

第4章 タンク基礎の設計

4. タンク基礎の設計

設計方針：『屋外タンク貯蔵所の技術基準解説—準特定屋外タンク貯蔵所の技術基準詳解；危険物保安技術協会 編著』では、27号通知よりボーリング調査位置、数量について下記のように示している。

A) 原則としてタンク1基当たり、地盤内の1箇所以上のボーリングデータに基づき土質定数の決定を行う必要がある。

このときの地盤の範囲とは、58号通知で「地盤内とは告示第4条の22の3に規定する範囲とする。」とされ、タンク半径に5mを加えた距離を半径としてタンク中心とした円の範囲を地盤の平面範囲としている。

B) 地盤層序が明らかな場合は、タンクを包含する地盤外の3箇所以上のボーリングデータに基づき土質定数の決定を行っても差し支えないこと。なお、土質定数の決定にあたっては、既存の土質調査結果を活用ができるものであること。

この場合の「包含する」とは、「タンク全体を含むことが望ましいが、少なくともタンク中心がボーリング箇所を結んだ図形の内側にある状態をいう。なお、この場合のボーリング箇所の間隔は最大で70m程度とする。」としている。

C) 使用する複数の土質定数等に大きなばらつきがあり、タンク地盤の想定がしにくい場合には、原則に戻って地盤の範囲で調査が必要となる。

D) ボーリング調査の深度は、地盤の支持力及び沈下量を検討するために必要な深度まで行うものとする。

今回の計画策定業務は概略検討で方向性を決める業務のため、既往の地質調査データを用いて想定した土層構成・物性値で検討を行う。

以下に設計手順を示す。

- ① 既往の地質調査データを用いて、タンク位置直下の土層構成および物性値の想定

- ② タンク位置直下の液状化判定
- ③ 屋外タンク杭基礎の設計 *1) *2)
- ④ 屋外タンク直接基礎の設計 *1) *2)

*1) 屋外タンク杭基礎・直接基礎の設計において、想定した物性値における概略検討のため、タンク径・高さは同一だが屋根形状の違いで若干重量の大きいDRTで安全側の検討を行う。

*2) 屋外タンク杭基礎・直接基礎の設計において、想定した物性値における概略検討のため、単位面積当たりの重量が大きい990KLタンクで安全側の検討を行う。

4.1 当該計画地の基礎地盤

4.1.1 土層構成

土質調査位置及び仮想土質縦断図を図4.1に示す。

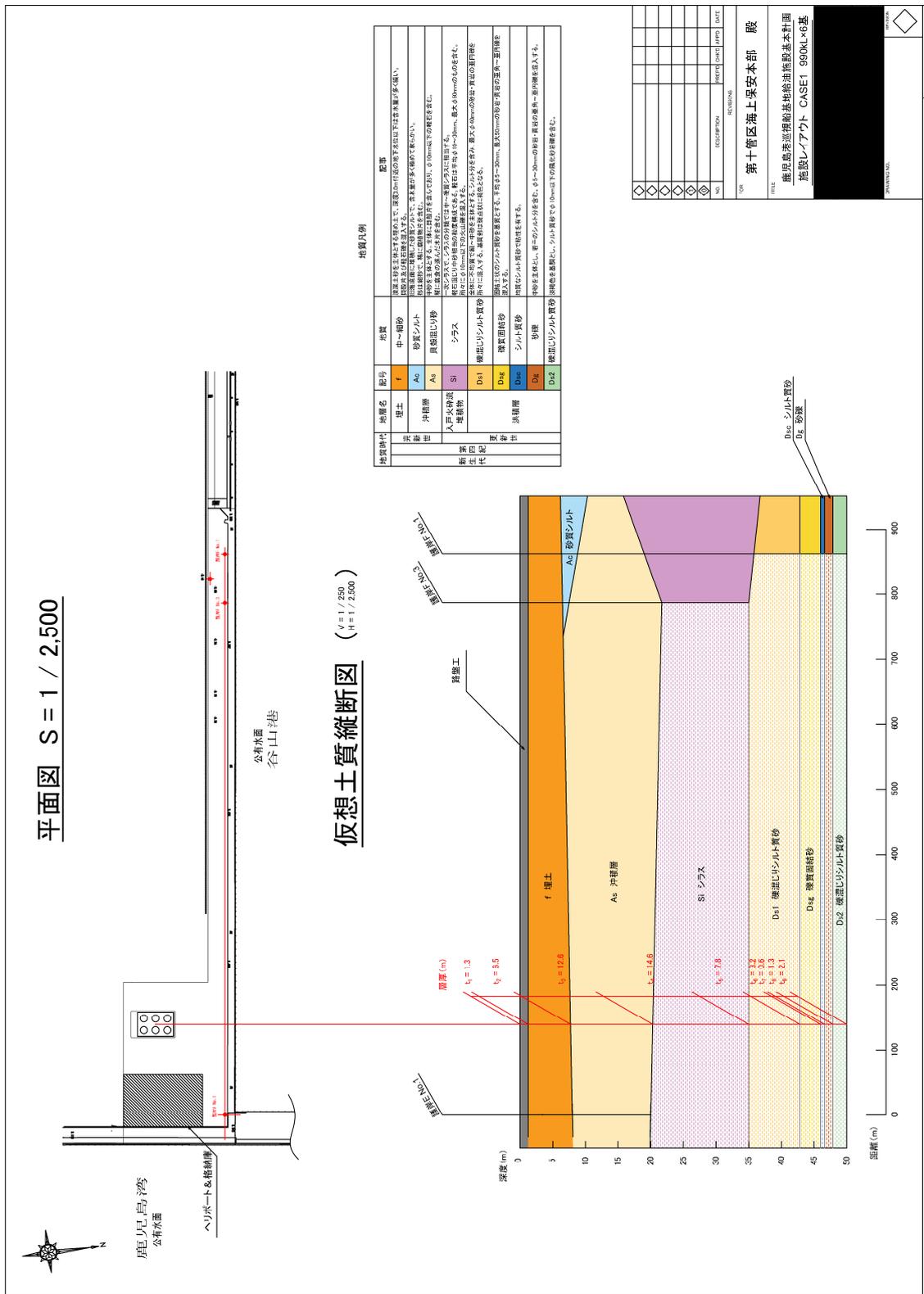


図 4.1 土質調査位置及び仮想土質縦断面図

4.1.2 当該計画地の地盤概要

当該タンク計画地の地質層序および地質断面図を図 4.1 に示す。

* 鹿児島船艇用品庫 (30) 敷地調査業務 地盤調査報告書より

調査地周辺の地質は、中生代白亜紀の四万十層群（砂岩・頁岩及び同互層）を基盤としており、これを不整合に覆って、新生代第四紀更新世の固結砂・固結シルト・礫の各層が分布している。さらに、これらを覆って新生代第四紀更新世の阿多火砕流堆積物（溶結凝灰岩）、人戸火砕流堆積物（シラス）及び完新世の沖積層（三角洲堆積物）や埋立土（砂、礫）、海浜砂（砂、粘土、礫）等の未固結堆積物が分布している。

西方の台地は、約 2 万 9 千年前に噴出した人戸火砕流で形成された厚いシラスからなり、海岸沿いの低平地には、沖積層が厚く堆積している。なお、シラス台地裾部には阿多火砕流堆積物（溶結凝灰岩）や基盤となる四万十層群（砂岩・頁岩及び同互層）の露頭が確認されている。

沖積層は、河川のはたらきにより形成された未固結堆積物で、貝殻片を含む砂～シルト、泥で形成される。また、障子川沿いに発達した河成段丘（隆起三角洲堆積物）が沖積層の下位に分布している。

谷山二区の埋立は、これらの沖積層の沖合延長上に施工されている。埋立土砂は、コンクリート片等のガラを含む上砂、シラス質の土砂からなる。

ボーリング調査結果から地質断面図を作成し、断面図の地質構成をまとめると表 4.1 のようになる。

表 4.1 地質層序一覧表

地質時代	地層名	記号	地質	記事	平均N値	
新生代	完新世	埋土	f	中～細砂	浚渫土砂を主体とする埋め土で、深度3.0m付近の地下水位以下は含水量多く緩い。貝殻片及び軽石礫を混入する。	7.3
		沖積層	Ac	砂質シルト	旧海底面に堆積した砂質シルトで、含水量が多く極めて軟らかい。砂は細砂で、稀に腐植物片を含む。	1.0
			As	貝殻混じり砂	中砂を主体とする。全体に貝殻片を含んでおり、φ10mm以下の軽石を含む。稀に腐食の進んだ木片を含む。	5.6
	第四紀 更新世	入戸火砕流堆積物	Si	シラス	一次シラスで、シラスの分類では中～硬質シラスに相当する。軽石混じり中砂相当の粒度構成である。軽石は平均φ10～30mm、最大φ50mmのものを含む。所々にφ10mm以下の火山礫を混入する。	17.8
		洪積層	Ds1	礫混りシルト質砂	全体に不均質で細～中砂を主体とする。シルト分を含み、最大φ40mmの砂岩・頁岩の壱円礫を所々に混入する。基質部は斑点状に褐色となる。	16.9
			Dsg	礫質固結砂	固結土状のシルト質砂を基質とする。平均φ5～30mm、最大φ50mmの砂岩・頁岩の壱角～壱円礫を混入する。	96.4
			Dsc	シルト質砂	均質なシルト質砂で、粘性を有する。	9.0
			Dg	砂 礫	中砂を主体とし、若干のシルト分を含む。φ5～30mmの砂岩・頁岩の壱角～壱円礫を混入する。	81.8
	Ds2		礫混りシルト質砂	淡褐色を基調とし、シルト質砂でφ10mm以下の風化砂岩礫を含む。	30.3	

地質断面図からわかるように、確認された地層はほぼ水平に堆積している。今回の調査で確認された地層は、最下部に固結した砂及び砂礫から構成される洪積層が分布する。

洪積層の上位には入戸火砕流堆積物のシラス（一次シラス）が覆っている。このシラスは、指宿山地の山裾に連続して確認されている。調査地において確認された層厚は16.8mで、上面は北側に傾斜している。

さらにその上部にはシラスの二次堆積物を主体とする沖積層の貝殻混りの砂層及び砂質シルトが分布している。この内、砂質シルト層は旧海底堆積物でシルト分主体の軟弱な粘性土で、層厚は1.00～2.45mを有し、下面はわずかに南側に傾斜している。

これら堆積物の上に浚渫等による土砂を主体とする埋土が覆っている。

○ No.1(孔口標高 DL+3.69m, 掘進長=50.0m, 孔内水位:GL-3.0m)

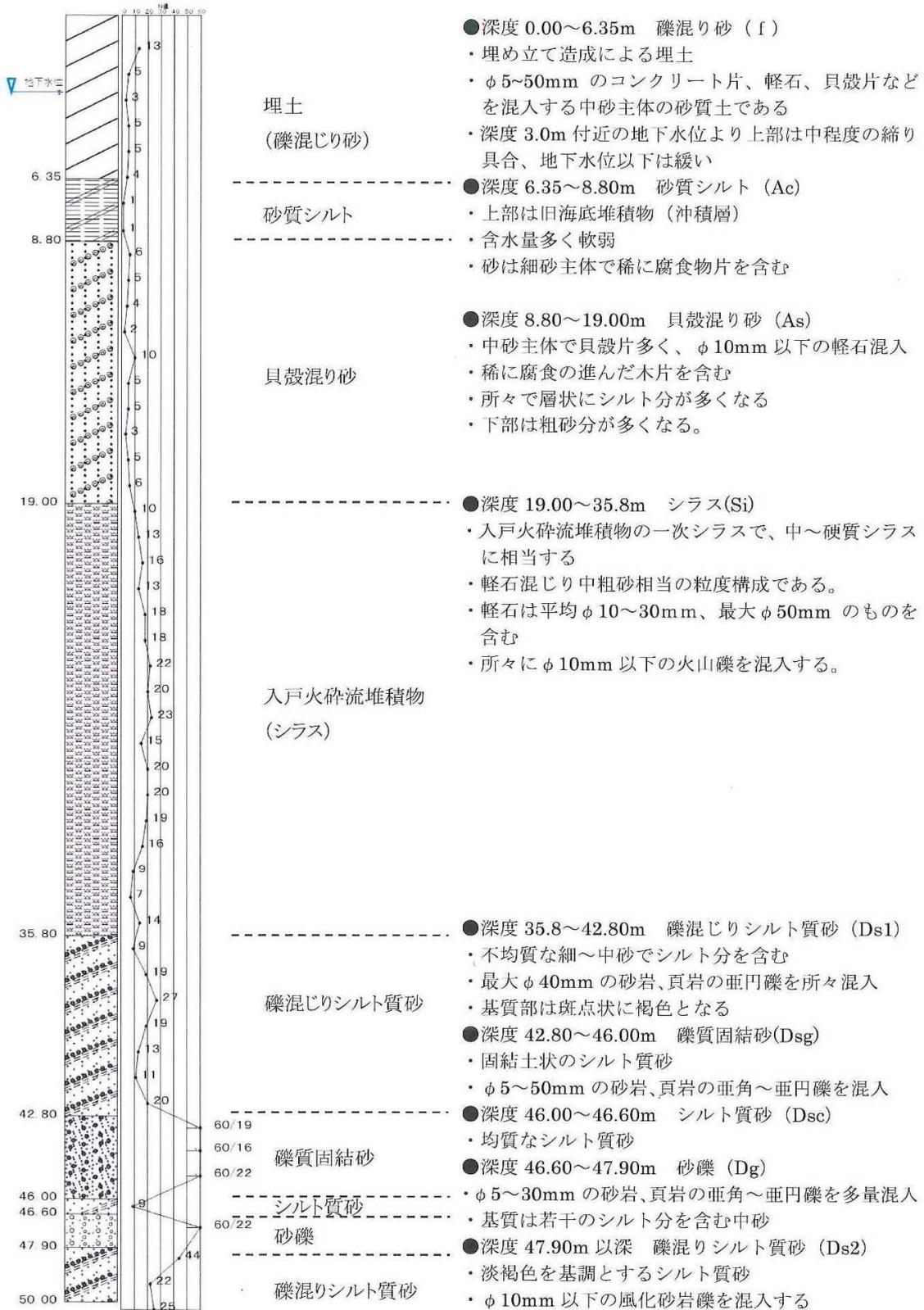


図 4.2 ボーリング柱状図 No.1 (F 護岸)

○ No.3(孔口標高 DL+3.95m, 掘進長=35.0m, 孔内水位:GL-2.90m)

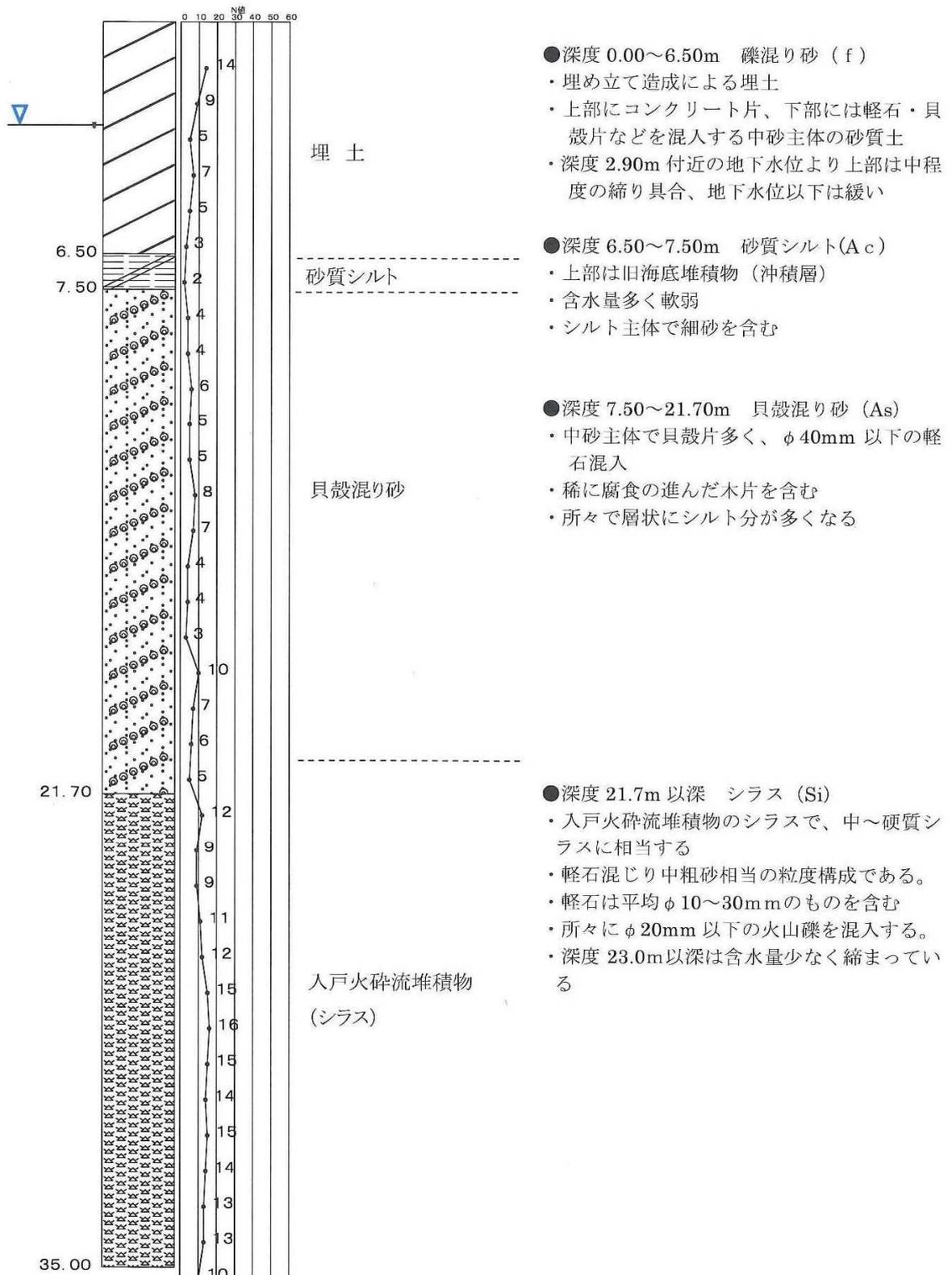


図 4.3 ボーリング柱状図 No.3 (F 護岸)

土質ボーリング柱状図（標準貫入試験）

調査名 平成30年度 鹿児島港遠視船基礎係留設備等設置業務

事業名 または 工事名

調査目的及び調査対象 港湾護岸

ボーリング名	No.1		調査位置	鹿児島県鹿児島市七ツ島2丁目1-11		北緯	31° 28' 14.0"				
発注機関	海上保安庁第十管区海上保安本部総務部			調査期間	2018年 8月 2日 ~ 2018年 8月 6日		東経	130° 31' 58.8"			
調査業者名											
孔口標高	DL+	4.74m	角			方位			使用機種		
総削孔長	20.15m		度	0°		方位	0°		使用機種	0°	

