設計演習解答

【演習問題１】　重力式擁壁の安定計算

下図に示す重力式擁壁の安定性を，「道路土工－擁壁工指針」に準拠して照査せよ。
壁面傾斜角 α，壁面傾斜角 δ は少数第 2 位まで求めること。

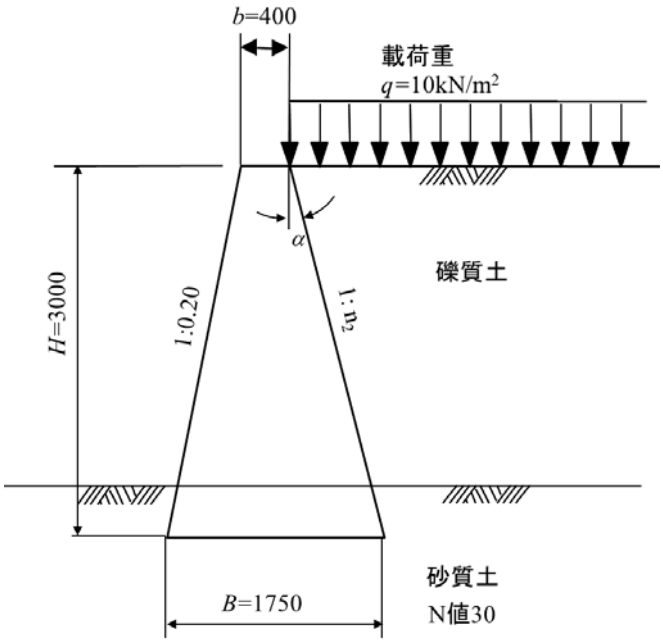


図 1.1　擁壁断面

1.1 設計条件

(1) 構造寸法

擁壁高：H=3.00 m

擁壁の伸縮目地間隔：L=10m

(2) 載荷重

q=10kN･m^2

(3) 裏込め土

土　質：礫質土

単位体積重量：γ=20 kN/m^3

せん断抵抗角：ϕ=35 °

(4) コンクリート

設計基準強度：σ_{ck}=18 N/mm^2

単位体積重量：γ_c= 23 kN/m^3

(5) 支持地盤

土　質：砂質土

N　値：30

地盤と擁壁底面の摩擦係数　μ =0.6

許容支持力度　q_a=300　kN/m^2

(6) 適用技術基準

日本道路協会：道路土工・擁壁工指針(平成 24 年 7 月)

表 1.1 単位体積重量（kN/m^3）

材　料		単位体積重量
無筋コンクリート		23
鉄筋コンクリート		24.5
裏込め土	礫質土	20
	砂質土	19
	シルト，粘性土	18

表 1.2 裏込め土･盛土の土質定数

裏込め土・盛土の種類	単位体積重量(γ)	せん断抵抗角(ϕ)	粘着力(c)[注 2)]
礫質土	20 kN/m^3	35°	－
砂質土[注 1)]	19 kN/m^3	30°	－
粘性土(ただし w_L<50%)	18 kN/m^3	25°	－

注 1)細粒分が少ない砂は，礫質土の値を用いてよい。

注 2)土質定数を上表から推定する場合は，粘着力 c を無視する。

表 1.3 擁壁底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

せん断面の条件	支持地盤の種類	摩擦係数 μ =tan ϕ_B	付着力 c_B
岩または礫とコンクリート	岩盤	0.7	考慮しない
	礫層	0.6	考慮しない
土と基礎コンクリートの間に割栗石または砕石をしく場合	砂質土	0.6	考慮しない
	粘性土	0.5	考慮しない

表 1.4 地盤の許容支持力度

基礎地盤の種類		許容支持力度 q_a (kN/m^2)	備　考	
			q_u(kN/m^2)	N 値
岩　盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000	10000 以上	
	亀裂の多い硬岩	600	10000 以上	
	軟岩・土丹	300	1000 以上	
れき層	密なもの	600		
	密でないもの	300		
砂　質地　盤	密なもの	300		30～50
	中位なもの	200		20～30
粘性土地　盤	非常に堅いもの	200	240～400	15～30
	堅いもの	100	100～200	10～15

1.2 荷　重

(1)自　重

重　量

$$W_c = \frac{H}{2}(b+B)\gamma_c = \frac{3.00}{2}\times(0.40+1.75)\times 23 = 74.19\text{kN/m}$$

