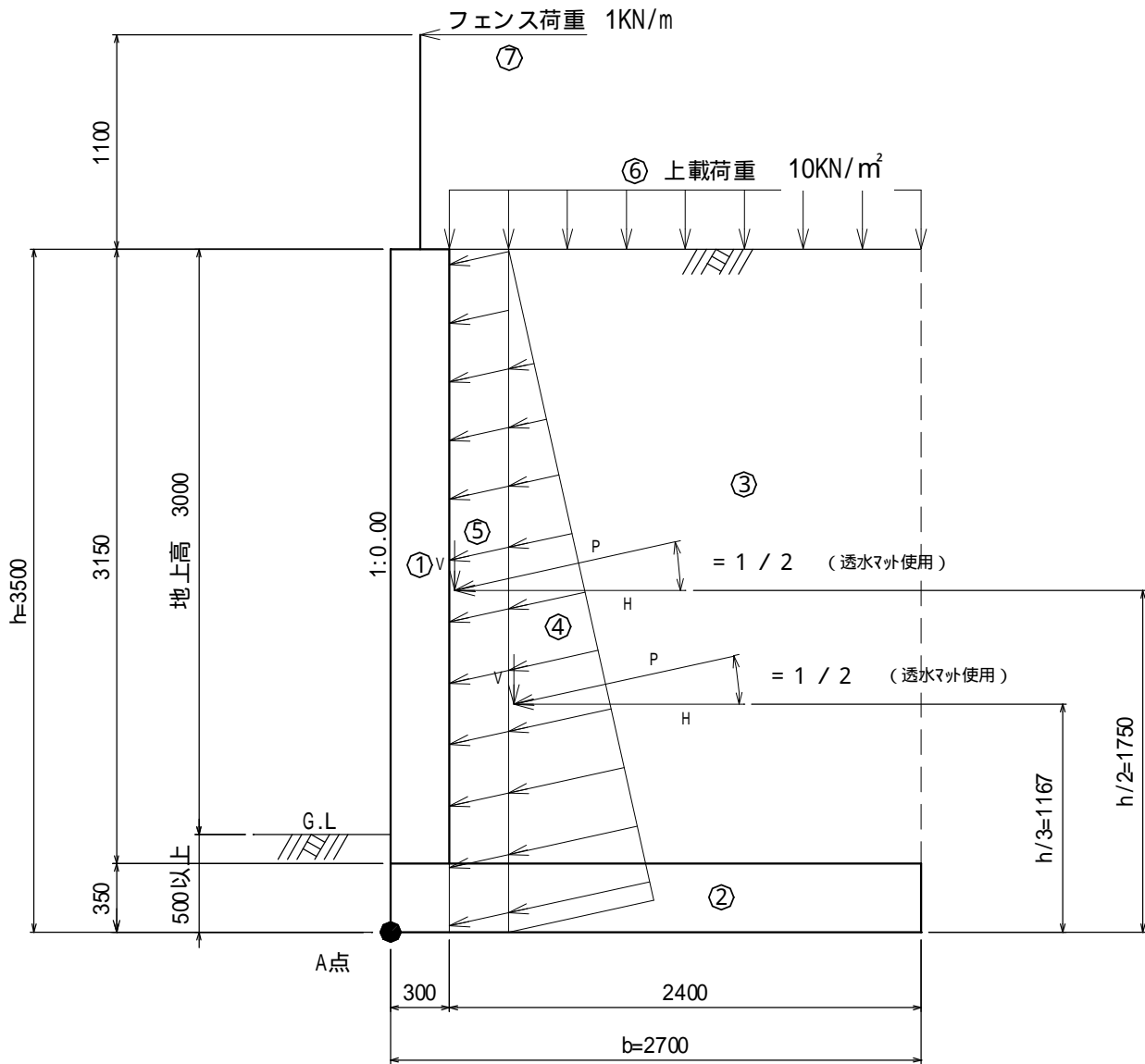


参考資料

参考1．鉄筋コンクリート擁壁の安定及び構造計算例

1．常時

(1) 断面形状図



土圧作用面は豎壁背面とする。

(2) 設計条件

- 1) 単位体積重量
 - コンクリートの単位体積重量 24 (KN/m³)
 - 裏込土の単位体積重量 17 (KN/m³)
- 2) 土質条件
 - 裏込土の内部摩擦角 25 (°) (砂質土)
 - 壁面摩擦角 12.5 (°) (透水マット使用、1/2、
砕石の場合は2/3)
 - 地表面傾斜角 0 (°)
 - 壁背面の鉛直面に対する角度 0 (°)
 - 許容地盤反力度 150 (KN/m²) (別途計算)
 - 基礎底面と地盤との間の摩擦係数 tan b 0.45 (砂質土)
- 3) その他外力
 - 上載荷重 q 10 (KN/m²)
 - フェンス荷重 (水平力) 1 (KN/m)
- 4) 許容応力度
 - コンクリートの設計基準強度 ck 21 (N/mm²)
 - " の許容圧縮応力度 ca 7 (N/mm²)
 - " の許容せん断応力度 a 0.7 (N/mm²)
 - 鉄筋の基準強度 295 (N/mm²)
 - " の許容引張応力度 ta 196 (N/mm²)

(3) 土圧の計算

- 1) 土圧係数 (Ka)クーロンの主働土圧公式により算出

$$K_a = \frac{\cos^2(\delta)}{\cos^2(\alpha) * \cos(\beta + \alpha) * (1 + (\sin(\beta + \alpha) * \sin(\phi - \delta) / \cos(\beta + \alpha) / \cos(\phi - \delta)))^2} = 0.367$$

$$K_a * \sin(\beta + \alpha) = 0.079$$

$$K_a * \cos(\beta + \alpha) = 0.358$$

- 2) 土圧合力及び作用位置の算出

$$V = 1/2 * \gamma * K_a * \sin(\beta + \alpha) * h^2 = 8.23 \text{ KN}$$

$$H = 1/2 * \gamma * K_a * \cos(\beta + \alpha) * h^2 = 37.28 \text{ KN}$$

$$x = 0.300 \text{ m}$$

$$y = 3.500 / 3 = 1.167 \text{ m}$$

- 3) 上載荷重による土圧合力と作用位置の算出

$$V = q * K_a * \sin(\beta + \alpha) * h = 2.77 \text{ KN}$$

$$H = q * K_a * \cos(\beta + \alpha) * h = 12.53 \text{ KN}$$

$$x = 0.300 \text{ m}$$

$$y = 3.500 / 2 = 1.750 \text{ m}$$

(4) 作用力の集計

A点を基準とした鉛直・水平荷重及び作用位置の集計

種類	No	重量及び外力の計算	V (KN)	x (m)	Vx (KN*m)	H (KN)	y (m)	Hy (KN*m)
コンクリート		0.30*3.15*24.00	22.68	0.150	3.40	-	-	-
		2.70*0.35*24.00	22.68	1.350	30.62	-	-	-
土砂		2.40*3.15*17.00	128.52	1.500	192.78	-	-	-
土圧			8.23	0.300	2.47	37.28	1.167	43.51
上載荷重による土圧			2.77	0.300	0.83	12.53	1.750	21.93
上載荷重		2.40*10.00	24.00	1.500	36.00	-	-	-
フェンス荷重		1.00	-	-	-	1.00	4.600	4.60
合計			208.88	-	266.10	50.81	-	70.04

(5) 安定計算

1) 転倒に対する安全率(f)の計算

$$f = Vx / Hy = 266.10 / 70.04 = 3.799 > 1.5 \text{ ----- } 0.K$$

2) A点より合力作用位置までの距離(d)及び偏心距離(e)の計算

$$d = (Vx - Hy) / V = (266.10 - 70.04) / 208.88 = 0.939$$

$$e = B/2 - d = 2.700 / 2 - 0.939 = 0.411 \text{ m} < B / 6 = 0.450 \text{ m} \text{ ----- } 0.K$$

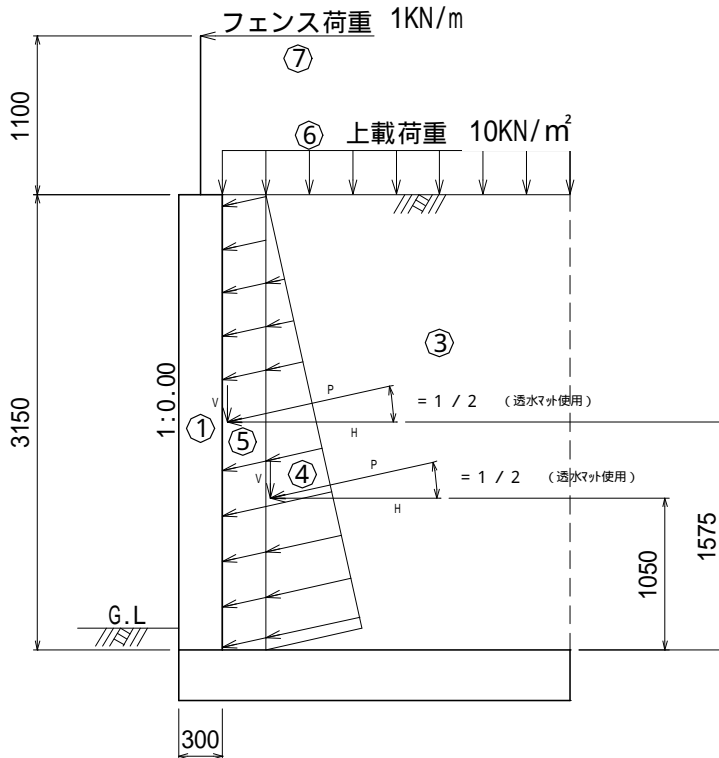
3) 滑動に対する安全率(f)の計算

$$f = (V * \tan b) / H = (208.88 * 0.45) / 50.81 = 1.850 > 1.5 \text{ ----- } 0.K$$

4) 地盤反力度の計算

$$\begin{aligned} Q_{\max}, Q_{\min} &= V / B \pm (6 * V * e) / B^2 \\ &= 208.88 / 2.700 \pm (6 * 208.88 * 0.411) / 2.700^2 \\ &= 148.02, 6.70 < Q_a = 150 \text{ KN/m}^2 \text{ ----- } 0.K \end{aligned}$$

(6) 豎壁の応力度計算



1) 豎壁に作用する土圧合力及び作用位置の算出

$$H = 1/2 * \gamma * Ka * \cos(\alpha) * h^2 = 30.19 \text{ KN}$$

$$y = 3.150 / 3 = 1.050 \text{ m}$$

$$Hy = 30.19 * 1.050 = 31.70 \text{ KN*m}$$

2) 上載荷重による土圧合力と作用位置の算出

$$H = q * Ka * \cos(\alpha) * h = 11.28 \text{ KN}$$

$$y = 3.150 / 2 = 1.575 \text{ m}$$

$$Hy = 11.28 * 1.575 = 17.77 \text{ KN*m}$$

3) フェンス荷重

$$H = 1.00 \text{ KN}$$

$$y = 3.150 + 1.100 = 4.250 \text{ m}$$

$$Hy = 1.00 * 4.250 = 4.25 \text{ KN*m}$$

4) 作用力の集計

$$\text{せん断力 } S = H = 30.19 + 11.28 + 1.00 = 42.47 \text{ KN}$$

$$\text{曲げモーメント } M = Hy = 31.70 + 17.77 + 4.25 = 53.72 \text{ KN*m}$$

5) 応力度計算

部材厚 0.300m, 鉄筋かぶり0.070m, 有効高さ0.230m, 配筋量D16ctc125mm($A_s=15.888\text{cm}^2$)とすると

$n = 15$ (弾性係数比)、 $b = 1.000\text{m}$ (単位幅)

$p = A_s / (b*d) = 15.888 / (100 * 23) = 0.00691$

$k = (2p*n+(p*n)^2)-p*n = (2*0.00691*15+(0.00691*15)^2)-0.00691*15 = 0.363$

$j = 1 - k/3 = 1 - 0.363/3 = 0.879$

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$c = 2 * M / (k*j*b*d^2) = 2 * 53720000 / (0.363*0.879*1000*230^2)$

$=6.37 \text{ N/mm}^2 < c_a = 7 \text{ N/mm}^2 \text{ ----- } 0.K$

鉄筋の曲げ引張応力度

$s = M / (A_s*j*d) = 53720000 / (1588.8*0.879*230)$

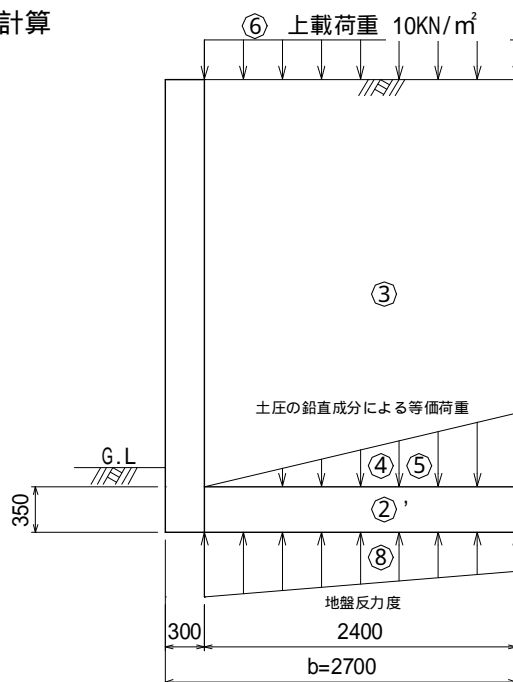
$=167.2 \text{ N/mm}^2 < s_a = 196 \text{ kgf/cm}^2 \text{ ----- } 0.K$

