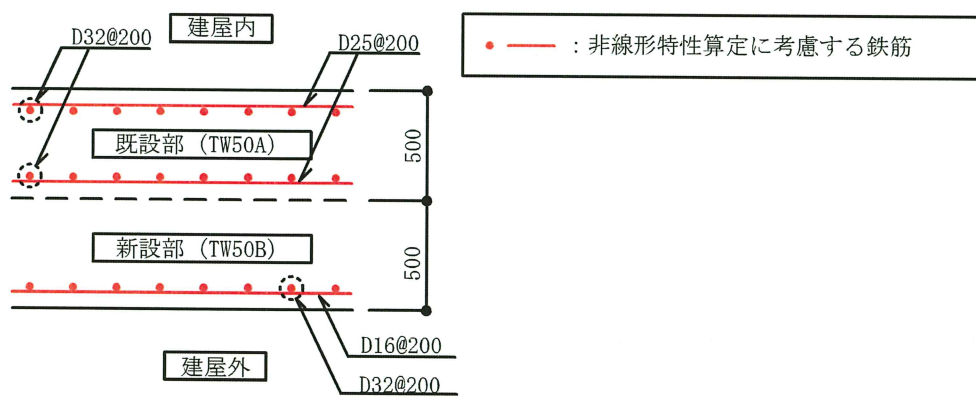
NS 方向の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの終局点の設定根拠を表 4-8 に示す。また、大物搬入口躯体の耐震壁の配筋を示したものを図 4-2 に示す。既設部と新設部は一体化を図っていることから、NS 方向のせん断力のスケルトンカーブの終局点の算定においては既設部と新設部の合計鉄筋量より算定される鉄筋比のうち、鉄筋比が小さい耐震壁上部の値を用いる。

表 4-8 NS 方向の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 終局点)

要素 番号	F_c (N/mm ²)	P_{te} (%)	P_{wh} (%)	σ_0 (N/mm ²)	M/QD	σ_{wh} (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	33	0.119	0.607	0.185	1.0	345	3.26	4.0



1階伏図 (O.P. 15.0m)



耐震壁 (上部) (鉛直方向断面)

(単位: mm)

非線形特性算定に考慮する鉄筋

記号	縦筋	横筋	備考
TW50A	2-D32@200	2-D25@200	既設部
TW50B	D32@200 (上部) D41@200 (脚部)	D16@200	新設部

注記*: 記号に含まれる数値は壁厚 (cm) を表す。(例: TW50 は 50cm)

図4-2 耐震壁の配筋図 (O.P. 15.0m~O.P. 22.6m)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

4.3.2 EW 方向

EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブは、静的荷重漸増解析により得られた荷重－変形関係に対して面積等価なトリリニア型スケルトンカーブとして設定する。

(1) 第 1 折点

EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブの第 1 折点を表 4-9 に示す。

表 4-9 EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 第 1 折点)

要素 番号	せん断弾性係数 G ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	等価せん断断面積 A _s (m^2)	τ_1' (N/mm^2)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)
(1)	1.05	0.0503	5.37	0.512

(2) 第 2 折点

EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブの第 2 折点を表 4-10 に示す。

表 4-10 EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 第 2 折点)

要素 番号	τ_2 (N/mm^2)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)
(1)	11.1	4.26

注記* : τ_2 は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

(3) 終局点

EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブの終局点を表 4-11 に示す。

表 4-11 EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 終局点)

要素 番号	τ_3^* (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	12.9	6.67

注記* : τ_3 は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

4.4 剛性低下による補正後のせん断力のスケルトンカーブの諸数値

4.4.1 初期剛性の補正の考え方

大物搬入口躯体の耐震壁は既設部と新設部が目荒らし等により一体となった構造であることを踏まえ、基本ケースでは新設部の物性値としている。一方、材料物性の不確かさのうち建屋剛性については、原子炉建屋の地震応答解析と同様に建屋剛性の低下に関する不確かさを考慮するものとし、入力する地震動に対して最も剛性が低下するケースを考慮することとしている。なお、適用する剛性補正係数は、弾性設計用地震動 S_d に対する不確かさケースのモデルでは、原子炉建屋の2011年3月11日東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析によるNS方向1階部分の剛性補正係数と同じ0.75を適用する。基準地震動 S_s に対する不確かさケースのモデルでは、上記剛性低下を考慮したモデルに基準地震動 S_s が入力した後の更なる剛性低下による補正係数0.78をさらに乗じた剛性補正係数0.585を適用する。剛性補正係数を表4-12に示す。

表4-12 耐震壁の初期剛性の基本ケースに対する剛性補正係数

(a) 弾性設計地震動 S_d に対する不確かさケース

方向	剛性補正係数
NS	0.75
EW	0.75

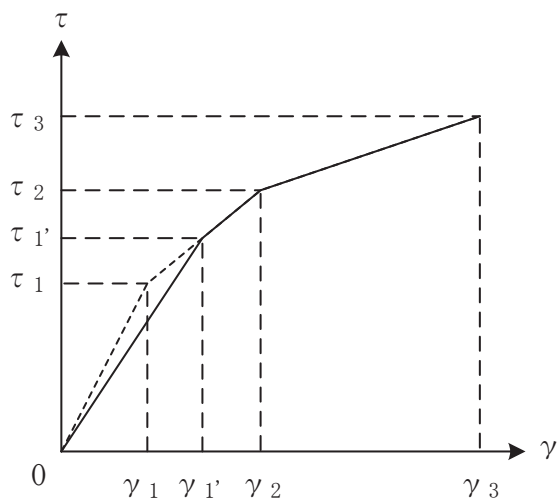
(b) 基準地震動 S_s に対する不確かさケース

方向	剛性補正係数
NS	0.585
EW	0.585

注：EW方向は静的荷重漸増解析を行うフレームモデルの耐震壁部分の剛性補正係数を表す。

4.4.2 NS 方向

せん断力のスケルトンカーブの初期剛性の補正方法を図 4-3 に示す。



注記：大物搬入口躯体 NS 方向 RC 造耐震壁に適用する剛性補正係数（弾性設計用地震動 $S_d : 0.75$ ，基準地震動 $S_s : 0.585$ ）の場合は補正後の初期剛性が第 2 勾配と交わる

