本資料のうち，枠囲みの内容は営業秘密又は防護上の観点から公開できません。

東海第二発電所　工事計画審査資料	
資料番号	補足-60-1 改 40
提出年月日	平成 30 年 5 月 25 日

東海第二発電所

工事計画に係る説明資料

（Ⅴ-1-1-2-2　津波への配慮に関する説明書）

平成 30 年 5 月

日本原子力発電株式会社

改定履歴

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改0	H30.2.5	・新規制定 ・「6.1.3　止水機構に関する補足説明」を新規作成し，追加
改1	H30.2.7	・「1.1　潮位観測記録の考え方について」及び「1.3　港湾内の局所的な海面の励起について」を新規作成し，追加
改2	H30.2.8	・改0の「6.1.3　止水機構に関する補足説明」を改定
改3	H30.2.9	・改1に，「1.6　ＳＡ用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討」を新規作成し，追加（「1.1　潮位観測記録の考え方について」及び「1.3　港湾内の局所的な海面の励起について」は，変更なし）
改4	H30.2.13	・改3の内，「1.1　潮位観測記録の考え方について」及び「1.3　港湾内の局所的な海面の励起について」を改定（「1.6　ＳＡ用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討」は，変更なし）
改5	H30.2.13	・「5.11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」及び「5.17 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況について」を新規作成し，追加
改6	H30.2.15	・「5.7　自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について」及び「5.19 津波荷重の算出における高潮の考慮について」を新規作成し，追加
改7	H30.2.19	・改6に，「5.1　地震と津波の組合せで考慮する荷重について」を新規作成し，追加（「5.7　自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について」及び「5.19 津波荷重の算出における高潮の考慮について」は，変更なし）
改8	H30.2.19	・「5.9　浸水防護施設の評価に係る地盤物性値及び地質構造について」及び「5.14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁止水シールについて」を新規作成し，追加
改9	H30.2.22	・改 8 の「5.9　浸水防護施設の評価に係る地盤物性値及び地質構造について」を改定（「5.14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁止水シールについて」は，変更なし）
改10	H30.2.23	・改2の「6.1.3　止水機構に関する補足説明」を改定
改11	H30.2.27	・「4.1　設計に用いる遡上波の流速について」及び「5.4　津波波力の選定に用いた規格・基準類の適用性について」を新規作成し，追加
改12	H30.3.1	・「1.2　遡上・浸水域の評価の考え方について」，「1.4　津波シミュレーションにおける解析モデルについて」，「4.2　漂流物による影響確認について」，「5.2　耐津波設計における現場確認プロセスについて」及び「5.6　浸水量評価について」を新規作成し，追加 ・改4の内，「1.6　ＳＡ用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討」を改定
改13	H30.3.6	・改 12 の内，「1.6　ＳＡ用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討」を改定
改14	H30.3.6	・改5の内，「5.11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」を改定（「5.11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」のうち，「5.11.5 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁」を新規作成） ・改9の内，「5.14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁止水シールについて」を改定

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 15	H30.3.9	・資料番号を「補足-60」→「補足-60-1」に変更（改定番号は継続） ・改 7 の内,「5.7　自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について」を改定 ・改 10 の「6.1.3　止水機構に関する補足説明」を改定
改 16	H30.3.12	・改 14 の内,「5.14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁止水シールについて」を改定
改 17	H30.3.22	・改 15 の内,「6.1.3　止水機構に関する補足説明」を改定
改 18	H30.3.30	・「1.5　入力津波のパラメータスタディの考慮について」,「3.1　砂移動による影響確認について」,「6.5.1　防潮扉の設計に関する補足説明」及び「放水路ゲートに関する補足説明」を新規作成し追加 ・改 17 の「6.1.3　止水機構に関する補足説明」を改定
改 19	H30.4.3	・改 18 の「6.1.3　止水機構に関する補足説明」を改定
改 20	H30.4.4	・改 11 の内「4.1　設計に用いる遡上波の流速について」を改定 ・「5.10 浸水防護施設の強度計算における津波荷重，余震荷重及び漂流物荷重の組合せについて」を新規作成し追加
改 21	H30.4.6	・改 11 の内「5.4　津波波力の選定に用いた規格・基準類の適用性について」を改定 ・改 16 の内「5.14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について」を改定（「5.14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について」のうち「5.14.2　鋼製防護壁シール材について」を新規作成）
改 22	H30.4.6	・「6.9.2　逆止弁を構成する各部材の評価及び機能維持の確認方法について」を新規作成し追加
改 23	H30.4.10	・改 18 の「6.5.1　防潮扉の設計に関する補足説明」及び「6.6.1　放水路ゲートに関する補足説明」を改訂 ・改 21 の「6.1.3　止水機構に関する補足説明」を改定
改 24	H30.4.11	・改 5 の内,「5.11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」を改定（「5.11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」のうち,「5.11.4 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））」を改定） ・改 14 の内,「5.11　浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」を改定（「5.11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」のうち,「5.11.5 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁」を改定） ・改 20 の内,「4.1　設計に用いる遡上波の流速について」を改定 ・「5.15 東海発電所の取放水路の埋戻の施工管理要領について」を新規作成し追加 ・「6.2.1　鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明」を新規作成し追加 ・「6.3.1　鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の設計に関する補足説明」を新規作成し追加 ・「6.4.1　鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明」を新規作成し追加 ・「6.8.1　貯留堰の設計に関する補足説明」を新規作成し追加
改 25	H30.4.12	・改 23 の「6.1.3　止水機構に関する補足説明」を改定
改 26	H30.4.13	・改 12 の内,「4.2　漂流物による影響確認について」及び「5.6　浸水量評価について」を改定
改 27	H30.4.18	・改 25 の「6.1.3　止水機構に関する補足説明」を改定

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 28	H30.4.19	・改 5 の内,「5.11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」を改定（「5.11.7　防潮扉」を改定） ・改 24 の内,「4.1　設計に用いる遡上波の流速について」を改定 ・改 21 の内,「5.4　津波波力の選定に用いた規格・基準類の適用性について」 ・「5.13　スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価について」を新規作成し，追加 ・「5.18 津波に対する止水性能を有する施設の評価について」を新規作成し，追加 ・「6.5.1　防潮扉の設計に関する補足説明」(土木）を新規作成し，追加 ・「6.8.2　貯留堰取付護岸に関する補足説明」を新規作成し，追加
改 29	H30.4.19	・改 18 の内,「1.5　入力津波のパラメータスタディの考慮について」を改定
改 30	H30.4.27	・H30.4.23 時点での最新版一式として，改 29（H30.4.19）までの最新版をとりまとめ，一式版を作成
改 31	H30.4.26	・改 28 の内,「4.1　設計に用いる遡上波の流速について」を改定 ・改 28 の内,「5.4　津波波力の選定に用いた規格・基準類の適用性について」 ・改 5 の内,「5.11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」を改定（「5.11.2　防潮堤（鋼製防護壁)」,「5.11.3　防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁)」を改定） ・「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」を新規作成し，追加 ・「6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明」を新規作成し，追加
改 32	H30.5.1	・改 31 の内,「4.1　設計に用いる遡上波の流速について」を改定 ・「5.9　浸水防護施設の評価に係る地盤物性値及び地質構造について」を削除し，5.9　以降の番号を繰り上げ ・改 5 の内,「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」を改定（「5.10.8　構内排水路逆流防止設備」を改定） ・改 21 の内,「5.13 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について」を改定（「5.13.2　鋼製防護壁シール材について」を改定） ・「6.1.1.1　鋼製防護壁の耐震計算書に関する補足説明」を新規作成し，追加 ・「6.7.1.1　構内排水路逆流防止設備の耐震計算書に関する補足説明」を新規作成し，追加
改 33	H30.5.7	・改 5 の内,「5.16 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況について」を改定 ・「6.2.1.2　鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明資料」を新規作成し，追加 ・「6.3.1.2　鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度計算書に関する補足説明」を新規作成し，追加 ・「6.4.1.2　鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明」を新規作成し，追加 ・「6.8.1.2　貯留堰の強度計算書に関する補足説明」を新規作成し，追加

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 34	H30.5.7	・改 27 の「6.1.3　止水機構に関する補足説明」を改定 ・「6.7.1　構内排水路逆流防止設備の設計に関する補足説明」を新規作成し，追加
改 35	H30.5.14	・改 34 の「6.1.3　止水機構に関する補足説明」を改定 止水機構の実証試験の記載等について適正化
改 36	H30.5.17	・・「5.19　許容応力度法における許容限界について」を新規追加 ・「6.1.1.2　鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明」を新規作成し，追加 ・「6.5.1.2　防潮扉の強度計算書に関する補足説明」を新規作成し，追加
改 37	H30.5.17	・改 4 の内，「1.1　潮位観測記録の考え方について」及び「1.3　港湾内の局所的な海面の励起について」を改定 ・改 18 の内，「3.1　砂移動による影響確認について」を改定 ・「6.9.1　浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」に名称を変更
改 38	H30.5.18	・改 24 の内，「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」を改定（「5.10.5　防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）」を改定） ・改 31 の内，「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」を改定（「5.10.3　防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）」を改定） ・改 31 の内，「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」を改定
改 39	H30.5.22	・改 35 の「6.1.3　止水機構に関する補足説明」を改定 止水機構の解析結果及び実証試験結果について記載を追記。 ・改 34「6.7.1　構内排水路逆流防止設備の設計に関する補足説明」を改訂
改 40	H30.5.25	・「6.9.1　浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」を新規作成し，追加 ・改 22 の「6.9.2　逆止弁を構成する各部材の評価及び機能維持の確認方法について」を改定

下線は，今回提出資料を示す。

目　　次

[　　]内は，当該箇所を提出（最新）したときの改訂を示す。

[　　]内は，当該箇所を提出（最新）したときの改訂を示す。

[　　]内は，当該箇所を提出（最新）したときの改訂を示す。

6.9　浸水防護設備に関する補足説明

6.9.1　浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明

(1)　概要

本資料は，浸水防護施設のうち浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置の耐震計算及び強度計算の詳細について説明するものであり，耐震計算に当たっては，添付資料Ⅴ-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき，強度計算に当たっては，添付資料Ⅴ-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき，浸水防護施設のうち浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置の耐震計算書及び強度計算書に示した評価について補足するものである。対象となる浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置の配置を図 6.9.1-1 に示す。

: 浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置

図 6.9.1-1　浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置の配置図（1／5）

: 浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置

図 6.9.1-1　浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置の配置図（2／5）

：浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置

図 6.9.1-1　浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置の配置図（3／5）

: 浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置

図 6.9.1-1　浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置の配置図（4／5）

：浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置

図 6.9.1-1　浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置の配置図（5／5）

耐震計算及び強度計算の詳細の説明に当たっては，浸水防護施設毎の構造，外郭防護又は内郭防護の種類を踏まえ代表の設備を選定し，選定した代表の設備に対する耐震計算及び強度計算の評価結果を説明する。

浸水防止蓋及び水密ハッチのうち，桁がないタイプの構造であり，設備に対し下側から水圧が作用する浸水防止蓋の代表として，取水路点検用開口部浸水防止蓋を選定し，桁があるタイプの構造であり，設備に対し下側から水圧が作用する浸水防止蓋の代表として，放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋を選定する。また，桁がないタイプの構造であり，設備に対し上側から水圧が作用する浸水防止蓋の代表として，格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチを選定し，桁があるタイプの構造であり，設備に対し上側から水圧が作用する浸水防止蓋の代表として，緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋を選定する。さらに，専ら内郭防護用の浸水防止蓋の代表として，海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋を選定する。浸水防護設備の内，浸水防止蓋の構造及び防護区分を踏まえた代表選定結果を表 6.9-1 に示す。

逆止弁のうち，フランジ（弁箱がない）タイプの逆止弁の代表として，海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁を選定し，弁箱があるタイプの逆止弁の代表として取水ピット空気抜き配管逆止弁を選定する。浸水防護設備の内，逆止弁の構造を踏まえた代表選定結果を表 6.9-1 に示す。

表 6.9.1-1　設備の構造及び防護区分を踏まえた浸水防護設備の代表選定結果（1／2）

分類	構造形式		防護区分				設備名称	代表
			基準津波		敷地に遡上する津波			
	桁あり	桁なし	外郭	内郭	外郭	内郭		
浸水防止蓋 1	−	○	○	−	○	−	取水路点検用開口部浸水防止蓋	○
浸水防止蓋 2	○	−	○	−	○	−	放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋	○
							ＳＡ用海水ピット開口部浸水防止蓋	−
							緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋	−
浸水防止蓋 3	○	−	−	○	○	○	緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋	○
							緊急用海水ポンプ人員用開口部浸水防止蓋	−
浸水防止蓋 4	−	○	−	○	○	○	格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチ	○
							常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチ	−
							常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用水密ハッチ	−
浸水防止蓋 5	−	○	−	○	−	−	海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋	○

表 6.9.1-1　設備の構造及び防護区分を踏まえた浸水防護設備の代表選定結果（2／2）

分類	構造形式		防護区分				設備名称	代表
			基準津波		敷地に遡上する津波			
	フランジあり	フランジなし	外郭	内郭	外郭	内郭		
逆止弁 1	−	○	○	−	○	−	海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁	○
							緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁	−
							緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁	−
逆止弁 2	○	−	○	−	○	−	取水ピット空気抜き配管逆止弁	○

a.　取水路点検用開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明

(a)　固有値解析

イ.　固有振動数の計算

蓋は，たて方向に基礎ボルトにより支持されていることから，たて方向で支持された蓋端間の両端単純支持ばりとしてモデル化する。両端単純支持ばりの一次固有振動数は,「機械工学便覧 (1986 年), 日本機械学会」より, 次のとおり与えられる。

$f=\lambda^2/(2\pi\cdot L^2)\cdot\sqrt{(E\cdot I/(\rho\cdot A))}$

ここで,

f　：一次固有振動数 (Hz)

λ：振動数係数　＝π

L　：はりの長さ (m)　蓋 (1,10)　＝0.87

蓋 (2,3,4,5,6,7,8,9)　＝1.535

E　：縦弾性係数 (Pa)　$=1.93667\times10^{11}$

JSME　S　NC1-2005/2007　付録材料図表　Part6　表 1 を用いて計算する。温度 40 ℃におけるオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数は, 温度 20 ℃の縦弾性係数 195000 MPa と, 温度 50 ℃の縦弾性係数 193000 MPa より, 比例法を用いて計算する。

195000＋(193000－195000)×(40－20)/(50－20)＝193667 MPa

I　：断面二次モーメント (m^4)　蓋 (1,10)　$=8.38191\times10^{-6}$

蓋 (2,3,4,5,6,7,8,9)　$=1.30317\times10^{-5}$

$I=b\cdot h^3/12$

ここで,

b：はりの幅 (m)　蓋 (1,10)　＝3.82

蓋 (2,3,4,5,6,7,8,9)　＝1.27

h：はりのせい (蓋の厚さ) (m)　蓋 (1,10)　＝0.02975

蓋 (2,3,4,5,6,7,8,9)　＝0.04975

ＪＩＳによる蓋厚の製造公差－0.25 mm を考慮する。

蓋 (1,10)

h＝0.030－0.00025

＝0.02975 m

蓋 (2,3,4,5,6,7,8,9)

h＝0.050－0.00025

＝0.04975 m

以上より,

蓋 (1,10)

$I=b\cdot h^3/12$

$=3.82\times0.02975^3/12$

$=8.38191\times10^{-6}\ m^4$

蓋 (2,3,4,5,6,7,8,9)

$I = b \cdot h^3/12$

$= 1.27 \times 0.04975^3/12$

$= 1.30317 \times 10^{-5}\ m^4$

ρ：はりの単位体積質量（kg/m³）　=7.93×10³

A：はりの断面積（m²）　蓋（1,10）　=0.113645

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）　=0.0631825

蓋（1,10）

$A = b \cdot h$

$= 3.82 \times 0.02975$

$= 0.113645\ m^2$

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

$A = b \cdot h$

$= 1.27 \times 0.04975$

$= 0.0631825\ m^2$

以上より，

蓋（1,10）

$f = \pi^2/(2\pi \cdot 0.87^2) \cdot \sqrt{(1.93667 \times 10^{11} \times 8.38191 \times 10^{-6}/(7.93 \times 10^3 \times 0.113645))}$

$= 88.0782\ Hz$

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

$f = \pi^2/(2\pi \cdot 1.535^2) \cdot \sqrt{(1.93667 \times 10^{11} \times 1.30317 \times 10^{-5}/(7.93 \times 10^3 \times 0.0631825))}$