重心位置

前面勾配 $1:n_1 = 1:0.2$

背面勾配 $1:n_2$

$$n_2 = \frac{B-b}{H} - n_1 = \frac{1.75-0.40}{3.00} - 0.2 = 0.25$$

$$x_c = \frac{B}{2} + \frac{H}{6}\cdot\frac{2b+B}{b+B}(n_1 - n_2)$$

$$= \frac{1.75}{2} + \frac{3.00}{6}\times\frac{2\times 0.4+1.75}{0.4+1.75}\times(0.2-0.25) = 0.85\text{m}$$

(2)土　圧

地表面が水平であるので，クーロンの土圧公式が適用できるが，ここでは試行くさび法を適用して主働土圧を算定する。

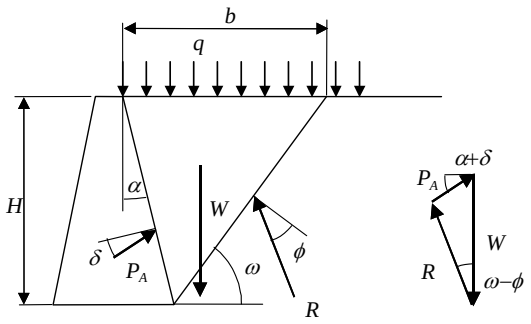


図 1.2　擁壁に作用する主働土圧

a)計算条件

壁面傾斜角　$\alpha = \tan^{-1} n_2 = \tan^{-1} 0.25 = 14.04^\circ$

裏込め土の内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$

壁面摩擦角　$\delta = \frac{2}{3}\phi = \frac{2}{3}\times 35 = 23.33^\circ$

載荷重　$q = 10\text{kN/m}^2$

b)計算式

$$b = H\left(\tan\alpha + \frac{1}{\tan\omega}\right)\quad,\quad W = \frac{1}{2}b(\gamma H + 2q)\quad,\quad P_A = \frac{\sin(\omega-\phi)}{\cos(\omega-\phi-\alpha-\delta)}W$$

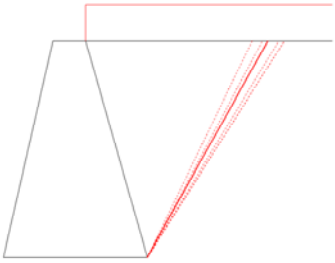
c)主働土圧合力

すべり角 ω を 62° から 66° まで 1° 刻みで変化させて土圧 P_A を算定する。

表 1.1

$\omega(^\circ)$	$\omega-\phi(^\circ)$	$\omega-\phi-\alpha-\delta(^\circ)$	$b=H\left(\tan\alpha+\frac{1}{\tan\omega}\right)$	$W=\frac{1}{2}b(\gamma H+2q)$	$P_A=\frac{\sin(\omega-\phi)}{\cos(\omega-\phi-\alpha-\delta)}W$
62	27	-10.37	2.345	93.81	43.29
63	28	-9.37	2.279	91.15	43.37
64	29	-8.37	2.213	88.52	43.39
65	30	-7.37	2.149	85.97	43.34
66	31	-6.37	2.086	83.43	43.23

すべり角 ω と主働土圧合力 P_A の関係をグラフに描くと、図 1.3 のようになる。P_A が最大となるのは、ω=64° のときで、その時の主働土圧合力が正解値 P_A=　43.39　kN/m である。