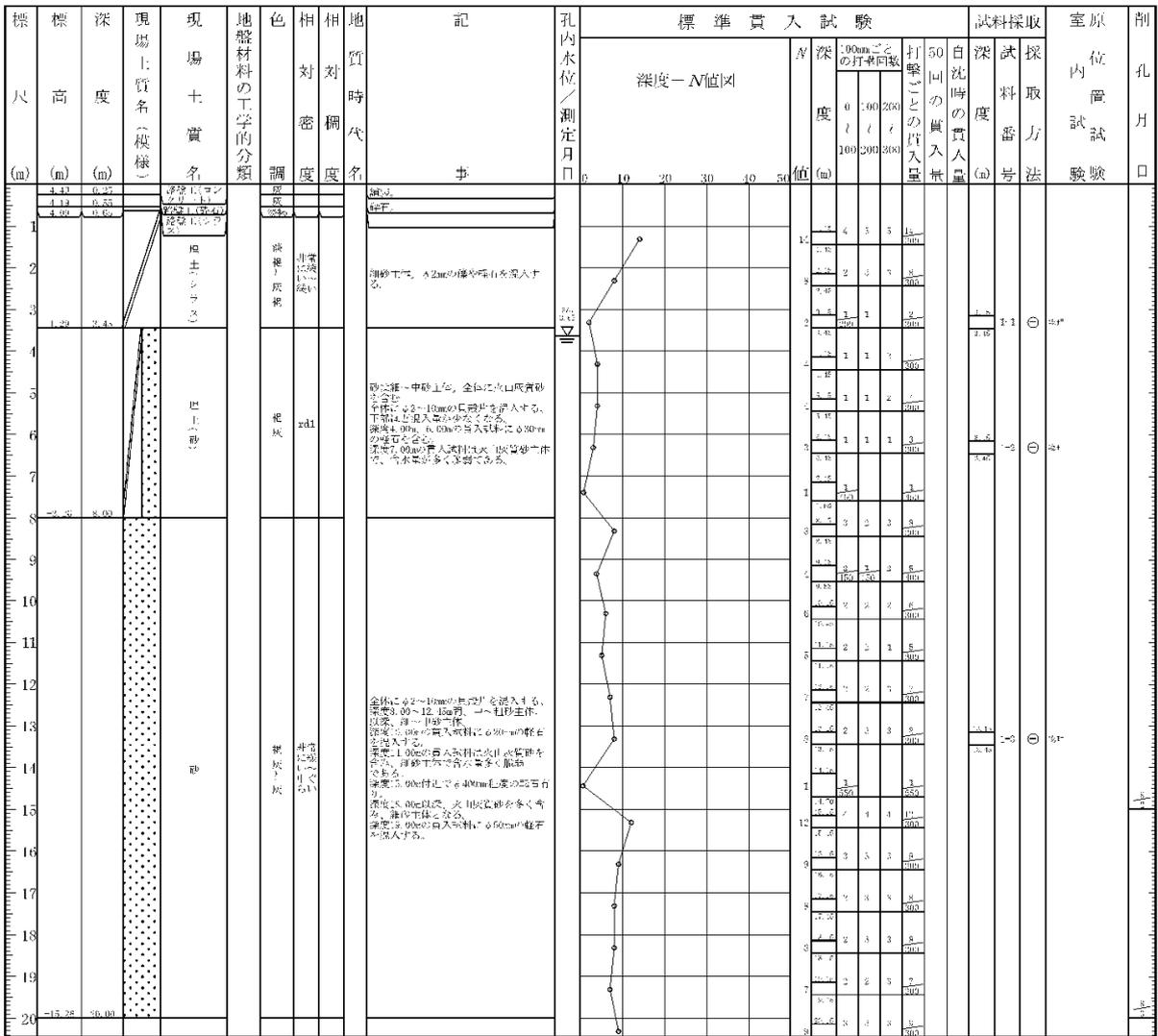


図 4.4 ボーリング柱状図 No.1 (A岸壁)

4.2 液状化判定（設計地盤条件における液状化判定：改良前および改良後）

4.2.1 液状化判定検討（現地盤における液状化検討）

1. 液状化の要件

「準特定タンク基準」より、規則第20条の3の2第2項第2号口の地盤要件より砂質土であって、次号のいずれかに該当するもの。

- (1) 地表面からの深さが3メートル以内の地質が、次に掲げるものであること。
- イ．地下水によって飽和されているものであること。
 - ロ．粒径加積曲線による通過重量百分率の50パーセントに相当する粒径(D₅₀)が、2.0ミリメートル以下のものであること。
 - ハ．次のいずれかに該当するものであること。

- 1) 次の表の上欄[左欄]に掲げる細粒分含有率の区分に応じ、それぞれの同表の下欄[右欄]に掲げる標準貫入試験値以下のものであること。

細粒分含有率	標準貫入試験値
5パーセント未満	15
5パーセント以上 10パーセント以下	12
10パーセントを超え35パーセント未満	7

- 2) 第74条に定める計算式により計算されるF_Lの値が1以下であること。

- (2) 地表面からの深さが20メートル以内の地質が、次に掲げるものであること。
- イ．第74条に定める計算式により計算される地質の液状化指数が5を超えるものであること。
 - ロ．前号イ及びロに該当するものであること。

第74条 液状化指数の計算方法

30号改正規則附則第5条第2項第1号の告示で定める液状化指数を求めるための計算方法は、次に定めるとおりとする。

$$P_L = \int_0^{20} F \cdot \omega(\chi) dx$$

- P_L : 地盤の液状化指数
 F : $F_L < 1.0$ のとき $1 - F_L$ 、 $F_L \geq 1.0$ のとき 0
 F_L : 液状化に対する抵抗率 $= R/L$
 R : 動的せん断強度比であつて、次の式で求めた値
 $R = R_1 + R_2 + R_3$
 $R_1 = 0.0882 \cdot \sqrt{\{(100 \cdot N) / (\sigma'_v + 70)\}}$
 $R_2 = \begin{cases} 0.19 & (0.02\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.05\text{mm}) \\ 0.225 \cdot \log_{10}(0.35/D_{50}) & (0.05\text{mm} < D_{50} \leq 0.6\text{mm}) \\ -0.05 & (0.6\text{mm} < D_{50} \leq 2.0\text{mm}) \end{cases}$
 $R_3 = \begin{cases} 0.0 & (0\% \leq F_c \leq 40\%) \\ 0.004 \cdot F_c - 0.16 & (40\% < F_c \leq 100\%) \end{cases}$
 σ'_v : 有効上載圧 (kN/m^2)
 N : 標準貫入試験値
 D_{50} : 粒径加積曲線による通過重量百分率の50%-セントに相当する粒径 (mm)
 F_c : 細粒分含有率
 L : 地震時せん断応力比
 $\omega(\chi) = 10 - 0.5\chi$
 χ : 地表面からの深さ (m)

消防危27号より

動的せん断強度比(R)を求めるための有効上載圧(σ'_v)及び地震時せん断応力比(L)の算出

$$\sigma'_v = \gamma_{t1} \cdot hw \times \gamma'_{t2} \cdot (\chi - hw)$$

$$L = r_d \cdot k_s \cdot (\sigma_v / \sigma'_v)$$

r_d : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

$$r_d = 1.0 - 0.015\chi$$

k_s : 液状化判定に用いる地表面での設計水平震度

$$k_s = 0.15 \cdot \nu_1 \cdot \nu'_2 \cdot \nu_L$$

σ_v : 全上載圧 (kN/m^2)

$$\sigma_v = \gamma_{t1} \cdot hw \times \gamma_{t2} \cdot (\chi - hw)$$

γ_{t1} : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m^3)

γ_{t2} : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量 (kN/m^3)

γ'_{t2} : 地下水位面より深い位置での土の有効単位体積重量 (kN/m^3)

hw : 地表面から地下水位面までの深さ (m)

ν_1 : 地域別補正係数 (告示第4条の20第2項第1号による。)

ν'_2 : 地盤別補正係数

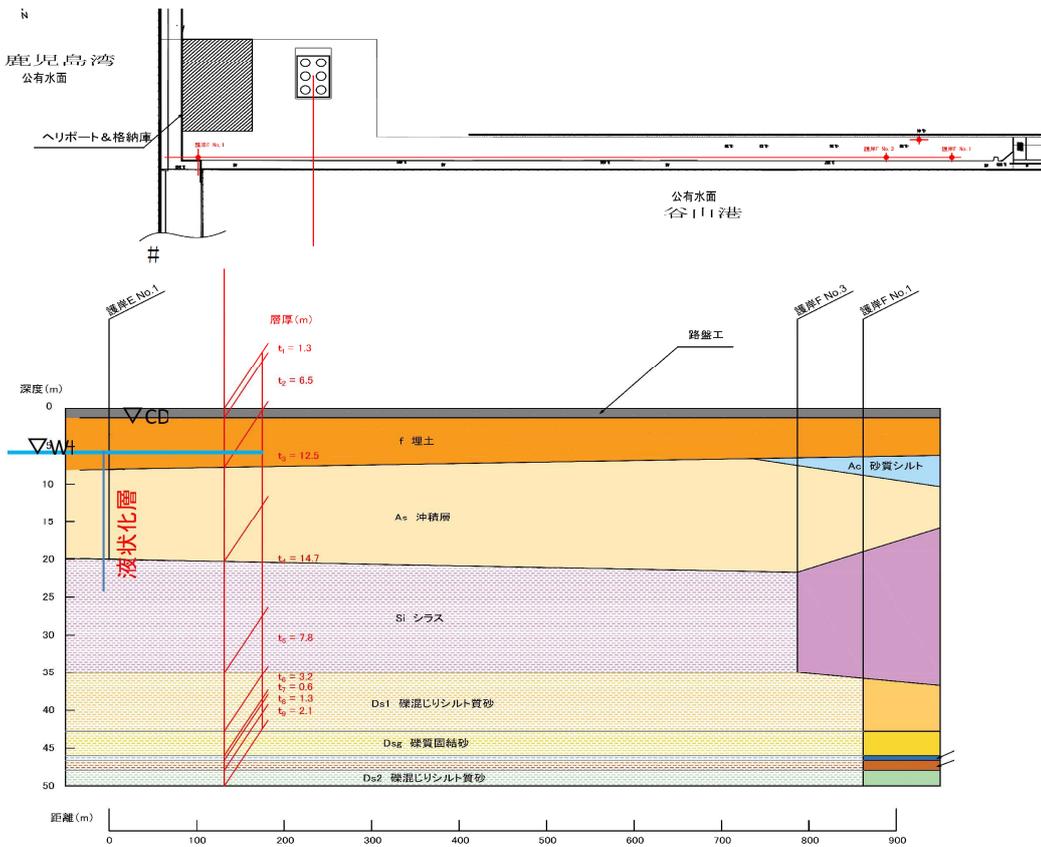
一種地盤0.8、二種及び三種地盤1.0、四種地盤1.2

ν_L : 重要度別補正係数

$$\nu_L = 1.1$$

2. 地盤条件

1) ボーリング位置・仮想土質縦断面図



2) 地盤条件

各ボーリングより設定した地盤定数を以下に示す。

◆地下水位標高：C. D. L. 2.78 m (GL- 2.12 m)

C. D. L. m=T. P. m+1.33m

【地盤条件】

土層	標高		層厚 t (m)	N値 N (回)	湿潤重量 γ_t (kN/m ³)	飽和重量 γ_{sat} (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
	C. D. L. (m)	C. D. L. (m)						
f	4.90	2.78	2.12	7	18.0	20.0	-	32
	2.78	-2.90	5.68	7	18.0	20.0	-	32
As	-2.90	-15.40	12.50	6	16.5	16.5	-	30
Si	-15.40	-30.10	14.70	17	17.6	17.6	-	32
Ds1	-30.10	-37.90	7.80	24	18.5	18.5	-	34
Dsg	-37.90	-41.10	3.20	42	18.6	18.6	-	35

※地盤条件は、「鹿児島港土質調査業務、平成30年10月、第十管区海上保安部」および「鹿児島船艇用品庫(30)敷地調査業務、平成30年11月、国土交通省九州地方整備局鹿児島管轄事務所」より設定

水中重量は、飽和重量より10を差し引くものとする。

第4章 タンク基礎の設計

今回、タンク設置位置でのボーリングデータがないため、埋土（f）層および貝殻混り砂（As）層は、敷地調査報告書及びE護岸設計資料より、細粒分含有率Fcおよび平均粒径D₅₀を設定し、20m以浅の地盤に対して液状化判定を行う。

土層	標高		層厚 t (m)	N値 N (回)	平均粒径 D ₅₀ (mm)	細粒分含有率 Fc (%)	備考
	C. D. L. (m)	C. D. L. (m)					
f	4.90	0.00	4.90	7	0.000	6.3-18.1	地下水以浅
	0.00	-2.90	2.90	7	0.000	8.0-28.5	地下水以下
As	-2.90	-5.10	2.20	6	0.000	4.8-5.6	10m以浅
	-5.10	-15.10	10.00	6	0.000	4.3-35.0	10m以下
			20.00				

※細粒分含有率（Fc）は、「鹿児島船艇用品庫（30）敷地調査業務 地盤調査報告書」P25 および「E護岸設計計算書」P5-15～16より設定

表 4.6.1 土質試験結果一覧表

地層名	地質・土質名	記号	深度 (m)	N値	含水比 %	細粒分 Fc %
埋土	中～細砂	f	1.15 ~ 1.45	13	9.6	11.7
			2.15 ~ 2.45	5	18.2	12.1
			3.15 ~ 3.45	3	26.1	6.3
			4.15 ~ 4.45	5	47.6	18.1
			5.15 ~ 5.45	5	49.1	8.0
			6.15 ~ 6.45	4	55.2	28.5
沖積層	砂質シルト	Ac	7.15 ~ 7.45	1	57.0	60.8
			8.15 ~ 8.60	1	57.9	90.7
	貝殻混じり砂	As	9.15 ~ 9.45	6	38.6	5.6
			10.15 ~ 10.45	5	62.2	4.8
			11.15 ~ 11.45	4	41.9	4.3
			12.15 ~ 12.45	2	54.7	35.0
			13.15 ~ 13.45	10	36.3	7.6
			14.15 ~ 14.45	5	39.7	16.0
			15.15 ~ 15.45	5	48.1	24.7
			16.15 ~ 16.45	3	49.5	29.4
			17.15 ~ 17.45	5	42.4	17.1
18.15 ~ 18.45	6	33.5	11.1			
入戸火砕流堆積物	シラス	Si	19.15 ~ 19.45	10	37.4	21.1

土層名	細粒分 Fc (%)	
f 層	11.7	6.7
	12.1	13.1
	6.3	9.4
	18.1	16.6
	8.0	
	28.5	
平均	13.1	
As層	5.6	7.7
	4.8	10.7
	4.3	11.4
	35.0	9.8
	7.6	
	16.0	
	24.7	
	29.4	
17.1		
11.1		
平均	13.9	

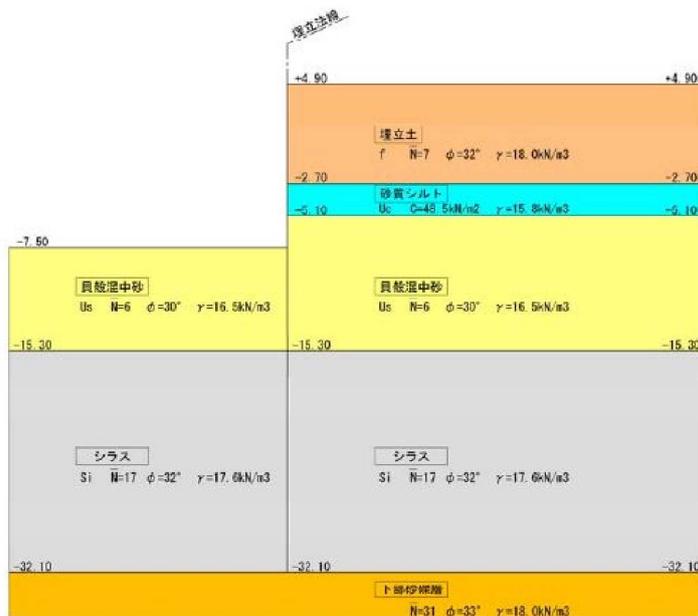
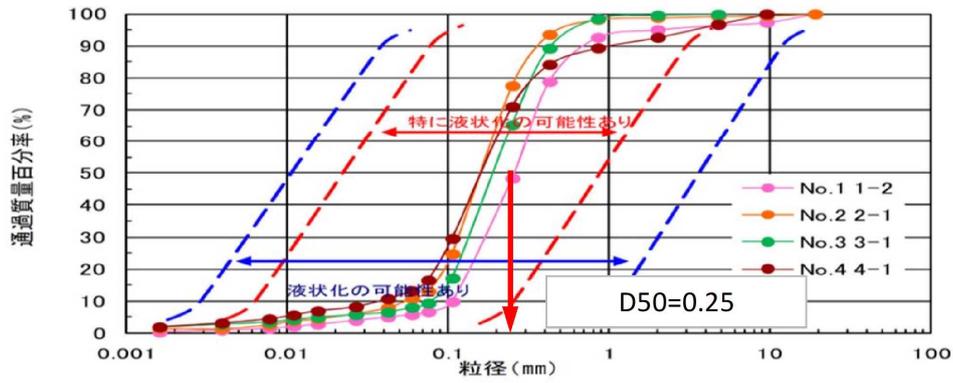


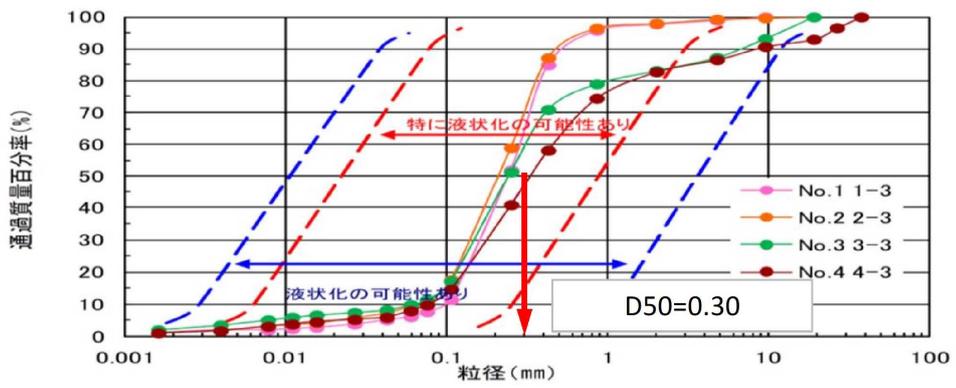
図 2-1 土層構成モデル図(F 護岸)

平均粒径 (D_{50}) は、「E護岸設計計算書」P5-23の粒度分布図の最大値より設定

f 層
(Bs層)



As層



(液状化判定のための地盤条件のまとめ)

① 地層厚 (約G.L. -20m付近まで)

設計土質条件 G.L. 0.000 m = C.D.L. 4.90 m

地層種別	記号	深度 G.L. (m)		標高 C.D.L.(m)		層厚 (m)
		上端	下端	D.	下端	
盛土(礫混り砂)	f	0.000	7.800	4.900	-2.900	7.800
貝殻混り砂	As	7.800	20.300	-2.900	-15.400	12.500

地下水位 C.D.L. 2.780 m [G.L. -2.120 m]

※ ここで、[G.L.]は、孔口の位置を示す

② 地盤の単位体積重量

設計土質条件

地層種別	記号	γ_t (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)
盛土(礫混り砂)	f	18.0	20.0	10.0
貝殻混り砂	As	16.5	16.5	6.5

③ 地盤の物性値

設計土質条件

深度 G.L. -(m)	地盤種別	N値	平均粒径 D50 (mm)	細粒分含有率 Fc (%)	判定1	判定2
1.30	盛土	7	0.250	13.1	×	×
2.30	盛土	7	0.250	13.1	×	×
3.30	盛土	7	0.250	13.1	-	-
4.30	盛土	7	0.250	13.1	-	-
5.30	盛土	7	0.250	13.1	-	-
6.30	盛土	7	0.250	13.1	-	-
7.30	盛土	7	0.250	13.1	-	-
8.30	中砂	6	0.300	13.9	-	-
9.30	中砂	6	0.300	13.9	-	-
10.30	中砂	6	0.300	13.9	-	-
11.30	中砂	6	0.300	13.9	-	-
12.30	中砂	6	0.300	13.9	-	-
13.30	中砂	6	0.300	13.9	-	-
14.30	中砂	6	0.300	13.9	-	-
15.30	中砂	6	0.300	13.9	-	-
16.30	中砂	6	0.300	13.9	-	-
17.30	中砂	6	0.300	13.9	-	-
18.30	中砂	6	0.300	13.9	-	-
19.30	中砂	6	0.300	13.9	-	-