$= 47.3147\ Hz$

ロ.　固有値解析結果

蓋（1,10）

固有振動数は88 Hzであり，20 Hz以上であることから，剛構造である。

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

固有振動数は47 Hzであり，20 Hz以上であることから，剛構造である。

(b)　応力計算

イ.　常時

（イ）　荷重条件

（a-1）　固定荷重

固定荷重は以下のとおりとする。

$w_D = (m_D/A) \cdot g$

ここで，

w_D：固定荷重による鉛直等分布荷重（MPa）

m_D：蓋の質量（kg）

A：蓋の面積（mm²）

g：重力加速度（m/s²）=9.80665

$m_D = A \cdot t \cdot \rho$

ここで,

A：蓋の面積（mm^2）

t：蓋の厚さ（mm）　蓋（1,10）＝30

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）＝50

ρ：蓋の単位体積質量（kg/mm^3）＝7.93×10^{-6}

以上より,

蓋（1,10）

$A_1 = 870 \times 3820$

$= 3323400\ mm^2$

$m_D = 3323400 \times 30 \times 7.93 \times 10^{-6}$

$= 790.636\ kg$

保守的に 1000 kg とする。

$w_D = (1000/3323400) \times 9.80665$

$= 2.95078 \times 10^{-3}\ MPa$

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

$A_2 = 870 \times 3820 + 665 \times 1270$

$= 4167950\ mm^2$

$m_D = 4167950 \times 50 \times 7.93 \times 10^{-6}$

$= 1652.59\ kg$

保守的に 2000 kg とする。

$w_D = (2000/4167950) \times 9.80665$

$= 4.70574 \times 10^{-3}\ MPa$

(a-2)　積雪荷重

積雪荷重は以下のとおりとする。

w_s＝（m_s/A）・g

ここで，

w_s：常時の積雪荷重による鉛直等分布荷重（MPa）

m_s：常時の積雪荷重による質量（kg）

A：蓋の面積（mm^2）

g：重力加速度（m/s^2）＝9.80665

m_s＝（0.35・S/10^6）・A

ここで，

S：積雪質量（kg/m^2）

垂直積雪量 30 cm，単位荷重 20 Pa/cm より，600 Pa

600 Pa/g＝61.1829 kg/m^2 →保守的に 62 kg/m^2 とする。

A：蓋の面積（mm^2）

以上より，

蓋（1,10）

A_1＝3323400 mm^2

m_s＝（0.35×62/10^6）×3323400

＝72.1177 kg

w_s＝（72.1177/3323400）×9.80665

＝2.12804×10^{-4} MPa

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

A_2＝4167950 mm^2

m_s＝（0.35×62/10^6）×4167950

＝90.4445 kg

w_s＝（90.4445/4167950）×9.80665

＝2.12804×10^{-4} MPa

（イ）　各部の応力計算

（a-1）　蓋

蓋に作用する鉛直荷重（鉛直下向き）は，コンクリート躯体に支持される。

蓋は蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

（a-1-1）　蓋（1,10）

（a-1-1-1）　発生荷重<常時>

蓋の固定荷重による鉛直等分布荷重

$w_D = 2.95078\times10^{-3}$ MPa

蓋の積雪荷重による鉛直等分布荷重

$w_S = 2.12804\times10^{-4}$ MPa

蓋に作用する鉛直等分布荷重

$w = w_D + w_S$

$= 2.95078\times10^{-3} + 2.12804\times10^{-4}$

$= 3.16358\times10^{-3}$ MPa

支点間距離　$L = 870$ mm

単位幅当たり曲げモーメント　$M = w\cdot L^2/8$

$= 3.16358\times10^{-3}\times870^2/8$

$= 299.314$ N･mm/mm

単位幅当たりせん断力　$Q = w\cdot L/2$

$= 3.16358\times10^{-3}\times870/2$

$= 1.37615$ N/mm

（a-1-1-2）　断面性能

ＪＩＳによる蓋厚の製造公差－0.25 mmを考慮する。

蓋の厚さ　$t = 30 - 0.25$

$= 29.75$ mm

蓋の単位幅当たりの断面係数　$Z = t^2/6$

$= 29.75^2/6$

$= 147.510$ mm^3/mm

蓋の単位幅当たりのせん断断面積　$A_S = t$

$= 29.75$ mm^2/mm

（a-1-1-3）　発生応力＜常時＞

単位幅当たり曲げモーメント　$M = 299.314$ N･mm/mm

単位幅当たりせん断力　$Q = 1.37615$ N/mm

曲げ応力　$\sigma_b = M/Z$

$= 299.314/147.510$

$=2.02910$ MPa

せん断応力　$\tau=Q/A_S$

$=1.37615/29.75$

$=0.0462571$ MPa

組合せ応力（垂直＋せん断）　$\sigma=\sqrt{(\sigma_b^2+3\cdot\tau^2)}$

$=\sqrt{(2.02910^2+3\times0.0462571^2)}$

$=2.03068$ MPa

(a-1-2)　蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

(a-1-2-1)　発生荷重〈常時〉

蓋の固定荷重による鉛直等分布荷重

$w_D=4.70574\times10^{-3}$ MPa

蓋の積雪荷重による鉛直等分布荷重

$w_S=2.12804\times10^{-4}$ MPa

蓋に作用する鉛直等分布荷重

$w=w_D+w_S$

$=4.70574\times10^{-3}+2.12804\times10^{-4}$

$=4.91854\times10^{-3}$ MPa

支点間距離　$L=1535$ mm

単位幅当たり曲げモーメント　$M=w\cdot L^2/8$

$=4.91854\times10^{-3}\times1535^2/8$

$=1448.64$ N・mm/mm

単位幅当たりせん断力　$Q=w\cdot L/2$

$=4.91854\times10^{-3}\times1535/2$

$=3.77497$ N/mm

(a-1-2-2)　断面性能

ＪＩＳによる蓋厚の製造公差－0.25 mmを考慮する。

蓋の厚さ　$t=50-0.25$

$=49.75$ mm

蓋の単位幅当たりの断面係数　$Z=t^2/6$

$=49.75^2/6$

$=412.510$ mm^3/mm

蓋の単位幅当たりのせん断断面積　$A_S=t$

$=49.75$ mm^2/mm

(a-1-2-3)　発生応力＜常時＞

単位幅当たり曲げモーメント　$M=1448.64$ N・mm/mm

単位幅当たりせん断力　$Q=3.77497$ N/mm

曲げ応力　$\sigma_b = M/Z$

$= 1448.64/412.510$

$= 3.51176$ MPa

せん断応力　$\tau = Q/A_S$

$= 3.77497/49.75$

$= 0.0758787$ MPa

組合せ応力（垂直＋せん断）　$\sigma = \sqrt{(\sigma_b{}^2 + 3 \cdot \tau^2)}$

$= \sqrt{(3.51176^2 + 3 \times 0.0758787^2)}$

$= 3.51421$ MPa

(a-2)　基礎ボルト

蓋は基礎ボルトにより，コンクリート躯体に固定される。

常時では，基礎ボルトに力は作用しない。

ロ．　基準津波時

（イ）　荷重条件

（a-1）　固定荷重

固定荷重は基準津波荷重を緩和する方向に作用することから，考慮しない。

（a-2）　積雪荷重

積雪荷重は基準津波荷重を緩和する方向に作用することから，考慮しない。

（a-3）　基準津波荷重

基準津波荷重は以下のとおりとする。

$P_{kt}=(\rho \cdot g \cdot h+1/2 \cdot C_D \cdot \rho \cdot U^2)/10^6$

ここで，

P_{kt}：基準津波荷重（MPa）

ρ：海水の密度（kg/m^3）　＝1030

g：重力加速度（m/s^2）　＝9.80665

h：津波荷重水位（m）　＝22.0

（基準津波の水位に対し，参照する裕度である＋0.65ｍを含めても十分に保守的である水位として設定した津波荷重水位）

C_D：抗力係数　＝2.01

U：流速（m/s）　＝2.0

以上より，

$P_{kt}=(1030\times 9.80665\times 22.0+1/2\times 2.01\times 1030\times 2.0^2)/10^6$

$=0.226359$ MPa

（ロ）　各部の応力計算

蓋に作用する基準津波荷重（鉛直上向き）は，蓋を介して基礎ボルトに伝達し，基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1)　蓋

蓋は，蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1)　蓋（1,10）

(a-1-1-1)　発生荷重＜基準津波時＞

基準津波波圧　$w=P_{kt}$

$=0.226359$ MPa

支点間距離　$L=870$ mm

単位幅当たり曲げモーメント　$M=w\cdot L^2/8$

$=0.226359\times 870^2/8$

$=21416.3$ N･mm/mm

単位幅当たりせん断力　$Q=w\cdot L/2$

$=0.226359\times 870/2$

$=98.4661$ N/mm

(a-1-1-2)　断面性能

ＪＩＳによる蓋厚の製造公差－0.25 mm を考慮する。

蓋の厚さ　$t=30-0.25$

$=29.75$ mm

蓋の単位幅当たりの断面係数　$Z=t^2/6$

$=29.75^2/6$

$=147.510$ mm³/mm

蓋の単位幅当たりのせん断断面積　$A_S=t$

$=29.75$ mm²/mm

(a-1-1-3)　発生応力＜基準津波時＞

単位幅当たり曲げモーメント　$M=21416.3$ N･mm/mm

単位幅当たりせん断力　$Q=98.4661$ N/mm

曲げ応力　$\sigma_b=M/Z$

$=21416.3/147.510$

$=145.185$ MPa

せん断応力　$\tau=Q/A_S$

$=98.4661/29.75$

$=3.30978$ MPa

組合せ応力（垂直＋せん断）　$\sigma=\sqrt{(\sigma_b^2+3\cdot\tau^2)}$

$=\sqrt{(145.185^2+3\times 3.30978^2)}$

$=145.298$ MPa

(a-1-2)　蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

(a-1-2-1)　発生荷重＜基準津波時＞

基準津波波圧　$w = P_{kt}$

$= 0.226359$ MPa

支点間距離　$L = 1535$ mm

単位幅当たり曲げモーメント　$M = w \cdot L^2/8$

$= 0.226359 \times 1535^2/8$

$= 66669.0$ N・mm/mm

単位幅当たりせん断力　$Q = w \cdot L/2$

$= 0.226359 \times 1535/2$

$= 173.730$ N/mm

(a-1-2-2)　断面性能

ＪＩＳによる蓋厚の製造公差－0.25 mmを考慮する。

蓋の厚さ　$t = 50 - 0.25$

$= 49.75$ mm

蓋の単位幅当たりの断面係数　$Z = t^2/6$

$= 49.75^2/6$

$= 412.510$ mm³/mm

蓋の単位幅当たりのせん断断面積　$A_S = t$

$= 49.75$ mm²/mm

(a-1-2-2)　発生応力＜基準津波時＞

単位幅当たり曲げモーメント　$M = 66669.0$ N・mm/mm

単位幅当たりせん断力　$Q = 173.730$ N/mm

曲げ応力　$\sigma_b = M/Z$

$= 66669.0/412.510$

$= 161.617$ MPa

せん断応力　$\tau = Q/A_S$

$= 173.730/49.75$

$= 3.49206$ MPa

組合せ応力（垂直＋せん断）　$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$

$= \sqrt{(161.617^2 + 3 \times 3.49206^2)}$

$= 161.730$ MPa

(a-2)　基礎ボルト

蓋に作用する基準津波荷重は，蓋を介して基礎ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1)　蓋（1，10）

(a-2-1-1)　発生荷重<基準津波時>

(a-2-1-1-1)　支点間距離 L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 249 mm）

基準津波波圧　$w=P_{kt}$

$=0.226359$ MPa

支点間距離　$L=870$ mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q=w\cdot L/2$

$=0.226359\times 870/2$

$=98.4661$ N/mm

基礎ボルトの負担幅（mm）　$b=249$ mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb}=Q\cdot b$

$=98.4661\times 249$

$=24518.0$ N

(a-2-1-1-2)　支点間距離 L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 218 mm）

基準津波波圧　$w=P_{kt}$

$=0.226359$ MPa

支点間距離　$L=870$ mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q=w\cdot L/2$

$=0.226359\times 870/2$

$=98.4661$ N/mm

基礎ボルトの負担幅（mm）　$b=218$ mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb}=Q\cdot b$

$=98.4661\times 218$

$=21465.6$ N

(a-2-1-1-3)　支点間距離 L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 187 mm）

基準津波波圧　$w=P_{kt}$

$=0.226359$ MPa

支点間距離　$L=870$ mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q=w\cdot L/2$

$=0.226359\times 870/2$

$=98.4661$ N/mm

基礎ボルトの負担幅（mm）　$b=187$ mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb}=Q\cdot b$

$=98.4661\times187$

$=18413.1$ N

(a-2-1-2)　断面性能

基礎ボルトの呼び径（M16）　$\phi=16$ mm

基礎ボルトの呼び径断面積　$A_m=\pi/4\cdot\phi^2$

$=201.061$ mm^2

(a-2-1-3)　発生応力<基準津波時>

(a-2-1-3-1)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 249 mm）

基礎ボルトの引張応力　$\sigma_t=P_{tb}/A_m$

$=24518.0/201.061$

$=121.943$ MPa

(a-2-1-3-2)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 218 mm）

基礎ボルトの引張応力　$\sigma_t=P_{tb}/A_m$

$=21465.6/201.061$

$=106.761$ MPa

(a-2-1-3-3)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 187 mm）

基礎ボルトの引張応力　$\sigma_t=P_{tb}/A_m$

$=18413.1/201.061$

$=91.5796$ MPa

(a-2-2)　蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

(a-2-2-1)　発生荷重<基準津波時>

(a-2-2-1-1)　支点間距離L＝1535 mm（基礎ボルトの負担幅 140 mm）

基準津波波圧　$w=P_{kt}$

$=0.226359$ MPa

支点間距離　$L=1535$ mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q=w\cdot L/2$

$=0.226359\times1535/2$

$=173.730$ N/mm

基礎ボルトの負担幅（mm）　$b=140$ mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb}=Q\cdot b$

$=173.730\times140$

$=24322.2$ N

(a-2-2-1-2)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 249 mm）

基準津波波圧　$w=P_{kt}$

$=0.226359$ MPa

支点間距離　$L=870$ mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q=w\cdot L/2$

$=0.226359\times870/2$

$=98.4661$ N/mm

基礎ボルトの負担幅（mm）　$b=249$ mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb}=Q\cdot b$

$=98.4661\times249$

$=24518.0$ N

(a-2-2-1-3)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 194.5 mm）

基準津波波圧　$w=P_{kt}$

$=0.226359$ MPa

支点間距離　$L=870$ mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q=w\cdot L/2$

$=0.226359\times870/2$

$=98.4661$ N/mm

基礎ボルトの負担幅（mm）　$b=194.5$ mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb}=Q\cdot b$

$=98.4661\times194.5$

$=19151.6$ N

(a-2-2-1-4)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 165 mm）

基準津波波圧　$w=P_{kt}$

$=0.226359$ MPa

支点間距離　$L=870$ mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q=w\cdot L/2$

$=0.226359\times870/2$

$=98.4661$ N/mm

基礎ボルトの負担幅（mm）　$b=165$ mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb}=Q\cdot b$

$=98.4661\times 165$

$=16246.9$ N

(a-2-2-2)　断面性能

基礎ボルトの呼び径 (M16)　　$\phi=16$ mm

基礎ボルトの呼び径断面積　　$A_m=\pi/4\cdot\phi^2$

$=201.061$ mm^2

(a-2-2-3)　発生応力<基準津波時>

(a-2-2-3-1)　支点間距離 L＝1535 mm (基礎ボルトの負担幅 140 mm)

基礎ボルトの引張応力　　$\sigma_t=P_{tb}/A_m$

$=24322.2/201.061$

$=120.969$ MPa

(a-2-2-3-2)　支点間距離 L＝870 mm (基礎ボルトの負担幅 249 mm)

基礎ボルトの引張応力　　$\sigma_t=P_{tb}/A_m$

$=24518.0/201.061$

$=121.943$ MPa

(a-2-2-3-3)　支点間距離 L＝870 mm (基礎ボルトの負担幅 194.5 mm)

基礎ボルトの引張応力　　$\sigma_t=P_{tb}/A_m$

$=19151.6/201.061$

$=95.2526$ MPa

(a-2-2-3-4)　支点間距離 L＝870 mm (基礎ボルトの負担幅 165 mm)

基礎ボルトの引張応力　　$\sigma_t=P_{tb}/A_m$

$=16246.9/201.061$

$=80.8058$ MPa

(a-3)　コンクリート躯体部基礎ボルト

蓋に作用する基準津波荷重は，蓋を介してコンクリート躯体部基礎ボルトに伝達されるものとする。

(a-3-1)　蓋（1,10）

(a-3-1-1)　発生荷重＜基準津波時＞

(a-3-1-1-1)　支点間距離L＝870 mm箇所（基礎ボルトの負担幅249 mm箇所）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb}＝24518.0 N

(a-3-1-1-2)　支点間距離L＝870 mm箇所（基礎ボルトの負担幅218 mm箇所）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb}＝21465.6 N

(a-3-1-1-3)　支点間距離L＝870 mm箇所（基礎ボルトの負担幅187 mm箇所）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb}＝18413.1 N

(a-3-2)　蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

(a-3-2-1)　発生荷重＜基準津波時＞

(a-3-2-1-1)　支点間距離L＝1535 mm箇所（基礎ボルトの負担幅140 mm箇所）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb}＝24322.2 N

(a-3-2-1-2)　支点間距離L＝870 mm箇所（基礎ボルトの負担幅249 mm箇所）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb}＝24518.0 N

(a-3-2-1-3)　支点間距離L＝870 mm箇所（基礎ボルトの負担幅194.5 mm箇所）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb}＝19151.6 N

(a-3-2-1-4)　支点間距離L＝870 mm箇所（基礎ボルトの負担幅165 mm箇所）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb}＝16246.9 N

