



神奈川県
防災局工業保安課

高圧ガス施設耐震性判定マニュアル

平成15年3月

「高圧ガス施設耐震性判定マニュアル」正誤表

頁	行	正	誤
2	9	通商産業省告示第515号	通商産業省告示515号
24	9	b-パラメータ I $b_I =$	b-パラメータ I $c_I =$
24	10	b-パラメータ II $b_{II} =$	b-パラメータ II $c_{II} =$
30	10	$Q_{UN} \leq Q_U$	$Q_U \leq Q_{UN}$
64	9	2.0 MPa	2.0 N/mm ²
65	25	引張側基礎ボルト	張側基礎ボルト
110	2	側部保冷材(粒状パーライト)が内槽に直接接触の場合、即ち、ブラケット形式	側パーライトが内槽に直接接触の場合、即ち、ブラケット形式
110	4	側部保冷材(粒状パーライト)が内槽に直接接触しない場合、即ち、ダイヤフラム形式	ダイヤフラム形式
127	17	$p_{KH} = 0.48$	$K_H = 0.48$
152	3	又は換算断面積	又は換算電面積
153	11	判定結果から判断して入力とする。	判定結果から判断してを入力とする。
157	2	現地盤面の深度	現時盤面の深度
167	6	液化プロパン	液化プロパン呼称容量
249	9	(3) 貯槽室充填物の取り扱い	(3) 貯蔵室充填物の取り扱い
265	5	$= 0.301 \text{ N/mm}^2$	$= 5 0.301 \text{ N/mm}^2$
266	6	弾性状態にとどまる	弾性状態にとどまる
271	1	振動周期(応答周期、以下同様)	振動周期(応答周期)
289	5	図 6.3.2-2 弾塑性応力状態	図 6.3.2-2 断塑性応力状態

はじめに

本県では、終局強度設計法を採用した「高圧ガス施設等耐震設計基準」（以下、「県基準」という。）を平成2年6月に定め、高圧ガスに係る既存設備の耐震性能の判定指針として、あるいは新設設備の設計指針として運用し、県内の高圧ガス施設に係る耐震性の向上を図ってまいりました。さらに、事業者自らが高圧ガス施設の耐震性を判定するための計算手順や耐震設計構造物ごとの具体的な計算例などを取りまとめた「高圧ガス施設耐震性判定マニュアル」を平成6年1月に作成し、高圧ガス施設の耐震性判定等に係る具体的な取り組みの推進を図ってまいりました。

しかし、その後、平成7年1月には兵庫県南部地震が発生し、埋立地盤の液状化・流動に伴う地盤変状への対応が課題となり、また高圧ガス保安法における「高圧ガス設備等耐震設計基準」（耐震告示）が平成9年4月に改正されたことから、耐震告示との整合性の確保に向けた県基準の見直し等を行い、平成14年4月に県基準を改訂し、引き続き平成14年度に神奈川県高圧ガス地震保安対策推進委員会及び同分科会による検討を経て、「高圧ガス施設耐震性判定マニュアル」の改訂を行ったものです。

県基準による耐震設計手順は、大別すると、地盤の液状化及び流動の判定、許容応力度設計、終局強度設計、配管の耐震性検討からなっており、本マニュアルでは基本的には従来の内容を引き継ぎ、県基準で採用している終局強度設計法を中心に実際の機器の耐震設計手法を解説しておりますが、今回の改訂に当たっては、単位系をSI単位化したほか、各機器の基礎部分の耐震性判定を新たな章としてまとめ、また地盤の液状化・流動についての判定などの内容を追加しております。

執筆していただいた各委員の皆様には感謝するとともに、本マニュアルが、県基準による耐震設計の手引きとして広く関係事業所の皆様にご活用いただければ幸いです。

平成15年3月31日

神奈川県防災局工業保安課長

中 津 川 悟

改訂にあたって

今回、平成6年1月作成の「高圧ガス施設耐震性判定マニュアル」を改訂するにあたっては、主として以下に掲げる観点から見直し等を行った。

1 単位系のS I単位化

高圧ガス保安法が改正され、単位系はすでにS I単位となっていることから、計算事例の再検討とともに、計算式や計算例の記述についてはS I単位に変更した。

2 基礎部分の耐震性判定

基礎部分の耐震性判定については、従来、「耐震設計構造物毎の判定方法」の章において各施設ごとにそれぞれの末尾に記載していたが、今回、新たに「基礎の判定方法」を基礎部分に関する章として独立させ、ここに各施設の基礎部分の耐震性判定についてまとめて記載した。

3 液状化・流動に係る内容の追加

地盤の液状化・流動の判定等については耐震告示で新たにその手法が明示されたことから、神奈川県高圧ガス施設等耐震設計基準（以下、「県基準」という。）においては、原則として耐震告示によることとしている。そのため、本マニュアルでは、耐震告示の手法による地盤の液状化及び流動の判定について付け加えるとともに、参考として地盤変状量の算定について追加した。

4 架構及び架構支持塔の取り扱い

改訂に伴い、架構及び架構支持塔に係る記述は省略しているが、これらに関しては、建築基準法に基づく方法又は高圧ガス保安協会の高圧ガス設備等耐震設計指針（レベル2耐震性評価 KHK E 012-3-2000）等の手法を用い、県基準で定める設計地震動を入力することによって耐震性の判定をすることを可能とした。

5 配管の耐震設計

配管の耐震設計に関しては、県基準では耐震告示によるものとしており、上記4と同様に、高圧ガス保安協会の指針等の手法を用い、県基準で定める設計地震動を入力することによって耐震性の判定をすることを可能とした。また、特定貯槽配管の貯槽接続部から緊急遮断弁を含む間までは、県基準の付属書4及び5により耐震性の判定をすることを可能とした。

6 その他

(1) 県基準の改訂により、設計地震動の算出から必要保有耐力の算出までの計算手順が変わったことについて、本マニュアルでの計算式等に反映した。

(2) 県基準では、新設の耐震設計構造物のみを対象としていることから、本マニュアルでは既存施設の耐震性判定についての記載は省略している。

なお、既存施設については、平成4年3月に県下の既存高圧ガス施設について耐震性判定を実施し、基準不適合は384基（施設全体の18%）となっていたが、関係事業所の協力により、平成14年4月1日現在での改善未完了施設は39基（施設全体の1.8%）となっている。

(3) 高圧ガス保安法の規則改正（特定設備検査規則）に係る強度等の数値を差し替えた。

神奈川県高圧ガス施設耐震性判定マニュアル目次

1	総則	1
1.1	適用範囲	1
1.2	用語の定義	1
1.3	耐震設計構造物	3
2	判定フローチャート	4
3	計算手順の概要	5
3.1	重要度係数 β_1 の決定	5
3.2	地域係数 β_2 の決定	8
3.3	地区補正係数 β_2' の決定	8
3.4	表層地盤増幅係数 β_3 の決定	8
3.4.1	地盤種別と表層地盤増幅係数	8
3.4.2	表土層の取り扱い	9
3.5	応答倍率 β_5 の決定	9
3.6	設計水平震度の算定	11
3.6.1	塑性設計係数 β_p	11
3.6.2	設計水平震度の算定	11
3.7	必要保有水平耐力の算定	12
3.7.1	構造特性係数 D_s の決定	12
3.7.2	必要保有水平耐力	12
3.8	保有水平耐力の算定	12
3.9	終局強度設計による耐震性判定	13
3.10	保有耐力法以外の評価	13
4	耐震設計構造物ごとの判定方法	14
4.1	レグ支持塔	14
4.1.1	設計概要	14
4.1.2	構造・設計仕様	14
4.1.2.1	耐震設計仕様	14
4.1.2.2	設計条件	14
4.1.2.3	材料	14
4.1.2.4	寸法	16
4.1.2.5	重量	17
4.1.3	設計水平震度	17
4.1.3.1	耐震設計条件	17
4.1.3.2	設計水平震度	17

4.1.3.3	固有周期	17
4.1.3.4	設計震度	19
4.1.3.5	設計水平地震力	19
4.1.4	貯槽の保有耐力	20
4.1.4.1	脚の曲げ降伏により決まる耐力	20
4.1.4.2	脚の軸座屈により決まる耐力	21
4.1.4.3	基礎ボルトの軸部降伏により決まる耐力	22
4.1.4.4	外殻脚部レグ取付部の板曲げ降伏により決まる耐力	23
4.1.4.5	外殻の座屈モーメントにより決まる耐力	24
4.1.5	貯槽の構造特性係数	25
4.1.5.1	脚の曲げ降伏に対する構造特性係数	25
4.1.5.2	脚の軸座屈に対する構造特性係数	25
4.1.5.3	基礎ボルトの軸部降伏に対する構造特性係数	25
4.1.5.4	外殻脚部レグ取付部の板曲げ降伏に対する構造特性係数	26
4.1.5.5	外殻の座屈モーメントに対する構造特性係数	26
4.1.6	基礎の設計	27
4.1.6.1	計算条件	27
4.1.6.2	基礎の地震係数	28
4.1.6.3	基礎の地震荷重	28
4.1.6.4	基礎ボルト	28
4.1.6.5	直接基礎	29
4.1.6.6	フーチング	29
4.1.7	レベル2耐震性能評価	30
4.2	横置円筒形貯槽	32
4.2.1	概要	32
4.2.2	横置円筒形貯槽（杭基礎）	34
4.2.2.1	仕様	34
4.2.2.2	貯槽の必要保有水平耐力の算定	37
4.2.2.3	本体関係の耐震性評価	42
4.2.2.4	ローディングデータ	52
4.2.2.5	ベースプレート下面の支圧強度	54
4.2.3	横置円筒形貯槽（直接基礎）	56
4.2.3.1	仕様	56
4.2.3.2	貯槽の必要保有水平耐力の算定	59
4.2.3.3	本体関係の耐震性評価	62
4.2.3.4	ローディングデータ	63
4.2.3.5	ベースプレート下面の支圧強度	63
4.3	スカート支持の自立式塔	64
4.3.1	設計仕様・構造	64
4.3.2	塔の固有周期の計算	65

4.3.3	設計地震力	66
4.3.4	胴の保有耐力の検討	67
4.3.5	スカートの保有耐力の検討	69
4.3.6	基礎ボルトの保有耐力の検討	71
4.4	球形貯槽	75
4.4.1	概要（判定部位と判定項目）	75
4.4.2	計算例題の貯槽主仕様	75
4.4.3	ブレースと支柱の保有水平耐力の計算	78
4.4.3.1	ブレースの降伏又は座屈により決まる保有水平耐力 F_y	78
4.4.3.2	支柱の曲げ降伏耐力	80
4.4.3.3	支柱のせん断降伏耐力	84
4.4.4	貯槽の固有周期の計算	85
4.4.5	構造特性係数及び必要保有水平耐力	86
4.4.5.1	構造特性係数 (D_s)	86
4.4.5.2	必要保有水平耐力	88
4.4.6	球形貯槽上部構造物の評価	89
4.4.6.1	ブレース及び支柱の評価	89
4.4.6.2	基礎ボルト、シャーププレート及びベースプレートの評価	89
4.4.7	終局強度における基礎への荷重	92
4.5	平底円筒形貯槽	95
4.5.1	概要（判定部位と判定項目）	95
4.5.2	計算例題の貯槽主仕様	96
4.5.3	保有水平耐力の計算	98
4.5.3.1	側板の座屈保有水平耐力	98
4.5.3.2	アンカーストラップの降伏により決まる保有水平耐力 Q_y	102
4.5.4	貯槽の固有周期の計算	103
4.5.5	構造特性係数及び必要保有水平耐力	105
4.5.5.1	構造特性係数 (D_s)	105
4.5.5.2	必要保有水平耐力	106
4.5.6	終局強度設計における基礎への荷重	108
5	基礎の判定方法	114
5.1	横置円筒形貯槽（直接基礎）	114
5.1.1	設計条件	114
5.1.2	液状化及び流動の判定	117
5.1.3	地震時慣性力に係る基礎の耐震性評価	117
5.1.4	地盤変状による基礎の移動に係る耐震性能評価	124
5.2	スカート支持塔基礎（杭基礎）	127
5.2.1	設計条件	127
5.2.1.1	貯槽仕様	127

5.2.1.2	基礎仕様	127
5.2.1.3	耐震設計条件	127
5.2.1.4	護岸条件	128
5.2.1.5	地盤条件	128
5.2.1.6	基礎設計へのローディングデータ	128
5.2.1.7	使用材料及び耐震設計用保有耐力	129
5.2.1.8	杭支持力の計算（神奈川県基準）	129
5.2.2	地盤の液状化及び流動の判定	131
5.2.2.1	地盤の液状化の判定	131
5.2.2.2	地盤の流動の判定	131
5.2.3	地盤変状量の算定	131
5.2.3.1	護岸の移動量及び流動範囲の算定	131
5.2.3.2	貯槽位置における地盤の水平移動量の算定	131
5.2.4	液状化判定シート	132
5.2.5	地震慣性力に係る基礎の耐震性能評価	133
5.2.5.1	荷重の集計	133
5.2.5.2	杭反力の算定及び支持力照査	134
5.2.5.3	杭体の応力照査	134
5.2.5.4	杭頭部の検討	136
5.2.5.5	フーチングの検討	138
5.2.5.6	基礎ボルトの引抜き力によりコンクリートに生じる応力	140
5.2.5.7	ペDESTALの断面検討	140
5.2.6	地盤変状による基礎の移動に係る耐震性能評価（応答変位法による場合）	141
5.2.6.1	流動変位の深度分布	141
5.2.6.2	地盤と杭の相互バネ	141
5.2.6.3	杭の曲げ変形特性	144
5.2.6.4	変形照査	146
5.3	球形貯槽基礎（杭基礎）	148
5.3.1	設計条件	148
5.3.1.1	貯槽仕様	148
5.3.1.2	基礎の構造形式	148
5.3.1.3	主要寸法	148
5.3.1.4	設計条件	149
5.3.1.5	貯槽本体荷重	150
5.3.1.6	使用材料及びその耐震設計用保有耐力（短期許容応力）	151
5.3.1.7	杭の許容支持力	152
5.3.2	地盤の液状化及び流動の判定	153
5.3.2.1	地盤の液状化の判定	153
5.3.2.2	地盤の流動の判定	153

5.3.3	地盤変状量の算定（参考）	153
5.3.3.1	護岸の移動量及び流動範囲の算定	153
5.3.3.2	球形貯槽位置における地盤の水平移動量	154
5.3.4	地震慣性力に係る基礎の耐震性能評価	154
5.3.4.1	基礎の地震荷重	154
5.3.4.2	杭の設計	156
5.3.4.3	ペDESTALの設計	157
5.3.4.4	フーチングの設計	161
5.3.5	コーン破壊断面の有効水平投影面積の計算	163
5.3.6	支柱群の断面係数の算定	164
5.3.7	液状化の判定	166
5.4	平底円筒形貯槽基礎（杭基礎）	167
5.4.1	設計条件	167
5.4.1.1	貯槽仕様	167
5.4.1.2	基礎仕様	168
5.4.1.3	耐震設計条件	169
5.4.1.4	護岸条件	169
5.4.1.5	地盤条件	169
5.4.1.6	基礎設計へのローディングデータ	170
5.4.1.7	仕様材料及び耐震設計用保有耐力	170
5.4.1.8	杭支持力の計算（神奈川県基準）	171
5.4.2	地盤の液状化及び流動の判定	172
5.4.2.1	地盤の液状化の判定	172
5.4.2.2	地盤の流動の判定	172
5.4.2.3	液状化判定シート	173
5.4.3	地盤変状量の算定	174
5.4.3.1	護岸の移動量及び流動範囲の算定	174
5.4.3.2	貯槽位置における地盤の水平移動量の算定	174
5.4.4	地震慣性力に係る基礎の耐震性能評価	174
5.4.4.1	荷重の集計	174
5.4.4.2	杭反力の算定及び支持力照査	175
5.4.4.3	杭体の応力照査	176
5.4.4.4	杭頭部の検討	177
5.4.4.5	定着部コンクリートの検討	178
5.4.4.6	基礎コンクリート板の検討	180
5.4.5	地盤変状による基礎の移動に係る耐震性能評価	184
5.4.5.1	流動変位の深度分布	184
5.4.5.2	地盤と杭の相互バネ	185
5.4.5.3	杭の曲げ変形特性	187
5.4.5.4	変形照査	189

5.5	複合基礎	191
5.5.1	基礎部照査の注意事項	191
5.5.2	構造	196
5.5.3	設計地震力及び外力	199
5.5.4	各部の照査	206
5.5.4.1	定着部コンクリート	206
5.5.4.2	ペDESTAL	211
5.5.4.3	フーチング	213
5.5.4.4	杭	240
5.5.4.5	直接基礎の地耐力の検討	247
5.6	地下貯槽室	249
5.6.1	地下埋設貯槽の耐震性評価	249
5.6.2	地下貯槽室に作用する地震時土水圧	249
5.6.3	横置円筒形地下式貯槽室（10t）計算例	250
5.6.3.1	設計条件	250
5.6.3.2	貯槽室の形状及び寸法	254
5.6.3.3	杭の計算	254
5.6.3.4	貯槽室の計算	260
6	その他参考となる事項	266
6.1	終局強度設計法	266
6.1.1	はじめに	266
6.1.2	弾塑性応答と復元力特性	266
6.1.3	構造特性係数	269
6.1.4	地震のエネルギー入力	273
6.1.5	終局強度設計法の手順	275
6.2	基礎及び地盤の許容応力度等	278
6.2.1	コンクリートの耐震設計用許容応力度	278
6.2.2	鉄筋の耐震設計用許容応力度	278
6.2.3	地盤の耐震設計用許容支持力度	279
6.2.4	杭の耐震設計用許容支持力	281
6.2.5	杭の鉛直方向引抜き力に対する検討	283
6.2.6	杭の許容応力	285
6.2.7	杭の水平地盤反力係数 K_h	285
6.2.8	基礎の D_s 値	287
6.3	鋼管杭の終局耐力	288
6.3.1	局部座屈に対する検討（参考文献1）	288
6.3.2	耐力照査	288
6.4	鉄筋コンクリート部材の終局耐力	290
6.5	フラットスラブとしての計算方法	296

1 総 則

1.1 適用範囲

本マニュアルは、高圧ガス関係の耐震設計構造物を設置する際、県基準で採用した終局強度設計に基づく耐震設計を行うものに適用する。

1.2 用語の定義

本マニュアルに用いる主な用語の意味は次による。

用 語	定 義
塔	反応、分離、精製、蒸留等を行う縦置円筒形の高圧ガス設備であって、当該設備の最高位の正接線から最低位の正接線までの長さが5m以上のもの（縦置熱交換器も含まれる。）及び冷凍設備の凝縮器（縦型円筒形で胴部の長さが5m以上のものに限る。）
貯槽	製造、貯蔵、消費、出荷、販売等のため、高圧ガスを貯蔵する設備（縦置円筒形貯槽、横置円筒形貯槽、球形貯槽、平底円筒形貯槽）であって貯蔵能力が300m ³ 又は3t以上のもの、冷凍設備の受液器（内容積が5000リットル以上のものに限る。）
塔槽類	塔及び貯槽
塔類	塔及び縦置円筒形貯槽
耐震設計設備	塔槽類及びその支持構造物
耐震設計構造物	耐震設計設備、高圧ガス配管及びそれらの基礎
支持構造物	架構、レグ、ラグ、スカート、サドル、支柱、ブレース、ベースプレート、基礎ボルト及びアンカーストラップ並びにこれらと類似の機能を有する構造物
架構	形鋼、鋼管、鉄筋コンクリート等の構造物であって、スカート、レグ等のベースプレートあるいはラグを介して塔槽類を支持するもの。
架構等	架構及びこれらに支持される塔槽類その他架構に付加される設備
架構重量比	架構の総重量に対する当該塔槽類の運転重量比
架台	基礎と一体をなす鉄筋コンクリート又は鉄骨鉄筋コンクリートの構造物であって、地表面からベース下面までの高さが3m未満のもの。架台は設計上基礎に含まれる。

用語	定義
基礎	くいを含めて基礎という場合と、くい以外の部分を基礎という場合がある。杭のない基礎を直接基礎、くいのある基礎をくい基礎という。
運転重量	通常の運転時における耐震設計設備の自重と内容物の重量との和
重要度係数	耐震設計構造物の重要度に基づく係数 (β_1)
地域係数	地域に基づく係数 (β_2)
基礎ボルトの有効断面積	せん断に対してねじ部でせん断力を受けないことを条件に基礎ボルトの軸径の断面積、引張に対しておねじの谷の径を円とする面積
耐震告示	通商産業省告示 5 1 5 号(昭和 5 6 年 1 0 月 2 6 日)「高圧ガス設備等耐震設計基準」のことをいう。
KHK指針	高圧ガス設備等耐震設計指針 (レベル 1 耐震性能評価 (KHK E012-1~2-1997)、レベル 2 耐震性能評価 (KHK E012-3~4-2000)) のことをいう。

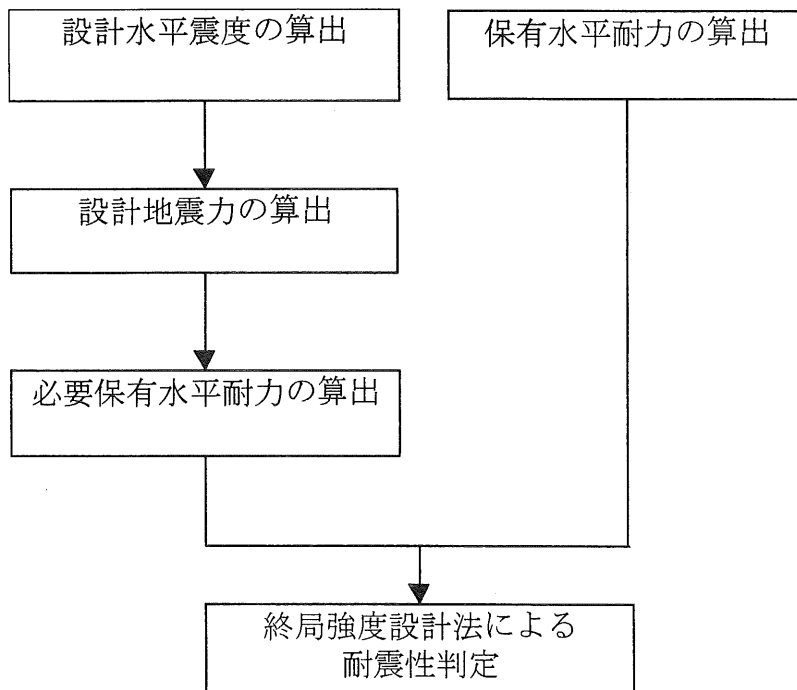
1.3 耐震設計構造物

県基準の適用機器は、次のとおりとする。

区分	対象施設	規模
貯槽	(1) 球形貯槽 (2) 横置円筒形貯槽 (3) 平底円筒形貯槽 (4) CE貯槽及び堅型貯槽	貯蔵能力が3t又は300m ³ 以上の貯槽及び内容積が5000リットル以上の冷凍設備の受液器
塔	(1) スカート支持塔 (2) レグ支持塔 (3) 架構支持塔	最高位の正接線から最低位の正接線までの長さが5m以上の塔（堅型熱交を含む。）及び縦型円筒形で胴部の長さが5m以上の冷凍設備の凝縮器
架構・基礎	(1) 架構 (2) 基礎	上記貯槽及び塔を支持する架構及び基礎
配管	高圧ガス配管	1 外径が45mm以上の配管で次のいずれかに該当するもの (1) 内容積が3m ³ 以上のもの (2) 塔槽類に接続されているもの 2 液化ガス貯槽のうち、毒性ガスにあつては5トン以上、可燃性ガスにあつては200t以上の貯蔵能力を持つ貯槽の配管で受入れ又は払い出し用の主な配管（以下「特定貯槽配管」という。）
その他	(1) ガス設備 (2) 防災設備 (3) 建屋（計器室）	—

2 判定フローチャート

終局強度設計の概略の手順は次のフローチャートによる。なお、県基準では、鉛直方向の地震動は考慮しなくてよい。



3 計算手順の概要

3.1 重要度係数 β_1 の決定

県基準による重要度分類は、耐震告示と同様の方法により行うものとする。重要度係数 β_1 の決定方法は次のとおりである。

対象とする塔槽類内に貯蔵あるいは保有（以下、「貯蔵」という。）する高压ガスの種類を第一種毒性ガス、第二種毒性ガス、第三種毒性ガス又は可燃性ガス及びその他のガスの5つの種類に分類する。

なお、第一種毒性ガス、第二種毒性ガス、第三種毒性ガスの区分は表3.1-1のとおりである。

表3.1-1 毒性ガスの区分

区 分	ガ ス 名
第一種毒性ガス	塩素、シアン化水素、二酸化窒素、ふっ素、ホスゲン
第二種毒性ガス	塩化水素、三ふっ化ほう素、二酸化硫黄、ふっ化水素、ブロムメチル、硫化水素
第三種毒性ガス	毒性ガスであって上記に掲げる以外のもの

次に、それぞれのガスの種類に応じた重要度分類表3.1-2及び表3.1-3によって、それぞれの貯蔵量 W (t)と当該塔槽類の外面から事業所境界線又は事業所境界線と同等として取り扱われる位置までの距離 X (m)とから重要度を求める。

その他のガスは貯蔵量の多少及び事業所境界等までの距離にかかわらず重要度は常にⅢとする。

また、コンビナート等保安規則の適用を受ける特定製造事業所内に設置される耐震設計設備に対してはその貯蔵量が第一種毒性ガス及び第二種毒性ガスにあつては30 t以上、第三種毒性ガス及び可燃性ガスにあつては100 t以上のものについて、重要度分類表に定められる重要度を1ランク上に変更するものとし、この場合において変更前の重要度がⅠのものにあつてはⅠaとする。ただし、その他のガスに係る耐震設計設備については、重要度の1ランク上への変更は行わない。

以上で求めた重要度分類により、表3.1-4から重要度係数 β_1 を決定する。

表 3.1-2 重要度分類

(コンビナート等保安規則の適用を受ける特定製造事業所以外の事業所対象)

ガスの種類	貯蔵量W (t)		5 未満	5 以上 20 未満	20 以上 100 未満	100 以上 500 未満	500 以上
	距離X (m)						
第一種 毒性 ガス	100未満		I	I	I	I	I
	100以上	200未満	II	I	I	I	I
	200以上	500未満	III	II	I	I	I
	500以上	1,000未満	III	III	II	I	I
	1,000以上		III	III	III	II	I
第二種 毒性 ガス	50未満		I	I	I	I	I
	50以上	200未満	II	I	I	I	I
	200以上	500未満	III	II	I	I	I
	500以上	1,000未満	III	III	II	I	I
	1,000以上		III	III	III	II	I

ガスの種類	貯蔵量W (t)		10 未満	10 以上 100 未満	100 以上 1,000 未満	1,000 以上 10,000 未満	10,000 以上
	距離X (m)						
第及 三び 種可 毒燃 性性 ガガ スス	20未満		I	I	I	I	I
	20以上	40未満	II	I	I	I	I
	40以上	90未満	II	II	I	I	I
	90以上	200未満	III	II	II	I	I
	200以上	400未満	III	III	II	II	I
	400以上	900未満	III	III	III	II	II
	900以上	2,000未満	III	III	III	III	II
	2,000以上		III	III	III	III	III

その他のガスは貯蔵能力、距離に関係なく常に重要度はIIIとする。

表 3.1-3 重要度分類 (コンビナート等保安規則の適用を受ける特定製造事業所対象)

ガスの種類	貯蔵量W(t)		5以上		20以上		30以上		100以上		500以上			
	距離X(m)		5未満	20未満	30未満	100未満	500未満							
第一種毒性ガス	100未満		I	I	I	Ia	Ia	Ia						
	100以上	200未満	II	I	I	Ia	Ia	Ia						
	200以上	500未満	III	II	I	Ia	Ia	Ia						
	500以上	1,000未満	III	III	II	I	Ia	Ia						
	1,000以上		III	III	III	II	I	Ia						
第二種毒性ガス	50未満		I	I	I	Ia	Ia	Ia						
	50以上	200未満	II	I	I	Ia	Ia	Ia						
	200以上	500未満	III	II	I	Ia	Ia	Ia						
	500以上	1,000未満	III	III	II	I	Ia	Ia						
	1,000以上		III	III	III	II	I	Ia						

ガスの種類	貯蔵量W(t)		10以上		100以上		1,000以上		10,000以上		
	距離X(m)		10未満	100未満	1,000未満	10,000未満					
第三種可燃性ガス	20未満		I	I	Ia	Ia	Ia				
	20以上	40未満	II	I	Ia	Ia	Ia				
	40以上	90未満	II	II	Ia	Ia	Ia				
	90以上	200未満	III	II	I	Ia	Ia				
	200以上	400未満	III	III	I	I	Ia				
	400以上	900未満	III	III	II	I	I				
	900以上	2,000未満	III	III	II	II	I				
	2,000以上		III	III	II	II	II				
その他のガスは貯蔵能力、距離に関係なく常に重要度はIIIとする。											

表 3.1-4 重要度係数 β_1 の値

重要度	I a	I	II	III
β_1	1.00	0.80	0.65	0.50

3.2 地域係数 β_2 の決定

地域係数 β_2 は、耐震告示に定められるもので、本県は全域が特Aとして分類されていることから、 β_2 は1.0とする。

3.3 地区補正係数 β_2' の決定

神奈川県地震被害想定調査報告（昭和60年3月）に基づき、南関東地震を想定した県下各地区における地表面加速度を考慮した入力割り増し係数であり、地表面加速度のランク I、II、IIIに対応して、それぞれ、1.4、1.1、1.0の値を地区補正係数 β_2' とする。

なお、県下各地区におけるランク I、II、IIIの分類については、県基準付属書表 2.2を参照のこと。

3.4 表層地盤増幅係数 β_3 の決定

3.4.1 地盤種別と表層地盤増幅係数

表層地盤増幅係数は耐震告示と同様の方法により算定するものとし、その概要は次のとおりである。

耐震設計構造物を設置する地盤を表 3.4.1-1により4つの種別のいずれに該当するかを確認し、該当する地盤種別に応じて定められた値を表層地盤増幅係数とする。

表 3.4.1-1 地盤種別と表層地盤増幅係数 β_3

地 盤 種 別	β_3
第一種地盤（第三紀以前の地盤）	1.4
第二種地盤（洪積層地盤）	2.0
第三種地盤（第一種、第二種、第四種地盤以外の地盤）	2.0
第四種地盤（埋土又は沖積層の厚さが25m以上の地盤）	2.0

3.4.2 表土層の取り扱い

第一種又は第二種地盤上に表土層がある場合で次のいずれかに該当するときは、当該地盤をそれぞれ第一種又は第二種地盤とみなすことができる。

- 基礎が第一種地盤又は第二種地盤に直接支持されている場合であって、表土層の厚さが耐震設計構造物の地表面から重心までの高さの1/2以下、かつ、10m以下の場合
- 表土層の厚さが耐震設計構造物の地表面から重心までの高さの1/5以下、かつ、4m以下の場合

3.5 応答倍率 β_5 の決定

水平方向の応答倍率であって、次に定める値とする。

- (1) 耐震告示第6条第1項の図(a)に定める基準応答倍率曲線に同条の図(c) (図3.5-2)により求められる補正係数を乗じて得られる値。ただし、横置円筒形貯槽以外にあっては、得られた倍率の最高値を低周期領域にそのまま延長し平坦化したもの(図3.5-1)とする。

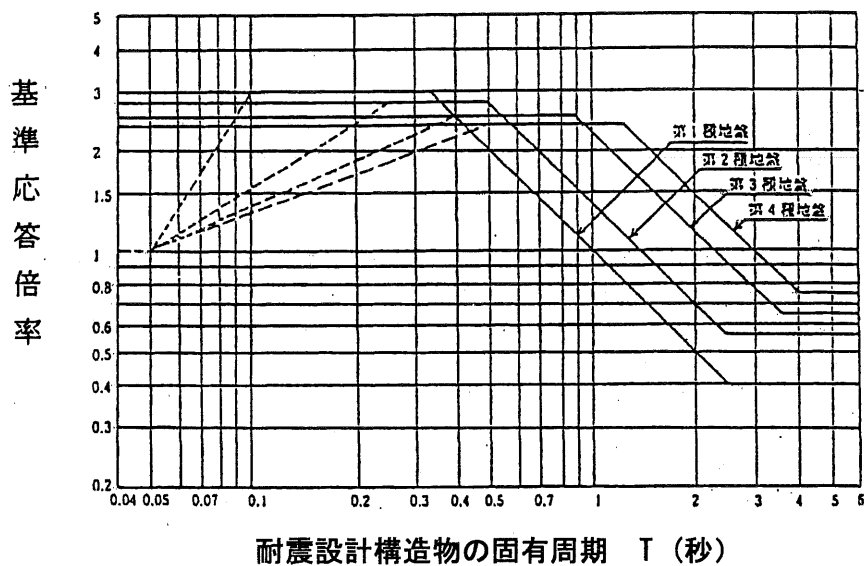


図 3.5-1 基準応答倍率曲線

※図中、点線は横置円筒形貯槽に適用し、実線は、その他の耐震設計構造物に適用する。

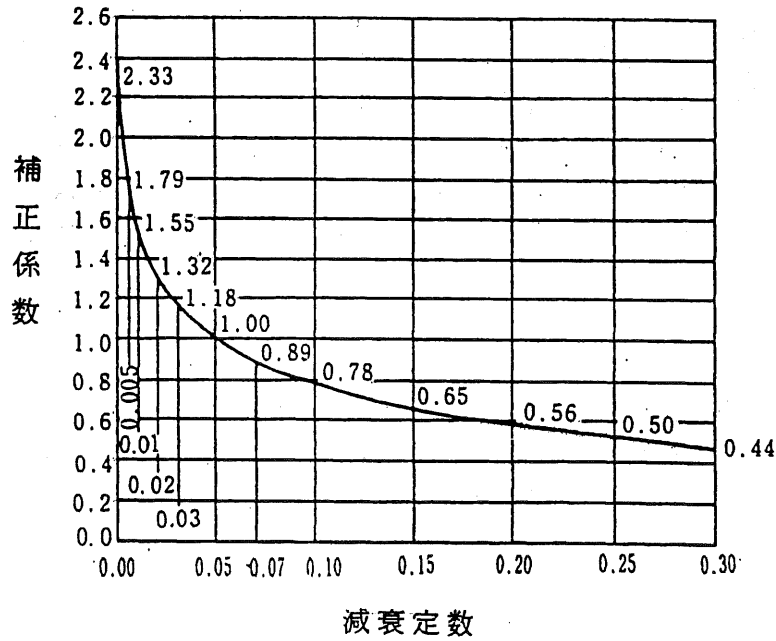


図 3.5-2 補正係数曲線

(備考)

この図において、減衰定数は耐震設計設備の種類に応じ、次の表 3.5-1 又は表 3.5-2 に掲げる値とする。ただし、減衰を与える機構を付加した場合はこの限りでない。

表 3.5-1 塔類、球形貯槽、横置円筒形貯槽及び架構の減衰定数

耐震設計構造物の種類		減衰定数	
塔類	Tが1.0未満のもの	0.03	
	Tが1.0以上1.5未満のもの	0.07-0.04T	
	Tが1.5以上のもの	0.01	
球形貯槽	ブレースが溶接接合のもの	0.03	
	ブレースがピン接合のもの	0.05	
横置円筒形貯槽		0.07	
架構	鋼構造のもの	ブレースを有する構造	0.05
		ブレースを有しない構造	0.03
	鉄筋又は鉄筋コンクリート構造のもの	ラーメン構造のもの又はこれに準ずるもの	0.05
		壁量の多いもの又はこれに準ずるブレースを有するもの	0.10

※この表において、Tは耐震設計構造物の固有周期（単位 秒）を表すものとする。

表 3.5-2 平底円筒形貯槽の減衰定数

平底円筒形貯槽の種類		減衰定数			
第一種地盤に設置されるもの 又は H_t/D が1.0を超えるもの		0.05			
上記以外 のもの	くいのあるもの	D P	20未満	20以上 40未満	40以上
		1.5未満	0.08	0.10	0.10
		1.5以上 3.0未満	0.07	0.08	0.10
	3.0以上	0.05	0.07	0.08	
	くいのないもの		0.05	0.07	0.10

※この表において、 H_t 、D及びPはそれぞれ次の値を表すものとする。

H_t : 最高液面高さ (単位 m)

D : 内径 (単位 m)

P : くいの間隔 (単位 m)

- (2) (1)の規定にかかわらず、重要度がⅡ又はⅢの耐震設計構造物であって次の①又は②に掲げる耐震設計構造物の応答倍率は2.0とすることができる。
- ①横置円筒形貯槽であって貯蔵能力が100t未満のもの
- ②スカート支持の塔類であって平均直径に対するベースプレートからの高さの比が4.0未満のもの
- (3) 地下埋設貯槽にあつては、(1)、(2)の規定にかかわらず応答倍率は2.0とすることができる。
- (4) 基礎部については、(1)～(3)の規定にかかわらず、耐震告示第5条第2項第1号に定める β_4' を用いるものとする。

3.6 設計水平震度の算定

3.6.1 塑性設計係数 β_p

終局強度設計における限界地震動を定めるにあたっての地震入力の割増係数であつて、一律2.0とする。

3.6.2 設計水平震度の算定

設計地震動の設計水平震度は次の算式により定める。

$${}_pK_H = 0.15 \beta_1 \beta_2 \beta_2' \beta_3 \beta_5 \beta_p$$

3.7 必要保有水平耐力の算定

3.7.1 構造特性係数 D_s の決定

構造物の塑性化による所要強度の低減率であって次式により求められる値とする。なお、詳細な算定方法は耐震設計構造物の種類ごとに述べる。

$$D_s = \frac{\text{構造物の塑性変形能力を評価して得られる所要強度}}{\text{構造物が概ね弾性にとどまる場合の所要強度}}$$

3.7.2 必要保有水平耐力

耐震設計構造物の必要保有水平耐力(Q_{un})は、構造物の形状や特性に応じてどの程度の大きさの水平力に耐えねばならないかということを表わしており、3.6で求めた設計水平震度に耐震設計構造物の運転重量を乗じて得られる設計地震力に構造特性係数 D_s を乗じて算出する。なお、設計地震力は、耐震設計構造物の種類に応じて、表3.7.2-1に定める算式によって求める値とする。

$$Q_{un} = {}_pF_H \times D_s$$

表 3.7.2-1 設計地震力

1	スカート支持の自立塔類であって平均直径に対するベースプレートからの高さの比が4.0以上のもの	${}_pF_H = \mu \cdot {}_pK_H \cdot W_H$
2	1以外の塔類及び貯槽	${}_pF_H = {}_pK_H \cdot W_H$
3	架構上の塔槽類	${}_pF_H = \beta_7 \cdot \mu \cdot {}_pK_H \cdot W_H$
4	塔槽類の架構	${}_pF_H = \mu \cdot {}_pK_H \cdot W_H$
5	基礎部	${}_pF_H = \lambda \cdot {}_pK_H \cdot W_F$
<p>μ : 震度分布係数であって、塔類にあつては耐震告示第6条第3号イ、架構上の塔槽類にあつては耐震告示第6条第3号ハ、塔槽類の架構にあつては耐震告示第6条第3号ニに定める値</p> <p>W_H : 運転重量(耐震告示第5条第1項第2号に定める。)</p> <p>${}_pK_H$: 3.6.2で定める終局強度設計水平震度</p> <p>β_7 : 塔槽類の架構に対する応答倍率であつて耐震告示第6条第3号ハに定める値</p> <p>λ : 根入れ深さに応じた低減係数であつて耐震告示第5条第2項第2号に定める値</p> <p>W_F : 基礎の重量(耐震告示第5条第2項第2号に定める。)</p> <p>なお、地下埋設貯槽のうち貯蔵能力100トン未満の横置円筒形貯槽に係る設計地震動については、地下貯槽室床面を地表面とみなして地上式と同様に計算するものとする。</p>		

3.8 保有水平耐力の算定

保有水平耐力は、構造物がどの程度の大きさの水平力に耐えうるかということを表わしており、耐震設計構造物の降伏モードごとに算出する。なお、耐震設計構造物の種類による降伏モードは表3.8-1のとおりである。

表 3.8-1 保有水平耐力を算出する部位及びその種類

耐震設計構造物の種類	降 伏 モ ー ド
スカート支持塔	胴の座屈 スカートの座屈 基礎ボルトの降伏
球形貯槽	支柱の曲げ変形 筋かい材の降伏、座屈 支柱のせん断変形 支柱の座屈 基礎ボルトの降伏 シャーププレートの曲げ変形 ベースプレートの曲げ変形
平底円筒形貯槽	側板の座屈 基礎ボルトの降伏
レグ支持塔	基礎ボルトの降伏 レグの曲げ降伏、座屈 レグ取付部の曲げ降伏 胴板の座屈
架構	柱の降伏 はりの降伏 ブレースの降伏
横置円筒形貯槽	基礎ボルトのせん断、降伏 サドルの降伏 本体胴の降伏
基礎	基礎ボルト定着部の引張、せん断 基礎コンクリートの曲げ、せん断 杭軸力、モーメント、地盤支持力、引抜き 直接基礎圧縮
ラグ支持塔	胴板の圧縮座屈 セットボルトの引張り降伏 取付部胴板の曲げ降伏

3.9 終局強度設計による耐震性判定

耐震設計構造物に関して、3.7で求めた必要保有水平耐力が、3.8で求めた保有水平耐力を超えないこと。

3.10 保有耐力法以外の評価

耐震告示によるレベル2地震動における設計地震動に代えて3.6.2で求めた設計水平震度を用いての塑性率評価法によって評価を行った場合、または、耐震告示の代替法におけるレベル2地震動に0.5を乗じた値に代えて3.6.2で求めた設計水平震度に0.5を乗じた値を用いて代替法によって評価を行った場合、本基準に基づく終局強度設計（保有耐力法）は省略することができる。

4 耐震設計構造物ごとの判定方法

4.1 レグ支持塔

4.1.1 設計概要

事業所名称	: A 事業所
事業所所在地	: 神奈川県 B 市
設備名称	: D 設備
耐震設計構造物名称	: CE - 1
適用法規	: 高压ガス保安法
特定製造事業所	: yes
適用耐震基準	: 神奈川県高压ガス施設等耐震設計基準 (平成 14 年 4 月)
形式	: レグ支持の塔類 (2 重殻貯槽)
高压ガスの種類	: その他のガス
貯蔵能力	: 10 t
境界線までの距離	: 50 m

4.1.2 構造・設計仕様

4.1.2.1 耐震設計仕様

重要度	重要度 III	$\beta_1 = 0.50$
地域区分	特A地区	$\beta_2 = 1.00$
地区補正係数	地区ランク II	$\beta_2' = 1.10$
地盤種別	第3種地盤	$\beta_3 = 2.00$
塑性設計係数		$\beta_p = 2.00$
応答解析法	修正震度法	

4.1.2.2 設計条件

常用圧力		-0.098 MPa
設計温度		30 °C
比重	w =	1.14
幾何容積	V =	9.873 m ³
内径	D _i =	2200 mm
胴板の厚さ	t =	9 mm
鏡板の厚さ	t _h =	9 mm
長さ (TL間)		4040 mm
全高さ		5469 mm
腐れ代	C =	0 mm

4.1.2.3 材料

(1) 貯槽本体	SS400
胴板材の降伏点 (常温)	S _{yso} = 245 N/mm ²
胴板材の降伏点 (設計温度)	S _{yso} = 245 N/mm ²
胴板材の縦弾性係数	E _s = 205900 N/mm ²
鏡材の降伏点 (設計温度)	S _{yh} = 245 N/mm ²

- | | |
|-------------|---------------------------------|
| (2) レグ | SS400 |
| レグ材の降伏点 | $F_1 = 245 \text{ N/mm}^2$ |
| レグ材の縦弾性係数 | $E_1 = 205900 \text{ N/mm}^2$ |
| (3) 基礎ボルト | SS400 |
| 基礎ボルトの降伏点 | $F_b = 235 \text{ N/mm}^2$ |
| 基礎ボルトの破断強度 | $\sigma_B = 400 \text{ N/mm}^2$ |
| 基礎ボルトの縦弾性係数 | $E = 205900 \text{ N/mm}^2$ |

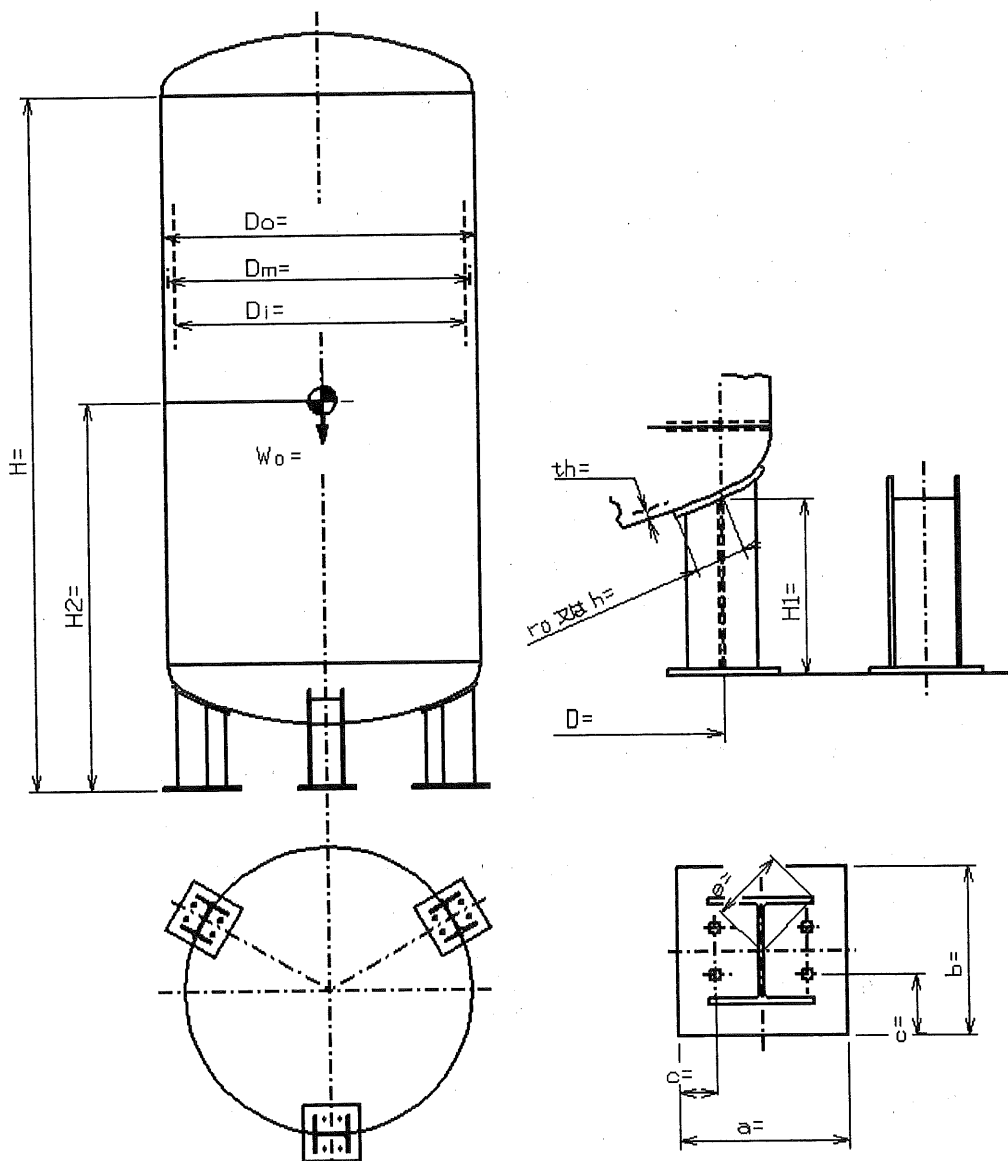


図 4.1.1-1 レグ支持の塔類の概要図

4.1.2.4 寸法

(1) 貯槽本体

胴外径	$D_o = 2218 \text{ mm}$
胴内径(腐れ代を除く)	$D_i = 2200 \text{ mm}$
胴平均直径(腐れ代を除く)	$D_m = 2209 \text{ mm}$
胴板の厚さ(腐れ代を除く)	$t = 9 \text{ mm}$
鏡板の厚さ(腐れ代を除く)	$t_h = 9 \text{ mm}$

(2) レグ

レグの取り付け位置	鏡板部
レグ鋼材	H250 × 250 × 9 × 14
レグの本数	$n = 3 \text{ 本}$
レグの長さ	$H_1 = 705 \text{ mm}$
レグの中心からなる円の直径	$D_c = 2038 \text{ mm}$
レグ当板の半径又は高さ	$r_o, h = 200 \text{ mm}$
レグH型鋼 フランジ長	$B_f = 250 \text{ mm}$
はりせい	$d = 250 \text{ mm}$
フランジ厚さ	$t_f = 14 \text{ mm}$
ウェーブ厚さ	$t_w = 9 \text{ mm}$

レグの断面2次モーメント (最大)

$$I_1 = \frac{B_f d^3 - B_f (d - 2t_f)^3 + t_w (d - 2t_f)^3}{12} = 105788119 \text{ mm}^4$$

レグの断面2次モーメント (最小)

$$I_2 = \frac{B_f^3 d - B_f^3 (d - 2t_f) + t_w^3 (d - 2t_f)}{12} = 36471820 \text{ mm}^4$$

レグの中立軸から外縁までの距離の最大値 $e = 177 \text{ mm}$

レグ1本の全断面積 $A = 8998 \text{ mm}^2$

レグの最小2次半径 $i_y = \sqrt{\frac{I_2}{A}} = 63.67 \text{ mm}$

レグの細長比 $\lambda_y = 0.7 \frac{H_1}{i_y} = 7.7514$

強軸周り塑性断面係数 $Z_{px} = A_f \cdot d_f + \frac{1}{4} A_w \cdot d_f = 943882 \text{ mm}^3$

弱軸周り塑性断面係数 $Z_{py} = \frac{1}{2} A_f \cdot B_f + \frac{1}{4} A_w \cdot t_w = 441996 \text{ mm}^3$

ただし、

$$\text{フランジ部面積} \quad A_f = t_f \cdot B_f = 3500 \text{ mm}^2$$

$$\text{ウェブ部面積} \quad A_w = t_w \cdot (d - 2t_f) = 1998.0 \text{ mm}^2$$

$$\text{ウェブ長さ} \quad d_f = d - t_f = 236.0 \text{ mm}$$

(3) 基礎ボルト

$$\text{レグ1本当りの基礎ボルト本数} \quad n_b = 4$$

$$\text{レグ間に配置されるボルトサークル径} \quad D_b = 2038 \text{ mm}$$

$$\text{基礎ボルトの谷径} \quad {}_b D_v = 21.2 \text{ mm}$$

$$\text{基礎ボルトの軸径} \quad {}_b D_a = 24 \text{ mm}$$

$$\text{基礎ボルトの埋め込み長さ} \quad l_b = 650 \text{ mm}$$

$$\text{基礎ボルトのネジ部有効断面積} \quad {}_b A_e = 353 \text{ mm}^2$$

$$\text{基礎ボルトの軸部断面積} \quad {}_b A = 452 \text{ mm}^2$$

(4) 基礎

$$\text{基礎の幅(地震方向)} \quad L_x = 4400 \text{ mm}$$

$$\text{基礎の幅(地震直角方向)} \quad L_y = 4400 \text{ mm}$$

$$\text{ベースプレート下面高さ} \quad H_b = 100 \text{ mm}$$

$$\text{ベースプレートの厚さ} \quad D_p = 300 \text{ mm}$$

$$\text{基礎底面の深さ} \quad H_f = 700 \text{ mm}$$

$$\text{鉛直地盤反力係数} \quad k_v = 1.00 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^3$$