判定1 : D50 ≤ 2.0mm の場合は「×」、それ以外の場合は「○」

判定2 : 液状化の要件の1(1)ハ1)に該当する場合は「×」、該当しない場合は「○」

3. 地震の条件

$$\begin{aligned} \nu_1 &= 0.7 && \text{(地域区分[3])} \\ \nu'_2 &= 1.2 && \text{(第4種地盤)} \\ \nu_L &= 1.1 && \text{(重要度別係数)} \end{aligned}$$

$$k_s = 0.15 \cdot \nu_1 \cdot \nu'_2 \cdot \nu_L = 0.14 \quad \text{(小数点以下3位を四捨五入)}$$

4. 全上載荷重と有効上載荷重の計算

地下水位 G.L. -2.120 m

地層種別	記号	深度[下端] G.L. (m)	γ_t (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	σ_v (kN/m ²)	σ'_v (kN/m ²)	$\Sigma \sigma_v$ (kN/m ²)	$\Sigma \sigma'_v$ (kN/m ²)
盛土	f	2.120	18.000	10.000	38.160	38.160	38.160	38.160
盛土	f	7.800	18.000	10.000	102.240	56.800	140.400	94.960
中砂	As	20.300	16.500	6.500	206.250	81.250	346.650	176.210

※ 地下水位以下は、 γ_t は γ_{sat} の値を示す

5. 全上載荷重と有効上載荷重の深度毎の計算

各地層間は直線補間して算出する。

深度 G.L. -(m)	σ_v (kN/m ²)	σ'_v (kN/m ²)
1.30	23.400	23.400
2.30	41.400	39.960
3.30	59.400	49.960
4.30	77.400	59.960
5.30	95.400	69.960
6.30	113.400	79.960
7.30	131.400	89.960
8.30	148.650	98.210
9.30	165.150	104.710
10.30	181.650	111.210
11.30	198.150	117.710
12.30	214.650	124.210
13.30	231.150	130.710
14.30	247.650	137.210
15.30	264.150	143.710
16.30	280.650	150.210
17.30	297.150	156.710
18.30	313.650	163.210
19.30	330.150	169.710
20.00	341.700	174.260

4.2.2 設計地盤条件における液状化判定（改良前）

- 条件 設計水平震度 $k_s = 0.14$
 地下水位 $h_w = -2.120 \text{ m}$

- 液状化判定

<地震時せん断応力比の算出>

深度 χ (m)	σ_v (kN/m ²)	σ'_v (kN/m ²)	r_d	L
0.00				
1.30	23.400	23.400	0.981	0.137
2.30	41.400	39.960	0.966	0.140
3.30	59.400	49.960	0.951	0.158
4.30	77.400	59.960	0.936	0.169
5.30	95.400	69.960	0.921	0.176
6.30	113.400	79.960	0.906	0.180
7.30	131.400	89.960	0.891	0.182
8.30	148.650	98.210	0.876	0.186
9.30	165.150	104.710	0.861	0.190
10.30	181.650	111.210	0.846	0.193
11.30	198.150	117.710	0.831	0.196
12.30	214.650	124.210	0.816	0.197
13.30	231.150	130.710	0.801	0.198
14.30	247.650	137.210	0.786	0.198
15.30	264.150	143.710	0.771	0.198
16.30	280.650	150.210	0.756	0.198
17.30	297.150	156.710	0.741	0.197
18.30	313.650	163.210	0.726	0.195
19.30	330.150	169.710	0.711	0.194
20.00	341.700	174.260	0.700	0.192

r_d : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

$$r_d = 1.0 - 0.015 \chi$$

L : 地震時せん断応力比

$$L = r_d \cdot k_s \cdot (\sigma_v / \sigma'_v)$$

<動的せん断強度比の算出>

深度 χ (m)	N	D50 (mm)	Fc (%)	R1	R2	R3	R
1.30	7	0.250	13.10	0.241	0.033	0.000	0.274
2.30	7	0.250	13.10	0.223	0.033	0.000	0.255
3.30	7	0.250	13.10	0.213	0.033	0.000	0.246
4.30	7	0.250	13.10	0.205	0.033	0.000	0.238
5.30	7	0.250	13.10	0.197	0.033	0.000	0.230
6.30	7	0.250	13.10	0.191	0.033	0.000	0.223
7.30	7	0.250	13.10	0.185	0.033	0.000	0.217
8.30	6	0.300	13.90	0.167	0.015	0.000	0.182
9.30	6	0.300	13.90	0.163	0.015	0.000	0.179
10.30	6	0.300	13.90	0.160	0.015	0.000	0.176
11.30	6	0.300	13.90	0.158	0.015	0.000	0.173
12.30	6	0.300	13.90	0.155	0.015	0.000	0.170
13.30	6	0.300	13.90	0.152	0.015	0.000	0.168
14.30	6	0.300	13.90	0.150	0.015	0.000	0.165
15.30	6	0.300	13.90	0.148	0.015	0.000	0.163
16.30	6	0.300	13.90	0.146	0.015	0.000	0.161
17.30	6	0.300	13.90	0.143	0.015	0.000	0.159
18.30	6	0.300	13.90	0.141	0.015	0.000	0.157
19.30	6	0.300	13.90	0.140	0.015	0.000	0.155

<液状化判定>

深度 χ (m)	FLによる判定		PL法による判定			地盤種別	土質記号
	FL	判定	F	$\omega(\chi)$	$F \cdot \omega(\chi)$		
1.30	1.999	OK	0.000	9.350	0.000	盛土	f
2.30	1.824	OK	0.000	8.850	0.000	盛土	f
3.30	1.554	OK	0.000	8.350	0.000	盛土	f
4.30	1.405	OK	0.000	7.850	0.000	盛土	f
5.30	1.310	OK	0.000	7.350	0.000	盛土	f
6.30	1.243	OK	0.000	6.850	0.000	盛土	f
7.30	1.194	OK	0.000	6.350	0.000	盛土	f
8.30	0.979	NG	0.021	5.850	0.122	中砂	As
9.30	0.940	NG	0.060	5.350	0.324	中砂	As
10.30	0.908	NG	0.092	4.850	0.446	中砂	As
11.30	0.883	NG	0.117	4.350	0.511	中砂	As
12.30	0.862	NG	0.138	3.850	0.531	中砂	As
13.30	0.845	NG	0.155	3.350	0.518	中砂	As
14.30	0.832	NG	0.168	2.850	0.479	中砂	As
15.30	0.821	NG	0.179	2.350	0.420	中砂	As
16.30	0.813	NG	0.187	1.850	0.346	中砂	As
17.30	0.807	NG	0.193	1.350	0.261	中砂	As
18.30	0.802	NG	0.198	0.850	0.168	中砂	As
19.30	0.799	NG	0.201	0.350	0.070	中砂	As

$PL = 4.196 \leq 5.0$ [OK]

各地層別液状化判定

地層	FL (平均)	低減係数 D_E
f	1.422	-
As	0.959	2/3
As	0.837	1

(地下水位以下・GL-10m以浅)

(地下水位以下・GL-10m以浅)

(地下水位以下・GL-10m以深)

以上より、As層の平均FL値が1.0以下であることを考慮し、液状化の可能性は高いと判断する。

このため、地盤改良を行うものとする。

土質定数の低減係数 D_E : 消防危第73号(平成6年9月1日)

FLの範囲	地表面からの 深度 x (m)	低減係数 D_E
$FL \leq 0.6$	$0 \leq x \leq 10$	0
	$10 < x \leq 20$	1/3
$0.6 < FL \leq 0.8$	$0 \leq x \leq 10$	1/3
	$10 < x \leq 20$	2/3
$0.8 < FL \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	2/3
	$10 < x \leq 20$	1

4.2.3 サンドコンパクションパイル工法による地盤改良の検討

設計地盤条件においては、広範囲にわたって液状化が生じる結果を得ている。
このため、地盤改良を行い、液状化の程度を軽減して、基礎杭への負担を軽減するものとする。

地盤改良工法は、周辺への振動の影響を考慮して、サンドコンパクションパイル工法を用いるものとする。

以下に、サンドコンパクションパイル工法（以下、SCP工法）による地盤改良後の地盤物性値の設定方法について説明する。

SCP工法は、地盤中に規定の砂杭（φ700）を強制的に造成するものである。その砂杭断面積（単位当たり圧入砂量）とSCP1本当たりの分担面積から置換率（as）を算定し、改良効果の予測や工事仕様の設定を行う。

置換率は下記のように算出する。

$$as = (e_0 - e_1) / (1 + e_0)$$

- eo : 改良前間隙比
- e1 : 改良後間隙比
- e_{max} : 最大間隙比
- e_{min} : 最小間隙比
- Dr : 相対密度(%)

$$e = e_{max} - \frac{D_r}{100} (e_{max} - e_{min})$$

$$= 0.02 \times F_c + 1.0$$

$$= 0.008 \times F_c + 0.6$$

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{100N}{\sigma'_v + 70}}$$

- N : N値（改良前、改良後）
- σ'v : 有効重量(kN/m²)

なお、改良深さは、G.L.-15.0mまでとする。
また、改良目標N値（目安）は、最小Fcより、F層はN>12、As層はN>15とする。

土層	細粒分 Fc (%)	
F層	11.7	6.7
	12.1	13.1
	6.3	9.4
	18.1	16.6
	8.0	
	28.5	
最小値	6.3	
平均値	13.1	

土層	細粒分 Fc (%)	
As層	5.6	7.7
	4.8	10.7
	4.3	11.4
	35.0	9.8
	7.6	
	16.0	
	24.7	
	29.4	
	17.1	
	11.1	
最小値	4.3	
平均値	13.9	

※ 敷地調査業務地質調査 P30

F層	最小Fc=	6.3	→	B範囲の必要N値	>	12
As層	最小Fc=	4.3	→	B範囲の必要N値	>	15

(9) 次の表の左欄に掲げる細粒分含有率（篩い目の開き0.075ミリメートルを通過する土粒子の含有率をいう。）の区分に応じ、それぞれ同表の右欄に掲げる標準貫入試験値以下のものであること。

細粒分含有率	標準貫入試験値	
	A	B
5パーセント未満	12	15
5パーセント以上10パーセント以下	8	12
10パーセントを越え35パーセント未満	6	7

← As層

← F層

備考
1. Aは、タンクの設置位置の中心を中心とし当該タンクの半径から5メートルを減じた値を半径とする円の範囲内の砂質土に係る値をいう。
2. Bは、上記Aの平面の範囲（備考1の範囲を除く。）内の砂質土に係る値をいう。

※基準:10訂 図解 危険物施設基準の早わかり2(危険物行政研究会)

改良後のN値の計算

深度 χ (m)	改良前						
	N	σ'_v (kN/m ²)	Fc	Dr (%)	e_{max}	e_{min}	eo
1.30	7	23.40	13.10	57.49	1.26	0.70	0.94
2.30	7	39.96	13.10	52.98	1.26	0.70	0.97
3.30	7	49.96	13.10	50.73	1.26	0.70	0.98
4.30	7	59.96	13.10	48.74	1.26	0.70	0.99
5.30	7	69.96	13.10	46.96	1.26	0.70	1.00
6.30	7	79.96	13.10	45.37	1.26	0.70	1.01
7.30	7	89.96	13.10	43.93	1.26	0.70	1.02
8.30	6	98.21	13.90	39.66	1.28	0.71	1.05
9.30	6	104.71	13.90	38.92	1.28	0.71	1.06
10.30	6	111.21	13.90	38.21	1.28	0.71	1.06
11.30	6	117.71	13.90	37.54	1.28	0.71	1.07
12.30	6	124.21	13.90	36.91	1.28	0.71	1.07
13.30	6	130.71	13.90	36.31	1.28	0.71	1.07
14.30	6	137.21	13.90	35.73	1.28	0.71	1.08
15.30	6	143.71	13.90	35.19	1.28	0.71	1.08
16.30	6	150.21	13.90	34.66	1.28	0.71	1.08
17.30	6	156.71	13.90	34.16	1.28	0.71	1.08
18.30	6	163.21	13.90	33.68	1.28	0.71	1.09
19.30	6	169.71	13.90	33.22	1.28	0.71	1.09

改良杭の間隔 $d = 1.700 \text{ m} \rightarrow$ 面積 $A1 = 2.890 \text{ m}^2$
 ※ 四角形 配置とする
 換算杭径 $\phi = 700 \text{ mm} \rightarrow$ 面積 $A2 = 0.385 \text{ m}^2$
 改良率 $as = 13.316 \%$
 $\rightarrow 13.0 \%$ とする

深度 χ (m)	改良後							
	e1 (逆算値)	Dr(逆算値) (%)	Dr (%)	e1 (決定値)	N1' (逆算値)	β	N1 (逆算値)	N1 (採用値)
1.30	0.69	102.79	100.00	0.70	21.18	0.480	13.81	13
2.30	0.71	98.87	98.87	0.71	24.37	0.480	15.34	15
3.30	0.72	96.91	96.91	0.72	25.55	0.480	15.91	15
4.30	0.73	95.18	95.18	0.73	26.69	0.480	16.46	16
5.30	0.74	93.63	93.63	0.74	27.82	0.480	17.00	16
6.30	0.75	92.25	92.25	0.75	28.94	0.480	17.53	17
7.30	0.75	90.99	90.99	0.75	30.03	0.480	18.06	18
8.30	0.79	86.75	86.75	0.79	28.71	0.467	16.61	16
9.30	0.79	86.11	86.11	0.79	29.37	0.467	16.92	16
10.30	0.79	85.49	85.49	0.79	30.03	0.467	17.22	17
11.30	0.80	84.91	84.91	0.80	30.69	0.467	17.53	17
12.30	0.80	84.36	84.36	0.80	31.34	0.467	17.84	17
13.30	0.80	83.84	83.84	0.80	31.99	0.467	18.14	18
14.30	0.81	83.34	83.34	0.81	32.63	0.467	18.44	18
15.30							6.00	6
16.30							6.00	6
17.30							6.00	6
18.30							6.00	6
19.30							6.00	6

$Dr_{-max} = 100.0 \%$

$N1' = No + (N1 - No) / \beta$
 $\beta = 1.05 - 0.51 \times \log(Fc)$

4.3.1 設計条件

(1) タンク諸元

◆適用基準	・屋外タンク貯蔵所基礎の規制基準(土木学会)	基準①
	・9訂 図解 危険物施設基準の早わかり2(危険物行政研究会)	基準②
◆タンク種別	準特定タンク	
◆タンク基礎	杭基礎(PHC杭+地盤改良)	
◆貯蔵物	「A重油」	
◆比重; ρ	1.000	←1.0以下の場合は1.0
◆許可容量	990 kl	
◆適用ボーリング	-	
◆タンク内径; D	11.62 m	
◆アニュラ板外径; $2R$	11.82 m	100 mm
◆タンク高さ; H_1	10.10 m	
◆最高液面高さ; H_1	9.40 m	
◆基礎マウンド高; h_1	0.50 m	
◆屋根高さ; H_2	0.58 m	1:10 と仮定

(2) 荷重条件

1) 単位体積重量

◆鉄筋コンクリートの単位重量; γ_c	25.0 kN/m ³
◆砕石の単位重量; γ_s	19.6 kN/m ³
◆アスファルトの単位重量; γ_a	22.5 kN/m ³

2) 積雪荷重

◆積雪高さ; t	29.0 cm	※鹿児島市
◆積雪比重; ρ	19.6 N/cm ² /cm	
	長期	$W_{s1} = 0.6 \text{ kN/m}^2 \quad \rho * t$
	短期	$W_{s2} = 0.3 \text{ kN/m}^2 \quad \rho * t / 2$

3) 風荷重

風速; V	70.00 m/s
犬走り幅; b	(タンク鋼板厚含む) 1.015 m
基礎直径; D'	13.65 m
GLよりの基礎突出長; h_1	0.50 m
GLよりのタンク高さ; h	10.89 m
風による荷重強度; q	2.05 kN/m ²
受圧面積; A	127.6 m ²

$$\therefore W_w = 262.0 \text{ kN} \quad q * A$$

4) 設計震度

設計水平震度	$k_h = 0.15 * \nu_1 * \nu_2 * \nu_3$	
設計鉛直震度	$k_v = 1/2 * k_h$	
◆地域別補正係数; ν_1	3	0.70 ※地区区分(1)
◆地盤別補正係数; ν_2	4	2.00 ※第4種地盤
◆基礎型式; ν_3	1.10	※ロディングデータより

$$k_h = 0.231$$

$$k_v = 0.116$$

5) タンク荷重条件

a) 長期	※タンクローディングデータより、		
	◆タンク本体荷重: W_t	550 kN	
	◆タンク内容液重量: W_l	9,712 kN	容量×重力加速度
	◆積雪荷重: W_s	64 kN	R(曲率)=D(内径)
	◆全鉛直力: W	10,326 kN	
	丸めて、	∴ $W = 10,400$ kN	
	積雪荷重を除くと、	∴ $W' = 10,300$ kN	
b) 短期	※タンクローディングデータより、		
	◆タンクの設計水平震度: k_{hl}	0.2639	
	◆タンクの設計鉛直震度: k_{vl}	0.1319	
	◆全水平力: H	2,000 kN	(Q_p)
	◆全モーメント: M	10,400 kN・m	($M'_p + M_{pB}$)
	◆タンク本体荷重: W_t	550 kN	
	◆タンク内容液重量: W_l	9,712 kN	
	◆積雪荷重: W_s	32 kN	R(曲率)=D(内径)
	◆全鉛直力: W	10,294 kN	
	丸めて、	∴ $W = 10,300$ kN	
	◆全鉛直力(+ k_v 考慮): W'	11,652 kN	$W*(1+k_v)$
	丸めて、	∴ $W = 11,700$ kN	
	◆全鉛直力(- k_v 考慮): W'	8,936 kN	$W*(1-k_v)$
	丸めて、	∴ $W = 9,000$ kN	