ハ.　S_s地震時

（イ）　荷重条件

（a-1）　固定荷重

固定荷重は以下のとおりとする。

w_D＝（m_D/A）・g

ここで，

w_D ：固定荷重による鉛直等分布荷重（MPa）

m_D ：蓋の質量（kg）

A　：蓋の面積（mm^2）

g　：重力加速度（m/s^2）　＝9.80665

m_D＝A・t・ρ

ここで，

A　：蓋の面積（mm^2）

t：蓋の厚さ（mm）　蓋（1,10）＝30,

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）＝50

ρ：蓋の単位体積質量（kg/mm^3）　＝7.93×10^{-6}

以上より，

蓋（1,10）

A_1＝870×3820

＝3323400 mm^2

m_D＝$3323400\times30\times7.93\times10^{-6}$

＝790.636 kg

保守的に1000 kgとする。

w_D＝（1000/3323400）×9.80665

＝2.95078×10^{-3} MPa

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

A_2＝870×3820＋665×1270

＝4167950 mm^2

m_D＝$4167950\times50\times7.93\times10^{-6}$

＝1652.59 kg

保守的に2000 kgとする。

w_D＝（2000/4167950）×9.80665

＝4.70574×10^{-3} MPa

(a-2)　積雪荷重

積雪荷重は以下のとおりとする。

w_s＝（m_s/A）・g

ここで，

w_s：S_s地震時の積雪荷重による鉛直等分布荷重（MPa）

m_s：S_s地震時の積雪荷重による質量（kg）

A：蓋の面積（mm^2）

g：重力加速度（m/s^2）＝9.80665

m_s＝（0.35・S/10^6）・A

ここで，

S：積雪質量（kg/m^2）

垂直積雪量 30 cm，単位荷重 20 Pa/cm より，600 Pa

600 Pa/g＝61.1829 kg/m^2 →保守的に 62 kg/m^2 とする。

A：蓋の面積（mm^2）

以上より，

蓋（1,10）

A_1＝3323400 mm^2

m_s＝（0.35×62/10^6）×3323400

＝72.1177 kg

w_s＝（72.1177/3323400）×9.80665

＝2.12804×10^{-4} MPa

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

A_2＝4167950 mm^2

m_s＝（0.35×62/10^6）×4167950

＝90.4445 kg

w_s＝（90.4445/4167950）×9.80665

＝2.12804×10^{-4} MPa

(a-3)　S_s地震荷重

基準地震動S_sに伴う最大床応答加速度を表 6.9.1-2 に，応力評価に用いるS_s地震荷重の最大静的震度を表 6.9.1-3 に示す。

震度は水平方向及び鉛直方向の最大床応答加速度を採用する。

鉛直地震荷重は鉛直震度が 1G を超えないため，固定荷重及び積雪荷重と同じ方向の鉛直下向きのみを考慮する。

水平地震荷重は，固定質量及び積雪質量による水平地震慣性力を考慮する。

表 6.9.1-2　基準地震動S_sに伴う最大床応答加速度

基準地震動	水平地震動	鉛直地震動	最大床応答加速度 (Gal)	
			水平方向	鉛直方向
S_s-D1L	正転	正転	303	693
	反転	正転	302	671
	正転	反転	346	688
	反転	反転	279	681
S_s-11	正転	正転	284	722
S_s-12	正転	正転	245	739
S_s-13	正転	正転	223	712
S_s-14	正転	正転	209	555
S_s-21	正転	正転	287	699
S_s-22	正転	正転	290	633
S_s-31	正転	正転	281	275
	反転	正転	272	269

追而

表 6.9.1-3　応力評価に用いるS_s地震荷重の最大静的震度

基準地震動	水平地震動	鉛直地震動	最大床応答加速度 (Gal)		水平震度 C_H	鉛直震度 C_V
			水平方向	鉛直方向		
S_s-D1L	正転	反転	346	688	<u>0.36</u>*1	0.71
S_s-12	正転	正転	245	739	0.25	<u>0.76</u>*1

注記　＊1：下線部は応力評価に用いる静的震度を示す。

追而

地震荷重は以下のとおりとする。

W_{hk}＝C_H・(m_D＋m_s)・g

W_{vk}＝C_V・(m_D＋m_s)・g

w_{vk}＝C_V・(m_D＋m_s)・g/A

ここで,

W_{hk}：水平地震荷重 (N)

W_{vk}：鉛直地震荷重 (N)

w_{vk}：鉛直地震等分布荷重 (MPa)

C_H ：設計水平震度　＝0.36

C_V ：設計鉛直震度　＝0.76

m_D ：蓋の質量（設計値）(kg)　＝1000（蓋 1,10）

＝2000（蓋 2,3,4,5,6,7,8,9）

m_s：積雪荷重による質量 (kg)　＝72.1177（蓋 1,10）

＝90.4445（蓋 2,3,4,5,6,7,8,9）

g：重力加速度 (m/s^2)　＝9.80665

A：蓋の面積 (mm^2)　＝3323400（蓋 1,10）

＝4167950（蓋 2,3,4,5,6,7,8,9）

以上より,

蓋 (1,10)

W_{hk}＝0.36× (1000＋72.1177) ×9.80665

＝3784.99 N

W_{vk}＝0.76× (1000＋72.1177) ×9.80665

＝7990.55 N

w_{vk}＝0.76× (1000＋72.1177) ×9.80665/3323400

＝2.40433×10^{-3} MPa

蓋 (2,3,4,5,6,7,8,9)

W_{hk}＝0.36× (2000＋90.4445) ×9.80665

＝7380.09 N

W_{vk}＝0.76× (2000＋90.4445) ×9.80665

＝15580.1 N

w_{vk}＝0.76× (2000＋90.4445) ×9.80665/4167950

＝3.73809×10^{-3} MPa

（ロ） 各部の応力計算

蓋に作用する鉛直荷重（鉛直下向き）は，コンクリート躯体に支持される。また，蓋に作用する水平地震力は蓋を介して基礎ボルトに伝達し，基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は，蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。蓋の水平地震荷重による面内応力は，発生応力が微小なため無視する。

(a-1-1) 蓋（1,10）

(a-1-1-1) 発生荷重<S_s地震時>

蓋の固定荷重による鉛直等分布荷重　$w_D = 2.95078 \times 10^{-3}$ MPa

蓋の積雪荷重による鉛直等分布荷重　$w_S = 2.12804 \times 10^{-4}$ MPa

蓋に作用する鉛直地震等分布荷重　$w_{vk} = 2.40433 \times 10^{-3}$ MPa

蓋に作用する鉛直等分布荷重

$$w = w_D + w_S + w_{vk}$$
$$= 2.95078 \times 10^{-3} + 2.12804 \times 10^{-4} + 2.40433 \times 10^{-3}$$
$$= 5.56791 \times 10^{-3}\ \text{MPa}$$

支点間距離　$L = 870$ mm

単位幅当たり曲げモーメント　$M = w \cdot L^2/8$

$$= 5.56791 \times 10^{-3} \times 870^2/8$$
$$= 526.793\ \text{N·mm/mm}$$

単位幅当たりせん断力　$Q = w \cdot L/2$

$$= 5.56791 \times 10^{-3} \times 870/2$$
$$= 2.42204\ \text{N/mm}$$

(a-1-1-2) 断面性能

蓋の厚さ　$t = 30$ mm

蓋の単位幅当たりの断面係数　$Z = t^2/6$

$$= 30^2/6$$
$$= 150\ \text{mm}^3/\text{mm}$$

蓋の単位幅当たりのせん断断面積　$A_S = t$

$$= 30\ \text{mm}^2/\text{mm}$$

(a-1-1-3) 発生応力<S_s地震時>

単位幅当たり曲げモーメント　$M = 526.793$ N·mm/mm

単位幅当たりせん断力　$Q = 2.42204$ N/mm

曲げ応力　$\sigma_b = M/Z$

$$= 526.793/150$$

$=3.51195$ MPa

せん断応力　$\tau=Q/A_S$

$=2.42204/30$

$=0.0807346$ MPa

組合せ応力（垂直＋せん断）　$\sigma=\sqrt{(\sigma_b^2+3\cdot\tau^2)}$

$=\sqrt{(3.51195^2+3\times0.0807346^2)}$

$=3.51473$ MPa

(a-1-2)　蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

(a-1-2-1)　発生荷重〈S_s地震時〉

蓋の固定荷重による鉛直等分布荷重　$w_D=4.70574\times10^{-3}$ MPa

蓋の積雪荷重による鉛直等分布荷重　$w_S=2.12804\times10^{-4}$ MPa

蓋に作用する鉛直地震等分布荷重　$w_{vk}=3.73809\times10^{-3}$ MPa

蓋に作用する鉛直等分布荷重

$w=w_D+w_S+w_{vk}$

$=4.70574\times10^{-3}+2.12804\times10^{-4}+3.73809\times10^{-3}$

$=8.65663\times10^{-3}$ MPa

支点間距離　$L=1535$ mm

単位幅当たり曲げモーメント　$M=w\cdot L^2/8$

$=8.65663\times10^{-3}\times1535^2/8$

$=2549.62$ N･mm/mm

単位幅当たりせん断力　$Q=w\cdot L/2$

$=8.65663\times10^{-3}\times1535/2$

$=6.64396$ N/mm

(a-1-2-2)　断面性能

蓋の厚さ　$t=50$

蓋の単位幅当たりの断面係数　$Z=t^2/6$

$=50^2/6$

$=416.666$ mm³/mm

蓋の単位幅当たりのせん断断面積　$A_S=t$

$=50$ mm²/mm

(a-1-2-3)　発生応力〈S_s地震時〉

単位幅当たり曲げモーメント　$M=2549.62$ N･mm/mm

単位幅当たりせん断力　$Q=6.64396$ N/mm

曲げ応力　$\sigma_b=M/Z$

$=2549.62/416.666$

$=6.11909$ MPa

せん断応　　　　$\tau = Q/A_S$

$= 6.64396/50$

$= 0.132879$ MPa

組合せ応力（垂直＋せん断）　　$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$

$= \sqrt{(6.11909^2 + 3 \times 0.132879^2)}$

$= 6.12341$ MPa

(a-2)　基礎ボルト

蓋に作用する水平地震力は，蓋を介して基礎ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1)　蓋（1,10）

(a-2-1-1)　発生荷重<S_s地震時>

蓋に作用する水平地震荷重　W_{hk}＝3784.99 N

基礎ボルトの本数　n＝32 本

基礎ボルト１本に作用するせん断荷重　Q＝W_{hk}/n

＝3784.99/32

＝118.280 N/本

(a-2-1-2)　断面性能

基礎ボルトの呼び径（M16）　ϕ＝16 mm

基礎ボルトの呼び径断面積　A_m＝π/4・ϕ^2

＝201.061 mm^2

(a-2-1-3)　発生応力<S_s地震時>

せん断応力　τ＝Q/A_m

＝118.280/201.061

＝0.588279 MPa

(a-2-2)　蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

(a-2-2-1)　発生荷重<S_s地震時>

蓋に作用する水平地震荷重　W_{hk}＝7380.09 N

基礎ボルトの本数　n ＝40 本

基礎ボルト１本に作用するせん断荷重　Q＝W_{hk}/n

＝7380.09/40

＝184.502 N/本

(a-2-2-2)　断面性能

基礎ボルトの呼び径（M16）　ϕ＝16 mm

基礎ボルトの呼び径断面積　A_m＝π/4・ϕ^2

＝201.061 mm^2

(a-2-2-3)　発生応力<S_s地震時>

せん断応力　τ＝Q/A_m

＝184.502/201.061

＝0.917641 MPa

(a-3)　コンクリート躯体部基礎ボルト

蓋に作用する水平地震力は，蓋を介して基礎ボルトに伝達し，基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達されるものとする。

(a-3-1)　蓋 (1,10)

(a-3-1-1)　発生荷重＜S_s地震時＞

コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断荷重：Q＝118.280 N/本

(a-3-2)　蓋 (2,3,4,5,6,7,8,9)

(a-3-2-1)　発生荷重＜S_s地震時＞

コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断荷重：Q＝184.502 N/本

ニ.　基準津波＋S_d地震時

（イ）　荷重条件

(a-1)　固定荷重

固定荷重は基準津波荷重を緩和する方向に作用することから，考慮しない。

(a-2)　積雪荷重

積雪荷重は基準津波荷重を緩和する方向に作用することから，考慮しない。ただし，水平地震力を求めるにあたっては，積雪荷重による質量を考慮する。積雪荷重はS_s地震時と同じ値とする。

(a-3)　基準津波荷重

基準津波時と同じ値とする。

(a-4)　S_d地震荷重

弾性設計用地震動S_dに伴う最大床応答加速度を表 6.9.1-4 に，応力評価に用いるS_d地震荷重の最大静的震度を表 6.9.1-5 に示す。震度は水平方向及び鉛直方向の最大床応答加速度を採用する。

鉛直地震荷重は鉛直震度が 1G を超えないため，鉛直上向きは考慮しない。また，鉛直下向きに固定荷重及び積雪荷重が作用するが，基準津波荷重を緩和する方向に作用することから，考慮しない。

水平地震荷重は，固定質量及び積雪質量による水平地震慣性力を考慮する。

表 6.9.1-4　弾性設計用地震動S_dに伴う最大床応答加速度

弾性設計用地震動	水平地震動	鉛直地震動	最大床応答加速度 (Gal)	
			水平方向	鉛直方向
S_d-D1L	正転	正転	192	357
	反転	正転	187	371
	正転	反転	199	373
	反転	反転	332	551

追而

表 6.9.1-5　応力評価に用いるS_d地震荷重の最大静的震度

弾性設計用地震動	水平地震動	鉛直地震動	最大床応答加速度 (Gal)		水平震度 C_H	鉛直震度 C_V
			水平方向	鉛直方向		
S_d-D1L	反転	反転	332	551	<u>0.34</u>*1	0.57

注記　＊1：下線部は応力評価に用いる静的震度を示す。

追而

水平地震荷重は以下のとおりとする。

$W_{hk}=C_H\cdot(m_D+m_s)\cdot g$

ここで,

W_{hk}：水平地震荷重（N）

C_H ：設計水平震度　　　　　　　＝0.34

m_D ：蓋の質量（設計値）(kg)　＝1000（蓋1,10）

　　　　　　　　　　　　　　　　＝2000（蓋2,3,4,5,6,7,8,9）

m_s ：積雪荷重による質量（kg）＝72.1177（蓋1,10）

　　　　　　　　　　　　　　　　＝90.4445（蓋2,3,4,5,6,7,8,9）

g ：重力加速度（m/s^2）　　　＝9.80665

以上より,

蓋（1,10）

W_{hk} ＝0.34×（1000＋72.1177）×9.80665

　＝3574.72 N

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

W_{hk} ＝0.34×（2000＋90.4445）×9.80665

　＝6970.08 N

（ロ）　各部の応力計算

蓋に作用する基準津波荷重（鉛直上向き）及びS_d水平地震力は，蓋を介して基礎ボルトに伝達し，基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1)　蓋

蓋は，蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

蓋の水平地震荷重による面内応力は，発生応力が微小なため無視する。

(a-1-1)　蓋（1,10）

(a-1-1-1)　発生荷重＜基準津波＋S_d地震時＞

基準津波波圧　$w = P_{kt}$
$= 0.226359$ MPa

支点間距離　$L = 870$ mm

単位幅当たり曲げモーメント　$M = w \cdot L^2/8$
$= 0.226359 \times 870^2/8$
$= 21416.3$ N･mm/mm

単位幅当たりせん断力　$Q = w \cdot L/2$
$= 0.226359 \times 870/2$
$= 98.4661$ N/mm

(a-1-1-2)　断面性能

ＪＩＳによる蓋厚の製造公差－0.25 mmを考慮する。

蓋の厚さ　$t = 30 - 0.25$
$= 29.75$ mm

蓋の単位幅当たりの断面係数　$Z = t^2/6$
$= 29.75^2/6$
$= 147.510$ mm^3/mm

蓋の単位幅当たりのせん断断面積　$A_S = t$
$= 29.75$ mm^2/mm

(a-1-1-3)　発生応力＜基準津波＋S_d地震時＞

単位幅当たり曲げモーメント　$M = 21416.3$ N･mm/mm

単位幅当たりせん断力　$Q = 98.4661$ N/mm

曲げ応力０　$\sigma_b = M/Z$
$= 21416.3/147.510$
$= 145.185$ MPa

せん断応力　$\tau = Q/A_S$
$= 98.4661/29.75$
$= 3.30978$ MPa

組合せ応力（垂直＋せん断）　$\sigma=\sqrt{(\sigma_b{}^2+3\cdot\tau^2)}$

$=\sqrt{(145.185^2+3\times3.30978^2)}$

$=145.298$ MPa

(a-1-2)　蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

(a-1-2-1)　発生荷重〈基準津波＋S_d地震時〉

基準津波波圧　$w=P_{kt}$

$=0.226359$ MPa

支点間距離　$L=1535$ mm

単位幅当たり曲げモーメント　$M=w\cdot L^2/8$

$=0.226359\times1535^2/8$

$=66669.0$ N･mm/mm

単位幅当たりせん断力　$Q=w\cdot L/2$

$=0.226359\times1535/2$

$=173.730$ N/mm

(a-1-2-2)　断面性能

ＪＩＳによる蓋厚の製造公差－0.25 mmを考慮する。

蓋の厚さ　$t=50-0.25$

$=49.75$ mm

蓋の単位幅当たりの断面係数　$Z=t^2/6$

$=49.75^2/6$

$=412.510$ mm^3/mm

蓋の単位幅当たりのせん断断面積　$A_S=t$

$=49.75$ mm^2/mm

(a-1-2-3)　発生応力＜基準津波＋S_d地震時＞

単位幅当たり曲げモーメント　$M=66669.0$ N･mm/mm

単位幅当たりせん断力　$Q=173.730$ N/mm

曲げ応力　$\sigma_b=M/Z$

$=66669.0/412.510$

$=161.617$ MPa

せん断応力　$\tau=Q/A_S$

$=173.730/49.75$

$=3.49206$ MPa

組合せ応力（垂直＋せん断）　$\sigma=\sqrt{(\sigma_b{}^2+3\cdot\tau^2)}$

$=\sqrt{(161.617^2+3\times3.49206^2)}$

$=161.730$ MPa

(a-2)　基礎ボルト

蓋に作用する基準津波荷重及びS_d水平地震力は，蓋を介して基礎ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1)　蓋（1,10）

(a-2-1-1)　発生荷重〈基準津波＋S_d地震時〉

(a-2-1-1-1)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅249 mm）

(a-2-1-1-1-1)　基礎ボルトに作用する引張荷重

基準津波波圧　$w=P_{kt}$

$=0.226359$ MPa

支点間距離　L＝870 mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q=w\cdot L/2$

$=0.226359\times 870/2$

$=98.4661$ N/mm

基礎ボルトの負担幅(mm)　b＝249 mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb}=Q\cdot b$