コンクリートのせん断応力度

$= S / (b*j*d) = 42470 / (1000*0.879*230)$

$=0.21 \text{ N/mm}^2 < a = 0.7 \text{ N/mm}^2 \text{ ----- } 0.K$

(7) 底版の応力度計算



1) 作用力の集計

種類	No	重量及び外力の計算	S (KN)	x (m)	M (KN*m)
コンクリート	'	2.400*0.350*24.00	20.16	1.200	24.19
土砂		2.400*3.150*17.00	128.52	1.200	154.22
土圧			6.66	1.600	10.66
上載荷重による土圧			2.49	1.600	3.98
上載荷重		2.400*10.00	24.00	1.200	28.80
底版反力		13.232 0.67	-166.82	0.839	-139.89
合計			15.01	-	81.96

壁付け根と底版付け根の曲げモーメントは釣り合っていないので、底版付け根の曲げモーメントが壁付け根より大きい場合は壁付け根の曲げモーメントを採用する。

せん断力 $S = 15.01 \text{ KN}$

曲げモーメント $M = 53.72 \text{ KN*m}$

2) 底版の応力度計算

壁の計算に同じ

2. 地震時

地震時は中地震時において、部材応力度が短期強度以下であること、また大地震時において転倒・滑動・支持力度が安全率 1.0 以上であり、かつ部材応力度が設計基準強度以下であることを照査する。

(1) 設計条件

1) 土質条件

、 、 、 は常時と同じ、 は / 2
 許容地盤反力度 300 (KN/m²) (別途計算)
 基礎底面と地盤との間の摩擦係数 tan b 0.45

2) その他外力

上載荷重 q 10 (KN/m²)
 設計水平震度 kh (中地震時) 0.20
 " (大地震時) 0.25
 地震時合成角 (中地震時) tan⁻¹(kh) 11.31 (°)
 " (大地震時) tan⁻¹(kh) 14.04 (°)
 土圧係数 k ea (中地震時) 0.539
 " (大地震時) 0.600

ここに cos²(- -)

Kea=

$$\cos^2 \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\theta + \alpha) \cdot (1 + \sin(\theta + \alpha) \cdot \sin(\theta - \alpha) / \cos(\theta - \alpha) / \cos(\theta + \alpha))^2$$

3) 許容応力度

中地震時 コンクリートの許容圧縮応力度 ca 14 (N/mm²)
 " の許容せん断応力度 a 1.4 (N/mm²)
 鉄筋の許容引張応力度 ta 295 (N/mm²)
 大地震時 コンクリートの許容圧縮応力度 ca 21 (N/mm²)
 " の許容せん断応力度 a 1.4 (N/mm²)
 鉄筋の許容引張応力度 ta 295 (N/mm²)

(2) 大地震時 (地震時土圧)

1) 土圧係数 (K ea)クーロンの主働土圧公式により算出

K ea = 0.600

2) 土圧合力及び作用位置の算出

V = 1/2 * K ea * sin (+) * h² = 13.54 KN

H = 1/2 * K ea * cos (+) * h² = 61.02 KN

x = 0.300 m

y = 3.500 / 3 = 1.167 m

3) 上載荷重による土圧合力と作用位置の算出

V = q * K ea * sin (+) * h = 4.55 KN

H = q * K ea * cos (+) * h = 20.51 KN

x = 0.300 m

y = 3.500 / 2 = 1.750 m

4) 作用力の集計

種 類	No	重量及び外力の計算	V (KN)	x (m)	V x (KN*m)	H (KN)	y (m)	H y (KN*m)
コンクリート		0.300*3.150*24.00	22.68	0.150	3.40	-	-	-
		2.700*0.350*24.00	22.68	1.350	30.62	-	-	-
土 砂		2.400*3.150*17.00	128.52	1.500	192.78	-	-	-
土 圧			13.54	0.300	4.06	61.02	1.167	71.21
上載荷重による土圧			4.55	0.300	1.37	20.51	1.750	35.89
上載荷重		2.400*10.00	24.00	1.500	36.00	-	-	-
合 計			215.97	-	268.23	81.53	-	107.10

5) 安定計算

転倒に対する安全率(f)の計算

$$f = Vx / Hy = 268.23 / 107.10 = 2.504 > 1.0 \text{ ----- } 0.K$$

A点より合力作用位置までの距離(d)及び偏心距離(e)の計算

$$d = (Vx - Hy) / V = (268.23 - 107.10) / 215.97 = 0.746 \text{ m}$$

$$e = B/2 - d = 2.700 / 2 - 0.746 = 0.604 \text{ m} < B / 2 = 1.350 \text{ m ----- } 0.K$$

滑動に対する安全率(f)の計算

$$f = (V * \tan b) / H = (215.97 * 0.45) / 81.53 = 1.192 > 1.0 \text{ ----- } 0.K$$

地盤反力度の計算 $B/6 < e < B/3$ より三角形分布

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= (2 * V) / (3 * d) \\ &= (2 * 215.97) / (3 * 0.746) \\ &= 193.00 < Q_a = 300 \text{ KN/m}^2 \text{ ----- } 0.K \end{aligned}$$

6) 部材計算

常時と同様に計算する

(3) 大地震時(常時土圧+慣性力)

1) 作用力の集計

種類	No	重量及び外力の計算	V (KN)	x (m)	Vx (KN*m)	H (KN)	y (m)	Hy (KN*m)
コンクリート		0.300*3.150*24.00	22.68	0.150	3.40	5.67	1.925	10.91
		2.700*0.350*24.00	22.68	1.350	30.62	5.67	0.175	0.99
土砂		2.400*3.150*17.00	128.52	1.500	192.78	32.13	1.925	61.85
土圧			8.23	0.300	2.47	37.28	1.167	43.51
上載荷重による土圧			2.77	0.300	0.83	12.53	1.750	21.93
上載荷重		2.400*10.00	24.00	1.500	36.00	-	-	-
合計			208.88	-	266.10	93.28	-	139.19

2) 安定計算

転倒に対する安全率(f)の計算

$$f = Vx / Hy = 266.10 / 139.19 = 1.912 > 1.0 \text{ ----- } 0.K$$

A点より合力作用位置までの距離(d)及び偏心距離(e)の計算

$$d = (Vx - Hy) / V = (266.10 - 139.19) / 208.88 = 0.608 \text{ m}$$

$$e = B/2 - d = 2.700 / 2 - 0.608 = 0.742 \text{ m} < B / 2 = 1.350 \text{ m ----- } 0.K$$

滑動に対する安全率(f)の計算

$$f = (V * \tan b) / H = (208.88 * 0.45) / 93.28 = 1.008 > 1.0 \text{ ----- } 0.K$$

地盤反力度の計算 $B/6 < e < B/3$ より三角形分布

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= (2 * V) / (3 * d) \\ &= (2 * 208.88) / (3 * 0.608) \\ &= 229.04 < Q_a = 300 \text{ KN/m}^2 \text{ ----- } 0.K \end{aligned}$$

3) 部材計算

常時と同様に計算する

(4) 中地震時

大地震時と同様に部材計算する

3. その他検討ケース

常時、地震時において、上載荷重が無いなどの不安定となる状態が予想される場合は、最も不利な条件においても照査すること。

4. 擁壁の安定計算結果一覧表

荷重状態	作用力 (KN, KN*m)	転倒		滑動	地盤反力度 (KN/m ²)
		安全率	偏心量(m)		
常時 常時土圧 上載荷重 有	V = 208.88 H = 50.81	f = 3.799 > 1.5 0.K	e = 0.411 < 0.450 0.K	f = 1.850 > 1.5 0.K	Q = 148.02 Q = 6.70 < Qa = 150 0.K
常時 常時土圧 上載荷重 無	V = 182.11 H = 38.28	f = 4.766 > 1.5 0.K	e = 0.355 < 0.450 0.K	f = 2.141 > 1.5 0.K	Q = 120.66 Q = 14.24 < Qa = 150 0.K
大地震時 常時土圧 + 慣性力 上載荷重 有	V = 208.88 H = 93.28	f = 1.912 > 1.0 0.K	e = 0.742 < 1.350 0.K	f = 1.008 > 1.0 0.K	Q = 229.04 1.824 < Qa = 300 0.K
大地震時 常時土圧 + 慣性力 上載荷重 無	V = 182.11 H = 80.75	f = 1.955 > 1.0 0.K	e = 0.735 < 1.350 0.K	f = 1.015 > 1.0 0.K	Q = 197.41 1.845 < Qa = 300 0.K
大地震時 地震時土圧 上載荷重 有	V = 215.97 H = 81.53	f = 2.504 > 1.0 0.K	e = 0.604 < 1.350 0.K	f = 1.192 > 1.0 0.K	Q = 193.00 2.238 < Qa = 300 0.K
大地震時 地震時土圧 上載荷重 無	V = 187.42 H = 61.02	f = 3.242 > 1.0 0.K	e = 0.498 < 1.350 0.K	f = 1.382 > 1.0 0.K	Q = 146.65 2.556 < Qa = 300 0.K

5. 豎壁の応力度計算結果一覧表

	常時		中地震時		大地震時	
	常時土圧 上載荷重有	常時土圧 + 慣性力 上載荷重有	地震時土圧 上載荷重有	常時土圧 + 慣性力 上載荷重有	地震時土圧 上載荷重有	
軸力 (KN)	31.83	31.83	36.24	31.83	37.74	
せん断力 (KN)	42.47	46.01	60.93	47.14	67.88	
曲げモーメント (KN*m)	53.72	56.62	72.68	58.40	80.96	
部材幅 B (cm)	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	
部材高 H (cm)	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	
有効高 d (cm)	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	
引張鉄筋 As (cm ²)	15.888	15.888	15.888	15.888	15.888	
鉄筋径 D (mm)	16	16	16	16	16	
配筋ピッチ (mm)	125	125	125	125	125	
ヤング係数比 n	15	15	15	15	15	
中立軸 x (cm)	8.355	8.355	8.355	8.355	8.355	
c (N/mm ²)	6.37 0.K	6.70 0.K	8.61 0.K	6.92 0.K	9.59 0.K	
s (N/mm ²)	167.2 0.K	176.3 0.K	226.3 0.K	181.8 0.K	252.1 0.K	
(N/mm ²)	0.210 0.K	0.228 0.K	0.301 0.K	0.233 0.K	0.336 0.K	
ca (N/mm ²)	7	14	14	21	21	
sa (N/mm ²)	196	295	295	295	295	
a (N/mm ²)	0.7	1.4	1.4	1.4	1.4	

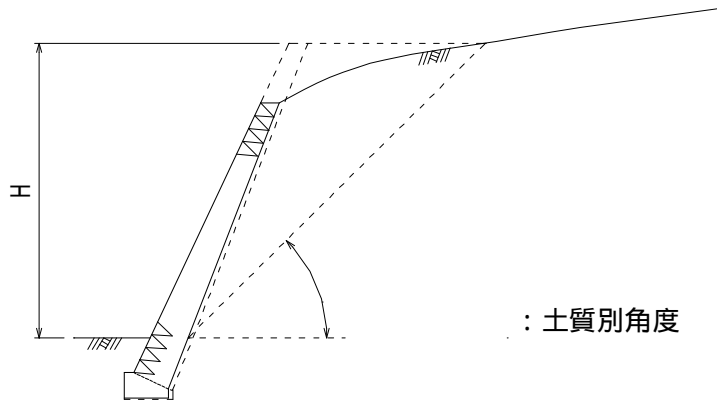
6. 底版の応力度計算結果一覧表

	常 時				中地震時	
	常時土圧		常時土圧		常時土圧	
	上載荷重有	上載荷重無	上載荷重有	上載荷重無	上載荷重有	上載荷重無
せん断力 (KN)	15.01	7.64	30.02	21.80	22.22	
曲げモーメント (KN*m)	53.72	35.95	56.62	38.85	72.68	
部材幅 B (cm)	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	
部材高 H (cm)	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00	
有効高 d (cm)	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	
引張鉄筋 A_s (cm ²)	15.888	15.888	15.888	15.888	15.888	
鉄筋径 D (mm)	16	16	16	16	16	
配筋ピッチ (mm)	125	125	125	125	125	
ヤング係数比 n	15	15	15	15	15	
中立軸 x (cm)	9.001	9.001	9.001	9.001	9.001	
c (N/mm ²)	5.19	0.K	3.47	0.K	5.47	0.K
s (N/mm ²)	147.0	0.K	98.4	0.K	154.9	0.K
(N/mm ²)	0.065	0.K	0.330	0.K	0.130	0.K
ca (N/mm ²)	7	7	14	14	14	14
sa (N/mm ²)	196	196	295	295	295	295
a (N/mm ²)	0.7	0.7	1.4	1.4	1.4	1.4

	中地震時		大地震時			
	地震時土圧		常時土圧		常時土圧	
	上載荷重無	上載荷重有	上載荷重有	上載荷重無	上載荷重有	上載荷重無
せん断力 (KN)	11.74	36.01	27.64	25.79	13.63	
曲げモーメント (KN*m)	46.58	58.40	40.63	80.96	51.89	
部材幅 B (cm)	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	
部材高 H (cm)	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00	
有効高 d (cm)	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	
引張鉄筋 A_s (cm ²)	15.888	15.888	15.888	15.888	15.888	
鉄筋径 D (mm)	16	16	16	16	16	
配筋ピッチ (mm)	125	125	125	125	125	
ヤング係数比 n	15	15	15	15	15	
中立軸 x (cm)	9.001	9.001	9.001	9.001	9.001	
c (N/mm ²)	4.50	0.K	5.64	0.K	3.93	0.K
s (N/mm ²)	127.5	0.K	159.8	0.K	111.2	0.K
(N/mm ²)	0.051	0.K	0.156	0.K	0.120	0.K
ca (N/mm ²)	14	21	21	21	21	21
sa (N/mm ²)	295	295	295	295	295	295
a (N/mm ²)	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4