(3) 許容値

1) 使用材料

◆コンクリート設計基準強度: σ_{ck} 24.0 N/mm²

2) 許容値

a) コンクリート

◆長期許容圧縮応力度: σ_{ca} 8.0 N/mm² $\sigma_{ck}/3$

◆長期許容せん断応力度: τ_a 0.9 N/mm²

b) 鉄筋

◆長期許容引張応力度: σ_{sa} 176.0 N/mm²

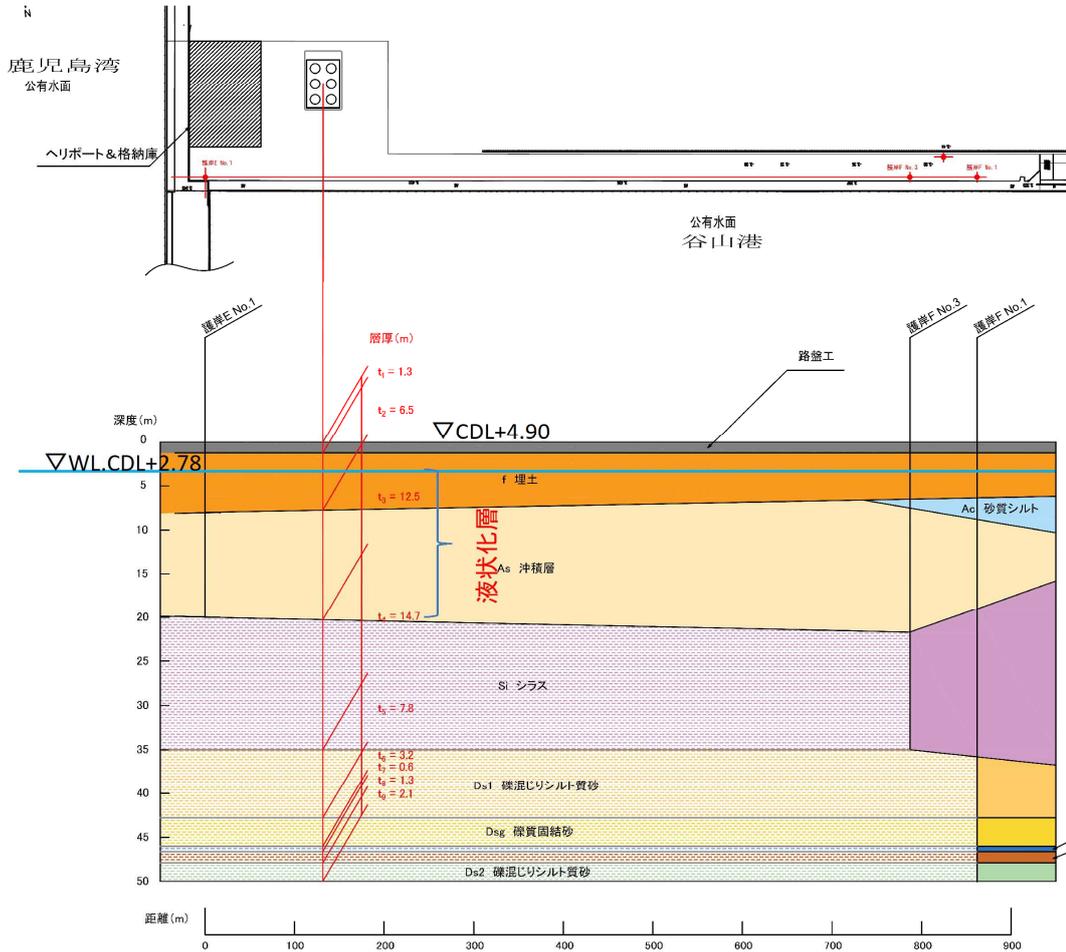
◆長期許容付着応力度: τ_a 1.5 N/mm²

c) 許容値の割増

◆許容値の割増係数: α 1.5

(4) 地盤条件

1) ボーリング位置・仮想土質縦断面図



2) 地盤条件

各ボーリングより設定した地盤定数を以下に示す。

◆地下水位標高:C.D.L. 2.78 m (GL- 2.12 m)
C.D.L.m=T.P.m+1.33m

【地盤条件】

土層	標高		層厚 t (m)	N値 N (回)	湿潤重量 γt (kN/m^3)	飽和重量 $\gamma \text{ sat}$ (kN/m^3)	粘着力 c (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)
	C.D.L. (m)	C.D.L. (m)						
f	4.90	2.78	2.12	7	18.0	20.0	-	32
	2.78	-2.90	5.68	7	18.0	20.0	-	32
As	-2.90	-15.40	12.50	6	16.5	16.5	-	30
Si	-15.40	-30.10	14.70	17	17.6	17.6	-	32
Ds1	-30.10	-37.90	7.80	24	18.5	18.5	-	34
Dsg	-37.90	-41.10	3.20	42	18.6	18.6	-	35

※地盤条件は、「鹿兒島港土質調査業務、平成30年10月、第十管区海上保安部」および「鹿兒島船艇用品庫(30)敷地調査業務、平成30年11月、国土交通省九州地方整備局鹿兒島管轄事務所」より設定

水中重量は、飽和重量より10を差し引くものとする。

4.3.2 液状化判定

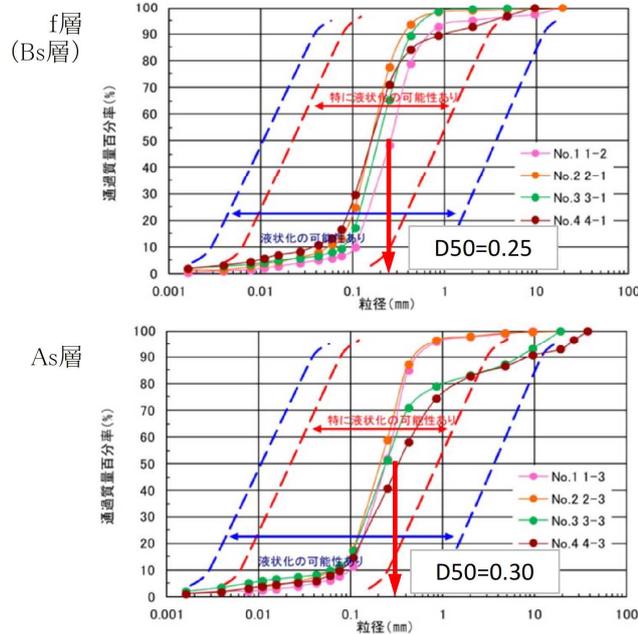
(1) 現地盤の液状化判定

今回、タンク設置位置でのボーリングデータがないため、埋土(f)層および貝殻混り砂(As)層はE護岸設計資料より、細粒分含有率Fcおよび平均粒径D₅₀を設定し、20m以浅の地盤に対して液状化判定を行う。

土層	標高		層厚 t (m)	N値 N (回)	平均粒径 D ₅₀ (mm)	細粒分含有率 Fc (%)	備考
	C.D.L. (m)	C.D.L. (m)					
f	4.90	0.00	4.90	7	0.25	13.1	地下水以浅
	0.00	-2.90	2.90	7	0.25	13.1	地下水以下
As	-2.90	-5.10	2.20	6	0.30	13.9	10m以浅
	-5.10	-15.10	10.00	6	0.30	13.9	10m以下

※細粒分含有率(Fc)は、「鹿児島船艇用品庫(30)敷地調査業務 地盤調査報告書」P15、「E護岸設計計算書」P5-15～16の平均値より設定

平均粒径(D₅₀)は、同じく「E護岸設計計算書」P5-23の粒度分布図の最大値より設定



各地層別液状化判定 (改良前)

土層	抵抗率 FL (平均)	判定	低減係数 DE
f	1.422	OK	-
As	0.959	NG	2/3
	0.837	NG	1

※液状化に対する抵抗率(FL)が1.0以下となる部分については、下表に従い低減する。

FLの範囲	地表面からの深度 χ (m)	土質定数に乗じる係数
FL ≤ 0.6	0 ≤ χ ≤ 10	0
	10 < χ ≤ 20	1/3
0.6 < FL ≤ 0.8	0 ≤ χ ≤ 10	1/3
	10 < χ ≤ 20	2/3
0.8 < FL ≤ 1.0	0 ≤ χ ≤ 10	2/3
	10 < χ ≤ 20	1

※液状化判定結果は別紙による。

※平成6年9月1日付け消防危第73号より抜粋

As層の平均FL値が1.0以下であることを考慮し、液状化の可能性は高いと判断する。

よって、GL-15.0mまで地盤改良(SCP工法)を行い、液状化対策を実施する。

なお、杭基礎については、安全側設定として、改良前の低減係数DEを用いて検討する。

液状化の対象となるf層・As層の各最小Fc値は6.3%および4.3%であるため、限界N値はF層が12、As層が15とする。

(ウ) 次の表の左欄に掲げる細粒分含有率（篩い目の開き0.075ミリメートルを通過する土粒子の含有率をいう。）の区分に応じ、それぞれ同表の右欄に掲げる標準貫入試験値以下のものであること。

細 粒 分 含 有 率	標 準 貫 入 試 験 値	
	A	B
5パーセント未満	12	15
5パーセント以上10パーセント以下	8	12
10パーセントを超え35パーセント未満	6	7

※基準②

備考

- 1 Aは、タンクの設置位置の中心を中心とし当該タンクの半径から5メートルを減じた値を半径とする円の範囲内の砂質土に係る値をいう。
- 2 Bは、上記アの平面の範囲（備考1の範囲を除く。）内の砂質土に係る値をいう。

液状化対策としての地盤改良は、”SCP工法”を想定し、f層の必要設計N値>12、As層の必要N値>15として、諸元を決定する。

改良工法	”サンドコンパクション工法”（静的締固め杭工法）	
改良径: ϕ	700 mm	
改良間隔: x	1.7 m	※四角形配置
改良率: a_s	13.0 %	

各地層別液状化判定（改良前）

土層	改良後 N値 (平均)	判定
f	16	OK
As	16	OK
	17	OK

(GL-10m以浅)
(GL-10m~-15m) } 地盤改良範囲

※液状化判定結果は別紙による。

4.3.3 杭基礎の設計

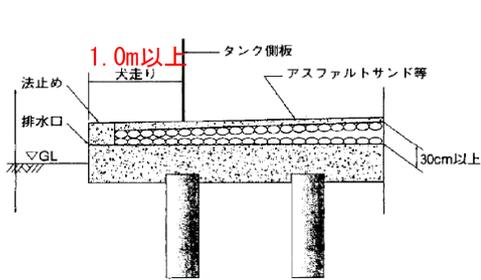
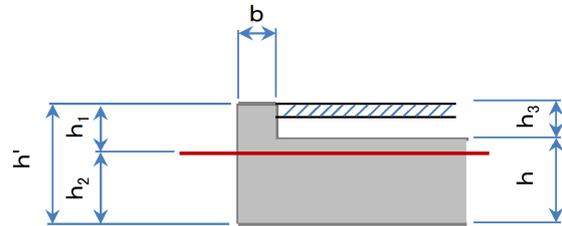


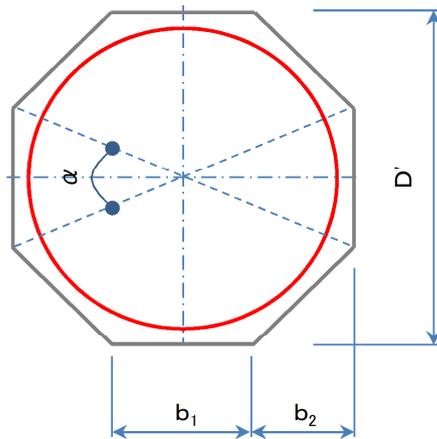
図-3 基礎スラブ詳細



$h_1 = 0.50$ m
 $h_2 = 0.40$ m
 $h' = 0.90$ m

法止め幅; b 0.30 m
 法止め高; h_3 0.30 m
 フーチング厚; h 0.60 m

犬走り幅; b (タンク鋼板厚含む) 1.015 m
 基礎直径; D' 13.65 m と仮定



<外側>
 面数; n 8 面
 角度; α 45.0°
 辺長; b_1 5.654 m
 隅切; b_2 3.998 m

基礎面積; A 154.4 m²
 基礎換算奥行き; L 11.31 m $A \div D'$
 基礎本体重量; W 3,474 kN

※基礎本体重量には、砕石やアスファルト、犬走り勾配控除分が含まれるが、安全側を考慮し、全てコンクリートとしている。

(1) 検討ケース

長期	・満水時
短期	・空水時(風荷重)
	・満水時(地震荷重;鉛直震度+)
	・満水時(地震荷重;鉛直震度-)

(2) 底版中心での断面力集計

① 長期満水時(ケース1)

		鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	アーム長		モーメント	
				X (m)	Y (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
タンク本体	積雪含む	10,400	0	6.83	6.10	70,980	0
		0	0	6.83	5.85	0	0
タンク基礎	基礎本体	3,474	0	6.83	0.45	23,710	0
		13,874	0			94,690	0

※タンク本体Y方向のアーム長は、 M/Q にて算出

タンク基礎長辺幅;B	13.65 m	
タンク基礎短辺幅;L	11.31 m	
合力作用点:d	6.83 m	$(M_x - M_y)/W$
偏心量:e	0.00 m	$B/2 - d$
偏心モーメント; M_e	0 kN・m	$V \cdot e$

② 短期空水時(ケース2)

		鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	アーム長		モーメント	
				X (m)	Y (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
タンク本体		550	0	6.83	6.10	3,754	0
	風荷重	0	262	6.83	5.85	0	1,533
タンク基礎	基礎本体	3,474	0	6.83	0.45	23,710	0
		4,024	262			27,464	1,533

タンク基礎長辺幅;B	13.65 m	
タンク基礎短辺幅;L	11.31 m	
合力作用点:d	6.44 m	$(M_x - M_y)/W$
偏心量:e	0.38 m	$B/2 - d$
偏心モーメント; M_e	1,529 kN・m	$V \cdot e$

③短期満水時(地震荷重;鉛直震度+) (ケース3)

		鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	アーム長		モーメント	
				X (m)	Y (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
タンク本体	積雪1/2	11,700	2,000	6.83	6.10	79,853	12,200
	風荷重	0	0	6.83	5.85	0	0
タンク基礎	基礎本体	3,877	803	6.83	0.45	26,461	361
		15,577	2,803			106,313	12,561

タンク基礎長辺幅;B 13.65 m
 タンク基礎短辺幅;L 11.31 m
 合力作用点:d 6.02 m $(M_x - M_y)/W$
 偏心量:e 0.81 m $B/2 - d$
 偏心モーメント; M_e 12,617 kN・m $V * e$

④短期満水時(地震荷重;鉛直震度-) (ケース4)

		鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	アーム長		モーメント	
				X (m)	Y (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
タンク本体	積雪1/2	9,000	2,000	6.83	6.10	61,425	12,200
	風荷重	0	0	6.83	5.85	0	0
タンク基礎	基礎本体	3,071	803	6.83	0.45	20,960	361
		12,071	2,803			82,385	12,561

タンク基礎長辺幅;B 13.65 m
 タンク基礎短辺幅;L 11.31 m
 合力作用点:d 5.78 m $(M_x - M_y)/W$
 偏心量:e 1.05 m $B/2 - d$
 偏心モーメント; M_e 12,675 kN・m $V * e$

⑤荷重集計

		鉛直力 V_0 (kN)	水平力 H_0 (kN)	モーメント M_0 (kN・m)
長期満水時	ケース1	13,874	0	0
短期空水時(風荷重)	ケース2	4,024	262	1,529
短期満液時(地震;kv+)	ケース3	15,577	2,803	12,617
短期満液時(地震;kv-)	ケース4	12,071	2,803	12,675

(3) 地盤条件

① 地下水位

GL- 2.12 m

② 土質条件

土質条件は、F護岸設計条件を適用する。土質定数は地盤調査報告書によるものとする。
地盤改良前の平均低減係数 D_E に関しては、別紙：液状化判定による。

【土質条件 (F護岸設計条件; 地盤改良後)】

土層	深度 G.L.- (m)	深度 G.L.- (m)	層厚 H (m)	平均N値 N (回)	粘着力 C (kN/m ²)	周面抵抗 τ (kN/m ²)	変形係数 E (kN/m ²)	摩擦力度 F (kN/m)
f	0.40	2.12	1.72	7	-	14	4,900	24
	2.12	7.80	5.68	7	-	14	4,900	80
As1	7.80	10.00	2.20	6	-	13	2,800	29
As2	10.00	20.30	10.30	6	-	13	4,200	135
Si	20.30	35.00	14.70	17	-	14	11,900	204
Ds1	35.00	42.80	7.80	24	-	14	16,800	108
Dsg	42.80	44.30	1.50	42	-	84	29,400	126
			43.90					682

液状化の可能性あるAs層については、周面摩擦抵抗を0とする。

また、N値に関しては、地盤改良前とし、変更係数Eは下記の低減率 D_E を考慮する。

砂質土; $\tau = 2N$

$$F = \tau * H$$

粘性土; $\tau = C (=6N)$

$$E = 700 * N$$

土層	平均 F_L	低減率 D_E
f	1.422	1
As1	0.959	2/3
As2	0.837	1

フーチング下端深度;

G.L.- 0.40 m

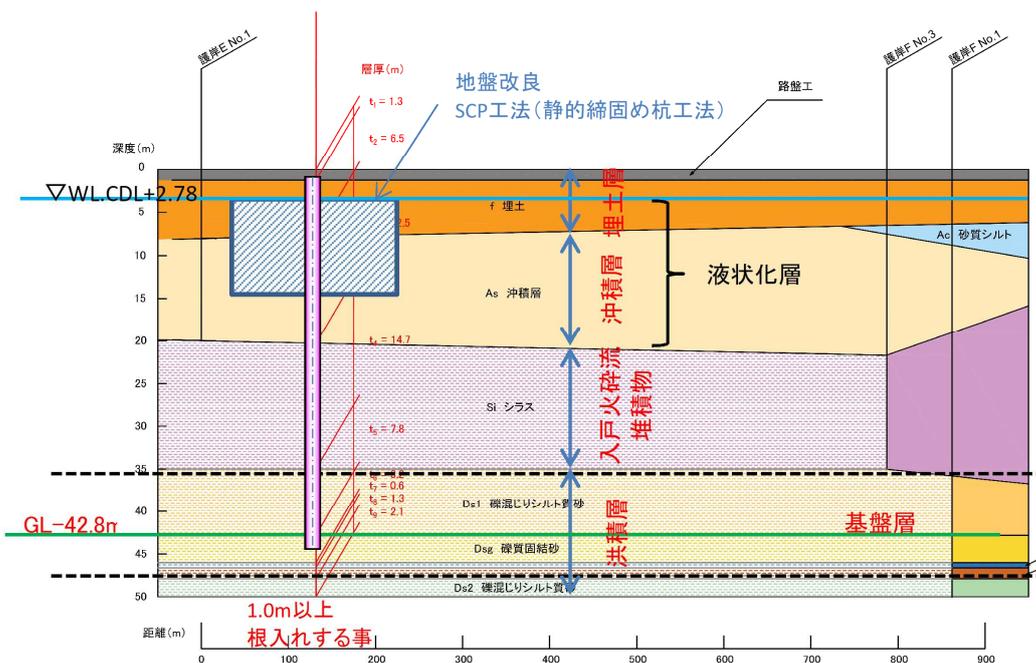
杭先端深度;

G.L.- 44.3 m

杭長; L

44.0 m

※埋込長0.1m



(4) 基礎杭の設計

① 杭諸元

施工方法	2	中掘り杭	
杭規格		PHC杭	
杭径;D	2	40.0 cm	
種別		B 種	
断面積;A _e		718 cm ²	
断面2次;I _e		104,000 cm ⁴	
断面係数;Z _e		5,200 cm ³	
杭のヤング係数;E		4.00E+07 kN/m ²	
杭本数;n		37 本	
推定に用いる係数;α		4	
地盤反力係数は、道示に準拠して算出する。			
計算値 β		推定値 β	
0.514 m ⁻¹	=	0.514 m ⁻¹	
水平抵抗関与長;β ⁻¹		1.95 m	
換算載荷幅;B _H		0.88 m	
1/β 範囲の変形係数;E ₅₀		4,900 kN/m ²	1/β の範囲
水平方向地盤反力係数;k _H	常時	29,140 kN/m ³	
	地震時	58,280 kN/m ³	常時の2倍
地震時特性値;β		0.612 m ⁻¹	

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \quad B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \quad k_H = \frac{1}{0.3} \alpha E \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

② 許容支持力

a. 許容押し込み力

杭先端閉塞面積;A _p		0.13 m ²	
杭周長;φ		1.26 m	
杭先端支持力度;q _p		7,800 kN/m ²	200*N
杭下方1Dから上方4D区間の平均N値;N ₁		36 回	(24*0.5+42*1.1)/1.6
杭先端N値;N ₂		42 回	
設計N値;N _d		39 回	(N ₁ +N ₂)/2 ≤ 40
先端支持力;R _p		1,014 kN	q _p *A _p
周面摩擦力;R _f		859 kN	Σ F*φ
支持杭安全率;n	常時	3.0	
	地震時	2.0	
常時許容押し込み力;R _a		624 kN	
地震時許容押し込み力;R _a		937 kN	

$$R_u = q_p A + \sum \frac{10}{2} \overline{N_s} * L_s * \phi + \sum \frac{q_u}{2} * L_c * \phi$$

杭の許容圧縮応力度:σ _{ca}	27.0 N/mm ²	※常時
杭の純断面積;A _c	684 cm ²	
許容軸方向圧縮力;R _a '	1,847 kN	> R _a OK!

b. 許容引き抜き力

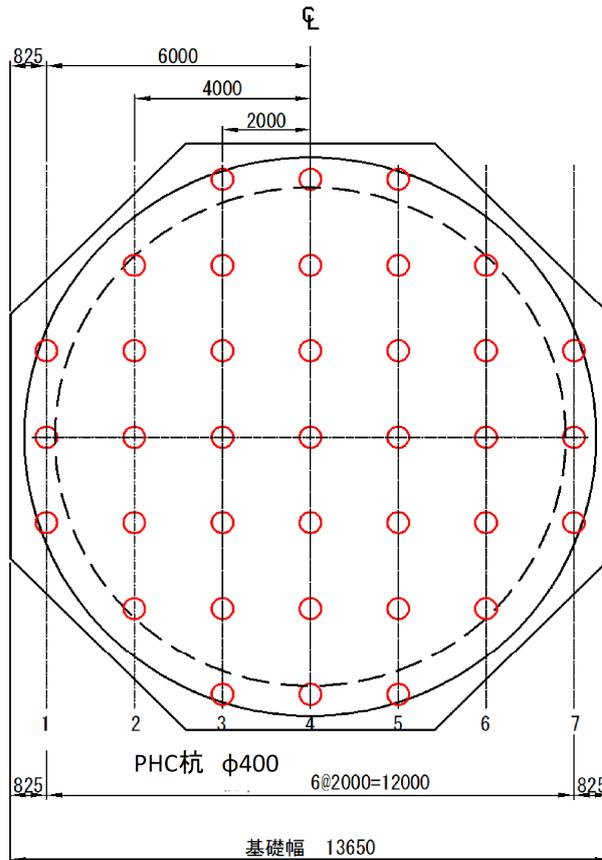
$$P_a = \frac{P_u}{F} + W$$

杭の極限引き抜き力: P_u	859 kN	
杭長: L	44.0 m	
杭の重量: W_c	76.7 kN	
水の単位重量: γ_w	10.0 kN/m ³	
浮力の作用高: L	42.2 m	
杭に作用する浮力: U	54.8 kN	$\gamma_w * A_p * L$
杭の有効重量: W	21.9 kN	$W_c - U$
安全率: n	地震時 3.0	
地震時許容引き抜き力: P_a	308 kN	

杭の有効プレストレス: σ_{ce}	7.85 N/mm ²	
杭の換算断面積: A_e	718 cm ²	
杭の許容引張応力度: σ_{ca}'	5.0 N/mm ²	※地震時
許容軸方向圧縮力: R_a'	906 kN	> P_a
$\sigma_{ce} * A_e + \sigma_{ca}' * A_c$		OK!