$=98.4661\times 249$

$=24518.0$ N

(a-2-1-1-1-2)　基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋に作用する水平地震荷重　$W_{hk}=3574.72$ N

基礎ボルトの本数　n＝32 本

基礎ボルトに作用するせん断荷重　$Q=W_{hk}/n$

$=3574.72/32$

$=111.710$ N

(a-2-1-1-2)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅218 mm）

(a-2-1-1-2-1)　基礎ボルトに作用する引張荷重

基準津波波圧　$w=P_{kt}$

$=0.226359$ MPa

支点間距離　L＝870 mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q=w\cdot L/2$

$=0.226359\times 870/2$

$=98.4661$ N/mm

基礎ボルトの負担幅(mm)　b＝218 mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb}=Q\cdot b$

$=98.4661\times 218$

$=21465.6$ N

(a-2-1-1-2-2)　基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋に作用する水平地震荷重　W_{hk}＝3574.72 N

基礎ボルトの本数　n＝32 本

基礎ボルトに作用するせん断荷重　$Q=W_{hk}/n$

＝3574.72/32

＝111.710 N

(a-2-1-1-3)　支点間距離Ｌ＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 187 mm）

(a-2-1-1-3-1)　基礎ボルトに作用する引張荷重

基準津波波圧　$w=P_{kt}$

＝0.226359 MPa

支点間距離　Ｌ＝870 mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

Q＝w・L/2

＝0.226359×870/2

＝98.4661 N/mm

基礎ボルトの負担幅(mm)　b＝187 mm

基礎ボルトの引張荷重　P_{tb} ＝Q・b

＝98.4661×187

＝18413.1 N

(a-2-1-1-3-2)　基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋に作用する水平地震荷重　W_{hk}＝3574.72 N

基礎ボルトの本数　n＝32 本

基礎ボルトに作用するせん断荷重　$Q=W_{hk}/n$

＝3574.72/32

＝111.710 N

(a-2-1-2)　断面性能

基礎ボルトの呼び径（M16）　φ＝16 mm

基礎ボルトの呼び径断面積　$A_m=\pi/4\cdot\phi^2$

＝201.061 mm^2

(a-2-1-3)　発生応力<基準津波＋S_d地震時>

(a-2-1-3-1)　支点間距離Ｌ＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 249 mm）

基礎ボルトの引張応力　$\sigma_t=P_{tb}/A_m$

＝24518.0/201.061

＝121.943 MPa

基礎ボルトのせん断応力　$\tau=Q/A_m$

＝111.710/201.061

＝0.555602 MPa

(a-2-1-3-2)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅218 mm）

基礎ボルトの引張応力　σ_t ＝P_{tb}/A_m

＝21465.6/201.061

＝106.761 MPa

基礎ボルトのせん断応力　τ ＝Q/A_m

＝111.710/201.061

＝0.555602 MPa

(a-2-1-3-3)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅187 mm）

基礎ボルトの引張応力　σ_t ＝P_{tb}/A_m

＝18413.1/201.061

＝91.5796 MPa

基礎ボルトのせん断応力　τ ＝Q/A_m

＝111.710/201.061

＝0.555602 MPa

(a-2-2)　蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

(a-2-2-1)　発生荷重<基準津波＋S_d地震時>

(a-2-2-1-1)　支点間距離L＝1535 mm（基礎ボルトの負担幅140 mm）

(a-2-2-1-1-1)　基礎ボルトに作用する引張荷重

基準津波波圧　w ＝P_{kt}

＝0.226359 MPa

支点間距離　L ＝1535 mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

Q＝w・L/2

＝0.226359×1535/2

＝173.730 N/mm

基礎ボルトの負担幅(mm)　b ＝140 mm

基礎ボルトの引張荷重　P_{tb} ＝Q・b

＝173.730×140

＝24322.2 N

(a-2-2-1-1-2)　基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋に作用する水平地震荷重　W_{hk} ＝6970.08 N

基礎ボルトの本数　n ＝40 本

基礎ボルトに作用するせん断荷重　Q ＝W_{hk}/n

＝6970.08/40

＝174.252 N

(a-2-2-1-2)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅249 mm）

(a-2-2-1-2-1)　基礎ボルトに作用する引張荷重

基準津波波圧　$w = P_{kt}$

$= 0.226359$ MPa

支点間距離　$L = 870$ mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q = w \cdot L/2$

$= 0.226359 \times 870/2$

$= 98.4661$ N/mm

基礎ボルトの負担幅(mm)　$b = 249$ mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb} = Q \cdot b$

$= 98.4661 \times 249$

$= 24518.0$ N

(a-2-2-1-2-2)　基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋に作用する水平地震荷重　$W_{hk} = 6970.08$ N

基礎ボルトの本数　$n = 40$ 本

基礎ボルトに作用するせん断荷重　$Q = W_{hk}/n$

$= 6970.08/40$

$= 174.252$ N

(a-2-2-1-3)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅194.5 mm）

(a-2-2-1-3-1)　基礎ボルトに作用する引張荷重

基準津波波圧　$w = P_{kt}$

$= 0.226359$ MPa

支点間距離　$L = 870$ mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q = w \cdot L/2$

$= 0.226359 \times 870/2$

$= 98.4661$ N/mm

基礎ボルトの負担幅(mm)　$b = 194.5$ mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb} = Q \cdot b$

$= 98.4661 \times 194.5$

$= 19151.6$ N

(a-2-2-1-3-2)　基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋に作用する水平地震荷重　$W_{hk} = 6970.08$ N

基礎ボルトの本数　$n = 40$ 本

基礎ボルトに作用するせん断荷重　$Q = W_{hk}/n$

$= 6970.08/40$

$=174.252$ N

(a-2-2-1-4)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅165 mm）

（a-2-2-1-4-1)　基礎ボルトに作用する引張荷重

基準津波波圧　$w = P_{kt}$

$= 0.226359$ MPa

支点間距離　$L = 870$ mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q = w \cdot L/2$

$= 0.226359 \times 870/2$

$= 98.4661$ N/mm

基礎ボルトの負担幅(mm)　$b = 165$ mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb} = Q \cdot b$

$= 98.4661 \times 165$

$= 16246.9$ N

（a-2-2-1-4-2)　基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋に作用する水平地震荷重　$W_{hk} = 6970.08$ N

基礎ボルトの本数　$n = 40$ 本

基礎ボルトに作用するせん断荷重　$Q = W_{hk}/n$

$= 6970.08/40$

$= 174.252$ N

(a-2-2-2)　断面性能

基礎ボルトの呼び径（M16)　$\phi = 16$ mm

基礎ボルトの呼び径断面積　$A_m = \pi/4 \cdot \phi^2$

$= 201.061$ mm^2

(a-2-2-3)　発生応力<基準津波＋S_d地震時>

(a-2-2-3-1)　支点間距離L＝1535 mm（基礎ボルトの負担幅140 mm）

基礎ボルトの引張応力　$\sigma_t = P_{tb}/A_m$

$= 24322.2/201.061$

$= 120.969$ MPa

基礎ボルトのせん断応力　$\tau = Q/A_m$

$= 174.252/201.061$

$= 0.866662$ MPa

(a-2-2-3-2)　支点間距離L＝870 mm箇所（基礎ボルトの負担幅249 mm箇所）

基礎ボルトの引張応力　$\sigma_t = P_{tb}/A_m$

$= 24518.0/201.061$

$=121.943$ MPa

基礎ボルトのせん断応力 $\tau=Q/A_m$

$=174.252/201.061$

$=0.866662$ MPa

(a-2-2-3-3) 支点間距離L＝870 mm箇所（基礎ボルトの負担幅194.5 mm箇所）

基礎ボルトの引張応力 $\sigma_t=P_{tb}/A_m$

$=19151.6/201.061$

$=95.2526$ MPa

基礎ボルトのせん断応力 $\tau=Q/A_m$

$=174.252/201.061$

$=0.866662$ MPa

(a-2-2-3-4) 支点間距離L＝870 mm箇所（基礎ボルトの負担幅165 mm箇所）

基礎ボルトの引張応力 $\sigma_t=P_{tb}/A_m$

$=16246.9/201.061$

$=80.8058$ MPa

基礎ボルトのせん断応力 $\tau=Q/A_m$

$=174.252/201.061$

$=0.866662$ MPa

(a-3)　コンクリート躯体部基礎ボルト

蓋に作用する基準津波荷重及び水平地震力は，蓋を介して基礎ボルトに伝達し，基礎ボルトを介してコンクリート躯体部に伝達されるものとする。

(a-3-1)　蓋（1,10）

(a-3-1-1)　発生荷重＜基準津波＋S_d地震時＞

(a-3-1-1-1)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅249 mm）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb} ＝24518.0 N

コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断荷重： Q ＝111.710 N

(a-3-1-1-2)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅218 mm）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb} ＝21465.6 N

コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断荷重： Q ＝111.710 N

(a-3-1-1-3)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅187 mm）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb} ＝18413.1 N

コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断荷重： Q ＝111.710 N

(a-3-2)　蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

(a-3-2-1)　発生荷重＜基準津波＋S_d地震時＞

(a-3-2-1-1)　支点間距離L＝1535 mm（基礎ボルトの負担幅140 mm）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb} ＝24322.2 N

コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断荷重：Q＝174.252 N

(a-3-2-1-2)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅249 mm）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb} ＝24518.0 N

コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断荷重：Q＝174.252 N

(a-3-2-1-3)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅194.5 mm）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb} ＝19151.6 N

コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断荷重：Q＝174.252 N

(a-3-2-1-4)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅165 mm）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb} ＝16246.9 N

コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断荷重：Q＝174.252 N

(c)　許容応力

許容応力は，常時は供用状態Aとし，基準津波時，S_s地震時，基準津波＋S_d地震時は，供用状態C(許容応力状態$Ⅲ_AS$)として設定する。

イ.　蓋の許容応力

許容応力算定用基準値　$F = \min〔S_y, 0.7 \cdot S_u〕$

$= \min〔205, 0.7 \times 520〕$

$= \min〔205, 364〕$

$= 205$ MPa

（イ）　常時

(a-1)　許容曲げ応力　$f_b = F/1.5$

$= 205/1.5$

$= 136$ MPa

(a-2)　許容せん断応力　$f_s = F/(1.5 \cdot \sqrt{3})$

$= 205/(1.5 \times \sqrt{3})$

$= 78$ MPa

(a-3)　許容引張応力　$f_t = F/1.5$

$= 205/1.5$

$= 136$ MPa

（ロ）　基準津波時，S_s地震時，基準津波＋S_d地震時

(a-1)　許容曲げ応力　$1.5 \cdot f_b = (F/1.5) \cdot 1.5$

$= (205/1.5) \times 1.5$

$= 136 \times 1.5$

$= 204$ MPa

(a-2)　許容せん断応力　$1.5 \cdot f_s = \{F/(1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5$

$= \{205/(1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5$

$= 78 \times 1.5$

$= 117$ MPa

(a-3)　許容引張応力　$1.5 \cdot f_t = (F/1.5) \cdot 1.5$

$= (205/1.5) \times 1.5$

$= 136 \times 1.5$

$= 204$ MPa

ロ．　基礎ボルトの許容応力

許容応力算定用基準値　$F = \min〔S_y,\ 0.7・S_u〕$

$= \min〔205,\ 0.7 \times 520〕$

$= \min〔205,\ 364〕$

$= 205$ MPa

（イ）　基準津波時

許容引張応力　$1.5・f_t = (F/2)・1.5$

$= (205/2) \times 1.5$

$= 153$ MPa

（ロ）　S_s地震時

許容せん断応力　$1.5・f_s = \{F/(1.5・\sqrt{3})\}・1.5$

$= \{205/(1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5$

$= 78 \times 1.5$

$= 117$ MPa

（ハ）　基準津波＋S_d地震時

(a-1)　許容引張応力

$1.5・f_t = (F/2)・1.5$

$= (205/2) \times 1.5$

$= 153$ MPa

(a-2)　許容せん断応力

$1.5・f_s = \{F/(1.5・\sqrt{3})\}・1.5$

$= \{205/(1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5$

$= 78 \times 1.5$

$= 117$ MPa

ハ.　コンクリート躯体部基礎ボルトの許容力及び評価

（イ）　コンクリート躯体部基礎ボルトの許容力

(a-1)　許容引張力

(a-1-1)　基準津波時，基準津波＋S_d地震時

コンクリート躯体部基礎ボルトの許容引張力は,「各種合成構造設計指針・同解説（(社) 日本建築学会　2010 年 11 月)」に基づき設定する。

コンクリート躯体部基礎ボルトの許容引張力については,コンクリート躯体部基礎ボルトの降伏により決まる場合のP_{a1}と，定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のP_{a2}を比較し，値が小さい方を許容引張力として設定する。

$P_a = \min〔P_{a1},\ P_{a2}〕$

ここで,

P_a　：コンクリート躯体部基礎ボルトの許容引張力

P_{a1}　：コンクリート躯体部基礎ボルトの降伏により決まる場合の許容引張力

$P_{a1} = \phi_1 \cdot {}_s\sigma_{pa} \cdot {}_{sc}\alpha$

ここで,

ϕ_1　：低減係数（短期荷重用）　　　　　　　　　　$=1.0$

${}_s\sigma_{pa}$：コンクリート躯体部基礎ボルトの規格降伏点強度　$=205\ \mathrm{N/mm^2}$

${}_{sc}\alpha$　：コンクリート躯体部基礎ボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積　の小さい方の値

${}_{sc}\alpha = \min〔軸部断面積，ねじ部有効断面積〕$

$= \min〔166,\ 157〕$

$= 157\ \mathrm{mm^2}$

よって,

$P_{a1} = 1.0 \times 205 \times 157$

$= 32185.0\ \mathrm{N}$

P_{a2}：定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のコンクリート

躯体部基礎ボルトの許容引張力 (N)

$P_{a2} = \phi_2 \cdot {}_c\sigma_t \cdot A_c$

ここで,

ϕ_2　：低減係数（短期荷重用）$=2/3$

${}_c\sigma_t$：コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度

${}_c\sigma_t = 0.31 \cdot \sqrt{F_c}$

$= 1.38636\ \mathrm{N/mm^2}$

ここで,

F_c　：コンクリートの設計基準強度　　　　　　　$=20\ \mathrm{N/mm^2}$

A_c　：コーン状破壊面の有効水平投影面積

複数本のコンクリート躯体部基礎ボルトを近接して設ける場合は重複する面積を累加しない。

へりあき，はしあき寸法による欠損面積を考慮する。

コンクリート躯体部基礎ボルトのコンクリート躯体への有効埋込み長さは次のとおりとする。

有効埋込み長さ（mm）

蓋（1,10）

支点間距離 870 mm ：l_e＝155 mm

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

支点間距離 1535 mm：l_e＝185 mm（西側）

：l_e＝155 mm（東側）

支点間距離 870 mm ：l_e＝155 mm

コンクリート躯体部基礎ボルトの定着板の直径は次のとおりとする。

定着板の直径（mm）

製造公差－1 mm を考慮する。

D＝48－1

＝47 mm

よって，コーン状破壊面の有効水平投影面積は次のとおりとなる。

蓋（1,10）

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm

A_c ＝84000 mm^2

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 218 mm

A_c ＝73000 mm^2

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 187 mm

A_c ＝63000 mm^2

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

支点間距離 1535 mm，基礎ボルトの負担幅 140 mm

A_c＝35000 mm^2（西側）

A_c＝44000 mm^2（東側）

なお，許容引張力の算定には小さい方の値の有効水平投影面積を用いる。

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm

A_c＝77000 mm^2

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 194.5 mm

A_c＝61000 mm^2

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 165 mm

A_c＝52000 mm^2

よって，

蓋（1,10）

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm

P_{a2} ＝2/3×1.38636×84000

＝77636.1 N

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 218 mm

P_{a2} ＝2/3×1.38636×73000

＝67469.5 N

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 187 mm

P_{a2} ＝2/3×1.38636×63000

＝58227.1 N

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

支点間距離 1535 mm，基礎ボルトの負担幅 140 mm

P_{a2} ＝2/3×1.38636×35000

＝32348.4 N

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm

P_{a2} ＝2/3×1.38636×77000

＝71166.4 N

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 194.5 mm

P_{a2} ＝2/3×1.38636×61000

＝56378.6 N

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 165 mm

P_{a2} ＝2/3×1.38636×52000

＝48060.4 N

以上より，

蓋（1,10）

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm

P_a ＝min〔P_{a1}，P_{a2}〕

＝min〔32185.0，77636.1〕

＝32185.0 N

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 218 mm

P_a ＝min〔P_{a1}，P_{a2}〕

＝min〔32185.0，67469.5〕

＝32185.0 N

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 187 mm

P_a ＝min〔P_{a1}，P_{a2}〕

＝min〔32185.0，58227.1〕

＝32185.0 N

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

支点間距離 1535 mm，基礎ボルトの負担幅 140 mm

P_a ＝min〔P_{a1}，P_{a2}〕

＝min〔32185.0，32348.4〕

$=32185.0$ N

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm

$P_a = \min〔P_{a1}, P_{a2}〕$

$= \min〔32185.0, 71666.4〕$

$= 32185.0$ N

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 194.5 mm

$P_a = \min〔P_{a1}, P_{a2}〕$

$= \min〔32185.0, 56378.6〕$

$= 32185.0$ N

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 165 mm

$P_a = \min〔P_{a1}, P_{a2}〕$

$= \min〔32185.0, 48060.4〕$

$= 32185.0$ N

(a-2)　許容せん断力

(a-2-1)　S_s地震時，基準津波＋S_d地震時

コンクリート躯体部基礎ボルトの許容せん断力は,「各種合成構造設計指針・同解説（(社) 日本建築学会　2010 年 11 月)」に基づき設定する。

なお，コンクリート躯体部基礎ボルトの許容せん断力については，コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断強度により決まる場合の q_{a1}，コンクリート躯体部基礎ボルトの定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合の q_{a2}，及び，定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合の q_{a3} を比較し，値が小さい方を許容せん断力として設定する。

