

6) 解析

① 解析手順

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の応力解析フローを図 2.2-11 に示す。

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の応力解析は、想定される機械的荷重を基に応力評価式を用いて行う。

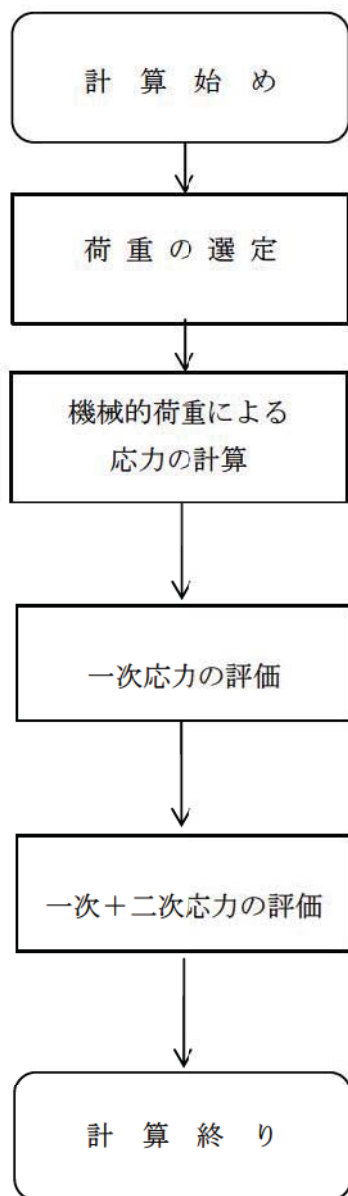


図 2.2-11 輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の応力解析フロー図

② 荷重条件の選定

貯蔵時において Ss 地震力が作用する場合の荷重は次に示す組合せとする。

自重＋地震力

③ 荷重計算

図 2.2-12 に示す鋼製支持架台 1 脚に作用するキャスクの自重(F_{WU} , F_{WL})は次式で表される。

$$F_{WU} = \frac{P_W}{2} \cdot \frac{b}{(a+b)}$$

$$F_{WL} = \frac{P_W}{2} \cdot \frac{a}{(a+b)}$$

$$P_W = W \cdot g$$

ここで,

F_{WU} : 鋼製支持架台 1 脚 (上部側) に作用するキャスクの自重(N)

F_{WL} : 鋼製支持架台 1 脚 (下部側) に作用するキャスクの自重(N)

P_W : キャスク自重(N)

a : キャスク重心から上部トラニオン軸心までの距離(mm)

b : キャスク重心から下部トラニオン軸心までの距離(mm)

W : キャスク設計質量(kg)

g : 重力加速度(m/s^2)

図 2.2-12 に示す鋼製支持架台 1 脚に作用する鉛直方向地震力(F_{VU} , F_{VL})は次式で表される。

$$F_{VU} = \frac{P_V}{2} \cdot \frac{b}{(a+b)}$$

$$F_{VL} = \frac{P_V}{2} \cdot \frac{a}{(a+b)}$$

$$P_V = W \cdot C_V \cdot g$$

ここで,

F_{VU} : 鋼製支持架台 1 脚 (上部側) に作用する鉛直方向地震力(N)

F_{VL} : 鋼製支持架台 1 脚 (下部側) に作用する鉛直方向地震力(N)

P_V : キャスクに作用する鉛直方向地震力(N)

a : キャスク重心から上部トラニオン軸心までの距離(mm)

b : キャスク重心から下部トラニオン軸心までの距離(mm)

W : キャスク設計質量(kg)

C_V : 鉛直方向震度

g : 重力加速度(m/s^2)

図 2.2-12 に示す鋼製支持架台 1 脚に作用する軸方向水平地震力(F_{HXU} , F_{HXL})は次式で表される。なお、上部側のトラニオン受けには、キャスク軸方向にスライドする機構を備えており、軸方向水平地震力は作用しない。

$$F_{HXU} = 0$$

$$F_{HXL} = \frac{P_{HX}}{2}$$

$$P_{HX} = W \cdot C_H \cdot g$$

ここで、

F_{HXU} : 鋼製支持架台 1 脚（上部側）に作用する軸方向水平地震力(N)

F_{HXL} : 鋼製支持架台 1 脚（下部側）に作用する軸方向水平地震力(N)

P_{HX} : キャスクに作用する軸方向水平地震力(N)

W : キャスク設計質量(kg)

C_H : 水平方向震度

g : 重力加速度(m/s²)

図 2.2-12 に示す鋼製支持架台 1 脚に作用する軸直角方向水平地震力(F_{HYU} , F_{HYL})は次式で表される。なお、トラニオン受けには、鋼製支持架台に作用する軸直角方向荷重が、キャスクから支持架台の方向のみ作用する機構を備えている。

$$F_{HYU} = P_{HY} \cdot \frac{b}{(a+b)}$$

$$F_{HYL} = P_{HY} \cdot \frac{a}{(a+b)}$$

$$P_{HY} = W \cdot C_H \cdot g$$

ここで、

F_{HYU} : 鋼製支持架台 1 脚（上部側）に作用する軸直角方向水平地震力(N)

F_{HYL} : 鋼製支持架台 1 脚（下部側）に作用する軸直角方向水平地震力(N)

P_{HY} : キャスクに作用する軸直角方向水平地震力(N)

a : キャスク重心から上部トラニオン軸心までの距離(mm)

b : キャスク重心から下部トラニオン軸心までの距離(mm)

W : キャスク設計質量(kg)

C_H : 水平方向震度

g : 重力加速度(m/s²)

④ 応力評価

A. 自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力

a. 鋼製支持架台（評価断面①）

(a) 一次応力

図 2.2-13 において自重のみによる圧縮応力(σ_{cW})と鉛直方向地震力による圧縮応力(σ_{cV})の合成圧縮応力(σ_{cT})は次式で表される。

$$\sigma_{cW} = \frac{F_W}{B \cdot t}$$

$$\sigma_{cV} = \frac{F_V}{B \cdot t}$$

$$\sigma_{cT} = \sigma_{cW} + \sigma_{cV}$$

図 2.2-13 において軸方向水平地震力による曲げ応力(σ_{bHX})は次式で表される。

$$\sigma_{bHX} = \frac{F_{HX} \cdot l}{t \cdot B^2 / 6}$$

図 2.2-13 において軸方向水平地震力による平均せん断応力(τ_{HX})は次式で表される。

$$\tau_{HX} = \frac{F_{HX}}{B \cdot t}$$

以上の合成圧縮応力(σ_{cT})、曲げ応力(σ_{bHX})、平均せん断応力(τ_{HX})による組合せ応力(σ_{THX})は次式で表される。

$$\sigma_{THX} = \sqrt{(\sigma_{cT} + \sigma_{bHX})^2 + 3 \cdot \tau_{HX}^2}$$

ここで、

F_W : 図 2.2-12 に示す自重の設計用値(N)

F_V : 図 2.2-12 に示す鉛直方向地震力の設計用値(N)

F_{HX} : 図 2.2-12 に示す軸方向水平地震力の設計用値(N)

B : 図 2.2-13 に示す評価断面の幅(mm)

t : 図 2.2-13 に示すトラニオン受部の板厚(mm)

l : 図 2.2-13 に示す軸方向水平地震力に対するモーメントアーム(mm)

(b) 一次＋二次応力

地震力のみによる引張・圧縮の応力範囲($\Delta \sigma_c$)、曲げの応力範囲($\Delta \sigma_b$)、せん断の応力範囲($\Delta \tau$)、及び座屈応力(σ_{bc})は次式により表される。

なお、この部位では支圧応力、せん断座屈、曲げ座屈は生じないので圧縮応力に対する座屈応力を評価する。

$$\Delta \sigma_c = 2 \cdot \sigma_{cV}$$

$$\Delta \sigma_b = 2 \cdot \sigma_{bHX}$$

$$\Delta \tau = 2 \cdot \tau_{HX}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{cT}$$

b. 鋼製支持架台(評価断面②)

(a) 一次応力

図2.2-14において自重のみによる圧縮応力 (σ_{cW}) と鉛直方向地震力による圧縮応力 (σ_{cV}) の合成圧縮応力 (σ_{cT}) は次式で表される。

$$\sigma_{cW} = \frac{F_W}{B_1 \cdot t_1 + 2B_2 \cdot t_2}$$

$$\sigma_{cV} = \frac{F_V}{B_1 \cdot t_1 + 2B_2 \cdot t_2}$$

$$\sigma_{cT} = \sigma_{cW} + \sigma_{cV}$$

図2.2-14において自重による曲げ応力 (σ_{bW1} , σ_{bW2}) , 鉛直方向地震力による曲げ応力 (σ_{bV1} , σ_{bV2}) , 及び軸方向水平地震力による曲げ応力 (σ_{bHX1} , σ_{bHX2}) の合成曲げ応力 (σ_{bT1} , σ_{bT2}) は次式で表される。

$$\sigma_{bW1} = \frac{F_W \cdot (L_1 - t_1 / 2)}{I_X} \cdot L_1 \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{bW2} = \frac{F_W \cdot (L_1 - t_1 / 2)}{I_X} \cdot L_2 \quad (\text{リブ側})$$

$$\sigma_{bV1} = \frac{F_V \cdot (L_1 - t_1 / 2)}{I_X} \cdot L_1 \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{bV2} = \frac{F_V \cdot (L_1 - t_1 / 2)}{I_X} \cdot L_2 \quad (\text{リブ側})$$

$$\sigma_{bHX1} = \frac{F_{HX} \cdot l}{I_Y} \cdot L_3 \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{bHX2} = \frac{F_{HX} \cdot l}{I_Y} \cdot L_4 \quad (\text{リブ側})$$

$$\sigma_{bT1} = \sigma_{bW1} + \sigma_{bV1} + \sigma_{bHX1} \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{bT2} = \sigma_{bW2} + \sigma_{bV2} + \sigma_{bHX2} \quad (\text{リブ側})$$

図2. 2-14において軸方向水平地震力による平均せん断応力 (τ_{HX}) は次式で表される。

$$\tau_{HX} = \frac{F_{HX}}{B_1 \cdot t_1 + 2B_2 \cdot t_2}$$

以上の合成圧縮応力 (σ_{cT}) , 合成曲げ応力 (σ_{bT1} , σ_{bT2}) , 平均せん断応力 (τ_{HX}) による組合せ応力 (σ_{THX1} , σ_{THX2}) は次式で表される。

$$\sigma_{THX1} = \sqrt{(\sigma_{cT} + \sigma_{bT1})^2 + 3 \cdot \tau_{HX}^2} \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{THX2} = \sqrt{(\sigma_{cT} + \sigma_{bT2})^2 + 3 \cdot \tau_{HX}^2} \quad (\text{リブ側})$$

ここで,

F_W : 図2. 2-12 に示す自重の設計用値 (N)

F_V : 図2. 2-12 に示す鉛直方向地震力の設計用値 (N)

F_{HX} : 図2. 2-12 に示す軸方向水平地震力の設計用値 (N)

B_1 : 図2. 2-14に示すトラニオン受部の幅 (mm)

B_2 : 図2. 2-14に示すリブの幅 (mm)

t_1 : 図2. 2-14に示すトラニオン受部の板厚 (mm)

t_2 : 図2. 2-14に示すリブの板厚 (mm)

L_1 : 図2. 2-14に示す中立軸(X 軸)からトラニオン受け端部までのY方向距離 (mm)

L_2 : 図2. 2-14に示す中立軸(X 軸)からリブ端部までのY方向距離 (mm)

L_3 : 図2. 2-14に示す中立軸(Y 軸)からトラニオン受け端部までのX方向距離, L_3' 及び L_3'' の大きい方の値 (mm)

L_4 : 図2. 2-14に示す中立軸(Y軸)からリブ端部までのX 方向距離, L_4' 及び L_4'' の大きい方の値 (mm)

1 : 図2. 2-14に示す軸方向水平地震力に対するモーメントアーム (mm)

I_X : 図2. 2-14に示す断面の中立軸(X 軸)に関する断面二次モーメント (mm⁴)

I_Y : 図2. 2-14に示す断面の中立軸(Y 軸)に関する断面二次モーメント (mm⁴)

(b) 一次+二次応力

地震力のみによる引張・圧縮の応力範囲 ($\Delta \sigma_c$) , 曲げの応力範囲 ($\Delta \sigma_{b1}$, $\Delta \sigma_{b2}$) , せん断の応力範囲 ($\Delta \tau$) , 及び座屈応力 (σ_{bc}) は次式により表される。なお, この部位では支圧応力, せん断座屈, 曲げ座屈は生じないので圧縮応力に対する座屈応力を評価する。

$$\Delta\sigma_c = 2 \cdot \sigma_{cV}$$

$$\Delta\sigma_{b1} = 2 \cdot (\sigma_{bV1} + \sigma_{bHX1}) \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\Delta\sigma_{b2} = 2 \cdot (\sigma_{bV2} + \sigma_{bHX2}) \quad (\text{リブ側})$$

$$\Delta\tau = 2 \cdot \tau_{HX}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{cT}$$

c. 鋼製支持架台(評価断面③)

(a) 一次応力

図2. 2-15において自重，鉛直方向地震力及び軸方向水平地震力により基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げ応力（ σ_{bHXb} ），コンクリート支持架台から圧縮力を受けて発生する曲げ応力（ σ_{bHXc} ）は次式で表される。

$$\sigma_{bHXb} = \frac{T_{HX} \cdot L_1}{B \cdot t^2 / 6}$$

$$\sigma_{bHXc} = \frac{\sigma_{ccHX} \cdot L_2^2 / 2}{t^2 / 6}$$

$$T_{HX} = \sigma_{tbHX} \cdot A_m$$

ここで，

σ_{tbHX} ：図2. 2-15に示す基礎ボルトに発生する本荷重条件下における引張応力（N/mm²）

σ_{ccHX} ：図2. 2-15に示すコンクリートに発生する本荷重条件下における圧縮応力（N/mm²）

T_{HX} ：図2. 2-15に示す基礎ボルトに発生する本荷重条件下における引張力（N）

t ：図2. 2-15に示す鋼製支持架台底板の板厚（mm）

B ：図2. 2-15に示す基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げ応力の評価断面幅（mm）

L_1 ：図2. 2-15に示す基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げモーメントのモーメントアーム長さ（mm）

L_2 ：図2. 2-15に示すコンクリートから圧縮力を受ける長さ（mm）

A_m ：基礎ボルト呼び径断面積（mm²）

図2. 2-15において自重，鉛直方向地震力及び軸方向水平地震力により基礎ボルトから引張力を受けて発生する平均せん断応力（ τ_{HXb} ），コンクリート支持架台から圧縮力を受けて発生する平均せん断応力（ τ_{HXc} ）は次式で表される。

$$\tau_{HXb} = \frac{T_{HX}}{B \cdot t}$$

$$\tau_{HXc} = \frac{\sigma_{ccHX} \cdot L_2}{t}$$

ここで、各記号は上記と同様である。

以上の曲げ応力 (σ_{bHXb} , σ_{bHXc})、平均せん断応力 (τ_{HXb} , τ_{HXc}) による組合せ応力 (σ_{THXb} , σ_{THXc}) は次式で表される。

$$\sigma_{THXb} = \sqrt{\sigma_{bHXb}^2 + 3 \cdot \tau_{HXb}^2}$$

$$\sigma_{THXc} = \sqrt{\sigma_{bHXc}^2 + 3 \cdot \tau_{HXc}^2}$$

(b) 一次+二次応力

地震力のみによる曲げの応力範囲 ($\Delta \sigma_b$)、せん断の応力範囲 ($\Delta \tau$) は次式により表される。

$$\Delta \sigma_b = \sigma_{bHXb} + \sigma_{bHXc}$$

$$\Delta \tau = \tau_{HXb} + \tau_{HXc}$$

d. 埋め込み金物

自重及び鉛直方向地震力により埋め込み金物に発生する応力は微小であるためこれらの荷重は無視する。

(a) 一次応力

自重及び鉛直方向地震力は無視する。

図2. 2-16において軸方向水平地震力により発生する曲げ応力 (σ_{bHX1})、軸方向水平地震力作用点の偏心により発生する最大曲げ応力 (σ_{bHX2}) とその合成曲げ応力 (σ_{bHX}) は次式で表される。

$$\sigma_{bHX1} = \frac{F_{HX} \cdot H / 2}{4 \cdot B \cdot t^2 / 6}$$

$$\sigma_{bHX2} = \sigma_{bHX1} \cdot \frac{\tau_{HX2}}{\tau_{HX1}}$$

$$\sigma_{bHX} = \sigma_{bHX1} + \sigma_{bHX2}$$

ここで、

F_{HX} : 図2. 2-12に示す軸方向水平地震力の設計用値 (N)

H : 図2. 2-16に示すシアプレート部の高さ (mm)

- B : 図2.2-16に示すシアプレート部の幅 (mm)
- t : 図2.2-16に示すシアプレート部の板厚 (mm)
- τ_{HX1} : 図2.2-16において軸方向水平地震力により発生する平均せん断応力 (N/mm²)
- τ_{HX2} : 図2.2-16において軸方向水平地震力作用点の偏心により発生する最大せん断応力 (N/mm²)

図2.2-16において軸方向水平地震力により発生する平均せん断応力 (τ_{HX1}) , 軸方向水平地震力作用点の偏心により発生する最大せん断応力 (τ_{HX2}) とその合成せん断応力 (τ_{HX}) は次式で表される。

$$\tau_{HX1} = \frac{F_{HX}}{4 \cdot B \cdot t}$$

$$\tau_{HX2} = \frac{F_{HX} \cdot l}{I_p} \cdot r_{\max}$$

$$\tau_{HX} = \tau_{HX1} + \tau_{HX2}$$

ここで,

- F_{HX} : 図2.2-16に示す軸方向水平地震力の設計用値 (N)
- B : 図2.2-16に示すシアプレートの幅 (mm)
- t : 図2.2-16に示すシアプレート部の板厚 (mm)
- l : 図2.2-16に示す軸方向水平地震力作用点から振りせん断中心までのY 方向距離 (mm)
- I_p : 図2.2-16に示すシアプレートの断面二次極モーメント (mm⁴)
- $r_{\max}$: 図2.2-16に示す振りせん断中心からシアプレートまでの最大距離 (mm)

以上の合成曲げ応力 (σ_{bHX}) , 合成せん断応力 (τ_{HX}) による組合せ応力 (σ_{THX}) は次式で表される。

$$\sigma_{THX} = \sqrt{\sigma_{bHX}^2 + 3 \cdot \tau_{HX}^2}$$

(b) 一次＋二次応力

地震力のみによる曲げの応力範囲 ($\Delta \sigma_b$) , せん断の応力範囲 ($\Delta \tau$) は次式により表される。なお、この部位では圧縮応力、支圧応力、せん断座屈、曲げ座屈は生じない。

$$\Delta \sigma_b = 2 \cdot \sigma_{bHX}$$

$$\Delta \tau = 2 \cdot \tau_{HX}$$

e. 基礎ボルト

(a) 一次応力

I. 自重(-Z)＋鉛直方向地震力(+Z)＋軸方向水平地震力(±X)

基礎ボルトに発生する合成引張応力 (σ_{tT}) 及び合成せん断応力 (τ_T) は次式で表される。

$$\sigma_{tT} = \sigma_{tV} + \sigma_{tHX}$$

$$\tau_T = \tau_{HX1} + \tau_{HX2}$$

ここで、

σ_{tV} : 自重及び鉛直方向地震力により発生する引張応力 (N/mm²)

σ_{tHX} : 軸方向水平地震力により発生する引張応力 (N/mm²)

τ_{HX1} : 軸方向水平地震力により発生する平均せん断応力 (N/mm²)

τ_{HX2} : 軸方向水平地震力作用点の偏心により発生する最大せん断応力 (N/mm²)

イ. 自重及び鉛直方向地震力による引張応力

図2. 2-17において自重及び鉛直方向地震力により基礎ボルトに発生する引張応力 (σ_{tV}) は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010 年版)より次式で表される。

$$\sigma_{tV} = \sigma_{cc} \cdot n \cdot \frac{(D - d_t - X_n)}{X_n} \cdot \frac{A_b}{A_m}$$

$$\sigma_{cc} = N \cdot X_n / S_n$$

$$S_n = \left\{ X_{n1}^2 / 2 - n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1}) \right\} b \cdot D^2$$

$$I_n = \left\{ X_{n1}^3 / 3 + n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1})^2 \right\} b \cdot D^3$$

$$X_{n1} = X_n / D$$

$$d_{t1} = d_t / D$$

$$P_t = a_t / (b \cdot D)$$

$$a_t = A_b \cdot N_b$$

ここで,

σ_{cc} : 図2. 2-17に示すコンクリートの最大圧縮応力 (N/mm²)

n : ヤング係数比

D : 図2. 2-17に示す断面高さ (mm)

b : 図2. 2-17に示す断面幅 (mm)

d_t : 図2. 2-17に示す引張側ボルトに関する距離 (mm)

d_{t1} : 引張側ボルトに関する係数 (-)

X_n : 図2. 2-17に示す中立軸距離 (mm)

$$X_n - D/2 + e = I_n / S_n$$

ただし, e : 図2. 2-17に示す鉛直力偏心距離 (mm)

X_{n1} : 中立軸比 (-)

N : 図2. 2-17に示す鉛直力であり, 次式により算出した値 (N)

$$N = [\text{自重の設計用値}] - [\text{鉛直方向地震力の設計用値}]$$

a_t : 有効ボルト総断面積 (mm²)

P_t : 引張鉄筋比 (-)

A_b : 基礎ボルト有効断面積 (mm²)

A_m : 基礎ボルト呼び径断面積 (mm²)

N_b : 有効引張側ボルト本数 (本)

S_n : 有効等価断面一次モーメント (mm³)

I_n : 有効等価断面二次モーメント (mm⁴)

ロ. 軸方向水平地震力による引張応力

図2. 2-17において軸方向水平地震力により基礎ボルトに発生する引張応力 (σ_{tHX}) は, 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010 年版)より次式で表される。

$$\sigma_{tHX} = \frac{F_{HX} \cdot l_1}{I} \cdot n \cdot (d - X_n) \cdot \frac{A_b}{A_m}$$

$$\sigma_{cc} = \frac{F_{HX} \cdot l_1}{I} \cdot X_n$$

$$X_{n1} = -n \cdot P_t + \sqrt{n \cdot P_t \cdot (2 + n \cdot P_t)}$$

$$X_n = d \cdot X_{n1}$$

$$a_t = A_b \cdot N_b$$

$$P_t = a_t / (b \cdot d)$$

ここで、

σ_{cc} : 図2. 2-17に示すコンクリートの最大圧縮応力 (N/mm²)

F_{HX} : 図2. 2-12 に示す軸方向水平地震力の設計用値 (N)

I : 断面の断面二次モーメント (mm⁴)

n : ヤング係数比

l_1 : 軸方向水平地震力作用点から鋼製支持架台下面までのZ 方向距離 (mm)

b : 図2. 2-17に示す断面幅 (mm)

d : 図2. 2-17に示す断面有効高さ (mm)

X_n : 図2. 2-17に示す中立軸距離 (mm)

X_{n1} : 中立軸比 (-)

a_t : 有効ボルト総断面積 (mm²)

P_t : 引張鉄筋比 (-)

A_b : 基礎ボルト有効断面積 (mm²)

A_m : 基礎ボルト呼び径断面積 (mm²)

N_b : 有効引張側ボルト本数 (本)

ハ. 軸方向水平地震力により発生するせん断応力

軸方向水平地震力により基礎ボルトに発生する平均せん断応力 (τ_{HX1}) , 及び軸方向水平地震力作用点が図2. 2-17に示す基礎ボルト重心位置から偏心していることにより発生する最大せん断応力 (τ_{HX2}) は次式で表される。

$$\tau_{HX1} = \frac{F_{HX}}{A_b \cdot N_{bs}}$$

$$\tau_{HX2} = \frac{F_{HX} \cdot l_2}{I_P} \cdot r_{\max}$$

ここで、

F_{HX} : 図2. 2-12に示す軸方向水平地震力の設計用値 (N)

N_{bs} : 図2. 2-17に示す基礎ボルト本数 (本)

A_b : 図2. 2-17に示す基礎ボルト有効断面積 (mm²)

I_P : 図2. 2-17に示す基礎ボルトの断面二次極モーメント (mm⁴)

l_2 : 図2. 2-17に示す軸方向水平地震力作用点から基礎ボルト有効断面の図心位置 (振りせん断中心) までのY 方向距離 (mm)

$r_{\max}$: 上記図心位置から基礎ボルトまでの最大距離 (mm)

Ⅱ. 自重(−Z)＋鉛直方向地震力(−Z)＋軸方向水平地震力(±X)

基礎ボルトに発生する合成引張応力 (σ_T) 及び合成せん断応力 (τ_T) は次式で表される。

$$\sigma_{iT} = \sigma_{iV} + \sigma_{iHX}$$

$$\tau_T = \tau_{HX1} + \tau_{HX2}$$

ここで、

σ_{iV} : 自重及び鉛直方向地震力により発生する引張応力 (N/mm²)

σ_{iHX} : 軸方向水平地震力により発生する引張応力 (N/mm²)

τ_{HX1} : 軸方向水平地震力により発生する平均せん断応力 (N/mm²)

τ_{HX2} : 軸方向水平地震力作用点の偏心により発生する最大せん断応力 (N/mm²)

イ. 自重及び鉛直方向地震力による引張応力

図 2.2-18 において自重及び鉛直方向地震力により基礎ボルトに発生する引張応力 (σ_{iV}) は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010 年版)より次式で表される。

$$\sigma_{iV} = \sigma_{cc} \cdot n \cdot \frac{(D - d_t - X_n)}{X_n} \cdot \frac{A_b}{A_m}$$

$$\sigma_{cc} = N \cdot X_n / S_n$$

$$S_n = \left\{ X_{n1}^2 / 2 - n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1}) \right\} b \cdot D^2$$

$$I_n = \left\{ X_{n1}^3 / 3 + n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1})^2 \right\} b \cdot D^3$$

$$X_{n1} = X_n / D$$

$$d_{t1} = d_t / D$$

$$P_t = a_t / (b \cdot D)$$

$$a_t = A_b \cdot N_{bt}$$

ここで、

σ_{cc} : 図 2.2-18 に示すコンクリートの最大圧縮応力 (N/mm²)

n : ヤング係数比

D : 図 2.2-18 に示す断面高さ (mm)

b : 図 2.2-18 に示す断面幅 (mm)

d_t : 図 2.2-18 に示す引張側ボルトに関する距離 (mm)

d_{t1} : 引張側ボルトに関する係数 (-)

X_n : 図 2.2-18 に示す中立軸距離を表し、次式を満足する値 (mm)

$$X_n - D/2 + e = I_n / S_n$$

ただし、 e : 図 2.2-18 に示す鉛直力偏心距離 (mm)

X_{n1} : 中立軸比 (-)

N : 図 2.2-18 に示す鉛直力であり、次式により算出した値 (N)

$$N = [\text{自重の設計用値}] + [\text{鉛直方向地震力の設計用値}]$$

a_t : 有効ボルト総断面積 (mm^2)

P_t : 引張鉄筋比 (-)

A_b : 基礎ボルト有効断面積 (mm^2)

A_m : 基礎ボルト呼び径断面積 (mm^2)

N_{bt} : 有効引張側ボルト本数 (本)

S_n : 有効等価断面一次モーメント (mm^3)

I_n : 有効等価断面二次モーメント (mm^4)

ロ. 軸方向水平地震力により発生する引張応力

図 2.2-18 において軸方向水平地震力により基礎ボルトに発生する引張応力 (σ_{tHX}) は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010 年版)より次式で表される。

$$\sigma_{tHX} = \frac{F_{HX} \cdot l_1}{I} \cdot n \cdot (d - X_n) \cdot \frac{A_b}{A_m}$$

$$\sigma_{cc} = \frac{F_{HX} \cdot l_1}{I} \cdot X_n$$

$$X_{n1} = -n \cdot P_t + \sqrt{n \cdot P_t \cdot (2 + n \cdot P_t)}$$

$$X_n = d \cdot X_{n1}$$

$$a_t = A_b \cdot N_b$$

$$P_t = a_t / (b \cdot d)$$

ここで、

σ_{cc} : 図 2.2-18 に示すコンクリートの最大圧縮応力 (N/mm^2)

F_{HX} : 図 2.2-12 に示す軸方向水平地震力の設計用値 (N)

I : 断面の断面二次モーメント (mm^4)

n : ヤング係数比

l_1 : 軸方向水平地震力作用点から鋼製支持架台下面までの Z 方向距離 (mm)

b : 図 2.2-18 に示す断面幅 (mm)

d : 図 2.2-18 に示す断面有効高さ (mm)

X_n : 図 2.2-18 に示す中立軸距離 (mm)

X_{n1} : 中立軸比 (-)

a_t : 有効ボルト総断面積 (mm^2)

P_t : 引張鉄筋比 (-)
 A_b : 基礎ボルト有効断面積 (mm²)
 A_m : 基礎ボルト呼び径断面積 (mm²)
 N_b : 有効引張側ボルト本数 (本)

ハ. 軸方向水平地震力により発生するせん断応力

軸方向水平地震力により基礎ボルトに発生する平均せん断応力 (τ_{HX1}), 及び軸方向水平地震力作用点が図 2. 2-18 に示す基礎ボルト重心位置から偏心していることにより発生する最大せん断応力 (τ_{HX2}) は次式で表される。

$$\tau_{HX1} = \frac{F_{HX}}{A_b \cdot N_{bs}}$$

$$\tau_{HX2} = \frac{F_{HX} \cdot l_2}{I_p} \cdot r_{\max}$$

ここで,

F_{HX} : 図 2. 2-12 に示す軸方向水平地震力の設計用値 (N)
 N_{bs} : 図 2. 2-18 に示す基礎ボルト本数 (本)
 A_b : 図 2. 2-18 に示す基礎ボルト有効断面積 (mm²)
 I_p : 図 2. 2-18 に示す基礎ボルトの断面二次極モーメント (mm⁴)
 l_2 : 図 2. 2-18 に示す軸方向水平地震力作用点から基礎ボルト有効断面の図心位置 (振りせん断中心) までの Y 方向距離 (mm)
 $r_{\max}$: 上記図心位置から基礎ボルトまでの最大距離 (mm)

フ. コンクリート支持架台

コンクリート支持架台の下端に発生する荷重は表 2. 2-7 の通りである。これらの荷重を用いて後述する 2. 5 コンクリート基礎の耐震性と同様に評価を行う。

表 2. 2-7 コンクリート支持架台下端における荷重

	鉛直力	水平力	モーメント
	(kN)	(kN)	(kN・m)
キャスク	477. 00	485. 00	226. 00
	-	-	574. 73
ペDESTAL	49. 41	23. 10	12. 43
合計	526. 41	508. 10	813. 16

B. 自重+鉛直方向地震力+軸直角方向水平地震力

a. 鋼製支持架台（評価断面①）

(a) 一次応力

図 2.2-19 において自重のみによる圧縮応力(σ_{cW})と鉛直方向地震力による圧縮応力(σ_{cV})の合成圧縮応力(σ_{cT})は次式で表される。

$$\sigma_{cW} = \frac{F_W}{B \cdot t}$$

$$\sigma_{cV} = \frac{F_V}{B \cdot t}$$

$$\sigma_{cT} = \sigma_{cW} + \sigma_{cV}$$

図 2.2-19 において軸直角方向水平地震力による曲げ応力(σ_{bHY})は次式で表される。

$$\sigma_{bHY} = \frac{F_{HY} \cdot l}{B \cdot t^2 / 6}$$

図 2.2-19 において軸直角方向水平地震力による平均せん断応力(τ_{HY})は次式で表される。

$$\tau_{HY} = \frac{F_{HY}}{B \cdot t}$$

以上の合成圧縮応力(σ_{cT})、曲げ応力(σ_{bHY})、平均せん断応力(τ_{HY})による組合せ応力(σ_{THY})は次式で表される。

$$\sigma_{THY} = \sqrt{(\sigma_{cT} + \sigma_{bHY})^2 + 3 \cdot \tau_{HY}^2}$$

ここで、

F_W : 図 2.2-12 に示す自重の設計用値(N)

F_V : 図 2.2-12 に示す鉛直方向地震力の設計用値(N)

F_{HY} : 図 2.2-12 に示す軸直角方向水平地震力の設計用値(N)

B : 図 2.2-19 に示す評価断面の幅(mm)

t : 図 2.2-19 に示すトラニオン受部の板厚(mm)

l : 図 2.2-19 に示す軸直角方向水平地震力に対するモーメントアーム(mm)

(b) 一次+二次応力

地震力のみによる引張・圧縮の応力範囲($\Delta \sigma_c$)、曲げの応力範囲($\Delta \sigma_b$)、せん断の応力範囲($\Delta \tau$)、及び座屈応力(σ_{bc})は次式により表される。

なお、この部位では支圧応力、せん断座屈、曲げ座屈は生じないので圧縮応力に対する座屈応力を評価する。

$$\Delta \sigma_c = 2 \cdot \sigma_{cV}$$

$$\Delta \sigma_b = \sigma_{bHY}$$

$$\Delta\tau = \tau_{HY}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{cT}$$

b. 鋼製支持架台(評価断面②)

(a) 一次応力

図2. 2-20において自重のみによる圧縮応力 (σ_{cW}) と鉛直方向地震力による圧縮応力 (σ_{cV}) の合成圧縮応力 (σ_{cT}) は次式で表される。

$$\sigma_{cW} = \frac{F_W}{B_1 \cdot t_1 + 2B_2 \cdot t_2}$$

$$\sigma_{cV} = \frac{F_V}{B_1 \cdot t_1 + 2B_2 \cdot t_2}$$

$$\sigma_{cT} = \sigma_{cW} + \sigma_{cV}$$

図2. 2-20において自重による曲げ応力 (σ_{bW1} , σ_{bW2}) , 鉛直方向地震力による曲げ応力 (σ_{bV1} , σ_{bV2}) , 及び軸直角方向水平地震力による曲げ応力 (σ_{bHY1} , σ_{bHY2}) の合成曲げ応力

(σ_{bT1} , σ_{bT2}) は次式で表される。

$$\sigma_{bW1} = \frac{F_W \cdot (L_1 - t_1 / 2)}{I_X} \cdot L_1 \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{bW2} = \frac{F_W \cdot (L_1 - t_1 / 2)}{I_X} \cdot L_2 \quad (\text{リブ側})$$

$$\sigma_{bV1} = \frac{F_V \cdot (L_1 - t_1 / 2)}{I_X} \cdot L_1 \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{bV2} = \frac{F_V \cdot (L_1 - t_1 / 2)}{I_X} \cdot L_2 \quad (\text{リブ側})$$

$$\sigma_{bHY1} = \frac{F_{HY} \cdot l}{I_X} \cdot L_1 \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{bHY2} = \frac{F_{HY} \cdot l}{I_X} \cdot L_2 \quad (\text{リブ側})$$

$$\sigma_{bT1} = \sigma_{bW1} + \sigma_{bV1} + \sigma_{bHY1} \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{bT2} = \sigma_{bW2} + \sigma_{bV2} + \sigma_{bHY2} \quad (\text{リブ側})$$

図2. 2-20において軸直角方向水平地震力による平均せん断応力 (τ_{HY}) は次式で表される。

$$\tau_{HY} = \frac{F_{HY}}{B_1 \cdot t_1 + 2B_2 \cdot t_2}$$

以上の合成圧縮応力 (σ_{cT}) , 合成曲げ応力 (σ_{bT1} , σ_{bT2}) , 平均せん断応力 (τ_{HY}) による組合せ応力 (σ_{THY1} , σ_{THY2}) は次式で表される。

$$\sigma_{THY1} = \sqrt{(\sigma_{cT} + \sigma_{bT1})^2 + 3 \cdot \tau_{HY}^2} \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{THY2} = \sqrt{(\sigma_{cT} + \sigma_{bT2})^2 + 3 \cdot \tau_{HY}^2} \quad (\text{リブ側})$$

ここで,

F_W : 図2. 2-12 に示す自重の設計用値 (N)

F_V : 図2. 2-12 に示す鉛直方向地震力の設計用値 (N)

F_{HX} : 図2. 2-12 に示す軸直角方向水平地震力の設計用値 (N)

B_1 : 図2. 2-20に示すトラニオン受部の幅 (mm)

B_2 : 図2. 2-20に示すリブの幅 (mm)

t_1 : 図2. 2-20に示すトラニオン受部の板厚 (mm)

t_2 : 図2. 2-20に示すリブの板厚 (mm)

L_1 : 図2. 2-20に示す中立軸(X 軸)からトラニオン受け端部までのY方向距離 (mm)

L_2 : 図2. 2-20に示す中立軸(X 軸)からリブ端部までのY方向距離 (mm)

l : 図2. 2-20に示す軸直角方向水平地震力に対するモーメントアーム (mm)

I_X : 図2. 2-20に示す断面の中立軸(X 軸)に関する断面二次モーメント (mm⁴)

(b) 一次+二次応力

地震力のみによる引張・圧縮の応力範囲 ($\Delta \sigma_c$) , 曲げの応力範囲 ($\Delta \sigma_{b1}$, $\Delta \sigma_{b2}$) , せん断の応力範囲 ($\Delta \tau$) , 及び座屈応力 (σ_{bc}) は次式により表される。なお, この部位では支圧応力, せん断座屈, 曲げ座屈は生じないので圧縮応力に対する座屈応力を評価する。

$$\Delta\sigma_c = 2 \cdot \sigma_{cV}$$

$$\Delta\sigma_{b1} = 2 \cdot \sigma_{bV1} + \sigma_{bHY1} \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\Delta\sigma_{b2} = 2 \cdot \sigma_{bV2} + \sigma_{bHY2} \quad (\text{リブ側})$$

$$\Delta\tau = \tau_{HY}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{cT}$$

c. 鋼製支持架台(評価断面③)

(a) 一次応力

図2.2-21において自重、鉛直方向地震力及び軸直角方向水平地震力により基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げ応力 (σ_{bHYb})，コンクリート支持架台から圧縮力を受けて発生する曲げ応力 (σ_{bHYc}) は次式で表される。

$$\sigma_{bHYb} = \frac{T_{HY} \cdot L_1}{B \cdot t^2 / 6}$$

$$\sigma_{bHYc} = \frac{\sigma_{ccHY} \cdot L_2^2 / 2}{t^2 / 6}$$

$$T_{HY} = \sigma_{tbHY} \cdot A_m$$

ここで、

σ_{tbHY} : 図2.2-21に示す基礎ボルトに発生する本荷重条件下における引張応力 (N/mm²)

σ_{ccHY} : 図2.2-21に示すコンクリートに発生する本荷重条件下における圧縮応力 (N/mm²)

T_{HY} : 図2.2-21に示す基礎ボルトに発生する本荷重条件下における引張力 (N)

t : 図2.2-21に示す鋼製支持架台底板の板厚 (mm)

B : 図2.2-21に示す基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げ応力の評価断面幅 (mm)

L_1 : 図2.2-21に示す基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げモーメントのモーメントアーム長さ (mm)

L_2 : 図2.2-21に示すコンクリートから圧縮力を受ける長さ (mm)

A_m : 基礎ボルト呼び径断面積 (mm²)

図2.2-21において自重、鉛直方向地震力及び軸直角方向水平地震力により基礎ボルトから引張力を受けて発生する平均せん断応力 (τ_{HYb})，コンクリート支持架台から圧縮

