

基礎設計書

山田吾郎 様邸 新築工事
液状化層がある場合の検討

2014年7月1日

株式会社 設計室ソイル

目次

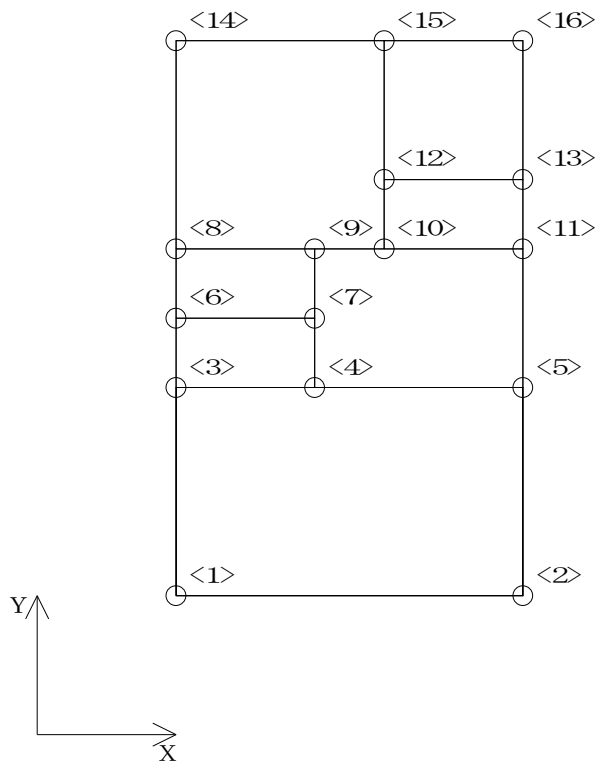
1	建物条件	2
1-1	建物概要	2
1-2	平面図	2
1-2-1	基礎の節点座標	3
1-2-2	基礎外周の節点番号	3
1-2-3	スラブを示す4点の節点番号	3
1-3	荷重条件	4
1-3-1	基礎寸法	4
1-3-2	荷重条件	4
2	スウェーデン式サウンディング試験	5
2-1	調査点- 1	5
2-2	調査点- 2	6
2-3	調査点- 3	7
2-4	調査点- 4	9
2-5	調査点- 5	11
3	基礎設計用の地盤定数	12
4	直接基礎の設計	14
4-1	許容支持力度の計算方法	14
4-2	許容支持力と応力の計算	16
4-3	支持力の判定	20
5	圧密沈下の判定	21
5-1	圧密沈下の判定方法	21
5-2	有効土被り圧と建物荷重による地中増加応力	22
6	沈下量の計算	31
6-1	沈下量の計算方法	31
6-2	基礎剛性を考慮しない沈下量の計算	33
6-3	基礎剛性を考慮した沈下量の計算	38
7	液状化の判定	40
7-1	FL、PL、Dcy の判定方法	40
7-2	FL、PL、Dcy の判定結果(中地震)	43
7-3	FL、PL、Dcy の判定結果(大地震)	46
7-4	H1、H2による簡易判定	49
7-5	液状化の判定結果一覧	50
8	地盤補強工法の設計	51
8-1	柱状地盤改良の設計(深層混合処理工法)	51
8-1-1	設計条件	51
8-1-2	支持力の計算方法	51
8-1-3	地盤から決まる長期許容鉛直支持力	52
8-1-4	改良体の許容圧縮力	57
8-1-5	改良体の長期許容鉛直支持力	57
8-1-6	改良体の水平抵抗の検討	58
8-1-7	基礎剛性を考慮しない沈下量の計算	60
8-1-8	基礎剛性を考慮した沈下量の計算	63
8-1-9	地盤補強工法の配置図	64
9	結果一覧(地盤補強工法のある場合)	65
9-1	柱状地盤改良(深層混合処理工法)	65
10	引用文献	66

1 建物条件

1-1 建物概要

件名	山田吾郎 様邸 新築工事 液状化層がある場合の検討
工事名称	山田吾郎 様邸 新築工事
工事場所	東京都中央区日本橋
建設会社	株式会社 ○○工務店
構造規模	木造
調査場所	東京都中央区日本橋
会社名	株式会社 設計室ソイル
基礎形式	べた基礎
基礎底面積	33.12 (m ²) (平面図に示す基礎外周より)
設計接地圧	30.00 (kN/m ²)
建築面積	33.12 (m ²)
延床面積	66.24 (m ²)
地盤調査	スウェーデン式サウンディング試験 5ヶ所

1-2 平面図



1-2-1 基礎の節点座標

節点No.	X 座標 m	Y 座標 m
1	0.000	0.000
2	4.550	0.000
3	0.000	2.730
4	1.820	2.730
5	4.550	2.730
6	0.000	3.640
7	1.820	3.640
8	0.000	4.550
9	1.820	4.550
10	2.730	4.550
11	4.550	4.550
12	2.730	5.460
13	4.550	5.460
14	0.000	7.280
15	2.730	7.280
16	4.550	7.280

1-2-2 基礎外周の節点番号

基礎の外周を示す節点No.								
1	2	16	14					

基礎外周から求めた基礎底面積 = 33.12 m²

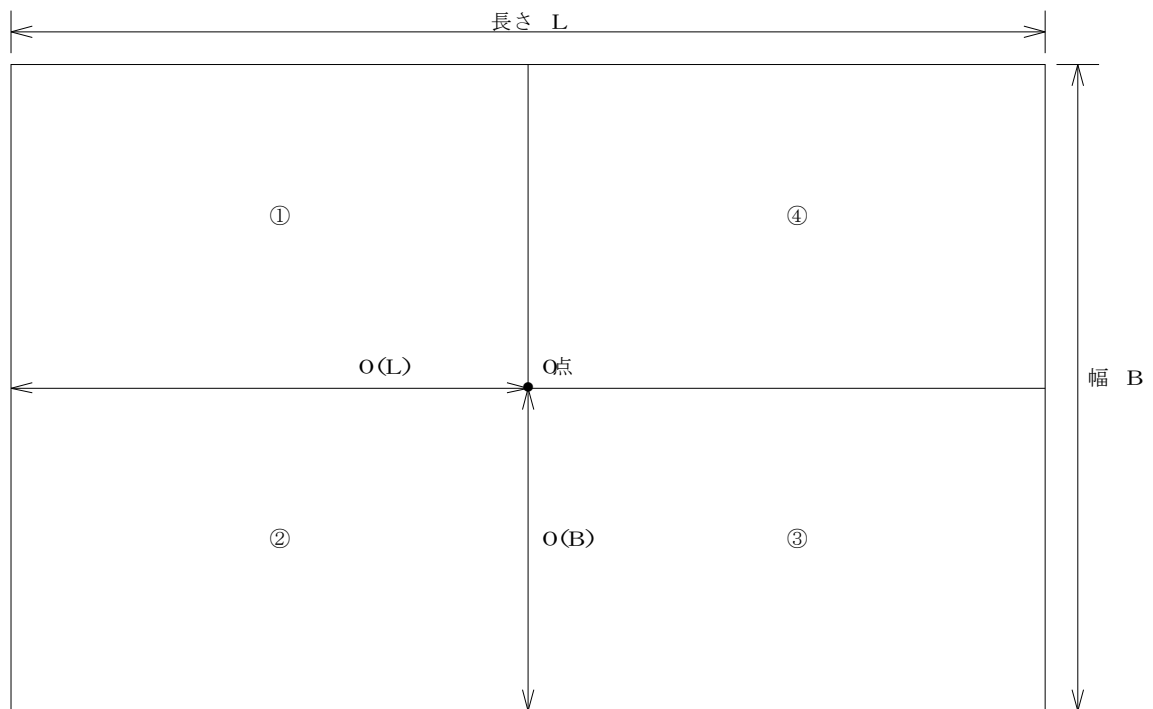
1-2-3 スラブを示す4点の節点番号

スラブNo.	節点No.	節点No.	節点No.	節点No.	スラブ面積(m ²)
1	1	2	5	3	12.42
2	3	4	7	6	1.66
3	6	7	9	8	1.66
4	4	5	11	9	4.97
5	8	10	15	14	7.45
6	10	11	13	12	1.66
7	12	13	16	15	3.31

基礎梁の長さの合計 = 40.95 m

1-3 荷重条件

下図のような、田字形の基礎に作用する荷重を考える。



1-3-1 基礎寸法

建物の長辺	$L = 7.28$ (m)
建物の短辺	$B = 4.55$ (m)
基礎の根入れ深さ	$D_f = 0.24$ (m)
0点の位置	$O(L) = 3.64$ (m)
	$O(B) = 2.28$ (m)

1-3-2 荷重条件

基礎底面に作用する接地圧を、 30.00kN/m^2 として設計する。

盛土重量 なし

2 スウェーデン式サウンディング試験

2-1 調査点- 1

件名 : 山田吾郎 様邸 新築工事
 調査場所 : 東京都中央区日本橋
 調査日 : 2014/6/30
 試験者 : 小川
 試験装置 :

測定点名 : 1
 最終深度 : 10.00 m
 孔内水位 : 2.00 m
 天候 : 晴
 地盤高 :

土質	推定水位	深さ m	荷重Wsw kN	半回転数 Na	1m当たりの 半回転数 Nsw	換算 N値	音・感触	貫入状況	荷重Wsw kN					1m当たりの半回転数 Nsw			
									0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
粘		0.25	1.00	1	4	3.2											
"		0.50	1.00	3	12	3.6											
"		0.75	1.00	3	12	3.6											
"		1.00	1.00	3	12	3.6											
"		1.25	1.00	2	8	3.4											
"		1.50	1.00	2	8	3.4											
"		1.75	1.00	8	32	4.6											
"	▽	2.00	1.00	2	8	3.4											
"	≡	2.25	0.50	0	0	1.5											
"		2.50	0.50	0	0	1.5											
砂		2.75	1.00	5	20	3.3											
"		3.00	1.00	8	32	4.1											
"		3.25	1.00	12	48	5.2											
"		3.50	1.00	6	24	3.6											
"		3.75	1.00	10	40	4.7											
"		4.00	1.00	8	32	4.1											
"		4.25	1.00	11	44	4.9											
"		4.50	1.00	2	8	2.5											
"		4.75	1.00	2	8	2.5											
"		5.00	1.00	8	32	4.1											
"		5.25	1.00	2	8	2.5											
"		5.50	1.00	1	4	2.3											
粘		5.75	0.75	0	0	2.3											
"		6.00	1.00	0	0	3.0											
"		6.25	1.00	3	12	3.6											
"		6.50	1.00	4	16	3.8											
砂		6.75	1.00	21	84	7.6											
"		7.00	1.00	24	96	8.4											
"		7.25	1.00	23	92	8.2											
"		7.50	1.00	27	108	9.2											
"		7.75	1.00	34	136	11.1											
"		8.00	1.00	25	100	8.7											
"		8.25	1.00	21	84	7.6											
"		8.50	1.00	27	108	9.2											
"		8.75	1.00	19	76	7.1											
"		9.00	1.00	36	144	11.6											
"		9.25	1.00	52	208	15.9											
"		9.50	1.00	49	196	15.1											
"		9.75	1.00	42	168	13.3											
"		10.00	1.00	23	92	8.2											

特記事項

2-2 調査点- 2

件名 : 山田吾郎 様邸 新築工事
 調査場所 : 東京都中央区日本橋
 調査日 : 2014/6/30
 試験者 : 小川
 試験装置 :

測定点名 : 2
 最終深度 : 10.00 m
 孔内水位 : 2.00 m
 天候 : 晴
 地盤高 :

土質	推定水位	深さ m	荷重W _{sw} kN	半回転数 Na	1m当たりの 半回転数 N _{sw}	換算 N値	音・感触	貫入状況	荷重W _{sw} kN		1m当たりの半回転数 N _{sw}			
									0	0.25	0.50	0.75	0	100
粘		0.25	1.00	2	8	3.4			[Bar chart]					
"		0.50	1.00	17	68	6.4			[Bar chart]					
"		0.75	1.00	52	208	13.4			[Bar chart]					
"		1.00	1.00	4	16	3.8			[Bar chart]					
"		1.25	1.00	3	12	3.6			[Bar chart]					
"		1.50	1.00	6	24	4.2			[Bar chart]					
"		1.75	1.00	13	52	5.6			[Bar chart]					
"		2.00	1.00	3	12	3.6			[Bar chart]					
"	▽	2.25	0.25	0	0	0.8			[Bar chart]					
"		2.50	0.50	0	0	1.5			[Bar chart]					
砂		2.75	1.00	2	8	2.5			[Bar chart]					
"		3.00	1.00	5	20	3.3			[Bar chart]					
"		3.25	1.00	8	32	4.1			[Bar chart]					
"		3.50	1.00	7	28	3.9			[Bar chart]					
"		3.75	1.00	9	36	4.4			[Bar chart]					
"		4.00	1.00	17	68	6.6			[Bar chart]					
"		4.25	1.00	17	68	6.6			[Bar chart]					
"		4.50	1.00	2	8	2.5			[Bar chart]					
"		4.75	1.00	2	8	2.5			[Bar chart]					
粘		5.00	0.75	0	0	2.3			[Bar chart]					
"		5.25	1.00	2	8	3.4			[Bar chart]					
"		5.50	1.00	1	4	3.2			[Bar chart]					
"		5.75	1.00	0	0	3.0			[Bar chart]					
"		6.00	0.75	0	0	2.3			[Bar chart]					
"		6.25	1.00	2	8	3.4			[Bar chart]					
"		6.50	1.00	7	28	4.4			[Bar chart]					
砂		6.75	1.00	26	104	9.0			[Bar chart]					
"		7.00	1.00	32	128	10.6			[Bar chart]					
"		7.25	1.00	41	164	13.0			[Bar chart]					
"		7.50	1.00	38	152	12.2			[Bar chart]					
"		7.75	1.00	42	168	13.3			[Bar chart]					
"		8.00	1.00	49	196	15.1			[Bar chart]					
"		8.25	1.00	38	152	12.2			[Bar chart]					
"		8.50	1.00	26	104	9.0			[Bar chart]					
"		8.75	1.00	39	156	12.5			[Bar chart]					
"		9.00	1.00	42	168	13.3			[Bar chart]					
"		9.25	1.00	55	220	16.7			[Bar chart]					
"		9.50	1.00	39	156	12.5			[Bar chart]					
"		9.75	1.00	31	124	10.3			[Bar chart]					
"		10.00	1.00	22	88	7.9			[Bar chart]					

特記事項

2-3 調査点- 3

件名 : 山田吾郎 様邸 新築工事
 調査場所 : 東京都中央区日本橋
 調査日 : 2014/6/30
 試験者 : 小川
 試験装置 :

測定点名 : 3
 最終深度 : 11.00 m
 孔内水位 : 2.00 m
 天候 : 晴
 地盤高 :

土質	推定水位	深さ m	荷重W _{sw} kN	半回転数 Na	1m当たりの 半回転数 N _{sw}	換算 N値	音・感触	貫入状況	荷重W _{sw} kN					1m当たりの半回転数 N _{sw}			
									0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
粘		0.25	1.00	0	0	3.0											
"		0.50	1.00	3	12	3.6											
"		0.75	1.00	0	0	3.0											
"		1.00	1.00	0	0	3.0											
"		1.25	1.00	0	0	3.0											
"		1.50	1.00	0	0	3.0											
"		1.75	0.75	0	0	2.3											
"		2.00	0.75	0	0	2.3											
"		2.25	0.75	0	0	2.3											
"		2.50	0.75	0	0	2.3											
"		2.75	0.75	0	0	2.3											
砂		3.00	1.00	8	32	4.1											
"		3.25	1.00	2	8	2.5											
"		3.50	1.00	5	20	3.3											
"		3.75	1.00	6	24	3.6											
"		4.00	1.00	6	24	3.6											
"		4.25	1.00	8	32	4.1											
"		4.50	1.00	9	36	4.4											
"		4.75	1.00	10	40	4.7											
"		5.00	1.00	18	72	6.8											
"		5.25	1.00	15	60	6.0											
"		5.50	1.00	12	48	5.2											
"		5.75	1.00	8	32	4.1											
"		6.00	1.00	5	20	3.3											
"		6.25	1.00	5	20	3.3											
"		6.50	1.00	2	8	2.5											
"		6.75	1.00	7	28	3.9											
"		7.00	1.00	6	24	3.6											
"		7.25	1.00	2	8	2.5											
"		7.50	1.00	2	8	2.5											
粘		7.75	1.00	0	0	3.0											
"		8.00	1.00	3	12	3.6											
"		8.25	1.00	2	8	3.4											
"		8.50	1.00	4	16	3.8											
"		8.75	1.00	3	12	3.6											
"		9.00	1.00	5	20	4.0											
"		9.25	1.00	5	20	4.0											
"		9.50	1.00	11	44	5.2											
砂		9.75	1.00	52	208	15.9											
"		10.00	1.00	100	400	28.8											

特記事項

件名 : 山田吾郎 様邸 新築工事
 調査場所 : 東京都中央区日本橋
 調査日 : 2014/6/30
 試験者 : 小川
 試験装置 :

測定点名 : 3
 最終深度 : 11.00 m
 孔内水位 : 2.00 m
 天候 : 晴
 地盤高 :

土質	推定水位	深さ m	荷重Wsw kN		半回転数 Na	1m当たりの 半回転数 Nsw	換算 N値	音・感触	貫入状況	荷重Wsw kN				1m当たりの半回転数 Nsw						
			0	0.25						0.50	0.75	0	100	200	300	400				
砂		10.25	1.00		100	400	28.8													
"		10.50	1.00		100	400	28.8													
"		10.75	1.00		100	400	28.8													
"		11.00	1.00		100	400	28.8													

特記事項

2-4 調査点- 4

件名 : 山田吾郎 様邸 新築工事
 調査場所 : 東京都中央区日本橋
 調査日 : 2014/6/30
 試験者 : 小川
 試験装置 :

測定点名 : 4
 最終深度 : 11.00 m
 孔内水位 : 2.00 m
 天候 : 晴
 地盤高 :

土質	推定水位	深さ m	荷重W _{sw} kN	半回転数 Na	1m当たりの 半回転数 N _{sw}	換算 N値	音・感触	貫入状況	荷重W _{sw} kN					1m当たりの半回転数 N _{sw}				
									0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400	
粘		0.25	1.00	2	8	3.4												
"		0.50	1.00	2	8	3.4												
"		0.75	1.00	0	0	3.0												
"		1.00	1.00	0	0	3.0												
"		1.25	0.75	0	0	2.3												
"		1.50	0.75	0	0	2.3												
"		1.75	0.75	0	0	2.3												
"		2.00	0.75	0	0	2.3												
砂		2.25	1.00	2	8	2.5												
"		2.50	1.00	1	4	2.3												
"		2.75	1.00	5	20	3.3												
"		3.00	1.00	5	20	3.3												
"		3.25	1.00	3	12	2.8												
"		3.50	1.00	2	8	2.5												
"		3.75	1.00	8	32	4.1												
"		4.00	1.00	12	48	5.2												
"		4.25	1.00	15	60	6.0												
"		4.50	1.00	14	56	5.8												
"		4.75	1.00	19	76	7.1												
"		5.00	1.00	8	32	4.1												
"		5.25	1.00	9	36	4.4												
"		5.50	1.00	5	20	3.3												
"		5.75	1.00	12	48	5.2												
"		6.00	1.00	6	24	3.6												
"		6.25	1.00	7	28	3.9												
"		6.50	1.00	6	24	3.6												
"		6.75	1.00	5	20	3.3												
粘		7.00	1.00	1	4	3.2												
"		7.25	1.00	2	8	3.4												
"		7.50	1.00	2	8	3.4												
"		7.75	1.00	3	12	3.6												
"		8.00	1.00	10	40	5.0												
"		8.25	1.00	8	32	4.6												
"		8.50	1.00	19	76	6.8												
砂		8.75	1.00	37	148	11.9												
"		9.00	1.00	100	400	28.8												
"		9.25	1.00	100	400	28.8												
"		9.50	1.00	100	400	28.8												
"		9.75	1.00	100	400	28.8												
"		10.00	1.00	100	400	28.8												

特記事項

件名 : 山田吾郎 様邸 新築工事
 調査場所 : 東京都中央区日本橋
 調査日 : 2014/6/30
 試験者 : 小川
 試験装置 :

測定点名 : 4
 最終深度 : 11.00 m
 孔内水位 : 2.00 m
 天候 : 晴
 地盤高 :

土質	推定水位	深さ m	荷重 Wsw kN		半回転数 N _a	1m当たりの 半回転数 N _{sw}	換算 N値	音・感触	貫入状況	荷重 Wsw kN					1m当たりの半回転数 Nsw					
			0	0.25						0.50	0.75	0	100	200	300	400				
砂		10.25	1.00		100	400	28.8													
"		10.50	1.00		100	400	28.8													
"		10.75	1.00		100	400	28.8													
"		11.00	1.00		100	400	28.8													

特記事項

2-5 調査点- 5

件名 : 山田吾郎 様邸 新築工事
 調査場所 : 東京都中央区日本橋
 調査日 : 2014/6/30
 試験者 : 小川
 試験装置 :

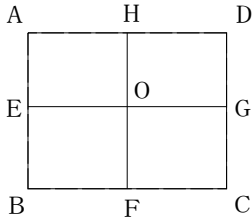
測定点名 : 5
 最終深度 : 8.00 m
 孔内水位 : 2.00 m
 天候 : 晴
 地盤高 :

土質	推定水位	深さ m	荷重W _{sw} kN	半回転数 Na	1m当たりの 半回転数 N _{sw}	換算 N値	音・感触	貫入状況	荷重W _{sw} kN				1m当たりの半回転数 N _{sw}			
									0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300
粘		0.25	1.00	0	0	3.0										
"		0.50	1.00	8	32	4.6										
"		0.75	1.00	0	0	3.0										
"		1.00	1.00	0	0	3.0										
"		1.25	1.00	0	0	3.0										
"		1.50	0.75	0	0	2.3										
砂		1.75	1.00	8	32	4.1										
"		2.00	1.00	8	32	4.1										
"		2.25	1.00	12	48	5.2										
"		2.50	1.00	15	60	6.0										
"		2.75	1.00	6	24	3.6										
"		3.00	1.00	4	16	3.1										
"		3.25	1.00	2	8	2.5										
"		3.50	1.00	1	4	2.3										
粘		3.75	0.75	0	0	2.3										
"		4.00	0.75	0	0	2.3										
"		4.25	1.00	0	0	3.0										
"		4.50	1.00	0	0	3.0										
"		4.75	1.00	0	0	3.0										
"		5.00	1.00	3	12	3.6										
"		5.25	1.00	6	24	4.2										
"		5.50	1.00	28	112	8.6										
砂		5.75	1.00	42	168	13.3										
"		6.00	1.00	100	400	28.8										
"		6.25	1.00	100	400	28.8										
"		6.50	1.00	100	400	28.8										
"		6.75	1.00	100	400	28.8										
"		7.00	1.00	100	400	28.8										
"		7.25	1.00	100	400	28.8										
"		7.50	1.00	100	400	28.8										
"		7.75	1.00	100	400	28.8										
"		8.00	1.00	100	400	28.8										