図 4-3 初期剛性を補正したせん断力のスケルトンカーブ

(1) 第1折点

NS 方向 RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの第1折点の設定根拠を表4-13に示す。なお、剛性低下を考慮するスケルトンは、既設部の材料物性 ($F_c = 32.4\text{N/mm}^2$) のスケルトンに対して剛性低下を考慮する。

表4-13 せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 第1折点) (補正後)

(a) 弾性設計地震動 S_d に対する不確かさケース

要素番号	せん断弾性係数 G ($\times 10^4\text{N/mm}^2$)	せん断断面積 A_s (m^2)	τ_1' (N/mm^2)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	0.86	20.4	2.01	0.236	剛性補正係数 0.75

(b) 基準地震動 S_s に対する不確かさケース

要素番号	せん断弾性係数 G ($\times 10^4\text{N/mm}^2$)	せん断断面積 A_s (m^2)	τ_1' (N/mm^2)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	0.67	20.4	2.20	0.331	剛性補正係数 0.585

(2) 第2折点

NS 方向 RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの剛性低下による補正後の第2折点を表4-14に示す。剛性低下を考慮するスケルトンは、既設部の材料物性 ($F_c = 32.4 \text{ N/mm}^2$) のスケルトンに対して剛性低下を考慮する。

表4-14 せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 第2折点) (補正後)

(a) 弾性設計地震動 S_d に対する不確かさケース

要素 番号	τ_2 (N/mm^2)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	2.53	0.494	剛性補正係数 0.75

(b) 基準地震動 S_s に対する不確かさケース

要素 番号	τ_2 (N/mm^2)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	2.53	0.494	剛性補正係数 0.585

(3) 終局点

NS 方向 RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの剛性低下による補正後の終局点を表 4-15 に示す。剛性低下を考慮するスケルトンは、既設部の材料物性 ($F_c = 32.4\text{N/mm}^2$) のスケルトンに対して剛性低下を考慮する。

表 4-15 せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 終局点) (補正後)

(a) 弾性設計地震動 S d に対する不確かさケース

要素 番号	τ_3 (N/mm^2)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	3.39	4.00	剛性補正係数 0.75

(b) 基準地震動 S s に対する不確かさケース

要素 番号	τ_3 (N/mm^2)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	3.39	4.00	剛性補正係数 0.585

4.4.3 EW 方向

EW 方向モデルについては、静的荷重漸増解析を行う RC 造フレーム構造部の非線形特性に初期剛性の補正を行って等価せん断スケルトンを算定する。RC 造フレーム構造部の非線形特性の初期剛性の補正方法を図 4-4 に示す。

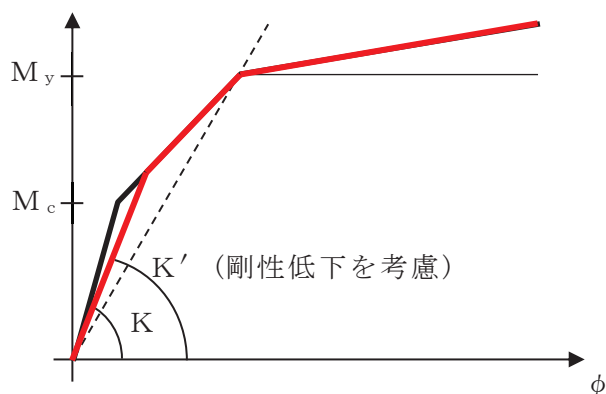


図 4-4 RC 造フレーム構造部の初期剛性の補正方法

EW 方向の RC 造フレーム構造部の剛性低下を考慮した等価せん断モデルのスケルトンカーブは、図 4-4 に示した初期剛性を補正したフレームモデルによる静的荷重漸増解析の荷重-変形関係に対してエネルギー吸収能が等価なトリリニア型スケルトンとして設定する（図 3-4 を参照）。

(1) 第1折点

EW方向のRC造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブの第1折点を表4-16に示す。

表4-16 EW方向のRC造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 第1折点) (補正後)

(a) 弾性設計地震動 S_d に対する不確かさケース

要素番号	せん断弾性係数 G ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	等価せん断断面積 A_s (m^2)	τ_{1^*} (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	0.86	0.0533	4.88	0.572	剛性補正係数 0.75

注記* : τ_{1^*} は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

(b) 基準地震動 S_s に対する不確かさケース

要素番号	せん断弾性係数 G ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	等価せん断断面積 A_s (m^2)	τ_{1^*} (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	0.67	0.0570	4.38	0.659	剛性補正係数 0.585

注記* : τ_{1^*} は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

(2) 第2折点

EW方向のRC造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブの第2折点を表4-17に示す。

表4-17 EW方向のRC造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 第2折点) (補正後)

(a) 弾性設計地震動 S_d に対する不確かさケース

要素番号	τ_2^* (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	11.7	4.23	剛性補正係数 0.75

注記* : τ_2 は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

(b) 基準地震動 S_s に対する不確かさケース

要素番号	τ_2^* (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	11.2	4.36	剛性補正係数 0.585

注記* : τ_2 は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

(3) 終局点

EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブの終局点を表 4-18 に示す。

表 4-18 EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 終局点) (補正後)

(a) 弾性設計地震動 S_d に対する不確かさケース

要素 番号	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	13.3	6.54	剛性補正係数 0.75

注記* : τ_3 は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

(b) 基準地震動 S_s に対する不確かさケース

要素 番号	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	12.5	6.55	剛性補正係数 0.585

注記* : τ_3 は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

5. まとめ

大物搬入口躯体におけるせん断力のスケルトンカーブの設定について整理した。算出したせん断力のスケルトンカーブの諸数値を表 5-1 に示す。NS 方向は RC 造耐震壁のスケルトンカーブ，EW 方向は RC 造フレーム構造部の等価せん断モデルのスケルトンカーブである。

表 5-1(1) 大物搬入口躯体のせん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)
(基本ケース)

(a) NS 方向

要素 番号	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	1.87	0.178	2.53	0.535	3.26	4.00

(b) EW 方向

要素 番号	第 1 折点		第 2 折点		終局点*	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	5.37	0.512	11.1	4.26	12.9	6.67

注記* : EW 方向の終局点は層間変形角 1/150 に対応する変形としている

表5-1(2) 大物搬入口躯体のせん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)
(弾性設計用地震動 S d に対する不確かさケース)

(a) NS 方向

要素 番号	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	2.01	0.236	2.53	0.494	3.39	4.00

