

偏心傾斜荷重に対する極限支持力計算法

目 次

ま え が き	2
1. 傾斜荷重に対する極限支持力	3
1.1 地盤材料の自重を無視した場合の極限支持力の計算	3
1.2 地盤材料の自重による付加支持力の計算	7
1.3 合算した支持力	10
1.4 非常状基礎の支持力	11
2. 偏心荷重に対する極限支持力	11
3. 本四連絡架橋予備設計計算例	22
補 遺	
1. Kötter の方程式の誘導	28
2. 電算プログラム	31
参 考 文 献	35

偏心傾斜荷重に対する極限支持力計算法

ま え が き

基礎底面から地盤に伝達される荷重は、一般に偏心と傾斜を伴なり。

このとき地盤の極限支持力は、中心鉛直荷重に対する値より小さくなる。したがって、支持力に対する安定は、偏心傾斜荷重に対して行なうのでなければ、危険側の結果を得ることになる。

本文は、本州四国連絡橋基礎地盤の支持力計算に用うべき方法として纏めたものである。

本方法では、地盤の一様性を仮定して計算した。また根入れ層は単に上載荷重として取り扱い、支持力に及ぼす根入れ効果も、ケーソン側面から根入れ層に加わる水平力の影響をも考慮していない。これらの点については少しずつ改良してゆきたいと考えている。

基礎研究室

駒 田 敏 一

亀 甲 勝 信

昭和41年12月

1. 傾斜荷重に対する極限支持力

支持力公式の誘導に当っては、塑性論に基づく従来の支持力公式におけると同様、地盤の自重を無視した場合に限られる塑性解と、地盤の自重によって生ずる附加支持力との加算によって極限支持力を算定する方法をとった。

摩擦材料に関する塑性論の基礎方程式としては、Kötter - Massau の方程式を用いた。

1.1 地盤材料の自重を無視した場合の極限支持力

地盤のせん断摩擦係数を c および φ , 上載荷重強度を q とし, 計算は二次元として行なう。

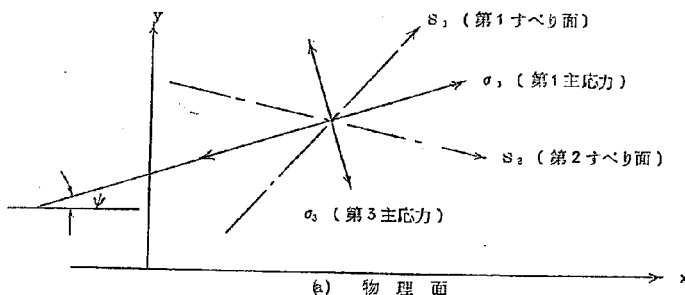
塑性領域の非圧縮性を仮定する。

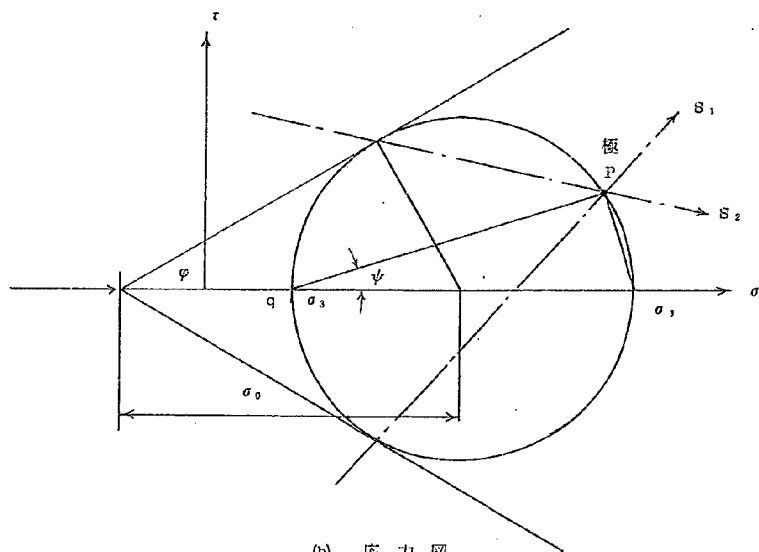
地盤の自重がない場合, Kötter-Massau の方程式は次のように書かれる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{2} \cot \varphi \cdot \frac{1}{\sigma_v} \cdot \frac{\partial \sigma_v}{\partial s_1} + \frac{\partial \psi}{\partial s_1} &= 0 \\ \frac{1}{2} \cot \varphi \cdot \frac{1}{\sigma_v} \cdot \frac{\partial \sigma_v}{\partial s_2} - \frac{\partial \psi}{\partial s_2} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここで図-1に示すように,

- σ_v : 塑性平衡状態にある地盤中のある一点の応力状態を示すモールの応力円の中
心と破壊包絡線の交点との距離, $\sigma_v = c \cdot \cot \varphi + \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) (\tan \varphi)$
- ψ : 第1主応力の方向と水平面とのなす角 (ラジアン)
- s_1, s_2 : 第1および第2すべり面に沿う長さ (m)
- c : 粘着力 (t/m^2)
- φ : 内部摩擦角 (度)
- q : 上載荷重 (t/m^2)





(b) 応力図

図 - 1

傾斜荷重をうける地盤が塑性平衡状態にあるとき、図-2 に示すようなすべり面が発達する。

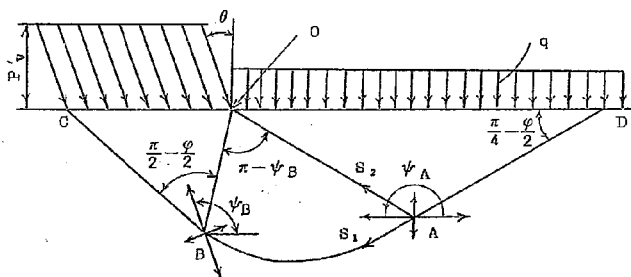


図 - 2

地盤材料の自重を考慮していないので、上載荷重下の三角形の塑性域 DAO および傾斜荷重下の三角形の塑性域 BOC 内の応力状態はそれぞれ等しい。したがって、おのおのの領域内の応力状態を点 A および点 B のそれで代表させる。これらの点の応力状態を表わすモールの応力円の中心と破壊包絡線の交点との距離をそれぞれ σ_{0A} および σ_{0B} とする。点 A から点 B まですべり面 BC に沿う積分を考えると、(1)式より

$$\frac{1}{\sigma_0} \cdot \frac{\partial \sigma_0}{\partial S_1} + 2 \tan \varphi \frac{\partial \psi}{\partial S_1} = 0$$

ついで、変数分離をして点 A から点 B まで積分すると、

$$\int_A^B \frac{1}{\sigma_0} d\sigma_0 = -2 \tan \varphi \int_A^B d\psi \quad (2)$$

$$\therefore \sigma_{0B} = \sigma_{0A} \cdot e^{-(\pi - \psi_B) \tan \varphi} \quad (3)$$

モールの応力円の考察より明らかに

$$\sigma_{0A} = \frac{c \cdot \cot \varphi + q}{1 - \sin \varphi} \quad (4)$$

であるから(3)式と(4)式とから

$$\sigma_{0B} = \frac{c \cdot \cot \varphi + q}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{-(\pi - \psi_B) \tan \varphi} \quad (5)$$

が得られる。

基礎底面に作用する応力は、荷重の傾斜角を θ とすると、図-3の点 S P の座標で示される。

荷重の鉛直および水平成分をそれぞれ P'_v および P'_h とすれば、図-3から明らかに、次の関係が得られる。

$$\begin{aligned} P'_v &= \sigma_{0B} [1 + \sin \varphi \cdot \cos 2(\psi_B - \pi/2)] - c \cdot \cot \varphi \\ &= c \cdot \cot \varphi \left[\frac{1 + \sin \varphi \cdot \cos 2(\psi_B - \pi/2)}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{-(\pi - \psi_B) \tan \varphi} - 1 \right] \\ &\quad + q \cdot \frac{1 + \sin \varphi \cdot \cos 2(\psi_B - \pi/2)}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{-(\pi - \psi_B) \tan \varphi} \\ &= c \cdot N_{cv} + q \cdot N_{qv} \quad (6) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{また } P'_h &= \sigma_{0B} \cdot \sin \varphi \cdot \sin 2(\psi_B - \pi/2) \\
 &= c \cdot \cot \varphi \cdot \frac{\sin \varphi \cdot \sin 2(\psi_B - \pi/2)}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{-(\pi - \psi_B) \tan \varphi} \\
 &\quad + q \cdot \frac{\sin \varphi \cdot \sin 2(\psi_B - \pi/2)}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{-(\pi - \psi_B) \tan \varphi} \\
 &= c \cdot N_{ch} + q \cdot N_{qh} \dots \dots \dots (7)
 \end{aligned}$$