特記事項

3 基礎設計用の地盤定数

地盤調査結果によると、地層は傾斜あるいは調査点によって層厚が異なると判断される。



上図のA~H、Oの各計算点における土質定数を以下のように決定する。

計算点	計算に用いる土質定数の測定点名
A	1
B	5
C	3
D	4
E	5
F	2
G	3
H	2
O	2

測定点名：1

地下水位 = 2.00 m

No.	深さ z m	層厚 H m	土質	γ_t kN/m ³	q_u kN/m ²	c kN/m ²	N値 回	ϕ 度	p_c kN/m ²	支持力の検討	F_c %
1	1.25	1.25	粘性土	16.0	52.20	26.10	3.5	0.0	78.30	有	70
2	2.00	0.75	粘性土	16.0	57.00	28.50	3.8	0.0	85.50	有	70
3	2.50	0.50	粘性土	6.2	22.50	11.25	1.5	0.0	33.75	無	70
4	5.00	2.50	砂質土	8.2	0.00	0.00	3.9	23.9	---	無	10
5	6.50	1.50	粘性土	6.2	48.13	24.06	2.9	0.0	72.19	無	70
6	10.00	3.50	砂質土	8.2	0.00	0.00	10.1	29.2	---	無	10

測定点名：2

地下水位 = 2.00 m

No.	深さ z m	層厚 H m	土質	γ_t kN/m ³	q_u kN/m ²	c kN/m ²	N値 回	ϕ 度	p_c kN/m ²	支持力の検討	F_c %
1	1.25	1.25	粘性土	16.0	91.80	45.90	6.1	0.0	137.70	有	70
2	2.00	0.75	粘性土	16.0	67.00	33.50	4.5	0.0	100.50	有	70
3	2.50	0.50	粘性土	6.2	16.88	8.44	1.1	0.0	25.31	無	70
4	4.50	2.00	砂質土	8.2	0.00	0.00	4.2	24.2	---	無	10
5	6.25	1.75	粘性土	6.2	44.79	22.39	2.9	0.0	67.18	無	70
6	10.00	3.75	砂質土	8.2	0.00	0.00	11.5	30.1	---	無	10

測定点名 : 3

地下水位 = 2.00 m

No.	深さ z m	層厚 H m	土質	γ_t kN/m ³	q_u kN/m ²	c kN/m ²	N値 回	ϕ 度	p_c kN/m ²	支持力 の検討	F_c %
1	1.50	1.50	粘性土	16.0	46.50	23.25	3.1	0.0	69.75	有	70
2	2.00	0.50	粘性土	16.0	33.75	16.88	2.3	0.0	50.63	有	70
3	2.75	0.75	粘性土	6.2	33.75	16.88	2.3	0.0	50.63	無	70
4	7.50	4.75	砂質土	8.2	0.00	0.00	3.9	23.9	---	無	10
5	9.75	2.25	粘性土	6.2	73.33	36.67	5.2	0.0	110.00	無	70
6	11.00	1.25	砂質土	8.2	0.00	0.00	28.8	39.0	---	無	10

測定点名 : 4

地下水位 = 2.00 m

No.	深さ z m	層厚 H m	土質	γ_t kN/m ³	q_u kN/m ²	c kN/m ²	N値 回	ϕ 度	p_c kN/m ²	支持力 の検討	F_c %
1	1.00	1.00	粘性土	16.0	48.00	24.00	3.2	0.0	72.00	有	70
2	2.00	1.00	粘性土	16.0	33.75	16.88	2.3	0.0	50.63	有	70
3	7.00	5.00	砂質土	8.2	0.00	0.00	4.0	23.9	---	無	10
4	8.00	1.00	粘性土	6.2	57.75	28.88	3.9	0.0	86.63	無	70
5	8.75	0.75	粘性土	6.2	109.00	54.50	7.8	0.0	163.50	無	70
6	11.00	2.25	砂質土	8.2	0.00	0.00	28.8	39.0	---	無	10

測定点名 : 5

地下水位 = 2.00 m

No.	深さ z m	層厚 H m	土質	γ_t kN/m ³	q_u kN/m ²	c kN/m ²	N値 回	ϕ 度	p_c kN/m ²	支持力 の検討	F_c %
1	1.50	1.50	粘性土	16.0	47.13	23.56	3.1	0.0	70.69	有	70
2	2.00	0.50	砂質土	18.0	0.00	0.00	4.1	24.1	---	有	10
3	3.75	1.75	砂質土	8.2	0.00	0.00	3.6	23.4	---	無	10
4	5.00	1.25	粘性土	6.2	44.55	22.28	3.0	0.0	66.83	無	70
5	5.75	0.75	粘性土	6.2	121.00	60.50	8.7	0.0	181.50	無	70
6	8.00	2.25	砂質土	8.2	0.00	0.00	28.8	39.0	---	無	10

γ_t :土の単位重量 q_u :一軸圧縮強度 c:粘着力 p_c :圧密降伏応力 F_c :細粒分含有率

4 直接基礎の設計

4-1 許容支持力度の計算方法

長期許容支持力度： q_{aL} は下式で計算する。

$$q_{aL} = \frac{1}{3} (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

ここで、

q_{aL} : 長期許容支持力度 (kN/m²)

N_c, N_r, N_q : 支持力係数 (内部摩擦角 ϕ に応じて下表とする)

c : 支持地盤の粘着力 (kN/m²)

γ_1 : 支持地盤の単位体積重量 (kN/m³)

γ_2 : 根入れ部分の土の単位体積重量 (kN/m³)

(γ_1, γ_2 は、地下水位以下の場合は水中単位体積重量を用いる)

α, β : 基礎の形状係数

・ べた基礎の場合「長方形」 $\alpha=1.0 + 0.2 \times B/L$ 、 $\beta=0.5 - 0.2 \times B/L$

・ 布基礎の場合「連続」 $\alpha=1.0$ 、 $\beta=0.5$

B : 基礎の短辺幅で、布基礎の場合は布基礎の幅とする (m)

L : 基礎の長辺の長さ (m)

D_f : 基礎の根入れ深さ (m)

－ 支持力係数と内部摩擦角 ϕ の関係 －

ϕ	N_c	N_r	N_q	ϕ	N_c	N_r	N_q	ϕ	N_c	N_r	N_q	ϕ	N_c	N_r	N_q	
0	5.1	0	1.0	10	8.3	0.4	2.5	20	14.8	2.9	6.4	30	30.1	15.7	18.4	
1	5.4	0	1.1	11	8.8	0.5	2.7	21	15.8	3.4	7.1	31	32.8	18.6	20.7	
2	5.6	0	1.2	12	9.3	0.6	3.0	22	16.9	4.1	7.9	32	35.5	22.0	23.2	
3	5.9	0	1.3	13	9.8	0.7	3.3	23	18.1	4.8	8.7	33	38.8	26.2	26.2	
4	6.2	0	1.5	14	10.4	0.9	3.6	24	19.4	5.7	9.7	34	42.2	31.1	29.4	
5	6.5	0.1	1.6	15	11.0	1.1	3.9	25	20.7	6.8	10.7	35	46.3	37.3	33.5	
6	6.8	0.1	1.7	16	11.7	1.3	4.3	26	22.2	8.0	11.9	36	50.6	44.4	37.8	
7	7.2	0.2	1.9	17	12.4	1.6	4.8	27	23.9	9.5	13.2	37	55.9	53.5	43.2	
8	7.5	0.2	2.1	18	13.1	2.0	5.2	28	25.8	11.2	14.7	38	61.4	64.1	48.9	
9	7.9	0.3	2.3	19	13.9	2.4	5.8	29	27.9	13.3	16.5	39	68.2	77.7	56.2	
													$\phi \geq 40^\circ$ の場合	75.3	93.7	64.2

下図のように、表層が砂、下部層が粘土であり、下部粘土層の影響が懸念されるような場合は、勾配1/2の分散角を用いて下部層に生じる応力 p' を算定する。
ただし、布基礎の場合は、長辺方向の長さ L の分散角は考慮しない。

べた基礎の場合
$$p' = \frac{p \cdot B \cdot L}{(B + H_1 - D_f) \cdot (L + H_1 - D_f)} + \gamma \cdot (H_1 - D_f)$$

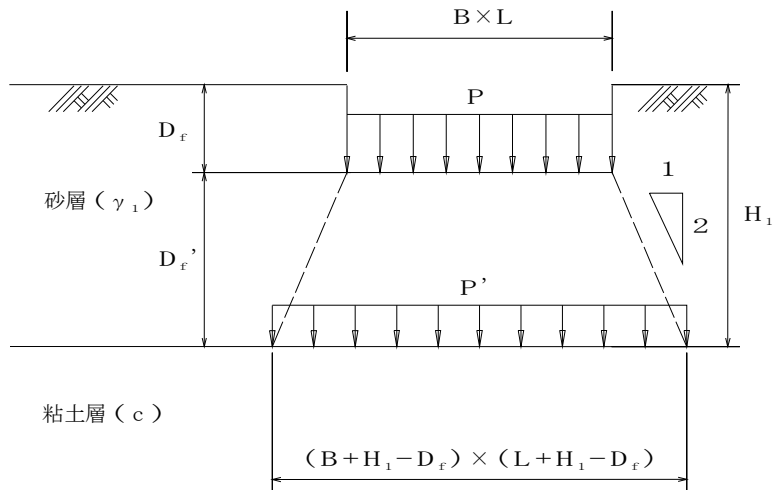
$$= \frac{p \cdot B \cdot L}{(B + D_f') \cdot (L + D_f')} + \gamma \cdot D_f'$$

布基礎の場合
$$p' = \frac{p \cdot B}{(B + H_1 - D_f)} + \gamma \cdot (H_1 - D_f)$$

$$= \frac{p \cdot B}{(B + D_f')} + \gamma \cdot D_f'$$

長期許容支持力度
$$q_{al} = \frac{1}{3} (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot H_1 \cdot N_q)$$

根入れ部分の土の単位体積重量 γ_2 は、 H_1 の範囲の土の平均単位体積重量とする。



4-2 許容支持力と応力の計算

基礎寸法および荷重条件より、基礎底面に作用する接地圧 p を、 30.00kN/m^2 として計算する。
すべての土質調査点について支持力の判定を行う。

(1) 調査点-1

調査点名：1

No	深さ z m	層厚 H m	土質	支持力の 検討	許容支持力度 q_{al} kN/m ²	応力 p kN/m ²	判定
1	1.25	1.25	粘性土	有	51.20	30.00	○
2	2.00	0.75	粘性土	有	61.17	37.72	○
3	2.50	0.50	粘性土	無	---	---	---
4	5.00	2.50	砂質土	無	---	---	---
5	6.50	1.50	粘性土	無	---	---	---
6	10.00	3.50	砂質土	無	---	---	---

<第 1層>

$$\phi = 0.0^\circ \text{ より、} N_c = 5.1, N_r = 0.0, N_q = 1.0$$

$$B = 4.55, L = 7.28, H_1 = 0.24, D_f = 0.24, \alpha = 1.13, \beta = 0.38$$

$$c = 26.10, \gamma_1 = 16.0, \gamma_2 = 16.0$$

基礎底面に作用する応力 p は、 $p = 30.00 \text{ kN/m}^2$

また、地盤の長期許容支持力度 q_{al} は、

$$\begin{aligned} q_{al} &= 1/3 \times (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \\ &= 1/3 \times (1.13 \times 26.10 \times 5.1 + 0.38 \times 16.0 \times 4.55 \times 0.0 + 16.0 \times 0.24 \times 1.0) \\ &= 51.20 > 30.00 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

<第 2層>

$$\phi = 0.0^\circ \text{ より、} N_c = 5.1, N_r = 0.0, N_q = 1.0$$

$$B = 4.55, L = 7.28, H_1 = 1.25, D_f = 0.24, \alpha = 1.13, \beta = 0.38$$

$$c = 28.50, \gamma_1 = 16.0, \gamma_2 = 16.0$$

よって、検討する土層の上面に作用する応力 p' は、

$$\begin{aligned} p' &= \frac{p \cdot B \cdot L}{(B + H_1 - D_f) \cdot (L + H_1 - D_f)} + \gamma \cdot (H_1 - D_f) \\ &= \frac{30.00 \times 4.55 \times 7.28}{(4.55 + 1.25 - 0.24) \times (7.28 + 1.25 - 0.24)} + 16.00 \times (1.25 - 0.24) = 37.72 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

また、地盤の長期許容支持力度 q_{al} は、

$$\begin{aligned} q_{al} &= 1/3 \times (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot H_1 \cdot N_q) \\ &= 1/3 \times (1.13 \times 28.50 \times 5.1 + 0.38 \times 16.0 \times 4.55 \times 0.0 + 16.0 \times 1.25 \times 1.0) \\ &= 61.17 > 37.72 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

(2) 調査点-2

調査点名：2

No	深さ z m	層厚 H m	土質	支持力 の検討	許容支持力度 q_{al} kN/m ²	応力 p kN/m ²	判定
1	1.25	1.25	粘性土	有	89.06	30.00	○
2	2.00	0.75	粘性土	有	70.74	37.72	○
3	2.50	0.50	粘性土	無	---	---	---
4	4.50	2.00	砂質土	無	---	---	---
5	6.25	1.75	粘性土	無	---	---	---
6	10.00	3.75	砂質土	無	---	---	---

<第 1層>

 $\phi = 0.0^\circ$ より、 $N_c = 5.1$ 、 $N_r = 0.0$ 、 $N_q = 1.0$
 $B = 4.55$ 、 $L = 7.28$ 、 $H_1 = 0.24$ 、 $D_f = 0.24$ 、 $\alpha = 1.13$ 、 $\beta = 0.38$
 $c = 45.90$ 、 $\gamma_1 = 16.0$ 、 $\gamma_2 = 16.0$
基礎底面に作用する応力 p は、 $p = 30.00$ kN/m²また、地盤の長期許容支持力度 q_{al} は、

$$\begin{aligned}
 q_{al} &= 1/3 \times (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \\
 &= 1/3 \times (1.13 \times 45.90 \times 5.1 + 0.38 \times 16.0 \times 4.55 \times 0.0 + 16.0 \times 0.24 \times 1.0) \\
 &= 89.06 > 30.00 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

<第 2層>

 $\phi = 0.0^\circ$ より、 $N_c = 5.1$ 、 $N_r = 0.0$ 、 $N_q = 1.0$
 $B = 4.55$ 、 $L = 7.28$ 、 $H_1 = 1.25$ 、 $D_f = 0.24$ 、 $\alpha = 1.13$ 、 $\beta = 0.38$
 $c = 33.50$ 、 $\gamma_1 = 16.0$ 、 $\gamma_2 = 16.0$

よって、検討する土層の上面に作用する応力 p' は、

$$\begin{aligned}
 p' &= \frac{p \cdot B \cdot L}{(B + H_1 - D_f) \cdot (L + H_1 - D_f)} + \gamma \cdot (H_1 - D_f) \\
 &= \frac{30.00 \times 4.55 \times 7.28}{(4.55 + 1.25 - 0.24) \times (7.28 + 1.25 - 0.24)} + 16.00 \times (1.25 - 0.24) = 37.72 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

また、地盤の長期許容支持力度 q_{al} は、

$$\begin{aligned}
 q_{al} &= 1/3 \times (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot H_1 \cdot N_q) \\
 &= 1/3 \times (1.13 \times 33.50 \times 5.1 + 0.38 \times 16.0 \times 4.55 \times 0.0 + 16.0 \times 1.25 \times 1.0) \\
 &= 70.74 > 37.72 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

(3) 調査点-3

調査点名：3

No	深さ z m	層厚 H m	土質	支持力 の検討	許容支持力度 q_{al} kN/m ²	応力 p kN/m ²	判定
1	1.50	1.50	粘性土	有	45.75	30.00	○
2	2.00	0.50	粘性土	有	40.27	40.19	○
3	2.75	0.75	粘性土	無	---	---	---
4	7.50	4.75	砂質土	無	---	---	---
5	9.75	2.25	粘性土	無	---	---	---
6	11.00	1.25	砂質土	無	---	---	---

<第 1層>

$$\phi = 0.0^\circ \text{ より、} N_c = 5.1, N_r = 0.0, N_q = 1.0$$

$$B = 4.55, L = 7.28, H_1 = 0.24, D_f = 0.24, \alpha = 1.13, \beta = 0.38$$

$$c = 23.25, \gamma_1 = 16.0, \gamma_2 = 16.0$$

基礎底面に作用する応力 p は、 $p = 30.00 \text{ kN/m}^2$

また、地盤の長期許容支持力度 q_{al} は、

$$\begin{aligned} q_{al} &= 1/3 \times (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \\ &= 1/3 \times (1.13 \times 23.25 \times 5.1 + 0.38 \times 16.0 \times 4.55 \times 0.0 + 16.0 \times 0.24 \times 1.0) \\ &= 45.75 > 30.00 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

<第 2層>

$$\phi = 0.0^\circ \text{ より、} N_c = 5.1, N_r = 0.0, N_q = 1.0$$

$$B = 4.55, L = 7.28, H_1 = 1.50, D_f = 0.24, \alpha = 1.13, \beta = 0.38$$

$$c = 16.88, \gamma_1 = 16.0, \gamma_2 = 16.0$$

よって、検討する土層の上面に作用する応力 p' は、

$$\begin{aligned} p' &= \frac{p \cdot B \cdot L}{(B + H_1 - D_f) \cdot (L + H_1 - D_f)} + \gamma \cdot (H_1 - D_f) \\ &= \frac{30.00 \times 4.55 \times 7.28}{(4.55 + 1.50 - 0.24) \times (7.28 + 1.50 - 0.24)} + 16.00 \times (1.50 - 0.24) = 40.19 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

また、地盤の長期許容支持力度 q_{al} は、

$$\begin{aligned} q_{al} &= 1/3 \times (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot H_1 \cdot N_q) \\ &= 1/3 \times (1.13 \times 16.88 \times 5.1 + 0.38 \times 16.0 \times 4.55 \times 0.0 + 16.0 \times 1.50 \times 1.0) \\ &= 40.27 > 40.19 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

(4) 調査点-4

調査点名：4

No	深さ z m	層厚 H m	土質	支持力 の検討	許容支持力度 q_{al} kN/m ²	応力 p kN/m ²	判定
1	1.00	1.00	粘性土	有	47.18	30.00	○
2	2.00	1.00	粘性土	有	37.61	35.44	○
3	7.00	5.00	砂質土	無	---	---	---
4	8.00	1.00	粘性土	無	---	---	---
5	8.75	0.75	粘性土	無	---	---	---
6	11.00	2.25	砂質土	無	---	---	---

<第 1層>

$$\phi = 0.0^\circ \text{ より、} N_c = 5.1, N_r = 0.0, N_q = 1.0$$

$$B = 4.55, L = 7.28, H_1 = 0.24, D_f = 0.24, \alpha = 1.13, \beta = 0.38$$

$$c = 24.00, \gamma_1 = 16.0, \gamma_2 = 16.0$$

基礎底面に作用する応力 p は、 $p = 30.00 \text{ kN/m}^2$

また、地盤の長期許容支持力度 q_{al} は、

$$\begin{aligned} q_{al} &= 1/3 \times (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \\ &= 1/3 \times (1.13 \times 24.00 \times 5.1 + 0.38 \times 16.0 \times 4.55 \times 0.0 + 16.0 \times 0.24 \times 1.0) \\ &= 47.18 > 30.00 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

<第 2層>

$$\phi = 0.0^\circ \text{ より、} N_c = 5.1, N_r = 0.0, N_q = 1.0$$

$$B = 4.55, L = 7.28, H_1 = 1.00, D_f = 0.24, \alpha = 1.13, \beta = 0.38$$

$$c = 16.88, \gamma_1 = 16.0, \gamma_2 = 16.0$$

よって、検討する土層の上面に作用する応力 p' は、

$$p' = \frac{p \cdot B \cdot L}{(B + H_1 - D_f) \cdot (L + H_1 - D_f)} + \gamma \cdot (H_1 - D_f)$$

$$= \frac{30.00 \times 4.55 \times 7.28}{(4.55 + 1.00 - 0.24) \times (7.28 + 1.00 - 0.24)} + 16.00 \times (1.00 - 0.24) = 35.44 \text{ kN/m}^2$$

また、地盤の長期許容支持力度 q_{al} は、

$$q_{al} = 1/3 \times (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot H_1 \cdot N_q)$$

$$= 1/3 \times (1.13 \times 16.88 \times 5.1 + 0.38 \times 16.0 \times 4.55 \times 0.0 + 16.0 \times 1.00 \times 1.0)$$

$$= 37.61 > 35.44 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

(5) 調査点-5

調査点名 : 5

No	深さ z m	層厚 H m	土質	支持力 の検討	許容支持力度 q_{al} kN/m ²	応力 p kN/m ²	判定
1	1.50	1.50	粘性土	有	46.34	30.00	○
2	2.00	0.50	砂質土	有	137.95	40.19	○
3	3.75	1.75	砂質土	無	---	---	---
4	5.00	1.25	粘性土	無	---	---	---
5	5.75	0.75	粘性土	無	---	---	---
6	8.00	2.25	砂質土	無	---	---	---