(b) EW 方向

要素 番号	第 1 折点		第 2 折点		終局点*	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	4.88	0.572	11.7	4.23	13.3	6.54

注記* : EW 方向の終局点は層間変形角 1/150 に対応する変形としている

表5-1(3) 大物搬入口躯体のせん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)
(基準地震動 S s に対する不確かさケース)

(a) NS 方向

要素 番号	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	2.20	0.331	2.53	0.494	3.39	4.00

(b) EW 方向

要素 番号	第 1 折点		第 2 折点		終局点*	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	4.38	0.659	11.2	4.36	12.5	6.55

注記* : EW 方向の終局点は層間変形角 1/150 に対応する変形としている

別紙 7-4 大物搬入口躯体の耐震補強

目 次

1. 概要.....	別紙 7-4- 1
2. 補強設計方針.....	別紙 7-4- 1
2.1 基礎スラブの支持.....	別紙 7-4- 1
2.2 大物搬入口躯体補強.....	別紙 7-4- 1
3. 耐震補強部材の詳細.....	別紙 7-4- 2
3.1 基礎スラブの支持.....	別紙 7-4- 2
3.2 大物搬入口躯体補強.....	別紙 7-4- 6
4. 地盤の支持性能の検討.....	別紙 7-4-11
4.1 検討方法.....	別紙 7-4-11
4.2 支持性能の検討結果.....	別紙 7-4-12

1. 概要

本資料は、大物搬入口躯体の耐震補強について説明するものである。

2. 補強設計方針

2.1 基礎スラブの支持

大物搬入口躯体は、現状は原子炉建屋の支持岩盤上面から大物搬入口躯体基礎スラブ下面までの範囲が埋戻土であることから、支持壁で基礎スラブを支持することとしている。基準地震動 S_s に対する裕度を確保する目的で、大物搬入口躯体の直下地盤を原子炉建屋の支持岩盤上面から大物搬入口躯体基礎スラブ下面までの範囲にマンメイドロックを打設し、大物搬入口躯体の基礎スラブをマンメイドロックで直接支持する構造とする。また、大物搬入口躯体の直下地盤をマンメイドロックに置換することで、地盤は液状化しない。なお、現状の大物搬入口躯体基礎スラブを支持している支持壁については、マンメイドロック打設完了後に基礎スラブに局所的な応力が作用することを避ける目的で、主筋を切断した上で基礎スラブ下端レベルまでのマンメイドロックを打設する計画としている。また、原子炉建屋側の一部については、原子炉建屋躯体に作用する地震時土圧を低減することを目的に、O.P. 2.7 m より上部の 3m 幅の範囲はマンメイドロックを打設せず埋戻土で埋戻すこととする。

2.2 大物搬入口躯体補強

大物搬入口躯体は、原子炉建屋 1 階の北側に配置された南北方向に長い箱型断面の地上 1 階の構造物である。大物搬入口躯体の基礎スラブは原子炉建屋 1 階床スラブと一体の構造となっており、1 階の耐震壁と屋根スラブはエキスパンションジョイントにより原子炉建屋と構造的に分離されている。

大物搬入口躯体は、NS 方向については耐震壁により十分な耐震性を有しているが、EW 方向については、耐震壁と屋根スラブで構成される門型のフレーム構造で耐震性を確保する構造となっているため、耐震壁と屋根スラブを増厚して耐震性を向上させることとする。新設部の壁と既設部との一体化を目的に、基礎スラブを EW 方向に拡幅して新設部の壁の縦方向主筋脚部を定着させるとともに、新設部の壁の頂部は床スラブの増厚部に定着させる。基礎スラブの拡幅部と既設基礎スラブ部は、あと施工アンカーにより一体化を図る。

また、新設する大物搬入口は、柱及びはりで構成される強固なフレームを新設して支持する計画とする。

3. 耐震補強部材の詳細

3.1 基礎スラブの支持

大物搬入口躯体の直下地盤を原子炉建屋の支持岩盤上面から大物搬入口基礎スラブ下面までの範囲にマンメイドロックを打設し、大物搬入口躯体の基礎スラブをマンメイドロックで直接支持する構造とする。大物搬入口躯体直下のマンメイドロックの打設範囲及び施工順序を図 3-1 に、マンメイドロックの物性値を表 3-1 に示す。

