

災害復旧された擁壁に作用する主動土圧について

三輪 晃一・若松 千秋・平 瑞樹

(生産環境工学講座)

平成12年8月25日 受理

Active-earth Pressure on Reconstructed Retaining Wall

Koichi MIWA, Chiaki WAKAMATSU and Mizuki HIRA

(Laboratory of Land Conservation Engineering)

緒 言

擁壁の設計では滑動、転倒および支持力に対する安全性が要求される。その安全条件を検討するために擁壁に作用する土圧の大きさとその作用位置が必要である。土圧に関する考え方は古典的な Coulomb と Rankin の土圧論以来、弾性論や塑性論に立脚した種々の理論式が提案されている。いずれにしても土圧論の目的は地盤が剪断破壊するときの応力とその作用位置を推定することである。しかし土中の応力や変形を正確に評価することは容易ではない。仮に土を連続体とみなしても地盤の不均一性は避けられず、堆積条件を反映した地盤の異方性も存在する。これらの事情ですべり面が直線であると仮定する Coulomb の主動土圧は、壁の粗さや傾斜、地表面の形状などを取り入れた実用的計算が可能であるなどの理由で現在でも広く用いられている。しかも曲線破壊面を考えた厳密な塑性解ともほぼ一致する。

地盤上に構造物が存在するとき、従来は擁壁背面に隣接して載荷重のある場合の解法が示されている。しかしながら災害復旧の場合などは壁背面から離れた位置に構造物の存在する例が多い。構造物が擁壁に近いほど土圧は大きくなるが、その程度を推定するには土中応力の弾性値あるいは塑性値を求める複雑な計算過程が要求される。そこで本論文では既存の構造物までの距離を考慮した経済的な擁壁の設計や安全性の検討に必要な簡単な Coulomb 土圧について考察する。

解 析 手 法

解析には Fig. 1 に示す最も簡単なモデルを使用

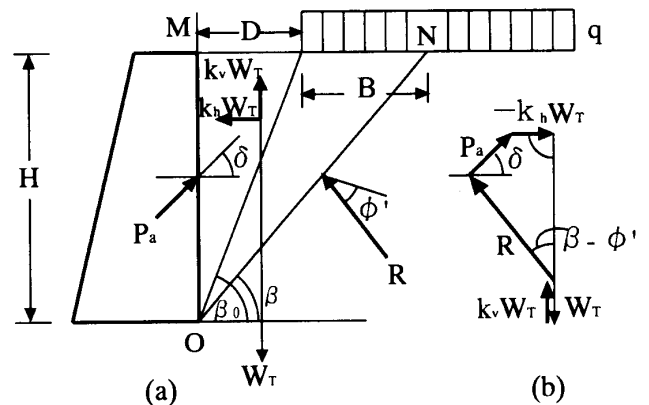


Fig. 1. Model for analysis.

する。Fig. 1 (a) において $\triangle OMN$ で与えられる土かさびの重量を W_0 および等分布荷重強度を q とすると、仮想すべり面 ON 上の総重量 W_T は次式で表される。

$$\left. \begin{aligned} W_T &= W_0 + qB \\ W_0 &= \frac{1}{2} \gamma_t H^2 \cos \beta \\ B &= H \left(\cot \beta - \frac{D}{H} \right) \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

ここに γ_t は土の単位体積重量、 β は仮想すべり面の水平となす角、 H は擁壁の高さおよび D は擁壁背面から上載荷重先端までの距離である。Fig. 1 (b) に示す力の多角形から次式を得る。

$$\left. \begin{aligned} (1 - k_v) W_T &= P \sin \delta + R \cos(\beta - \phi') \\ R \sin(\beta - \phi') &= P \cos \delta - k_h W_T \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

(2) 式において P は土圧、 R は ON 面上の合力、

k_h, k_v は水平, 垂直方向の震度, ϕ' は土の内部摩擦角, δ は壁面と土の摩擦角である. (1), (2) 式より土圧 P は (3) 式で与えられる.

$$P = \frac{1}{2} \gamma_i (1 - K_a) H^2 K'_a \quad (3)$$

ここに

$$K'_a = \frac{\{\tan(\beta - \phi') + \tan \theta\} (1 + n - n\lambda \tan \beta)}{\tan \beta \{\cos \delta + \sin \delta \tan(\beta - \phi')\}}$$

(3) 式において無次元パラメータ n, θ, λ は以下のように定義する.

$$n = \frac{2q}{\gamma_i H}, \quad \theta = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right), \quad \lambda = \frac{D}{H}$$

(3) 式の P が最大値を示すときに Coulomb の主働土圧 P_a が得られるから, $dP/d\beta = 0$ を実施して破壊面の角度 β_f を求めると,

$$\tan \beta_f = \frac{-ae + \sqrt{(ae)^2 - ad(be - cd)}}{be - cd} \quad (4)$$

ここに,

$$\begin{aligned} a &= (1+n)(\tan \theta - \tan \phi') \\ b &= (1+n)(1 + \tan \theta \tan \phi') - n\lambda(\tan \theta - \tan \phi') \\ c &= n\lambda(1 + \tan \theta \tan \phi') \\ d &= \cos \delta - \sin \delta \tan \phi' \\ e &= \cos \delta \tan \phi' + \sin \delta \end{aligned}$$

(4) 式を用いて (3) 式を書き換えると Coulomb の主働土圧 P_a と主働土圧係数 K_a が得られる. すなわち

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_i (1 - k_v) H^2 K_a \quad (5)$$

ここに

$$K_a = \frac{\{\tan(\beta_f - \phi') + \tan \theta\} (1 + n - n\lambda \tan \beta_f)}{\tan \beta_f \{\cos \delta + \sin \delta \tan(\beta_f - \phi')\}}$$

(5) 式は Motta³⁾ が示した一般式において地盤の傾斜角 $i = 0$ の場合と一致する.