参考2．擁壁背面に斜面がある場合の対応について

1．土質に応じた勾配線が斜面と交差した点までの垂直高さに対応する擁壁とする場合。



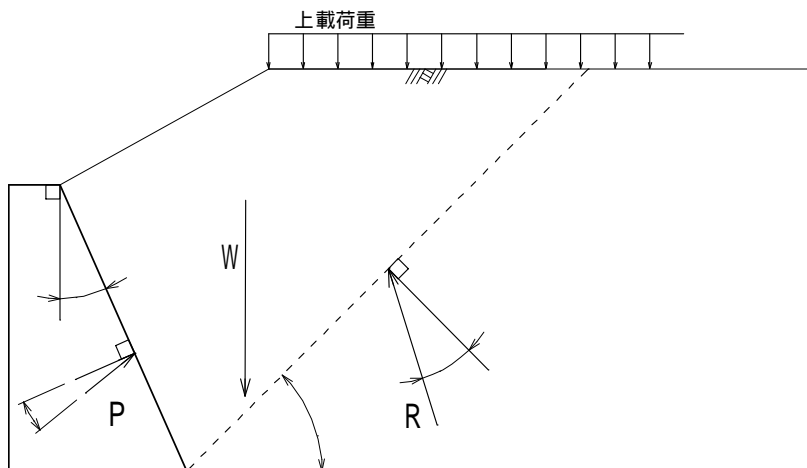
土質別角度 ()

背面土質	軟石 (風化の著しいものを除)	風化の著しい岩	砂利、真砂土、関東ローム、硬質粘土その他これらに類するもの	盛土 (良質土による場合)	腐植土 盛土 (良質土以外)
角度 ()	60°	40°	35°	30°	25°

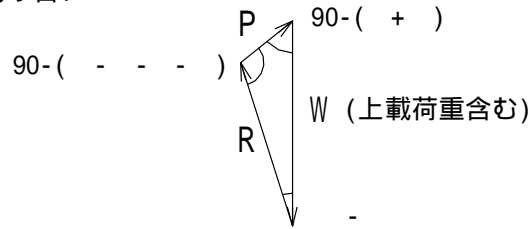
2．試行くさび法により力の釣り合い条件から土圧の最大値を算出する場合。

試行くさび法は擁壁全体が滑動する際に一体とみなせる土くさび部分(すべり面)を仮定し、上載荷重を含んだ土くさび重量 W 、すべり面における地盤からの反力 R 、擁壁に作用する土圧の反力 P が釣り合うという条件から未知の土圧合力 P の大きさを求める。

常時



土くさびの力の釣り合い



- ここに R : すべり面における地盤からの反力 (方向既知、大きさ未知)
- W : 土くさび重量 (方向既知、大きさ既知)
- P : 土圧の反力 (方向既知、大きさ未知)

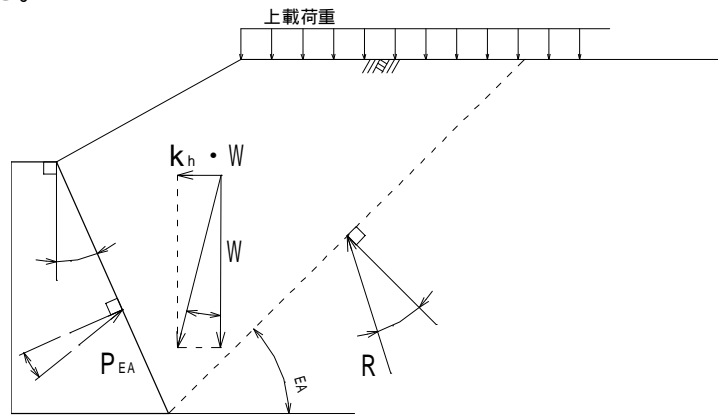
上記関係により下記式が成り立つ

$$P = \frac{W \cdot \sin(-)}{\cos(- - -)}$$

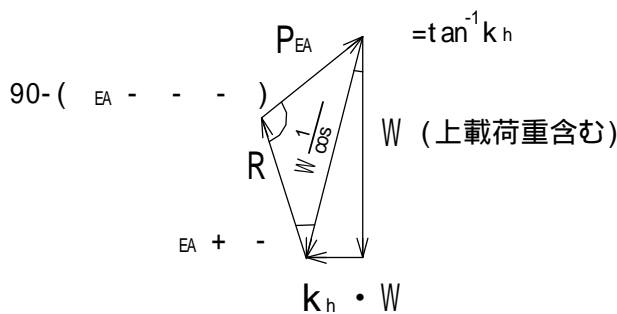
力の釣り合い条件により Pはすべり面が水平面に対してなす角度 の関数として与えられる。したがって を変化させたときの最大の Pが設計時に考慮すべき主働土圧 P_A である。

地震時

地震時には土くさびの重心に慣性力 ($=k_h \cdot W$) が作用すると考え、連力図及び主働土圧は下記のとおりとなる。



土くさびの力の釣り合い



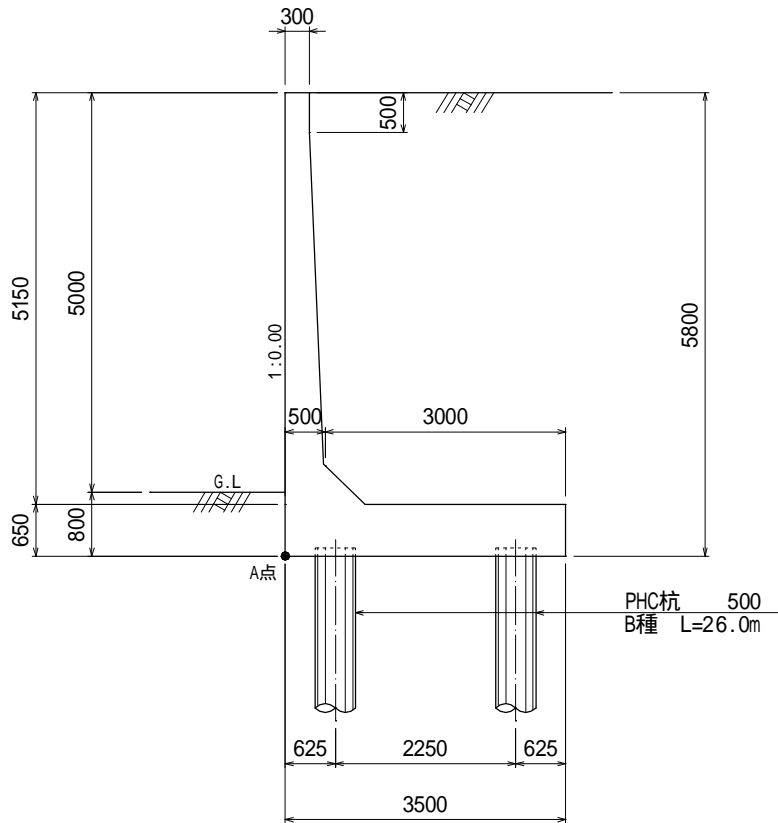
- ここに P_{EA} : 地震時の主働土圧
- EA : 地震時の主働土圧主働すべり角
- : 壁面摩擦角
- : 地震時合成角 $=\tan^{-1}k_h$
- k_h : 設計水平震度

$$P = \frac{W \cdot \sin(EA - +)}{\cos(EA - - -) \cdot \cos}$$

参考3．鉄筋コンクリート擁壁の杭基礎の安定及び構造計算例

1．設計条件

(1) 断面形状図



(2) 設計条件

単位体積重量、裏込土の土質条件、その他外力は直接基礎の計算例と同様な条件。

許容応力度

底版コンクリートの支圧応力度 $c_a = 0.3$ $c_k = 6.3$ (N/mm²)

底版コンクリートの押抜きせん断応力度 $a = 0.7$ (N/mm²)

基礎杭の種別

PHC杭、B種(有効プレストレス8N/mm²)、500、t=80mm、L=26.0m

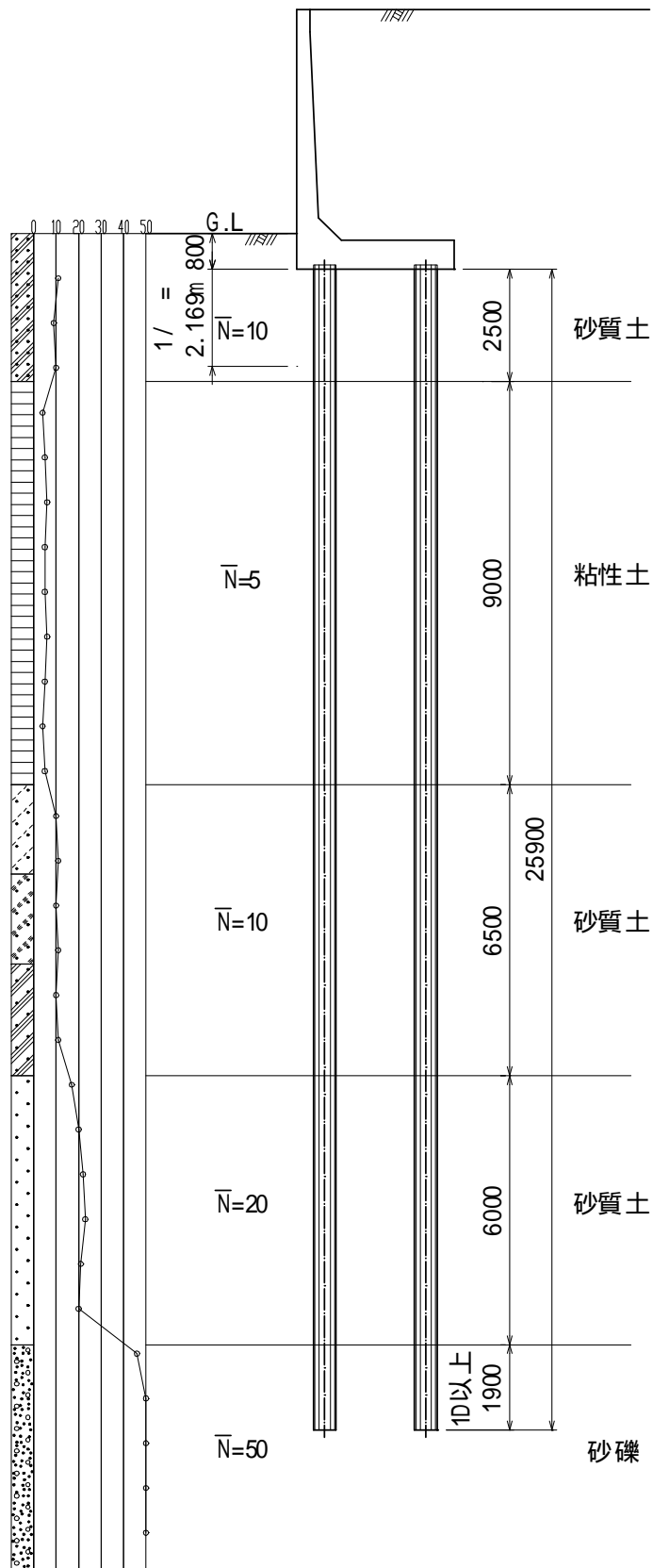
施工方法

プレ-リツグ 建込み工法

PHC杭の設計基準値

	記号	単位	常時	地震時
圧縮強度	c_k	N/mm ²	85	
引張強度	c_a'	"	-5.5	
曲げ引張強度	b_u	"	-7.5	
許容曲げ圧縮応力度	c_a	"	24	42.5
許容曲げ引張応力度	$'c_a$	"	-2	-4
許容斜張応力度	d	"	1.2	1.8
ヤング係数	E	"	4.0×10^4	
換算断面2次モーメント	I_e	cm ⁴	2.5376×10^5	

(3) 土質条件



(4) 作用力の集計結果

作用力の集計は前述の直接基礎の構造計算例に準じて行う。計算の途中過程は省略し結果のみを示すA点を基準とした鉛直・水平荷重及び作用位置の集計。

なお、地震時は地震時土圧と常時土圧 + 慣性力の場合を比較し、杭基礎の計算上不利な常時土圧 + 慣性力を例として採用した。

常時

種 類	V (KN)	V x (KN*m)	H (KN)	H y (KN*m)
コンクリート	102.84	105.21	-	-
土 砂	272.26	529.41	-	-
土 圧	28.59	12.72	106.37	205.61
上載荷重による土圧	5.80	2.34	21.58	62.58
上載荷重	32.00	60.80	-	-
フェィン荷重	-	-	1.00	6.90
合 計	441.49	710.48	128.95	275.09

大地震時 (常時土圧 + 慣性力)

種 類	V (KN)	V x (KN*m)	H (KN)	H y (KN*m)
コンクリート	102.84	105.21	25.71	40.48
土 砂	272.26	529.41	68.07	221.57
土 圧	28.59	12.72	106.37	205.61
上載荷重による土圧	5.80	2.34	21.58	62.58
上載荷重	32.00	60.80	-	-
合 計	441.49	710.48	221.73	530.24

2. 杭の緒定数の計算

(1) 水平方向地盤反力係数(K値) (道示 H14,3 P255)

