

名古屋大学工学部 正員 市原 松平
中日本建設コンサルタント 正員 O中根 進

1. まえがき

粘性土の地震時受働土圧の厳密解の第2報である。厳密解の詳細については、昭和50年1月中部支部で報告したので参照されたい。今回の報告は、その結果について考察し、常時における厳密解をLeeの計算結果と比較した。

2. 受働土圧合力の算定

塑性論に基づいて粘性土(c, φ材)の受働土圧を計算したが、この計算結果を容易に利用できるように、 K_{pc} , K_{pr} なる値をもって受働土圧を表現した。その一例を表-1に示す。この表の K_{pc} , K_{pr} は、壁面が鉛直、地表面が水平な条件で、地震力を考慮した受働土圧を求めるために用いる。受働土圧合力は次式によって算定する。

$$\left. \begin{aligned} Q &= \frac{1}{\cos \alpha_1} \left(c \cdot H \cdot K_{pc} + \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{pr} \right) \\ T &= (Q + c \cdot \frac{H}{\cos \alpha_1} \tan \phi) \cdot \tan \delta \end{aligned} \right\} \dots \dots (1)$$

ここで、Q：壁面に作用する受働土圧合力の垂直成分、
c：粘着力、H：壁の鉛直高、 α_1 ：壁面傾角（鉛直線から計って反時計廻りを正）、T：受働土圧合力の壁面方向の分力、 δ ：壁摩擦角

上式(1)は、受働土圧が直線分布すると仮定したときに成立する。粘着力を有する土圧は、その数値計算の結果からも明らかのように、曲線分布で与えられるのが普通であるから、曲線分布の土圧合力と上式(1)で仮定した土圧合力との間で補正を行なう必要がある。

$$Q_R = f \cdot Q = f \cdot \left[\frac{1}{\cos \alpha_1} \left(c \cdot H \cdot K_{pc} + \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{pr} \right) \right] \dots \dots (2)$$

ここでfの値は、直線分布の合力Qと実際の分布の合力 Q_R に直すための係数であり、壁の鉛直高Hによって変化する値である。その一例として、図-1に $\phi=25^\circ$, $\delta=\frac{1}{2}\phi$, $\alpha_1=0$, $c=\gamma=1$, $\theta_0=10^\circ$ の条件で、 β を変数にしてfの値を示す。図中の条件で表-1に対応するのは $\beta=0$ のみであるが、この時fの値は約1.0であり、直線分布とみなしてもよいことがわかる。また $\beta \neq 0$ でも $f_{max} = 0.998 \sim 1.023$ の範囲にあり、ほぼ直線分布している。ただし、 $\beta_0 = \beta - \theta_0 = -20^\circ$ の場合には、図中で明らかのように、fの値は著しく大となる。すなわち、 $|\beta_0| > \phi$ なる条件では、直線分布とおくという仮定が妥当でないことを意味する。筆者らはこの条件に対して、受働土圧を無次元量であらわして図示したいと考えている。

地震時 土圧角 α ₁	内傾マツ角 φ ₀	20°		25°		30°		35°	
		K _{pc}	K _{pr}	K _{pc}	K _{pr}	K _{pc}	K _{pr}	K _{pc}	K _{pr}
0°	δ=0	2.856	2.040	3.139	2.464	3.464	3.020	3.842	4.011
	δ=1/2φ	4.058	2.517	4.764	3.297	5.694	4.429	6.968	6.151
	δ=3/4φ	4.348	2.665	5.174	3.580	6.292	4.893	7.869	7.018
	δ=φ	4.669	2.781	5.634	3.880	6.974	5.490	8.926	8.416
10°	δ=0	2.856	1.765	3.139	2.161	3.464	2.673	3.842	3.331
	δ=1/2φ	4.058	2.120	4.764	2.835	5.694	3.877	6.968	5.468
	δ=3/4φ	4.348	2.227	5.174	3.043	6.292	4.273	7.869	6.228
	δ=φ	4.669	2.328	5.634	3.320	6.974	4.792	8.926	7.458
20°	δ=0	2.856	1.335	3.139	1.753	3.464	2.260	3.842	2.892
	δ=1/2φ	4.058	1.532	4.764	2.223	5.694	3.185	6.968	4.643
	δ=3/4φ	4.348	1.689	5.174	2.369	6.292	3.494	7.869	5.274
	δ=φ	4.669	1.618	5.634	2.669	6.974	3.910	8.926	6.304

表-1. ($\alpha_1 = \beta = 0$ の K_{pc} および K_{pr})

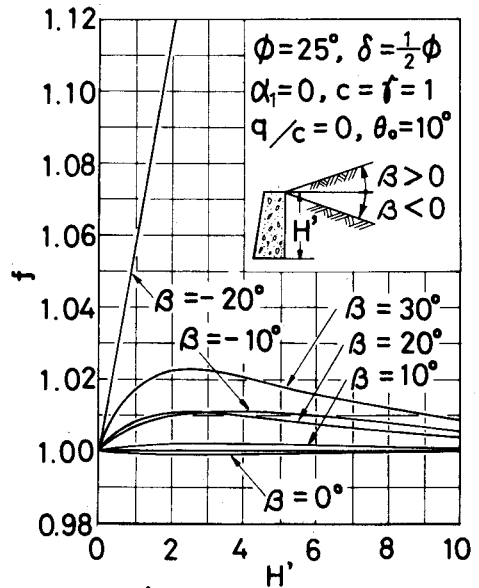


図-1

3. 厳密解

塑性論に基づく土圧計算は、従来 Sokolovski らが示したように境界条件が既知な地表面から壁面に向かって漸化式を用いて逐次数値計算を行なうのが一般的である。しかし、このような数値計算の手法では、特性線の数(すべり線の数)等に起因して誤差を生じ、厳密な解より小なる結果を与えることがわかった。