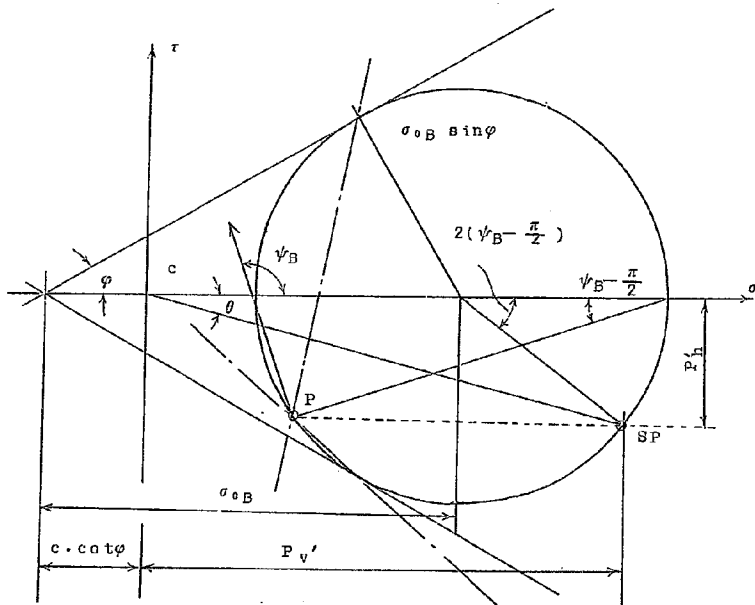


図 - 3

基礎底面と地盤との間の接触条件を地盤のそれと同じく c および φ とすると、基礎底面で滑動しないための極限の傾斜角に対する第1主応力と水平面とのなす角 ψ_B は、モールの応力円の考察から、 $\frac{3}{4}\pi + \frac{\varphi}{2}$ となる。したがって、(6)、(7)式の計算は、

$$\frac{\pi}{2} \leq \varphi_B \leq \frac{3}{4}\pi + \frac{\varphi}{2} \text{ について行なえばよい。}$$

まず $c \neq 0$ のとき、(6)、(7)式を書き換えて次の通り表わす。

$$\begin{aligned}
 P'_v &= c \cdot \left[N_{cv} + \frac{q}{c} \cdot N_{qv} \right] \\
 &= c \cdot N_{cq} \dots \dots \dots (8)
 \end{aligned}$$

$$\text{ここに } N c q = N c v + \frac{q}{c} N q v \quad (9)$$

および

$$\begin{aligned} P'_h &= c \cdot \left[N c h + \frac{q}{c} N q h \right] \\ &= c \cdot N c q' \quad (10) \end{aligned}$$

$$\text{ここに } N c q' = N c h + \frac{q}{c} N q h \quad (11)$$

また $c=0$ のときには

$$P'_v = q \cdot N c q \quad (5')$$

$$\text{ここに } N c q = N q v \quad (9')$$

$$P'_h = q \cdot N c q' \quad (10')$$

$$\text{ここに } N c q = N q h \quad (11')$$

以上の計算式によって $N c q$ および $N c q'$ を求めるプログラムを作成した。

この計算式では $c \neq 0$ のとき荷重の傾斜角 θ と第 1 主応力の方向と水平面とのなす角 ψ との関係が未知であるので、 ψ を仮定して $N c q$ と $N c q'$ の計算を行ない、荷重の傾斜角 θ は、 $\theta = \tan^{-1} (N c q' / N c q)$ となる逆算によって求める。図-9~15 は、 $N c q$ を求める計算図である。

1.2 地盤材料の自重による付加支持力の計算

Prandtl の支持力解は、地盤材料の自重を無視していたので、Buisman や Reissner は、Prandtl の解に地盤材料の自重によって生ずる増加支持力をつけ加えて修正した。

Terzaghi や Meyerhof も同じ考え方にしたがって、地盤材料の影響する支持力係数 N_γ を誘導した。

Terzaghi と Meyerhof の計算では、 N_γ の計算に用いたすべり面の形は、自重を無視した場合のすべり面の形と必ずしも一致せず、 N_γ の計算においては、試行によって最小の支持力を与えるすべり面を用いている。

本調査においては、地盤材料の自重による付加支持力の計算には、簡単のために自重のない地盤内に生ずる塑性論によるすべり面を用い、Terzaghi や Meyerhof などの限界のすべり面は採らなかった。したがって、本計算では極小値になっていないと思われる。

極小値を求めるための試行計算の電算プログラムは近々に開発する。

傾斜角 θ の荷重が作用するとき、地盤が図-4 のようなすべり破壊を生ずると仮定する。

演算結果は、

$$P'' = \frac{1}{2 \cos \varphi} \left[e^{(\pi - \psi_B) \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right. \\ \left. + e^{(\pi - \psi_B) \tan \varphi} \cdot \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right. \\ \left. \frac{e^{\alpha_0 \tan \varphi}}{1 + \varphi \tan^2 \varphi} \left\{ e^{3 \alpha_1 \tan \varphi} (3 \tan \varphi \sin \alpha_1 - \cos \alpha_1) \right. \right. \\ \left. \left. + e^{-3 \alpha_0 \tan \varphi} (3 \tan \varphi \sin \alpha_0 + \cos \alpha_0) \right\} \right] \quad (15)$$

となる。

図-5において面 $\overline{OB}$ に作用する抵抗土圧 P'' が既知となると、三角形 OBC に働く力の均り合いから、図-6の力の多角形が得られる。

正弦定理を用いて次の関係が得られる。

$$\frac{Q + P''_{VB} (1 + \tan \theta \cdot \tan \alpha_R)}{\sin \left(\frac{\pi}{2} + \varphi \right)} = \frac{P''}{\sin \left(\frac{\pi}{2} - \alpha_R \right)}$$

結局

$$P''_{VB} = \frac{1}{2} r_B \cdot \left(\frac{\sin \alpha_L}{1 + \tan \theta \tan \alpha_L} \right) \cos \varphi \cdot \left[\frac{2 P'' \sin \alpha_R}{\cos \alpha_R} - \sin \alpha_R \right] \\ = \frac{1}{2} r_B \cdot N_T \quad (16)$$

ここで

$$N_T = \frac{\sin \alpha_L}{(1 + \tan \theta \cdot \tan \alpha_L) \cos \varphi} \cdot \left[\frac{2 P'' \sin \alpha_L}{\cos \alpha_R} - \sin \alpha_R \right] \quad (17)$$

また

$$P''_h = \frac{1}{2} r_B \cdot N_T' \quad (18)$$

$$N_T' = \tan \theta \cdot N_T \quad (19)$$

以上の計算によって、 N_T および N_T' を求める電算プログラムを作成した。

N_T' を求める計算図は図-16に示す。

また、図-17は、Sokolovski による自重のあるクサビの極限釣合い方程式の差分解²⁾を図化したものである。

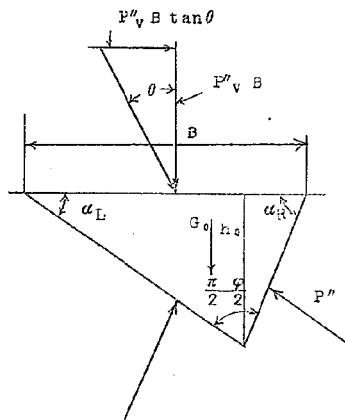


図 - 5

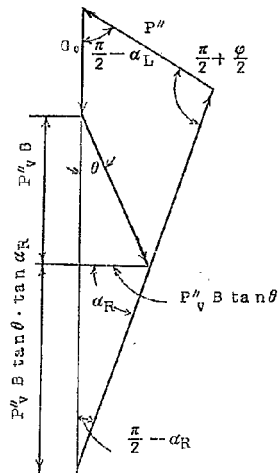


図 - 6

1.3 合算した支持力

同じ傾斜角に対して(8)式と(9)式および(10)式と(11)式とをそれぞれ組み合わせて $q_v' + q_v''$ から極限支持力を求める。すなわち $c \approx 0$ の時、

$$q_v = c \cdot N_{cq} + \frac{1}{2} r B' N_r \quad (20)$$

$$q_h = c \cdot N_{cq'} + \frac{1}{2} r B' N_r' \quad (21)$$

となる。 $c = 0$ の時には、(8)' 式と(10)' 式の方を用いて、

$$q_v = q N_{cq} + \frac{1}{2} r B' N_r \quad (20)'$$

$$q_h = q N_{cq'} + \frac{1}{2} r B' N_r' \quad (21)'$$

ここに

q_v : 傾斜角 θ の荷重に対する鉛直極限支持力度 (t/m^2)

q_h : 上の荷重状態のときの水平力 (t/m^2)

B' : 基礎の有効底荷幅 (m)

r : 土の単位体積重量 (t/m^3)