③ 杭群の断面二次

a. 0° 方向



杭間隔: b	2.000 m
縁端距離: b'	0.825 m

⑤応力度照査

changの式により杭頭ピンとして変位、断面力を算出し、照査を行う。

PHC杭設計基準強度; σ_{ck}	80.0 N/mm ²
有効プレストレス; σ_{ce}	7.85 N/mm ²
許容曲げ圧縮応力度; σ_{bca}	27.0 N/mm ²
許容曲げ引張応力度; σ_{bta}	5.0 N/mm ²

許容応力度の割増; α	風荷重	1.25
	地震荷重	1.50

	水平力 H' (kN/本)	最大モーメント M (kN・m)	変位量 δ (cm)	許容変位量 δ_a (cm)	判定	許容水平力 H _a (kN/本)	判定
ケース1	0.0	0.0	0.00	5.00	OK!	565	OK!
ケース2	7.1	4.5	0.06	5.00	OK!	565	OK!
ケース3	75.7	39.9	0.40	5.00	OK!	954	OK!
ケース4	75.7	39.9	0.40	5.00	OK!	954	OK!

【0° 方向】

	有効プレ σ_{ce} (N/mm ²)	R _{max}			判定
		σ_1 (N/mm ²)	σ_2 (N/mm ²)	σ_{bca} (N/mm ²)	
ケース1	7.85	13.1	13.1	27.0	OK!
ケース2	7.85	10.5	8.8	33.8	OK!
ケース3	7.85	23.8	8.5	41.0	OK!
ケース4	7.85	22.5	7.2	41.0	OK!

$$H' = \frac{H}{N}$$

$$H_a = 2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^3 \cdot \delta_a$$

$$M = 0.3324 \cdot \frac{H'}{\beta}$$

$$\delta = \frac{H'}{2EI\beta^2}$$

	有効プレ σ_{ce} (N/mm ²)	R _{min}					判定
		σ_1 (N/mm ²)	σ_{bca} (N/mm ²)	判定	σ_2 (N/mm ²)	σ_{bta} (N/mm ²)	
ケース1	7.85	13.1	27.0	OK!	13.1	27.0	OK!
ケース2	7.85	10.2	33.8	OK!	8.5	33.8	OK!
ケース3	7.85	21.4	41.0	OK!	6.0	41.0	OK!
ケース4	7.85	20.1	41.0	OK!	4.7	41.0	OK!

$$\sigma_1, \sigma_2 = \sigma_{ce} + \frac{V}{A} \pm \frac{M}{Z} < \sigma_a$$

【45° 方向】

	有効プレ σ_{ce} (N/mm ²)	R _{max}			判定
		σ_1 (N/mm ²)	σ_2 (N/mm ²)	σ_{bca} (N/mm ²)	
ケース1	7.85	13.1	13.1	27.0	OK!
ケース2	7.85	10.5	8.8	33.8	OK!
ケース3	7.85	23.7	8.3	41.0	OK!
ケース4	7.85	22.4	7.0	41.0	OK!

	有効プレ σ_{ce} (N/mm ²)	R _{min}					判定
		σ_1 (N/mm ²)	σ_{bca} (N/mm ²)	判定	σ_2 (N/mm ²)	σ_{bta} (N/mm ²)	
ケース1	7.85	13.1	27.0	OK!	13.1	27.0	OK!
ケース2	7.85	10.2	33.8	OK!	8.5	33.8	OK!
ケース3	7.85	21.4	41.0	OK!	6.0	41.0	OK!
ケース4	7.85	20.1	41.0	OK!	4.7	41.0	OK!

(5)フーチングの設計

①基礎作用荷重

地震時の荷重としては、基礎に作用するモーメント及び鉛直力の不利な組み合わせをもって鉛直方向に変換し、タンク荷重とする。

$$P_1 = \frac{M_0}{(\pi R^3/4)} \quad P_2 = \frac{W_0}{(\pi R^2)} \quad P_3 = \frac{W_0 * k_{v1}}{(\pi R^2)}$$

P_1 ; 基礎に作用するモーメントによる鉛直方向増加荷重(kN/m²)

P_2 ; W_0 の分布荷重(kN/m²)

P_3 ; 鉛直震度による鉛直方向増加荷重(kN/m²)

M_0 ; 基礎に作用するモーメント(= $M'p + MpB$)(kN・m)

W_0 ; タンク全重量(kN)

R ; アニュラ板の端までの半径(m)

k_{v1} ; タンクの鉛直震度

q_e ; 基礎に作用する地震時地盤反力度(kN/m²)

$$q_e = P_1 + P_2 + P_3$$

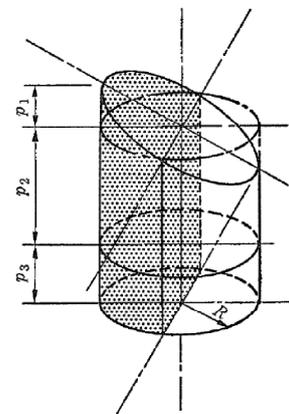


図-5.5 地震時荷重の考え方

・長期荷重

タンク全重量; W_0	10,400 kN
アニュラ板の端までの半径; R	5.91 m
基礎作用荷重; q_0	94.8 kN/m ²

基礎重量; W_1	3,474 kN
基礎面積; A	154.4 m ²
基礎死荷重; q_1	22.5 kN/m ²

・短期荷重

※ $P_1 \sim P_3$ 荷重については、ローディングデータより設定

モーメントによる鉛直方向増加荷重平均値; P_1	80.0 kN/m ²
W_0 の分布荷重; P_2	110.0 kN/m ²
鉛直震度による鉛直方向増加荷重; P_3	20.0 kN/m ²
地震時作用荷重; q_{e0}	210.0 kN/m ²

基礎重量; W_1	3,474 kN
基礎面積; A	154.4 m ²
基礎鉛直震度; k_v	0.116
基礎死荷重; q_{e1}	25.1 kN/m ²

②設計の考え方

屋外タンク貯蔵所基礎の規制基準(土木学会)に準じる。

① 鉛直荷重に対しては、次のように求めてよい。

基礎スラブは、これをxおよびyの2方向の杭列線で分けられた、互いに直交する2群の梁と考え、それぞれの方向について連続梁として計算する。この連続梁のx方向のスパンは l_x 、梁の幅は l_y 、梁の高さは基礎スラブの厚さ t とする。y方向についても同様とする(図-4.23参照)。

なお、2方向の連続梁は、全荷重をそれぞれの方向において別々に負担するものとする。

基礎スラブを幅 $l/2$ の杭間帯ABDCと、幅 $l/4$ の杭列帯ABFEおよびCDHGとに分け、連続梁として求めた正または負のスパン曲げモーメントは、その45%を杭間帯に、残部55%は両側の杭列帯にそれぞれ一様に分布させる。負の支点曲げモーメントは、その25%を杭間帯に、残部75%は両側の杭列帯にそれぞれ一様に分布させる(図-4.24参照)。

発生する曲げモーメントを梁幅1mに換算すると次のとおりになる。

スパン曲げモーメントについては

$$\text{杭間帯} \quad 0.45 M_{V1} \times \frac{2}{l} = 0.9 \frac{M_{V1}}{l} \quad (\text{t}\cdot\text{m}/\text{m}) \quad (4.23)$$

$$\text{杭列帯} \quad 0.275 M_{V1} \times \frac{4}{l} = 1.1 \frac{M_{V1}}{l} \quad (\text{t}\cdot\text{m}/\text{m}) \quad (4.24)$$

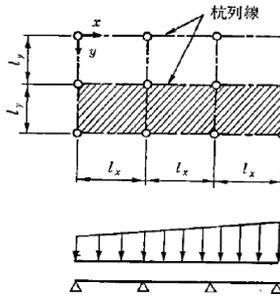


図-4.23 スラブ構造の骨組

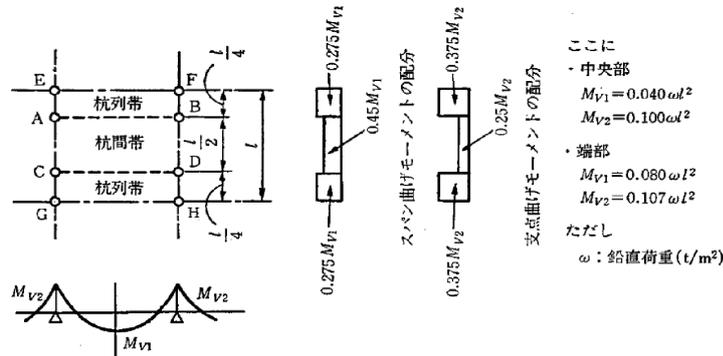


図-4.24 曲げモーメントの配分

ここに
 ・中央部
 $M_{V1} = 0.040 \omega l^2$
 $M_{V2} = 0.100 \omega l^2$
 ・端部
 $M_{V1} = 0.080 \omega l^2$
 $M_{V2} = 0.107 \omega l^2$
 ただし
 ω : 鉛直荷重(t/m^2)

支点曲げモーメントについては

$$\text{杭間帯} \quad 0.25 M_{V2} \times \frac{2}{l} = 0.5 \frac{M_{V2}}{l} \quad (\text{t}\cdot\text{m}/\text{m}) \quad (4.25)$$

$$\text{杭列帯} \quad 0.375 M_{V2} \times \frac{4}{l} = 1.5 \frac{M_{V2}}{l} \quad (\text{t}\cdot\text{m}/\text{m}) \quad (4.26)$$

ここに、 M_{V1} : 鉛直荷重によるスパン曲げモーメント($\text{t}\cdot\text{m}$)、 M_{V2} : 鉛直荷重による支点曲げモーメント($\text{t}\cdot\text{m}$)、 l : 梁幅(m)(図-4.24参照)。

② 水平荷重に対しても同様に連続梁と考えて求めてよい。

基礎スラブには、杭頭の固定度に対応した曲げモーメント M_m が発生するものとして計算する(図-4.25参照)。求められた梁の曲げモーメントは杭列帯に0.7、杭間帯に0.3の割合に配分する。

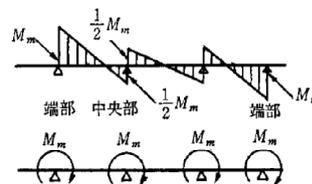


図-4.25 水平荷重に対する曲げモーメント

杭頭ピンとしており、本来杭頭部に曲げモーメントは作用しないが、安全側への判断から、土中部の曲げモーメントが杭頭部に作用するとしてフーチングの計算を実施する。

計算スパン;L 2.00 m
 常時鉛直荷重; $q_0 + q_1$ 117.3 kN/m²
 地震時鉛直荷重; $q_{e0} + q_{e1}$ 235.1 kN/m²

③鉛直荷重による断面力

	鉛直荷重 q (kN/m ²)	下側		上側		下側	上側
		中央M _{v1} (kN・m)	端部M _{v1} (kN・m)	中央M _{v2} (kN・m)	端部M _{v2} (kN・m)	M _l (kN・m/m)	M _u (kN・m/m)
常時	117.3	18.8	37.5	46.9	50.2	20.6	37.7
地震時	235.1	37.6	75.2	94.0	100.6	41.4	75.5

$$M_{v1} = 0.040 * q' * L^2 \quad M_{v2} = 0.100 * q' * L^2 \quad M_l = 1.1 \frac{M_{v1}}{L}$$

$$M_{v1} = 0.080 * q' * L^2 \quad M_{v2} = 0.107 * q' * L^2 \quad M_u = 1.5 \frac{M_{v2}}{L}$$

④水平荷重による断面力

	杭頭M M _T (kN・m)	下側 M _l (kN・m/m)	上側 M _u (kN・m/m)
常時	0.0	0.0	0.0
地震時	39.9	14	27.9

$$M_u = 0.7 * M_T$$

$$M_l = \frac{1}{2} M_u$$

⑤断面力集計

	下側 M _l (kN・m/m)	上側 M _u (kN・m/m)
常時	20.6	37.7
地震時	55.4	103.4

⑥許容応力度

・コンクリート

ヤング係数;E_c 2.50E+07 kN/m²
 設計基準強度;σ_{ck} 24.0 N/mm²
 許容圧縮応力度;σ_{ca} 8.0 N/mm²
 許容支圧応力度;σ_{ba} 2.4 N/mm² 0.3*σ_{ck}
 許容せん断応力度;τ_a 0.90 N/mm²

・鉄筋

材質 SD295A
 許容引張応力度;σ_{sa} 176.0 N/mm²

・許容値の割増

1.5

⑦応力度照査

荷重ケース		常時		地震時	
断面力算定位置		上側	下側	上側	下側
厚さ:h(cm)		60.0	60.0	60.0	60.0
部材幅:b(cm)		100.0	100.0	100.0	100.0
断面力	モーメント:M(kN・m)	37.7	20.6	103.4	55.4
	せん断力:Q(kN)	—	—	—	—
主鉄筋被り:d'(cm)		10.0	15.0	10.0	15.0
有効高:d(cm)		50.0	45.0	50.0	45.0
コンクリート設計基準強度: σ_{ck} (N/mm ²)		24.0	24.0	24.0	24.0
ヤング係数: E_c (kN/m ²)		2.50E+07	2.50E+07	2.50E+07	2.50E+07
鉄筋番号		4	4	4	4
主鉄筋径		D16	D16	D16	D16
間隔:@(cm)		15.0	15.0	15.0	15.0
主鉄筋量: A_s (cm ²)		13.240	13.240	13.240	13.240
鉄筋比:p $A_s/b*d$		0.0026	0.0029	0.0026	0.0029
応力度比:n		15.0	15.0	15.0	15.0
中立軸比:k $SQRT(2*n*p+(n*p)^2)-n*p$		0.243	0.255	0.243	0.255
j $1-k/3$		0.919	0.915	0.919	0.915
コンクリート照査	コンクリート圧縮応力度: σ_c (N/mm ²)	1.4	0.9	3.7	2.3
	許容値: σ_{ca} (N/mm ²)	8.0	8.0	12.0	12.0
	判定	OK!	OK!	OK!	OK!
鉄筋照査	鉄筋引張応力度: σ_s (N/mm ²)	62.0	37.8	170.0	101.6
	許容値: σ_{sa} (N/mm ²)	176.0	176.0	264.0	264.0
	判定	OK!	OK!	OK!	OK!

$$\sigma_c = 2 * M / (k * j * b * d^2)$$

$$\sigma_s = M / (A_s * j * d)$$

$$\tau_c = S / (j * b * d)$$

⑧杭頭部照査

・垂直支圧照査

許容支圧応力度; σ_{ca} 7.2 N/mm²
 鉛直支圧面積; A 1,257 cm² D²* π /4

<常時>
 $\therefore \sigma_{cv} = 3 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 7.2 \text{ N/mm}^2 \text{ OK!}$

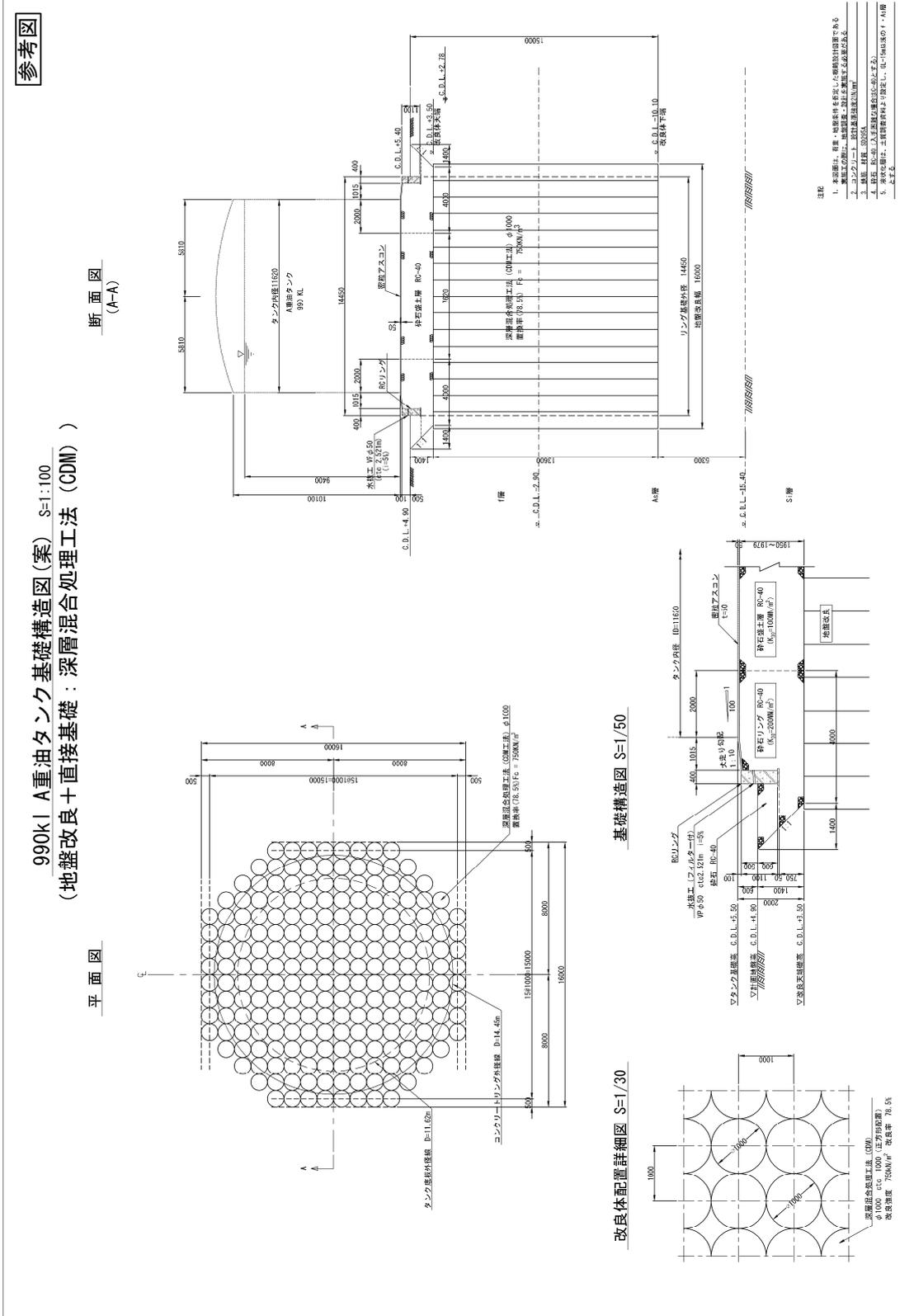
<地震時>
 $\therefore \sigma_{cv} = 4.7 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 10.8 \text{ N/mm}^2 \text{ OK!}$

