

基礎設計書

山田太郎 様邸 新築工事

2014年7月1日

株式会社 設計室ソイル

目次

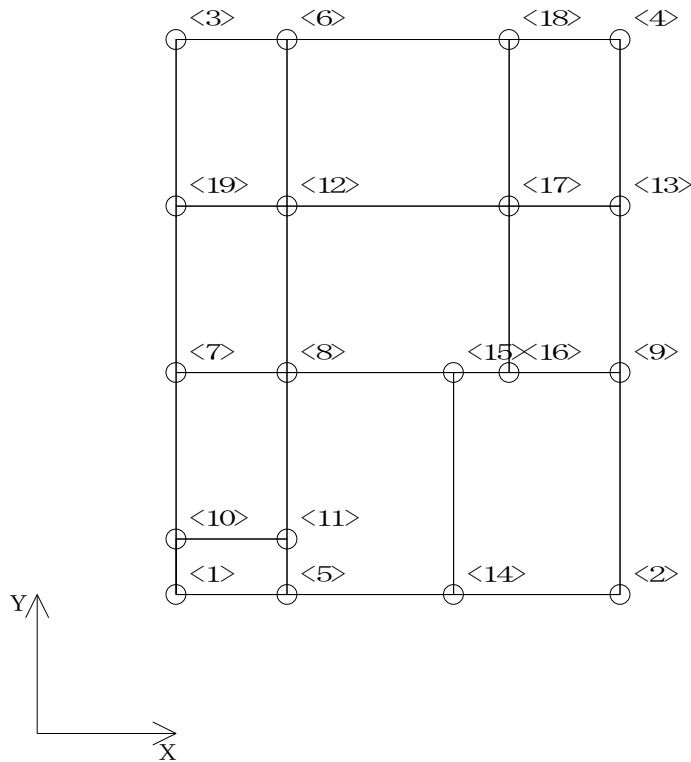
1	建物条件	2
1-1	建物概要	2
1-2	平面図	2
1-2-1	基礎の節点座標	3
1-2-2	基礎外周の節点番号	3
1-2-3	スラブを示す4点の節点番号	3
1-3	荷重条件	4
1-3-1	基礎寸法	4
1-3-2	荷重条件	4
2	スウェーデン式サウンディング試験	5
2-1	調査点- 1	5
2-2	調査点- 2	6
2-3	調査点- 3	7
3	基礎設計用の地盤定数	8
4	直接基礎の設計	9
4-1	許容支持力度の計算方法	9
4-2	許容支持力と応力の計算	11
4-3	支持力の判定	11
5	圧密沈下の判定	12
5-1	圧密沈下の判定方法	12
5-2	有効土被り圧と建物荷重による地中増加応力	13
6	沈下量の計算	22
6-1	沈下量の計算方法	22
6-2	基礎剛性を考慮しない沈下量の計算	24
6-3	基礎剛性を考慮した沈下量の計算	28
7	べた基礎の設計	30
7-1	鉛直荷重に対する検討(長期)	30
7-1-1	基礎スラブの検討(一般部)	30
7-1-2	基礎梁の検討(一般部)	31
8	結果一覧(地盤補強工法のない場合)	32
9	引用文献	33

1 建物条件

1-1 建物概要

件名	山田太郎 様邸 新築工事
工事名称	山田太郎 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 2階
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	66.25 (m ²) (平面図に示す基礎外周より)
設計接地圧	20.00 (kN/m ²)
建築面積	66.25 (m ²)
延床面積	132.50 (m ²)
地盤調査	スウェーデン式サウンディング試験 3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	7.280	0.000
3	0.000	9.100
4	7.280	9.100
5	1.820	0.000
6	1.820	9.100
7	0.000	3.640
8	1.820	3.640
9	7.280	3.640
10	0.000	0.910
11	1.820	0.910
12	1.820	6.370
13	7.280	6.370
14	4.550	0.000
15	4.550	3.640
16	5.460	3.640
17	5.460	6.370
18	5.460	9.100
19	0.000	6.370

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	4	3					

基礎外周から求めた基礎底面積 = 66.25 m²

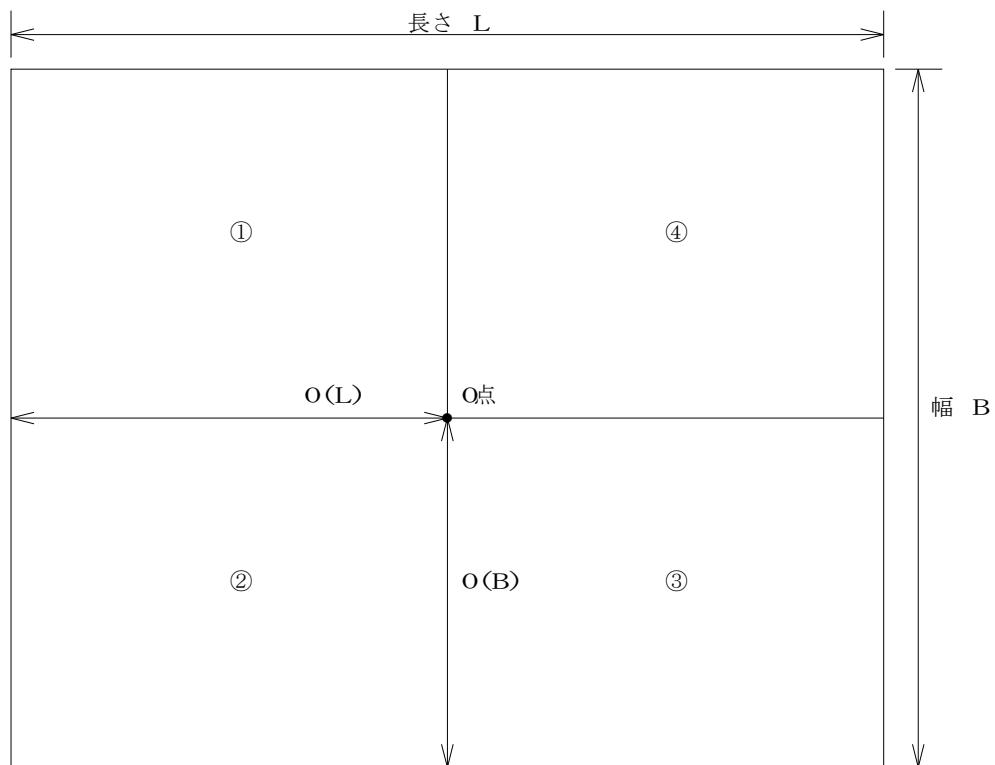
1-2-3 スラブを示す4点の節点番号

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	5	11	10	1.66
2	5	14	15	8	9.94
3	10	11	8	7	4.97
4	7	8	12	19	4.97
5	8	16	17	12	9.94
6	12	17	18	6	9.94
7	14	2	9	15	9.94
8	16	9	13	17	4.97
9	17	13	4	18	4.97
10	19	12	6	3	4.97

基礎梁の長さの合計 = 67.34 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 $L = 9.10$ (m)

建物の短辺 $B = 7.28$ (m)

基礎の根入れ深さ $D_f = 0.24$ (m)

O点の位置 $O(L) = 4.55$ (m)

$O(B) = 3.64$ (m)

1-3-2 荷重条件

基礎底面に作用する接地圧を、 20.00kN/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 : 山田太郎 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 : 6.67 m
 孔内水位 : 2.00 m
 天候 : 晴
 地盤高 : TBM+0.60m

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
粘		0.25	1.00	9	36	4.8										
"		0.50	1.00	12	48	5.4										
"		0.75	1.00	19	76	6.8										
"		1.00	1.00	16	64	6.2										
"		1.25	1.00	13	52	5.6										
"		1.50	1.00	8	32	4.6										
"		1.75	1.00	6	24	4.2										
"	▽	2.00	1.00	6	24	4.2										
"	≡	2.25	1.00	4	16	3.8										
"		2.50	1.00	4	16	3.8										
"		2.75	1.00	3	12	3.6										
"		3.00	0.75	0	0	2.3										
"		3.25	0.50	0	0	1.5										
"		3.50	0.75	0	0	2.3										
"		3.75	1.00	3	12	3.6										
"		4.00	1.00	3	12	3.6										
"		4.25	1.00	3	12	3.6										
"		4.50	0.75	0	0	2.3										
"		4.75	1.00	2	8	3.4										
"		5.00	1.00	2	8	3.4										
"		5.25	1.00	4	16	3.8										
"		5.50	1.00	4	16	3.8										
"		5.75	1.00	8	32	4.6										
砂		6.00	1.00	30	120	10.0										
"		6.25	1.00	12	48	5.2										
"		6.50	1.00	9	36	4.4										
"		6.67	1.00	116	682	47.7										