4.1.2.5 重量

$$\text{運転時貯槽重量} \quad W = 158180 \text{ N}$$

$$\text{重心高さ} \quad H_2 = 2784 \text{ mm}$$

$$\text{基礎重量} \quad W_f = 340000 \text{ N}$$

$$\text{基礎重心深さ} \quad H_{fg} = 400 \text{ mm}$$

4.1.3 設計水平震度

4.1.3.1 耐震設計条件

$$\beta_1 : \text{重要度係数} \quad \beta_1 = 0.50$$

$$\beta_2 : \text{地域係数} \quad \beta_2 = 1.00$$

$$\beta_2' : \text{地区補正係数} \quad \beta_2' = 1.10$$

$$\beta_3 : \text{地盤増幅係数} \quad \beta_3 = 2.00$$

$$\beta_p : \text{塑性設計係数} \quad \beta_p = 2.00$$

4.1.3.2 設計水平震度

$$K_H : \text{水平震度} \quad K_H = 0.150 \beta_1 \beta_2 \beta_2' \beta_3 \beta_p \quad K_H = 0.330$$

4.1.3.3 固有周期

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_v}{K_g}} \quad T = 0.063 \text{ s}$$

ここで、

W_v : 運転重量	$W_v = 158180 \text{ N}$
g : 重力加速度	$g = 9806.65 \text{ mm/s}^2$
K : $K = \frac{1}{C_1 \frac{\lambda}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_3}}$	$K = 1.5925 \times 10^5 \text{ N/mm}$
K_1 : $K_1 = \frac{3nEAD^2}{2H_1^3}$	$K_1 = 9.8823 \times 10^7 \text{ N/mm}$
K_2 : $K_2 = \frac{nK_c}{1 + \frac{H_1 K_c}{GA}}$	$K_2 = 3.3465 \times 10^5 \text{ N/mm}$
K_3 : $K_3 = k_v \frac{L_x L_y^3}{12H_b^2}$	$K_3 = 4.8803 \times 10^5 \text{ N/mm}$
K_c : $K_c = C_2 \frac{4E(I_1 + I_2)}{H_1^3}$	$K_c = 1.2539 \times 10^5 \text{ N/mm}$
λ : $\lambda = \left(\frac{H_2}{H_1}\right)^2 - \left(\frac{H_2}{H_1}\right) + 4$	$\lambda = 15.65$
n : レグの本数	$n = 3$
H_1 : レグの長さ	$H_1 = 705 \text{ mm}$
H_2 : 重心高さ	$H_2 = 2784 \text{ mm}$
D : レグの中心からなる円の直径	$D = 2038 \text{ mm}$
I_1 : レグの断面2次モーメント(最大)	$I_1 = 1.0579 \times 10^8 \text{ mm}^4$
I_2 : レグの断面2次モーメント(最小)	$I_2 = 3.6472 \times 10^7 \text{ mm}^4$
A : レグ1本の全断面積	$A = 8.9980 \times 10^3 \text{ mm}^2$
E_l : レグ材の縦弾性係数	$E_l = 205900 \text{ N/mm}^2$
G_l : レグ材の横弾性係数	$G_l = 79192 \text{ N/mm}^2$
H_b : 基礎の底面より脚底間での高さ	$H_b = 800 \text{ mm}$
k_v : 鉛直地盤反力係数	$k_v = 0.0100000 \text{ N/mm}^3$
L_x : 基礎の幅(地震方向)	$L_x = 4400 \text{ mm}$
L_y : 基礎の幅(地震直角方向)	$L_y = 4400 \text{ mm}$
C_1 : 補正係数	$C_1 = 7.8473$
C_2 : 補正係数	$C_2 = 3/8$

4.1.3.4 設計震度

ξ : 減衰定数		$\xi = 0.03$
C_h : 減衰定数による補正係数		$C_h = 1.18$
β_{50} : 基準応答倍率		$\beta_{50} = 2.60$
β_5 : 水平方向の応答倍率	$\beta_5 = \beta_{50} C_h$	$\beta_5 = 3.068$
β_5' : 基礎の水平方向の応答倍率	$\beta_5' = 2.0 - 0.2H_{fg} \geq 1.0$	$\beta_5' = 1.920$
K_{MH} : 貯槽の設計修正水平震度	$K_{MH} = \beta_5 K_H$	$K_{MH} = 1.012$
K_{fMH} : 基礎の設計修正水平震度	$K_{fMH} = \beta_4' K_H$	$K_{fMH} = 0.330$

4.1.3.5 設計水平地震力

F_H : 貯槽の弾性応答水平地震力	$F_H = K_{MH} W_V$	$F_H = 160.148 \text{ kN}$
M : 基礎上面における転倒モーメント	$M = F_H \cdot H_g$	$M = 445.851 \text{ kN}\cdot\text{m}$
F_{fH} : 基礎下面における弾性応答水平地震力	$F_{fH} = F_H + \lambda K_{fMH} W_f$	$F_{fH} = 216.248 \text{ kN}$
M_f : 基礎下面における弾性応答転倒モーメント	$M_f = M + F_{fH} \cdot H_{fg}$	$M_f = 532.350 \text{ kN}\cdot\text{m}$

ここで、

H_g : 貯槽の重心高さ	$H_g = 2.784 \text{ m}$
H_f : 基礎底面の深さ	$H_f = 0.700 \text{ m}$
H_{fg} : 基礎重心深さ	$H_{fg} = 0.400 \text{ m}$
λ : 基礎の根入れ深さに応じて下表により定まる係数	$\lambda = 0.50$

H_f	$0 \leq H_f < 0.5$	$0.5 \leq H_f < 1.5$	$1.5 \leq H_f$
λ	0.5	0.4	0.25

4.1.4 貯槽の保有耐力

4.1.4.1 脚の曲げ降伏により決まる耐力

(1) 軸力のない場合の全塑性モーメント

$$\text{強軸周り全塑性モーメント } M_{POX} = Z_{px} \cdot r \cdot \sigma_y \quad M_{POX} = 2.3125 \times 10^8 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\text{弱軸周り全塑性モーメント } M_{POY} = Z_{py} \cdot r \cdot \sigma_y \quad M_{POY} = 1.0829 \times 10^8 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

ここで、

M_{POX} : 強軸周り全塑性モーメント

M_{POY} : 弱軸周り全塑性モーメント

Z_{px} : 強軸周り塑性断面係数

$$Z_{px} = 943882 \text{ mm}^3$$

Z_{py} : 弱軸周り塑性断面係数

$$Z_{py} = 441996 \text{ mm}^3$$

$r \cdot \sigma_y$: レグ材の降伏点

$$r \cdot \sigma_y = 245 \text{ N/mm}^2$$

(2) 軸力が存在する場合の全塑性モーメント

ア 強軸周り全塑性モーメント

$$M_{pcx} = \begin{cases} M_{pox} & \text{for } \frac{N}{N_y} \leq \frac{A_w}{2A} \\ 1.14 \left(1 - \frac{N}{N_y} \right) M_{POX} & \text{for } \frac{N}{N_y} > \frac{A_w}{2A} \end{cases} \quad M_{pcx} = 2.3125 \times 10^8 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

イ 弱軸周り全塑性モーメント

$$M_{pcy} = \begin{cases} M_{poy} & \text{for } \frac{N}{N_y} \leq \frac{A_w}{2A} \\ 1.14 \left(1 - \frac{N}{N_y} \right) M_{POY} & \text{for } \frac{N}{N_y} > \frac{A_w}{2A} \end{cases} \quad M_{pcy} = 1.0829 \times 10^8 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

ただし、 $N/N_y = 0.070228$

$A_w/2A = 0.111025$

ここで、

$$N : \text{作用軸力} \quad N = \frac{4F_H \cdot H_2 + W}{n} \cdot D_c$$

$$N = 154819 \text{ N}$$

$$N_y : \text{降伏軸力 } N_y = A \cdot \sigma_y$$

$$N_y = 2204510 \text{ N}$$

A_w : ウェブ部面積

$$A_w = 1998 \text{ mm}^2$$

A : レグ1本の全断面積

$$A = 8998 \text{ mm}^2$$

F_H : 水平地震力 ($D_s=0.35$)

$$F_H = 56052 \text{ N}$$

H_2 : 重心高さ

$$H_2 = 2784 \text{ mm}$$

D_c : レグ中心径

$$D_c = 2038 \text{ mm}$$

W : 運転重量

$$W = 158180 \text{ N}$$

n : レグの数

$$n = 3$$

(3) せん断降伏耐力

$${}_sQ_y = d \cdot t_w \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} n \qquad {}_sQ_y = 9.5479 \times 10^5 \text{ N}$$

ここで、

${}_sQ_y$: せん断降伏耐力	
d : はりせい	$d = 250 \text{ mm}$
t_w : ウェブ厚さ	$t_w = 9 \text{ mm}$
σ_y : レグ材の降伏点	$\sigma_y = 245 \text{ N/mm}^2$
n : レグの数	$n = 3$

(4) 脚の曲げ降伏にかかる保有耐力

$$L_1Q_y = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{n(M_{PCX} + M_{PCY})}{H_1} \\ {}_sQ_y \end{array} \right. \qquad L_1Q_y = 9.5479 \times 10^5 \text{ N}$$

ここで、

L_1Q_y : 脚の曲げ降伏にかかる保有耐力	
M_{PCX} : 強軸周り全塑性モーメント	$M_{PCX} = 2.3125 \times 10^8 \text{ N}\cdot\text{mm}$
M_{PCY} : 弱軸周り全塑性モーメント	$M_{PCY} = 1.0829 \times 10^8 \text{ N}\cdot\text{mm}$
H_1 : レグの長さ	$H_1 = 705 \text{ mm}$
n : レグの本数	$n = 3$
${}_sQ_y$: せん断降伏耐力	${}_sQ_y = 9.5479 \times 10^5 \text{ N}$

4.1.4.2 脚の軸座屈により決まる耐力

(1) 脚の座屈荷重

$$F_{CR} = A\sigma_y \left\{ \begin{array}{l} \frac{1 - 0.4\left(\frac{\lambda_e}{\Lambda}\right)^2}{1 + \frac{4}{9}\left(\frac{\lambda_e}{\Lambda}\right)^2} \quad \text{for } \lambda_e \leq \Lambda \\ \frac{9\pi^2}{13\lambda^2} \quad \text{for } \lambda_e > \Lambda \end{array} \right. \qquad F_{CR} = 2.1964 \times 10^6 \text{ N}$$

ここで、

F_{CR} : 脚の座屈荷重		
λ_e : 次式による。	$\lambda_e = \sqrt{\epsilon_y} \lambda$	$\lambda_e = 0.267384546$
Λ : 次式による。	$\Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2}{0.6}}$	$\Lambda = 4.056$
λ : レグの細長比		$\lambda = 7.75$

$$\varepsilon_y : \text{降伏ひずみ} \quad \varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} \quad \varepsilon_y = 0.001189898$$

$$\sigma_y : \text{降伏応力} \quad \sigma_y = 245 \text{ N/mm}^2$$

$$E : \text{縦弾性係数} \quad E = 205900 \text{ N/mm}^2$$

$$A : \text{断面積} \quad A = 8998 \text{ mm}^2$$

(2) 軸座屈耐力

$$L_2 Q_y = \frac{D_c}{2\sqrt{2}H_2} (nF_{CR} - W) \quad L_2 Q_y = 1.6645 \times 10^6 \text{ N}$$

ここで、

$$L_2 Q_y : \text{軸座屈耐力}$$

$$F_{CR} : \text{脚の座屈荷重}$$

$$W : \text{運転時貯槽重量}$$

$$D_c : \text{レグの中心からなる円の直径}$$

$$H_2 : \text{重心高さ}$$

$$n : \text{レグの本数}$$

$$F_{CR} = 2.1964 \times 10^6 \text{ N}$$

$$W = 158180 \text{ N}$$

$$D_c = 2038 \text{ mm}$$

$$H_2 = 2784 \text{ mm}$$

$$n = 3$$

4.1.4.3 基礎ボルトの軸部降伏により決まる耐力

$${}_b Q_y = \frac{D_b (n \cdot n_b \cdot {}_b A_e \cdot {}_b \sigma_y + W)}{2\sqrt{2}H_2} \quad {}_b Q_y = 298571.916 \text{ N}$$

ここで、

$${}_b Q_y : \text{基礎ボルトの軸部降伏により決まる耐力}$$

$$D_b : \text{レグ間に配置されるボルトサークル径} \quad D_b = 2038 \text{ mm}$$

$${}_b A_e : \text{基礎ボルトのネジ部有効断面積} \quad {}_b A_e = 352.989351 \text{ mm}^2$$

$$n : \text{レグの本数} \quad n = 3$$

$$n_b : \text{レグ1本当りの基礎ボルト本数} \quad n_b = 4$$

$${}_b \sigma_y : \text{基礎ボルトの降伏点} \quad {}_b \sigma_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$W : \text{運転時貯槽重量} \quad W = 158180 \text{ N}$$

$$H_2 : \text{重心高さ} \quad H_2 = 2784 \text{ mm}$$

4.1.4.4 外殻脚部レグ取り付け部の板曲げ降伏により決まる耐力

鏡板にレグが取付いている場合の脚取付部の鏡板曲げ降伏に係る降伏保有耐力は次のように算出される。

$$Q_{ybH} = \chi \cdot \min(Q_{y1}, Q_{y2}) \quad Q_{ybH} = 1010428 \text{ N}$$

ここで、

Q_{ybH} : 当該損傷モードに係る降伏耐力

χ : 単重殻貯槽の場合: $\chi = 1$ 、 2重殻貯槽の場合: $\chi = 3$

Q_{y1} 及び Q_{y2} は次式により算出する。

$$Q_{y1} = \frac{nM}{H_1} \quad Q_{y1} = 336809 \text{ N}$$

$$Q_{y2} = \frac{D\sqrt{4B^2 + D^2}}{8(H_2 - H_1) \cdot B + D^2} \cdot n \cdot P \quad Q_{y2} = 897764 \text{ N}$$

$$M = \frac{M_x \sqrt{R_m t_h}}{i_{s2}} \quad M = 7.9150 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_x = 1.5 \frac{t_h^2}{6} S_y \quad M_x = 4.9613 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{mm}/\text{mm}$$

$$P = \frac{M_x}{i_{s1}} \quad P = 1022650 \text{ N}$$

ここで、

i_{s1} : Uの値に応じて県基準付属書 図 3.10 にて得られる応力指数

$$i_{s1} = 4.851 \times 10^{-3}$$

i_{s2} : Uの値に応じて県基準付属書 図 3.11 にて得られる応力指数

$$i_{s2} = 4.174 \times 10^{-3}$$

$$U : U = \frac{r_o}{\sqrt{R_m t_h}} \quad U = 3.00$$

$$R_m : R_m = \frac{D_0}{8} \cdot \left[4 - 3 \left(\frac{D}{D_0} \right)^2 \right]^{3/2} \quad R_m = 493 \text{ mm}$$

$$B : B = D_0 \cdot \left[1 - \left(\frac{D}{D_0} \right)^2 \right]^{1/2} \quad B = 875 \text{ mm}$$

D : レグの中心からなる円の直径 $D = 2038 \text{ mm}$

D_0 : 胴部外径 $D_0 = 2218 \text{ mm}$

t_h : 鏡肉厚 (腐れ代を除く) $t_h = 9 \text{ mm}$

H_1 : レグの長さ $H_1 = 705 \text{ mm}$

H_2 : ベースプレート上面から重心までの高さ $H_2 = 2784 \text{ mm}$

r_o : レグ当て板の半径 $r_o = 200 \text{ mm}$

n : レグの本数 $n = 3$

S_y : 鏡材の降伏応力 (設計温度) $S_y = 245 \text{ N}/\text{mm}^2$

4.1.4.5 外殻の座屈モーメントにより決まる耐力

(1) パラメータの算出

胴部平均径	$r = \frac{D_o - t}{2}$	$r = 1104.5 \text{ mm}$
胴部断面係数	$Z = \frac{\pi}{64} \frac{D_o^4 - D_i^4}{D_o/2}$	$Z = 34353042 \text{ mm}^3$
平均圧縮応力	$\sigma_m = \frac{W_v}{\frac{\pi}{4}(D_o^2 - D_i^2)}$	$\sigma_m = 2.53 \text{ N/mm}^2$
r/t		$r/t = 122.7$

c-パラメータ I	$c_I = 2.567 \left(\frac{E}{\sigma_y} \right)^{0.72}$	$c_I = 327.39$
-----------	--	----------------

c-パラメータ II	$c_{II} = 0.377 \left(\frac{E}{\sigma_y} \right)^{0.72}$	$c_{II} = 48.08$
------------	---	------------------

b-パラメータ I	$b_I = 2.106 \left(\frac{E}{\sigma_y} \right)^{0.78}$	$b_I = 402.31$
-----------	--	----------------

b-パラメータ II	$b_{II} = 0.274 \left(\frac{E}{\sigma_y} \right)^{0.78}$	$b_{II} = 52.34$
------------	---	------------------

ここに、

D _o : 胴外径	D _o = 2218 mm
D _i : 胴内径(腐れ代を除く)	D _i = 2200 mm
t : 胴板の厚さ(腐れ代を除く)	t = 9 mm
W _v : 運転時貯槽重量	W _v = 158180 N
σ _y : 胴板材の降伏点(設計温度)	σ _y = 245 N/mm ²
E : 胴板材の縦弾性係数	E = 205900 N/mm ²

(2) 軸圧縮座屈応力

$${}_c\sigma_{cr} = \begin{cases} \sigma_y & \text{for } r/t < c_{II} \\ \frac{0.6 + 0.4(c_I - r/t)}{c_I - c_{II}} \sigma_y & \text{for } c_{II} \leq r/t < c_I \\ {}_c\sigma_{cre} & \text{for } c_I \leq r/t \end{cases} \quad \sigma_{cr} = 219 \text{ N/mm}^2$$

ここに、

${}_c\sigma_{cre}$: 弾性軸圧縮座屈応力

$${}_c\sigma_{cre} = 0.6E \left\{ 1 - 0.901 \left[1 - e^{-\frac{1}{16}\sqrt{r/t}} \right] \right\} / (r/t) \quad {}_c\sigma_{cre} = 554 \text{ N/mm}^2$$

(3) 曲げ座屈応力

$${}_b\sigma_{cr} = \begin{cases} \sigma_y & \text{for } r/t < b_{II} \\ \frac{0.6 + 0.4(b_{II} - r/t)}{b_{II} - b_{II}} \sigma_y & \text{for } b_{II} \leq r/t < b_I \\ {}_b\sigma_{cre} & \text{for } b_I \leq r/t \end{cases} \quad {}_b\sigma_{cr} = 225 \text{ N/mm}^2$$

ここに、

$${}_b\sigma_{cre} = 0.6E \left\{ 1 - 0.731 \left(1 - e^{-\frac{1}{16}\sqrt{r/t}} \right) \right\} / (r/t) \quad {}_c\sigma_{cre} = 639 \text{ N/mm}^2$$

(4) 円筒座屈モーメント

$$M_B = Z \cdot {}_b\sigma_{cr} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_m}{{}_c\sigma_{cr}} \right) \quad M_B = 7.65 \times 10^9 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

(5) 外殻の座屈に係る保有耐力は次のように算出される。

$${}_cQ_y = \frac{M_B}{H_2 - H_1} \quad {}_cQ_y = 3.6796 \times 10^6 \text{ N}$$

ここに、

${}_cQ_y$: 外殻の座屈モーメントにより決まる耐力

H_2 : 重心高さ

H_1 : レグの長さ

$$H_2 = 2784 \text{ mm}$$

$$H_1 = 705 \text{ mm}$$

4.1.5 貯槽の構造特性係数

4.1.5.1 脚の曲げ降伏に対する構造特性係数

県基準付属書 表 3.1 で L_1W_p の項より

$$D_s = 0.35$$

4.1.5.2 脚の軸座屈に対する構造特性係数

県基準付属書 表 3.1 で L_2W_p の項より

$$D_s = 0.35$$

4.1.5.3 基礎ボルトの軸部降伏に対する構造特性係数

(1) 弾性エネルギー吸収能力

$${}_bW_e = \frac{1}{2} \frac{{}_bQ_y^2}{K} \quad {}_bW_e = 2.7990 \times 10^5 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

ここに、

${}_bW_e$: 弾性エネルギー吸収能力

${}_bQ_y$: 保有耐力

K : 貯槽の水平剛性

$${}_bQ_y = 2.9857 \times 10^5 \text{ N}$$

$$K = 1.5925 \times 10^5 \text{ N/mm}$$

(2) 塑性エネルギー吸収能力

$${}_bW_p = n \cdot n_b \cdot {}_bA \cdot {}_b\sigma_y \cdot \delta_{pm}$$

$${}_bW_p = 2.4992 \times 10^7 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

ここに、

${}_bW_p$: 塑性エネルギー吸収能力

n : レグの本数

$$n = 3$$

n_b : レグ 1 本当りの基礎ボルト本数

$$n_b = 4$$

${}_bA$: 基礎ボルトの軸部断面積

$${}_bA = 452 \text{ mm}^2$$

${}_b\sigma_y$: 基礎ボルトの降伏点

$${}_b\sigma_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

δ_{pm} : 基礎ボルトの塑性変形量

$$\delta_{pm} = 10 \left\{ 5 \left(\frac{{}_bA_e}{{}_bA} \cdot \frac{{}_b\sigma_B}{{}_b\sigma_y} - 1 \right) + 1 \right\} \cdot l_b \cdot {}_b\varepsilon_y \quad \delta_{pm} = 19.6 \text{ mm}$$

${}_bA_e$: 基礎ボルトのネジ部有効断面積

$${}_bA_e = 353 \text{ mm}^2$$

${}_b\sigma_B$: 基礎ボルトの破断強度

$${}_b\sigma_B = 400 \text{ N/mm}^2$$

l_b : 基礎ボルトの埋め込み長さ

$$l_b = 650 \text{ mm}$$

${}_b\varepsilon_y$: 基礎ボルトの降伏ひずみ

$${}_b\varepsilon_y = \frac{{}_b\sigma_y}{{}_bE}$$

$${}_b\varepsilon_y = 0.0011413$$

(3) 構造特性係数

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{{}_bW_p}{{}_bW_e}}}$$

$$D_s = 0.11$$

D_s は $0.28 \leq D_s \leq 0.35$ であるから $D_s = 0.28$ とする。

4.1.5.4 外殻脚部レグ取り付け部の板曲げ降伏に対する構造特性係数

県基準付属書 表 3.1 で ${}_sW_p$ の項より

$$D_s = 0.35$$

4.1.5.5 外殻の座屈モーメントに対する構造特性係数

県基準付属書 表 3.1 で ${}_cW_p$ の項より

$$D_s = 0.50$$

4.1.6 基礎の設計

4.1.6.1 計算条件

貯槽全重量		$W = 158180 \text{ N}$
水平設計修正震度		$K_{MH} = 1.01244$
鉛直設計修正震度		$K_{MV} = 0$
貯槽重心高さ		$H_g = 2784 \text{ mm}$
ベースプレート下面高さ		$H_b = 100 \text{ mm}$
基礎重量		$W_f = 340000 \text{ N}$
基礎底面深さ		$H_f = 700 \text{ mm}$
基礎重心深さ		$H_{fg} = 300 \text{ mm}$
基礎重心高さ	$D_{fg} = H_f - H_{fg}$	$D_{fg} = 400 \text{ mm}$
ペデスタル厚さ		$D_p = 300 \text{ mm}$
フーチング厚さ	$D_f = H_f + H_b - D_p$	$D_f = 500 \text{ mm}$
基礎の地震方向長さ		$l_x = 4400 \text{ mm}$
基礎の地震直角方向長さ		$l_y = 4400 \text{ mm}$
平均N値		$N = 10$
地耐力		$f_E = 200 \text{ kN/m}^2$
基礎ボルト本数		$n_b = 4$
脚本数		$n_l = 3$
ボルトピッチサークル径		$D_b = 2038 \text{ mm}$
ボルト軸径		$d_e = 24 \text{ mm}$
ボルト有効長さ		$l_b = 650 \text{ mm}$
コンクリートの基準強度		$F_c = 21 \text{ N/mm}^2$
鉄筋のかぶり厚さ		$d_t = 60 \text{ mm}$
圧力中心距離	$d = D_f - d_t$	$d = 440 \text{ mm}$
		$j = 385 \text{ mm}$
鉄筋径		$d_o = 16 \text{ mm}$
引張鉄筋の数		$n = 30$
鉄筋の基準強度		$F = 29 \text{ N/mm}^2$
ボルトとコンクリートとの付着力		

$$f_a = \min(0.09F_c, 2.0) \quad f_a = 1.89 \text{ N/mm}^2$$

コンクリートの短期許容応力度

$$f_s = \min\left(F_c/20, 0.735 + \frac{3}{200}F_c\right) \quad f_s = 1.05 \text{ N/mm}^2$$

4.1.6.2 基礎の地震係数

地表震度

$$K_h = 0.33$$

水平震度 $K_{fh} = \lambda \cdot \max(1.0, 2.0 - 0.2 \cdot D_{fg}) K_h$

$$K_{fh} = 0.25344$$

鉛直震度

$$K_{fv} = 0$$

ここで、 λ は、基礎の根入れ深さに応じて定まる値で、下式による。

$$\lambda = \begin{cases} 0.5 & \text{if } 0 \leq H_f < 500 \\ 0.4 & \text{if } 500 \leq H_f < 1500 \\ 0.25 & \text{if } 15000 \leq H_f \end{cases} \quad \lambda = 0.40$$

4.1.6.3 基礎の地震荷重

(1) 貯槽からの地震力

水平地震力 $F_h = W \cdot K_{fh}$

$$F_h = 160.14776 \text{ kN}$$

鉛直地震力 $F_v = 0$

$$F_v = 0 \text{ kN}$$

転倒モーメント $M = F_h \cdot H_g$

$$M = 445.85136 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

鉛直圧縮力 $N_c = F_v + W$

$$N_c = 158.18 \text{ kN}$$

(2) 基礎下面における地震力

水平地震力 $F_{fh} = F_h + W_f \cdot K_{fh}$

$$F_{fh} = 246.31736 \text{ kN}$$

鉛直地震力 $F_{fv} = 0$

$$F_{fv} = 0 \text{ kN}$$

転倒モーメント $M_f = M + F_h \cdot H_f + W_f \cdot K_{fh} \cdot H_{fg}$

$$M_f = 583.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

鉛直圧縮力 $N_{fc} = N_c + F_{fv} + W_f$

$$N_{fc} = 498 \text{ kN}$$

4.1.6.4 基礎ボルト

構造特性係数

$$D_s = 0.5$$

引抜力に係る必要保有耐力

$$T_b = \frac{1}{nb \cdot nl} \left(\frac{2.83 \cdot M}{Db} - Nc \right) \quad T_b = 12.614853 \text{ kN}$$

引抜力に係る保有耐力

$${}_u T_b = \pi d_e \cdot l_b \cdot f_a \quad {}_u T_b = 92.626718 \text{ kN}$$

4.1.6.5 直接基礎

構造特性係数

$$D_s = 0.50, 0.4$$

中立軸

$$e_x = \frac{D_s M_f}{l_x \cdot N_{fc}}$$

$$e_x = 0.133, 0.107$$

$$e_y = \frac{D_s M_f}{l_y \cdot N_{fc}}$$

$$e_y = 0.133, 0.107$$

縁応力倍率

$$\alpha_x = \begin{cases} 1+6e_x & \text{if } e_x \leq 1/6 \\ \frac{2}{3(0.5-e_x)} & \text{if } e_x > 1/6 \end{cases}$$

$$\alpha_x = 1.80, 1.64$$

$$\alpha_y = \begin{cases} 1+6e_y & \text{if } e_y \leq 1/6 \\ \frac{2}{3(0.5-e_y)} & \text{if } e_y > 1/6 \end{cases}$$

$$\alpha_y = 1.80, 1.64$$

地盤反力に係る必要保有耐力

$$q = \max\left(\alpha_x \frac{N_{fc}}{l_x^2}, \alpha_y \frac{N_{fc}}{l_y^2}\right)$$

$$q = 46.3, 42.2 \text{ kN/m}^2$$

地盤反力に係る保有耐力

$${}_u q = 200.0, 200.0 \text{ kN/m}^2$$

4.1.6.6 フーチング

(1) フーチングのせん断耐力 ($D_s=0.5$)

せん断力負荷長さ

$$l' = \frac{1}{2} \left[l_x - D_b \cos\left(\frac{\pi}{n_l}\right) \right]$$

$$l' = 1690.5 \text{ mm}$$

フーチングのせん断力に係る必要保有耐力

$$Q_F = l'_y q$$

$$Q_F = 344.34 \text{ kN}$$

鉄筋の曲げ降伏から算出されるせん断力に係る保有耐力

$$Q_{ym} = \frac{2}{l'} j \cdot n \frac{\pi d_0^2}{4} F$$

$$Q_{ym} = 807.74 \text{ kN}$$

鉄筋の周長から算出されるせん断力に係る保有耐力

$$Q_\phi = j \cdot n \pi d_0 f_a$$

$$Q_\phi = 1097.3 \text{ kN}$$

コンクリートのせん断耐力から算出される保有耐力

$$Q_s = j \cdot l_y f_s$$

$$Q_s = 1778.7 \text{ kN}$$

せん断力に係る保有耐力

$${}_u Q_F = 807.74 \text{ kN}$$

(2) フーチングの曲げモーメントに対する耐力 ($D_s=0.40$)

フーチングの曲げモーメントに係る必要保有耐力

$$M_F = \frac{1}{2} l'^2 l_y q \qquad M_F = 530.39 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

フーチングの曲げモーメントに係る保有耐力

$${}_U M_F = 0.9n \frac{\pi d_0^2}{4} F \cdot d \qquad {}_U M_F = 702.25 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4.1.7 レベル2耐震性能評価

当該レグ支持の塔類の各モードに係る耐震性能評価を表4.1.7-1及び表4.1.7-2に示す。

なお、各損傷モードに対して、次式を満足するとき耐震性能評価は合格とする。

$$Q_U \leq Q_{UN}$$

ここで、

Q_U : 各損傷モードの保有耐力

Q_{UN} : 各損傷モードの必要保有耐力

D_s : 各損傷モード毎に定まる構造特性係数

ただし、

K_{MH} : 設計水平修正震度 $K_{MH} = 1.012$

W : 運転時貯槽重量 $W = 1.5818 \times 10^5 \text{ N}$

表4.1.7-1 レグ支持の塔類に係る耐震性能評価

損傷モード		D_s	Q_{UN}	/	Q_U	判定
検討部位	検討内容					
レグ	レグの曲げ降伏に係る降伏 (kN)	0.35	56	\leq	955	合格
	レグの圧縮座屈に係る降伏 (kN)	0.35	56	\leq	1664	合格
基礎ボルト	基礎ボルトの引張降伏に係る降伏 (kN)	0.28	45	\leq	299	合格
レグ取付部	脚取付部の円筒殻曲げ降伏に係る降伏 (kN)	0.35	56	\leq	1010	合格
胴板	胴の圧縮座屈による損傷に係る降伏 (kN)	0.50	80	\leq	3680	合格

ただし、 Q_{UN} 、 Q_U はレグ支持塔重心に作用する地震力を表す。

表 4.1.7-2 レグ支持の塔類の基礎の耐震性能評価

損 傷 モ ー ド			D _s	Q _{UN}	/	Q _U	判定
検討部位	検討内容	単位					
基礎ボルト	ボルトコンクリートの付着力	引抜き力 (kN)	0.5	12.6	≦	92.6	合格
フーチング	せん断力降伏	せん断力 (kN)	0.5	344.3	≦	807.7	合格
	曲げモーメント降伏	曲げモーメント (kN・m)	0.4	530.4	≦	702.3	合格
直接基礎	地耐力	地盤反力 (kN/m ²)	0.5	46.3	≦	200.0	合格

4.2 横置円筒形貯槽

4.2.1 概要

横置円筒形貯槽の耐力評価は、必要保有水平耐力と各損傷モードより算出した保有水平耐力とを比較する代わりに、必要保有水平耐力に対応する水平地震力及びその他の常用荷重（自重、内圧力等）により生ずる各部の計算応力等と、保有水平耐力算出に用いる各部材の許容応力等とを比較し、「計算応力等 \leq 許容応力等」であれば、「必要保有水平耐力 \leq 保有水平耐力」であると判定することとする。

(1) 応答解析

設計地震動の設計水平震度算出における貯槽の水平方向応答倍率 β_5 は、原則として、下記の手順にて求める。（架構上設置の貯槽は除く）

ア 貯槽の固有周期の算出

「高圧ガス設備等耐震設計指針KHK E012-1-1997」（以下「指針」という）の2.1.4 (2) (b)に示されている方法による。

イ 基準応答倍率

耐震告示第6条（修正震度法）第1項第1号図(a)の地盤種別毎の応答倍率曲線より貯槽の固有周期に対応する基準応答倍率を得る。

ウ 補正係数

耐震告示第6条第1項第1号図(c)より補正係数を求める。横置円筒形貯槽の場合は減衰定数0.07故補正係数は0.89となる。

エ 上記より応答倍率： $\beta_5 = (\text{基準応答倍率}) \times (\text{補正係数})$

但し、下記の貯槽の場合は、上記手順によらず、応答倍率 $\beta_5 = 2.0$ とすることができる。

(ア) 重要度がⅡ又はⅢで、貯蔵能力が100t未満の貯槽

(イ) 地下埋設貯槽

(2) 架構上設置貯槽の設計地震力算出

基準解説第3章2(3)により架構上の貯槽の設計地震力は、“ ${}_pF_H = \beta_7 \cdot \mu \cdot {}_pK_H \cdot W_H$ ”にて求めることとなっているが具体的には下記による。

ア 貯槽の架構に対する応答倍率： β_7

耐震告示第6条第1項第3号ハによって、架構の固有周期、貯槽の固有周期及び架構重量比から求める。但し、貯槽のサドルが剛とみなせる場合は、 $\beta_7 = 1.2$ として計算してもよい。

イ 震度分布係数 (μ)、設計水平震度 (${}_pK_H$)

($\mu \cdot {}_pK_H$)の値は、架構の応答解析結果の貯槽設置位置における最大水平応答加速度（震度）とする。

(3) 耐震性評価項目及び構造特性係数 (D_s 値)

横置円筒形貯槽の場合の評価項目及びその D_s 値は下表のとおり。

対象部位		評価項目	D_s 値
本体		胴板、鏡板、補強リングの強度	0.5
サドル部		サドル、ボルトの強度	0.5
基礎(共通)	基礎ボルト 定着部	基礎ボルト部コンクリートの強度	0.5又は0.7(*1)
	ペDESTAL	ベースプレート下面の支圧強度	0.5
		圧縮・曲げ強度	0.4又は0.5(*2)
		せん断強度	0.5
	地中梁 (つなぎ梁)	曲げ強度	0.4又は0.5(*2)
		せん断強度	0.5
	フーチング	曲げ強度	0.4又は0.5(*2)
		せん断強度	0.5
直接基礎		地耐力	0.5
杭基礎 (*3)	杭の軸力、曲げ強度		0.5
	杭支持地盤の支持力		0.5
	杭支持地盤の引抜力		0.5

(*1) コーン状破壊面内に配筋が存在しない場合、コーン状破壊に対する D_s 値は0.7とする。

(*2) 曲げ降伏時発生せん断力が、保有せん断耐力の8割より小さい場合は0.4、それ以外の場合は0.5

(*3) 必要に応じて杭頭反力に対する強度を県基準付属書3.7.2(3)(b)により検討すること。

(4) 貯槽本体の強度評価

貯槽本体(胴板、鏡板、補強リング)の圧力による応力、サドル反力による応力及びそれらの合成応力を、JPI-7R-52-96「横置容器サドル周り強度計算」に準拠して行う。詳細については上記JPIを参照のこと。

(5) その他

ア 地下埋設貯槽については、「5.6 地下貯槽室」を参照のこと

イ 横置円筒形貯槽の耐震計算全体の計算式等の詳細は、耐震計算プログラム(HV-87)の取扱説明書解説を参照のこと。

4.2.2 横置円筒形貯槽（杭基礎）

4.2.2.1 仕様

(1) 設置条件

貯槽の重要度 : I ($\beta_1 = 0.8$)
地域区分 : 特A ($\beta_2 = 1.0$)
地盤種別 : 第4種地盤 ($\beta_3 = 2.0$)
地区毎の地表面加速度の平均値 : 330ガル(ランクⅡ)

(2) 貯槽仕様

本体形状、寸法 : 図4.2.2.1-1に示す。

貯蔵能力 : 166 Ton

設計圧力 / 温度 : 0.8 MPa / 30 °C

最高運転圧力 : $P_h = 0.7$ MPa

最低運転圧力 : $P_l = 0.27$ MPa

腐れ代 : 3 mm

材料 : 本体及び当板 : SPV355

サドル : SS400

基礎ボルト : SS400

サドル : 片側固定

重量 : 内容物重量 : $W = 1.63114 \times 10^6$ N

貯槽自重 (含サドル) : $W_1 = 2.5137 \times 10^5$ N

運転重量 : $W_0 = W + W_1 = 1.88251 \times 10^6$ N

(3) 基礎

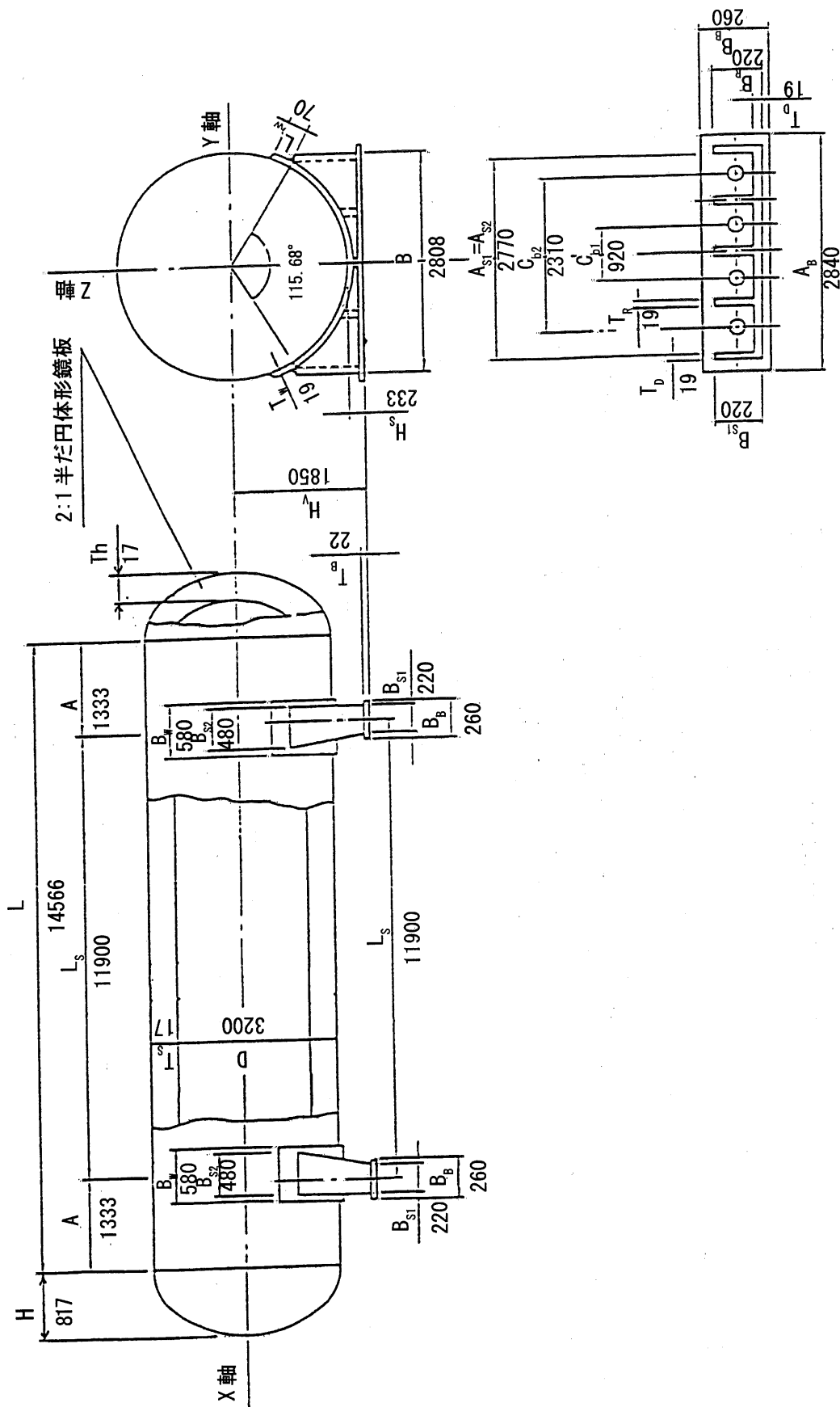
形状、寸法 : 図4.2.2.1-2に示す。

形式 : 杭基礎

基礎コンクリート設計基準強度 : 2100 N/cm²

基礎コンクリート単位重量 : 23 kN/m³

杭 : 打ち込み鋼管ぐい、 $\phi 500 \times t9 \times 12m' \times 8$ 本、腐れ代 : 2 mm



$m = 3$

図 4.2.2.1-1 貯槽形状・寸法

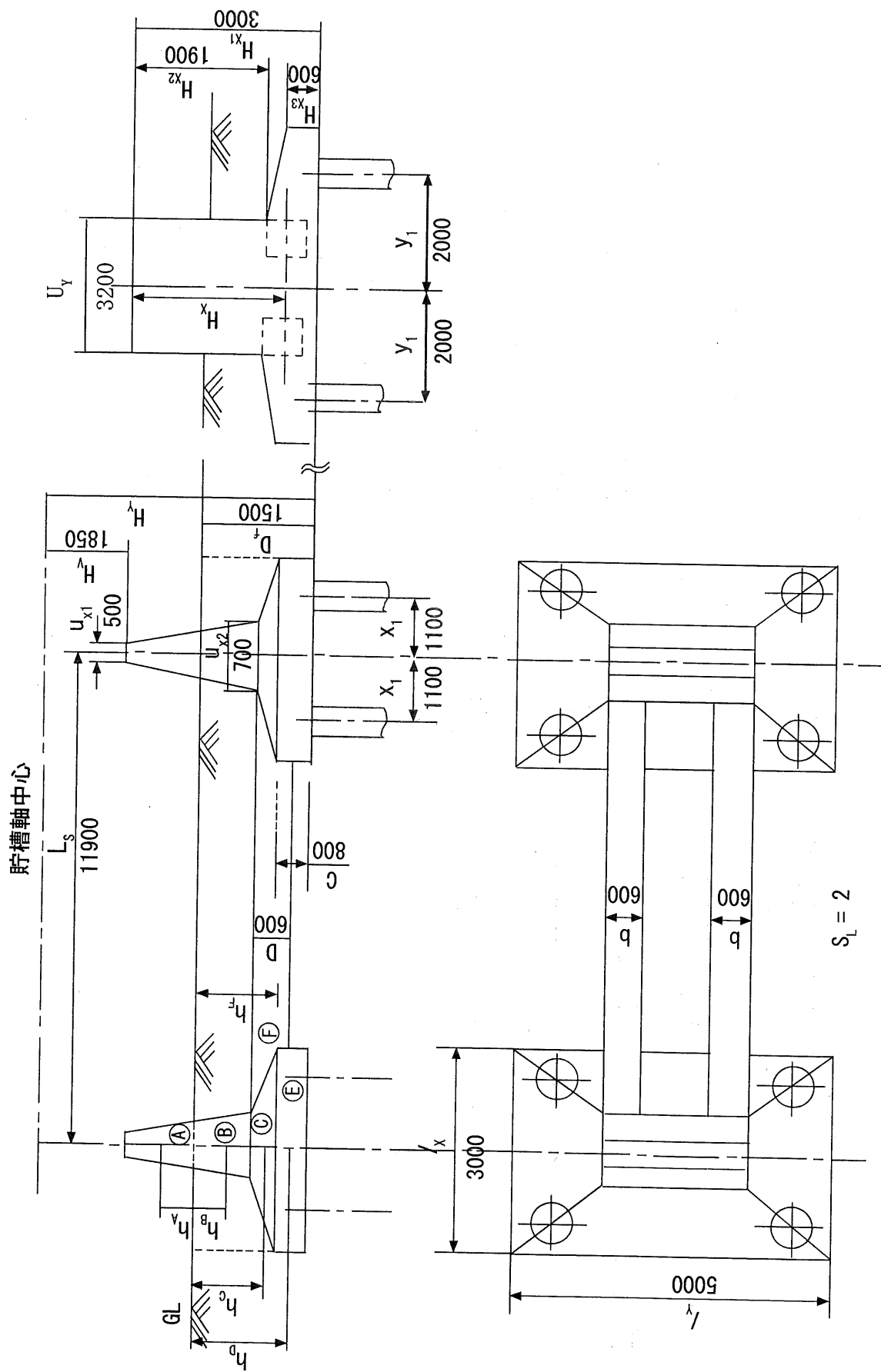


图 4.2.2.1-2 基础形状·寸法

4.2.2.2 貯槽の必要水平保有耐力の算定

(1) 地表面における設計地震動の水平震度

$$K_H = 0.150 \beta_1 \beta_2 \beta_2' \beta_3 \beta_p$$

$$= 0.150 (0.8) (1.0) (1.1) (2.0) (2.0) = 0.528$$

K_H : 地表面における水平震度

β_1 : 重要度係数 = 0.8

β_2 : 地域係数 = 1.0

β_2' : 地区補正係数 = 1.1 (330 / 300)

β_3 : 表層地盤増幅係数 = 2.0

β_p : 塑性設計係数 = 2.0

(2) 応答解析

貯蔵能力 = 166 t > 100 t 故に、耐震告示第6条(修正震度法)によって水平応答倍率を求める。

(3) 固有周期の算定

ア 軸方向 (X方向)

(ア) ペDESTALの曲げによる水平剛性 (1ヶ当り)

$$G_{HX} = \frac{3E_c I_{HY}}{H_x^3} = \frac{3(2.152 \times 10^6)(7.1068 \times 10^6)}{(218.70)^3}$$

$$= 4.386 \times 10^6 \text{ N/cm}$$

G_{HX} : ペDESTALの曲げによる水平剛性 (N/cm)

E_c : コンクリートの縦弾性係数 (N/cm²) = 2.152×10^6

I_{HY} : ペDESTAL断面のY軸まわりの断面2次モーメント (cm⁴)

$$I_{HY} = (1/12) u_x^3 u_y = (1/12) (64.353)^3 (320) = 7.1068 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

u_x : ペDESTALの軸方向有効幅 (cm)

$$u_x = u_{x2} \times \sqrt[4]{u_{x1}/u_{x2}} = 70 \times \sqrt[4]{50/70} = 64.353 \text{ cm}$$

u_{x1} : ペDESTAL頂部の軸方向幅 (cm) = 50

u_{x2} : ペDESTAL基部の軸方向幅 (cm) = 70

u_y : ペDESTALの軸直角方向幅 (cm) = 320

H_x : つなぎ梁重心からベースプレート下面までの高さ (cm)

$$H_x = H_{x1} - D_f + h_f = 300 - 150 + 68.7 = 218.70 \text{ cm}$$

H_{x1} : フーチング底面からペDESTAL上面までの高さ (cm) = 300

D_f : フーチング底面から地表面までの高さ (cm) = 150

h_f : つなぎ梁重心から地表面までの高さ (cm) = 68.7

(イ) 地盤反力によるフーチングの回転剛性

$$G_{\phi_x} = K_v I_{\phi_y} = (56.142) (1.125 \times 10^9) = 6.316 \times 10^{10} \text{ N}\cdot\text{cm}/\text{rad}$$

G_{ϕ_x} : 地盤反力によるフーチングの軸方向回転剛性 (N·cm/rad)

K_v : フーチング底面の鉛直地盤反力係数 (N/cm³)

$$K_v = \frac{1}{A_F} \cdot \frac{a E_k A_k}{l_k} = \frac{1}{37500} \cdot \frac{(1.1187)(2.1 \times 10^7)(107.54)}{1200} = 56.142 \text{ N}/\text{cm}^3$$

A_F : くい1本当たりのフーチングの底面積 (cm²)

$$A_F = l_x l_y / n_k = (300) (500) / 4 = 37500 \text{ cm}^2$$

l_x : フーチングの軸方向幅 (cm) = 300

l_y : フーチングの軸直角方向幅 (cm) = 500

n_k : くい本数 = 4

a : 係数であって打込鋼管杭の場合は下記による。

$$a = 0.014 (l_k / D_k) + 0.78 = 0.014 (1200 / 49.6) + 0.78 = 1.1187$$

l_k : くいの長さ (cm) = 1200

D_k : 腐れ代を除いたくいの外径 (cm) = 49.6

E_k : くいの縦弾性係数 (N / cm²) = 2.1×10^7

A_k : くいの断面積 (cm²)

$$A_k = (49.6^2 - 48.2^2) \pi / 4 = 107.54 \text{ cm}^2$$

I_{ϕ_y} : フーチング底面のY軸まわりの断面二次モーメント (cm⁴)

$$I_{\phi_y} = (1 / 12) l_x^3 l_y = (1 / 12) (300)^3 (500) = 1.125 \times 10^9 \text{ cm}^4$$

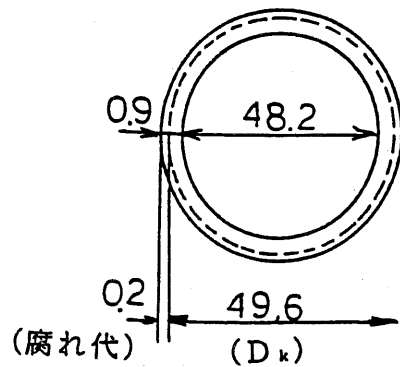


図 4.2.2.2-1 くいの断面 (単位 : cm)

(ク) つなぎ梁の曲げによるフーチングの回転剛性 (1本あたり)

$$G_{\phi L} = \frac{3E_c I_L}{L_s} = \frac{3(2.152 \times 10^6)(1.08 \times 10^6)}{1190}$$

$$= 5.8592 \times 10^9 \text{ N}\cdot\text{cm}/\text{rad}$$

$G_{\phi L}$: つなぎ梁によるフーチングの軸方向回転剛性 (N·cm/rad)

I_L : つなぎ梁のY軸まわりの断面二次モーメント (cm⁴)

$$I_L = (1/12) bD^3 = (1/12) (60) (60)^3 = 1.08 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

b : つなぎ梁の幅 (cm) = 60

D : つなぎ梁の高さ (cm) = 60

L_s : サドル中心間距離 (cm) = 1190

(コ) 貯槽全体の軸方向の水平剛性

$$K_x = \frac{1}{\frac{H_x^2}{n_1 G_{\phi x} + n_1 n_2 G_{\phi L}} + \frac{1}{n_1 G_{HX}}}$$

$$= \frac{1}{\frac{(218.70)^2}{(1)(6.316 \times 10^{10}) + (1)(2)(5.8592 \times 10^9)} + \frac{1}{(1)(4.3862 \times 10^6)}}$$

$$= 1.1537 \times 10^6 \text{ N/cm}$$

K_x : 貯槽重心における軸方向の水平剛性 (N/cm)

n_1 : 片側固定なので = 1

n_2 : 軸方向の地震荷重に対して有効なつなぎ梁の数 = 2

(カ) 固有周期算定用運転重量

$$\begin{aligned} W_{ox} &= W + W_1 + 2W_A \\ &= 1.63114 \times 10^6 + 2.5137 \times 10^5 + 2(63915) \\ &= 2.01034 \times 10^6 \text{ N} \end{aligned}$$