力を受けて発生する平均せん断応力（ τ_{HYc} ）は次式で表される。

$$\tau_{HYb} = \frac{T_{HY}}{B \cdot t}$$

$$\tau_{HYc} = \frac{\sigma_{ccHY} \cdot L_2}{t}$$

ここで、各記号は上記と同様である。

以上の曲げ応力（ σ_{bHYb} , σ_{bHYc} ）、平均せん断応力（ τ_{HYb} , τ_{HYc} ）による組合せ応力（ σ_{THYb} , σ_{THYc} ）は次式で表される。

$$\sigma_{THYb} = \sqrt{\sigma_{bHYb}^2 + 3 \cdot \tau_{HYb}^2}$$

$$\sigma_{THYc} = \sqrt{\sigma_{bHYc}^2 + 3 \cdot \tau_{HYc}^2}$$

(b) 一次＋二次応力

地震力のみによる曲げの応力範囲（ $\Delta \sigma_b$ ）、せん断の応力範囲（ $\Delta \tau$ ）は次式により表される。なお、この部位では圧縮応力、支圧応力、せん断座屈、曲げ座屈は生じない。

$$\Delta \sigma_b = \sigma_{bHYb} + \sigma_{bHYc}$$

$$\Delta \tau = \tau_{HYb} + \tau_{HYc}$$

d. 埋め込み金物

(a) 一次応力

図2. 2-22において軸直角方向水平地震力により発生する曲げ応力（ σ_{bHY} ）は次式で表される。

$$\sigma_{bHY} = \frac{F_{HY} \cdot H / 2}{(L - 4 \cdot t) \cdot t^2 / 6}$$

ここで、

F_{HY} : 図2. 2-12 に示す軸直角方向水平地震力の設計用値 (N)

H : 図2. 2-22に示すシアプレート部の高さ (mm)

L : 図2. 2-22に示すシアプレート部の幅 (mm)

t : 図2. 2-22に示すシアプレート部の板厚 (mm)

図 2. 2-22 において軸直角方向水平地震力により発生する平均せん断応力（ τ_{HY} ）は次式で表される。

$$\tau_{HY} = \frac{F_{HY}}{(L - 4 \cdot t) \cdot t}$$

ここで、

F_{HY} : 図2.2-12 に示す軸直角方向水平地震力の設計用値 (N)

L : 図2.2-22に示すシアプレート部の幅 (mm)

t : 図2.2-22に示すシアプレート部の板厚 (mm)

以上の曲げ応力 (σ_{bHY}) , 平均せん断応力 (τ_{HY}) による組合せ応力 (σ_{THY}) は次式で表される。

$$\sigma_{THY} = \sqrt{\sigma_{bHY}^2 + 3 \cdot \tau_{HY}^2}$$

(b) 一次+二次応力

軸直角方向水平地震力は一方向のみ (図2.2-22に示す-Y 方向のみ) に作用し、応力の振幅は片側のみとなるため、地震力のみによる曲げの応力範囲 ($\Delta \sigma_b$) , せん断の応力範囲 ($\Delta \tau$) は次式により表される。なお、せん断座屈、曲げ座屈は生じない。

$$\Delta \sigma_b = \sigma_{bHY}$$

$$\Delta \tau = \tau_{HY}$$

e. 基礎ボルト

(a) 一次応力

I. 自重(-Z) + 鉛直方向地震力(+Z) + 軸方向水平地震力(-Y)

イ. 自重、鉛直方向地震力、軸直角水平方向地震力による引張応力

図2.2-23において自重、鉛直方向地震力及び軸直角方向水平地震力により基礎ボルトに引張応力が発生するかは下記条件により定まる。

(i) $e_T < -(D/6 + d_t'/3)$ のとき

基礎ボルトに引張応力が発生する。

(ii) $-(D/6 + d_t'/3) \leq e_T < -D/6$ のとき

鋼製支持架台底板の一部が圧縮となり、基礎ボルトに引張応力が発生しない。

(iii) $-D/6 \leq e_T < D/6$ のとき

鋼製支持架台底板の全面が圧縮となり、基礎ボルトに引張応力が発生しない。

(iv) $D/6 \leq e_T < D/6 + d_t'/3$ のとき

鋼製支持架台底板の一部が圧縮となり、基礎ボルトに引張応力が発生しない。

(v) $D/6 + d_t'/3 \leq e_T$ のとき

基礎ボルトに引張応力が発生する。

ただし、

$$e_T = e_N + e_M$$

$$e_M = -F_{HY} \cdot l / N$$

ここで,

D : 図2. 2-23に示す断面高さ (mm)

d_t : 図2. 2-23に示す引張側ボルトに関する距離 (キャストと反対側) (mm)

d_t' : 図2. 2-23に示す引張側ボルトに関する距離 (キャスト側) (mm)

e_T : 合成荷重偏心距離 (mm)

e_N : 図2. 2-23に示す鉛直力偏心距離 (mm)

e_M : 曲げモーメント置換偏心距離 (mm)

1 : 図2. 2-23に示す軸直角方向水平地震力作用点から鋼製支持架台下面までのZ 方向距離 (mm)

F_{HY} : 図2. 2-23に示す軸直角方向水平地震力の設計用値 (N)

N : 図2. 2-23に示す鉛直力であり、次式により算出した値 (N)

$$N = [\text{自重の設計用値}] - [\text{鉛直方向地震力の設計用値}]$$

各条件で発生する基礎ボルトの引張応力は以下に示すとおり計算する。

(i) $e_T < -(D/6 + d_t'/3)$ のとき

基礎ボルトに引張応力が発生する。図2. 2-23において自重、鉛直方向地震力、軸直角方向水平地震力により基礎ボルトに発生する引張応力 (σ_{tHY}) は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010 年版)より次式で表される。

$$\sigma_{tHY} = \sigma_{cc} \cdot n \cdot \frac{(D - d_t' - X_n)}{X_n} \cdot \frac{A_b}{A_m}$$

$$\sigma_{cc} = N \cdot X_n / S_n$$

$$S_n = \{X_{n1}^2 / 2 - n \cdot P_t \cdot (1 - d_{n1} - X_{n1})\} b \cdot D^2$$

$$I_n = \{X_{n1}^3 / 3 + n \cdot P_t \cdot (1 - d_{n1} - X_{n1})^2\} b \cdot D^3$$

$$X_{n1} = X_n / D$$

$$d_{n1} = d_t' / D$$

$$P_t = a_t / (b \cdot D)$$

$$a_t = A_b \cdot N_{bt}'$$

ここで,

σ_{cc} : 図2.2-23に示すコンクリートの最大圧縮応力 (N/mm²)

n : ヤング係数比

D : 上記と同じ

b : 図2.2-23に示す断面幅 (mm)

d_t' : 上記と同じ

d_{t1} : 引張側ボルトに関する係数 (-)

X_n : 図2.2-23に示す中立軸距離を表し, 次式を満足する値 (mm)

$$X_n - D/2 + |e_T| = I_n / S_n$$

ただし, e_T : 上記と同じ

X_{n1} : 中立軸比 (-)

N : 上記と同じ

a_t : 有効ボルト総断面積 (mm²)

P_t : 引張鉄筋比 (-)

A_b : 基礎ボルト有効断面積 (mm²)

A_m : 基礎ボルト呼び径断面積 (mm²)

N_{bt}' : 有効引張側ボルト本数 (本)

S_n : 有効等価断面一次モーメント (mm³)

I_n : 有効等価断面二次モーメント (mm⁴)

(ii) $-(D/6 + d_t'/3) \leq e_T < -D/6$ のとき

鋼製支持架台底板の一部が圧縮となり, 基礎ボルトに引張応力が発生しないが, ここでは, コンクリート支持架台に発生する最大圧縮応力を算出する。図2.2-23において自重, 鉛直方向地震力, 軸直角方向水平地震力によりコンクリート支持架台に発生する最大圧縮応力 (σ_{cc}) は, 次式で表される。

$$\sigma_{cc} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot b \cdot (D/2 - |e_T|)}$$

ここで,

N, e_T, D, b : 上記と同じ

(iii) $-D/6 \leq e_T < D/6$ のとき

鋼製支持架台底板の全面が圧縮となり, 基礎ボルトに引張応力が発生しないが, ここでは, コンクリート支持架台に発生する最大圧縮応力を算出する。図2.2-23において自重, 鉛直方向地震力, 軸直角方向水平地震力によりコンクリート支持架台に発生する最大圧縮応力 (σ_{cc}) は, 次式で表される。

$$\sigma_{cc} = \frac{N \cdot |e_T|}{b \cdot D^2 / 6} + \frac{N}{b \cdot D}$$

ここで,

N, e_T, D, b: 上記と同じ

(iv) $D/6 \leq e_T < D/6 + d_t/3$ のとき

鋼製支持架台底板の一部が圧縮となり、基礎ボルトに引張応力が発生しないが、ここでは、コンクリート支持架台に発生する最大圧縮応力を算出する。図2.2-23において自重、鉛直方向地震力、軸直角方向水平地震力によりコンクリート支持架台に発生する最大圧縮応力 (σ_{cc}) は、次式で表される。

$$\sigma_{cc} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot b \cdot (D/2 - |e_T|)}$$

ここで,

N, e_T, D, b: 上記と同じ

(v) $D/6 + d_t/3 \leq e_T$ のとき

基礎ボルトに引張応力が発生する。図2.2-23において自重、鉛直方向地震力、軸直角方向水平地震力により基礎ボルトに発生する引張応力 (σ_{tHY}) は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010 年版)より次式で表される。

$$\sigma_{tHY} = \sigma_{cc} \cdot n \cdot \frac{(D - d_t - X_n)}{X_n} \cdot \frac{A_b}{A_m}$$

$$\sigma_{cc} = N \cdot X_n / S_n$$

$$S_n = \left\{ X_{n1}^2 / 2 - n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1}) \right\} b \cdot D^2$$

$$I_n = \left\{ X_{n1}^3 / 3 + n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1})^2 \right\} b \cdot D^3$$

$$X_{n1} = X_n / D$$

$$d_{t1} = d_t / D$$

$$P_t = a_t / (b \cdot D)$$

$$a_t = A_b \cdot N_{br}$$

ここで,

σ_{cc} : 図2.2-23に示すコンクリートの最大圧縮応力 (N/mm²)
 n : ヤング係数比
 D : 上記と同じ
 b : 上記と同じ
 d_t : 上記と同じ
 d_{t1} : 引張側ボルトに関する係数 (-)
 X_n : 図2.2-23に示す中立軸距離を表し、次式を満足する値 (mm)

$$X_n - D/2 + |e_T| = I_n / S_n$$

ただし、 e_T : 上記と同じ

X_{n1} : 中立軸比 (-)
 N : 上記と同じ
 a_t : 有効ボルト総断面積 (mm²)
 P_t : 引張鉄筋比 (-)
 A_b : 基礎ボルト有効断面積 (mm²)
 A_m : 基礎ボルト呼び径断面積 (mm²)
 N_{bt} : 有効引張側ボルト本数 (本)
 S_n : 有効等価断面一次モーメント (mm³)
 I_n : 有効等価断面二次モーメント (mm⁴)

ロ. 軸直角方向水平地震力によるせん断応力

軸直角方向水平地震力により基礎ボルトに発生する平均せん断応力 (τ_{HY}) は次式で算出する。

$$\tau_{HY} = \frac{F_{HY}}{A_b \cdot N_{bs}}$$

ここで、

F_{HY} : 図2.2-12に示す軸直角方向水平地震力の設計用値 (N)
 N_{bs} : 図2.2-23に示す基礎ボルト本数 (本)
 A_b : 図2.2-23に示す基礎ボルト有効断面積 (mm²)

Ⅱ. 自重(-Z) + 鉛直方向地震力(-Z) + 軸直角方向水平地震力(-Y)

イ. 自重、鉛直方向地震力、軸直角方向水平地震力による引張応力

図2.2-24において自重、鉛直方向地震力及び軸直角方向水平地震力により基礎ボルトに引張応力が発生するかはⅠ項と同様に求められる。ただし、鉛直力 (N) については以下のとおりとする。

N : 図2.2-24に示す鉛直力であり、次式により算出した値 (N)

$$N = [\text{自重の設計用値}] + [\text{鉛直方向地震力の設計用値}]$$

ロ. 軸直角方向水平地震力によるせん断応力

軸直角方向水平地震力により基礎ボルトに発生する平均せん断応力 (τ_{HY}) は次式で算出する。

$$\tau_{HY} = \frac{F_{HY}}{A_b \cdot N_{bs}}$$

ここで、

F_{HY} : 図2.2-12に示す軸直角方向水平地震力の設計用値 (N)

N_{bs} : 図2.2-24に示す基礎ボルト本数 (本)

A_b : 図2.2-24に示す基礎ボルト有効断面積 (mm^2)

f. コンクリート支持架台

コンクリート支持架台の下端に発生する荷重は表 2.2-8 の通りである。これらの荷重を用いて後述する 2.5 コンクリート基礎の耐震性と同様に評価を行う。

表 2.2-8 コンクリート支持架台下端における荷重

	鉛直力	水平力	モーメント
	(kN)	(kN)	(kN・m)
キャスク	477.00	506.00	157.00
	—	—	599.60
ペDESTAL	49.41	23.10	12.43
合計	526.41	529.10	769.04

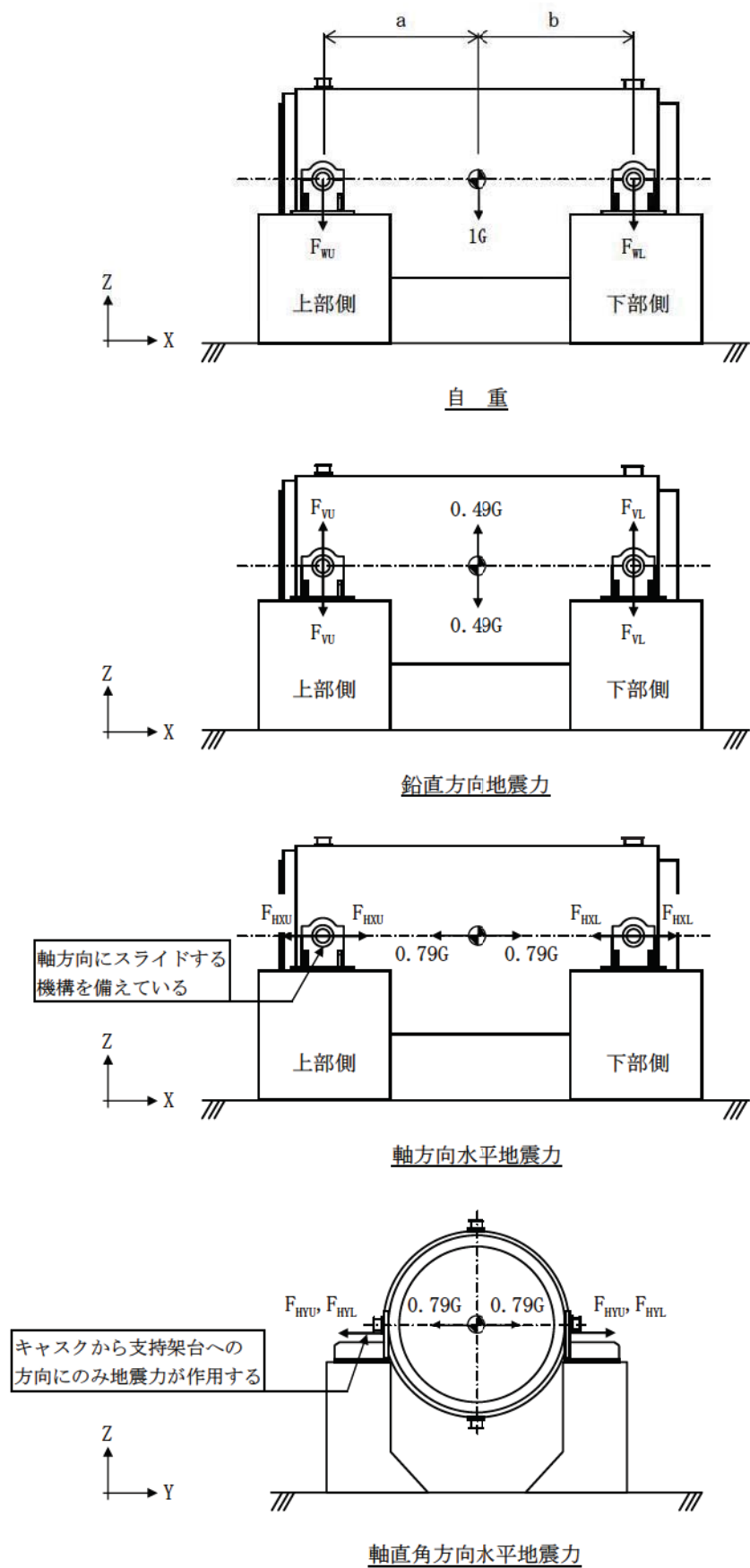


図 2.2-12 鋼製支持架台に作用する荷重

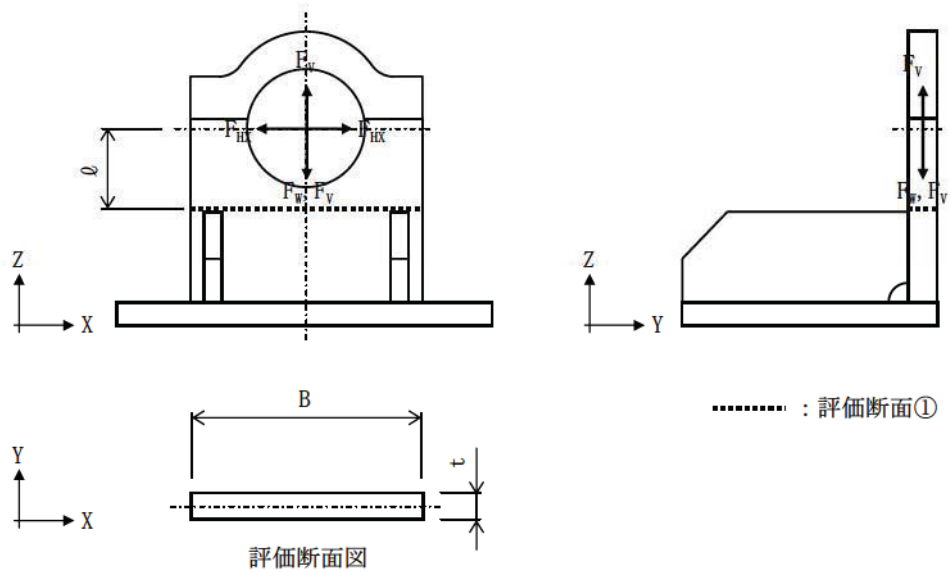


図 2.2-13 計算モデル図 (鋼製支持架台, 評価断面①)
 [設計事象 I + S_s, 自重+鉛直方向地震力+軸方向水平地震力]

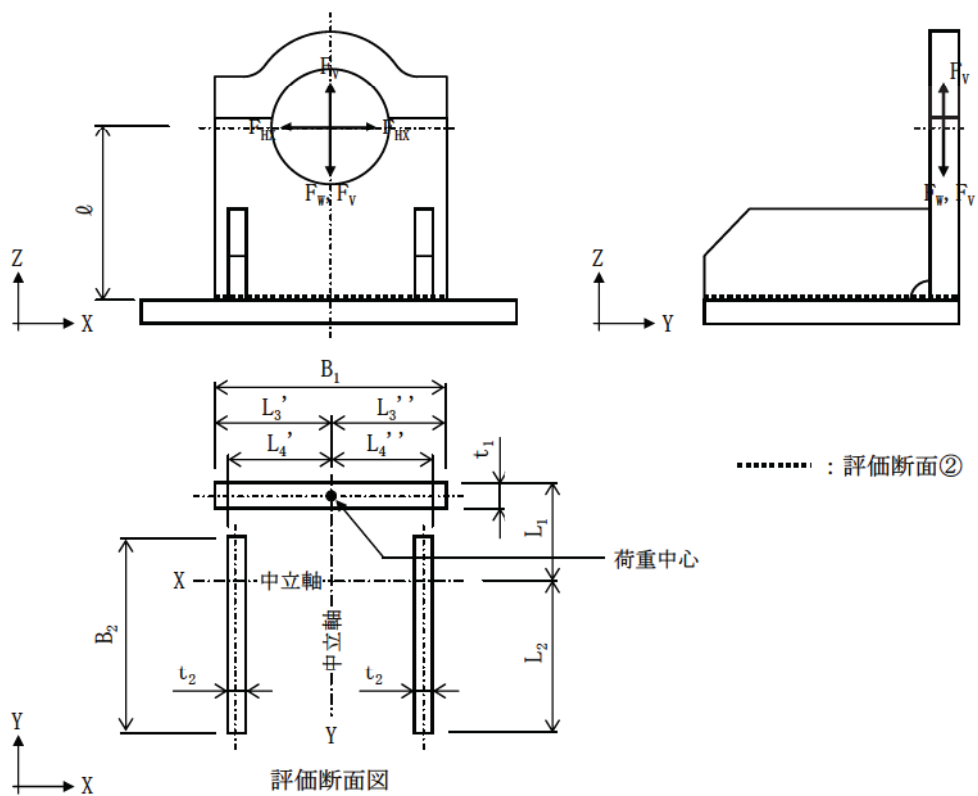


図 2.2-14 計算モデル図 (鋼製支持架台, 評価断面②)
 [設計事象 I + S_s, 自重+鉛直方向地震力+軸方向水平地震力]

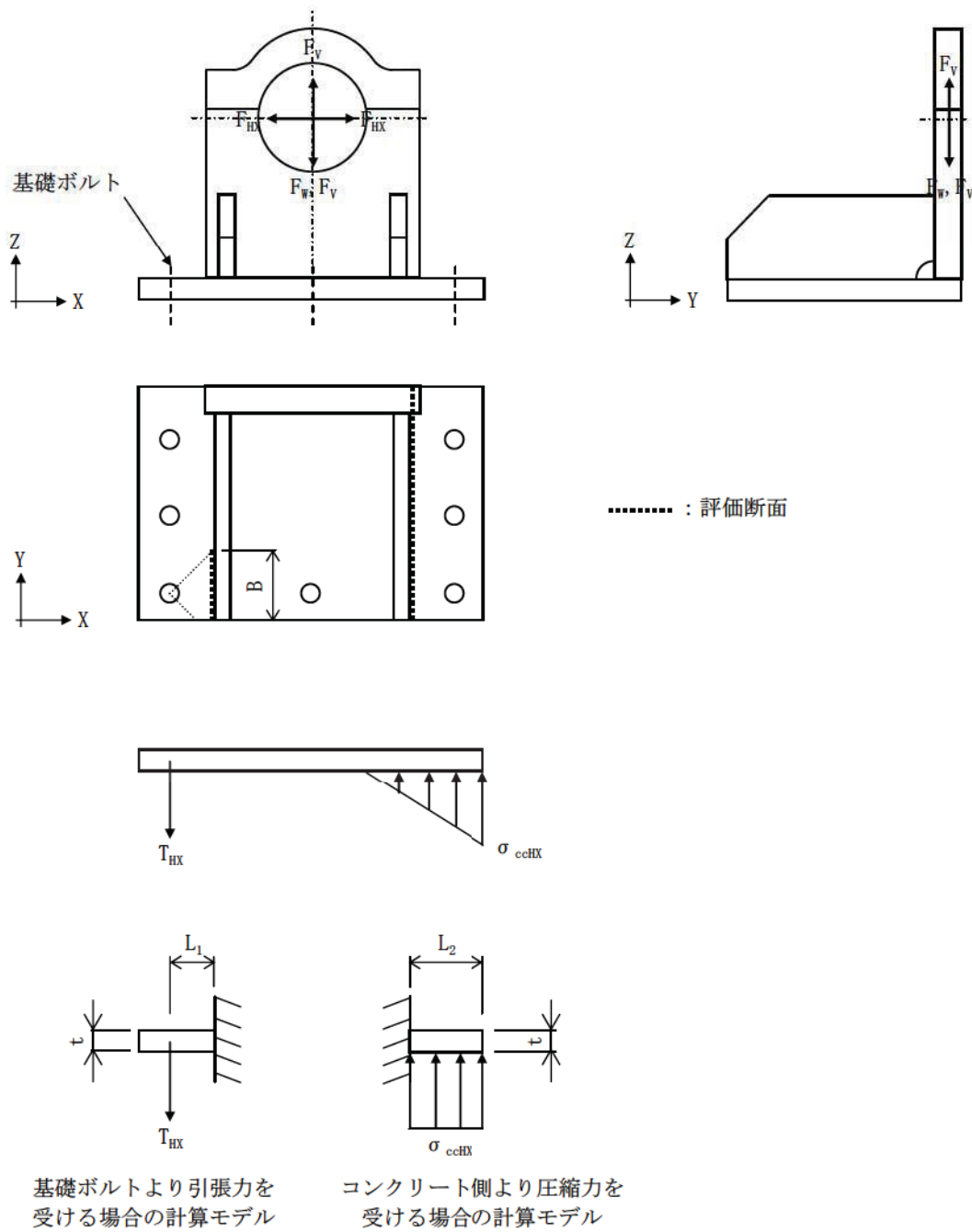
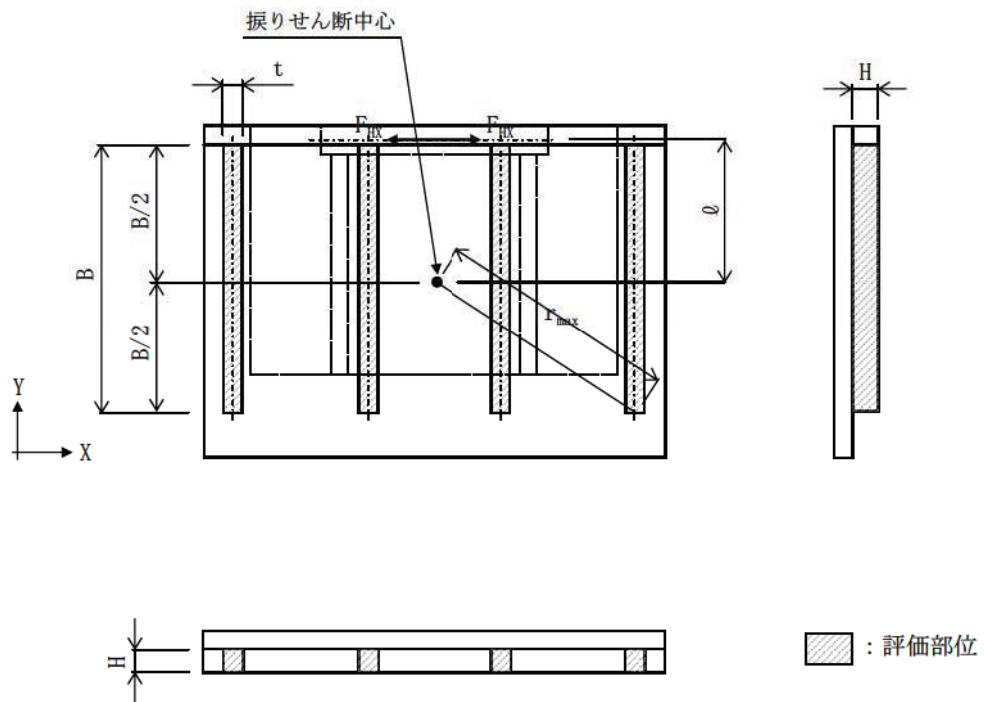


図 2.2-15 計算モデル図（鋼製支持架台, 評価断面③）
 [設計事象 I + S_s, 自重+鉛直方向地震力+軸方向水平地震力]



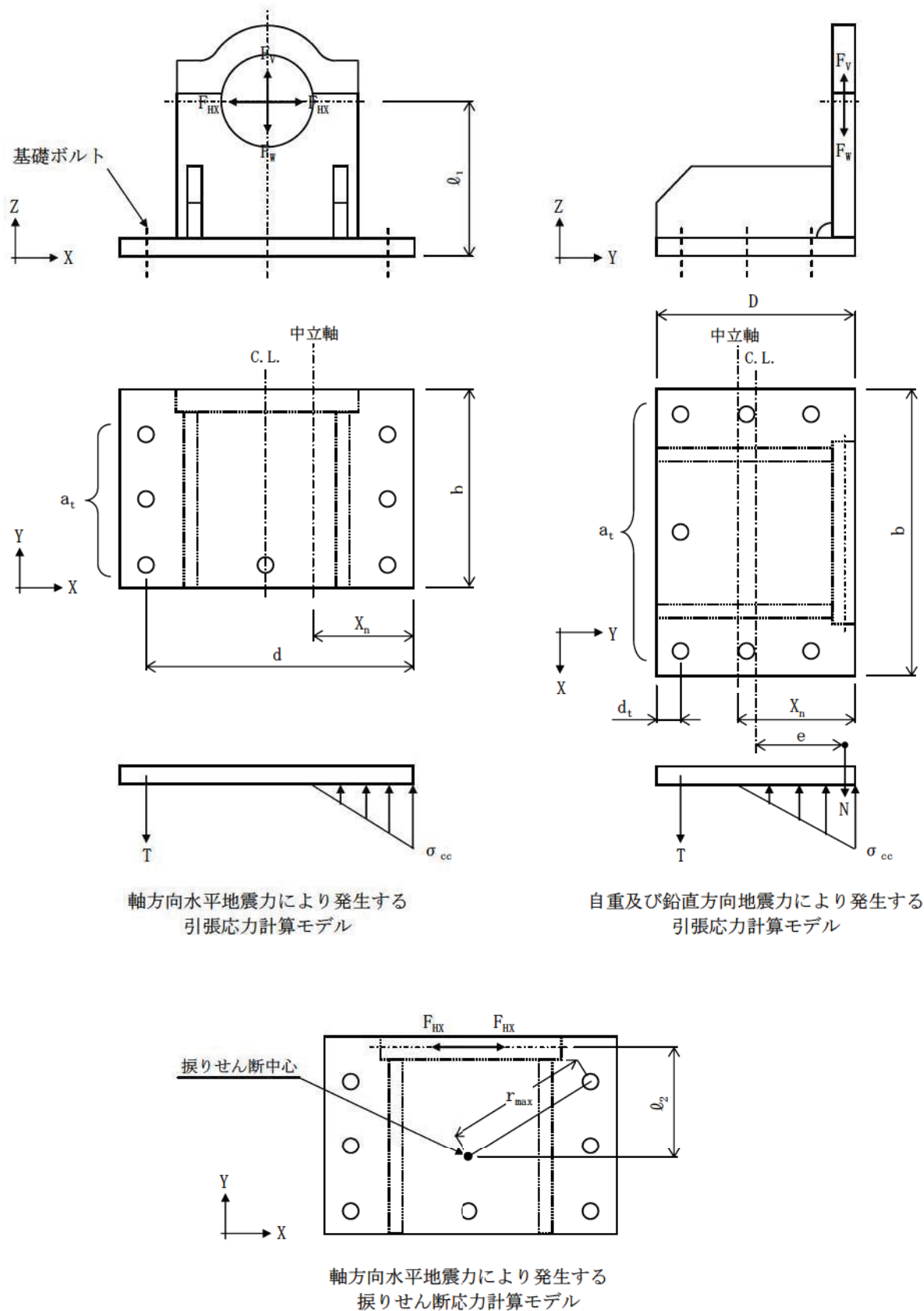


図 2.2-17 計算モデル図（基礎ボルト）
 [設計事象 I + S_s, 自重(-Z) + 鉛直方向地震力(+Z) + 軸方向水平地震力(±X)]

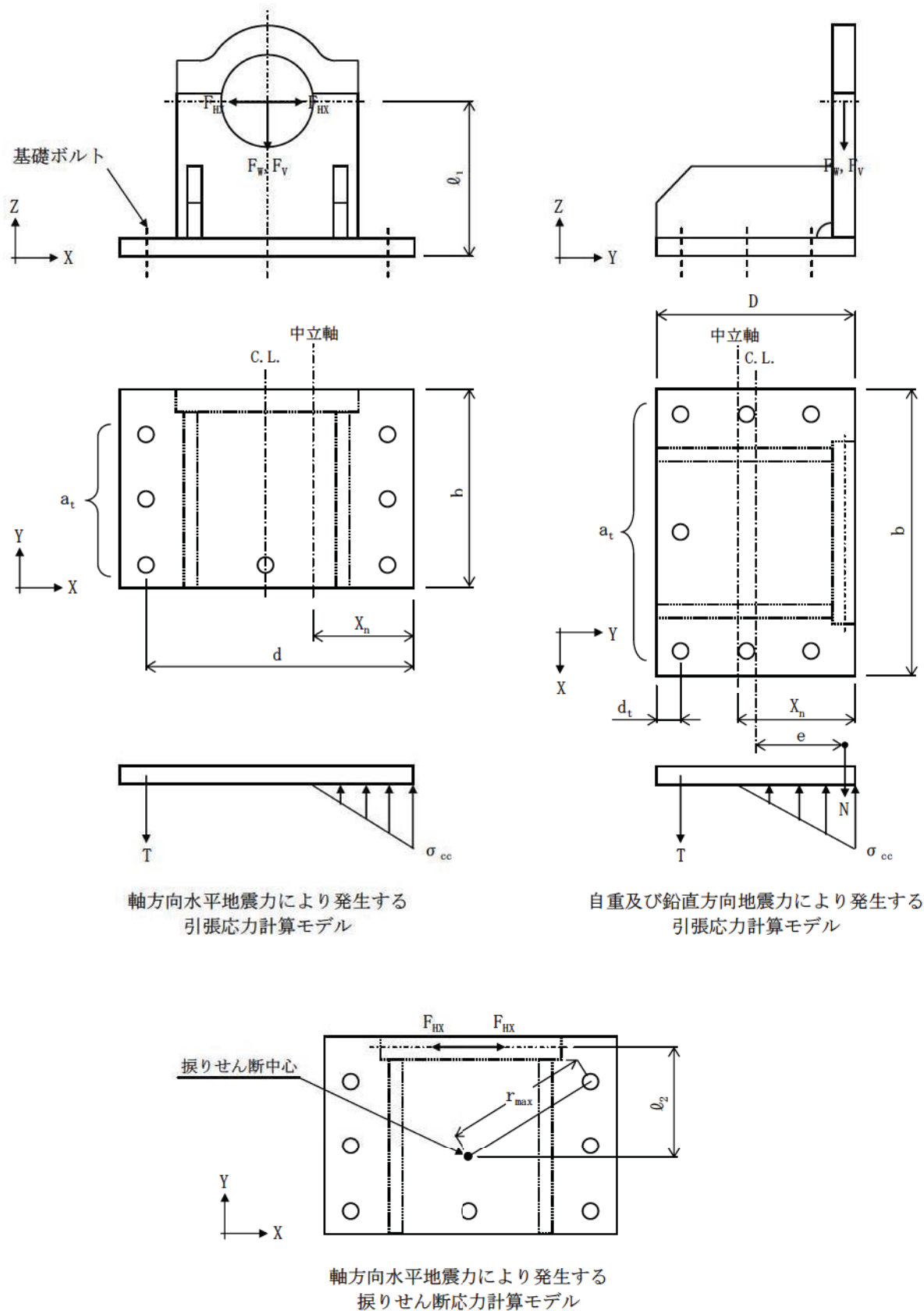


図 2.2-18 計算モデル図 (基礎ボルト)
 [設計事象 I + S_s, 自重 (-Z) + 鉛直方向地震力 (-Z) + 軸方向水平地震力 (±X)]

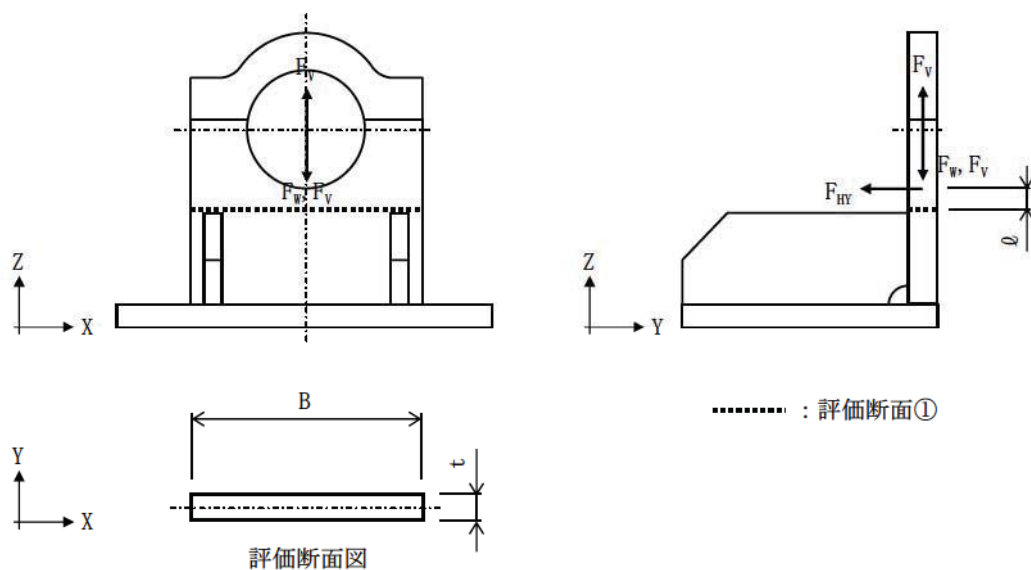


図 2.2-19 計算モデル図（鋼製支持架台, 評価断面①）
 [設計事象 I + S_s , 自重 + 鉛直方向地震力 + 軸直角方向水平地震力]

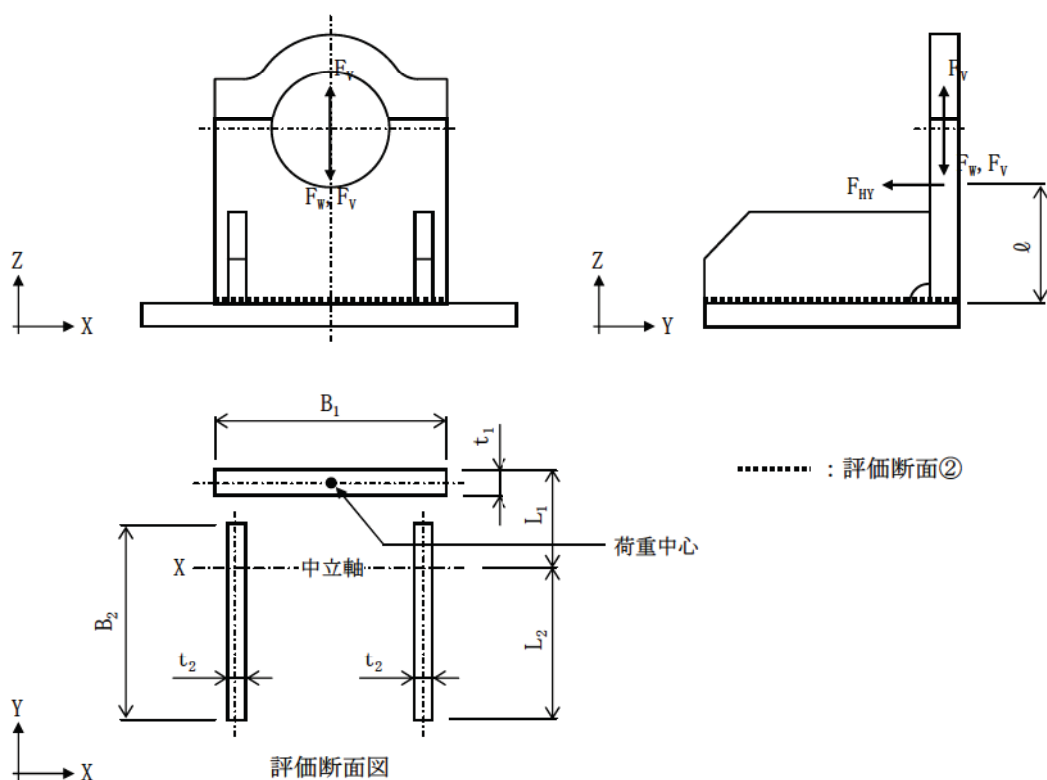


図 2.2-20 計算モデル図（鋼製支持架台, 評価断面②）
 [設計事象 I + S_s , 自重 + 鉛直方向地震力 + 軸直角方向水平地震力]