水平方向地盤反力係数は次式により求める。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

k_H : 水平方向地盤反力係数(KN/m³)

k_{H0} : 鉛直0.3mの剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(KN/m³)
各種土質試験、調査により求めた変形係数から推定する場合は次式により求める。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} E_0$$

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅(m)で杭基礎の場合は $B_H = (D/)$

E_0 : 次表に示す方法で測定または推定した、設計の対象とする位置での地盤の変形係数(KN/m²)
: 地盤反力係数の推定に用いる係数で、次表に示す。

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅(m)=杭径

1/ : 水平抵抗に關与する地盤の深さ(m)で、基礎の有効根入れ深さ以下とする。

: 基礎の特性値⁴ ($k_H D / 4EI$) (m⁻¹)

EI : 基礎の曲げ剛性 (KN*m²)

変形係数 E_0 と

変形係数 E_0 の推定法	地盤反力係数の推定に用いる係数	
	常時	地震時
直径0.3mの剛体円盤による平板載荷試験の繰り返し曲線から求めた変形係数の1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験のN値より $E_0=2800N$ で推定した変形係数	1	2

k_H の算出は繰り返し計算により行う。

常時

1/ 2.169mと仮定すると

平均N値 $\bar{N} = 10$

$$E_0 = 2800 \times 10 = 28000 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

水平方向地盤反力係数は

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} = 36700 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

$$\text{ここに } k_{H0} = \frac{1}{0.3} E_0 = \frac{1}{0.3} \times 1 \times 28000 = 93333.3 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

$$B_H = (D/) = (0.5 \times 2.169) = 1.0414 \text{ (m)}$$

$$= {}^4 (k_H D / 4EI) = 0.4610 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$1/ = 2.169 \text{ (m)}$$

地震時

地震時の B_H を算出するための は常時の値とする。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} = 73400 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

$$\text{ここに } k_{H0} = \frac{1}{0.3} E_0 = \frac{1}{0.3} \times 2 \times 28000 = 186666.6 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

$$= {}^4 (k_H D / 4EI) = 0.5483 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

(2) 杭の鉛直方向バネ定数 (K_V) (道示IV H14, 3 P373)

$$K_V = a \frac{A_p \cdot E_p}{L}$$

- ここに K_V: 杭の軸方向バネ定数 (KN/m)
 A_p: 杭の純断面積 (mm²)
 E_p: 杭体の弾性係数 (KN/mm²)
 L: 杭長 (m)
 D: 杭径 (m)
 a: 施工別による係数
 打込み杭 (打撃工法) a=0.014(L/D)+0.72
 打込み杭 (バイブロハンマ工法) a=0.017(L/D)-0.014
 場所打ち杭 a=0.031(L/D)-0.15
 中堀杭 a=0.010(L/D)+0.36
 プレボーリング杭 a=0.013(L/D)+0.53

$$a = 0.013(L/D)+0.53 = 0.013 \left(\frac{25.9}{0.5} \right) + 0.53 = 1.2034$$

$$k_V = 1.2034 \times \frac{0.1056 \times 4000000}{25.9} = 196261 \text{ (tf/m)}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} D^2 - \frac{\pi}{4} (D-2t)^2 = \frac{\pi}{4} \times 0.5^2 - \frac{\pi}{4} (0.5 - 2 \times 0.08)^2 = 0.1056 \text{ (m}^2\text{)}$$

(3) 杭の水平方向バネ定数 (道示IV H14, 3 P376)

水平方向バネ定数

	杭頭固定		杭頭ヒンジ	
	h≠0	h=0	h≠0	h=0
K ₁	$\frac{12EI \beta^3}{(1+\beta h)^3+2}$	4EI β ³	$\frac{3EI \beta^3}{(1+\beta h)^3+0.5}$	2EI β ³
K ₂ , K ₃	$K_1 \frac{\lambda}{2}$	2EI β ²	0	0
K ₄	$\frac{4EI \beta}{1+\beta h} \frac{(1+\beta h)^3+0.5}{(1+\beta h)^3+2}$	2EI β	0	0

・常時杭頭固定

$$K_1 = 4EI \beta^3 = 4 \times 4.0 \times 10^7 \times 2.5376 \times 10^{-3} \times 0.4609^3 = 39752 \text{ (KN/m)}$$

$$K_2=K_3 = 2EI \beta^2 = 2 \times 4.0 \times 10^7 \times 2.5376 \times 10^{-3} \times 0.4609^2 = 43125 \text{ (KN/m)}$$

$$K_4 = 2EI \beta = 2 \times 4.0 \times 10^7 \times 2.5376 \times 10^{-3} \times 0.4609 = 93566 \text{ (KN/m)}$$

・常時杭頭ヒンジ

$$K_1 = 2EI \beta^3 = 2 \times 4.0 \times 10^6 \times 2.5376 \times 10^{-3} \times 0.4609^3 = 19876 \text{ (KN/m)}$$

$$K_2 = K_3 = K_4 = 0 \text{ (KN/m)}$$

・地震時杭頭固定

$$K_1 = 4EI \beta^3 = 4 \times 4.0 \times 10^7 \times 2.5736 \times 10^{-3} \times 0.5483^3 = 66926 \text{ (KN/m)}$$

$$K_2=K_3 = 2EI \beta^2 = 2 \times 4.0 \times 10^7 \times 2.5736 \times 10^{-3} \times 0.5483^2 = 61031 \text{ (KN/m)}$$

$$K_4 = 2EI \beta = 2 \times 4.0 \times 10^7 \times 2.5736 \times 10^{-3} \times 0.5483 = 111309 \text{ (KN/m)}$$

・地震時杭頭ヒンジ

$$K_1 = 2EI \beta^3 = 2 \times 4.0 \times 10^6 \times 2540 \times 10^{-6} \times 0.5483^3 = 33463 \text{ (KN/m)}$$

$$K_2 = K_3 = K_4 = 0$$

$$\text{ここに } \beta = \sqrt[4]{(k_H D / 4EI)}$$

k_H: 水平方向地盤反力係数(KN/m³)

D: 杭径(m)

EI: 基礎の曲げ剛性(KN*m²)

(4) 杭の許容支持力 (道示IV H14, 3 P353)

杭軸方向押し込み力に対する許容支持力

杭の施工法は、プレボーリング建込み工法、先端処理方法はセメントミルク噴出攪拌工法

許容支持力は次式による

$$R_a = \frac{1}{n} R_u$$

ここに R_a : 杭頭における杭の軸方向許容押し込み支持力 (KN)

n : 安全率 常時:3, 地震時:2

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (KN)

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i$$

ここに A : 杭先端面積 (m²)

q_d : 杭先端における単位面積当たりの極限支持力度 (KN/m²)

U : 杭の周長 (m)

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (KN/m²)

q_d の算出

中掘杭の極限支持力度の算出法を準用する。

地盤種類	杭先端の許容支持力度
砂層	150N (≦7500)
砂礫層	200N (≦10000)

$$q_d = 200 \times 50 = 10000 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$U \sum L_i f_i$ の算出

$$U = D \times \pi = 1.571 \text{ (m)}$$

層	層厚 L_i (m)	平均N値	周面摩擦力度 f_i (KN/m ²)	$L_i f_i$ (KN/m)	
1	2.5	10	50.0	125	
2	9.0	5	50.0	450	
3	6.5	10	50.0	325	
4	6.0	20	100.0	600.0	
5	1.9	50	150.0	285.0	
				$\sum L_i f_i =$	1785.0
				$U \sum L_i f_i =$	2804.24

最大周面摩擦力度

地盤の種類	施工法	打込み杭工法	場所打ち杭工法	プレボーリング杭工法
	砂質土	0.2N (≦10)	0.5N (≦20)	5N (≦150)
粘性土	CまたはN (≦10)	CまたはN (≦15)	Cまたは10N (≦100)	

$$\text{極限支持力 } R_u = 10000 \times \pi / 4 \times D^2 + 2804.2 = 4767.7 \text{ (KN)}$$

許容支持力

$$\text{常時 } R_a = 1/3 \times 4767.7 = 1589.2 \text{ (KN)}$$

$$\text{地震時 } R_a = 1/2 \times 4767.7 = 2383.9 \text{ (KN)}$$

(5) 杭の許容引抜き力 (道示IV H14, 3 P363)

$$P_a = \frac{1}{n} P_u + W$$

ここに P_a : 杭頭における杭の軸方向許容引抜き力 (KN)

n : 安全率 常時:6, 地震時:3

P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き力 (KN)

W : 杭の有効重量 (KN)

$$W = 0 \text{ (KN)}$$

$$P_u = 2804.2 \text{ (KN)}$$

許容引抜き力

常時

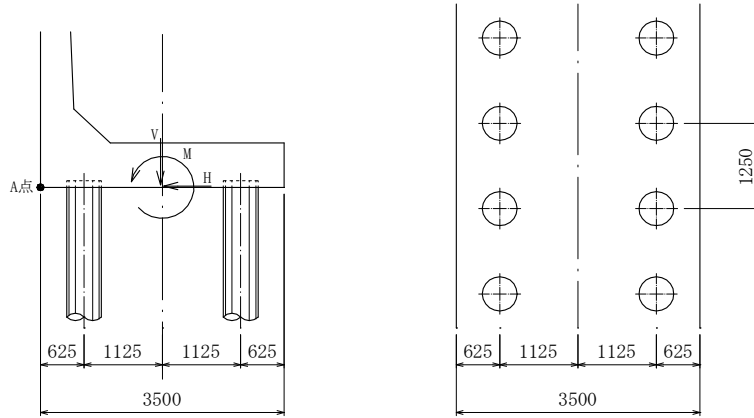
$$P_a = 1/6 \times 2804.2 = 467.4 \text{ (KN)} \rightarrow 0 \text{ (KN)} \text{ (常時は引抜きを許容しない)}$$

地震時

$$P_a = 1/3 \times 2804.2 = 934.8 \text{ (KN)}$$

3. 杭基礎の安定計算

(1) 杭配置



(2) 杭群図心に作用する外力 (A点にて集計した荷重を杭群図心に置き換える。)

1) 常時

・ A点からの合力作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_0 - \Sigma M_r}{\Sigma V}$$

$$= \frac{710.48 - 275.09}{441.49} = 0.986 \text{ (m)}$$

・ 杭群図心からの合力作用位置

$$e = \frac{3.5}{2} - 0.986 = 0.764 \text{ (m)}$$

・ 杭群図心からの作用力 (単位1m当り)

$$N = 441.49 \text{ (KN)}$$

$$H = 128.95 \text{ (KN)}$$

$$M = N \cdot e = 337.30 \text{ (KN)}$$

・ 杭群図心からの作用力 (杭ピッチ 1.25 m)

$$N_0 = 1.25 \times 441.49 = 551.86 \text{ (KN)}$$

$$H_0 = 1.25 \times 128.95 = 161.19 \text{ (KN)}$$

$$M_0 = 1.25 \times 337.3 = 421.63 \text{ (KN} \cdot \text{m)}$$

2) 地震時

$$d = \frac{710.48 - 530.24}{441.49} = 0.408 \text{ (m)}$$

$$e = \frac{3.5}{2} - 0.408 = 1.342 \text{ (m)}$$

・ 単位幅1m当りの作用力

$$N = 441.49 \text{ (KN)}$$

$$H = 221.73 \text{ (KN)}$$

$$M = 592.48 \text{ (KN)}$$

・ 杭群図心からの作用力 (杭ピッチ 1.25 m)

$$N_0 = 1.25 \times 441.49 = 551.86 \text{ (KN)}$$

$$H_0 = 1.25 \times 221.73 = 277.16 \text{ (KN)}$$

$$M_0 = 1.25 \times 592.48 = 740.60 \text{ (KN} \cdot \text{m)}$$

(3) 杭反力及び変位 (道示IV H14, 3 P378)

ここで対称な配列の杭配置で鉛直杭 ($\theta_i=0$) でバネ定数 K_1, K_2, K_3, K_4 および K_V が各杭とも等しい場合次式で算定する。

$$\begin{aligned} \text{水平変位} \quad \delta_x &= \frac{H_0}{nK_1} + \frac{nK_2}{K_V \sum X_i^2 + nK_4} \cdot M_0 \\ \text{鉛直変位} \quad \delta_y &= \frac{V_0}{nK_V} \\ \text{回転角} \quad \alpha &= \frac{M_0 + 1/2 \lambda H_0}{K_V \sum X_i^2 + n(K_4 - K_2^2/K_1)} \\ \text{杭軸方向力} \quad P_{Ni} &= \frac{V_0}{n} + \frac{M_0 + 1/2 \lambda H_0}{\sum X_i^2 + n/K_V (K_4 - K_2^2/K_1)} \cdot X_i \\ \text{杭直角方向力} \quad P_{Hi} &= \frac{H_0}{n} \\ \text{杭頭に作用する} & \\ \text{モーメント} \quad Mt_i &= \frac{1}{n} (M_0 - \sum P_{Ni} \cdot X_i) \end{aligned}$$