$q_a = \min〔q_{a1},\ q_{a2},\ q_{a3}〕$

ここで,

q_a ：コンクリート躯体部基礎ボルトの許容せん断力

q_{a1}：コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断強度により決まる場合の許容せん断力

$q_{a1} = \phi_1 \cdot {}_s\sigma_{qa} \cdot {}_{sc}\alpha$

ここで,

ϕ_1　：低減係数（短期荷重用）　＝1.0

${}_s\sigma_{qa}$：コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断強度　＝143 MPa

${}_s\sigma_{qa} = 0.7 \cdot {}_s\sigma_y$

$= 0.7 \times 205$

$= 143\ N/mm^2$

ここで,

${}_s\sigma_y$　：コンクリート躯体部基礎ボルトの規格降伏点強度

${}_s\sigma_y = 205\ N/mm^2$

${}_{sc}\alpha$ ：コンクリート躯体部基礎ボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値

${}_{sc}\alpha$ ＝min〔軸部断面積，ねじ部有効断面積〕

$= \min〔166,\ 157〕$

$= 157\ mm^2$

よって,

$q_{a1} = 1.0 \times 143 \times 157$

$= 22451.0\ N$

q_{a2}：基礎ボルトの定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合の許容せん断力

$q_{a2} = \phi_2 \cdot {}_c\sigma_{qa} \cdot {}_{sc}\alpha$

ここで,

ϕ_2　：低減係数（短期荷重用）＝2/3

${}_c\sigma_{qa}$：コンクリートの支圧強度

${}_c\sigma_{qa} = 0.5 \cdot \sqrt{(F_c \cdot E_c)}$

$=339.116\ \mathrm{N/mm^2}$

ここで，

F_c：コンクリートの設計基準強度　　$=20\ \mathrm{N/mm^2}$

E_c：コンクリートのヤング係数　　$=2.3\times10^4\ \mathrm{N/mm^2}$

$_{sc}\alpha$：コンクリート躯体部基礎ボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値

$_{sc}\alpha$ ＝min〔軸部断面積，ねじ部有効断面積〕

＝min〔166，157〕

$=157\ \mathrm{mm^2}$

よって，

$q_{a2}=2/3\times339.116\times157$

$=35494.1\ \mathrm{N}$

q_{a3}：定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合の許容せん断力

$q_{a3}=\phi_2\cdot{}_c\sigma_t\cdot A_{qc}$

ここで，

ϕ_2：低減係数（短期荷重用）＝2/3

$_c\sigma_t$：コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度

$_c\sigma_t=0.31\cdot\sqrt{F_c}$

$=1.38636\ \mathrm{N/mm^2}$

ここで，

F_c：コンクリートの設計基準強度　$=20\ \mathrm{N/mm^2}$

A_{qc}：せん断力方向の側面におけるコーン状破壊面の有効投影面積

$A_{qc}=0.5\cdot\pi\cdot c^2$

ここで，

c　：へりあき寸法（mm）

最も短いへりあき寸法と，隣接するコンクリート躯体部基礎ボルトの有効投影面積が重ならない範囲までの最も短いへりあき方向寸法との，小さい方の値を代表して用いる。

蓋（1,10）

最も短いへりあき寸法　＝160 mm

隣接するコンクリート躯体部基礎ボルトの有効投影面積が重ならない範囲までの最も短いへりあき方向寸法　＝93.5 mm

c＝min〔160，93.5〕

＝93.5 mm

$A_{qc}=0.5\cdot\pi\cdot c^2$

$=0.5\times\pi\times93.5^2$

$=13732.2\ \mathrm{mm^2}$

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

最も短いへりあき寸法　＝60 mm

隣接するコンクリート躯体部基礎ボルトの有効投影面積が重ならない範囲までの最も短いへりあき方向寸法　＝70 mm

$c＝\min〔60,\ 70〕$

$＝60$ mm

$A_{qc}＝0.5・\pi・c^2$

$＝0.5×\pi×60^2$

$＝5654.86$ mm^2

よって，

蓋（1,10）

$q_{a3}　＝\phi_2・{}_c\sigma_t・A_{qc}$

$＝2/3×1.38636×13732.2$

$＝12691.8$ N

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

$q_{a3}　＝\phi_2・{}_c\sigma_t・A_{qc}$

$＝2/3×1.38636×5654.86$

$＝5226.44$ N

以上より，

蓋（1,10）

$q_a＝\min〔q_{a1},\ q_{a2},\ q_{a3}〕$

$＝\min〔22451.0,\ 35494.1,\ 12691.8〕$

$＝12691.8$ N

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

$q_a＝\min〔q_{a1},\ q_{a2},\ q_{a3}〕$

$＝\min〔22451.0,\ 35494.1,\ 5226.44〕$

$＝5226.44$ N

（ロ）　コンクリート躯体部基礎ボルトの評価

引張力とせん断力を同時に受けることから，組合せ荷重についての検討を行う。

$(P/P_a)^2+(q/q_a)^2 \leqq 1$

ここで，

P　：コンクリート躯体部基礎ボルトの引張力（N）

P_a：コンクリート躯体部基礎ボルトの許容引張力（N）

q　：コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断力（N）

q_a：コンクリート躯体部基礎ボルトの許容せん断力（N）

（a-1）　基準津波＋S_d地震時

（a-1-1）　蓋（1,10）

（a-1-1-1）　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅249 mm）

$P=24518.0$ N

$P_a=32185.0$ N

$q=111.710$ N

$q_a=12691.8$ N

以上より，

$(P/P_a)^2+(q/q_a)^2$

$=(24518.0/32185.0)^2+(111.710/12691.8)^2$

$=0.580391 \leqq 1$

（a-1-1-2）　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅218 mm）

$P=21465.6$ N

$P_a=32185.0$ N

$q=111.710$ N

$q_a=12691.8$ N

以上より，

$(P/P_a)^2+(q/q_a)^2$

$=(21465.6/32185.0)^2+(111.710/12691.8)^2$

$=0.444892 \leqq 1$

（a-1-1-3）　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅187 mm）

$P=18413.1$ N

$P_a=32185.0$ N

$q=111.710$ N

$q_a=12691.8$ N

以上より，

$(P/P_a)^2+(q/q_a)^2$

＝（18413.1/32185.0）^{2}＋（111.710/12691.8）^{2}

＝0.327378　≦ 1

(a-1-2)　蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

(a-1-2-1)　支点間距離L＝1535 mm（基礎ボルトの負担幅 140 mm）

P ＝24322.2 N

P_a ＝32185.0 N

q ＝174.252 N

q_a ＝5226.44 N

以上より，

（P/P_a）^{2}＋（q/q_a）^{2}

＝（24322.2/32185.0）^{2}＋（174.252/5226.44）^{2}

＝0.572193　≦ 1

(a-1-2-2)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 249 mm）

P ＝24518.0 N

P_a ＝32185.0 N

q ＝174.252 N

q_a ＝5226.44 N

以上より，

（P/P_a）^{2}＋（q/q_a）^{2}

＝（24518.0/32185.0）^{2}＋（174.252/5226.44）^{2}

＝0.581425　≦ 1

(a-1-2-3)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 194.5 mm）

P ＝19151.6 N

P_a ＝32185.0 N

q ＝174.252 N

q_a ＝5226.44 N

以上より，

（P/P_a）^{2}＋（q/q_a）^{2}

＝（19151.6/32185.0）^{2}＋（174.252/5226.44）^{2}

＝0.355192　≦ 1

(a-1-2-4)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 165 mm）

P ＝16246.9 N

P_a ＝32185.0 N

q ＝174.252 N

q_a ＝5226.44 N

以上より，

$(P/P_a)^2 + (q/q_a)^2$

$= (16246.9/32185.0)^2 + (174.252/5226.44)^2$

$= 0.255931 \leqq 1$

(c)　応力評価結果

イ．　常時

常時の評価結果を表 6.9.1-6 に示す。

表 6.9.1-6　常時の応力評価結果

部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力≦許容応力
蓋	1,10	曲げ	2.02910	136	OK
		せん断	0.0462571	78	OK
		組合せ*1	2.03068	136	OK
	2,3,4,5,6,7,8,9	曲げ	3.51176	136	OK
		せん断	0.0758787	78	OK
		組合せ*1	3.51421	136	OK

注記　＊1：曲げとせん断の組合せである。

ロ． 基準津波時

基準津波時の評価結果を表 6.9.1-7 及び表 6.9.1-8 に示す。

表 6.9.1-7 基準津波時の応力評価結果（蓋，基礎ボルト）

部位			評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力≦許容応力
蓋	1,10		曲げ	145.185	204	OK
			せん断	3.30978	117	OK
			組合せ*1	145.298	204	OK
	2,3,4,5,6,7,8,9		曲げ	161.617	204	OK
			せん断	3.49206	117	OK
			組合せ*1	161.730	204	OK
基礎ボルト	1,10	支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm	引張	121.943	153	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 218 mm	引張	106.761	153	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 187 mm	引張	91.5796	153	OK
	2,3,4,5,6,7,8,9	支点間距離 L＝1535 mm，基礎ボルトの負担幅 140 mm	引張	120.969	153	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm	引張	121.943	153	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 194.5 mm	引張	95.2526	153	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 165 mm	引張	80.8058	153	OK

注記 ＊1：曲げとせん断の組合せである。

表 6.9.1-8　基準津波時の評価結果（コンクリート躯体部基礎ボルト）

部位			評価力	発生力 (N)	許容力 (N)	比[*1] (－)	判定 ≦1
コンクリート躯体部基　礎ボルト	1, 10	支点間距離 L＝870 mm, 基礎ボルトの負担幅 249 mm	引張	24518.0	32185.0	0.761783	OK
		支点間距離 L＝870 mm, 基礎ボルトの負担幅 218 mm	引張	21465.6	32185.0	0.666944	OK
		支点間距離 L＝870 mm, 基礎ボルトの負担幅 187 mm	引張	18413.1	32185.0	0.572101	OK
	2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	支点間距離 L＝1535 mm, 基礎ボルトの負担幅 140 mm	引張	24322.2	32185.0	0.755699	OK
		支点間距離 L＝870 mm, 基礎ボルトの負担幅 249 mm	引張	24518.0	32185.0	0.761783	OK
		支点間距離 L＝870 mm, 基礎ボルトの負担幅 194.5 mm	引張	19151.6	32185.0	0.595047	OK
		支点間距離 L＝870 mm, 基礎ボルトの負担幅 165 mm	引張	16246.9	32185.0	0.504797	OK

注記　＊1：比＝発生力/許容力である。

ハ.　S_s 地震時

S_s 地震時の評価結果を表 6.9.1-9 及び表 6.9.1-10 に示す。

表 6.9.1-9　S_s 地震時の応力評価結果（蓋，基礎ボルト）

部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力≦許容応力
蓋	1,10	曲げ	3.57123	204	OK
		せん断	0.0814131	117	OK
		組合せ*1	3.57401	204	OK
	2,3,4,5,6,7,8,9	曲げ	6.18074	204	OK
		せん断	0.133546	117	OK
		組合せ*1	6.18506	204	OK
基　礎 ボルト	1,10	せん断	0.588279	117	OK
	2,3,4,5,6,7,8,9	せん断	0.917641	117	OK

注記　*1：曲げとせん断の組合せである。

追而

表 6.9.1-10　S_s地震時の評価結果（コンクリート躯体部基礎ボルト）

部位			評価力	発生力 (N)	許容力 (N)	比*1 (－)	判定 ≦1
コンクリート躯体部基礎ボルト	1, 10	支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm	せん断	118.280	12691.8	0.00931940	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 218 mm	せん断	118.280	12691.8	0.00931940	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 187 mm	せん断	118.280	12691.8	0.00931940	OK
	2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	支点間距離 L＝1535 mm，基礎ボルトの負担幅 140 mm	せん断	184.502	5226.44	0.0353016	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm	せん断	184.502	5226.44	0.0353016	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 194.5 mm	せん断	184.502	5226.44	0.0353016	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 165 mm	せん断	184.502	5226.44	0.0353016	OK

注記　＊1：比＝発生力/許容力である。

追而

ニ.　基準津波＋S_d地震時

基準津波＋S_d地震時の評価結果を表 6.9.1-11 及び表 6.9.1-12 に示す。

表 6.9.1-11　基準津波＋S_d地震時の応力評価結果（蓋，基礎ボルト）

部位			評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力≦許容応力
蓋	1,10		曲げ	145.185	204	OK
			せん断	3.30978	117	OK
			組合せ*1	145.298	204	OK
	2,3,4,5,6,7,8,9		曲げ	161.617	204	OK
			せん断	3.49206	117	OK
			組合せ*1	161.730	204	OK
基礎ボルト	1, 10	支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm	引張	121.943	153	OK
			せん断	0.555602	117	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 218 mm	引張	106.761	153	OK
			せん断	0.555602	117	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 187 mm	引張	91.5796	153	OK
			せん断	0.555602	117	OK
	2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	支点間距離 L＝1535 mm，基礎ボルトの負担幅 140 mm	引張	120.969	153	OK
			せん断	0.866662	117	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm	引張	121.943	153	OK
			せん断	0.866662	117	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 194.5 mm	引張	95.2526	153	OK
			せん断	0.866662	117	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 165 mm	引張	80.8058	153	OK
			せん断	0.866662	117	OK

注記　＊1：曲げとせん断の組合せである。

追而

表 6.9.1-12　基準津波＋S_d地震時の評価結果（コンクリート躯体部基礎ボルト）

部位			評価力	発生力*3 (N)	許容力*4 (N)	比*1 (−)	判定 ≦1
コンクリート躯体部基礎ボルト	1, 10	支点間距離 L=870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm	引張	24518.0	32185.0	0.761783	OK
			せん断	111.710	12691.8	0.00880174	OK
			組合せ*2	0.580391	1	0.580391	OK
		支点間距離 L=870 mm，基礎ボルトの負担幅 218 mm	引張	21465.6	32185.0	0.666944	OK
			せん断	111.710	12691.8	0.00880174	OK
			組合せ*2	0.444892	1	0.444892	OK
		支点間距離 L=870 mm，基礎ボルトの負担幅 187 mm	引張	18413.1	32185.0	0.572101	OK
			せん断	111.710	12691.8	0.00880174	OK
			組合せ*2	0.327378	1	0.327378	OK
	2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	支点間距離 L=1535 mm，基礎ボルトの負担幅 140 mm	引張	24322.2	32185.0	0.755699	OK
			せん断	174.252	5226.44	0.0333404	OK
			組合せ*2	0.572193	1	0.572193	OK
		支点間距離 L=870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm	引張	24518.0	32185.0	0.761783	OK
			せん断	174.252	5226.44	0.0333404	OK
			組合せ*2	0.581425	1	0.581425	OK
		支点間距離 L=870 mm，基礎ボルトの負担幅 194.5 mm	引張	19151.6	32185.0	0.595047	OK
			せん断	174.252	5226.44	0.0333404	OK
			組合せ*2	0.355192	1	0.355192	OK
		支点間距離 L=870 mm，基礎ボルトの負担幅 165 mm	引張	16246.9	32185.0	0.504797	OK
			せん断	174.252	5226.44	0.0333404	OK
			組合せ*2	0.255931	1	0.255931	OK

注記　*1：比＝発生力/許容力である。

*2：引張とせん断の組合せである。

*3：組合せは，(引張力比）^{2}＋（せん断力比）^{2}の値である。

*4：組合せは，(引張力比）^{2}＋（せん断力比）^{2}の値が 1 以下であることの確認。

追而

b.　放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明
追而

c.　ＳＡ用海水ピット開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明
追而

d.　緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明
追而

e.　緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明
追而

f.　緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明
追而

g.　格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチの設計に関する補足説明

追而

h.　常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用水密ハッチの設計に関する補足説明

追而

i．常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチの設計に関する補足説明

追而

j.　海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の設計に関する補足説明

(a)　固有値解析

イ.　固有振動数の計算

蓋は，たて方向に基礎ボルトにより支持されていることから，たて方向で支持された蓋端間の両端単純支持ばりとしてモデル化する。両端単純支持ばりの一次固有振動数は,「機械工学便覧（1986 年)，日本機械学会」より，次のとおり与えられる。

$f=\lambda^2/(2\pi\cdot L^2)\cdot\sqrt{E\cdot I/(\rho\cdot A)}$

ここで，

f　：一次固有振動数（Hz）

λ：振動数係数　　　　　　　$=\pi$

L　：はりの長さ（m）　　　　　$=0.85$

E　：縦弾性係数（Pa）　　　　$=1.93667\times10^{11}$

JSME　S　NC1-2005/2007　付録材料図表　Part6　表 1 を用いて計算する。

温度 40 ℃におけるオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数は，温度 20 ℃の縦弾性係数 195000 MPa と，温度 50 ℃の縦弾性係数 193000 MPa より，比例法を用いて計算する。

$195000+(193000-195000)\times(40-20)/(50-20)=193667$ MPa

I　：断面二次モーメント（m^4）　$=5.59235\times10^{-7}$

$I=b\cdot h^3/12$

ここで，

b：はりの幅（m）　　　　　　$=1.2$

h：はりのせい（蓋の厚さ）(m) $=0.01775$

ＪＩＳによる蓋厚の製造公差－0.25 mm を考慮する。

$h=0.018-0.00025$

$=0.01775$ m

以上より，

$I=b\cdot h^3/12$

$=1.2\times0.01775^3/12$

$=5.59235\times10^{-7}$ m^4

ρ：はりの単位体積質量（kg/m^3）　$=7.93\times10^3$

A：はりの断面積（m^2）　　　　$=0.0213$

$A=b\cdot h$

$=1.2\times0.01775$

$=0.0213$ m^2

以上より，

$f=\pi^2/(2\pi\cdot0.85^2)\cdot\sqrt{1.93667\times10^{11}\times5.59235\times10^{-7}/(7.93\times10^3\times0.0213)}$