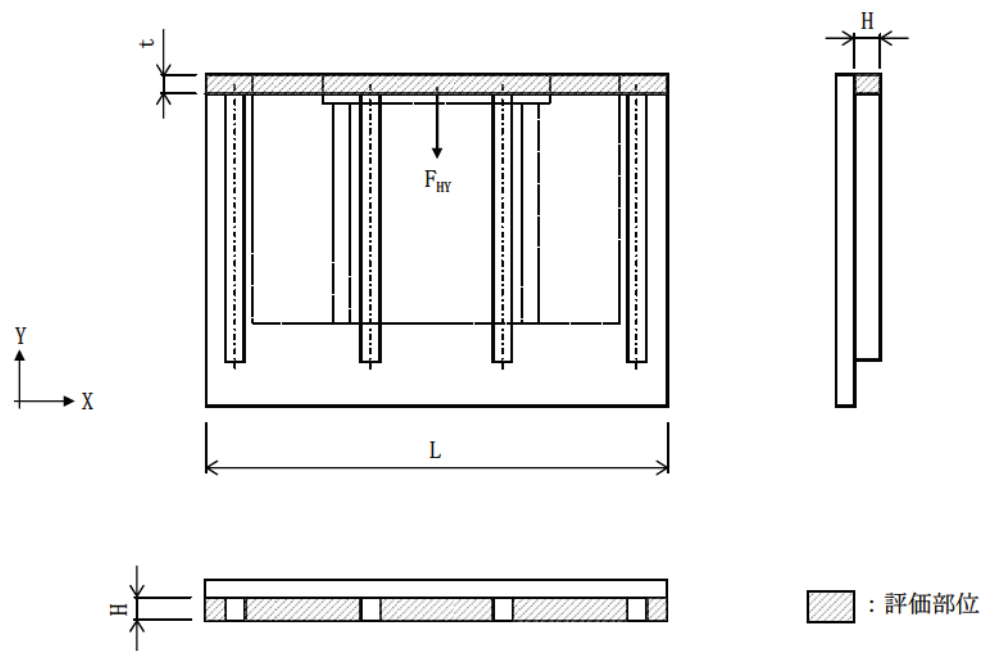


図 2.2-22 計算モデル図（埋め込み金物）
 [設計事象 I + S_s, 自重 + 鉛直方向地震力 + 軸直角方向水平地震力]

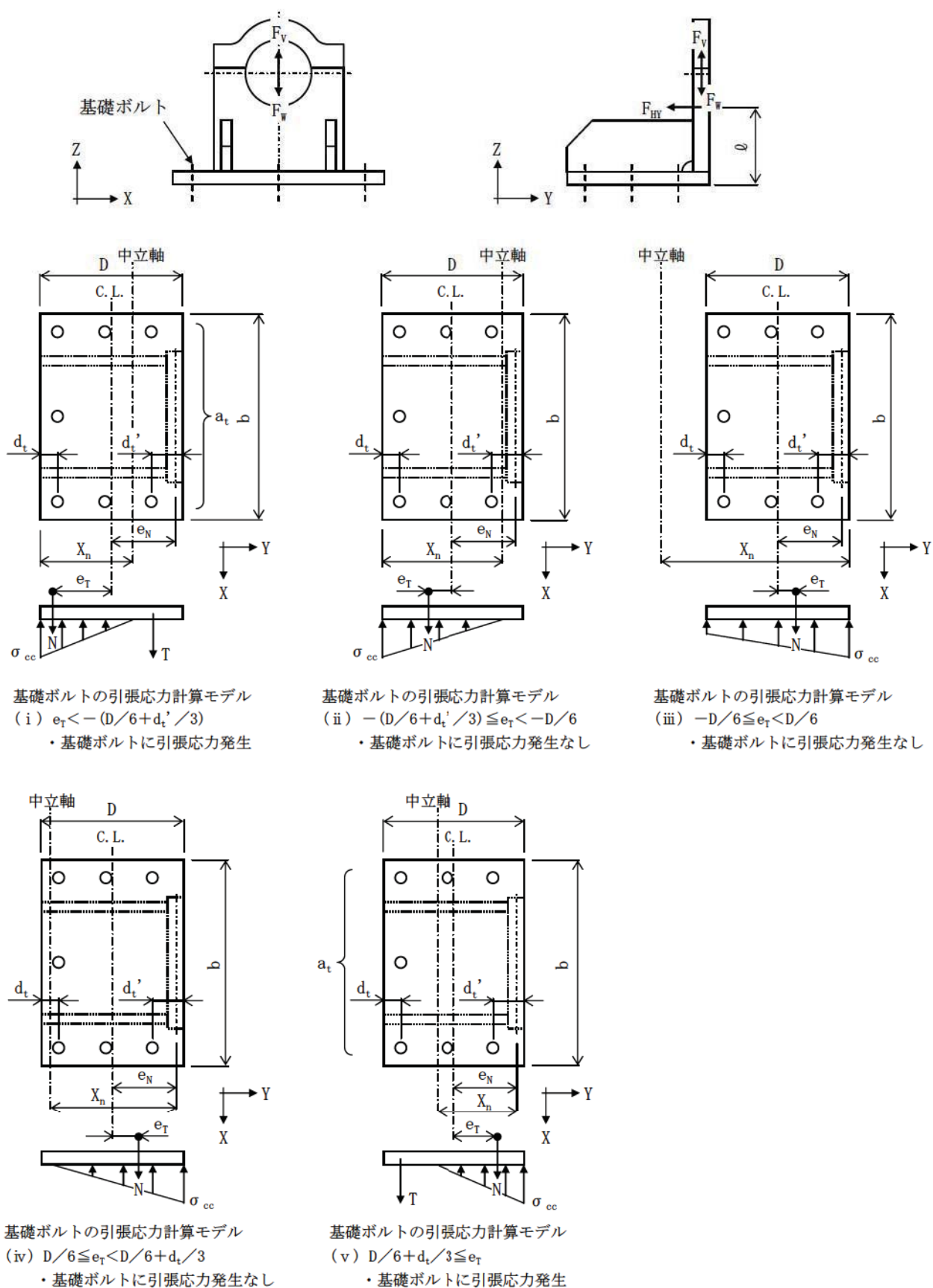


図 2.2-23 計算モデル図（基礎ボルト）

[設計事象 I + S_s, 自重(-Z) + 鉛直方向地震力(+Z) + 軸直角方向水平地震力(-Y)]

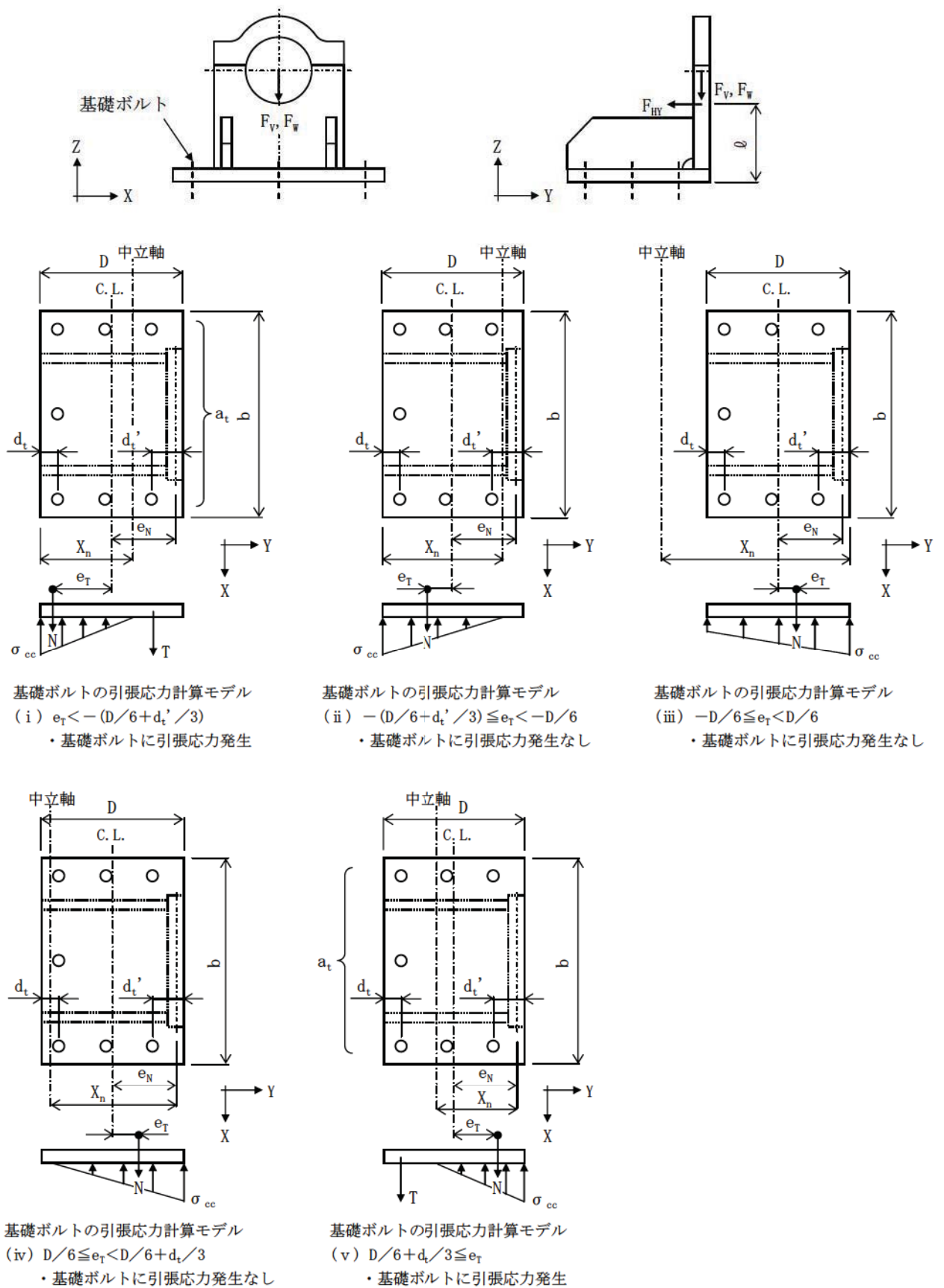


図 2.2-24 計算モデル図（基礎ボルト）

[設計事象 I + S_s, 自重(−Z) + 鉛直方向地震力(−Z) + 軸直角方向水平地震力(−Y)]

⑤評価結果

評価結果は表2.2-9(1)～(3)となる。

表 2.2-9(1) 鋼製支持架台の応力評価（設計事象 I + Ss, 輸送貯蔵兼用キャスク B）

（単位：N/mm²）

部 位		応力の種類		計 算 値 (注)		許容応力	評価
				ケース 1	ケース 2		
鋼製 支持架台	評価 断面①	一次応力	圧縮	15	15	322	OK
			曲げ	37	151	326	OK
			せん断	15	16	188	OK
			組合せ	58	168	326	OK
		一次 ＋ 二次応力	引張・圧縮	10	10	564	OK
			曲げ	74	151	564	OK
			せん断	30	16	324	OK
			座屈	15	15	279	OK
	評価 断面②	一次応力	圧縮	7	7	325	OK
			曲げ	27	28	326	OK
			せん断	7	7	188	OK
			組合せ	35	36	326	OK
		一次 ＋ 二次応力	引張・圧縮	5	5	564	OK
			曲げ	37	24	564	OK
			せん断	13	7	324	OK
			座屈	7	7	280	OK
	評価 断面③	一次応力	曲げ	201	111	326	OK
			せん断	23	13	188	OK
			組合せ	205	114	326	OK
		一次＋ 二次応力	曲げ	347	201	564	OK
			せん断	38	22	324	OK

（注）ケース 1：自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力

ケース 2：自重＋鉛直方向地震力＋軸直角方向水平地震力

表 2.2-9(2) 埋め込み金物，基礎ボルトの応力評価（設計事象 I + Ss，輸送貯蔵兼用キャスク B）

（単位：N/mm²）

部 位	応力の種類		計 算 値 ^(注1)		許容応力 ^(注2)	評価
			ケース 1	ケース 2		
埋め込み金物	一次応力	曲げ	66	85	270	OK
		せん断	14	19	155	OK
		組合せ	70	91	270	OK
	一次＋二次応力	曲げ	131	85	450	OK
		せん断	28	19	258	OK
基礎ボルト ^(注3)	一次応力	引張	109	79	ケース 1：165 ケース 2：332	OK
			129	－		
		せん断	193	89	261	OK
			193	89		

（注 1） ケース 1：自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力

ケース 2：自重＋鉛直方向地震力＋軸直角方向水平地震力

（注 2） 基礎ボルトの許容引張応力は，発生せん断応力を考慮し低減させた値

（注 3） 上段の値は鉛直方向地震力が上向き（＋Z 方向）のときの値を示し，下段の値は鉛直方向地震力が下向き（－Z 方向）のときの値を示す

表 2.2-9(3) コンクリート支持架台の応力評価（設計事象 I + Ss）

項目		記号	単位	ケース 1	ケース 2
曲げ	曲げモーメント	Md	(kN・m)	813	769
	曲げ耐力	Mud	(kN・m)	2808	1048
	構造物係数	γ_i	－	1.00	1.00
	$\gamma_i \cdot Md / Mud \leq 1.0$		－	0.29	0.73
	判定		－	OK	OK
せん断	せん断力	Vd	(kN)	508	529
	せん断耐力	Vyd	(kN)	890	777
	構造物係数	γ_i	－	1.00	1.00
	$\gamma_i \cdot Vd / Vyd \leq 1.0$		－	0.57	0.68
	判定		－	OK	OK

（注 1） ケース 1：自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力

ケース 2：自重＋鉛直方向地震力＋軸直角方向水平地震力

2.3 コンクリートモジュールの耐震性

(1) 乾式貯蔵キャスク用コンクリートモジュール

1) 評価方針

本設備で使用する乾式貯蔵キャスク用コンクリートモジュールが、基準地震動 S_s により乾式貯蔵キャスクの除熱、密封、遮へい、臨界防止等の安全機能に影響を与えるような、倒壊等をしないことを確認する。

2) 乾式貯蔵キャスク用コンクリートモジュールの構成

コンクリートモジュールの概略図を図 2.3-1 に示す。

コンクリートモジュールは長辺側板 3 枚、短辺側板 2 枚、天板 3 枚のコンクリート製パネルで構成されている。それぞれのパネルは金物とボルトにより連結されている。

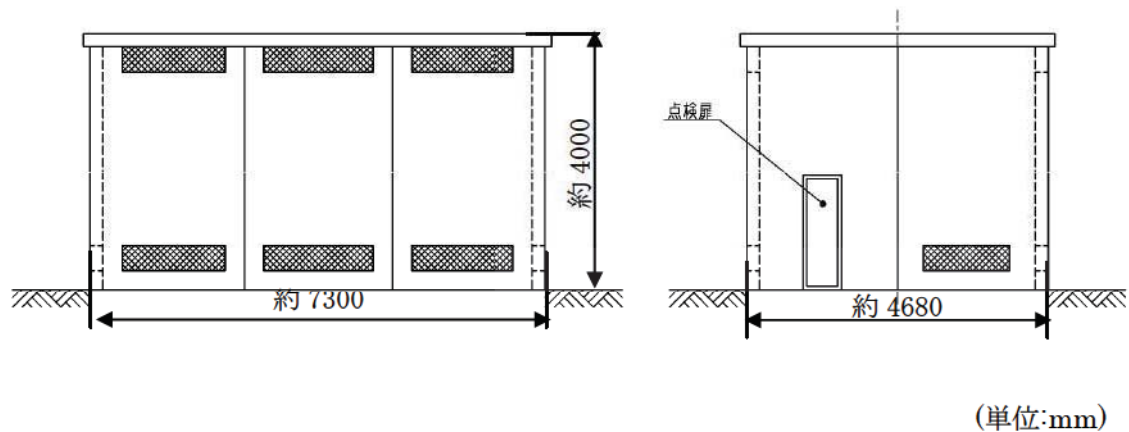


図 2.3-1 コンクリートモジュール概略図

3) 解析モデル

固有値解析，許容応力度設計及び基準地震動 S_s に対する検討には 3 次元 FEM モデルを採用し，解析コードとして NASTRAN を用いる。

FEM モデルとして，コンクリートモジュールの PC 板（側板及び天板）及び接合部の金物は板厚一様な平板要素でモデル化する。PC 板と金物の接合部はボルト位置で同一変位とし，基礎とベースプレートの接合部はアンカーボルト位置で拘束する。解析モデルを図 2.3-2 に示す。

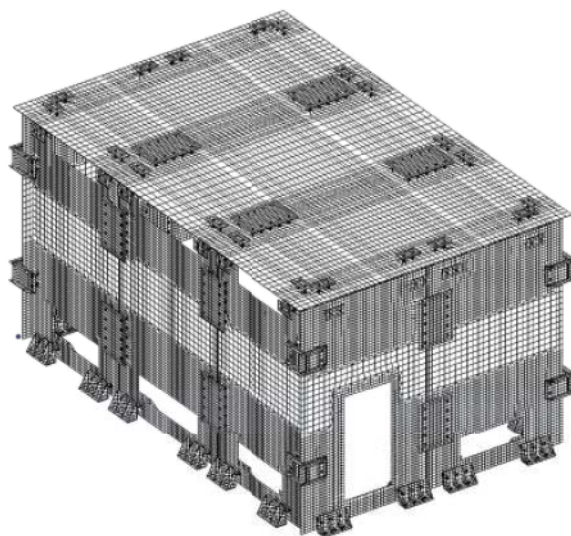


図 2.3-2 コンクリートモジュールの解析モデル

4) 固有周期の算定

コンクリートモジュールの固有周期は図 2.3-2 の FEM モデルにより求める。この結果を表 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 コンクリートモジュールの固有周期

	固有周期 (s)
水平（長辺）	0.036
水平（短辺）	0.046
鉛直	0.053

5) 設計用地震力

「4)固有周期の算定」において求めた固有周期と添付資料－2「3 耐震設計方針」に基づき、コンクリートモジュールの耐震性の評価に用いる設計用地震力を定める。

コンクリートモジュールの水平方向の固有周期は 0.05sec 以下であることから、コンクリートモジュールの水平地震力に対しては剛体と見なすことができる。従って設計用水平地震力は 1.2ZPA とする。設計用鉛直地震力については添付資料－2「3 耐震設計方針」の応答スペクトルから設計用地震力を定める。

本耐震評価で用いる設計用地震力を表 2.3-2 に示す。

表 2.3-2 設計用地震力

	水平	鉛直
設計用加速度 (mm/s ²)	7800	11800

6) 許容応力

許容応力を以下のように定める。材料の許容応力度は建築基準法・同施行令及び国土交通省告示に定める値とし、表 2.3-3～5 に示す。

表 2.3-3 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

種類	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
普通コンクリート	$\frac{1}{3}F_c$	$\frac{1}{30}F_c$	$\frac{1}{30}F_c$ かつ $\left(0.49 + \frac{1}{100}F_c\right)$ 以下	長期に対する 2 倍		

$F_c=36 \text{ N/mm}^2$ とする。

表 2.3-4 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

種類	長期		短期	
	引張及び圧縮	せん断補強	引張及び圧縮	せん断補強
SD295A 及び B	195	195	295	295

表 2.3-5 鋼材の許容応力度 (N/mm²)

鋼材	長期				短期			
	圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断
SS400	156.6	156.6	156.6	90.4	235	235	235	135.6

板厚 ≤ 40mm とする。

7) 応力計算

① 応力評価点

応力評価点は SRSS 法により求められる各部材応力の中から最大応力となる部材を抽出して評価を行う。評価箇所は図 2.3-3 に示す箇所とする。

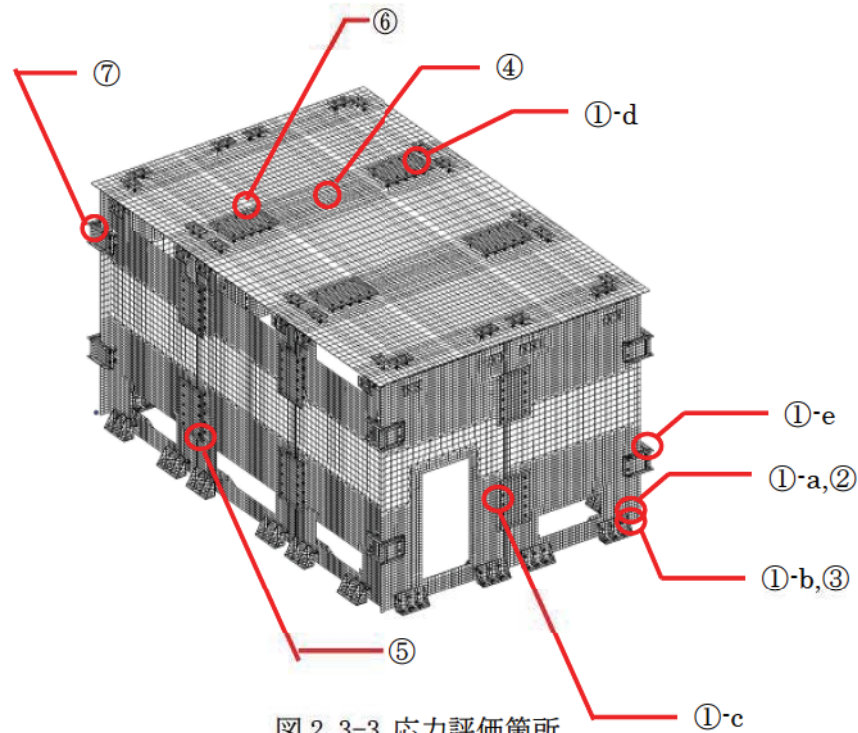


図 2.3-3 応力評価箇所

応力評価箇所名称

- ①-a アンカーボルト
- ①-b 側板柱脚ボルト
- ①-c 側板接合ボルト
- ①-d 天板接合ボルト
- ①-e コーナー接合ボルト
- ② ベースプレート
- ③ 側板アンカー部はしあき
- ④ 天板パネル
- ⑤ 側板パネル
- ⑥ 側板, 天板接合プレート
- ⑦ 側板, 天板コーナー接合プレート (内側)

② 荷重条件

コンクリートモジュールの耐震安全性の評価においては建築基準法施行令第 82 条より表 2.3-6 の地震時の荷重組合せに基づき評価を行う。ただし、コンクリートモジュールには積載荷重が無いため、考慮する荷重は固定荷重と地震力のみとする。また、コンクリートモジュールの厚さは 200mm と比較的薄いため温度勾配による影響は小さいと考えられ、温度応力は考慮しないものとする。

表 2.3-6 荷重組合せ

力の種類	荷重及び外力について想定する状態	本設計
短期に生ずる力	地震時	G + P + K

ただし、G：固定荷重、P：積載荷重、K：地震力

③ 応力評価

A. ボルト

ボルトの基準強度は平成 12 年建設省告示第 2464 号，許容応力度は建築基準法施行令第 90 条及び平成 12 年建設省告示第 1451 号を用いる。

a. アンカーボルト (①-a) M20 (SS400 : F=235)

せん断力 $Q_d = 13.0 \text{ kN}$

引張力 $N_d = 26.0 \text{ kN}$

有効断面積 $A_e = 245 \text{ mm}^2$

・短期許容引張応力度

引張力とせん断力を同時に受けるボルトの引張応力度

(鋼構造設計規準・同解説より)

$$f_{ts} = 1.4f_{t0} - 1.6\tau \quad \text{かつ} \quad f_{ts} \leq f_{t0}$$

$$f_{ts} = 1.4 \times 235 - 1.6 \times (13.0 \times 10^3 / 245) = 244.1 \text{ N/mm}^2 \rightarrow 235 \text{ N/mm}^2$$

短期引張応力度

$$\sigma_t = N_d / A_e = 26.0 \times 1000 / 245 = 107 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_{ts} / \sigma_t = 235 / 107 = 2.20 > 1.0 \dots \text{OK}$$

b. 側板柱脚ボルト(①-b) M27 (強度区分 6.8 : F=420)

せん断力 $Q_d=68.4\text{kN}$

有効断面積 $A_e = 459\text{ mm}^2$

せん断応力度 $\tau = Q_d / A_e = 68.4 \times 1000 / 459 = 150\text{ N/mm}^2$

短期許容せん断応力度 $f_s = \frac{F}{\sqrt{3}} = \frac{420}{\sqrt{3}} = 242.4\text{ N/mm}^2$

検定値

$$f_s / \tau = 242.4 / 150 = 1.62 > 1.0 \cdots \text{OK}$$

c. 側板接合ボルト(①-c) M20 (強度区分 6.8 : F=420)

せん断力 $Q_d=48.5\text{kN}$

有効断面積 $A_e = 245\text{ mm}^2$

せん断応力度 $\tau = Q_d / A_e = 48.5 \times 1000 / 245 = 198\text{ N/mm}^2$

短期許容せん断応力度 $f_s = \frac{F}{\sqrt{3}} = \frac{420}{\sqrt{3}} = 242.4\text{ N/mm}^2$

検定値

$$f_s / \tau = 242.4 / 198 = 1.22 > 1.0 \cdots \text{OK}$$

d. 天板接合ボルト(①-d) M16 (強度区分 6.8 : F=420)

せん断力 $Q_d=21.2\text{kN}$

有効断面積 $A_e = 157\text{ mm}^2$

せん断応力度 $\tau = Q_d / A_e = 21.2 \times 1000 / 157 = 136\text{ N/mm}^2$

短期許容せん断応力度 $f_s = \frac{F}{\sqrt{3}} = \frac{420}{\sqrt{3}} = 242.4\text{ N/mm}^2$

検定値

$$f_s / \tau = 242.4 / 136 = 1.78 > 1.0 \cdots \text{OK}$$

e. コーナー接合ボルト(①-e) M20 (強度区分 6.8 : F=420)

せん断力 $Q_d=37.5\text{ kN}$

有効断面積 $A_e = 245\text{ mm}^2$

せん断応力度 $\tau = Q_d / A_e = 37.5 \times 1000 / 245 = 154\text{ N/mm}^2$

短期許容せん断応力度 $f_s = \frac{F}{\sqrt{3}} = \frac{420}{\sqrt{3}} = 242.4\text{ N/mm}^2$

検定値

$$f_s / \tau = 242.4 / 154 = 1.57 > 1.0 \cdot \cdot \cdot 0K$$

B. ベースプレート(②) $t=19$ (SS400 : $F=235$)

負担幅は 165mm とする。断面係数 $z = b \times t^2 / 6 = 165 \times 19^2 / 6 = 9927.5 \text{ mm}^3$

短期許容曲げ応力度 $f_b = 235 \text{ N/mm}^2$

引張時 (A. a. アンカーボルトによる 計算モデルは図 2.3-4 参照)

設計曲げモーメント(2 辺固定として算定)

$$M_d = 26.0 \times 0.0825 / 2 = 1.08 \text{ kNm}$$

短期曲げ応力度

$$\sigma_b = M_d / z = 1.08 \times 10^6 / 9927.5 = 109 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_b / \sigma_b = 235 / 109 = 2.16 > 1.0 \cdots \text{OK}$$

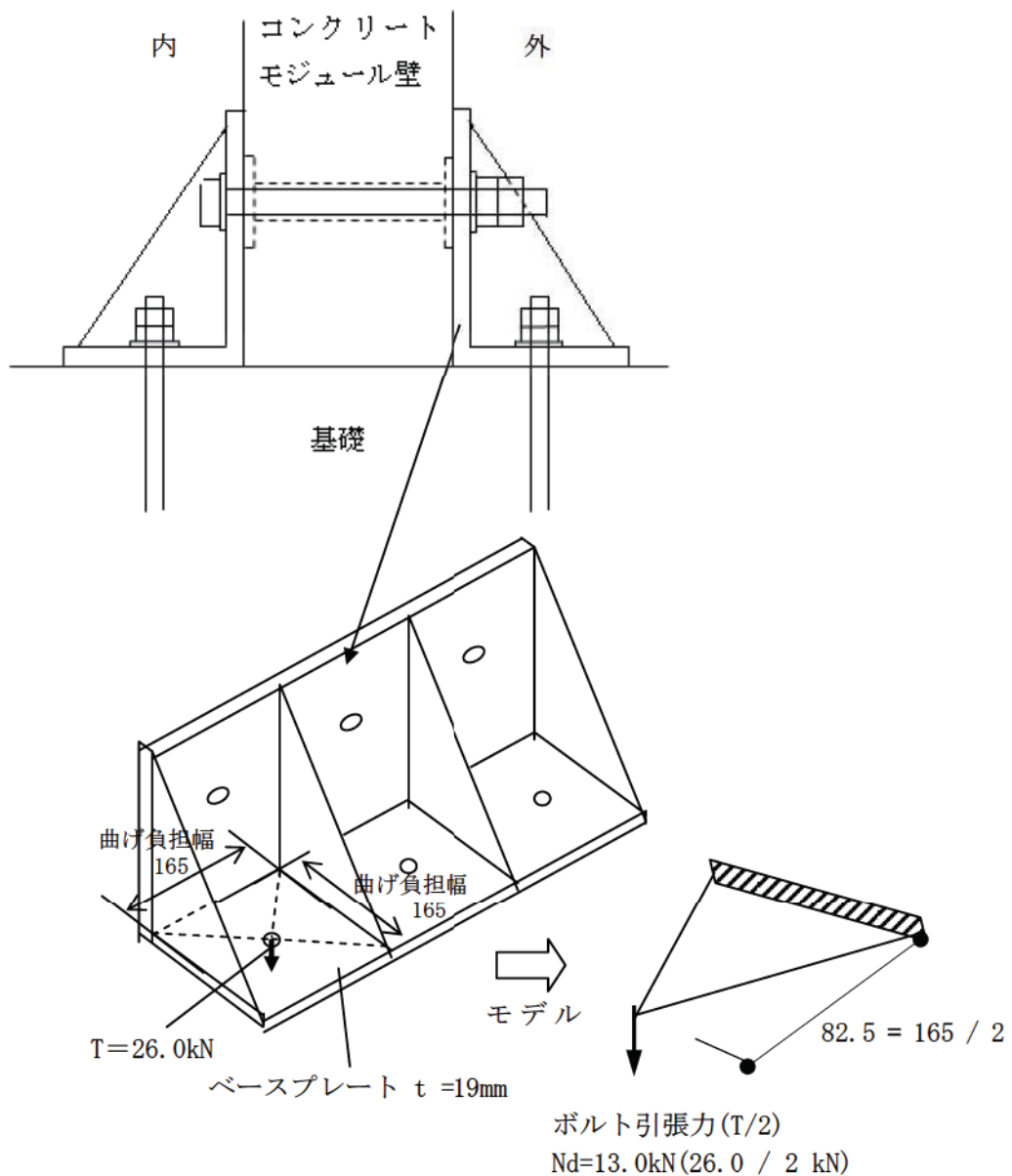


図 2.3-4 ベースプレート (引張時)

圧縮時 (A. a. アンカーボルトによる 計算モデルは図 2.3-5 参照)

ボルト位置に生じる圧縮力を面荷重に置き換えて算定する。

設計曲げモーメント(1辺固定1辺単純支持の1方向板として)

$$M_d = (38.5 / 0.165^2 \times 0.165 \times 0.165^2) / 8 = 0.80 \text{ kNm}$$

短期曲げ応力度

$$\sigma_b = M_d / z = 0.80 \times 10^6 / 9927.5 = 80.6 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_b / \sigma_b = 235 / 80.6 = 2.92 > 1.0 \dots \text{OK}$$

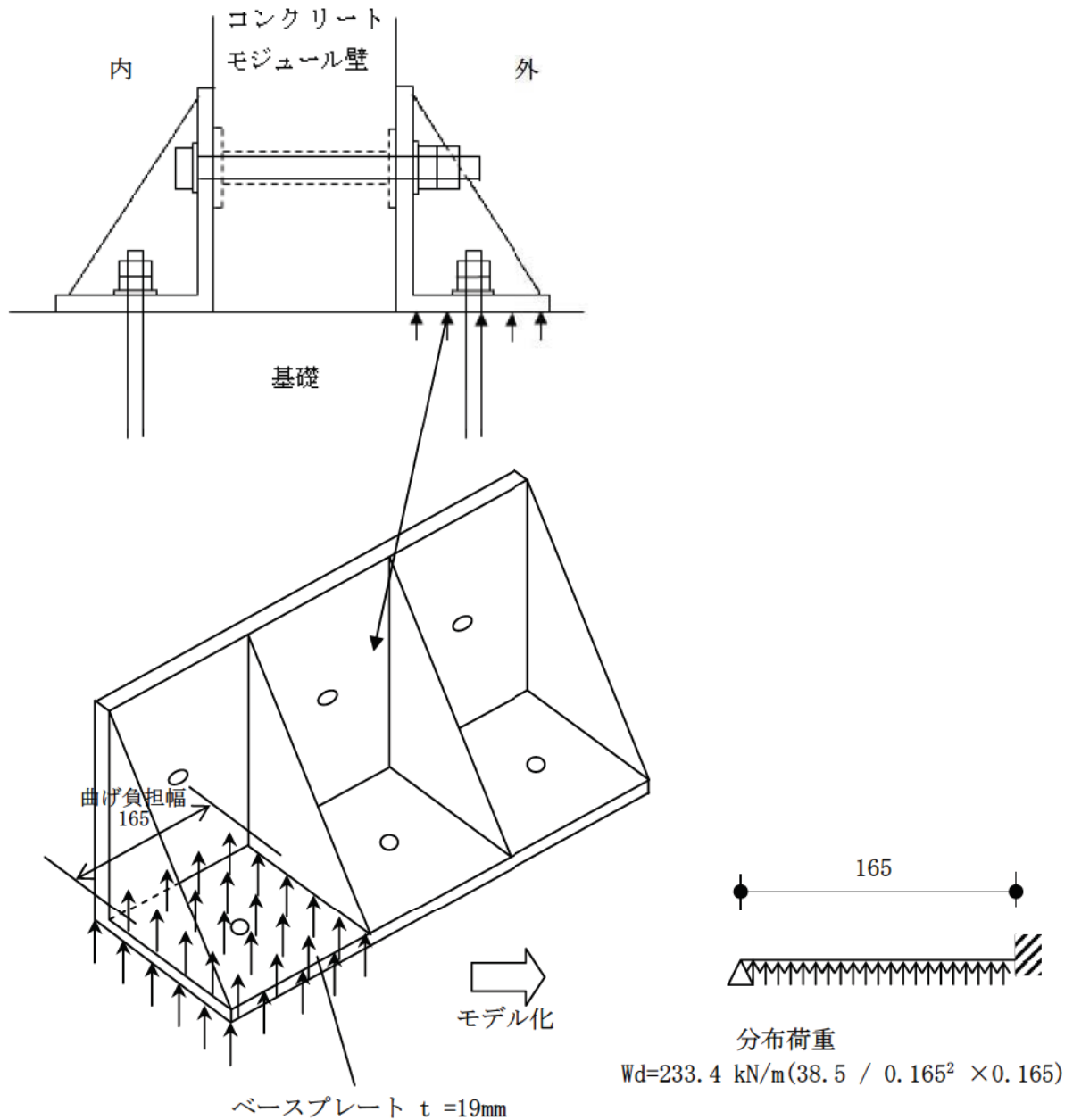


図 2.3-5 ベースプレート (圧縮時)

C. 側板アンカー部はしあき(③) (図 2.3-6 参照)

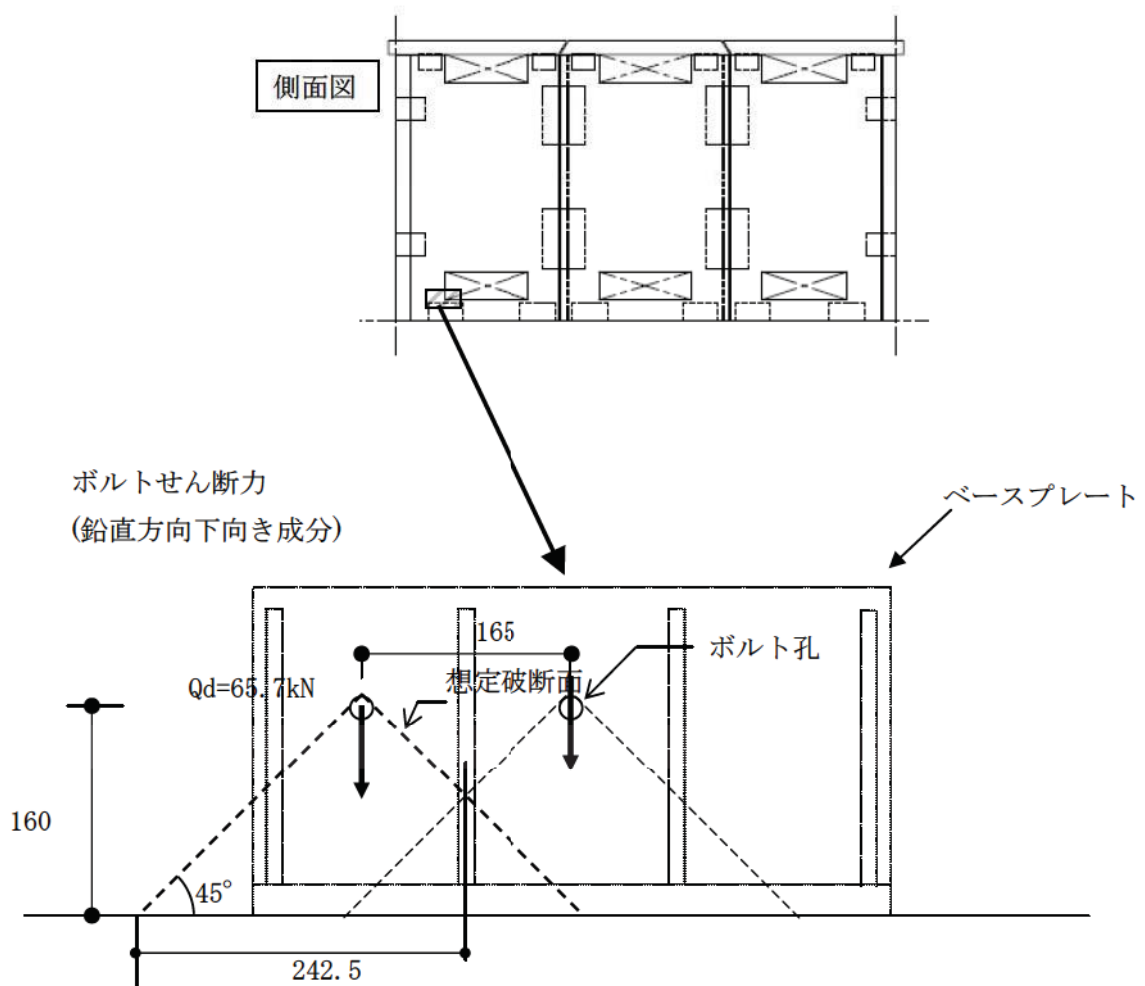


図 2.3-6 側板アンカー

短期許容せん断力応力度

(建築基準法施行令第 91 条及び平成 12 年建設省告示第 1450 号より)

$$f_{sa} = (0.49 + F_c / 100) \times 2 = 1.70 \text{ N/mm}^2$$

想定破断面積

$$A = 242.5 \times \sqrt{2} \times 200 = 68589 \text{ mm}^2$$

せん断力応力度

$$\tau = Q_d / (A / \sqrt{2}) = 65.7 \times 1000 / (68589 / \sqrt{2}) = 1.36 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_{sa} / \tau = 1.7 / 1.36 = 1.25 > 1.0 \dots \text{OK}$$

D. 天板パネル(④) (図 2.3-7 参照)

天板 PC 板 $t = 200$, 鉄筋: SD295A ($\sigma_t = 295 \text{ N/mm}^2$)