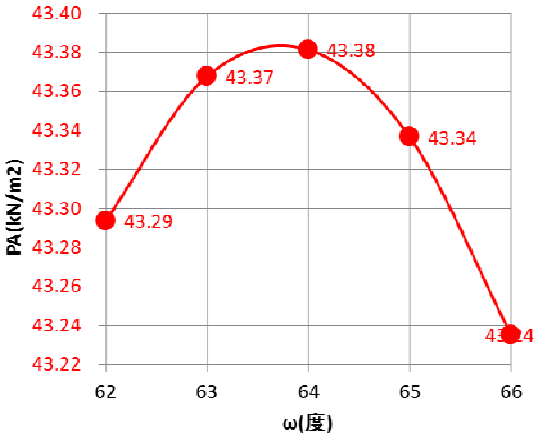


図 1.3　ωと土圧 P_A の関係

d）**土圧分力と作用位置**

土圧の鉛直成分　　$P_{AV}=P_A\sin(\alpha+\delta)=43.39\times\sin(14.04+23.33)=26.34$kN/m

土圧の水平成分　　$P_{AH}=P_A\cos(\alpha+\delta)=43.39\times\cos(14.04+23.33)=34.48$kN/m

土圧合力の作用位置

擁壁工指針に準拠して，土圧分布を三角形と仮定する。

$$y_A = \frac{1}{3}H = \frac{1}{3} \times 3.0 = 1.00\text{m}$$

$$x_A = B - n_2 y_A = 1.75 - 0.25 \times 1.00 = 1.50\text{m}$$

(3)荷重の集計

表 1.2

	荷重(kN/m)		作用位置(m)		モーメント(kN-m/m)	
	鉛直力 V	水平力 H	水平距離 x	鉛直距離 y	$V \cdot x$	$H \cdot y$
自重	74.18	0	0.85	***	63.05	0
土圧	26.34	34.48	1.50	1.00	39.51	34.48
Σ	100.51	34.48	***	***	102.56	34.48

鉛直力　$\Sigma V = 100.51\text{kN/m}$

水平力　$\Sigma H = 34.48\text{kN/m}$

底面における合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma(V \cdot x) - \Sigma(H \cdot y)}{\Sigma V} = \frac{102.56 - 34.48}{100.51} = 0.67\text{m}$$

底面における合力の偏心量

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.75}{2} - 0.67 = 0.20\text{m}$$

1.3安定計算

(1)転倒に対する検討

許容偏心量

$$e_a = \frac{B}{6} = \frac{1.75}{6} = 0.29\text{m} \quad > e \quad = 0.20 \quad \text{m} \quad \text{(O.K.)}$$

合力は擁壁底面のミドルサード(核)の内側にある。

(2)滑動に対する検討

底面と支持地盤の摩擦係数　$\mu = 0.6$

滑動の安全率

$$Fs = \frac{\Sigma V}{\Sigma H}\mu = \frac{100.51}{34.48} \times 0.6 = 1.75 > 1.5 \text{ (O.K.)}$$

(3)支持力に対する検討

・　地盤反力度

荷重合力が底面のミドルサードの内側にあるので地盤反力は図 1.4 のように台形分布となる。

$$\left.\begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix}\right\} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{100.51}{1.75} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.20}{1.75}\right) = \left\{\begin{matrix} 91.7\text{kN/m}^2 \\ 17.8\text{kN/m}^2 \end{matrix}\right.$$

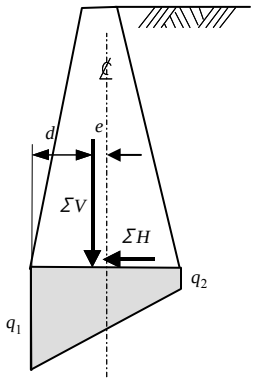


図 1.4 地盤反力

・支持力に対する照査

$q_1 = 91.7\text{ kN/m}^2 < q_a = 300\text{ kN/m}^2$　(O.K.)