<第 1層>

$$\phi = 0.0^\circ \text{ より、} N_c = 5.1, N_r = 0.0, N_q = 1.0$$

$$B = 4.55, L = 7.28, H_1 = 0.24, D_f = 0.24, \alpha = 1.13, \beta = 0.38$$

$$c = 23.56, \gamma_1 = 16.0, \gamma_2 = 16.0$$

基礎底面に作用する応力 p は、 $p = 30.00 \text{ kN/m}^2$

また、地盤の長期許容支持力度 q_{al} は、

$$q_{al} = 1/3 \times (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

$$= 1/3 \times (1.13 \times 23.56 \times 5.1 + 0.38 \times 16.0 \times 4.55 \times 0.0 + 16.0 \times 0.24 \times 1.0)$$

$$= 46.34 > 30.00 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

<第2層>

$\phi=24.1^\circ$ より、 $N_c=19.5$ 、 $N_r=5.8$ 、 $N_q=9.8$

$B=4.55$ 、 $L=7.28$ 、 $H_1=1.50$ 、 $D_f=0.24$ 、 $\alpha=1.13$ 、 $\beta=0.38$

$c=0.00$ 、 $\gamma_1=18.0$ 、 $\gamma_2=16.0$

よって、検討する土層の上面に作用する応力 p' は、

$$p' = \frac{p \cdot B \cdot L}{(B + H_1 - D_f) \cdot (L + H_1 - D_f)} + \gamma \cdot (H_1 - D_f)$$
$$= \frac{30.00 \times 4.55 \times 7.28}{(4.55 + 1.50 - 0.24) \times (7.28 + 1.50 - 0.24)} + 16.00 \times (1.50 - 0.24) = 40.19 \text{ kN/m}^2$$

また、地盤の長期許容支持力度 q_{al} は、

$$q_{al} = 1/3 \times (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot H_1 \cdot N_q)$$
$$= 1/3 \times (1.13 \times 0.00 \times 19.5 + 0.38 \times 18.0 \times 4.55 \times 5.8 + 16.0 \times 1.50 \times 9.8)$$
$$= 137.95 > 40.19 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{OK})$$

4-3 支持力の判定

すべての地質調査点の支持力度を計算した結果、最小となる地盤の長期許容支持力度は、 37.61 kN/m^2 である。

5 圧密沈下の判定

5-1 圧密沈下の判定方法

建物建設後の地盤に作用する地中応力： σ_{z2} は、建物建設前の土の重量による地中応力： σ_{z1} と建物荷重による地中増加応力： $\Delta\sigma_z$ を足し合わせて求める。

建物荷重による地中増加応力： $\Delta\sigma_z$ の算定は、Boussinesq の式を積分した、地表面に長方形等分布荷重が作用した時の隅角部直下の地中鉛直応力に関する近似解を応用して算定する。

$$\sigma_{z2} = \sigma_{z1} + \Delta\sigma_z$$

$$\sigma_{z1} = \sum (\gamma \times h)$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left\{ \frac{mn}{\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \cdot \frac{m^2 + n^2 + 2}{(m^2 + 1)(n^2 + 1)} + \sin^{-1} \frac{mn}{\sqrt{(m^2 + 1)(n^2 + 1)}} \right\}$$

$$m = B/z, \quad n = L/z$$

<建物建設前>

建物建設前の土の重量による地中応力： σ_{z1} が、地盤の圧密降伏応力： P_c より大きくなる場合には圧密沈下が生じる可能性があるとして判定する。

$P_c \geq \sigma_{z1}$ 沈下しない地盤 判定=○

$P_c < \sigma_{z1}$ 沈下する地盤 判定=×

<建物建設後>

建物建設後の地盤に作用する地中応力： σ_{z2} が、地盤の圧密降伏応力： P_c より大きくなる場合には圧密沈下が生じる可能性があるとして判定する。

$P_c \geq \sigma_{z2}$ 沈下しない地盤 判定=○

$P_c < \sigma_{z2}$ 沈下する地盤 判定=×

ここで、

γ : 土の単位体積重量(kN/m³)で、地下水位以下では水中単位体積重量： γ' とする

z : 任意の深さ (m)

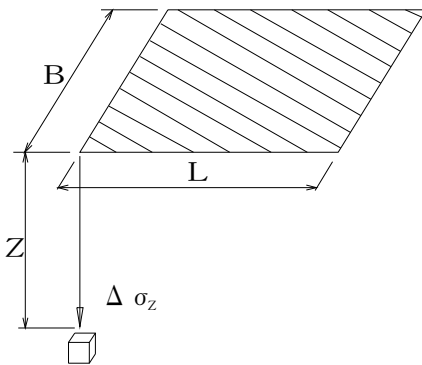
h : 各層の厚さ (m)

B : 建物短辺 (m)

L : 建物長辺 (m)

q : 等分布荷重 (kN/m²)

q_u : 一軸圧縮強さ (kN/m²)



5-2 有効土被り圧と建物荷重による地中増加応力

計算点:A

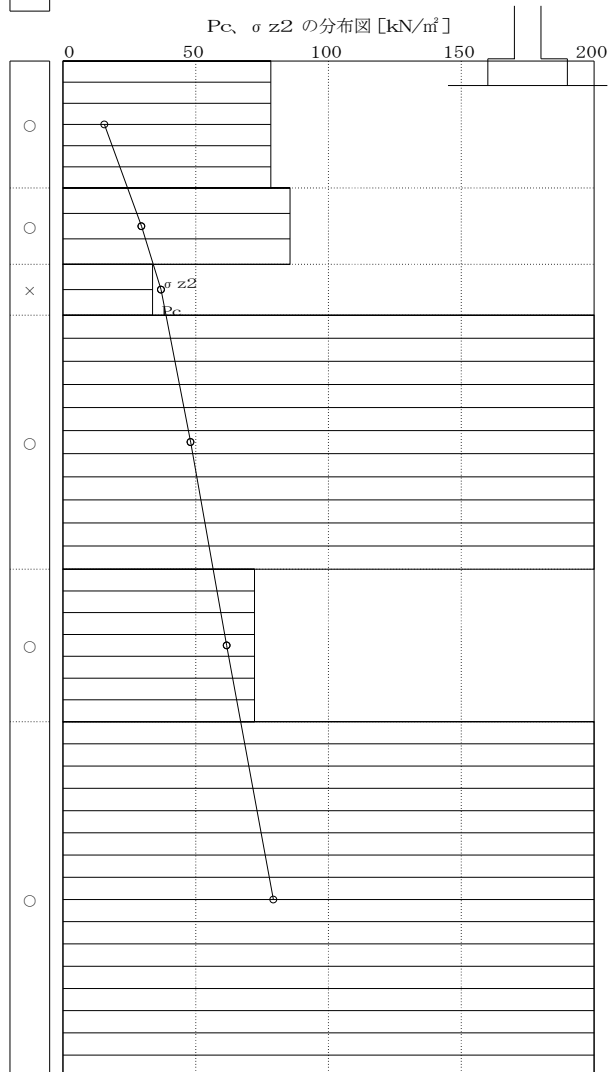


No	層厚 h m	検討深さ z m	γ kN/m ³	σ_{z1} kN/m ²	$\Delta\sigma_z$ kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	P_c kN/m ²	圧密判定 (建設前)	圧密判定 (建設後)
1	1.25	0.51	16.00	8.08	7.50	15.58	78.30	○	○
2	0.75	1.39	16.00	22.16	7.41	29.57	85.50	○	○
3	0.50	2.01	6.20	29.71	7.24	36.95	33.75	○	×
4	2.50	3.51	8.20	41.51	6.52	48.03	—	○	○
5	1.50	5.51	6.20	56.41	5.24	61.65	72.19	○	○
6	3.50	8.01	8.20	75.41	3.81	79.22	—	○	○

水位	深度 m	土質	荷重 W _{sw} kN	1m当りの 半回転数 N _{sw}	P_c kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²
----	---------	----	-----------------------------	----------------------------------	----------------------------	------------------------------------

判定

▽	0.51	粘	1.00	10	78.30	15.58
	1.39	〃	1.00	16	85.50	29.57
	2.01	〃	0.50	0	33.75	36.95
	3.51	砂	1.00	29	—	48.03
	5.51	粘	0.96	7	72.19	61.65
	8.01	砂	1.00	121	—	79.22



計算点:B

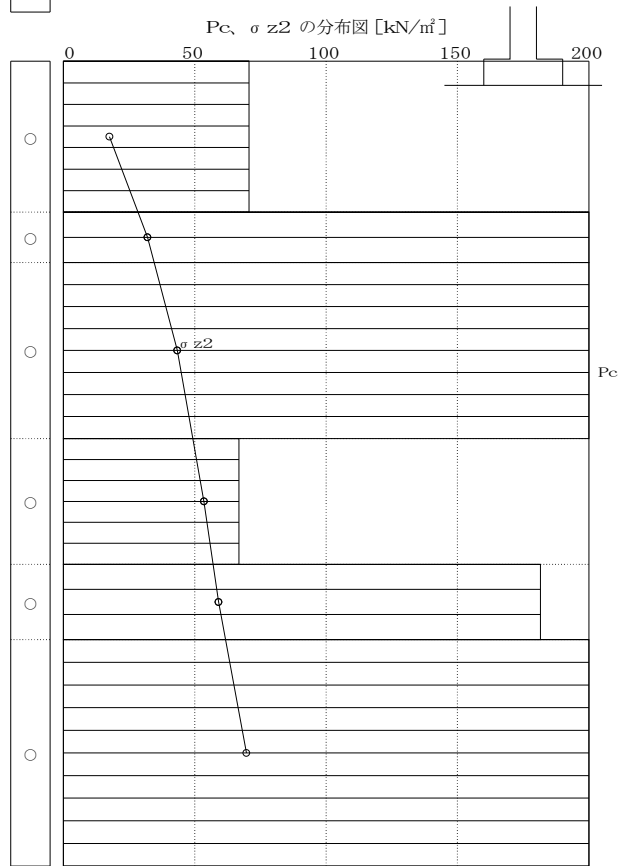
B	

No	層厚 h m	検討深さ z m	γ kN/m ³	σ_{z1} kN/m ²	$\Delta\sigma_z$ kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	P_c kN/m ²	圧密判定 (建設前)	圧密判定 (建設後)
1	1.50	0.63	16.00	10.08	7.49	17.57	70.69	○	○
2	0.50	1.51	18.00	24.66	7.38	32.04	—	○	○
3	1.75	2.64	8.20	36.34	6.99	43.33	—	○	○
4	1.25	4.14	6.20	47.39	6.13	53.52	66.83	○	○
5	0.75	5.14	6.20	53.59	5.48	59.07	181.50	○	○
6	2.25	6.64	8.20	65.14	4.55	69.69	—	○	○

水位	深度 m	土質	荷重 W _{sw} kN	1m当りの 半回転数 N _{sw}	P_c kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²
----	---------	----	-----------------------------	----------------------------------	----------------------------	------------------------------------

判定

▼	0.63	粘	0.96	5	70.69	17.57
	1.51	砂	1.00	32	—	32.04
	2.64	〃	0.96	23	—	43.33
	4.14	粘	0.95	2	66.83	53.52
	5.14	〃	1.00	101	181.50	59.07
	6.64	砂	1.00	400	—	69.69



計算点:C

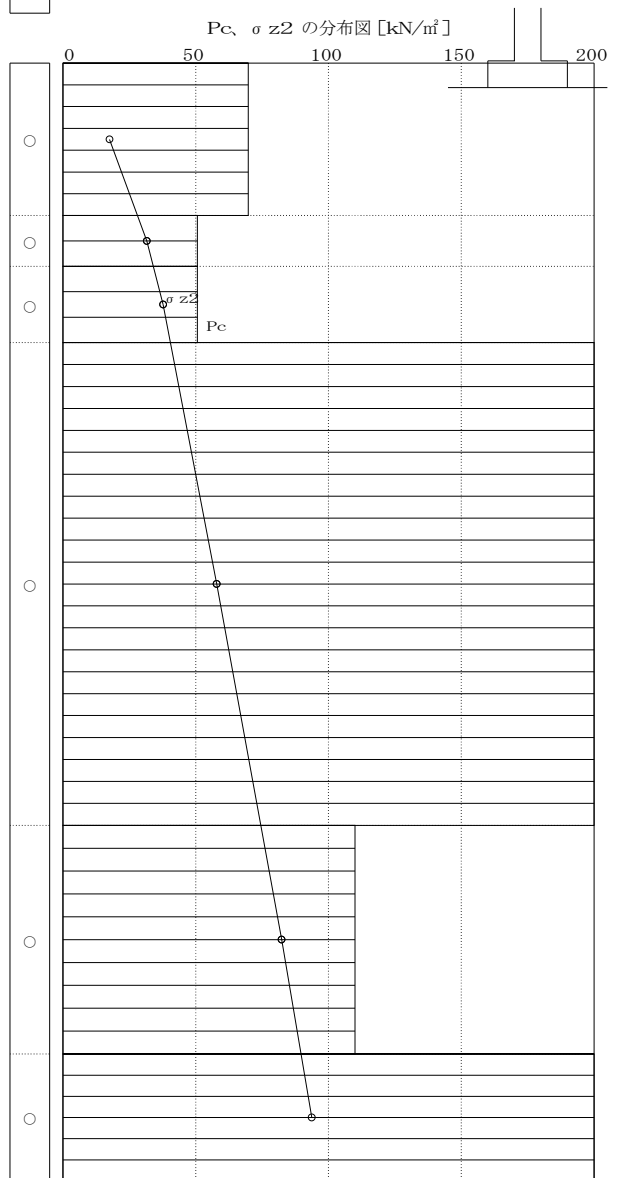
	C

No	層厚 h m	検討深さ z m	γ kN/m ³	σ_{z1} kN/m ²	$\Delta\sigma_z$ kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	P_c kN/m ²	圧密判定 (建設前)	圧密判定 (建設後)
1	1.50	0.63	16.00	10.08	7.49	17.57	69.75	○	○
2	0.50	1.51	16.00	24.16	7.38	31.54	50.63	○	○
3	0.75	2.14	6.20	30.49	7.20	37.68	50.63	○	○
4	4.75	4.89	8.20	52.29	5.65	57.93	—	○	○
5	2.25	8.39	6.20	78.74	3.63	82.36	110.00	○	○
6	1.25	10.14	8.20	90.84	2.90	93.74	—	○	○

水位	深度 m	土質	荷重 W _{sw} kN	1m当りの 半回転数 N _{sw}	P_c kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²
----	---------	----	-----------------------------	----------------------------------	----------------------------	------------------------------------

判定

▽	0.63	粘	1.00	2	69.75	17.57
	1.51	〃	0.75	0	50.63	31.54
	2.14	〃	0.75	0	50.63	37.68
	4.89	砂	1.00	29	—	57.93
	8.39	粘	1.00	38	110.00	82.36
	10.14	砂	1.00	400	—	93.74



計算点:D

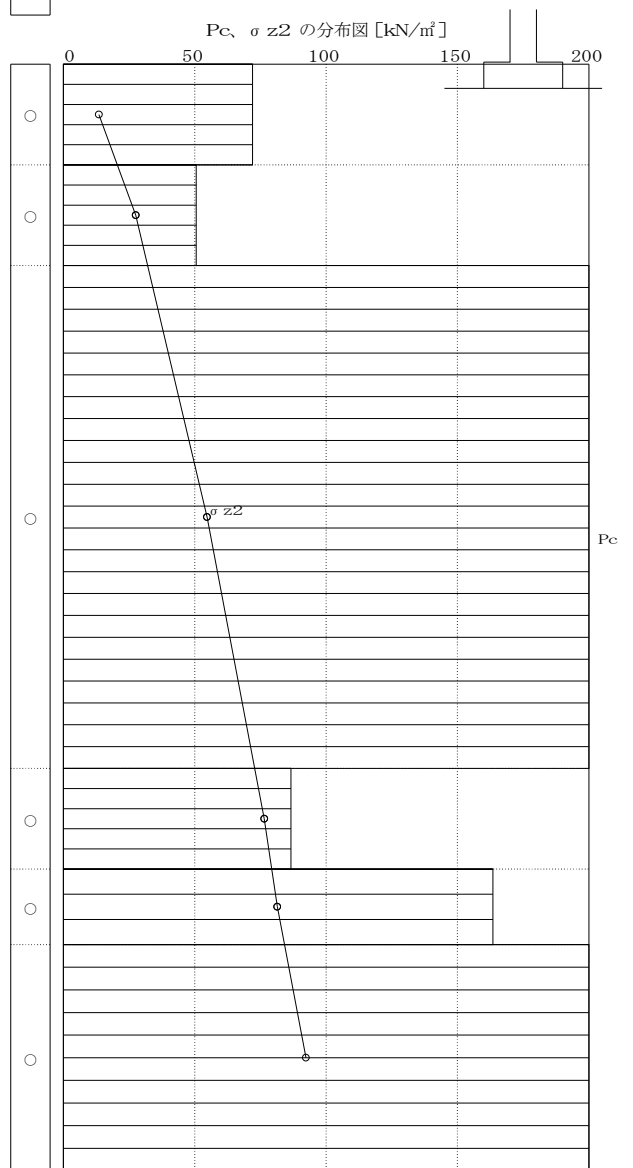
	D
--	---

No	層厚 h m	検討深さ z m	γ kN/m ³	σ_{z1} kN/m ²	$\Delta\sigma_z$ kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	P_c kN/m ²	圧密判定 (建設前)	圧密判定 (建設後)
1	1.00	0.38	16.00	6.08	7.50	13.58	72.00	○	○
2	1.00	1.26	16.00	20.16	7.43	27.59	50.63	○	○
3	5.00	4.26	8.20	48.66	6.05	54.71	—	○	○
4	1.00	7.26	6.20	72.26	4.20	76.46	86.63	○	○
5	0.75	8.14	6.20	77.69	3.75	81.43	163.50	○	○
6	2.25	9.64	8.20	89.24	3.09	92.33	—	○	○

水位	深度 m	土質	荷重 W _{sw} kN	1m当りの 半回転数 N _{sw}	P_c kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²
----	---------	----	-----------------------------	----------------------------------	----------------------------	------------------------------------

判定

▽	0.38	粘	1.00	4	72.00	13.58
	1.26	〃	0.75	0	50.63	27.59
	4.26	砂	1.00	29	—	54.71
	7.26	粘	1.00	17	86.63	76.46
	8.14	〃	1.00	85	163.50	81.43
	9.64	砂	1.00	400	—	92.33



計算点:E

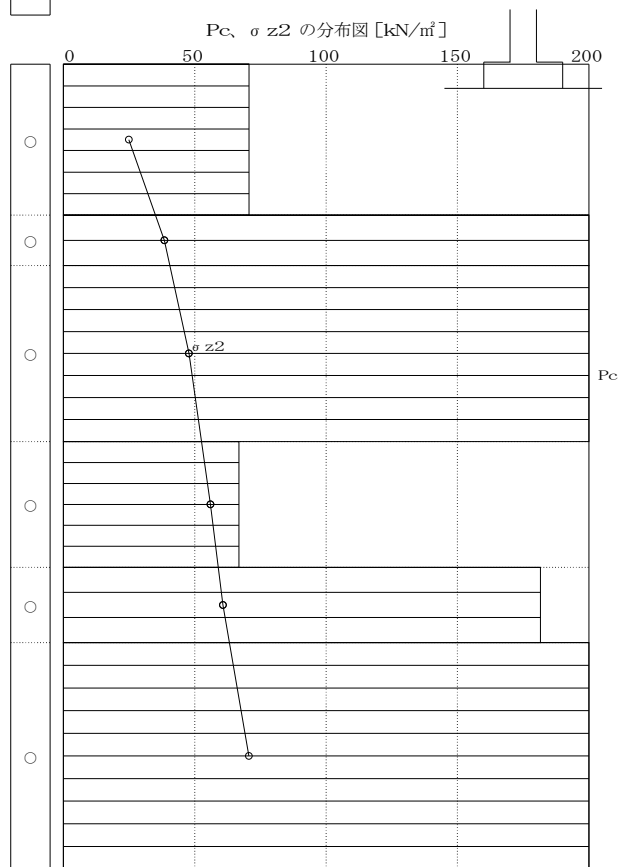
E	
---	--

No	層厚 h m	検討深さ z m	γ kN/m ³	σ_{z1} kN/m ²	$\Delta\sigma_z$ kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	P_c kN/m ²	圧密判定 (建設前)	圧密判定 (建設後)
1	1.50	0.63	16.00	10.08	14.87	24.95	70.69	○	○
2	0.50	1.51	18.00	24.66	13.79	38.45	—	○	○
3	1.75	2.64	8.20	36.34	11.44	47.78	—	○	○
4	1.25	4.14	6.20	47.39	8.59	55.97	66.83	○	○
5	0.75	5.14	6.20	53.59	7.13	60.72	181.50	○	○
6	2.25	6.64	8.20	65.14	5.49	70.63	—	○	○

水位	深度 m	土質	荷重 W _{sw} kN	1m当りの 半回転数 N _{sw}	P_c kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²
----	---------	----	-----------------------------	----------------------------------	----------------------------	------------------------------------

判定

▽	0.63	粘	0.96	5	70.69	24.95
	1.51	砂	1.00	32	—	38.45
	2.64	〃	0.96	23	—	47.78
	4.14	粘	0.95	2	66.83	55.97
	5.14	〃	1.00	101	181.50	60.72
	6.64	砂	1.00	400	—	70.63



計算点:F

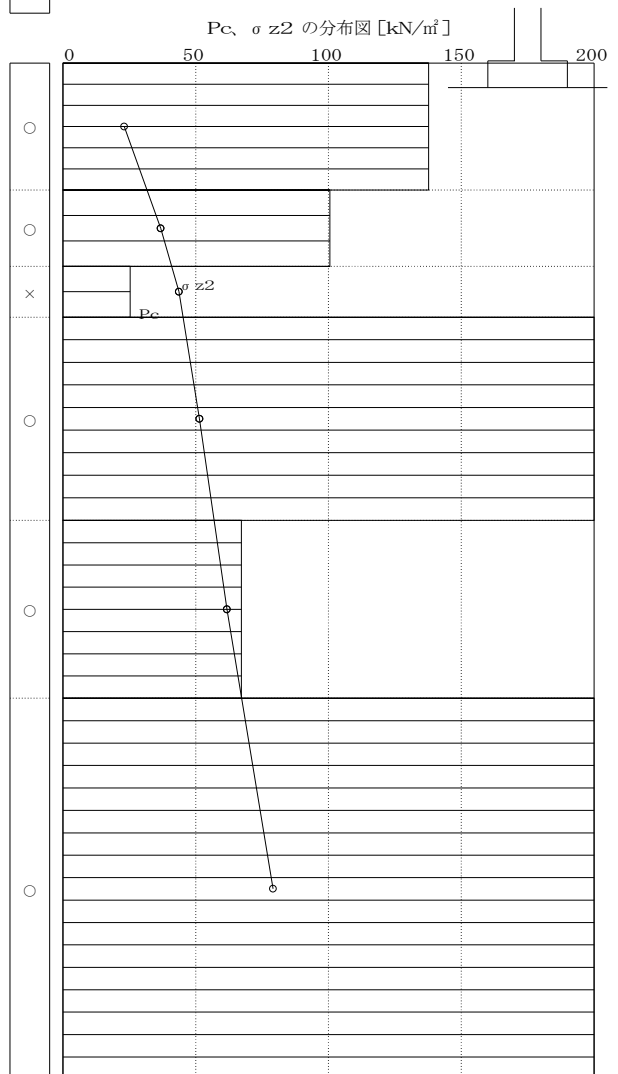
	F

No	層厚 h m	検討深さ z m	γ kN/m ³	σ_{z1} kN/m ²	$\Delta\sigma_z$ kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	P_c kN/m ²	圧密判定 (建設前)	圧密判定 (建設後)
1	1.25	0.51	16.00	8.08	14.98	23.06	137.70	○	○
2	0.75	1.39	16.00	22.16	14.59	36.75	100.50	○	○
3	0.50	2.01	6.20	29.71	13.93	43.64	25.31	×	×
4	2.00	3.26	8.20	39.46	11.91	51.37	—	○	○
5	1.75	5.14	6.20	53.09	8.62	61.70	67.18	○	○
6	3.75	7.89	8.20	73.89	5.24	79.12	—	○	○