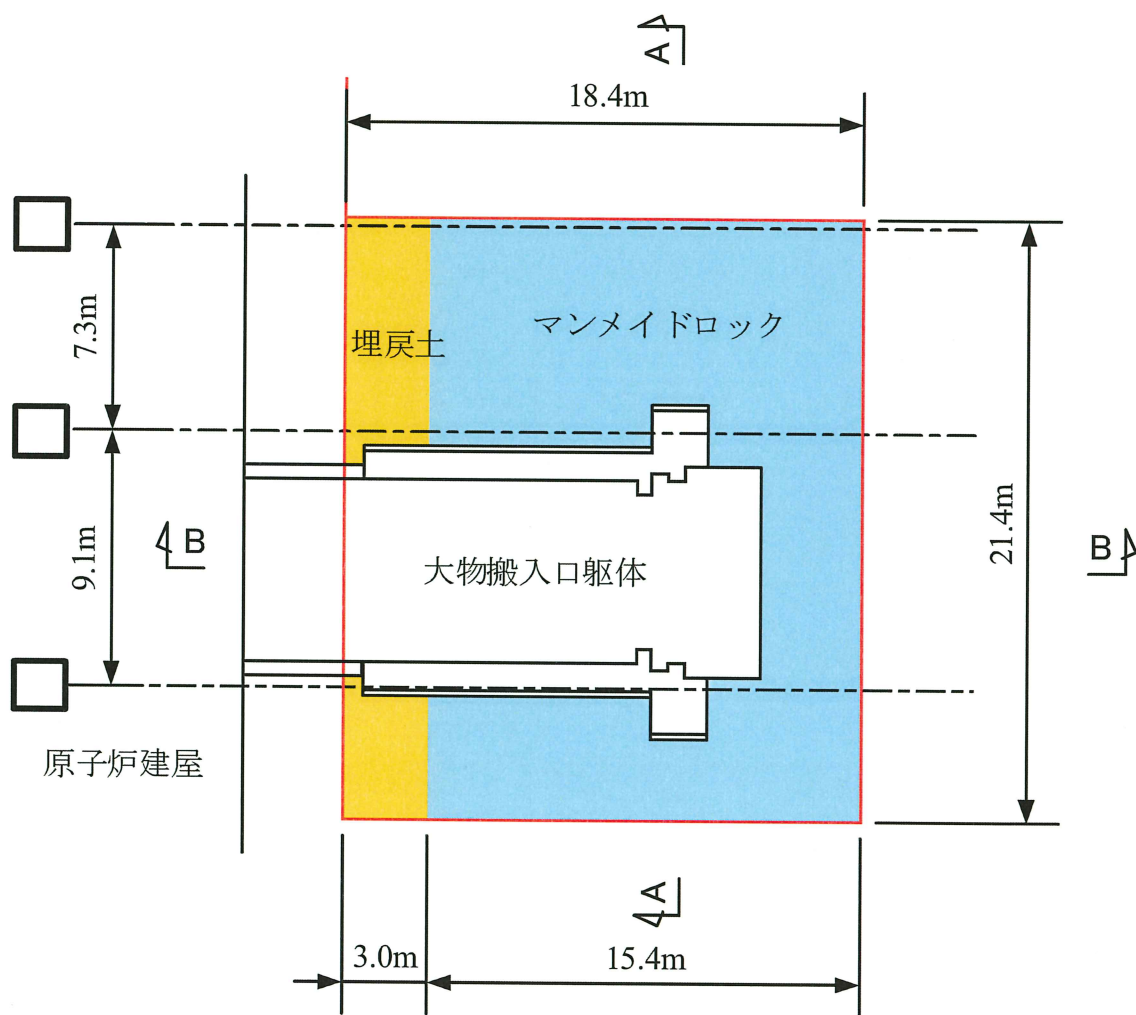


図 3-1(1) 大物搬入口躯体直下のマンメイドロック (平面図)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

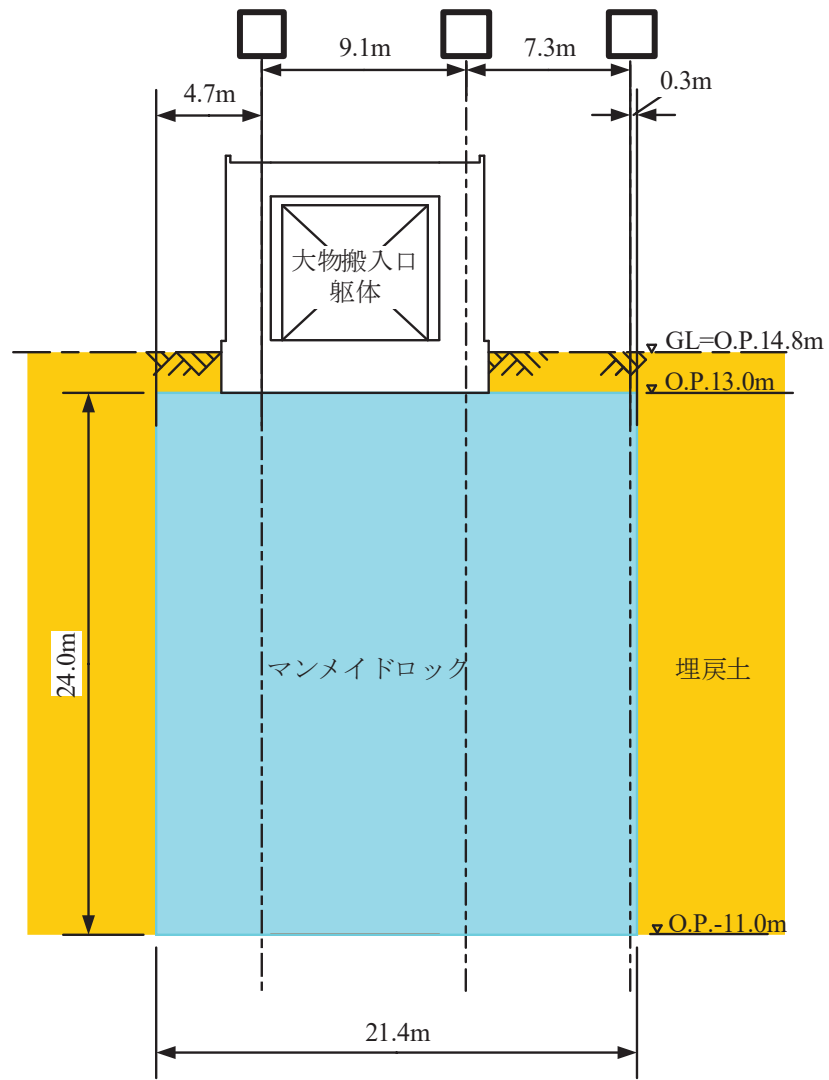


図 3-1(2) 大物搬入口躯体直下のマンメイドロック (A-A 断面)

注記* : 0.P. は女川原子力発電所工事用基準面であり、東京湾平均海面 (T.P.)-0.74m である。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