W_{ox} : 軸方向固有周期算定用運転重量 (N)

W : 内容物重量 (N) = 1.63114×10^6

W_1 : 本体及び付属品等の重量 (N) = 2.5137×10^5

W_A : ペDESTAL 1ヶの地上部の重量 (N) = 63915

(カ) 軸方向の固有周期

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{W_{OX}}{K_{Xg}}} = 2\pi \sqrt{\frac{2.01034 \times 10^6}{(1.1537 \times 10^6)(980)}} = 0.26494 \text{ s}$$

T_x : 軸方向の固有周期 (s)

g : 重力の加速度 (cm/s^2) = 980

イ 軸直角方向 (Y方向)

(ア) ペDESTALの曲げによる水平剛性

$$G_{HY} = \frac{1}{\frac{H_Y^3}{3E_c I_{HX}} + \frac{rH_Y}{G_c A_p}}$$

$$= \frac{1}{\frac{485^3}{(3)(2.152 \times 10^6)(1.7573 \times 10^8)} + \frac{(1.5)(485)}{(9.223 \times 10^5)(18931)}}$$

$$= 7.031 \times 10^6 \text{ N/cm}$$

G_{HY} : ペDESTALの曲げによる軸直角方向の水平剛性 (N/cm)

H_Y : フーチング底面から貯槽重心までの高さ (cm) = 485

I_{HX} : ペDESTAL断面のX軸まわりの断面二次モーメント (cm^4)

$$I_{HX} = (1/12) u_x u_y^3 = (1/12) (64.353) (320)^3$$

$$= 1.7573 \times 10^8 \text{ cm}^4$$

r : ペDESTAL中心軸せん断応力の平均せん断応力に対する比 = 1.5

G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/cm^2) = 9.223×10^5

A_p : ペDESTALの水平断面積 (cm^2)

$$A_p = u_y \sqrt{u_{x1} u_{x2}} = 320 \sqrt{(50)(70)} = 18931 \text{ cm}^2$$

(イ) 地盤反力によるフーチングの回転剛性

$$G_{\phi Y} = K_v I_{\phi X} = (56.142) (3.125 \times 10^9)$$

$$= 1.7544 \times 10^{11} \text{ N}\cdot\text{cm/rad}$$

$G_{\phi Y}$: 地盤反力によるフーチングの軸直角方向回転剛性 ($\text{N}\cdot\text{cm/rad}$)

$I_{\phi X}$: フーチング底面のX軸まわりの断面二次モーメント (cm^4)

$$I_{\phi X} = (1/12) I_x I_y^3 = (1/12) (300) (500)^3 = 3.125 \times 10^9 \text{ cm}^4$$

(7) 貯槽全体の軸直角方向の水平剛性

$$K_Y = \frac{2}{\frac{H_Y^2}{G_{\phi Y}} + \frac{1}{G_{HY}}} = \frac{2}{\frac{(485)^2}{1.7544 \times 10^{11}} + \frac{1}{7.031 \times 10^6}}$$

$$= 1.3486 \times 10^6 \text{ N/cm}$$

K_Y : 貯槽重心における軸直角方向の水平剛性 (N/cm)

(エ) 固有周期算定用運転重量

$$\begin{aligned} W_{oy} &= \alpha_Y (W + W_i) + 2 W_A \\ &= (1.1667) (1.63114 \times 10^6 + 2.5137 \times 10^5) + 2 (63915) \\ &= 2.3242 \times 10^6 \text{ N} \end{aligned}$$

W_{oy} : 軸直角方向固有周期算定用運転重量 (N)

α_Y : 等価質量係数

$$\begin{aligned} \alpha_Y &= 1 + (5/4) \gamma + (17/35) \gamma^2 \\ &= 1 + (5/4) (0.12707) + (17/35) (0.12707)^2 \\ &= 1.1667 \end{aligned}$$

$$\gamma = \frac{K_Y L_s^3}{48EI} = \frac{(1.3486 \times 10^6)(1190)^3}{48(2.03 \times 10^7)(1.8355 \times 10^7)} = 0.12707$$

E : 貯槽材料の設計温度における縦弾性係数 (N / cm²) = 2.03×10^7

I : 貯槽本体の断面二次モーメント (cm⁴)

$$\begin{aligned} I &= (\pi / 64) (D_o^4 - D_i^4) = (\pi / 64) (323.4^4 - 320.6^4) \\ &= 1.8355 \times 10^7 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

D_o : 胴の外径 (cm) = 323.4

D_i : 腐れ代を除いた胴の内径 (cm) = 320.6

(オ) 軸直角方向の固有周期

$$T_Y = 2 \pi \sqrt{\frac{W_{oy}}{K_Y g}} = 2 \pi \sqrt{\frac{2.3242 \times 10^6}{(1.3486 \times 10^6)(980)}} = 0.26349 \text{ s}$$

T_Y : 軸直角方向の固有周期 (s)

(4) 水平応答倍率の算定

ア 軸方向

$$\begin{aligned} \beta_{5X} &= (\text{基準応答倍率}) \times (\text{補正係数}) \\ &= (3.124 \times T_X^{0.3802}) \times (0.89) \\ &= 3.124 \times 0.26494^{0.3802} \times 0.89 = 1.6780 \end{aligned}$$

β_{5X} : 軸方向の水平応答倍率

基準応答倍率 : 耐震告示第6条第1項第1号図 (a)より

$$3.124 T_X^{0.3802} \text{ (第4種地盤)}$$

補正係数 : 耐震告示第6条第1項第1号図 (c)より = 0.89

(減衰定数 = 0.07)

イ 軸直角方向

$$\begin{aligned}\beta_{5Y} &= (\text{基準応答倍率}) \times (\text{補正係数}) \\ &= (3.124 \times T_V^{0.3802}) \times (0.89) \\ &= 3.124 \times 0.26349^{0.3802} \times 0.89 = 1.6745\end{aligned}$$

β_{5Y} : 軸直角方向の水平応答倍率

(5) 設計水平震度

ア 軸方向

$${}_p K_{HX} = \beta_{5X} K_H = (1.6780) (0.528) = 0.8860$$

${}_p K_{HX}$: 軸方向の設計水平震度

イ 軸直角方向

$${}_p K_{HY} = \beta_{5Y} K_H = (1.6745) (0.528) = 0.8842$$

${}_p K_{HY}$: 軸直角方向の設計水平震度

(6) 必要保有水平耐力

ア 軸方向

$$\begin{aligned}{}_p F_{HX} &= {}_p K_{HX} W_0 \cdot D_s = (0.8860) (1.88251 \times 10^6) D_s \\ &= 1.6679 \times 10^6 D_s \text{ (N)}\end{aligned}$$

${}_p F_{HX}$: 軸方向の必要保有水平耐力 (N)

W_0 : 貯槽の運転重量 (N)

$$W_0 = W + W_1 = 1.63114 \times 10^6 + 2.5137 \times 10^5 = 1.88251 \times 10^6 \text{ N}$$

D_s : 構造特性係数

イ 軸直角方向

$$\begin{aligned}{}_p F_{HY} &= {}_p K_{HY} W_0 \cdot D_s = (0.8842) (1.88251 \times 10^6) D_s \\ &= 1.6645 \times 10^6 D_s \text{ (N)}\end{aligned}$$

${}_p F_{HY}$: 軸直角方向の必要保有水平耐力 (N)

4.2.2.3 本体関係の耐震性評価

(1) 貯槽本体

ア 必要保有水平耐力

(ア) 軸方向

$$\begin{aligned}{}_p F_{HX} &= 1.6679 \times 10^6 D_s \\ &= (1.6679 \times 10^6) (0.5) = 833950 \text{ N} \\ D_s &: \text{構造特性係数} = 0.5\end{aligned}$$

(イ) 軸直角方向

$$\begin{aligned}{}_p F_{HY} &= 1.6645 \times 10^6 D_s \\ &= (1.6645 \times 10^6) (0.5) = 832250 \text{ N}\end{aligned}$$

イ サドル反力

$$Q = \frac{W_0}{2} + F_{ev}$$

$$= \frac{1.88251 \times 10^6}{2} + 411235 = 1.3525 \times 10^6 \text{ N}$$

Q : サドル1個の最大鉛直反力 (N)

F_{ev} : 等価鉛直荷重 (N)

$$F_{ev} = \text{MAX} \left\{ \frac{F_{HX} H_v}{L_s}, \frac{3}{4} \frac{F_{HY} H_v}{B} \right\}$$

$$= \text{MAX} \left\{ \frac{(833950)(1850)}{(11900)}, \frac{3(832250)(1850)}{4(2808)} \right\}$$

$$= \text{MAX} \{129648, 411235\} = 411235 \text{ N}$$

H_v : ベースプレート下面から胴中心までの高さ (mm) = 1850

L_s : サドル中心間距離 (mm) = 11900

B : サドルの軸直角方向幅 (mm) = 2808

ウ サドル反力による応力

(ア) サドル上軸方向曲げ応力 $A / R_m > 0.5$ より

$$S_1 = \frac{Q}{GR_m^2 t} \left\{ A - \frac{6A(L-A) + 3(R_m^2 - H^2)}{2(3L+4H)} \right\}$$

$$= \frac{1.3525 \times 10^6}{(0.31387)(1610)^2(13.75)} \left[1333 - \frac{6(1333)(14566-1333) + 3(1610^2 - 817^2)}{2\{3(14566) + 4(817)\}} \right]$$

$$= 17.505 \text{ N/mm}^2$$

S₁ : サドル上軸方向曲げ応力 (N/mm²)

G : サドル支持角度による係数

$$G = \frac{\Delta + \sin \Delta \cos \Delta - 2 \sin^2 \Delta / \Delta}{(\sin \Delta) / \Delta - \cos \Delta}$$

$$= \frac{1.3648 + \sin(1.3648) \cos(1.3648) - 2 \sin^2(1.3648) / 1.3648}{\sin(1.3648) / 1.3648 - \cos(1.3648)}$$

$$= 0.31387$$

$$\Delta = \frac{\pi}{180} \left(\frac{5\theta}{12} + 30 \right)$$

$$= \frac{\pi}{180} \left\{ \frac{5(115.68)}{12} + 30 \right\} = 1.3648 \text{ rad}$$

θ : サドルの支持角度 (deg) = 115.68

$$R_m = D_m / 2 = 3220 / 2 = 1610 \text{ mm}$$

D_m : 規格厚さから腐れ代を除いた胴の平均直径 (mm) = 3220

t : 腐れ代及び負の板厚許容差を除外した胴の板厚 (mm) = 13.75
(呼び厚さ : 17、腐れ代 : 3、板厚公差 : 0.25)

A : 正接線からサドル中心までの寸法 (mm) = 1333

L : 胴の正接線間の寸法 (mm) = 14566

H : 正接線から鏡の外表面までの寸法 (mm) = 817

(イ) 胴中央部の軸方向曲げ応力

$$S_2 = \frac{Q}{\pi R_m^2 t} \left\{ \frac{3L^2 + 6(R_m^2 - H^2)}{4(3L + 4H)} - A \right\}$$

$$= \frac{1.3525 \times 10^6}{\pi (1610)^2 (13.75)} \left[\frac{3(14566)^2 + 6(1610^2 - 817^2)}{4\{3(14566) + 4(817)\}} - 1333 \right]$$

$$= 25.567 \text{ N/mm}^2$$

S_2 : 胴中央部の軸方向曲げ応力 (N/mm²)

(ウ) 胴の接線せん断応力

$A / R_m > 0.5$ より

$$S_3 = \frac{K_5 Q}{R_m t} \left(\frac{L - 2A - H}{L + H} \right)$$

$$= \frac{(1.2451)(1.3525 \times 10^6)}{(1610)(13.75)} \left\{ \frac{14566 - 2(1333) - (817)}{14566 + 817} \right\}$$

$$= 54.806 \text{ N/mm}^2$$

S_3 : 胴の接線せん断応力 (N/mm²)

K_5 : サドル支持角度による係数

$$K_5 = \frac{\sin \alpha}{\pi - \alpha + \sin \alpha \cos \alpha}$$

$$= \frac{\sin(2.0255)}{\pi - 2.0255 + \sin(2.0255) \cos(2.0255)} = 1.2451$$

$$\alpha = 0.95 \beta = 0.95 (2.1321) = 2.0255 \text{ rad}$$

$$\beta = \pi - \frac{\theta}{2} \frac{\pi}{180} = \pi - \frac{115.68}{2} \frac{\pi}{180} = 2.1321 \text{ rad}$$

(エ) サドルホーン部における円周方向圧縮応力

$A / R_m > 0.5$ より

$$S_4 = \frac{Q}{4t(B_{s2} + 1.56\sqrt{R_m t})} + \frac{6K_3 QR_m}{L_e \cdot t^2}$$

$$= \frac{1.3525 \times 10^6}{4(13.75)\{480 + 1.56\sqrt{(1610)(13.75)}\}} + \frac{6(4.1971 \times 10^{-2})(1.3525 \times 10^6)(1610)}{(6440)(13.75)^2}$$

$$= 484.91 \text{ N/mm}^2$$

S_4 : サドルホーン部円周方向圧縮応力 (N/mm²)

B_{s2} : サドル上端の軸方向幅 (mm) = 480

$$K_3 = \left(\frac{3A}{2R_m} - \frac{1}{2} \right) K_f (\phi = \beta)$$

$$= \left\{ \frac{3(1333)}{2(1610)} - \frac{1}{2} \right\} (5.6570 \times 10^{-2}) = 4.1971 \times 10^{-2}$$

$$K_{F(\phi)} = \frac{-1}{\pi} \left[\cos \phi + \frac{\phi}{2} \sin \phi - \frac{3 \sin \beta}{2 \beta} + \frac{\cos \beta}{2} - \frac{1}{4} \left(\cos \phi - \frac{\sin \beta}{\beta} \right) \right. \\ \left. \times \left\{ 9 - \frac{4 - 6(\sin \beta / \beta)^2 + 2 \cos^2 \beta}{(\sin \beta / \beta) \cdot \cos \beta + 1 - 2(\sin \beta / \beta)^2} \right\} \right]$$

$$K_{F(\phi = \beta = 2.1321)} = \frac{-1}{\pi} \left[\cos(2.1321) + \frac{2.1321}{2} \sin(2.1321) - \frac{3 \sin(2.1321)}{2 \cdot 2.1321} \right. \\ \left. + \frac{\cos(2.1321)}{2} - \frac{1}{4} \left\{ \cos(2.1321) - \frac{\sin(2.1321)}{2.1321} \right\} \right. \\ \left. \times \left\{ 9 - \frac{4 - 6 \left(\frac{\sin(2.1321)}{2.1321} \right)^2 + 2 \cos^2(2.1321)}{\frac{\sin(2.1321)}{2.1321} \cos(2.1321) + 1 - 2 \left(\frac{\sin(2.1321)}{2.1321} \right)^2} \right\} \right]$$

$$= 5.6570 \times 10^{-2}$$

L_e : 胴の有効断面長さ (mm)

$$L_e = \text{MIN} (4 R_m, L / 2)$$

$$= \text{MIN} \{ 4 (1610), 14566 / 2 \} = \text{MIN} (6440, 7283) = 6440 \text{ mm}$$

(オ) サドル上胴のリング圧縮応力

$$(B_{s2} + 1.56 \sqrt{R_m t}) = 480 + 1.56 \sqrt{(1610)(13.75)} = 712.11 \geq B_w = 580$$

B_w : 当て板の幅 (mm)

$$\therefore S_7 = \frac{K_1 Q}{t(B_{s2} + 1.56 \sqrt{R_m t})}$$

$$= \frac{(0.77725)(1.3525 \times 10^6)}{(13.75) \{ 480 + 1.56 \sqrt{(1610)(13.75)} \}} = 107.36 \text{ N/mm}^2$$

$$K_1 = \frac{1 + \cos \alpha}{\pi - \alpha + \sin \alpha \cos \alpha}$$

$$= \frac{1 + \cos(2.0255)}{\pi - 2.0255 + \sin(2.0255) \cos(2.0255)} = 0.77725$$

エ 圧力による応力

(7) 最高運転圧力による胴長手方向応力

$$S_{7h} = \frac{P_h D_m}{4t} = \frac{(0.7)(3220)}{(4)(13.75)} = 40.982 \text{ N/mm}^2$$

P_h : 最高運転圧力 (MPa) = 0.7

(イ) 最低運転圧力による胴長手方向応力

$$S_{ll} = \frac{P_l D_m}{4t} = \frac{(0.27)(3220)}{(4)(13.75)} = 15.807 \text{ N/mm}^2$$

P_l : 最低運転圧力 (MPa) = 0.27

(ロ) 最高運転圧力による円周方向応力

$$S_{c,h} = \frac{P_h D_m}{2t} = \frac{(0.7)(3220)}{(2)(13.75)} = 81.964 \text{ N/mm}^2$$

(ハ) 最低運転圧力による円周方向応力

$$S_{c,l} = \frac{P_l D_m}{4t} = \frac{(0.27)(3220)}{(2)(13.75)} = 31.615 \text{ N/mm}^2$$

エ サドルホーン部胴内面の応力強さ

(ア) 円周方向応力

$$\begin{aligned} \sigma_{\theta} &= -\frac{Q}{4t(B_{s2} + 1.56\sqrt{R_m t})} + \frac{6K_3 QR_m}{L_e \cdot t^2} + S_{c,h} \\ &= -\frac{1.3525 \times 10^6}{4(13.75)\{480 + 1.56\sqrt{(1610)(13.75)}\}} + \frac{6(4.1971 \times 10^{-2})(1.3525 \times 10^6)(1610)}{(6440)(13.75)^2} \\ &\quad + 81.964 \\ &= 566.87 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(イ) 長手方向応力

$$\sigma_l = S_l + S_h = 17.505 + 40.982 = 58.487 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) せん断応力

$$\tau = S_3 = 54.806 \text{ N/mm}^2$$

(ハ) 応力強さ

$$\begin{aligned} S_{4i} &= \frac{1}{2} \{ \sigma_{\theta} + \sigma_l + \sqrt{(\sigma_{\theta} - \sigma_l)^2 + 4\tau^2} \} + P_h \\ &= \frac{1}{2} \{ 566.87 + 58.487 + \sqrt{(566.87 - 58.487)^2 + 4(54.806)^2} \} + 0.7 \\ &= 573.42 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(オ) 評価

単位：(N/mm²)

検討部位	応力の種類	圧力による応力	サドル反力による応力	組合わせ応力	耐力	判定
サドル上胴板	軸方向引張	(S _h) 40.982	(S ₁) 17.505	(S _h +S ₁) 58.49	(η _s S) 312	合
	軸方向圧縮	(-S _{ll}) -15.807	(S ₁) 17.505	(-S _{ll} +S ₁) 1.70	{MIN(S, S')} 158.2	合
中央部胴板	軸方向引張	(S _h) 40.982	(S ₂) 25.567	(S _h +S ₂) 66.55	(η _s S) 312	合
	軸方向圧縮	(-S _{ll}) -15.807	(S ₂) 25.567	(-S _{ll} +S ₂) 9.76	{MIN(S, S')} 158.2	合
サドル部胴板	接線せん断応力	—	(S ₃) 54.806	(S ₃) 54.81	(0.6S) 187.2	合
サドルホーン部胴板	円周方向圧縮応力	(-S _{cl}) -31.615	(S ₄) 484.91	(-S _{cl} +S ₄) 463.06	(1.5S) 468	合
サドル上胴板	リング圧縮応力	(-S _{cl}) -31.615	(S ₇) 107.36	(-S _{cl} +S ₇) 75.75	(S) 312	合
サドルホーン部胴板内面	合成応力強さ	—	—	(S _{4i}) 573.42	(2S _y) 710	合

耐力は下記：

$$\eta_s S = (1.0) (312) = 312 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{MIN}(S, S') = \text{MIN}(312, 158.2) = 158.2 \text{ N/mm}^2$$

$$0.6S = (0.6) (312) = 187.2 \text{ N/mm}^2$$

$$1.5S = (1.5) (312) = 468 \text{ N/mm}^2$$

$$2S_y = (2) (355) = 710 \text{ N/mm}^2$$

η_s : 胴板の溶接効率 = 1.0

S : 耐震告示第16条第1号による耐圧部材の耐震設計用許容応力 (N/mm²) で、材質 SPV355 の場合は下記

$$\begin{aligned} S &= \text{MIN}(0.6S_{u0}, 0.6S_u, 0.9S_{y0}, 0.9S_y) \\ &= \text{MIN}\{(0.6)(520), (0.6)(520), (0.9)(355), (0.9)(355)\} \\ &= \text{MIN}(312, 312, 319.5, 319.5) = 312 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

S_{u0} : 材料の常温における最小引張強さ (N/mm²) = 520

S_u : 材料の設計温度における引張強さ (N/mm²) = 520

S_{y0} : 材料の常温における最小降伏点又は0.2%耐力 (N/mm²) = 355

S_y : 材料の設計温度における降伏点又は0.2%耐力 (N/mm²) = 355

S' : 耐震告示第16条第1号による耐圧部材の耐震設計用許容圧縮(座屈)応力 (N/mm²)

$$S' = \frac{0.6Et}{(1 + 0.004E/S_y') D_m}$$

$$= \frac{0.6 \times 203000 \times 13.75}{(1 + 0.004 \times 203000 / 355) \times 3220} = 158.2 \text{ N/mm}^2$$

$$S_y' = \text{MIN} (S_{y0}, S_y) = \text{MIN} (355, 355) = 355 \text{ N/mm}^2$$

E : 材料の設計温度における縦弾性係数 (N/mm²) = 203000

(2) サドル

ア サドル各部材の有効長さ, 有効幅

$$a_1 = \text{MIN} \{50T_D, (A_{S1} - mT_R) / (m+1)\}$$

$$= \text{MIN} \{50 \times 19, (2770 - 3 \times 19) / (3+1)\} = \text{MIN} \{950, 678.25\}$$

$$= 678.25 \text{ mm}$$

$$b_1 = \text{MIN} \{15T_D, (B_{S1} - T_D)\}$$

$$= \text{MIN} \{15 \times 19, (220 - 19)\} = \text{MIN} \{285, 201\} = 201 \text{ mm}$$

$$c_1 = \text{MIN} \{15T_R, (B_R - T_D)\}$$

$$= \text{MIN} \{15 \times 19, (220 - 19)\} = \text{MIN} \{285, 201\} = 201 \text{ mm}$$

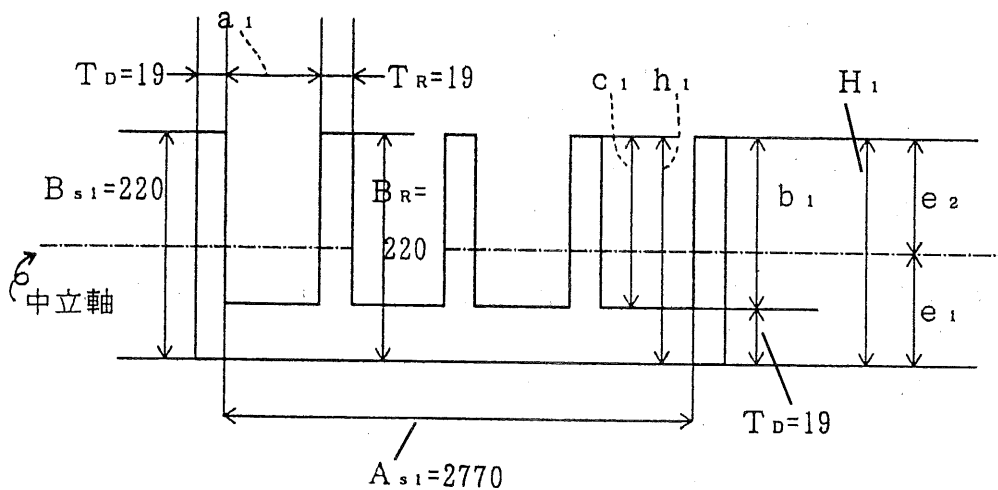
m : リブの枚数 = 3

a₁ : 支え板の有効長さ (mm)

b₁ : 支え板の有効幅 (mm)

c₁ : リブの有効幅 (mm)

T_D, A_{S1}, T_R, B_{S1}, B_R : 下図に示す寸法 (mm)



イ サドルの有効断面積

$$A_{SD} = (m+1) a_1 T_D + 2 (b_1 + T_D) T_D + m (c_1 + T_D) T_R$$

$$= (3+1) (678.25) (19) + 2 (201+19) (19) + 3 (201+19) (19)$$

$$= 72447 \text{ mm}^2$$

A_{SD} : サドルの有効断面積 (mm²)

ウ サドルの有効断面係数

$$\begin{aligned} Z_{SD} &= I_z / \text{MAX} (e_1, e_2) \\ &= 2.3604 \times 10^8 / \text{MAX} (38.493, 181.51) \\ &= 2.3604 \times 10^8 / 181.51 = 1.3004 \times 10^6 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Z_{SD} : サドルの有効断面係数 (mm³)

I_z : サドルの有効断面二次モーメント (mm⁴)

$$\begin{aligned} I_z &= (1/12) \{ 2T_D H_1^3 + mT_R h_1^3 + (m+1) a_1 T_D^3 \} + 2T_D H_1 (H_1 / 2 - e_1)^2 \\ &\quad + mT_R h_1 (h_1 / 2 - e_1)^2 + (m+1) a_1 T_D (T_D / 2 - e_1)^2 \\ &= (1 / 12) \{ 2 (19) (220)^3 + (3) (19) (220)^3 + (3+1) (678.25) (19)^3 \} \\ &\quad + 2 (19) (220) (220 / 2 - 38.493)^2 + (3) (19) (220) \\ &\quad \times (220 / 2 - 38.493)^2 + (3+1) (678.25) (19) (19 / 2 - 38.493)^2 \\ &= 2.3604 \times 10^8 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$H_1 = b_1 + T_D = 201 + 19 = 220 \text{ mm}$$

$$h_1 = c_1 + T_D = 201 + 19 = 220 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} e_1 &= \frac{(1/2) \{ 2T_D H_1^2 + mT_R h_1^2 + (m+1) a_1 T_D^2 \}}{2T_D H_1 + mT_R h_1 + (m+1) a_1 T_D} \\ &= \frac{(1/2) \{ 2(19)(220)^2 + (3)(19)(220)^2 + (3+1)(678.25)(19)^2 \}}{2(19)(220) + (3)(19)(220) + (3+1)(678.25)(19)} \end{aligned}$$

$$= 38.493 \text{ mm}$$

$$e_2 = H_1 - e_1 = 220 - 38.493 = 181.51 \text{ mm}$$

エ サドルの最大圧縮応力

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{W_0}{2A_{SD}} + \frac{\{ 2 {}_p F_{HX} - 0.1W_0 \} H_s}{2 Z_{SD}} + \frac{{}_p F_{HX} H_v}{A_{SD} L_s} \\ &= \frac{1.88251 \times 10^6}{2(72447)} + \frac{\{ 2(833950) - 0.1(1.88251 \times 10^6) \} (233)}{2(1.3004 \times 10^6)} \end{aligned}$$

$$+ \frac{(833950)(1850)}{(72447)(11900)}$$

$$= 147.4 \text{ N/mm}^2$$

σ_c : サドルの鉛直力及び曲げによる合成圧縮応力の最大値 (N/mm²)

$$\begin{aligned} {}_p F_{HX} &= 1.6679 \times 10^6 D_s \\ &= (1.6679 \times 10^6) \times (0.5) = 833950 \text{ N} \end{aligned}$$

D_s : 構造特性係数 = 0.5

H_s : ベースプレートからサドル最下部までの高さ (mm) = 233

オ 評価

$$\sigma_c = 147.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} < F = 235 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{合格}$$

F : 耐震告示第16条第3号による支持構造材の耐震設計用許容応力 (N/mm²)

$$\begin{aligned} F &= \text{MIN} \{S_{ys}, 0.7S_{us}\} \\ &= \text{MIN} \{235, (0.7)(400)\} \\ &= \text{MIN} \{235, 280\} = 235 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{us} &: \text{設計温度 (30}^\circ\text{C) におけるサドル材料 (SS400) の引張強さ (N/mm}^2\text{)} \\ &= 400 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{ys} &: \text{設計温度 (30}^\circ\text{C) におけるサドル材料 (SS400) の降伏点 (N/mm}^2\text{)} \\ &= 235 \end{aligned}$$

(3) 基礎ボルト

ア 必要保有水平耐力

(ア) 軸方向

$$\begin{aligned} {}_pF_{HX} &= 1.6679 \times 10^6 D_s \\ &= (1.6679 \times 10^6) \times (0.5) = 833950 \text{ N} \end{aligned}$$

$$D_s : \text{構造特性係数} = 0.5$$

(イ) 軸直角方向

$$\begin{aligned} {}_pF_{HY} &= 1.6645 \times 10^6 D_s \\ &= (1.6645 \times 10^6) (0.5) = 832250 \text{ N} \end{aligned}$$

イ 基礎ボルトの引張応力

(ア) 軸方向地震時

$$\begin{aligned} \sigma_{tx} &= \frac{{}_pF_{HX}H_v}{nA_{b1}L_s} - \frac{W_0}{2nA_{b1}} \\ &= \frac{(833950)(1850)}{(4)(787.75)(11900)} - \frac{1.88251 \times 10^6}{2(4)(787.75)} \\ &= -257.6 \text{ N/mm}^2 \quad \text{引張力は作用せず。} \end{aligned}$$

(イ) 軸直角方向地震時

$$\begin{aligned} \sigma_{ty} &= \frac{{}_pF_{HY}H_v}{nA_{b1}C_b} - \frac{W_0}{2nA_{b1}} \\ &= \frac{(832250)(1850)}{(4)(787.75)(1615)} - \frac{1.88251 \times 10^6}{2(4)(787.75)} \\ &= 3.84 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

σ_{tx} : 基礎ボルトに生じる引張応力 (N/mm²)

σ_{ty} : 基礎ボルトに生じる引張応力 (N/mm²)

n : サドル1ヶ当たりの基礎ボルト本数 = 4

A_{b1} : 基礎ボルトの引張有効断面積 (mm²)

$$A_{b1} = (\pi / 4) d_1^2 = (\pi / 4) (31.670)^2 = 787.75 \text{ mm}^2$$

d_1 : 基礎ボルトのねじ谷径 (mm) = 31.670

C_b : 基礎ボルトの軸直角方向の平均間隔 (mm)

$$C_b = \frac{C_{b1} + C_{b2}}{2} = \frac{920 + 2310}{2} = 1615 \text{ mm}$$

C_{b1} : 1番目の基礎ボルトの間隔 (mm) = 920

C_{b2} : 2番目の基礎ボルトの間隔 (mm) = 2310

ウ 基礎ボルトのせん断応力

(ア) 軸方向地震時

$$\tau_x = \frac{p F_{HX} - 0.2W_0}{n \cdot A_{b2}} = \frac{833950 - 0.2(1.88251 \times 10^6)}{(4)(1017.9)}$$
$$= 112.4 \text{ N/mm}^2$$

(イ) 軸直角方向地震時

$$\tau_y = \frac{p F_{HY} - 0.3W_0}{2n \cdot A_{b2}} = \frac{832250 - 0.3(1.88251 \times 10^6)}{2(4)(1017.9)}$$
$$= 32.9 \text{ N/mm}^2$$

τ_x : 基礎ボルトに生じるせん断応力 (N/mm²)

τ_y : 基礎ボルトに生じるせん断応力 (N/mm²)

A_{b2} : 基礎ボルトのせん断有効断面積 (mm²)

$$A_{b2} = (\pi / 4) d^2 = (\pi / 4) (36)^2 = 1017.9 \text{ mm}^2$$

d : 基礎ボルトの軸径 (mm) = 36

エ 評価

単位：(N/mm²)

評価項目		計算応力	耐力	判定
引張応力	軸方向地震時	(σ_{tx}) 作用せず	(S_{yb}) 235	合
	軸直角方向地震時	(σ_{ty}) 3.84	(S_{yb}) 235	合
せん断応力	軸方向地震時	(τ_x) 112.4	($S_{yb}/\sqrt{3}$) 135.6	合
	軸直角方向地震時	(τ_y) 32.9	($S_{yb}/\sqrt{3}$) 135.6	合
組合せ応力	軸方向地震時	{($\sigma_{tx} + 1.6\tau_x$)/1.4} 128.5	(S_{yb}) 235	合
	軸直角方向地震時	{($\sigma_{ty} + 1.6\tau_y$)/1.4} 40.4	(S_{yb}) 235	合

S_{yb} ：設計温度 (30℃) における基礎ボルトの材料 (SS400) の降伏点 (N/mm²) = 235

4.2.2.4 ローディングデータ

(1) ペDESTAL天端にかかる荷重 (1ヶ当り)

ア 軸方向 (X方向) 地震時

$$N_{x1} = \frac{W_0}{2} + \frac{p F_{HX} H_v}{L_s}$$

$$= \frac{1.88251 \times 10^6}{2} + \frac{(1.6679 \times 10^6 D_s)(185)}{1190}$$

$$= 941255 + 259295 D_s \text{ (N)}$$

N_{x1} ：ペDESTAL天端の最大鉛直荷重 (N)

H_v ：ベースプレート下面から胴中心までの高さ (cm) = 185

L_s ：サドル中心間距離 (cm) = 1190

$$N_{x2} = \frac{W_0}{2} - \frac{p F_{HX} H_v}{L_s}$$

$$= \frac{1.88251 \times 10^6}{2} - \frac{(1.6679 \times 10^6 D_s)(185)}{1190}$$

$$= 941255 - 259295 D_s \text{ (N)}$$

N_{x2} ：ペDESTAL天端の最小鉛直荷重 (N)

$$\begin{aligned}
Q_{x1} &= {}_pF_{Hx} - 0.1 \left(\frac{W_0}{2} - \frac{{}_pF_{HX} H_v}{L_s} \right) \\
&= (1.6679 \times 10^6 D_s) - 0.1 \left\{ \frac{1.88251 \times 10^6}{2} - \frac{(1.6679 \times 10^6 D_s)(185)}{1190} \right\} \\
&= 1.6938 \times 10^6 D_s - 94126 \text{ (N)} \\
Q_{x1} &: \text{ペデスタル天端の最大水平荷重 (N)}
\end{aligned}$$

イ 軸直角方向 (Y 方向) 地震時

$$\begin{aligned}
N_{Y1} &= W_0 / 2 = 1.88251 \times 10^6 / 2 = 941255 \text{ N} \\
N_{Y1} &: \text{ペデスタル天端の最大鉛直荷重 (N)} \\
N_{Y2} &= W_0 / 2 = 1.88251 \times 10^6 / 2 = 941255 \text{ N} \\
N_{Y2} &: \text{ペデスタル天端の最小鉛直荷重 (N)} \\
Q_{Y1} &= {}_pF_{HY} / 2 = 1.6645 \times 10^6 D_s / 2 = 832250 D_s \text{ (N)} \\
Q_{Y1} &: \text{ペデスタル天端の最大水平荷重 (N)} \\
M_{Y1} &= {}_pF_{HY} H_v / 2 = (1.6645 \times 10^6 D_s) (185) / 2 \\
&= 1.5397 \times 10^8 D_s \text{ (N}\cdot\text{cm)} \\
M_{Y1} &: \text{ペデスタル天端のモーメント (N}\cdot\text{cm)}
\end{aligned}$$

(2) 基礎ボルトにかかる荷重 (1 本当たり)

ア 最大引張荷重

$$\begin{aligned}
P_{BX} &= \frac{{}_pF_{HX} H_v}{nL_s} - \frac{W_0}{2n} \\
&= \frac{(1.6679 \times 10^6 D_s)(185)}{(4)(1190)} - \frac{1.88251 \times 10^6}{2(4)} \\
&= 64824 D_s - 235314 \text{ (N)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{BY} &= \frac{{}_pF_{HY} H_v}{nC_b} - \frac{W_0}{2n} \\
&= \frac{(1.6645 \times 10^6 D_s)(185)}{(4)(161.5)} - \frac{1.88251 \times 10^6}{2(4)} \\
&= 476680 D_s - 235314 \text{ (N)}
\end{aligned}$$

P_{BX} : 軸方向地震時の基礎ボルト 1 本当たりの最大引張荷重 (N)

P_{BY} : 軸直角方向地震時のボルト 1 本当たりの最大引張荷重 (N)

C_b : 基礎ボルトの軸直角方向平均間隔 (cm) = 161.5

イ 最大せん断荷重

$$\begin{aligned}
 F_{BX} &= \{ {}_pF_{HX} - 0.2 W_0 + 0.2 {}_pF_{HX} \cdot H_v / L_s \} / n \\
 &= \{ 1.6679 \times 10^6 D_s - 0.2 (1.88251 \times 10^6) \\
 &\quad + 0.2 (1.6679 \times 10^6 D_s) (185) / 1190 \} / 4 \\
 &= 429940 D_s - 94126 \text{ (N)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{BY} &= \{ {}_pF_{HY} - 0.3 W_0 \} / 2n \\
 &= \{ 1.6645 \times 10^6 D_s - 0.3 (1.88251 \times 10^6) \} / \{ 2 (4) \} \\
 &= 208060 D_s - 70594 \text{ (N)}
 \end{aligned}$$

F_{BX} : 軸方向地震時の基礎ボルト1本当りの最大せん断荷重 (N)

F_{BY} : 軸直角方向地震時の基礎ボルト1本当りの最大せん断荷重 (N)

4.2.2.5 ベースプレート下面の支圧強度

(1) ベースプレートの有効断面積

$$\begin{aligned}
 A_e &= A_{e1} + A_{e2} + A_{e3} \\
 &= 259.31 + 550.02 + 2585.54 = 3394.9 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

A_e : ベースプレートの有効断面積 (cm²)

$$\begin{aligned}
 A_{e1} &= \{ \text{MIN} (S_e, e_3) + T_d + \text{MIN} (S_e, a' / 2) \} (b_1 - S_e) \times 2 \\
 &= \{ \text{MIN} (5.204, 1.6) + 1.9 \\
 &\quad + \text{MIN} (5.204, 67.825 / 2) \} (20.1 - 5.204) \times 2 \\
 &= \{ (1.6) + (1.9) + (5.204) \} (20.1 - 5.204) \times 2 \\
 &= 259.31 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{e2} &= \{ T_R + \text{MIN} (2 S_e, a') \} (c_1 - S_e) m \\
 &= [1.9 + \text{MIN} \{ 2 (5.204), 67.825 \}] (20.1 - 5.204) \text{ (3)} \\
 &= \{ 1.9 + (2) (5.204) \} (20.1 - 5.204) \text{ (3)} \\
 &= 550.02 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{e3} &= \{ \text{MIN} (S_e, e_4) + T_d + S_e \} [\{ \text{MIN} (S_e, e_3) + T_d \} \times 2 + m T_R + a_1 (m + 1)] \\
 &= \{ \text{MIN} (5.204, 2) + 1.9 + 5.204 \} [\{ \text{MIN} (5.204, 1.6) + 1.9 \} \times 2 \\
 &\quad + (3) (1.9) + (67.825) (3 + 1)] \\
 &= (2.0 + 1.9 + 5.204) \{ (1.6 + 1.9) \times 2 + (3) (1.9) + (67.825) (3 + 1) \} \\
 &= 2585.54 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$S_e = T_B \sqrt{\sigma_{ba} / (3F_c')} = 2.2 \sqrt{352.5 / (3 \times 21)} = 5.204 \text{ cm}$$

S_e : ベースプレートの有効張出し幅 (cm)

T_B : ベースプレートの厚さ (cm) = 2.2

σ_{ba} : ベースプレート許容曲げ耐力 (N/mm²)

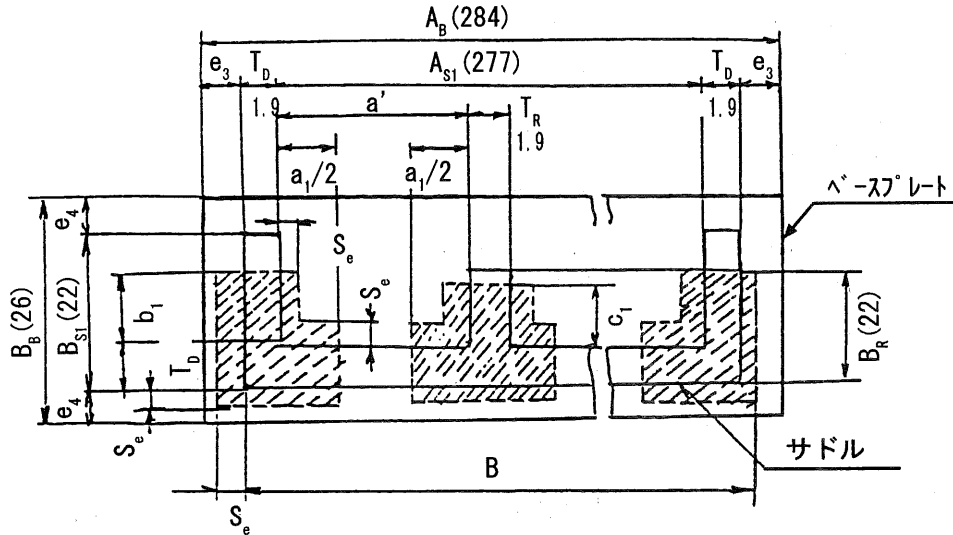
$$\sigma_{ba} = 1.5 S_{yb} = 1.5 \times 235 = 352.5 \text{ N/mm}^2$$

S_{yb} : ベースプレートの降伏点 (N/mm²) = 235
 F_c' : コンクリート設計基準強度 (N/mm²) = 21

$$e_3 = (A_B - A_{S1} - 2 T_D) / 2 = (284 - 277 - 2 \times 1.9) / 2 = 1.6 \text{ cm}$$

$$e_4 = (B_B - B_{S1}) / 2 = (26 - 22) / 2 = 2.0 \text{ cm}$$

$$a' = (A_{S1} - m T_R) / (m + 1) = (277 - 3 \times 1.9) / (3 + 1) = 67.825 \text{ cm}$$



a_1, b_1, c_1, m は、4.2.2.3 (2) ア 参照
 $T_D, T_R, A_B, A_{S1}, B_B, B_{S1}$ は上図参照

(2) 基礎 (ペDESTAL天端) の支圧応力

$$\sigma_{cx} = N_{x1} / A_e = 1.0709 \times 10^6 / 3394.9 = 315.5 \text{ N/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{cy} &= N_{y1} / A_e + 3 M_{y1} / (A_e B) \\ &= 941255 / 3394.9 + 3 (7.6985 \times 10^7) / (3394.9 \times 280.8) \\ &= 519.53 \text{ N/cm}^2 \end{aligned}$$

σ_{cx} : ペDESTAL天端にかかる軸方向地震時の支圧応力 (N/cm²)

σ_{cy} : ペDESTAL天端にかかる軸直角方向地震時の支圧応力 (N/cm²)

$$\begin{aligned} N_{x1} &= 941255 + 259295 D_s \\ &= 941255 + 259295 \times 0.5 = 1.0709 \times 10^6 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{y1} &= 1.5397 \times 10^8 D_s \\ &= 1.5397 \times 10^8 \times 0.5 = 7.6985 \times 10^7 \text{ N}\cdot\text{cm} \end{aligned}$$

D_s : 構造特性係数 = 0.5

B : サドルの軸直角方向幅 (cm) = 280.8

(3) 評価

$$\sigma_{cx} = 315.5 \text{ N/cm}^2 < F_c' = 2100 \text{ N/cm}^2 \dots \text{合格}$$

$$\sigma_{cy} = 519.53 \text{ N/cm}^2 < F_c' = 2100 \text{ N/cm}^2 \dots \text{合格}$$

4.2.3 横置円筒形貯槽（直接基礎）

4.2.3.1 仕様

(1) 設置条件

貯槽の重要度	: I	($\beta_1 = 0.8$)
地域区分	: 特A	($\beta_2 = 1.0$)
地盤種別	: 第3種地盤	($\beta_3 = 2.0$)
地区毎の地表面加速度の平均値 : 330ガル (ランクⅡ)		

(2) 貯槽仕様

本体形状、寸法	: 図4.2.3.1-1に示す。	
貯蔵能力	: 36.5 ton	
設計圧力	: 1.8 MPa	
設計温度	: 55 °C	
最高運転圧力	: $P_h = 0.9$ MPa	
最低運転圧力	: $P_l = 0.25$ MPa	
腐れ代	: 1 (mm)	
材料	: 本体及び当板	: SPV450
	: サドル	: SS400
	: 基礎ボルト	: SS400
サドル	: 片側固定	
重量	: 内容物重量	: $W = 356340$ N
	: 貯槽自重 (含サドル)	: $W_1 = 148700$ N
	: 運転重量	: $W_0 = W + W_1 = 505040$ N

(3) 基礎

形式	: 直接基礎	
形状、寸法	: 図4.2.3.1-2に示す。	
基礎コンクリート設計基準強度	: $F_c' = 2100$ N/cm ²	
基礎コンクリート設計単位重量	: $\gamma_c = 23$ kN/m ³	

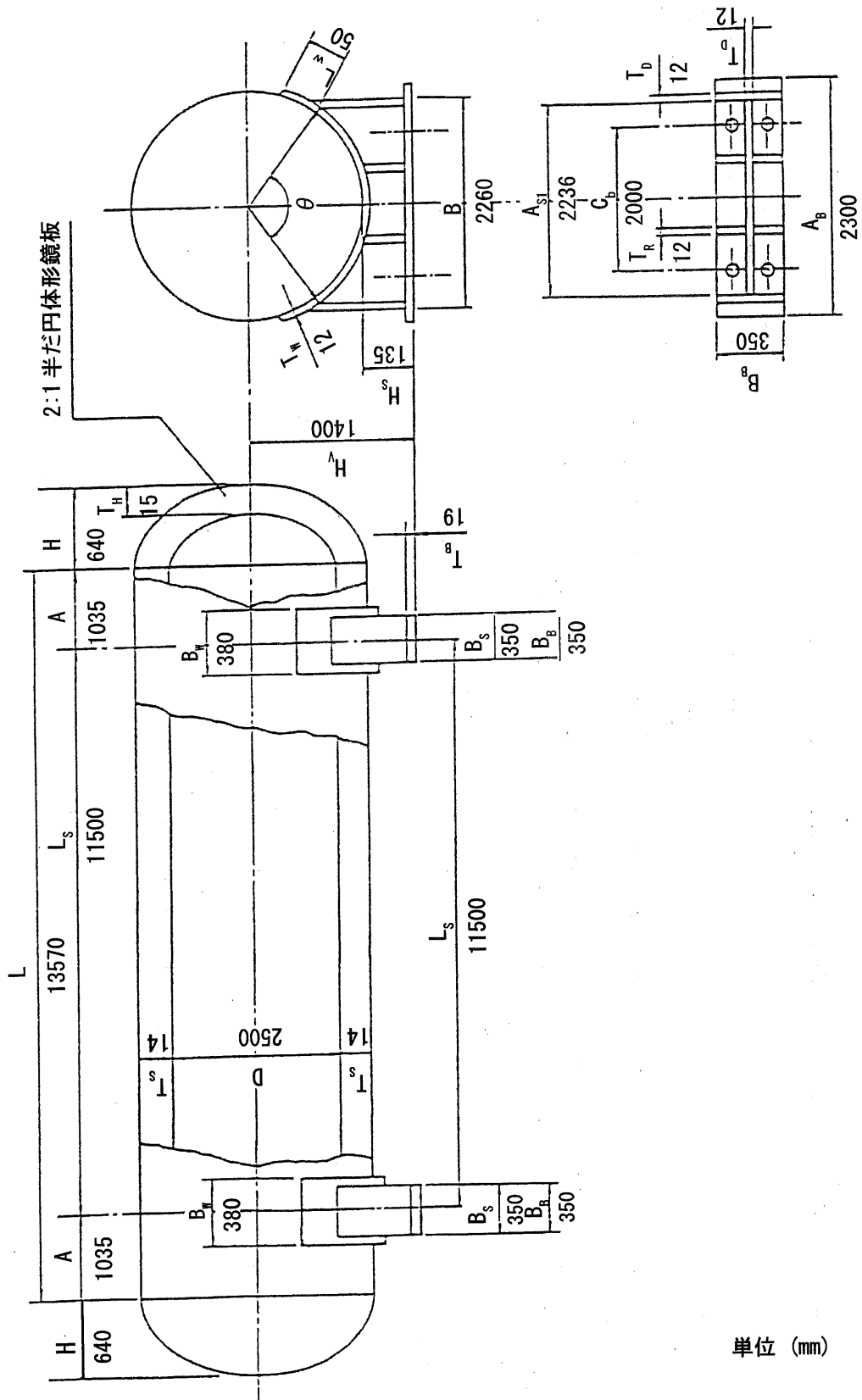


図 4.2.3.1-1 貯槽形状、寸法

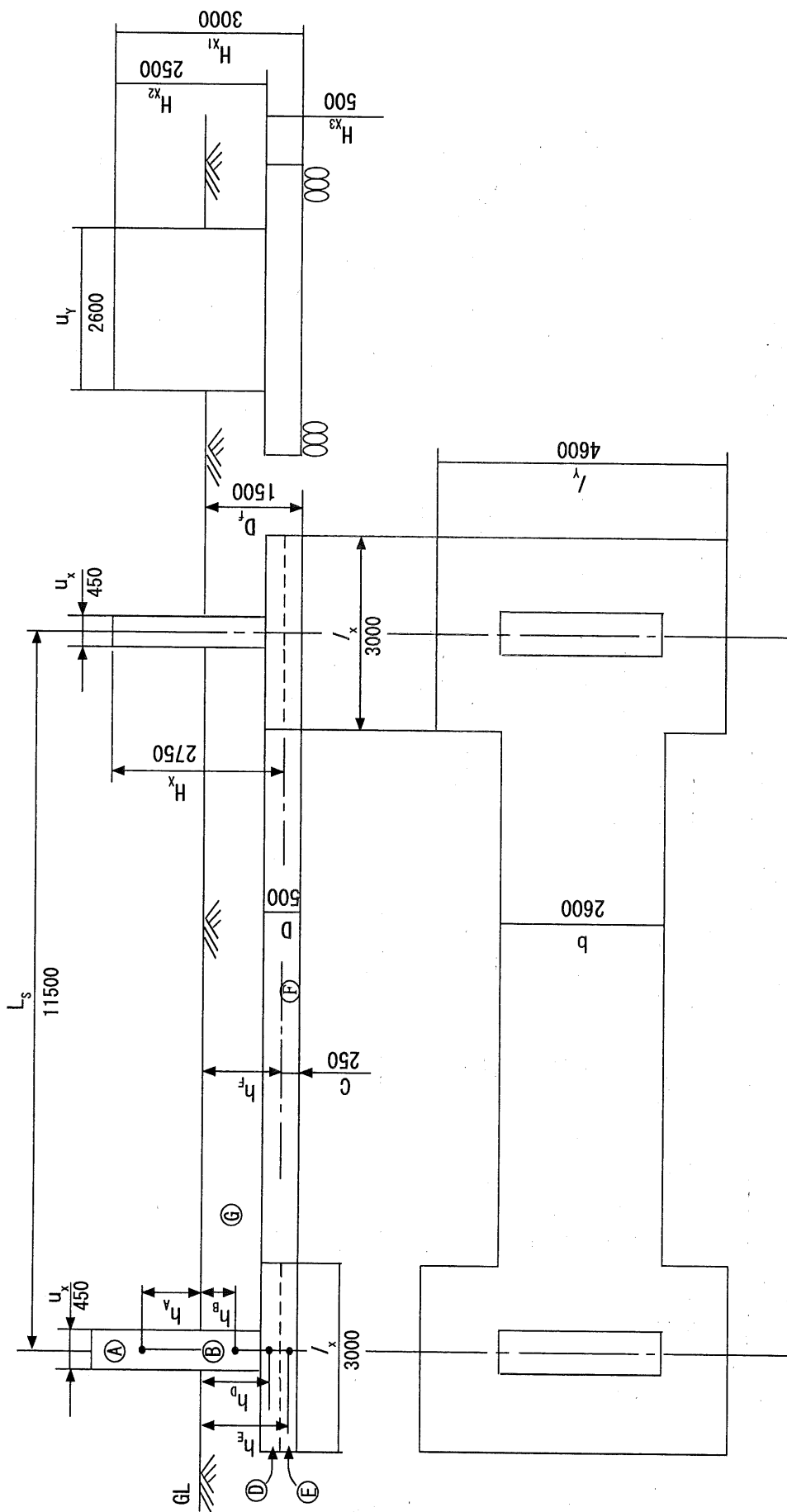


图 4.2.3.1-2 基础形状、寸法

4.2.3.2 貯槽の必要保有水平耐力の算定

(1) 地表面における設計地震動の水平震度

$$K_H = 0.528 \quad (4.2.2.2(1) \text{ と同じ})$$

(2) 応答解析

貯槽の重要度が I なので、耐震告示第 6 条（修正震度法）によって水平応答倍率を
求める。

(3) 固有周期の算定

ア 軸方向 (X 方向)