ただし杭頭ヒンジの時は $1/2 \lambda H_0 = 0$ とする。

$$\lambda: \quad \lambda = 1 / \beta = 1 / 0.4609 = 2.170$$

$$n: \quad n = 2$$

$$\sum X_i^2: \quad \sum X_i^2 = \{ 1.125^2 + (-1.125)^2 \} = 2.531$$

1) 常時 杭頭固定

$$\begin{aligned} \delta_x &= \frac{161.188}{2} + \frac{2 \times 43125}{196261 \times 2.531 + 2 \times 93566} \times 421.63 \\ &= \frac{214.364}{68626.1} = 3.12 \times 10^{-3} \text{ m} = 3.1 \text{ (mm)} \\ \delta_y &= \frac{551.863}{2 \times 196261} = 1.41 \text{ (mm)} \\ \alpha &= \frac{421.625 + 1/2 \times 2.170 \times 161.19}{196261 \times 2.531 + 2 \times (93566 - 43125^2 / 39752)} \\ &= \frac{596.514}{590300} = 1.011 \times 10^{-3} \text{ (rad)} \\ P_{N1} &= \frac{551.863}{2} + \frac{(421.63 + 1/2 \times 2.170 \times 161.19) \times 1.125}{2.531 + 2 / 196261 \times (93566 - 43125^2 / 39752)} \\ &= 275.932 + \frac{671.08}{3.008} = 499.03 \text{ (KN)} \\ P_{N2} &= 275.932 - \frac{671.08}{3.008} = 52.83 \text{ (KN)} \\ P_H &= \frac{161.188}{2} = 80.59 \text{ (KN)} \\ M_t &= 1/2 \times [421.63 - \{ 499.03 \times 1.125 + 52.83 \times (-1.125) \}] \\ &= -40.18 \text{ (KN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

2) 常時 杭頭ヒンジ

$$\delta_x = \frac{161.19}{2 \times 19876} = \frac{161.188}{39752} = 4.05 \times 10^{-3} \text{m} = 4.1 \text{ (mm)}$$

$$\delta_y = \frac{551.863}{2 \times 196261} = 1.4 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = \frac{421.625}{196261 \times 2.531} = \frac{421.625}{496737} = 0.849 \times 10^{-3} \text{ (rad)}$$

$$P_{N1} = \frac{551.863}{2} + \frac{421.63 \times 1.125}{2.531} = 275.932 + \frac{474.33}{2.531} = 463.34 \text{ (KN)}$$

$$P_{N2} = 275.932 - \frac{474.33}{2.531} = 88.52 \text{ (KN)}$$

$$P_H = \frac{161.188}{2} = 80.59 \text{ (KN)}$$

$$M_t = 1/2 \times [421.63 - \{ 463.34 \times 1.125 + 88.52 \times (-1.125) \}] = -0.02 \text{ (KN} \cdot \text{m)}$$

3) 地震時 杭頭固定

$$\delta_x = \frac{402.83}{113140} = 3.56 \times 10^{-3} \text{m} = 3.6 \text{ (mm)}$$

$$\delta_y = \frac{551.863}{2 \times 196261} = 1.4 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = \frac{993.373}{608044} = 1.63 \times 10^{-3} \text{ (rad)}$$

$$P_{N1} = 275.932 + \frac{1117.5}{3.098} = 636.66 \text{ (KN)}$$

$$P_{N2} = 275.932 - \frac{1117.5}{3.098} = -84.8 \text{ (KN)}$$

$$P_H = \frac{277.163}{2} = 138.58 \text{ (KN)}$$

$$M_t = -35.52 \text{ (KN} \cdot \text{m)}$$

4) 地震時 杭頭ヒンジ

$$\delta_x = \frac{277.163}{66926} = 4.14 \times 10^{-3} \text{m} = 4.1 \text{ (mm)}$$

$$\delta_y = \frac{551.863}{2 \times 196261} = 1.4 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = \frac{740.6}{496737} = 1.49 \times 10^{-3} \text{ (rad)}$$

$$P_{N1} = 275.932 + \frac{833.18}{2.531} = 605.12 \text{ (KN)}$$

$$P_{N2} = 275.932 - \frac{833.18}{2.531} = -53.26 \text{ (KN)}$$

$$P_H = \frac{277.163}{2} = 138.58 \text{ (KN)}$$

$$M_t = -0.04 \text{ (KN} \cdot \text{m)}$$

計算結果
常時杭頭固定

項目		計算結果		許容値
フーチング の変位	水平変位 δ_x	3.1	mm	※ ($\delta a=15\text{mm}$)
	鉛直変位 δ_y	1.4	mm	
	回転角 α	0.001011	rad	
杭反力	杭列番号	1	2	
	杭軸方力 P_{Ni}	499.03	52.83	Ra=1589.2 Pa=0.00 KN
	外力モーメント M_{ti}	-40.18	-40.18	

常時杭頭ヒンジ

項目		計算結果		許容値
フーチング の変位	水平変位 δ_x	4.1	mm	※ ($\delta a=15\text{mm}$)
	鉛直変位 δ_y	1.4	mm	
	回転角 α	0.000849	rad	
杭反力	杭列番号	1	2	
	杭軸方力 P_{Ni}	463.34	88.52	Ra=1589.2 Pa=0.00 KN
	外力モーメント M_{ti}	-0.02	-0.02	

地震時杭頭固定

項目		計算結果		許容値
フーチング の変位	水平変位 δ_x	3.6	mm	※ ($\delta a=15\text{mm}$)
	鉛直変位 δ_y	1.4	mm	
	回転角 α	0.001634	rad	
杭反力	杭列番号	1	2	
	杭軸方力 P_{Ni}	636.66	-84.80	Ra=2383.9 Pa=934.8 KN
	外力モーメント M_{ti}	-35.52	-35.52	

地震時杭頭ヒンジ

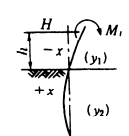
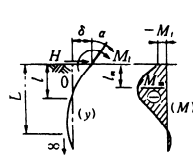
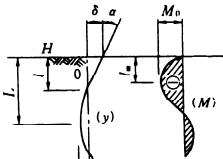
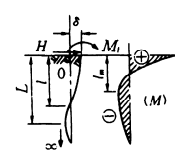
項目		計算結果		許容値
フーチング の変位	水平変位 δ_x	4.1	mm	※ ($\delta a=15\text{mm}$)
	鉛直変位 δ_y	1.4	mm	
	回転角 α	0.001491	rad	
杭反力	杭列番号	1	2	
	杭軸方力 P_{Ni}	605.12	-53.26	Ra=2383.9 Pa=934.8 KN
	外力モーメント M_{ti}	-0.04	-0.04	

※ 隣接構造物から定める必要がある場合

(4) 杭本体の曲げモーメント

(道示IV H14, 3 P392)

表-解 12.9.1 杭軸直角方向と外力としてのモーメントに対する一般式 (1)

たわみ曲線の 微分方程式	 <p> 地上部分: $EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} = 0$ 地中部分: $EI \frac{d^4 y_2}{dx^4} + p = 0$ $p = khDy_2$ H: 杭軸直角方向力 (N) M_1: 杭頭の外力としてのモーメント (N・mm) D: 杭径 (mm) E: 杭のヤング係数 (N/mm²) I: 杭の断面二次モーメント (mm⁴) </p>	k_H : 水平方向地盤反力係数 (N/mm ³) h : H, M_1 の作用する地上高 (mm) $\beta = \sqrt[4]{k_H D / 4EI}$ (mm ⁻¹) $h_0 = \frac{M_1}{H}$ (mm)	
杭の状態	土中に埋込まれた杭 ($h = 0$)		
たわみ曲線図 曲げモーメント図	イ) 基本系 	ロ) $M_1 = 0$ の場合 ($h_0 = 0$) 	ハ) 杭頭が回転しない場合 
たわみ曲線 y (mm)	$y = \frac{H}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} \{ (1 + \beta h_0) \cos \beta x - \beta h_0 \sin \beta x \}$	$y = \frac{H}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} \cos \beta x$	$y = \frac{H}{4EI\beta^3} e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x)$

b 杭頭変位 δ (mm)	$\delta = \frac{H}{2EI\beta^3} + \frac{M_1}{2EI\beta^2} = \frac{1 + \beta h_0}{2EI\beta^2} H$	$\delta = \frac{H}{2EI\beta^3}$	$\delta = \frac{H}{4EI\beta^3} = \frac{\beta H}{k_H D}$
c 地表面変位 f (mm)	$f = \delta$	$f = \delta$	$f = \delta$
d 杭頭傾斜角 α (rad)	$\alpha = \frac{H}{2EI\beta^2} + \frac{M_1}{EI\beta} = \frac{1 + 2\beta h_0}{2EI\beta^2} H$	$\alpha = \frac{H}{2EI\beta^2}$	$\alpha = 0$
e 杭各部の曲げ モーメント M (N・mm)	$M = -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} \{ \beta h_0 \cdot \cos \beta x + (1 + \beta h_0) \sin \beta x \}$	$M = -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} \sin \beta x$	$M = -\frac{H}{2\beta} e^{-\beta x} (\sin \beta x - \cos \beta x)$
f 杭各部のせん断力 S (N)	$S = -H e^{-\beta x} [\cos \beta x - (1 + 2\beta h_0) \sin \beta x]$	$S = -H e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x)$	$S = -H e^{-\beta x} \cos \beta x$
g 杭頭曲げ モーメント M_0 (N・mm)	$M_0 = -M_1 = -H h_0$	$M_0 = 0$	$M_0 = \frac{H}{2\beta}$
h 地中部 l_m の点の 曲げモーメント M_m (N・mm)	$M_m = -\frac{H}{2\beta} \sqrt{(1 + 2\beta h_0)^2 + 1} \exp(-\beta l_m)$	$M_m = -\frac{H}{\beta} e^{-\frac{\pi}{4}} \cdot \sin \frac{\pi}{4} = -0.3224 \frac{H}{\beta}$	$M_m = -\frac{H}{2\beta} e^{-\frac{\pi}{2}} = -0.2079 M_0$
i l_m (mm)	$l_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta h_0}$	$l_m = \frac{\pi}{4\beta}$	$l_m = \frac{\pi}{2\beta}$
j 第一不動点の 深さ l (mm)	$l = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1 + \beta h_0}{\beta h_0}$	$l = \frac{\pi}{2\beta}$	$l = \frac{3\pi}{4\beta}$
k たわみ角 0 と なる深さ L (mm)	$L = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} [-(1 + 2\beta h_0)]$	$L = \frac{3\pi}{4\beta}$	$L = \frac{\pi}{\beta}$

1) 常時杭頭固定 (変位法の計算より)

$$P_H = 80.59 \text{ (KN)}$$

$$M_t = -40.18 \text{ (KN} \cdot \text{m)}$$

$$\beta = 0.4609 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

・杭頭曲げモーメント

$$M_0 = M_t = -40.18 \text{ (KN} \cdot \text{m)}$$

・地中部最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max} &= -0.2079 \times M_t \\ &= -0.2079 \times -40.18 = 8.353 \text{ (KN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

・ M_{\max} を生ずる位置

$$L_{\max} = \pi / 2 \beta = 3.408 \text{ (m)}$$

2) 常時杭頭ヒンジ (変位法の計算より)

$$P_H = 80.59 \text{ (KN)}$$

$$M_t = -0.02 \text{ (KN} \cdot \text{m)}$$

$$\beta = 0.4609 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

・地中部最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max} &= -0.3224 \times P_H \quad / \quad \beta \\ &= -0.3224 \times 80.590 \quad / \quad 0.4609 = -56.37 \text{ (KN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

・ M_{\max} を生ずる位置

$$L_{\max} = \pi / 4 \beta = 1.704 \text{ (m)}$$

3) 地震時杭頭固定 (変位法の計算より)

$$P_H = 138.58 \text{ (KN)}$$

$$M_t = -35.52 \text{ (KN} \cdot \text{m)}$$

$$\beta = 0.5483 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

・杭頭曲げモーメント

$$M_0 = M_t = -35.52 \text{ (KN} \cdot \text{m)}$$

・地中部最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max} &= -0.2079 \times M_t \\ &= -0.2079 \times -35.52 = 7.385 \text{ (KN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

・ M_{\max} を生ずる位置

$$L_{\max} = \pi / 2 \beta = 2.8648 \text{ (m)}$$

4) 地震時杭頭ヒンジ (変位法の計算より)

$$P_H = 138.58 \text{ (tf)}$$

$$M_t = -0.04 \text{ (tf} \cdot \text{m)}$$

$$\beta = 0.5483 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

・地中部最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max} &= -0.3224 \times P_H \quad / \quad \beta \\ &= -0.3224 \times 138.58 \quad / \quad 0.5483 = -81.49 \text{ (KN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

・ M_{\max} を生ずる位置

$$L_{\max} = \pi / 4 \beta = 1.4324 \text{ (m)}$$

4. 杭の部材計算

(1) 許容応力度による計算方法

(a) 軸方向圧縮力のみ作用する場合

$$\sigma_c = \sigma_{ce} + \frac{N}{A_e} < \sigma_{ca} \quad (\text{N/mm}^2)$$

(b) 引抜力のみ作用する場合

$$\sigma_c' = \sigma_{ce} + \frac{N}{A_e} > -\sigma_{ca}' \quad (\text{N/mm}^2)$$

(c) 軸方向力と曲げモーメントが作用する場合

$$\sigma_c = \sigma_{ce} + \frac{M}{Z_e} + \frac{N}{A_e} < \sigma_{ca} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\sigma_c' = \sigma_{ce} - \frac{M}{Z_e} + \frac{N}{A_e} > -\sigma_{ca}' \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\sigma_p = \sigma_{pe} + n \frac{M}{Z_e} - n \frac{N}{A_e} < 0.6 \sigma_{pu} \quad (\text{N/mm}^2)$$