特記事項

2-2 調査点- 2

件名 : 山田太郎 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 : 6.95 m
 孔内水位 : 2.00 m
 天候 : 晴
 地盤高 : TBM+0.66m

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	5	20	4.0										
"		0.50	1.00	12	48	5.4										
"		0.75	1.00	26	104	8.2										
"		1.00	1.00	13	52	5.6										
"		1.25	1.00	5	20	4.0										
"		1.50	1.00	5	20	4.0										
"		1.75	1.00	3	12	3.6										
"		2.00	1.00	5	20	4.0										
"	▽	2.25	0.75	0	0	2.3										
"		2.50	0.50	0	0	1.5										
"		2.75	0.50	0	0	1.5										
"		3.00	1.00	4	16	3.8										
"		3.25	1.00	3	12	3.6										
"		3.50	1.00	3	12	3.6										
"		3.75	1.00	3	12	3.6										
"		4.00	1.00	1	4	3.2										
"		4.25	1.00	3	12	3.6										
"		4.50	1.00	1	4	3.2										
"		4.75	1.00	5	20	4.0										
"		5.00	1.00	2	8	3.4										
"		5.25	1.00	5	20	4.0										
"		5.50	1.00	2	8	3.4										
"		5.75	1.00	3	12	3.6										
"		6.00	1.00	5	20	4.0										
"		6.25	1.00	4	16	3.8										
砂		6.50	1.00	32	128	10.6										
"		6.75	1.00	6	24	3.6										
"		6.95	1.00	117	585	41.2										

特記事項

2-3 調査点- 3

件名 : 山田太郎 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 : 6.66 m
 孔内水位 : 2.00 m
 天候 : 晴
 地盤高 : TBM+0.61m

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	10	40	5.0										
"		0.50	1.00	8	32	4.6										
"		0.75	1.00	4	16	3.8										
"		1.00	1.00	8	32	4.6										
"		1.25	1.00	11	44	5.2										
"		1.50	1.00	9	36	4.8										
"		1.75	1.00	5	20	4.0										
"		2.00	1.00	2	8	3.4										
"	▽	2.25	1.00	5	20	4.0										
"		2.50	1.00	0	0	3.0										
"		2.75	0.75	0	0	2.3										
"		3.00	0.50	0	0	1.5										
"		3.25	0.50	0	0	1.5										
"		3.50	0.75	0	0	2.3										
"		3.75	1.00	5	20	4.0										
"		4.00	1.00	4	16	3.8										
"		4.25	1.00	4	16	3.8										
"		4.50	1.00	3	12	3.6										
"		4.75	1.00	3	12	3.6										
"		5.00	1.00	3	12	3.6										
"		5.25	1.00	5	20	4.0										
"		5.50	1.00	4	16	3.8										
"		5.75	1.00	5	20	4.0										
"		6.00	1.00	8	32	4.6										
"		6.25	1.00	4	16	3.8										
砂		6.50	1.00	40	160	12.7										
"		6.66	1.00	109	681	47.6										

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、地層は整層地盤と判断される。

基礎の設計に際して以下のように各層の土質定数を決定する。

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
1	2.00	2.00	粘性土	16.0	66.38	33.19	4.4	0.0	99.56	有
2	3.50	1.50	粘性土	6.2	36.25	18.13	2.4	0.0	54.38	無
3	6.25	2.75	粘性土	6.2	58.09	29.05	3.9	0.0	87.14	無
4	6.66	0.41	粘性土	6.2	360.47	180.23	30.2	0.0	540.70	無

γ_t :土の単位重量 q_u :一軸圧縮強度 c:粘着力 N:N値 ϕ :内部摩擦角 p_c :圧密降伏応力

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

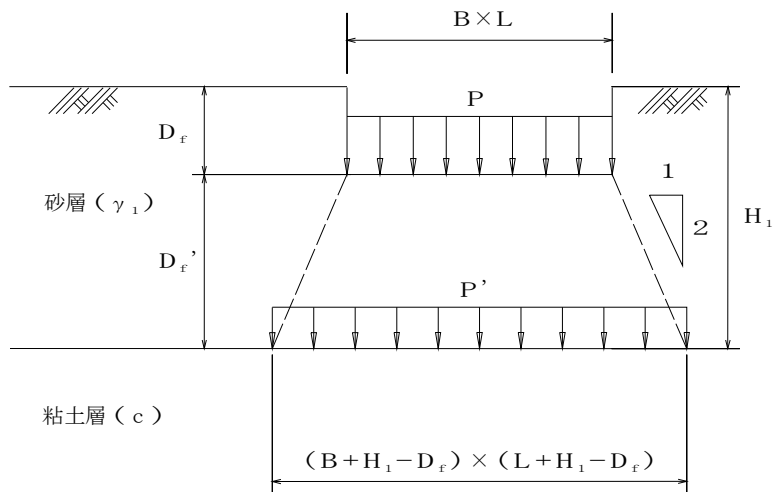
$$= \frac{p \cdot B \cdot L}{(B + D_f') \cdot (L + D_f')} + \gamma \cdot D_f'$$

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、 20.00kN/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。

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	2.00	2.00	粘性土	有	66.73	20.00	○
2	3.50	1.50	粘性土	無	---	---	---
3	6.25	2.75	粘性土	無	---	---	---
4	6.66	0.41	粘性土	無	---	---	---

<第 1層>

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

$$B = 7.28, L = 9.10, H_i = 0.24, D_f = 0.24, \alpha = 1.16, \beta = 0.34$$

$$c = 33.19, \gamma_1 = 16.0, \gamma_2 = 16.0$$

基礎底面に作用する応力 p は、 $p = 20.00 \text{ kN/m}^2$

また、地盤の長期許容支持力度 q_{al} は、

$$\begin{aligned} q_{al} &= \frac{1}{3} \times (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \\ &= \frac{1}{3} \times (1.16 \times 33.19 \times 5.1 + 0.34 \times 16.0 \times 7.28 \times 0.0 + 16.0 \times 0.24 \times 1.0) \\ &= 66.73 > 20.00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

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、 66.73 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)

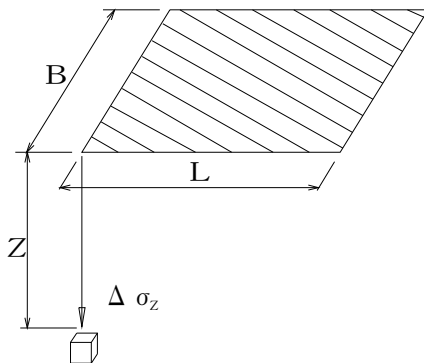
h : 各層の厚さ (m)