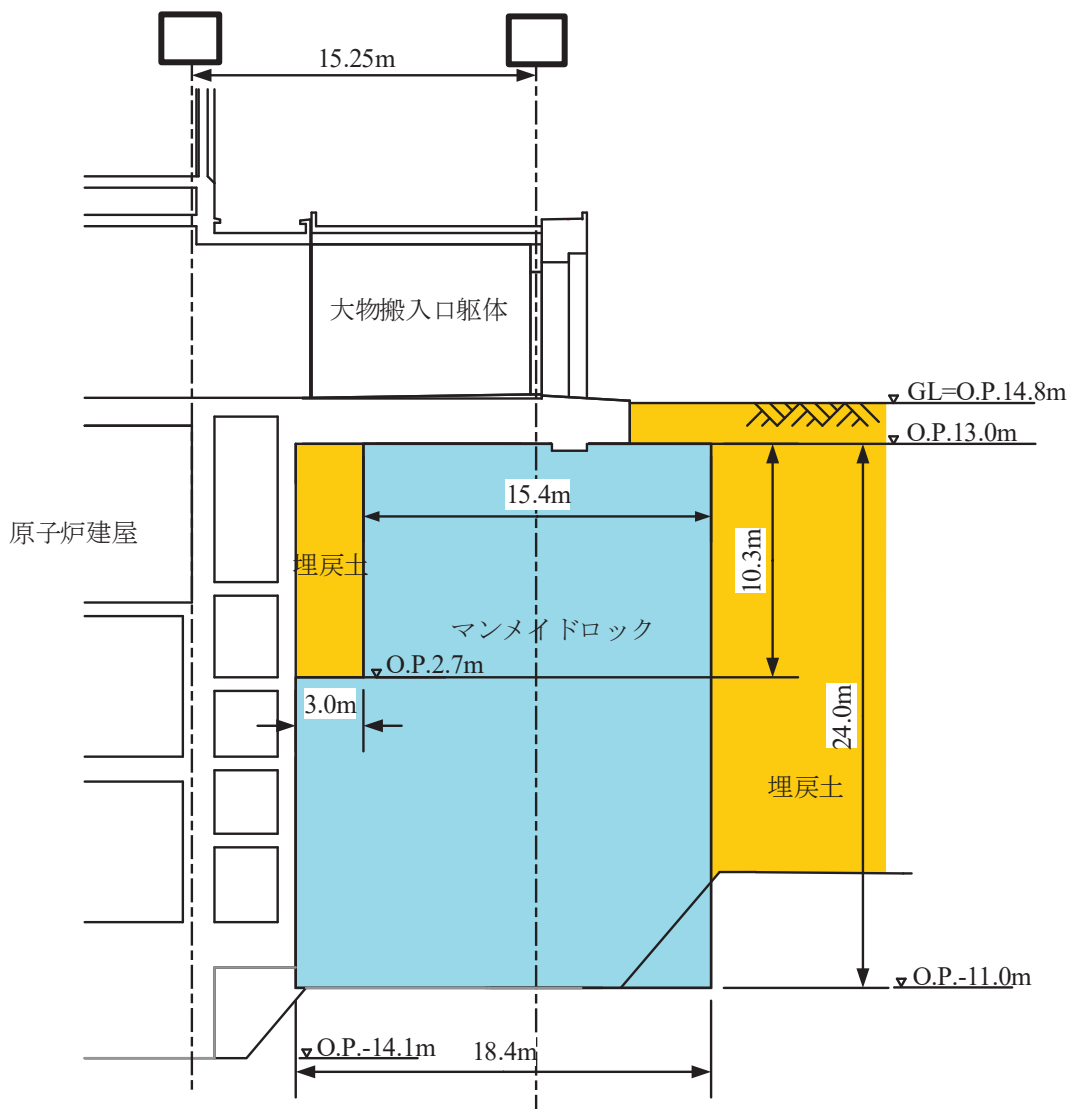


図 3-1(3) 大物搬入口躯体直下のマンメイドロック (B-B 断面)

表 3-1 マンメイドロックの物性値

	設計値*
単位重量 (kN/m ³)	22.5
ポアソン比	0.2
ヤング係数 (kN/m ²)	2.80×10^7

注記* : 土木学会 2007 年 コンクリート標準示方書 [設計編] に基づく。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