$=55.0529$ Hz

ロ．　固有値解析結果

固有振動数は55 Hzであり，20 Hz以上であることから，剛構造である。

(b)　応力計算

イ．　常時

（イ）　荷重条件

(a-1)　固定荷重

固定荷重は以下のとおりとする。

$D = m_D \cdot g$

ここで，

D　：固定荷重（N）

m_D：蓋の質量（kg）

g　：重力加速度（m/s^2）

$m_D = A \cdot t \cdot \rho$

ここで，

A　：蓋の面積（mm^2）

t　：蓋の厚さ（mm）　＝18

ρ：蓋の単位体積質量（kg/mm^3）　$= 7.93 \times 10^{-6}$

以上より，

$A = 850 \times 1200$

$= 1020000\ mm^2$

$m_D = 1020000 \times 18 \times 7.93 \times 10^{-6}$

$= 145.594\ kg$

保守的に200 kgとする。

$D = 200 \times 9.80665$

$= 1961.33\ N$

(2)　風荷重及び積雪荷重

添付資料Ⅴ-3-別添3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定した荷重の組合せに基づき，考慮しない。

（ロ） 各部の応力計算

(a-1) 蓋

常時は，蓋に応力は発生しない。

(a-2) 基礎ボルト

蓋は基礎ボルトにより，コンクリート躯体に固定される。

常時では，蓋の自重が基礎ボルトに，せん断力として作用する。

(a-2-1) 発生荷重<常時>

$Q = m_D \cdot g/n$

ここで，

Q	：基礎ボルト１本当たりのせん断力（N/本）	
m_D	：蓋の質量（kg）	＝200
g	：重力加速度（m/s^2）	＝9.80665
n	：基礎ボルト本数	＝6

以上より，

$Q = 200 \times 9.80665/6$

$= 326.888$ N/本

(a-2-2) 断面性能

基礎ボルトの呼び径（M16）	ϕ	＝16 mm
基礎ボルトの呼び径断面積	A_m	$= \pi/4 \cdot \phi^2$
		$= 201.061$ mm^2

(a-2-3) 発生応力<常時>

基礎ボルトのせん断応力	σ_s	$= Q/A_m$
		$= 326.888/201.061$
		$= 1.62581$ MPa

ロ．　溢水時

（イ）　荷重条件

(a-1)　固定荷重

蓋の自重が基礎ボルトに，せん断力として作用する。

(a-1-1)　発生荷重<溢水時>

$Q = m_D \cdot g / n$

ここで，

Q	：基礎ボルト１本当たりのせん断力（N/本）	
m_D	：蓋の質量（kg）	＝200
g	：重力加速度（m/s^2）	＝9.80665
n	：基礎ボルト本数	＝6

以上より，

$Q = 200 \times 9.80665 / 6$

$= 326.888$ N/本

(a-2)　風荷重及び積雪荷重

添付資料Ｖ-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定した荷重の組合せに基づき，考慮しない。

(a-3)　溢水荷重

溢水荷重は以下のとおりとする。

$P_h = \rho \cdot g \cdot h$

ここで，

P_h	：溢水による静水圧荷重（MPa）	
ρ	：溢水の密度（kg/m^3）	＝1030
g	：重力加速度（m/s^2）	＝9.80665
h	：溢水水位（m）	＝8.2

以上より，

$P_h = 1030 \times 9.80665 \times 8.2 / 10^6$

$= 0.0828269$ MPa

（ロ）　各部の応力計算

蓋に作用する溢水荷重（水平方向）は，蓋を介して基礎ボルトに伝達し，基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

（a-1）　蓋

蓋は，蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

（a-1-1）　発生荷重＜溢水時＞

溢水荷重	w	$=P_h$
		$=0.0828269$ MPa
支点間距離	L	$=850$ mm
単位幅当たり曲げモーメント	M	$=w\cdot L^2/8$
		$=0.0828269\times850^2/8$
		$=7480.30$ N·mm/mm
単位幅当たりせん断力	Q	$=w\cdot L/2$
		$=0.0828269\times850/2$
		$=35.2014$ N/mm

（a-1-2）　断面性能

ＪＩＳによる蓋厚の製造公差－0.25 mmを考慮する。

蓋の厚さ	t	$=18-0.25$
		$=17.75$ mm
蓋の単位幅当たりの断面係数	Z	$=t^2/6$
		$=17.75^2/6$
		$=52.5104$ mm^3/mm
蓋の単位幅当たりのせん断断面積	A_S	$=t$
		$=17.75$ mm^2/mm

（a-1-3）　発生応力＜溢水時＞

単位幅当たり曲げモーメント	M	$=7480.30$ N·mm/mm
単位幅当たりせん断力	Q	$=35.2014$ N/mm
曲げ応力	σ_b	$=M/Z$
		$=7480.30/52.5104$
		$=142.453$ MPa
せん断応力	τ	$=Q/A_S$
		$=35.2014/17.75$
		$=1.98317$ MPa
組合せ応力（垂直＋せん断）	σ	$=\sqrt{(\sigma_b{}^2+3\cdot\tau^2)}$
		$=\sqrt{(142.453^2+3\times1.98317^2)}$
		$=142.494$ MPa

(a-2)　基礎ボルト

蓋に作用する溢水荷重は，蓋を介して基礎ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1)　発生荷重〈溢水時〉

(a-2-1-1)　基礎ボルトに作用する引張荷重

溢水荷重　$w = P_h$

$P_h = 0.0828269$ MPa

支点間距離　$L = 850$ mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q = w \cdot L/2$

$= 0.0828269 \times 850/2$

$= 35.2014$ N/mm

基礎ボルトの負担幅(mm)　$b = 450$ mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb} = Q \cdot b$

$= 35.2014 \times 450$

$= 15840.6$ N

(a-2-1-2)　基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋の質量　$m_D = 200$ kg

基礎ボルト本数　$n = 6$ 本

基礎ボルトに作用するせん断荷重　$Q = m_D \cdot g/n$

$= 200 \times 9.80665/6$

$= 326.888$ N/本

(a-2-2)　断面性能

基礎ボルトの呼び径（M16）　$\phi = 16$ mm

基礎ボルトの呼び径断面積　$A_m = \pi/4 \cdot \phi^2$

$= 201.061$ mm^2

(a-2-3)　発生応力〈溢水時〉

基礎ボルトの引張応力　$\sigma_t = P_{tb}/A_m$

$= 15840.6/201.061$

$= 78.7850$ MPa

基礎ボルトのせん断応力　$\tau = Q/A_m$

$= 326.888/201.061$

$= 1.62581$ MPa

(a-3)　コンクリート躯体部基礎ボルト

蓋に作用する溢水荷重は，蓋を介してコンクリート躯体部基礎ボルトに伝達されるものとする。

(a-3-1)　発生荷重＜溢水時＞

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重　　P_{tb} ＝15840.6 N

コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断荷重　　Q ＝326.888 N/本

ハ.　S_s地震時

（イ）　荷重条件

(a-1)　固定荷重

固定荷重は以下のとおりとする。

$D = m_D \cdot g$

ここで,

D　：固定荷重（N）

m_D：蓋の質量（kg）

g　：重力加速度（m/s^2）

$m_D = A \cdot t \cdot \rho$

ここで,

A　：蓋の面積（mm^2）

t　：蓋の厚さ（mm）　＝18

ρ：蓋の単位体積質量（kg/mm^3）　＝7.93×10^{-6}

以上より,

$A = 850 \times 1200$

$= 1020000\ mm^2$

$m_D = 1020000 \times 18 \times 7.93 \times 10^{-6}$

$= 145.594\ kg$

保守的に200 kgとする。

$D = 200 \times 9.80665$

$= 1961.33\ N$

(a-2)　風荷重及び積雪荷重

添付資料Ⅴ-3-別添3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定した荷重の組合せに基づき，考慮しない。

(a-3)　S_s 地震荷重

基準地震動 S_s に伴う最大床応答加速度を表 6.9.1-13 に，応力評価に用いる S_s 地震荷重の最大静的震度を表 6.9.1-14 に示す。

震度は水平方向及び鉛直方向の最大床応答加速度を採用する。

鉛直地震荷重は，固定荷重と同じ方向の鉛直下向きの方向を考慮する。

水平地震荷重は，固定質量による水平地震慣性力を考慮する。

表 6.9.1-13　基準地震動 S_s に伴う最大床応答加速度

基準地震動	水平地震動	鉛直地震動	最大床応答加速度 (Gal)	
			水平方向	鉛直方向
S_s-D1L	正転	正転	299	1105
	反転	正転	280	1196
	正転	反転	335	1195
	反転	反転	247	1109
S_s-11	正転	正転	250	1257
S_s-12	正転	正転	265	1061
S_s-13	正転	正転	273	993
S_s-14	正転	正転	260	639
S_s-21	正転	正転	372	1232
S_s-22	正転	正転	348	1449
S_s-31	正転	正転	239	656
	反転	正転	251	681

追而

表 6.9.1-14　応力評価に用いる S_s 地震荷重の最大静的震度

基準地震動	水平地震動	鉛直地震動	最大床応答加速度 (Gal)		水平震度 C_H	鉛直震度 C_V
			水平方向	鉛直方向		
S_s-21	正転	正転	372	1232	<u>0.38</u>*1	1.26
S_s-22	正転	正転	348	1449	0.36	<u>1.48</u>*1

注記　＊1：下線部は応力評価に用いる静的震度を示す。

追而

地震荷重は以下のとおりとする。

W_{hk} ＝C_H・m_D・g

W_{vk} ＝C_V・m_D・g

w_{hk} ＝C_H・m_D・g/A

ここで，

C_H	：設計水平震度	＝0.38
C_V	：設計鉛直震度	＝1.48
W_{hk}	：水平地震荷重（N）	
W_{vk}	：鉛直地震荷重（N）	
w_{hk}	：水平地震等分布荷重（MPa）	
m_D	：蓋の質量（設計値）（kg）	＝200
g	：重力加速度（m/s^2）	＝9.80665
A	：蓋の面積（mm^2）	＝1020000

以上より，

W_{hk}＝0.38×200×9.80665

＝7.45305×10^{2} N

W_{vk} ＝1.48×200×9.80665

＝2.90276×10^{3} N

w_{hk} ＝0.38×200×9.80665/1020000

＝7.30691×10^{-4} MPa

（ロ）　各部の応力計算

蓋に作用する地震力（水平方向及び鉛直方向）は，蓋を介して基礎ボルトに伝達し，基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

（a-1）　蓋

蓋は，蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

蓋の鉛直地震荷重による面内応力は，発生応力が微小なため無視する。

（a-1-1）　発生荷重<S_s地震時>

蓋に作用する水平地震等分布荷重	w	$=w_{hk}$
		$=7.30691\times10^{-4}$ MPa
支点間距離	L	=850 mm
単位幅当たり曲げモーメント	M	$=w\cdot L^2/8$
		$=7.30691\times10^{-4}\times850^2/8$
		=65.9905 N･mm/mm
単位幅当たりせん断力	Q	$=w\cdot L/2$
		$=7.30691\times10^{-4}\times850/2$
		=0.310543 N/mm

（a-1-2）　断面性能

蓋の厚さ	t	=18 mm
蓋の単位幅当たりの断面係数	Z	$=t^2/6$
		$=18^2/6$
		$=54\ mm^3/mm$
蓋の単位幅当たりのせん断断面積	A_S	=t
		$=18\ mm^2/mm$

（a-1-3）　発生応力<S_s地震時>

単位幅当たり曲げモーメント	M	=65.9905 N･mm/mm
単位幅当たりせん断力	Q	=0.310543 N/mm
曲げ応力	σ_b	=M/Z
		=65.9905/54
		=1.22204 MPa
せん断応力	τ	$=Q/A_S$
		=0.310543/18
		=0.0172523 MPa
組合せ応力（垂直＋せん断）	σ	$=\sqrt{(\sigma_b^2+3\cdot\tau^2)}$
		$=\sqrt{(1.22204^2+3\times0.0172523^2)}$
		=1.22240 MPa

(a-2)　基礎ボルト

蓋に作用する水平地震力及び鉛直地震力は，蓋を介して基礎ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1)　発生荷重<S_s地震時>

(a-2-1-1)　基礎ボルトに作用する引張荷重

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力	Q	$=0.310543$ N/mm
基礎ボルトの負担幅(mm)	b	$=450$ mm
基礎ボルトの引張荷重	P_{tb}	$=Q\cdot b$
		$=0.310543\times 450$
		$=139.744$ N

(a-2-1-2)　基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋の質量	m_D	$=200$ kg
基礎ボルト本数	n	$=6$ 本
鉛直地震荷重	W_{vk}	$=2.90276\times 10^3$ N
基礎ボルトに作用するせん断荷重	Q	$=(m_D\cdot g+W_{vk})/n$
		$=(200\times 9.80665+2.90276\times 10^3)/6$
		$=810.681$ N/本

(a-2-2)　断面性能

基礎ボルトの呼び径（M16）	ϕ	$=16$ mm
基礎ボルトの呼び径断面積	A_m	$=\pi/4\cdot\phi^2$
		$=201.061$ mm^2

(a-2-3)　発生応力<S_s地震時>

基礎ボルトの引張応力	σ_t	$=P_{tb}/A_m$
		$=139.744/201.061$
		$=0.695032$ MPa
基礎ボルトのせん断応力	τ	$=Q/A_m$
		$=810.681/201.061$
		$=4.03201$ MPa

(a-3)　コンクリート躯体部基礎ボルト

蓋に作用する水平地震力及び鉛直地震力は,蓋を介して基礎ボルトに伝達し,基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達されるものとする。

(a-3-1)　発生荷重＜S_s地震時＞

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重　　P_{tb} ＝139.744 N

コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断荷重　　Q ＝810.681 N/本

ニ.　溢水＋S_d地震時

（イ）　荷重条件

（a-1）　固定荷重

固定荷重として蓋の質量を考慮する。

$D = m_D \cdot g$

ここで，

D　：固定荷重（N）

m_D　：蓋の質量（kg）

g　：重力加速度（m/s^2）

$m_D = A \cdot t \cdot \rho$

ここで，

A　：蓋の面積（mm^2）

t　：蓋の厚さ（mm）　＝18

ρ　：蓋の単位体積質量（kg/mm^3）　＝7.93×10^{-6}

以上より，

$A = 850 \times 1200$

$= 1020000\ mm^2$

$m_D = 1020000 \times 18 \times 7.93 \times 10^{-6}$

$= 145.594\ kg$

保守的に200 kgとする。

$D = 200 \times 9.80665$

$= 1961.33\ N$

（a-2）　風荷重及び積雪荷重

添付資料Ｖ-3-別添3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定した荷重の組合せに基づき，考慮しない。

（a-3）　溢水荷重

溢水荷重は以下のとおりとする。

$P_h = \rho \cdot g \cdot h$

ここで，

P_h：溢水による静水圧荷重（MPa）

ρ：溢水の密度（kg/m^3）　＝1030

g　：重力加速度（m/s^2）　＝9.80665

h　：溢水水位（m）　＝8.2

以上より，

$P_h = 1030 \times 9.80665 \times 8.2 / 10^6$

$= 0.0828269\ MPa$

(a-4)　S_d地震荷重

弾性設計用地震動S_dに伴う最大床応答加速度を表 6.9.1-15 に，応力評価に用いるS_d地震荷重の最大静的震度を表 6.9.1-16 に示す。

震度は水平方向及び鉛直方向の最大床応答加速度を採用する。

鉛直地震荷重は，固定荷重と同じ方向の鉛直下向きの方向を考慮する。

水平地震荷重は，固定質量による水平地震慣性力を考慮する。

表 6.9.1-15　弾性設計用地震動S_dに伴う最大床応答加速度

弾性設計用地震動	水平地震動	鉛直地震動	最大床応答加速度 (Gal)	
			水平方向	鉛直方向
S_d-D1L	正転	正転	183	514
	反転	正転	182	503
	正転	反転	179	529
	反転	反転	180	521

追而

表 6.9.1-16　応力評価に用いるS_d地震荷重の最大静的震度

弾性設計用地震動	水平地震動	鉛直地震動	最大床応答加速度 (Gal)		水平震度 C_H	鉛直震度 C_V
			水平方向	鉛直方向		
S_d-D1L	正転	正転	183	514	0.19*1	0.53
	正転	反転	179	529	0.19	0.54*1

注記　＊1：下線部は応力評価に用いる静的震度を示す。

追而

地震荷重は以下のとおりとする。

W_{hk}　$=C_H \cdot m_D \cdot g$

W_{vk}　$=C_V \cdot m_D \cdot g$

w_{hk}　$=C_H \cdot m_D \cdot g/A$

ここで，

W_{hk}：水平地震荷重（N）

W_{vk}：鉛直地震荷重（N）

w_{hk}：水平地震等分布荷重（MPa）

C_H：設計水平震度　$=0.19$

C_V：設計鉛直震度　$=0.54$

m_D：蓋の質量（設計値）（kg）　$=200$

g：重力加速度（m/s^2）　$=9.80665$

A：蓋の面積（mm^2）　$=1020000$

以上より，

W_{hk} ＝0.19×200×9.80665

＝3.72652×10^{2} N

W_{vk} ＝0.54×200×9.80665

＝1.05911×10^{3} N

w_{hk} ＝0.19×200×9.80665/1020000

＝3.65345×10^{-4} MPa

（ロ） 各部の応力計算

蓋に作用する溢水荷重及びS_d地震力は，蓋を介して基礎ボルトに伝達し，基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は，蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