(ア) ペDESTALの曲げによる水平剛性 (1ヶ当り)

$$G_{HX} = \frac{3E_c I_{HY}}{H_x^3} = \frac{3(2.152 \times 10^6)(1.9744 \times 10^6)}{(275)^3}$$

$$= 6.1292 \times 10^5 \text{ N/cm}$$

G_{HX} : ペDESTALの曲げによる水平剛性 (N/cm)

E_c : コンクリートの縦弾性係数 (N/cm²) = 2.152×10^6

I_{HY} : ペDESTAL断面の Y 軸まわりの断面 2 次モーメント (cm⁴)

$$I_{HY} = (1/12) u_x^3 u_y = (1/12) (45)^3 (260) = 1.9744 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

u_x : ペDESTALの軸方向幅 (cm) = 45

u_y : ペDESTALの軸直角方向幅 (cm) = 260

H_x : つなぎ梁重心からベースプレート下面までの高さ (cm) = 275

(イ) 地盤反力によるフーチングの回転剛性

$$G_{\phi X} = k_v I_{\phi Y} = (10)(1.035 \times 10^9) = 1.035 \times 10^{10} \text{ N}\cdot\text{cm}/\text{rad}$$

$G_{\phi X}$: 地盤反力によるフーチングの軸方向回転剛性 (N·cm/rad)

k_v : フーチング底面の鉛直方向地盤反力係数 (N/cm³)

直接基礎第 3 種地盤 故、 $K_v = 10 \text{ N/cm}^3$

$I_{\phi Y}$: フーチング底面の Y 軸まわりの断面二次モーメント (cm⁴)

$$I_{\phi Y} = (1/12) I_x^3 I_y = (1/12) (300)^3 (460) = 1.035 \times 10^9 \text{ cm}^4$$

I_x : フーチングの軸方向幅 (cm) = 300

I_y : フーチングの軸直角方向幅 (cm) = 460

(ウ) つなぎ梁の曲げによるフーチングの回転剛性

$$G_{\phi L} = \frac{3E_c I_L}{L_s} = \frac{3(2.152 \times 10^6)(2.7083 \times 10^6)}{1150} = 1.5204 \times 10^{10} \text{ N}\cdot\text{cm}/\text{rad}$$

$G_{\phi L}$: つなぎ梁によるフーチングの軸方向回転剛性 (N·cm/rad)

I_L : つなぎ梁の Y 軸まわりの断面二次モーメント (cm⁴)

$$I_L = (1/12) b D^3 = (1/12) (260) (50)^3 = 2.7083 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

b : つなぎ梁の幅 (cm) = 260

D : つなぎ梁の高さ (cm) = 50

L_s : サドル中心間距離 (cm) = 1150

(エ) 貯槽全体の軸方向の水平剛性

$$K_x = \frac{1}{\frac{H_x^2}{n_1 G_{\phi X} + n_1 n_2 G_{\phi L}} + \frac{1}{n_1 G_{HX}}}$$

$$= \frac{1}{\frac{(275)^2}{(1)(1.035 \times 10^{10}) + (1)(1)(1.5204 \times 10^{10})} + \frac{1}{(1)(6.1292 \times 10^5)}}$$

$$= 2.1782 \times 10^5 \text{ N/cm}$$

K_x : 貯槽重心における軸方向の水平剛性 (N/cm)

n_1 : 片側固定なので = 1

n_2 : 軸方向の地震荷重に対して有効なつなぎ梁の数 = 1

(オ) 固有周期算定用運転重量

$$W_{ox} = W + W_1 + 2 W_A$$

$$= 356340 + 148700 + 2 (40370)$$

$$= 585780 \text{ N}$$

W_{ox} : 軸方向固有周期算定用運転重量 (N)

W : 内容物重量 (N) = 356340

W_1 : 本体及び付属品等の重量 (N) = 148700

W_A : ペDESTAL 1ヶの地上部の重量 (N) = 40370

(カ) 軸方向の固有周期

$$T_x = 2 \pi \sqrt{\frac{W_{ox}}{K_x g}} = 2 \pi \sqrt{\frac{585780}{(2.1782 \times 10^5) (980)}} = 0.32914 \text{ s}$$

T_x : 軸方向の固有周期 (s)

g : 重力の加速度 (cm/s²) = 980

イ 軸直角方向 (Y 方向)

(ア) ペDESTALの曲げによる水平剛性

$$G_{HY} = \frac{1}{\frac{H_Y^3}{3E_C I_{HX}} + \frac{rH_Y}{G_C A_P}}$$

$$= \frac{1}{\frac{440^3}{3(2.152 \times 10^6)(6.591 \times 10^7)} + \frac{(1.5)(440)}{(9.223 \times 10^5)(11700)}}$$

$$= 3.8262 \times 10^6 \text{ (N/cm)}$$

G_{HY} : ペDESTALの曲げによる軸直角方向水平剛性 (N/cm)

H_Y : フーチング底面から貯槽重心までの高さ (cm)

$$H_Y = H_{X1} + H_V = 300 + 140 = 440 \text{ cm}$$

H_{X1} : フーチング上面からペDESTAL上面までの高さ (cm) = 300

H_V : ベースプレート下面から胴中心までの高さ (cm) = 140

I_{HX} : ペDESTAL断面の X 軸まわりの断面二次モーメント (cm⁴)

$$I_{HX} = (1/12) u_x u_y^3 = (1/12) (45) (260)^3 = 6.591 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

r : ペDESTAL中心軸せん断応力の平均せん断応力に対する比 = 1.5

G_C : コンクリートのせん断弾性係数 (N/cm²) = 9.223×10^5

A_P : ペDESTALの水平断面積 (cm²)

$$A_P = u_x u_y = (45) (260) = 11700 \text{ cm}^2$$

(イ) 地盤反力によるフーチングの回転剛性

$$G_{\phi Y} = k_{\phi Y} l = (10) (2.4334 \times 10^9)$$

$$= 2.4334 \times 10^{10} \text{ N}\cdot\text{cm}/\text{rad}$$

$G_{\phi Y}$: 地盤反力によるフーチングの軸直角方向回転剛性 (N·cm/rad)

$I_{\phi X}$: フーチング底面の X 軸まわりの断面二次モーメント (cm⁴)

$$I_{\phi X} = (1/12) I_X I_Y^3 = (1/12) (300) (460)^3 = 2.4334 \times 10^9 \text{ cm}^4$$

(ウ) 貯槽全体の軸直角方向水平剛性

$$K_Y = \frac{H_Y^2}{G_{\phi Y}} + \frac{1}{G_{HY}} = \frac{2}{2.4334 \times 10^{10}} + \frac{1}{3.8262 \times 10^6}$$

$$= 2.4339 \times 10^5 \text{ N/cm}$$

K_Y : 貯槽重心における軸直角方向の水平剛性 (N/cm)

(エ) 固有周期算定用運転重量

$$\text{貯蔵能力} = 36.5 \text{ t} < 100 \text{ t}$$

$$\therefore W_{OY} = W_{OX} = 585780 \text{ N}$$

(オ) 軸直角方向の固有周期

$$T_y = 2 \pi \sqrt{\frac{W_{0Y}}{K_{Yg}}} = 2 \pi \sqrt{\frac{585780}{(2.4339 \times 10^5)(980)}} = 0.31137 \text{ s}$$

T_y : 軸直角方向の固有周期 (s)

(4) 水平応答倍率の算定

ア 軸方向

$$\begin{aligned} \beta_{5X} &= (\text{基準応答倍率}) \times (\text{補正係数}) \\ &= (3.961 T_x^{0.4595}) (0.89) \\ &= 3.961 (0.32914)^{0.4595} (0.89) = 2.1156 \end{aligned}$$

β_{5X} : 軸方向の水平応答倍率

基準応答倍率 : 耐震告示第6条第1項第1号図 (a) より

$3.961 T_x^{0.4595}$ (第3種地盤)

補正係数 : 耐震告示第6条第1項第1号図 (c)より = 0.89

(減衰定数 = 0.07)

イ 軸直角方向

$$\begin{aligned} \beta_{5Y} &= (\text{基準応答倍率}) \times (\text{補正係数}) \\ &= (3.961 T_y^{0.4595}) (0.89) \\ &= 3.961 (0.31137)^{0.4595} (0.89) = 2.0623 \end{aligned}$$

β_{5Y} : 軸直角方向の水平応答倍率

(5) 設計水平震度

ア 軸方向

$${}_p K_{HX} = \beta_{5X} K_H = (2.1156) (0.528) = 1.1171$$

${}_p K_{HX}$: 軸方向設計水平震度

イ 軸直角方向

$${}_p K_{HY} = \beta_{5Y} K_H = (2.0623) (0.528) = 1.0889$$

${}_p K_{HY}$: 軸直角方向設計水平震度

(6) 必要保有水平耐力

ア 軸方向

$${}_p F_{HX} = {}_p K_{HX} W_0 D_s = (1.1171) (505040) D_s = 564180 D_s \text{ (N)}$$

${}_p F_{HX}$: 軸方向必要保有水平耐力 (N)

W_0 : 貯槽の運転重量 (N)

$$W_0 = W + W_1 = 356340 + 148700 = 505040 \text{ N}$$

D_s : 構造特性係数

イ 軸直角方向

$${}_p F_{HY} = {}_p K_{HY} W_0 D_s = (1.0889) (505040) D_s = 549940 D_s \text{ (N)}$$

${}_p F_{HY}$: 軸直角方向必要保有水平耐力 (N)

4.2.3.3 本体関係の耐震性評価

- | | |
|-----------|------|
| (1) 貯槽本体 | } 省略 |
| (2) サドル | |
| (3) 基礎ボルト | |

4.2.3.4 ローディングデータ

(1) ペDESTAL天端にかかる荷重 (1ヶ当り)

ア 軸方向地震時

$$\begin{aligned}
 N_{x1} &= \frac{W_0}{2} + \frac{{}_p F_{HX} H_v}{L_s} \\
 &= \frac{505040}{2} + \frac{(564180 D_s)(140)}{1150} \\
 &= 252520 + 68683 D_s \text{ (N)} \\
 N_{x1} &: \text{ペDESTAL天端の最大鉛直荷重 (N)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{x2} &= \frac{W_0}{2} - \frac{{}_p F_{HX} H_v}{L_s} \\
 &= \frac{505040}{2} - \frac{(564180 D_s)(140)}{1150} \\
 &= 252520 - 68683 D_s \text{ (N)} \\
 N_{x2} &: \text{ペDESTAL天端の最小鉛直荷重 (N)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{x1} &= {}_p F_{HX} - 0.1 \left(\frac{W_0}{2} - \frac{{}_p F_{HX} H_v}{L_s} \right) \\
 &= 564180 D_s - 0.1 \left\{ \frac{505040}{2} - \frac{(564180 D_s)(140)}{1150} \right\} \\
 &= 571048 D_s - 25252 \text{ (N)} \\
 Q_{x1} &: \text{ペDESTAL天端の最大水平荷重 (N)}
 \end{aligned}$$

イ 軸直角方向地震時

$$\begin{aligned}
 N_{y1} &= N_{y2} = W_0/2 = 505040/2 = 252520 \text{ (N)} \\
 N_{y1} &: \text{ペDESTAL天端の最大鉛直荷重 (N)} \\
 N_{y2} &: \text{ペDESTAL天端の最小鉛直荷重 (N)} \\
 Q_{y1} &= {}_p F_{HY}/2 = 549940 D_s/2 = 274970 D_s \text{ (N)} \\
 Q_{y1} &: \text{ペDESTAL天端の最大水平荷重 (N)} \\
 M_{y1} &= {}_p F_{HY} H_v/2 = (549940 D_s)(140)/2 = 3.8496 \times 10^7 D_s \text{ (N}\cdot\text{cm)} \\
 M_{y1} &: \text{ペDESTAL天端のモーメント (N}\cdot\text{cm)}
 \end{aligned}$$

(2) 基礎ボルトにかかる荷重 (一本当り)

省略

4.2.3.5 ベースプレート下面の支圧強度

省略

4.3 スカート支持の自立式塔

4.3.1 設計仕様・構造

(1) 設計方法

重要度	I	$\beta_1 = 0.5$
地域区分	特A	$\beta_2 = 1.0$
地盤種別	第3種	$\beta_3 = 2.0$
地区補正	ランクⅢ	$\beta_2' = 1.0$

(2) 設計条件

運転圧力	2.0 N/mm ²
運転温度	100℃

(3) 胴・鏡の材料

材質	SPV235
降伏点	211 N/mm ²
縦弾性係数	1.98×10^5 N/mm ²
腐れ代	2.0 mm

(4) スカートの材料

材質	SM400C
降伏点	221 N/mm ² (100℃) 245 N/mm ² (20℃)
縦弾性係数	1.98×10^5 N/mm ² (100℃) 2.03×10^5 N/mm ² (20℃)

(5) 基礎ボルト

呼称	M72
軸径	72 mm
有効径	68.103 mm
本数	12
ボルトサークル径	2142.0 mm
ボルト有効長さ	1300.0 mm
ボルト埋込み長さ	950.0 mm
材質	SS400
降伏点	235 N/mm ²
破断強度	400 N/mm ²
縦弾性係数	2.02×10^5 N/mm ²

(6) ベースプレート

外径	2322.0 mm
内径	1642.0 mm
板厚	56.0 mm
材質	SM400C
降伏点	215 N/mm ²

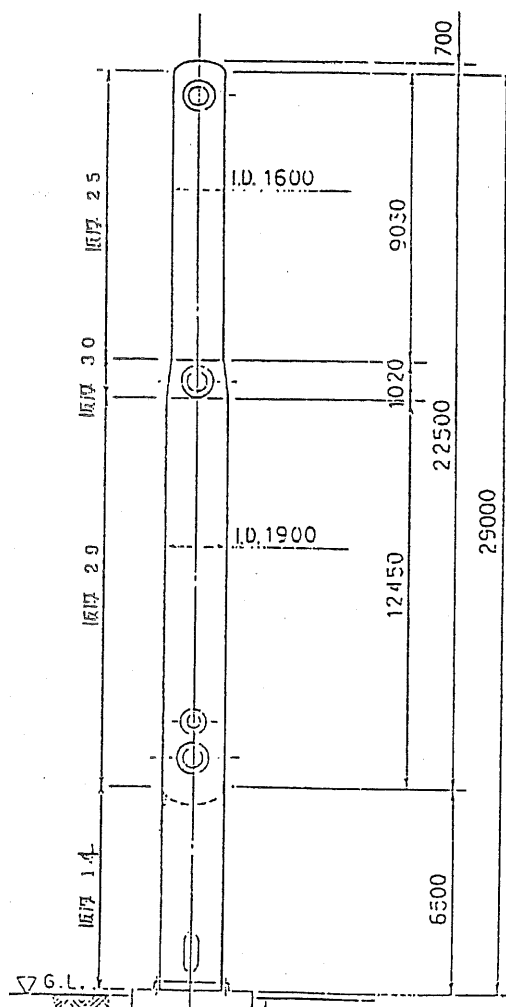


図 4.3.1-1 塔の主要寸法

4.3.2 塔の固有周期の計算

(1) 基礎ボルトの伸びがないときの固有周期

$$T_s = \frac{2\pi}{\sqrt{G}} \sqrt{\frac{\sum W_i y_i^2}{\sum W_i y_i}}$$

$$= 0.766 \text{ sec}$$

ここに、

- T_s : 基礎ボルトの伸びがないときの固有周期(sec)
- W_i : i 点における重量(N)
- y_i : i 点の高さ(m)
- G : 重力加速度(mm/sec²)

(2) 胴・スカートのだわみに基づくバネ定数

$$K_s = \left(\frac{2\pi}{T_s}\right)^2 M = \left(\frac{2\pi}{T_s}\right)^2 \frac{W}{G}$$

$$= \left(\frac{2\pi}{0.766}\right)^2 \frac{705882}{9807}$$

$$= 4843 \text{ N/mm}$$

ここに、

- K_s : 胴、スカートのだわみに基づくバネ定数(N/mm)
- M : 塔の質量(kg)
- W : 塔の全重量(N)

(3) 基礎ボルト有効長さの伸びに基づくバネ定数

$$K_f = \frac{E \cdot n_t \cdot b \cdot a (r_b + r_s)^2}{h_0^2 l_b} = \frac{E \cdot n_t \cdot b \cdot a \left\{ \left(\frac{2}{\pi} \right) r + (D+t) / 2 \right\}^2}{(M_0 / w)^2 l_b}$$

$$= \frac{2.02 \times 10^5 \times 6 \times (\pi / 4) \times 72^2 \left\{ \left(\frac{2}{\pi} \right) (2142 / 2) + (1900 + 14) / 2 \right\}^2}{(10330668 \times 10^3 / 705882)^2 \times 1300}$$

$$= 4.76 \times 10^4 \text{ N/mm}$$

ここに、

- K_f : 基礎ボルト有効長さの伸びに基づくバネ定数(N/mm)
- E : 基礎ボルトの縦弾性係数(N/mm²)
- n_t : 張側基礎ボルトの本数で塔本体の断面中立軸の片側に配置された基礎ボルト数
- b : 基礎ボルトの軸断面積(mm²)
- d_t : 塔基礎の断面図心より、曲げに関して引張側にあるアンカーボルト断面群(柱断面主軸上にあるボルトを含む)の柱図心までの距離(mm)
- d_c : 圧縮側の柱断面最外縁と柱断面図心との距離(mm)
- h_0 : 塔を一質点系に置き換えたときの等価な質点高さ(mm)

- I_b : 基礎ボルトの有効長さ (mm)
 r : ボルトサークル径 (mm)
 D : スカート内径 (mm)
 t : スカート板厚 (mm)
 M_0 : 震度分布係数を塔の自重に乘じ、これを水平方向に作用されたときに求まる塔の基部のモーメント (N・mm)

(4) 直列バネとして一質点系に置換したときのバネ定数

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{k_s k_f}{k_s + k_f} = \frac{4843 \times 4.76 \times 10^4}{4843 + 4.76 \times 10^4} \\
 &= 4396 \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

(5) 基礎ボルト有効長さの伸びを考慮したときの固有周期

$$\begin{aligned}
 T &= 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{GK}} \\
 &= 2\pi \sqrt{\frac{705882}{9807 \times 4396}} \\
 &= 0.804 \text{ sec}
 \end{aligned}$$

4.3.3 設計地震力

固有周期	T	$= 0.804 \text{ sec}$
応答倍率	β_5	$= 3.068$
地表面震度	K_H	$= 0.15 \times \beta_1 \beta_2 \beta_2' \beta_3 \beta_p$ $= 0.15 \times 0.5 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.0 \times 2.0$ $= 0.3$
設計水平震度	${}_p K_H$	$= \beta_5 K_H$ $= 3.068 \times 0.3$ $= 0.9204$

設計水平地震力

$$\begin{aligned}
 {}_p F_i &= \mu_i \cdot {}_p K_H \cdot W_i \\
 &= \begin{cases} \frac{1.5h_i}{H} \cdot {}_p K_H \cdot W_i & , h_i \geq \frac{H}{1.5\beta_3\beta_5} \\ \frac{1}{\beta_3\beta_5} \cdot {}_p K_H \cdot W_i & , h_i < \frac{H}{1.5\beta_3\beta_5} \end{cases} \\
 &= \begin{cases} \frac{1.5h_i}{H} \cdot 0.9204W_i & , h_i \geq \frac{H}{1.5 \times 2.0 \times 3.068} \\ \frac{1}{\beta_3\beta_5} \cdot 0.9204W_i & , h_i < \frac{H}{1.5 \times 2.0 \times 3.068} \end{cases}
 \end{aligned}$$

$$= \begin{cases} 1.3806 W_i (h_i / H) & , h_i \geq 0.1086 H \\ 0.5 W_i & , h_i < 0.1086 H \end{cases}$$

ここに、

h_i : i 点の高さ (mm)

H : 塔の全高 (mm)

各部の水平地震力を表 4.3.6-1 に示す。併せてせん断力、モーメントの計算結果を示す。

4.3.4 胴の保有耐力の検討

セクション 3 (表 4.3.6-1 参照) の下端について検討する。

(1) 保有耐力

$$\begin{aligned} \left(\frac{r}{t}\right)_R &= 0.069 \left(\frac{E}{\sigma_y}\right) \\ &= 0.069 \times (198000 / 211) \\ &= 64.7 \end{aligned}$$

ここに、

r : 胴の半径 (mm)

t : 胴の板厚 (mm)

E : 胴材料の縦弾性係数 (N/mm²)

σ_y : 胴材料の降伏点 (N/mm²)

胴の平均半径は、

$$\begin{aligned} D_m &= D_i + t_n + C \\ &= 1900 + 29 + 2 \\ &= 1931 \text{ mm} \end{aligned}$$

ここに、

D_m : 平均半径 (mm)

D_i : 内径 (mm)

t_n : 公称板厚 (mm)

C : 腐れ代 (mm)

$$\begin{aligned} \frac{r}{t} &= \frac{D_m}{2(t_n - C)} \\ &= \frac{1931}{2(29 - 2)} \\ &= 35.76 < 64.7 \end{aligned}$$

よって、

$$\begin{aligned} \sigma_{cro} &= \sigma_y \\ &= 211 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

また、

$$\begin{aligned}\frac{\sigma_h}{\sigma_y} &= \frac{PD_m}{2\sigma_y(t_n - C)} \\ &= \frac{2.0 \times 1931}{2 \times 211 \times (29 - 2)} \\ &= 0.339 > 0.3\end{aligned}$$

ここに、

σ_h : 周方向引張応力 (フープ応力) (N/mm²)

よって、

$$\begin{aligned}{}_c\sigma_{cr} &= \sigma_{c r o} (1 - \sigma_h / \sigma_y) \\ &= 211 (1 - 0.339) \\ &= 139\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}{}_b\sigma_{cr} &= \sigma_{c r o} (1 - \sigma_h / \sigma_y) \\ &= 139\end{aligned}$$

ここに、

${}_c\sigma_{cr}$: 内圧を受ける胴板の軸圧縮座屈耐力 (N/mm²)

${}_b\sigma_{cr}$: 内圧を受ける胴板の曲げ座屈耐力 (N/mm²)

よって、許容最大曲げ応力は、

$$\begin{aligned}\sigma_b &= {}_b\sigma_{cr} (1 - \sigma_c / {}_c\sigma_{cr}) \cos \theta \\ &= {}_b\sigma_{cr} \left[1 - \frac{1}{{}_c\sigma_{cr}(t_n - C)} \left\{ \frac{N}{\pi D_m} - \frac{P(D_i + 2C)}{400} \right\} \right] \cos \theta \\ &= 139 \left[1 - \frac{1}{139(29 - 2)} \left\{ \frac{568923}{\pi \times 1931} - \frac{2.0 \times (1900 + 2 \times 2)}{4} \right\} \right] \times 1.0 \\ &= 171 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ここに、

σ_b : 許容最大曲げ応力 (N/mm²)

σ_c : 平均圧縮応力 (N/mm²)

θ : 円錐部における頂角の 1/2 の値 (度)

N : 鉛直荷重 (N)

よって、保有曲げ耐力は、

$$\begin{aligned}M_y &= Z \sigma_b \\ &= \frac{\pi D_m^2 (t_n - C) \cdot \sigma_b}{4} \\ &= \frac{\pi \times 1931^2 \times (29 - 2) \times 171}{4} \\ &= 1.35 \times 10^{10} \text{ N}\cdot\text{mm}\end{aligned}$$

(2) 必要保有耐力

$$\begin{aligned}\frac{\sigma_c}{c\sigma_{cr}} &= \frac{N}{c\sigma_{cr} \cdot \pi D_m (t_n - C)} \\ &= \frac{568923}{139 \times \pi \times 1931 \times (29 - 2)} \\ &= 0.0250 < 0.2\end{aligned}$$

よって、

$$\text{構造特性係数 } D_s = 0.5$$

必要保有曲げ耐力は、

$$\begin{aligned}M &= 6328152 \times D_s \\ &= 6328152 \times 0.5 \\ &= 3164076 < 1.35 \times 10^7 \text{ N}\cdot\text{m} = M_y \quad \text{合格}\end{aligned}$$

4.3.5 スカートの保有耐力の検討

セクション4 (表 4.3.6-1 参照) の下端について検討する。

(1) 保有耐力

$$\begin{aligned}\left(\frac{r}{t}\right)_I &= 2.567 \left(\frac{E}{\sigma_y}\right)^{0.72} = 2.567 \left(\frac{203000}{245}\right)^{0.72} \\ &= 324.1\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\left(\frac{r}{t}\right)_{II} &= 0.377 \left(\frac{E}{\sigma_y}\right)^{0.72} \\ &= 47.6\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}r/t &= (D + t) / (2t) = (1900 + 14) / (2 \times 14) \\ &= 68.4\end{aligned}$$

ここに、

r : スカートの平均半径 (mm)

t : スカートの板厚 (mm)

E : スカート材料の縦弾性係数 (N/mm²)

σ_y : スカート材料の降伏点 (N/mm²)

D : スカート内径 (mm)

$$\left(\frac{r}{t}\right)_{II} < \frac{r}{t} < \left(\frac{r}{t}\right)_I \quad \text{だから}$$

$$\begin{aligned}c\sigma_{cr} &= \sigma_y \left\{ 0.6 + 0.4 \frac{(r/t)_I - (r/t)}{(r/t)_I - (r/t)_{II}} \right\} \\ &= 245 \left\{ 0.6 + 0.4 \frac{324.1 - 68.4}{324.1 - 47.6} \right\} \\ &= 238 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

同様にして

$${}_b\sigma_{c_r} = 238 \text{ N/mm}^2$$

ここに、

${}_c\sigma_{c_r}$: スカートの軸圧縮座屈応力 (N/mm²)

${}_b\sigma_{c_r}$: スカートの曲げ座屈応力 (N/mm²)

よって、許容最大曲げ応力は

$$\begin{aligned}\sigma_b &= {}_b\sigma_{c_r} (1 - \sigma_c / {}_c\sigma_{c_r}) \cos \theta \\ &= {}_b\sigma_{c_r} \left\{ 1 - \frac{N}{{}_c\sigma_{c_r} (\pi D_m - Y) t} \right\} \cos \theta \\ &= 238 \left\{ 1 - \frac{705882}{238 \times (\pi \times 1914 - 450) \times 14} \right\} \\ &= 229 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ここに、

σ_b : 許容最大曲げ応力 (N/mm²)

σ_c : 平均圧縮応力 (N/mm²)

N : 鉛直荷重 (N)

D_m : スカートの平均半径 (mm)

Y : スカートの開口幅 (mm)

θ : 円錐形スカートにおける円錐部の頂角の1/2 (deg)

よって、保有耐力は、

$$M_y = Z \sigma_b$$

$$= \frac{(\pi \times D_m^2 - 2D_m Y) t \cdot \sigma_b}{4}$$

$$= \frac{(\pi \times 1914^2 - 2 \times 1914 \times 450) \times 14 \times 229}{4}$$

$$= 8.01 \times 10^9 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

ここに、

M_y : 局部座屈により定める曲げ耐力 (N·mm)

Z : スカートの断面係数 (mm³)

(2) 必要保有耐力

$$\frac{\sigma_c}{{}_c\sigma_{c_r}} = \frac{N}{{}_c\sigma_{c_r} (\pi D_m - Y) t}$$

$$= \frac{705882}{238(\pi \times 1914 - 450) \times 14}$$

$$= 0.038 < 0.2$$

よって、

構造特性係数 $D_s = 0.5$

必要保有曲げ耐力は、

$$\begin{aligned} M &= 9504058 D_s \\ &= 9504058 \times 0.5 \\ &= 4752029 < 801000 \text{ N}\cdot\text{mm} = M_y \quad \text{合格} \end{aligned}$$

4.3.6 基礎ボルトの保有耐力の検討

(1) 保有耐力

$$\begin{aligned} M_y &= n_e \cdot a \cdot b \cdot \sigma_y (r_b + r_s) + N r_s \\ &= \frac{n}{2} \cdot \frac{\pi}{4} d_b^2 \cdot b \cdot \sigma_y \left(\frac{2}{\pi} r + \frac{D+t}{2} \right) + N \left(\frac{D+t}{2} \right) \\ &= \frac{12}{2} \cdot \frac{\pi}{4} \times 72^2 \times 235 \times \left(\frac{2}{\pi} \times \frac{2142}{2} + \frac{1900+14}{2} \right) + 705882 \times \frac{1900+14}{2} \\ &= 1.01 \times 10^{10} \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

(2) 構造特性係数

ア 弾性振動エネルギー

$$\begin{aligned} W_e &= \frac{[n_e \cdot a \cdot b \cdot \sigma_y (r_b + r_s) + W \cdot r_s]^2}{2 h_0^2 K} \\ &= \frac{[n_e \frac{\pi d_b^2}{4} b \sigma_y (\frac{2}{\pi} r + \frac{D+t}{2}) + W \frac{D+t}{2}]^2}{2 (\frac{M_0}{W})^2 K} \\ &= \frac{[6 \times \frac{\pi}{4} \times 72^2 \times 235 \times (\frac{2}{\pi} \times \frac{2142}{2} + \frac{1900+14}{2}) + 705882 \times \frac{1900+14}{2}]^2}{2 (\frac{10330668 \times 10^3}{705882})^2 \times 4396} \\ &= 5.40 \times 10^7 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

イ 基礎ボルトの塑性変形量

$$\begin{aligned} {}_b \delta_u &= 10 \left\{ 5 \left(\frac{{}_b a_e}{{}_b a} \cdot \frac{{}_b \sigma_B}{{}_b \sigma_y} - 1 \right) + 1 \right\} l_b \varepsilon_y \\ &= 10 \left\{ 5 \left(\frac{{}_b a_e}{{}_b a} \cdot \frac{{}_b \sigma_B}{{}_b \sigma_y} - 1 \right) + 1 \right\} l_b \frac{{}_b \sigma_y}{E} \end{aligned}$$

$$= 10 \left\{ 5 \left(\frac{\pi}{4} \times 68.1^2 \cdot \frac{400}{235} - 1 \right) + 1 \right\} \times 1300 \times \frac{235}{205940}$$

$$= 53.6 \text{ mm}$$

ウ 塑性歪エネルギーの積分値

$$W_p = 1.5 \times (3/4) \times n \cdot b^a \cdot b \cdot \sigma_y \cdot b \cdot \delta_u$$

$$= 1.5 \times (3/4) \times 12 \times (\pi/4) \cdot 72^2 \times 235 \times 53.6$$

$$= 6.92 \times 10^8 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

ここに、

W_p : 塑性歪エネルギーの積分値 (N・mm)

n : 基礎ボルトの全本数

エ 基礎ボルトの構造特性係数

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1 + W_p / W_e}}$$

$$= \frac{1}{\sqrt{1 + (6.92 \times 10^8 / 5.40 \times 10^7)}}$$

$$= 0.269 < 0.3$$

$D_s = 0.3$ とする。

(3) 必要保有曲げ耐力

$$M = 9504058 \times D_s$$

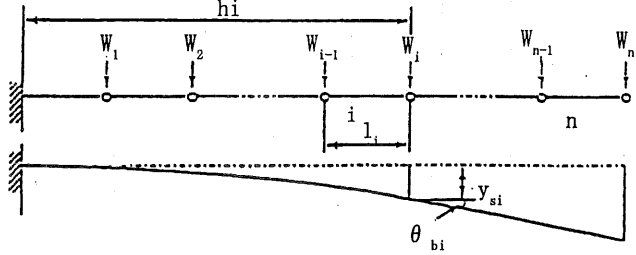
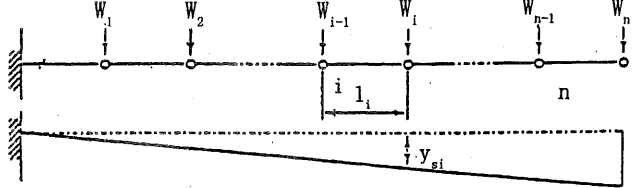
$$= 9504058 \times 0.3$$

$$= 2851217 < 1.01 \times 10^7 \text{ N}\cdot\text{mm} = M_y \quad \text{合格}$$

4.3.6-1 設計地震力の計算

節点高さ (mm)	節点番号	セクション 番号	サブセクション 番号	セクション重 量(N)	節点重量 (N)	鉛直荷重 (N)	水平震度	設計水平地震力 (N)	せん断力 (N)	モーメント (N・m)
29000	1				53613.0		1.3806	74018.0	74018.0	
25970	2	1	1-1	53613.0	60596.0	85740	1.2363	74915.0	148933.0	224275.0
22970	3	1	1-2	28469.0	58929.0	146846.0	1.0935	64439.0	213372.0	671074.0
19970	4	1	1-3	32637.0	40795.0	198939.0	0.9507	38784.0	252156.0	1311190.0
18950	5	2	2-1	26292.0	47032.0	230094.0	0.9022	42432.0	294588.0	1568389.0
16950	6	2	2-1	14994.0	53574.0	285972.0	0.8069	43229.0	337817.0	2157565.0
14560	7	3	3-1	16161.0	57359.0	343125.0	0.6932	39761.0	377578.0	2964948.0
12560	8	3	3-2	30871.0	63312.0	399347.0	0.5979	37854.0	415432.0	3720104.0
9560	9	3	3-3	25007.0	65008.0	469984.0	0.4551	29585.0	445017.0	4966400.0
6500	10	3	3-4	28567.0	127839.0	568923.0	0.3094	39553.0	484570.0	6328152.0
3376	11	4	4-1	27449.0	48297.0	651573.0	0.1607	7761.0	492331.0	7841949.0
0	12	4	4-2	35863.0	29528.0	705882.0	0.1500	4429.0	496760.0	9504058.0

付表 レーレー法による塔の固有周期の算定

分 類	式
たわみ	 <p>曲げ変形によるたわみ</p> $y_{bi} = y_{bi-1} + \theta_{bi-1} l_i + \frac{l_i^2}{2E_i I_i} \sum_{j=1}^n \left[w_j \left\{ (h_j - h_{i-1}) - \frac{l_i}{3} \right\} \right]$ $\theta_{bi} = \theta_{bi-1} + \frac{l_i}{E_i I_i} \sum_{j=1}^n \left[w_j \left\{ (h_j - h_{i-1}) - \frac{l_i}{2} \right\} \right]$ <p>ただし、$y_{b0} = 0$ $\theta_{b0} = 0$</p>
たわみ	 <p>せん断変形によるたわみ</p> $y_{si} = y_{si-1} + \frac{l_i}{A_{si} G_i} \sum_{j=1}^n w_j$ $A_{si} = \frac{A_i}{2}$ $G_i = \frac{\nu}{1 - \nu^2} E_i$
たわみ	<p>たわみ</p> $y_i = y_{bi} + y_{si}$
固有周期	$T = \frac{2\pi}{\sqrt{G}} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i y_i^2}{\sum_{i=1}^n w_i y_i}}$
<p>(記号の意味)</p> <ul style="list-style-type: none"> y_{bi} : 曲げ変形による i 点のたわみ θ_{bi} : 曲げ変形による i 点のたわみ角 l_i : セクション i の長さ E_i : セクション i のヤング率 I_i : セクション i の断面 2 次モーメント W_i : 質点 i の重量 h_i : 質点 i の高さ y_{si} : せん断変形による i 点のたわみ A_{si} : セクション i 等価せん断断面積 G_i : 横弾性係数 A_i : セクション i の断面積 ν : ポアソン比 y_i : i 点のたわみ G : 重力加速度 	

4.4 球形貯槽

4.4.1 概要（判定部位と判定項目）

球形貯槽の保有水平耐力の算出部位と降伏モード判定項目を以下に示す。

筋かい材の降伏、座屈

支柱の曲げ

支柱のせん断

支柱の座屈

基礎ボルトの降伏

シャーププレートの曲げ

ベースプレートの曲げ

以下の項目については、5.3による。

基礎ボルト定着部の引張、せん断

基礎コンクリートの曲げ、せん断

杭軸力、モーメント、地盤支持力、引抜力

地盤の液状化の判定

地盤変状量の算定（参考）

なお、基礎ボルト、シャーププレート及びベースプレートの評価については、算定応力を許容応力と比較する方法を、ここでは採用する。

4.4.2 計算例題の貯槽主仕様

(1) 上部構造物

形式	鋼管ブレース形式球形貯槽	
貯蔵物	液化ブタン	
呼称容量	3,000 m ³	
主要寸法		
球内径 (D _s)	17900 mm	
支柱本数 (n)	12 本	
支柱の中心からなる円の直径 (D _b)		17900 mm
ベースプレートから球殻の中心までの高さ (H _c)		11150 mm
ベースプレートからブレース取り付け位置までの高さ (H ₂)		8250 mm

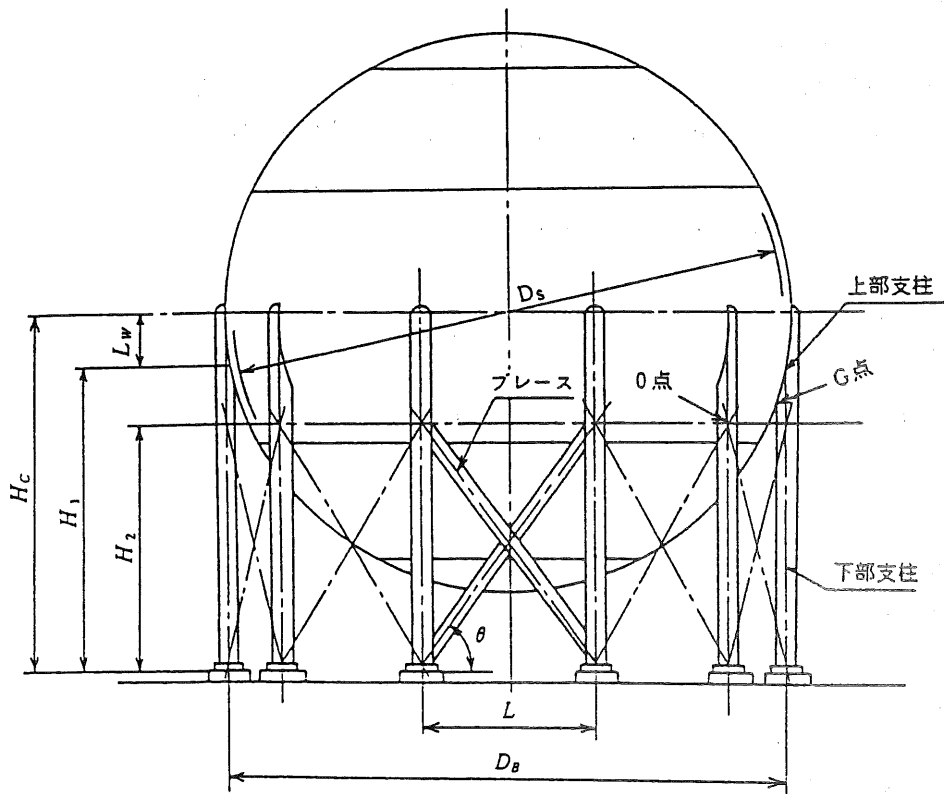
(2) 主要部材の寸法及び材質

	寸 法	材 質
球殻	—	SPV490Q
上部支柱	610.2 ^φ × 13.0 ^t	SPV490Q
下部支柱	609.6 ^φ × 12.7 ^t	STK400
ブレース	406.4 ^φ × 9.5 ^t	STK400
ベースプレート	50 × 1080 ^φ	SM490
シャーププレート	50 × 150 × 465	SM490
基礎ボルト	M36 × 650 ^l n _a = 4本/柱	SS400

(3) 主要部材の材料強度

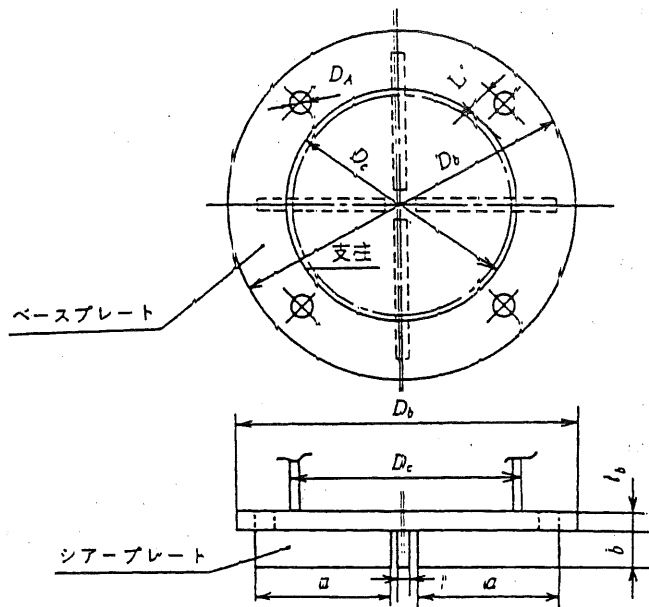
	引張強さ S _u (= S _{u0})	降伏点 S _y (= S _{y0})
SPV490Q	608 N/mm ²	490 N/mm ²
STK400	402 N/mm ²	235 N/mm ²
SM490 (t, d ≤ 40 mm)	490 N/mm ²	324 N/mm ²

	(t, d > 40 mm)	490 N/mm ²	294 N/mm ²
SS400	(t, d ≤ 40 mm)	402 N/mm ²	235 N/mm ²
	(t, d > 40 mm)	402 N/mm ²	216 N/mm ²
(4)	重量		
	内容液	15886733 N	
	球殻部	1667131 N	
	付属品	156906 N	
	支持構造部	529559 N	
	支柱の耐火被覆	294200 N	
	計	18534529 N	
(5)	設置条件		
	重要度	I	$\beta_1 = 0.80$
	(W = 1620 tf, X = 500 m, 特定の事業所1ランクアップ)		
	地域区分	特A	$\beta_2 = 1.0$
	地区補正係数		$\beta_2' = 1.0$ (地表面加速度ランクⅢ 300ガル)
	地盤種別	第4種	$\beta_3 = 2.0$
(6)	設計条件		
	設計温度	: 40°C	
	設計圧力	: 0.647 MPa	
	液比重	: 0.6	
	充満度	: 90%	
	腐れしろ	: 1.0 mm	
	溶接継手効率	: 100% ($\eta = 1.0$)	
	適用法規	: 高圧ガス保安法	



主要寸法

- D_s : 17900 mm
- D_B : 17900 mm
- L : 4633 mm
- H_c : 11150 mm
- H_1 : 9981 mm
- H_2 : 8250 mm
- L_w : 1169 mm
- θ : 60.68°



主要寸法

- D_e : 609.6 mm
- D_b : 1080 mm
- D_A : 42 mm
- a : 465 mm
- t : 50 mm
- b : 150 mm
- t_b : 50 mm
- L' : 150 mm

図 4.4.2-1 構造概要

4.4.3 ブレースと支柱の保有水平耐力の計算

4.4.3.1 ブレースの降伏又は座屈より決まる保有水平耐力 F_y

ブレースの降伏又は座屈が支柱の降伏に先行する場合には、最大応力構面のブレースが許容耐力 Q_y に達した時の支持構造体に作用する水平力を保有水平耐力 F_y とする。

$$Q_y = \frac{C_5 S_{yb} H_2}{2H_1^3} (2H_2^2 + 6H_2H_3 + 3H_3^2) + 6I_c A_y S_{yb} \quad (\text{N})$$

$$= \frac{2.0 \times 1277512 \times 8250}{2 \times 9981^3} (2 \times 8250^2 + 6 \times 8250 \times 1730 + 3 \times 1731^2)$$

$$+ 6 \times 1.0611 \times 10^9 \times 2.868 \times 10^{-12} \times 1277512$$

$$= 2469741 \text{ N}$$

$$F_y = (n/2) \cdot Q_y \quad (\text{N})$$

$$= (12/2) \times 2469741 = 14818447 \text{ N}$$

ここに、

n : 支柱本数 = 12 本

S_{yb} : ブレースの許容水平力

$$S_{yb} = F_B \cdot A_b \cdot \cos \theta$$

$$= 220 \times 11846 \times \cos(60.68 \text{ deg}) = 1277512 \text{ N}$$

ここに、

A_b : ブレースの断面積 (mm^2)

タイロッドブレース : $A_b = \pi d_t^2 / 4$

鋼管ブレース : $A_b = (\pi / 4) \{d_b^2 - (d_b - 2t_b)^2\}$

$$= (\pi / 4) \{406.4^2 - (406.4 - 2 \times 9.5)^2\}$$

$$= 11846 \text{ mm}^2$$

ここに、

d_t : タイロッド外径

d_b : 鋼管ブレース外径

t_b : 鋼管ブレース肉厚

θ : ブレースの仰角 (deg) ; $\theta = 60.68 \text{ deg}$

F_B : ブレースの許容引張応力 (N/mm^2)

(降伏点 S_y または引張強さ S_u の 70% のいずれか小なる値)

ただし、圧縮ブレース形式 (鋼管ブレース) の場合、 F_B の代わりに、短期許容圧縮応力 F_B' を用いる。

鋼管ブレースの場合の F_B' の算定方法

$$l_k = L / 2 \cos \theta$$

$$= 4633 / [2 \times \cos(60.68 \text{ deg})]$$

$$= 4731 \text{ mm}$$

ここに、

l_k : ブレースの長さ

L : 支柱の間隔 = 4633 mm

ブレース断面 2 次半径

$$i_B = (1/4) \sqrt{(d_b^2 + (d_b - 2t_b)^2)}$$

$$= (1/4) \sqrt{406.4^2 + (406.4 - 2 \times 9.5)^2} = 140.4 \text{ mm}$$

$$\lambda_B = l_k / i_B = 4731 / 140.4 = 33.69$$

$$\Lambda_B = \sqrt{\pi^2 E / (0.6 F_B)}$$

$$= \sqrt{\pi^2 \times 205940 / (0.6 \times 235)} = 120.01$$

E : ブレースの縦弾性係数 = 205940 N/mm²

F_B : ブレースの基準値 (降伏点または引張強さの 70% のいずれか小なる値) 235 N/mm²

$$\lambda_B \leq \Lambda_B \text{ のときは、 } F_B' = 1.5 \{1 - 0.4 (\lambda_B / \Lambda_B)^2\} F_B / \nu_B$$

$$\lambda_B > \Lambda_B \text{ のときは、 } F_B' = 1.5 \times 0.277 F_B / (\lambda_B / \Lambda_B)^2$$

$$\nu_B = (3/2) + (2/3) \times (\lambda_B / \Lambda_B)^2$$

$$= (3/2) + (2/3) \times (33.69 / 120.01)^2 = 1.553$$

$\lambda_B < \Lambda_B$ であるので、

$$F_B' = 1.5 \{1 - 0.4 \times (33.69 / 120.01)^2\} \times 235 / 1.553$$

$$= 219.8 \text{ N/mm}^2$$

計算式中の諸係数の値を以下に示す。

区 分	引張ブレース形式 (タイロッドブレース)	圧縮ブレース形式 (鋼管ブレース)
C ₃	1.0	0.5
C ₄	1.0	0
C ₅	1.0	2.0

H₁, H₂ : 支柱の寸法 (構造概要図参照) (mm)

$$H_1 = H_C - (1/2) \sqrt{D_{CU} D_S / 2} = 11150 - (1/2) \sqrt{(610.2 \times 17900) / 2}$$

$$= 9981 \text{ mm}$$

ここに、

$$D_{CU} : \text{上部支柱外径} \quad 610.2 \text{ mm}$$

$$D_S : \text{球殻内径} \quad 17900 \text{ mm}$$

$$H_2 : \text{ブレース取付部の高さ} \quad 8250 \text{ mm}$$

$$H_3 = H_1 - H_2$$

$$= 9981 - 8250 = 1731 \text{ mm}$$

I_c : 下部支柱の断面 2 次モーメント (mm⁴)

$$I_c = \pi \{D_c^4 - (D_c - 2t_c)^4\} / 64$$

$$= (\pi / 64) \{609.6^4 - (609.6 - 2 \times 12.7)^4\}$$

$$= 1.06112 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

D_c : 下部支柱の外径 $D_c = 609.6 \text{ mm}$
 t_c : 下部支柱の肉厚 $t_c = 12.7 \text{ mm}$
 A_c : 下部支柱断面積 (mm^2)

$$\begin{aligned}
 A_c &= (\pi/4) \{D_c^2 - (D_c - 2t_c)^2\} \\
 &= (\pi/4) \{609.6^2 - (609.6 - 2 \times 12.7)^2\} = 23815 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_y &= \frac{1}{3H_1^2 - H_2^2} \times \left\{ \frac{C_5 H_2 H_3^3 (4H_2 + 3H_3)}{12I_c H_1^3} + \frac{C_3 \cdot C_5}{A_b \cos^2 \theta \sin \theta} + \frac{C_4 \tan^2 \theta}{A_{CL}} \right\} \\
 &= \frac{1}{3 \times (9981)^2 - 8250^2} \times \left\{ \frac{2 \times 8250 \times 1731^3 \times (4 \times 8250 + 3 \times 1731)}{12 \times 1.60112 \times 10^9 \times 9981^3} \right. \\
 &\quad \left. + \frac{0.5 \times 2.0}{11846 (\cos(60.68 \text{ deg}))^2 \sin(60.68 \text{ deg})} + \frac{0 \times (\tan(60.68 \text{ deg}))^2}{23815} \right\} \\
 &= 2.868 \times 10^{-12} \text{ (1/mm}^4\text{)}
 \end{aligned}$$

4.4.3.2 支柱の曲げ降伏耐力

上部支柱の曲げと圧縮（座屈）による降伏耐力 $Q_{a \text{ cuy}}$ と、下部支柱の曲げと圧縮（座屈）による降伏耐力 $Q_{b \text{ cy}}$ および上部支柱のせん断降伏耐力 $Q_{a \text{ cuy}}$ を算定し、これらのうち最小のものを支柱の保有水平耐力 Q_{cy} とする。なお、添字のaは上部支柱、bは下部支柱を表す。