・水平支圧照査

許容支圧応力度; σ_{ca} 7.2 N/mm²
 杭埋込長;l 10.0 cm
 水平支圧面積; A 400 cm² D*l

<地震時>
 $\therefore \sigma_{ch} = 1.9 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 10.8 \text{ N/mm}^2 \text{ OK!}$

4.4 屋外タンク (990KL) 直接基礎の設計



4.4.1 設計条件

(1) タンク諸元

◆適用基準	・屋外タンク貯蔵所基礎の規制基準(土木学会)	基準①
	・9訂 図解 危険物施設基準の早わかり2(危険物行政研究会)	基準②
◆タンク種別		準特定タンク
◆タンク基礎		直接基礎(+地盤改良)
◆貯蔵物		「A重油」
◆比重; ρ		1.000 ←1.0以下の場合は1.0
◆許可容量		990 kl
◆適用ボーリング		-
◆タンク内径; D		11.62 m
◆アニュラ板外径; 2R		11.82 m
◆タンク高さ; H_1		10.10 m
◆最高液面高さ; H_1		9.40 m
◆基礎マウンド高; h_1		0.50 m

(2) 荷重条件

1) 単位体積重量

◆鉄筋コンクリートの単位重量; γ_c	25.0 kN/m ³
◆砕石の単位重量; γ_s	19.6 kN/m ³
◆アスファルトの単位重量; γ_a	22.5 kN/m ³

2) 積雪荷重

◆積雪高さ; t	29.0 cm	※鹿児島市
◆積雪比重; ρ	19.6 N/cm ² /cm	
	長期 $W_{s1} =$	0.6 kN/m ² $\rho * t$
	短期 $W_{s2} =$	0.3 kN/m ² $\rho * t/2$

3) 設計震度

設計水平震度	$k_h = 0.15 * \nu_1 * \nu_2 * \nu_3$	
設計鉛直震度	$k_v = 1/2 * k_h$	
◆地域別補正係数: ν_1	3	0.70 ※地区区分(1)
◆地盤別補正係数: ν_2	4	2.00 ※第4種地盤
◆基礎型式: ν_3		1.10 ※ロディングデータより

$$k_h = 0.231$$

$$k_v = 0.116$$

4) タンク荷重条件

a) 長期 ※タンクローディングデータより、

◆タンク本体荷重: W_t	550 kN	
◆タンク内容液重量: W_l	9,712 kN	容量×重力加速度
◆積雪荷重: W_s	64 kN	R(曲率)=D(内径)
◆全鉛直力: W	10,326 kN	
丸めて、	∴ W =	10,400 kN
積雪荷重を除くと、	∴ W' =	10,300 kN

b) 短期 ※タンクローディングデータより、

◆タンクの設計水平震度: k_{h1}	0.2639
◆タンクの設計水平震度: k_{v1}	0.1319

◆全水平力:H	2,000 kN	(Q_p)
◆全モーメント:M	10,400 kN・m	($M'_p + M_{pB}$)
◆タンク本体荷重: W_t	550 kN	
◆タンク内容液重量: W_l	9,712 kN	
◆積雪荷重: W_s	32 kN	R(曲率)=D(内径)
◆全鉛直力:W	10,294 kN	
丸めて、	∴ W = 10,300 kN	
◆全鉛直力(+kv考慮): W'	11,652 kN	$W*(1+k_v)$
丸めて、	∴ W = 11,700 kN	
◆全鉛直力(-kv考慮): W''	8,936 kN	$W*(1-k_v)$
丸めて、	∴ W = 9,000 kN	

(3) 許容値

1) 使用材料

◆コンクリート設計基準強度: σ_{ck}	21.0 N/mm ²
------------------------------	------------------------

2) 許容値

a) コンクリート

◆長期許容圧縮応力度: σ_{ca}	7.0 N/mm ²	$\sigma_{ck}/3$
◆長期許容せん断応力度: τ_a	0.85 N/mm ²	

b) 鉄筋

◆長期許容引張応力度: σ_{sa}	176.0 N/mm ²
◆長期許容付着応力度: τ_a	1.5 N/mm ²

c) 許容値の割増

◆許容値の割増係数: α	1.5
---------------------	-----

(4) 改良地盤の設計条件

1) 改良工法

- ・埋立層が液状化すること
- ・杭基礎とした場合、明確な支持層はかなりの深度にあり、杭長が長くなること

以上を踏まえ、地盤改良工法として「深層混合処理工法(CDM)」を採用した。

2) 設計基準強度

◆改良体の設計基準強度: F_c	750 kN/m ²
--------------------	-----------------------

3) 許容応力度

	常 時	地 震 時
許容圧縮応力	$1/3 \cdot F_c$	$2/3 \cdot F_c$
許容せん断応力	$1/15 \cdot F_c \cdot \lambda_1$	$1/10 \cdot F_c \cdot \lambda_1$

∴ $\lambda_1 = 0.75$

注1) F_c は、改良体の設計基準強度 (kN/m²、28日強度)。
なお、基準強度の最小値は、300kN/m²以上とすること。

2) λ_1 は、次表の改良地盤周辺の土質条件に応じた補正係数

土 質	土 質 条 件	λ_1
粘性土等	$q_c < 20\text{kN/m}^2$	0.25
	$q_c \geq 20\text{kN/m}^2$	0.75
砂 質 土	$N < 5$	0.25
	$N \geq 5$	0.75

注1) q_c は、深層混合処理を行う深さ範囲の原地盤の一軸圧縮強度

2) N は、深層混合処理を行う深さ範囲の原地盤の標準貫入試験値

※「平成7年11月2日 消防危第150号」より抜粋

項目	長期 (kN/m ²)	短期 (kN/m ²)
許容圧縮応力	250.0	500.0
許容せん断力	37.5	56.3

4) 改良コラムの荷重分担

$$\frac{q_c}{q} = \frac{1}{a_s} \quad \therefore q_c = 1.274 * q$$

ここで、 q_c : 改良コラムに生ずる鉛直荷重度(kN/m²)

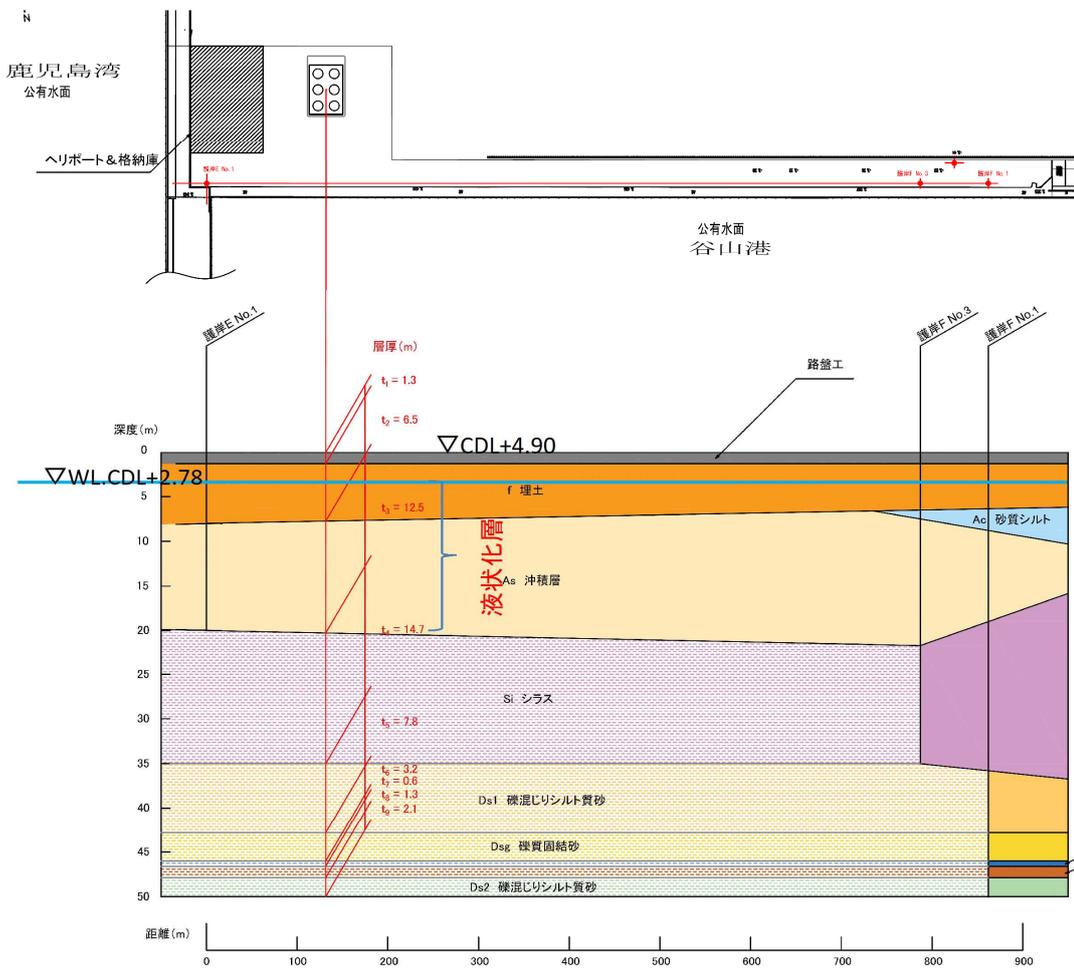
q : 平均接地圧(kN/m²)

a_s : 改良率

0.785 ※接円改良

(5) 地盤条件

1) ボーリング位置・仮想土質縦断面図



2) 地盤条件

各ボーリングより設定した地盤定数を以下に示す。

◆地下水位標高:CDL 2.78 m (GL- 2.12 m)
C.D.L.m=T.P.m+1.33m

【地盤条件】

土層	標高		層厚 t (m)	N値 N (回)	湿潤重量 γt (kN/m ³)	飽和重量 γsat (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
	C.D.L. (m)	C.D.L. (m)						
f	4.90	2.78	2.12	7	18.0	20.0		32
	2.78	-2.90	5.68	7	18.0	20.0		32
As	-2.90	-15.40	12.50	6	16.5	16.5		30
Si	-15.40	-30.10	14.70	17	17.6	17.6		32
Ds1	-30.10	-37.90	7.80	24	18.5	18.5		34
Dsg	-37.90	-41.10	3.20	42	18.6	18.6		35

※地盤条件は、「鹿児島港土質調査業務、平成30年10月、第十管区海上保安部」および「鹿児島船艇用品庫(30)敷地調査業務、平成30年11月、国土交通省九州地方整備局鹿児島営繕事務所」より設定

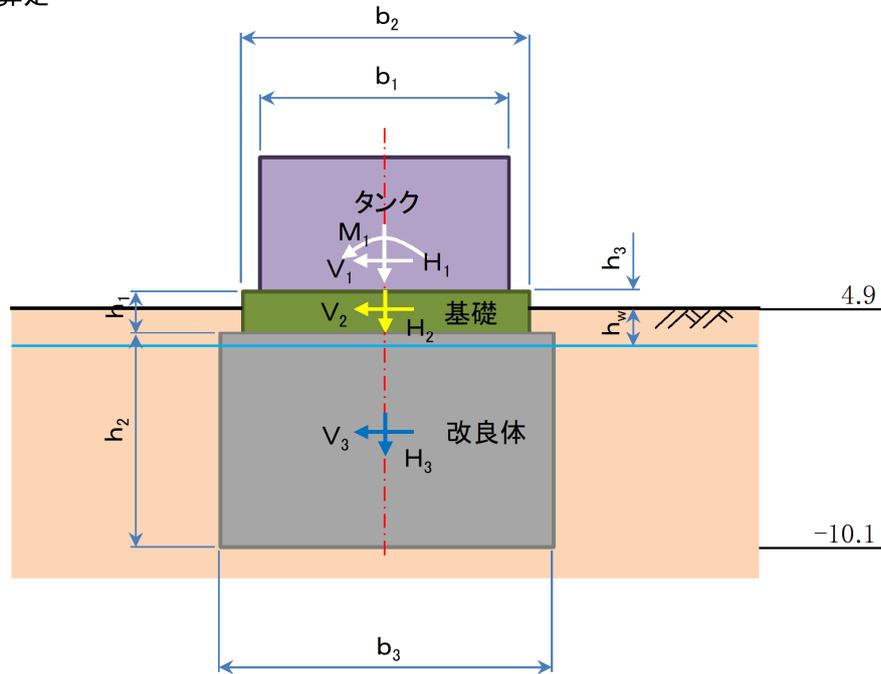
液状化層であるf、As層の低減係数 D_E は以下のとおりとする。 f層 1
Us層 2/3 10m以浅
1 10m以深

水中重量は、飽和重量より10を差し引くものとする。

◆改良体土被り:h 1.40 m
◆改良体天端標高:EL 3.50 m
◆改良体長さ:L 13.60 m
◆改良体下端標高:EL -10.10 m

4.4.2 構造検討

(1) 荷重算定



$b_1 =$	11.62 m		$h_1 =$	2.00 m
$b_2 =$	14.62 m	※犬走り1.5m	$h_2 =$	13.60 m
$b_3 =$	16.00 m		$h_3 =$	0.60 m
			$h_w =$	2.12 m

1) 基礎部

・長期 <鉛直力>	$V_2 =$	6,620 kN	※雪含む
・短期 <鉛直力>	$V_2' =$	7,370 kN	※+ k_v 、雪含む
	$V_2'' =$	5,840 kN	※- k_v 、雪含む
<水平力>	$H_2 =$	1,530 kN	

2). 改良体部

・長期
<鉛直力> ※浮力を考慮

【改良体有効単位重量】

標高		層厚 t (m)	単位重量 γ' (kN/m ³)	重量 $\gamma' \cdot t$ (kN/m ²)
E.L. (m)	E.L. (m)			
3.50	2.78	0.72	18.0	12.96
2.78	-2.90	5.68	10.0	56.80
-2.90	-10.10	7.20	6.5	46.80
		13.60		116.56

$$V_3 = 23,440 \text{ kN} \quad \Sigma \gamma' \cdot t \cdot b_3^2 \cdot \pi / 4$$

・短期 ※浮力を考慮
 <鉛直力> $V_3' = 26,160 \text{ kN}$ $V_3' * (1 + k_v)$
 $V_3' = 20,720 \text{ kN}$ $V_3' * (1 - k_v)$
 <水平力>

【改良体全単位重量】

標高		層厚 t (m)	単位重量 γ (kN/m ³)	重量 $\gamma * t$ (kN/m ²)
E.L. (m)	E.L. (m)			
3.50	2.78	0.72	18.0	12.96
2.78	-2.90	5.68	18.0	102.24
-2.90	-10.10	7.20	16.5	118.80
		13.60		234.00

$H_3 = 10,870 \text{ kN}$ $\Sigma \gamma * t * b_3^2 * \pi / 4 * k_h$

3) 上載土部

<鉛直力> $V = 856 \text{ kN}$ $(b_3^2 - b_2^2) * \pi / 4 * (h_1 - h_3)$

(2) 安定計算

1) 改良地盤底面における地盤の支持力照査

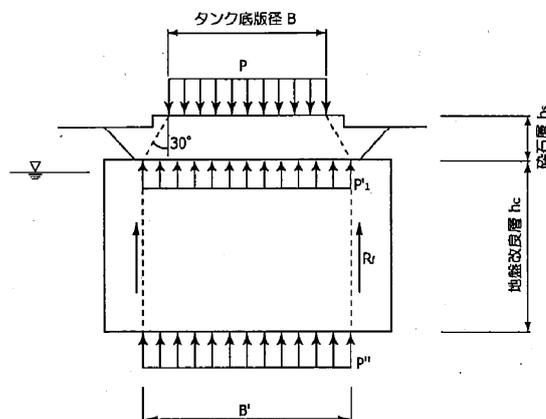
a) タンク底版直下の地盤反力

【タンク底版直下の地盤反力】

項目	長期	短期	
		鉛直+	鉛直-
鉛直力: V_1 (kN)	10,400	11,700	9,000
曲げモーメント: M_1 (kN・m)	0	10,400	10,400
底版幅: L(m)	11.62	11.62	11.62
底版面積: A(m ²)	106	106	106 $L^2 * \pi / 4$
底版断面係数: Z(m ³)	154	154	154 $L^3 * \pi / 32$
地盤反力: P(kN/m ²)	98.1	177.9	152.4 $V_1 / A + M_1 / Z$
	98.1	51.9	16.7 $V_1 / A - M_1 / Z$

b) 改良地盤底面における地盤反力の検討(タンク直下の改良体で支持する場合)

改良地盤面における荷重度は、タンク底版より砕石層まで(改良地盤上面まで)30°の角度をもって広がり、改良地盤では鉛直に分布するものとし、改良地盤に作用する周面摩擦力を差し引いて求める(下図参照)。許容周面摩擦力(R_f)は改良地盤の許容せん断応力度 f_c を用いて算出する。



改良地盤底面における荷重強度 (P'') は次式により算出する。

$$P'' = P'_1 + \gamma_c \cdot h_c - R_f / (\pi/4 \cdot (B')^2)$$

- ここに、 P'_1 : 改良地盤上面での荷重強度
 $P'_1 = P \cdot (B/B')^2 + \gamma_s \cdot h_s$
 P : タンク底版位置での荷重強度
 B : タンク底版径
 B' : 改良地盤上面での荷重分布幅 $B' = B + 2 \cdot h_s \cdot \tan 30^\circ$
 h_s : タンク底版より改良地盤上面までの深さ
 γ_s : タンク底版より改良地盤上面までの単位体積重量
 h_c : 改良地盤の長さ
 γ_c : 改良地盤の単位体積重量
 R_f : 許容周面摩擦力 $R_f = f_s \cdot \pi \cdot B' \cdot h_c$
 f_s : 許容せん断応力度 (2.4-(2) 項参照)

【改良地盤底面の地盤反力】

項目	長期	短期
底版直下の地盤反力: P (kN/m ²)	98.1	177.9 Max値
底版幅: B (m)	11.62	11.62
基礎高さ: h_s (m)	2.00	2.00
基礎の単位体積重量: γ_s (kN/m ³)	19.60	19.60
分散角度: θ (°)	30.0	30.0
荷重分布幅: B' (m)	13.71	13.71
改良体上面の地盤反力: P'_1 (kN/m ²)	109.7	167.0
改良体有効重量: $\Sigma \gamma' \cdot t$ (kN/m ²)	116.56	116.56
改良体許容せん断応力: f_c (kN/m ²)	37.5	56.3
改良体高さ: h_c (m)	13.60	13.60
改良体内せん断抵抗: R_f (kN)	21,966	32,979
改良体底面の地盤反力: P'' (kN/m ²)	77.5	60.2

許容地盤支持力は、以下の式により算出する。

$$q_a = \frac{1}{3} (1.3 \cdot C \cdot N_c + 0.3 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) - W_b$$

$$q_a = \frac{2}{3} \left(1.3 \cdot C \cdot N_c + 0.3 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \right) - W_b$$

【改良地盤底面の許容支持力】

項目	長期	短期
内部摩擦角: ϕ (°)	30	30 ←改良体直下
粘着力: C (kN/m ²)	0	0
支持力係数	N_c	15
	N_γ	7
	N_q	10
根入れ下方の有効重量: γ_1 (kN/m ³)	7.2	7.2
根入れ上方の有効重量: γ_2 (kN/m ³)	9.5	9.5
改良地盤の幅: B (m)	13.71	13.71
地表面からの根入れ深さ: D_f (m)	15.0	15.0
改良地盤の有効重量: W_b (kN/m ²)	116.6	116.6 ← $\Sigma \gamma' \cdot t$
地盤の許容支持力: q_a (kN/m ²)	427.5	496.6
改良体底部の地盤反力: P'' (kN/m ²)	77.5	60.2
判定	OK!	OK!