1.4 非常状態基礎の支持力

矩形、円形などの形状を有する基礎の支持力計算³⁾は、次のように行なう。

$c \neq 0$ の時には、

$$q_v = \left(1 + 0.3 \frac{B'_y}{B'_x}\right) \cdot c N_{cq} + \left(1 - 0.4 \frac{B'_y}{B'_x}\right) \cdot \frac{1}{2} r B'_y N_r \quad (22)$$

$$q_h = \left(1 + 0.3 \frac{B'_y}{B'_x}\right) \cdot c N_{cq} + \left(1 - 0.4 \frac{B'_y}{B'_x}\right) \cdot \frac{1}{2} r B'_y N'_r \quad (23)$$

$c = 0$ の時には、

$$q_v = \left(1 + 0.3 \frac{B'_y}{B'_x}\right) \cdot q N_{cq} + \left(1 - 0.4 \frac{B'_y}{B'_x}\right) \cdot \frac{1}{2} r B'_y N_r \quad (22)'$$

$$q_h = \left(1 + 0.3 \frac{B'_y}{B'_x}\right) \cdot q N'_{cq} + \left(1 - 0.4 \frac{B'_y}{B'_x}\right) \cdot \frac{1}{2} r B'_y \cdot N'_r \quad (23)'$$

ここに

B'_x : 基礎の有効載荷幅 (すべりの予想される方向と直角方向)

B'_y : 基礎の有効載荷幅 (すべりの予想される方向)

ただし、 $B'_y/B'_x > 1$ のときには $B'_y/B'_x = 1$ とする。

2. 偏心荷重に対する極限支持力の計算

偏心荷重が作用するとき、基礎地盤の支持力は、Meyerhof の考え⁴⁾にしたがって、偏心に応じて基礎巾を低減した中心荷重に対するものと同じに考える。すなわち、基礎巾を B 、偏心量を e とするとき、図-7 に示すように $B' = B - 2e$ を新しい基礎巾と考えて、中心荷重に対する同様の取り扱いをする。

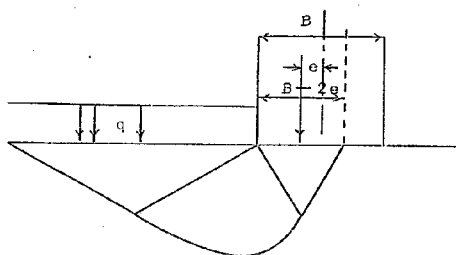


図 - 7

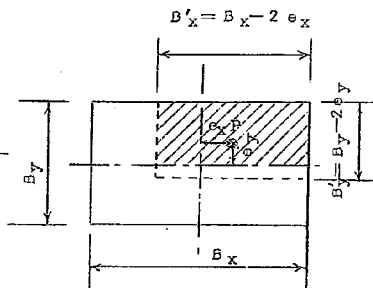


図 - 8

2重偏心荷重については、それぞれの軸について、上の考え方をを用いて(図-8)