【演習問題 2】　大型ブロック積擁壁の安定計算

下図に示す全高 7.5m，直高 7.0m，背面勾配 5 分の大型ブロック積擁壁を盛土部に施工するものとして，地盤支持に対する安定性を照査せよ。

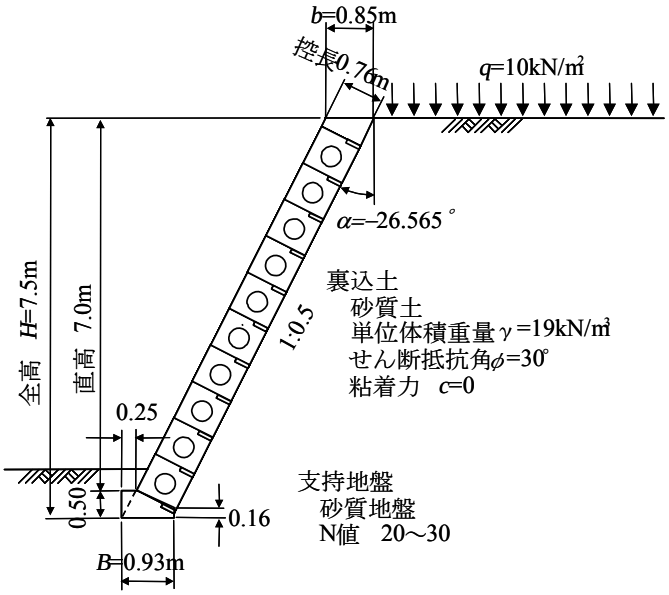


図 2.1 大型ブロック積み擁壁の形状寸法

2.1 基礎コンクリートの寸法

基礎コンクリートの寸法を決定した根拠を図 2.2 に示す。

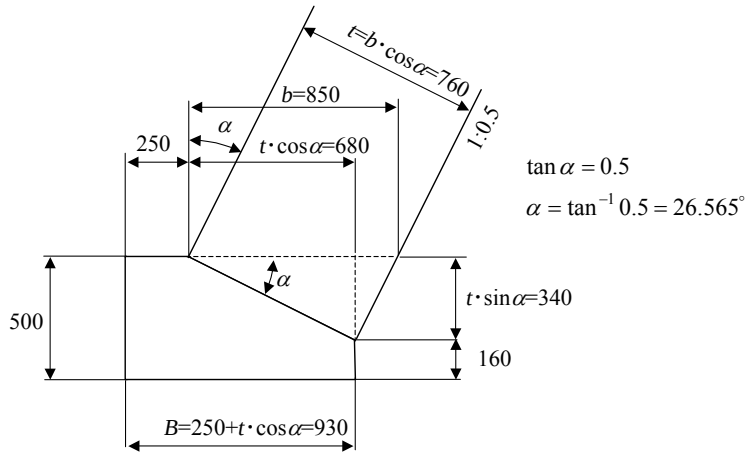


図 2.2　基礎コンクリートの寸法

2.2 支持力に対する照査

1)大型ブロック積擁壁の重量

擁壁全高が等厚として重量を算定する。

コンクリートの単位体積重量　γ_c=23kN/m^3(無筋コンクリート)

重量　$W = b \cdot H \cdot \gamma_c = 0.85 \times 7.5 \times 23 = 144.6$kN/m

2)主働土圧

壁面傾斜角　$\alpha = \tan^{-1} n = \tan^{-1}(-0.5) = -26.565^\circ$

壁面摩擦角　$\delta = \frac{2}{3}\phi = \frac{2}{3} \times 30 = 20^\circ$

土圧の作用方向が水平面となす角度

$\varepsilon = \alpha + \delta = -26.565 + 20 = -6.565^\circ$

土圧は上向きに作用する。

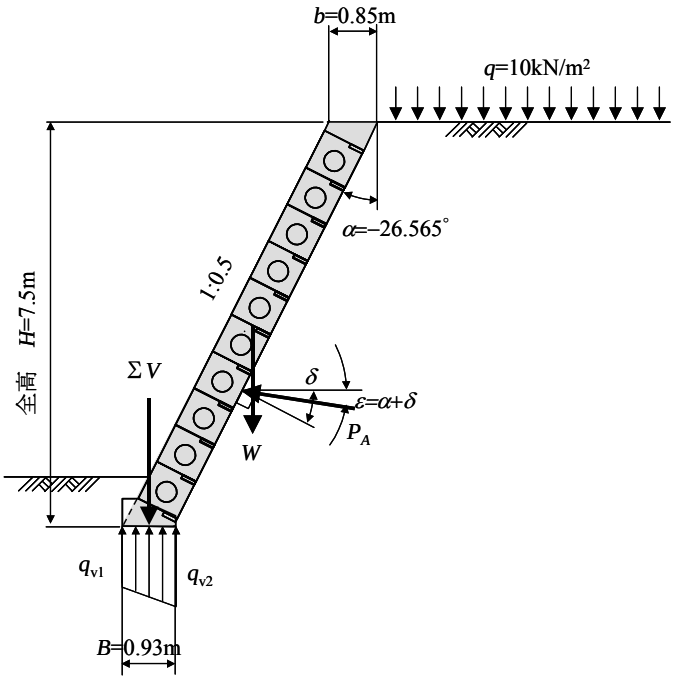


図 2.3　大型ブロック積擁壁に作用する荷重

3)全鉛直荷重

土圧は上向きに作用するため，安全側を考えて土圧は無視する。

$\Sigma V = W + P_A \sin(\alpha + \delta) = 144.6 + 0 = 144.6 \text{kN/m}$

4)鉛直地盤反力度

基礎コンクリート底面の鉛直地盤反力度を，擁壁工指針の簡便式(p171)で算定する。

$$q_{v2} = \frac{1.2\Sigma V}{B} = \frac{1.2 \times 144.6}{0.93} = 186.6 \quad \text{kN/m}^2$$

5)許容鉛直支持力度

支持地盤は N 値 20～30 の砂質地盤である。

許容鉛直支持力度 q_a=200 kN/m^2 ＞ q_{v2}＝ 186.6 kN/m^2　　O.K.