(1) 上部支柱の曲げと圧縮による降伏から決まる保有水平耐力 $Q_{a \text{ cuy}}$ (N)

$$\begin{aligned}
 Q_{a \text{ cuy}} &= \frac{Z_{cu} \{F_{cu} - (N_{su}/A_{cu}) \cdot (F_{cu}/F_{cu}')\} \cdot n/2}{\frac{C_5 H_2 H_3^3}{2H_1^2} (2H_2 + H_3) + 6I_c H_1 A_y} - \frac{1}{2} \sqrt{\frac{D_s D_{cu}}{2}} \\
 &= \frac{\frac{C_5 H_2}{2H_1^3} (2H_2^2 + 6H_2 H_3 + 3H_3^2) + 6I_c A_y}{\frac{2 \times 8250 \times 1731}{2 \times 9981^2} (2 \times 8250 + 1731) + 6 \times 1.06112 \times 10^9 \times 9981 \times 2.868 \times 10^{-12}} - \frac{1}{2} \sqrt{\frac{17900 \times 610.2}{2}} \\
 &= \frac{7.7719 \times 10^9}{279.8} \\
 &= 2.7773 \times 10^7 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{(式1)} &= \frac{C_5 H_2}{2H_1^3} (2H_2^2 + 6H_2 H_3 + 3H_3^2) + 6I_c A_y \\
 &= \frac{2 \times 8250}{2 \times 9981^2} (2 \times 8250^2 + 6 \times 8250 \times 1731 + 3 \times 1731^2) \\
 &\quad + 6 \times 1.06112 \times 10^9 \times 2.868 \times 10^{-12}
 \end{aligned}$$

ここに、

D_s : 球形内径 (mm) = 17900 mm

D_{cu} : 上部支柱直径 (mm) = 610.2 mm

Z_{cu} : 上部支柱の断面係数 (mm³)

$$\begin{aligned} Z_{cu} &= \pi \{ D_{cu}^4 - (D_{cu} - 2t_{cu})^4 \} / 32 D_{cu} \\ &= (\pi / 32) \{ 610.2^4 - (610.2 - 2 \times 13)^4 \} (1 / 610.2) \\ &= 3565500 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

t_{cu} : 上部支柱の肉厚 = 13 mm

A_{cu} : 上部支柱断面積 (mm²)

$$\begin{aligned} A_{cu} &= \pi \{ D_{cu}^2 - (D_{cu} - 2t_{cu})^2 \} / 4 \\ &= (\pi / 4) \{ 610.2^2 - (610.2 - 2 \times 13)^2 \} \\ &= 24390 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$H_1, H_2, H_3, I_c, A_y, C_5, n$: 前出

N_{su} : 内容液重量と貯槽自重による上部支柱1本当りの軸力 (N)

$$\begin{aligned} N_{su} &= (W_{S1} + W_{S2} + W_{S3} + W_{S4} + W_{LA} + F_v) / n \\ &= (1667131 + 823759 + 156906 + 0 + 15886773 + 0) / 12 \\ &= 1544547 \text{ N} \end{aligned}$$

ここに、	W_{S1} : 球形重量	1667131 N
	W_{S2} : 支柱、ブレース、耐火被覆等の重量	823759 N
	W_{S3} : 付属品等の重量	156906 N
	W_{S4} : 積雪重量	0 N
	W_{LA} : 内容液の重量	15886773 N
	F_v : 鉛直地震力	0 N

(注：耐震プログラム ver2.2 では上部支柱の検討において W_{S2} を加算していない。)

F_{cu} : 上部支柱の耐震設計用許容応力 $\min\{0.7S_u, S_y\}$ (N/mm²)

$$0.7S_u = 0.7 \times 608 = 425.6 \text{ N/mm}^2$$

$$S_y = 490 \text{ N/mm}^2 \text{ 故に } F_{cu} = 425.6 \text{ N/mm}^2$$

F_{cu}' = 上部支柱の短期許容圧縮応力 (N/mm²)

F_{cu}' の算出

$$\begin{aligned} i_{cu} &= (1/4) \times \sqrt{D_{cu}^2 + (D_{cu} - 2t_{cu})^2} \\ &= (1/4) \times \sqrt{610.2^2 + (610.2 - 2 \times 13)^2} = 211.19 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda_{cu} &= 2H_3 / i_{cu} \\ &= 2 \times 17.31 / 211.19 = 16.39 \end{aligned}$$

$$\Lambda_{cu} = \sqrt{\frac{\pi^2 E_{cu}}{0.6 F_{cu}}} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 205940}{0.6 \times 425.6}} = 89.22$$

ここに、 E_{cu} : 上部支柱の縦弾性係数

$$\begin{aligned} \nu_{cu} &= (3/2) + (2/3) (\lambda_{cu} / \Lambda_{cu})^2 \\ &= (3/2) + (2/3) \times (16.41 / 89.22)^2 = 1.5226 \end{aligned}$$

$\lambda_{cu} \leq \Lambda_{cu}$ のとき

$$F_{cu}' = \frac{1.5\{1 - 0.4\lambda_{cu}/\Lambda_{cu}\}^2}{\nu_{cu}} F_{cu}$$

$\lambda_{cu} > \Lambda_{cu}$ のとき

$$F_{cu}' = \frac{1.5 \times 0.277}{(\lambda_{cu}/\Lambda_{cu})^2} F_{cu}$$

$\lambda_{cu} < \Lambda_{cu}$ であるので

$$F_{cu}' = \frac{1.5}{1.5225} \times \{1 - 0.4 \times (16.39/89.22)^2\} \times 425.6 = 413.6 \text{ N/mm}^2$$

(2) 下部支柱の曲げと圧縮による降伏から決まる保有水平耐力 ${}_bQ_{cy}$ (N)

$${}_bQ_{cy} = \frac{Z_c F_c' \left\{ 1 - \frac{N_{su}}{A_c F_c'} \right\} \frac{n}{2}}{\frac{6I_c H_2 A_y - \frac{C_5 H_2 H_3^2}{2H_1^3} (3H_2 + 2H_3)}{C_5 H_2 (2H_2^2 + 6H_2 H_3 + 3H_3^2) + 6I_c A_y} + C_4 \frac{Z_c F_c'}{A_c F_c'} \tan \theta + \frac{2L(H_c - H_2) Z_c F_c X_6}{D_B^2 A_c F_c'}}$$

$$= \frac{\text{(式2)}}{\frac{\text{(式3)} + C_4 \frac{Z_c F_c'}{A_c F_c'} \tan \theta}{\text{(式4)}} + \text{(式5)}}$$

$$X_6 = C_4 + \frac{1 - C_4}{\frac{2A_b \sin^3 \theta}{A_{CL}} + 1} = 0 + \frac{1 - 0}{\frac{2 \times 11846 \times \sin^3(60.68 \text{ deg})}{23815} + 1} = 0.6026$$

ここで、

$$\text{(式2)} = 3.481 \times 10^6 \times 235 \times \{1 - 154.4 \times 10^4 / (23815 \times 220.8)\} \times (12/2)$$

$$\text{(式3)} = 6 \times 1.06112 \times 10^9 \times 8250 \times 2.868 \times 10^{-12} - \frac{2 \times 8250 \times 1731^2}{2 \times 9981^3}$$

$$\times (3 \times 8250 + 2 \times 1731)$$

$$C_4 \frac{Z_c F_c'}{A_c F_c'} \tan \theta = 0 \times \frac{3.481 \times 10^6 \times 235}{23815 \times 220.8} \times \tan(60.68 \text{ deg})$$

$$\text{(式4)} = \frac{2 \times 8250}{2 \times 9981^3} \times (2 \times 8250^2 + 6 \times 8250 \times 1731 + 3 \times 1731^2)$$

$$+ 6 \times 1.06112 \times 10^9 \times 2.868 \times 10^{-12}$$

$$\text{(式5)} = \frac{2 \times 4633 \times (11150 - 8250) \times 3.481 \times 10^6 \times 235 \times 0.6026}{17900^2 \times 23815 \times 220.8}$$

$$\therefore {}_bQ_{cy} = 1186 \times 10^4 \text{ N}$$

ここに、

$H_1, H_2, H_3, I_c, A_y, C_4, C_5, N_{su}, n$: 前出

A_c : 下部支柱の断面積 (mm^2)

$$A_c = \frac{\pi}{4} \{D_c^2 - (D_c - 2t_c)^2\}$$
$$= (\pi/4) \times \{609.6^2 - (609.6 - 2 \times 12.7)^2\} = 23815 \text{ mm}^2$$

D_c : 下部支柱直径 = 609.6 mm

t_c : 下部支柱の肉厚 = 12.7 mm

Z_c : 下部支柱の断面係数 (mm^3)

$$Z_c = \frac{\pi}{32} \frac{D_c^4 - (D_c - 2t_c)^4}{D_c} = \frac{\pi}{32} \frac{609.6^4 - (609.6 - 2 \times 12.7)^4}{609.6}$$
$$= 3.841 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

F_c : 下部支柱の耐震設計用許容応力 $\min\{0.7S_u, S_y\}$ (N/mm^2)

$$0.7 S_u = 0.7 \times 402 = 281.4 \text{ N/mm}^2$$

$$S_y = 235 \text{ N/mm}^2 \quad \text{故に、} F_c = 235 \text{ N/mm}^2$$

F_c' : 下部支柱の短期許容圧縮応力 (N/mm^2)

F_c' の算出

$$i_c = (1/4) \times \sqrt{D_c^2 + (D_{cu} - 2t_c)^2}$$
$$= (1/4) \times \sqrt{609.6^2 + (609.6 - 2 \times 12.7)^2} = 211.1 \text{ mm}$$

$$\lambda_c = 0.7H_1 / i_c \quad (1 \text{ 端自由、他端拘束の場合})$$
$$= 0.7 \times 9981 / 211.1 = 33.10$$

$$\Lambda_c = \sqrt{\frac{\pi^2 E_c}{0.6 F_c}} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 205940}{0.6 \times 235}} = 120.0$$

ここに、

E_c : 下部支柱の縦弾性係数 205940 N/mm^2

$$\nu_c = (3/2) + (2/3) (\lambda_c / \Lambda_c)^2$$
$$= (3/2) + (2/3) \times (33.10 / 120.0)^2 = 1.551$$

$\lambda_c \leq \Lambda_c$ のとき

$$F_c' = \frac{1.5 \{1 - 0.4(\lambda_c / \Lambda_c)^2\}}{\nu_c} F_c$$

$\lambda_c > \Lambda_c$ のとき

$$F_c' = \frac{1.5 \times 0.277}{(\lambda_c / \nu_c)^2} F_c$$

$\lambda_c < \Lambda_c$ であるので

$$F_c' = \frac{1.5}{1.551} \times \{1 - 0.4 \times (33.10 / 120.0)^2\} \times 235 = 220.8 \text{ N/mm}^2$$

4.4.3.3 支柱のせん断降伏耐力

上部支柱のせん断降伏から決まるせん断降伏耐力 $Q_{cu\tau y}$ (N)

$$\begin{aligned}
 Q_{cu\tau y} &= \frac{K\tau_y A_{cu}}{2\left(\frac{4C_1EA K_c}{C_2EA + 4LK_c} + K_c\right)} \\
 &= \frac{390207 \times 245.7 \times 24390}{2 \times \left(\frac{4 \times 0.9167 \times 205940 \times 2781 \times 659.3}{0.01365 \times 205940 \times 2781 + 4 \times 4633 \times 659.3} + 659.3\right)} \\
 &= 1.67609 \times 10^7 \text{ N}
 \end{aligned}$$

ここに、

τ_y : 許容せん断応力 (N/mm²)

$$\begin{aligned}
 \tau_y &= F_{cu} / \sqrt{3} \\
 &= 425.6 / \sqrt{3} = 245.7 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

F_{cu} : 耐震設計用許容応力 425.6 N/mm²

K : 全体の水平剛性 (N/mm)

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{1}{1/K_1 + 1/K_2} = \frac{1}{\frac{1}{510.1 \times 10^4} + \frac{1}{42.26 \times 10^4}} \\
 &= 39.02 \times 10^4 \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

K_1 : 支柱構造部全体の曲げ剛性 (N/mm)

$$\begin{aligned}
 K_1 &= \frac{3nE_c A_c D_B^2}{8H_c^3} \\
 &= \frac{3 \times 12 \times 205940 \times 23815 \times 17900^2}{8 \times 11150^3} = 510.1 \times 10^4 \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

n : 支柱本数 12 本

A_c : 下部支柱の断面積 23815 mm²

H_c : 球殻の中心高さ 11150 mm

D_B : 支柱の中心からなる円の直径 17900 mm

E_c : 下部支柱材料の縦弾性係数 205940 N/mm²

K_2 : 支柱構造全体のせん断剛性 (N/mm)

$$\begin{aligned}
 K_2 &= nK_c \left(\frac{2C_1}{C_2 + 4LK_c/EA} + 1 \right) \\
 &= 12 \times 659.3 \times \left(\frac{2 \times 0.9167}{0.01365 + 4 \times 4633 \times 659.3 / (205940 \times 2781)} + 1 \right) \\
 &= 42.26 \times 10^4 \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

ここに、

K_c : 支柱1本の曲げ剛性 (N/mm)

$$K_c = \frac{3EI_c}{H_1^3}$$

$$= \frac{3 \times 205940 \times 1.0611 \times 10^9}{9981^3} = 659.3 \text{ N/mm}$$

I_c : 下部支柱の断面2次モーメント $1.0611 \times 10^9 \text{ mm}^4$

$$A = \frac{1}{\frac{C_3}{A_b \cos^3 \theta} + \frac{C_4 \tan^3 \theta}{A_c}}$$

$$= \frac{1}{\frac{0.5}{11846 \times \cos^3(60.68\text{deg})} + \frac{0 \times \tan^3(60.68\text{deg})}{23815}} = 2781$$

$$\lambda_c = H_2 / H_1 = 8250 / 9981 = 0.8265$$

$$C_1 = (1/4) \times \lambda_c^2 (3 - \lambda_c^2)^2$$

$$= (1/4) \times 0.8265^2 \times (3 - 0.8265^2)^2 = 0.9167$$

$$C_2 = \lambda_c^2 (1 - \lambda_c)^3 (3 + \lambda_c)$$

$$= 0.8265^2 (1 - 0.8265)^3 (3 + 0.8265) = 0.01365$$

4.4.4 貯槽の固有周期の計算

$$T = 2\pi \sqrt{W_H / 9800K} \quad (\text{sec})$$

$$= 2\pi \sqrt{(1336 \times 10^4 / (9800 \times 418843))} = 0.358 \text{ sec}$$

ここに、

W_H は球形貯槽の自重 W_t と内容液の有効液重量 W_e の和

$$W_e = f_1 W_1 \text{ (N)}$$

f_1 : 有効液重量率,

充満度 W_1/W_{100} の関数で、一般に $W_1/W_{100} = 0.9$ の場合に $f_1 = 0.7$ となる。

W_1 : 内容液重量 (N) $1589 \times 10^4 \text{ N}$

W_{100} : 充満度 100% の場合の内容液重量

$$W_e = 0.7 \times 1589 \times 10^4 = 1112 \times 10^4 \text{ N}$$

設備の自重 (W_t)

$$W_t = \text{球形重量}(W_{s1}) + \text{付属品等の重量}(W_{s3})$$

$$+ 1/2 (\text{支柱、ブレース、耐火被覆重量}(W_{s2}))$$

$$= 1667131 + 156906 + (1/2) \times 823759$$

$$= 224 \times 10^4 \text{ N}$$

$$W_H = W_t + W_e = 224 \times 10^4 + 1112 \times 10^4 = 1336 \times 10^4 \text{ N}$$

(W_{s1} 、 W_{s2} 、 W_{s3} については、4.4.3.2(1)を参照のこと。)

水平剛性 K

$$K = F_y / \delta_y \text{ (N/mm)}$$

$$= 14818447 / 35.38 = 418843 \text{ N/mm}$$

F_y : ブレース降伏時の貯槽に作用する水平力 ; 4.4.3.1により

$$F_y = 14818447 \text{ N}$$

δ_y : 支持構造 (ブレース) の降伏時の柱頭の水平変位 (mm)

$$\delta_y = \frac{2H_1^3}{E} A_y S_{yb}$$

$$= \frac{2 \times 9981^3}{205940} \times 2.868 \times 1277512$$

$$= 35.38 \text{ mm}$$

(H_1 , E , A_y , S_{yb} については、4.4.3.1を参照のこと。)

4.4.5 構造特性係数及び必要保有水平耐力

4.4.5.1 構造特性係数 (D_s)

(1) ブレース

$$D_s = \frac{1}{(1+4a\eta)^{1/2}} \quad (\text{鋼管ブレース})$$

$$D_s = \frac{1}{(1+4a\eta)^{1/2}} \cdot \frac{1.42}{1+3h_0+1.2h_0^{1/2}} \quad (\text{タイロッドブレース})$$

ここに、

h_0 : 減衰定数 (粘性減衰等を人為的に付与する場合 $h_0 \geq 0.05$)

a : 構造による定数 (0.75または1.0)

η : 支持構造の平均累積塑性変形倍率 (ただし、 a , η は0.75~3.0)

また、 $0.28 \leq D_s \leq 0.35$ とする。

ただし、 F_y (ブレースの保有水平耐力) $> Q_{cy}$ (支柱の保有水平耐力) の場合には $D_{s1} = 0.35$ とする。

ア 支柱の降伏モーメント : M_y (N・mm)

$$\begin{aligned} M_y &= Z_{cu} \{F_{cu} - N_{su} / A_{cu}\} \\ &= 3565500 \times (425.6 - 1544547 / 24390) \\ &= 1.301 \times 10^9 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

イ ブレース降伏時の支柱上部の危険曲げモーメント点の曲げモーメント : M_a (N・mm)

$$M_a = M_y - \frac{1}{2} \sqrt{\frac{D_{cu} \cdot D_s}{2}} Q_y$$

$$= 3.639 \times 10^9 - \frac{1}{2} \sqrt{\frac{610.2 \times 17900}{2}} \times 2469741 = 7.534 \times 10^8 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

ここに、

$$\begin{aligned}
 M_a &= \frac{C_5 S_{yb} H_2 H_3}{2 H_1^2} (2 H_2 + H_3) + \frac{3 E I_c}{H_1^2} \delta_y \\
 &= \frac{2.0 \times 1277512 \times 8250 \times 1731}{2 \times 9981^2} (2 \times 8250 + 1731) \\
 &\quad + \frac{3 \times 205940 \times 1.0611 \times 10^9 \times 35.38}{9981^2} \\
 &= 3.639 \times 10^9 \text{ N}\cdot\text{mm}
 \end{aligned}$$

S_{yb} : ブレースの許容水平力 4.4.3.1 を参照

ウ 曲げモーメントの余力: ΔMa (N·mm)

$$\begin{aligned}
 \Delta Ma &= (My - eMa) \frac{H_1}{H_1 - (1/2) \sqrt{D_s D_{cu}} / 2} \\
 &= (1.301 \times 10^9 - 7.534 \times 10^8) \frac{9981}{9981 - (1/2) \sqrt{610.2 \times 17900} / 2} \\
 &= 6.206 \times 10^8 \text{ N}\cdot\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{エ } \Delta \delta &= (\Delta M_a \cdot H_1^2) / (3E \cdot I_c) \\
 &= \frac{6.206 \times 10^8 \times 9981^2}{3 \times 205940 \times 1.0611 \times 10^9} = 94.3 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{オ } \eta &= \Delta \delta / \delta_y \\
 &= 94.3 / 35.4 = 2.67
 \end{aligned}$$

δ_y : ブレースが許容耐力に達するときの支柱柱頭の水平変位 (mm) (4.4.4 参照)

カ ブレースの耐力低下を考慮した η の修正係数: a

タイロッドブレースの場合 a = 1.0

鋼管ブレースの場合 次の算式により計算される値

$$N_T \geq 2N_c \text{ ならば } a = 1.0$$

$$N_T < 2N_c \text{ ならば } a = 0.75$$

この算式において、 N_T 、 N_c はそれぞれ次の値を表すものとする。

$$N_T = A_b \cdot F_b \quad : \text{ブレースの許容引張軸力 (N)}$$

$$N_c = A_b \cdot F_b' \quad : \text{ブレースの許容圧縮軸力 (N)}$$

$$A_b \quad : \text{鋼管ブレースの断面積 (mm}^2\text{)} \quad 11846 \text{ mm}^2$$

$$F_b \quad : \text{鋼管ブレースの許容応力 (N/mm}^2\text{)} \quad 235 \text{ N/mm}^2$$

であって、次の値のいずれか小なる値

$$F_b = {}_b S_y, \quad F_b = 0.7 {}_b S_u = 0.7 \times 402 = 281 \text{ N/mm}^2$$

$${}_b S_y \quad : \text{ブレース材料の降伏点 (N/mm}^2\text{)} \quad 235 \text{ N/mm}^2$$

$${}_b S_u \quad : \text{ブレース材料の引張強さ (N/mm}^2\text{)} \quad 402 \text{ N/mm}^2$$

$$F_b' \quad : \text{鋼管ブレースの許容圧縮応力 (N/mm}^2\text{)}$$

4.4.3.1 より

$$F_b' = 219.8 \text{ N/mm}^2$$

$$N_T = 11846 \times 235 = 2783810 \text{ N}$$

$$N_c = 11846 \times 220.2 = 2603751 \text{ N}$$

$$2N_c = 5215962 \text{ N}$$

$N_T < 2N_c$ であるので、 $a = 0.75$

$a\eta = 0.75 \times 2.67 = 2.003$ $a\eta$ は 0.75 ~ 3.0 の範囲にある。

$$\text{キ } D_{Si} = \frac{1}{(1+4a\eta)^{1/2}} = \frac{1}{(1+4 \times 1.999)^{1/2}} = 0.333$$

ただし、 $F_v > Q_{cy}$ であり、支柱が先行降伏するので $D_{Si} = 0.35$ とする。

(2) 支柱 $D_{sc} = 0.35$

(3) 基礎ボルト、シャーププレート、ベースプレート $D_s = 0.5$
(およびせん断降伏型などの基礎)

(4) 曲げ降伏型の基礎 $D_s = 0.4$

4.4.5.2 必要保有水平耐力

球形貯槽の必要保有水平耐力 Q_{uni} は次式により計算する。

$$Q_{uni} = {}_pK_H \cdot W_H \cdot D_{Si} \text{ (N)}$$

${}_pK_H$: 設計水平震度

D_{Si} : 構造特性係数

(添字 $i = 1$: ブレース, $i = c$: 支柱)

ブレースに対して D_{S1} , 支柱に対して D_{sc}

W_H : 運転重量 (耐震告示第5条第1項第2号による。) (N)

4.4.4 より $W_H = 1366 \times 10^4 \text{ N}$

$${}_pK_H = 0.15 \beta_1 \beta_2 \beta_2' \beta_3 \beta_5 \beta_p$$

β_1 : 重要度に基づく係数 $\beta_1 = 0.8$

β_2 : 地域係数 $\beta_2 = 1.0$

β_2' : 地区補正係数 $\beta_2' = \alpha / 300 = 1.0$

α : 地区毎の地表面加速度 (g)

($\alpha < 300$ の場合 $\beta_2' = 1.0$ とする。)

β_3 : 表層地盤増幅係数 4種地盤 $\beta_3 = 2.0$

β_5 : 水平方向の応答倍率

$\beta_5 = (\text{基準応答倍率 } R_s) \times (\text{補正係数 } Cr)$

R_s は、耐震告示第6条第1項の図 (a) に定める基準応答倍率曲線の最高値を短周期領域にそのまま延長し、平坦化したものから求める。(4種地盤で $R_s=2.4$)

Cr は、同条の図 (c) を用い、所定の減衰定数 h_0 に対応した値を求める。

$h_0 = 0.03$ の場合 $Cr = 1.18$

$\beta_5 = 2.4 \times 1.18 = 2.832$

β_p : 塑性設計係数 2.0

- (1) ブレースの必要保有水平耐力 Q_{UNI}
 $P_{KH} = 0.15 \times 0.8 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.0 \times 2.832 \times 2.0 = 1.359$
 $Q_{UNI} = 1.359 \times 1336 \times 10^4 \times 0.35 = 635.5 \times 10^4 \text{ N}$
- (2) 支柱の必要保有水平耐力 Q_{UNC}
 $D_{SC} = 0.35$ でブレースの D_{S1} と同一であるので
 $Q_{UNC} = Q_{UNI} = 635.5 \times 10^4 \text{ N}$
- (3) 基礎ボルト、シャーププレート、ベースプレートなどの必要保有水平耐力 Q_{UN}
 $D_S = 0.5$
 $Q_{UN} = 1.359 \times 1336 \times 10^4 \times 0.5 = 907.8 \times 10^4 \text{ N}$
- (4) 曲げ降伏型の基礎の必要保有水平耐力 Q_{UNb}
 $Q_{UNb} = 1.359 \times 1336 \times 10^4 \times 0.4 = 726.2 \times 10^4 \text{ N}$

4.4.6 球形貯槽上部構造物の評価

4.4.6.1 ブレース及び支柱の評価

ブレースおよび支柱についてそれぞれ
 保有水平耐力 $F_{y1} \geq$ 必要保有水平耐力 Q_{UNI}
 でなければならない。

即ち、 $F_{y1} \geq Q_{UNI}$ かつ $Q_{cy} \geq Q_{UNC}$ (注: F_{y1} は 4.4.3.1 の F_y と同じ)

(1) ブレース

$$4.4.3.1 \text{ より } F_{y1} = F_y = 14818447 \text{ N}$$

$$4.4.5.2 \text{ より } Q_{UNI} = 635.5 \times 10^4 \text{ N}$$

$F_{y1} > Q_{UNI}$ であり、ブレースは合格

(2) 支柱

$$\text{支柱の保有水平耐力 } Q_{cy} = \min\{ {}_a Q_{cuy}, {}_b Q_{cy}, {}_a Q_{cu\tau y} \}$$

$$4.4.3.2 \text{ より } {}_a Q_{cuy} = 2777 \times 10^4 \text{ N}$$

$${}_b Q_{cy} = 1186 \times 10^4 \text{ N}$$

$$4.4.3.3 \text{ より } {}_a Q_{cu\tau y} = 1676 \times 10^4 \text{ N}$$

故に、

$$Q_{cy} = 1186 \times 10^4 \text{ N}$$

$$4.4.5.2 \text{ より } Q_{UNC} = 635.5 \times 10^4 \text{ N}$$

$Q_{cy} > Q_{UNC}$ であり、支柱は合格

4.4.6.2 基礎ボルト、シャーププレート及びベースプレートの評価

(1) 基礎ボルト

ア A' 柱の基礎ボルトの引抜力

$$P_A' = (1/n) \left(-W_v + {}_s F_v + \frac{4 {}_s F_H \cdot H_C \cdot L}{D_B^2} \right) + 0.4 C_4 S_H \tan \theta$$

$$= (1/12) \left(-1853 \times 10^4 + 0 + \frac{4 \times 907.9 \times 10^4 \times 11150 \times 4633}{17900^2} \right)$$

$$+ 0.4 \times 0 \times 167.9 \times 10^4 \times \tan \theta \quad (60.68 \text{ deg})$$

= $-105.6 \times 10^4 \text{ N} < 0$ 負の値は引抜力が生じないことを示す。

ここに、

W_V : 内容液重量と貯槽 (上部構造物) の全重量との和
4.4.2 貯槽主仕様より、 $W_V = 1853 \times 10^4 \text{ N}$

${}_s F_V$: 鉛直地震力 = 0 N

${}_s F_H$: 水平地震力 ${}_s F_H = Q_{UN} = 907.8 \times 10^4 \text{ N}$

$$C_4 = 0 \quad (4.4.3.1 \text{ を参照})$$

$$S_H = \frac{4\sqrt{C_1} \cdot E \cdot A \cdot K_c \cdot {}_s F_H}{(C_2 EA + 4LK_c)K}$$

$$= \frac{4 \times \sqrt{0.9167} \times 205940 \times 2781 \times 659.3 \times 907.8 \times 10^4}{(0.01365 \times 205940 \times 2781 + 4 \times 4633 \times 659.3) \times 39.02 \times 10^4}$$

$$= 167.9 \times 10^4 \text{ N}$$

その他の記号は前出

イ B' 柱の基礎ボルト引抜力

$$P_B' = (1/n) \left(-W_V + {}_s F_V + \frac{4 {}_s F_H \cdot H_c}{D_B} \right)$$

$$= (1/12) \left(-1853 \times 10^4 + 0 + \frac{4 \times 907.8 \times 10^4 \times 11150}{17900} \right)$$

$$= 34.06 \times 10^4 \text{ N}$$

ウ 基礎ボルトの引張応力 σ_{tB}''

$$\sigma_{tB}'' = \frac{P_B'}{n_a A_b} = \frac{34.06 \times 10^4}{4 \times 787.7}$$

$$= 107.9 \text{ N/mm}^2$$

ここに、

n_a : 支柱1本当りの基礎ボルトの本数 = 4本

A_b : 基礎ボルトの有効断面積 = 787.7 mm^2

P_B' : B' 柱の基礎ボルトに作用する引抜力 (N)

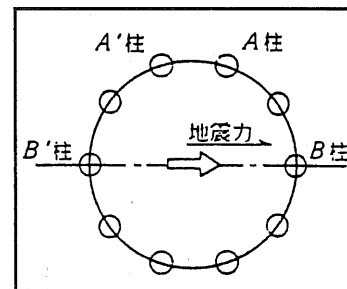
引張許容応力 $Su_{B0} = S_y$ (ボルト材の降伏点)
= 235 N/mm^2

$\sigma_{tB}'' < Su_{B0}$ であるので合格

エ 基礎ボルトのせん断応力 (シャーププレートがある場合は検討不要)

$$\tau_A' = \frac{Q_A'}{n_a A_b} \quad \tau_A' < \frac{Su_{B0}}{\sqrt{3}} \quad \text{であれば合格}$$

この球形貯槽は、シャーププレートを有するので、基礎ボルトに対するせん断力の算定は行わない。



(2) シャーププレート

ア A' 柱のシャーププレート又は基礎ボルトに作用する水平せん断力

$$\begin{aligned} Q_A' &= S_H + \frac{K_c \cdot s F_H}{K} \\ &= 167.9 \times 10^4 + \frac{659.3 \times 907.8 \times 10^4}{39.02 \times 10^4} = 169.5 \times 10^4 \text{ N} \end{aligned}$$

イ B' 柱のシャーププレート又は基礎ボルトに作用する水平せん断力

$$\begin{aligned} Q_B' &= 2C_3 \cdot S_H \cdot \sin^2(\pi/n) + K_c \cdot F_H / K \\ &= 2 \times 0.5 \times 167.9 \times 10^4 \times \sin^2(\pi/12) \\ &\quad + 659.3 \times 907.9 \times 10^4 / (39.02 \times 10^4) \\ &= 12.75 \times 10^4 \text{ N} \end{aligned}$$

A' 柱の水平せん断力 Q_A' の方が Q_B' より大きいので Q_A' について評価する。

ウ シャーププレートの曲げ応力

$$\begin{aligned} \sigma_{SB} &= \frac{3bQ_A'}{2at^2} \\ &= \frac{3 \times 150 \times 169.5 \times 10^4}{2 \times 465 \times 50^2} = 327.5 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

ここに、

a : シャーププレートの長さ = 465 mm

b : シャーププレートの高さ = 150 mm

t : シャーププレートの板厚 = 50 mm

材質 SM490 の降伏点 $S_y = 294.2 \text{ N/mm}^2$ (板厚 40 mm 超)

曲げ許容応力は、 $1.5S_y = 1.5 \times 294.2$

$$= 441.3 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_{SB} < 1.5S_y$ であるので合格

(3) ベースプレート

ア B柱のベースプレートにかかる力 (基礎コンクリートからの鉛直反力)

$$\begin{aligned} P_{BB} &= (1/n) (W_v + sF_v + \frac{4sF_H \cdot H_c}{D_B}) + 0.67C_4S_H \tan \theta \\ &= (1/12) (1853 \times 10^4 + 0 + \frac{4 \times 907.8 \times 10^4 \times 11150}{17900}) \\ &\quad + 0.67 \times 0 \times 167.9 \times 10^4 \times \tan(60.68 \text{ deg}) \\ &= 342.9 \times 10^4 \text{ N} \end{aligned}$$

各記号は前出

圧縮による曲げ応力

$$\sigma_{SB1} = \frac{3P_{BB}(D_{bs} - D_c)^2}{\pi t_{bs}^2 D_{bs}^2}$$

$$= \frac{3 \times 342.9 \times 10^4 \times (1080 - 609.6)^2}{\pi \times 50^2 \times 1080^2} = 248.1 \text{ N/mm}^2$$

ここに、

D_{bs} (mm)	ベースプレート直径	1080 mm
t_{bs} (mm)	ベースプレート板厚	50 mm
D_c (mm)	下部支柱外径	609.6 mm
材質 SM490 の降伏点	S_y	= 294.2 N/mm ² (板厚 40 mm 超)
曲げ許容応力は	$1.5S_y$	= 1.5 × 294.2 = 441.3 N/mm ²

$\sigma_{SB1} < 1.5S_y$ であるので合格

イ B' 柱の基礎ボルトの引抜力による曲げ応力

$$\sigma_{SB2} = \frac{6P_B' L'}{n_a (D_A + 2L') t_{bs}^2}$$

ここに、

P_B'	: B' 柱の基礎ボルトに作用する引抜力 (N)	$34.06 \times 10^4 \text{ N}$
D_A	: 基礎ボルト孔径 (mm)	42 mm
L'	$= (D_p - D_c) / 2 = (909.6 - 609.6) / 2 = 150 \text{ mm}$	
D_p	: 基礎ボルト孔ピッチ円直径 (mm)	909.6 mm
D_c	: 下部支柱の外径 (mm)	609.6 mm
n_a, t_{bs}	は前出	

$$\sigma_{SB2} = \frac{6 \times 34.06 \times 10^4 \times 150}{4 \times (42 + 2 \times 150) 50^2} = 89.6 \text{ N/mm}^2$$

σ_{SB2} は曲げ許容応力 $1.5S_y = 441.3 \text{ N/mm}^2$ より小さいので合格

4.4.7 終局強度における基礎への荷重

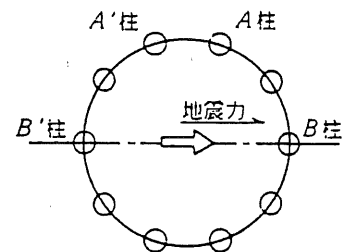
終局強度における貯槽本体から基礎に作用する荷重（基礎設計荷重）を以下の項目について求める。

貯槽本体に作用する水平地震力 ${}_s F_H$

$${}_p K_H = 1.36$$

$$D_s = 0.5 \text{ に対して } {}_s F_H = Q_{UN} = 907.8 \times 10^4 \text{ N}$$

$$D_s = 0.4 \text{ に対して } {}_s F_H = {}_p F_{Hb} = 726.2 \times 10^4 \text{ N}$$



${}_p F_H$: 4.4.5.2 (3) 基礎ボルト、シャーププレート、ベースプレートなどの必要保有水平耐力

貯槽本体に作用する設計鉛直地震力 ${}_s F_v = 0.0 \text{ N}$

運転重量 $W_v = 1853 \times 10^4 \text{ N}$

- P_A : A 柱下部の圧縮力
- P_B : B 柱下部の圧縮力
- P_A' : A' 柱の基礎ボルトの引抜力
- P_B' : B' 柱の基礎ボルトの引抜力

P_{BB} : B柱のベースプレートにかかる力

M_T' : 転倒モーメント

Q_A' : A'柱の基礎ボルトに作用するせん断力

Q_B' : B'柱の基礎ボルトに作用するせん断力

なお、以下の数値計算例については、 $D_s = 0.5$ の場合の値を示す。

A柱下部の圧縮力 (A柱下部の断面における圧縮力): P_A

$$P_A = (1/n) \left\{ W_v + {}_sF_v + \frac{4 {}_sF_H H_C L}{D_B^2} \right\} \left\{ C_4 + \frac{1 - C_4}{2 A_B \sin^3 \theta / A_{CL} + 1} \right\} + 0.67 C_4 S_H \tan \theta$$
$$= (1/12) \left\{ 1853 \times 10^4 + 0 + \frac{4 \times 907.8 \times 10^4 \times 11150 \times 4633}{17900^2} \right\}$$
$$= \left\{ 0 + \frac{1 - 0}{2 \times 11864 \times \sin^3(60.68 \text{ deg}) / 23815 + 1} \right\} + 0.67 \times 0 \times 167.9 \times 10^4$$
$$\times \tan(60.68 \text{ deg})$$

$$= 122.5 \times 10^4 \text{ N}$$

各記号は、前出の値

B部支柱の圧縮力 (B柱下部の支柱断面における圧縮力): P_B

$$P_B = (1/n) \left(W_v + {}_sF_v + \frac{4 {}_sF_H \cdot H_C}{D_B} \right) \times \left(C_4 + \frac{1 - C_4}{2 A_B \sin^3 \theta / A_{CL} + 1} \right) + 0.67 C_4 S_H \tan \theta$$
$$= (1/12) \left(1853 \times 10^4 + 0 + \frac{4 \times 907.8 \times 10^4 \times 11150}{17900} \right)$$
$$\times \left\{ 0 + \frac{1 - 0}{2 \times 11864 \times \sin^3(60.68 \text{ deg}) / 23815 + 1} \right\} + 0.67 \times 0 \times 167.9 \times 10^4 \times \tan(60.68 \text{ deg})$$
$$= 206.7 \times 10^4 \text{ N}$$

B柱の基礎に作用する鉛直下向き荷重

$$P_{BB} = (1/n) \left(W_v + {}_sF_v + \frac{4 {}_sF_H \cdot H_C}{D_B} \right) + 0.67 C_4 S_H \tan \theta$$

$$4.4.6.2 \text{ より } P_{BB} = 342.9 \times 10^4 \text{ N}$$

B'柱の基礎ボルトの引抜力 (上向き)

$$P_B' = (1/n) \left(-W_v + {}_sF_v + \frac{4 {}_sF_H \cdot H_C}{D_B} \right)$$

$$4.4.6.2 \text{ より } P_B' = 34.06 \times 10^4 \text{ N}$$

B'柱の基礎に作用する水平せん断力

$$Q_B' = 2 C_3 S_H \sin^2(\pi/n) + K_c \cdot {}_sF_H / K$$

$$4.4.6.2 \text{ より } Q_B' = 12.75 \times 10^4 \text{ N}$$

A' 柱の基礎に作用する水平せん断力

$$Q'_A = S_H + K_c \cdot sF_H / K$$

$$4.4.6.2 \text{ より } Q'_A = 169.5 \times 10^4 \text{ N}$$

A' 柱の基礎ボルトの引抜力 (上向き正)

$$P'_A = (1/n) \left(-W_v + sF_v + \frac{4_s F_H \cdot H_c \cdot L}{D_B^2} \right) + 0.4 C_4 S_H \tan \theta$$

$$4.4.6.2 \text{ より } P'_A = -105.6 \times 10^4 \text{ N}$$

負の値は、引抜力を生じないことを示す。

基礎上面における上部構造物の転倒モーメント M_T

$$M_T = sF_H \cdot H_c$$

$$= 907.9 \times 10^4 \times 11.15 = 1.012 \times 10^8 \text{ N}\cdot\text{m}$$

4.5 平底円筒形貯槽

4.5.1 概要（判定部位と判定項目）

平底円筒形貯槽の保有水平耐力の算出部位と降伏モード判定項目を以下に示す。

側板の座屈

基礎ボルトの降伏

基礎ボルト定着部の引張、せん断

基礎コンクリートの曲げ、せん断

杭軸力、モーメント、地盤支持力、引抜力

直接基礎圧縮

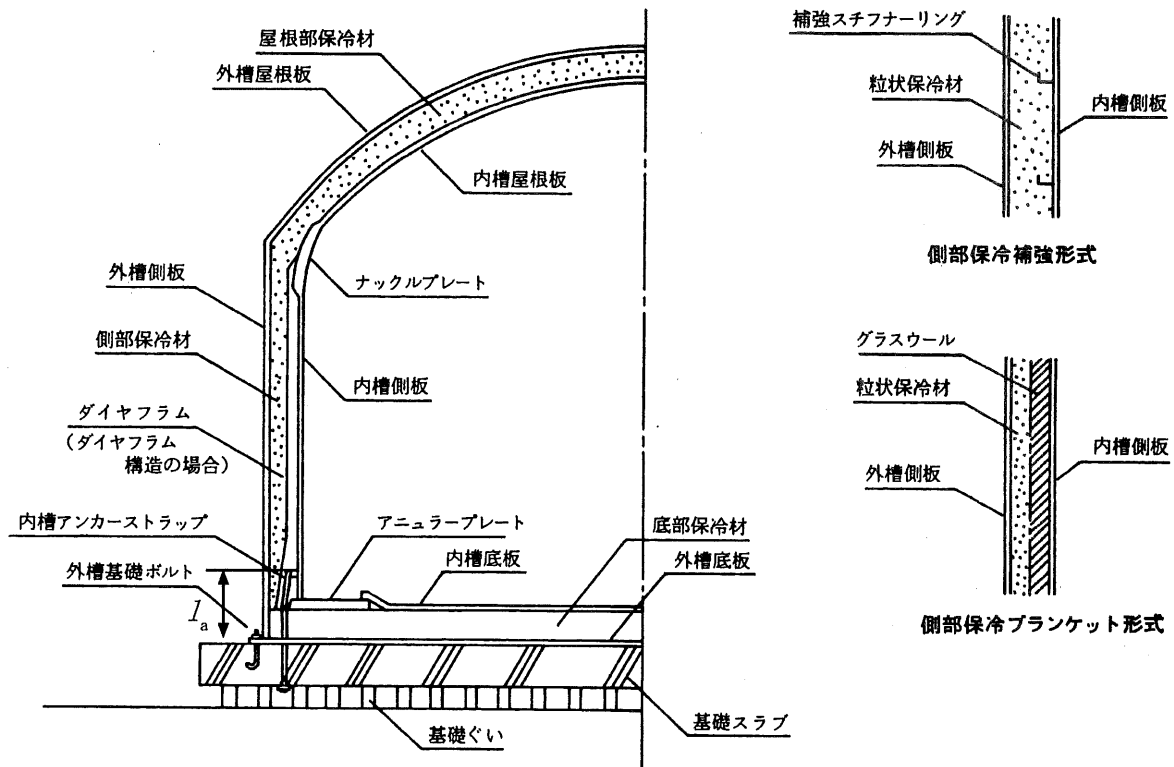


図 4.5.1-1 平底円筒形貯槽各部名称

注) I_a : アンカーストラップの有効長 (mm)

側部保冷形式がダイヤフラム構造の場合、側部保冷材と内槽側板とは隔離されている。

4.5.2 計算例題の貯槽主仕様

名称 7000 m³の液化プロパン貯槽
 形式 平底球面屋根二重殻式保冷貯槽
 貯蔵物 液化プロパン

呼称容量 7000 m³

主要寸法	内槽	外槽
直径	20000 mm	21300 mm
側板高さ	22800 mm	24390 mm
屋根半径	16000 mm	16750 mm

主要材料

内槽	JIS SLA325A、SLA325B
外槽	JIS SS400

保冷材

屋根部	粒状パーライト
側部	粒状パーライト
底部	断熱コンクリート

設計条件

	内槽	外槽
設計温度	-45°C	常温
常用の圧力	0.015 Mpa	0.00049 MPa
液比重	0.588	
空間率	10%以上	
適用法規	高圧ガス保安法	
腐れ代	0	
運転最低圧力	0.003 MPa	
側保冷形式	ダイヤフラム形式	

内槽使用材料

側板	SLA325B
ナックル	SLA325B
屋根板	SLA325A
アニュラー板	SLA325B
底板	SLA325A

貯槽重量

貯槽自重	
外槽屋根重量	$W'_1 = 313 \text{ kN}$
外槽側板重量	$W'_2 = 1025 \text{ kN}$
内槽屋根重量	$W'_3 = 300 \text{ kN}$
内槽側板重量	$W'_4 = 1198 \text{ kN}$
内容液重量	$W'_5 = 40365 \text{ kN}$
側保冷材重量	$W'_6 = 330 \text{ kN}$
屋根保冷材重量	$W'_7 = 331 \text{ kN}$
底部保冷材及び内外槽底板重量	$W'_8 = 3235 \text{ kN}$

設置条件

重要度 I_a $\beta_1 = 1.0$
 地域区分 特A $\beta_2 = 1.0$
 地盤種別 第4種地盤 $\beta_3 = 1.0$

地区補正係数 $\beta_2' = 1.0$ (地表面加速度ランクⅢ、300ガル)

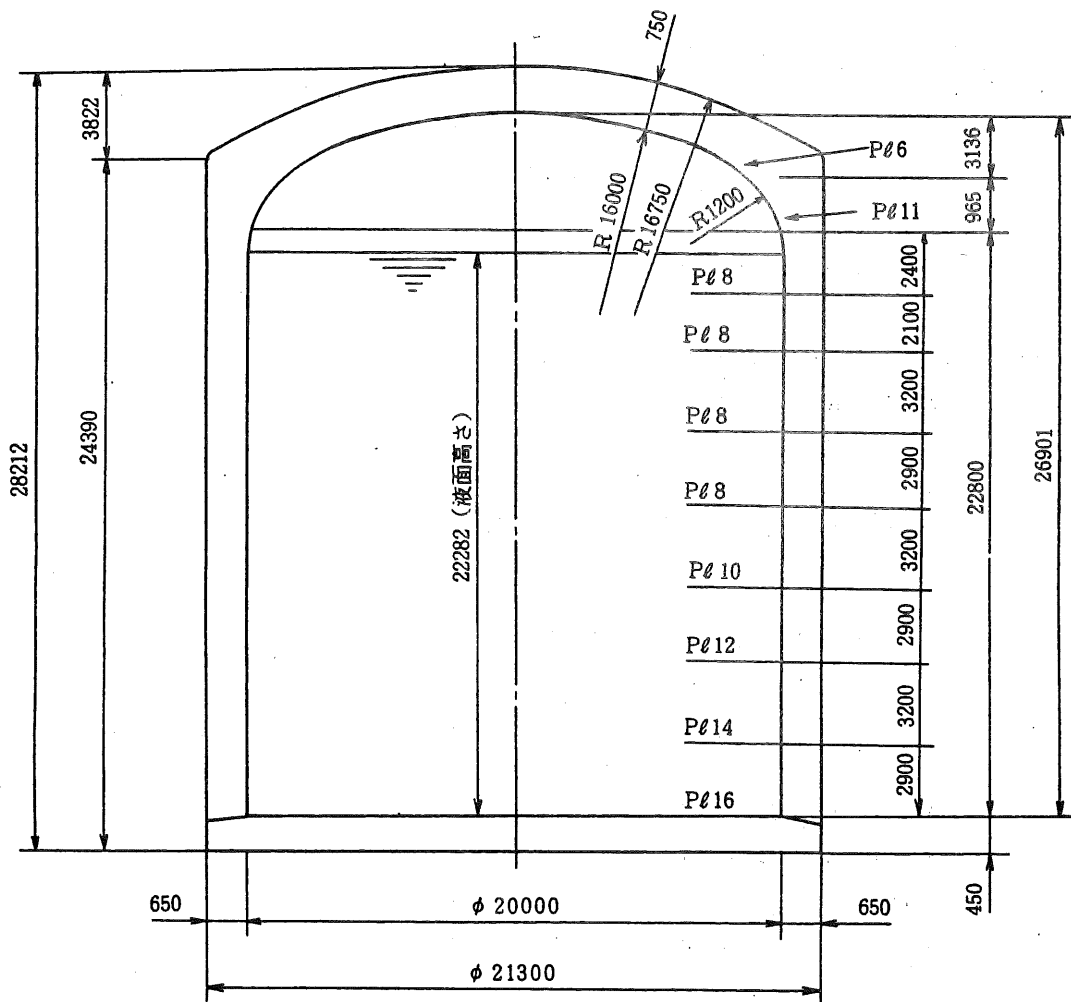


図 4.5.2-1 構造概要

4.5.3 保有水平耐力の計算

4.5.3.1 側板の座屈保有水平耐力

(1) 側板の座屈保有水平耐力 Q_y の算出方法

側板の座屈保有水平耐力 Q_y を以下の手順より算定する。

$$Q_y = \frac{Z_b \cdot \sigma_{cr}}{0.44H_1} \text{ (N)} \quad \text{式 (4.5.1)}$$

$$= \frac{5.0265 \times 10^9 \times 99.5}{0.44 \times 22282} = 51010 \times 10^3 \text{ N}$$

ここに、

$$Z_b : \text{断面係数 (mm}^3\text{)} \quad Z_b = \pi r^2 t_1 \\ = \pi \times 10000^2 \times 16 = 5.0265 \times 10^9 \text{ mm}^3$$

$$r : \text{側板半径 (mm)} = 10000 \text{ mm}$$

$$t_1 : \text{側板基部板厚 (mm) (腐れ代を引いた値)} = 16 \text{ mm}$$

$$H_1 : \text{液面高さ (mm)} = 22282 \text{ mm}$$

$$\sigma_{cr} : \text{側板基部の許容座屈応力 (N/mm}^2\text{)}$$

(2) 側板基部の許容座屈応力の算定方法

ア 自重による側板軸圧縮応力

$$\sigma_0 = W_t (1 + K_v) / 2 \pi r t_1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$= \frac{1829 \times 10^3 \times (1 + 0.0)}{2\pi \times 10000 \times 16} = 1.82 \text{ N/mm}^2$$

ここに、

$$W_t : \text{底板を除く貯槽自重 (N)}$$

$$W_t = W_s + W_r + C_{pl} W_{is} + W_{ir} \text{ (N)} \\ = 1198 \times 10^3 + 300 \times 10^3 + 0 \times 330 \times 10^3 + 331 \times 10^3 \\ = 1829 \times 10^3 \text{ N}$$

$$W_s \text{ (N) 内槽側板重量} \quad 1198 \times 10^3 \text{ N}$$

$$W_{is} \text{ (N) 側部保冷材重量} \quad 330 \times 10^3 \text{ N}$$

$$W_r \text{ (N) 内槽屋根重量} \quad 300 \times 10^3 \text{ N}$$

$$W_{ir} \text{ (N) 屋根部保冷材} \quad 331 \times 10^3 \text{ N}$$

$$C_{pl} \begin{cases} \text{側部保冷がダイヤフラム構造の場合 } C_{pl} = 0 \text{ として合算しない。} \\ \quad \text{(保冷材重量 } W_{is} \text{ を外槽に加算) (図 4.5.1-1 を参照)} \\ \text{その他の場合 } C_{pl} = 0.5 \end{cases}$$

ダイヤフラム構造であるので $C_{pl} = 0$ とする。

イ 側板下部周方向応力 $\sigma_n = P_t r / t_1$ (N/mm²)
 $= 0.1693 \times 10000 / 16 = 105.8$ N/mm²

ここに全圧力 $P_t = P_a (1 + K_v) + P_{g_{min}} + P_d$ (MPa)
 $= 0.1285 \times (1 + 0.0) + 0.0 + 0.0408 = 0.1693$ MPa

静液圧 $P_s = \gamma_1 H_1$ (MPa) (γ_1 : 液比重量 5.766×10^{-6} N/mm³)
 $= 5.766 \times 10^{-6} \times 22282$ (1 MPa = 1 N/mm²)
 $= 0.1285$ MPa

K_v : 設計鉛直震度 0.0

$P_{g_{min}}$: 最小ガス圧 0.0 (MPa)

P_d : 水平動による動液圧

$$P_d = C_{oo} \gamma_1 H_1 K_H D_s \text{ (MPa)}$$

C_{oo} : 動液圧を求める係数 (表 4.5.3-1 を参照)
(H= H_1)

$$\frac{H}{D} = \frac{22282}{20000} = 1.114$$

$$\frac{H}{D} = 1.00 \text{ の場合} \quad C_{oo} = 0.481$$

$$\frac{H}{D} = 1.20 \text{ の場合} \quad C_{oo} = 0.410$$

$\frac{H}{D} = 1.114$ の場合の C_{oo} を線形補間により求める。

$$C_{oo} = 0.481 + \frac{1.114 - 1.00}{1.20 - 1.00} \times (0.410 - 0.481) = 0.441$$