水位	深度 m	土質	荷重 W _{sw} kN	1m当りの 半回転数 N _{sw}	P_c kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²
----	---------	----	-----------------------------	----------------------------------	----------------------------	------------------------------------

判定

▽	0.51	粘	1.00	62	137.70	23.06
	1.39	〃	1.00	29	100.50	36.75
	2.01	〃	0.38	0	25.31	43.64
	3.26	砂	1.00	34	—	51.37
	5.14	粘	0.93	4	67.18	61.70
	7.89	砂	1.00	141	—	79.12



計算点:G

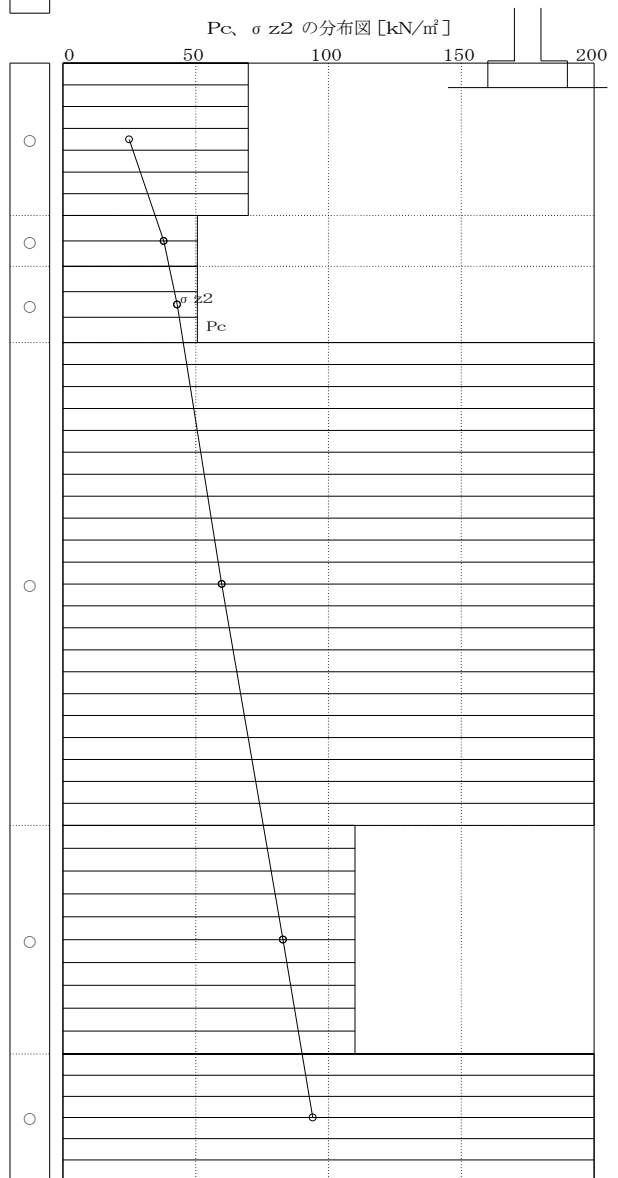
	G

No	層厚 h m	検討深さ z m	γ kN/m ³	σ_{z1} kN/m ²	$\Delta\sigma_z$ kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	P_c kN/m ²	圧密判定 (建設前)	圧密判定 (建設後)
1	1.50	0.63	16.00	10.08	14.87	24.95	69.75	○	○
2	0.50	1.51	16.00	24.16	13.79	37.95	50.63	○	○
3	0.75	2.14	6.20	30.49	12.52	43.01	50.63	○	○
4	4.75	4.89	8.20	52.29	7.47	59.75	—	○	○
5	2.25	8.39	6.20	78.74	4.15	82.88	110.00	○	○
6	1.25	10.14	8.20	90.84	3.21	94.04	—	○	○

水位	深度 m	土質	荷重 W _{sw} kN	1m当りの 半回転数 N _{sw}	P_c kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²
----	---------	----	-----------------------------	----------------------------------	----------------------------	------------------------------------

判定

▽	0.63	粘	1.00	2	69.75	24.95
	1.51	〃	0.75	0	50.63	37.95
	2.14	〃	0.75	0	50.63	43.01
	4.89	砂	1.00	29	—	59.75
	8.39	粘	1.00	38	110.00	82.88
	10.14	砂	1.00	400	—	94.04



計算点:H

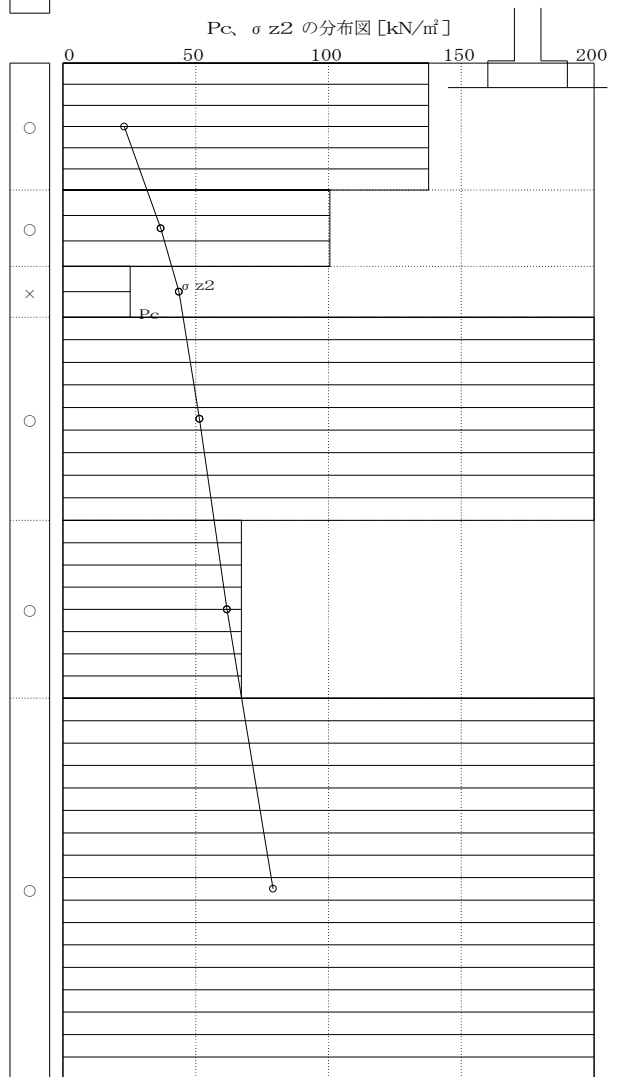
H	

No	層厚 h m	検討深さ z m	γ kN/m ³	σ_{z1} kN/m ²	$\Delta\sigma_z$ kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	P_c kN/m ²	圧密判定 (建設前)	圧密判定 (建設後)
1	1.25	0.51	16.00	8.08	14.98	23.06	137.70	○	○
2	0.75	1.39	16.00	22.16	14.59	36.75	100.50	○	○
3	0.50	2.01	6.20	29.71	13.93	43.64	25.31	×	×
4	2.00	3.26	8.20	39.46	11.91	51.37	—	○	○
5	1.75	5.14	6.20	53.09	8.62	61.70	67.18	○	○
6	3.75	7.89	8.20	73.89	5.24	79.12	—	○	○

水位	深度 m	土質	荷重 Wsw kN	1m当りの 半回転数 Nsw	P_c kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²
----	---------	----	-----------------	----------------------	----------------------------	------------------------------------

判定

▽	0.51	粘	1.00	62	137.70	23.06
	1.39	〃	1.00	29	100.50	36.75
	2.01	〃	0.38	0	25.31	43.64
	3.26	砂	1.00	34	—	51.37
	5.14	粘	0.93	4	67.18	61.70
	7.89	砂	1.00	141	—	79.12



計算点:0

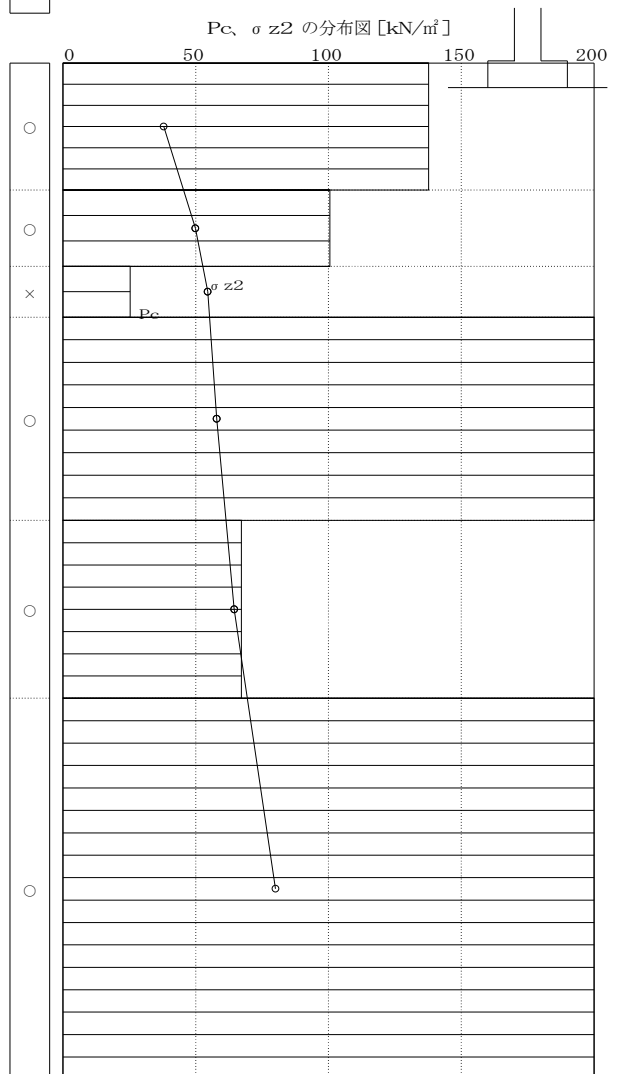


No	層厚 h m	検討深さ z m	γ kN/m ³	σ_{z1} kN/m ²	$\Delta\sigma_z$ kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	P_c kN/m ²	圧密判定 (建設前)	圧密判定 (建設後)
1	1.25	0.51	16.00	8.08	29.85	37.93	137.70	○	○
2	0.75	1.39	16.00	22.16	27.70	49.86	100.50	○	○
3	0.50	2.01	6.20	29.71	24.82	54.53	25.31	×	×
4	2.00	3.26	8.20	39.46	18.47	57.93	—	○	○
5	1.75	5.14	6.20	53.09	11.43	64.51	67.18	○	○
6	3.75	7.89	8.20	73.89	6.13	80.01	—	○	○

水位	深度 m	土質	荷重 W _{sw} kN	1m当りの 半回転数 N _{sw}	P_c kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²
----	---------	----	-----------------------------	----------------------------------	----------------------------	------------------------------------

判定

▽	0.51	粘	1.00	62	137.70	37.93
	1.39	〃	1.00	29	100.50	49.86
	2.01	〃	0.38	0	25.31	54.53
	3.26	砂	1.00	34	—	57.93
	5.14	粘	0.93	4	67.18	64.51
	7.89	砂	1.00	141	—	80.01



6 沈下量の計算

6-1 沈下量の計算方法

弾性沈下量：S の算定は、地表面に長方形等分布荷重：q が作用した時の隅角部直下の鉛直変位に関するSteinbrenner の近似解を応用して算定する。

Steinbrenner の近似解を用いると、半無限弾性地盤上における地表面上の長方形面（短辺：B、長辺：L）に等分布荷重：q が作用した時の、隅角部直下の深さ：Z における鉛直変位を下式で求めることができる。

$$\Delta S = S - S' = q \frac{B}{E} I$$

$$I = (1 - \nu^2)F_1 + (1 - \nu - 2\nu^2)F_2$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ a \cdot \log_e \frac{(1 + \sqrt{a^2 + 1})\sqrt{a^2 + b^2}}{a(1 + \sqrt{a^2 + b^2 + 1})} + \log_e \frac{(a + \sqrt{a^2 + 1})\sqrt{1 + b^2}}{a + \sqrt{a^2 + b^2 + 1}} \right\}$$

$$F_2 = \frac{b}{2\pi} \tan^{-1} \frac{a}{b\sqrt{a^2 + b^2 + 1}}$$

$$a = \frac{L}{B} \quad , \quad b = \frac{\text{地盤の厚さ}}{B}$$

計算に用いる各土層の弾性係数：E とポアソン比： ν は、次のように設定する。

$$E = 1400 \times N \quad (\text{砂質土・圧密沈下のない土層})$$

$$E = 100 \times q_u \quad (\text{粘性土・圧密沈下のない土層})$$

$$E = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{m_v} \quad (\text{圧密沈下する土層})$$

$$m_v = \frac{1}{80 \times c}$$

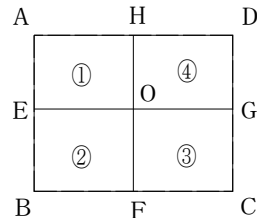
$$\nu = 0.30 \text{ (砂質土)} \quad , \quad 0.40 \text{ (粘性土・即時沈下)} \quad , \quad 0.33 \text{ (粘性土・圧密沈下)}$$

長方形分割法は、長方形ABCD面に等分布荷重が作用している時、長方形内の任意の1点O の下で深さ：Z での沈下量を求める方法で、長方形ABCDを点O が隅角となるように4個の長方形 AEOH、EBFO、OFCG、HOGD に分割し、それぞれの長方形内における荷重によってO点下の深さ：Z での沈下量を求め、その値を合計して沈下量を求める。

矩形の内部の点O における沈下量は、矩形載荷面①～④の隅角部の沈下を合計した下式で得られる。

$$S_{(Z)} = S_{\blacksquare AEOH} + S_{\blacksquare EBFO} + S_{\blacksquare OFCG} + S_{\blacksquare HOGD}$$

$$= \frac{q}{E} (I_1 B_1 + I_2 B_2 + I_3 B_3 + I_4 B_4)$$



多層系地盤については、次のようにして近似的に沈下量を求めることができる。

$$S = \left\{ \frac{I(H_1, \nu_1)}{E_1} + \sum_{k=2}^n \frac{I(H_k, \nu_k) - I(H_{k-1}, \nu_k)}{E_k} \right\} qB$$

地盤が均一でない地盤の場合には、下図のように各層の土質定数を用いて地表面沈下量を求める。

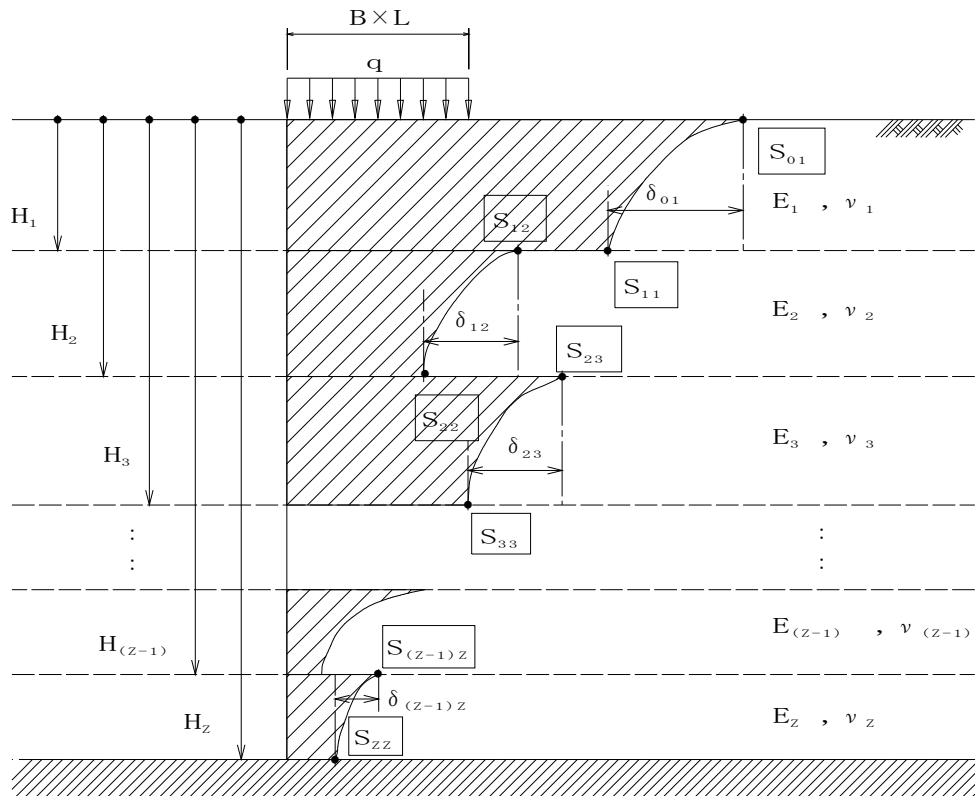
$$S = \delta_{01} + \delta_{12} + \delta_{23} + \dots + \delta_{(z-1)z}$$

$$\delta_{01} = S_{01}(E_1, \nu_1) - S_{11}(H_1, E_1, \nu_1)$$

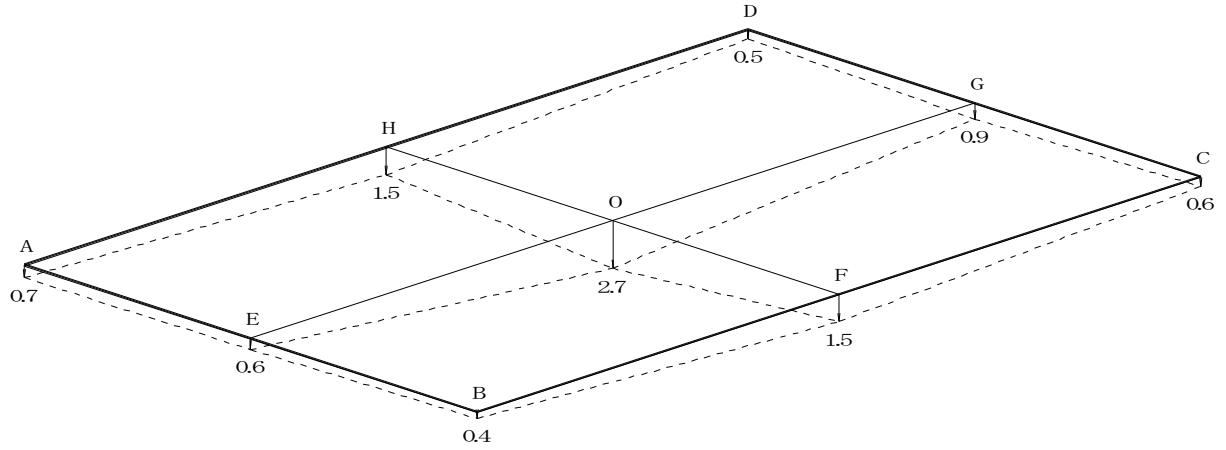
$$\delta_{12} = S_{12}(H_1, E_2, \nu_2) - S_{22}(H_2, E_2, \nu_2)$$

$$\delta_{23} = S_{23}(H_2, E_3, \nu_3) - S_{33}(H_3, E_3, \nu_3)$$

$$\delta_{(z-1)z} = S_{(z-1)z}(H_{(z-1)}, E_z, \nu_z) - S_{zz}(H_z, E_z, \nu_z)$$



6-2 基礎剛性を考慮しない沈下量の計算



計算点:A



No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
1	0.24~ 1.25	1.01	5220.00	0.40	0.00 0.05	0.05
2	1.25~ 2.00	0.75	5700.00	0.40	0.04 0.08	0.04
3	2.00~ 2.50	0.50	600.00	0.33	1.05 1.36	0.31
4	2.50~ 5.00	2.50	5501.44	0.30	0.16 0.34	0.17
5	5.00~ 6.50	1.50	4812.50	0.40	0.30 0.39	0.10
6	6.50~ 10.00	3.50	14136.40	0.30	0.17 0.23	0.06
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.73

計算点:B

B	

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
1	0.24～ 1.50	1.26	4712.50	0.40	0.00 0.07	0.07
2	1.50～ 2.00	0.50	5801.60	0.30	0.09 0.12	0.03
3	2.00～ 3.75	1.75	4994.00	0.30	0.14 0.28	0.14
4	3.75～ 5.00	1.25	4455.00	0.40	0.23 0.32	0.09
5	5.00～ 5.75	0.75	12100.00	0.40	0.12 0.14	0.02
6	5.75～ 8.00	2.25	40320.00	0.30	0.05 0.07	0.02
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.37

計算点:C

C	

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
1	0.24～ 1.50	1.26	4650.00	0.40	0.00 0.07	0.07
2	1.50～ 2.00	0.50	3375.00	0.40	0.09 0.13	0.04
3	2.00～ 2.75	0.75	3375.00	0.40	0.13 0.20	0.07
4	2.75～ 7.50	4.75	5485.64	0.30	0.18 0.48	0.30
5	7.50～ 9.75	2.25	7333.33	0.40	0.30 0.37	0.07
6	9.75～ 11.00	1.25	40320.00	0.30	0.08 0.09	0.01
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.56

計算点:D

	D

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
1	0.24~ 1.00	0.76	4800.00	0.40	0.00 0.04	0.04
2	1.00~ 2.00	1.00	3375.00	0.40	0.05 0.13	0.08
3	2.00~ 7.00	5.00	5585.44	0.30	0.12 0.45	0.32
4	7.00~ 8.00	1.00	5775.00	0.40	0.35 0.40	0.05
5	8.00~ 8.75	0.75	10900.00	0.40	0.21 0.23	0.02
6	8.75~ 11.00	2.25	40320.00	0.30	0.07 0.09	0.01
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.52