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

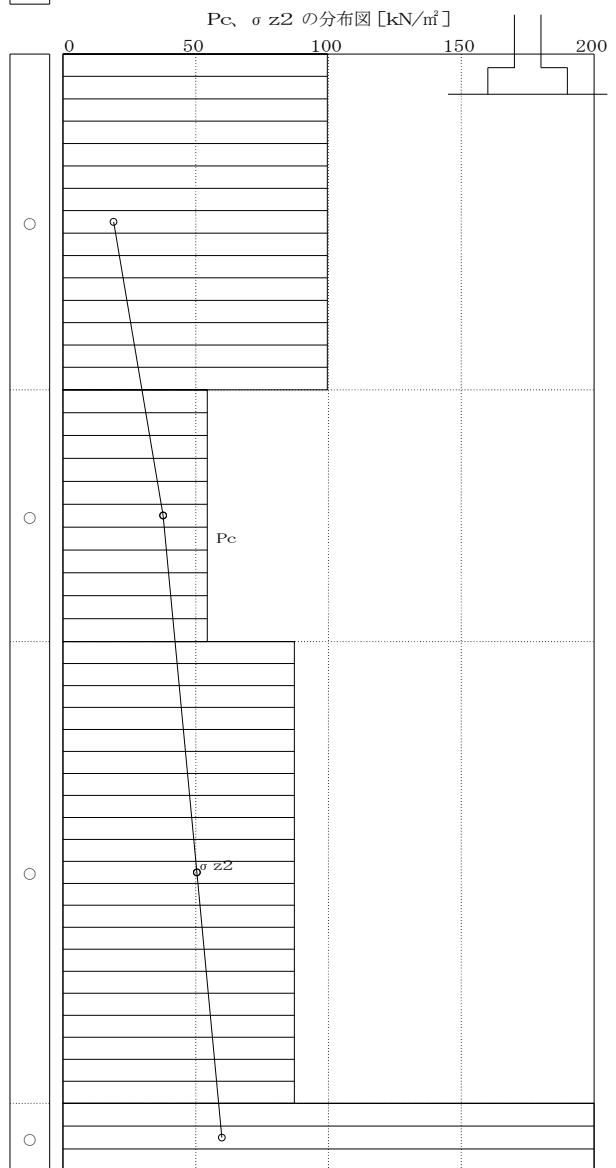


No	層厚 h m	検討深さ z m	γ kN/m ³	σ_{z1} kN/m ²	$\Delta\sigma_z$ kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	P_c kN/m ²	圧密判定 (建設前)	圧密判定 (建設後)
1	2.00	0.88	16.00	14.08	5.00	19.08	99.56	○	○
2	1.50	2.51	6.20	32.81	4.90	37.71	54.38	○	○
3	2.75	4.64	6.20	45.99	4.50	50.49	87.14	○	○
4	0.41	6.22	6.20	55.78	4.06	59.84	540.70	○	○

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

	0.88	粘	1.00	29	99.56	19.08
	2.51	〃	0.75	3	54.38	37.71
	4.64	〃	1.00	17	87.14	50.49
	6.22	〃	1.00	421	540.70	59.84



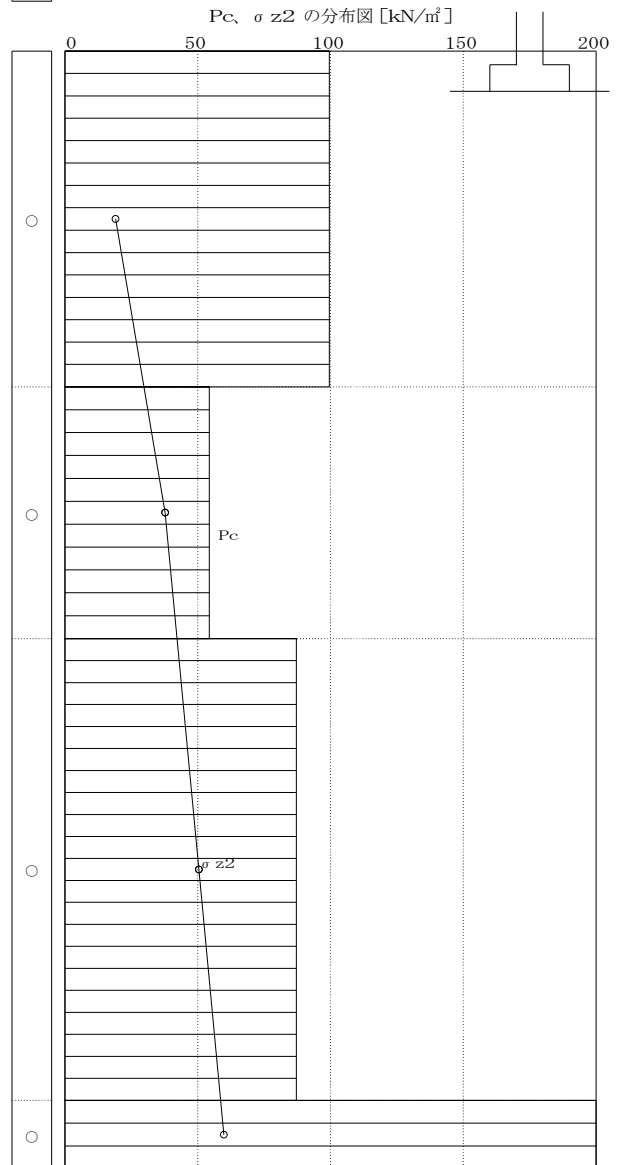
計算点:B

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	2.00	0.88	16.00	14.08	5.00	19.08	99.56	○	○
2	1.50	2.51	6.20	32.81	4.90	37.71	54.38	○	○
3	2.75	4.64	6.20	45.99	4.50	50.49	87.14	○	○
4	0.41	6.22	6.20	55.78	4.06	59.84	540.70	○	○

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
----	---------	----	-----------------------------	----------------------------------	----------------------------	------------------------------------	--------

	0.88	粘	1.00	29	99.56	19.08	
	2.51	"	0.75	3	54.38	37.71	
	4.64	"	1.00	17	87.14	50.49	
	6.22	"	1.00	421	540.70	59.84	



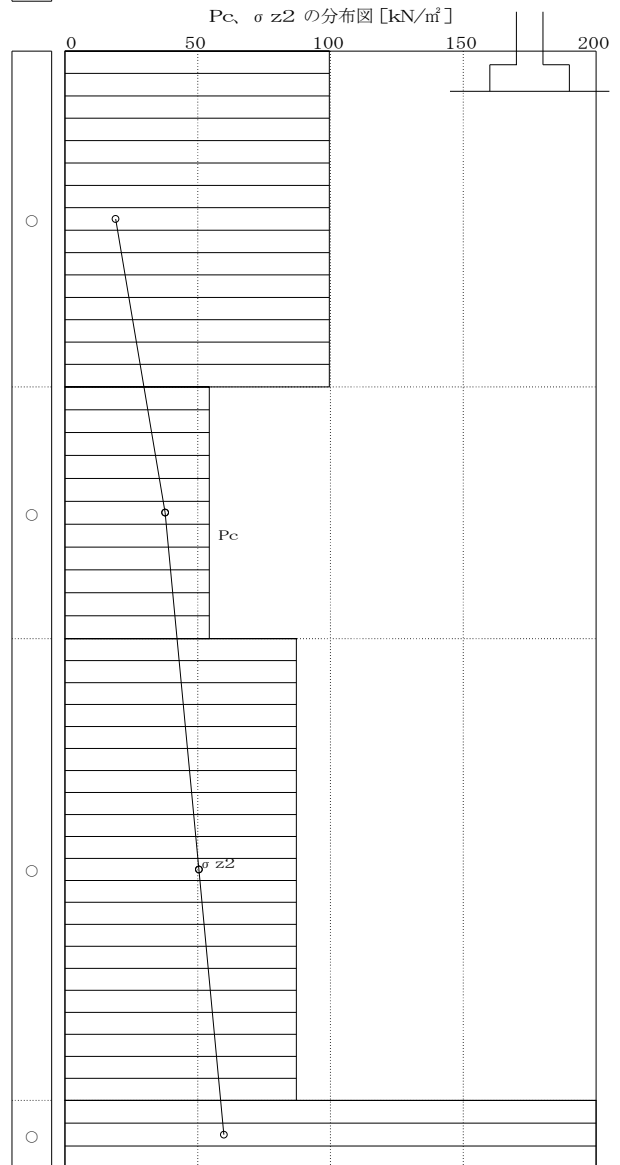
計算点:C

	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	2.00	0.88	16.00	14.08	5.00	19.08	99.56	○	○
2	1.50	2.51	6.20	32.81	4.90	37.71	54.38	○	○
3	2.75	4.64	6.20	45.99	4.50	50.49	87.14	○	○
4	0.41	6.22	6.20	55.78	4.06	59.84	540.70	○	○

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
----	---------	----	-----------------------------	----------------------------------	----------------------------	------------------------------------	--------

	0.88	粘	1.00	29	99.56	19.08	
	2.51	"	0.75	3	54.38	37.71	
	4.64	"	1.00	17	87.14	50.49	
	6.22	"	1.00	421	540.70	59.84	