(d) 軸方向力と水平力が作用する場合

$$\tau_{\max} = \frac{Q_D \cdot S_0}{2t \cdot I} < \sigma_s = \frac{1}{2} \sqrt{((\sigma_g + 2\sigma_d)^2 - \sigma_g^2)}$$

$$\sigma_g = \sigma_{ce} + \frac{N}{A_e}$$

- ここに
- M : 設計曲げモーメント
 - H : 設計水平力
 - N : 設計軸方向力
 - Q_D : 設計用せん断力 (= $\kappa H = 1.5H$)
 - σ_c : コンクリートの圧縮縁における合成応力度
 - σ_c' : コンクリートの引張縁における合成応力度
 - σ_s : 杭の許容せん断応力度
 - σ_p : PC鋼材の引張応力度
 - σ_{ce} : 有効プレストレス
 - σ_{pe} : PC鋼材の有効引張応力度
 - σ_{pu} : PC鋼材の引張強度
 - σ_{py} : PC鋼材の降伏点応力度
 - σ_d : コンクリートの許容斜張応力度
 - A_e : 杭断面の換算断面積
 - Z_e : 杭断面の換算断面係数
 - I : 杭断面の断面二次モーメント
 - S_0 : 杭断面の断面一次モーメント
 - n : ヤング係数比

軸方向力と曲げモーメントが作用する場合として計算する。

部材計算条件)

・ 杭種	PHC杭 B種
・ 有効プレストレス	$\sigma_{ce} = 8 \text{ N/mm}^2$
・ 杭径	D = 500 mm
・ 杭厚	t = 80 mm
・ 換算断面積	$A_e = 1109 \text{ cm}^2$
・ 換算断面係数	$Z_e = 10150 \text{ cm}^3$
・ 断面二次モーメント	I = 241200 cm^4
・ 断面一次モーメント	$S_0 = 7141 \text{ cm}^3$

1) 常時杭頭固定
PN_{max} 杭 (第1列)

$$\begin{aligned}
 \text{PN}_{\max} &= 499.03 & M_0 &= 40.18 & H &= 80.59 \\
 \sigma_c &= \sigma_{ce} + \frac{\text{PN}_{\max}}{A_e} + \frac{M_0}{Z_e} \\
 &= 8 + \frac{499030}{110900} + \frac{40180000}{10150000} \\
 &= 16 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 24 \text{ (N/mm}^2\text{)} \cdots \cdots \text{O.K} \\
 \tau_{\max} &= \frac{Q_D \cdot S_0}{2t \cdot I} \\
 &= \frac{1.5}{2} \times \frac{80590}{80} \times \frac{7141000}{2412000000} \\
 &= 2.24 \\
 \sigma_g &= \sigma_{ce} + \frac{N_{\min}}{A_e} \\
 &= 8 + \frac{499030}{110900} \\
 &= 12.50 \\
 \sigma_s &= \frac{1}{2} \sqrt{((\sigma_g + 2\sigma_d)^2 - \sigma_g^2)} \\
 &= 4.05 \\
 \tau_{\max} &< \sigma_s \cdots \cdots \text{O.K}
 \end{aligned}$$

PN_{min} 杭 (第2列)

$$\begin{aligned}
 \text{PN}_{\min} &= 52.83 & M_0 &= 40.180 & H &= 80.59 \\
 \sigma_c &= \sigma_{ce} + \frac{\text{PN}_{\max}}{A_e} + \frac{M_0}{Z_e} \\
 &= 8 + \frac{52830}{110900} - \frac{40180000}{10150000} \\
 &= 5 \text{ (N/mm}^2\text{)} > \sigma_{ca}' = -20 \text{ (N/mm}^2\text{)} \cdots \cdots \text{O.K} \\
 \tau_{\max} &= \frac{Q_D \cdot S_0}{2t \cdot I} \\
 &= \frac{1.5}{2} \times \frac{80590}{80} \times \frac{7141000}{2412000000} \\
 &= 2.24 \\
 \sigma_g &= \sigma_{ce} + \frac{N_{\min}}{A_e} \\
 &= 8 + \frac{52830}{110900} \\
 &= 8.48 \\
 \sigma_s &= \frac{1}{2} \sqrt{((\sigma_g + 2\sigma_d)^2 - \sigma_g^2)} \\
 &= 3.41 \\
 \tau_{\max} &< \sigma_s \cdots \cdots \text{O.K}
 \end{aligned}$$

2) 常時杭頭ヒンジ

PN_{max} 杭 (第1列)

$$\begin{aligned}
 \text{PN}_{\max} &= 463.34 & M_0 &= 56.373 & H &= 80.59 \\
 \sigma_c &= 18 \text{ (N/mm}^2\text{)} & < & \sigma_{ca} &= 24 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \cdots \cdots \cdots 0. \text{K} \\
 \tau_{\max} &= 2.24 \\
 \sigma_g &= 12.18 \\
 \sigma_s &= 4.01 \\
 \tau_{\max} &< \sigma_s & \cdots \cdots \cdots & 0. \text{K}
 \end{aligned}$$

PN_{min} 杭 (第2列)

$$\begin{aligned}
 \text{PN}_{\min} &= 88.52 & M_0 &= 56.37 & H &= 80.59 \\
 \sigma_c &= 3 \text{ (N/mm}^2\text{)} & > & \sigma_{ca}' &= -2 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \cdots \cdots \cdots 0. \text{K} \\
 \tau_{\max} &= 2.24 \\
 \sigma_g &= 8.80 \\
 \sigma_s &= 3.46 \\
 \tau_{\max} &< \sigma_s & \cdots \cdots \cdots & 0. \text{K}
 \end{aligned}$$

3) 地震時杭頭固定

PN_{max} 杭 (第1列)

$$\begin{aligned}
 \text{PN}_{\max} &= 636.66 & M_0 &= 35.52 & H &= 138.58 \\
 \sigma_c &= 17 \text{ (N/mm}^2\text{)} & < & \sigma_{ca} &= 42.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \cdots \cdots \cdots 0. \text{K} \\
 \tau_{\max} &= 3.85 \\
 \sigma_g &= 13.74 \\
 \sigma_s &= 5.29 \\
 \tau_{\max} &< \sigma_s & \cdots \cdots \cdots & 0. \text{K}
 \end{aligned}$$

PN_{min} 杭 (第2列)

$$\begin{aligned}
 \text{PN}_{\min} &= -84.80 & M_0 &= 35.52 & H &= 138.58 \\
 \sigma_c &= 4 \text{ (N/mm}^2\text{)} & > & \sigma_{ca}' &= -4 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \cdots \cdots \cdots 0. \text{K} \\
 \tau_{\max} &= 3.85 \\
 \sigma_g &= 7.24 \\
 \sigma_s &= 4.03 \\
 \tau_{\max} &< \sigma_s & \cdots \cdots \cdots & 0. \text{K}
 \end{aligned}$$

4) 地震時杭頭ヒンジ

PN_{max} 杭 (第1列)

$$\begin{aligned}
 \text{PN}_{\max} &= 605.12 & M_0 &= 81.49 & H &= 138.58 \\
 \sigma_c &= 21 \text{ (N/mm}^2\text{)} & < & \sigma_{ca} &= 42.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \cdots \cdots \cdots 0. \text{K} \\
 \tau_{\max} &= 3.85 \\
 \sigma_g &= 13.46 \\
 \sigma_s &= 5.24 \\
 \tau_{\max} &< \sigma_s & \cdots \cdots \cdots & 0. \text{K}
 \end{aligned}$$

PN_{min} 杭 (第2列)

$$\begin{aligned}
 \text{PN}_{\min} &= -53.26 & M_0 &= 81.49 & H &= 138.58 \\
 \sigma_c &= -1 \text{ (N/mm}^2\text{)} & > & \sigma_{ca}' &= -4 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \cdots \cdots \cdots 0. \text{K} \\
 \tau_{\max} &= 3.85 \\
 \sigma_g &= 7.52 \\
 \sigma_s &= 4.10 \\
 \tau_{\max} &< \sigma_s & \cdots \cdots \cdots & 0. \text{K}
 \end{aligned}$$

(2) 杭のモーメント図、せん断力図による判定

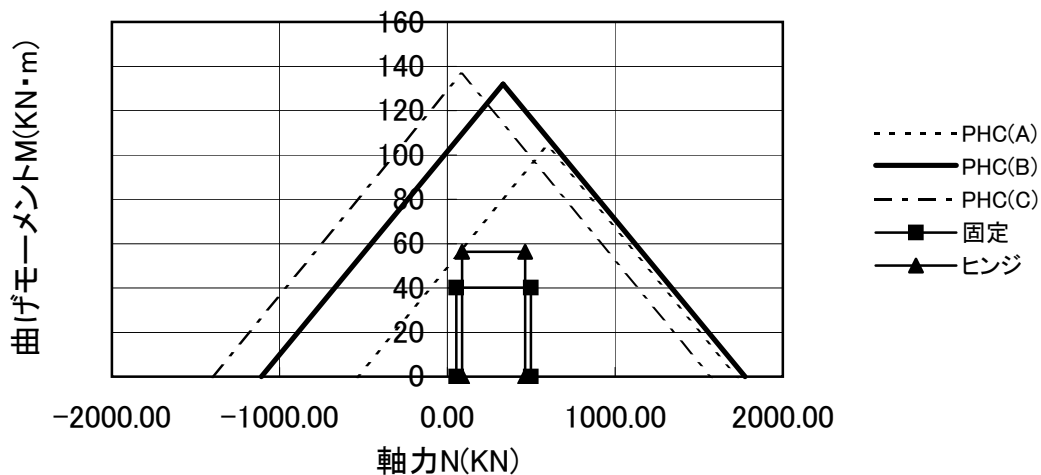
1) 常時杭頭固定

$$\begin{array}{rcl}
 P_N & = & 499.03 \text{ (KN)} \quad 52.83 \text{ (KN)} \\
 M_t & = & 40.180 \text{ (KN} \cdot \text{m)} \quad H = 80.59 \text{ (KN)}
 \end{array}$$

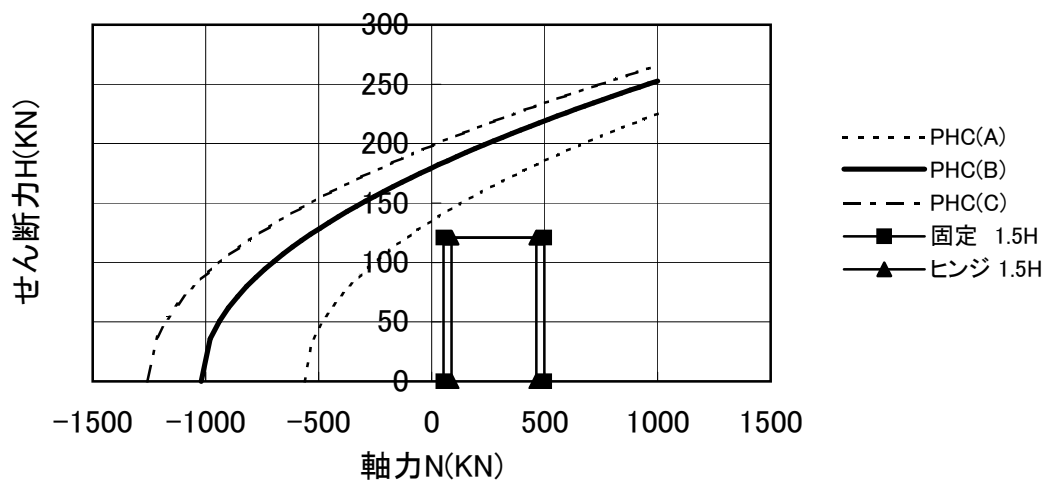
2) 常時杭頭ヒンジ

$$\begin{array}{rcl}
 P_N & = & 463.34 \text{ (KN)} \quad 88.52 \text{ (KN)} \\
 M_t & = & 56.373 \text{ (KN} \cdot \text{m)} \quad H = 80.59 \text{ (KN)}
 \end{array}$$

PHC 500φ (常時)



PHC 500φ (常時)



3) 地震時杭頭固定

$$P_N = 636.66 \text{ (KN)} \quad -84.80 \text{ (KN)}$$

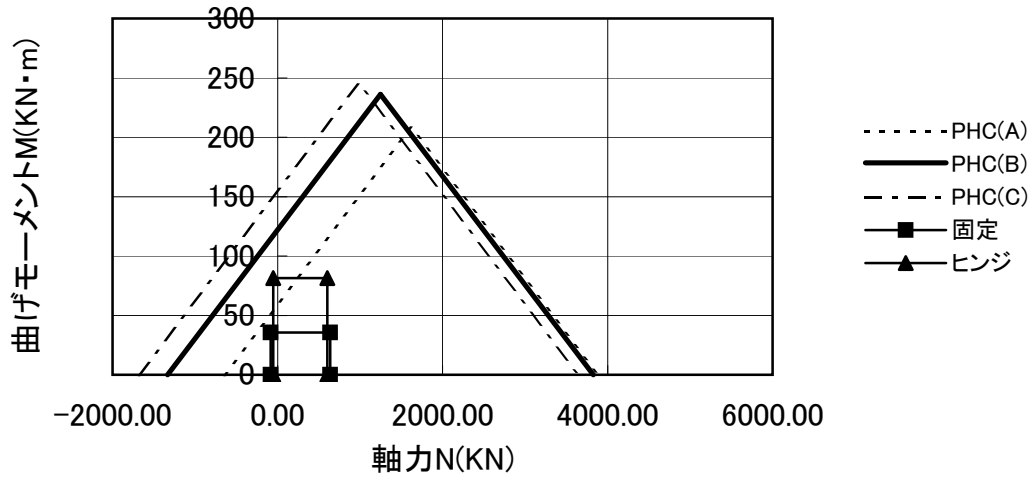
$$M_t = 35.521 \text{ (KN} \cdot \text{m)} \quad H = 138.58 \text{ (KN)}$$