計算点:E

E	

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
1	0.24~ 1.50	1.26	4712.50	0.40	0.00 0.13	0.13
2	1.50~ 2.00	0.50	5801.60	0.30	0.17 0.23	0.06
3	2.00~ 3.75	1.75	4994.00	0.30	0.26 0.50	0.23
4	3.75~ 5.00	1.25	4455.00	0.40	0.44 0.58	0.15
5	5.00~ 5.75	0.75	12100.00	0.40	0.22 0.24	0.03
6	5.75~ 8.00	2.25	40320.00	0.30	0.09 0.11	0.02
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.63

計算点:F

	F

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
1	0.24~ 1.25	1.01	9180.00	0.40	0.00 0.06	0.06
2	1.25~ 2.00	0.75	6700.00	0.40	0.08 0.15	0.07
3	2.00~ 2.50	0.50	450.00	0.33	2.91 3.78	0.87
4	2.50~ 4.50	2.00	5942.30	0.30	0.31 0.56	0.25
5	4.50~ 6.25	1.75	4478.57	0.40	0.60 0.81	0.22
6	6.25~ 10.00	3.75	16030.93	0.30	0.27 0.36	0.09
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						1.55

計算点:G

	G

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
1	0.24~ 1.50	1.26	4650.00	0.40	0.00 0.14	0.14
2	1.50~ 2.00	0.50	3375.00	0.40	0.19 0.27	0.09
3	2.00~ 2.75	0.75	3375.00	0.40	0.27 0.41	0.13
4	2.75~ 7.50	4.75	5485.64	0.30	0.34 0.78	0.45
5	7.50~ 9.75	2.25	7333.33	0.40	0.50 0.60	0.10
6	9.75~ 11.00	1.25	40320.00	0.30	0.12 0.13	0.01
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.91

計算点:H

H	●

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
1	0.24~ 1.25	1.01	9180.00	0.40	0.00 0.06	0.06
2	1.25~ 2.00	0.75	6700.00	0.40	0.08 0.15	0.07
3	2.00~ 2.50	0.50	450.00	0.33	2.91 3.78	0.87
4	2.50~ 4.50	2.00	5942.30	0.30	0.31 0.56	0.25
5	4.50~ 6.25	1.75	4478.57	0.40	0.60 0.81	0.22
6	6.25~ 10.00	3.75	16030.93	0.30	0.27 0.36	0.09
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						1.55

計算点:0

	o
●	

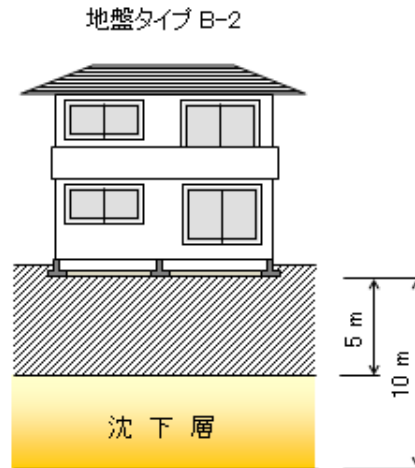
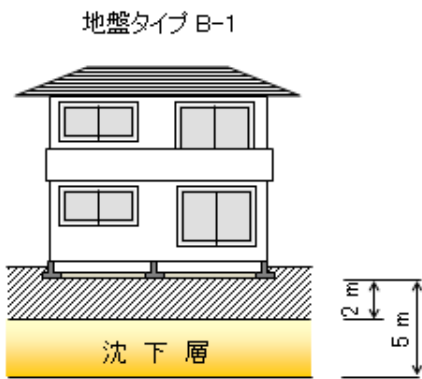
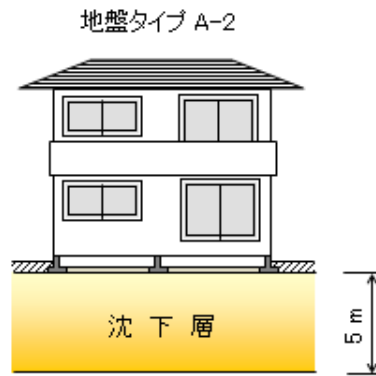
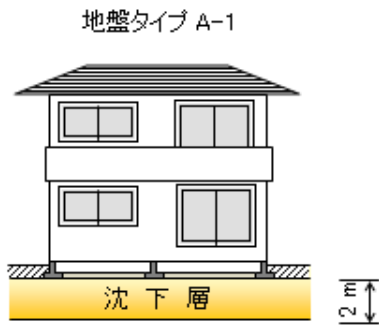
No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
1	0.24~ 1.25	1.01	9180.00	0.40	0.00 0.12	0.12
2	1.25~ 2.00	0.75	6700.00	0.40	0.16 0.30	0.14
3	2.00~ 2.50	0.50	450.00	0.33	5.72 7.32	1.60
4	2.50~ 4.50	2.00	5942.30	0.30	0.59 1.00	0.41
5	4.50~ 6.25	1.75	4478.57	0.40	1.11 1.42	0.31
6	6.25~ 10.00	3.75	16030.93	0.30	0.46 0.57	0.11
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						2.69

6-3 基礎剛性を考慮した沈下量の計算

基礎剛性を考慮した沈下計算は、基礎剛性を考慮しない計算結果に剛性影響係数 $\kappa_1 \sim \kappa_3$ を乗じた値とする。

ただし、 κ は基礎形式と沈下検討対象層の深さに応じて以下の表より選択する。

基礎形式	布基礎				べた基礎			
	A-1	A-2	B-1	B-2	A-1	A-2	B-1	B-2
最大沈下量 κ_1	0.7	0.7	0.8	0.9	0.9	0.8	0.8	0.9
不同沈下量 κ_2	0.1	0.1	0.4	0.6	0.2	0.3	0.5	0.7
最大変形角 κ_3	0.1	0.1	0.4	0.6	0.2	0.3	0.5	0.7

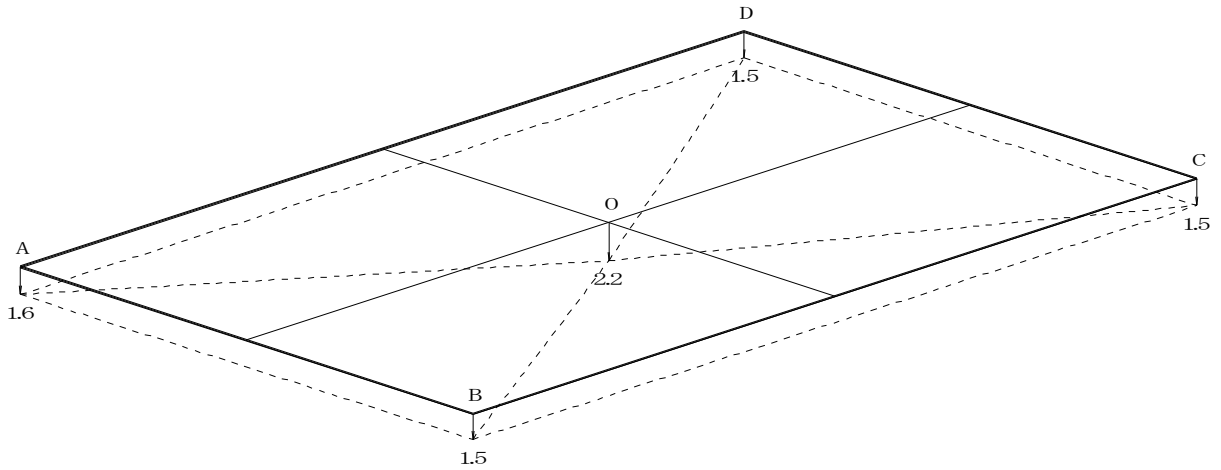


前表より、地盤タイプ A-2 における影響係数を以下の値として、基礎剛性を考慮した沈下量を計算する。

最大沈下量の影響係数： $\kappa_1 = 0.8$

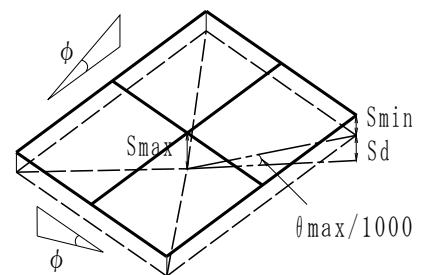
不同沈下量の影響係数： $\kappa_2 = 0.3$

最大変形角の影響係数： $\kappa_3 = 0.3$



推定箇所	沈下量 cm	不同沈下量 cm	変形角 θ n/1000
A(隅角)	1.56	0.59	1.37
B(隅角)	1.46	0.70	1.62
C(隅角)	1.51	0.64	1.49
D(隅角)	1.50	0.65	1.52
O(中央)	2.15	—	—

	相対沈下量 cm	傾斜角 ϕ n/1000
A-B	0.11	0.24
B-C	0.06	0.08
D-C	0.01	0.03
A-D	0.06	0.09



最大沈下量 $S_{max} = 2.15 \leq 5.0$ (cm) (OK)

不同沈下量 $S_{dmax} = 0.70 \leq 2.0$ (cm) (OK)

最大変形角 $\theta_{max} = 1.62 \leq 2.5$ /1000 (OK)

最大傾斜角 $\phi_{max} = 0.24 \leq 3.0$ /1000 (OK)

7 液状化の判定

7-1 FL、PL、Dcy の判定方法

建築基礎構造設計指針、p. 62の方法により、液状化判定を行う。液状化の判定を行う土層は、地表面から20mまでの細粒分含有率が35%以下の砂質土層とする。

検討用のマグニチュードと地表面水平加速度値は、以下とする。

	中地震検討用	大地震検討用
マグニチュード M	7.5	8.0
地表面水平加速度値 α_{max} (cm/s ²)	200	350

検討地点の地盤内の各深さに発生する等価な繰返しせん断応力比(L)を次式から求める。

$$L = \frac{\tau_d}{\sigma'_z} = \gamma_n \frac{\alpha_{max}}{g} \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} \gamma_d$$

$$\gamma_n = 0.1(M-1)$$

$$\gamma_d = 1 - 0.015 \cdot z$$

対応する深度の補正N値(N_a)を次式から求める。

$$N_1 = C_N \cdot N$$

$$C_N = \sqrt{98 / \sigma'_z}$$

$$N_a = N_1 + \Delta N_f$$

建築基礎構造設計指針 図4.5.1 の限界せん断ひずみ曲線 5% を用いて、補正N値(N_a)に対する飽和土層の液状化抵抗比(R)を求める。

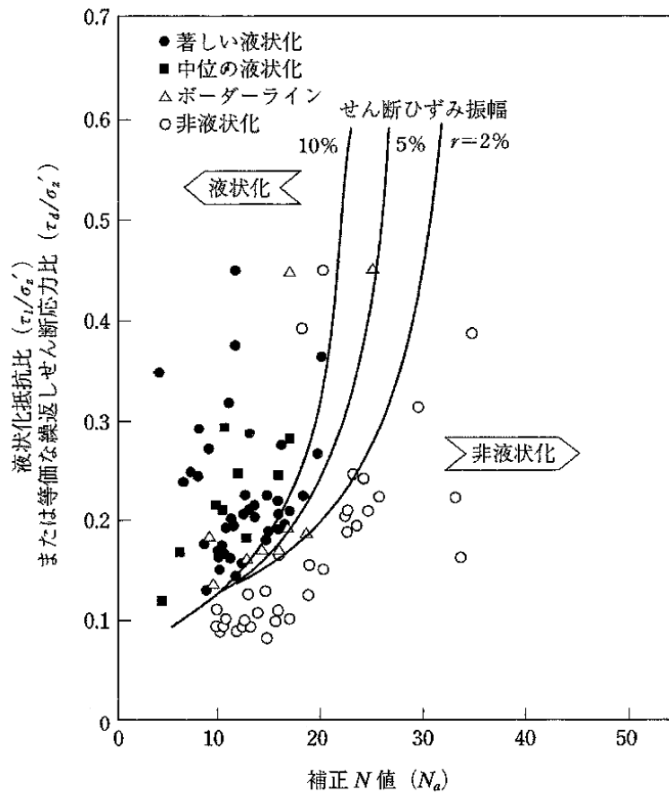
$$R = \frac{\tau_L}{\sigma_z}$$

各深さにおける液状化発生に対する安全率(F_L)を求める。F_L値≤1 となる土層は、液状化発生の可能性があるとして判定する。

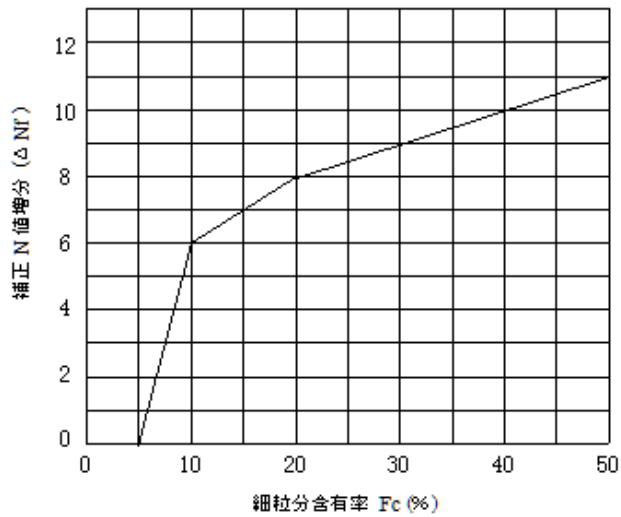
$$F_L = \frac{R}{L} = \frac{\tau_L / \sigma_z}{\tau_d / \sigma'_z}$$

ここで、

- τ_d : 水平面に生じる等価な一定繰返しせん断応力振幅(kN/m²)
- σ'_z : 検討深さにおける有効土被り圧(鉛直有効応力)(kN/m²)
- σ_z : 検討深さにおける全土被り圧(鉛直全応力)(kN/m²)
- γ_n : 等価の繰返し回数に関する補正係数
- M : マグニチュード
- α_{max} : 地表面における設計用水平加速度(cm/s²)
- g : 重力加速度(980cm/s²)
- γ_d : 地盤が剛体でないことによる低減係数
- z : 地表面からの検討深さ(m)で、土層が厚い場合は 1.00(m)ピッチで区切って判定する
- N_a : 補正N値
- N₁ : 換算N値
- N : N値
- C_N : 拘束圧に関する換算係数
- ΔN_f : 細粒分含有率F_cに応じて建築基礎構造設計指針 図4.5.2 から読取った補正N値増分
- τ_L : 水平面における液状化抵抗



補正N値と液状化抵抗、動的せん断ひずみの関係
(建築基礎構造設計指針 図4.5.1 より引用)



細粒分含有率とN値の補正係数
(建築基礎構造設計指針 図4.5.2 より引用)

各深さの F_L 値から液状化指数 P_L 値を求める。液状化の影響の程度は下表のように評価する。
ただし、調査深度以深は非液状化層とする。

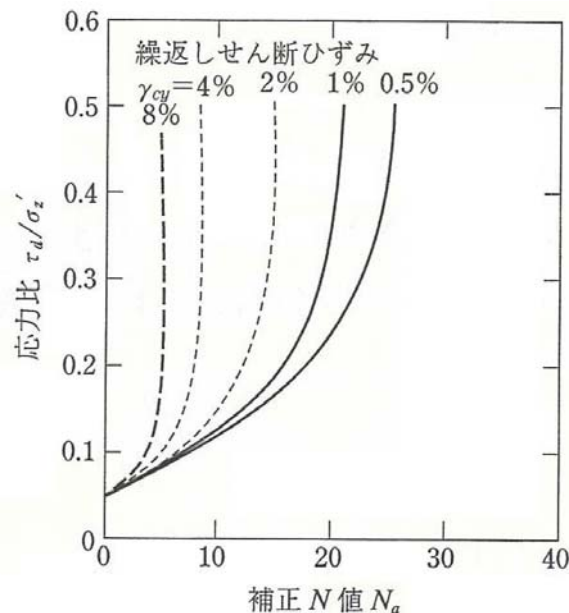
$$P_L = \int_0^{20} (1 - F_L) (10 - 0.5 \cdot z) dz$$

$$\left(P_L = \sum_{i=1}^n (1 - F_L) (10 - 0.5 \cdot z) \Delta z \right)$$

P_L	液状化の影響の程度
$P_L = 0$	なし
$0 < P_L \leq 5$	小さい
$5 < P_L \leq 15$	中位
$P_L > 15$	大きい

液状化発生の可能性が高いと判断された地盤においては、 D_{cy} 法による地盤変位の予測を行う。
補正 N 値と繰返しせん断ひずみの関係グラフから、補正 N 値(N_a)と応力比(τ_d / σ'_z)に対応する
各層の繰返しせん断ひずみ γ_{cy} を読み取り、 γ_{cy} に各層の層厚を乗じて水平変位とする。
各層の水平変位を累加して地表変位 D_{cy} とする。液状化の程度は D_{cy} の値により下表のように評価する。

D_{cy} (cm)	液状化の程度
0	なし
～ 5	軽微
5 ～ 10	小
10 ～ 20	中
20 ～ 40	大
40 ～	甚大



補正 N 値と繰返しせん断ひずみの関係
(建築基礎構造設計指針 図4.5.7 より引用)

7-2 FL、PL、Dcy の判定結果(中地震)

(1) 調査点-1 (1)

M=7.5 , $\alpha_{max}=200\text{cm/s}^2$, 地下水位 = 2.00m

No	深さ Z m	層厚 Δz m	土質	N値	細粒分 含有率 F _c %	全応力 σ_z kN/m ²	有効応力 σ'_z kN/m ²	係数 C _N	換算 N N ₁ =C _N ·N	増分 N ΔN_f	補正 N N _a = N ₁ + ΔN_f	せん断 応力比 L	液状化 抵抗比 R	安全率 F _L =R/L	液状化 ○しない ×する	液状化 指数 ΔP_L	ひずみ γ_{cy} %	水平変位 ΔD_{cy} cm
1	1.00	1.00	粘性土	3.5	70	16.00	16.00	2.47	8.6	13.0	21.6	0.13	0.28	***	○	-	-	-
2	1.25	0.25	粘性土	3.5	70	20.00	20.00	2.21	7.7	13.0	20.7	0.13	0.26	***	○	-	-	-
3	▽ 2.00	0.75	粘性土	3.8	70	32.00	32.00	1.75	6.7	13.0	19.7	0.13	0.23	***	○	-	-	-
4	2.50	0.50	粘性土	1.5	70	40.00	35.10	1.67	2.5	13.0	15.5	0.15	0.17	***	○	-	-	-
5	3.50	1.00	砂質土	3.9	10	58.00	43.30	1.50	5.9	6.0	11.9	0.17	0.14	0.85	×	1.24	2.00	2.00
6	4.50	1.00	砂質土	3.9	10	76.00	51.50	1.38	5.4	6.0	11.4	0.18	0.14	0.77	×	1.82	2.00	2.00
7	5.00	0.50	砂質土	3.9	10	85.00	55.60	1.33	5.2	6.0	11.2	0.19	0.14	0.74	×	0.98	2.00	1.00
8	6.00	1.00	粘性土	2.9	70	101.00	61.80	1.26	3.7	13.0	16.7	0.20	0.18	***	○	-	-	-
9	6.50	0.50	粘性土	2.9	70	109.00	64.90	1.23	3.6	13.0	16.6	0.20	0.18	***	○	-	-	-
10	7.50	1.00	砂質土	10.1	10	127.00	73.10	1.16	11.7	6.0	17.7	0.20	0.20	0.96	×	0.28	0.50	0.50
11	8.50	1.00	砂質土	10.1	10	145.00	81.30	1.10	11.1	6.0	17.1	0.21	0.19	0.91	×	0.53	1.00	1.00
12	9.50	1.00	砂質土	10.1	10	163.00	89.50	1.05	10.6	6.0	16.6	0.21	0.18	0.88	×	0.65	1.00	1.00
13	10.00	0.50	砂質土	10.1	10	172.00	93.60	1.02	10.3	6.0	16.3	0.21	0.18	0.86	×	0.34	1.00	0.50
合計 Σ																5.84	-	8.00

P_L = 5.84 (液状化の影響の程度：中位)

D_{cy} = 8.00cm (液状化の程度：小)

(2) 調査点-2 (2)

M=7.5 , $\alpha_{max}=200\text{cm/s}^2$, 地下水位 = 2.00m

No	深さ Z m	層厚 Δz m	土質	N値	細粒分 含有率 F _c %	全応力 σ_z kN/m ²	有効応力 σ'_z kN/m ²	係数 C _N	換算 N N ₁ =C _N ·N	増分 N ΔN_f	補正 N N _a = N ₁ + ΔN_f	せん断 応力比 L	液状化 抵抗比 R	安全率 F _L =R/L	液状化 ○しない ×する	液状化 指数 ΔP_L	ひずみ γ_{cy} %	水平変位 ΔD_{cy} cm
1	1.00	1.00	粘性土	6.1	70	16.00	16.00	2.47	15.1	13.0	28.1	0.13	0.81	***	○	-	-	-
2	1.25	0.25	粘性土	6.1	70	20.00	20.00	2.21	13.5	13.0	26.5	0.13	0.60	***	○	-	-	-
3	▽ 2.00	0.75	粘性土	4.5	70	32.00	32.00	1.75	7.8	13.0	20.8	0.13	0.26	***	○	-	-	-
4	2.50	0.50	粘性土	1.1	70	40.00	35.10	1.67	1.9	13.0	14.9	0.15	0.17	***	○	-	-	-
5	3.50	1.00	砂質土	4.2	10	58.00	43.30	1.50	6.4	6.0	12.4	0.17	0.15	0.87	×	1.08	2.00	2.00
6	4.50	1.00	砂質土	4.2	10	76.00	51.50	1.38	5.9	6.0	11.9	0.18	0.14	0.78	×	1.69	2.00	2.00
7	5.50	1.00	粘性土	2.9	70	92.00	57.70	1.30	3.7	13.0	16.7	0.19	0.18	***	○	-	-	-
8	6.25	0.75	粘性土	2.9	70	104.00	62.35	1.25	3.6	13.0	16.6	0.20	0.18	***	○	-	-	-
9	7.25	1.00	砂質土	11.5	10	122.00	70.55	1.18	13.5	6.0	19.5	0.20	0.23	1.11	○	0.00	0.00	0.00
10	8.25	1.00	砂質土	11.5	10	140.00	78.75	1.12	12.8	6.0	18.8	0.21	0.21	1.03	○	0.00	0.00	0.00
11	9.25	1.00	砂質土	11.5	10	158.00	86.95	1.06	12.2	6.0	18.2	0.21	0.20	0.97	×	0.14	1.00	1.00
12	10.00	0.75	砂質土	11.5	10	171.50	93.10	1.03	11.7	6.0	17.7	0.21	0.20	0.94	×	0.21	1.00	0.75
合計 Σ																3.12	-	5.75