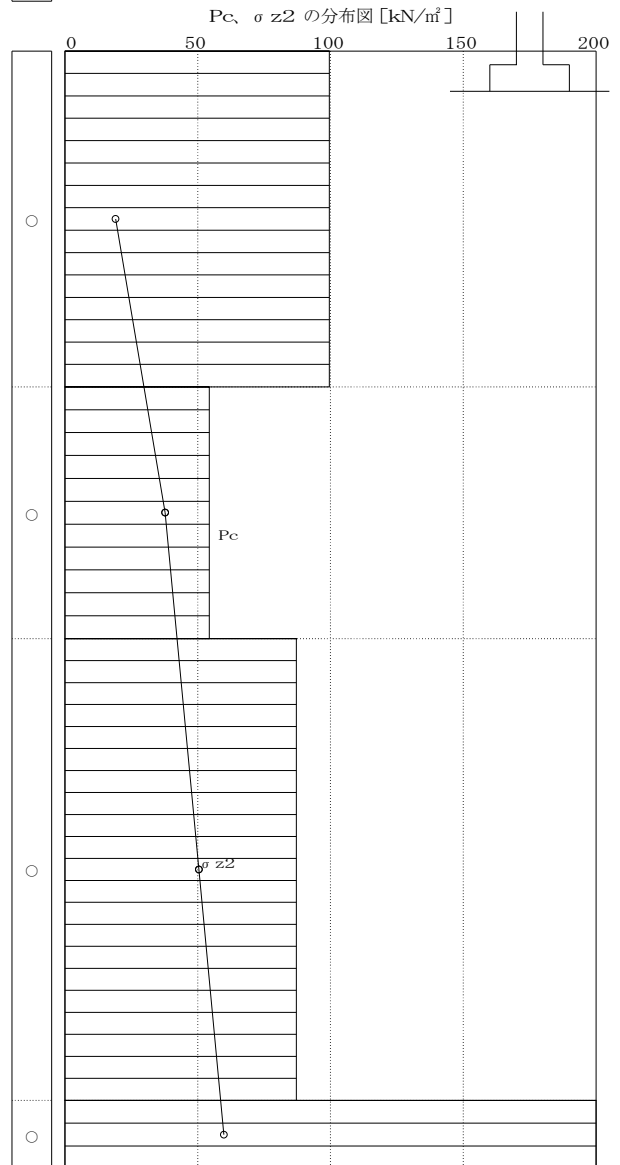
計算点:D

	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	2.00	0.88	16.00	14.08	5.00	19.08	99.56	○	○
2	1.50	2.51	6.20	32.81	4.90	37.71	54.38	○	○
3	2.75	4.64	6.20	45.99	4.50	50.49	87.14	○	○
4	0.41	6.22	6.20	55.78	4.06	59.84	540.70	○	○

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
----	---------	----	-----------------------------	----------------------------------	----------------------------	------------------------------------	--------

	0.88	粘	1.00	29	99.56	19.08	
	2.51	"	0.75	3	54.38	37.71	
	4.64	"	1.00	17	87.14	50.49	
	6.22	"	1.00	421	540.70	59.84	



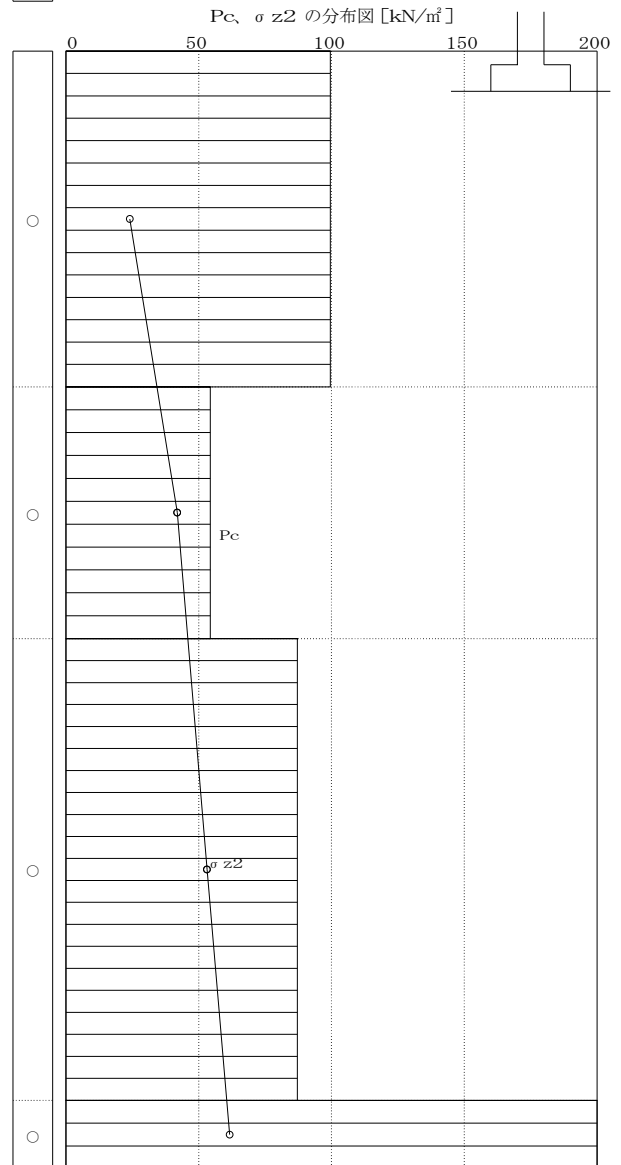
計算点:E

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	2.00	0.88	16.00	14.08	9.94	24.02	99.56	○	○
2	1.50	2.51	6.20	32.81	9.10	41.91	54.38	○	○
3	2.75	4.64	6.20	45.99	7.17	53.16	87.14	○	○
4	0.41	6.22	6.20	55.78	5.85	61.63	540.70	○	○

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
----	---------	----	-----------------------------	----------------------------------	----------------------------	------------------------------------	--------

▽	0.88	粘	1.00	29	99.56	24.02	○
	2.51	〃	0.75	3	54.38	41.91	○
	4.64	〃	1.00	17	87.14	53.16	○
	6.22	〃	1.00	421	540.70	61.63	○



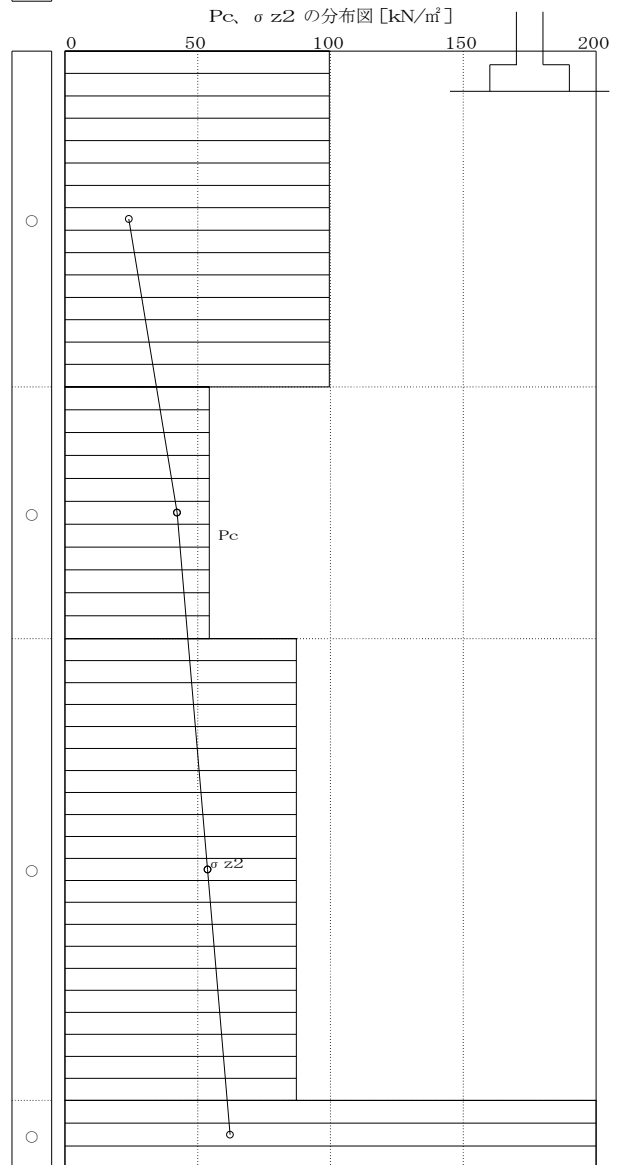
計算点:F

	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	2.00	0.88	16.00	14.08	9.97	24.05	99.56	○	○
2	1.50	2.51	6.20	32.81	9.40	42.21	54.38	○	○
3	2.75	4.64	6.20	45.99	7.74	53.73	87.14	○	○
4	0.41	6.22	6.20	55.78	6.40	62.18	540.70	○	○