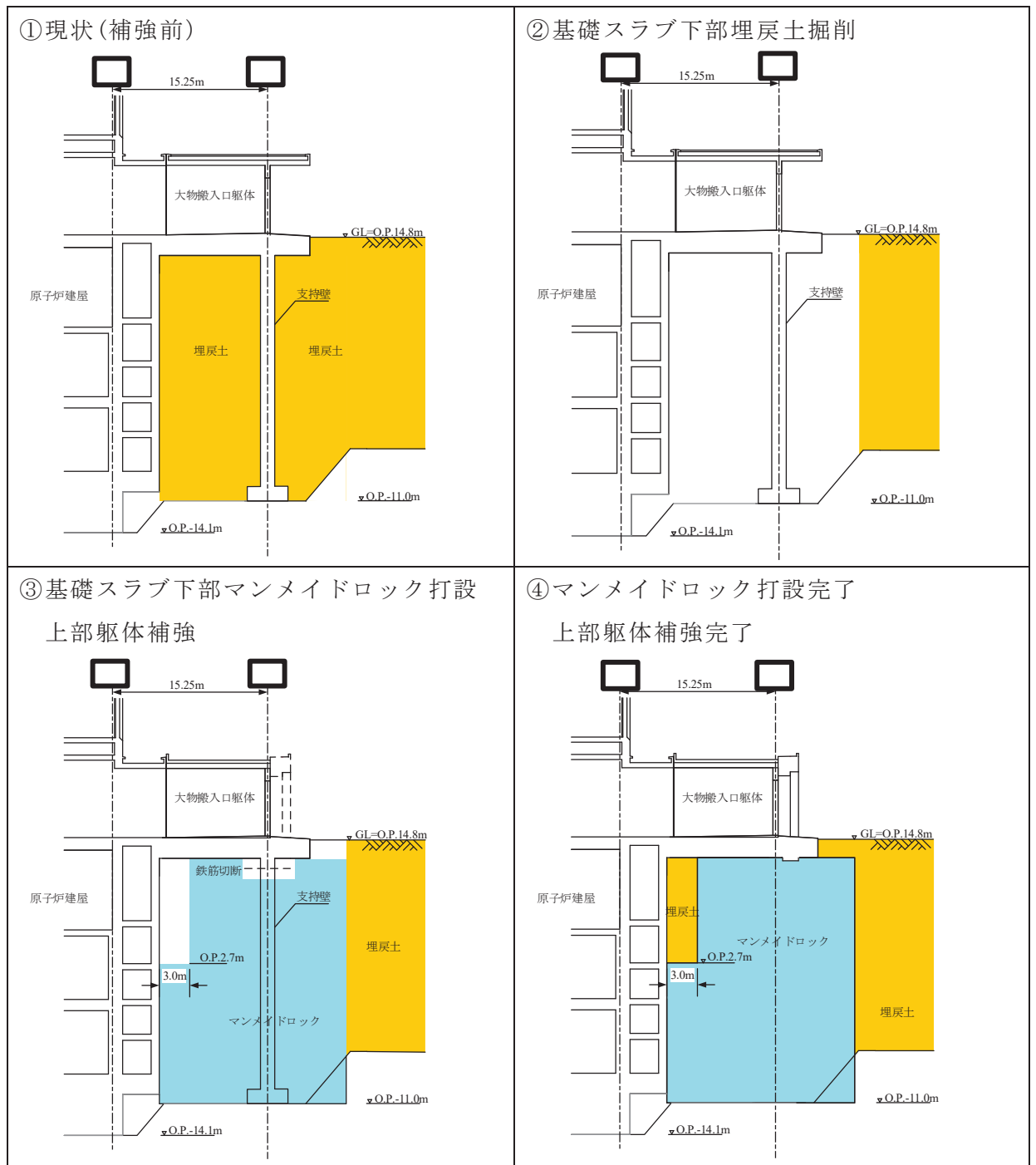


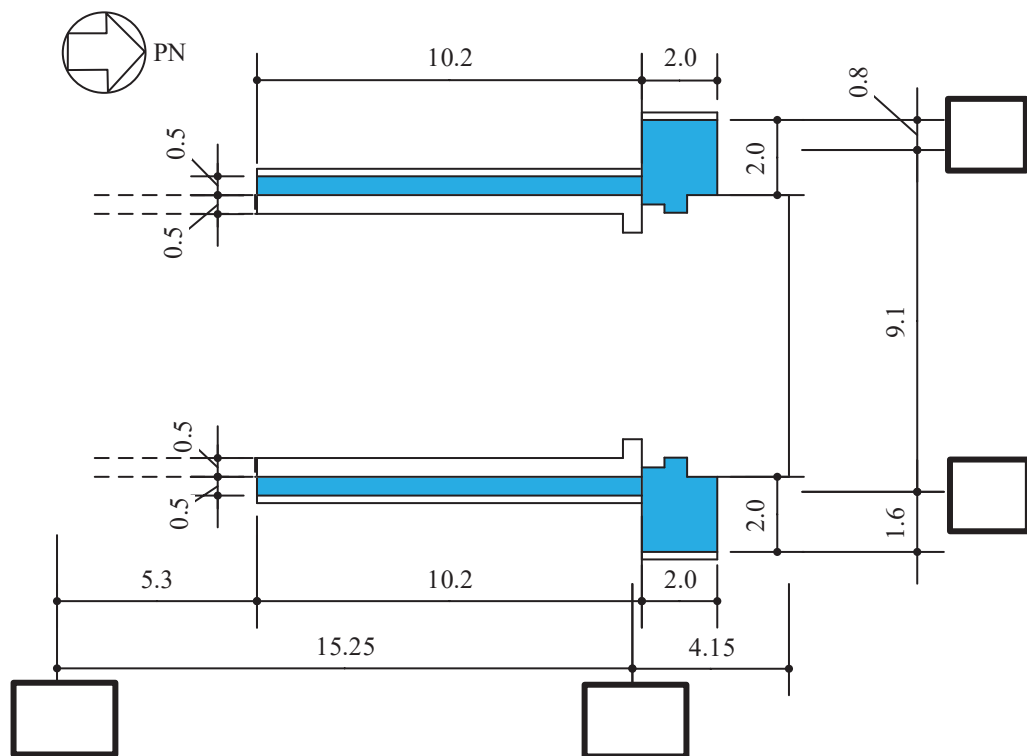
図 3-1(4) 大物搬入口躯体直下のマンメイドロックの施工順序

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

3.2 大物搬入口躯体補強

耐震補強後の大物搬入口躯体の構造を図 3-2 に、使用材料を表 3-2 に示す。耐震壁は既存躯体と一体化するように外側に 50cm 増厚し、屋根スラブは既存躯体と一体化するように外側に 30cm 増厚する計画とする。

また、新設する大物搬入口は、大型の扉を支持するために、2m×2m の柱と幅 2m、せい 1.5m のはりで構成される強固なフレームを新設して支持する計画とする。

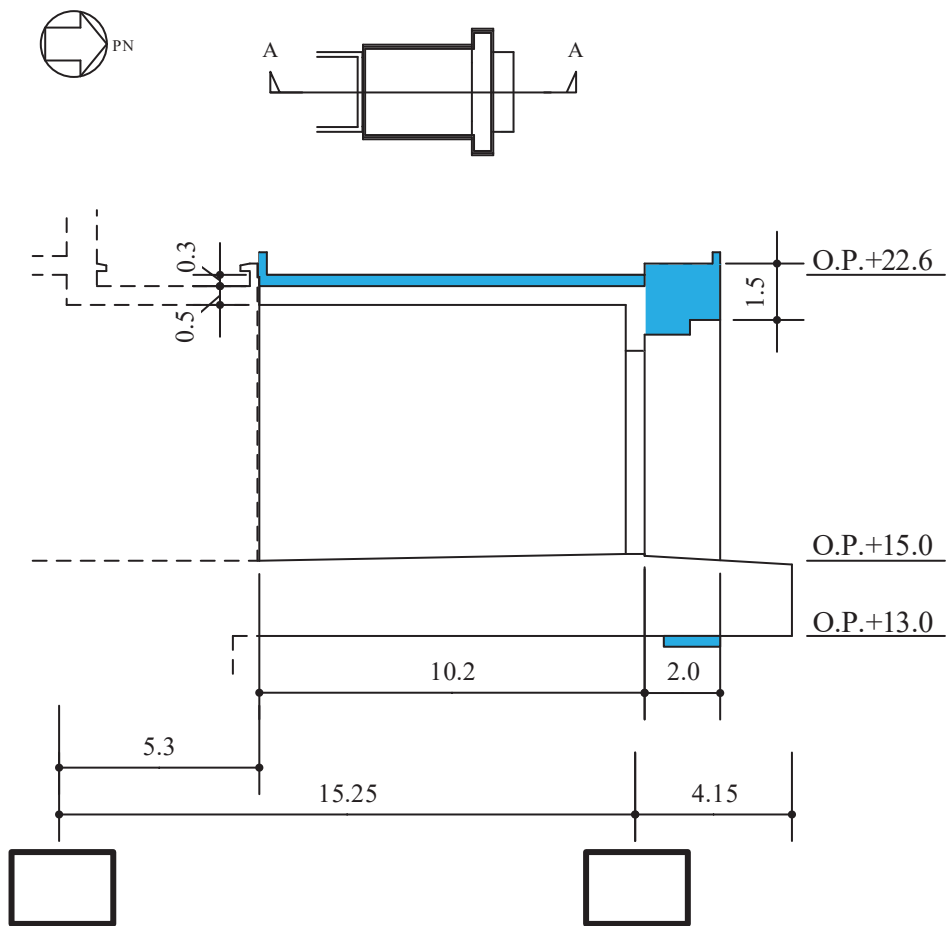


注：青色部は補強のため新設する躯体

(単位：m)