P_L = 3.12 (液状化の影響の程度：小さい)

D_{cy} = 5.75cm (液状化の程度：小)

(3) 調査点-3 (3)

M=7.5 , $\alpha_{max}=200\text{cm/s}^2$, 地下水位 = 2.00m

No	深さ Z m	層厚 Δz m	土質	N値	細粒分 含有率 F _c %	全応力 σ_z kN/m ²	有効応力 σ'_z kN/m ²	係数 C _N	換算 N N _f =C _N ·N	増分 N ΔN_f	補正 N N _a = N _f + ΔN_f	せん断 応力比 L	液状化 抵抗比 R	安全率 F _L =R/L	液状化 ○しない ×する	液状化 指数 ΔP_L	ひずみ γ_{cy} %	水平変位 ΔD_{cy} cm
1	1.00	1.00	粘性土	3.1	70	16.00	16.00	2.47	7.7	13.0	20.7	0.13	0.25	***	○	-	-	-
2	1.50	0.50	粘性土	3.1	70	24.00	24.00	2.02	6.3	13.0	19.3	0.13	0.22	***	○	-	-	-
3	▽2.00	0.50	粘性土	2.3	70	32.00	32.00	1.75	3.9	13.0	16.9	0.13	0.19	***	○	-	-	-
4	2.75	0.75	粘性土	2.3	70	44.00	36.65	1.64	3.7	13.0	16.7	0.15	0.18	***	○	-	-	-
5	3.75	1.00	砂質土	3.9	10	62.00	44.85	1.48	5.8	6.0	11.8	0.17	0.14	0.82	×	1.45	2.00	2.00
6	4.75	1.00	砂質土	3.9	10	80.00	53.05	1.36	5.3	6.0	11.3	0.19	0.14	0.75	×	1.92	2.00	2.00
7	5.75	1.00	砂質土	3.9	10	98.00	61.25	1.26	5.0	6.0	11.0	0.19	0.14	0.70	×	2.11	2.00	2.00
8	6.75	1.00	砂質土	3.9	10	116.00	69.45	1.19	4.7	6.0	10.7	0.20	0.13	0.68	×	2.15	2.00	2.00
9	7.50	0.75	砂質土	3.9	10	129.50	75.60	1.14	4.5	6.0	10.5	0.20	0.13	0.66	×	1.59	3.00	2.25
10	8.50	1.00	粘性土	5.2	70	145.50	81.80	1.09	5.7	13.0	18.7	0.21	0.21	***	○	-	-	-
11	9.50	1.00	粘性土	5.2	70	161.50	88.00	1.06	5.5	13.0	18.5	0.21	0.21	***	○	-	-	-
12	9.75	0.25	粘性土	5.2	70	165.50	89.55	1.05	5.4	13.0	18.4	0.21	0.21	***	○	-	-	-
13	10.75	1.00	砂質土	28.8	10	183.50	97.75	1.00	28.8	6.0	34.8	0.21	2.86	13.69	○	0.00	0.00	0.00
14	11.00	0.25	砂質土	28.8	10	188.00	99.80	0.99	28.5	6.0	34.5	0.21	2.71	12.97	○	0.00	0.00	0.00
合計 Σ																9.20	-	10.25

P_L = 9.20 (液状化の影響の程度：中位)

D_{cy} = 10.25cm (液状化の程度：中)

(4) 調査点-4 (4)

M=7.5 , $\alpha_{max}=200\text{cm/s}^2$, 地下水位 = 2.00m

No	深さ Z m	層厚 Δz m	土質	N値	細粒分 含有率 F _c %	全応力 σ_z kN/m ²	有効応力 σ'_z kN/m ²	係数 C _N	換算 N N _f =C _N ·N	増分 N ΔN_f	補正 N N _a = N _f + ΔN_f	せん断 応力比 L	液状化 抵抗比 R	安全率 F _L =R/L	液状化 ○しない ×する	液状化 指数 ΔP_L	ひずみ γ_{cy} %	水平変位 ΔD_{cy} cm
1	1.00	1.00	粘性土	3.2	70	16.00	16.00	2.47	7.9	13.0	20.9	0.13	0.26	***	○	-	-	-
2	▽2.00	1.00	粘性土	2.3	70	32.00	32.00	1.75	3.9	13.0	16.9	0.13	0.19	***	○	-	-	-
3	3.00	1.00	砂質土	4.0	10	50.00	40.20	1.56	6.2	6.0	12.2	0.16	0.15	0.92	×	0.67	1.00	1.00
4	4.00	1.00	砂質土	4.0	10	68.00	48.40	1.42	5.7	6.0	11.7	0.18	0.14	0.81	×	1.54	2.00	2.00
5	5.00	1.00	砂質土	4.0	10	86.00	56.60	1.32	5.2	6.0	11.2	0.19	0.14	0.74	×	1.92	2.00	2.00
6	6.00	1.00	砂質土	4.0	10	104.00	64.80	1.23	4.9	6.0	10.9	0.19	0.14	0.70	×	2.08	2.00	2.00
7	7.00	1.00	砂質土	4.0	10	122.00	73.00	1.16	4.6	6.0	10.6	0.20	0.13	0.68	×	2.10	2.00	2.00
8	8.00	1.00	粘性土	3.9	70	138.00	79.20	1.11	4.3	13.0	17.3	0.20	0.19	***	○	-	-	-
9	8.75	0.75	粘性土	7.8	70	150.00	83.85	1.08	8.4	13.0	21.4	0.21	0.28	***	○	-	-	-
10	9.75	1.00	砂質土	28.8	10	168.00	92.05	1.03	29.7	6.0	35.7	0.21	3.36	16.26	○	0.00	0.00	0.00
11	10.75	1.00	砂質土	28.8	10	186.00	100.25	0.99	28.5	6.0	34.5	0.21	2.67	12.95	○	0.00	0.00	0.00
12	11.00	0.25	砂質土	28.8	10	190.50	102.30	0.98	28.2	6.0	34.2	0.21	2.53	12.29	○	0.00	0.00	0.00
合計 Σ																8.30	-	9.00

P_L = 8.30 (液状化の影響の程度：中位)

D_{cy} = 9.00cm (液状化の程度：小)

(5) 調査点-5 (5)

M=7.5 , $\alpha_{max}=200\text{cm/s}^2$, 地下水位 = 2.00m

No	深さ Z m	層厚 Δz m	土質 -	N値 -	細粒分 含有率 F _c %	全応力 σ_z kN/m ²	有効応力 σ'_z kN/m ²	係数 C _N -	換算 N N _I =C _N ・N -	増分 N ΔN_f -	補正 N N _a = N _I + ΔN_f	せん断 応力比 L	液状化 抵抗比 R	安全率 F _L =R/L	液状化 ○しない ×する	液状化 指数 ΔP_L	ひずみ γ_{cy} %	水平変位 ΔD_{cy} cm
1	1.00	1.00	粘性土	3.1	70	16.00	16.00	2.47	7.8	13.0	20.8	0.13	0.26	***	○	-	-	-
2	1.50	0.50	粘性土	3.1	70	24.00	24.00	2.02	6.3	13.0	19.3	0.13	0.22	***	○	-	-	-
3	▽ 2.00	0.50	砂質土	4.1	10	33.00	33.00	1.72	7.1	6.0	13.1	0.13	0.15	***	○	-	-	-
4	3.00	1.00	砂質土	3.6	10	51.00	41.20	1.54	5.5	6.0	11.5	0.16	0.14	0.89	×	0.90	1.00	1.00
5	3.75	0.75	砂質土	3.6	10	64.50	47.35	1.44	5.1	6.0	11.1	0.17	0.14	0.81	×	1.17	2.00	1.50
6	4.75	1.00	粘性土	3.0	70	80.50	53.55	1.35	4.0	13.0	17.0	0.19	0.19	***	○	-	-	-
7	5.00	0.25	粘性土	3.0	70	84.50	55.10	1.33	4.0	13.0	17.0	0.19	0.19	***	○	-	-	-
8	5.75	0.75	粘性土	8.7	70	96.50	59.75	1.28	11.1	13.0	24.1	0.20	0.40	***	○	-	-	-
9	6.75	1.00	砂質土	28.8	10	114.50	67.95	1.20	34.6	6.0	40.6	0.20	7.89	39.25	○	0.00	0.00	0.00
10	7.75	1.00	砂質土	28.8	10	132.50	76.15	1.13	32.7	6.0	38.7	0.20	5.69	27.90	○	0.00	0.00	0.00
11	8.00	0.25	砂質土	28.8	10	137.00	78.20	1.12	32.2	6.0	38.2	0.20	5.28	25.81	○	0.00	0.00	0.00
合計 Σ																2.06	-	2.50

P_L = 2.06 (液状化の影響の程度 : 小さい)

D_{cy} = 2.50cm (液状化の程度 : 軽微)

7-3 FL、PL、Dcy の判定結果(大地震)

(1) 調査点-1 (1)

M=8.0 , $\alpha_{max}=350\text{cm/s}^2$, 地下水位 = 2.00m

No	深さ Z m	層厚 Δz m	土質 -	N値 -	細粒分 含有率 F _c %	全応力 σ_z kN/m ²	有効応力 σ'_z kN/m ²	係数 C _N -	換算 N N ₁ =C _N ·N -	増分 N ΔN_f -	補正 N N _a = N ₁ + ΔN_f	せん断 応力比 L	液状化 抵抗比 R	安全率 F _L =R/L	液状化 ○しない ×する	液状化 指数 ΔP_L	ひずみ γ_{cy} %	水平変位 ΔD_{cy} cm
1	1.00	1.00	粘性土	3.5	70	16.00	16.00	2.47	8.6	13.0	21.6	0.25	0.28	***	○	-	-	-
2	1.25	0.25	粘性土	3.5	70	20.00	20.00	2.21	7.7	13.0	20.7	0.25	0.26	***	○	-	-	-
3	▽ 2.00	0.75	粘性土	3.8	70	32.00	32.00	1.75	6.7	13.0	19.7	0.24	0.23	***	○	-	-	-
4	2.50	0.50	粘性土	1.5	70	40.00	35.10	1.67	2.5	13.0	15.5	0.27	0.17	***	○	-	-	-
5	3.50	1.00	砂質土	3.9	10	58.00	43.30	1.50	5.9	6.0	11.9	0.32	0.14	0.45	×	4.53	3.00	3.00
6	4.50	1.00	砂質土	3.9	10	76.00	51.50	1.38	5.4	6.0	11.4	0.34	0.14	0.41	×	4.60	3.00	3.00
7	5.00	0.50	砂質土	3.9	10	85.00	55.60	1.33	5.2	6.0	11.2	0.35	0.14	0.39	×	2.28	3.00	1.50
8	6.00	1.00	粘性土	2.9	70	101.00	61.80	1.26	3.7	13.0	16.7	0.37	0.18	***	○	-	-	-
9	6.50	0.50	粘性土	2.9	70	109.00	64.90	1.23	3.6	13.0	16.6	0.38	0.18	***	○	-	-	-
10	7.50	1.00	砂質土	10.1	10	127.00	73.10	1.16	11.7	6.0	17.7	0.39	0.20	0.51	×	3.08	1.25	1.25
11	8.50	1.00	砂質土	10.1	10	145.00	81.30	1.10	11.1	6.0	17.1	0.39	0.19	0.48	×	2.98	1.50	1.50
12	9.50	1.00	砂質土	10.1	10	163.00	89.50	1.05	10.6	6.0	16.6	0.39	0.18	0.46	×	2.81	1.50	1.50
13	10.00	0.50	砂質土	10.1	10	172.00	93.60	1.02	10.3	6.0	16.3	0.39	0.18	0.46	×	1.35	2.00	1.00
合計 Σ																21.64	-	12.75

P_L = 21.64 (液状化の影響の程度：大きい)

D_{cy} = 12.75cm (液状化の程度：中)

(2) 調査点-2 (2)

M=8.0 , $\alpha_{max}=350\text{cm/s}^2$, 地下水位 = 2.00m

No	深さ Z m	層厚 Δz m	土質 -	N値 -	細粒分 含有率 F _c %	全応力 σ_z kN/m ²	有効応力 σ'_z kN/m ²	係数 C _N -	換算 N N ₁ =C _N ·N -	増分 N ΔN_f -	補正 N N _a = N ₁ + ΔN_f	せん断 応力比 L	液状化 抵抗比 R	安全率 F _L =R/L	液状化 ○しない ×する	液状化 指数 ΔP_L	ひずみ γ_{cy} %	水平変位 ΔD_{cy} cm
1	1.00	1.00	粘性土	6.1	70	16.00	16.00	2.47	15.1	13.0	28.1	0.25	0.81	***	○	-	-	-
2	1.25	0.25	粘性土	6.1	70	20.00	20.00	2.21	13.5	13.0	26.5	0.25	0.60	***	○	-	-	-
3	▽ 2.00	0.75	粘性土	4.5	70	32.00	32.00	1.75	7.8	13.0	20.8	0.24	0.26	***	○	-	-	-
4	2.50	0.50	粘性土	1.1	70	40.00	35.10	1.67	1.9	13.0	14.9	0.27	0.17	***	○	-	-	-
5	3.50	1.00	砂質土	4.2	10	58.00	43.30	1.50	6.4	6.0	12.4	0.32	0.15	0.46	×	4.45	3.00	3.00
6	4.50	1.00	砂質土	4.2	10	76.00	51.50	1.38	5.9	6.0	11.9	0.34	0.14	0.41	×	4.54	3.00	3.00
7	5.50	1.00	粘性土	2.9	70	92.00	57.70	1.30	3.7	13.0	16.7	0.37	0.18	***	○	-	-	-
8	6.25	0.75	粘性土	2.9	70	104.00	62.35	1.25	3.6	13.0	16.6	0.38	0.18	***	○	-	-	-
9	7.25	1.00	砂質土	11.5	10	122.00	70.55	1.18	13.5	6.0	19.5	0.39	0.23	0.59	×	2.63	1.00	1.00
10	8.25	1.00	砂質土	11.5	10	140.00	78.75	1.12	12.8	6.0	18.8	0.39	0.21	0.55	×	2.67	1.00	1.00
11	9.25	1.00	砂質土	11.5	10	158.00	86.95	1.06	12.2	6.0	18.2	0.39	0.20	0.52	×	2.60	1.25	1.25
12	10.00	0.75	砂質土	11.5	10	171.50	93.10	1.03	11.7	6.0	17.7	0.39	0.20	0.50	×	1.87	1.25	0.94
合計 Σ																18.75	-	10.19

P_L = 18.75 (液状化の影響の程度：大きい)

D_{cy} = 10.19cm (液状化の程度：中)

(3) 調査点-3 (3)

M=8.0 , $\alpha_{max}=350\text{cm/s}^2$, 地下水位 = 2.00m

No	深さ Z m	層厚 Δz m	土質	N値	細粒分 含有率 F _c %	全応力 σ_z kN/m ²	有効応力 σ'_z kN/m ²	係数 C _N	換算 N N _i =C _N ·N	増分 N ΔN_f	補正 N N _a = N _i + ΔN_f	せん断 応力比 L	液状化 抵抗比 R	安全率 F _L =R/L	液状化 ○しない ×する	液状化 指数 ΔP_L	ひずみ γ_{cy} %	水平変位 ΔD_{cy} cm
1	1.00	1.00	粘性土	3.1	70	16.00	16.00	2.47	7.7	13.0	20.7	0.25	0.25	***	○	-	-	-
2	1.50	0.50	粘性土	3.1	70	24.00	24.00	2.02	6.3	13.0	19.3	0.24	0.22	***	○	-	-	-
3	▽ 2.00	0.50	粘性土	2.3	70	32.00	32.00	1.75	3.9	13.0	16.9	0.24	0.19	***	○	-	-	-
4	2.75	0.75	粘性土	2.3	70	44.00	36.65	1.64	3.7	13.0	16.7	0.29	0.18	***	○	-	-	-
5	3.75	1.00	砂質土	3.9	10	62.00	44.85	1.48	5.8	6.0	11.8	0.33	0.14	0.44	×	4.58	3.00	3.00
6	4.75	1.00	砂質土	3.9	10	80.00	53.05	1.36	5.3	6.0	11.3	0.35	0.14	0.40	×	4.60	3.00	3.00
7	5.75	1.00	砂質土	3.9	10	98.00	61.25	1.26	5.0	6.0	11.0	0.37	0.14	0.37	×	4.46	3.00	3.00
8	6.75	1.00	砂質土	3.9	10	116.00	69.45	1.19	4.7	6.0	10.7	0.38	0.13	0.36	×	4.25	3.00	3.00
9	7.50	0.75	砂質土	3.9	10	129.50	75.60	1.14	4.5	6.0	10.5	0.38	0.13	0.35	×	3.04	4.00	3.00
10	8.50	1.00	粘性土	5.2	70	145.50	81.80	1.09	5.7	13.0	18.7	0.39	0.21	***	○	-	-	-
11	9.50	1.00	粘性土	5.2	70	161.50	88.00	1.06	5.5	13.0	18.5	0.39	0.21	***	○	-	-	-
12	9.75	0.25	粘性土	5.2	70	165.50	89.55	1.05	5.4	13.0	18.4	0.39	0.21	***	○	-	-	-
13	10.75	1.00	砂質土	28.8	10	183.50	97.75	1.00	28.8	6.0	34.8	0.39	2.86	7.26	○	0.00	0.00	0.00
14	11.00	0.25	砂質土	28.8	10	188.00	99.80	0.99	28.5	6.0	34.5	0.39	2.71	6.88	○	0.00	0.00	0.00
合計 Σ															20.93	-	-	15.00

P_L = 20.93 (液状化の影響の程度 : 大きい)

D_{cy} = 15.00cm (液状化の程度 : 中)

(4) 調査点-4 (4)

M=8.0 , $\alpha_{max}=350\text{cm/s}^2$, 地下水位 = 2.00m

No	深さ Z m	層厚 Δz m	土質	N値	細粒分 含有率 F _c %	全応力 σ_z kN/m ²	有効応力 σ'_z kN/m ²	係数 C _N	換算 N N _i =C _N ·N	増分 N ΔN_f	補正 N N _a = N _i + ΔN_f	せん断 応力比 L	液状化 抵抗比 R	安全率 F _L =R/L	液状化 ○しない ×する	液状化 指数 ΔP_L	ひずみ γ_{cy} %	水平変位 ΔD_{cy} cm
1	1.00	1.00	粘性土	3.2	70	16.00	16.00	2.47	7.9	13.0	20.9	0.25	0.26	***	○	-	-	-
2	▽ 2.00	1.00	粘性土	2.3	70	32.00	32.00	1.75	3.9	13.0	16.9	0.24	0.19	***	○	-	-	-
3	3.00	1.00	砂質土	4.0	10	50.00	40.20	1.56	6.2	6.0	12.2	0.30	0.15	0.49	×	4.34	3.00	3.00
4	4.00	1.00	砂質土	4.0	10	68.00	48.40	1.42	5.7	6.0	11.7	0.33	0.14	0.43	×	4.57	3.00	3.00
5	5.00	1.00	砂質土	4.0	10	86.00	56.60	1.32	5.2	6.0	11.2	0.35	0.14	0.39	×	4.54	3.00	3.00
6	6.00	1.00	砂質土	4.0	10	104.00	64.80	1.23	4.9	6.0	10.9	0.37	0.14	0.37	×	4.39	3.00	3.00
7	7.00	1.00	砂質土	4.0	10	122.00	73.00	1.16	4.6	6.0	10.6	0.37	0.13	0.36	×	4.16	3.00	3.00
8	8.00	1.00	粘性土	3.9	70	138.00	79.20	1.11	4.3	13.0	17.3	0.38	0.19	***	○	-	-	-
9	8.75	0.75	粘性土	7.8	70	150.00	83.85	1.08	8.4	13.0	21.4	0.39	0.28	***	○	-	-	-
10	9.75	1.00	砂質土	28.8	10	168.00	92.05	1.03	29.7	6.0	35.7	0.39	3.36	8.63	○	0.00	0.00	0.00
11	10.75	1.00	砂質土	28.8	10	186.00	100.25	0.99	28.5	6.0	34.5	0.39	2.67	6.87	○	0.00	0.00	0.00
12	11.00	0.25	砂質土	28.8	10	190.50	102.30	0.98	28.2	6.0	34.2	0.39	2.53	6.52	○	0.00	0.00	0.00
合計 Σ															22.01	-	-	15.00

P_L = 22.01 (液状化の影響の程度 : 大きい)

D_{cy} = 15.00cm (液状化の程度 : 中)

(5) 調査点-5 (5)

M=8.0 , $\alpha_{\max}=350\text{cm/s}^2$, 地下水位 = 2.00m

No	深さ Z m	層厚 Δz m	土質	N値	細粒分 含有率 F _c %	全応力 σ_z kN/m ²	有効応力 σ'_z kN/m ²	係数 C _N	換算 N N _f =C _N ·N	増分 N ΔN_f	補正 N N _a = N _f + ΔN_f	せん断 応力比 L	液状化 抵抗比 R	安全率 F _L =R/L	液状化 ○しない ×する	液状化 指数 ΔP_L	ひずみ γ_{cy} %	水平変位 ΔD_{cy} cm
1	1.00	1.00	粘性土	3.1	70	16.00	16.00	2.47	7.8	13.0	20.8	0.25	0.26	***	○	-	-	-
2	1.50	0.50	粘性土	3.1	70	24.00	24.00	2.02	6.3	13.0	19.3	0.24	0.22	***	○	-	-	-
3	▽ 2.00	0.50	砂質土	4.1	10	33.00	33.00	1.72	7.1	6.0	13.1	0.24	0.15	***	○	-	-	-
4	3.00	1.00	砂質土	3.6	10	51.00	41.20	1.54	5.5	6.0	11.5	0.30	0.14	0.47	×	4.46	3.00	3.00
5	3.75	0.75	砂質土	3.6	10	64.50	47.35	1.44	5.1	6.0	11.1	0.32	0.14	0.43	×	3.48	3.00	2.25
6	4.75	1.00	粘性土	3.0	70	80.50	53.55	1.35	4.0	13.0	17.0	0.35	0.19	***	○	-	-	-
7	5.00	0.25	粘性土	3.0	70	84.50	55.10	1.33	4.0	13.0	17.0	0.35	0.19	***	○	-	-	-
8	5.75	0.75	粘性土	8.7	70	96.50	59.75	1.28	11.1	13.0	24.1	0.37	0.40	***	○	-	-	-
9	6.75	1.00	砂質土	28.8	10	114.50	67.95	1.20	34.6	6.0	40.6	0.38	7.89	20.83	○	0.00	0.00	0.00
10	7.75	1.00	砂質土	28.8	10	132.50	76.15	1.13	32.7	6.0	38.7	0.38	5.69	14.80	○	0.00	0.00	0.00
11	8.00	0.25	砂質土	28.8	10	137.00	78.20	1.12	32.2	6.0	38.2	0.39	5.28	13.70	○	0.00	0.00	0.00
合計 Σ																7.95	-	5.25