D10@200 (長辺方向 上筋, 短辺方向 上下筋) D10: 断面積 $A = 71 \text{ mm}^2$

D13@200 (長辺方向 下筋) D13: 断面積 $A = 127 \text{ mm}^2$

$d = 150\text{mm}$, $j = 131\text{mm}$

短期許容曲げモーメント (鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より)

$$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$$

$$\Rightarrow f_t = \frac{M_a}{a_t \cdot j} \quad f_t \text{ を } \sigma_t, M_a \text{ を } M_d \text{ に置き換え, 鉄筋の引張応力度を算定する。}$$

る。

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント $9986 \text{ Nmm/mm} \rightarrow 1\text{m}$ 辺りに換算すると $M_d = 9.99\text{kNm}$

$$\sigma_t = \frac{M_d}{a_t \cdot j} = \frac{9.99 \times 10^6}{127 \times 5 \times 131} = 121 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_t / \sigma_t = 295 / 121 = 2.44 > 1.0 \dots \text{OK}$$

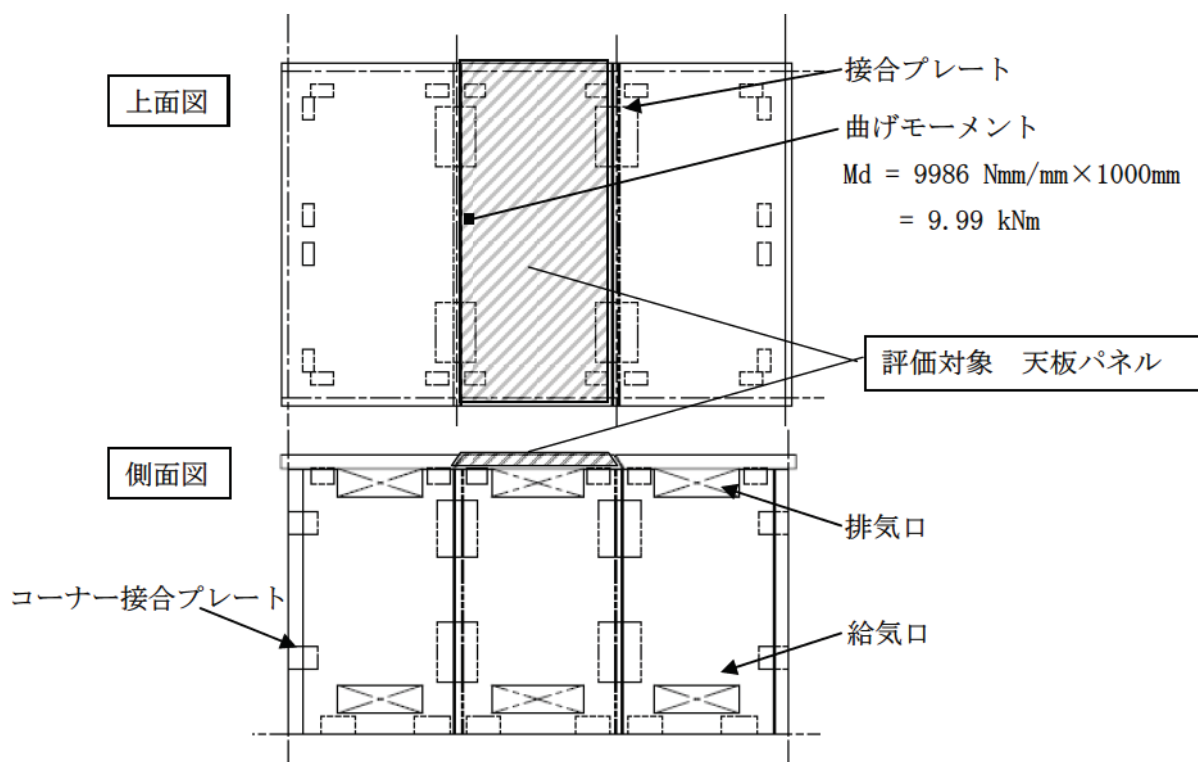


図 2.3-7 天板パネル

E. 側板パネル(⑤) (図 2.3-8 参照)

側板 PC 版 $t = 200$ 鉄筋 : SD295A ($\sigma_t = 295 \text{ N/mm}^2$)

D10@200 (縦筋・横筋, 内外共) D10 : 断面積 $A = 71 \text{ mm}^2$

D13 (開口部及び外周部の補強筋) D13 : 断面積 $A = 127 \text{ mm}^2$

$d = 150\text{mm}$, $j = 131\text{mm}$

短期許容曲げモーメント (鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より)

$$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$$

$$\Rightarrow f_t = \frac{M_a}{a_t \cdot j} \quad f_t \text{ を } \sigma_t, M_a \text{ を } M_d \text{ に置き換え, 鉄筋の引張応力度を算定する。}$$

る。

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント $20484 \text{ Nmm/mm} \rightarrow 500\text{mm}$ 辺りに換算すると $M_d = 10.3 \text{ kNm}$

$$\sigma_t = \frac{M_d}{a_t \cdot j} = \frac{10.3 \times 10^6}{(127 + 71 + 127) \times 131} = 242 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_t / \sigma_t = 295 / 242 = 1.22 > 1.0 \dots \text{OK}$$

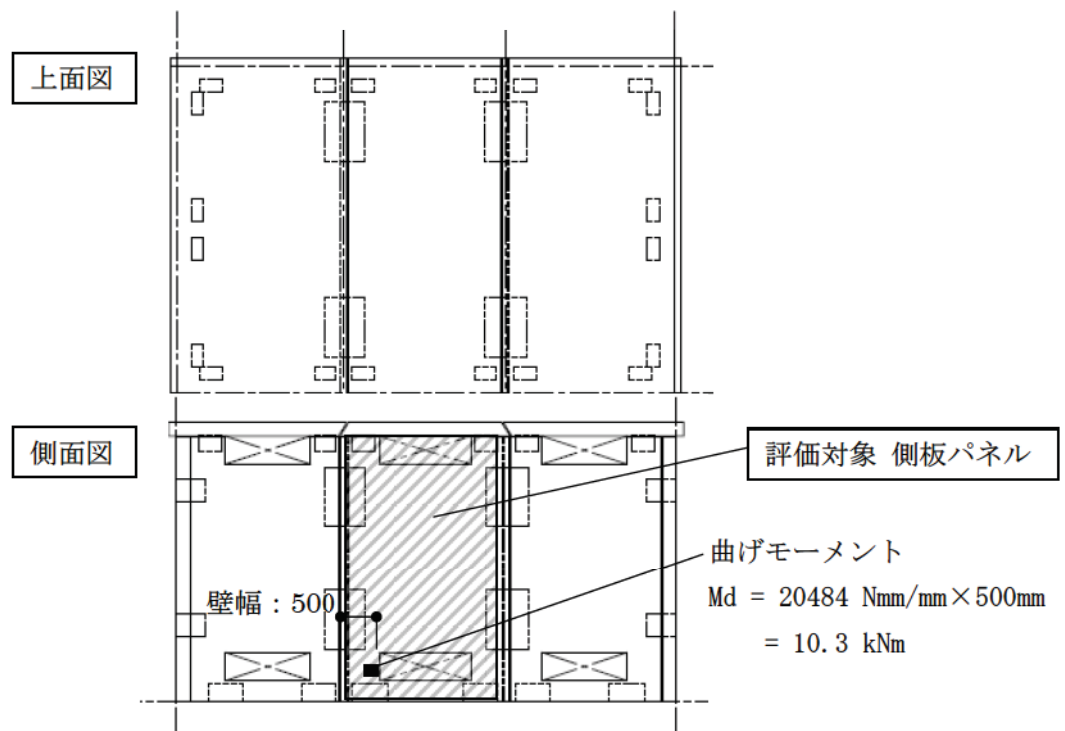


図 2.3-8 側板パネル

F. 側板, 天板接合プレート(⑥) $t = 6$ (SS400) (図 2.3-9 参照)

単位幅当たりの断面係数 $z = b \times t^2 / 6 = 1 \times 6^2 / 6 = 6 \text{ mm}^3/\text{mm}$

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント 136 Nmm/mm

$\sigma_b = 136 / 6 = 22.7 \text{ N/mm}^2$

検定値

$f_b / \sigma_b = 235 / 22.7 = 10.4 > 1.0 \dots \text{OK}$

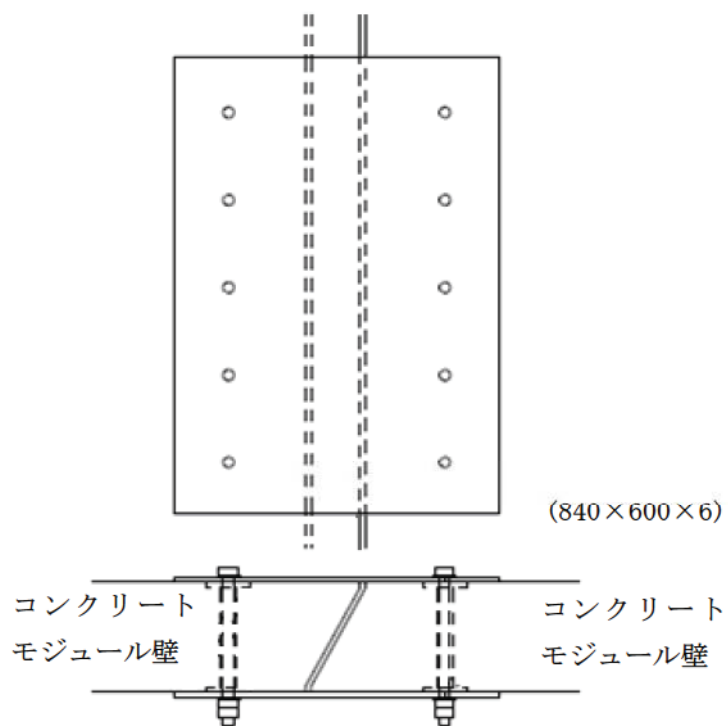


図 2.3-9 側板, 天板接合プレート

G. 側板，天板コーナー接合プレート(⑦) $t = 9$ (SS400) (図 2.3-10 参照)

負担幅は 160mm とする。断面係数 $z = b \times t^2 / 6 = 160 \times 9^2 / 6 = 2160 \text{ mm}^3$

設計曲げモーメント

ボルト位置に生じる圧縮力を面荷重に置き換えて算定する。

設計曲げモーメント(1 辺固定 1 辺単純支持の 1 方向板として)

$$M_d = (7.30 / 0.160^2 \times 0.160 \times 0.160^2) / 8 = 0.15 \text{ kNm}$$

$$\sigma_b = 0.15 \times 10^6 / 2160 = 69.5 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_b / \sigma_b = 235 / 69.5 = 3.38 > 1.0 \dots \text{OK}$$

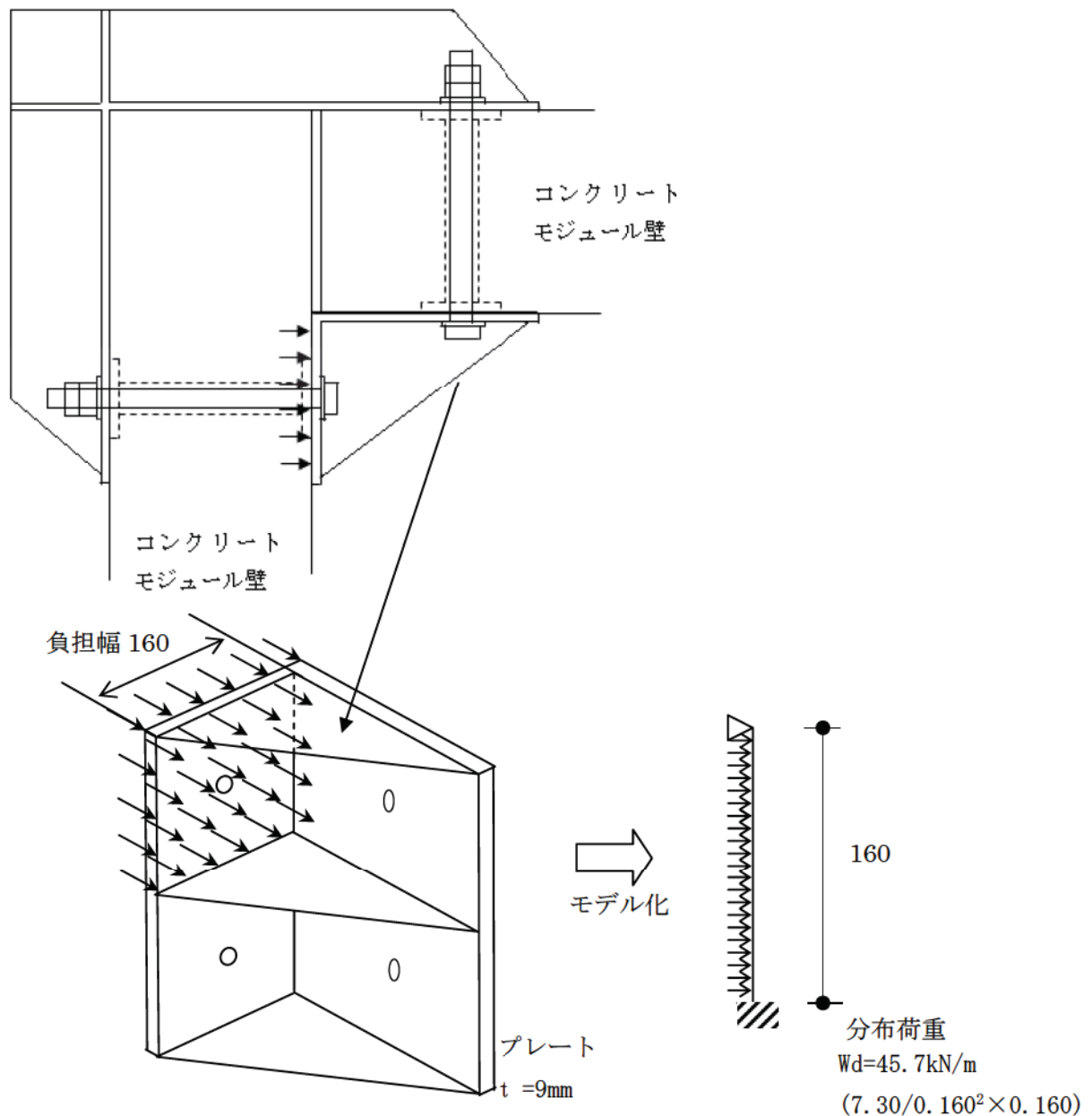


図 2.3-10 側板，天板コーナー接合プレート

④ 評価結果

評価結果を表 2.3-7 に示す。

表 2.3-7 評価結果 (N/mm²)

	項目	計算値	許容値	評価結果
①-a)	アンカーボルト	107	235	OK
①-b)	側板柱脚ボルト	150	242.4	OK
①-c)	側板接合ボルト	198	242.4	OK
①-d)	天板接合ボルト	136	242.4	OK
①-e)	コーナーボルト	154	242.4	OK
②	ベースプレート (引張時)	109	235	OK
②	ベースプレート (圧縮時)	80.6	235	OK
③	側板アンカー部はしあき	1.36	1.70	OK
④	天板 P C 板	121	295	OK
⑤	側板 P C 板	242	295	OK
⑥	側板, 天板接合プレート	22.7	235	OK
⑦	側板, 天板コーナー接合プレート	69.5	235	OK

以上よりコンクリートモジュールは S s 地震動に対しての耐震安全性を確保できる。

(2) 輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュール

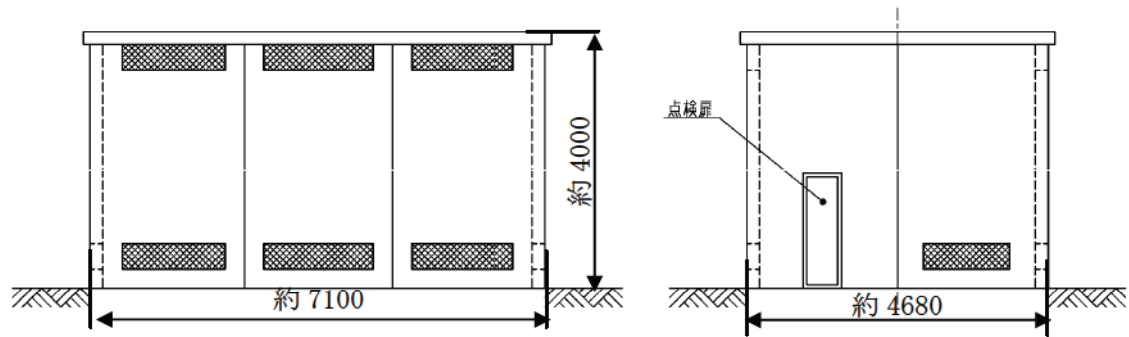
1) 評価方針

本設備で使用する輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュールが、基準地震動 S_s により輸送貯蔵兼用キャスクの除熱、密封、遮へい、臨界防止等の安全機能に影響を与えるような、倒壊等をしないことを確認する。

2) 輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュールの構成

コンクリートモジュールの概略図を図 2.3-11 に示す。

コンクリートモジュールは長辺側板 3 枚、短辺側板 2 枚、天板 3 枚のコンクリート製パネルで構成されている。それぞれのパネルは金物とボルトにより連結されている。



(単位:mm)

図 2.3-11 コンクリートモジュール概略図

3) 解析モデル

固有値解析，許容応力度設計及び基準地震動 S_s に対する検討には 3 次元 FEM モデルを採用し，解析コードとして NASTRAN を用いる。

FEM モデルとして，コンクリートモジュールの PC 板（側板及び天板）及び接合部の金物は板厚一様な平板要素でモデル化する。PC 板と金物の接合部はボルト位置で同一変位とし，基礎とベースプレートの接合部はアンカーボルト位置で拘束する。解析モデルを図 2.3-12 に示す。

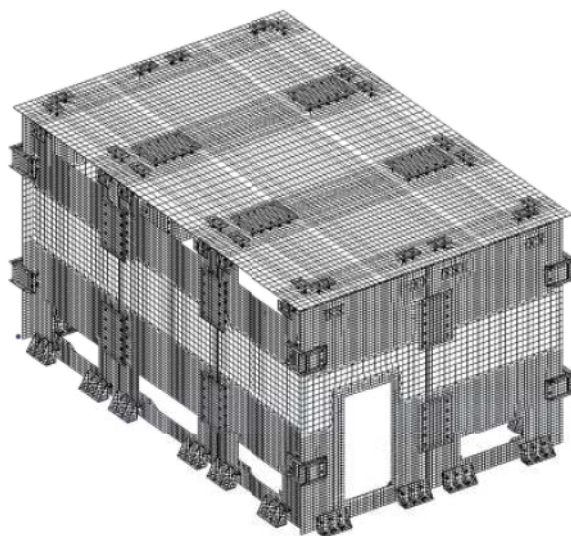


図 2.3-12 コンクリートモジュールの解析モデル

4) 固有周期の算定

コンクリートモジュールの固有周期は図 2.3-12 の FEM モデルにより求める。この結果を表 2.3-8 に示す。

表 2.3-8 コンクリートモジュールの固有周期

	固有周期 (s)
水平（長辺）	0.036
水平（短辺）	0.045
鉛直	0.052

5) 設計用地震力

「4)固有周期の算定」において求めた固有周期と添付資料－2「3 耐震設計方針」に基づき、コンクリートモジュールの耐震性の評価に用いる設計用地震力を定める。

コンクリートモジュールの水平方向の固有周期は 0.05sec 以下であることから、コンクリートモジュールの水平地震力に対しては剛体と見なすことができる。従って設計用水平地震力は 1.2ZPA とする。設計用鉛直地震力については添付資料－2「3 耐震設計方針」の応答スペクトルから設計用地震力を定める。

本耐震評価で用いる設計用地震力を表 2.3-9 に示す。

表 2.3-9 設計用地震力

	水平	鉛直
設計用加速度 (mm/s ²)	7800	11800

6) 許容応力

許容応力を以下のように定める。材料の許容応力度は建築基準法・同施行令及び国土交通省告示に定める値とし、表 2.3-10～12 に示す。

表 2.3-10 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

種類	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
普通コンクリート	$\frac{1}{3}F_c$	$\frac{1}{30}F_c$	$\frac{1}{30}F_c$ かつ $\left(0.49 + \frac{1}{100}F_c\right)$ 以下	長期に対する 2 倍		

$F_c=36$ N/mm² とする。

表 2.3-11 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

種類	長期		短期	
	引張及び圧縮	せん断補強	引張及び圧縮	せん断補強
SD295A 及び B	195	195	295	295

表 2.3-12 鋼材の許容応力度 (N/mm²)

鋼材	長期				短期			
	圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断
SS400	156.6	156.6	156.6	90.4	235	235	235	135.6

板厚 ≤ 40mm とする。

7) 応力計算

① 応力評価点

応力評価点は SRSS 法により求められる各部材応力の中から最大応力となる部材を抽出して評価を行う。評価箇所は図 2.3-13 に示す箇所とする。

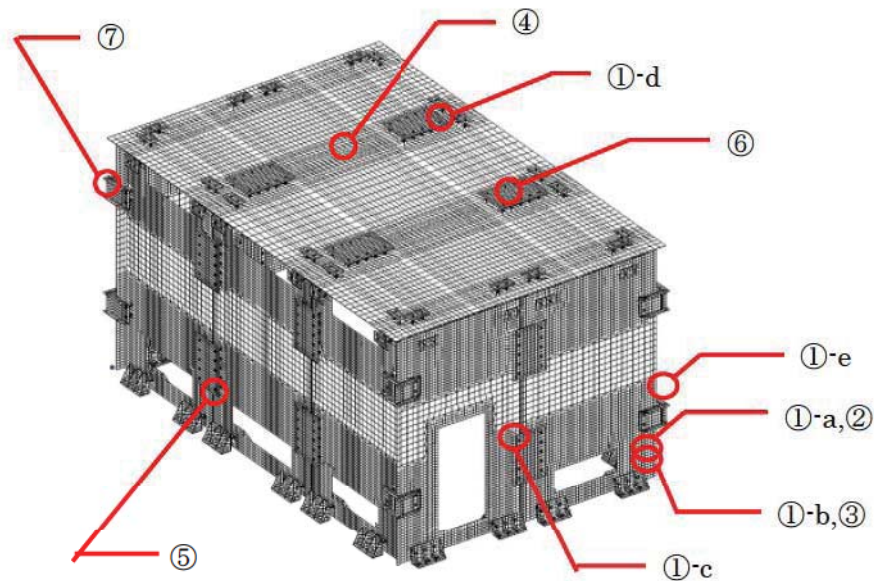


図 2.3-13 応力評価箇所

応力評価箇所名称

- ①-a アンカーボルト
- ①-b 側板柱脚ボルト
- ①-c 側板接合ボルト
- ①-d 天板接合ボルト
- ①-e コーナー接合ボルト
- ② ベースプレート
- ③ 側板アンカー部はしあき
- ④ 天板パネル
- ⑤ 側板パネル
- ⑥ 側板, 天板接合プレート
- ⑦ 側板, 天板コーナー接合プレート (内側)

② 荷重条件

コンクリートモジュールの耐震安全性の評価においては建築基準法施行令第 82 条より表 2.3-13 の地震時の荷重組合せに基づき評価を行う。ただし、コンクリートモジュールには積載荷重が無いため、考慮する荷重は固定荷重と地震力のみとする。また、コンクリートモジュールの厚さは200mmと比較的薄いため温度勾配による影響は小さいと考えられ、温度応力は考慮しないものとする。

表 2.3-13 荷重組合せ

力の種類	荷重及び外力について想定する状態	本設計
短期に生ずる力	地震時	G + P + K

ただし、G：固定荷重、P：積載荷重、K：地震力

③ 応力評価

A. ボルト

ボルトの基準強度は平成 12 年建設省告示第 2464 号，許容応力度は建築基準法施行令第 90 条及び平成 12 年建設省告示第 1451 号を用いる。

a. アンカーボルト (①-a) M20 (SS400 : F=235)

せん断力 $Q_d=12.5\text{kN}$

引張力 $N_d=25.1\text{kN}$

有効断面積 $A_e = 245 \text{ mm}^2$

・短期許容引張応力度

引張力とせん断力を同時に受けるボルトの引張応力度
(鋼構造設計規準・同解説より)

$$f_{ts} = 1.4f_{t0} - 1.6\tau \quad \text{かつ} \quad f_{ts} \leq f_{t0}$$

$$f_{ts} = 1.4 \times 235 - 1.6 \times (12.5 \times 10^3 / 245) = 247.3 \text{ N/mm}^2 \rightarrow 235 \text{ N/mm}^2$$

短期引張応力度

$$\sigma_t = N_d / A_e = 25.1 \times 1000 / 245 = 103 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_{ts} / \sigma_t = 235 / 103 = 2.28 > 1.0 \dots \text{OK}$$

b. 側板柱脚ボルト(①-b) M27 (強度区分 6.8 : F=420)

せん断力 $Q_d=66.1\text{ kN}$

有効断面積 $A_e = 459\text{ mm}^2$

せん断応力度 $\tau = Q_d / A_e = 66.1 \times 1000 / 459 = 145\text{ N/mm}^2$

短期許容せん断応力度 $f_s = \frac{F}{\sqrt{3}} = \frac{420}{\sqrt{3}} = 242.4\text{ N/mm}^2$

検定値

$$f_s / \tau = 242.4 / 145 = 1.67 > 1.0 \cdots \text{OK}$$

c. 側板接合ボルト(①-c) M20 (強度区分 6.8 : F=420)

せん断力 $Q_d=47.7\text{ kN}$

有効断面積 $A_e = 245\text{ mm}^2$

せん断応力度 $\tau = Q_d / A_e = 47.7 \times 1000 / 245 = 195\text{ N/mm}^2$

短期許容せん断応力度 $f_s = \frac{F}{\sqrt{3}} = \frac{420}{\sqrt{3}} = 242.4\text{ N/mm}^2$

検定値

$$f_s / \tau = 242.4 / 195 = 1.24 > 1.0 \cdots \text{OK}$$

d. 天板接合ボルト(①-d) M16 (強度区分 6.8 : F=420)

せん断力 $Q_d=20.3\text{ kN}$

有効断面積 $A_e = 157\text{ mm}^2$

せん断応力度 $\tau = Q_d / A_e = 20.3 \times 1000 / 157 = 130\text{ N/mm}^2$

短期許容せん断応力度 $f_s = \frac{F}{\sqrt{3}} = \frac{420}{\sqrt{3}} = 242.4\text{ N/mm}^2$

検定値

$$f_s / \tau = 242.4 / 130 = 1.86 > 1.0 \cdots \text{OK}$$

e. コーナー接合ボルト(①-e) M20 (強度区分 6.8 : F=420)

せん断力 $Q_d=37.6\text{ kN}$

有効断面積 $A_e = 245\text{ mm}^2$

せん断応力度 $\tau = Q_d / A_e = 37.6 \times 1000 / 245 = 154\text{ N/mm}^2$

短期許容せん断応力度 $f_s = \frac{F}{\sqrt{3}} = \frac{420}{\sqrt{3}} = 242.4\text{ N/mm}^2$

検定値

$$f_s / \tau = 242.4 / 154 = 1.57 > 1.0 \cdot \cdot \cdot \text{OK}$$

B. ベースプレート(②) $t=19$ (SS400 : $F=235$)

負担幅は 165mm とする。断面係数 $z = b \times t^2 / 6 = 165 \times 19^2 / 6 = 9927.5 \text{ mm}^3$

短期許容曲げ応力度 $f_b = 235 \text{ N/mm}^2$

引張時 (A. a. アンカーボルトによる 計算モデルは図 2.3-14 参照)

設計曲げモーメント(2 辺固定として算定)

$$M_d = 25.1 \times 0.0825 / 2 = 1.04 \text{ kNm}$$

短期曲げ応力度

$$\sigma_b = M_d / z = 1.04 \times 10^6 / 9927.5 = 105 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_b / \sigma_b = 235 / 105 = 2.24 > 1.0 \cdots \text{OK}$$

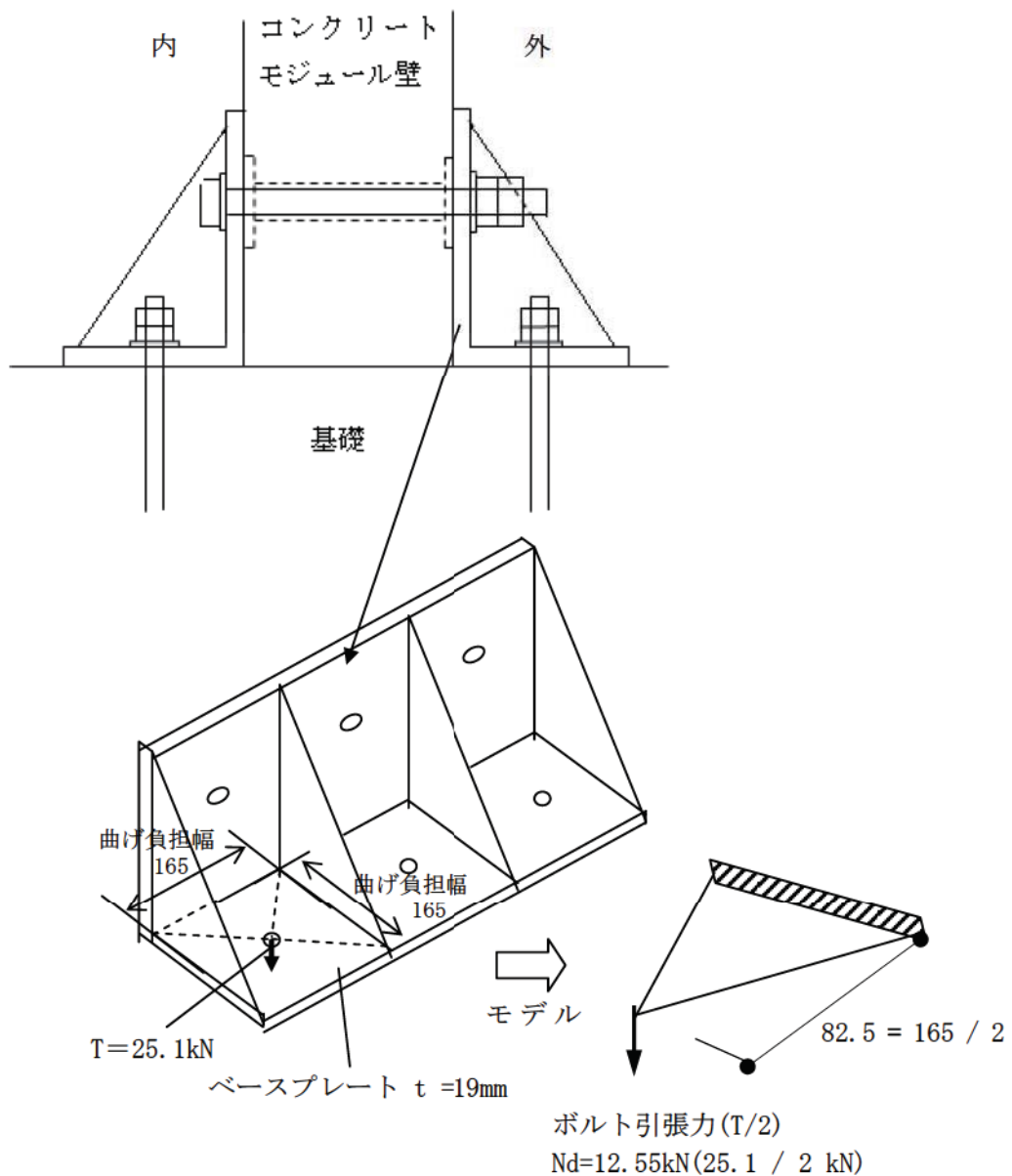


図 2.3-14 ベースプレート (引張時)

圧縮時 (A. a. アンカーボルトによる 計算モデルは図 2.3-15 参照)

ボルト位置に生じる圧縮力を面荷重に置き換えて算定する。

設計曲げモーメント(1辺固定1辺単純支持の1方向板として)

$$M_d = (37.5 / 0.165^2 \times 0.165 \times 0.165^2) / 8 = 0.78 \text{ kNm}$$

短期曲げ応力度

$$\sigma_b = M_d / z = 0.78 \times 10^6 / 9927.5 = 78.6 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_b / \sigma_b = 235 / 78.6 = 2.99 > 1.0 \dots \text{OK}$$

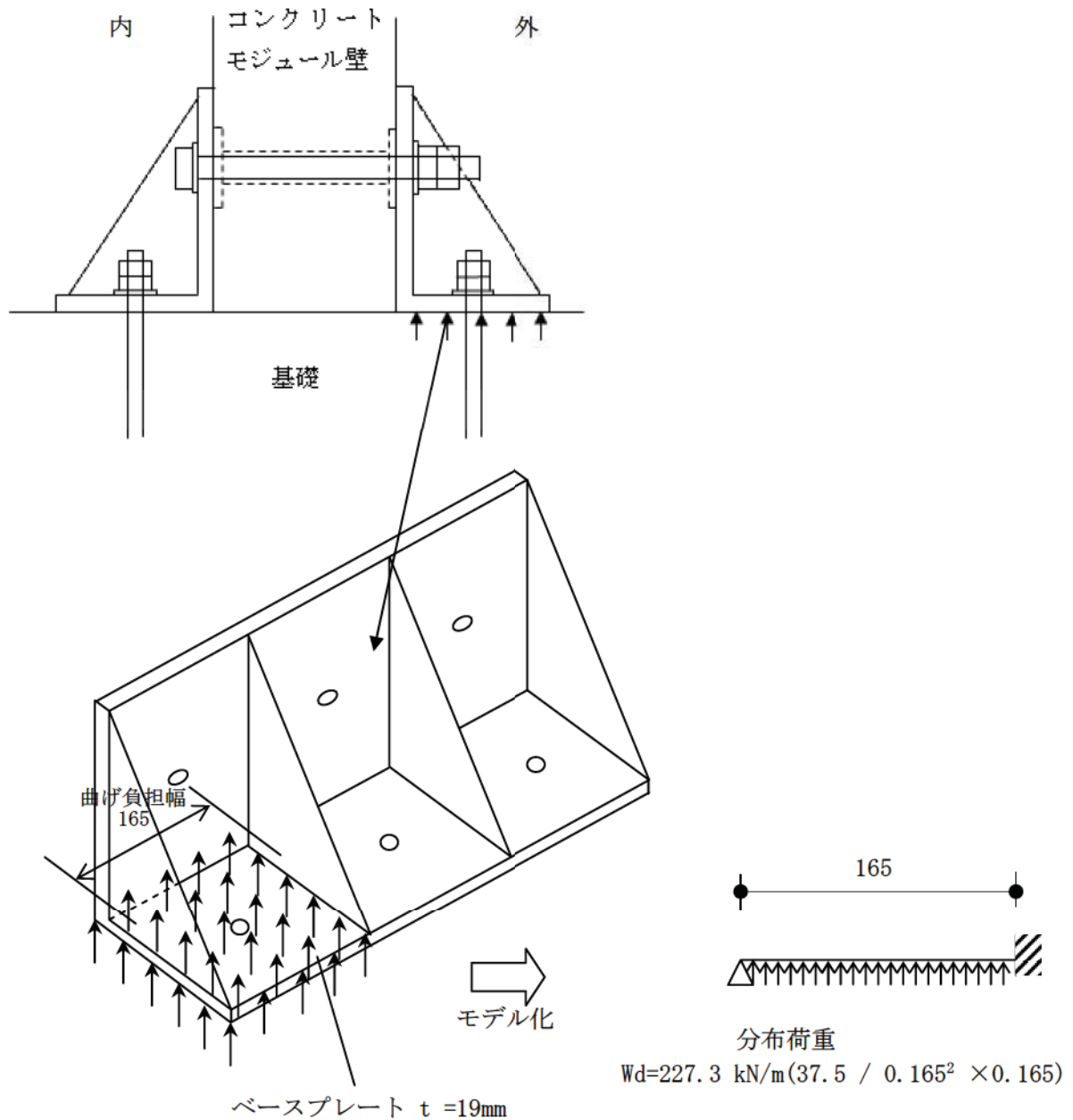


図 2.3-15 ベースプレート (圧縮時)

C. 側板アンカー部はしあき(③) (図 2.3-16 参照)

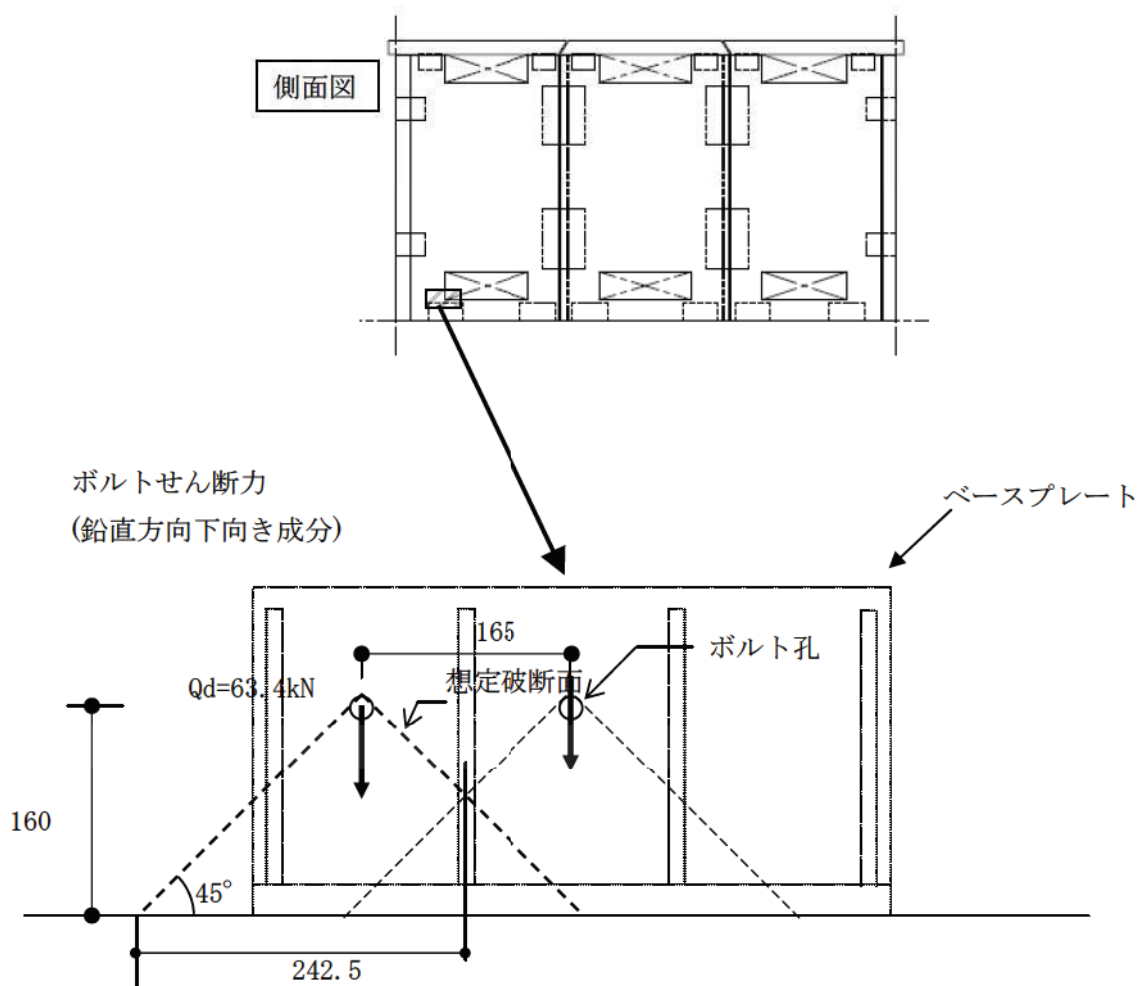


図 2.3-16 側板アンカー

短期許容せん断力応力度

(建築基準法施行令第 91 条及び平成 12 年建設省告示第 1450 号より)

$$f_{sa} = (0.49 + F_c / 100) \times 2 = 1.70 \text{ N/mm}^2$$

想定破断面積

$$A = 242.5 \times \sqrt{2} \times 200 = 68589 \text{ mm}^2$$

せん断力応力度

$$\tau = Q_d / (A / \sqrt{2}) = 63.4 \times 1000 / (68589 / \sqrt{2}) = 1.31 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_{sa} / \tau = 1.70 / 1.31 = 1.30 > 1.0 \dots \text{OK}$$