図 3-2(1) 大物搬入口躯体の概略平面図 (0.P. 15.0m)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

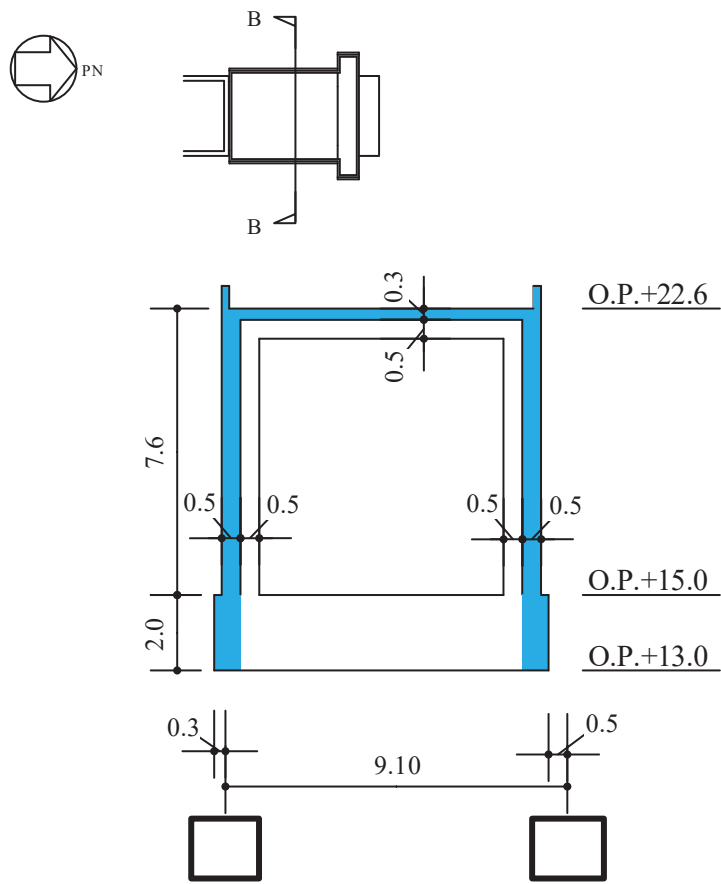


注：青色部は補強のため新設する躯体

(単位：m)

図 3-2(2) 大物搬入口躯体の概略断面図 (A-A 断面 NS 方向)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

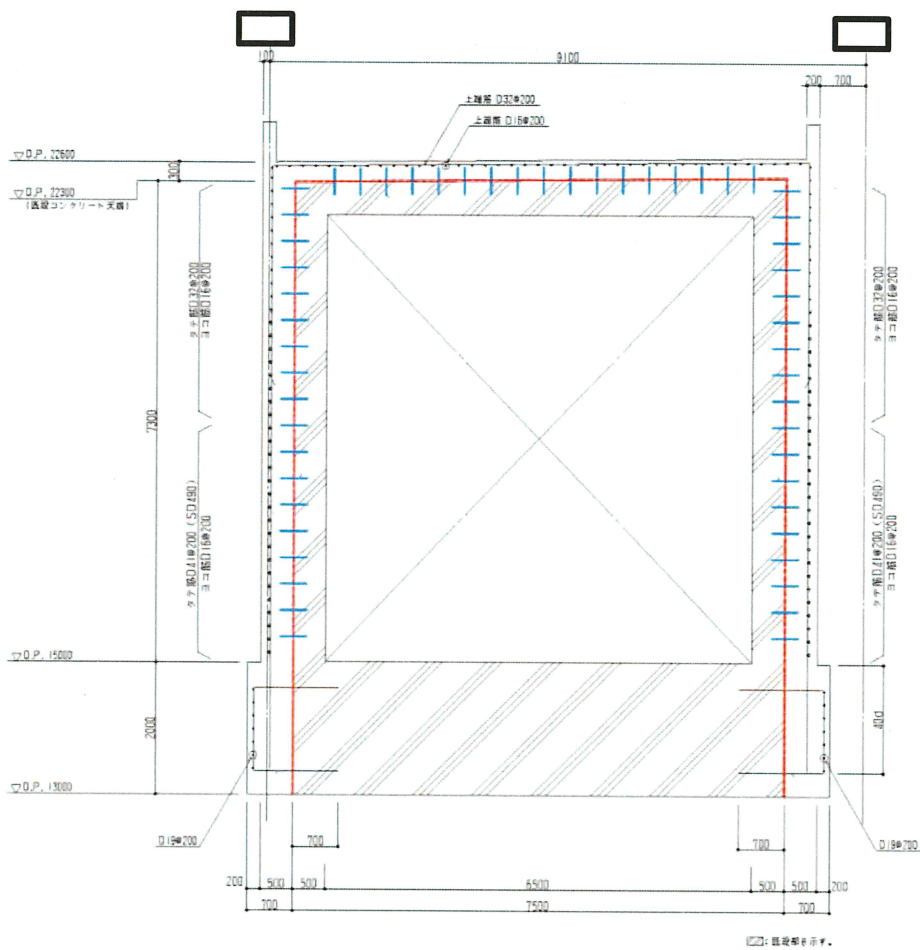


注：青色部は補強のため新設する躯体

(単位：m)

図 3-2(3) 大物搬入口躯体の概略断面図 (B-B 断面 EW 方向)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



(単位：mm)