【改良体下方(1.0*B')の有効単位重量】

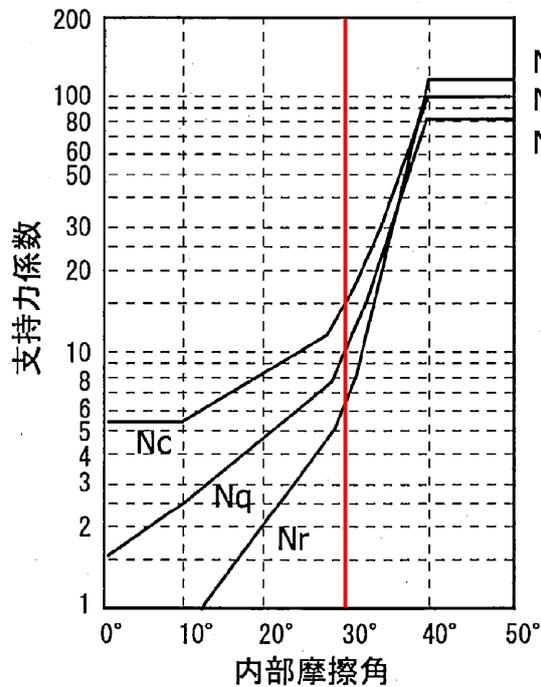
標高		層厚 t (m)	単位重量 γ (kN/m ³)	層厚換算 $\gamma * t$ (kN/m ²)
E.L. (m)	E.L. (m)			
-10.10	-15.40	5.30	6.5	34.45
-15.40	-23.81	8.41	7.6	63.92
		13.71		98.37

$\therefore \gamma_1 = 7.2 \text{ kN/m}^3$

【改良体上方(D_f)の有効単位重量】

標高		層厚 t (m)	単位重量 γ (kN/m ³)	重量 $\gamma * t$ (kN/m ²)
E.L. (m)	E.L. (m)			
4.90	2.78	2.12	18.0	38.16
2.78	-2.90	5.68	10.0	56.80
-2.90	-10.10	7.20	6.5	46.80
		15.00		141.76

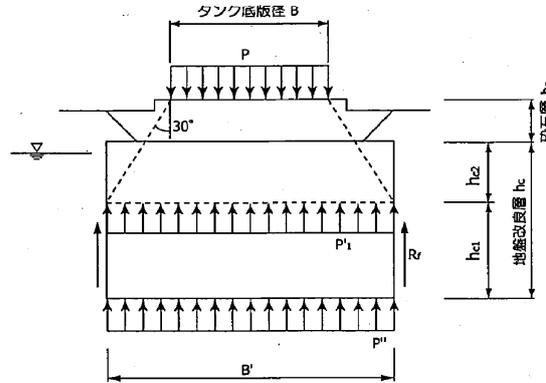
$\therefore \gamma_2 = 9.5 \text{ kN/m}^3$



N _c	15
N _q	10
N _γ	7

c) 改良地盤底面における地盤反力の検討(タンク荷重が改良体内で分散する場合)

改良地盤面における荷重度は、タンク底版より砕石層まで(改良地盤上面まで) 30°の角度をもってタンク下の改良体外端部まで広がり、改良体外端部では鉛直に分布するものとし、改良地盤に作用する周面摩擦力を差し引いて求める(下図参照)。許容周面摩擦力 (R_f) は地盤の摩擦抵抗 f_s を用いて算出する。



改良地盤底面における荷重強度 (P'') は次式により算出する。

$$P'' = P'_1 + \gamma_c \cdot h_{c1} - R_f / (\pi/4 \cdot (B')^2)$$

- ここに、
- P'_1 : 改良地盤上面での荷重強度
 - $P'_1 = P \cdot (B/B')^2 + \gamma_s \cdot h_s + \gamma_c \cdot h_{c2}$
 - P : タンク底版位置での荷重強度
 - B : タンク底版径
 - B' : 改良地盤幅
 - h_s : タンク底版より改良地盤上面までの深さ
 - γ_s : タンク底版より改良地盤上面までの単位体積重量
 - h_{c1}, h_{c2} : 改良地盤の長さ
 - γ_c : 改良地盤の単位体積重量
 - R_f : 許容周面摩擦力 $R_f = f_s \cdot \pi \cdot B' \cdot h_{c1}$
 - f_s : 地盤の摩擦抵抗
 - 砂質土: $f_s = 10/3 \cdot N (kN/m^2)$
 - 粘性土: $f_s = C (kN/m^2)$

【改良地盤底面の地盤反力】

項目	長期	短期
底版直下の地盤反力: $P (kN/m^2)$	98.1	177.9
底版幅: $B (m)$	11.62	11.62
荷重分布幅: $B' (m)$	16.00	16.00
周面摩擦を考慮する範囲: $h_{c1} (m)$	11.81	11.81
周面摩擦を考慮しない範囲: $h_{c2} (m)$	1.79	1.79
基礎重量: $\gamma_s \cdot h_s (kN/m^2)$	39.2	39.2
改良体重量: $\Sigma \gamma \cdot t (kN/m^2)$	116.56	116.56
換算周面摩擦力度: $\tau (kN/m^2)$	0.0	0
周面摩擦に対する安全率: F_s	0.333	0.667
許容周面摩擦力: $R_f (kN)$	0	0.0
改良地盤底面の地盤反力: $P'' (kN/m^2)$	207.5	249.6

$$P'' = (B/B')^2 \cdot P + \gamma_s \cdot h_s + \Sigma \gamma \cdot t - R_f / \{ \pi / 4 \cdot (B')^2 \}$$

【各土層の付着力】

標高		土質名	層厚 t (m)	N値 N (回)	周面抵抗 τ (kN/m ²)	層厚換算 $\tau * h$ (kN/m)
C.D.L. (m)	C.D.L. (m)					
1.71	1.71	砂質土	0.00	0	0.0	0.00 10/3*N
1.71	-2.90	砂質土	4.61	0	0.0	0.00 "
-2.90	-10.10	砂質土	7.20	0	0.0	0.00 "
			11.81			0.00

層・Us層に関しては、液状化の可能性があることから周面摩擦抵抗を0とする

$$\therefore \tau = 0.0 \text{ kN/m}^2$$

許容地盤支持力は、以下の式により算出する。

$$q_a = \frac{1}{3} (1.3 * C * N_c + 0.3 * \gamma_1 * B * N_\gamma + \gamma_2 * D_f * N_q) - W_b$$

$$q_a = \frac{2}{3} \left(1.3 * C * N_c + 0.3 * \gamma_1 * B * N_\gamma + \frac{1}{2} * \gamma_2 * D_f * N_q \right) - W_b$$

【改良地盤底面の許容支持力】

項目		長期	短期
内部摩擦角: ϕ (°)		30	30
粘着力: C(kN/m ²)		0	0
支持力係数	N _c	15	15
	N _{γ}	7	7
	N _q	10	10
根入れ下方の有効重量: γ_1 (kN/m ³)		7.2	7.2
根入れ上方の有効重量: γ_2 (kN/m ³)		9.5	9.5
改良地盤の幅: B(m)		16.00	16.00
地表面からの根入れ深さ: D _f (m)		15.0	15.0
改良地盤の有効重量: W _b (kN/m ²)		116.6	116.6 ← $\sum \gamma' * t$
地盤の許容支持力: q _a (kN/m ²)		439.1	519.7
改良体底部の地盤反力: P''(kN/m ²)		207.5	249.6
判定		OK!	OK!

2) 改良コラムの応力度照査

a) 圧縮応力度照査

$$P' = \left(P * \left(\frac{L}{L'} \right)^2 + \gamma_s * h_1 \right) / \alpha$$

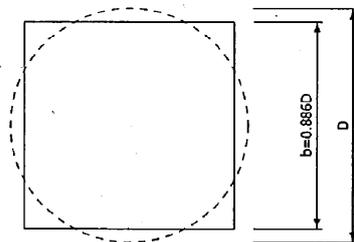
項目	長期	短期
底版地盤反力: P(kN/m ²)	98.1	177.9
改良率: α	0.785	0.785
底版幅: B(m)	11.62	11.62
基礎高さ: h ₁ (m)	2.00	2.00
分散角度: θ(°)	30.0	30.0
荷重分布幅: B'(m)	13.71	13.71
改良体天端に作用する荷重度: P'(kN/m ²)	153.5	226.5
改良体の許容圧縮応力度: σ _{ca} (kN/m ²)	250.0	500.0
判定	OK!	OK!

b) せん断応力度照査

$$\tau = \frac{\sum H}{\sum (A_c * \alpha * \lambda_2)}$$

タンク本体水平力: H ₁	2,000 kN	
基礎部水平力: H ₂	1,530 kN	
改良体径: D	16.0 m	
改良体断面積: Σ A _c	201.1 m ²	D ² *π/4
改良率: α	0.785	※接円改良
改良体の長さ: L _c	13.60 m	
改良コラム群の検討方向に対する幅: b	14.176 m	矩形換算(0.886*D)
L _c /b	1	
	∴ λ ₂ =	1.0

∴ τ = 22.4 kN/m² < τ_a = 56.3 kN/m² OK!



改良長 L_c の改良幅 B に対する比による
改良コラムの断面積の補正係数

L _c /b	λ ₂
L _c /b ≤ 3	1.0
3 < L _c ≤ 5	0.75
5 < L _c /b	0.5

3) 転倒の検討

$$F_s = \frac{\sum M_R}{\sum M_A}$$

安全率: F_s

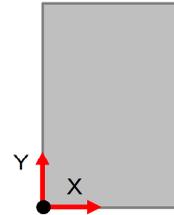
1.1

a) タンク及び基礎荷重の集計

【鉛直荷重による抵抗モーメント】

項目	鉛直荷重 V(kN)	重心位置 X(m)	モーメント M _R (kN・m)
タンク本体	11,700	8	93,600
	9,000	8	72,000
基礎部	7,370	8	58,960
	5,840	8	46,720
改良体部	26,160	8	209,280
	20,720	8	165,760
上載土部	856	8	6,850
合計	46,086		368,690
	36,416		291,330

※上段は鉛直震度下向き、下段は鉛直震度上向き



【水平荷重による転倒モーメント】

	水平荷重 H(kN)	重心位置 Y(m)	モーメント M _A (kN・m)
タンク本体	2,000	15.60	31,200
基礎部	1,530	14.60	22,338
改良体部	10,870	6.80	73,916
	14,400		127,454

b) 土圧の算定

液状化による各層の低減係数は、以下のとおりとする。

f層	1	
U _s 層	0.667	10m以浅
	1	10m以深

【地盤条件】

土層	標高		層厚 t (m)	単位重量 γ (kN/m ³)	有効重量 γ' (kN/m ³)	低減係数 D _E	内部摩擦角 D _E *φ (°)	壁面摩擦角 δ (°)
	E.L. (m)	E.L. (m)						
f	4.90	3.50	1.40	18.0	10.0	1.000	32.0	16.0
	3.50	2.78	0.72	18.0	10.0	1.000	32.0	16.0
	2.78	-2.90	5.68	18.0	6.5	1.000	32.0	16.0
As1	-2.90	-10.00	7.10	16.5	7.6	0.667	20.0	10.0
As2	-10.00	-10.10	0.10	16.5	7.6	1.000	30.0	15.0
			15.00					

※ δ = 1/2 * φ

【土圧算定(その1)】

水平震度 k _h	合成角 θ (°)	主働係数 K _{EA}	受働係数 K _{EP}	土被り圧	
				上 Σ γ * h (kN/m ²)	下 Σ γ * h (kN/m ²)
0.231	13.0	0.451	1.874	0.00	25.20
0.231	13.0	0.451	1.874	25.20	38.16
0.520	27.5	0.936	1.578	38.16	75.08
0.586	30.4	1.472	1.472	75.08	129.04
0.586	30.4	1.650	1.650	129.04	129.80

※地下水位以下の震度は、γ * k_h / (γ - 10) とする。

$$\theta = \tan(k_h)$$

【土圧算定(その2)】

主働土圧強度		主働合力 P _a (kN/m)	合力位置 y _G (m)	アーム長 y (m)	モーメント P _a *y (kN・m)
p _{au} (kN/m ²)	p _{al} (kN/m ²)				
0.0	11.4	8.0	0.93	14.07	112.6
11.4	17.2	10.3	0.38	13.22	136.2
35.7	70.3	301.0	3.15	9.73	2928.7
110.5	189.9	1066.4	3.86	3.34	3561.8
212.9	214.2	21.4	0.05	0.05	1.1
		1407.1			6740.4

$p_{au} = K_{EA} * \sum \gamma * h$
 $p_{al} = K_{EA} * \sum \gamma * h$

$P_a = 1/2 * (p_{au} + p_{al}) * h$
 合力y_Gは台形とし、上底からの距離である。

【土圧算定(その3)】

受働土圧強度		受働合力 P _p (kN/m)	合力位置 y _G (m)	アーム長 y (m)	モーメント P _p *y (kN・m)
p _{pu} (kN/m ²)	p _{pl} (kN/m ²)				
0.0	47.2	33.0	0.93	14.07	464.3
47.2	71.5	42.7	0.38	13.12	560.2
60.2	118.5	507.5	3.15	9.73	4938
110.5	189.9	1066.4	3.86	3.34	3561.8
212.9	214.2	21.4	0.05	0.05	1.1
		1671.0			9525.4

c) 安定照査

【転倒の安定照査】

項目		下向き	上向き	
M _R (kN・m)	鉛直荷重分	368,690	291,330	
	受働土圧分	152,406	152,406	→奥行き幅を考慮
	合計	521,096	443,736	
M _A (kN・m)	慣性力分	127,454	127,454	
	主働土圧分	107,846	107,846	→奥行き幅を考慮
	合計	235,300	235,300	
安全率:F _s		2.21	1.89	
判定		OK!	OK!	

4) 滑動の検討

$$F_s = \frac{P_p + F_R}{P_a + \sum H_k}$$

安全率:F_s 1.0
 改良地盤底面の内部摩擦角:φ 30.0°
 底面の摩擦係数:μ 0.577 ※tan φ

【滑動の安定照査】

項目		下向き	上向き	
鉛直荷重:V(kN)		46,086	36,416	
せん断抵抗力:F _R (kN)		26,592	21,012	V*μ
主働土圧:P _a (kN)		22,514	22,514	→奥行き幅を考慮
受働土圧:P _p (kN)		26,736	26,736	→奥行き幅を考慮
地震時慣性力:ΣH _K (kN)		14,400	14,400	
安全率:F _s		1.44	1.29	
判定		OK!	OK!	

(3) 沈下量の検討

改良体を均質な弾性地盤とし、改良地盤と改良地盤以深の地盤の沈下量を検討する。

1) 改良地盤の沈下量

$$S_{eq} = \frac{q'}{E_{eq}} * L_c$$

- ◆タンク直下の地盤反力:P 98.1 kN/m² ※長期
- ◆底版幅:B 11.62 m
- ◆基礎高さ:h₁ 2.00 m
- ◆分散角度:θ 30.0 °
- ◆荷重分布幅:B' 13.71 m
- ◆改良体天端の地盤反力:P' 70.5 kN/m² P*(B/B')²
- ◆改良体の変形係数:E_{eq} 300,000 kN/m² 400*q_u
- ◆改良長:h_c 13.6 m
- ◆改良体の即時沈下量:S_{eq} 0.32 cm

2) 改良地盤以深の沈下量

$$S_s = 4.0 \times 10^{-3} \int \frac{p_1}{N} \log \frac{P_1 + \Delta P}{P_1} dz \quad I = \left[1 - \left\{ \frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z}\right)^2} \right\}^{3/2} \right]$$

$$S_c = \int \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{P_1 + \Delta P}{P_0} dz$$

【改良体以深の沈下量(その1)】

標高		層厚 t (m)	土層名	単位重量 γ' (kN/m ³)	深度 z (m)	z/R	応力係数 I	増加荷重 ΔP (kN/m ²)
E.L. (m)	E.L. (m)							
-10.10	-30.10	20.00	S	7.6	10.00	1.25	0.524	34.4
-30.10	-37.90	7.80	S	8.5	13.90	1.74	0.348	22.9
-37.90	-41.10	3.20	S	8.6	15.50	1.94	0.298	19.6

※ ΔP = I*(P'' - P')

- ◆改良地盤底面の地盤反力:P'' 207.5 kN/m²
- ◆改良地盤半径:R 8.00 m
- ◆改良体地盤底面の初期有効土被り:P 141.8 kN/m²

【改良体以深の沈下量(その2)】

土層名	初期応力 P ₁ (kN/m ²)	降伏応力 P ₀ (kN/m ²)	間隙比 e	圧縮指数 C _c	N値 N (回)	沈下量 S (cm)
S	217.8				17	0.33
S	327				24	0.16
S	373.9				42	0.08
						0.57

- ◆許容沈下量: δ_a 3.87 cm D/300

∴ S = 0.89 cm < δ_a = 3.87 cm OK!