P_L = 7.95 (液状化の影響の程度 : 中位)

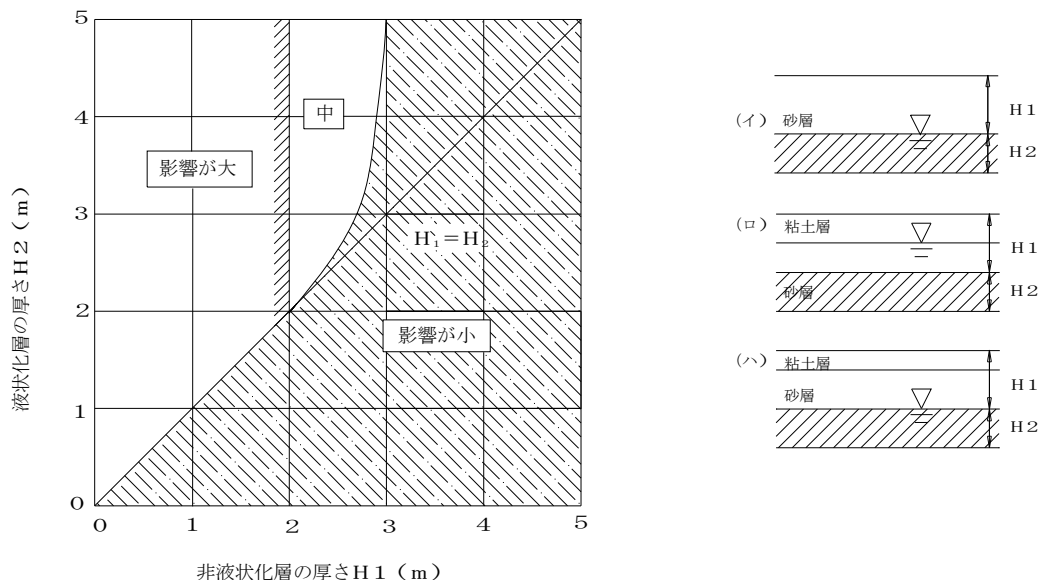
D_{cy} = 5.25cm (液状化の程度 : 小)

7-4 H1、H2による簡易判定

中地震においては、小規模建築物基礎設計指針、p. 89で紹介されている簡易判定法により、液状化によって発生する地表面の変状の程度を推定する。（地表面水平加速度値 200cm/s^2 相当）

地表面から深さ5mまでの範囲の F_L 判定結果から、非液状化層の厚さ H_1 と液状化層の厚さ H_2 とに区分けし、下の判定グラフから液状化の影響が地表面におよぶ程度を大中小の3段階で判定する。

非液状化層とは、 $F_L > 1$ と判定された土層を、液状化層とは、 $F_L \leq 1$ と判定された土層をいう。



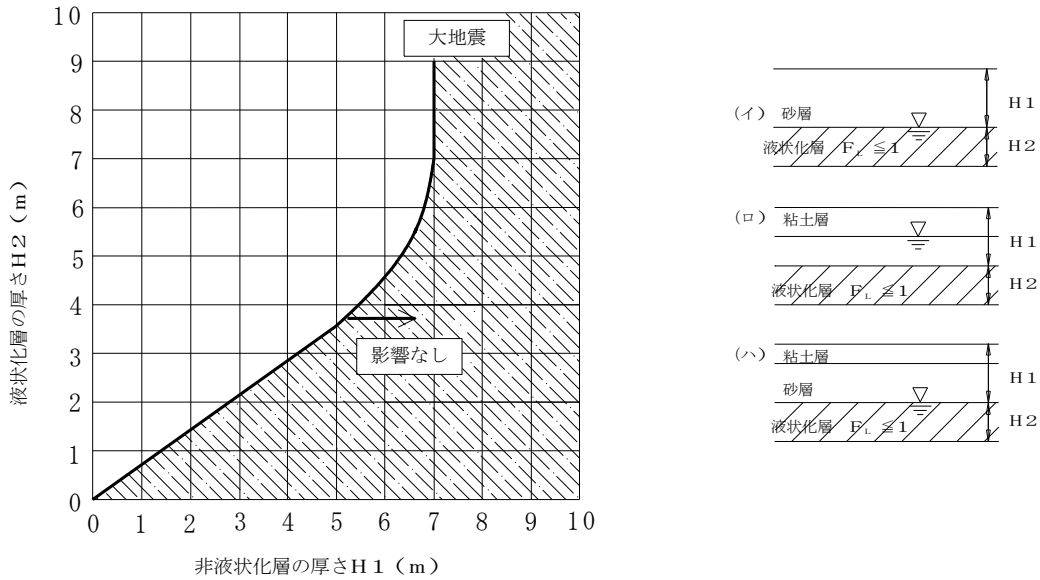
液状化の影響が地表面に及ぶ程度の判定（地表面水平加速度値 200cm/s^2 相当）

（小規模建築物基礎設計指針 図5.6.3 より引用）

測定点名	非液状化層の厚さ H_1 (m)	液状化層の厚さ H_2 (m)	液状化の影響
1	2.50	2.50	影響の程度は「小」
2	2.50	2.00	影響の程度は「小」
3	2.75	2.25	影響の程度は「小」
4	2.00	3.00	影響の程度は「大」
5	2.00	1.75	影響の程度は「小」

大地震においては、地表面から深さ15mまでの範囲のFL判定結果から、非液状化層の厚さH₁と液状化層の厚さH₂とに区分けし、下の判定グラフから液状化の影響を判定する。

非液状化層とは、 $F_L > 1$ と判定された土層を、液状化層とは、 $F_L \leq 1$ と判定された土層をいう。



液状化の影響が地表面に及ぶ程度の判定（大地震）

測定点名	非液状化層の厚さ H ₁ (m)	液状化層の厚さ H ₂ (m)	液状化の影響	注
1	2.50	6.00	影響あり	*
2	2.50	5.75	影響あり	*
3	2.75	4.75	影響あり	*
4	2.00	5.00	影響あり	*
5	2.00	1.75	影響あり	*

* : 土層が15m 未満

7-5 液状化の判定結果一覧

液状化の影響の程度	中地震	大地震
	M=7.5 , $\alpha_{max}=200\text{cm/s}^2$	M=8.0 , $\alpha_{max}=350\text{cm/s}^2$
P _L	9.20 (中位)	22.01 (大きい)
D _{cy}	10.25cm (中)	15.00cm (中)
非液状化層 H ₁ 、液状化層 H ₂	2.00 / 3.00 (大)	2.50 / 6.00 (影響あり)

8 地盤補強工法の設計

8-1 柱状地盤改良の設計（深層混合処理工法）

8-1-1 設計条件

基礎寸法および荷重条件より、基礎底面に作用する接地圧 p は、 30.00kN/m^2 である。

なお、改良径 d は 600mm 、改良体の設計基準強度 F_c は 600kN/m^2 とし、最大中心間隔は 2000mm 以下とする。

各点の改良体先端深さは、次項のとおりとする。

液状化の影響は考慮しない。

8-1-2 支持力の計算方法

改良体の長期許容鉛直支持力および長期許容圧縮力は、長期安全率=3として下式で計算する。

$$R_{a1} = \frac{1}{3} (R_p + R_f)$$

$$R_{a2} = \frac{1}{3} \cdot F_c \cdot A_p$$

$$R_a = \text{Min}(R_{a1}, R_{a2})$$

ここで、

R_{a1} : 地盤から決まる長期許容鉛直支持力 (kN)

R_{a2} : 改良体の長期許容圧縮力 (kN)

R_a : 改良体の許容支持力 (kN)

R_p : 極限先端支持力 (kN)

$$R_p = q_p \cdot A_p$$

q_p : 極限先端支持力度 (kN/m^2) (ただし、 $q_p \leq 3750$)

砂質土 : $q_p = 75 \cdot N$ (ただし、 $0 \leq N \leq 50$)

粘性土 : $q_p = 6 \cdot c$

N : 改良体先端から下に $1d$ 、上に $1d$ 間の平均 N 値

d : 改良体径 (m)

c : 粘着力 (kN/m^2)

A_p : 杭先端の断面積 (m^2)

R_f : 極限周面摩擦力 (kN)

$$R_f = R_{fs} + R_{fc}$$

R_{fs} 、 R_{fc} : 砂質土、粘性土の極限周面摩擦力 (kN)

$$R_{fs} = \tau_s \cdot L_s \cdot \phi$$

$$R_{fc} = \tau_c \cdot L_c \cdot \phi$$

τ_s 、 τ_c : 砂質土、粘性土の極限周面摩擦力度 (kN/m^2)

砂質土 : $\tau_s = 3.33 \cdot N$ (ただし、 $0 \leq N \leq 50$)

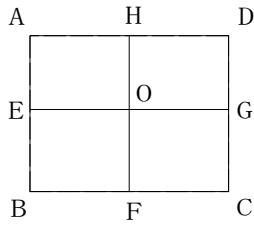
粘性土 : $\tau_c = 0.5 \cdot q_u$ (ただし、 $0 \leq \tau_c \leq 100$)

L_s 、 L_c : 砂質土、粘性土部分の長さ (m)

ϕ : 改良体の周長で、 $\phi = \pi \times 0.600 = 1.885$ (m)

F_c : 改良体の設計基準強度 (kN/m^2)

8-1-3 地盤から決まる長期許容鉛直支持力



上図のA~H、O の各計算点における土質定数と改良体深さから支持力を計算した結果、
下表のように改良体を配置する。

計算点	計算に用いる土質定数の測定点名	改良体深さ m	改良体の分担面積 m ²	改良体 1本あたりの 布基礎の長さ (m)
A	1	GL- 5.00	1.88	---
B	5	GL- 5.00	1.88	---
C	3	GL-10.00	1.88	---
D	4	GL-10.00	1.88	---
E	5	GL- 5.00	1.88	---
F	2	GL- 7.00	1.88	---
G	3	GL-10.00	1.88	---
H	2	GL- 7.00	1.88	---
O	2	GL- 7.00	1.88	---

1) 計算点 : A



改良体先端部付近は粘性土であるから、 $q_p = 6 \cdot c = 6 \times 24.06 = 144 \text{ kN/m}^2$

$$R_p = q_p \cdot A_p = 144 \times 0.28274 = 40.8 \text{ kN}$$

下表より、極限周面摩擦力 $R_f = 162.2 \text{ kN}$

よって、改良体の長期許容鉛直支持力は、

$$R_{a1} = \frac{1}{3} (R_p + R_f) = \frac{1}{3} (40.8 + 162.2) = 67.7 \text{ kN}$$

深さ m	土質分類	N	q_u kN/m ²	τ_s, τ_c kN/m ²	L_s, L_c m	$R_{fs} = \tau_s \cdot L_s \cdot \phi$ (砂質土) $R_{fc} = \tau_c \cdot L_c \cdot \phi$ (粘性土)
0.24~ 1.25	粘性土	3.5	52.2	26.10	1.01	49.7
1.25~ 2.00	粘性土	3.8	57.0	28.50	0.75	40.3
2.00~ 2.50	粘性土	1.5	22.5	11.25	0.50	10.6
2.50~ 5.00	砂質土	3.9	0.0	13.09	2.50	61.7
5.00~ 5.00	粘性土	2.9	48.1	24.06	0.00	0.0
合計						$R_f = R_{fs} + R_{fc} = 162.2 \text{ kN}$

2) 計算点 : B



改良体先端部付近は粘性土であるから、 $q_p = 6 \cdot c = 6 \times 60.50 = 363 \text{ kN/m}^2$

$$R_p = q_p \cdot A_p = 363 \times 0.28274 = 102.6 \text{ kN}$$

下表より、極限周面摩擦力 $R_f = 160.6 \text{ kN}$

よって、改良体の長期許容鉛直支持力は、

$$R_{a1} = \frac{1}{3} (R_p + R_f) = \frac{1}{3} (102.6 + 160.6) = 87.8 \text{ kN}$$

深さ m	土質分類	N	q_u kN/m ²	τ_s, τ_c kN/m ²	L_s, L_c m	$R_{fs} = \tau_s \cdot L_s \cdot \phi$ (砂質土) $R_{fc} = \tau_c \cdot L_c \cdot \phi$ (粘性土)
0.24~ 1.50	粘性土	3.1	47.1	23.56	1.26	56.0
1.50~ 2.00	砂質土	4.1	0.0	13.80	0.50	13.0
2.00~ 3.75	砂質土	3.6	0.0	11.88	1.75	39.2
3.75~ 5.00	粘性土	3.0	44.6	22.28	1.25	52.5
5.00~ 5.00	粘性土	8.7	121.0	60.50	0.00	0.0
合計					$R_f = R_{fs} + R_{fc} = 160.6 \text{ kN}$	

3) 計算点 : C



改良体先端部付近は砂質土であるから、改良体先端から下に1d、上に1d間の平均N値=21.9である。

よって、極限先端支持力度 $q_p = 75 \cdot N = 75 \times 21.9 = 1643 \text{ kN/m}^2$ (ただし、 $0 \leq N \leq 50$)

$$R_p = q_p \cdot A_p = 1643 \times 0.28274 = 464.6 \text{ kN}$$

下表より、極限周面摩擦力 $R_f = 412.5 \text{ kN}$

よって、改良体の長期許容鉛直支持力は、

$$R_{a1} = \frac{1}{3} (R_p + R_f) = \frac{1}{3} (464.6 + 412.5) = 292.4 \text{ kN}$$

深さ m	土質分類	N	q_u kN/m ²	τ_s, τ_c kN/m ²	L_s, L_c m	$R_{fs} = \tau_s \cdot L_s \cdot \phi$ (砂質土) $R_{fc} = \tau_c \cdot L_c \cdot \phi$ (粘性土)
0.24~ 1.50	粘性土	3.1	46.5	23.25	1.26	55.2
1.50~ 2.00	粘性土	2.3	33.8	16.88	0.50	15.9
2.00~ 2.75	粘性土	2.3	33.8	16.88	0.75	23.9
2.75~ 7.50	砂質土	3.9	0.0	13.05	4.75	116.8
7.50~ 9.75	粘性土	5.2	73.3	36.67	2.25	155.5
9.75~ 10.00	砂質土	28.8	0.0	95.90	0.25	45.2
合計					$R_f = R_{fs} + R_{fc} = 412.5 \text{ kN}$	

4) 計算点 : D



改良体先端部付近は砂質土であるから、改良体先端から下に1d、上に1d間の平均N値=28.8である。

よって、極限先端支持力度 $q_p = 75 \cdot N = 75 \times 28.8 = 2160 \text{ kN/m}^2$ (ただし、 $0 \leq N \leq 50$)

$$R_p = q_p \cdot A_p = 2160 \times 0.28274 = 610.7 \text{ kN}$$

下表より、極限周面摩擦力 $R_f = 548.8 \text{ kN}$

よって、改良体の長期許容鉛直支持力は、

$$R_{a1} = \frac{1}{3} (R_p + R_f) = \frac{1}{3} (610.7 + 548.8) = 386.5 \text{ kN}$$

深さ m	土質分類	N	q_u kN/m ²	τ_s, τ_c kN/m ²	L_s, L_c m	$R_{fs} = \tau_s \cdot L_s \cdot \phi$ (砂質土) $R_{fc} = \tau_c \cdot L_c \cdot \phi$ (粘性土)
0.24~ 1.00	粘性土	3.2	48.0	24.00	0.76	34.4
1.00~ 2.00	粘性土	2.3	33.8	16.88	1.00	31.8
2.00~ 7.00	砂質土	4.0	0.0	13.29	5.00	125.2
7.00~ 8.00	粘性土	3.9	57.8	28.88	1.00	54.4
8.00~ 8.75	粘性土	7.8	109.0	54.50	0.75	77.0
8.75~10.00	砂質土	28.8	0.0	95.90	1.25	226.0
合計					$R_f = R_{fs} + R_{fc} = 548.8 \text{ kN}$	

5) 計算点 : E



改良体先端部付近は粘性土であるから、 $q_p = 6 \cdot c = 6 \times 60.50 = 363 \text{ kN/m}^2$

$$R_p = q_p \cdot A_p = 363 \times 0.28274 = 102.6 \text{ kN}$$

下表より、極限周面摩擦力 $R_f = 160.6 \text{ kN}$

よって、改良体の長期許容鉛直支持力は、

$$R_{a1} = \frac{1}{3} (R_p + R_f) = \frac{1}{3} (102.6 + 160.6) = 87.8 \text{ kN}$$

深さ m	土質分類	N	q_u kN/m ²	τ_s, τ_c kN/m ²	L_s, L_c m	$R_{fs} = \tau_s \cdot L_s \cdot \phi$ (砂質土) $R_{fc} = \tau_c \cdot L_c \cdot \phi$ (粘性土)
0.24~ 1.50	粘性土	3.1	47.1	23.56	1.26	56.0
1.50~ 2.00	砂質土	4.1	0.0	13.80	0.50	13.0
2.00~ 3.75	砂質土	3.6	0.0	11.88	1.75	39.2
3.75~ 5.00	粘性土	3.0	44.6	22.28	1.25	52.5
5.00~ 5.00	粘性土	8.7	121.0	60.50	0.00	0.0
合計					$R_f = R_{fs} + R_{fc} = 160.6 \text{ kN}$	

6) 計算点 : F



改良体先端部付近は砂質土であるから、改良体先端から下に1d、上に1d間の平均N値=11.5である。

よって、極限先端支持力度 $q_p = 75 \cdot N = 75 \times 11.5 = 859 \text{ kN/m}^2$ (ただし、 $0 \leq N \leq 50$)

$$R_p = q_p \cdot A_p = 859 \times 0.28274 = 242.8 \text{ kN}$$

下表より、極限周面摩擦力 $R_f = 323.8 \text{ kN}$

よって、改良体の長期許容鉛直支持力は、

$$R_{a1} = \frac{1}{3} (R_p + R_f) = \frac{1}{3} (242.8 + 323.8) = 188.9 \text{ kN}$$

深さ m	土質分類	N	q_u kN/m ²	τ_s, τ_c kN/m ²	L_s, L_c m	$R_{fs} = \tau_s \cdot L_s \cdot \phi$ (砂質土) $R_{fc} = \tau_c \cdot L_c \cdot \phi$ (粘性土)
0.24~ 1.25	粘性土	6.1	91.8	45.90	1.01	87.4
1.25~ 2.00	粘性土	4.5	67.0	33.50	0.75	47.4
2.00~ 2.50	粘性土	1.1	16.9	8.44	0.50	8.0
2.50~ 4.50	砂質土	4.2	0.0	14.13	2.00	53.3
4.50~ 6.25	粘性土	2.9	44.8	22.39	1.75	73.9
6.25~ 7.00	砂質土	11.5	0.0	38.13	0.75	53.9
合計					$R_f = R_{fs} + R_{fc} = 323.8 \text{ kN}$	

7) 計算点 : G



改良体先端部付近は砂質土であるから、改良体先端から下に1d、上に1d間の平均N値=21.9である。

よって、極限先端支持力度 $q_p = 75 \cdot N = 75 \times 21.9 = 1643 \text{ kN/m}^2$ (ただし、 $0 \leq N \leq 50$)

$$R_p = q_p \cdot A_p = 1643 \times 0.28274 = 464.6 \text{ kN}$$

下表より、極限周面摩擦力 $R_f = 412.5 \text{ kN}$

よって、改良体の長期許容鉛直支持力は、

$$R_{a1} = \frac{1}{3} (R_p + R_f) = \frac{1}{3} (464.6 + 412.5) = 292.4 \text{ kN}$$

深さ m	土質分類	N	q_u kN/m ²	τ_s, τ_c kN/m ²	L_s, L_c m	$R_{fs} = \tau_s \cdot L_s \cdot \phi$ (砂質土) $R_{fc} = \tau_c \cdot L_c \cdot \phi$ (粘性土)
0.24~ 1.50	粘性土	3.1	46.5	23.25	1.26	55.2
1.50~ 2.00	粘性土	2.3	33.8	16.88	0.50	15.9
2.00~ 2.75	粘性土	2.3	33.8	16.88	0.75	23.9
2.75~ 7.50	砂質土	3.9	0.0	13.05	4.75	116.8
7.50~ 9.75	粘性土	5.2	73.3	36.67	2.25	155.5
9.75~ 10.00	砂質土	28.8	0.0	95.90	0.25	45.2
合計					$R_f = R_{fs} + R_{fc} = 412.5 \text{ kN}$	

8) 計算点 : H



改良体先端部付近は砂質土であるから、改良体先端から下に1d、上に1d間の平均N値=11.5である。

よって、極限先端支持力度 $q_p = 75 \cdot N = 75 \times 11.5 = 859 \text{ kN/m}^2$ (ただし、 $0 \leq N \leq 50$)

$$R_p = q_p \cdot A_p = 859 \times 0.28274 = 242.8 \text{ kN}$$

下表より、極限周面摩擦力 $R_f = 323.8 \text{ kN}$

よって、改良体の長期許容鉛直支持力は、

$$R_{a1} = \frac{1}{3} (R_p + R_f) = \frac{1}{3} (242.8 + 323.8) = 188.9 \text{ kN}$$