$$Q_v = q_v \cdot A'$$

$$\text{ただし } A' = (B_y - 2e_y)(B_x - 2e_x)$$

ここで Q_v : 基礎の全極限支持力

B_x, B_y : 基礎巾

e_x, e_y : 偏心量

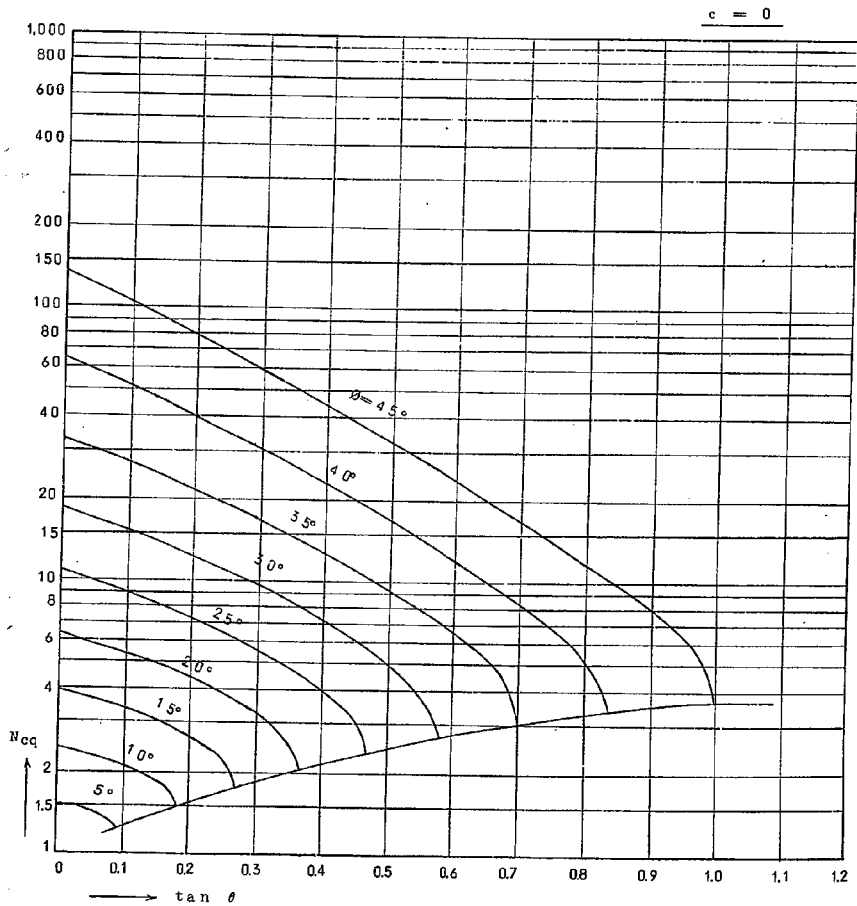


図-9 N_{cq} を求めるグラフ

$$\frac{q}{c} = 0.0$$

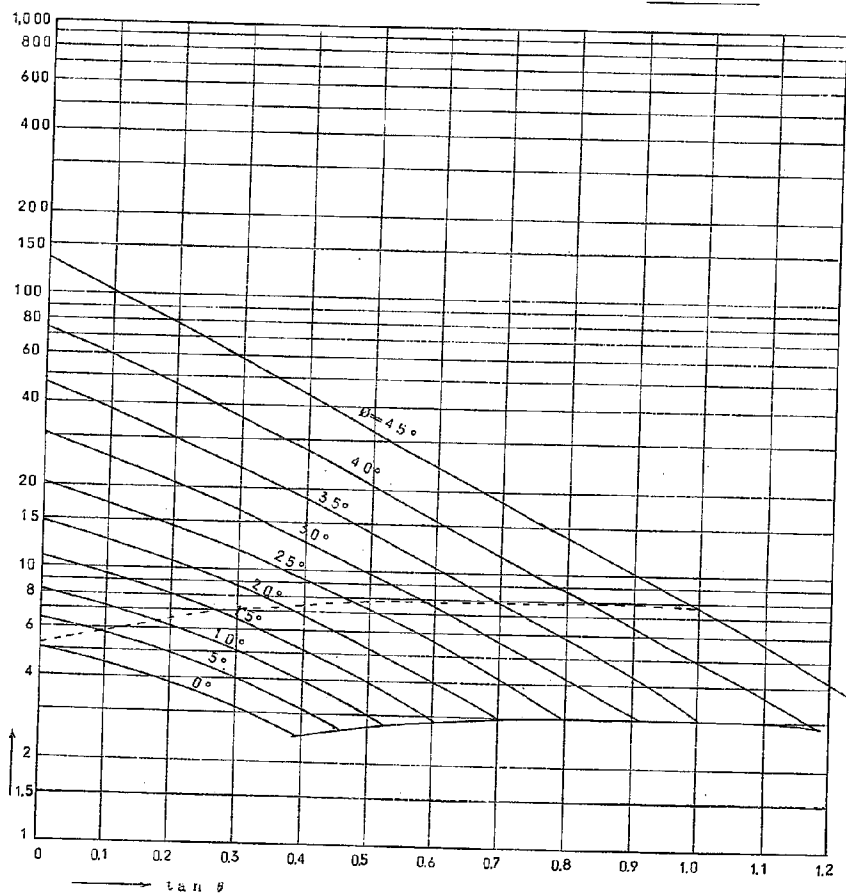


図-10 $N_c q$ を求めるグラフ

$$\eta_c = 1.0$$

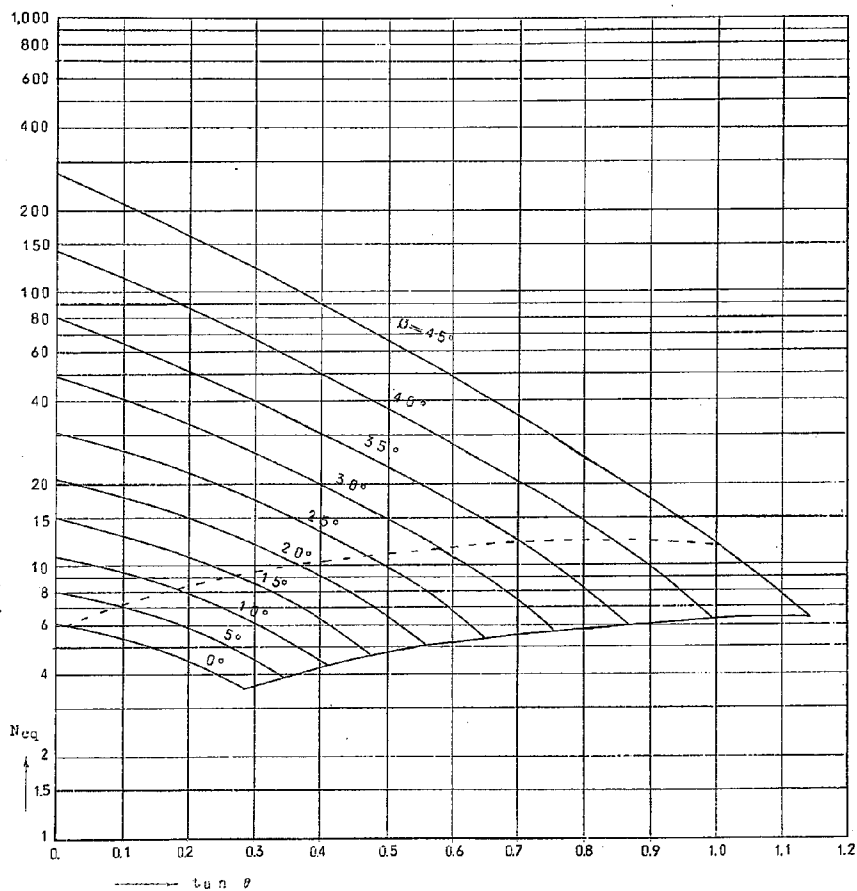


図-11 N_{cq} を求めるグラフ

$$\frac{q}{c} = 20$$

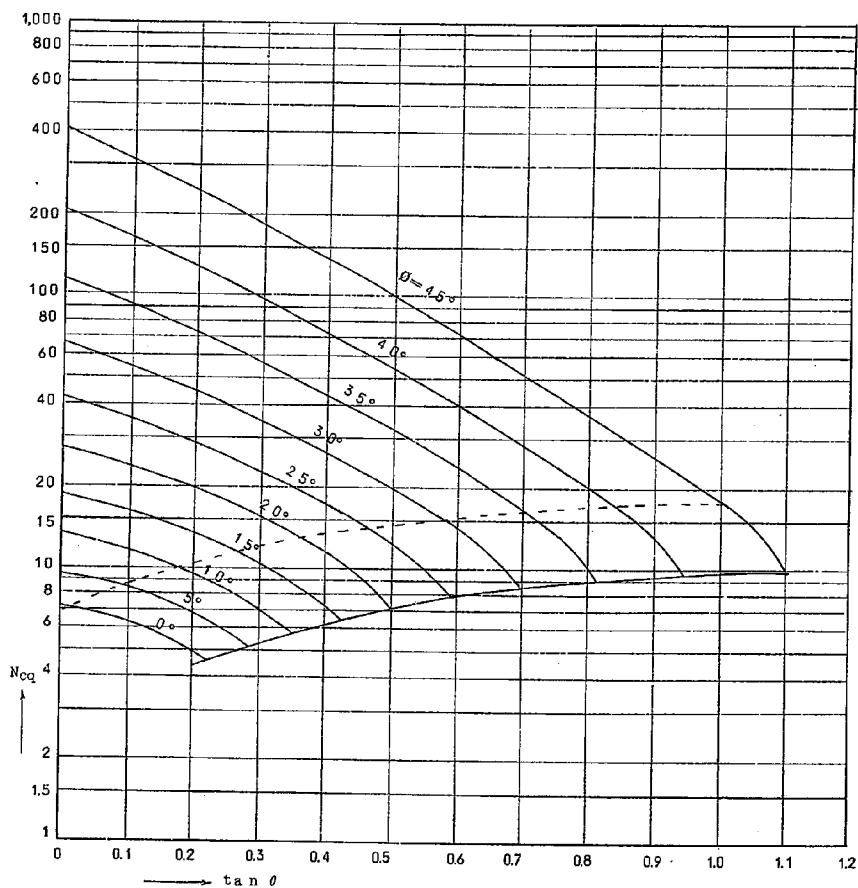