4) 地震時杭頭ヒンジ

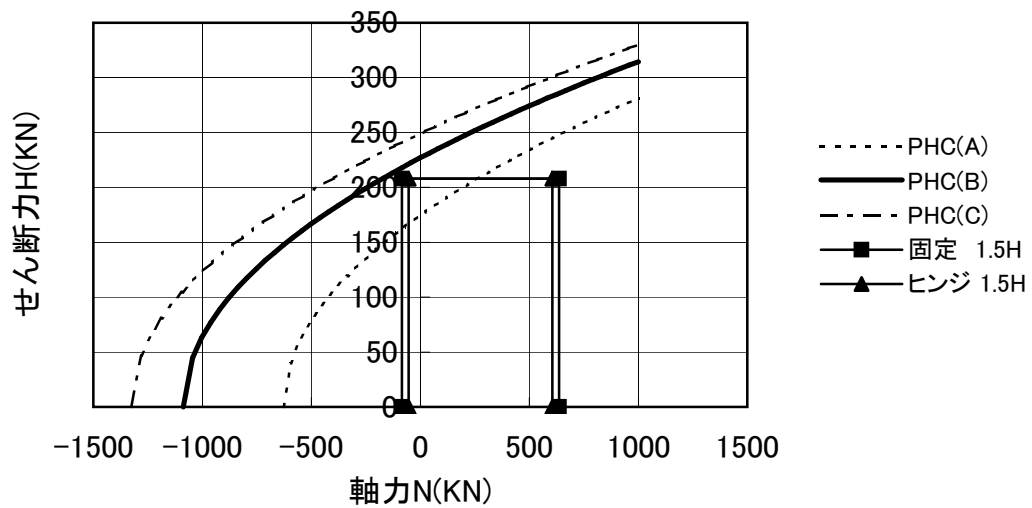
$$P_N = 605.12 \text{ (KN)} \quad -53.26 \text{ (KN)}$$

$$M_t = 81.486 \text{ (KN} \cdot \text{m)} \quad H = 138.58 \text{ (KN)}$$

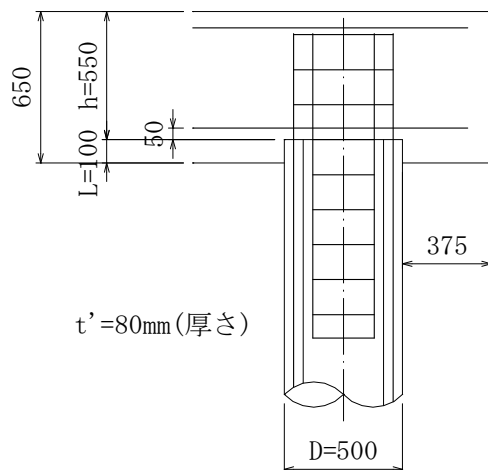
PHC 500φ (地震時)



PHC 500φ (地震時)



5. 杭頭結合部の部材計算



(1) 常時の検討

$$P_N = 499.03 \text{ (KN)}$$

$$P_H = 80.59 \text{ (KN)}$$

1) 底版コンクリートの垂直支圧応力度

$$\begin{aligned} \sigma_{cv} &= \frac{P_N}{\pi \times D^2 / 4} \\ &= \frac{499030}{\pi \times 500^2 / 4} = 2.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 6.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

2) 底版コンクリートの水平支圧応力度

$$\begin{aligned} \sigma_{ch} &= \frac{P_H}{D \times 1} \\ &= \frac{80590}{500 \times 100} = 1.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 6.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

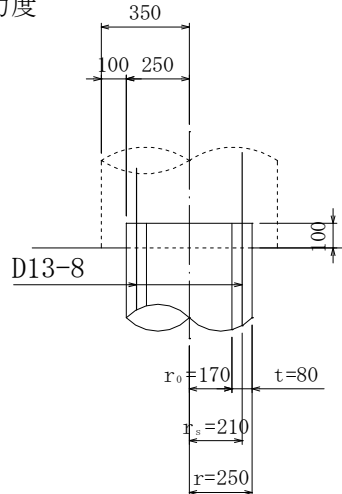
3) 底版コンクリートの押抜きせん断応力度

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{P_N}{\pi \times (D + h) \times h} \\ &= \frac{499030}{\pi \times (500 + 550) \times 550} \\ &= 0.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_a = 0.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

4) 底版コンクリートの水平方向押抜きせん断応力度

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{P_H}{h_2 \times (2 \times l_1 + D + 2 \times h_2)} \\ &= \frac{80590}{375 \times (2 \times 100 + 500 + 2 \times 375)} \\ &= 0.1 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_a = 0.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

5) 仮想鉄筋断面の応力度



仮想鉄筋断面の直径は杭径に20cm加えた長さとする。

基本的にノグラムより算出するが図表の範囲外の場合は計算により算出する。

第1列杭

$$P_N = 499.03 \text{ (KN)} \quad P_H = 80.59 \text{ (KN)} \quad M_t = 40.18 \text{ (KN} \cdot \text{m)}$$

ノグラムにより応力度を算出する

$$e = \frac{M}{N} = 80.5 \text{ (mm)}$$

$$e/r = 0.23$$

$$r_s/r = 0.600$$

ここで $A_S = D13-8 = 10.1344 \text{ cm}^2$

ノグラムより $C = 0.591$ (eが小なる場合)

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{N}{r^2} \times C \\ &= 4.07 \times 0.591 = 2.41 \text{ (N/mm}^2) \leq \sigma_{ca} = 7 \text{ (N/mm}^2) \end{aligned}$$

第2列杭

$$P_N = 52.83 \text{ (KN)} \quad P_H = 80.59 \text{ (KN)} \quad M_t = 40.18 \text{ (KN} \cdot \text{m)}$$

同様に $e = 46.2 \text{ (cm)}$

$$e/r = 1.32$$

$$r_s/r = 0.600$$

ここで $A_S = D13-8 = 10.1344 \text{ cm}^2$

ノグラムより $C = 0.1095$ $k = 0.485$

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{N}{r^2} \div C \\ &= 3.94 \text{ (N/mm}^2) \leq \sigma_{ca} = 7 \text{ (N/mm}^2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{n \sigma_c}{k} \left(1 - k + \frac{r'}{r} \right) \\ &= 135.82 \text{ (N/mm}^2) \leq \sigma_{sa} = 196 \text{ (N/mm}^2) \end{aligned}$$

(2) 地震時の検討

$$P_N = 636.66 \text{ (KN)} \quad P_H = 138.58 \text{ (KN)}$$

1) 底版コンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = 3.24 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 9.45 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

2) 底版コンクリートの水平支圧応力度

$$\sigma_{ch} = 2.77 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 9.45 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

3) 底版コンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau = 0.35 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_a = 0.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(許容押抜きせん断応力度は地震時の割増を行わない。)

4) 底版コンクリートの水平方向押抜きせん断応力度

$$\tau = 0.25 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_a = 0.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

5) 仮想鉄筋断面の応力度

第1列杭

$$P_N = 636.66 \text{ (KN)} \quad P_H = 138.58 \text{ (KN)} \quad M_t = 35.52 \text{ (KN} \cdot \text{m)}$$

$$e = 2.4 \text{ (cm)}$$

$$e/r = 0.07$$

$$r_s/r = 0.600$$

$$\text{ここで } A_s = D13-8 = 10.1344 \text{ cm}^2$$

$$\text{ノモグラムより } C = 0.5036 \quad (\text{eが小なるとき})$$

$$\sigma_c = 2.62 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 21 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

第2列杭

$$P_N = -53.26 \text{ (KN)} \quad P_H = 138.58 \text{ (KN)} \quad M_t = 35.52 \text{ (KN} \cdot \text{m)}$$

$$e = -667 \text{ (mm)}$$

$$e/r = -1.906$$

$$r_s/r = 0.600$$

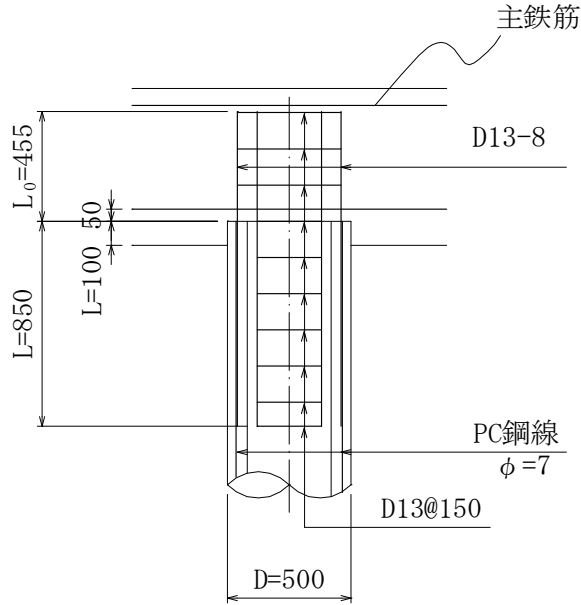
$$\text{ここで } A_s = D13-8 = 10.1344 \text{ cm}^2$$

$$\text{ノモグラムより } C = -0.099 \quad k = 0.339$$

$$\sigma_c = 4.39 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 21 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_s = 245.02 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

6) 鉄筋の定着長



$$L_0 = \frac{\sigma_{sa} \cdot A_{st}}{\tau_{oa} \cdot u} = 453 \text{ (mm)} \quad \approx \quad 455 = 35d$$

σ_{sa} : 鉄筋の引張許容応力度 (N/mm²)
 A_{st} : 鉄筋の断面積 (mm²)
 τ_{oa} : 許容付着応力度 (N/mm²)
 u : 鉄筋の周長 (mm)
 d : 杭体内補強鉄筋 直径 (mm)

$$L = L_0 + D / 2 = 45.5 + 50.0 / 2 = 70.5 \text{ (cm)}$$

7) 中埋部補強鉄筋の定着長

$$L = 50 \phi + 35D = 50 \times 7 + 35 \times 13 = 805 \approx 850 \text{ (mm)}$$

ϕ : P C 鋼材直径 (mm)
 d : 中詰め部補強鉄筋 直径 (mm)

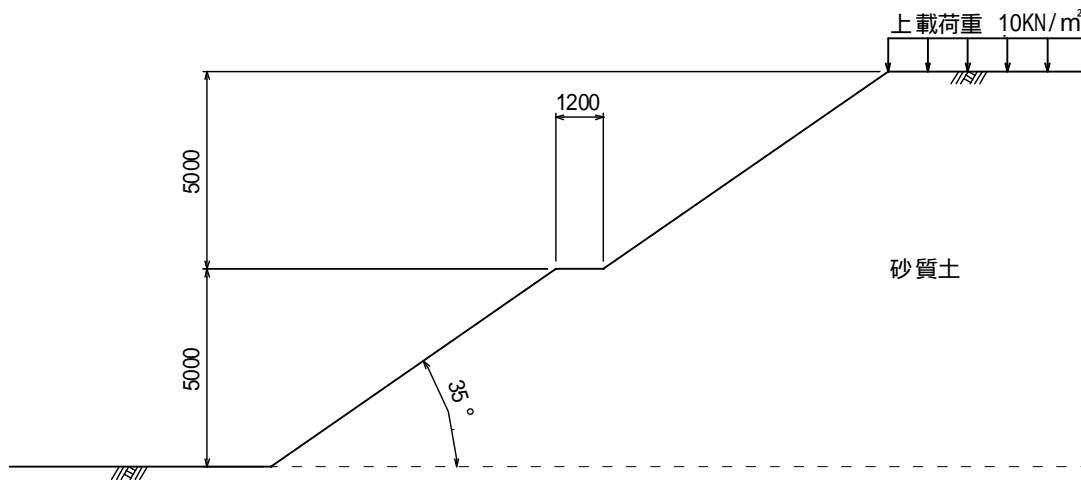
参考4．斜面の安定計算例

1．計算モデル

地質は砂質系の地山において切土（切土高さ10m）を行った場合を想定する。

地下水位は考慮しない。

上載荷重は10KN/m²を考慮する。



2．土質定数

土質定数は、三軸圧縮試験（CD：圧密排水試験）結果により下記定数が得られたとして計算を行う。

土質	湿潤密度 t (KN/m ³)	三軸圧縮試験結果 (CD)	
		粘着力 C _d (KN/m ²)	内部摩擦角 φ _d (度)
砂質土	17	10.0	30

3．計算式

安全率の計算は簡便分割法による全応力法とする。

常時

$$F_s = \frac{(C \cdot l + W \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{W \sin \alpha}$$

地震時

$$F_s = \frac{\{C \cdot l + (W \cos \alpha - k_h W \sin \alpha - u l) \cdot \tan \phi\}}{(W \sin \alpha + k_h W \cdot y_G / r)}$$

ここに、
 F_s : 安全率
 W : 各分割片の単位長さ重量 (KN/m)
 : 各分割片のすべり面の中心とすべり面を円弧とする円の中心とを結ぶ直線が鉛直線となす角度 (°)
 l : 各分割片のすべり面の長さ (m)
 : 各分割片のすべり面の内部摩擦角 (°)
 C : 盛土の粘着力 (KN/m²)
 k_h : 設計水平震度 (大地震時0.25)
 y_G : 各分割片の重心と円弧の中心の鉛直距離 (m)
 u : 各分割片のすべり面での水圧 (t_j/m²)

4．必要安全率

必要安全率は 常時：1.5，地震時：1.0 とする。

5. 計算条件

切土斜面下端の座標をX=0,Y=0とし、円弧すべり面の中心座標及び変形を下表の範囲として計算する。

すべり面中心座標

X座標 : -5.000 ~ 10.000 (m) 6分割

Y座標 : 10.000 ~ 25.000 (m) 6分割

2次メッシュの計算を行う。

すべり面の半径

最大半径 : 40.000 (m)