K_H : 終局強度設計用の設計水平震度

$$K_H = 0.15 \beta_1 \beta_2 \beta_2' \beta_3 \beta_5 \beta_p$$

$$= 0.15 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.0 \times 2.4 \times 2.0 = 1.44$$

減衰定数 0.05 4種地盤であるので β_5 (水平方向応答倍率) は 2.4 である。

(詳細は 4.5.5.2 を参照)

なお、側板の座屈により決まる D_s 値は以下の条件から決まる。

$$\sigma_0 / \sigma_{cr} \leq 0.2 \text{ の場合} \quad D_s = 0.5$$

$$\sigma_0 / \sigma_{cr} > 0.2 \text{ の場合} \quad D_s = 0.7$$

ここに σ_0 : 平均軸圧縮応力 (N/mm²) 4.5.3.1(2)アより 1.82 N/mm²
 σ_{cr} : 座屈応力 (N/mm²)

そこでまず $D_s = 0.5$ と仮定し、 σ_0 / σ_{cr} を求め σ_0 / σ_{cr} の値を吟味する。

$$P_d = 0.441 \times 5.766 \times 10^{-6} \times 22282 \times 1.44 \times 0.5$$

$$= 0.0408 \text{ MPa}$$

表 4.5.3-1

H/D \ Cai	C_{oo}
0.15	0.811
0.20	0.824
0.30	0.826
0.40	0.794
0.50	0.742
0.60	0.684
0.70	0.626
0.80	0.572
1.00	0.481
1.20	0.410
1.40	0.356
1.60	0.313
1.80	0.273
2.00	0.252

ウ 軸圧縮荷重に対する座屈応力 σ_{cr} の算定

$\sigma_h / \sigma_y > 0.3$ の場合 (σ_h : 周方向引張応力、 σ_y : 降伏応力 325 N/mm²)

$$\sigma_{cr} = \sigma_{crs} \left(1 - \frac{\sigma_h}{\sigma_y}\right) \quad \text{式(4.5.2)}$$

$0 < \sigma_h / \sigma_y \leq 0.3$ の場合

$$\sigma_{cr} = \sigma_{crb} + \frac{(0.7\sigma_{crs} - \sigma_{crb})}{0.3} \left(\frac{\sigma_h}{\sigma_y}\right) \quad \text{式(4.5.3)}$$

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_y} = \frac{105.8}{325} = 0.326 > 0.3 \text{ であるので式(4.5.2)を用いる。}$$

(ア) σ_{crs} の算出

$$\sigma_{crs} = \begin{cases} \frac{0.8E_s}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} \cdot \frac{r}{t_1} & \left(\frac{r}{t_1} \geq 0.807 \frac{E_s}{\sigma_y} \text{ の場合} \right) \quad \text{式(4.5.4)} \\ 0.6\sigma_y + 0.4\sigma_y \frac{\{0.807 - \frac{r}{t_1} \cdot \frac{\sigma_y}{E_s}\}}{0.738} & \text{式(4.5.5)} \\ \sigma_y & \begin{aligned} & (0.069 \frac{E_s}{\sigma_y} \leq \frac{r}{t_1} \leq 0.807 \frac{E_s}{\sigma_y} \text{ の場合}) \\ & (r/t_1 \leq 0.069E_s/\sigma_y \text{ の場合}) \end{aligned} \end{cases}$$

E_s : 側板の縦弾性係数 (N/mm²) 194000 N/mm²、 ν : ポアソン比 0.3

$$\frac{r}{t_1} = \frac{10000}{16} = 625, \quad 0.807 \frac{E_s}{\sigma_y} = 0.807 \cdot \frac{194000}{325} = 481.7 \text{ であるので}$$

式(4.5.4)を用いて σ_{crs} を算出する。

$$\sigma_{crs} = \frac{0.8 \times 194000}{\sqrt{3 \times (1 - 0.3^2)}} \cdot \frac{10000}{16} = 150.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{式(4.5.2)より } \sigma_{cr} = 150.3 \times (1 - 0.326) = 101.3 \text{ N/mm}^2$$

(イ) ${}_b\bar{\sigma}_{cr}$ の算出

$${}_b\bar{\sigma}_{cr} = \begin{cases} 0.6E_s \left[1 - 0.731 \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{1}{16}\sqrt{\frac{r}{t_1}}\right)\right\} \right] \frac{r}{t_1} & \text{式 (4.5.6)} \\ \left(\frac{r}{t_1} \geq 2.106 \frac{(E_s)^{0.78}}{\sigma_y} \text{ の場合} \right) \\ 0.6\sigma_y + 0.4\sigma_y \left\{ 2.106 - \frac{r}{t_1} \frac{(\sigma_y)^{0.78}}{E_s} \right\} / 1.832 & \text{式 (4.5.7)} \\ \left(0.274 \frac{(E_s)^{0.78}}{\sigma_y} \leq \frac{r}{t_1} \leq 2.106 \frac{(E_s)^{0.78}}{\sigma_y} \text{ の場合} \right) \\ \sigma_y & (r/t_1 \leq 0.274E_s / \sigma_y \text{ の場合}) \end{cases}$$

式 (4.5.3) を用いる必要がないので、 ${}_b\bar{\sigma}_{cr}$ を算定する必要はないが参考として

て ${}_b\bar{\sigma}_{cr}$ の計算例を以下に示す。

$$2.106 \frac{(E_s)^{0.78}}{\sigma_y} = 2.106 \times \frac{(194000)^{0.78}}{325} = 308.1$$

$\frac{r}{t_1} = 625 > 2.106 \frac{(E_s)^{0.78}}{\sigma_y}$ であるので式 (4.5.6) を用いる。

$${}_b\bar{\sigma}_{cr} = 0.6 \times 194000 \times \left[1 - 0.731 \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{1}{16}\sqrt{625}\right)\right\} \right] / 625 = 78.6 \text{ N/mm}^2$$

式 (4.5.3) より

$${}_c\bar{\sigma}_{cr} = 78.6 + \frac{0.7 \times 150.3 - 78.6}{0.3} \times \frac{105.8}{325} = 107.5 \text{ N/mm}^2$$

(参考値)

(ウ) $\sigma_0 / {}_c\sigma_{cr}$ の値および D_s 値の吟味

$\sigma_0 / {}_c\sigma_{cr} = 1.82 / 101.3 = 0.0180 < 0.2$ であるので $D_s = 0.5$ と仮定したことは妥当であった。

エ 曲げ荷重に対する許容座屈応力 ${}_b\sigma_{cr}$ の算定

$\sigma_h / \sigma_y > 0.3$ の場合 (σ_h : 周方向引張応力、 σ_y : 降伏応力)

$${}_b\sigma_{cr} = \sigma_{crs} \left(1 - \frac{\sigma_h}{\sigma_y} \right) - \sigma_0 \quad \text{式 (4.5.8)}$$

$0 < \sigma_h / \sigma_y \leq 0.3$ の場合

$${}_b\sigma_{cr} = {}_b\bar{\sigma}_{cr} + \frac{(0.7\sigma_{crs} - {}_b\bar{\sigma}_{cr} - \sigma_0)}{0.3} \left(\frac{\sigma_h}{\sigma_y} \right) \quad \text{式 (4.5.9)}$$

前項(ウ)に示したように $\sigma_h / \sigma_y = 0.326 > 0.3$ であるので式 (4.5.8) より

$$\begin{aligned} {}_b\sigma_{cr} &= 150.3 \times (1 - 0.326) - 1.82 \\ &= 99.5 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

4.5.3.2 アンカーストラップの降伏より決まる保有水平耐力 ${}_aQ_y$

アンカーストラップ (アンカーボルトを含む) の降伏より決まる保有水平耐力 ${}_aQ_y$ を以下の式により算定する。

$$\begin{aligned} {}_aQ_y &= (2\pi r_a^2 q_y) / 0.44 \times H_l \quad (\text{N}) \quad \text{式 (4.5.10)} \\ &= \frac{2\pi \times 10000^2 \times 748.6}{0.44 \times 22282} = 47980 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

ここに、

r : 側板半径 (mm)

H_l : 液面高さ (mm)

${}_a q_y$: アンカーストラップの引張降伏力 (側板円周上の単位幅当り) (N/mm)

$$\begin{aligned} {}_a q_y &= \frac{A_a \cdot \sigma_y - \pi r^2 P_i + W_t (1 - K_v)}{2\pi r} \quad \text{式 (4.5.11)} \\ &= \frac{153600 \times 325 - \pi \times 10000^2 \times 0.015 + 1829 \times 10^3 (1 - 0.0)}{2\pi \times 10000} \\ &= 748.6 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

A_a : アンカーストラップ総断面積 (mm²)

$$A_a = A_1 \cdot N = 2560 \times 60 = 153600 \text{ mm}^2$$

A_1 : アンカーストラップ1本の断面積

$${}^t16 \times {}^w160 = 2560 \text{ mm}^2$$

N : アンカーストラップの本数 60本

${}_a \sigma_y$: アンカーストラップの降伏点 (N/mm²)

$$325 \text{ N/mm}^2 \text{ (SLA325B材)}$$

P_i : 運転時内圧 (ガス圧) (MPa) 0.015 MPa

W_t : 貯槽自重 (底板重量を除く) (N) $1829 \times 10^3 \text{ N}$

K_v : 設計鉛直震度 0.0

4.5.4 貯槽の固有周期の計算

(1) T_f : 下端固定の貯槽のバルジング1次固有周期 (sec)

$$T_f = \frac{2}{\lambda} \sqrt{\frac{W_0}{\pi g E_s \cdot t_{1/3}}} \quad (\text{sec})$$

$$= \frac{2}{0.209} \sqrt{\frac{42194 \times 10^3}{\pi \times 9807 \times 194000 \times 12}} = 0.232 \text{ sec}$$

ここに、

$$\lambda = 0.067 \left(\frac{H_1}{2r} \right)^2 - 0.30 \left(\frac{H_1}{2r} \right) + 0.46$$

$$= 0.067 \times \left(\frac{22282}{2 \times 10000} \right)^2 - 0.30 \times \frac{22282}{2 \times 10000} + 0.46 = 0.209$$

W_0 : 運転重量 (N)

$$W_0 = W_t + W_1 \quad (W_1: \text{内容液重量}) \quad 4.5.3.1 \text{ などより}$$

$$= 1829 \times 10^3 + 40365 \times 10^3 = 42194 \times 10^3 \text{ N}$$

$$W_1 = \pi r^2 H_1 \gamma_1$$

$$= \pi \times 10000^2 \times 22282 \times 0.588 \times 10^{-6} \times 9.807 = 40365 \times 10^3 \text{ N}$$

E_s : 側板の縦弾性係数 (N/mm²) 194000 N/mm²

$t_{1/3}$: 底面から $H_{1/3}$ の高さにおける側板の板厚 (mm) $\frac{H_1}{3} = 7427 \text{ mm}$

$$g = 9807 \text{ mm/s}^2$$

$$t_{1/3} = 12 \text{ mm}$$

(2) T_e : 貯槽の実際の固有周期 (側板のバルジング変形とアンカーの変形を考慮) (sec)

$$T_e = \sqrt{T_f^2 + T_1^2} \quad (\text{sec})$$

$$= \sqrt{0.232^2 + 0.0772^2} = 0.245 \text{ sec}$$

ここに、

T_f : 下端固定の貯槽のバルジング1次固有周期 (sec) 前項より 0.232 sec

T_1 : アンカーの伸び変形のみを考慮して得られる貯槽の固有周期 (sec)

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{W_e}{g K_1}} = 2\pi \sqrt{\frac{32453 \times 10^3}{9807 \times 21916000}} = 0.07721 \text{ sec}$$

g : 重力加速度 9807 mm/s²

W_e : 有効液重量 (N)

$$W_e = f_1 W_1 = 0.804 \times 40365 \times 10^3 = 32453 \times 10^3 \text{ N}$$

f_1 : 有効液重量率 (H_1/D の関数)

$$\text{図 4.5.4-1 より } H_1/D = 1.1141 \text{ の場合 } f_1 = 0.804$$

W_1 : 内容液重量 (N)

K_1 : アンカストラップ全体の剛性 (N/mm)

$$K_1 = \frac{48.7 r_a^3 k_1}{H_1^2} = \frac{48.7 \times 10000^3 \times 223.4}{(22282)^2} = 21916000 \text{ N}$$

${}_a k_1$: 側板円周上単位幅当りのアンカーのばね定数 (N/mm/mm)

$${}_a k_1 = \frac{e A_a \cdot E_a}{2\pi r l_a} = \frac{144730 \times 194000}{2\pi \times 10000 \times 2000} = 223.4 \text{ N/mm/mm}$$

${}_e A_a$: アンカストラップの有効断面積 (mm²) (ガス圧の負担分を除いた部分)

$$\begin{aligned} {}_e A_a &= A_a \left(1 - \frac{\pi r^2 P_i - W_t (1 - K_v)}{A_a \cdot \sigma_y} \right) \\ &= 153600 \left\{ 1 - \frac{\pi \times 10000^2 \times 0.015 - 1829 \times 10^3 \times (1 - 0.0)}{153600 \times 325} \right\} \\ &= 144730 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

E_a : アンカストラップの縦弾性係数 (N/mm²) 194000 N/mm²

$A_a, r, P_i, W_t, {}_a \sigma_y$ は前出

l_a : アンカストラップの有効長さ (mm) 2000 mm

引張力が作用し伸びを生じるスパン (図 4.5.1-1 を参照)

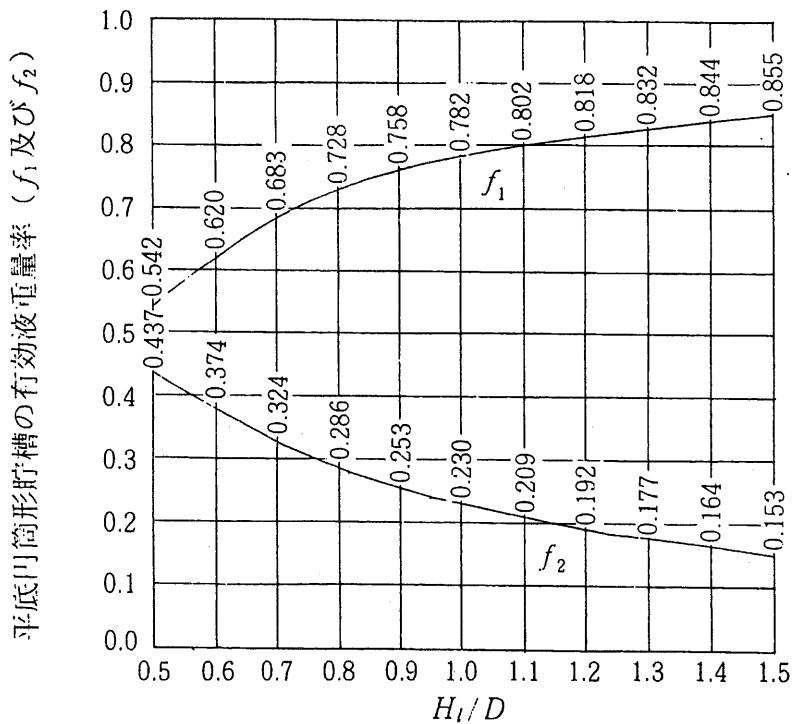


図 4.5.4-1 有効液重量率

4.5.5 構造特性係数及び必要保有水平耐力

4.5.5.1 構造特性係数 (D_s)

(1) 側板の座屈により決まる D_s 値

$$\sigma_0 / \sigma_{cr} \leq 0.2 \text{ の場合} \quad D_s = 0.5$$

$$\sigma_0 / \sigma_{cr} > 0.2 \text{ の場合} \quad D_s = 0.7$$

ここに、

σ_0 : 平均軸圧縮応力 (N/mm²)

σ_{cr} : 座屈応力 (N/mm²) 算定式については4.5.3.1を参照のこと。

4.5.3.1より

$$\sigma_0 = 0.182 \text{ N/mm}^2, \sigma_{cr} = 101.3 \text{ N/mm}^2, \frac{\sigma_0}{\sigma_{cr}} = 0.0180 \text{ であるので、}$$

$$D_s = 0.5 \text{ となる。}$$

(2) アンカーストラップの降伏変形により決まる D_s 値

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{3.3 \cdot t_b \cdot \sigma_{by}^2}{l_a \cdot P \cdot \sigma_y} \left(\frac{T_1}{l_e}\right)^2}}$$

$$= \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{3.3 \times 12 \times 325^2}{2000 \times 0.144 \times 325} \times \left(\frac{0.0772}{0.245}\right)^2}} = 0.429$$

ただし、 $0.3 \leq D_s \leq 0.5$ とする。

ここに、

t_b : 底板 (アニューラ板) 板厚 (mm) 12 mm

σ_{by} : 底板の降伏点 (N/mm²) 325 N/mm²

σ_y : アンカーストラップの降伏点 (N/mm²) 325 N/mm²

P : 底板に作用する圧力 (静液圧+ガス圧) (MPa)

$$P = P_s (1 + K_v) + P_i$$

$$= 0.1285 \times (1 + 0.0) + 0.015 = 0.144 \text{ MPa}$$

4.5.5.2 必要保有水平耐力

必要保有水平耐力 Q_{UN} は、次式により算定する。

$$Q_{UN} = {}_pK_H W_H D_s \text{ (N)}$$

${}_pK_H$: 終局強度設計用の設計水平震度

$${}_pK_H = 0.15 \beta_1 \beta_2 \beta_2' \beta_3 \beta_5 \beta_p$$

W_H : 運転重量 (N)

平底円筒形貯槽の自重 W_t (底板を除く) と内容液の有効液重量 W_e の和

$$W_e = f_1 W_l$$

4.5.4 より

$$W_e = 32453 \times 10^3 \text{ N}$$

4.5.3.1 より

$$W_t = 1829 \times 10^3 \text{ N}, W_H = W_e + W_t = 34282 \times 10^3 \text{ N}$$

応答倍率 β_5 は、表 4.5.5.2-1 より決まる減衰定数に対応する補正係数 Cr を考慮して求める。

表 4.5.5.2-1 平底円筒形貯槽の減衰定数

平底円筒形貯槽の種類		減衰定数			
第1種地盤に設置されるもの又は H_l/D が1.0を超えるもの		0.5			
上欄以外のもの	くいのあるもの	P / D	20未満	20以上40未満	40以上
		1.5未満	0.08	0.10	0.10
		1.5以上3.0未満	0.07	0.08	0.10
	3.0以上	0.05	0.07	0.08	
	くいのないもの		0.05	0.07	0.10

ここで、 H_l : 最高液面高さ (m)、 D : 内径 (m)、 P : 杭の間隔 (m)

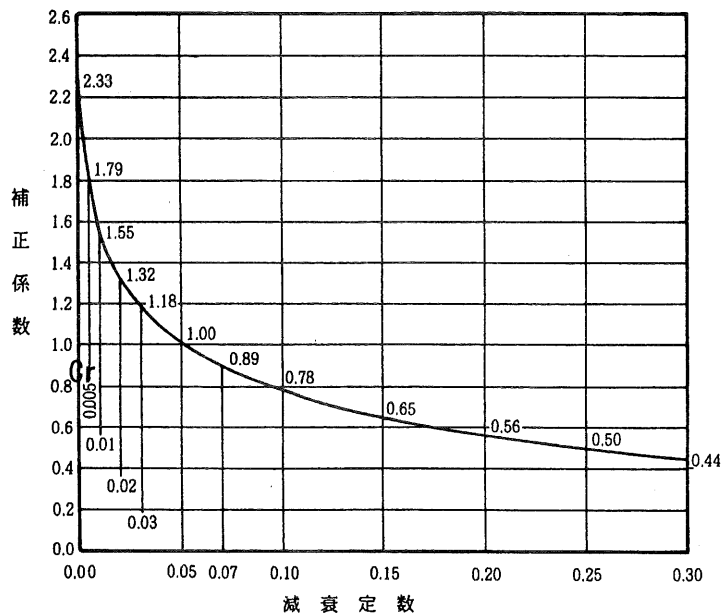


図 4.5.5.2-1 減衰定数

$$\frac{H_1}{D} = 1.114 > 1.0 \text{ であるので減衰定数は } 0.05 \text{ となり}$$

補正係数 C_r は 1.0 となる

4種地盤の応答倍率曲線から $\beta_5 = 2.4$

$$\beta_1 = 1.0, \beta_2 = 1.0, \beta_2' = 1.0, \beta_3 = 2.0, \beta_p = 2.0$$

(1) 側板

構造特性係数 $D_s = 0.5$

$$\begin{aligned} {}_pK_H &= 0.15 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.0 \times 2.4 \times 2.0 \\ &= 1.44 \end{aligned}$$

側板の必要保有水平耐力 Q_{UN} は、

$$\begin{aligned} Q_{UN} &= 1.44 \times 34282 \times 10^3 \times 0.5 \\ &= 24683 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

4.5.3.1 より $Q_y = 51010 \times 10^3$

$Q_y > Q_{UN}$ であるので側板は合格

(2) アンカーストラップ

構造特性係数 $D_s = 0.429$

$$\begin{aligned} {}_pK_h &= 0.15 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.0 \times 2.4 \times 2.0 \\ &= 1.44 \end{aligned}$$

必要保有水平耐力 Q_{UN} は、

$$\begin{aligned} Q_{UN} &= 1.44 \times 34282 \times 10^3 \times 0.429 \\ &= 21180 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

4.5.3.2 より $Q_y = 47980 \times 10^3$

$Q_y > Q_{UN}$ であるのでアンカーストラップも合格

4.5.6 終局強度設計における基礎への荷重

基礎の必要保有水平耐力の算出のために、貯槽上部構造物が基礎スラブ上に及ぼす荷重を通常運転荷重と水平地震動による荷重の和として計算する。

(1) 通常運転荷重の計算

ア 重量

貯槽自重

外槽屋根重量	W_{ro}	=	313 kN
外槽側板重量	W_{so}	=	1025 kN
内槽屋根重量	W_r	=	300 kN
内槽側板重量	W_s	=	1198 kN
内容液重量	W_l	=	40365 kN
側部保冷材重量	W_{is}	=	330 kN
屋根保冷材重量	W_{ir}	=	331 kN
底部重量 (底部保冷材及び内外槽底板)	W_{btm}	=	3235 kN

イ ガス圧による荷重

$$\begin{aligned} \text{内槽上向き力} \quad W_{Gi} &= P_{G1} \times \frac{\pi}{4} D^2 \text{ (N)} \\ &= 0.015 \times \frac{\pi}{4} \times 20000^2 = 4712 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{外槽上向き力} \quad W_{Go} &= P_{G0} \times \frac{\pi}{4} D_{so}^2 \text{ (N)} \\ &= 0.00049 \times \frac{\pi}{4} \times 21300^2 = 174.6 \text{ kN} \end{aligned}$$

内槽アンカーボルト (アンカーストラップ) 引抜力

$$\begin{aligned} Q_{10P} &= \frac{W_{Gi} - (W_r + W_s + W_{ir})}{N_a} \text{ (N/本)} \\ &= \frac{4712 \times 10^3 - (300 + 1198 + 331) \times 10^3}{60} \\ &= 48.1 \times 10^3 \text{ N/本} \end{aligned}$$

ここに、 N_a : アンカーボルトの全本数 60 本

外槽アンカーボルト引抜力

$$Q_{20P} = \frac{W_{Go} - W_{ro} - W_{so}}{N_{a0}} \text{ (N/本)}$$

($Q_{20P} < 0$ なら引抜力は作用しない)

$$Q_{20P} = \frac{174.6 \times 10^3 - 313 \times 10^3 - 1025 \times 10^3}{60} = -19.4 \times 10^3 \text{ N/本}$$

ここに N_{a0} : 外槽アンカーボルトの全本数 60 本

全体荷重

$$\begin{aligned} \text{鉛直荷重 } V_{op} &= W_{ro} + W_{so} + W_r + W_s + W_l + W_{is} + W_{ir} + W_{btm} \text{ (N)} \\ &= (313 + 1025 + 300 + 1198 + 40365 + 330 + 331 + 3235) \\ &\quad \times 10^3 \\ &= 47893 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{モーメント } M_{op} = 0 \text{ N}\cdot\text{m}$$

$$\text{ベースシャー } Q_{op} = 0 \text{ N}$$

(2) 地震荷重の計算

$$\begin{aligned} \text{内槽の設計水平震度 } {}_p K_h &= 0.15 \beta_1 \beta_2 \beta_2' \beta_3 \beta_5 \beta_p \\ \text{外槽の設計水平震度 } {}_p K_{ho} &= 0.15 \beta_1 \beta_2 \beta_2' \beta_3 \beta_p \times 1.5 \\ &= \frac{1.5}{\beta_5} {}_p K_h \end{aligned}$$

$$\text{基礎の設計水平震度 } K'_{sh} = 0.15 \beta_1 \beta_2 \beta_2' \beta_3 \beta_4' \beta_p$$

基礎に対する応答倍率 β_4' は、地上部分及び地下部分に応じて表 4.5.6-1 の値とする。

表 4.5.6-1 基礎の応答倍率

位置	地表面からの深さ H_F	β_4'
地上部分	(3m未満)	2.0
地下部分	$H_F \leq 5\text{m}$	$2.0 - 0.2H_F$
	$H_F > 5\text{m}$	1.0

(注) $H_F = H_{Gfi}$
 β_4' は、水平力の作用する重心点における応答倍率

$$D_s = 0.4 \text{ または } 0.5$$

ア $D_s = 0.5$ の場合の計算例

$$\begin{aligned} \text{内槽 } {}_p K_h &= 0.15 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.0 \times 2.4 \times 2.0 \\ &= 1.44 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{外槽 } {}_p K_{ho} &= \frac{1.5}{2.4} \times 1.44 \\ &= 0.9 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{基礎 } K'_{sh} &= 0.15 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.0 \times 2.0 \times 2.0 \\ &= 1.2 \end{aligned}$$

ここに $\beta_4' = 2.0$ (高床式基礎であり、 $H_F = 900 \text{ mm}$ であるため)

(7) 上部構造物の水平地震力 Q_E (又は F_{h1}) (N)

$$\begin{aligned} Q_E &= {}_p K_h (W_s + C_{p1} W_{is} + W_r + W_{ir} + f_1 W_l) D_s \\ &\quad + {}_p K_{ho} (W_{so} + W_{ro} + C_{p2} W_{is}) D_s + K_{ho} W_{btm} D_s / 1.5 \end{aligned}$$

f_1 : 有効液重量率

$$C_{p1} = \begin{cases} 0.5 & \text{(側パーライトが内槽に直接接触の場合、即ち、} \\ & \text{ブランケット形式)} \\ 0 & \text{(ダイヤフラム形式)} \end{cases}$$

$$C_{p2} = \begin{cases} 0.5 & \text{(ブランケット形式)} \\ 1.0 & \text{(ダイヤフラム形式)} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} Q_E &= 1.44 \times (1198 + 0 \times 330 + 300 + 331 + 0.804 \times 40365) \times 10^3 \times 0.5 \\ &\quad + 0.90 \times (1025 + 313 + 1.0 \times 330) \times 10^3 \times 0.5 \\ &\quad + 0.90 \times 3235 \times 10^3 \times 0.5/1.5 \\ &= 24921 \times 10^3 + 750.6 \times 10^3 + 970.5 \times 10^3 \\ &= 26642 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

(イ) 内槽の転倒モーメント

$$\begin{aligned} M_{IBP} &= {}_p K_H (W_s H'_{GS} + C_{p1} W_{is} H'_{GIS} + W_r H'_{Gr} + W_{ir} H'_{Gir} + f_1 W_1 \cdot H_{G1}) D_s \\ &= 1.44 \times (1198 \times 10^3 \times 10.15 + 0 \times 330 \times 10^3 \times 11.85 + 300 \times 10^3 \times 25.3 \\ &\quad + 331 \times 10^3 \times 25.3 + 0.804 \times 40365 \times 10^3 \times 12.344) \times 0.5 \\ &= 308685 \times 10^3 \text{ Nm} \end{aligned}$$

(IBP : 底板動液圧によるモーメントを含むことを意味する。)

ここに

H'_{GS} : 基礎スラブ上面から内槽側板部重心までの高さ

$$\begin{aligned} H'_{GS} &= H_{GS} + H_{btm} \text{ (mm)} \\ &= 9700 + 450 = 10150 \text{ mm} = 10.15 \text{ m} \end{aligned}$$

H'_{GIS} : 基礎スラブ上面から側板パーライト重心までの高さ

$$\begin{aligned} H'_{GIS} &= H_{GIS} + H_{btm} \text{ (mm)} \\ &= 11400 + 450 = 11850 \text{ mm} = 11.85 \text{ m} \end{aligned}$$

H'_{Gr} : 基礎スラブ上面から内槽屋根板部重心までの高さ

$$\begin{aligned} H'_{Gr} &= H'_{Gr} + H_{btm} \text{ (mm)} \\ &= 24850 + 450 = 25300 \text{ mm} = 25.3 \text{ m} \end{aligned}$$

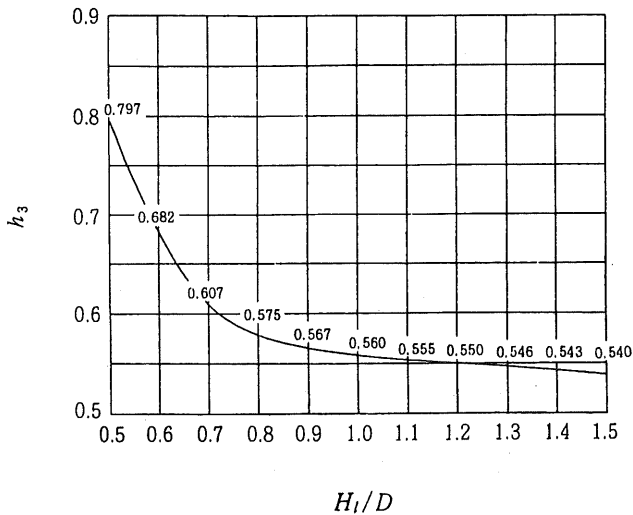
H'_{Gir} : 基礎スラブ上面から屋根部パーライト重心までの高さ

$$\begin{aligned} H'_{Gir} &= H_{Gir} + H_{btm} \text{ (mm)} \\ &= 24850 + 450 = 25300 = 25.3 \text{ m} \end{aligned}$$

H_{G1} : 基礎スラブ上面から液の有効重心高さ

$$\begin{aligned} H_{G1} &= h_3 \cdot H_1 \text{ (mm)} \\ &= 0.554 \times 22282 = 12344 \text{ mm} = 12.344 \text{ m} \end{aligned}$$

h_3 は図 4.5.6-1 又は式※から決定する。



$$\frac{H_1}{D} = \frac{22282}{20000} = 1.114 \text{ の場合}$$

$$h_3 = 0.554$$

$$\frac{H_1}{D} \leq 0.75 \text{ の場合}$$

$$h_3 = \frac{3}{8} \left(1 + \frac{4}{3} \left\{ \frac{\sqrt{3} D}{2 H_1} \right\} \right) \tan\left(\frac{\sqrt{3} D}{2 H_1}\right) (\text{mm}) ※$$

図 4.5.6-1 貯槽底面からの液の重心高さの係数 h_3
(第 1 設計地震動の底板動液圧によるモーメントを含む)

(ウ) 外槽の転倒モーメント

$$\begin{aligned} M_{ot} &= {}_p K_{ho} (W_{s0} \cdot H_{GS0} + W_{r0} \cdot H_{Gr0} + C_{p2} W_{is} \cdot H'_{GIS}) D_s \\ &= 0.90 \times (1025 \times 10^3 \times 15.5 + 313 \times 10^3 \times 26.05 \\ &\quad + 1.0 \times 330 \times 10^3 \times 11.85) \times 0.5 \\ &= 12580 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

H_{GS0} : 基礎スラブ上面から外槽側板部重心までの高さ
 $H_{GS0} = 15500 \text{ mm} = 15.5 \text{ m}$

H_{Gr0} : 基礎スラブ上面から外槽屋根板部重心までの高さ
 $H_{Gr0} = H'_{Gr} + (\text{内外槽屋根の間隔})$
 $= 25300 + 750 = 26050 \text{ mm} = 26.05 \text{ m}$

C_{p2} , H'_{GIS} などは前出

(エ) 基礎スラブ上面に作用する全転倒モーメント (注)

$$\begin{aligned} M_{ft} &= M_{IBP} + M_{ot} + \frac{{}_p K_{ho}}{1.5} \times W_{btm} \times D_s \times \frac{H_{btm}}{2} \\ &= 308685 \times 10^3 + 12580 \times 10^3 + \frac{0.90}{1.5} \times 10^3 \times 0.5 \times \frac{0.45}{1.5} \\ &= 321480 \times 10^3 \text{ Nm} \end{aligned}$$

(注) リング基礎の場合、 M_{IBP} の代わりに M_{EBP} (次式) を用いることができる。

M_{EBP} : 内槽側板下端の転倒モーメント (底板動液圧によるモーメントを含まないモーメント)

$$M_{EBP} = K_p K_h (W_s H_{GS} + C_{pl} W_{is} H_s / 2 + W_r H'_{Gr} + W_{ir} H'_{Gir} + f_1 W_1 h_1 H_1) D_s \text{ (Nm)}$$

f_1 、 h_1 は図より求める。

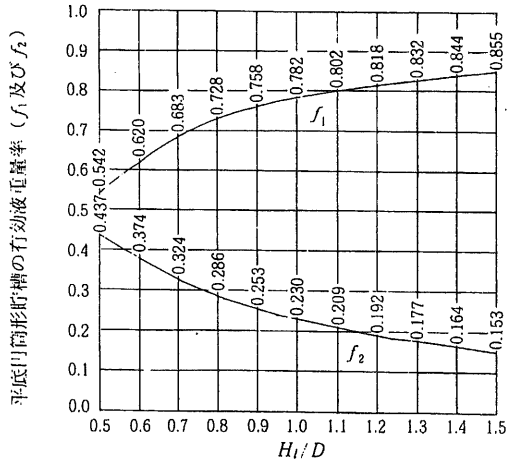


図 4.5.6-2 有効液重量率

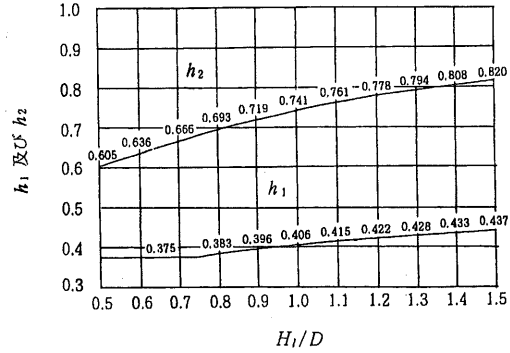


図 4.5.6-3 貯槽底面からの液の有効重心高さによる係数 h_1 及び h_2 (底板動液圧によるモーメントを含まない)

エ アンカーボルト引抜力

(ア) 内槽アンカー引抜力 Q_{IE}

$$Q_{IE} = \frac{4M_r}{N_a \cdot D} + Q_{IOP}$$

$$= \frac{4 \times 236240 \times 10^3}{60 \times 20.0} + 48.1 \times 10^3 = 835.5 \times 10^3 \text{ N/本}$$

N_a 、 Q_{IOP} は前項 (1) イ参照

M_I : 内槽の転倒モーメント (内槽側板下端において)

$$M_I = K_p K_h (W_s H_{GS} + C_{pl} W_{is} H_{Gis} + W_r H_{Gr} + W_{ir} H_{Gir} + f_1 W_1 H_1 h_1) \cdot D_s$$

$$= 1.44 \times (1198 \times 10^3 \times 9.7 + 0 \times 330 \times 10^3 \times 11.4 + 300 \times 10^3 \times 24.85 + 331 \times 10^3 \times 24.85 + 0.804 \times 40365 \times 10^3 \times 22.282 \times 0.416) \times 0.5$$

$$= 236240 \times 10^3 \text{ Nm}$$

f_1 、 h_1 は図 4.5.6-2 及び図 4.5.6-3 より求める。

(イ) 外槽アンカー引抜力 Q_{2E}

$$Q_{2E} = \frac{4M_{ot}}{N_{a0} \cdot D_{ab0}} + Q_{2OP}$$

$$= \frac{4 \times 12580 \times 10^3}{60 \times 21.3} - 19.4 \times 10^3 = 19.97 \times 10^3 \text{ N/本}$$

N_{a0} , M_{ot} , Q_{2op} は前出

D_{ab0} : 外槽アンカーの取付位置の直径 21.3 m

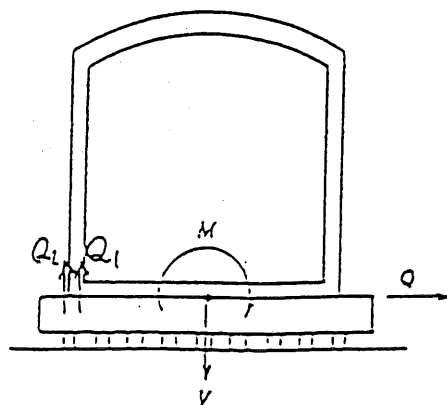
(3) 基礎設計荷重

以上の計算結果を下表にまとめる。

($D_s = 0.5$ を考慮)

記号	荷重の種類	荷重条件	
		通常運転時	地震時
V	鉛直力 (N)	47893×10^3	47893×10^3
Q	水平力 (N)	—	26642×10^3
M	転倒モーメント (N・m)	—	321480×10^3
M_{IBP}	転倒モーメント内槽分 (N・m)	—	308685×10^3
M_{ot}	転倒モーメント外槽分 (N・m)	—	12580×10^3
Q_1	内槽アンカー引抜き力 (N/本)	48.1×10^3	835.5×10^3
Q_2	外槽アンカー引抜き力 (N/本)	-19.4×10^3	19.97×10^3

(注) 負の値は、引抜き力が作用しないことを意味する。



V : 鉛直力
 Q : ベースシェアー
 M : 転倒モーメント

設計水平震度

内槽 ${}_p K_h = 1.44$

外槽 ${}_p K_{h0} = 0.90$ (応答倍率 1.5 とする)

基礎スラブ $K'_{SH} = 1.20$ (ただし、地震による慣性力の算出においては根入れ深さに応じた係数 λ (0.5 以下) を乗じる)

なお、基礎スラブ上の底部保冷材の設計水平震度については、地震面震度を採用し 0.60 とする。

(2) 基礎仕様

基礎形式 : 直接基礎
 コンクリート : 設計基準強度 24 N/mm²
 鉄筋 : SD295

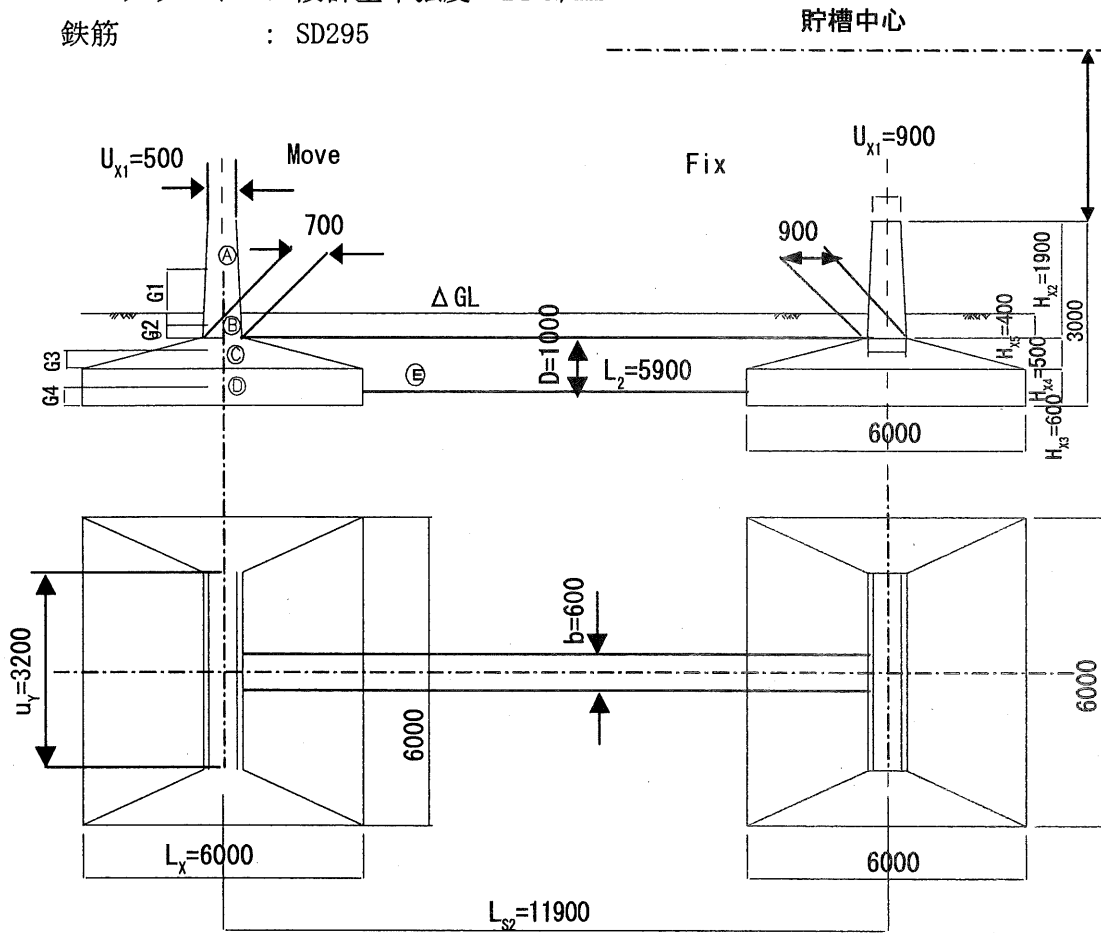


図 5.1.1-2 基礎構造図

(3) 耐震設計条件

塑性設計係数		$\beta_p = 2.0$
重要度	: I	$\beta_1 = 0.8$
地域区分	: 特A	$\beta_2 = 1.0$
地盤種別	: 第4種地盤	$\beta_3 = 2.0$
地区補正係数	: II	$\beta_2' = 1.1$
運転重量		$W_{v2} = 1882.6 \text{ kN}$
機器の固有周期	X方向:	$T_x = 0.265 \text{ s}$
	Y方向:	$T_y = 0.263 \text{ s}$

応答倍率

耐震告示第6条第1項の図(a)に定める基準応答倍率曲線に同条の図(c)により求められる補正係数を乗じて得られる値とし、倍率の最高値を低周期領域にそのまま延長し平坦化は用いない。

$$\beta_5 = 3.124 \times T^{0.3802} \times h$$

$$\beta_{5x} = 3.124 \times 0.265^{0.3802} \times 0.89 = 1.678$$

$$\beta_{5y} = 3.124 \times 0.263^{0.3802} \times 0.89 = 1.673$$

地表面における震度

$${}_p K_H = 0.150 \beta_p \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_2' = 0.150 \times 2.0 \times 0.8 \times 1.0 \times 2.0 \times 1.1 = 0.528$$

設計水平震度

$${}_P K_{HX} = \beta_{5X} \times K_H = 1.678 \times 0.528 = 0.886$$

$${}_P K_{HY} = \beta_{5Y} \times K_H = 1.673 \times 0.528 = 0.883$$

$${}_P F_{HX} = {}_P K_{HX} \times W_V = 0.886 \times 1882.6 = 1668.0 \text{ kN}$$

$${}_P F_{HY} = {}_P K_{HY} \times W_V = 0.883 \times 1882.6 = 1662.3 \text{ kN}$$

(4) 地盤条件

【土層モデルデータ】

層No.	層名	計画地盤からの深度(GL-m)	層厚 (m)	湿潤重量 (kN/m ³)	飽和重量 (kN/m ³)
1	表層	2.30	2.30	18.00	19.60
2	埋土	6.30	4.00	20.00	19.60
3	砂	9.30	3.00	20.00	16.66
4	粘性土	9.30	0.00	17.00	15.68
5	砂質土	13.30	4.00	16.70	19.60
6	れき	18.30	5.00	21.00	20.58

現地盤からの深度(GL-m)	取捨地層	地層区分	湿潤重量 (kN/m ³)	飽和重量 (kN/m ³)	N値	Fc (%)	Pc (%)	D50 (mm)	D10 (mm)
1.300	砂質土	表層	18.00	19.60	3	13	1	0.1106	0.0100
2.300	砂質土	埋土	20.00	19.60	13	10	1	1.5513	0.0100
3.300	砂質土	埋土	20.00	19.60	5	16	1	0.9210	0.0100
4.300	砂質土	埋土	20.00	19.60	6	14	1	1.0741	0.0100
5.300	砂質土	埋土	20.00	19.60	8	14	1	0.9587	0.0100
6.300	砂質土	砂	20.00	16.66	10	14	1	0.9460	0.0100
7.300	砂質土	砂	20.00	16.66	9	9	1	1.1874	0.0100
8.300	砂質土	砂	20.00	16.66	10	9	25	1.1874	0.0100
9.300	砂質土	粘性土	17.00	15.68	9	17	25	0.2000	0.0100
10.300	砂質土	粘性土	17.00	15.68	3	69	25	0.0268	0.0000
11.300	砂質土	粘性土	17.00	15.68	1	58	22	0.0525	0.0000
12.300	砂質土	粘性土	17.00	15.68	1	58	22	0.0129	0.0000
13.300	砂質土	砂質土	16.70	19.60	3	99	22	0.0020	0.1000
14.300	砂質土	れき	21.00	20.58	13	30	50	0.2540	0.0100
15.300	礫質土	れき	21.00	20.58	40	5	1	6.0607	0.0100
16.300	礫質土	れき	21.00	20.58	60	5	1	8.2080	0.0100
17.300	礫質土	れき	21.00	20.58	47	5	1	8.2080	0.0100
18.300	礫質土	れき	21.00	20.58	58	5	1	8.2080	0.0100

(5) 基礎設計へのローディングデータ

ア X方向

$$\text{最大軸力 } N_{x1} = \frac{W_{V2} + F_{V2}}{2} + \frac{{}_P F_{HX} \times H_V}{L_{S2}} = \frac{1882.6 + 0}{2} + \frac{1168 \times 1850}{11900}$$

$$= 1200.6 \text{ kN}$$

$$\text{最小軸力 } N_{x2} = \frac{W_{V2} - F_{V2}}{2} - \frac{{}_P F_{HX} \times H_V}{L_{S2}} = \frac{1882.6 - 0}{2} - \frac{1168 \times 1850}{11900}$$

$$= 682.0 \text{ kN}$$

$$\text{せん断力 } Q_x = {}_P F_{HX} - 0.1N_{x2} = 1668.0 - 0.1 \times 682.0 = 1599.8 \text{ kN}$$

(片側固定 *Fix)

イ Y方向

$$\text{最大軸力 } N_{V1} = \frac{W_{V2} + F_{V2}}{2} = \frac{1882.6 + 0}{2} = 941.3 \text{ kN}$$

$$\text{最小軸力 } N_{V2} = \frac{W_{V2} - F_{V2}}{2} = \frac{1882.6 - 0}{2} = 941.3 \text{ kN}$$

$$\text{せん断力 } Q_V = \frac{P F_{HY}}{2} = \frac{1662.3}{2} = 831.2 \text{ kN}$$

$$\text{転倒モーメント } M_V = Q_V H_V = 831.2 \times 1.850 = 1537.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

(6) 使用材料及び耐震設計用保有耐力

コンクリート：普通コンクリート、設計基準強度 $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$

鉄筋：SD295 ($F = 294 \text{ N/mm}^2$)

(7) 地盤許容支持力

直接基礎におけるレベル2地震動の検討の場合、地盤が液状化する場合はKHK基準に準じ地盤許容支持力の検討を省略する。

5.1.2 液状化及び流動の判定

(1) 液状化の判定

$$\begin{aligned} \text{地表面における水平震度} &: {}_p K_H = 0.150 \beta_p \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_2' \\ &= 0.150 \times 2.0 \times 0.8 \times 1.0 \times 2.0 \times 1.1 \\ &= 0.528 \end{aligned}$$

地下水位深さ：GL - 2.0 m

計測地盤からの深さ(GL-m)	σ_v (kN/m ²)	σ_v' (kN/m ²)	γ_d	c_1	c_2	N_1	N_a	R_L	c_{q2}	R	K_{qH}	L	F_L	判定
1.300	22.932	22.932	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	○
2.300	42.140	34.300	0.966	1.00	0.000	21.048	21.048	0.321	1.729	0.555	0.528	0.626	0.887	×
3.300	61.740	44.100	0.951	1.12	0.333	7.391	8.611	0.199	1.325	0.263	0.528	0.703	0.374	×
4.300	81.340	53.900	0.936	1.08	0.222	8.160	9.035	0.203	1.341	0.273	0.528	0.745	0.366	×
5.300	100.940	63.700	0.921	1.08	0.222	10.074	11.102	0.225	1.414	0.319	0.528	0.770	0.414	×
6.300	120.540	73.500	0.906	1.08	0.222	11.724	12.894	0.243	1.471	0.357	0.528	0.784	0.455	×
7.300	140.140	83.300	0.891	1.00	0.000	9.871	9.871	0.213	1.371	0.291	0.528	0.791	0.366	×
8.300	159.740	93.100	0.876	1.00	0.000	10.303	10.303	0.217	1.397	0.301	0.528	0.793	0.380	×
9.300	179.340	102.900	0.861	1.00	0.000	8.743	8.743	0.200	1.330	0.266	0.528	0.792	0.336	×
10.300	198.938	111.818	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	○
11.300	214.718	118.678	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	○
12.300	231.378	125.538	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	○
13.300	248.038	132.398	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	○
14.300	264.404	138.964	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	○
15.300	284.445	149.205	0.771	1.00	0.000	30.596	25.293	0.428	2.000	0.855	0.528	0.776	1.102	○
16.300	305.025	159.985	0.766	1.00	0.000	43.730	34.076	1.560	2.000	3.119	0.528	0.761	4.099	○
17.300	325.605	170.765	0.741	1.00	0.000	32.712	25.491	0.436	2.000	0.872	0.528	0.746	1.169	○
18.300	346.185	181.545	0.726	1.00	0.000	38.629	30.101	0.803	2.000	1.605	0.528	0.730	2.199	○

地下水位深さ 2.0m - 9.3m の間で F_L 値は 1 を下回っており、地盤は液状化する。以上より、GL - 9.3m まで液状化が発生する恐れがある。

(2) 流動の判定

この機器／基礎は護岸から 100m 以上離れて設置されるため、流動は考慮しない。

5.1.3 地震時慣性力に係る基礎の耐震性評価

(1) 基礎重量と重心の算定 (図 5.1.1-2 参照)