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
----	---------	----	-----------------------------	----------------------------------	----------------------------	------------------------------------	--------

▽	0.88	粘	1.00	29	99.56	24.05
	2.51	〃	0.75	3	54.38	42.21
	4.64	〃	1.00	17	87.14	53.73
	6.22	〃	1.00	421	540.70	62.18



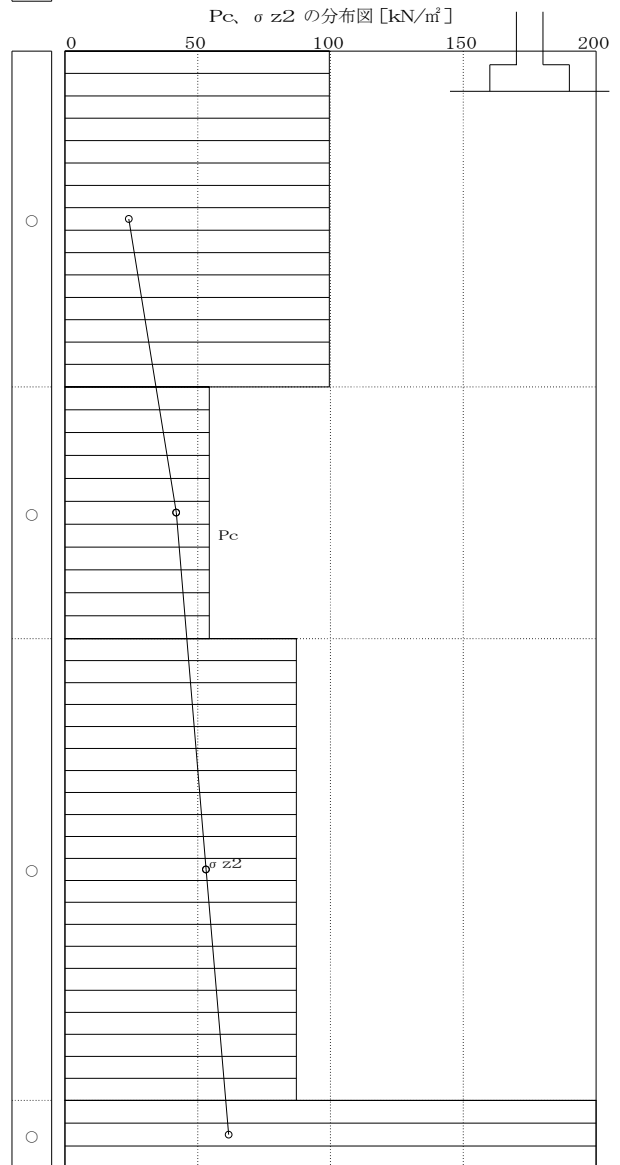
計算点:G

	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	2.00	0.88	16.00	14.08	9.94	24.02	99.56	○	○
2	1.50	2.51	6.20	32.81	9.10	41.91	54.38	○	○
3	2.75	4.64	6.20	45.99	7.17	53.16	87.14	○	○
4	0.41	6.22	6.20	55.78	5.85	61.63	540.70	○	○

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
----	---------	----	-----------------------------	----------------------------------	----------------------------	------------------------------------	--------

▽	0.88	粘	1.00	29	99.56	24.02	○
	2.51	"	0.75	3	54.38	41.91	
	4.64	"	1.00	17	87.14	53.16	
	6.22	"	1.00	421	540.70	61.63	



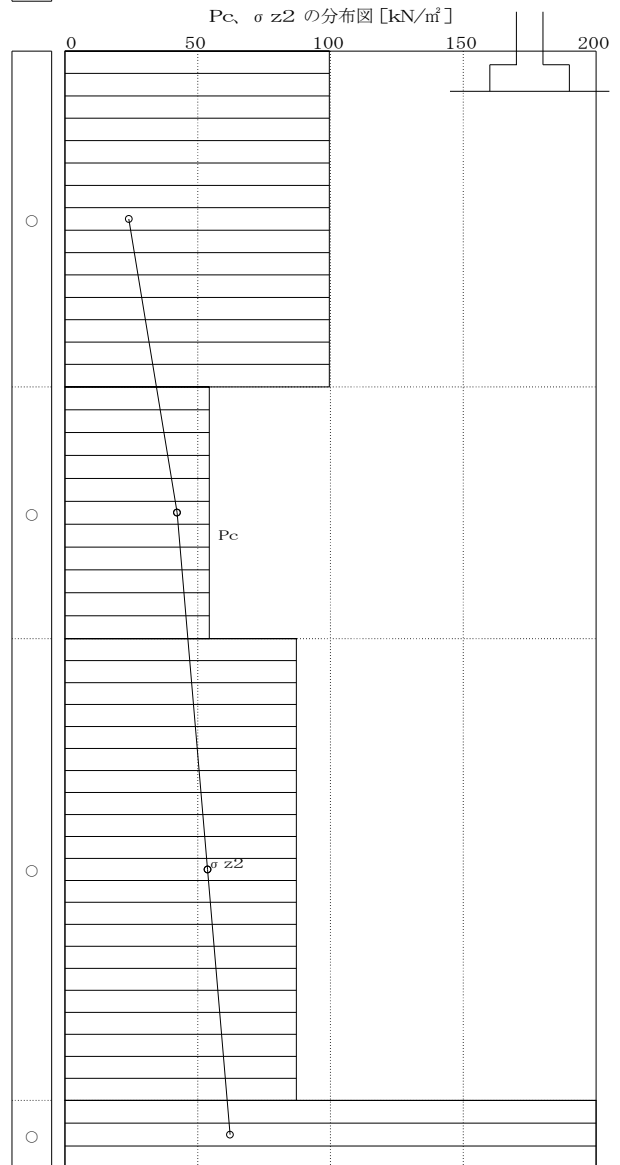
計算点:H

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	2.00	0.88	16.00	14.08	9.97	24.05	99.56	○	○
2	1.50	2.51	6.20	32.81	9.40	42.21	54.38	○	○
3	2.75	4.64	6.20	45.99	7.74	53.73	87.14	○	○
4	0.41	6.22	6.20	55.78	6.40	62.18	540.70	○	○

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
----	---------	----	-----------------------------	----------------------------------	----------------------------	------------------------------------	--------

	0.88	粘	1.00	29	99.56	24.05	
	2.51	"	0.75	3	54.38	42.21	
	4.64	"	1.00	17	87.14	53.73	
	6.22	"	1.00	421	540.70	62.18	