4.4.3 液状化対策工法の選定

タンク基礎の液状化対策として、以下の工法を選定する。

(1) 杭基礎の場合：杭基礎の補助工法

密度の増大を目的（有効応力の増大）

締固め工法・静的締固め工法・陸上施工・砂質土圧入方式

（表-1 液状化対策の選定表参照）

(2) 直接基礎の場合：固結を目的（剪断変形の抑制）

固化工法・深層混合処理工法・機械攪拌方式

（表-2 液状化対策の選定表参照）

出典：液状化対策工法の分類と工法概要

（原理別分類表と地盤改良工法の選定表）

2012年4月 土木学会，建設技術研究委員会 建設技術体系化委員会

表-1 液状化対策の選定表

改良原理の分類	大分類	締固め工法						間隙水圧消散工法				備考(選定理由)					
		表層締固め工法		振動締固め工法		静的締固め工法		パーチカルレーン工法		水平ドレーン工法							
		サンドコンパクション ハイル工法	海上施工	陸上施工	海上施工	陸上施工	砂質土 圧入	流動材 圧入	その他 (産廃混入)	海上施工	グラベルド レーン工法		その他	液状化 対策用	水平ドレーン 工法		
改良目的 液状化対策	中分類	小分類	細分類	工法数													
				2	4	1	4	1	4	1	3	6	1	2	4	6	1
				△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
				×	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
				○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×
				×	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
				×	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
				×	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
				×	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
				×	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
地盤条件	地下水の 状態	被圧地下水	0~2m	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
			≧2m	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
			3m/分以上	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
			3.0~5.0	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
			25~50	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
			70	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
			18~30	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
			30.0	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
			20~50	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
			150	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
施工条件	改良可能 深度	(m)	長さ	20	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
			幅	40	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
			高さ	20	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
			25~50	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
			500	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
			0.07~	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
			0.12	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
			0.009~	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
			0.05	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
			0.5~0.7	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
改良仕様	改良径	(m)	N値	10~15	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
			qu	15~25	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
			k	10~20	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
			0.5~0.8	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
			1.0~2.0	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
			1.0~2.0	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
			0.4~0.7	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
			0.4~1.0	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
			0.4~1.0	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
			0.4~1.0	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
環境側面 に対する 記述	改良仕様	(cm/s)	振動の低減	×	△	×	△	×	△	×	△	×	△	×			
			騒音の低減	×	△	×	△	×	△	×	△	×	△	×			
			周辺地盤への影響	×	△	×	△	×	△	×	△	×	△	×			
			産業廃棄物の抑制	×	△	×	△	×	△	×	△	×	△	×			
			水質汚濁の抑制	×	△	×	△	×	△	×	△	×	△	×			
			CO2排出量の抑制	×	△	×	△	×	△	×	△	×	△	×			
			環境負荷の低減	×	△	×	△	×	△	×	△	×	△	×			
			建設発生土	×	△	×	△	×	△	×	△	×	△	×			
			建設汚泥	×	△	×	△	×	△	×	△	×	△	×			
			再生材料	×	△	×	△	×	△	×	△	×	△	×			
施工実績	標準施工能力	石炭灰	380~	140~	340	100~	150~	5~	120~	100	90	50~	30~	30			
			460	190	m/日	300	250	m ³ /日	10	150	m/日	190	600	600	m/日		
			900~	3,500~	29,500	1,800~	5,000~	8,000~	4,500~	4,500~	10,800	37,300	3,000~	1,800~	30,000		
			1,400	4,000	円/m	4,800	20,000	25,000	8,000	8,000	~30,100	6,000	2,900	2,900	円/m		
			中	多	多	多	少	多	多	多	少	多	中	中	円/m		
			多	多	多	多	多	多	多	多	多	多	多	多	円/m		
			多	多	多	多	多	多	多	多	多	多	多	多	円/m		
			多	多	多	多	多	多	多	多	多	多	多	多	円/m		
			多	多	多	多	多	多	多	多	多	多	多	多	円/m		
			多	多	多	多	多	多	多	多	多	多	多	多	円/m		
施工実績	概算標準工事費	多 100件以上 中 10~99件 少 10件未満	中	多	多	多	少	多	多	多	少	多	中	少			
			中	多	多	多	少	多	多	多	少	多	中	少			
			中	多	多	多	少	多	多	多	少	多	中	少			
			中	多	多	多	少	多	多	多	少	多	中	少			
			中	多	多	多	少	多	多	多	少	多	中	少			
			中	多	多	多	少	多	多	多	少	多	中	少			
			中	多	多	多	少	多	多	多	少	多	中	少			
			中	多	多	多	少	多	多	多	少	多	中	少			
			中	多	多	多	少	多	多	多	少	多	中	少			
			中	多	多	多	少	多	多	多	少	多	中	少			
施工実績	概算標準工事費	多 100件以上 中 10~99件 少 10件未満	中	多	多	多	少	多	多	多	少	多	中	少			
			中	多	多	多	少	多	多	多	少	多	中	少			
			中	多	多	多	少	多	多	多	少	多	中	少			
			中	多	多	多	少	多	多	多	少	多	中	少			
			中	多	多	多	少	多	多	多	少	多	中	少			
			中	多	多	多	少	多	多	多	少	多	中	少			
			中	多	多	多	少	多	多	多	少	多	中	少			
			中	多	多	多	少	多	多	多	少	多	中	少			
			中	多	多	多	少	多	多	多	少	多	中	少			
			中	多	多	多	少	多	多	多	少	多	中	少			

地盤条件との適合
経済性と実績

表一2 液状化対策の選定表

改良原理の分類	固工法										備考(選定理由)			
	中層混合処理工法					深層混合処理工法						薬液注入工法		生石灰ハイル工法
	機械撹拌工法	機械撹拌+高圧噴射工法	機械撹拌工法	機械撹拌+高圧噴射工法	単管	二重管	三重管	水平	その他	多重管注入工法		浸透固化工法	その他	
改良目的	13	32	1	11	4	9	6	6	2	5	6	10	5	1
液状化対策	3	32	1	11	4	9	6	6	2	5	6	10	5	1
液状化防止	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
砂質土	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
粘性土	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
地盤条件	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
地下水位	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
改良可能深度	4~10	11~55	20	30~40	20~45	30~35	20~60	50~60	30~60	23~80	50~100	20~80	50~100	250
最小作業空間	長 5~25 幅 3~10	4.2~50 2.5~30	15.0 6.0	5.0 5.0	10~40 4~25	2.5~5 3.5~55	3~14 3~12	3~5 3~5	7.0 3~5	3~4 2.3~19	3.0~6.0 3.0~8.0	1.5~3.0 2.0~6.0	10~15 2.0~8.0	40.0 25.0
機械仕様	0.004~0.55	0.042	0.010	0.008~0.6	0.01~0.1	0.005~0.008	0.010	0.005~0.008	0.005~0.008	0.01~0.06	0.05~0.55	0.007~0.250	0.050	0.07
改良仕様	1~1.4	1.0	0.8	1.0~1.6	0.6~2.3	0.3~2.3	1~5	2.0~3.8	1.2~2.8	2.0~8.0	1.0~1.5	0.8~1.5	1.0~4.0	0.7
改良目標値	100~18,000	100~2,000	100~1,000	100~3,000	100~3,000	100~3,000	100~5,000	300~3,000	700~3,000	500~5,000	100~800	100~500	100	~2,000
振動の低減	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
周辺地盤への影響	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
産業廃棄物の抑制	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
水質汚濁の抑制	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
CO2排出量の抑制	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
環境負荷の低減	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
建設養生	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
建設汚泥	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
再生材料	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
石灰灰	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
標準施工能力	100~250	50~1,200	5~10	18~430	40~540	5~100	48~100	10~60	4~20	50~200	2,500~3,000	3,000	50	80~330
概算標準工事費	2,513~25,000	1,900~3,600	100,000~200,000	5,100~30,000	8,700~80,000	75,000~90,000	23,000~300,000	38,000~80,000	120,000~210,000	20,000~80,000	130	20~145	30,000	3,000~7,000
施工実績	多 100件以上 少 10件未満	多	少	多	中	多	多	多	中	多	多	多	中	少

地盤条件との適合
経済性と実績

表-3 液状化対策工法の分類表（原理別分類）

原理	大分類		中分類	小分類	備考	
液状化発生 の抑制	土の性質 の改良	密度の増大 (有効応力の増大)	締固め工法 (密度増大工法)	表層締固め工法		○
				サンドコンパクションパイル工法	陸上施工	○
					海上施工	○
				振動締固め工法		○
				静的締固め工法	陸上施工	○
			海上施工	○		
			動圧密工法		○	
			浅層混合処理工法	現位置固化工法	○	
			中層混合処理工法	機械攪拌工法	○	
				機械攪拌+高圧噴射工法	○	
		深層混合処理工法	固化工法	機械攪拌工法	○	
	機械攪拌+高圧噴射工法			○		
	高圧噴射工法			○		
			その他	○		
		薬液注入工法 (注入固化工法)		多重管注入工法	○	
				浸透固化工法	○	
				その他	○	
			生石灰パイル工法		○	
			事前混合処理工法			
		粒度の改良	置換工法	置換工法(掘削置換)		
	強制置換工法(圧入置換)					
	爆破置換工法					
	飽和度の低下 (有効応力の増大)	地下水位低下工法	ディープウェル工法			
			排水溝工法			
	応力・変 形・間隙 水圧に関 する条件 の改良	有効応力の増大		ゴムバッグなどによる側圧の増大		
			間隙水圧の抑制・消散 (間隙水圧の遮断)	間隙水圧消散工法	ハーチカルトレーン工法	グラヘルトレーン工法
					その他	○
					水平ドレーン工法	水平ドレーン工法
		せん断変形の抑制 (間隙水圧の遮断)	せん断変形抑制工	排水機能付鋼材工法		
				格子状地盤改良		
			連続地中壁による工法			
液状化 被害の 軽減	液状化の 発生は許 すが構造的 に対応	基礎の強化など	杭基礎など			
			杭状地盤改良			
		地中構造物の浮き上 がり量の低減	浮き上がり抑止杭			
			地中構造物の重量増大			
		地盤変位への追従	配管の可撓継手など			
液状化後の変位抑制	直接基礎のジオグリッドなどによる補強					
	盛土に対するシートパイル締切工法					

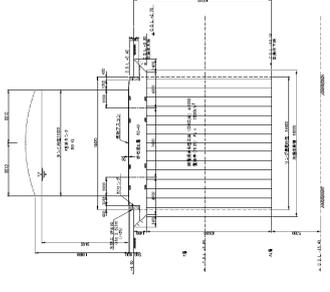
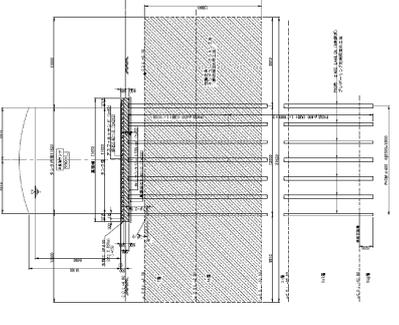
注 1) 備考欄の○印は当委員会でアンケート調査(調査期間:2009年1月~8月)を行った工法を示す。

注 2) 生石灰パイル工法は、一般に軟弱粘性土地盤に対する圧密排水工法(特殊排水工法)に分類されることが多いが、液状化対策としては上記のように固化工法に分類した。

表-4 静的締固め工法

小分類	細分類	工 法 名	工法 No.	工法概要	URL	特許の有無	NETIS 申請・評価状況 (登録番号)		
陸上施工	流動材圧入	コンパクトングラウチング工法	12	流動性の低く、小さい粒径の土を地盤中に圧入して地盤を粗粒化し、空隙率を低減し、この固結による締固め効果で周辺地盤を強化する工法	http://www.cnp-levho.jp	○			
		可塑状ゲル圧入工法	13	可塑状態のゲルの流動特性を利用して軟弱地盤に圧入し、地盤を高密度化して地盤改良を図る新しい静的締固め工法	http://www.lokk.jp/index.php	○	準備中		
		SAVE-SF工法	14	細小型の施工機を用いて、流動させた砂をポンプ圧送により地中に圧入することで、地盤を締固める工法	http://www.fudotetra.co.jp/	○	出願中		
		SLP工法	15	特殊石匠と水砕スラグまたはセメント、石膏ならびに砂を混合した材料を投入し、混合材を地盤中にハイル状に充填していく工法	http://www.toda.co.jp http://www.chemico.co.jp	○			
		SAVEコンポーザー工法	16	新機種の強制流動装置を用いた回転圧入施工(ウェーブ施工)の原理により、振動エネルギーに頼らない静かな締固めができる工法	http://www.fudotetra.co.jp/	○	CB-980039-V		
		Geo-KONG工法	17	圧入機を用いず、低騒音・低振動で砂・砕石等の材料を圧入し、地盤を強固に締固める地盤改良工法	http://www.konoike.co.jp/	○	KT-990271-A		
		KS-EGG工法	18	軟弱地盤中に径700~800mmの締固められた砂柱または砕石柱を静的に造成する。無振動低騒音式地盤改良工法(ソング工法)	http://www.aomi-consil.jp/	○	CG-010009		
		SDP工法 (静的締固め杭工法)	19	締固め中の低振動・低騒音を実現した工法であり、打設時の締固め杭材(構造材)に凍結発生土を使用することができる工法	http://www.aomi-consil.jp/	○	KK-980070-A		
		STEP工法	20	インナー・スクリューと、その先端部から噴射する即次エアリーによって、ケーシング内の材料を強制噴出し、回転トルクを作用させることで、細い砂地盤中に低騒音・低振動で締め固められた杭を造成する工法	http://www.nipponkai.co.jp/	○	KT-040054		
		リフューズプレス工法 (RP工法)	21	廃棄物を静的に圧縮して高密度化する工法として開発された工法。廃棄物中に填入体(φ850~1500mm)を回転・圧入して、孔壁に圧縮するとともに、さらに上部から廃棄物をバックホウなどにより孔内に投入し、填入体によって投入した廃棄物の再締固めを行い、高密度化を図る工法	http://www.sun-world.jp http://www.kajyo-mse.co.jp/	○	KT-030028		
		海上施工	-	SAVEマリン工法	22	陸上で豊富な資源を持つ静的締固め杭工法(SAVEコンポーザー)の技術を採用し、振動・騒音とその影響を大幅に低減した海上締固め杭工法	http://www.fudotetra.co.jp/		

表-5 工法比較表 (990KL タンク基礎)

項目	直接基礎式 (深層混合処理工法)	杭基礎式 (PHC 杭+静的締固め工法)																																																																																																																								
概略図																																																																																																																										
構造特性	<ul style="list-style-type: none"> ・タンク基礎を盛土とし、タンク側板の外側を鉄筋コンクリートリングにより補強した構造。 	<ul style="list-style-type: none"> ・タンク基礎を基礎スラブとし、既成杭である PHC 杭 (プレテンション方式遠心力高強度プレストレストコンクリート杭) にて支持する構造。 																																																																																																																								
施工性	<ul style="list-style-type: none"> ・機械操作工法 (深層混合処理工法) による近接施工影響はほとんどない。 ・振動、騒音影響が問題とならない施工方式より行うことができる。 ・基礎工 (盛土、リング基礎、地盤改良) の施工工程は、右記に比べて短い。(約 120 日) ・液状化対策として、深層混合処理工法による対策を行う。 ・深層混合処理工法の下端部の沖積層 (As 層、N 値 6 程度) の圧密沈下の懸念があるが、許容沈下量 (D/300 ; D タンク直径) 以内と想定される。 	<ul style="list-style-type: none"> ・静的締固め工法 (サンコンパクション工法) による近接施工影響はほとんどない。 ・既成杭の施工は中掘圧入工法により行い、振動、騒音影響はほとんどない。 ・基礎工 (杭基礎、基礎スラブ、地盤改良) の施工工程は、左記に比べて長い。(約 180 日) ・既成杭は、強固な支持層まで貫入することから、圧密沈下の懸念はない。 ・液状化対策として、静的締固め工法 (サンコンパクション工法) による対策を行う。 																																																																																																																								
圧密沈下・液状化対策	<ul style="list-style-type: none"> ・液状化対策 (深層混合処理工法) を講じることで、車両通行などに対する利用性や安全性は良好が確保される。 	<ul style="list-style-type: none"> ・液状化対策 (サンコンパクション工法) を講じることで、車両通行などに対する利用性や安全性は良好が確保される。 																																																																																																																								
利用性・安全性	<ul style="list-style-type: none"> ・盛土、鉄筋コンクリートリングで構成されるため、維持管理は容易である。 	<ul style="list-style-type: none"> ・事前対応型のコンクリート製であるため、維持管理は容易である。 																																																																																																																								
維持管理面	<ul style="list-style-type: none"> ・盛土、鉄筋コンクリートリングで構成されるため、維持管理は容易である。 	<ul style="list-style-type: none"> ・事前対応型のコンクリート製であるため、維持管理は容易である。 																																																																																																																								
経済性	<table border="1" data-bbox="1021 985 1324 1680"> <thead> <tr> <th>工種</th> <th>規格・形状</th> <th>単位</th> <th>数量</th> <th>金額</th> <th>備考</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>タンク本体工</td> <td>990KL</td> <td>式</td> <td>1.0</td> <td>別途</td> <td></td> </tr> <tr> <td>地盤改良工</td> <td>深層混合処理工法</td> <td>式</td> <td>1.0</td> <td>30,972,024</td> <td></td> </tr> <tr> <td>土工</td> <td></td> <td>式</td> <td>1.0</td> <td>1,156,304</td> <td></td> </tr> <tr> <td>RCリング工</td> <td></td> <td>式</td> <td>1.0</td> <td>1,113,560</td> <td></td> </tr> <tr> <td>舗装工</td> <td></td> <td>式</td> <td>1.0</td> <td>262,946</td> <td></td> </tr> <tr> <td>共通仮設費</td> <td></td> <td>式</td> <td>1.0</td> <td>4,316,000</td> <td></td> </tr> <tr> <td>小計</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>37,820,834</td> <td></td> </tr> <tr> <td>諸経費</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>13,237,291</td> <td>35%計上</td> </tr> <tr> <td>計</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>51,058,125</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	工種	規格・形状	単位	数量	金額	備考	タンク本体工	990KL	式	1.0	別途		地盤改良工	深層混合処理工法	式	1.0	30,972,024		土工		式	1.0	1,156,304		RCリング工		式	1.0	1,113,560		舗装工		式	1.0	262,946		共通仮設費		式	1.0	4,316,000		小計				37,820,834		諸経費				13,237,291	35%計上	計				51,058,125		<table border="1" data-bbox="1021 280 1324 974"> <thead> <tr> <th>工種</th> <th>規格・形状</th> <th>単位</th> <th>数量</th> <th>金額</th> <th>備考</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>タンク本体工</td> <td>990KL</td> <td>式</td> <td>1.0</td> <td>別途</td> <td></td> </tr> <tr> <td>地盤改良工</td> <td>サドコンパクション工法</td> <td>式</td> <td>1.0</td> <td>29,505,100</td> <td></td> </tr> <tr> <td>土工</td> <td></td> <td>式</td> <td>1.0</td> <td>201,495</td> <td></td> </tr> <tr> <td>基礎工</td> <td>PHC杭,RCスラブ</td> <td>式</td> <td>1.0</td> <td>41,160,877</td> <td></td> </tr> <tr> <td>舗装工</td> <td></td> <td>式</td> <td>1.0</td> <td>241,334</td> <td></td> </tr> <tr> <td>共通仮設費</td> <td></td> <td>式</td> <td>1.0</td> <td>12,230,374</td> <td></td> </tr> <tr> <td>小計</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>83,339,180</td> <td></td> </tr> <tr> <td>諸経費</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>29,168,713</td> <td>85%計上</td> </tr> <tr> <td>計</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>112,507,893</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	工種	規格・形状	単位	数量	金額	備考	タンク本体工	990KL	式	1.0	別途		地盤改良工	サドコンパクション工法	式	1.0	29,505,100		土工		式	1.0	201,495		基礎工	PHC杭,RCスラブ	式	1.0	41,160,877		舗装工		式	1.0	241,334		共通仮設費		式	1.0	12,230,374		小計				83,339,180		諸経費				29,168,713	85%計上	計				112,507,893	
工種	規格・形状	単位	数量	金額	備考																																																																																																																					
タンク本体工	990KL	式	1.0	別途																																																																																																																						
地盤改良工	深層混合処理工法	式	1.0	30,972,024																																																																																																																						
土工		式	1.0	1,156,304																																																																																																																						
RCリング工		式	1.0	1,113,560																																																																																																																						
舗装工		式	1.0	262,946																																																																																																																						
共通仮設費		式	1.0	4,316,000																																																																																																																						
小計				37,820,834																																																																																																																						
諸経費				13,237,291	35%計上																																																																																																																					
計				51,058,125																																																																																																																						
工種	規格・形状	単位	数量	金額	備考																																																																																																																					
タンク本体工	990KL	式	1.0	別途																																																																																																																						
地盤改良工	サドコンパクション工法	式	1.0	29,505,100																																																																																																																						
土工		式	1.0	201,495																																																																																																																						
基礎工	PHC杭,RCスラブ	式	1.0	41,160,877																																																																																																																						
舗装工		式	1.0	241,334																																																																																																																						
共通仮設費		式	1.0	12,230,374																																																																																																																						
小計				83,339,180																																																																																																																						
諸経費				29,168,713	85%計上																																																																																																																					
計				112,507,893																																																																																																																						
総合評価	○	△																																																																																																																								