図-12 N_{cq} を求めるグラフ

$$\frac{q}{c} = 3.0$$

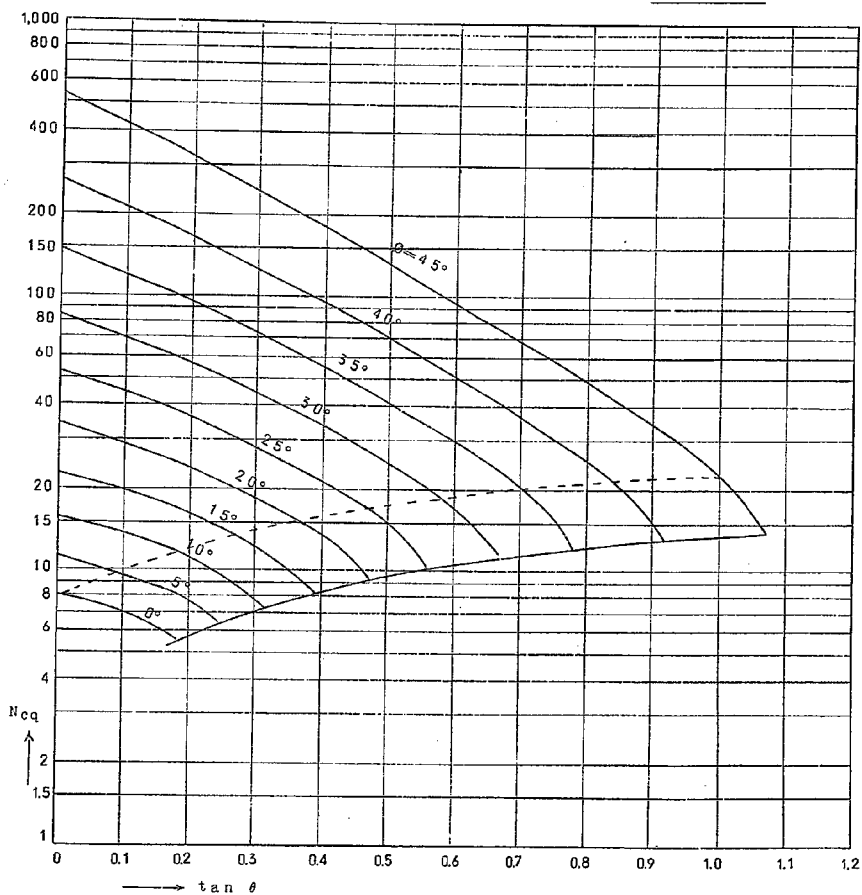


図-13 $N_{\alpha q}$ を求めるグラフ

$$\frac{q}{c} = 4.0$$

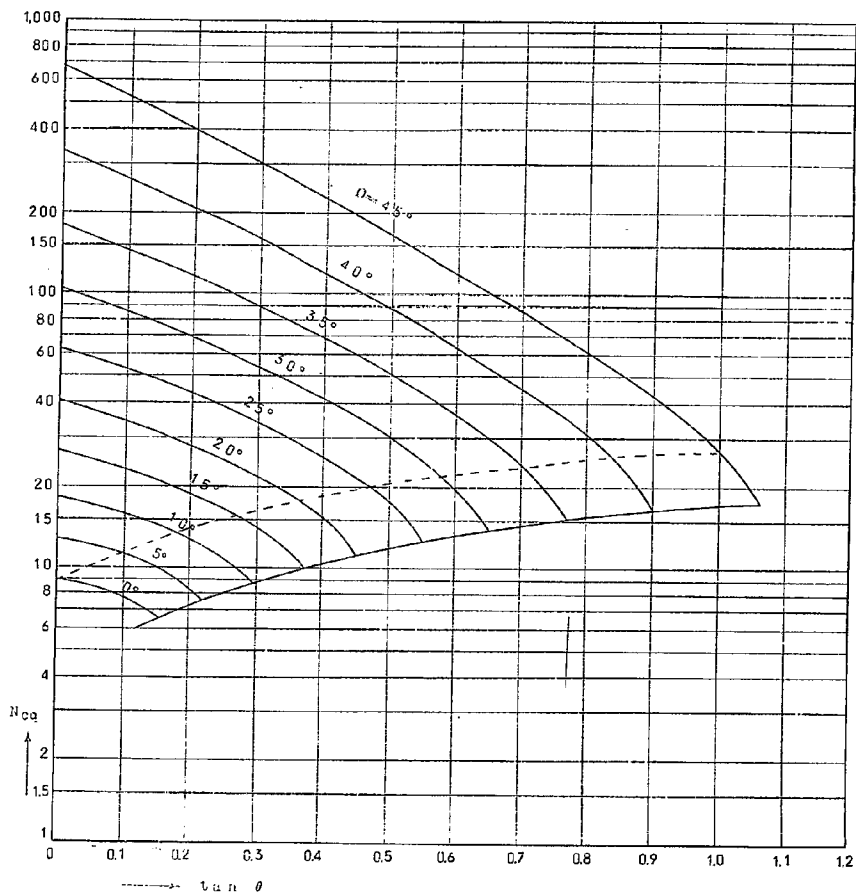


図-14 N_{co} を求めるグラフ

$\frac{a}{c} = 5.0$

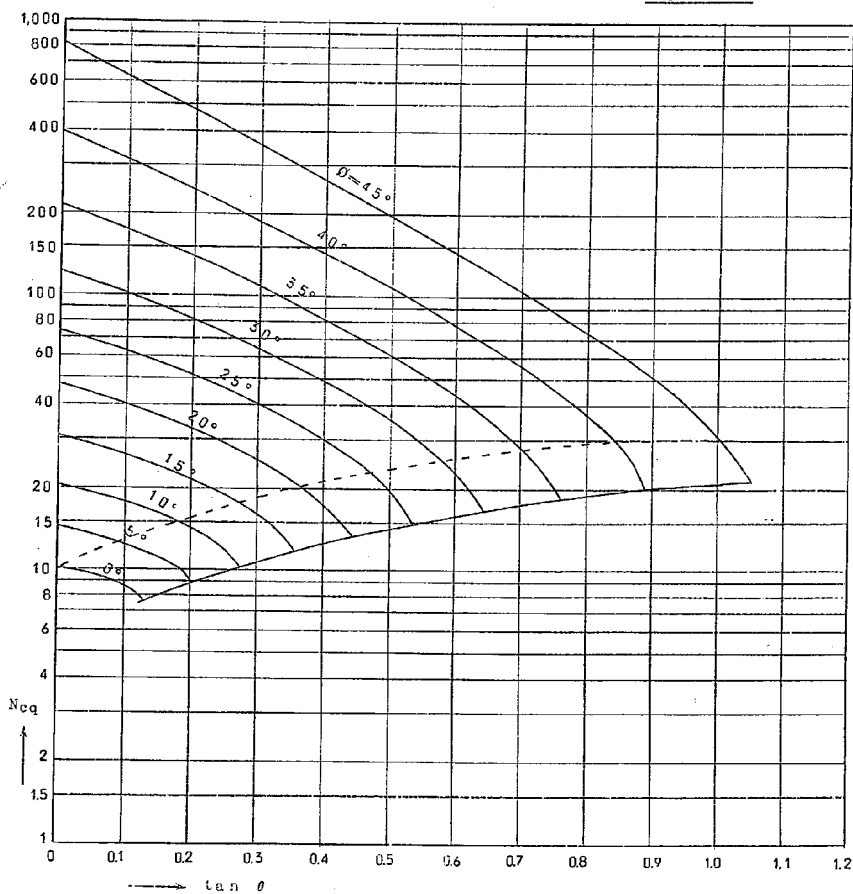


図-15 N_{cq} を求めるグラフ

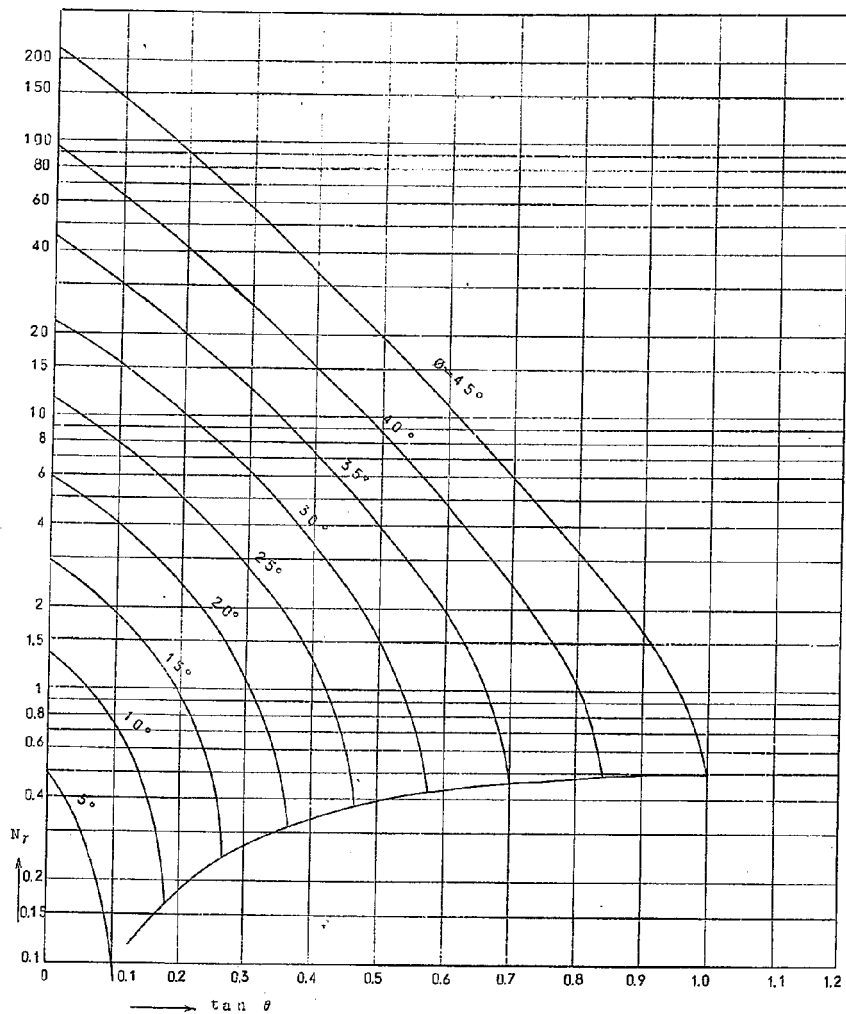


図-17 (N_T を求めるグラフ)

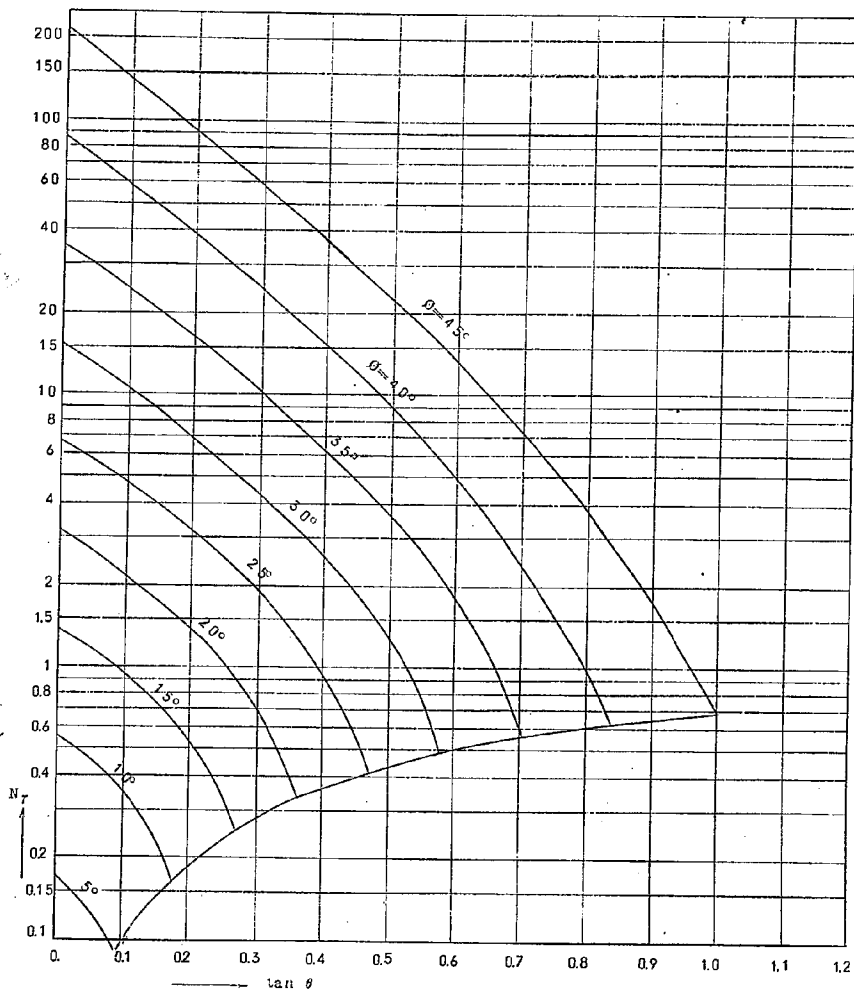


図-18 (N_T を求めるグラフ, Sokolovski による)