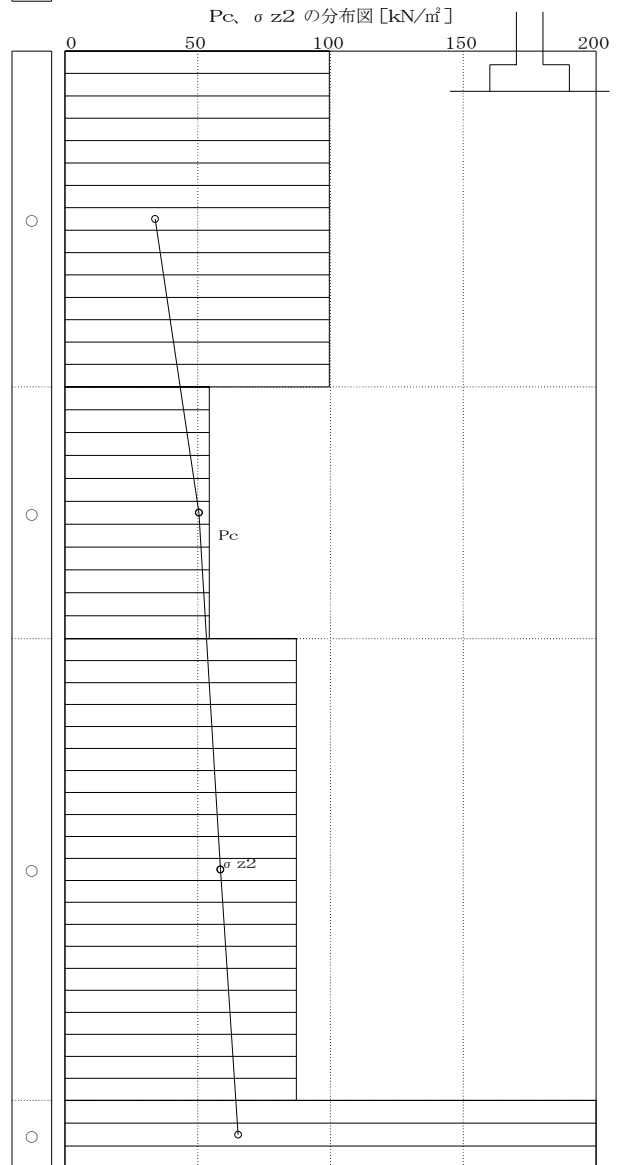
計算点:0



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	2.00	0.88	16.00	14.08	19.85	33.93	99.56	○	○
2	1.50	2.51	6.20	32.81	17.61	50.42	54.38	○	○
3	2.75	4.64	6.20	45.99	12.59	58.57	87.14	○	○
4	0.41	6.22	6.20	55.78	9.42	65.20	540.70	○	○

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
----	---------	----	-----------------------------	----------------------------------	----------------------------	------------------------------------	--------

	0.88	粘	1.00	29	99.56	33.93	
	2.51	"	0.75	3	54.38	50.42	
	4.64	"	1.00	17	87.14	58.57	
	6.22	"	1.00	421	540.70	65.20	



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。

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

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

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

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

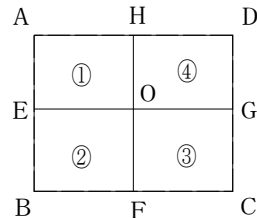
$$\nu = 0.30 \text{ (砂質土)} \quad , \quad 0.40 \text{ (粘性土・即時沈下)} \quad , \quad 0.33 \text{ (粘性土・圧密沈下)}$$

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。

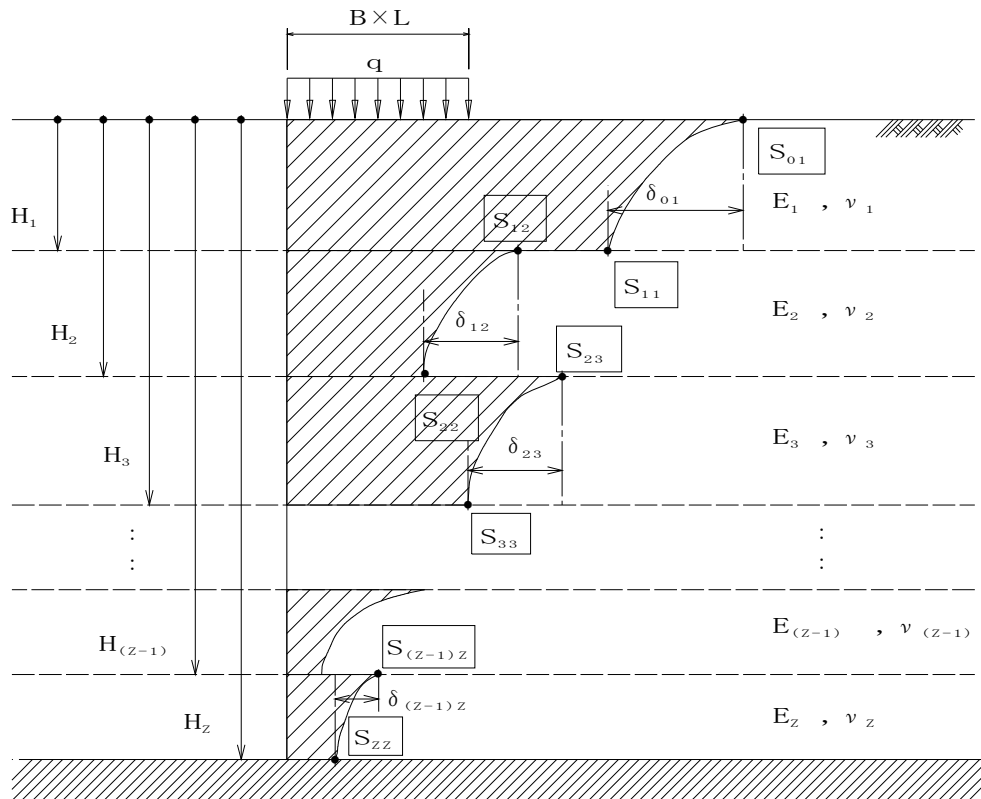
$$S = \delta_{01} + \delta_{12} + \delta_{23} + \dots + \delta_{(z-1)z}$$

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

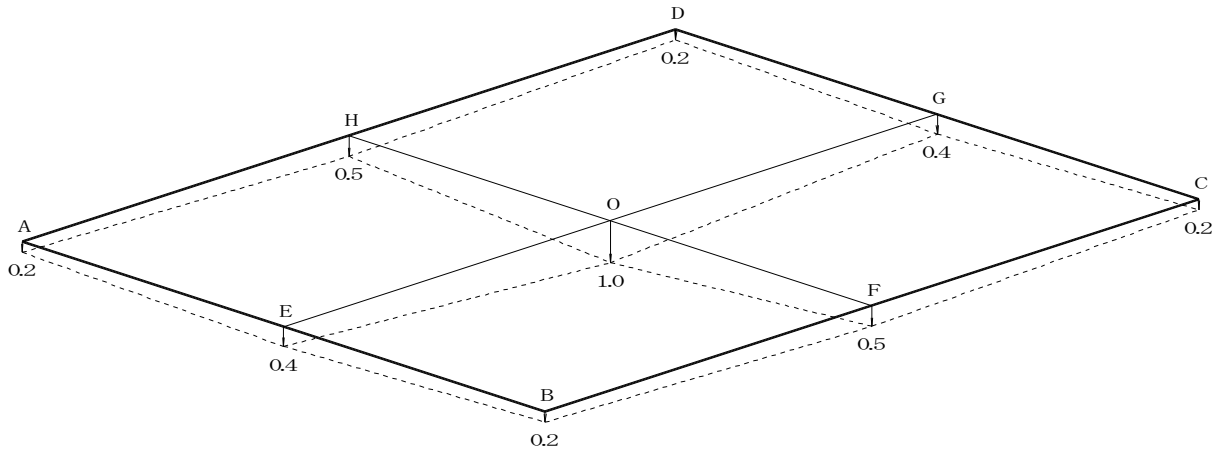
$$\delta_{12} = S_{12}(H_1, E_2, \nu_2) - S_{22}(H_2, E_2, \nu_2)$$

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

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



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~ 2.00	1.76	6637.50	0.40	0.00 0.04	0.04
2	2.00~ 3.50	1.50	3625.00	0.40	0.08 0.17	0.09
3	3.50~ 6.25	2.75	5809.09	0.40	0.10 0.21	0.11
4	6.25~ 6.66	0.41	36046.88	0.40	0.03 0.04	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.24

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～ 2.00	1.76	6637.50	0.40	0.00 0.04	0.04
2	2.00～ 3.50	1.50	3625.00	0.40	0.08 0.17	0.09
3	3.50～ 6.25	2.75	5809.09	0.40	0.10 0.21	0.11
4	6.25～ 6.66	0.41	36046.88	0.40	0.03 0.04	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm) =						0.24

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～ 2.00	1.76	6637.50	0.40	0.00 0.04	0.04
2	2.00～ 3.50	1.50	3625.00	0.40	0.08 0.17	0.09
3	3.50～ 6.25	2.75	5809.09	0.40	0.10 0.21	0.11
4	6.25～ 6.66	0.41	36046.88	0.40	0.03 0.04	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm) =						0.24