表 4.1 地盤の許容支持力度

基礎地盤の種類		許容支持力度 q_a (kN/m^2)	備　考	
			q_u(kN/m^2)	N 値
岩　盤	亀裂の少ない均一な硬岩 亀裂の多い硬岩 軟岩・土丹	1000 600 300	10000 以上 10000 以上 1000 以上	
れき層	密なもの 密でないもの	600 300		
砂　質 地　盤	密なもの 中位なもの	300 200		30～50 20～30
粘性土 地　盤	非常に堅いもの 硬いもの	200 100	200～400 100～200	15～30 10～15

【演習問題 3】直接基礎の支持力

下図の直接基礎の地盤支持に対する安定性を照査せよ。

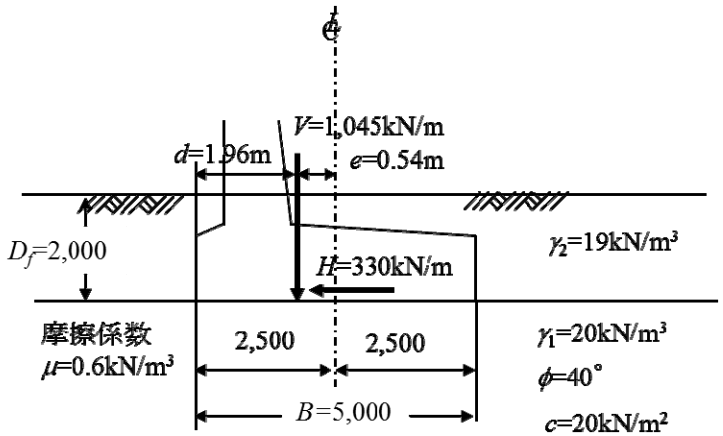


図 3.1

3.1 鉛直地盤反力度

鉛直力　V=1,045 kN/m　，水平力　H=330 kN/m

偏心量　e=0.54 m　　，基礎幅　B=5.00m

$B/6$=5.00/6=0.83m ＞e=0.54m　$e<B/6$ であるので地盤反力は台形分布になる。

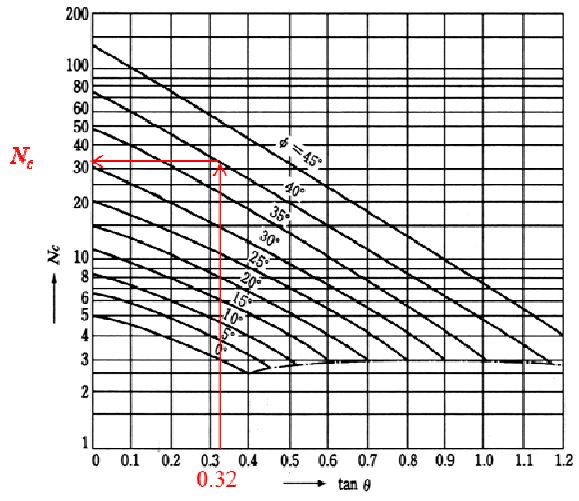
$$\left.\begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix}\right\} = \frac{V}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{1045}{5.0} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.54}{5.0}\right) = \begin{cases} 344.4\text{kN/m}^2 \\ 73.6\text{kN/m}^2 \end{cases}$$