3. 本四連絡架橋予備設計計算例

表 一 1

ビ ア ノ		A-04	A-04	A-05	A-05
ビ ア 型 式		A. P	A. P	M. P	M. P
寸 法 (L ^m × T ^m × H ^m)		80×62×103.9	80×62×103.9	75×75×86	75×75×86
水 深 (m)		30	30	50	50
根 入 長 (m)		15	15	25	25
地盤条件	支 持 層	明石層A'	明石層A'	神戸層A	神戸層A
	r (t/m ²)	20	20	20	20
	φ (度)	30	30	20	20
	c (t/m ²)	20	20	50	50
	地震時許容支持力 q _{a'} (t/m ²)	290	290	250	250
作底面中心力	N × 10 ³ (t)	600.60	605.635	697.5	697.5
	H × 10 ³ (t)	160.14	151.193	221.5	227.03
	M × 10 ³ (t _m)	1177.55	6912.915	9682	11043.4
反地力壁	最大地盤反力 q _{max} (t/m ²)	290	258	246	250
	地盤反力作用長 x (m)	6.05	5.88	7.50	20.1
地盤支持力計算	上 載 荷 重 q (t/m ²)	15.0	15.5	25.0	25.0
	偏 心 量 o (m)	19.6	11.4	13.9	16.4
	傾 斜 角 θ (度)	15	12.2	17.5	18.0
	有 効 巾 B' (m)	40.8	39.2	47.2	42.2
荷状基礎	極限支持力度 q _v (t/m ²)	645	741	514	499
	合極限支持力 × 10 ³ (t)	1,630	2,330	1820	1,580
	安 全 率	2.72	3.85	2.62	2.25
非荷状基礎	極限支持力度 q _v (t/m ²)	682	795	571	550
	合極限支持力 × 10 ³ (t)	1,730	2,500	2020	1,740
	安 全 率	2.88	4.13	2.90	2.50
荷 重 作 用 方 向		橋 軸 方 向	橋軸直角方向	橋 軸 方 向	橋軸直角方向

表 一 1

ビ ア NO.		A-06	A-06	A-07	A-07
ビ ア 型 式		M. P	M. P	A. P	A. P
寸 法 (L ^{mm} × T ^{mm} × H ^{mm})		65×69×76	65×69×76	90×70×118.65	90×70×118.65
水 深 (m)		40		40	40
根 入 長 (m)		25		20	20
地盤条件	支 持 層	神戸層A		神戸層D	神戸層D
	r (t/m ²)	20		22	22
	φ (度)	20		30	30
	c (t/m ²)	50		150	150
	地盤時許容支持力q _d (t/m ²)	250		725	725
作底面用中心力	H × 10 ³ (t)	547.44		898.36	900.20
	H × 10 ³ (t)	181.54		359.34	329.01
	H × 10 ³ (tm)	789.57		22743.13	17442.10
反地盤力壁	最大地盤反力q _{max} (t/m ²)	250		627	519
	地盤反力作用長x (m)	602.4		43.5	41.4
地盤支持力計算	上 載 荷 重 q (t/m ²)	25		22	22
	偏 心 量 e (m)	14.4		30.5	21.2
	傾 斜 角 θ (度)	16.7		21.8	20.1
	有 効 巾 B' (m)	362		290	27.6
帯状基礎	極限支持力度q _v (t/m ²)	535		1,407.4	1,568
	合極限支持力×10 ³ (t)	1260		2850	3900
	安 全 率	2.3		3.18	4.33
非帯状基礎	極限支持力度q _v (t/m ²)	591		1,520.4	1,652
	合極限支持力×10 ³ (t)	1390		3,080	4,110
	安 全 率	2.54		3.43	4.56
荷 重 作 用 方 向		橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向

表 一 2

ビ ア NO.		C-06	C-06	C-07	C-07
ビ ア 型 式		A. P	A. P	M. P	M. P
寸 法 (L ^m × T ^m × H ^m)		60×53×71.35	60×53×71.35	68×72×115	68×72×115
水 深 (m)		5	5	40	40
根 入 長 (m)		15	15	70	70
地 盤 条 件	支 持 層	花崗岩 B	花崗岩 B	花崗岩 B	花崗岩 B
	r (t/m ²)	25	25	25	25
	φ (度)	45	45	45	45
	c (t/m ²)	20	20	20	20
	地震時許容支持力 q _a (t/m ²)	1300	1300	1300	1300
作底面中心力	N × 10 ³ (t)	286.17	286.34	1077.42	1078.86
	H × 10 ³ (t)	114.47	114.54	324.93	330.86
	M × 10 ³ (t·m)	5727.72	4983.65	27068.64	28572.26
反地盤力	最大地盤反力 q _{max} (t/m ²)	520	297	1124	1111
	地盤反力作用長 x (m)	300	320	266	285
地盤支持力計算	上 載 荷 重 q (t/m ²)	15	15	57	57
	偏 心 量 e (m)	20	15.8	25.1	26.5
	傾 斜 角 θ (度)	21.8	21.8	16.8	17.1
	有 効 巾 B' (m)	20	21.4	17.8	19.0
帶狀基礎	極限支持力度 q _v (t/m ²)	2065	2098	5208	5256
	合極限支持力 × 10 ³ (t)	2190	2590	6680	6790
	安 全 率	7.65	9.41	6.20	6.30
非帶狀基礎	極限支持力度 q _v (t/m ²)	2133	2166	5386	5444
	合極限支持力 × 10 ³ (t)	2260	2780	6900	7040
	安 全 率	7.80	9.73	6.41	6.50
荷 重 作 用 方 向		橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向

表 2

ビ ア NO .		C-08	C-08	C-09	C-09
ビ ア 型 式		M. P	M. P	A. P	A. P
寸 法 (L ^m ×T ^m ×H ^m)		48×57×55	48×57×55	74×53×61.35	74×53×61.35
水 深 (m)		45	45	0	0
根 入 長 (m)		5	5	5	5
地 盤 条 件	支 持 層	花崗岩D	花崗岩B	花崗岩B	花崗岩B
	τ (t/m ²)	25	25	25	25
	ϕ (度)	45	45	45	45
	c (t/m ²)	20	20	20	20
	地震時許容支持力 q_n' (t/m ²)	1300	1300	1300	1300
作底 面中 力心	$N \times 10^3$ (t)	384.44	384.59	171.90	181.208
	$H \times 10^3$ (t)	153.77	153.84	68.762	72.483
	$M \times 10^3$ (t·m)	6996.14	8230.10	5327.95	2040.05
反地 力壁	最大地盤反力 q_{max} (t/m ²)	840	825	293	103
	地盤反力作用長 x (m)	15.3	19.2	20.0	40.6
地盤 支持力 計算	上 載 荷 重 q (t/m ²)	6	6	6	6
	偏 心 量 e (m)	18.9	22.1	30.3	13.0
	傾 斜 角 θ (度)	21.8	21.8	21.8	21.8
	有 効 巾 B' (m)	10.2	12.8	13.4	27.0
帶狀 基礎	極限支持力 q_v (t/m ²)	1377	1438	1452	1766
	合極限支持力 $\times 10^3$ (t)	801	882	1030	3530
	安 全 率	2.08	2.30	6.00	19.5
非帶狀 基礎	極限支持力 q_v (t/m ²)	1404	1474	1488	1780
	合極限支持力 $\times 10^3$ (t)	815	906	1060	3560
	安 全 率	2.12	2.36	6.15	19.6
荷 重 作 用 方 向		荷 軸 方 向	荷 軸 直 角 方 向	荷 軸 方 向	荷 軸 直 角 方 向

表 一 3

型 式		DC-47	DC-47	DC-48	DC-48
型 式		A. P	A. P	M. P	M. P
寸 法 (L ^m ×T ^m ×H ^m)		7×68×114.8	7×68×114.8	28×53×30	28×53×30
水 深 (m)		10	10	20	20
根 入 長 (m)		10	10	5	5
地 盤 条 件	支 持 層	花崗岩 B	花崗岩 B	花崗岩 B	花崗岩 B
	r (t/m ²)	25	25	25	25
	φ (度)	45	45	45	45
	c (t/m ²)	20	20	20	20
	地盤時許容支持力 q _v ' (t/m ²)	1500	1500	1300	1300
作底 面中 力心	N × 10 ³ (t)	635.949	632.844	140.992	142.454
	H × 10 ³ (t)	254.379	255.938	56.377	56.982
	M × 10 ³ (tm)	17.77307	16.79634	1.53141	2.27181
反地 力盤	最大地盤反力 q _{max} (t/m ²)	818	778	570	271
	地盤反力作用長 x (m)	23.3	23.7	9.6	38.3
地盤 支持 力計 算	上 載 荷 重 q (t/m ²)	6	6	6	6
	偏 心 量 e (m)	2.77	2.61	10.8	13.7
	傾 斜 角 θ (度)	21.8	21.8	21.8	21.8
	有 効 巾 巾 β' (m)	15.6	15.8	6.4	25.6
帶狀 基礎	極限支持力度 q _v (t/m ²)	1,502	1,508	1289	1735
	合極限支持力 × 10 ³ (t)	1,600	1,690	437	1245
	安 全 率	2.52	2.64	3.10	8.74
非帶 狀基 礎	極限支持力度 q _v (t/m ²)	1,527	1,533	1,314	1782
	合極限支持力 × 10 ³ (t)	1,620	1,720	446	1280
	安 全 率	2.54	2.69	3.17	8.96
荷 重 作 用 方 向		橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向