ア Fix 側フーチング 1 個当たりの重量

(7) コンクリート 単位重量 $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$

$$\begin{aligned} \textcircled{A} \text{ 部 } W_A &= \{u_{x1} + \{(u_{x2} - u_{x1}) \times (H_{x2} - H_{x5}) / H_{x2} + u_{x1}\} \\ &\quad / 2 \times u_y \times (H_{x2} - H_{x5}) \times \gamma_c \\ &= 0.9 \times 3.2 \times (1.9 - 0.4) \times 24 \\ &= 103.7 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{B} \text{ 部 } W_B &= (u_{x1} + u_{x2}) / 2 \times H_{x2} \times u_y \times \gamma_c - W_A \\ &= 0.9 \times 0.4 \times 3.2 \times 24 = 27.6 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{C} \text{ 部 } W_C &= H_{x4} / 3 \times \{(u_{x2} + 0.5l_x) \times u_y + (l_x + 0.5u_{x2}) \\ &\quad \times l_y\} \times \gamma_c \\ &= 0.5 / 3 \times \{(0.9 + 0.5 \times 6) \times 3.2 + (6 + 0.5 \times 0.9) \\ &\quad \times 6\} \times 24 \\ &= 204.7 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\textcircled{D} \text{ 部 } W_D = L_x L_y H_{x3} \gamma_c = 6 \times 6 \times 0.6 \times 24 = 518.4 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{E} \text{ 部 } W_E &= \{(L_{s2} - l_x) \times D + (l_x - v_{x2}) / 2 \times H_{x4} / 2\} \times b \times \gamma_c \\ &= \{(11.9 - 6) \times 1 + (6 - 0.7) / 2 \times 0.5 / 2 \\ &\quad + (6 - 0.9) / 2 \times 0.5 / 2\} \times 0.6 \times 24 \\ &= 103.7 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$W_F = W_A + W_B + W_C + W_D + W_E = 958.1 \text{ kN}$$

$$V_F = (W_B + W_C + W_D + W_E) / \gamma_c = 35.6 \text{ m}^3$$

(イ) 基礎上の土 単位重量

$$\gamma_s = 16 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} W_G &= \{D_f \times l_y \times (l_x + L_{s2}) / 2 - D_f \times (l_y - b) \times (L_{s2} - l_x) / 2 - V_F\} \\ &\quad \times \gamma_s \\ &= \{1.5 \times 6 \times (6 + 11.9) / 2 - 1.5 \times (6 - 0.6) \times (11.9 - 6) / 2 \\ &\quad - 33.4\} \times 16 \\ &= 372.1 \text{ kN} \end{aligned}$$

イ 基礎各部の重心の高さ

$$\begin{aligned} \textcircled{A} \text{ 部 } G_1 &= (H_{x2} - H_{x5}) / 3 \times (u_{x4} + 2u_{x1}) / (u_{x4} + u_{x1}) \\ &= (1.9 - 0.4) / 3 \times (0.9 + 2 \times 0.9) / (0.9 + 0.9) \\ &= 0.75 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{B} \text{ 部 } G_2 &= H_{x5} / 3 \times (u_{x2} + 2u_{x4}) / (u_{x2} + u_{x4}) \\ &= 0.20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{C} \text{ 部 } G_3 &= H_{x4} / 2 \times \{u_{x2} (3u_y + l_y) + l_x (u_y + l_y)\} / \{u_{x2} (2u_y + l_y) \\ &\quad + l_x (u_y + 2l_y)\} \\ &= 0.5 / 2 \times \{0.9 \times (3 \times 3.2 + 6) + 6 \times (3.2 + 6)\} / \{0.9 \\ &\quad \times (2 \times 3.2 + 6) + 6 \times (3.2 + 2 \times 6)\} \\ &= 0.17 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\textcircled{D} \text{ 部 } G_4 = H_{x3} / 2 = 0.6 / 2 = 0.3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{E} \text{ 部 } G_5 &= \{(L_{s2} - l_x) / 2 \times D \times D / 2 + (l_x - v_{x2}) / 2 \times H_{x4} / 2 \\ &\quad \times (D - H_{x4} / 3)\} / \{(L_{s2} - l_x) / 2 \times D + (l_x - v_{x2}) / 2 \times H_{x4} / 2 \\ &= \{(11.9 - 6) / 2 \times 1 \times 1 / 2 + (6 - 0.7) / 2 \times 0.5 / 2 \\ &\quad \times (1 - 0.5 / 3)\} / \{(11.9 - 6) / 2 \times 1 + (6 - 0.7) / 2 \times 0.5 / 2\} \\ &= 0.56 \text{ m} \end{aligned}$$

ウ 基礎各部に作用する地震力

(ア) 水平地震力

$$\begin{aligned}
 \text{Ⓐ部 } F'_{SH(A)} &= \lambda \beta'_4 K_H W_A \\
 &= 0.5 \times 2.0 \times 0.528 \times 103.7 \\
 &= 54.8 \text{ kN} \\
 \text{Ⓑ部 } F'_{SH(B)} &= \lambda \{ \beta'_4 - 0.2(H_{x5} - G_2) \} K_H W_B \\
 &= 0.25 \times \{ 2.0 - 0.2 \times (0.4 - 0.2) \} \times 0.528 \times 27.6 \\
 &= 7.1 \text{ kN} \\
 \text{Ⓒ部 } F'_{SH(C)} &= \lambda \{ \beta'_4 - 0.2 \times (H_{x4} + H_{x5} - G_3) \} K_H W_C \\
 &= 0.25 \times \{ 2.0 - 0.2 \times (0.5 + 0.4 - 0.17) \} \times 0.528 \times 204.7 \\
 &= 50.1 \text{ kN} \\
 \text{Ⓓ部 } F'_{SH(D)} &= \lambda \{ \beta'_4 - 0.2 \times (D_f - G_4) \} K_H W_D \\
 &= 0.25 \times \{ 2.0 - 0.2 \times (1.5 - 0.3) \} \times 0.528 \times 518.4 \\
 &= 120.4 \text{ kN} \\
 \text{Ⓔ部 } F'_{SH(E)} &= \lambda \{ \beta'_4 - 0.2 \times (H_{x5} + D - G_5) \} K_H W_E \\
 &= 0.25 \times \{ 2.0 - 0.2 \times (0.4 + 1.0 - 0.56) \} \times 0.528 \times 103.7 \\
 &= 21.6 \text{ kN} \\
 \hline
 \text{計 } F'_{SH(F)} &= 254.0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(イ) フーチング底面に作用するモーメント

$$\begin{aligned}
 \text{Ⓐ部 } M_F(A) &= F'_{SH(A)} (G_1 + D_f) \\
 &= 54.8 \times (0.75 + 1.5) = 123.3 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \text{Ⓑ部 } M_F(B) &= F'_{SH(B)} (G_2 + H_{x3} + H_{x4}) \\
 &= 7.1 \times (0.2 + 0.6 + 0.5) = 9.2 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \text{Ⓒ部 } M_F(C) &= F'_{SH(C)} (G_3 + HD_{x3}) \\
 &= 50.1 \times (0.17 + 0.6) = 38.6 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \text{Ⓓ部 } M_F(D) &= F'_{SH(D)} G_4 \\
 &= 120.4 \times 0.3 = 36.1 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \text{Ⓔ部 } M_F(E) &= F'_{SH(E)} (G_5 + H_{x3} + H_{x4} - D) \\
 &= 21.6 \times (0.56 + 0.6 + 0.5 - 1.0) = 14.8 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \hline
 \text{計 } M_F(F) &= 221.5 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

(2) 支持力の検討

直接基礎の場合、レベル2地震時慣性力作用時には支持力の検討は実施しない。

(3) その他部位の検討

ア 基礎ボルト定着部の引張

(ア) 地震荷重による基礎ボルトの引張力

$$\text{引張応力 } \sigma_{tA} = \frac{1}{nA_b} \left(\frac{Q_y H_v}{C_b} + \frac{F_v}{2} \right)$$

$$\text{引張力 } P_{tA} = \frac{1}{n} \left(\frac{Q_y H_v}{C_b} + \frac{F_v}{2} \right) = \frac{1}{4} \times \left(\frac{831.2 \times 1850}{1615} + \frac{0}{2} \right) = 238.0 \text{ kN}$$

$$C_b = (C_{b1} + C_{b2}) / 2 = (2310 + 920) / 2 = 1615 \text{ mm}$$

(イ) 基礎ボルトの許容引張力

コンクリートのコーン状破壊により決まる場合の基礎ボルト1本当たりの許容引張力は下式で求める。

$$P_{a1} = 0.6 \times \sqrt{F_c} \times A_c = 0.6 \times \sqrt{244.7} \times 6736.5 = 63227 \text{ kgf} = 620.1 \text{ kN}$$

F_c : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm²)

$$F_c = 24 \text{ N/mm}^2 = 244.7 \text{ kgf/cm}^2$$

A_c : コーン状破壊面の剥離方向への有効水平投影面積

$$A_c = B \times L_t = 90 \times (40 + 69.7/2) = 6736.5 \text{ cm}^2$$

基礎ボルト頭部に接するコンクリートの支圧により決まる許容引張力

$$P_{a2} = 0.75 \alpha \times F_c \times A_0$$

$$= 0.75 \times 10 \times 244.7 \times 20.4 = 37439 \text{ kgf} = 367.2 \text{ kN}$$

A_0 : 基礎ボルト底部の支圧面積 = $\pi \times 5.1^2/4 = 20.4 \text{ cm}^2$ ($\phi 51$ 底部)

α : コンクリートの支圧強度を求める為の係数で $\sqrt{A_c/A_0}$ とする。但し 10 を超える場合は 10 とする。

$$\alpha = \sqrt{\{90 \times (40 + 69.7/2)\} / 20.4} = 18.2 > 10$$

(ウ) 許容塑性率の算定

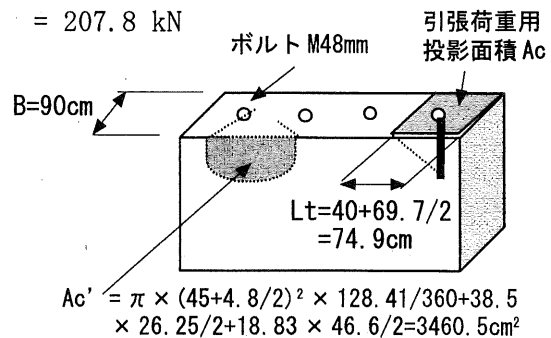
許容引張力 $P_{a2} = 367.2 \text{ kN} >$ 地震荷重による引張力 $P_{tA} = 238.0 \text{ kN}$ のため、保有水平耐力の算定を行うまでもなく健全である

イ 基礎ボルト定着部のせん断

(ア) 地震荷重による基礎ボルトへのせん断力

$$\text{せん断力 } Q'_x = \frac{Q_x}{n} = \frac{1599.8}{4} = 400.0 \text{ kN}$$

$$Q'_y = \frac{Q_y}{n} = \frac{831.2}{4} = 207.8 \text{ kN}$$



(イ) 基礎ボルトの許容せん断力

へりあき部コンクリート側方へのコーン状破壊により決まる許容せん断力

$$q_{a1} = 0.6 \times \sqrt{F_c} \times A_c' = 0.6 \times \sqrt{244.7} \times 3460.5 = 32479 \text{ kgf}$$

$$= 318.5 \text{ kN}$$

F_c : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm²)

$$F_c = 24 \text{ N/mm}^2 = 244.7 \text{ kgf/cm}^2$$

A_c' : コーン状破壊面の剥離方向への有効水平投影面積

$$A_c' = \pi \times (45 + 4.8/2)^2 \times 128.41/360 + 38.5 \times 26.25/2 + 18.83 \times 46.6/2 = 3460.5 \text{ cm}^2$$

基礎ボルト周辺コンクリートの支圧破壊により決まる許容せん断力

$$q_{a2} = 0.8 \times (0.5 \times S_{ca} \times \sqrt{F_c \times E_c}) = 0.8 \times 0.5 \times 13.68 \times \sqrt{244.7 \times 227630}$$

$$= 40839.3 \text{ kgf} = 400.5 \text{ kN}$$

S_{ca} : 基礎ボルト M48 の軸部断面積とネジ部有効断面積のうち小さい方の値 $S_{ca} = 13.68 \text{ cm}^2$

E_c : コンクリートの縦弾性係数 $E_c = 227630 \text{ kgf/cm}^2$

$$\text{ただし } 5000 \leq \sqrt{F_c \times E_c} \leq 9000$$

(ウ) 保有耐力の算定

基礎ボルトの必要保有水平耐力

基礎ボルトの構造特性係数 D_s は、コーン状破断面内に配筋が存在する条件で 0.5 となる。

従って、必要保有水平耐力 Q_{un} は

$$Q_{un} = D_s \times \text{地震荷重によるせん断力 } Q$$

$$= 0.5 \times 400.0 \text{ kN} = 200.0 \text{ kN} < q_{a1} = 318.5 \text{ kN} \quad \text{合格}$$

ウ 基礎ボルト定着部の引張力-せん断力の組合せ

(ア) 引張力

構造特性係数を乗じた作用力	$P = 0.5 \times 238.0 \text{ kN}$	$= 119.0 \text{ kN}$
許容引張力 (最小)	$P_a = 367.2 \text{ kN}$	

(イ) せん断力

構造特性係数を乗じた作用力	$q = 0.5 \times 400.0 \text{ kN}$	$= 200.0 \text{ kN}$
許容せん断力 (最小)	$q_a = 318.5 \text{ kN}$	

(ウ) 組合せの算定

$$(P/P_a)^2 + (q/q_a)^2 = (119.0/367.2)^2 + (200.0/318.5)^2$$

$$= 0.50 < 1.0 \quad \text{合格}$$

エ ペDESTAL

(ア) ペDESTAL断面に作用する地震力

鉛直力

機器重量	: 最大 $N_{x1} = 941.3 + 259.3$	$= 1200.6 \text{ kN}$
	最小 $N_{x2} = 941.3 - 259.3$	$= 685.5 \text{ kN}$

ペDESTAL重量	: $F'_r H (A + B) = 103.7 + 27.6$	$= 131.3 \text{ kN}$
-----------	-----------------------------------	----------------------

計	最大 N_{px1}	$= 1200.6 + 131.3$	$= 1331.9 \text{ kN}$
	最小 N_{px2}	$= 682.0 + 131.3$	$= 813.3 \text{ kN}$

せん断力

機器	: $Q_x = 1599.8 \text{ kN}$
----	-----------------------------

ペDESTAL	: $Q_{px} = F'_{SH(A)} + F'_{SH(B)} = 54.8 + 7.1 = 61.9 \text{ kN}$
---------	---

計	$Q_p = 1661.7 \text{ kN}$
---	---------------------------

転倒モーメント

機器	: $M_x = 1599.8 \text{ kN} \times 1.9 \text{ m}$	$= 3039.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$
----	--	------------------------------------

ペDESTAL	: $M_{px} = (54.8 \times 0.75) + 7.1 \times 0.20$	$= 42.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$
---------	---	----------------------------------

計	$M_p = 3082.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$
---	--

(イ) 曲げモーメント、軸力に対する検討

鉄筋コンクリート柱として、軸力（構造特性係数 $D_s=0.5$ を考慮）を考慮した曲げ終局耐力（ $\text{kN}\cdot\text{m}$ ）

$${}_pM_u = 0.8 a_t \sigma_y D + 0.5 N D (1 - N/(bDF_c))$$

ここに、

$$a_t : \text{引張鉄筋の断面積 (mm}^2\text{)} \quad a_t = 11119 \text{ mm}^2 \quad (14 \times D32)$$

$$\sigma_y : \text{引張鉄筋の断面積の降伏強度 (N/mm}^2\text{)} \quad \sigma_y = 294 \text{ N/mm}^2$$

$$D : \text{ペDESTAL断面の有効せい (mm)} \quad D = 900 - 60 = 840 \text{ mm}$$

$$b : \text{ペDESTAL断面の幅 (mm)} \quad b = 3200 \text{ mm}$$

N : 軸力 (N)

$$N_1 = (941.3 + 0.5 \times 259.3) \times 1000 = 1070950 \text{ N (最大)}$$

$$N_2 = (941.3 - 0.5 \times 259.3) \times 1000 = 811650 \text{ N (最小)}$$

$$F_c : \text{コンクリートの設計基準強度 (N/mm}^2\text{)} \quad F_c = 24 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{最大軸力} : {}_pM_u &= 0.8 \times 11119 \times 294 \times 840 + 0.5 \times 1070950 \\ &\quad \times 840 \times (1 - 1070950/(3200 \times 840 \times 24)) \\ &= 2639.1 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm} = 2639.1 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{最小軸力} : {}_pM_u &= 0.8 \times 11119 \times 294 \times 840 + 0.5 \times 811650 \\ &\quad \times 840 \times (1 - 811650/(3200 \times 840 \times 24)) \\ &= 2533.4 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm} = 2533.4 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

構造特性係数 $D_s=0.5$ を乗じた必要保有モーメント M'_p :

$$M'_p = D_s \times M_p = 0.5 \times 3082.1 \text{ kN}\cdot\text{m} = 1541.1 \text{ kN}\cdot\text{m} < 2533.4 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ 合格}$$

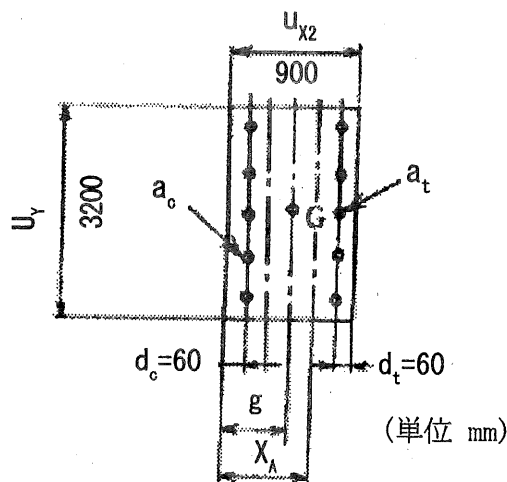


図 5.1.3-1

(ウ) せん断に対する検討

柱の短期許容せん断力 Q_{as} (N)

$$Q_{as} = b D (f_s + 0.5 w f_t (p_w - 0.002))$$

ここに、

$$D : \text{ペDESTAL断面の有効せい (mm)} \quad D = 900 - 60 = 840 \text{ mm}$$

$$b : \text{ペDESTAL断面の幅 (mm)} \quad b = 3200 \text{ mm}$$

$$f_s : \text{コンクリートの短期許容せん断応力度 (N/mm}^2\text{)} \quad f_s = 1.1 \text{ N/mm}^2$$

上記式の第2項 ($0.5 w f_t (p_w - 0.002)$) を無視すると、

$$Q_{as} = 3200 \times 840 \times 1.1 = 2956800 \text{ N} = 2956.8 \text{ kN}$$

せん断終局強度 > 短期許容せん断力 = 2956.8 kN である。

構造特性係数 $D_s=0.5$ を乗じた必要保有せん断強度 Q'_P

$$Q'_P = D_s \times Q_P = 0.5 \times 1661.7 = 830.9 \text{ kN} < Q_{as} = 2956.8 \text{ kN}$$

合格

オ フーチング

(ア) フーチング底面に作用する合力

鉛直力

機器重量	: 最大 N_{K1}	= 941.3 + 259.3	= 1200.6 kN
	最小 N_{K2}	= 941.3 - 259.3	= 682.0 kN

基礎重量	: W_F	= 958.1 kN
------	---------	------------

基礎上の土重量	: W_G	= 372.1 kN
---------	---------	------------

計	最大 N_{K1}	= 2271.5 + 259.3	= 2530.8 kN
	最小 N_{K2}	= 2271.5 - 259.3	= 2012.2 kN

せん断力

機器	: Q_x	= 1599.8 kN
----	---------	-------------

ペDESTAL	: $F'_{SH(F)}$	= 254.0 kN
---------	----------------	------------

計	Q_K	= 1853.8 kN
---	-------	-------------

転倒モーメント

機器	: Q_x/N_{K1}	= 1599.8 kN × 4.85 m = 7759.0 kN·m
----	----------------	------------------------------------

基礎	: $M_{F(F)}$	= 221.5 kN·m
----	--------------	--------------

計	M_K	= 7980.5 kN·m
---	-------	---------------

(イ) フーチングに作用するモーメント

フーチングとペDESTALの接合部分で、フーチングに作用するモーメントを求める。フーチングの曲げモーメントに対する構造特性係数 $D_s=0.4$ を地震に起因する力に乘じ作用するモーメントを算定する。

機器重量が最大の場合

基礎図心からの偏心距離

$$\begin{aligned} e_1 &= M'_K / N'_{K1} = M_K \times D_s / (2271.5 + 259.3 \times D_s) \\ &= (7980.5 \times 0.4) / (2271.5 + 259.3 \times 0.4) \\ &= 1.34 \text{ m} \end{aligned}$$

基礎図心とモーメント検定断面の距離 $L = 0.9/2 = 0.45 \text{ m}$

モーメント

$$\begin{aligned} M'_{P1} &= (2271.5 + 259.3 \times 0.4) \times (1.34 - 0.45) \\ &= 2113.9 \text{ kNm} \end{aligned}$$

機器重量が最小の場合

基礎図心からの偏心距離

$$\begin{aligned} e_2 &= (7980.5 \times 0.4) / (2271.5 - 259.3 \times 0.4) \\ &= 1.47 \text{ m} \end{aligned}$$

基礎図心とモーメント検定断面の距離 $L = 0.9/2 = 0.45 \text{ m}$

モーメント

$$\begin{aligned} M'_{P2} &= (2271.5 - 259.3 \times 0.4) \times (1.47 - 0.45) \\ &= 2211.1 \text{ kNm} \end{aligned}$$

(ウ) 曲げモーメントに対する検討

鉄筋コンクリート梁としての曲げ終局耐力 (kN・m)

$${}_p M_u = 0.9 a_t \sigma_y d$$

ここに、

a_t : 引張鉄筋の断面積 (mm²) $a_t = 12707.2 \text{ mm}^2$ (16 × D32)

σ_y : 引張鉄筋の断面積の降伏強度 (N/mm²) $\sigma_y = 294 \text{ N/mm}^2$

d : 検討断面の有効せい (mm) $d = 1100 - 80 = 1020 \text{ mm}$

$${}_p M_u = 0.9 \times 12707.2 \times 294 \times 1020 = 3429.6 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm} = 3429.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

必要保有モーメントの検討は

$$M'_{p2} = 2211.1 \text{ kNm} < {}_p M_u = 3429.6 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{合格}$$

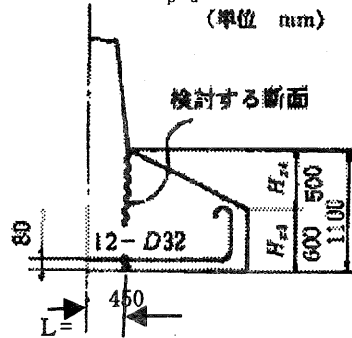


図 5.1.3-2

(エ) せん断に対する検討

短期許容せん断力 (N)

$$Q_{as} = b d f_s$$

ここに、

d : 検討断面の有効せい (mm) $d = 1100 - 80 = 1020 \text{ mm}$

b : 検討断面の幅 (mm) $b = 6000 \text{ mm}$

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度 (N/mm²) $f_s = 1.1 \text{ N/mm}^2$

$$Q_{as} = 6000 \times 1020 \times 1.1 = 6732000 \text{ N} = 6732.0 \text{ kN}$$

せん断終局強度 > 短期許容せん断力であるので、便宜上短期許容せん断力で判定する。

構造特性係数 $D_s = 0.5$ を乗じた必要保有せん断強度 Q'_k

$$\begin{aligned} Q'_k &= N_{x1, \max} + D_s \times \Delta N \\ &= 2271.5 + 0.5 \times 259.3 \\ &= 2401.2 \text{ kN} < 6732.0 \text{ kN} \quad \text{合格} \end{aligned}$$

5.1.4 地盤変状による基礎の移動に係る耐震性能評価

(1) 地盤沈下量の算定

基礎周辺の地盤沈下量については以下となる。

$$W = \varepsilon_v \cdot Z + S = 0.034 \times 7.3 + 0 = 0.25 \text{ m} = 25 \text{ cm}$$

ここに、

W : 沈下量

ε_v : 過剰間隙水圧の消散に伴って生ずる体積ひずみ $\varepsilon_v = 3.4\%$

KHK 発行の高圧ガス設備等耐震設計指針（レベル2耐震性能評価解説編）
（以下、「新指針解説」という。）図4.4による。8 mの平均 $N_1=10$ で
 D_r は50%（下式による）

$$D_r = 21 \times \sqrt{(N_1/1.7)}$$

Z : 液状化層厚 $Z = 9.3 \text{ m} - 2.0 \text{ m} = 7.3 \text{ m}$

S : 地盤の流動に伴い発生する地盤沈下量

今回、地盤水平移動は無いと仮定し、 $S = 0 \text{ cm}$ とする。

(2) 基礎の地盤に対するめり込み沈下量の算定

<過去事例からの推定>

基礎幅は6 mであり、新指針解説の図4.14ではデータが無い領域である。

新指針解説の図4.15では、

$$\text{基礎幅 } B / \text{液状化深さ } D_f = 6 \text{ m} / 7.3 \text{ m} = 0.82$$

$$\text{平均沈下量 } S_a / \text{液状化深さ } D_f = 0.13 \text{ より}$$

$$\text{平均沈下量 } S_a = 7.3 \text{ m} \times 0.13 = 95 \text{ cm}$$

新指針解説の図4.16左図では、

沈下量 : 約20cm

となる。

<簡易的な自重解析による推定>

深さ2.0 m - 9.3 mの層の平均N値は8.8であり、液状化前の縦弾性係数 E_0 は

$$E_0 = 2800 \text{ N} = 24640 \text{ kN/m}^2$$

液状化によるこの層の見かけ上の縦弾性係数の低下を1/100とすると、

$$E = 24640 / 100 = 246.4 \text{ kN/m}^2 \text{ となる。}$$

基礎の根入れは1.5 mであり、地下水位まで50 cm非液状化層が存在する。

基礎底面の応力増分は

$$q = (941.3 + 958.1 + 372.1) / \{(6 + 0.5) \times (6 + 0.5)\} = 53.8 \text{ kN/m}^2$$

となる。

この層での沈下量は、液状化した土ではポアソン比を0.5とみなす。また、荷重
載荷の幅は6 mとし、弾性論による簡易算定式として次式を用いて算定すると

$$H/\sqrt{A} = 7.3/6.5 = 1.12$$

$$S_E = \mu_H q \sqrt{A/E}$$

$$= (0.267 + 0.146 \times 0.12) \times 53.8 \times 650 / 246.4 = 40.3 \text{ cm}$$

上記の事例・解析を総合的に判断し、基礎のめり込み沈下量は40 cmとする。

(3) 配管系耐震性能評価用データ

配管の変位吸収能力を検討するための、液状化による機器・基礎の絶対変位を算定する。

鉛直方向絶対変位 W'

$$W' = \text{基礎周辺の地盤沈下量 } W + \text{めり込み沈下量 } S_E$$

$$= 25 \text{ cm} + 40 \text{ cm} = 65 \text{ cm}$$

ノズル部分水平移動量 Δ_H

$$\Delta_H = (\text{基礎底から機器ノズルまでの距離 } L_N) \times \text{基礎傾斜 } \theta_F$$

$$= 485 \text{ cm} \times 0.064 = 31 \text{ cm}$$

ここに、基礎傾斜 $\theta_F = 0.0016 \times 40 \text{ cm} = 0.064$

(基礎幅は6 mであるが、傾斜の係数は大きめの0.0016を用いた)

基礎底から機器ノズルまでの距離

$$\begin{aligned} L_N &= \text{基礎の高さ } L_F + \text{機器のノズル高さ } H_V \\ &= 300 + 185 = 485 \text{ cm} \end{aligned}$$

となる。

以上の値を用いて配管系耐震性能評価を行い、配管で吸収できない場合は杭基礎又は地盤改良を行う方法も考えられる。

5.2 スカート支持塔基礎（杭基礎）

5.2.1 設計条件

5.2.1.1 貯槽仕様

形式	スカート支持の自立式の塔
基礎種別	杭基礎
貯蔵物	炭化水素（可燃性ガス）
呼称容量（貯蔵能力）	200 t

5.2.1.2 基礎仕様

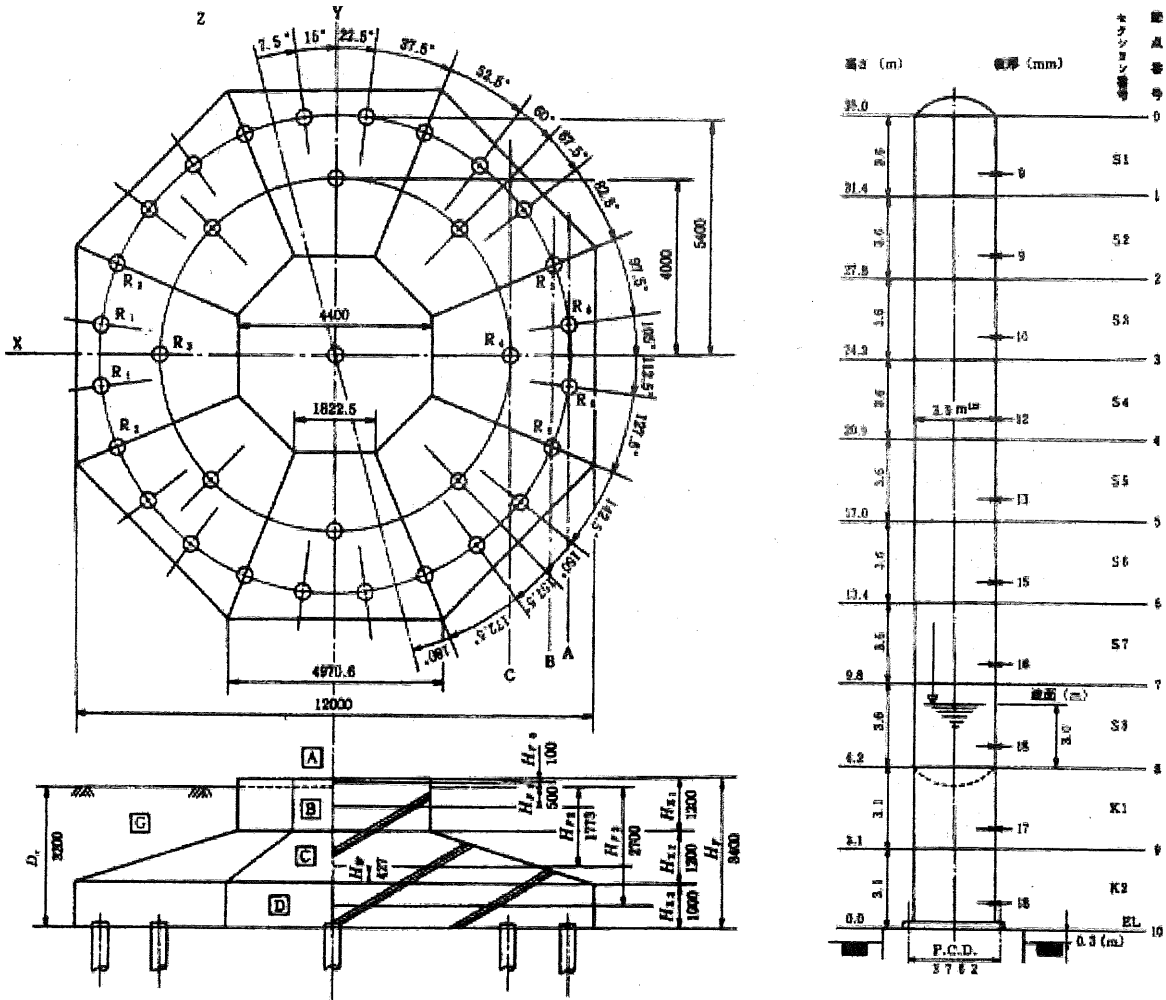


図 5.2.1.2-1 貯槽概要及び基礎図

5.2.1.3 耐震設計条件

塑性設計係数

$$\beta_P = 2.0$$

重要度

I

$$\beta_1 = 0.8$$

地域区分

特A

$$\beta_2 = 1.0$$

地区補正

ランクIII

$$\beta_2' = 1.0 \quad (= 300\text{gal}/300\text{gal})$$

地盤種別

第4種

$$\beta_3 = 2.0$$

設計地震動の震度

設計水平震度

$${}^p K_H = 0.15 \beta_1 \beta_2 \beta_2' \beta_3 \beta_P \quad K_H = 0.48$$

5.2.1.4 護岸条件

護岸形式

重力式

貯槽からの距離

$X = 30 \text{ m}$

護岸の高さ

$H_w = 10.0 \text{ m}$

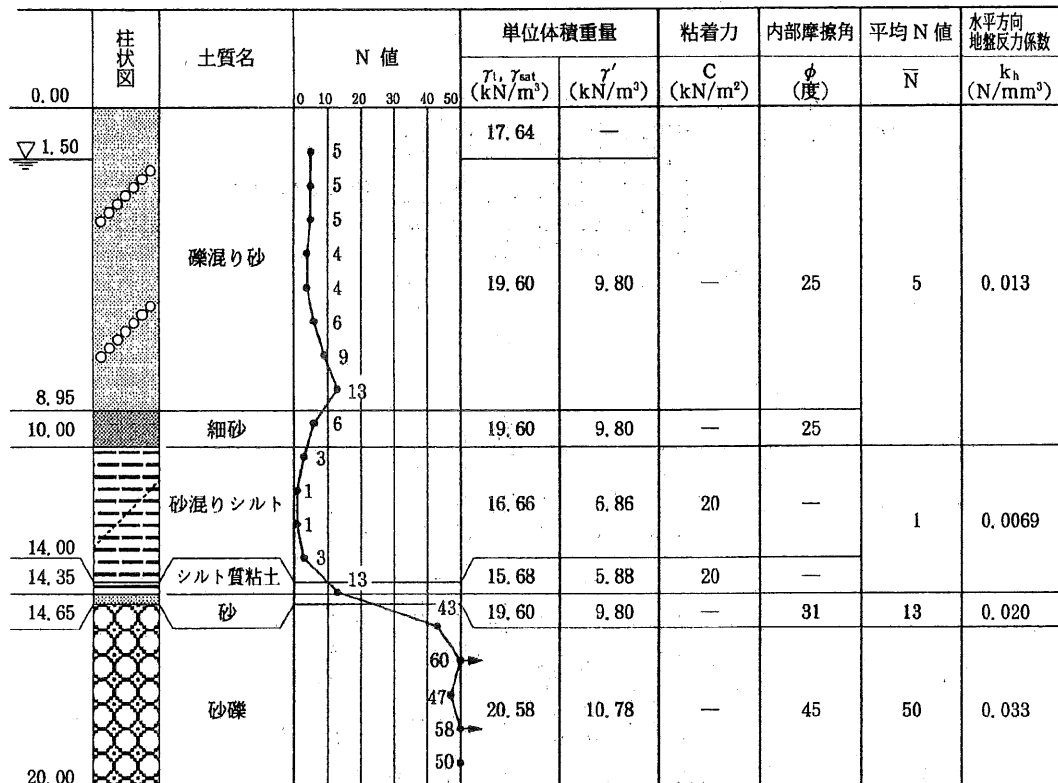
護岸水深

$H_L = 7.0 \text{ m}$

護岸の変形率

$F_d = 30.0 \%$ [県基準付属書 表 4.3] より

5.2.1.5 地盤条件



注) 水平地盤反力係数 $K_h = 0.691 \times N^{0.405}$ (福岡・宇都の式)

図 5.2.1.5-1 地盤条件

5.2.1.6 基礎設計へのローディングデータ

(1) 運転時

通常運転時鉛直力

$W_v = 1601.29 \text{ kN}$

基礎ボルト引抜力

$T = -57.179 \text{ kN}$ 引抜力を生じない

(2) 設計地震力

水平地震力

$F_{H1} = 1510.67 \text{ kN}$

転倒モーメント

$M_{F1} = 33292.379 \text{ kNm}$

基礎ボルト引抜力

$T_1 = 1284.734 \text{ kN}$

(3) 構造特性係数 D_s を考慮した等価地震力

構造特性係数	$D_s = 0.5$
水平地震力	$F_{H1}' = 755.335 \text{ kN}$
転倒モーメント	$M_{F1}' = 16646.190 \text{ kNm}$
基礎ボルト引抜力	$T_1' = 642.367 \text{ kN}$

5.2.1.7 使用材料及び耐震設計用保有耐力

(1) コンクリート

設計基準強度	$F_c = 21 \text{ N/mm}^2$
許容圧縮応力	$f_c = 14 \text{ N/mm}^2$
許容せん断応力	$f_s = 1.05 \text{ N/mm}^2$

(2) 鉄筋

鉄筋の種類	SD295
降伏強度	$F = 294 \text{ N/mm}^2$
許容圧縮応力	$f_c = 294 \text{ N/mm}^2$
許容引張応力	$f_t = 294 \text{ N/mm}^2$
	$f_w = 294 \text{ N/mm}^2$
許容付着応力	上端筋 $f_a = 2.1 \text{ N/mm}^2$
	その他 $f_a = 3.15 \text{ N/mm}^2$

(3) 基礎ボルト

許容付着応力	$f_a = 1.89 \text{ N/mm}^2$
--------	-----------------------------

(4) 基礎杭

杭種	PHC 杭 (C種)
杭径	$\phi = 400 \text{ mm}$
肉厚	$t = 65 \text{ mm}$
腐食代	$t' = 0 \text{ mm}$
許容圧縮応力度	$f_c = 42.5 \text{ N/mm}^2$
許容引張応力度	$f_t = 4 \text{ N/mm}^2$
押し込み支持力の上限値	$P_u = 1582 \text{ kN}$ (次頁参照)
引抜き支持力の上限値	$P_{t,u} = 250 \text{ kN}$ (次頁参照)

5.2.1.8 杭支持力の計算 (神奈川県基準)

杭の外径	$D = 400 \text{ mm}$
杭の内径	$d_1 = 270 \text{ mm}$
杭先端付近の平均N値 (≤ 60)	$N = 40$ (杭先端より下に1D、上に4Dの範囲)
支持層への根入れ長	$L_B = 1350 \text{ mm}$
閉塞効率	$\eta = 0.80$ (打込み開端杭に適用)

(1) 先端支持力

		先端支持力度 $q_p (\text{kN/m}^2)$	有効断面積 $A_p (\text{m}^2)$	先端支持力 $q_p \cdot A_p (\text{kN})$
1	打込み杭	$300 \cdot N = 12,000$	0.1005	1,206
2	埋込み杭	$200 \cdot N = 8,000$	0.1257	1,005
3	場所打ち杭	$150 \cdot N = 6,000$	0.1257	754

(2) 周面摩擦力

押し込み支持力

層番号	土質名	砂質土=S 粘性土=C	層厚 L(m)	平均N値 N_s^D	一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²) ²⁾	低減係数 D_E	砂質土 $2 \cdot N_s$	粘性土 $1/2 \cdot q_u$	摩擦力 R_f (kN)
1	礫混り砂	S	5.85	5	-	1.00	10.00	-	73.5
2	細砂	S	1.05	5	-	1.00	10.00	-	13.2
3	砂混りシルト	C	4.00	-	40	1.00	-	20.00	100.5
4	シルト質粘土	C	0.35	-	40	1.00	-	20.00	8.8
5	砂	S	0.30	13	-	1.00	26.00	-	9.8
6	砂礫	S	1.35	50	-	1.00	100.00	-	169.6
7									
8									
9									
合計			12.90						375

引抜き支持力

層番号	土質名	砂質土=S 粘性土=C	層厚 L(m)	平均N値 N_s^D	一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²) ²⁾	低減係数 D_E	砂質土 $2 \cdot N_s$	粘性土 $1/2 \cdot q_u$	摩擦力 $2/3 R_f$ (kN)
1	礫混り砂	S	5.85	5	-	1.00	10.00	-	49.0
2	細砂	S	1.05	5	-	1.00	10.00	-	8.8
3	砂混りシルト	C	4.00	-	40	1.00	-	20.00	67.0
4	シルト質粘土	C	0.35	-	40	1.00	-	20.00	5.9
5	砂	S	0.30	13	-	1.00	26.00	-	6.5
6	砂礫	S	1.35	50	-	1.00	100.00	-	113.1
7									
8									
9									
合計			12.90						250

- 1) 打込み杭 $N_s \leq 50$ 、場所打ち杭 $N_s \leq 25$
- 2) 打込み杭 $q_u \leq 200$ 、場所打ち杭 $q_u \leq 100$

(3) 耐震設計用許容支持力

		押し込み支持力 R_u (kN)	引抜き支持力 tR_u (kN)
1	打込み杭	1,582	250
2	埋込み杭	1,381	250
3	場所打ち杭	1,129	250

5.2.2 地盤の液状化及び流動の判定

5.2.2.1 地盤の液状化の判定

液状化判定シートによる判定結果（次頁参照）より

（液状化の可能性 有り：1、無し：2） 1

5.2.2.2 地盤の流動の判定

液状化に伴う流動の可能性があるため流動の判定を行う。

- (1) 貯槽位置が護岸から100m以内か？ (X=30.0m) (1：はい、2：いいえ) 1
- (2) 当該護岸が国又は地方自治体が規定する耐震護岸でレベル2地震相当に対する変形照査により機能維持が図られているか？ (1：はい、2：いいえ) 2
- (3) 護岸近傍の地盤で液状化の可能性はあるか？ (1：はい、2：いいえ) 1
- (4) 護岸水深 H_L が5m以上か？ ($H_L=7.0m$) (1：はい、2：いいえ) 1
- (5) 護岸高さの範囲における護岸背後地盤が護岸高さの1/2以上の層厚で水平方向に連続して液状化する可能性はあるか？ (1：はい、2：いいえ) 1

判定結果^{注)} 流動の可能性有り

注) 判定項目(2)以外が全て「1」かつ(2)が「2」の場合に「流動の可能性有り」、それ以外の場合は「流動の可能性無し」と判定される。

5.2.3 地盤変状量の算定

5.2.3.1 護岸の移動量及び流動範囲の算定

護岸の水平移動量

$$\Delta = (F_d/100)H_w \quad \Delta = 3.0 \text{ m}$$

ここに、

$$F_d : \text{護岸の変形率} \quad F_d = 30.0 \%$$

$$H_w : \text{護岸の高さ} \quad H_w = 10.0 \text{ m}$$

流動範囲

$$L = 250 \Delta / (N_1)_{av} \quad L = 96.6 \text{ m}$$

ここに、

$$\Delta : \text{護岸の水平移動量} \quad \Delta = 3.0 \text{ m}$$

$$(N_1)_{av} : \text{基準化N値の平均値}$$

$$(N_1)_{av} = (8.095 + 7.391 + 5.440 + 5.037 + 7.034 + 9.871 + 13.394 + 5.829) / 8 = 7.76 \quad (\text{次頁の} N_1 \text{ 値より})$$

5.2.3.2 貯槽位置における地盤の水平移動量の算定

地盤の水平移動量

$$\delta = e^{-3.35X/L} \Delta \quad \delta = 1.06 \text{ m}$$

ここに、

$$X : \text{貯槽から護岸までの距離} \quad X = 30.0 \text{ m}$$

$$L : \text{地盤の流動範囲} \quad L = 96.6 \text{ m}$$

$$\Delta : \text{護岸の水平移動量} \quad \Delta = 3.0 \text{ m}$$

5.2.4 液状化判定シート

「高圧ガス施設等耐震設計基準」(神奈川県防災局工業保安課)

BORING名: 1
 計画地盤高: EL+3.870m
 孔口標高: EL+3.870m
 地下水位: G.L.-1.50m

レベル1
 β_1 0.80
 β_2 1.00
 β_2' 1.00
 β_3 2.00
 β_P 0.80
 K_{H1} 0.24

レベル2
 ←
 1.00
 ←
 ←
 2.00
 0.48

【土層モデルデータ】

層No.	層名	計画地盤からの深度(G.L-m)	層厚(m)	湿潤重量(kN/m ³)	飽和重量(kN/m ³)
1	礫混り砂	8.95	8.95	17.64	19.60
2	細砂	10.00	1.05	17.64	19.60
3	砂混りシルト	14.00	4.00	16.66	16.66
4	シルト質粘土	14.35	0.35	15.68	15.68
5	砂	14.65	0.30	17.64	19.60
6	砂礫	21.00	6.35	18.62	20.58

【土質データ】

現地地盤からの深度(G.L-m)	取扱地層	地層区分	湿潤重量(kN/m ³)	飽和重量(kN/m ³)	N値	Fc (%)	Pc (%)	D50 (mm)	D10 (mm)	Ip (%)	粒径判定①	Pc判定②	Ip判定③	判定要不要
1.300	砂質土	礫混り砂	17.64	19.60	5	13	1	0.1106	0.0100	----	----	----	----	不
2.300	砂質土	礫混り砂	17.64	19.60	5	10	1	1.5513	0.0100	----	X	X	X	要
3.300	砂質土	礫混り砂	17.64	19.60	5	16	1	0.9210	0.0100	----	X	X	X	要
4.300	砂質土	礫混り砂	17.64	19.60	4	14	1	1.0741	0.0100	----	X	X	X	要
5.300	砂質土	礫混り砂	17.64	19.60	4	14	1	0.9587	0.0100	----	X	X	X	要
6.300	砂質土	礫混り砂	17.64	19.60	6	14	1	0.9460	0.0100	----	X	X	X	要
7.300	砂質土	礫混り砂	17.64	19.60	9	9	1	1.1874	0.0100	----	X	X	X	要
8.300	砂質土	礫混り砂	17.64	19.60	13	9	1	1.1874	0.0100	----	X	X	X	要
9.300	砂質土	細砂	17.64	19.60	6	17	1	0.2004	0.0100	----	X	X	X	要
10.300	砂質土	砂混りシルト	16.66	16.66	3	69	25	0.0268	0.0000	----	X	O	X	不
11.300	砂質土	砂混りシルト	16.66	16.66	1	58	22	0.0525	0.0000	----	X	O	X	不
12.300	砂質土	砂混りシルト	16.66	16.66	1	58	22	0.0129	0.0000	----	X	O	X	不
13.300	砂質土	砂混りシルト	16.66	16.66	3	58	22	0.0210	0.0000	----	X	O	X	不
14.300	砂質土	シルト質粘土	15.68	15.68	13	99	50	0.0021	0.0000	----	X	O	X	不
15.300	礫質土	砂礫	18.62	20.58	43	5	1	6.0607	0.0100	----	X	X	X	要
16.300	礫質土	砂礫	18.62	20.58	60	5	1	8.2078	0.0100	----	X	X	X	要
17.300	礫質土	砂礫	18.62	20.58	47	5	1	8.2078	0.0100	----	X	X	X	要
18.300	礫質土	砂礫	18.62	20.58	58	5	1	8.2078	0.0100	----	X	X	X	要
19.300	礫質土	砂礫	18.62	20.58	58	5	1	8.2078	0.0100	----	X	X	X	要
20.300	礫質土	砂礫	18.62	20.58	58	5	1	8.2078	0.0100	----	X	X	X	要

【液状化判定結果】

レベル1

計画地盤からの深度(G.L-m)	σ_v (kN/m ²)	σ_v' (kN/m ²)	γ_d	c_1	c_2	N_1	N_a	R_L	c_{v1}	R	K_{H1}	L	F_L	判定	D_E
1.300	22.932	22.932	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	O	---
2.300	42.140	34.300	0.966	1.00	0.000	8.095	8.095	0.192	1.0	0.192	0.240	0.285	0.674	X	0.67
3.300	61.740	44.100	0.951	1.12	0.333	7.391	8.611	0.199	1.0	0.199	0.240	0.319	0.624	X	0.33
4.300	81.340	53.900	0.936	1.08	0.222	5.440	6.097	0.167	1.0	0.167	0.240	0.339	0.493	X	0.33
5.300	100.940	63.700	0.921	1.08	0.222	5.037	5.662	0.161	1.0	0.161	0.240	0.350	0.460	X	0.33
6.300	120.540	73.500	0.906	1.08	0.222	7.034	7.819	0.189	1.0	0.189	0.240	0.356	0.531	X	0.33
7.300	140.140	83.300	0.891	1.00	0.000	9.871	9.871	0.213	1.0	0.213	0.240	0.360	0.592	X	0.33
8.300	159.740	93.100	0.876	1.00	0.000	13.394	13.394	0.248	1.0	0.248	0.240	0.361	0.687	X	0.67
9.300	179.340	102.900	0.861	1.14	0.389	5.829	7.034	0.179	1.0	0.179	0.240	0.360	0.497	X	0.33
10.300	198.938	111.818	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	O	---
11.300	214.718	118.678	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	O	---
12.300	231.378	125.538	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	O	---
13.300	248.038	132.398	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	O	---
14.300	264.404	138.964	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	O	---
15.300	284.445	149.205	0.771	1.00	0.000	32.891	27.190	0.529	1.0	0.529	0.240	0.353	1.499	O	---
16.300	305.025	159.985	0.756	1.00	0.000	43.730	34.077	1.560	1.0	1.560	0.240	0.346	4.509	O	---
17.300	325.605	170.765	0.741	1.00	0.000	32.712	25.491	0.436	1.0	0.436	0.240	0.339	1.286	O	---
18.300	346.185	181.545	0.726	1.00	0.000	38.629	30.102	0.803	1.0	0.803	0.240	0.332	2.419	O	---
19.300	366.765	192.325	0.711	1.00	0.000	37.033	28.858	0.664	1.0	0.664	0.240	0.325	2.043	O	---
20.300	387.345	203.105	0.696	1.00	0.000	35.564	27.713	0.566	1.0	0.566	0.240	0.318	1.780	O	---

PL1= 24.3

レベル2

計画地盤からの深度(G.L-m)	σ_v (kN/m ²)	σ_v' (kN/m ²)	γ_d	c_1	c_2	N_1	N_a	R_L	c_{v2}	R	K_{H1}	L	F_L	判定	D_E
1.300	22.932	22.932	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	O	---
2.300	42.140	34.300	0.966	1.00	0.000	8.095	8.095	0.192	1.305	0.251	0.480	0.569	0.441	X	0.33
3.300	61.740	44.100	0.951	1.12	0.333	7.391	8.611	0.199	1.325	0.263	0.480	0.639	0.412	X	0.33
4.300	81.340	53.900	0.936	1.08	0.222	5.440	6.097	0.167	1.221	0.204	0.480	0.678	0.301	X	0.00
5.300	100.940	63.700	0.921	1.08	0.222	5.037	5.662	0.161	1.201	0.193	0.480	0.700	0.276	X	0.00
6.300	120.540	73.500	0.906	1.08	0.222	7.034	7.819	0.189	1.294	0.245	0.480	0.713	0.344	X	0.33
7.300	140.140	83.300	0.891	1.00	0.000	9.871	9.871	0.213	1.371	0.291	0.480	0.719	0.405	X	0.33
8.300	159.740	93.100	0.876	1.00	0.000	13.394	13.394	0.248	1.487	0.368	0.480	0.721	0.510	X	0.67
9.300	179.340	102.900	0.861	1.14	0.389	5.829	7.034	0.179	1.262	0.226	0.480	0.720	0.314	X	0.00
10.300	198.938	111.818	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	O	---
11.300	214.718	118.678	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	O	---
12.300	231.378	125.538	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	O	---
13.300	248.038	132.398	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	O	---
14.300	264.404	138.964	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	O	---
15.300	284.445	149.205	0.771	1.00	0.000	32.891	27.190	0.529	2.000	1.057	0.480	0.705	1.499	O	---
16.300	305.025	159.985	0.756	1.00	0.000	43.730	34.077	1.560	2.000	3.119	0.480	0.691	4.514	O	---
17.300	325.605	170.765	0.741	1.00	0.000	32.712	25.491	0.436	2.000	0.872	0.480	0.678	1.286	O	---
18.300	346.185	181.545	0.726	1.00	0.000	38.629	30.102	0.803	2.000	1.605	0.480	0.664	2.417	O	---
19.300	366.765	192.325	0.711	1.00	0.000	37.033	28.858	0.664	2.000	1.328	0.480	0.650	2.043	O	---
20.300	387.345	203.105	0.696	1.00	0.000	35.564	27.713	0.566	2.000	1.131	0.480	0.637	1.776	O	---

PL2= 35.5

5.2.5 地震慣性力に係る基礎の耐震性能評価

5.2.5.1 荷重の集計

(1) 基礎の設計震度

部分	H _F (m)	$\beta_4' = 2.0 - 0.2H_F$	$K_{SH}' = \beta_4' K_H$	λ	$\lambda K_{SH}' D_s$
A	地上	2.0	0.96	0.5	0.48
B	0.5	1.9	0.912	0.25	0.228
C	1.773	1.6454	0.7898	0.25	0.197
D	2.7	1.46	0.7008	0.25	0.175

(2) 基礎及び上載土の荷重計算

コンクリート:24 kN/m³、土:16 kN/m³

部分	面積 A(m ²)	高さ L(m)	体積 V(m ³)	重量 W(kN)	等価水平 地震力 F' _{SH} (kN)	重心高さ D _F -H _F	底面モーメント M _F (kNm)
A	16.038	0.2	3.2077	76.984	18.476	3.3	60.971
B	16.038	1.0	16.038	384.92	43.881	2.7	118.48
C	16.038	1.2	71.629	1719.1	169.72	1.427	242.19
	119.29						
D	119.29	1.0	119.29	2863.1	250.81	0.5	125.40
G	119.2 -(B+C)	2.2	174.77	2796.3			
計				7840.4	482.88		547.04

注) $F'_{SH} = \lambda K'_{SH} \cdot W \cdot D_s$

(3) 基礎底面に作用する荷重の集計

鉛直力 $V = W_v + N_{F1}' + W_F$ V = 9442 kN

ここに、

W_v : 貯槽の通常運転時鉛直力 $W_v = 1601$ kN

W_F : 基礎自重 $W_F = 7840$ kN

等価水平地震力

$Q = F_{H1}' + F_{SH}'$ Q = 1238 kN

ここに、

F_{H1}' : 貯槽の等価水平地震力 $F_{H1}' = 755$ kN

F_{SH}' : 基礎の等価水平地震力 $F_{SH}' = 483$ kN

転倒モーメント

$M = M_{F1}' + F_{H1}' D_h + M_F$ M = 19761 kNm

ここに、

M_{F1}' : 貯槽の基礎上面における転倒モーメント $M_{F1}' = 16646$ kNm

M_F : 基礎底面のモーメント $M_F = 547$ kNm

D_h : 基礎厚さ $D_h = 3.4$ m

5.2.5.2 杭反力の算定及び支持力照査

(1) 杭群の断面係数

杭群の断面二次モーメント

$$I_G = 1/2 \times 8 \times 4.0^2 + 1/2 \times 24 \times 5.4^2$$

$$= 413.92 \text{ m}^2/\text{本}$$

杭群の重心からの最外縁距離

$$y = 5.4 \text{ m}$$

杭群の断面係数

$$Z_G = 413.92/5.4$$

$$= 76.65 \text{ m/本}$$

(2) 杭反力の算定

押し込み反力 $R_{\max} = V/n + M/Z_G$

$$R_{\max} = 544 \text{ kN} < P_u \text{ (合格)}$$

引抜き反力 $R_{\min} = V/n - M/Z_G$

$$R_{\min} = 28.3 \text{ kN} < P_u$$

(引抜きを生じない)

水平反力 $R_H = Q/n$

$$R_H = 37.5 \text{ kN}$$

ここに、 V : 鉛直力

$$V = 9442 \text{ kN}$$

Q : 等価水平地震力

$$Q = 1238 \text{ kN}$$

M : 転倒モーメント

$$M = 19761 \text{ kNm}$$

n : 杭本数

$$n = 33 \text{ 本}$$

Z_G : 杭群の断面係数

$$Z_G = 76.7 \text{ m/本}$$

P_u : 押し込み支持力の上限値

$$P_u = 1582 \text{ kN}$$

tP_u : 引抜き支持力の上限値

$$tP_u = -250 \text{ kN}$$

5.2.5.3 杭体の応力照査

(1) 杭仕様

杭種

PHC杭 (C種)

杭径

$$\phi = 400 \text{ mm}$$

肉厚

$$t = 65 \text{ mm}$$

腐食代

$$t' = 0 \text{ mm}$$

杭頭の条件 (ピン結合 : 1、剛結合 : 2)

2

突出長

$$h = 500 \text{ mm}$$

断面積

$$A_p = 684.1 \text{ cm}^2$$

断面二次モーメント

$$I_p = 99577 \text{ cm}^4$$

断面係数

$$Z_p = 4979 \text{ cm}^3$$

縦弾性係数

$$E = 4.00 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

常時の水平方向地盤反力係数

$$k_h = 0.013 \text{ N/mm}^3$$

土質定数の低減反力係数

$$D_E = 1/3$$

地震時の水平方向地盤反力係数

$$k'_h = D_E \times k_h = 0.00433 \text{ N/mm}^3$$

杭の特性値

$$\beta = 0.000322962 \text{ mm}^{-1}$$

(2) 杭の最大曲げモーメント

杭頭ピン : $M_p = \{(1 + 2\beta h)^2 + 1\}^{1/2}$

$$\times \exp[-\tan^{-1}\{1 / (1 + 2\beta h)\}] / 2\beta \cdot R_H$$

杭頭剛 : $M_p = (1 + \beta h) / 2\beta \times R_H$

$$M_p = 67.5 \text{ kNm} \text{ (杭頭剛結合)}$$

ここに、 R_H : 杭の水平反力

$$R_H = 37.5 \text{ kN}$$

(3) 杭体応力

杭径	$\phi = 400 \text{ mm}$
杭種	C
最大曲げモーメント	$M_{\max} = 67.5 \text{ kNm}$
最大軸力 (+)圧縮(-)引張	$N_{\max} = 543.9 \text{ kN}$
最小軸力 (+)圧縮(-)引張	$N_{\min} = 28.3 \text{ kN}$
有効プレストレス	$\sigma_{ce} = 9.81 \text{ N/mm}^2$
耐震設計用許容圧縮応力度	$\sigma_{ca} = 41.7 \text{ N/mm}^2$
耐震設計用許容曲げ引張応力度	$\sigma_{ca}' = -4.9 \text{ N/mm}^2$
換算断面積	$A_e = 730 \text{ cm}^2$
換算断面係数	$Z_e = 5,300 \text{ cm}^3$

表 5.2.5.3-1 PHC 杭の断面性能

杭径・杭種	換算断面積 $A_e(\text{cm}^2)$	換算断面係数 $Z_e(\text{cm}^3)$
300A	463	2,360
300B	475	2,420
300C	481	2,460
350A	560	3,500
350B	575	3,600
350C	582	3,650
400A	702	5,100
400B	718	5,200
400C	730	5,300
450A	857	7,110
450B	880	7,280
450C	891	7,420
500A	1,080	9,880
500B	1,100	10,100
500C	1,120	10,200
600A	1,470	16,500
600B	1,510	17,000
600C	1,530	17,200
700A	1,920	25,500
700B	1,970	26,200
700C	2,000	26,600
800A	2,440	37,200
800B	2,490	38,200
800C	2,540	38,700
1000A	3,690	70,400
1000B	3,710	72,400
1000C	3,750	73,400

表 5.2.5.3-2

	発生応力度 $\sigma_c(\text{N/mm}^2)$	許容応力度 $\sigma_{ca}(\text{N/mm}^2)$	判定
圧縮縁応力度	30.0	41.7	O.K.
引張縁応力度	-2.5	-4.9	O.K.