蓋の鉛直地震荷重による面内応力は，発生応力が微小なため無視する。

(a-1-1) 発生荷重〈溢水＋S_d地震時〉

溢水荷重による水平等分布荷重 $w_h = P_h$

$= 0.0828269$ MPa

蓋に作用する水平地震等分布荷重 $w_{hk} = 3.65345\times10^{-4}$ MPa

蓋に作用する水平等分布荷重 $w = w_h + w_{hk}$

$= 0.0828269 + 3.65345\times10^{-4}$

$= 0.0831922$ MPa

支点間距離 $L = 850$ mm

単位幅当たり曲げモーメント $M = w\cdot L^2/8$

$= 0.0831922\times850^2/8$

$= 7513.29$ N･mm/mm

単位幅当たりせん断力 $Q = w\cdot L/2$

$= 0.0831922\times850/2$

$= 35.3566$ N/mm

(a-1-2) 断面性能

ＪＩＳによる蓋厚の製造公差－0.25 mmを考慮する。

蓋の厚さ $t = 18 - 0.25$

$= 17.75$ mm

蓋の単位幅当たりの断面係数 $Z = t^2/6$

$= 17.75^2/6$

$= 52.5104$ mm^3/mm

蓋の単位幅当たりのせん断断面積 $A_S = t$

$= 17.75$ mm^2/mm

(a-1-3) 発生応力〈溢水＋S_d地震時〉

単位幅当たり曲げモーメント $M = 7513.29$ N･mm/mm

単位幅当たりせん断力 $Q = 35.3566$ N/mm

曲げ応力 $\sigma_b = M/Z$

$= 7513.29/52.5104$

$= 143.081$ MPa

せん断応力　$\tau = Q/A_S$

$= 35.3566/17.75$

$= 1.99192$ MPa

組合せ応力（垂直＋せん断）　$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$

$= \sqrt{(143.081^2 + 3 \times 1.99192^2)}$

$= 143.122$ MPa

(a-2)　基礎ボルト

蓋に作用する溢水荷重及びS_d地震力は，蓋を介して基礎ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1)　発生荷重<溢水＋S_d地震時>

(a-2-1-1)　基礎ボルトに作用する引張荷重

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力　$Q＝35.3566$ N/mm

基礎ボルトの負担幅(mm)　$b＝450$ mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb}＝Q・b$

$＝35.3566×450$

$＝15910.4$ N

(a-2-1-2)　基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋の質量　$m_D＝200$ kg

基礎ボルト本数　$n＝6$ 本

鉛直地震荷重　$W_{vk}＝1.05911×10^3$ N

基礎ボルトに作用するせん断荷重

$Q＝(m_D・g＋W_{vk})/n$

$＝(200×9.80665＋1.05911×10^3)/6$

$＝503.406$ N/本

(a-2-2)　断面性能

基礎ボルトの呼び径（M16）　$\phi＝16$ mm

基礎ボルトの呼び径断面積　$A_m＝\pi/4・\phi^2$

$＝201.061$ mm^2

(a-2-3)　発生応力<溢水＋S_d地震時>

基礎ボルトの引張応力　$\sigma_t＝P_{tb}/A_m$

$＝15910.4/201.061$

$＝79.1322$ MPa

基礎ボルトのせん断応力　$\tau＝Q/A_m$

$＝503.406/201.061$

$＝2.50374$ MPa

(a-3)　コンクリート躯体部基礎ボルト

蓋に作用する溢水荷重及びS_d地震力は，蓋を介して基礎ボルトに伝達し，基礎ボルトを介してコンクリート躯体部に伝達されるものとする。

(a-3-1)　発生荷重＜溢水＋S_d地震時＞

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb}＝15910.4$ N

コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断荷重　Ｑ＝503.406 N/本

(c)　許容応力

許容応力は，常時は供用状態Ａとし，溢水時，S_s地震時及び溢水＋S_d地震時は，供用状態Ｃ（許容応力状態$Ⅲ_AS$）として設定する。

イ．　蓋の許容応力

許容応力算定用基準値　$F = \min〔S_y, 0.7 \cdot S_u〕$

$= \min〔205, 0.7 \times 520〕$

$= \min〔205, 364〕$

$= 205$ MPa

（イ）　常時

(a-1)　許容曲げ応力　$f_b = F/1.5$

$= 205/1.5$

$= 136$ MPa

(a-2)　許容せん断応力　$f_s = F/(1.5 \cdot \sqrt{3})$

$= 205/(1.5 \times \sqrt{3})$

$= 78$ MPa

(a-3)　許容引張応力　$f_t = F/1.5$

$= 205/1.5$

$= 136$ MPa

（ロ）　溢水時，S_s地震時，溢水＋S_d地震時

(a-1)　許容曲げ応力　$1.5 \cdot f_b = (F/1.5) \cdot 1.5$

$= (205/1.5) \times 1.5$

$= 136 \times 1.5$

$= 204$ MPa

(a-2)　許容せん断応力　$1.5 \cdot f_s = \{F/(1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5$

$= \{205/(1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5$

$= 78 \times 1.5$

$= 117$ MPa

(a-3)　許容引張応力　$1.5 \cdot f_t = (F/1.5) \cdot 1.5$

$= (205/1.5) \times 1.5$

$= 136 \times 1.5$

$= 204$ MPa

ロ．　基礎ボルトの許容応力

設計基準強度　$F=\min〔S_y，0.7\cdot S_u〕$

$=\min〔205，0.7\times520〕$

$=\min〔205，364〕$

$=205$ MPa

（イ）　常時

許容せん断応力　$f_s=F/(1.5\cdot\sqrt{3})$

$=205/(1.5\times\sqrt{3})$

$=78$ MPa

（ロ）　溢水時

（a-1）　許容引張応力

$1.5\cdot f_t=(F/2)\cdot1.5$

$=(205/2)\times1.5$

$=153$ MPa

（a-2）　許容せん断応力

$1.5\cdot f_s=\{F/(1.5\cdot\sqrt{3})\}\cdot1.5$

$=\{205/(1.5\times\sqrt{3})\}\times1.5$

$=78\times1.5$

$=117$ MPa

ハ．　S_s地震時

（a-1）　許容引張応力

$1.5\cdot f_t=(F/2)\cdot1.5$

$=(205/2)\times1.5$

$=153$ MPa

（a-2）　許容せん断応力

$1.5\cdot f_s=\{F/(1.5\cdot\sqrt{3})\}\cdot1.5$

$=\{205/(1.5\times\sqrt{3})\}\times1.5$

$=78\times1.5$

$=117$ MPa

（ニ）　溢水＋S_d地震時

（a-1）　許容引張応力

$1.5\cdot f_t=(F/2)\cdot1.5$

$=(205/2)\times1.5$

$=153$ MPa

(a-2)　許容せん断応力

$1.5 \cdot f_s = \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5$

$= \{205 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5$

$= 78 \times 1.5$

$= 117$ MPa

ハ.　コンクリート躯体部基礎ボルトの許容力及び評価

（イ）　コンクリート躯体部基礎ボルトの許容力

（a-1）　許容引張力

（a-1-1）　溢水時，S_s 地震時，溢水＋S_d 地震時

コンクリート躯体部基礎ボルトの許容引張力は,「各種合成構造設計指針・同解説（(社) 日本建築学会　2010 年 11 月)」に基づき設定する。

コンクリート躯体部基礎ボルトの許容引張力については,コンクリート躯体部基礎ボルトの降伏により決まる場合の P_{a1} と，定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合の P_{a2} を比較し，値が小さい方を許容引張力として設定する。

$P_a = \min〔P_{a1},\ P_{a2}〕$

ここで,

P_a ：コンクリート躯体部基礎ボルトの許容引張力

P_{a1} ：コンクリート躯体部基礎ボルトの降伏により決まる場合の許容引張力

$P_{a1} = \phi_1 \cdot {}_s\sigma_{pa} \cdot {}_{sc}\alpha$

ここで,

ϕ_1：低減係数（短期荷重用）　＝1.0

${}_s\sigma_{pa}$：コンクリート躯体部基礎ボルトの規格降伏点強度　＝205 N/mm²

${}_{sc}\alpha$ ：コンクリート躯体部基礎ボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値

${}_{sc}\alpha$ ＝min〔軸部断面積，ねじ部有効断面積〕

＝min〔166，157〕

＝157 mm²

よって,

P_{a1} ＝1.0×205×157

＝32185.0 N

P_{a2}：定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のコンクリート躯体部基礎ボルトの許容引張力（N)

$P_{a2} = \phi_2 \cdot {}_c\sigma_t \cdot A_c$

ここで,

ϕ_2 ：低減係数（短期荷重用）＝2/3

${}_c\sigma_t$ ：コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度

${}_c\sigma_t = 0.31 \cdot \sqrt{F_c}$

＝1.38636 N/mm²

ここで,

F_c ：コンクリートの設計基準強度　＝20 N/mm²

A_c ：コーン状破壊面の有効水平投影面積　＝164000 mm²

複数本のコンクリート躯体部基礎ボルトを近接して設ける場合は重複する面積を累加しない。

へりあき，はしあき寸法による欠損面積を考慮する。

コンクリート躯体部基礎ボルトのコンクリート躯体への有効埋込み長さは次のとおりとする。

有効埋込み長さ：299 mm

コンクリート躯体部基礎ボルトの定着板の直径は次のとおりとする。

定着板の直径：製造公差－1 mm を考慮する。

$$D=48-1$$
$$=47\ \mathrm{mm}$$

よって，

$$P_{a2}=2/3\times 1.38636\times 164000$$
$$=151575\ \mathrm{N}$$

以上より，

$$P_a=\min\left[P_{a1},\ P_{a2}\right]$$
$$=\min\left[32185.0,\ 151575\right]$$
$$=32185.0\ \mathrm{N}$$

(a-2)　許容せん断力

(a-2-1)　溢水時，S_s地震時，溢水＋S_d地震時

コンクリート躯体部基礎ボルトの許容せん断力は，「各種合成構造設計指針・同解説（(社) 日本建築学会　2010 年 11 月)」に基づき設定する。

なお，コンクリート躯体部基礎ボルトの許容せん断力については，コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断強度により決まる場合の q_{a1}，コンクリート躯体部基礎ボルトの定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合の q_{a2}，及び，定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合の q_{a3} を比較し，値が小さい方を許容せん断力として設定する。

$$q_a=\min\left[q_{a1},\ q_{a2},\ q_{a3}\right]$$

ここで，

q_a　：コンクリート躯体部基礎ボルトの許容せん断力

q_{a1}　：コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断強度により決まる場合の許容せん断力

$$q_{a1}=\phi_1\cdot {}_s\sigma_{qa}\cdot {}_{sc}\alpha$$

ここで，

ϕ_1：低減係数（短期荷重用）　＝1.0

${}_s\sigma_{qa}$　：コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断強度　＝143 N/mm²

$_{s}\sigma_{qa}=0.7\cdot{}_{s}\sigma_{y}$

$=0.7\times205$

$=143\ \mathrm{N/mm^2}$

ここで，

$_{s}\sigma_{y}$：コンクリート躯体部基礎ボルトの規格降伏点強度

$_{s}\sigma_{y}=205\ \mathrm{N/mm^2}$

$_{sc}\alpha$：コンクリート躯体部基礎ボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値

$_{sc}\alpha$ ＝min〔軸部断面積，ねじ部有効断面積〕

＝min〔166，157〕

$=157\ \mathrm{mm^2}$

よって，

$q_{a1}=1.0\times143\times157$

$=22451.0\ \mathrm{N}$

q_{a2}：基礎ボルトの定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合の許容せん断力

$q_{a2}=\phi_{2}\cdot{}_{c}\sigma_{qa}\cdot{}_{sc}\alpha$

ここで，

ϕ_{2}：低減係数（短期荷重用）＝2/3

$_{c}\sigma_{qa}$：コンクリートの支圧強度

$_{c}\sigma_{qa}=0.5\cdot\sqrt{(F_c\cdot E_c)}$

$=339.116\ \mathrm{N/mm^2}$

ここで，

F_c：コンクリートの設計基準強度　　$=20\ \mathrm{N/mm^2}$

E_c：コンクリートのヤング係数　　$=2.3\times10^{4}\ \mathrm{N/mm^2}$

$_{sc}\alpha$：コンクリート躯体部基礎ボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値

$_{sc}\alpha$ ＝min〔軸部断面積，ねじ部有効断面積〕

＝min〔166，157〕

$=157\ \mathrm{mm^2}$

よって，

$q_{a2}=2/3\times339.116\times157$

$=35494.1\ \mathrm{N}$

q_{a3}：定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合の許容せん断力

$q_{a3}=\phi_{2}\cdot{}_{c}\sigma_{t}\cdot A_{qc}$

ここで，

ϕ_{2}：低減係数（短期荷重用）＝2/3

$_{c}\sigma_{t}$：コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度

$_{c}\sigma_{t}=0.31\cdot\sqrt{F_c}$

$=1.38636\ \mathrm{N/mm^2}$

ここで,

F_c ：コンクリートの設計基準強度　$=20\ \mathrm{N/mm^2}$

A_{qc} ：せん断力方向の側面におけるコーン状破壊面の有効投影面積

$A_{qc}=0.5\cdot\pi\cdot c^2$

$=0.5\times\pi\times 75^2$

$=8835.72\ \mathrm{mm^2}$

ここで,

c ：へりあき寸法（mm）＝75

よって,

$q_{a3}=\phi\cdot{}_c\sigma_t\cdot A_{qc}$

$=2/3\times 1.38636\times 8835.72$

$=8166.32\ \mathrm{N}$

以上より,

$q_a=\min〔q_{a1},\ q_{a2},\ q_{a3}〕$

$=\min〔22451.0,\ 35494.1,\ 8166.32〕$

$=8166.32\ \mathrm{N}$

（ロ）　コンクリート躯体部基礎ボルトの評価

引張力とせん断力を同時に受けることから，組合せ荷重についての検討を行う。

$(P/P_a)^2 + (q/q_a)^2 \leqq 1$

ここで，

P ：コンクリート躯体部基礎ボルトの引張力（N）

P_a ：コンクリート躯体部基礎ボルトの許容引張力（N）

q ：コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断力（N）

q_a ：コンクリート躯体部基礎ボルトの許容せん断力（N）

（a-1）　溢水時

$P = 15840.6$ N

$P_a = 32185.0$ N

$q = 326.888$ N

$q_a = 8166.32$ N

以上より，

$(P/P_a)^2 + (q/q_a)^2$

$= (15840.6/32185.0)^2 + (326.888/8166.32)^2$

$= 0.243836 \leqq 1$

（a-2）　S_s 地震時

$P = 139.744$ N

$P_a = 32185.0$ N

$q = 810.681$ N

$q_a = 8166.32$ N

以上より，

$(P/P_a)^2 + (q/q_a)^2$

$= (139.744/32185.0)^2 + (810.681/8166.32)^2$

$= 0.00987363 \leqq 1$

（a-3）　溢水＋S_d 地震時

$P = 15910.4$ N

$P_a = 32185.0$ N

$q = 503.406$ N

$q_a = 8166.32$ N

以上より，

$(P/P_a)^2 + (q/q_a)^2$

$= (15910.4/32185.0)^2 + (503.406/8166.32)^2$

$= 0.248174 \leqq 1$

(c)　応力評価結果

イ.　常時

常時の評価結果を表 6.9.1-17 に示す。

表 6.9.1-17　常時の応力評価結果

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力≦許容応力
基礎ボルト	せん断	1.62581	78	OK

ロ．　溢水時

溢水時の評価結果を表 6.9.1-18 及び表 6.9.1-19 に示す。

表 6.9.1-18　溢水時の応力評価結果（蓋，基礎ボルト）

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力≦許容応力
蓋	曲げ	142.453	204	OK
	せん断	1.98317	117	OK
	組合せ*1	142.494	204	OK
基礎ボルト	引張	78.7850	153	OK
	せん断	1.62581	117	OK

注記　＊1：曲げとせん断の組合せである。

表 6.9.1-19　溢水時の評価結果（コンクリート躯体部基礎ボルト）

部位	評価力	発生力*3 (N)	許容力*4 (N)	比*1 (－)	判定 ≦1
コンクリート躯体部基礎ボルト	引張	15840.6	32185.0	0.492173	OK
	せん断	326.888	8166.32	0.0400288	OK
	組合せ*2	0.243836	1	0.243836	OK

注記　＊1：比＝発生力/許容力である。

＊2：引張とせん断の組合せである。

＊3：組合せは，（引張力比）^{2}＋（せん断力比）^{2} の値である。

＊4：組合せは，（引張力比）^{2}＋（せん断力比）^{2} の値が 1 以下であることの確認。

ハ.　S_s 地震時

S_s 地震時の評価結果を表 6.9.1-20 及び表 6.9.1-21 に示す。

表 6.9.1-20　S_s 地震時の応力評価結果（蓋，基礎ボルト）

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力≦許容応力
蓋	曲げ	1.25671	204	OK
	せん断	0.0174953	117	OK
	組合せ*1	1.25707	204	OK
基礎ボルト	引張	0.695032	153	OK
	せん断	4.03201	117	OK

注記　＊1：曲げとせん断の組合せである。

追而

表 6.9.1-21　S_s 地震時の評価結果（コンクリート躯体部基礎ボルト）

部位	評価力	発生力*3 (N)	許容力*4 (N)	比*1 (−)	判定 ≦1
コンクリート躯体部基礎ボルト	引張	139.744	32185.0	0.00434189	OK
	せん断	810.681	8166.32	0.0992712	OK
	組合せ*2	0.00987363	1	0.00987363	OK