D. 天板パネル(④) (図 2.3-17 参照)

天板 PC 板 $t = 200$, 鉄筋: SD295A ($\sigma_t = 295 \text{ N/mm}^2$)

D10@200 (長辺方向 上筋, 短辺方向 上下筋) D10: 断面積 $A = 71 \text{ mm}^2$

D13@200 (長辺方向 下筋) D13: 断面積 $A = 127 \text{ mm}^2$

$d = 150\text{mm}$, $j = 131\text{mm}$

短期許容曲げモーメント (鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より)

$$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$$

$$\Rightarrow f_t = \frac{M_a}{a_t \cdot j} \quad f_t \text{ を } \sigma_t, M_a \text{ を } M_d \text{ に置き換え, 鉄筋の引張応力度を算定する。}$$

る。

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント $9797 \text{ Nmm/mm} \rightarrow 1\text{m}$ 辺りに換算すると $M_d = 9.80\text{kNm}$

$$\sigma_t = \frac{M_d}{a_t \cdot j} = \frac{9.80 \times 10^6}{127 \times 5 \times 131} = 118 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_t / \sigma_t = 295 / 118 = 2.50 > 1.0 \dots \text{OK}$$

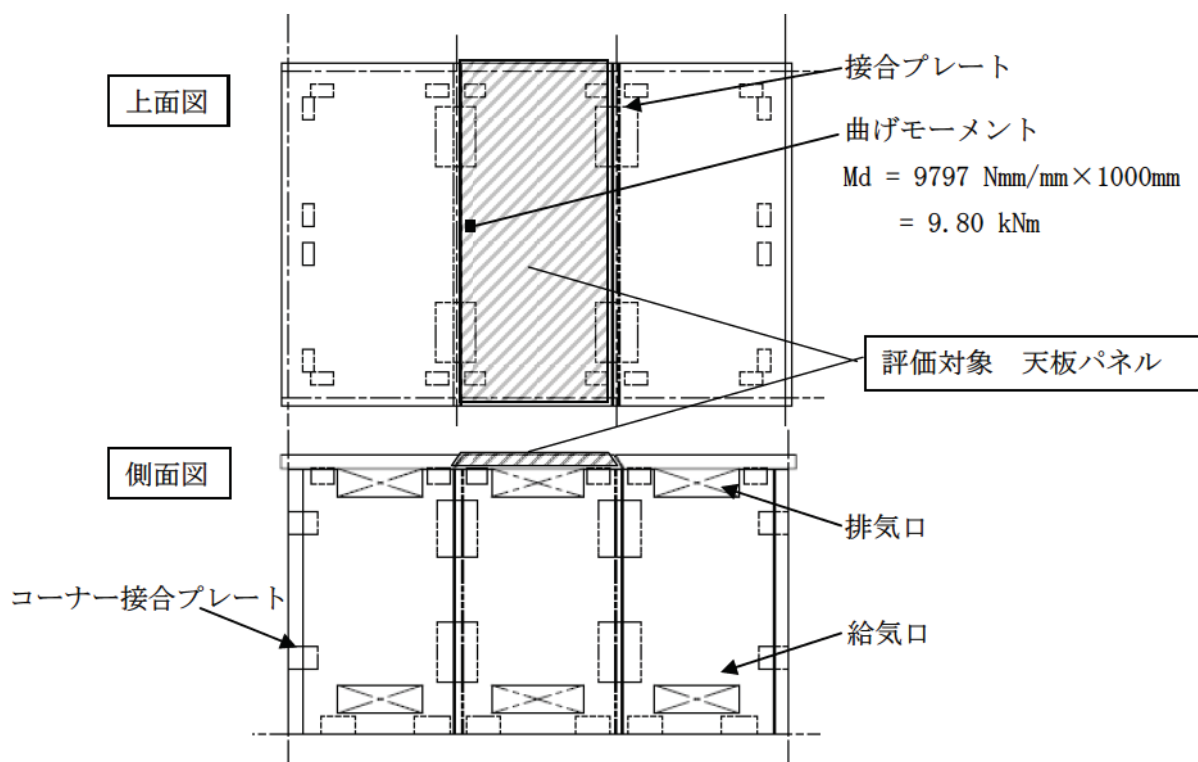


図 2.3-17 天板パネル

E. 側板パネル(⑤) (図 2.3-18 参照)

側板 PC 版 $t = 200$ 鉄筋 : SD295A ($\sigma_t = 295 \text{ N/mm}^2$)

D10@200 (縦筋・横筋, 内外共) D10 : 断面積 $A = 71 \text{ mm}^2$

D13 (開口部及び外周部の補強筋) D13 : 断面積 $A = 127 \text{ mm}^2$

$d = 150\text{mm}$, $j = 131\text{mm}$

短期許容曲げモーメント (鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より)

$$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$$

$$\Rightarrow f_t = \frac{M_a}{a_t \cdot j} \quad f_t \text{ を } \sigma_t, M_a \text{ を } M_d \text{ に置き換え, 鉄筋の引張応力度を算定する。}$$

る。

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント $19430 \text{ Nmm/mm} \rightarrow 500\text{mm}$ 辺りに換算すると $M_d = 9.72 \text{ kNm}$

$$\sigma_t = \frac{M_d}{a_t \cdot j} = \frac{9.72 \times 10^6}{(127 + 71 + 127) \times 131} = 229 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_t / \sigma_t = 295 / 229 = 1.29 > 1.0 \dots \text{OK}$$

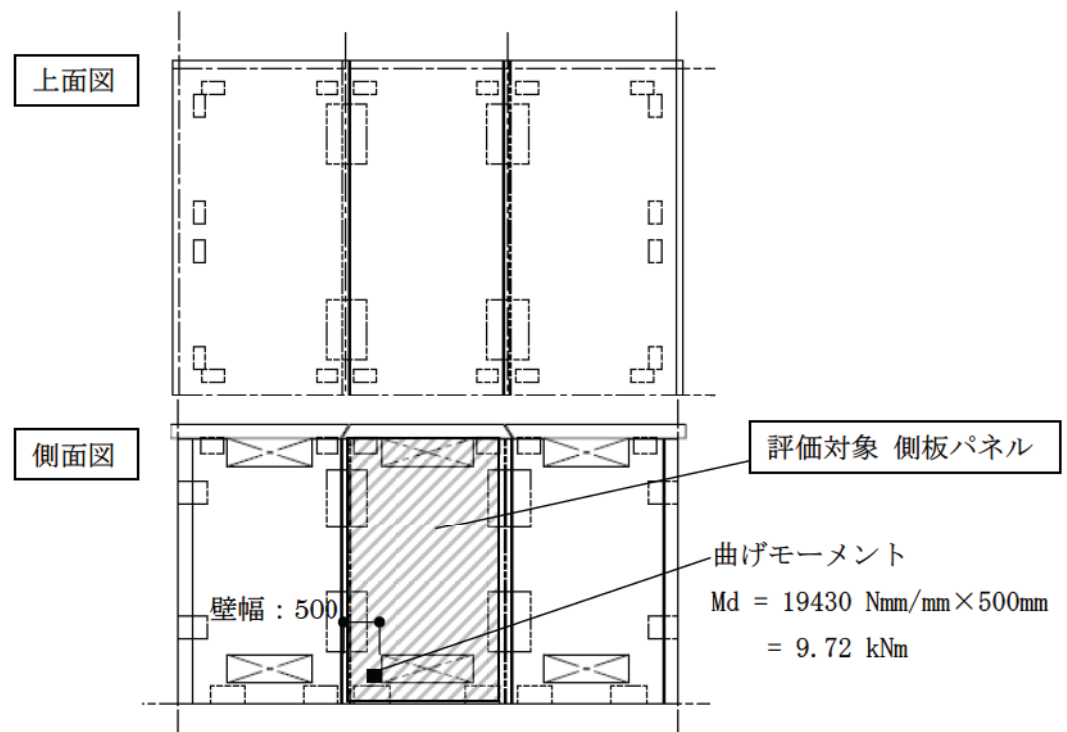


図 2.3-18 側板パネル

F. 側板, 天板接合プレート(⑥) $t = 6$ (SS400) (図 2.3-19 参照)

単位幅当たりの断面係数 $z = b \times t^2 / 6 = 1 \times 6^2 / 6 = 6 \text{ mm}^3 / \text{mm}$

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント 133.4 Nmm/mm

$\sigma_b = 133.4 / 6 = 22.3 \text{ N/mm}^2$

検定値

$f_b / \sigma_b = 235 / 22.3 = 10.5 > 1.0 \dots \text{OK}$

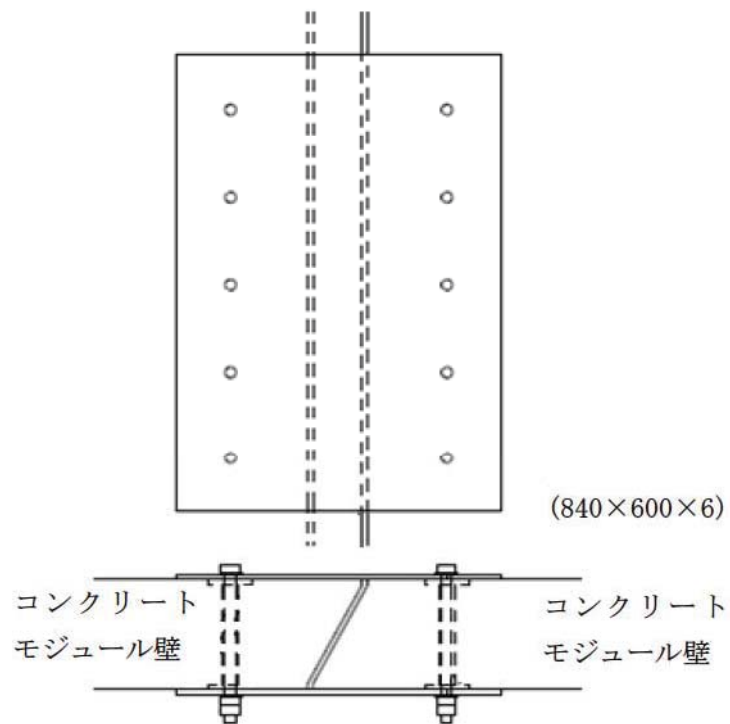


図 2.3-19 側板, 天板接合プレート

G. 側板, 天板コーナー接合プレート(⑦) $t = 9$ (SS400) (図 2.3-20 参照)

負担幅は 160mm とする。断面係数 $z = b \times t^2 / 6 = 160 \times 9^2 / 6 = 2160 \text{ mm}^3$

設計曲げモーメント

ボルト位置に生じる圧縮力を面荷重に置き換えて算定する。

設計曲げモーメント(1辺固定1辺単純支持の1方向板として)

$$M_d = (7.50 / 0.160^2 \times 0.160 \times 0.160^2) / 8 = 0.15 \text{ kNm}$$

$$\sigma_b / f_b = 0.15 \times 10^6 / 2160 = 69.5 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_b / \sigma_b = 235 / 69.5 = 3.38 > 1.0 \dots \text{OK}$$

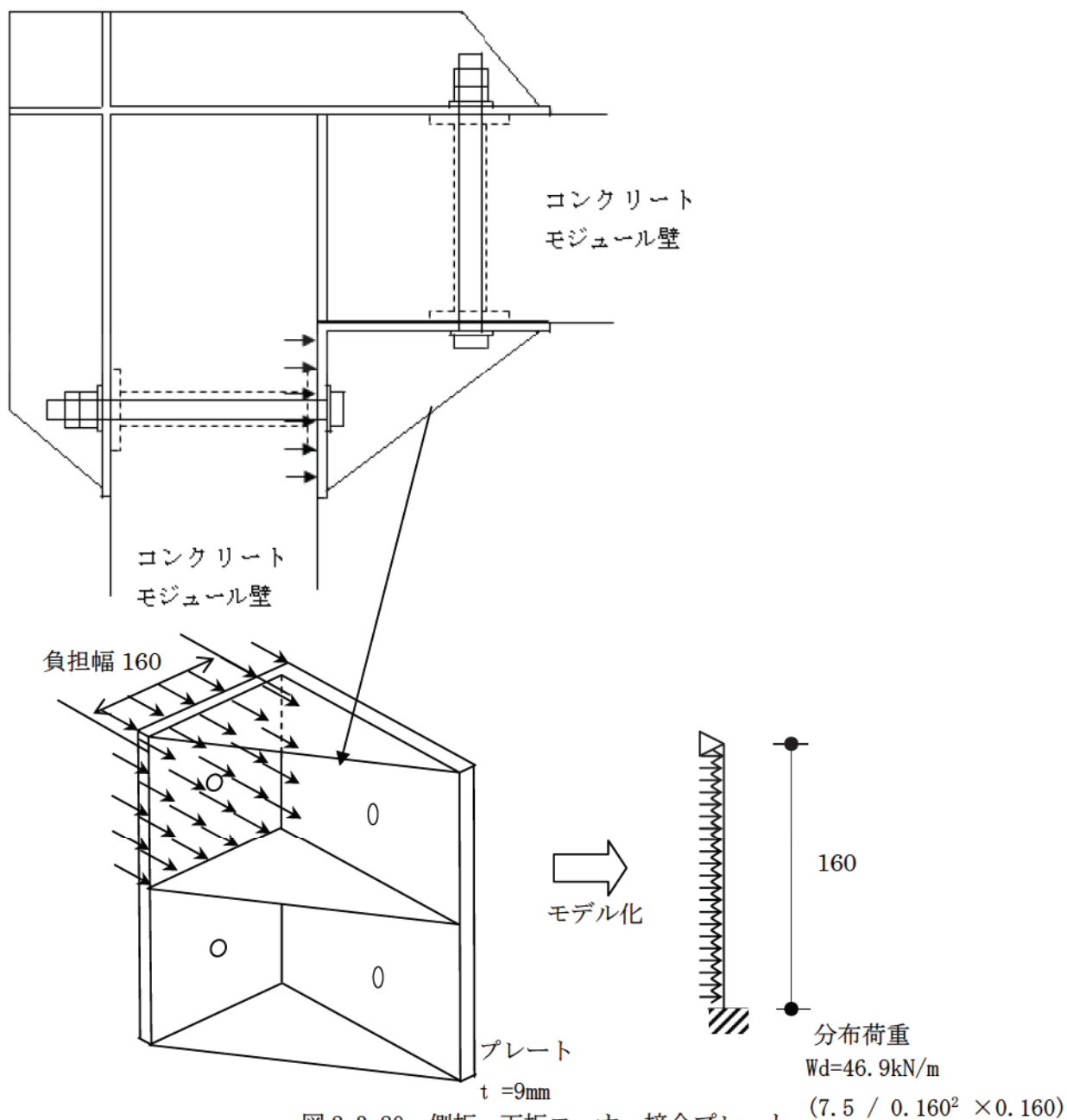


図 2.3-20 側板，天板コーナー接合プレート

④ 評価結果

評価結果を表 2.3-14 に示す。

表 2.3-14 評価結果(単位：N/mm²)

	項目	計算値	許容値	評価結果
①-a	アンカーボルト	103	235	OK
①-b	側板柱脚ボルト	145	242.4	OK
①-c	側板接合ボルト	195	242.4	OK
①-d	天板接合ボルト	130	242.4	OK
①-e	コーナーボルト	154	242.4	OK
②	ベースプレート（引張時）	105	235	OK
②	ベースプレート（圧縮時）	78.6	235	OK
③	側板アンカー部はしあき	1.31	1.70	OK
④	天板 P C 板	118	295	OK
⑤	側板 P C 板	229	295	OK
⑥	側板，天板接合プレート	22.3	235	OK
⑦	側板，天板コーナー接合プレート	69.5	235	OK

以上よりコンクリートモジュールは S s 地震動に対しての耐震安全性を確保できる。

2.4 クレーンの基準地震動 S_s に対する波及的影響

(1) 評価方針

本設備で使用するクレーンが基準地震動 S_s により本クレーンが乾式キャスクの除熱，密封，遮へい，臨界防止等の安全機能に波及的影響を与えるような倒壊，転倒，逸走等が生じないことを確認する。なお，当該クレーンは一般産業用施設と同等の耐震性を有する設計とし，クレーン構造規格に基づき設計を行っている。

(2) 波及的影響評価方法の概要

評価対象とするクレーンの主要仕様を表 2.4-1 に，概要図を図 2.4-1 に示す。

表 2.4-1 クレーンの仕様

項 目	仕 様
型 式	門形クレーン
主巻定格	150ton
補巻定格	20ton
スパン	19m

クレーンの波及的影響評価フローを図 2.4-2 に示す。

以下の手順により基準地震動 S_s によるクレーンの波及的影響が，乾式キャスクの安全機能に及ばないことを確認する。

- ・評価には基準地震動 S_s に基づく地表面加速度応答スペクトルを用いて行う。
- ・汎用有限要素解析コード ABAQUS を使用した三次元有限要素モデルによりクレーンの固有周期を求める。
- ・地表面加速度応答スペクトルと固有周期により設計用加速度を定め，クレーン各部に発生する応力を算定し，クレーンが倒壊しないことを確認する。
- ・汎用有限要素解析コード ABAQUS を用いて，地表面時刻歴データによる非線形応答解析を行い，クレーン本体の浮き上がり量から，クレーンが転倒しないことを確認する。
- ・クレーン本体の浮き上がり量からクレーンがレールピットから飛び出し，逸走しないことを確認する。

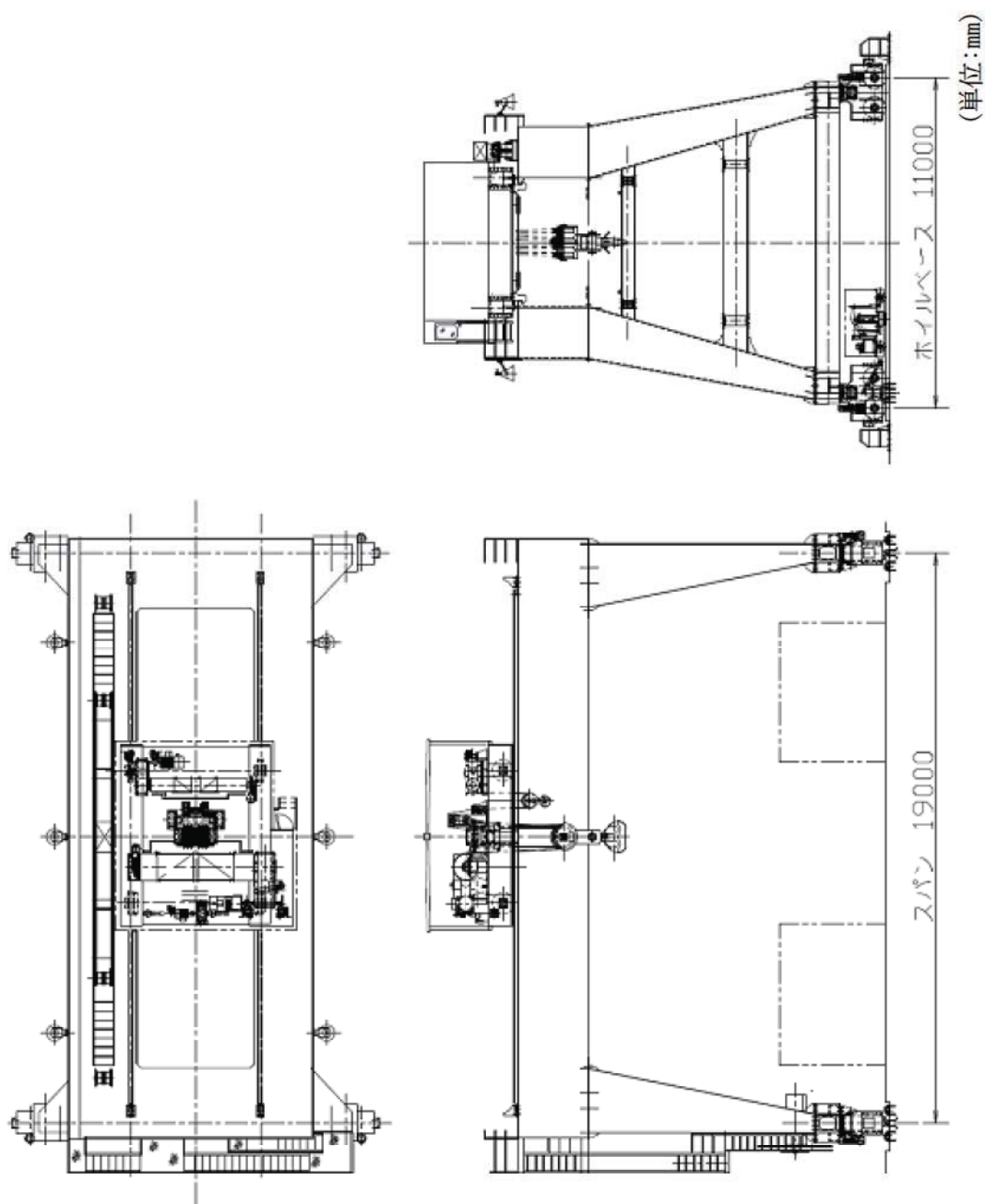


図 2.4-1 クレーン全体図

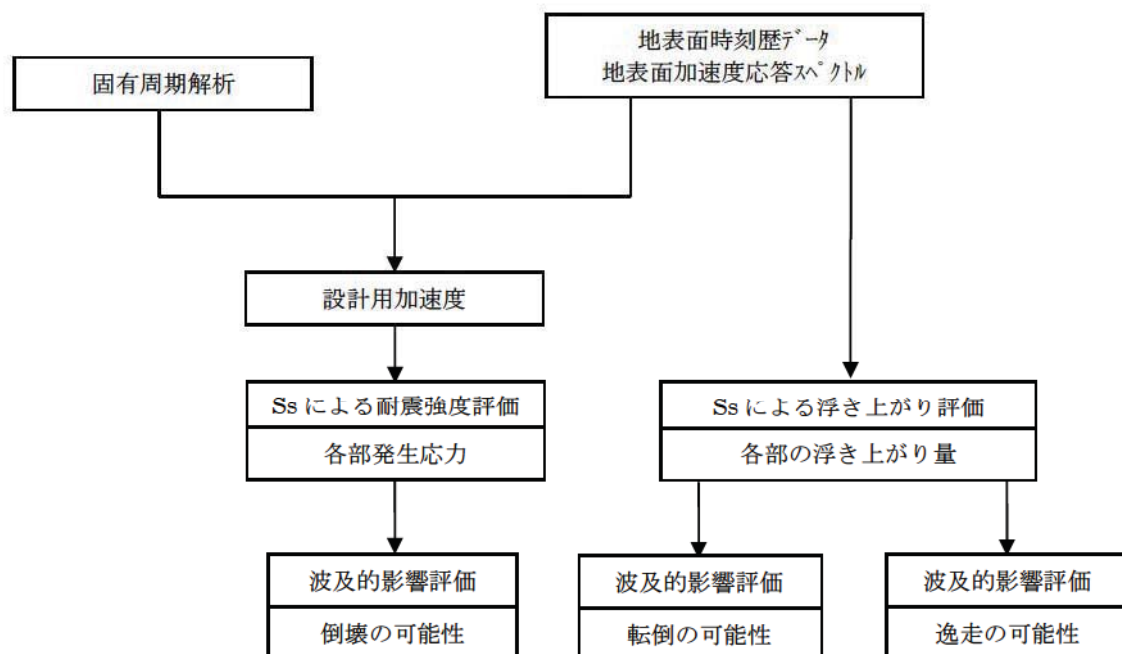


図 2.4-2 クレーンの波及的影響評価フロー

(3) 波及的影響評価

1) クレーンの倒壊評価

① 固有周期の算定

A. 固有周期の計算方法

汎用有限要素解析コード ABAQUS を使用した三次元有限要素モデルにより、各方向に関するクレーンの固有周期の評価を行う。図 2.4-3 に解析モデル図を示す。

- a. ガーダ、剛脚及びサドル等の構造物は、断面積、断面二次モーメントなどの断面特性を考慮したビーム要素でモデル化する。
- b. トロリは質量特性のみを考慮した剛体要素でモデル化する。
- c. ワイヤロープは剛な鉛直線形ばねでモデル化する。
- d. 走行方向の水平力がクレーンに加わった場合、クレーンはレール上を滑り、クレーン自体にはレールと走行車輪間の最大静止摩擦力以上の水平力は加わらない。このため走行方向の固有周期の算定は行わない。

B. 固有周期

固有周期の算定結果を表 2.4-2 に示す。

表 2.4-2 クレーンの固有周期

トロリ位置	本体ガーダ中央			本体ガーダ端部 ^{注記}		
	走行方向 (EW方向)	横行方向 (NS方向)	鉛直方向 (UD方向)	走行方向 (EW方向)	横行方向 (NS方向)	鉛直方向 (UD方向)
固有周期 (sec)	-	0.334	0.137	-	0.331	0.096

注記：トロリが剛脚にもっとも近づいた位置とする。

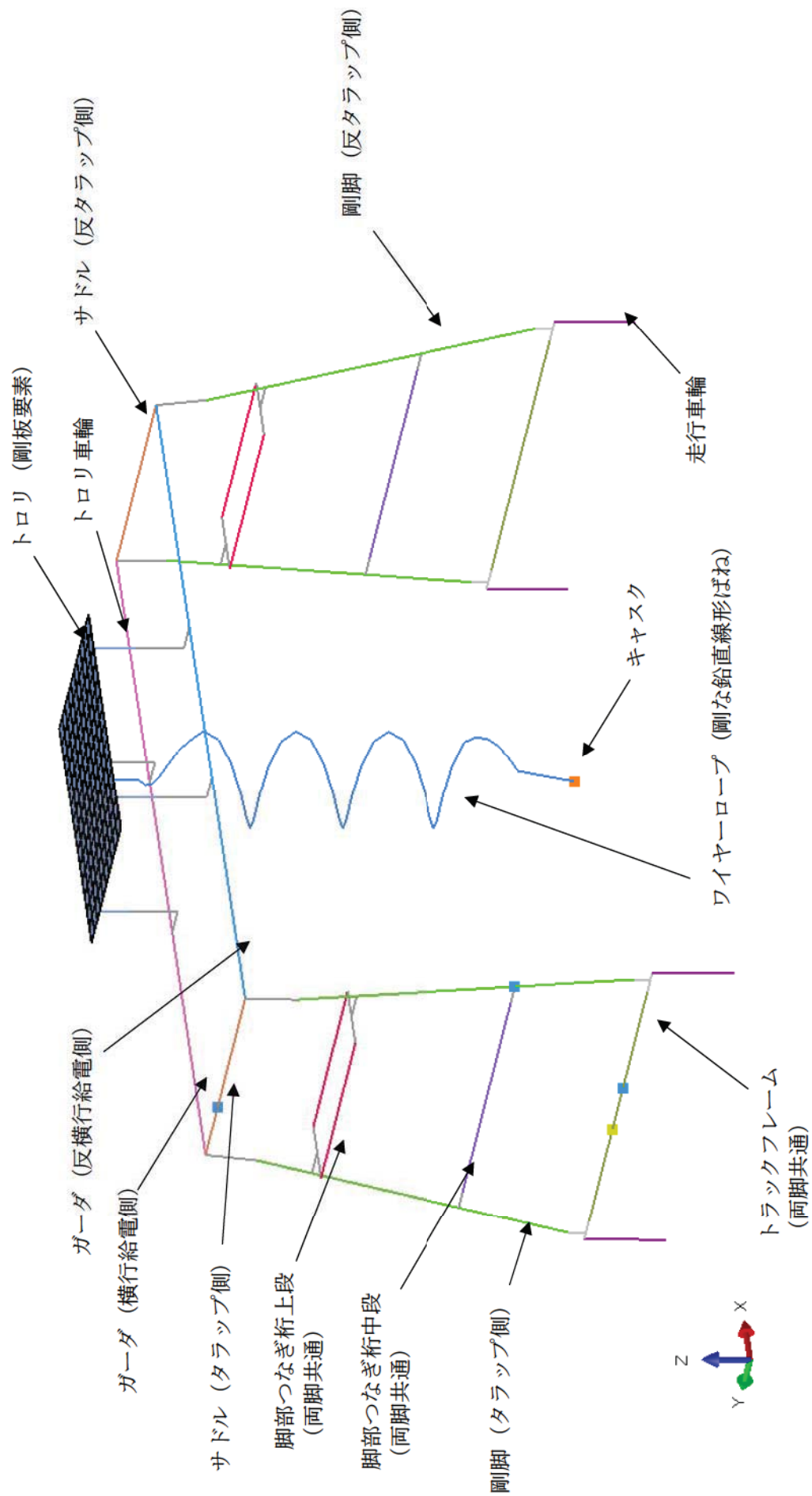


図 2.4-3 クレーン 固有周期 解析モデル図 鳥瞰図(トロリ中央の場合)

② 本設備の設計加速度

添付資料-2「評価の基本方針」の加速度応答スペクトル及び表 2.4-2 に示した固有周期から算定される設計用加速度を表 2.4-3 に示す。

表 2.4-3 クレーンの設計用加速度

加振方向	走行方向 (EW方向)	横行方向 (NS方向)	鉛直方向 (UD方向)
設計用加速度 (G)	0.15 ^{注1}	2.43 0.15 ^{注2}	1.60 ^{注3} 1.38 ^{注4}

注1：走行方向の設計用加速度は、走行駆動輪とレールの最大静止摩擦係数により定まる加速度とする。

注2：トロリに作用する横行方向の設計用加速度は、横行駆動輪と横行レールの最大静止摩擦係数により定まる加速度とする。

注3：本体ガーダ中央にトロリがある場合

注4：本体ガーダ端部にトロリがある場合

③クレーン各部の応力評価

A. 評価対象部位の形状

評価対象箇所を図 2.4-4 に示す。また評価対象部位の形状を図 2.4-5～図 2.4-8 に示す。

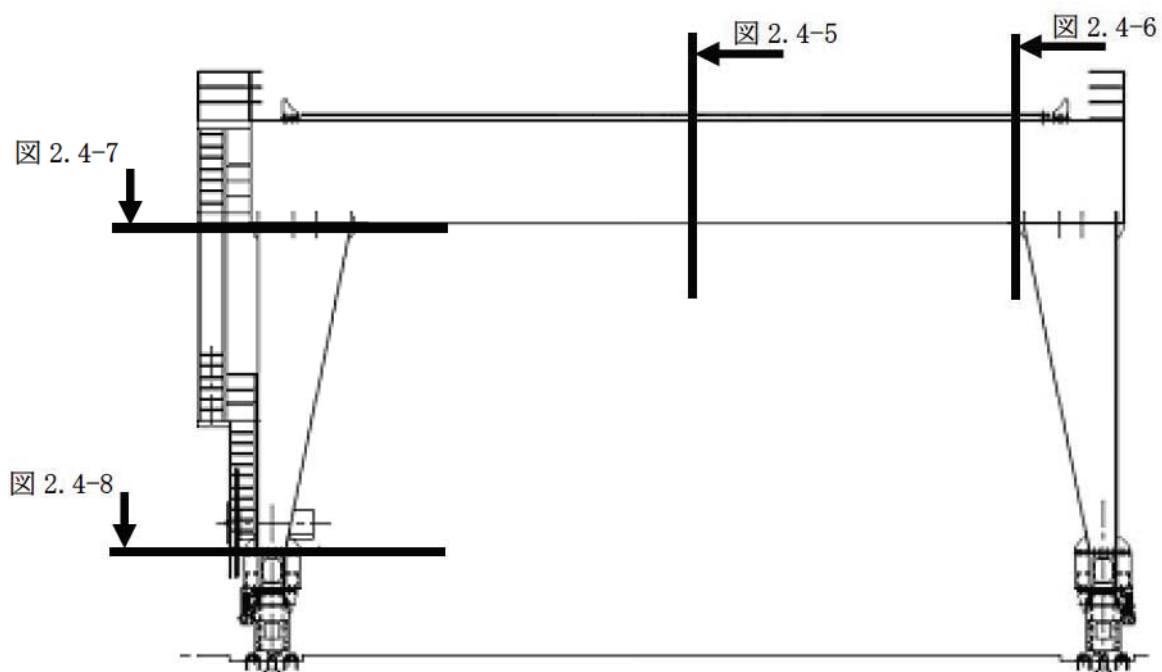
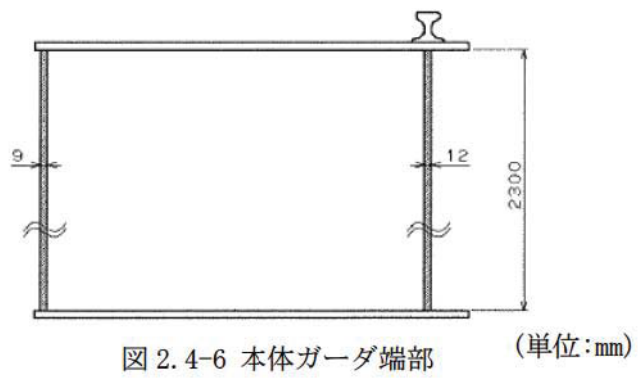
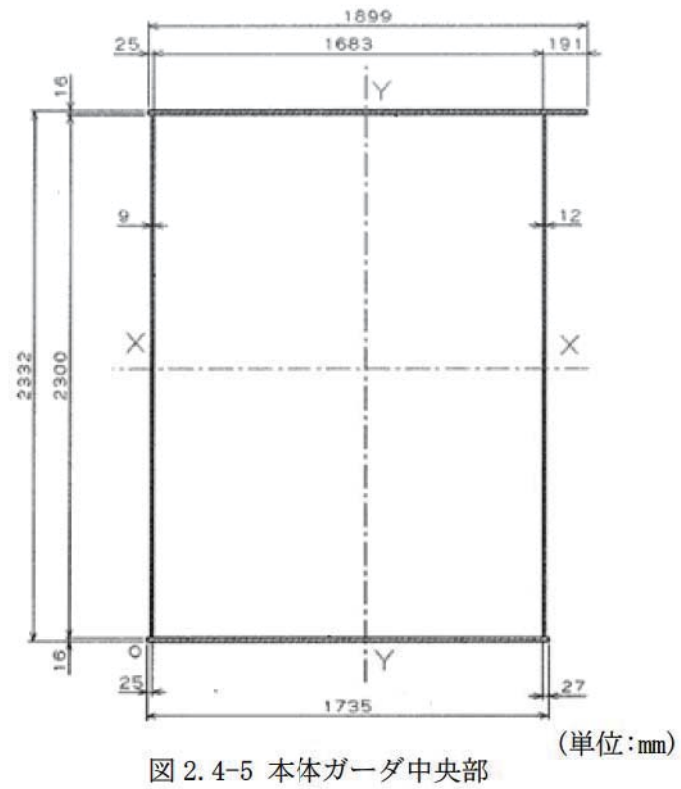


図 2.4-4 応力評価部位対象箇所



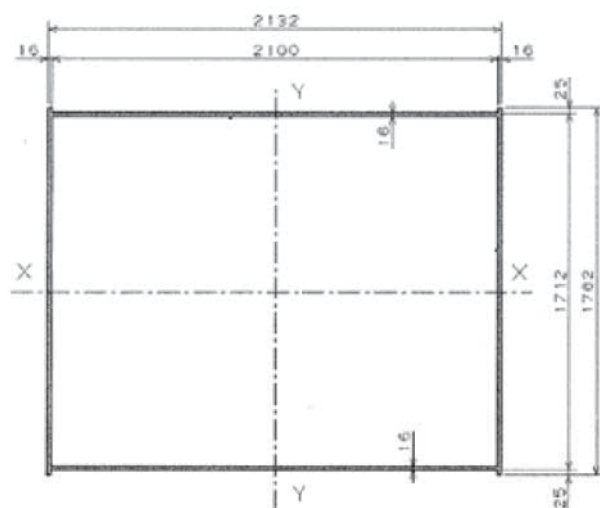


图 2.4-7 刚脚上部 (单位:mm)

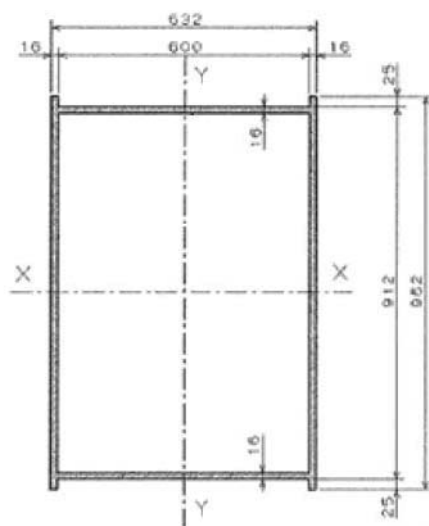


图 2.4-8 刚脚下部 (单位:mm)

B. 発生応力と許容応力

基準地震動 Ss によりクレーン各部に発生する応力と許容応力の比較を表 2. 4-4 に示す。

表 2. 4-4 クレーン各部応力の評価結果

	材料	応力の種類	算出応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)	評価結果
本体ガーダ	SM490A	曲げ	146	343	O. K.
		せん断	51	198	O. K.
		組合せ	148	343	O. K.
剛脚（上部）	SS400	曲げ	115	280	O. K.
圧縮		76	246	O. K.	
剛脚（下部）		曲げ	174	280	O. K.
		圧縮	76	246	O. K.