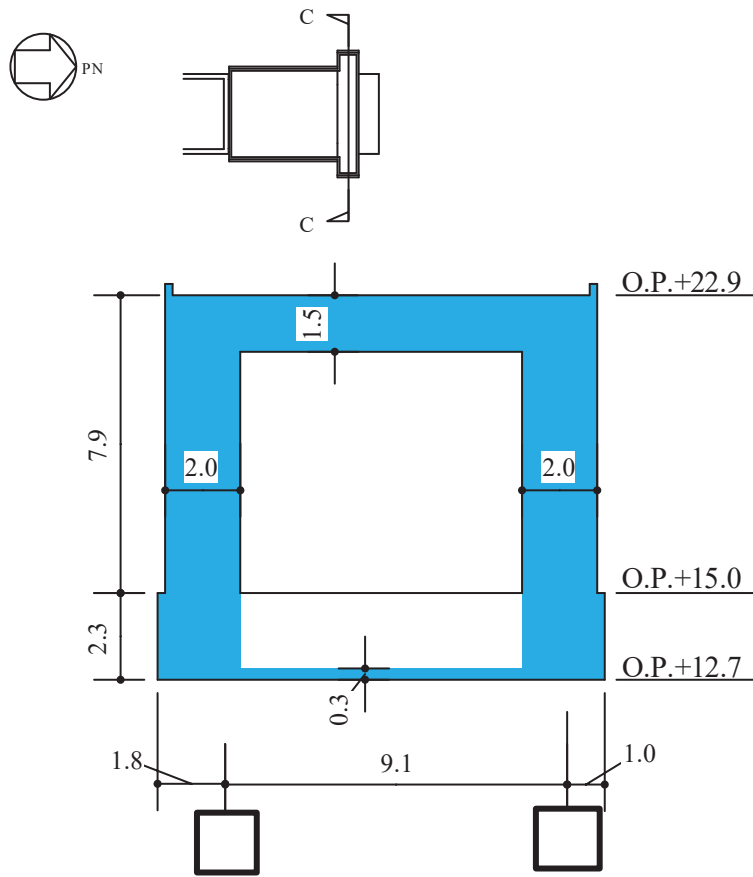
既設部と新設部の一体化のための処置

--- : 目荒らし

— : 差し筋

図 3-2(4) 大物搬入口躯体の概略断面図 (鉄筋定着)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



注：青色部は防護扉設置のため新設する躯体

(単位：m)

図 3-2 (5) 大物搬入口躯体の概略断面図 (C-C 断面 EW 方向)

表 3-2 耐震補強の使用材料

使用材料	種別	備考
コンクリート	Fc33	
鉄筋	SD345	
	SD490	脚部

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

4. 地盤の支持性能の検討

4.1 検討方法

(1) 大物搬入口躯体に対するマンメイドロックの支持性能の検討方法

大物搬入口躯体の重量と自重を考慮した鉛直震度から算定した鉛直荷重がマンメイドロックに作用した際の接地圧を算定し、マンメイドロックの許容限界以下であることを確認する。マンメイドロックの許容限界は、「土木学会 2002年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」に基づき、コンクリートの支圧強度とする。

鉛直震度は、添付書類「VI-2-9-3-1 別紙 1 大物搬入口躯体の耐震性についての計算書」における鉛直方向の地震応答解析結果に基づき算定する。

(2) マンメイドロックに対する支持地盤の支持性能の検討方法

大物搬入口躯体及びマンメイドロックの総重量と自重を考慮した鉛直震度から算定した鉛直荷重が支持地盤に作用した際の接地圧を算定し、地盤の許容限界以下であることを確認する。支持地盤の許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、地盤の極限支持力度とする。

鉛直震度は、基準地震動 S_s において最も鉛直加速度が大きい基準地震動 $S_s - D_2$ の最大加速度 (600cm/s^2) に基づき算定する。

4.2 支持性能の検討結果

(1) 大物搬入口躯体に対するマンメイドロックの支持性能

表 4-1 に基準地震動 S_s 時の大物搬入口躯体の最大応答鉛直加速度を示す。鉛直震度を算定する際の鉛直加速度は、ばらつきケースを含む包絡値である 1152 cm/s^2 ($S_s - D 2$, ケース 2) を用いる。

表 4-2 に大物搬入口躯体の最大接地圧を、表 4-3 にマンメイドロックの支持性能の評価結果を示す。最大接地圧はマンメイドロックの支圧強度以下となっており、マンメイドロックの支持性能に対して十分余裕があることを確認した。

表 4-1 基準地震動 S_s 時の大物搬入口躯体の鉛直加速度

(単位 : cm/s^2)

	0. P. (m)	$S_s - D 1$	$S_s - D 2$	$S_s - D 3^*$	$S_s - F 1^*$	$S_s - F 2^*$	$S_s - F 3$	$S_s - N 1^*$
ケース 1	22.6	1113	1069	797	509	581	707	654
(標準地盤)	15.0	1078	969	773	454	547	639	641
ケース 2*	22.6	1152	1107	—	—	—	717	—
(+ σ 地盤)	15.0	1118	1003	—	—	—	646	—
ケース 3*	22.6	1070	1027	—	—	—	692	—
(- σ 地盤)	15.0	1034	932	—	—	—	627	—

注：網掛部はケース 1～ケース 3 の最大値

注記*：材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基準地震動 $S_s - D 1$, $S_s - D 2$ 及び $S_s - F 3$ に対して実施。

表 4-2 大物搬入口躯体の最大接地圧

重量 (kN)	検討用	接地面積	最大接地圧
大物搬入口躯体	鉛直震度*	($\times 10^8 \text{ mm}^2$)	(N/mm^2)
1.525×10^4	2.18	1.084	0.307

注記*：検討用鉛直震度には長期荷重時の重量を含むものとする。

表 4-3 マンメイドロックの支持性能の評価結果

評価部位	最大接地圧 (N/mm^2)	支圧強度* (N/mm^2)	検定比
マンメイドロック	0.307	30	0.011

注記*：マンメイドロック（設計基準強度 $F_c=30 \text{ N/mm}^2$ ）に発生する接地圧に対する許容限界は、「土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」に基づき、コンクリートの支圧強度とする。

(2) マンメイドロックに対する支持地盤の支持性能

表 4-4 にマンメイドロックの最大接地圧を，表 4-5 に地盤の支持性能の評価結果を示す。最大接地圧は支持地盤の極限支持力度以下となっており，マンメイドロックの支持性能に対して十分余裕があることを確認した。

表 4-4 マンメイドロックの最大接地圧

重量 (kN)		検討用 鉛直震度*	接地面積 ($\times 10^8 \text{mm}^2$)	最大接地圧 (N/mm^2)
マンメイドロック	大物搬入口躯体			
2.10×10^5	1.525×10^4	1.62	3.938	0.927

注記*：検討用鉛直震度には長期荷重時の重量を含むものと，基準地震動 S s - D 2 の最大加速度 (600cm/s^2) から算定する。

表 4-5 地盤の支持性能の評価結果

評価部位	発生応力 (N/mm^2)	極限支持力度 (N/mm^2)	検定比
支持地盤	0.927	13.7	0.07