注記　＊1：比＝発生力/許容力である。

＊2：引張とせん断の組合せである。

＊3：組合せは，（引張力比）^{2}＋（せん断力比）^{2} の値である。

＊4：組合せは，（引張力比）^{2}＋（せん断力比）^{2} の値が 1 以下であることの確認。

追而

ニ.　溢水＋S_d地震時

溢水＋S_d地震時の評価結果を表 6.9.1-22 及び表 6.9.1-23 に示す。

表 6.9.1-22　溢水＋S_d地震時の応力評価結果（蓋，基礎ボルト）

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力≦許容応力
蓋	曲げ	143.081	204	OK
	せん断	1.99192	117	OK
	組合せ*1	143.122	204	OK
基礎ボルト	引張	79.1322	153	OK
	せん断	2.50374	117	OK

注記　＊1：曲げとせん断の組合せである。

追而

表 6.9.1-23　溢水＋S_d地震時の評価結果（コンクリート躯体部基礎ボルト）

部位	評価力	発生力*3 (N)	許容力*4 (N)	比*1 (−)	判定 ≦1
コンクリート躯体部基礎ボルト	引張	15910.4	32185.0	0.494342	OK
	せん断	503.406	8166.32	0.0616441	OK
	組合せ*2	0.248174	1	0.248174	OK

注記　＊1：比＝発生力/許容力である。

＊2：引張とせん断の組合せである。

＊3：組合せは，（引張力比）^{2}＋（せん断力比）^{2}の値である。

＊4：組合せは，（引張力比）^{2}＋（せん断力比）^{2}の値が 1 以下であることの確認。

追而

k.　海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の設計に関する補足説明
　　追而

l.　取水ピット空気抜き配管逆止弁の設計に関する補足説明
　　追而

m.　緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の設計に関する補足説明
　　追而

n.　緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の設計に関する補足説明
　　追而

o.　貫通部止水処置の設計に関する補足説明
　　追而

p.　水密扉の設計に関する補足説明
　　追而

6.9.2　逆止弁を構成する各部材の評価及び機能維持の確認方法について

(1)　概要

浸水防護設備のうち，海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁，取水ピット空気抜き配管逆止弁，緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁及び緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁（以下，「逆止弁」という。）については，添付資料「Ⅴ-2-10-2-6　逆止弁の耐震性についての計算書」及び添付資料「Ⅴ-3-別添3-6　逆止弁の強度計算書」において，構成する各部材の弱部に対しての評価を示している。本資料では、逆止弁を構成する部材全てを評価し，逆止弁としての性能目標を満足することを確認する。

(2)　評価方針

逆止弁の性能目標としては，地震後，津波後の再使用性や津波の繰返しの作用を想定し，部材がおおむね弾性状態にとどまることとし，止水機能を喪失しない設計としている。

以上に示した性能目標を満足していることを確認する方法として，加振試験，水圧試験及び漏えい試験を実施し，各部材の構造強度健全性及び弁座部の止水性を確認することにより止水機能が維持されていることを確認する方針とする。

具体的には，地震後，津波後の再使用性や津波の繰返しの作用を想定した止水機能維持確認として，次に示す試験にて確認する方針とする。

地震を想定して，加振試験を実施し，各部材の構造強度健全性を確認する。また，津波を想定して，加振試験後に水圧試験及び漏えい試験を実施し，各部材の構造強度健全性及び弁座部の止水性を確認する。

表6.9.2-1及び表6.9.2-2に止水機能維持確認方針として，逆止弁の種類毎に，各部材の限界状態と評価内容を示す。また，図6.9.2-1及び図6.9.2-2に逆止弁の構造を示す。なお，「逆止弁（N-VF1-P-F)」は海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁，緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁及び緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁が該当し，「逆止弁（N-VA4)」は取水ピット空気抜き配管逆止弁が該当する。

表 6.9.2-1　逆止弁（N-VF1-P-F）止水機能維持確認方針

部材	限界状態	評価内容
弁本体	変形，損傷	・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。 ・加振試験後に水圧試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。 ・弱部の評価対象部材*
フロート	変形，損傷 漏えい	・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。 ・加振試験後に水圧試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。 ・加振試験後に漏えい試験を実施し，弁座部の止水性を確認することにより，止水機能維持を確認する。
弁座	変形，損傷 漏えい	・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。 ・加振試験後に水圧試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。 ・加振試験後に漏えい試験を実施し，弁座部の止水性を確認することにより，止水機能維持を確認する。
弁座押え	変形，損傷	・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。
弁座押え 取付ボルト	変形，損傷，緩み	・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。
フロートガイド	変形，損傷	・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。 ・弱部の評価対象部材*
	変形，損傷，緩み	・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。(本体への取付けねじ部) ・弱部の評価対象部材*
フロート保持板	変形，損傷	・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。
フロート保持板 取付ナット	変形，損傷，緩み	・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。

＊　添付資料「Ⅴ-2-10-2-6　逆止弁の耐震性についての計算書」及び添付資料「Ⅴ-3-別添 3-6　逆止弁の強度計算書」の弱部としての評価部材

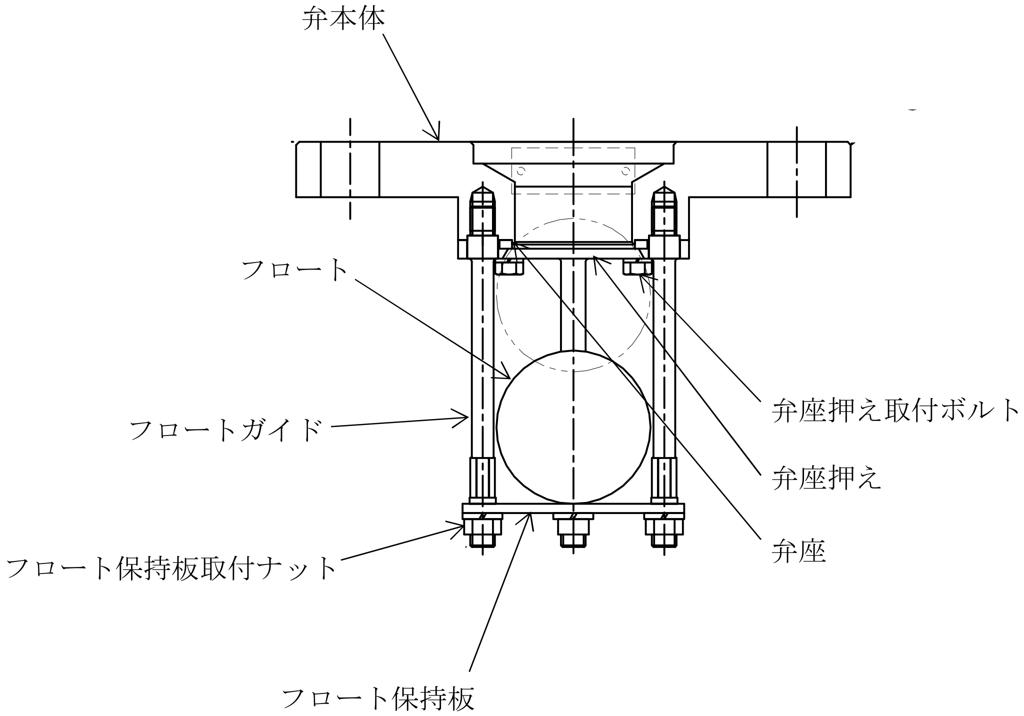

図 6.9.2-1　逆止弁（N-VF1-P-F）構造図

表6.9.2-2　逆止弁（N-VA4）止水機能維持確認方針（1／2）

部材	限界状態	評価内容
弁本体	変形，損傷	・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。 ・加振試験後に水圧試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。 ・弱部の評価対象部材*
弁蓋	変形，損傷	・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。 ・加振試験後に水圧試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。 ・弱部の評価対象部材*
弁蓋取付ボルト	変形，損傷，緩み	・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。 ・加振試験後に水圧試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。
フロート	変形，損傷 漏えい	・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。 ・加振試験後に水圧試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。 ・加振試験後に漏えい試験を実施し，弁座部の止水性を確認することにより，止水機能維持を確認する。
弁座	変形，損傷 漏えい	・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。 ・加振試験後に水圧試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。 ・加振試験後に漏えい試験を実施し，弁座部の止水性を確認することにより，止水機能維持を確認する。
弁座押え	変形，損傷	・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。
弁座押え取付ねじ	変形，損傷，緩み	・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。

＊　添付資料「Ⅴ-2-10-2-6　逆止弁の耐震性についての計算書」及び添付資料「Ⅴ-3-別添3-6　逆止弁の強度計算書」の弱部としての評価部材

表 6.9.2-2　逆止弁（N-VA4）止水機能維持確認方針（2／2）

部材	限界状態	評価内容
フロートガイド	変形，損傷	・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。 ・弱部の評価対象部材*
スナップリング	変形，損傷	・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。

＊　添付資料「Ｖ-2-10-2-6　逆止弁の耐震性についての計算書」及び添付資料「Ｖ-3-別添 3-6　逆止弁の強度計算書」の弱部としての評価部材

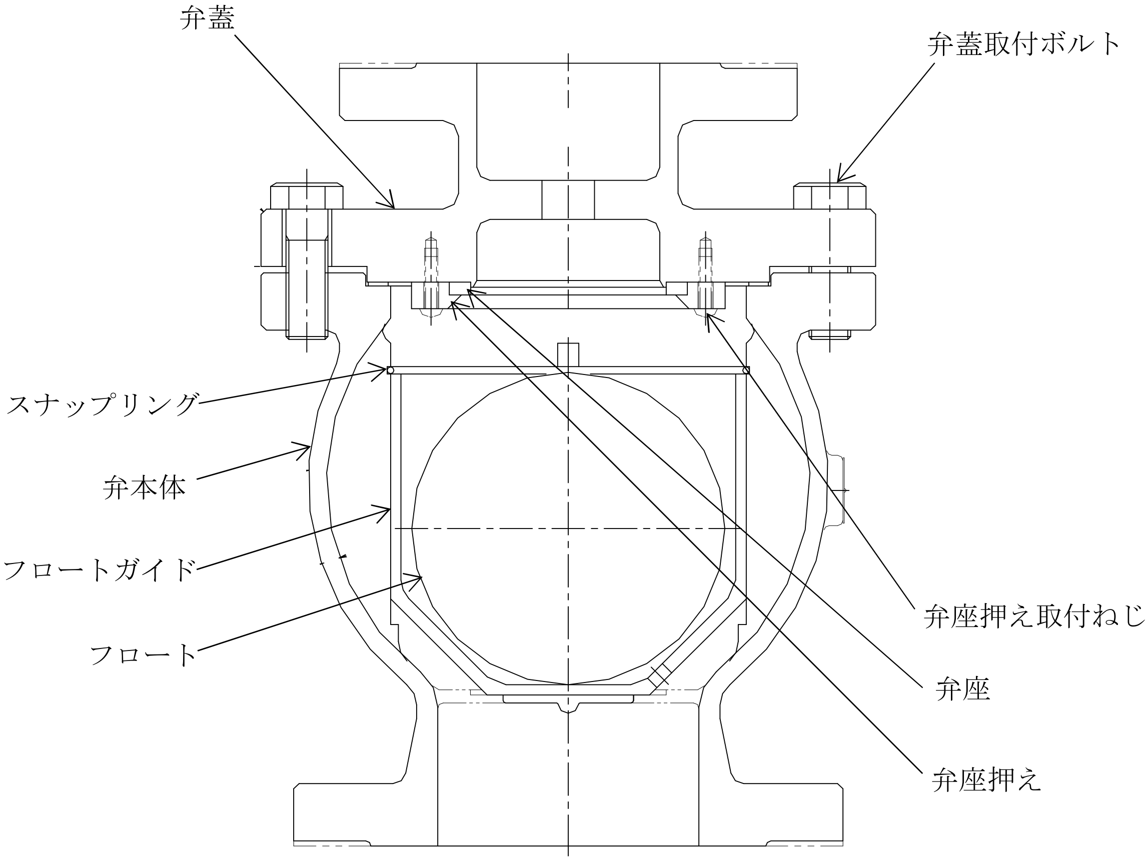

図 6.9.2-2　逆止弁（N-VA4）構造図

(3)　評価方法

以下に示す条件にて試験を実施し，各試験毎に示す判定基準により評価する。

a．加振試験

基準地震動Ｓ$_s$による各逆止弁の設置箇所の床応答加速度を上回るものとして，「原子力発電所耐震設計技術指針（ＪＥＡＧ　４６０１-1991 追補版)」に示される一般弁の機能確認済加速度と同じ 6G（58.8m／s^2）で加振する。

表 6.9.2-3 に加振試験の条件，方法及び判定基準を示す。

表 6.9.2-3　加振試験の条件，方法及び判定基準

試験条件	試験方法	判定基準
・振動波形：正弦波 ・最大加速度：水平 6G，鉛直 6G	加振した後に，外観目視により各部材を確認する。 水平方向と鉛直方向毎に，それぞれで加振する。	機能に影響を及ぼす変形，損傷，緩みがないこと。

b．水圧試験

基準津波及び敷地に遡上する津波による各逆止弁の設置箇所の津波荷重水位を大きく上回る圧力として，2.0MPa 以上の水圧とする。

水圧の保持時間は，「発電用原子力設備規格　設計・建設規格（2005 年版（2007 年追補版含む)）（ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ１-2005／2007)」に示される耐圧試験に準じて，10 分間以上とする。

また，水圧試験は，加振試験実施後に行うことを条件とする。

表 6.9.2-4 に水圧試験の条件，方法及び判定基準を示す。

表 6.9.2-4　水圧試験の条件，方法及び判定基準

試験条件	試験方法	判定基準
・試験圧力：2.0MPa 以上の水圧 ・水圧保持時間：10 分間以上 ・加振試験後に実施	試験条件に示した圧力及び保持時間で加圧する。加圧後に外観目視により各部材を確認する。	機能に影響を及ぼす変形，損傷がないこと。

ｃ．漏えい試験

基準津波及び敷地に遡上する津波による各逆止弁の設置箇所の津波荷重水位を上回る圧力として，0.3MPa以上の水圧とする。

漏えい量を測定する時間は，１分間以上とする。

また，漏えい試験は，加振試験実施後に行うことを条件とする。

判定基準は，外郭防護２の浸水量評価において，設定している許容漏えい量0.13L／min以下とする。

表6.9.2-5に漏えい試験の条件，方法及び判定基準を示す。

表6.9.2-5　漏えい試験の条件，方法及び判定基準

試験条件	試験方法	判定基準
・試験圧力：0.3MPa以上の水圧 ・漏えい量測定時間：１分間以上 ・加振試験後に実施	試験条件に示した圧力及び時間で弁座部からの漏えい量を測定する。	許容漏えい量（0.13L／min）以下であること。

(4)　評価結果

以下に，加振試験，水圧試験及び漏えい試験の結果と止水機能維持の確認を示す。

a．加振試験

表 6.9.2-7 に逆止弁（N-VF1-P-F）の加振試験結果及び止水機能維持確認，表 6.9.2-8 に逆止弁（N-VA4）の加振試験結果及び止水機能維持確認を示す。

表 6.9.2-7　逆止弁（N-VF1-P-F）の加振試験結果及び止水機能維持確認

部位	加振試験結果	止水機能維持確認
弁本体	変形及び損傷なし	止水機能は維持されている。
フロート	変形及び損傷なし	
弁座	変形及び損傷なし	
弁座押え	変形及び損傷なし	
弁座押え取付ボルト	変形，損傷及び緩みなし	
フロートガイド	変形，損傷及び緩みなし	
フロート保持板	変形及び損傷なし	
フロート保持板取付ナット	変形，損傷及び緩みなし	

表 6.9.2-8　逆止弁（N-VA4）の加振試験結果及び止水機能維持確認

部位	加振試験結果	止水機能維持確認
弁本体	変形及び損傷なし	止水機能は維持されている。
弁蓋	変形及び損傷なし	
弁蓋取付ボルト	変形，損傷及び緩みなし	
フロート	変形及び損傷なし	
弁座	変形及び損傷なし	
弁座押え	変形及び損傷なし	
弁座押え取付ねじ	変形，損傷及び緩みなし	
フロートガイド	変形及び損傷なし	
スナップリング	変形及び損傷なし	

b．水圧試験

表 6.9.2-9 に逆止弁（N-VF1-P-F）の水圧試験結果及び止水機能維持確認，表 6.9.2-10 に逆止弁（N-VA4）の水圧試験結果及び止水機能維持確認を示す。

表 6.9.2-9　逆止弁（N-VF1-P-F）の水圧試験結果及び止水機能維持確認

部位	水圧試験結果	止水機能維持確認
弁本体	変形及び損傷なし	止水機能は維持されている。
フロート	変形及び損傷なし	
弁座	変形及び損傷なし	

表 6.9.2-10　逆止弁（N-VA4）の水圧試験結果及び止水機能維持確認

部位	水圧試験結果	止水機能維持確認
弁本体	変形及び損傷なし	止水機能は維持されている。
弁蓋	変形及び損傷なし	
弁蓋取付ボルト	変形及び損傷なし	
フロート	変形及び損傷なし	
弁座	変形及び損傷なし	

c．漏えい試験

表 6.9.2-11 に逆止弁（N-VF1-P-F）の漏えい試験結果及び止水機能維持確認，表 6.9.2-12 に逆止弁（N-VA4）の漏えい試験結果及び止水機能維持確認を示す。

表 6.9.2-11　逆止弁（N-VF1-P-F）の漏えい試験結果及び止水機能維持確認

部位	漏えい試験結果	止水機能維持確認
フロート	漏えいなし（0L／min）	止水機能は維持されている。
弁座	漏えいなし（0L／min）	

表 6.9.2-12　逆止弁（N-VA4）の漏えい試験結果及び止水機能維持確認

部位	漏えい試験結果	止水機能維持確認
フロート	漏えいなし（0L／min）	止水機能は維持されている。
弁座	漏えいなし（0L／min）	