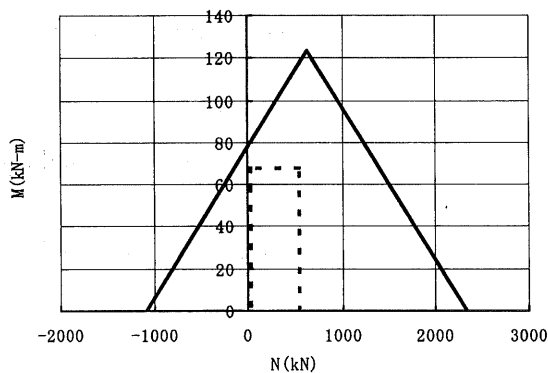


図 5.2.5.3-1 許容 MN 図

表 5.2.5.3-3 許容 MN 図

杭種	有効プレストレス $\sigma_{ce}(\text{N/mm}^2)$	圧縮応力度 $\sigma_{ca}(\text{N/mm}^2)$	引張応力度 $\sigma_{ca}'(\text{N/mm}^2)$
A	3.92	39.2	-1.96
B	7.85	41.7	-3.92
C	9.81	41.7	-4.90

5.2.5.4 杭頭部の検討

(1) 垂直支圧応力

$$\sigma_{cv} = R_{max} / (\pi D^2 / 4) = 4.33 \text{ N/mm}^2 < f_c \text{ 合格}$$

(2) 押抜きせん断応力

$$\tau_v = R_{max} / \pi (D + h) h = 0.15 \text{ N/mm}^2 < f_s \text{ 合格}$$

(3) 水平支圧応力

$$\sigma_{ch} = R_h / DL = 0.94 \text{ N/mm}^2 < f_c \text{ 合格}$$

(4) 水平押抜きせん断応力

$$\tau_h = R_h / h' (2L + D + 2h') = 0.07 \text{ N/mm}^2 < f_s \text{ 合格}$$

(5) 仮想鉄筋コンクリート断面の応力

RC円形断面として断面応力を算定する。

設計用曲げモーメント $M = M_p = 67.5 \text{ kNm}$

設計用軸力 $N = R_{min} = 28.3 \text{ kN}$

断面半径 $r = 300 \text{ mm}$

配筋半径 $r_s = 85 \text{ mm}$

鉄筋量 6-D19 $A_s = 17.19 \text{ cm}^2$

圧縮応力 $\sigma_c = 10.55 \text{ N/mm}^2 < f_c \text{ 合格}$ (次頁参照)

引張応力 $\sigma_s = 221 \text{ N/mm}^2 < f_t \text{ 合格}$ (次頁参照)

ここに、

R_{max} : 最大杭反力 $R_{max} = 543.9 \text{ kN}$

R_{min} : 最小杭反力 $R_{min} = 28.3 \text{ kN}$

R_h : 水平杭反力 $R_h = 37.5 \text{ kN}$

M_p : 杭頭曲げモーメント $M_p = 67.5 \text{ kNm}$

D : 杭径 $D = 400 \text{ mm}$

L : 杭の埋め込み長さ $L = 100 \text{ mm}$

h : 押抜きせん断に抵抗する底板の有効厚 ($D_h - L$)

$h = 900 \text{ mm}$

h'_F : 水平押抜きせん断に抵抗する底板の有効厚 ($h'_0 - D/2$)

$h'_F = 400 \text{ mm}$

D_h : 底板の厚さ $D_h = 1000 \text{ mm}$

h'_0 : 杭の縁端距離 $h'_0 = 600 \text{ mm}$

f_c : コンクリートの許容圧縮応力 $f_c = 14 \text{ N/mm}^2$

f_t : 鉄筋の許容引張応力 $f_t = 294 \text{ N/mm}^2$

f_s : コンクリートの許容せん断応力 $f_s = 1.05 \text{ N/mm}^2$

表 5.2.5.3-4 仮想鉄筋コンクリート断面の応力照査

曲げモーメント	M (kNm)	67.5	
軸力	N (kN)	28.3	
せん断力	Q (kN)		
断面半径	r (mm)	300	
配筋半径	rs (mm)	85	
弾性係数比	n	15	
偏心量	e=M/N (mm)	2384	
偏心率	e/r	7.946	
	$M'=M+Nr$ (kNm)	76.0	
	rs/r	0.283	
鉄筋量	As (cm ²)	6-D19	
		17.19	
鉄筋比	p=As/Ac	0.006	
	np	0.091	
	C	3.749	
	S	5.231	
	Z	0.652	
中立軸	xn (mm)	160.7	
圧縮応力	σ_c (N/mm ²)	10.55	$\sigma_{ca} = 14$ 合格
引張応力	σ_s (N/mm ²)	221	$\sigma_{sa} = 294$ 合格
せん断応力	τ_c (N/mm ²)	0.00	$\tau_{ca} = 1.05$ 合格

5.2.5.5 フーチングの検討

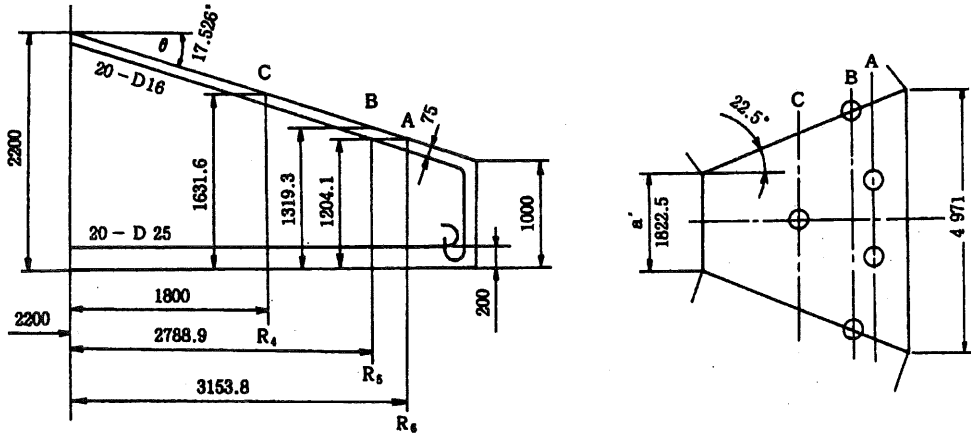


図 5.2.5.5-1 応力照査位置図

(1) 下端筋

ア せん断力

軸力	$N_{K1} = W_V + F_V + W_F + W_G$	$N_{K1} = 9442 \text{ kN}$
転倒モーメント		$M_k = 19761 \text{ kNm}$
杭 R_4 の反力	$R_4 = N_{K1} / n + M_k / Z_4$	$R_4 = 477 \text{ kN}$
杭群の重心から R_4 までの距離	$y_4 = 4.0000 \text{ m}$	
杭 R_4 の断面係数	$Z_4 = I_G / y_4 = 103.48 \text{ m}^3 / \text{本}$	
杭 R_5 の反力	$R_5 = N_{K1} / n + M_k / Z_5$	$R_5 = 524 \text{ kN}$
杭群の重心から R_5 までの距離	$y_5 = 4.9889 \text{ m}$	
杭 R_5 の断面係数	$Z_5 = I_G / y_5 = 82.968 \text{ m}^3 / \text{本}$	
杭 R_6 の反力	$R_6 = N_{K1} / n + M_k / Z_6$	$R_6 = 542 \text{ kN}$
杭群の重心から R_6 までの距離	$y_6 = 5.3538 \text{ m}$	
杭 R_6 の断面係数	$Z_6 = I_G / y_6 = 77.313 \text{ m}^3 / \text{本}$	
C 断面	$Q_{FC} = R_4 + R_5 + 2R_6$	$Q_{FC} = 2085 \text{ kN}$
	$\tau = Q_{FC} / (b' j) \times 10^3$	$\tau = 0.91 \text{ N/mm}^2 < f_s$
		(せん断補強不要)
	$\phi = Q_{FC} / (f_a j) \times 10^3$	$\phi = 528 \text{ mm}$
	梁幅	$b = 1822.5 \text{ mm}$
	応力中心距離 $7d/8$	$j = 1252.7 \text{ mm}$
B 断面	$Q_{FB} = R_5 + 2R_6$	$Q_{FB} = 1608 \text{ kN}$
	$\tau = Q_{FB} / (b' j) \times 10^3$	$\tau = 0.50 \text{ N/mm}^2 < f_s$
		(せん断補強不要)
	$\phi = Q_{FB} / (f_a j) \times 10^3$	$\phi = 521 \text{ mm}$
	梁幅	$b = 3314.0 \text{ mm}$
	応力中心距離 $7d/8$	$j = 979.39 \text{ mm}$

A断面	$Q_{FA} = 2R_6$	$Q_{FA} = 1083 \text{ kN}$
	$\tau = Q_{FA}/(b' j) \times 10^3$	$\tau = 0.30 \text{ N/mm}^2 < f_s$ (せん断補強不要)
	$\phi = Q_{FA}/(f_a j) \times 10^3$	$\phi = 391 \text{ mm}$
	梁幅	$b' = 4133.0 \text{ mm}$
	応力中心距離 $7d/8$	$j = 878.59 \text{ mm}$
柱面	$Q_{FP} = Q_{FC}$	$Q_{FP} = 2085 \text{ kN}$
	$\tau = Q_{FA}/(b' j) \times 10^3$	$\tau = 0.65 \text{ N/mm}^2 < f_s$ (せん断補強不要)
	$\phi = Q_{FA}/(f_a j) \times 10^3$	$\phi = 378 \text{ mm}$
	梁幅	$b' = 1822.5 \text{ mm}$
	応力中心距離 $7d/8$	$j = 1750.0 \text{ mm}$

イ 曲げモーメント

$$M_{FP} = R_4 L_4 + R_5 L_5 + 2R_6 L_6 - W_2 L_2 M_{FP} = 3945 \text{ kNm}$$

$$L_4 = L_3 = 1.800 \text{ m}$$

$$L_5 = L_2 = 2.7889 \text{ m}$$

$$L_6 = L_1 = 3.1538 \text{ m}$$

$$W_2 = 817.3 \text{ kN}$$

$$L_2 = 2.194 \text{ m}$$

$$a_t = M_{FP}/f_t j$$

応力中心距離

$$a_t = 7667 \text{ mm}^2$$

$$j = 1750 \text{ mm}$$

ウ 配筋

$$\phi_{\max} = 528 \text{ mm} \quad 9 - D19 \quad (2579 \text{ mm}^2, 540 \text{ mm})$$

$$a_t = 7667 \text{ mm}^2 \quad 20 - D25 \quad (10134 \text{ mm}^2)$$

(2) 上端筋

軸力 : $N_{FU} = W_v + W_F + W_G - F_v = 9442 \text{ kN}$

転倒モーメント : $M_K = 19761 \text{ kNm}$

杭 R_3 の反力 : $R_3 = N_{FU}/n - M_K/Z_4 = 95 \text{ kN}$

杭 R_2 の反力 : $R_2 = N_{FU}/n - M_K/Z_5 = 48 \text{ kN}$

杭 R_1 の反力 : $R_1 = N_{FU}/n - M_K/Z_6 = 31 \text{ kN}$

柱面における曲げモーメント

$$: M_{FU} = R_3 L_3 + R_2 L_2 + 2R_1 L_1 - W_2 L_2 = -1296 \text{ kNm}$$

$$: a_t = M_{FU}/f_t j = 2370 \text{ mm}^2$$

$$: \text{応力中心距離 } 7d/8 \quad j = 1859.4 \text{ mm}$$

$$: a_s = a_t / \cos \theta_1 \cos \theta_2 = 2691 \text{ mm}^2$$

$$\theta_1 = 17.526^\circ$$

$$\theta_2 = 22.5^\circ$$

配筋 : $a_s = 2691 \text{ mm}^2 \quad 20 - D16 \quad (3972 \text{ mm}^2)$

5.2.5.6 基礎ボルトの引抜き力によりコンクリートに生じる応力

(1) コンクリートの付着力により決まる保有耐力

$$P_{a1} = f_a \pi D L_e P_{a1} = 641 \text{ kN}$$

ここに、

$$D : \text{基礎ボルトの軸径} \quad D = 90 \text{ mm}$$

$$L_e : \text{基礎ボルトの有効埋め込み長さ} \quad L_e = 1200 \text{ mm}$$

(2) コンクリートのコーン状破壊により決まる保有耐力

$$P_{a2} = 0.6 \sqrt{(F_c \cdot A_c)} \quad P_{a2} = 1590 \text{ kN}$$

ここに、

$$F_c : \text{基礎コンクリートの設計基準強度} \quad F_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A_c : \text{コーン状破壊面の有効投影面積} \quad A_c = 18659 \text{ cm}^2$$

(3) 保有耐力

$$P_a = \min (P_{a1}, P_{a2}) \quad P_a = 641 \text{ kN}$$

(4) 引抜き力の照査

$$P = T + T_1' \quad P = 585.188 \text{ kN} < P_a \quad \text{合格}$$

P : 必要保有耐力

5.2.5.7 ペDESTALの断面検討

ペDESTALには、基礎ボルトの全周長以上の周長及び必要断面積以上の断面積を有する縦筋を、基礎ボルトの外周に配する。

$$\text{基礎ボルトの必要断面積} \quad a_T = NT/ft \quad a_T = 56 \text{ mm}^2$$

$$\text{基礎ボルトの全周長} \quad \phi_T = \pi DN \quad \phi_T = 7916.8 \text{ mm}$$

$$\text{一辺当りの必要断面積} \quad a_R = a_T/n \quad a_R = 7 \text{ mm}^2$$

$$\text{一辺当りの周長} \quad \phi = \phi_T/n \quad \phi = 989.60 \text{ mm}$$

ここに、

$$N : \text{基礎ボルトの本数} \quad N = 28$$

$$D : \text{基礎ボルトの軸径} \quad D = 90 \text{ mm}$$

$$n : \text{基礎の辺数} \quad n = 8$$

$$\text{鉄筋 } 14D - 29 \quad (8990 \text{ mm}^2, 1260 \text{ mm})$$

帯筋は、ベースプレートの幅とペDESTALの高さの面積に対して、0.2%配筋とする。

$$\text{帯筋の必要断面積} \quad a = 0.002 \times BH \quad a = 926.4$$

ここに、

$$B : \text{ベースプレートの幅} \quad B = 386 \text{ mm}$$

$$H : \text{ペDESTALの高さ} \quad H = 1200 \text{ m}$$

$$\text{鉄筋 } 5 - D16 \quad (993 \text{ mm}^2)$$

5.2.6 地盤変状による基礎の移動に係る耐震性能評価（応答変位法による場合）

貯槽位置における地盤の水平移動量を用い、単杭モデルの応答変位法により行う。

5.2.6.1 流動変位の深度分布

地下水位以浅 : $d(x) = d_s$ $d(x) = 1.06$

地下水位以下 : $d(x) = d_s \cdot \cos \{ \pi (x - d_w) / 2(H - d_w) \}$
 $= 1.06 \cdot \cos \{ \pi (x - 1.50) / 17.00 \}$

ここに、

$d(x)$: 深さ x (m)における流動変位量

d_s : 地表面における流動量 $d_s = 1.06$ m

H : 液状化層下端までの深さ $H = 10.0$ m

d_w : 地表面から地下水位までの深さ $d_w = 1.50$ m

5.2.6.2 地盤と杭の相互バネ

(1) 地盤反力係数

$$k_h' = D_E \cdot k_h$$

ここに、

D_E : 地盤反力係数の低減係数

地下水位以浅の非液状化層 : $1 / D_E = 50$

流動層 : $1 / D_E = 500$

流動層以深の非液状化層 : 低減なし

k_h : 原地盤の地盤反力係数

(2) 地盤バネにより杭、フーチングに作用する荷重の上限値の設定

ア 流動層以浅の非液状化層

$$P_{hu} = C_s C_{NL} K_p \gamma_{NL} x \quad P_{hu} = 54.51 \cdot x$$

ここに、

P_{hu} : 非液状化層における単位面積当たりの受働土圧強度 (kN/m²)

C_s : 水際線からの距離による補正係数

$C_s = 1.0$ [県基準付属書 表 4.4]より

C_{NL} : 非液状化層中の流動力の補正係数 (PL = 35.5より)

$C_{NL} = 1.0$ [県基準付属書 表 4.5]より

PL : 液状化指数 PL = 35.5 (液状化判定より)

K_p : 受働土圧係数 $K_p = 3.09$

γ_{NL} : 非液状化層の平均単位体積重量 $\gamma_{NL} = 17.64$ kN/m³

x : 深さ (m)

イ 流動層以深の非液状化層

$$P_{hu} = \alpha_p (K_p \gamma_{NL} x + 2C) P_{hu} = 10.35 \cdot x + 60.00$$

ここに、

P_{hu} : 非液状化層における単位面積当たりの受働土圧強度 (kN/m²)

α_p : 水平地盤反力度上限値の補正係数 $\alpha_p = 1.5$

粘性土 $\alpha_p = 1.5$

砂質土 $\alpha_p = 3.0$

K_p : 受働土圧係数

$K_p = 1.00$

γ_{NL} : 非液状化層の平均単位体積重量

$\gamma_{NL} = 6.9 \text{ kN/m}^3$

C : 非液状化層の粘着力

$C = 20 \text{ kN/m}^2$

x : 流動層下端からの深さ (m)

(3) 杭1本当りの地盤バネ

ア 流動層および流動層以浅の非液状化層

杭群の最外縁幅 $B = 10.8 \text{ m}$

杭本数 $n = 33 \text{ 本}$

流動力の作用幅 $b = 0.327 \text{ m}$

上記流動力の作用幅を地盤反力係数に乗じて杭1本当りの地盤バネ及び上限値を算出する。

イ 流動層以深

杭径 $D = 0.4 \text{ m}$

上記杭径を地盤反力係数に乗じて杭1本当りの地盤バネ及び上限値を算出する。

(4) フーチングの地盤バネ

流動層及び流動層以浅の非液状化層

フーチングの最外縁幅 $B = 12.0 \text{ m}$

杭本数 $n = 33 \text{ 本}$

流動力の作用幅 $b = 0.364 \text{ m}$

上記流動力の作用幅を地盤反力係数に乗じてフーチングの地盤バネ及び上限値を算出する。

(5) 検討モデル

応答変位法による検討モデルを図 5.2.6.2-1 に示す。

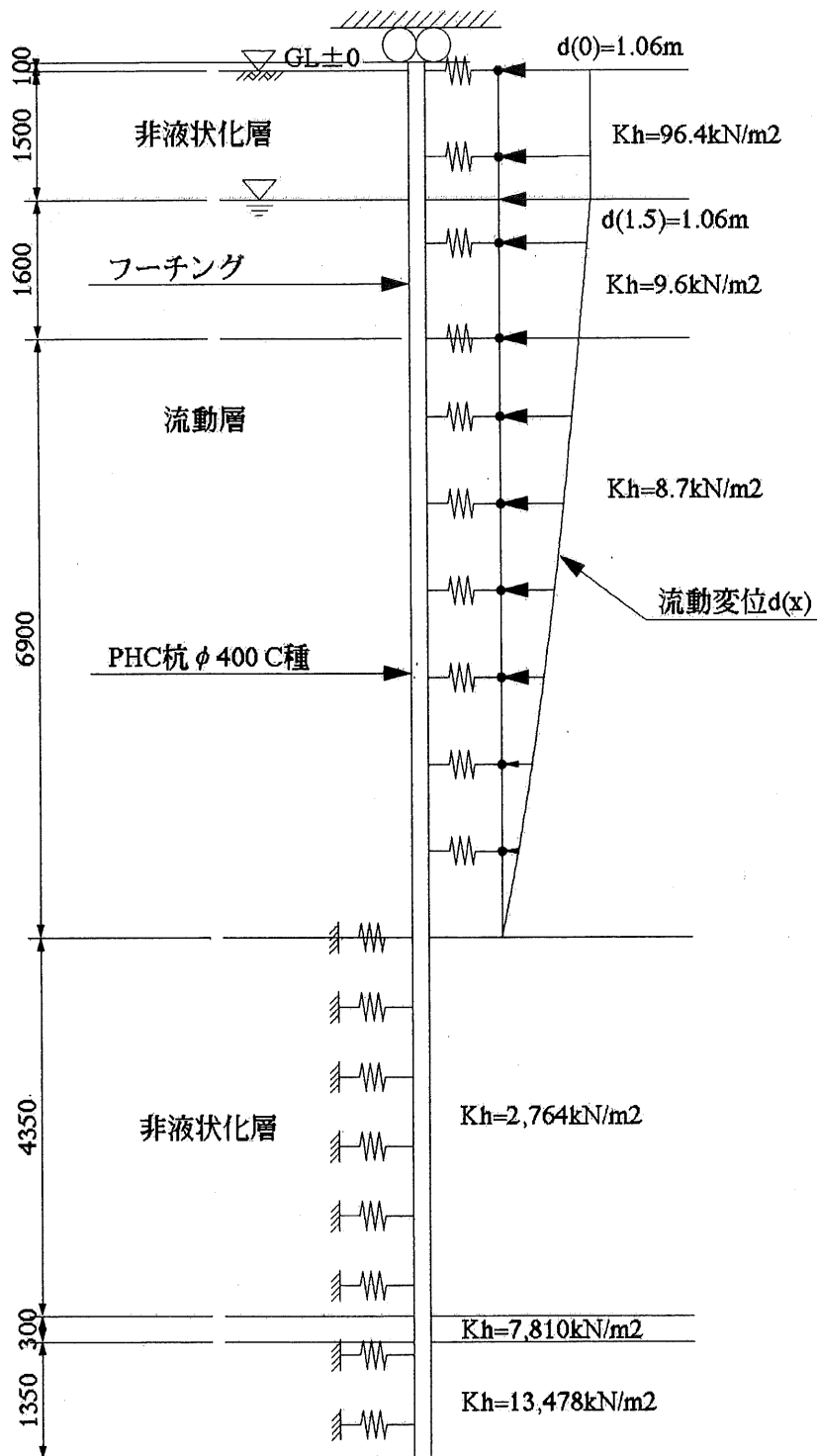


図 5.2.6.2-1 解析モデル

5.2.6.3 杭の曲げ変形特性

杭種	PHC 杭 (C種)
杭径	$\phi = 400 \text{ mm}$
肉厚	$t = 65 \text{ mm}$
腐食代	$t' = 0 \text{ mm}$
断面積	$A = 6.841 \times 10^4 \text{ mm}^2$
断面2次モーメント	$I = 9.958 \times 10^8 \text{ mm}^4$
断面係数	$Z = 4.979 \times 10^{10} \text{ mm}^3$
縦弾性係数	$E = 4.000 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
杭1本当りの作用軸力	$N = 543.9 \text{ kN}$
ひび割れ時モーメント	$M_c = 115.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$
降伏時モーメント	$M_y = 203.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$
終局時モーメント	$M_u = 231.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$
ひび割れ時の曲率	$\phi_c = 2.720 \times 10^{-3} \text{ kN}\cdot\text{m}$
降伏時の曲率	$\phi_y = 9.672 \times 10^{-3} \text{ kN}\cdot\text{m}$
終局時の曲率	$\phi_u = 1.574 \times 10^{-2} \text{ kN}\cdot\text{m}$

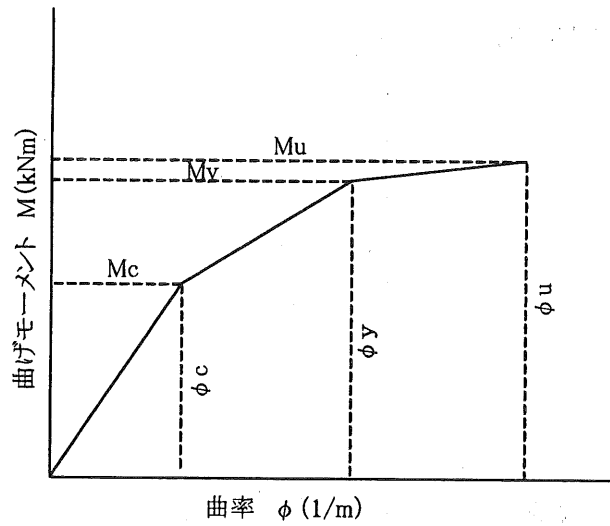


図 5.2.6.3-1 杭体曲げモーメント M - 曲率 ϕ の関係

表 5.2.6.3-1 解析データのまとめ

No	深さ CL- (m)	地盤変位 d(x) (m)	単位重量 γ_0, γ' (kN/m ³)	有効土被り σ_v' (kN/m ²)	粘着力 C (kN/m ²)	N値	水平地盤 反力係数 $k_h \times 10^4$ (kN/m ²)	低減係数 D_h	水平地盤 反力係数 $k_h \times 10^4$ (kN/m ²)	杭1本当り の地盤ばね (kN/m ²)	受働土圧強度 P_{ha} (kN/m ²)	杭1本当りの ばね反力上限値 (kN/m ²)
1	+0.50											
2	+0.20											
3	0.00	1.06	17.6	0.0	0.0	5.0	1.3	1/50	0.027	96.4	0.0	0.0
4	0.20	1.06	17.6	3.5	0.0	5.0	1.3	1/50	0.027	96.4	11.0	1.5
5	0.40	1.06	17.6	7.1	0.0	5.0	1.3	1/50	0.027	96.4	22.0	2.9
6	0.60	1.06	17.6	10.6	0.0	5.0	1.3	1/50	0.027	96.4	33.1	4.4
7	0.80	1.06	17.6	14.1	0.0	5.0	1.3	1/50	0.027	96.4	44.1	5.8
8	1.00	1.06	17.6	17.6	0.0	5.0	1.3	1/50	0.027	96.4	55.1	7.3
9	1.20	1.06	17.6	21.2	0.0	5.0	1.3	1/50	0.027	96.4	66.1	8.8
10	1.40	1.06	17.6	24.7	0.0	5.0	1.3	1/50	0.027	96.4	77.1	10.2
11	1.50	1.06	17.6	26.5	0.0	5.0	1.3	1/50	0.027	96.4	82.6	11.0
11	1.50	1.06	9.8	26.5	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	9.6		
12	1.70	1.06	9.8	28.4	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	9.6		
13	2.00	1.06	9.8	31.4	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	9.6		
14	2.20	1.05	9.8	33.3	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	9.6		
15	2.40	1.05	9.8	35.3	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	9.6		
16	2.60	1.04	9.8	37.2	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	9.6		
17	2.80	1.03	9.8	39.2	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	9.6		
18	3.00	1.02	9.8	41.2	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	9.6		
19	3.20	1.01	9.8	43.1	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
20	3.40	1.00	9.8	45.1	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
21	3.60	0.99	9.8	47.0	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
22	3.80	0.97	9.8	49.0	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
23	4.00	0.95	9.8	51.0	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
24	4.20	0.93	9.8	52.9	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
25	4.40	0.91	9.8	54.9	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
26	4.60	0.89	9.8	56.8	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
27	4.80	0.87	9.8	58.8	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
28	5.00	0.85	9.8	60.8	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
29	5.20	0.82	9.8	62.7	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
30	5.40	0.80	9.8	64.7	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
31	5.60	0.77	9.8	66.6	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
32	5.80	0.74	9.8	68.6	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
33	6.00	0.71	9.8	70.6	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
34	6.20	0.68	9.8	72.5	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
35	6.40	0.65	9.8	74.5	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
36	6.60	0.62	9.8	76.4	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
37	6.80	0.59	9.8	78.4	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
38	7.00	0.56	9.8	80.4	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
39	7.20	0.52	9.8	82.3	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
40	7.40	0.49	9.8	84.3	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
41	7.60	0.45	9.8	86.2	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
42	7.80	0.42	9.8	88.2	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
43	8.00	0.38	9.8	90.2	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
44	8.20	0.35	9.8	92.1	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
45	8.40	0.31	9.8	94.1	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
46	8.60	0.27	9.8	96.0	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
47	8.80	0.23	9.8	98.0	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
48	9.00	0.19	9.8	100.0	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
49	9.20	0.16	9.8	101.9	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
50	9.40	0.12	9.8	103.9	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
51	9.60	0.08	9.8	105.8	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
52	9.80	0.04	9.8	107.8	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
53	10.00	0.00	9.8	109.8	0.0	5.0	1.3	1/500	0.0027	8.7		
53	10.00		6.9	109.8	20.0	1.0	0.7	1.0	0.7	2764.0	60.0	36.0
54	10.20		6.9	111.1	20.0	1.0	0.7	1.0	0.7	2764.0	62.1	37.2
55	10.40		6.9	112.5	20.0	1.0	0.7	1.0	0.7	2764.0	64.1	38.5
56	10.60		6.9	113.9	20.0	1.0	0.7	1.0	0.7	2764.0	66.2	39.7
57	10.80		6.9	115.2	20.0	1.0	0.7	1.0	0.7	2764.0	68.2	40.9
58	11.00		6.9	116.6	20.0	1.0	0.7	1.0	0.7	2764.0	70.3	42.2
59	11.20		6.9	118.0	20.0	1.0	0.7	1.0	0.7	2764.0	72.3	43.4
60	11.40		6.9	119.4	20.0	1.0	0.7	1.0	0.7	2764.0	74.4	44.6
61	11.60		6.9	120.7	20.0	1.0	0.7	1.0	0.7	2764.0	76.5	45.9
62	11.80		6.9	122.1	20.0	1.0	0.7	1.0	0.7	2764.0	78.5	47.1
63	12.00		6.9	123.5	20.0	1.0	0.7	1.0	0.7	2764.0	80.6	48.3
64	12.20		6.9	124.9	20.0	1.0	0.7	1.0	0.7	2764.0	82.6	49.6
65	12.40		6.9	126.2	20.0	1.0	0.7	1.0	0.7	2764.0	84.7	50.8
66	12.60		6.9	127.6	20.0	1.0	0.7	1.0	0.7	2764.0	86.8	52.0
67	12.80		6.9	129.0	20.0	1.0	0.7	1.0	0.7	2764.0	88.8	53.3
68	13.00		6.9	130.3	20.0	1.0	0.7	1.0	0.7	2764.0	90.9	54.5
69	13.20		6.9	131.7	20.0	1.0	0.7	1.0	0.7	2764.0	92.9	55.7
70	13.40		6.9	133.1	20.0	1.0	0.7	1.0	0.7	2764.0	95.0	57.0
71	13.60		6.9	134.5	20.0	1.0	0.7	1.0	0.7	2764.0	97.0	58.2
72	13.80		6.9	135.8	20.0	1.0	0.7	1.0	0.7	2764.0	99.1	59.4
73	14.00		6.9	137.2	20.0	1.0	0.7	1.0	0.7	2764.0	101.2	60.7
73	14.00		5.9	137.2	20.0	1.0	0.7	1.0	0.7	2764.0	101.2	60.7
74	14.20		5.9	138.4	20.0	1.0	0.7	1.0	0.7	2764.0	103.2	61.9
75	14.35		5.9	139.3	20.0	1.0	0.7	1.0	0.7	2764.0	104.8	62.8
75	14.35		9.8	139.3	0.0	13.0	2.0	1.0	2.0	7810.6	396.9	238.1
76	14.65		9.8	142.2	0.0	13.0	2.0	1.0	2.0	7810.6	424.3	254.5
76	14.65		10.8	142.2	0.0	50.0	3.4	1.0	3.4	13477.9	1395.7	837.3
77	14.80		10.8	143.8	0.0	50.0	3.4	1.0	3.4	13477.9	1440.7	864.3
78	15.00		10.8	146.0	0.0	50.0	3.4	1.0	3.4	13477.9	1500.8	900.3
79	15.20		10.8	148.1	0.0	50.0	3.4	1.0	3.4	13477.9	1560.8	936.3
80	15.40		10.8	150.3	0.0	50.0	3.4	1.0	3.4	13477.9	1620.8	972.3
81	15.60		10.8	152.4	0.0	50.0	3.4	1.0	3.4	13477.9	1680.8	1008.3
82	15.80		10.8	154.6	0.0	50.0	3.4	1.0	3.4	13477.9	1740.9	1044.3
83	16.00		10.8	156.8	0.0	50.0	3.4	1.0	3.4	13477.9	1800.9	1080.3

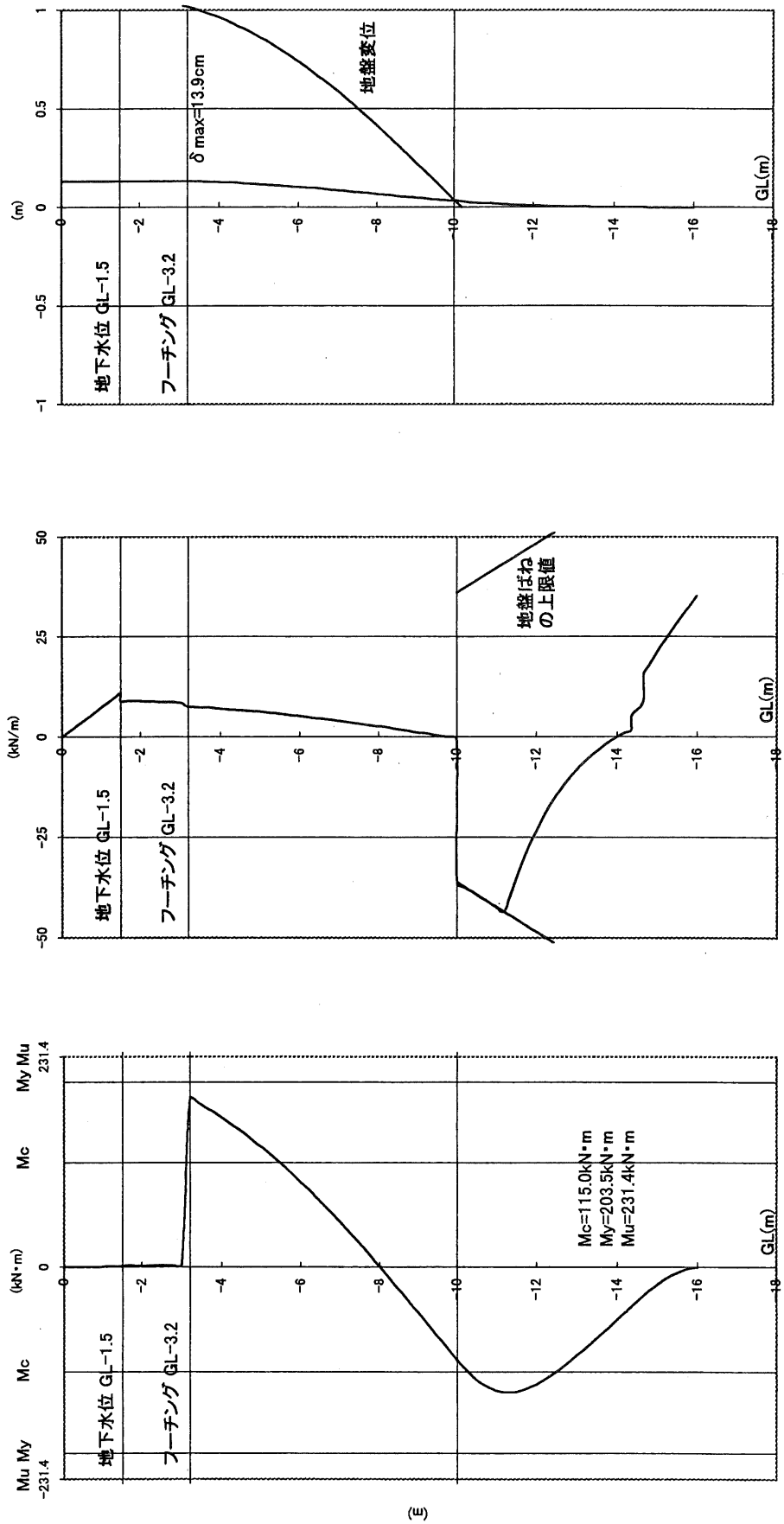
5.2.6.4 変形照査

解析結果として、流動力載荷終了時の杭の曲げモーメント分布、地盤ばね反力分布及び変位分布を図5.2.6.4-1に示す。最大水平変位、杭の曲げモーメントは下記のようにである。

最大水平変位 : $\delta = 13.9 \text{ cm}$

最大曲げモーメント : $M_{\max} = 185.9 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_y = 203.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$

また、地下水位 (GL - 1.5 m) 以浅の非液状化層については、杭に作用する荷重は受働土圧強度に達しているが、杭はひび割れ曲げモーメントを超えているものの、降伏には達していないので、流動力が作用しても、本基礎は流動に対して耐力を保有している。



水平変位

地盤ばね反力分布

曲げモーメント分布

図 5.2.6.4-1 解析結果

5.3 球形貯槽基礎（杭基礎）

5.3.1 設計条件

5.3.1.1 貯槽仕様

形式	鋼管ブレース式球形貯槽
基礎種別	杭基礎
貯蔵物	液化ブタン
呼称容量	3000 m ³

5.3.1.2 基礎の構造形式

以下の基礎に適用可能である。

- (1) 杭基礎方式のみとする。
- (2) 杭種は鋼管杭またはP H C杭とする。

5.3.1.3 主要寸法

以下のデータを入力する。

(1) 球形貯槽

支柱本数	$n = 12$ 本
支柱半径	$D_B / 2 = 8950$ mm
支柱間距離	$L = 4633$ mm

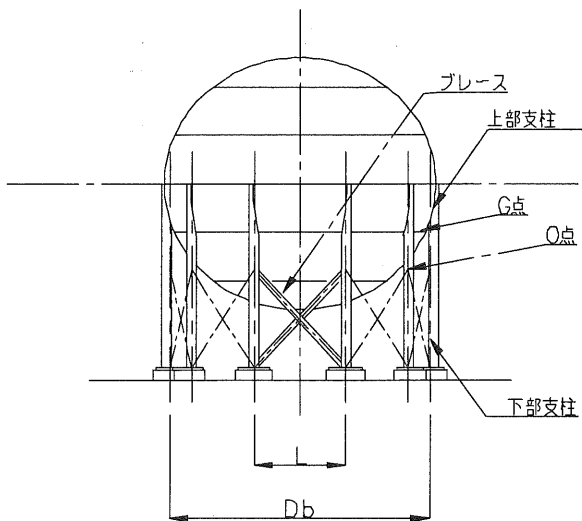


図 5.3.1.3-1 球形貯槽外形図

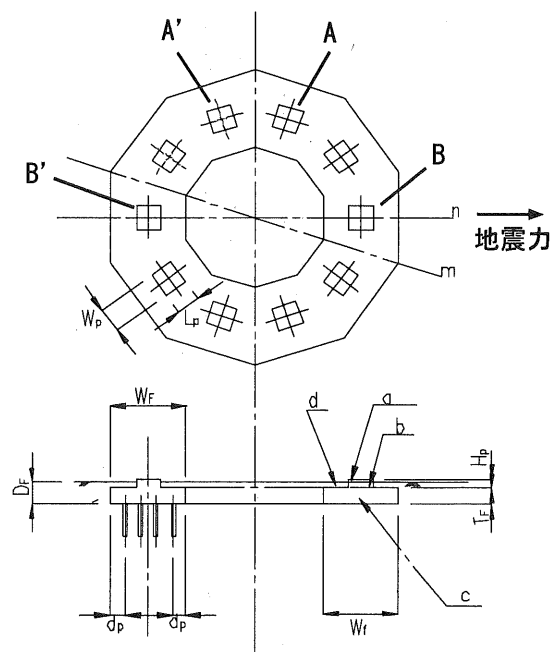


図 5.3.1.3-2 球形貯槽基礎平・断面図

(2) 基礎

フーチングの幅および厚さ

幅 $W_F = 4000$ mm

厚さ $T_F = 1300$ mm

フーチングの根入れ深さ (GL - Δ m)

$D_F = 1700$ mm

ペDESTALの平面寸法および高さ

幅 $W_P = 1600$ mm

奥行き $L_P = 1600$ mm

高さ $H_P = 700$ mm

支柱1本当たりの杭本数
 杭芯からフーチング端部までの最小寸法

$n_p = 7$ 本
 $d_p = 650$ mm

5.3.1.4 設計条件

(1) 耐震設計条件

地震動レベル : レベル2地震動 (β_p) $\beta_p = 2.0$
 重要度 : I_a、I~III (β_1) $\beta_1 = 0.8$
 地域区分 : 特A、A~C (β_2) $\beta_2 = 1.0$
 地盤種別 : 第1種~第4種 (β_3) $\beta_3 = 2.0$

(2) 設計用地盤条件

設計用土層断面図

別紙の液状化判定シートに記入し、液状化のh判定を実施する。

水平地盤反力係数

$$K_h = 0.691 \cdot N^{0.405} \cdot 9.80665 / 1000 = 0.015 \text{ N/mm}^3$$

ここで、フーチングの床付け地盤のN値 $N = 7$

(3) 護岸条件

護岸形式 : 1:重力式、2:矢板式 1 (数字を選択)
 護岸高さ : $H_w = 7.5$ m
 護岸水深 : $H_L = 5.0$ m
 護岸から貯槽までの距離 : $X = 120$ m

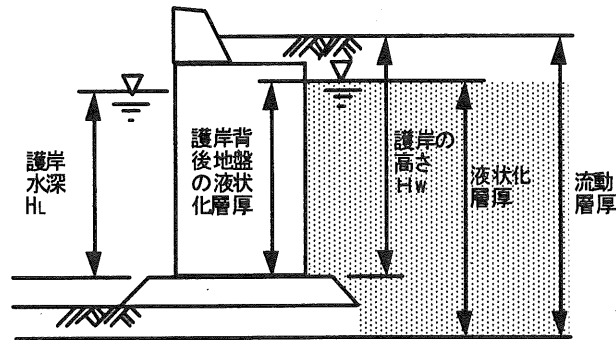


図 5.3.1.4-1 護岸説明図

5.3.1.5 貯槽本体荷重

(1) 設計荷重の算定

表 5.3.1.5-1 レベル2地震動による荷重算定表

項 目		常時荷重分	地震時荷重分	合 計
地表面における設計水平震度	$P_K^{H(L2)}$	-	-	0.48
地表面における設計鉛直震度	$P_K^{V(L2)}$	-	-	0.00
総重量 (内容液+貯槽重量)	$W_{V(L2)}$	18900 kN	-	18900 kN
運転重量 (有効重量)	$W_{V(L2)}$	13620 kN	-	13620 kN
貯槽の設計水平地震力	$F_{H(L2)}$	-	18501 kN	18501 kN
貯槽の設計鉛直地震力	$F_{V(L2)}$	-	0 kN	0 kN
転倒モーメント	$M_{(L2)}$	-	206291 kN・m	206291 kN・m
A柱の基礎コンクリートから ベースプレートに作用する鉛直反力	$P_{A(L2)}$	1575 kN	3844 kN	5419 kN
B柱の基礎コンクリートから ベースプレートに作用する鉛直反力	$P_{B(L2)}$	1575 kN	3844 kN	5419 kN
A'柱の基礎ボルトに作用する 引抜力	$P_{A'(L2)}$	1575 kN	-5304 kN	-3729 kN
A'柱の基礎ボルトに作用する せん断力	$Q_{A'(L2)}$	0 kN	3456 kN	3456 kN
B'柱の基礎ボルトに作用する 引抜力	$P_{B'(L2)}$	1575 kN	-3845 kN	-2270 kN
B'柱の基礎ボルトに作用する せん断力	$Q_{B'(L2)}$	0 kN	260 kN	260 kN

(2) D_s による等価荷重

$$D_s = 0.5$$

表 5.3.1.5-2 D_s による等価荷重算定表

運転重量	$W_V = W_{V(L2)} = 18900$	kN
貯槽の設計水平地震力	$F_H = F_{H(L2)} \cdot D_s = 9251$	kN
貯槽の設計鉛直地震力	$F_V = F_{V(L2)} \cdot D_s = 0$	kN
転倒モーメント	$M = M_{(L2)} \cdot D_s = 103145$	kN・m
A柱の基礎コンクリートから ベースプレートに作用する鉛直反力	$P_A = P_{A(L2)} [\text{常時}] + P_{A(L2)} [\text{地震時}] \cdot D_s = 3497$	kN
B柱の基礎コンクリートから ベースプレートに作用する鉛直反力	$P_B = P_{B(L2)} [\text{常時}] + P_{B(L2)} [\text{地震時}] \cdot D_s = 3497$	kN
A'柱の基礎ボルトに作用する引抜力	$P_{A'} = P_{A'(L2)} [\text{常時}] + P_{A'(L2)} [\text{地震時}] \cdot D_s = -1077$	kN
A'柱の基礎ボルトに作用するせん断力	$Q_{A'} = Q_{A'(L2)} [\text{常時}] + Q_{A'(L2)} [\text{地震時}] \cdot D_s = 1728$	kN
B'柱の基礎ボルトに作用する引抜力	$P_{B'} = P_{B'(L2)} [\text{常時}] + P_{B'(L2)} [\text{地震時}] \cdot D_s = -347$	kN
B'柱の基礎ボルトに作用するせん断力	$Q_{B'} = Q_{B'(L2)} [\text{常時}] + Q_{B'(L2)} [\text{地震時}] \cdot D_s = 130$	kN