④ 評価結果

本体ガーダ、剛脚などクレーン本体に発生する応力は許容値内に留まる。このことから基準地震動 Ss がクレーンに生じた場合、クレーン本体は倒壊しない。なお、参考としてクレーンレールについても Ss 地震による応力評価を行ったところ、レールが湾曲するおそれがあることが判明した。このことから次項ではクレーンが Ss 地震時にクレーンが転倒、逸走をしないことを確認し、当該クレーンが乾式キャスクの安全性に波及的影響を及ぼさないことを確認する。

2) クレーンの転倒評価

図 2. 4-9 のモデルを用いて非線形時刻歴応答解析を行い、クレーンが転倒しないことを確認する。

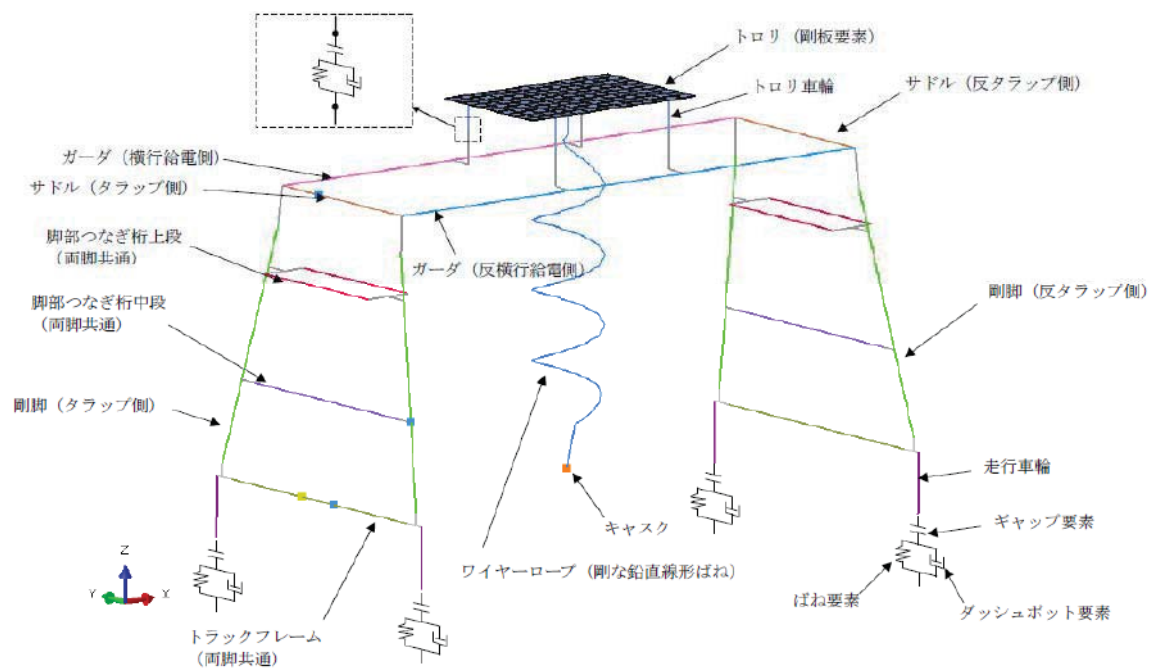


図 2.4-9 転倒評価モデル

① 地表面時刻歴データ

非線形時刻歴応答解析に用いる地表面時刻歴波形は、 $S_s-1 \sim S_s-3$ のうち、クレーンの鉛直方向固有周期における地表面加速度応答スペクトル値が最も大きい地震波の地表面時刻歴データである。 S_s-1 の表面時刻歴波形を用いる。 S_s-1 の表面時刻歴波形を図 2.4-10、図 2.4-11 に示す。

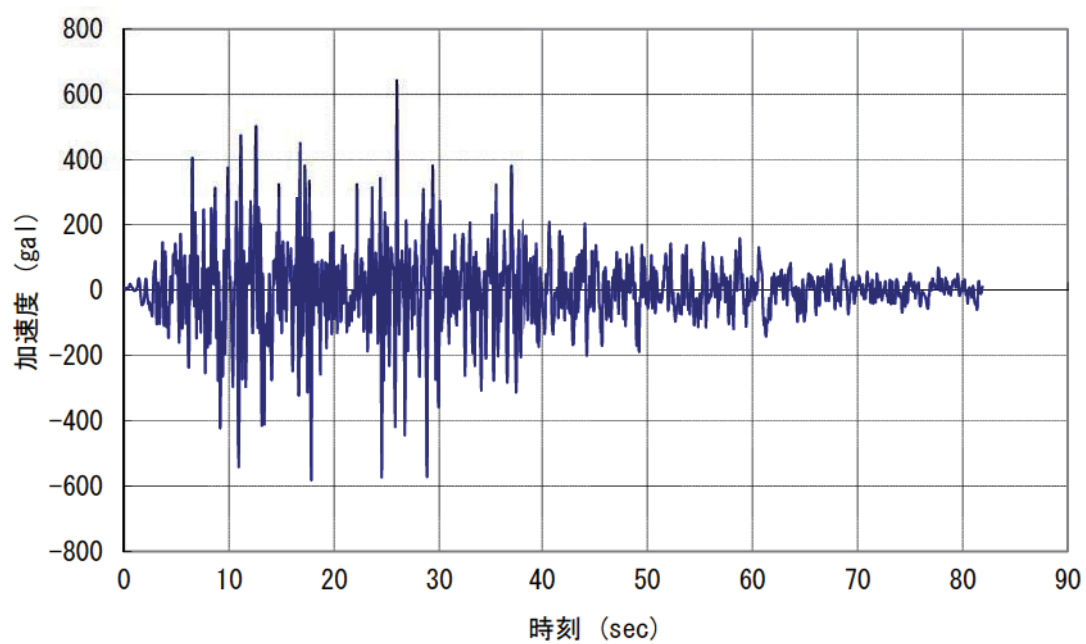


图 2.4-10 地表面時刻歴波形水平方向 Ss-1

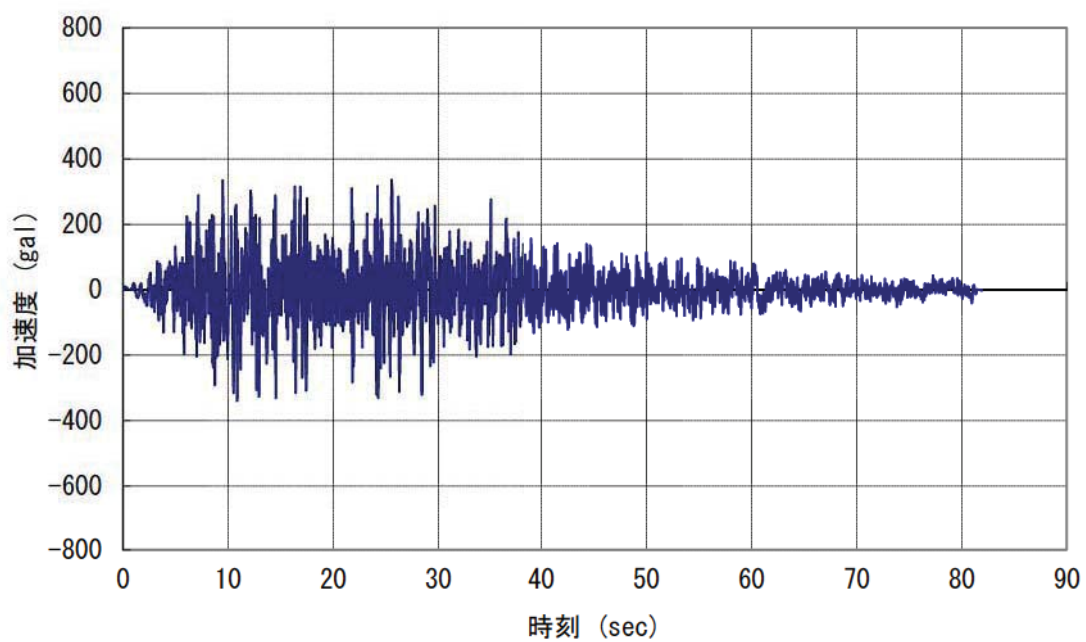
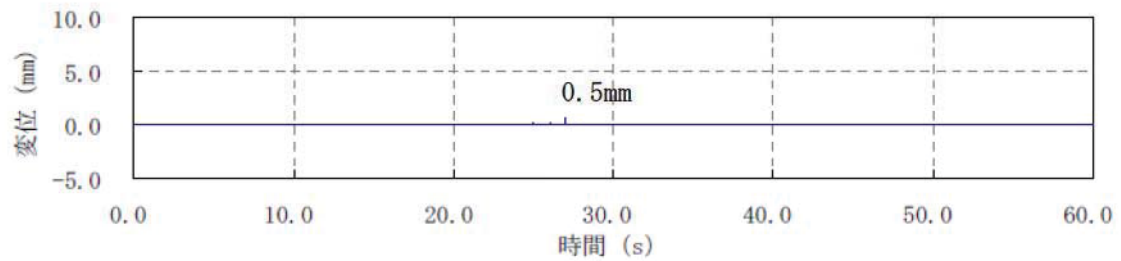


图 2.4-11 地表面時刻歴波形鉛直方向 Ss-1

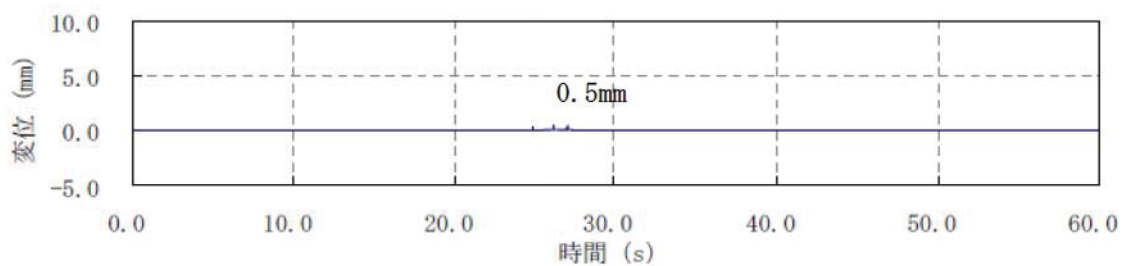
② 浮き上がり量結果

非線形時刻歴応答解析によるクレーンの浮き上がり量の時刻歴データを図 2.4-12 に示す。

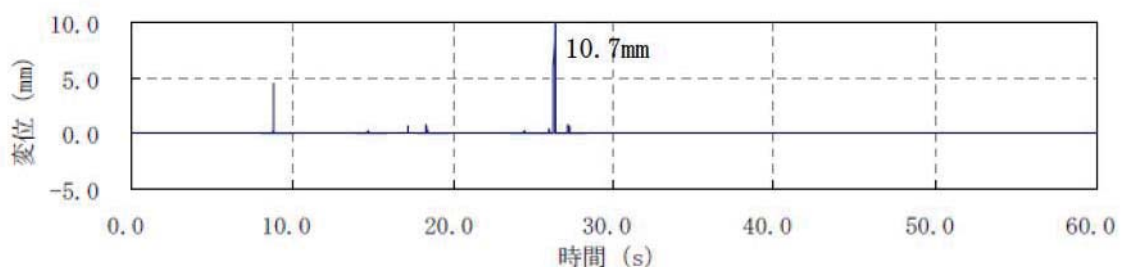
また本解析の評価箇所各部の最大浮き上がり量を表 2.4-5 に示す。



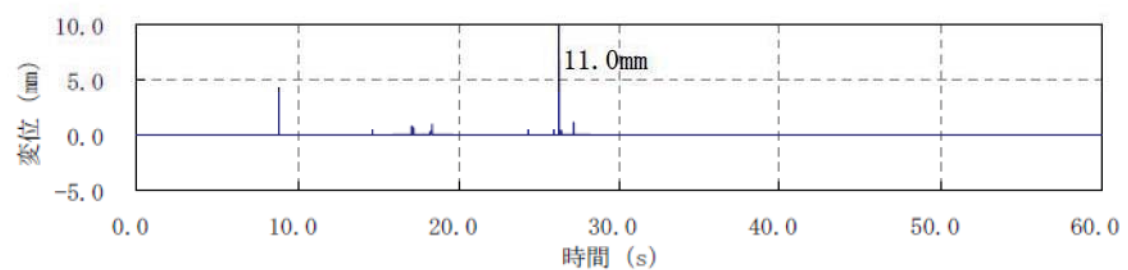
F1 浮き上がり量



F2 浮き上がり量



F3 浮き上がり量



F4 浮き上がり量

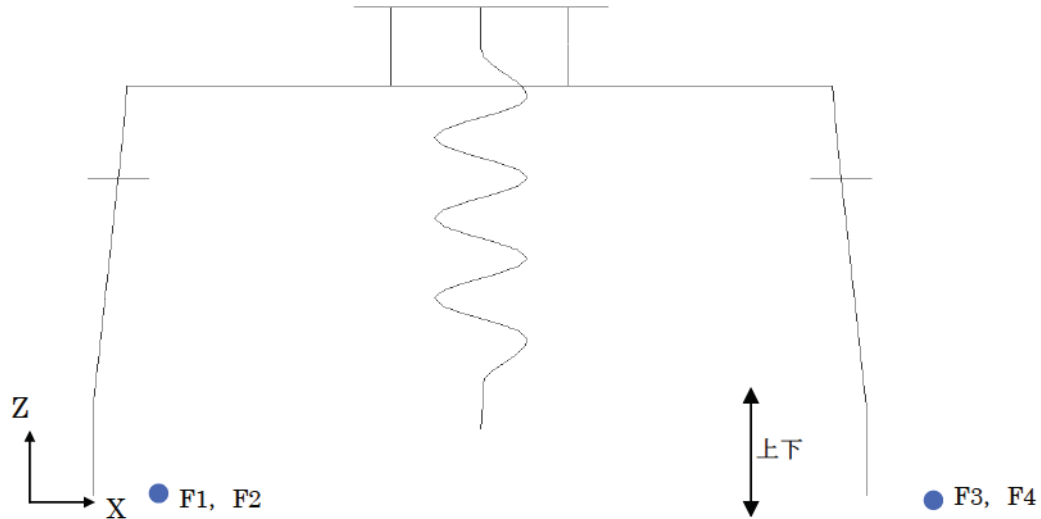
図 2.4-12 車輪浮き上がり量

表 2.4-5 非線形時刻歴応答解析によるクレーン最大浮き上がり量の結果

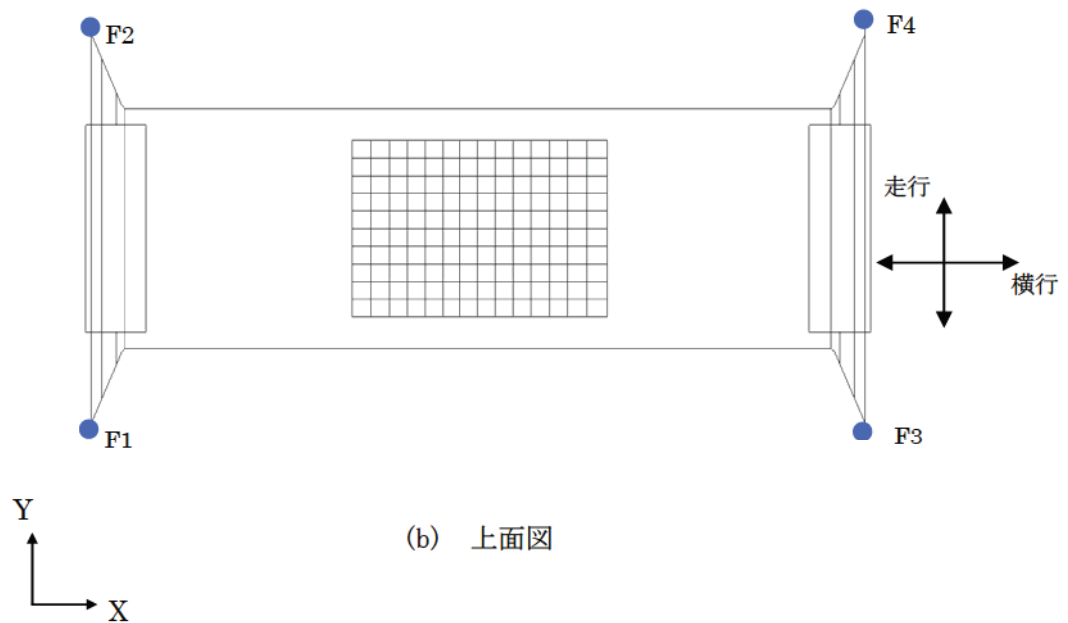
(加振方向：鉛直方向+横行方向)

評価応答	評価部位	方向	番号	解析結果
床面－走行車輪の 浮き上がり (mm)	走行車輪部	Z方向	F1	0.5
			F2	0.5
			F3	10.7
			F4	11.0

注記：評価点の位置を図 2.4-13 に示す。



(a) 正面図



(b) 上面図

図 2.4-13 非線形時刻歴応答解析における評価点記号

③ 評価結果

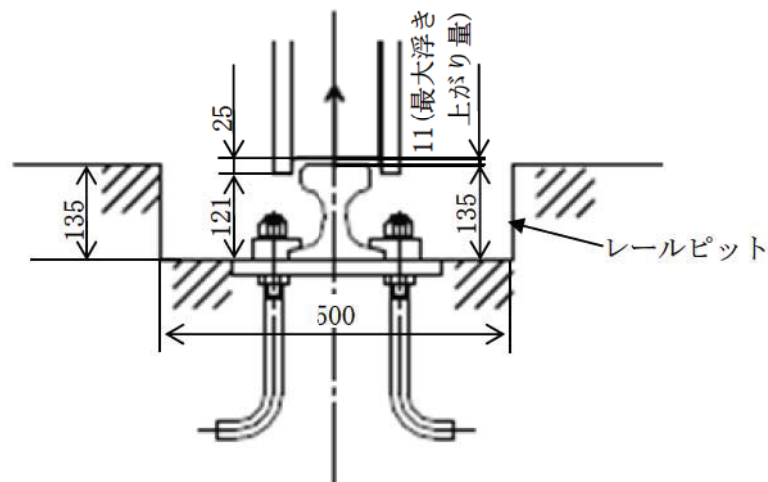
表 2.4-5 よりクレーンの車輪は最大で 11mm 浮き上がる。クレーンの重心の位置関係から片側の車輪が 14,706mm 浮きあがらなければクレーンは転倒しないことから、当該クレーンは Ss 地震を受けても転倒しない。

3) クレーンの逸走評価

クレーンが逸走する条件として、クレーンの車輪が全てレールピットから飛び出すことが挙げられる。このことから当該クレーンが Ss 地震を受けたとしても、車輪がレールピット内に収まっていることを確認する。

① レールピット高さと浮き上がり時の車輪位置の比較

2) で検討した最大の浮き上がりが生じた場合の車輪とレールピットの位置関係は図 2.4-14 のようになる。車輪の下端の高さはレールピットの底部から 121mm であり、レールピットの高さ 135mm を超えることはない。



(単位:mm)

図 2.4-14 車輪とレールピットの位置関係(最大浮き上がり時)

② 評価結果

レールピットの高さとクレーンが浮き上がった場合の車輪の高さを比較した結果、最大の浮き上がりが予想される車輪においてもレールピットを超えないことが確認された。このことから当該クレーンはレールピットから飛び出し、逸走することはない。

4) 評価結果

基準地震動 S_s に基づく評価では以下が確認され、クレーンには倒壊、転倒、逸走が生じない結果となった。

- ①クレーン本体に発生する応力は、許容応力を下回る。
 - ②地表面時刻歴データによる非線形応答解析評価により浮き上がりの評価では最大 11mm の浮き上がりであるが、転倒が生じる浮き上がり高さまで十分な余裕がある。
 - ③クレーンの浮き上がりにより車輪の下端がレールピットより高くなることはない。
- 従って、地震時にクレーンが乾式キャスクの安全機能に影響を及ぼすことはない。

2.5 コンクリート基礎の耐震性

(1) 評価方針

基準地震動 S_s 荷重時のコンクリート基礎に対する要求性能は、キャスク支持架台に作用する力を支持するとともに、これを固定する固定ボルトの引き抜きに抵抗すること、及び、基礎の傾斜により、クレーンの転倒、倒壊などが生じないことである。ここでは、コンクリート基礎の耐震性評価を行い、基礎が要求性能を有していることを確認する。

評価の方法は、基準地震動 S_s 荷重に対する梁モデルによる構造計算を行い、コンクリート基礎の終局限界状態の照査、地盤改良体強度の照査、地盤の支持力の照査を行うこととする。

なお、本設備の周辺に評価対象となる斜面は存在しない。

(2) 評価方法の概要

1) 構造図面

図 2.5-1～図 2.5-4 にキャスク配置図，基礎構造図及び地盤改良断面図を示す。

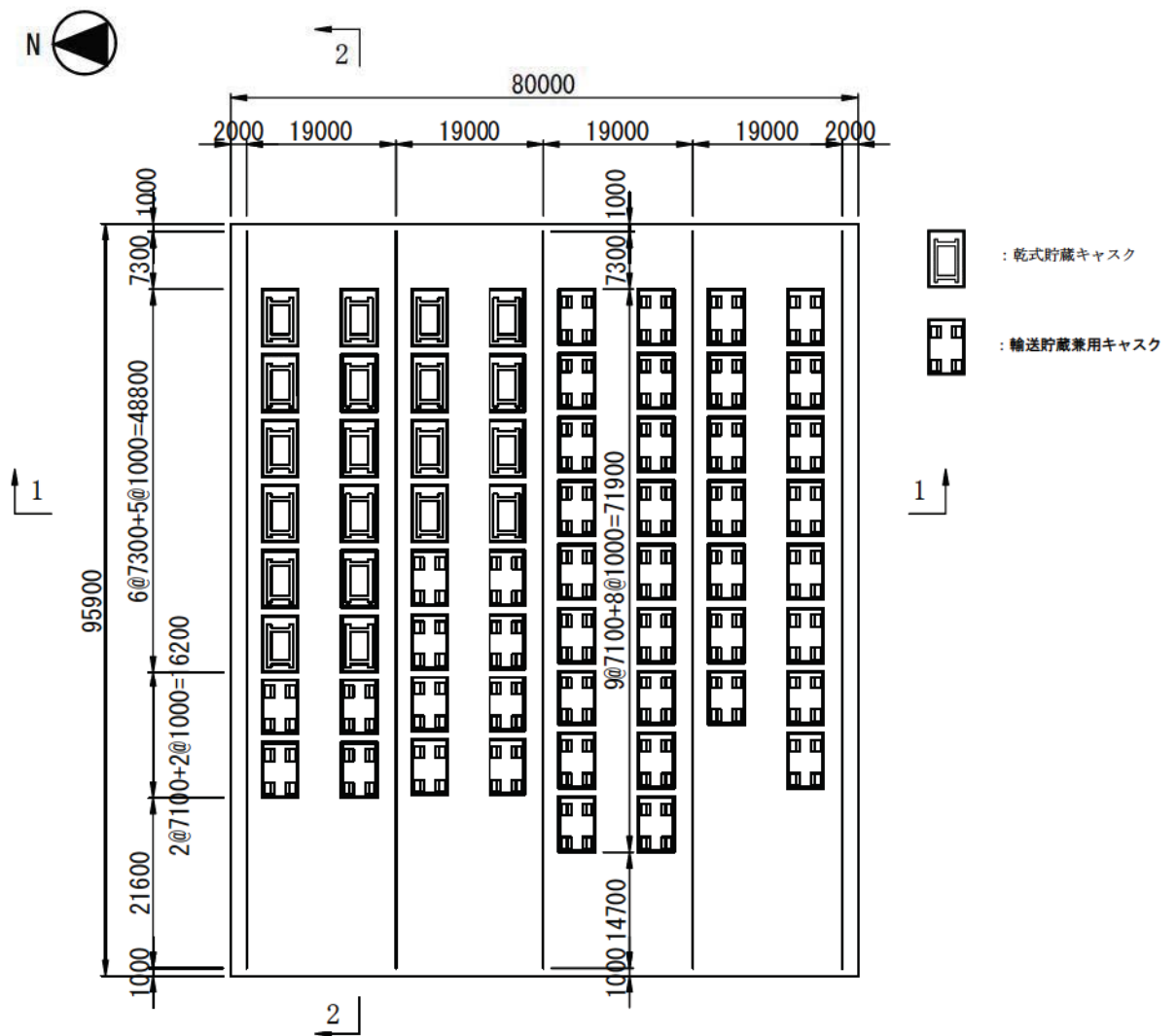


図 2.5-1 キャスク配置図 (単位: mm)

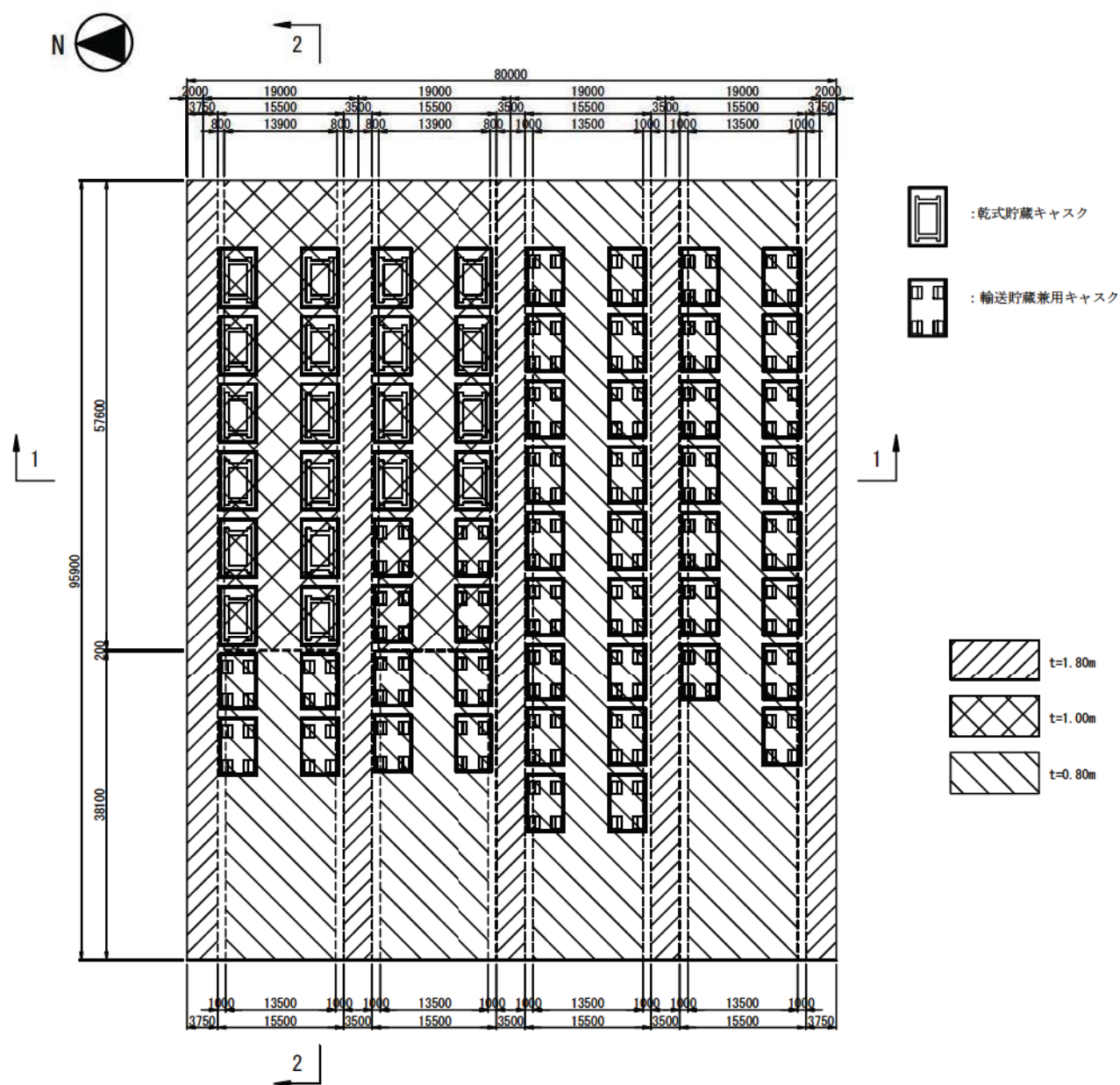


図 2.5-2 基礎平面図 (単位 : mm)

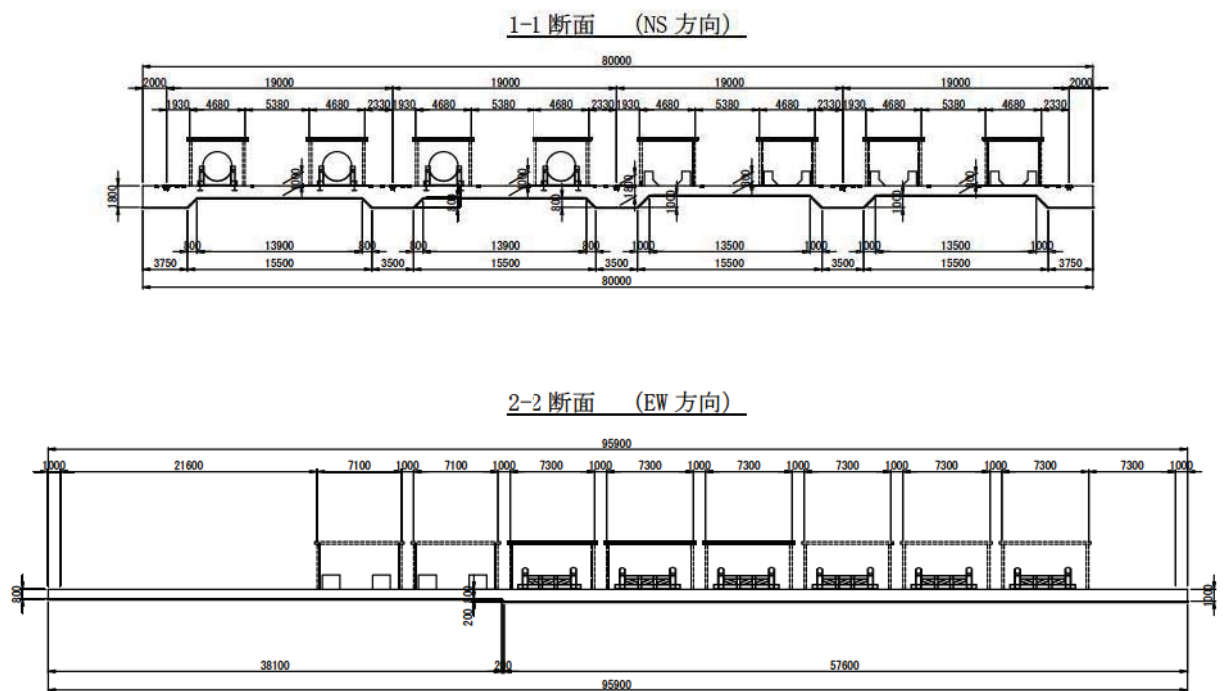


图 2.5-3 基础断面图 (单位: mm)

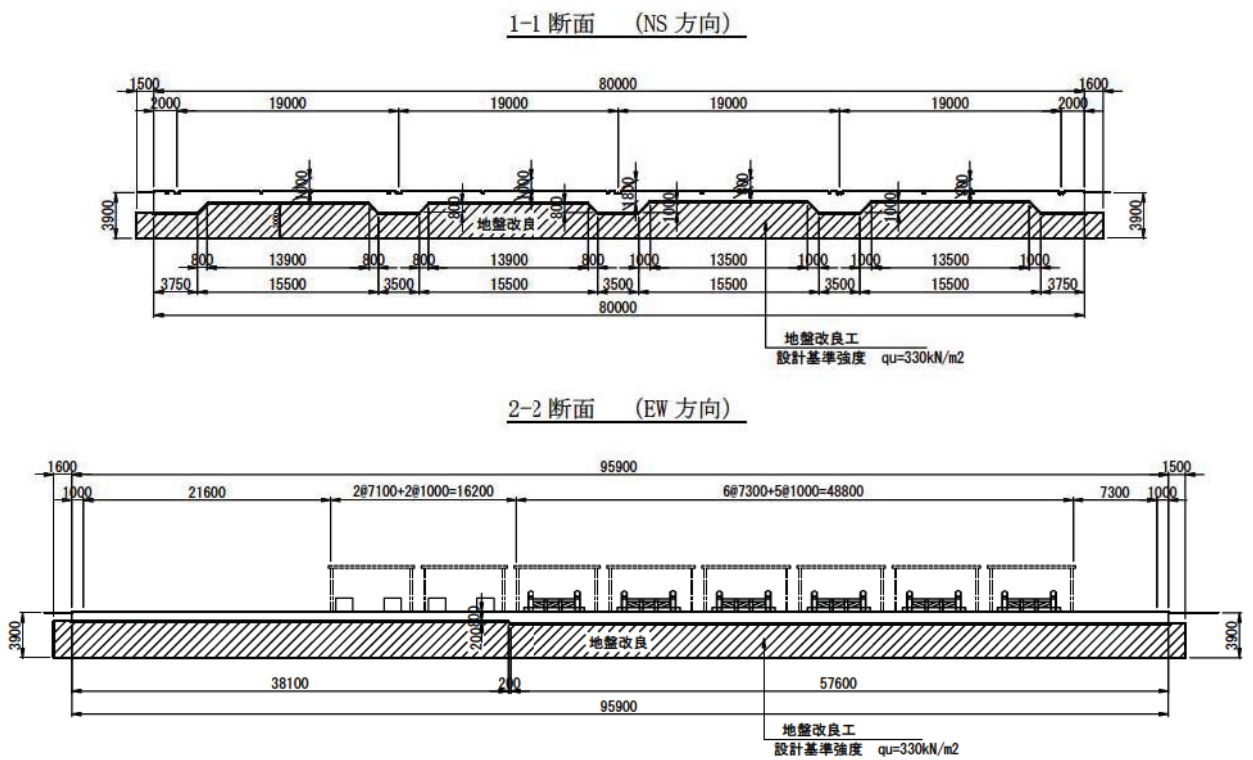


图 2.5-4 地盤改良断面图 (单位: mm)

2) 検討フロー

コンクリート基礎の耐震性検討フローを図 2.5-5 に示す。

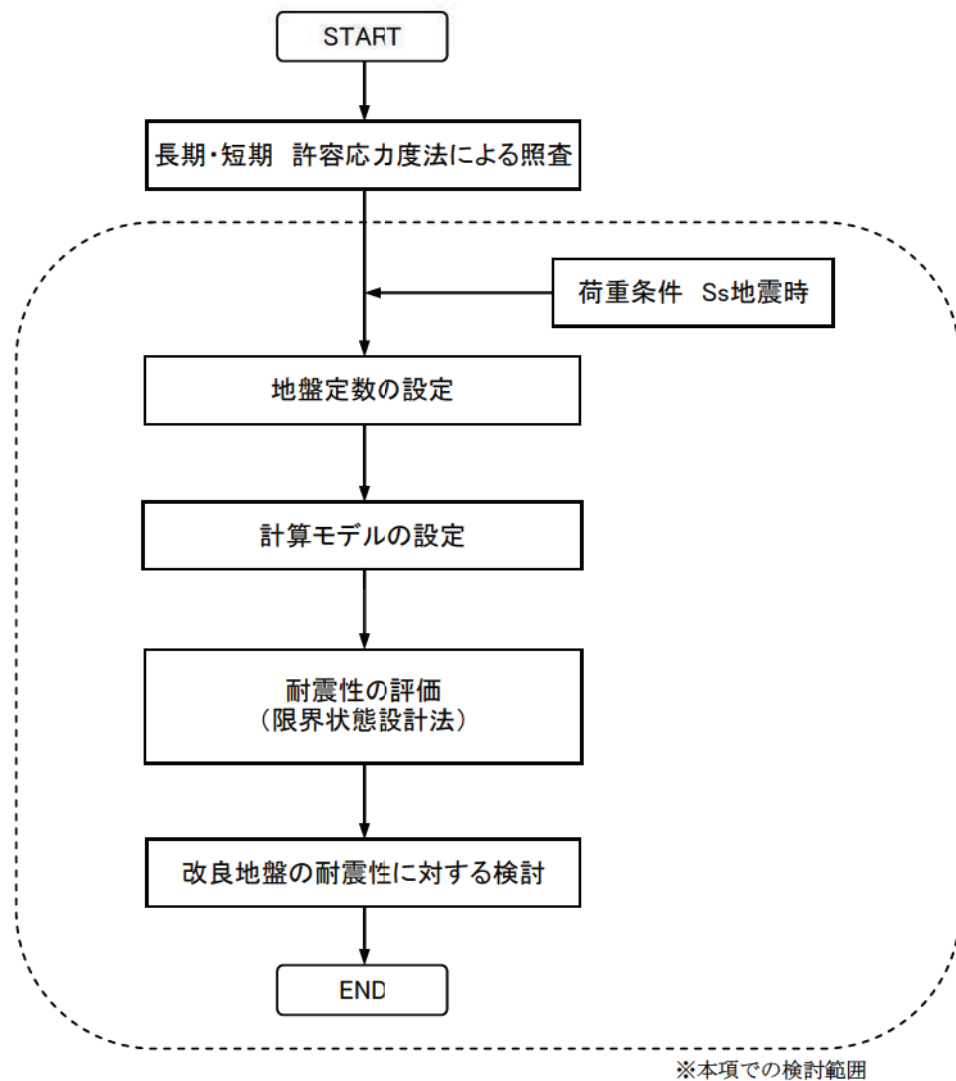


図 2.5-5 キャスク仮保管設備コンクリート基礎の耐震性検討フロー

3) 準拠規準

コンクリート基礎の検討は、以下の法規及び規準類に準拠して行う。

- ① 原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2008 (社) 日本電気協会
- ② 乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 JEAC4616-2009 (社) 日本電気協会
- ③ コンクリート標準示方書 設計編 (2007) (社) 土木学会
- ④ コンクリート標準示方書 構造性能照査編 (2002) (社) 土木学会
- ⑤ 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル (1992) (社) 土木学会
- ⑥ 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (2005) (社) 土木学会
- ⑦ 道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV下部構造編 (社) 日本道路協会 (平成 14 年)
- ⑧ 道路橋示方書・同解説 I 共通編 V耐震設計編 (社) 日本道路協会 (平成 14 年)

4) 評価方法

耐震性の評価方法を表 2.5-1 に示す。

表 2.5-1 耐震性の評価方法

評価対象	評価方法	準拠規準
鉄筋コンクリート	検討用断面力が部材の終局耐力を下回ることを確認する。	③
改良地盤	改良地盤に作用する地盤反力度が、改良地盤の設計圧縮強度、せん断抵抗に対する安全率に基づき設定した改良地盤の許容限界を下回ることを確認する。	②
支持地盤	改良体下面に作用する鉛直荷重が、極限支持力に対する安全率に基づき設定した支持地盤の許容限界を下回ることを確認する。	②及び⑦

5) 使用材料及び許容応力度

使用材料の物性値及び設計強度を表 2. 5-2 及び表 2. 5-3 に示す。

表 2. 5-2 コンクリートの材料定数，設計強度及び鉄筋の設計強度

コンクリートの材料定数

	記号	単位	
ヤング係数	E	(N/mm ²)	2.50 × 10 ⁴
単位体積重量	γ	(kN/m ³)	24.0

コンクリートの設計強度

	記号	単位	
設計基準強度	f _{ck}	(N/mm ²)	24.00
設計圧縮強度	f' _{cd}	(N/mm ²)	18.46
設計せん断強度	τ _{cd}	(N/mm ²)	0.529

鉄筋の設計強度

	記号	単位	
鋼材の種類			SD345
降伏強度	f _{yd}	(N/mm ²)	345.0
鉄筋径			D13～D32

表 2. 5-3 改良地盤，支持地盤の物性値及び設計強度

改良地盤の物性値，設計強度

	記号	単位	
変形係数	E	(kN/m ²)	32900
圧縮強度	ss f _{sc}	(N/mm ²)	548.0
せん断強度	ss τ _{sc}	(N/mm ²)	109.6

支持地盤の極限支持力度

	記号	単位	
極限支持力度	qu	(kN/m ²)	511.3

(3)本設備の設計荷重とコンクリート基礎のモデル化

1) 設計荷重

設計で考慮する荷重を以下に示す。

・鉛直荷重 (VL)

コンクリート基礎自重による鉛直方向の荷重で、基礎及びペDESTALの鉛直荷重を対象とする。表 2.5-4 に鉛直荷重を示す。

表 2.5-4 鉛直荷重

		奥行き方向幅	部材高	鉛直荷重
		(m)	(m)	(kN/m)
レール支持梁(EW方向)	レール部スラブ	3.50	1.80	151
NS方向スラブ	レール部スラブ	8.30	1.80	359
	キャスク部スラブ	8.30	1.00	199
	キャスク部スラブ	8.30	0.80	159
	ペDESTAL	1.50×0.72×1.185		70
EW方向スラブ	キャスク部スラブ	5.17	1.00	132
	キャスク部スラブ	5.17	0.80	111
	ペDESTAL	1.50×0.72×1.185		70

・クレーン荷重 (CL)

注)ペDESTALの鉛直荷重は2脚当りを示す。

クレーンによる荷重を表 2.5-5 に示す。

表 2.5-5 クレーン荷重

(1輪当り)

状態	フック寄り	走行車輪荷重					
		走行給電側			反走行給電側		
		鉛直方向	横行方向	走行方向	鉛直方向	横行方向	走行方向
		(UD方向)	(NS方向)	(EW方向)	(UD方向)	(NS方向)	(EW方向)
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
定格荷重(150t)	走行給電側	2470	490	185	305	490	84

注)基礎天端の荷重を示す。

・キャスク荷重(CAL)