深さ m	土質分類	N	q_u kN/m ²	τ_s, τ_c kN/m ²	L_s, L_c m	$R_{fs} = \tau_s \cdot L_s \cdot \phi$ (砂質土) $R_{fc} = \tau_c \cdot L_c \cdot \phi$ (粘性土)
0.24~ 1.25	粘性土	6.1	91.8	45.90	1.01	87.4
1.25~ 2.00	粘性土	4.5	67.0	33.50	0.75	47.4
2.00~ 2.50	粘性土	1.1	16.9	8.44	0.50	8.0
2.50~ 4.50	砂質土	4.2	0.0	14.13	2.00	53.3
4.50~ 6.25	粘性土	2.9	44.8	22.39	1.75	73.9
6.25~ 7.00	砂質土	11.5	0.0	38.13	0.75	53.9
合計						$R_f = R_{fs} + R_{fc} = 323.8 \text{ kN}$

9) 計算点 : O



改良体先端部付近は砂質土であるから、改良体先端から下に1d、上に1d間の平均N値=11.5である。

よって、極限先端支持力度 $q_p = 75 \cdot N = 75 \times 11.5 = 859 \text{ kN/m}^2$ (ただし、 $0 \leq N \leq 50$)

$$R_p = q_p \cdot A_p = 859 \times 0.28274 = 242.8 \text{ kN}$$

下表より、極限周面摩擦力 $R_f = 323.8 \text{ kN}$

よって、改良体の長期許容鉛直支持力は、

$$R_{a1} = \frac{1}{3} (R_p + R_f) = \frac{1}{3} (242.8 + 323.8) = 188.9 \text{ kN}$$

深さ m	土質分類	N	q_u kN/m ²	τ_s, τ_c kN/m ²	L_s, L_c m	$R_{fs} = \tau_s \cdot L_s \cdot \phi$ (砂質土) $R_{fc} = \tau_c \cdot L_c \cdot \phi$ (粘性土)
0.24~ 1.25	粘性土	6.1	91.8	45.90	1.01	87.4
1.25~ 2.00	粘性土	4.5	67.0	33.50	0.75	47.4
2.00~ 2.50	粘性土	1.1	16.9	8.44	0.50	8.0
2.50~ 4.50	砂質土	4.2	0.0	14.13	2.00	53.3
4.50~ 6.25	粘性土	2.9	44.8	22.39	1.75	73.9
6.25~ 7.00	砂質土	11.5	0.0	38.13	0.75	53.9
合計						$R_f = R_{fs} + R_{fc} = 323.8 \text{ kN}$

8-1-4 改良体の許容圧縮力

改良体の長期許容圧縮力は、

$$R_{a2} = \frac{1}{3} \cdot F_c \cdot A_p = \frac{1}{3} \times 600 \times 0.283 = 56.5 \text{ kN}$$

8-1-5 改良体の長期許容鉛直支持力

改良体の長期許容鉛直支持力は、各計算点における地盤から決まる長期許容鉛直支持力 R_{a1} と改良体の長期許容圧縮力 R_{a2} の小なる方とする。

改良体の長期許容鉛直支持力： $R_a = \min (R_{a1} , R_{a2}) = \min (67.7 , 56.5) = 56.5 \text{ kN}$
基礎底面に作用する接地圧は、 30.00 kN/m^2 であるから、1本の改良体が負担できる基礎面積は、 $56.5 / 30.00 = 1.88 \text{ m}^2$ である。

基礎底面積は、 33.12 m^2 であるから、 $33.12 / 1.88 = 18$ 本以上を配置する。

後述の配置図のように、23本配置する。 (OK)

8-1-6 改良体の水平抵抗の検討

基礎底面に作用する接地圧と、1本の改良体が負担できる基礎面積より、

改良体1本あたりの長期鉛直荷重は、 $W = 30.00 \times 1.88 = 56.55 \text{ kN/本}$

水平荷重を長期鉛直荷重の0.20倍として、1本の杭頭に作用する水平力Hを求める。

$$H = 0.20 \times 56.55 = 11.31 \text{ kN/本}$$

単杭とした場合の水平方向地盤反力係数は、

$$k_h = \frac{1}{30} \cdot \alpha \cdot E_0 \cdot \left(\frac{b_1}{30} \right)^{-3/4} \times 10^2 = \frac{1}{30} \times 4 \times 7905 \times \left(\frac{60}{30} \right)^{-3/4} \times 10^2 = 62671 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 4 \sqrt[4]{\frac{k_h \cdot B}{4EI}} = 4 \sqrt[4]{\frac{62671 \times 0.600}{4 \times 108000 \times 0.0064}} = 1.9233 \text{ m}^{-1}$$

全改良幅とした場合の水平方向地盤反力係数は、

$$k_h = \frac{1}{30} \cdot \alpha \cdot E_0 \cdot \left(\frac{B_1}{30} \right)^{-3/4} \times 10^2 = \frac{1}{30} \times 4 \times 7905 \times \left(\frac{90}{30} \right)^{-3/4} \times 10^2 = 46238 \text{ kN/m}^3$$

ここで、

k_h : 原地盤の水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

α : 係数 (=4)

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²) で、杭頭から $1/\beta$ の範囲の平均的な値とする。

粘性土 $E_0 = 170 \cdot q_u$ 、 砂質土 $E_0 = 700 \cdot N$

b_1 : 改良体径 (cm)

B_1 : 全改良幅 (cm)

β : 特性値 (m⁻¹)

B : 改良体径 (m)

E : 改良体のヤング率 (kN/m²) $E=180 \cdot F_c$

F_c : 改良体の設計基準強度 (kN/m²)

I : 改良体の断面二次モーメント (m⁴) $I = \pi D^4 / 64$

群杭効果を考慮して水平方向地盤反力係数の低減を行う。

全改良幅 $B_1 = 0.90\text{m}$

加力直角方向幅 (=改良体径) $b_1 = 0.60\text{m}$

加力方向幅 (=改良体径) $b_2 = 0.60\text{m}$

加力直角方向の改良体間隔 $d_1 = 0.90\text{m}$

加力方向の改良体間隔 $d_2 = 0.90\text{m}$

加力直角方向の群杭効果 μ_1

$$\mu'_1 = 1 - 0.2 \times (3 - d_1/b_1) = 0.7000$$

$$\mu''_1 = (\text{全改良幅とした場合の } k_h) / (\text{単杭とした場合の } k_h) = 46238 / 62671 = 0.7378$$

$$\mu_1 = \max(\mu'_1, \mu''_1) = 0.7378 \quad (\text{ただし、} \mu_1 \leq 1.0)$$

加力方向の群杭効果 μ_2

$$\mu_2 = 1 - 0.3 \times (3 - d_2/b_2) = 0.5500 \quad (\text{ただし、} \mu_2 \leq 1.0)$$

両方向を考慮した群杭効果 μ_{12}

$$\mu_{12} = \mu_1 \times \mu_2 = 0.4058$$

単杭とした場合の k_h に群杭効果 μ_{12} を乗じた水平方向地盤反力係数は、

$$k'_h = \mu_{12} \times k_h = 0.4058 \times 62671 = 25431 \text{ kN/m}^3$$

地中部最大曲げモーメント M_{max} 、杭頭曲げモーメント M_0 を求める。

$$M_{max} = (H/2\beta) \cdot RM_{max} = 11.31 / (2 \times 1.5350) \times 0.495 = 1.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_0 = (H/2\beta) \cdot RM_0 = 11.31 / (2 \times 1.5350) \times 0.250 = 0.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_d = \max(M_{max}, M_0) = 1.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\beta = 4\sqrt{\frac{k'_h \cdot b_1}{4EI}} = 4\sqrt{\frac{25430.94 \times 0.600}{4 \times 108000 \times 0.0064}} = 1.5350 \text{ m}^{-1}$$

ここで、

H : 1本の改良体が負担する水平荷重 (kN)

b_1 : 改良体径 (m)

E : 改良体のヤング率 (kN/m²) E=180・F_c

F_c : 改良体の設計基準強度 (kN/m²)

I : 改良体の断面二次モーメント (m⁴) I=πD⁴/64

RM_{max}、RM₀ : 線形弾性地盤反力法による係数

$$Z = \beta \times \text{改良体長} = 1.5350 \times 9.76 = 14.98 \text{、固定度 } \alpha_r = 0.25 \text{ (半固定)}$$

曲げによる縁応力度の算定

$$\sigma_{max} = \frac{W_{max}}{A} + \frac{M_d}{2 \cdot I/b_2} = \frac{67.86}{0.283} + \frac{1.8}{2 \times 0.0064 / 0.60} = 326.0 \text{ kN/m}^2 \leq f_c(+) = 400 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

$$\sigma_{min} = \frac{W_{min}}{A} - \frac{M_d}{2 \cdot I/b_2} = \frac{45.24}{0.283} - \frac{1.8}{2 \times 0.0064 / 0.60} = 74.0 \text{ kN/m}^2 \geq f_c(-) = -80 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

ここで、

σ_{max} : 圧縮側縁応力度 (kN/m²)

σ_{min} : 引張側縁応力度 (kN/m²)

W_{max}、W_{min} : 改良体に作用する鉛直荷重 (kN)

$$W_{max} = 1.2 \times W$$

$$W_{min} = 0.8 \times W$$

A : 改良体断面積 (m²)

b_2 : 加力方向改良体幅 (=改良体径) (m)

f_c(+)、f_c(-) : 圧縮、引張に対する短期許容応力度 (kN/m²)

$$f_c(+) = 2/3 \times F_c$$

$$f_c(-) = -0.2 \times f_c(+)$$

F_c : 改良体の設計基準強度 (kN/m²)

せん断応力度の算定

$$F_{\tau 1} = 0.3 \cdot F_c + \frac{H}{A} \cdot \tan \phi = 0.3 \times 600 + \frac{11.31}{0.283} \times \tan 30^\circ = 203.1 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{\tau 2} = 0.5 \cdot F_c = 0.5 \times 600 = 300.0 \text{ kN/m}^2$$

$$F_\tau = \min(F_{\tau 1}, F_{\tau 2}) = 203 \text{ kN/m}^2$$

$$f_\tau = 2/3 \cdot F_\tau = 135 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_{max} = \kappa \cdot \tau' = \kappa \cdot \frac{H}{A} = (4/3) \times \frac{H}{A} = (4/3) \times \frac{11.31}{0.283} = 53 \text{ kN/m}^2 \leq f_\tau \text{ (OK)}$$

ここで、

f_τ : 短期許容せん断応力度 (kN/m²)

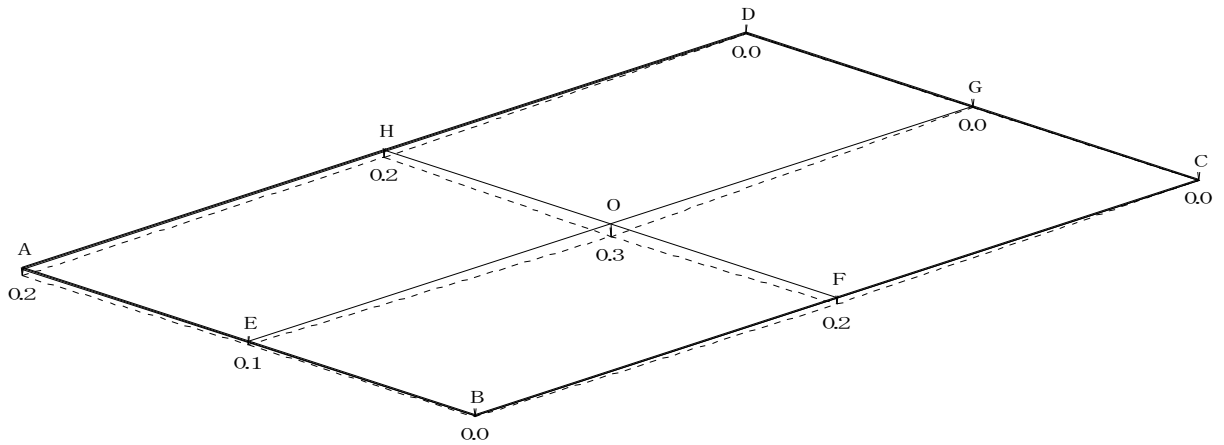
φ : 改良体の内部摩擦角で、φ=30° とする

κ : 形状係数で、円形断面の場合は、κ = 4 / 3

τ' : 平均せん断応力度 (kN/m²)

8-1-7 基礎剛性を考慮しない沈下量の計算

基礎の剛性を考慮しないSteinbrennerの近似解により、基礎の沈下量を計算する。
改良後の沈下量計算は、改良体下端に建物荷重の仮想作用面を想定して計算する。



計算点:A

A	

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
5	5.00~	1.50	4812.50	0.40	0.00	0.08
	6.50				0.08	
6	6.50~	3.50	14136.40	0.30	0.04	0.09
	10.00				0.14	
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm) =						0.17

計算点:B

B	

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
5	5.00~	0.75	12100.00	0.40	0.00	0.01
	5.75				0.01	
6	5.75~	2.25	40320.00	0.30	0.01	0.02
	8.00				0.03	
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm) =						0.04

計算点:C

	C

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
6	10.00～ 11.00	1.00	40320.00	0.30	0.00 0.01	0.01
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.01

計算点:D

	D

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
6	10.00～ 11.00	1.00	40320.00	0.30	0.00 0.01	0.01
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.01

計算点:E

E	

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
5	5.00～ 5.75	0.75	12100.00	0.40	0.00 0.03	0.03
6	5.75～ 8.00	2.25	40320.00	0.30	0.01 0.05	0.04
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.07

計算点:F

	F

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
6	7.00～ 10.00	3.00	16030.93	0.30	0.00 0.15	0.15
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.15

計算点:G

	G

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
6	10.00～ 11.00	1.00	40320.00	0.30	0.00 0.02	0.02
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.02

計算点:H

H	●

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
6	7.00~ 10.00	3.00	16030.93	0.30	0.00 0.15	0.15
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.15

計算点:0

0	●

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
6	7.00~ 10.00	3.00	16030.93	0.30	0.00 0.28	0.28
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.28

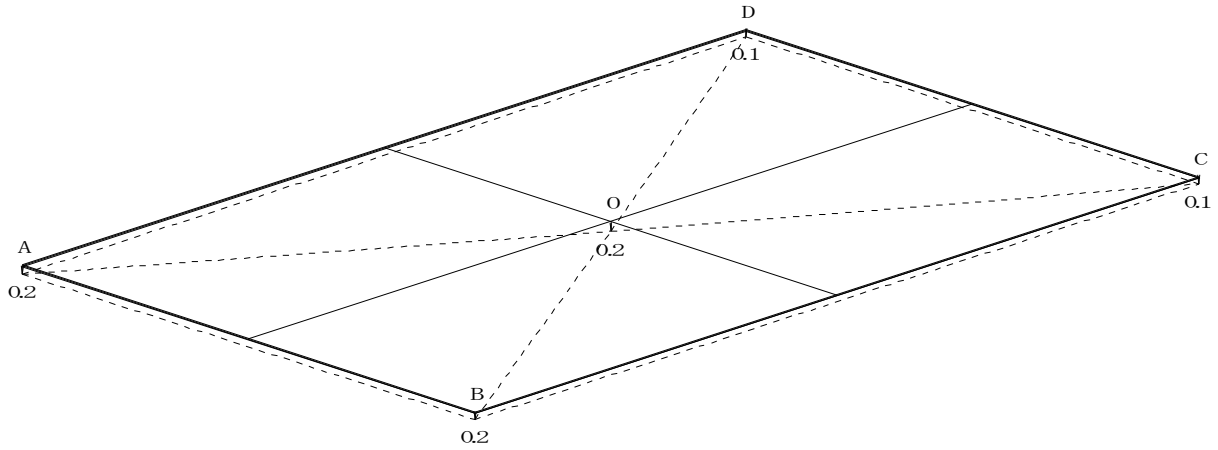
8-1-8 基礎剛性を考慮した沈下量の計算

地盤タイプ A-2 における影響係数を以下の値として、基礎剛性を考慮した沈下量を計算する。

最大沈下量の影響係数： $\kappa_1 = 0.8$

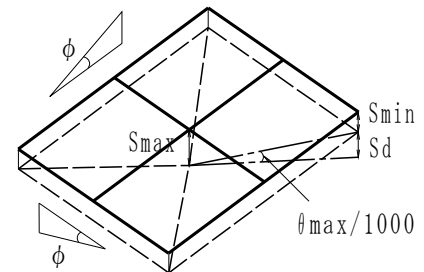
不同沈下量の影響係数： $\kappa_2 = 0.3$

最大変形角の影響係数： $\kappa_3 = 0.3$



推定箇所	地盤補強工法なし			地盤補強工法あり		
	沈下量 cm	不同沈下量 cm	変形角 θ n/1000	沈下量 cm	不同沈下量 cm	変形角 θ n/1000
A(隅角)	1.56	0.59	1.37	0.19	0.03	0.08
B(隅角)	1.46	0.70	1.62	0.15	0.07	0.17
C(隅角)	1.51	0.64	1.49	0.14	0.08	0.19
D(隅角)	1.50	0.65	1.52	0.14	0.08	0.19
O(中央)	2.15	—	—	0.23	—	—

	地盤補強工法なし		地盤補強工法あり	
	相対沈下量 cm	傾斜角 ϕ n/1000	相対沈下量 cm	傾斜角 ϕ n/1000
A-B	0.11	0.24	0.04	0.09
B-C	0.06	0.08	0.01	0.01
D-C	0.01	0.03	0.00	0.00
A-D	0.06	0.09	0.05	0.07



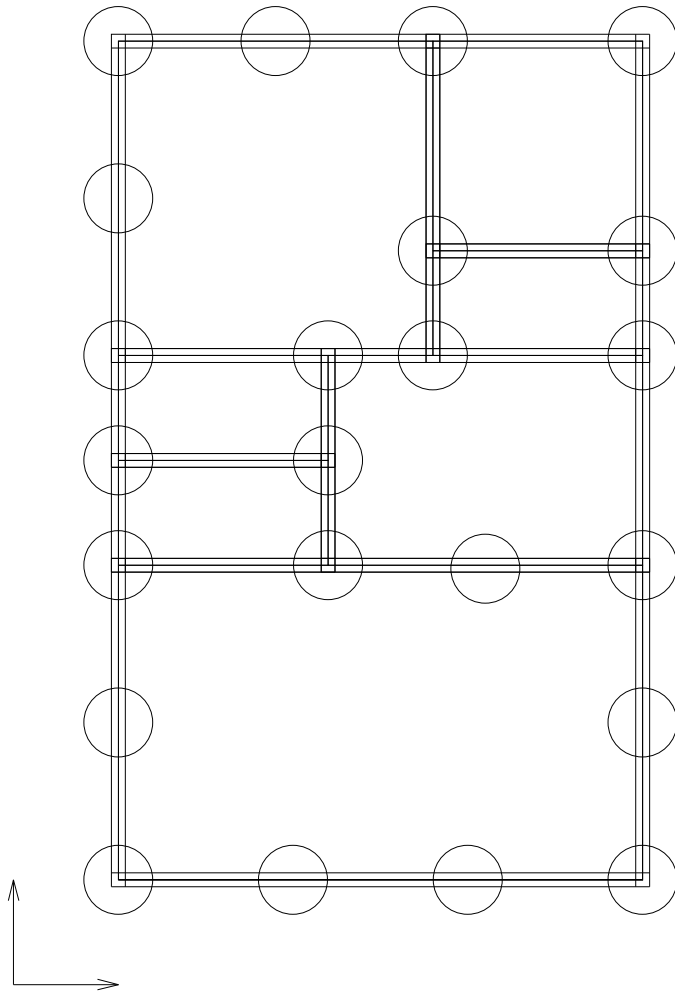
最大沈下量 $S_{max} = 0.23 \leq 5.0$ (cm) (OK)

不同沈下量 $S_{dmax} = 0.08 \leq 2.0$ (cm) (OK)

最大変形角 $\theta_{max} = 0.19 \leq 2.5$ /1000 (OK)

最大傾斜角 $\phi_{max} = 0.09 \leq 3.0$ /1000 (OK)

8-1-9 地盤補強工法の配置図



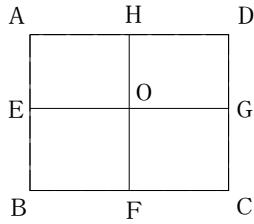
柱状地盤改良（深層混合処理工法）

改良体先端の深さ=GL- 5.00~10.00m、 $\phi = 600\text{mm}$ 、本数= 23本（18本以上必要） (OK)

1本の改良体が負担できる基礎面積 = 1.88 m²

9 結果一覧（地盤補強工法のある場合）

9-1 柱状地盤改良（深層混合処理工法）



推定箇所	地盤補強工法なし					地盤補強工法あり			
	支持力 判定	圧密 判定	沈下量 cm	不同沈下量 cm	変形角 θ n/1000	支持力 判定	沈下量 cm	不同沈下量 cm	変形角 θ n/1000
A(隅角)	○	×	1.56	0.59	1.37	○	0.19	0.03	0.08
B(隅角)	○	○	1.46	0.70	1.62	○	0.15	0.07	0.17
C(隅角)	○	○	1.51	0.64	1.49	○	0.14	0.08	0.19
D(隅角)	○	○	1.50	0.65	1.52	○	0.14	0.08	0.19
E	○	○	---	---	---	○	---	---	---
F	○	×	---	---	---	○	---	---	---
G	○	○	---	---	---	○	---	---	---
H	○	×	---	---	---	○	---	---	---
O(中央)	○	×	2.15	---	---	○	0.23	---	---

	地盤補強工法なし		地盤補強工法あり	
	相対沈下量 cm	傾斜角 ϕ n/1000	相対沈下量 cm	傾斜角 ϕ n/1000
A-B	0.11	0.24	0.04	0.09
B-C	0.06	0.08	0.01	0.01
D-C	0.01	0.03	0.00	0.00
A-D	0.06	0.09	0.05	0.07

・最大沈下量 $S_{max} = 0.23 \leq 5.0$ (cm) (OK)

・不同沈下量 $Sd_{max} = 0.08 \leq 2.0$ (cm) (OK)

・最大変形角 $\theta_{max} = 0.19 \leq 2.5$ /1000 (OK)

・最大傾斜角 $\phi_{max} = -0.09 \leq 3.0$ /1000 (OK)

・柱状地盤改良（深層混合処理工法）

改良体先端の深さ=GL- 5.00~10.00m、 $\phi = 600$ mm、本数= 23本（18本以上必要） (OK)

1本の改良体が負担できる基礎面積 = 1.88 m²

10 引用文献

書籍名	発行年月日	発行者
小規模建築物基礎設計指針	2008年 2月	(社) 日本建築学会
建築基礎構造設計指針	2001年10月	(社) 日本建築学会
小規模建築物基礎設計の手引き	1988年 1月	(社) 日本建築学会