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～ 2.00	1.76	6637.50	0.40	0.00 0.04	0.04
2	2.00～ 3.50	1.50	3625.00	0.40	0.08 0.17	0.09
3	3.50～ 6.25	2.75	5809.09	0.40	0.10 0.21	0.11
4	6.25～ 6.66	0.41	36046.88	0.40	0.03 0.04	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm) =						0.24

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～ 2.00	1.76	6637.50	0.40	0.00 0.09	0.09
2	2.00～ 3.50	1.50	3625.00	0.40	0.16 0.33	0.17
3	3.50～ 6.25	2.75	5809.09	0.40	0.21 0.39	0.19
4	6.25～ 6.66	0.41	36046.88	0.40	0.06 0.07	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm) =						0.45

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～ 2.00	1.76	6637.50	0.40	0.00 0.09	0.09
2	2.00～ 3.50	1.50	3625.00	0.40	0.17 0.34	0.18
3	3.50～ 6.25	2.75	5809.09	0.40	0.21 0.42	0.20
4	6.25～ 6.66	0.41	36046.88	0.40	0.07 0.07	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm) =						0.47

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～ 2.00	1.76	6637.50	0.40	0.00 0.09	0.09
2	2.00～ 3.50	1.50	3625.00	0.40	0.16 0.33	0.17
3	3.50～ 6.25	2.75	5809.09	0.40	0.21 0.39	0.19
4	6.25～ 6.66	0.41	36046.88	0.40	0.06 0.07	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm) =						0.45

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～ 2.00	1.76	6637.50	0.40	0.00 0.09	0.09
2	2.00～ 3.50	1.50	3625.00	0.40	0.17 0.34	0.18
3	3.50～ 6.25	2.75	5809.09	0.40	0.21 0.42	0.20
4	6.25～ 6.66	0.41	36046.88	0.40	0.07 0.07	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm) =						0.47

計算点:0

●
0

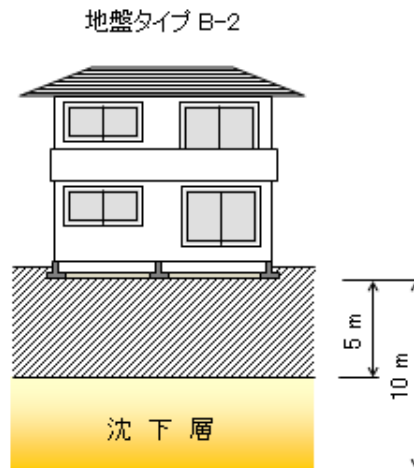
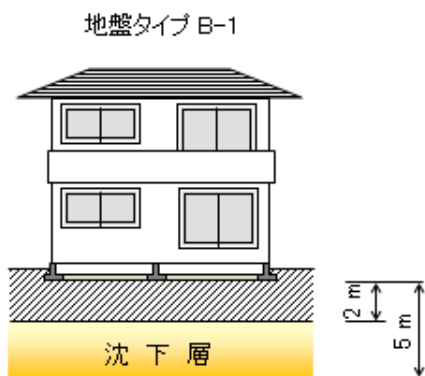
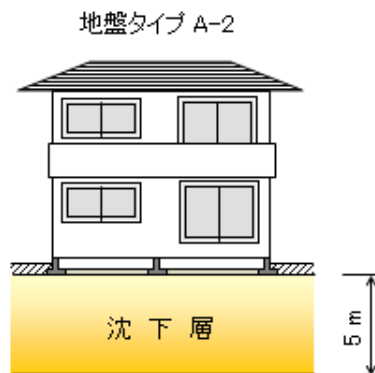
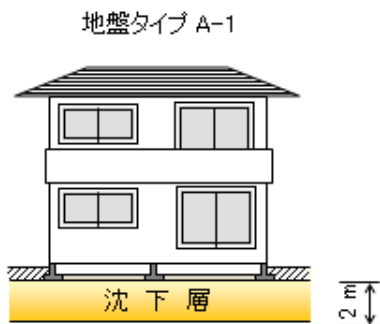
No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
1	0.24～ 2.00	1.76	6637.50	0.40	0.00 0.20	0.20
2	2.00～ 3.50	1.50	3625.00	0.40	0.36 0.74	0.38
3	3.50～ 6.25	2.75	5809.09	0.40	0.46 0.83	0.37
4	6.25～ 6.66	0.41	36046.88	0.40	0.13 0.14	0.01
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm) =						0.96

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

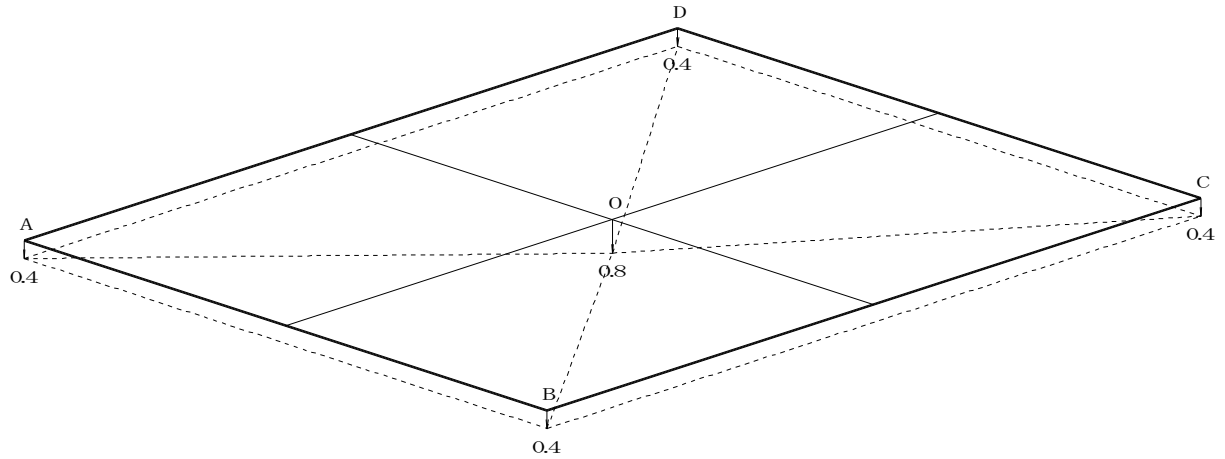


前表より、地盤タイプ B-1 における影響係数を以下の値として、基礎剛性を考慮した沈下量を計算する。

最大沈下量の影響係数： $\kappa_1 = 0.8$

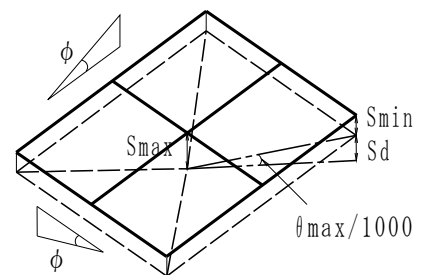
不同沈下量の影響係数： $\kappa_2 = 0.5$

最大変形角の影響係数： $\kappa_3 = 0.5$



推定箇所	沈下量 cm	不同沈下量 cm	変形角 θ n/1000
A(隅角)	0.41	0.36	0.61
B(隅角)	0.41	0.36	0.61
C(隅角)	0.41	0.36	0.61
D(隅角)	0.41	0.36	0.61
O(中央)	0.76	——	——

	相対沈下量 cm	傾斜角 ϕ n/1000
A-B	0.00	0.00
B-C	0.00	0.00
D-C	0.00	0.00
A-D	0.00	0.00



最大沈下量 $S_{max} = 0.76 \leq 5.0$ (cm) (OK)

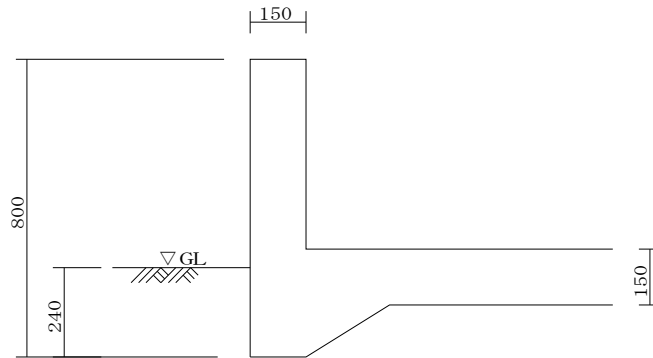
不同沈下量 $S_{dmax} = 0.36 \leq 2.0$ (cm) (OK)