表 一 5

ビ ア NO .		DC-49	DC-49	DC-50	DC-50
ビ ア 型 式		M. P	M. P	A. P	A. P
寸 法 (L ^m ×T ^m ×H ^m)		45×53×50	45×53×50	69×63×105.2	69×63×105.2
水 深 (m)		40	40	30	30
根 入 長 (m)		5	5	10	10
地 盤 条 件	支 持 層	花崗岩 B	花崗岩 B	花崗岩 B	花崗岩 B
	γ (t/m ³)	25	25	25	25
	ϕ (度)	45	45	45	45
	c (t/m ²)	20	20	20	20
	地盤時許容支持力 q_{da} ' (t/m ²)	1300	1300	1300	1300
作底 面中 力心	$N \times 10^3$ (t)	284,760	282,672	572,026	574,783
	$H \times 10^3$ (t)	113,904	113,069	228,810	229,913
	$M \times 10^3$ (t·m)	4,944,86	5,902,48	15,595,32	14,203,46
反地 盤力	最大地盤反力 q_{max} (t/m ²)	787	633	846	750
	地盤反力作用長 x (m)	14.0	20.5	21.95	22.60
地盤 支持 力計 算	上 載 荷 重 q (t/m ²)	6	6	13.5	13.6
	偏 心 量 e (m)	17.8	19.7	27.2	24.0
	傾 斜 角 θ (度)	21.8	21.8	21.8	21.8
	有 効 巾 B' (m)	9.4	13.6	14.6	15.0
帶狀 基礎	極限支持力度 q_v (t/m ²)	1359	1456	1840	1849
	合極限支持力 $\times 10^3$ (t)	678	891	1690	1920
	安 全 率	2.38	3.15	2.96	3.33
非帶 狀基 礎	極限支持力度 q_v (t/m ²)	1,488	1,497	1886	1896
	合極限支持力 $\times 10^3$ (t)	741	917	1735	1960
	安 全 率	2.60	3.24	3.03	3.41
荷 重 作 用 方 向		橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向

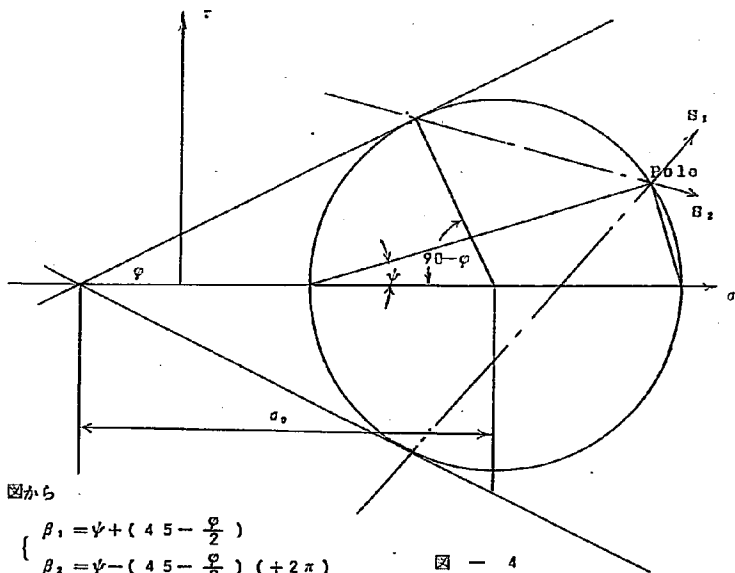
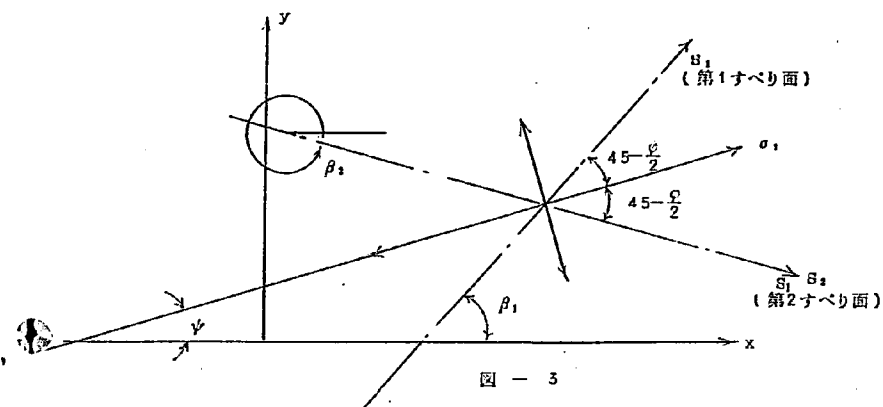
1. Kötter の方程式の誘導¹⁾

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0 \dots\dots(1) \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = r \dots\dots(2) \end{cases}$$

Diagram illustrating a square element in a stress field. The element is subjected to normal stresses σ_x and σ_y , and shear stresses τ_{xy} . The differential elements are dx and dy . The corresponding differential stress components are $\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} \cdot dx$ and $\sigma_y + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} \cdot dy$. The shear stress components are $\tau_{xy} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} \cdot dy$ and $\tau_{xy} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} \cdot dx$.

Figure 2 is a geometric diagram illustrating the relationship between the angle of twist φ and the angle of rotation ψ . The diagram shows a circle with radius r_{xy} and a vertical line at a distance $c \cdot \cot \varphi$ from the center. The angle of twist φ is shown at the origin, and the angle of rotation ψ is shown at the center of the circle. The diagram also includes labels for 'Pole', σ_y , 2ψ , a_0 , and φ .

$$\begin{cases} \sigma_x = \sigma_0 [1 + \sin \varphi \cos 2\psi] - c \cdot \cot \varphi & (3) \\ \sigma_y = \sigma_0 [1 - \sin \varphi \cos 2\psi] - c \cdot \cot \varphi & (4) \\ \tau_{xy} = \sigma_0 \sin \varphi \sin 2\psi & (5) \end{cases}$$



図から

$$\begin{cases} \beta_1 = \psi + (45 - \frac{\psi}{2}) \\ \beta_2 = \psi - (45 - \frac{\psi}{2}) (+2\pi) \end{cases}$$

したがって

$$\begin{cases} \beta_1 + \beta_2 = 2\psi \\ \beta_1 - \beta_2 = 90 - \psi \end{cases}$$

(3), (4), (5)式を(1), (2)式に代入すると,

$$\frac{\partial \sigma_0}{\partial x} [1 + \sin \varphi \cdot \cos 2\psi] - 2\sigma_0 \left[\sin \varphi \cdot \sin 2\psi \right] \frac{\partial \psi}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_0}{\partial y} [\sin \varphi \cdot \sin 2\psi] + 2\sigma_0 \frac{\partial \psi}{\partial y} \sin \varphi \cdot \cos 2\psi = 0 \quad (6)$$

$$\frac{\partial \sigma_0}{\partial x} \sin \varphi \cdot \cos 2\psi + 2\sigma_0 \frac{\partial \psi}{\partial x} \sin \varphi \cdot \cos 2\psi + \frac{\partial \sigma_0}{\partial y} [\sin \varphi \cdot \cos 2\psi] + 2\sigma_0 \frac{\partial \psi}{\partial y} \sin \varphi \cdot \sin 2\psi = r \quad (7)$$

ここで,

$$\begin{aligned} & -\sin \beta_1 \times (6) + \cos \beta_1 \times (7) \\ & = \frac{\partial \sigma_0}{\partial x} \cos \varphi \cdot \cos \beta_1 + \frac{\partial \sigma_0}{\partial y} \cos \varphi \cdot \sin \beta_1 + 2\sigma_0 \frac{\partial \psi}{\partial x} \sin \varphi \cdot \cos \beta_1 \\ & \quad + 2\sigma_0 \frac{\partial \psi}{\partial y} \sin \varphi \cdot \sin \beta_1 = r \cos \beta_1 \quad (8) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & +\sin \beta_1 \times (6) - \cos \beta_1 \times (7) \\ & = \frac{\partial \sigma_0}{\partial x} \cos \varphi \cdot \cos \beta_1 + \frac{\partial \sigma_0}{\partial y} \cos \varphi \cdot \sin \beta_1 - 2\sigma_0 \frac{\partial \psi}{\partial x} \sin \varphi \cdot \cos \beta_1 \\ & \quad - 2\sigma_0 \frac{\partial \psi}{\partial y} \sin \varphi \cdot \sin \beta_1 = -r \cos \beta_1 \quad (9) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial S_1} &= \frac{\partial}{\partial x} \cdot \frac{\partial x}{\partial S_1} + \frac{\partial}{\partial y} \cdot \frac{\partial y}{\partial S_1} \\ &= \cos \beta_1 \frac{\partial}{\partial x} + \sin \beta_1 \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial S_2} &= \frac{\partial}{\partial x} \cdot \frac{\partial x}{\partial S_2} + \frac{\partial}{\partial y} \cdot \frac{\partial y}{\partial S_2} \\ &= \cos \beta_1 \frac{\partial}{\partial x} + \sin \beta_1 \frac{\partial}{\partial y} \end{aligned}$$