3.2 地盤の極限支持力度の算定

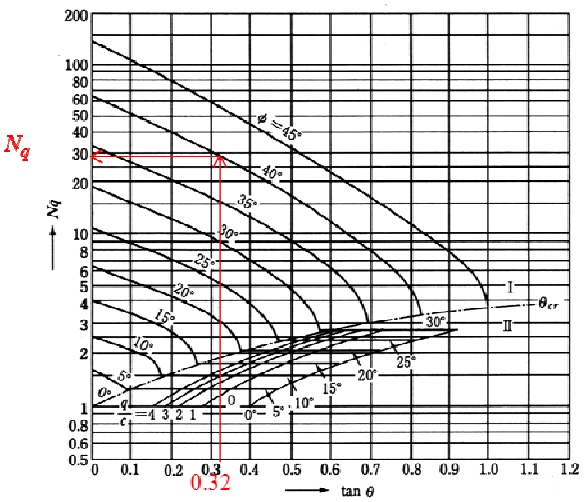
荷重の偏心傾斜を考慮した道路橋示方書下部構造編の静力学公式で算定する。

表 3. 1 極限支持力度の計算

項　　目			常　時
荷重	鉛直力	V(kN/m)	1,045
	水平力	H(kN/m)	330
	傾　斜	$\tan\theta = H/V$	=330/1,045=0.32
	偏心量	e(m)	0.54
基礎の有効幅		$B_e = B - 2e$　(m)	=5.00-2×0.54=3.92
基礎のブロック長		L(m)	10.0
基礎の形状係数		$\alpha = 1 + 0.3\frac{B_e}{L}$	=1+0.3×(3.92/10)=1.12
		$\beta = 1 - 0.4\frac{B_e}{L}$	=1-0.4×(3.92/10)=0.84
根　入地盤	根入深さ	D_f(m)	2.0
	単位重量	γ_2(kN/m^3)	19
支　持地盤	根入深さ	D_f'(m)	0
	単位重量	γ_1(kN/m^3)	20
	せん断抵抗角	ϕ(度)	40
	粘着力	c(kN/m^2)	20
支持層への根入効果に対する割増係数		$\kappa = 1 + 0.3\frac{D_f'}{B_e}$	=1.0+0.3×(0/3.92)=1.0
上載荷重		$q = \gamma_2 D_f$　(kN/m^2)	=19×2.0=38.0
寸法効果に対する補正係数		$S_c = (c/10)^{-1/3}$	=(20/10)$^{-1/3}$=0.79
		$S_q = (q/10)^{-1/3}$	=(38.0/10)$^{-1/3}$=0.64
		$S_\gamma = B_e^{-1/3}$	=3.92$^{-1/3}$=0.64
支持力係数		N_c	32
		N_q	29
		N_γ	20



(a)N_cを求めるグラフ(q=0，γ_1=0)



(b)N_qを求めるグラフ(c=0，γ_1=0)

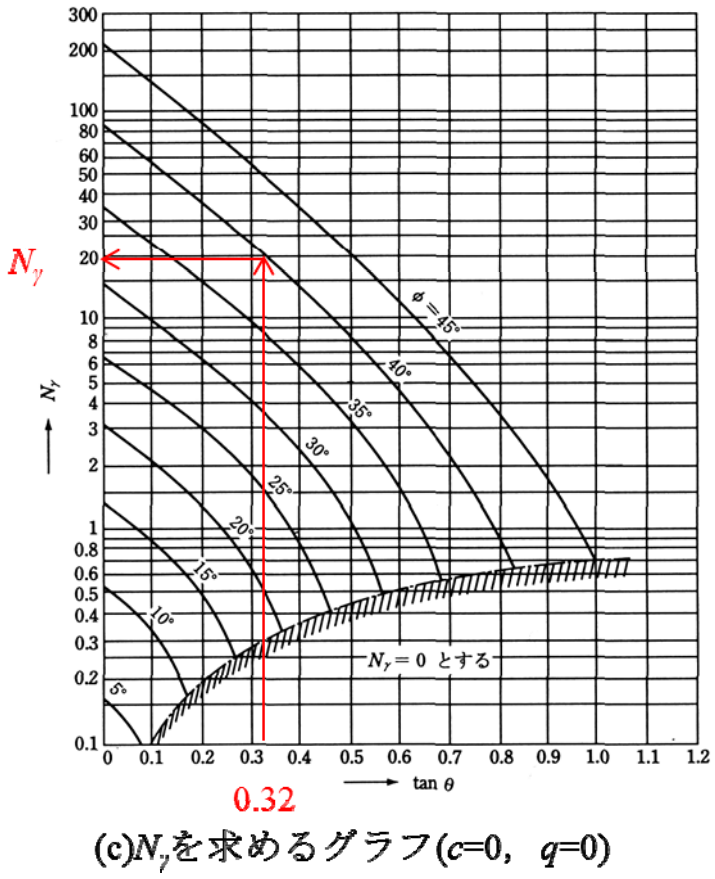


図 3.2 支持力係数を求めるグラフ

極限支持力度

$$q_d = \alpha\kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2}\gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma$$

$= 1.12\times1.0\times20\times32\times0.79 + 1.0\times38.0\times29\times0.64$

$+1/2\times20\times0.84\times3.92\times20\times0.64$

$= 1693$ kN/m^2

極限支持力に対する照査

安全率 $F_s = \dfrac{q_d B_e}{V} = \dfrac{1693\times3.92}{1045} = 6.4 > 3.0$ O.K.