最大変形角 $\theta_{max} = 0.61 \leq 2.5$ /1000 (OK)

最大傾斜角 $\phi_{max} = 0.00 \leq 3.0$ /1000 (OK)

7 べた基礎の設計

基礎に作用する建物荷重の計算より、べた基礎底面に作用する接地圧を、 $w=20.00\text{kN/m}^2$ として基礎スラブと基礎梁の断面検討を行う。



7-1 鉛直荷重に対する検討(長期)

7-1-1 基礎スラブの検討 (一般部)

<基礎スラブ設計用荷重>

基礎スラブ設計用荷重は、基礎底面に作用する接地圧から基礎スラブ自重を差し引いた荷重とする。基礎コンクリートの単位体積重量 $\gamma_{RC}=24\text{kN/m}^3$ とすると、基礎スラブ自重 W は、

$$W = \gamma_{RC} \cdot t = 24 \times 0.150 = 3.60 \text{ kN/m}^2$$

基礎スラブ設計用荷重 W_F は、

$$W_F = w - W = 20.00 - 3.60 = 16.40 \text{ kN/m}^2$$

<曲げモーメントに対する検討>

基礎スラブの配筋は、X, Y両方向共通とし、必要鉄筋量の算定は短辺方向について行う。

短辺スパン: $L_x = 2.730\text{m}$ 、長辺スパン: $L_y = 3.640\text{m}$

$$W_x = \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \times W_F = \frac{3.640^4}{2.730^4 + 3.640^4} \times 16.40 = 12.46 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{両端最大曲げモーメント: } M_{x1} = \frac{1}{12} \times W_x \times L_x^2 = \frac{1}{12} \times 12.46 \times 2.730^2 = 7.74 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{中央最大曲げモーメント: } M_{x2} = \frac{1}{18} \times W_x \times L_x^2 = \frac{1}{18} \times 12.46 \times 2.730^2 = 5.16 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

基礎スラブ筋の必要断面積 a_t は、スラブ筋(SD295)の長期許容引張応力度を $f_t=196 \text{ N/mm}^2$ とし、かぶり 75mm とすることで、有効高さ $d = 150 - 75 = 75\text{mm}$ であるから

$$a_t = \frac{M \times 10^6}{f_t \times j} = \frac{7.74 \times 10^6}{196 \times (7/8 \times 75)} = 601.55 \text{ mm}^2$$

基礎スラブ筋は、X, Y両方向ともに、D13@200(鉄筋量=633.5 mm^2/m)以上とする。

<せん断に対する検討>

基礎スラブに作用するせん断力は、

$$Q = \frac{1}{2} \cdot W_x \cdot L_x = \frac{1}{2} \times 12.46 \times 2.730 = 17.01 \text{ kN}$$

コンクリートの長期許容せん断応力度を $f_s=0.7 \text{ N/mm}^2$ (設計基準強度= 21 N/mm^2)とすると、

$$Q_a = f_s \cdot j = 0.7 \times 10^3 \times (7/8 \times 75 \times 10^{-3}) = 45.94 \text{ kN} > Q \quad (\text{OK})$$

となり、安全である。

7-1-2 基礎梁の検討（一般部）

<基礎梁設計用荷重>

基礎梁設計用荷重は、基礎底面に作用する接地圧から基礎スラブ自重と基礎立ち上がり重量を差し引いた荷重とする。

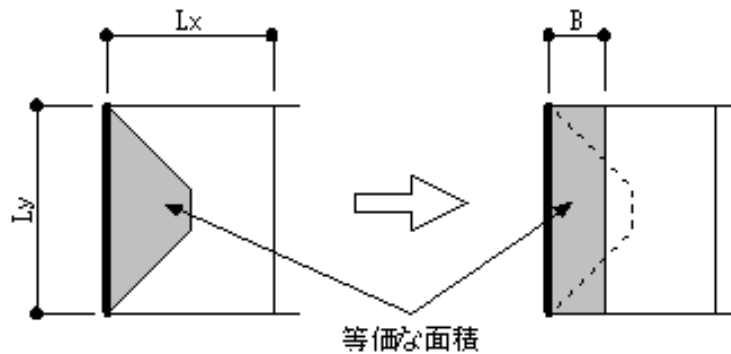
奥行き1mあたりの基礎立ち上がり重量 W_b は、

$$W_b = \gamma_{RC} \cdot b \cdot (D - D_f - 50) \times 10^{-6} = 24 \times 150 \times (800 - 240 - 50) \times 10^{-6} = 1.84 \text{ kN/m}$$

また、べた基礎の基礎梁検討用荷重負担幅 B は、負担接地圧面積を梁長さで除した値とする。

$$B = \frac{[(L_y - L_x) + L_y] \times L_x / 2 \times 0.5}{L_y}$$

$$= \frac{[(3.640 - 2.730) + 3.640] \times 2.730 / 2 \times 0.5}{3.640} = 0.853 \text{ m}$$



奥行き1mあたりの基礎梁設計用荷重 W_B は、

$$W_B = (w - W) \cdot B - W_b = (20.00 - 3.60) \times 0.853 - 1.84 = 12.16 \text{ kN/m}$$

<曲げモーメントに対する検討>

曲げモーメント算出スパンを $L = 1.820\text{m}$ とすると、

$$M = \frac{1}{8} \cdot W_B \cdot L^2 = \frac{1}{8} \times 12.16 \times 1.820^2 = 5.03 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

基礎梁主筋の必要断面積 a_t は、主筋(SD295)の長期許容引張応力度を $f_t=196 \text{ N/mm}^2$ とし、かぶり70mmとすることで、有効高さ $d = 800 - 70 = 730\text{mm}$ であるから

$$a_t = \frac{M \times 10^6}{f_t \times j} = \frac{5.03 \times 10^6}{196 \times (7/8 \times 730)} = 40.20 \text{ mm}^2$$

よって、基礎梁の主筋は、1-D13（鉄筋量=126.7 mm^2 ）以上とする。

<せん断に対する検討>

基礎梁に作用するせん断力は、

$$Q = \frac{1}{2} \cdot W_B \cdot L = \frac{1}{2} \times 12.16 \times 1.820 = 11.06 \text{ kN}$$

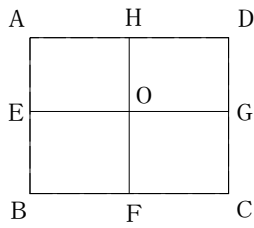
コンクリートの長期許容せん断応力度を $f_s=0.7 \text{ N/mm}^2$ （設計基準強度= 21 N/mm^2 ）とすると、

$$Q_a = f_s \cdot b \cdot j = 0.7 \times 10^3 \times 150 \times 10^{-3} \times (7/8 \times 730 \times 10^{-3}) = 67.07 \text{ kN} > Q \quad (\text{OK})$$

となり、安全である。

※ 基礎立ち上がり及びその上部に開口を有する部位は、別途鉄筋の補強を行う。

8 結果一覧（地盤補強工法のない場合）



推定箇所	地盤補強工法なし				
	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
A(隅角)	○	○	0.41	0.36	0.61
B(隅角)	○	○	0.41	0.36	0.61
C(隅角)	○	○	0.41	0.36	0.61
D(隅角)	○	○	0.41	0.36	0.61
E	○	○	---	---	---
F	○	○	---	---	---
G	○	○	---	---	---
H	○	○	---	---	---
O(中央)	○	○	0.76	---	---

	相対沈下量 cm	傾斜角 ϕ n/1000
A-B	0.00	0.00
B-C	0.00	0.00
D-C	0.00	0.00
A-D	0.00	0.00

- ・ 最大沈下量 $S_{max} = 0.76 \leq 5.0$ (cm) (OK)
- ・ 不同沈下量 $Sd_{max} = 0.36 \leq 2.0$ (cm) (OK)
- ・ 最大変形角 $\theta_{max} = 0.61 \leq 2.5$ /1000 (OK)
- ・ 最大傾斜角 $\phi_{max} = 0.00 \leq 3.0$ /1000 (OK)
- ・ べた基礎(スラブ厚 = 150mm)

スラブ筋 : D13@200(鉄筋量= 634 mm²/m) 以上

梁主筋 : 1-D13 (鉄筋量= 127 mm²) 以上

9 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