キャスクによる荷重を表 2.5-6 に示す。

表 2.5-6 キャスク荷重

乾式貯蔵キャスク			1基当たり
方向	項目	単位	Ss地震時
NS方向	鉛直力	(kN)	1910
	水平力	(kN)	1010
	モーメント	(kN・m)	1490
EW方向	鉛直力	(kN)	1910
	水平力	(kN)	1010
	モーメント	(kN・m)	1620

注)基礎天端の荷重を示す。

輸送貯蔵兼用キャスク			1脚当たり
方向	項目	単位	Ss地震時
NS方向	鉛直力	(kN)	477
	水平力	(kN)	506
	モーメント	(kN・m)	157
EW方向	鉛直力	(kN)	477
	水平力	(kN)	485
	モーメント	(kN・m)	226

注)ペデスタル天端の荷重を示す。

・モジュール荷重(MJL)

モジュールによる荷重を表 2.5-7 に示す。

表 2.5-7 モジュール荷重

貯蔵キャスク		1基当たり	
記号	単位	NS方向	EW方向
V	(kN)	1269	1269
H	(kN)	-458	458

注)スラブ天端の荷重を示す。

輸送貯蔵兼用キャスク		1基当たり	
記号	単位	NS方向	EW方向
V	(kN)	1246	1246
H	(kN)	-450	450

注)スラブ天端の荷重を示す。

・地震荷重(K)

地震震度は水平方向・鉛直方向とも応答加速度の最大値を用いて算出する。

応答加速度の最大値は以下の値となる。

水平方向 643.73(gal)

鉛直方向 395.59(gal)

コンクリート基礎の地震震度は以下の値となる。

$$K_H=643.73/981=0.656$$

$$K_V=395.59/981=0.403$$

鉛直震度方向は下向きが支配的であり、鉛直震度方向下向きについて検討する。

・風荷重(WL)

コンクリート基礎に対しては、風荷重は考慮しない(コンクリート基礎が扁平な形状であり大部分が地中構造物のため)。

・積雪荷重(SL)

Ss 地震時には積雪荷重を載荷しない。

2) コンクリート基礎のモデル化

コンクリート基礎は梁バネモデルにより解析する。検討モデルは荷重と基礎形状の特性により、表 2.5-8 に示す 3 タイプについてモデル化する。

表 2.5-8 検討タイプ

検討タイプ	考慮する設備荷重	形状特性
レール支持梁(EW方向)	クレーン	幅3.5m, 厚1.8mの一定形状
NS方向基礎	キャスク、クレーン、モジュール	厚1.8m, 1.0m, 0.8m
EW方向基礎	キャスク、モジュール	厚1.0m, 0.8m

3 タイプの検討位置を図 2.5-6 に、解析モデルを表 2.5-9 に示す。

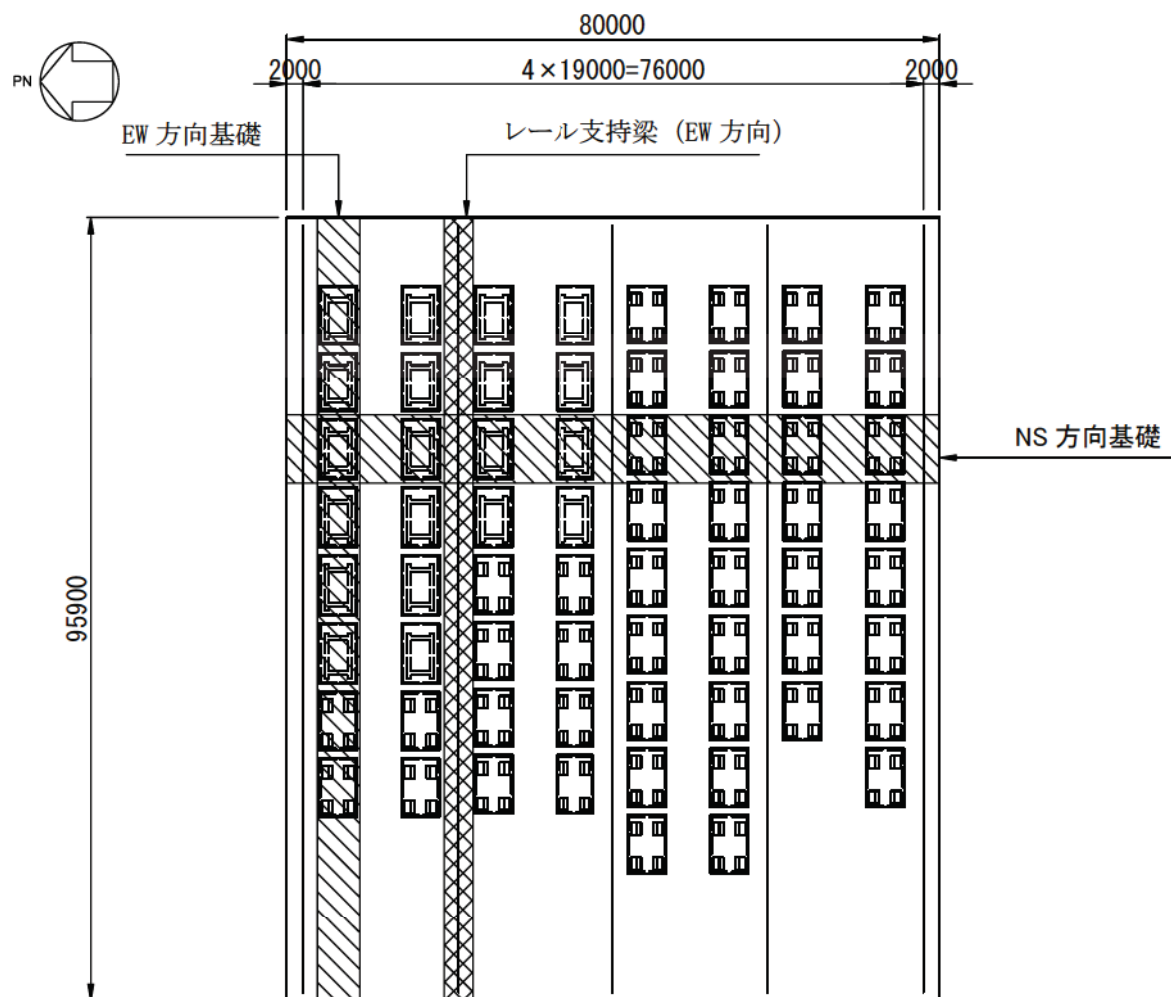
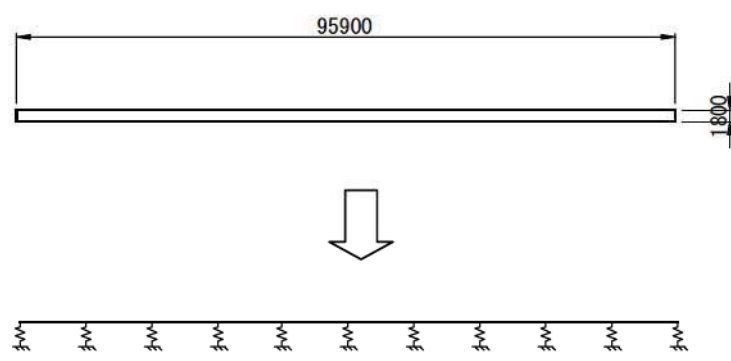
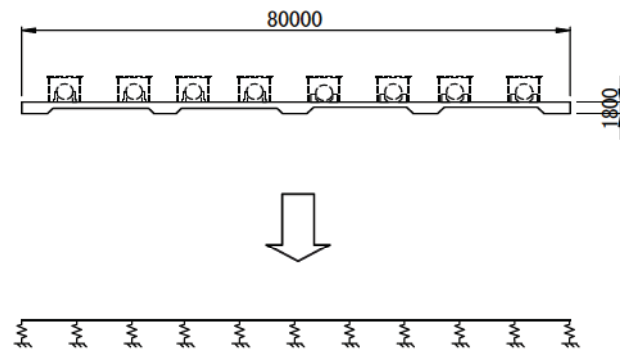
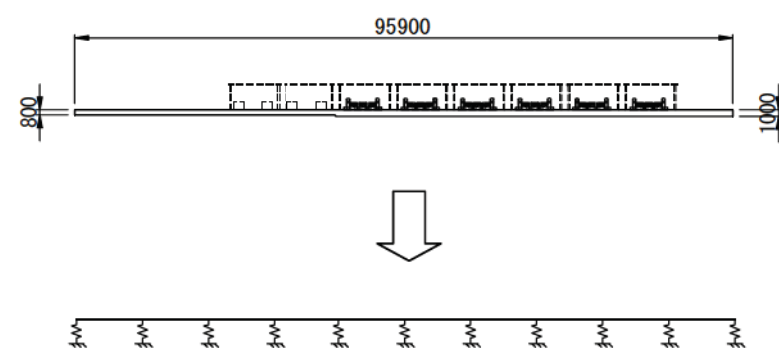


図 2.5-6 検討モデル (単位: mm)

表 2.5-9 検討タイプの形状とモデル図

レール支持梁（E W 方向）	
N S 方向基礎	
E W 方向基礎	

3) 荷重の組合せ

荷重組合せを表 2.5-10 に示す。

表 2.5-10 基礎の荷重組合せ

想定する状態	検討タイプ	組合せ荷重
Ss地震時	レール支持梁(EW方向)	$VL + CL + K(H) + K(V_{\text{下向き}})$
	NS方向基礎	$VL + CL + CAL + MJL + K(H) + K(V_{\text{下向き}})$
	EW方向基礎	$VL + CAL + MJL + K(H) + K(V_{\text{下向き}})$

4) クレーン及びキャスク・モジュールの載荷ケース

載荷ケース別のクレーン及びキャスク・モジュールの載荷位置を表 2.5-11～2.5-14 に示す。

表 2.5-11 クレーンの載荷位置 (レール支持梁 (EW 方向))

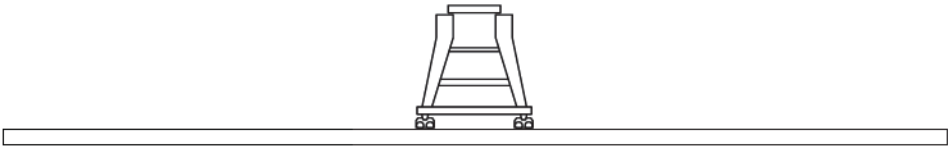
クレーン 1	
クレーン 2	
クレーン 3	
クレーン 4	
クレーン 5	

表 2. 5-12 クレーンの載荷位置 (NS 方向基礎)

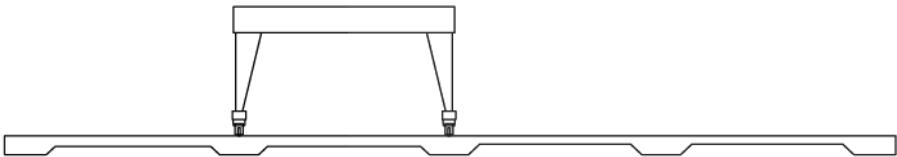
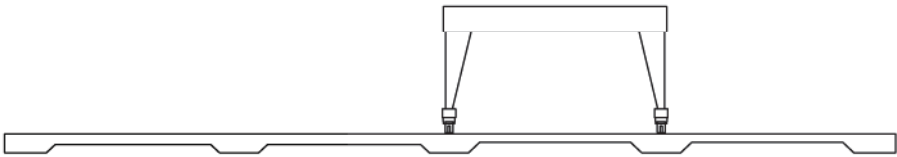
クレーン 1	
クレーン 2	
クレーン 3	
クレーン 4	

表 2.5-13 キャスク及びモジュールの載荷位置 (NS 方向基礎)

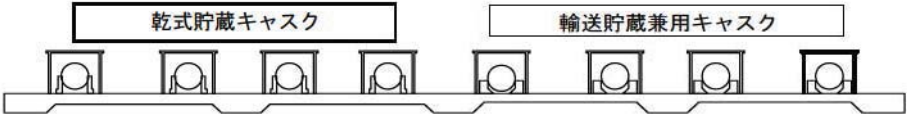
キャスク・モジュール 1	
キャスク・モジュール 2	
キャスク・モジュール 3	
キャスク・モジュール 4	
キャスク・モジュール 5	

表 2.5-14 キャスク及びモジュールの載荷位置 (EW 方向基礎)

モジュール 1 モジュール 1	
モジュール 2 モジュール 2	
モジュール 3 モジュール 3	
モジュール 4 モジュール 4	
モジュール 5 モジュール 5	
モジュール 6 モジュール 6	
モジュール 7 モジュール 7	

5) 載荷ケースの組合せ

クレーン及びキャスク・モジュールの載荷ケースの組合せを表 2.5-15～表 2.5-17 に示す。

表 2.5-15 載荷ケースの組合せ（レール支持梁（EW 方向））

組合せケース	クレーン	キャスク・モジュール
ケース 1	クレーン 1	-
ケース 2	クレーン 2	-
ケース 3	クレーン 3	-
ケース 4	クレーン 4	-
ケース 5	クレーン 5	-

表 2.5-16 載荷ケースの組合せ（NS 方向基礎）

組合せケース	クレーン	キャスク・モジュール	
ケース 1	クレーン 1	キャスク・モジュール 1	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 4 基
ケース 2		キャスク・モジュール 2	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 2 基
ケース 3		キャスク・モジュール 3	乾式貯蔵キャスク 4 基
ケース 4		キャスク・モジュール 4	乾式貯蔵キャスク 2 基
ケース 5		キャスク・モジュール 5	乾式貯蔵キャスクなし
ケース 6	クレーン 2	キャスク・モジュール 1	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 4 基
ケース 7		キャスク・モジュール 2	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 2 基
ケース 8		キャスク・モジュール 3	乾式貯蔵キャスク 4 基
ケース 9		キャスク・モジュール 4	乾式貯蔵キャスク 2 基
ケース 10		キャスク・モジュール 5	乾式貯蔵キャスクなし
ケース 11	クレーン 3	キャスク・モジュール 1	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 4 基
ケース 12		キャスク・モジュール 2	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 2 基
ケース 13		キャスク・モジュール 3	乾式貯蔵キャスク 4 基
ケース 14		キャスク・モジュール 4	乾式貯蔵キャスク 2 基
ケース 15		キャスク・モジュール 5	乾式貯蔵キャスクなし
ケース 16	クレーン 4	キャスク・モジュール 1	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 4 基
ケース 17		キャスク・モジュール 2	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 2 基
ケース 18		キャスク・モジュール 3	乾式貯蔵キャスク 4 基
ケース 19		キャスク・モジュール 4	乾式貯蔵キャスク 2 基
ケース 20		キャスク・モジュール 5	乾式貯蔵キャスクなし

表 2.5-17 載荷ケースの組合せ (EW 方向基礎)

組合せケース	クレーン	キャスク・モジュール	
ケース 1	－	キャスク・モジュール 1	乾式貯蔵キャスク 6 基+輸送貯蔵兼用キャスク 2 基
ケース 2	－	キャスク・モジュール 2	乾式貯蔵キャスク 6 基
ケース 3	－	キャスク・モジュール 3	乾式貯蔵キャスク 5 基
ケース 4	－	キャスク・モジュール 4	乾式貯蔵キャスク 4 基
ケース 5	－	キャスク・モジュール 5	乾式貯蔵キャスク 3 基
ケース 6	－	キャスク・モジュール 6	乾式貯蔵キャスク 2 基
ケース 7	－	キャスク・モジュール 7	乾式貯蔵キャスク 1 基

6) 設計断面力

検討タイプ別に、全ての組合せケースの最大値（負の値は最小値）を抽出し、設計断面力とする。

7) 荷重図

代表例として、検討タイプ別に下側鉄筋の決定ケースとなった組合せケースの荷重図を図 2.5-7～図 2.5-9 に示す。



図 2.5-7 荷重図 (レール支持梁 (EW 方向) ケース 2)

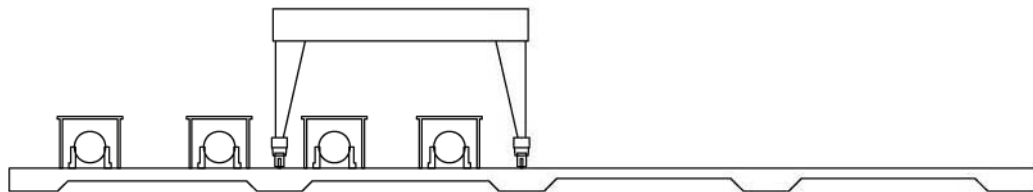


図 2.5-8 荷重図 (NS 方向基礎 ケース 8)

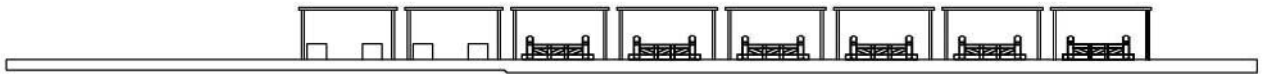


図 2.5-9 荷重図 (EW 方向基礎 ケース 1)

(4) 耐震性の評価

耐震性の評価は次式に示すように検討用断面力が部材の終局耐力を下回ることを確認する。

曲げ耐力の照査

$$\gamma_i \cdot \frac{M_d}{M_{ud}} \leq 1.0$$

ここに,

γ_i : 構造物係数 $\gamma_i = 1.0$

M_d : 設計曲げモーメント (kN・m)

M_{ud} : 設計曲げ耐力 (kN・m)

せん断耐力の照査

$$\gamma_i \cdot \frac{V_d}{V_{yd}} \leq 1.0$$

ここに,

γ_i : 構造物係数 $\gamma_i = 1.0$

V_d : 設計せん断力 (kN)

V_{yd} : 設計せん断耐力 (kN)

断面検討結果を表 2.5-18～表 2.5-20 に示す。

断面検討の結果, 検討用断面力が部材の終局耐力以下であることを確認した。

表 2.5-18 断面検討結果（レール支持梁（EW 方向））

項目			記号	単位	レール支持梁
部材	部材幅		b	(mm)	3500
	部材高		h	(mm)	1800
鉄筋	1段目	位置	d	(mm)	525
		鉄筋			D25
		本数		(本)	24.00
		鉄筋量	As	(cm ²)	121.61
	2段目	位置	d	(mm)	866
		鉄筋			D25
		本数		(本)	6.00
		鉄筋量	As	(cm ²)	30.40
	3段目	位置	d	(mm)	1658
		鉄筋			D32
		本数		(本)	24.00
		鉄筋量	As	(cm ²)	190.61
	せん断	鉄筋			D22
		ピッチ		(mm)	—
		鉄筋本数		(本)	4.000
		配置間隔	S _s	(mm)	450

	引張鉄筋	項目	記号	単位	レール支持梁
設計断面力	上側	決定ケース			ケース5
		曲げモーメント	Md	(kN・m)	-4671
		軸力	Nd	(kN)	-282
		せん断力	Vd	(kN)	33
	下側	決定ケース			ケース2
		曲げモーメント	Md	(kN・m)	9200
		軸力	Nd	(kN)	92
		せん断力	Vd	(kN)	546
	せん断力最大	決定ケース			ケース3
		曲げモーメント	Md	(kN・m)	8733
		軸力	Nd	(kN)	163
		せん断力	Vd	(kN)	2701

	引張鉄筋位置	項目	記号	単位	レール支持梁
終局限界	上側	曲げ耐力	Mud	(kN・m)	-5306
		構造物係数	γ_i		1.00
		$\gamma_i \cdot Md / Mud \leq 1.0$			0.88
		判定			OK
	下側	曲げ耐力	Mud	(kN・m)	11224
		構造物係数	γ_i		1.00
		$\gamma_i \cdot Md / Mud \leq 1.0$			0.82
		判定			OK
	せん断	せん断耐力	Vyd	(kN)	3003
		構造物係数	γ_i		1.00
		$\gamma_i \cdot Vd / Vyd \leq 1.0$			0.90
		判定			OK

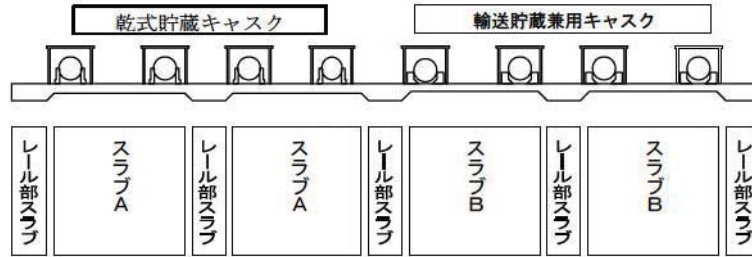


図 2.5-10 NS 方向基礎検討位置図

表 2.5-19 断面検討結果 (NS 方向基礎)

項目			記号	単位	レール部スラブ	スラブA	スラブB
部材	部材幅		b	(mm)	8300	8300	8300
	部材高		h	(mm)	1650	850	650
鉄筋	1段目	位置	d	(mm)	350	350	100
		鉄筋			D25	D25	D25
		本数		(本)	55.00	110.00	55.00
		鉄筋量	As	(cm ²)	278.69	557.37	278.69
	2段目	位置	d	(mm)	1540	740	540
		鉄筋			D32	D25	D32
		本数		(本)	55.00	55.00	55.00
		鉄筋量	As	(cm ²)	436.81	278.69	436.81
	せん断	鉄筋			D16	D16	D16
		ピッチ		(mm)	600	600	600
		鉄筋本数		(本)	13.833	13.833	13.833
		配置間隔	S _s	(mm)	900	600	600

	引張鉄筋	項目	記号	単位	レール部スラブ	スラブA	スラブB
設計断面力	上側	決定ケース			ケース14	ケース3	ケース11
		曲げモーメント	Md	(kN・m)	-871	-5042	-1929
		軸力	Nd	(kN)	-1792	-1606	19
		せん断力	Vd	(kN)	386	289	266
	下側	決定ケース			ケース14	ケース8	ケース17
		曲げモーメント	Md	(kN・m)	10214	5322	4166
		軸力	Nd	(kN)	-588	-2062	-823
		せん断力	Vd	(kN)	2498	1440	1495
	せん断力最大	決定ケース			ケース8	ケース7	ケース16
		曲げモーメント	Md	(kN・m)	9692	3647	3697
		軸力	Nd	(kN)	-937	498	1121
		せん断力	Vd	(kN)	2961	2274	2450

	引張鉄筋	項目	記号	単位	レール部スラブ	スラブA	スラブB
終局限界	上側	曲げ耐力	Mud	(kN・m)	-4455	-6829	-4524
		構造物係数	γ_i		1.00	1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot Md / Mud \leq 1.0$			0.20	0.74	0.43
		判定			OK	OK	OK
	下側	曲げ耐力	Mud	(kN・m)	21197	7384	6320
		構造物係数	γ_i		1.00	1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot Md / Mud \leq 1.0$			0.48	0.72	0.66
		判定			OK	OK	OK
	せん断	せん断耐力	Vyd	(kN)	4407	3022	2853
		構造物係数	γ_i		1.00	1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot Vd / Vyd \leq 1.0$			0.67	0.75	0.86
		判定			OK	OK	OK

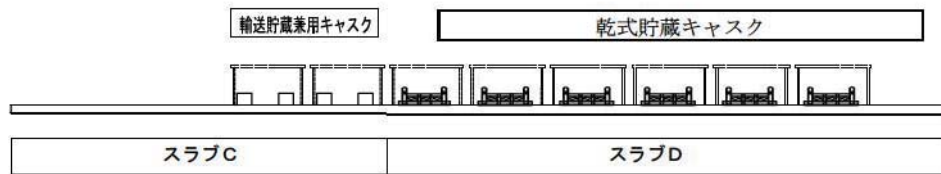


図 2.5-11 EW 方向基礎検討位置図

表 2.5-20 断面検討結果 (EW 方向基礎)

項目			記号	単位	スラブC	スラブD
部材	部材幅		b	(mm)	5170	5170
	部材高		h	(mm)	800	1000
鉄筋	1段目	位置	d	(mm)	113	113
		鉄筋			D13	D13
		本数		(本)	17.000	14.000
		鉄筋量	As	(cm ²)	21.54	17.74
	2段目	位置	d	(mm)	275	525
		鉄筋			D25	D25
		本数		(本)	28.000	32.000
		鉄筋量	As	(cm ²)	141.88	162.14
	3段目	位置	d	(mm)	661	866
		鉄筋			D25	D22
		本数		(本)	34.000	34.000
		鉄筋量	As	(cm ²)	172.28	131.61
	せん断	鉄筋			D16	D16
		ピッチ		(mm)	600	600
		鉄筋本数		(本)	8.617	8.617
		配置間隔	S _s	(mm)	600	600

	引張鉄筋	項目	記号	単位	スラブC	スラブD
設計断面力	上側	決定ケース			ケース1	ケース4
		曲げモーメント	Md	(kN・m)	-983	-1133
		軸力	Nd	(kN)	-2510	-3051
		せん断力	Vd	(kN)	35	34
	下側	決定ケース			ケース1	ケース7
		曲げモーメント	Md	(kN・m)	1966	2695
		軸力	Nd	(kN)	-1307	-317
		せん断力	Vd	(kN)	1291	203
	せん断力最大	決定ケース			ケース1	ケース7
		曲げモーメント	Md	(kN・m)	1966	2450
		軸力	Nd	(kN)	-1307	122
		せん断力	Vd	(kN)	1291	928

	引張鉄筋	項目	記号	単位	スラブC	スラブD
終局限界	上側	曲げ耐力	M _{ud}	(kN・m)	-1596	-1352
		構造物係数	γ_i		1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud} \leq 1.0$			0.62	0.84
		判定			OK	OK
	下側	曲げ耐力	M _{ud}	(kN・m)	3474	5415
		構造物係数	γ_i		1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud} \leq 1.0$			0.57	0.50
		判定			OK	OK
	せん断	せん断耐力	V _{yd}	(kN)	1554	1939
		構造物係数	γ_i		1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0$			0.83	0.48
		判定			OK	OK

(5) 改良地盤の耐震性に対する検討

1) 検討方針

検討は「JEAC 4616-2009」に準拠し、基準地震動 S_s により発生する荷重に対して許容限界を満足することを確認する。

改良地盤の許容限界は、改良地盤の設計圧縮強度、せん断抵抗に対する安全率に基づき設定する。

支持地盤の許容限界は、支持地盤の極限支持力に対する安全率に基づき設定する。

2) 検討モデル

改良地盤の範囲は、コンクリート基礎下面から O.P. +35.80m までである。図 2.5-12 に地盤改良平面図、図 2.5-13 に 1-1 断面を示す。

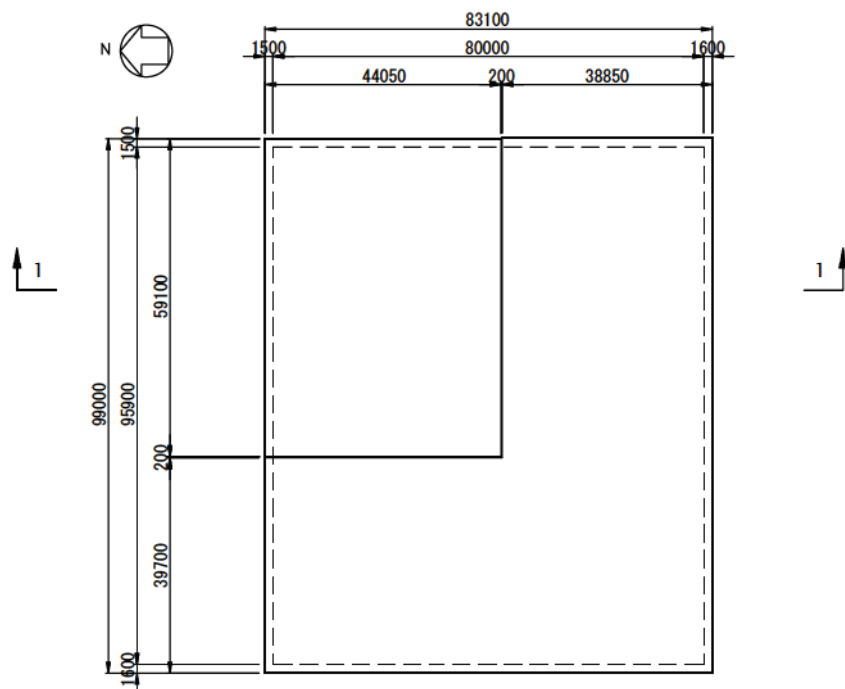


図 2.5-12 地盤改良平面図 (単位 : mm)

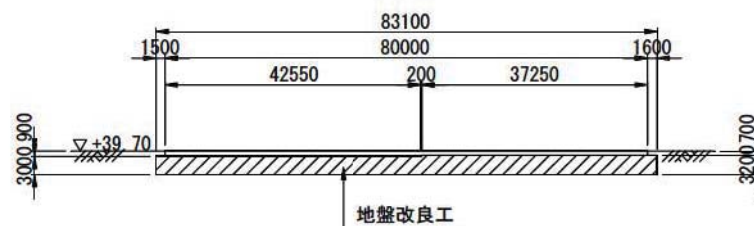


図 2.5-13 1-1 断面 (単位 : mm)

3) 改良地盤に生じる地盤反力度に対する検討

改良地盤に生じる地盤反力度に対する検討は、改良地盤に発生する最大地盤反力度（梁バネモデルにより算出するバネ反力度）に対して圧縮強度が 1.5 以上の安全率を有していることを確認する。

$$\frac{ss f_{sc}}{q_{max}} \geq 1.5$$

ここに、

$ss f_{sc}$: 改良地盤の圧縮強度 (kN/m²)
 q_{max} : 最大地盤反力度 (kN/m²)

安全率の検討結果を表 2.5-21 に示す。検討結果より改良地盤の圧縮強度はコンクリート基礎直下の最大地盤反力度の 1.5 以上の安全率を有していることを確認した。

表 2.5-21 改良地盤の地盤反力度に対する検討結果
(基礎下面)

	最大地盤反力度	改良地盤の圧縮強度	安全率	判定
	q_{max}	$ss f_{sc}$	$ss f_{sc} / q_{max}$	
	(kN/m ²)	(kN/m ²)		
レール支持梁	312	548	1.76 > 1.5	OK
NS方向スラブ	230	548	2.38 > 1.5	OK
EW方向スラブ	115	548	4.77 > 1.5	OK

4) 改良地盤に生じるせん断力に対する検討

改良地盤に生じるせん断力に対する検討は、改良地盤に発生する設計せん断力に対して地盤のせん断抵抗力が 1.5 以上の安全率を有していることを確認する。

$$\frac{H_u}{H_d} \geq 1.5$$

$$H_u = f_{ss} \cdot B \cdot L$$

$$f_{ss} = 1/5 \cdot f_{sc}$$

ここに、

- H_u : 改良地盤のせん断抵抗力 (kN)
 H_d : 設計せん断力 (コンクリート基礎底面に作用する水平力) (kN)
 f_{ss} : 改良地盤のせん断強度 (kN/m²)
 f_{sc} : 改良地盤の圧縮強度 (kN/m²) $f_{sc} = 548$ (kN/m²)
 B : コンクリート基礎幅 $B = 80.0$ (m)
 L : コンクリート基礎長 $L = 95.9$ (m)

改良地盤のせん断抵抗力は次式により算定する。

$$f_{ss} = 1/5 \cdot 548 = 109.6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$H_u = 109.6 \times 80.0 \times 95.9 = 840851 \text{ (kN)}$$

安全率の検討結果を表 2.5-22 に示す。検討結果より改良地盤のせん断抵抗力はコンクリート基礎直下の設計せん断力の 1.5 以上の安全率を有していることを確認した。

表 2.5-22 改良地盤のせん断力に対する検討結果

設計せん断力 H_d (kN)	改良地盤のせん断抵抗力 H_u (kN)	安全率	判定
238043	840851	3.53 > 1.50	OK

5) 支持力の検討

改良地盤直下の支持地盤については、改良体下面に作用する設計鉛直力に対して支持地盤の極限支持力が 1.5 以上の安全率を有していることを確認する。

$$\frac{R_u}{V_d} \geq 1.5$$

$$\begin{aligned} R_u &= q_u \times A_e \\ &= 511.3 \times 7855.8 = 4016671 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに、

R_u : 支持地盤の極限支持力 (kN)
 q_u : 極限支持力度 (kN/m²)
 A_e : 基礎地盤の有効載荷面積 (m²)

$$V_d = V_{d1} + V_{d2}$$

ここに、

V_d : 設計鉛直力 (kN)
 V_{d1} : コンクリート基礎下面に作用する鉛直力 (kN) $V_{d1} = 513853 \text{ (kN)}$
 V_{d2} : 改良地盤による鉛直力 (kN) $V_{d2} = 619393 \text{ (kN)}$
 $V_d = V_{d1} + V_{d2} = 1133246 \text{ (kN)}$

安全率の検討結果を表 2.5-23 に示す。検討結果より地盤の極限支持力は設計鉛直力の 1.5 以上の安全率を有していることを確認した。

表 2.5-23 支持力に対する検討結果

設計鉛直力 V_d (kN)	支持地盤の極限支持力 R_u (kN)	安全率	判定
1133246	4016671	3.54 > 1.5	OK

3 異常時の評価

3.1 異常事象の抽出

3.1.1 想定すべき異常事象の抽出

乾式キャスクの取扱い及び仮保管時の作業の際に想定される異常事象の発生原因として、図 3.1-1 に示すように機器の破損、誤操作等の内部事象に起因するもの及び地震、火災等の外部事象に起因するものに分け、以下に示すような設計／運用による対応等を考慮して、選定された異常事象の選定結果の妥当性を確認し、安全評価において想定すべき異常事象として抽出する。

- ① 設計／運用による対応の有効性
- ② 事象の結果の大きさ（影響度）
- ③ 原子炉施設の安全評価事象との包絡性

3.1.2 評価条件の設定

乾式キャスクの取扱い時及び仮保管時の各作業における、以下の諸条件を考慮して、抽出された異常事象の評価条件を設定する。

- ① 乾式キャスクの取扱いに係る機器の仕様、状態
- ② 乾式キャスクを取扱う際の位置
- ③ 移送用機器の仕様、状態
- ④ 仮保管に係る設備の仕様、状態

3.1.3 安全評価基準

乾式キャスクの輸送、保管等の取扱いは構内にて行われることからキャスク仮保管設備の安全評価における各安全機能の評価基準は、専門部会報告書「原子力発電所内の使用済燃料の乾式キャスク貯蔵について（平成4年8月27日原子力安全委員会了承，平成18年9月19日一部改訂）」に基づき、以下のとおりとする。

(1) 除熱

想定される異常事象に対して、乾式キャスク各部の温度の異常な上昇を防止できること。

具体的評価にあたっては、乾式キャスクの温度解析を行い、各部の温度が密封、遮へい及び臨界防止のために設定する温度制限を上回らず、各安全機能を確保するために支障のない温度であることを確認する。

(2) 密封

想定される異常事象に対して、必要とされる漏えい率が維持できること等乾式キャスクの密封機能を維持できること。

具体的評価にあたっては、乾式キャスク本体及び一次蓋が破損しないこと、一次蓋締め付けボルト及び密封シール面に塑性変形が生じないこと並びに金属ガスケット

等のシール部温度が密封健全性を維持できる温度を上回らないことを確認する。

(3) 遮へい

想定される異常事象に対して、遮へい機能を維持できること。

具体的評価にあたっては、荷重、温度上昇等が遮へい材に及ぼす影響を考慮した上で乾式キャスクの線量率を評価し、乾式キャスク表面より 1m の点において 10mSv/h 以下であることを確認する。

(4) 臨界防止

想定される異常事象に対して、乾式キャスクに収納される使用済燃料が臨界に達しないこと。

具体的評価にあたっては、乾式キャスク本体、バスケット、使用済燃料等に及ぼされる形状変形等の影響を考慮した上で実効増倍率を評価し、計算誤差等を考慮しても、実効増倍率が 0.95 を上回らないことを確認する。

3.1.4 異常事象の抽出

図 3.1-2 及び図 3.1-3 に示すハンドリングフローに基づき、乾式キャスクの取扱い及び仮保管時までの各作業において想定される起因事象に着目し、発生防止対策を考慮して異常事象の発生の可能性を検討し、想定すべき異常事象を抽出した。異常事象の抽出結果を表 3.1-1 に示す。なお、共用プールの燃料取扱設備は震災前と同等に復旧する予定であり、共用プールからキャスク仮保管設備に乾式貯蔵キャスクを搬入する手順等は通常の発電所内と同等である為、乾式貯蔵キャスクの異常事象はキャスク仮保管設備での取扱いを対象にしているが、輸送貯蔵兼用キャスクは福島第一発電所構内で取扱った実績がないことから念のため、異常事象は共用プールでの取扱い、構内輸送、キャスク仮保管設備での取扱いを対象にしている。

抽出した異常事象は以下のとおりである。

- ・ 乾式貯蔵キャスクを支持架台が装着された状態で吊り下げる際に、クレーンの誤操作が原因で、支持架台が基礎コンクリートに異常着床する。
- ・ 輸送貯蔵兼用キャスクを搬送台車架台に吊下げる際に、クレーンの誤操作が原因となって、輸送貯蔵兼用キャスクが搬送台車架台に異常着床する。
- ・ 輸送貯蔵兼用キャスクを輸送架台に吊下げる際に、クレーンの誤操作が原因となって、輸送貯蔵兼用キャスクが輸送架台に異常着床する。
- ・ 輸送貯蔵兼用キャスクを支持架台に吊下げる際に、クレーンの誤操作が原因となって、輸送貯蔵兼用キャスクが支持架台に異常着床する。