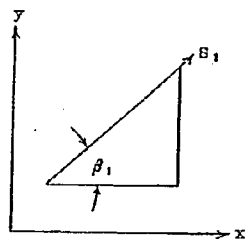


図 - 5

なる関係を用いて(8), (9)式を書き直すと,

$$\left\{ \cos \varphi \frac{\partial \sigma_0}{\partial S_1} + \sin \varphi \cdot 2\sigma_0 \frac{\partial \psi}{\partial S_1} = r \cos \beta_1 \quad (10) \right.$$

$$\left. \cos \varphi \frac{\partial \sigma_0}{\partial S_2} - \sin \varphi \cdot 2\sigma_0 \frac{\partial \psi}{\partial S_2} = -r \cos \beta_1 \quad (11) \right.$$

が得られる。返々を $2\sigma_0 \cdot \sin \varphi$ で割ると,

$$\begin{cases} \frac{1}{2} \cot \varphi \cdot \frac{1}{\sigma_0} \cdot \frac{\partial \sigma_0}{\partial S_1} + \frac{\partial \psi}{\partial S_1} = r \cdot \frac{\cos \beta_1}{2 \sigma_0 \sin \varphi} & (2) \\ \frac{1}{2} \cot \varphi \cdot \frac{1}{\sigma_0} \cdot \frac{\partial \sigma_0}{\partial S_2} - \frac{\partial \psi}{\partial S_2} = -r \cdot \frac{\cos \beta_1}{2 \sigma_0 \sin \varphi} & (3) \end{cases}$$

$\xi = \frac{1}{2} \cot \varphi \cdot \log \sigma_0$ とおけば、 $\frac{\partial \xi}{\partial S_1} = \frac{1}{2} \cot \varphi \cdot \frac{1}{\sigma_0} \cdot \frac{\partial \sigma_0}{\partial S_1}$ となる。

この関係を用いて(2)、(3)を書き直せば、

$$\begin{cases} \frac{\partial \xi}{\partial S_1} + \frac{\partial \psi}{\partial S_1} = r \cdot \frac{\cos \beta_1}{2 \sigma_0 \sin \varphi} & (2) \\ \frac{\partial \xi}{\partial S_2} - \frac{\partial \psi}{\partial S_2} = -r \cdot \frac{\cos \beta_1}{2 \sigma_0 \sin \varphi} & (3) \end{cases}$$

これが Kötter-Massau の方程式と呼ばれる式である。

2. 電算プログラム

2.1 $N_{cq} \cdot N_{cq}'$ の計算

1) 記号

φ : $\varphi (^\circ)$, 内部摩擦角

A : $\psi (^\circ)$, 第一主応力の方向と水平面とのなす角

QBC : q/c , 上載荷重 (t/m^2) / 粘着力 (t/m^2)

N_v : N_{cq} , 支持力係数

N_H : N_{cq}' , 支持力係数

ALI : $\tan \theta = \frac{N_{cq}'}{N_{cq}}$ 荷重の傾斜角の tangent

2) プログラム

```

B060
begin real F, A, INF, APS, SINF, TINF, DSP, SDSP, CDSP, ALS, EX, NQV, NCV, NQH, NCH, QBC, NV, NH, ALI;
    PRINT('12B'F'10B'A'15B'QBC'15B'NV'15B'NH'15B'ALI'');
    for F:=5.0 step 5.0 until 45.0 do
begin
    INF:=F*3.1416/180.0;
    SINF:=SIN(INF);
    TINF:=SIN(INF)/COS(INF);
    for A:=90.0 step 2.5 until 135.0+F/2.0 do
begin
    APS:=A*3.1416/180.0;
    DSP:=2.0*(A-90.0)*3.1416/180.0;
    SDSP:=SIN(DSP);
    CDSP:=COS(DSP);
    ALS:=2.0*(3.1416-APS)*TINF;
    EX:=EXP(ALS);
    NQV:=(1.0+SINF*CDSP)*EX/(1.0-SINF);
    NCV:=(NQV-1.0)/TINF;
    NQH:=SINF*SDSP*EX/(1.0-SINF);
    NCH:=NQH/TINF;
    for QBC:=0.0, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0, 4.5, 5.0, 6.0, 7.0, 8.0, 9.0, 10.0 do
begin
        NV:=NCV+NQV*QBC;
        NH:=NCH+NQH*QBC;
        ALI:=NH/NV;
        PRINT('7B2ZD.D, 6B2ZD.D, 6B4ZD.D, 6B4ZD.3D, 6B4ZD.3D, 6B4ZD.3D, /', F, A, QBC, NV, NH, ALI);
    end;
end;
end;
end;

```

2.2 N_r の計算

1) 記号

A F D: φ (度), 内部摩擦角

A L D: ψ (度), 第一主応力と水平面とのなす角

N G V: N_r , 支持力係数

N G H: N_r' , 支持力係数

2) プログラム

B060

```

begin real AFD, AFR, SINAFR, COSAFR, TANAFR, ALD, ALR, SINALR, COSALR, TANALR, SINMHA, COSMHA,
  TANPHA, ASR, AI, AR, AO, AI, EXPI, QTWDR, NGV, NGH;
  PRINT('12B'AFD'19B'ALD'16B'NGV'18B'NGH'//');
  for AFD:= 5.0 step 5.0 until 45.0 do
    begin
      AFR:= AFD*3.1416/180.0;
      SINAFR:= SIN(AFR);
      COSAFR:= COS(AFR);
      TANAFR:= SINAFR/COSAFR;
      for ALD:= 0.0 step 2.5 until AFD do
        begin
          ALR:= ALD*3.1416/180.0;
          SINALR:= SIN(ALR);
          COSALR:= COS(ALR);
          TANALR:= SINALR/COSALR;
          SINMHA:= SIN(3.1416/4.0-AFR/2.0);
          COSMHA:= COS(3.1416/4.0-AFR/2.0);
          TANPHA:= SIN(3.1416/4.0+AFR/2.0)/COS(3.1416/4.0+AFR/2.0);
          ASR:= 3.1416/2.0+ARCTAN((1.0+SINAFR-COSALR↑2*(1.0+SQRT(1.0-COSAFR↑2/
            COSALR↑2)))/(TANALR*COSALR↑2*(1.0+SQRT(1.0-COSAFR↑2/COSALR↑2)))));
          AI:= 3.0*3.1416/4.0+AFR/2.0-ASR;
          AR:= ASR-3.1416/4.0+AFR/2.0;
          AO:= 3.1416/2.0-AR;
          AI:= 3.1416/4.0+AFR/2.0;
          EXPI:= EXP(3.0*(3.1416-COSR)*TANAFR);
          QTWDR:= (1.0/2.0*COSAFR)*((TANPHA↑2*EXPI*SINMHA↑3+EXPI*COSMHA↑2*
            SINMHA+EXP(3.0*AO*TANAFR)/1.0+2.0*TANAFR↑2)*(EXP(3.0*AI*TANAFR)*(3.0*TANAFR*SIN(AI)-
            COS(AI))+EXP(-3.0*AO*TANAFR)*(3.0*TANAFR*SIN(AR)+COS(AO)))));
          NGV:= SIN(AL)/COSAFR*(1.0+TANALR*SIN(AR)/COS(AR))*(2.0*QTWDR*SIN(AL)/COS(AR)-SIN(AR));
          NGH:= NGV*TANALR;
          PRINT('10B 22D.D, 10B 92D.D,
10B62D.3D, 10B62D.3D, /', AFD, ALD, NGV, NGH);
        end;
      end;
    end;
  end;
end;

```

参 考 文 献

- 1) G. de Josselin de Jong ; Statics and Kinematics of
a Granular Material , Waltman , Delft.
- 2) ソコロフスキー原著, 星埜, 佐藤訳; 土のような粒状体の力学, P 2 2 3, オーム
社, (昭39)
- 3) DIN 1017 Blatt 1 Baugrund, Grundbruchberechnungen
von lotrecht mittig belasteten Flachgründungen,
Richtlinien. März 1965
- 4) G. G. Meyerhof ; The Bearing Capacity of Foundations
under Eccentric and Inclined Loads , Proc. 3rd Int.
Conf. Soil Mech. & Found. Eng., (1955)