最大半径 : 5.000 (m)

変化量 : 0.500 (m)

6. 計算結果一覧表

常時

円弧の中心点(m)		円弧の半径 (m)	滑動力 (KN)	滑動抵抗力 (KN)	安全率	備考
X座標	Y座標					
2.500	16.250	16.500	474.4	743.4	1.567	最小安全率
-2.500	10.000	15.000	428.3	1325.4	3.095	
0.000	10.000	10.000	105.8	216.2	2.043	
2.500	10.000	10.500	266.9	489.3	1.833	
5.000	10.000	11.500	526.3	912.3	1.733	
7.500	10.000	9.500	381.5	705.2	1.848	
10.000	10.000	6.500	182.9	362.0	1.979	
-5.000	12.500	22.000	923.8	3227.6	3.494	
-2.500	12.500	17.000	499.3	1366.7	2.737	
0.000	12.500	12.500	150.4	297.7	1.979	
2.500	12.500	13.500	434.9	739.8	1.701	
5.000	12.500	13.000	514.3	847.5	1.648	
7.500	12.500	10.500	316.3	559.2	1.768	
10.000	12.500	7.500	134.2	246.1	1.834	
-5.000	15.000	22.500	822.4	2596.7	3.157	
-2.500	15.000	15.000	74.3	177.3	2.386	
0.000	15.000	15.000	213.2	391.9	1.838	
2.500	15.000	15.500	469.4	747.5	1.592	
5.000	15.000	14.500	463.7	760.8	1.641	
7.500	15.000	12.500	321.8	572.1	1.778	
10.000	15.000	10.000	166.2	315.1	1.895	
-5.000	17.500	18.000	46.0	129.7	2.817	
-2.500	17.500	17.500	115.6	255.5	2.210	
0.000	17.500	17.500	295.1	496.5	1.683	
2.500	17.500	17.500	473.3	742.4	1.569	1次メッシュ最小
5.000	17.500	16.500	456.0	764.1	1.676	
7.500	17.500	14.500	307.6	566.9	1.843	
10.000	17.500	12.500	185.5	376.5	2.030	
-5.000	20.000	20.500	76.8	195.2	2.543	
-2.500	20.000	20.000	174.9	346.0	1.978	
0.000	20.000	20.000	376.9	595.4	1.580	
2.500	20.000	20.000	532.8	851.2	1.598	
5.000	20.000	18.500	433.3	752.1	1.736	
7.500	20.000	17.000	333.8	645.3	1.933	
10.000	20.000	15.000	198.3	431.9	2.178	
-5.000	22.500	23.000	126.0	281.2	2.233	
-2.500	22.500	22.500	252.3	439.6	1.742	

0.000	22.500	22.500	440.6	693.0	1.573	
2.500	22.500	22.500	579.1	955.1	1.649	
5.000	22.500	21.000	464.9	840.6	1.808	
7.500	22.500	20.000	408.1	828.9	2.031	
10.000	22.500	17.500	207.5	482.7	2.327	
-5.000	25.000	27.000	446.1	1037.1	2.325	
-2.500	25.000	25.000	322.1	527.4	1.637	
0.000	25.000	25.000	491.5	787.5	1.602	
2.500	25.000	25.000	616.2	1053.9	1.710	
5.000	25.000	24.000	556.6	1049.7	1.886	
7.500	25.000	23.000	482.3	1025.7	2.127	
10.000	25.000	23.500	560.3	1376.8	2.457	
1.250	16.250	16.500	388.5	631.2	1.625	2次メッシュ
2.500	16.250	16.500	474.4	743.4	1.567	2次メッシュ最小
3.750	16.250	16.500	543.4	866.6	1.595	2次メッシュ
1.250	17.500	17.500	392.1	617.9	1.576	2次メッシュ
2.500	17.500	17.500	473.3	742.4	1.569	2次メッシュ
3.750	17.500	17.500	539.0	868.3	1.611	2次メッシュ
1.250	18.750	18.500	390.4	617.1	1.581	2次メッシュ
2.500	18.750	18.500	467.6	741.0	1.585	2次メッシュ
3.750	18.750	18.500	530.3	866.1	1.633	2次メッシュ

安全率一覧表：1次メッシュ

Y \ X	-5.000	-2.500	0.000	2.500	5.000	7.500	10.000
25.000	2.325	1.637	1.602	1.710	1.886	2.127	2.457
22.500	2.233	1.742	1.573	1.649	1.808	2.031	2.327
20.000	2.543	1.978	1.580	1.598	1.736	1.933	2.178
17.500	2.817	2.210	1.683	1.569	1.676	1.843	2.030
15.000	3.157	2.386	1.838	1.592	1.641	1.778	1.895
12.500	3.494	2.737	1.979	1.701	1.648	1.768	1.834
10.000	3.911	3.095	2.043	1.833	1.734	1.848	1.979

安全率一覧表：2次メッシュ

Y \ X	1.250	2.500	3.750
18.750	1.581	1.585	1.633
17.500	1.576	1.569	1.611
16.250	1.625	1.567	1.595

地震時 常時と同様に計算する。

安全率一覧表：1次メッシュ

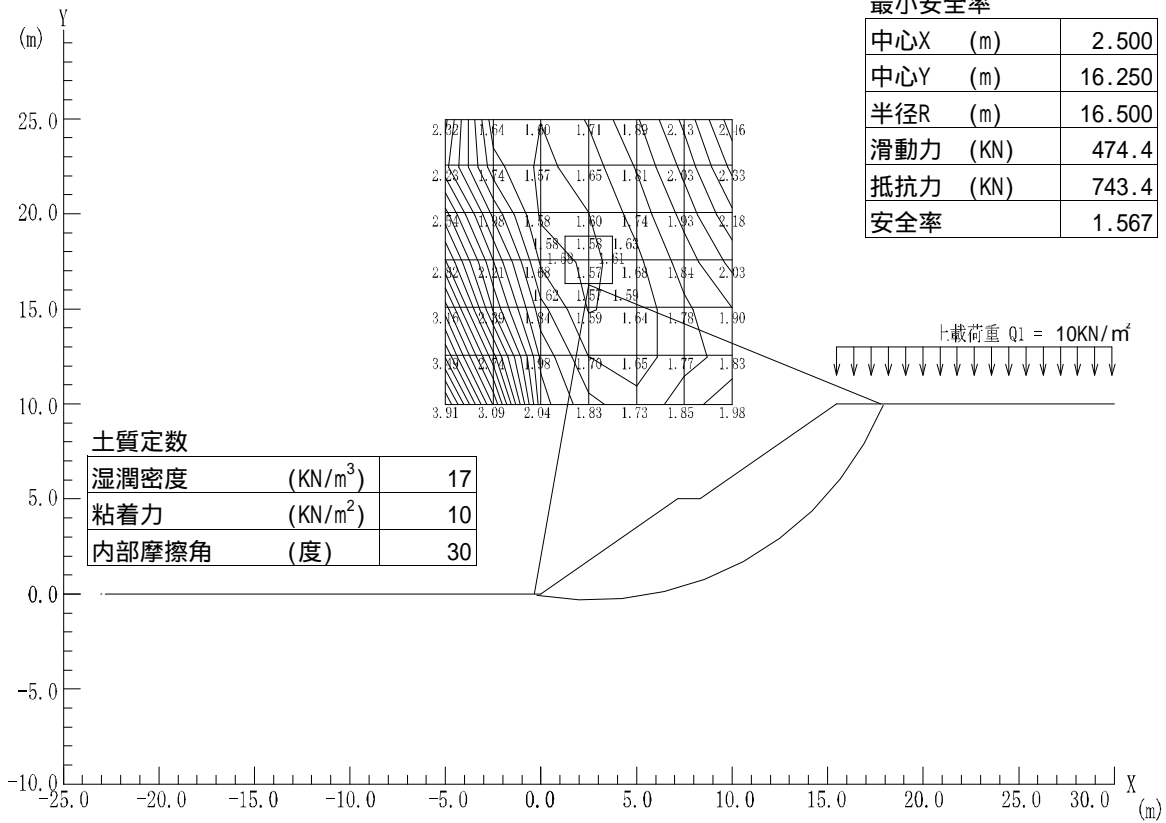
Y \ X	-5.000	-2.500	0.000	2.500	5.000	7.500	10.000
25.000	1.332	1.072	1.024	1.063	1.138	1.238	1.354
22.500	1.370	1.148	1.017	1.041	1.114	1.216	1.341
20.000	1.422	1.235	1.031	1.023	1.090	1.191	1.324
17.500	1.490	1.292	1.101	1.017	1.070	1.166	1.299
15.000	1.581	1.374	1.173	1.039	1.060	1.148	1.258
12.500	1.702	1.487	1.268	1.104	1.076	1.156	1.256
10.000	1.859	1.631	1.363	1.194	1.140	1.218	1.332

安全率一覧表：2次メッシュ

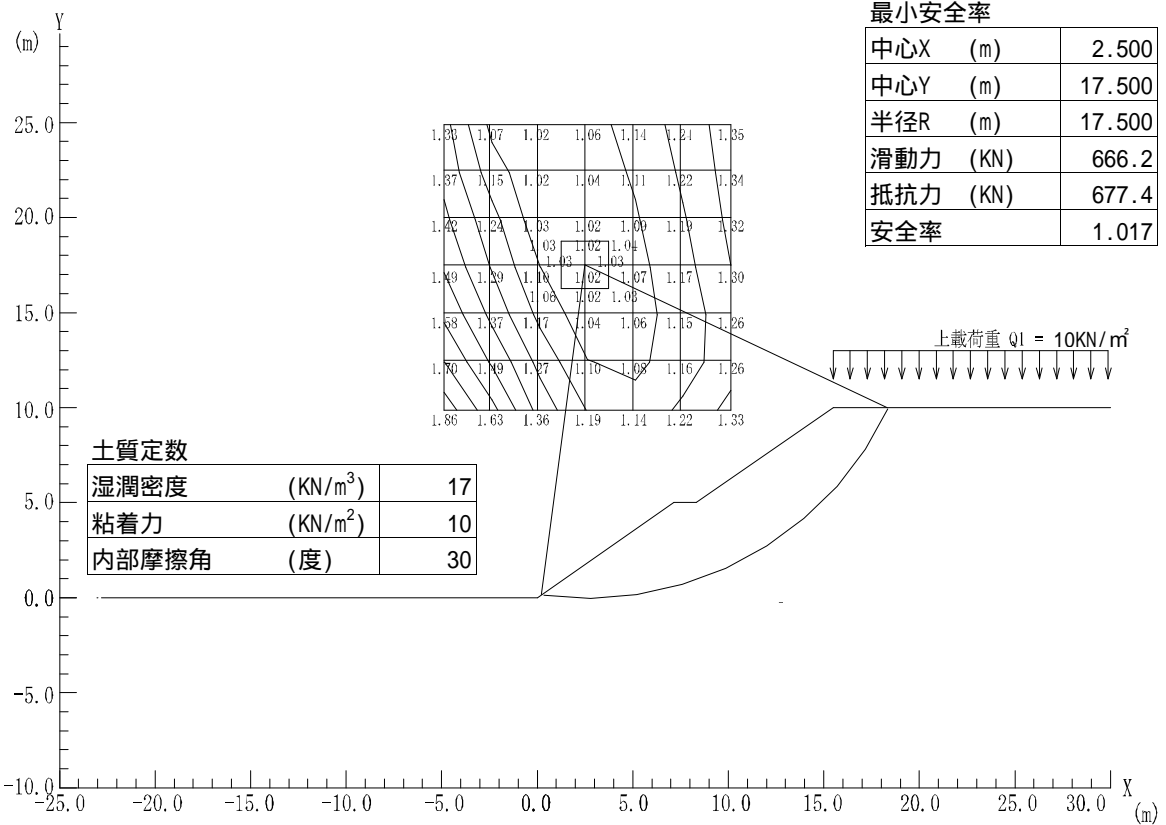
Y \ X	1.250	2.500	3.750
18.750	1.030	1.019	1.040
17.500	1.029	1.017	1.034
16.250	1.062	1.019	1.029

7. 円弧すべり形状図

常時



地震時



参考文献一覧

- 道路橋示方書・同解説 共通編・下部構造編（平成 14 年 3 月 日本道路協会）
- 道路土工 土質調査指針（昭和 61 年 11 月 日本道路協会）
- 道路土工 軟弱地盤対策工指針（昭和 61 年 11 月 日本道路協会）
- 道路土工 擁壁工指針（平成 11 年 3 月 日本道路協会）
- 道路土工のり面工・斜面安定工指針（平成 11 年 3 月 日本道路協会）
- 排水設備要覧（平成 3 年 1 月 17 日 名古屋市上下水道局）
- 宅地防災マニュアルの解説（平成 19 年 12 月 5 日 ぎょうせい）
- 宅地防災工事技術指導マニュアル（平成 2 年 5 月 横浜市建築局宅地指導部）
- 杭基礎設計便覧（平成 4 年 10 月 日本道路協会）
- 建築基礎構造設計指針（1988 年 1 月 25 日 日本建築学会）
- 地震力に対する建築物の基礎の設計指針（平成元年 11 月 20 日 日本建築センター）
- 宅地造成等規制法の解説（平成 19 年 5 月 10 日 ぎょうせい）
- ノモグラフに依る鉄筋コンクリートの計算（昭和 35 年 9 月 25 日 理工図書）