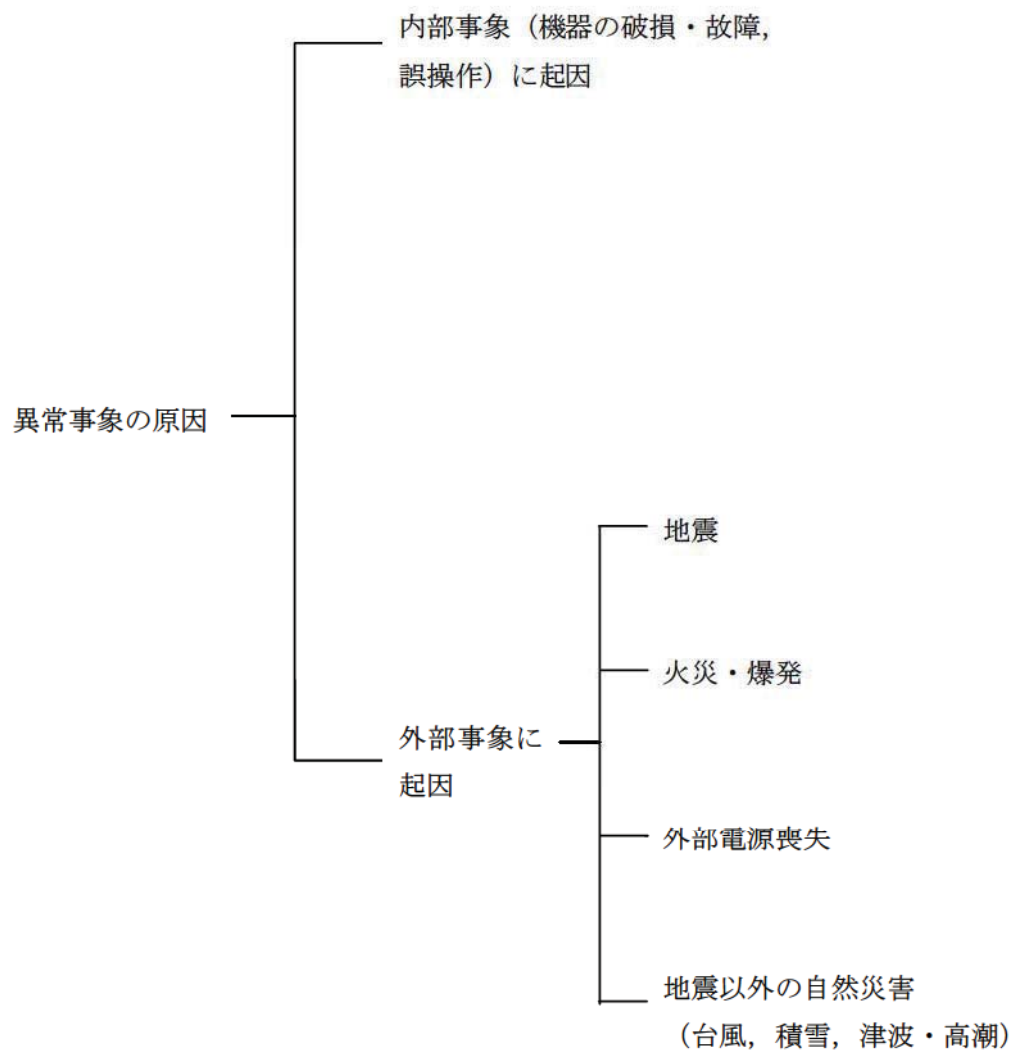


図 3. 1-1 異常事象の発生原因

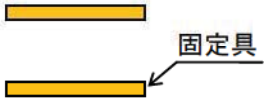
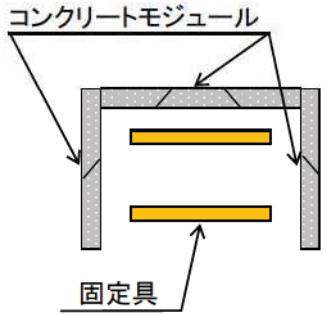
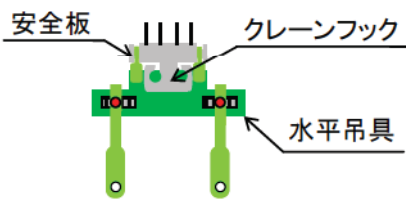
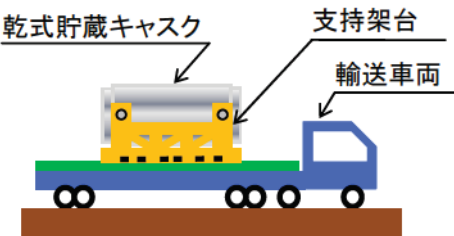
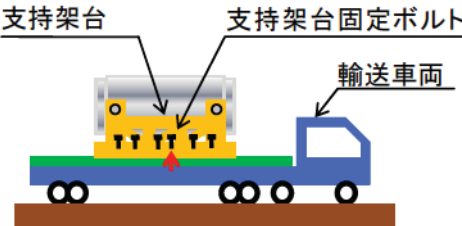
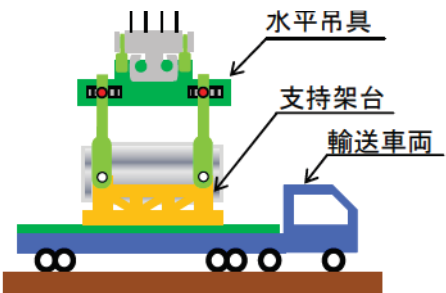
No.	取り扱いモード	No.	取り扱いモード
1-1	乾式貯蔵キャスクの支持架台を設置するための固定具を取り付ける。  (図は平面図を示す)	1-2	長手側の 1 面を開けて、コンクリートモジュールの 3 面を立てる。  (図は平面図を示す)
1-3	水平吊具をクレーンフックに取り付ける。 	1-4	輸送車両で乾式貯蔵キャスクを搬入させる。 
1-5	支持架台の固定ボルトを取り外す。 	1-6	輸送車両上の支持架台に、クレーンの水平吊具を取り付ける。 

図 3.1-2 乾式貯蔵キャスクのハンドリングフロー (1/4)

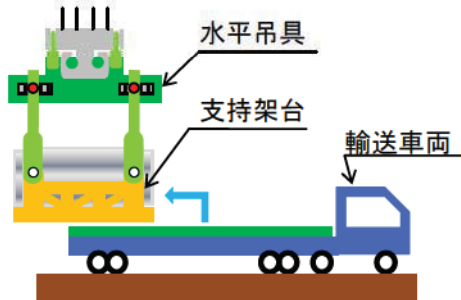
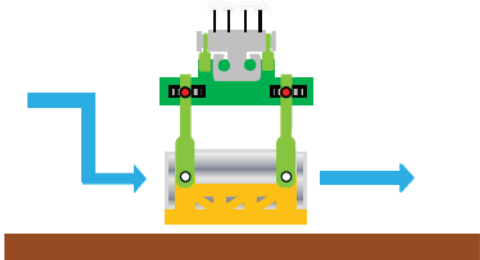
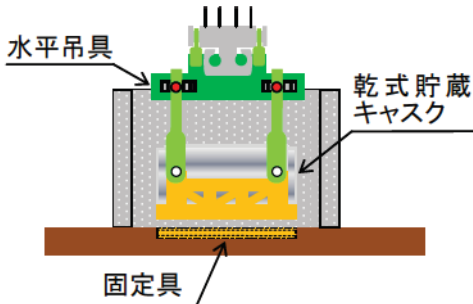
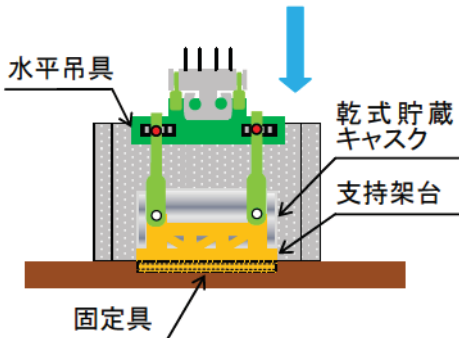
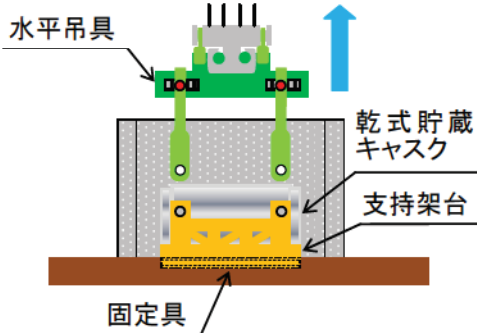
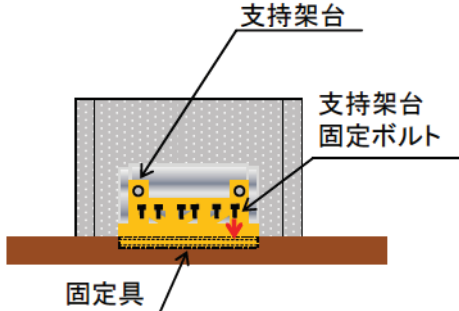
No.	取り扱いモード	No.	取り扱いモード
1-7	支持架台ごと乾式貯蔵キャスクをクレーンで吊上げた後、水平に移動する。 	1-8	乾式貯蔵キャスクを保管場所までクレーンで移動する。 
1-9	乾式貯蔵キャスクを固定具の上まで移動する。 	1-10	クレーンを下降させて、乾式貯蔵キャスクを固定具に載せる。 
1-11	乾式貯蔵キャスクから水平吊具を取り外し、クレーンを上昇させる。 	1-12	支持架台を、固定ボルトで固定具に固定する。 

図 3.1-2 乾式貯蔵キャスクのハンドリングフロー (2/4)

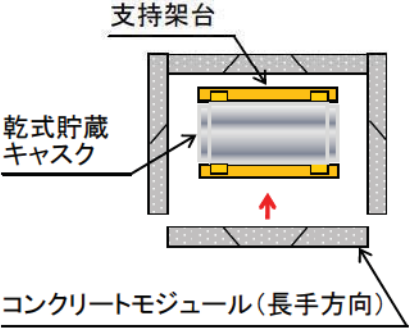
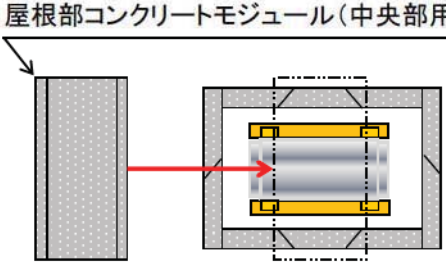
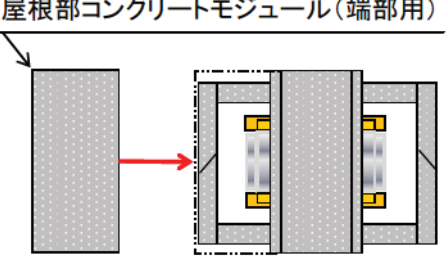
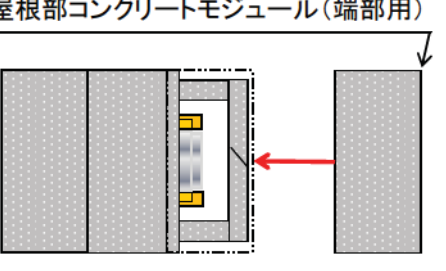
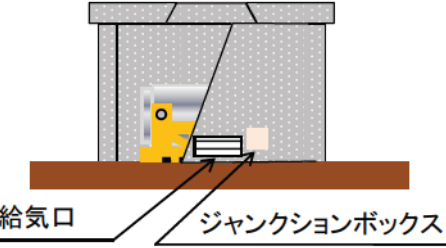
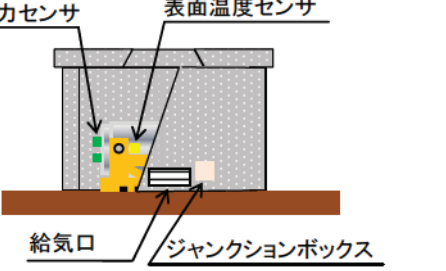
No.	取り扱いモード	No.	取り扱いモード
1-13	コンクリートモジュールの長手方向の残り 1 面を立てて、先に組み立てたコンクリートモジュールに固定する。  (図は平面図を示す)	1-14	中央部用の屋根のコンクリートモジュールをクレーンで吊って、組み立てたコンクリートモジュールの短手側から載せる。  (図は平面図を示す)
1-15	端部の屋根のコンクリートモジュールをクレーンで吊って、短手側から載せて固定する。  (図は平面図を示す)	1-16	もう一方の端部の屋根のコンクリートモジュールをクレーンで吊って、短手側から載せて固定する。  (図は平面図を示す)
1-17	コンクリートモジュールの長手方向の 1 面に、ジャンクションボックスを取り付ける。  (図は平面図を示す)	1-18	乾式貯蔵キャスクに監視用センサ（圧力用 2 個、表面温度用 1 個）を取り付ける。  (図は平面図を示す)

図 3.1-2 乾式貯蔵キャスクのハンドリングフロー (3/4)

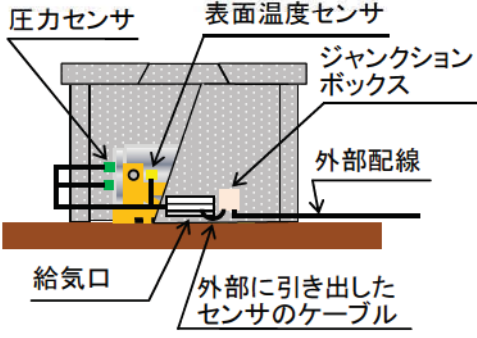
No.	取り扱いモード	No.	取り扱いモード
1-19	監視用センサのケーブルを，給排気口からコンクリートモジュールの外に出し，ジャンクションボックス内で外部配線と接続する。 		

図 3. 1-2 乾式貯蔵キャスクのハンドリングフロー (4/4)

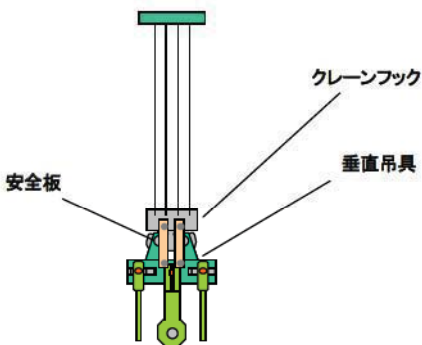
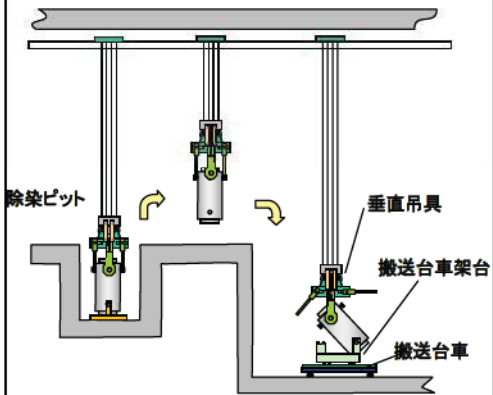
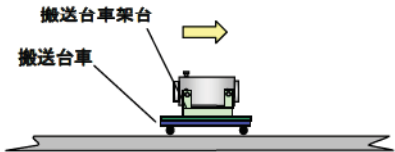
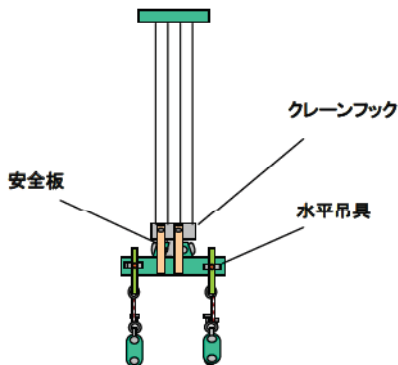
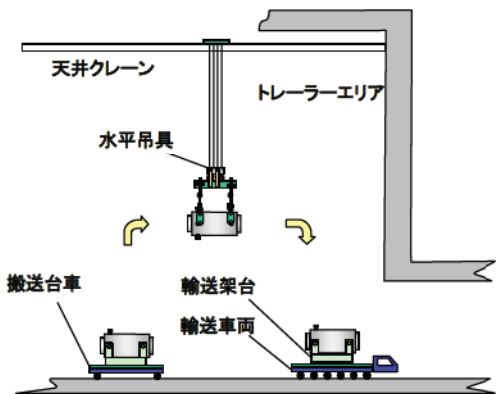
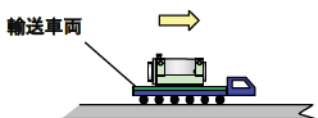
No.	取り扱いモード	No.	取り扱いモード
2-1	垂直吊具をクレーンフックに取り付ける。 	2-2	輸送貯蔵兼用キャスクを共用プール除染ピットから垂直吊具で吊上げ、搬送台車上の架台に積載する。 
2-3	搬送台車でトレーラーエリアに移動させる。 	2-4	水平吊具をクレーンフックに取り付ける。 
2-5	トレーラーエリアで搬送台車から輸送貯蔵兼用キャスクを水平吊具で吊上げ、輸送車両上の輸送架台に積載する。 	2-6	輸送車両でキャスク仮保管設備へ構内輸送する。 

図 3.1-3 輸送貯蔵兼用キャスクのハンドリングフロー (1/3)

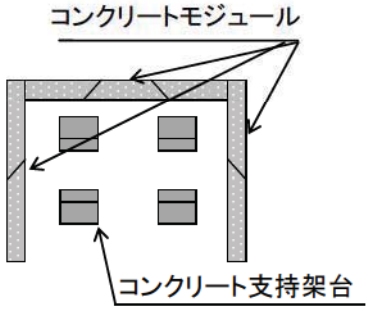
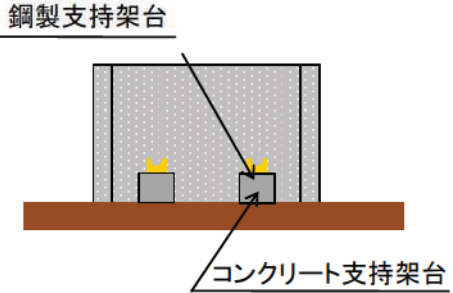
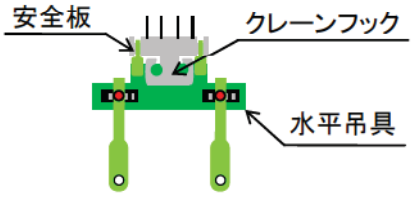
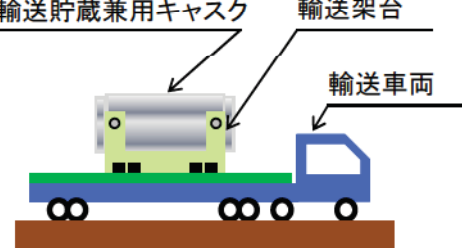
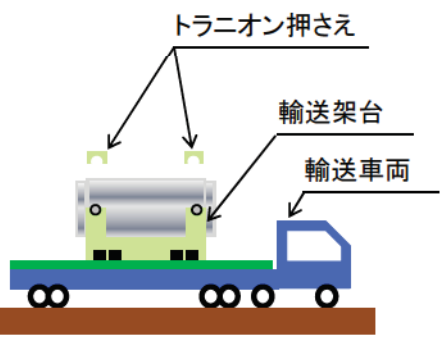
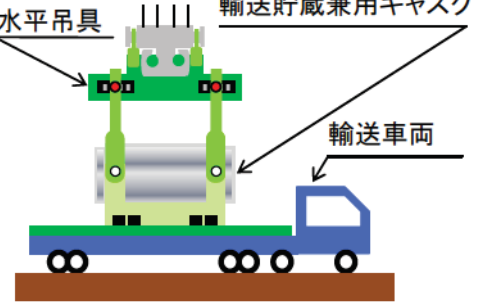
No.	取り扱いモード	No.	取り扱いモード
2-7	コンクリート支持架台を設置し、コンクリートモジュールの3面を立てる。 (事前に実施する)  (図は平面図を示す)	2-8	鋼製支持架台をコンクリート支持架台に取り付ける。 (事前に実施する) 
2-9	水平吊具をクレーンフックに取り付ける。 	2-10	輸送車両で輸送貯蔵兼用キャスクを搬入させる。 
2-11	輸送架台の上部と下部のトラニオン押さえを取り外す。 	2-12	輸送車両上の輸送貯蔵兼用キャスクに水平吊具を取り付ける。 

図 3.1-3 輸送貯蔵兼用キャスクのハンドリングフロー (2/3)

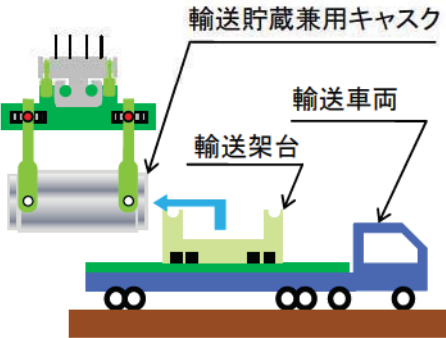
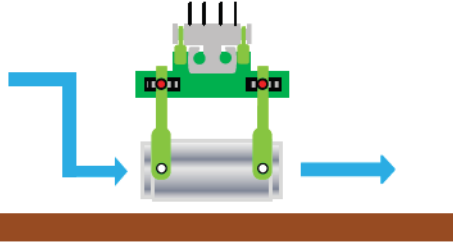
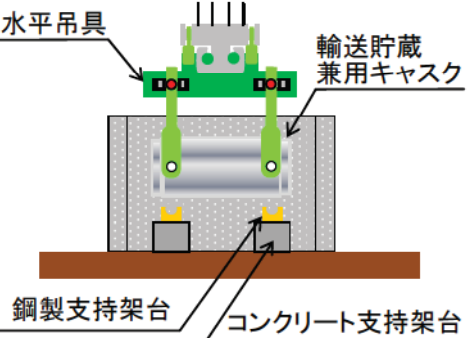
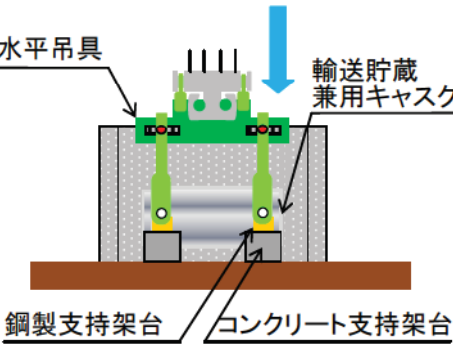
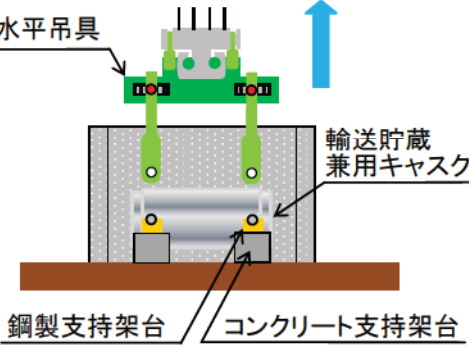
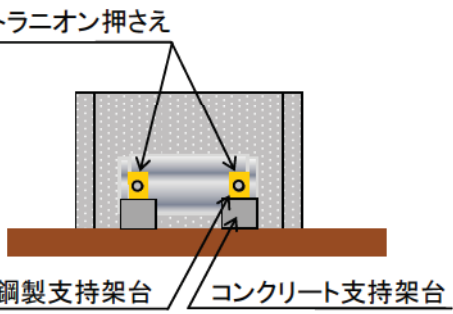
No.	取り扱いモード	No.	取り扱いモード
2-13	トラニオンが輸送架台をかわすまで輸送貯蔵兼用キャスクをクレーンで吊上げた後、水平に移動する。 	2-14	輸送貯蔵兼用キャスクを保管場所までクレーンで移動する。 
2-15	輸送貯蔵兼用キャスクを鋼製支持架台の上まで移動する。 	2-16	クレーンを下降させて、輸送貯蔵兼用キャスクを鋼製支持架台に載せる。 
2-17	輸送貯蔵兼用キャスクから水平吊具を取り外し、クレーンを上昇させる。 	2-18	トラニオンをトラニオン押さえで支持架台に固定する。  (以降、乾式貯蔵キャスクの 1-13～1-19 と同じ手順)

図 3.1-3 輸送貯蔵兼用キャスクのハンドリングフロー (3/3)

表 3.1-1 異常事象の抽出 (1/3)

起回事象 (ハンドリングフローNo.)	原因	異常事象発生の可能性	発生の 要否	想定シナリオ	抽出の 要否
乾式キャスクの落下 (1-4～1-10) (2-2～2-16)	輸送車両取扱い時の 落下	固定ボルトの取付け不 良	×		×
	搬送台車取扱い時の 落下	固定ボルトの取付け不 良	×		×
	クレーン取扱い時の 落下	吊具の取り付け不良 ワイヤーロープの切断	×		×
	クレーンでの移動時 (走行、横行)の衝突 (1-7～1-9) (2-2, 2-5, 2-13～ 2-15)	ブレーキの故障 操作員の誤操作	×		×
乾式キャスクの衝突 (1-7～1-10) (2-2, 2-5, 2-13～ 2-16)	クレーンでの吊下げ 時の衝突 (異常着床)	ワイヤーロープの切断	×		×
		ワイヤーロープの切断	×		×
	クレーンでの吊下げ 時の衝突 (異常着床)	ワイヤーロープの切断	×		×
		ワイヤーロープの切断	×		×
乾式キャスクの衝突 (1-7～1-10) (2-2, 2-5, 2-13～ 2-16)	クレーンでの吊下げ 時の衝突 (異常着床)	ワイヤーロープの切断	×		×
		ワイヤーロープの切断	×		×
	クレーンでの吊下げ 時の衝突 (異常着床)	ワイヤーロープの切断	×		×
		ワイヤーロープの切断	×		×
乾式キャスクの衝突 (1-7～1-10) (2-2, 2-5, 2-13～ 2-16)	クレーンでの吊下げ 時の衝突 (異常着床)	ワイヤーロープの切断	×		×
		ワイヤーロープの切断	×		×
	クレーンでの吊下げ 時の衝突 (異常着床)	ワイヤーロープの切断	×		×
		ワイヤーロープの切断	×		×

表 3. 1-1 異常事象の抽出 (2/3)

起回事象 (ハンドリングフローNo.)	原因	異常事象発生の可能性	発生の 要否	想定シナリオ	抽出の 要否
乾式キャスクへの重 量物の落下 (1-13～1-16)	コンクリートモジュール側壁部の転倒 (1-13)	固定具取り付け不良	×	コンクリートモジュールはコの字形に接合されているために自立すること、複数個の固定具で基礎に固定されていることから、1 個の固定具が取り付不良であっても、コンクリートモジュールは転倒しない。	×
	コンクリートモジュール (長手方向) の落下 (1-14～1-16)	吊具取り付け不良	×	始業前に吊具の点検を行い、吊具は外れ止め防止金具を取り付けるため、コンクリートモジュール (長手方向) は落下しない。	×
		ワイヤーロープの切断	×	始業前にワイヤーロープの点検を行い、ワイヤーロープは二重化しているため、コンクリートモジュールは落下しない。	×
		操作員の誤操作	×	コンクリートモジュール (長手方向) の移動前に、コンクリートモジュール (長手方向) と移動経路の芯あわせを行い、荷振れ対策としてガイドロープを使用するため、コンクリートモジュール (長手方向) は乾式キャスクへ落下しない。	×
	屋根部コンクリートモジュールの落下	吊具取り付け不良	×	始業前に吊具の点検を行い、吊具は外れ止め防止金具を取り付けるため、天板コンクリートモジュールは落下しない。 天板コンクリートモジュールは矩形に組んだ側板コンクリートモジュールに比べて迫出した形状であり、天板コンクリートモジュールの移動前に側板コンクリートモジュールとの接合位置がどのように芯あわせするため、仮に天板コンクリートモジュールが落下したとしてもキャスク上には落下しない。	×
		ワイヤーロープの切断	×	始業前にワイヤーロープの点検を行い、ワイヤーロープは二重化しているため、天板コンクリートモジュールは落下しない。	×
		操作員の誤操作	×	天板コンクリートモジュールは矩形に組んだ側板コンクリートモジュールに比べて迫出した形状であり、天板コンクリートモジュールの移動前に、側板コンクリートモジュールとの接合位置がどのように芯あわせを行い、荷振れ対策としてガイドロープを使用するため、天板コンクリートモジュールは乾式キャスクへ落下しない。	×
			○	給気口の閉塞により、除熱機能への影響が懸念されるものの、日常の巡視点検により閉塞の有無を確認できる。また、乾式キャスク表面温度は免震重要棟で連続監視し、所定の設定温度で警報を発報するた め事前に異常を検知できる。なお、温度センサーの断線により、データが採取されない場合にも警報を発報する。	×
	コンクリートモジュール給排気口の閉塞	異物の付着	×	異物の飛来により給気口の閉塞が想定される。	×
		積雪	×	積雪による閉塞がないような設計対応及び日常の巡視等の運用対応により、給排気口が閉塞することはない。	×

表 3.1-1 異常事象の抽出 (3/3)

起回事象 (ハンドリングフローNo.)		原因	異常事象発生の可能性	発生の 要否	想定シナリオ	抽出の 要否
地震			乾式キャスク、コンクリートモジュールは、地震時にも基本的安全機能を維持できるよう設計する。	×		×
火災・爆発			動力機関として内燃機関を使用するものではなく、実用上可能な限り不燃性又は難燃性材料を使用し、持ち込み物品の制限等の運用対応をするため、火災の発生する可能性は非常に低い。	×		×
外部電源喪失			クレーンのフェイルセーフ設計により、乾式キャスクの落下防止、衝突防止が施されている。	×		×
経年変化			乾式貯蔵キャスクは設計貯蔵期間 40 年で、輸送貯蔵兼用キャスクは設計貯蔵期間 50 年で設計されており、それより短い期間で使用するため、経年変化を考慮する必要はない。	×		×
地震以外の自然災害	台風		コンクリートモジュールの風荷重に対する設計は、「建築基準法」に定める設計基準に従う。	×		×
	積雪、凍結		敷地周辺の過去の記録に基づいて敷地で考えられる最も過酷な場合を想定した設計を行う。	×		×
	津波、高潮		敷地の標高 (OP. 39, 700)、海岸からの距離等から判断して、敷地が被害を受けることは考えられない。	×		×

3.2 異常事象の評価

(1) 乾式貯蔵キャスクの異常事象の評価

1) 評価方針

支持架台が装着された乾式貯蔵キャスクが水平姿勢でクレーンの最大吊下げ速度（1.5m/min）のまま基礎コンクリートに衝突した場合に、乾式貯蔵キャスクに生じる衝撃加速度を算出する。概念図を図 3.2-1 に示す。

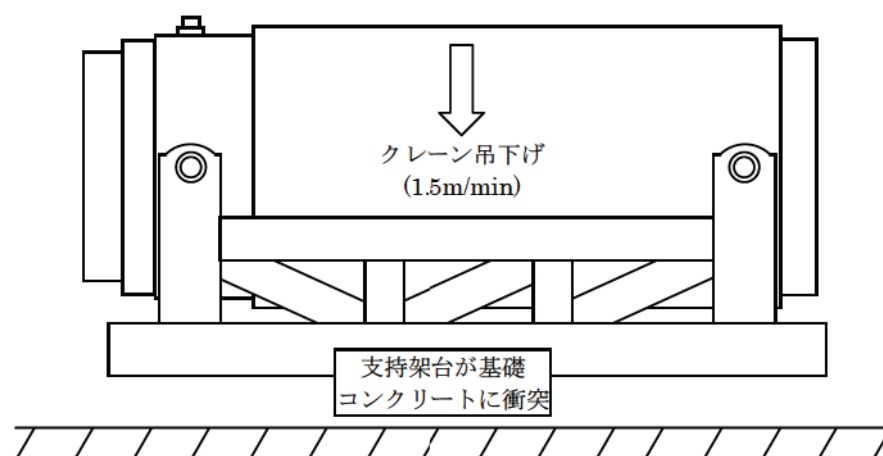


図 3.2-1 異常着床概念図

2) 評価条件及び方法

乾式貯蔵キャスクが支持架台に衝突する際に生じる衝撃加速度の計算条件は以下のとおりである。

- ・ 支持架台の弾性により乾式貯蔵キャスクの運動エネルギーを吸収する。
- ・ 乾式貯蔵キャスク本体（トラニオン除く）を剛とする。
- ・ 基礎コンクリート床面を剛とする。
- ・ 支持架台の自重は無視する。

a. 衝撃加速度の算出式

エネルギー保存則により乾式貯蔵キャスクに生じる衝撃加速度を算出する。

$$\frac{1}{2}m \cdot v^2 + m \cdot g \cdot \delta = \frac{1}{2}K \cdot \delta^2$$

ここで、

- m : 乾式貯蔵キャスクの質量 (kg)
v : クレーンの巻下定格速度 = 1.5 (m/min) = 0.025 (m/s)
g : 重力加速度 = 9.80365 (m/s²)

δ : 支持架台の最大変形量 (m)

K : 支持架台のばね定数 (N/m)

上式を変形すると

$$\delta = \frac{m \cdot g}{K} + \sqrt{\frac{m^2 \cdot g^2}{K^2} + \frac{m \cdot v^2}{K}} \quad (\delta \geq 0)$$

また、乾式貯蔵キャスクに生じる衝撃加速度は次式で算出する。

$$\alpha = \frac{F}{m}$$

$$F = K \cdot \delta$$

ここで、

α : 乾式貯蔵キャスクに生じる衝撃加速度 (m/s²)

F : 乾式貯蔵キャスクに作用する衝撃力 (N)

以上より、乾式貯蔵キャスクに生じる衝撃加速度は次式のとおりとなる。

$$\alpha = g + \sqrt{g^2 + \frac{K \cdot v^2}{m}}$$

b. 支持架台のばね定数

支持架台のばね定数は、固有周期解析における鉛直方向の変形モードの固有振動数から計算した。

固有振動数（1質点の1次元自由振動）は、次式で求められる。

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}}$$

ここで、

f : 固有振動数 (Hz)

固有振動数は「2.1 乾式キャスクの耐震性 (1) 乾式貯蔵キャスク
3) 固有周期の算定」と同手法で算定した

M : 乾式貯蔵キャスク及び支持架台の合計質量 (kg)

中型乾式貯蔵キャスク : キャスク (96t) + 支持架台 (16t)

大型乾式貯蔵キャスク : キャスク (115t) + 支持架台 (15t)

上式を変形すると支持架台のばね定数は、

$$K = 4M \cdot \pi^2 \cdot f^2$$

となる。

3) 評価結果

乾式貯蔵キャスクに生じる衝撃加速度を表 3.2-1 に示す。乾式貯蔵キャスクに生じる衝撃加速度は運搬時の評価加速度(3G)より小さい値となり、運搬時の評価結果に包絡され、乾式貯蔵キャスクの安全機能は維持される。

表 3.2-1 乾式貯蔵キャスクに生じる衝撃加速度

キャスク タイプ	固有 振動数 f (Hz)	支持架台の ばね定数 K (N/m)	衝撃加速度 α	
			(m/s ²)	(G)
乾式貯蔵キャスク (中型)	81.7	2.96×10^{10}	26.9	2.75
乾式貯蔵キャスク (大型)	74.2	2.83×10^{10}	25.7	2.63

(2) 輸送貯蔵兼用キャスクの異常事象の評価

1) 評価方針

輸送貯蔵兼用キャスクがクレーンの最大吊下げ速度 (1.5m/min) のまま搬送台車架台、輸送架台及び、支持架台に衝突した場合に、輸送貯蔵兼用キャスクに生じる衝撃加速度を算出する。概念図を図 3.2-2～4 に示す。なお、輸送貯蔵兼用キャスク A については今後評価結果を記載する。

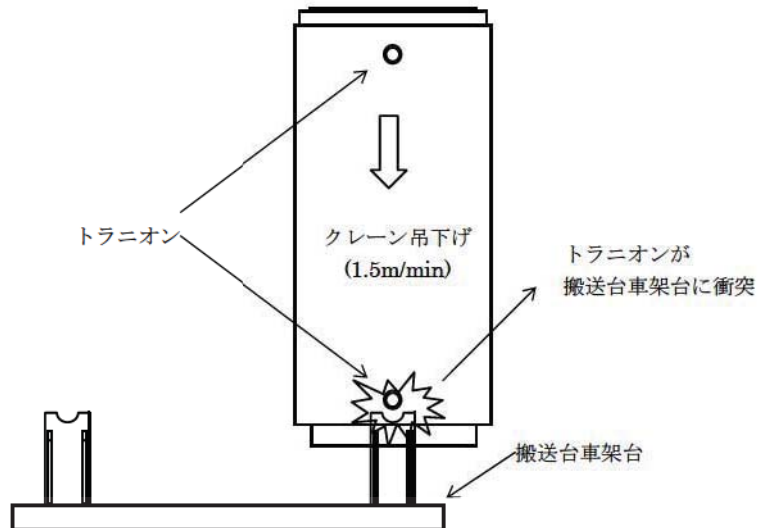


図 3.2-2 異常着床概念図 (搬送台車架台への衝突)

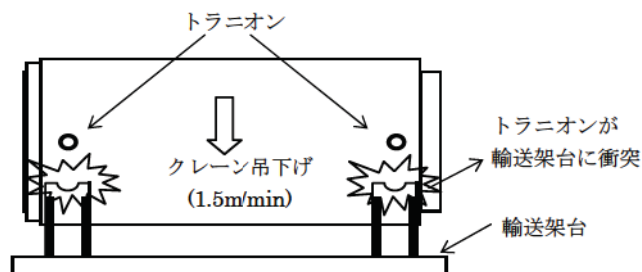


図 3.2-3 異常着床概念図 (輸送架台への衝突)

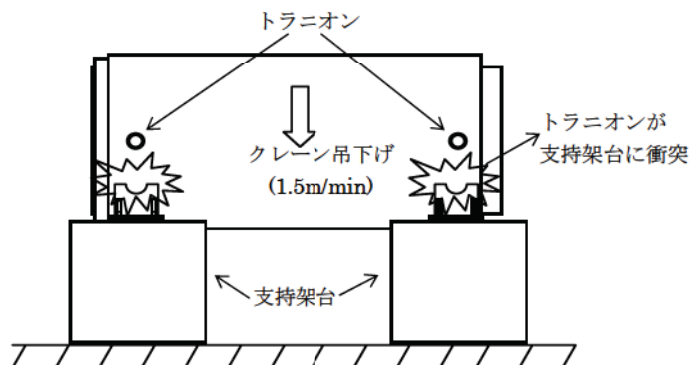


図 3.2-4 異常着床概念図 (支持架台への衝突)

2) 輸送貯蔵兼用キャスクの評価条件および方法

輸送貯蔵兼用キャスクが搬送台車架台、輸送架台、支持架台に衝突する際に生じる衝撃加速度の計算条件は以下のとおりである。

- ・搬送台車架台、輸送架台、支持架台の弾性により輸送貯蔵兼用キャスクの運動エネルギーを吸収する。
- ・輸送貯蔵兼用キャスク本体（トラニオン含む）を剛とする。
- ・搬送台車架台、輸送架台、支持架台の自重は無視する。

a. 衝撃加速度の算出式

エネルギー保存則によりキャスクに生じる衝撃加速度を算出する。

$$\frac{1}{2}m \cdot v^2 + m \cdot g \cdot \delta = \frac{1}{2}K \cdot \delta^2$$

ここで、

- m : 輸送貯蔵兼用キャスク質量
輸送貯蔵兼用キャスク B : 1.186×10^5 (kg)
- v : クレーン巻下定格速度 = 1.5 (m/min) = 0.025 (m/s)
- g : 重力加速度 = 9.80665 (m/s²)
- δ : 架台の最大変形量 (m)
- K : 架台のばね定数 (N/m)

上式を変形すると

$$\delta = \frac{m \cdot g}{K} + \sqrt{\frac{m^2 \cdot g^2}{K^2} + \frac{m \cdot v^2}{K}} \quad (\delta \geq 0)$$

また、輸送貯蔵兼用キャスクに生じる衝撃加速度は次式で算出する。

$$\alpha = \frac{F}{m}$$

$$F = K \cdot \delta$$

ここで、

- α : 輸送貯蔵兼用キャスクに生じる衝撃加速度 (m/s²)
- F : 輸送貯蔵兼用キャスクに作用する衝撃力 (N)

以上より、輸送貯蔵兼用キャスクに生じる衝撃加速度は次式のとおりとなる。

$$\alpha = g + \sqrt{g^2 + \frac{K \cdot v^2}{m}}$$

b. 架台のばね定数

架台のばね定数は、搬送台車架台、輸送架台、支持架台の鉛直方向の弾性から算出した。

・搬送台車架台のばね定数 : 1.36×10^{10} (N/m) (2脚分)

・輸送架台のばね定数

輸送貯蔵兼用キャスク B 用 : 4.0×10^{10} (N/m) (4脚分) *1

・支持架台のばね定数

輸送貯蔵兼用キャスク B 用 : 4.56×10^{10} (N/m) (4脚分)

*1：輸送貯蔵兼用キャスク B 用の輸送架台は設計中のため計画値

3) 評価結果

輸送貯蔵兼用キャスクに生じる衝撃加速度を表 3.2-2 に示す。表 3.2-2 より設計事象Ⅱの衝撃加速度は、「1.1 乾式キャスクの構造強度」における構造強度評価で用いている衝撃加速度、横姿勢：3G、縦姿勢（キャスク、バスケット）：5G、縦姿勢（トラニオン）：2.5G に包絡されており、輸送貯蔵兼用キャスクの安全機能は維持されることを確認している。

表 3.2-2 輸送貯蔵兼用キャスクに生じる衝撃加速度

異常事象	キャスクタイプ	支持架台の ばね定数 K (N/m)	衝撃加速度 α	
			(m/s ²)	(G)
搬送台車架台への衝突 (縦姿勢)	輸送貯蔵兼用キャスク B	1.36×10^{10}	22.8	2.33
輸送架台への衝突 (横姿勢)		4.0×10^{10}	27.4	2.80
支持架台への衝突 (横姿勢)		4.56×10^{10}	28.2	2.88