筆者らは、新たに境界条件が未知な壁面において境界条件を仮定することにより、従来とは逆の壁面側から計算することを可能にし、厳密解を得る手掛りとした。表-1では、 K_{ps} の値は厳密なる値より最大1.5%程度大にすぎない。このことは図-2より明らかとなる。また図-2より地表面傾角 β が大、 α_1 が小、地震力 θ_0 が小、あるいは内部摩擦角 ϕ が大になるほど、厳密解との差が大になることがわかる。

図-3は、従来、Sokolovski が示した手法を用いた筆者らの計算結果を厳密解と比較し、あわせて Lee の示した簡時の受働土圧と比較したものである。Lee の行なった計算の中で、筆者らの $\delta = \phi$ の条件のみが比較の対象となる。また Lee は、 K_{pc} , K_{pr} なる表示はしていないので、次式を用いて換算した。ここに、 $N_{ap}(\psi)$, $N_{op}(\psi)$ は Lee が示した受働土圧算定のための係数である。²⁾

$$\left. \begin{aligned} K_{pc} &= (N_{apH} \cos \alpha_1 - N_{opV} \sin \alpha_1) \cos \alpha_1 \\ K_{pr} &= (N_{apH} \cos \alpha_1 - N_{opV} \sin \alpha_1) \cos \alpha_1 \end{aligned} \right\} \dots (3)$$

図-3によれば、従来の方法は厳密解より小で、 $\phi = 40^\circ$ のとき、前者の差が最大となり9.8%に達する。 $\delta = \phi$ の場合には、 $\phi = 40^\circ$ 以上になると急激にこの差が大きくなるが、厳密解と Lee の示した値は、極めてよく一致する。この理由として考えられることは、Lee らの計算が繰返し計算で、ある一定値に収束して始めて、次の計算段階へ進むようなプロセスをとっているためであろう。筆者らの厳密解は、1度の計算で得られるわけではないので、厳密解としてのすべり線網を描けないのが欠点である。しかし厳密解 K_{pr} を求めたのと同様な解析法で、同一分割数の二者の計算結果から、節点の座標の平均値を求めれば、厳密なるすべり線網を推定できるものと考えられる。これらの根拠については紙面の都合上省略し、結果のみを図-4に示す。土圧合力の厳密解が Lee と一致することから、すべり線網についても比較することが望まれるが、Lee はすべり線網を詳細に報告していないので、検討をふかえた。

<参考文献> 1) 市原, 中根: 粘性土の地震時受働土圧の厳密解, 土木学会中部支部50年1月講演概要集。2) Lee and Herington: Geotechnique, Vol. 22, No. 1, pp. 1-26. 1972

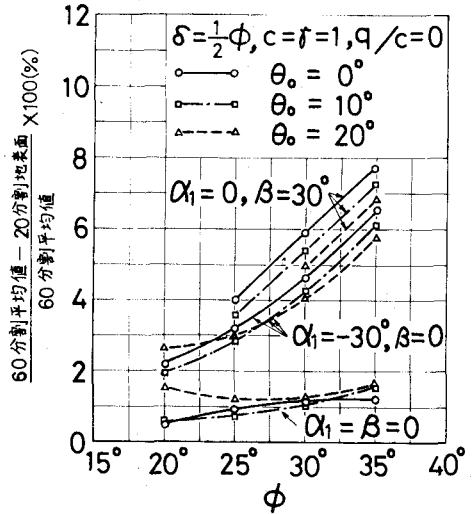


図-2

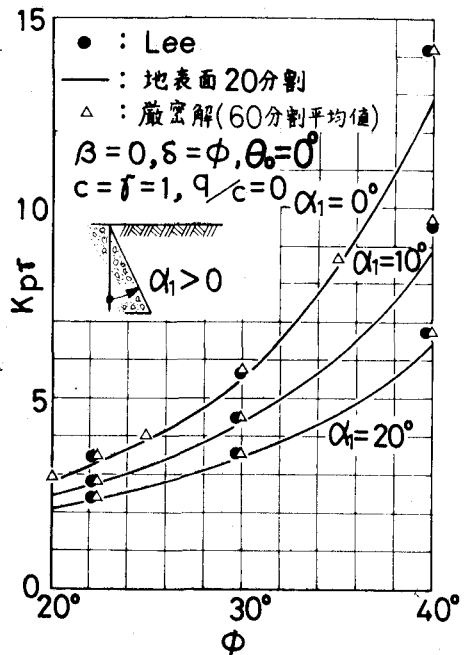


図-3

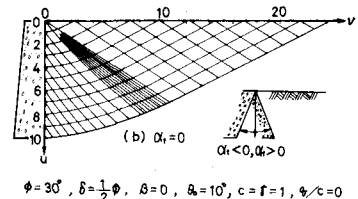


図-4