解析結果と考察

1. シラス地盤の内部摩擦角

シラス地盤のような砂質土の乱さない試料の採取は困難である. このために地盤の内部摩擦角 (ϕ')

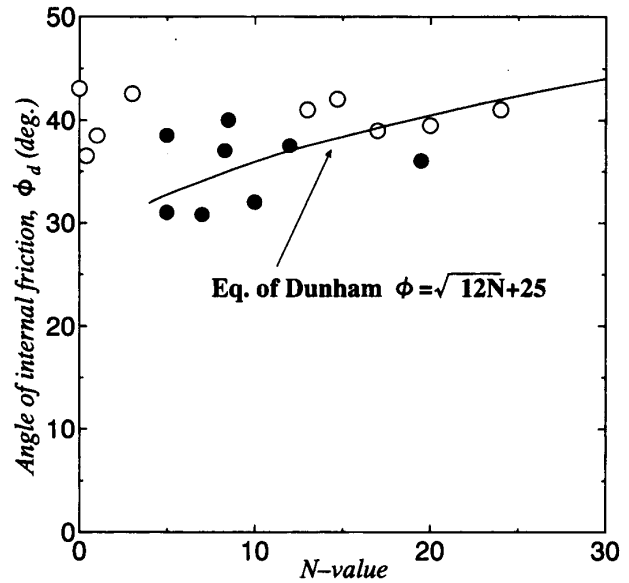


Fig. 2. Relation of internal friction angle and N-value.

(○ ϕ' , ● ϕ_d after Fukagawa)

を求める場合, 現位置試験である標準貫入試験の N 値との関係から ϕ' の値を決めることが一般に行われている. シラス地盤ではボーリング孔を利用した N 値は数多く得られているが, それに対応する ϕ' の値は極めて少ない. Fig. 2 はシラス地盤における N 値と ϕ' の関係である. Fukagawa²⁾ のデータを引用するとシラス地盤では N と ϕ' の間に Dunham の関係式¹⁾ が認められる. 鹿児島市の沖積地盤では標高 $\pm 0\text{m}$ で $N = 4 \sim 10$, 標高 $-5\text{m} \sim -15\text{m}$ で $N = 10 \sim 20$ が優勢である. Fig. 2 の Dunham の式に $N = 15$ を代入すると $\phi' = 38^\circ$ になり, この値をシラス地盤の平均値として用いる.

2. 主働土圧係数

擁壁と土の摩擦係数 ($\tan \delta$) は鋼矢板の場合 $0.3 \sim 0.4$ (摩擦角 $\delta = 16^\circ \sim 20^\circ$) であり, 湿った砂では小さく, 乾いた砂では大きくなる. 湿った砂と滑らかなコンクリートの間の摩擦係数は 0.4 以下であり, 0.3 とする説もある. シラス構成粒子は砂粒子よりも角張っているので $\delta = \phi'/2$ とする. すなわちシラス地盤の摩擦係数は 0.34 とし, 砂地盤よりやや高い値に設定した.

平常時における主働土圧係数 (K_a) とパラメータ $\lambda (= D/H)$ の関係は, $n > 0$ の場合 Fig. 1 (a) から $\beta_f < \beta_0$ でなければならない. したがって, (5)

式の計算には次の条件が必要である。

$$\tan \beta_f < \frac{1}{\lambda} \quad (6)$$

(6)式からすべり面は地盤表面で等分布荷重と交差することになる。Fig. 3は種々の無次元パラメータ n に対して λ と K_a の関係である。 $N > 0$ に相当する曲線は(6)式の範囲内で示されている。Fig. 3より主動土圧係数は n が大きいほど大きくなり、 λ が

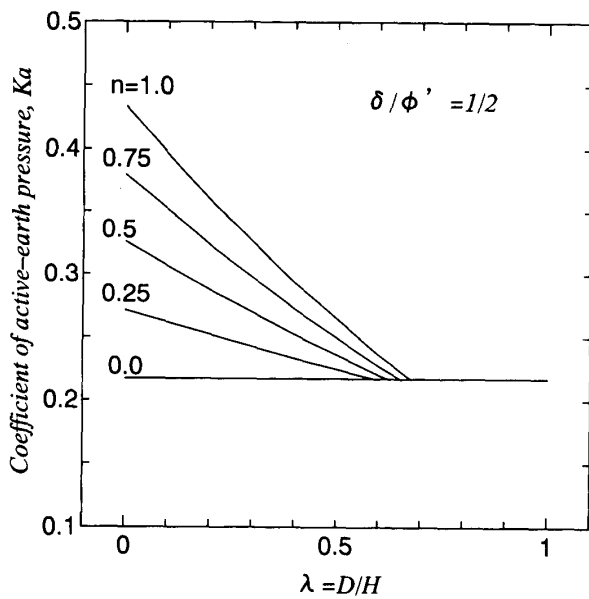


Fig. 3. Relation of K_a and λ for $k_h = k_v = 0$.

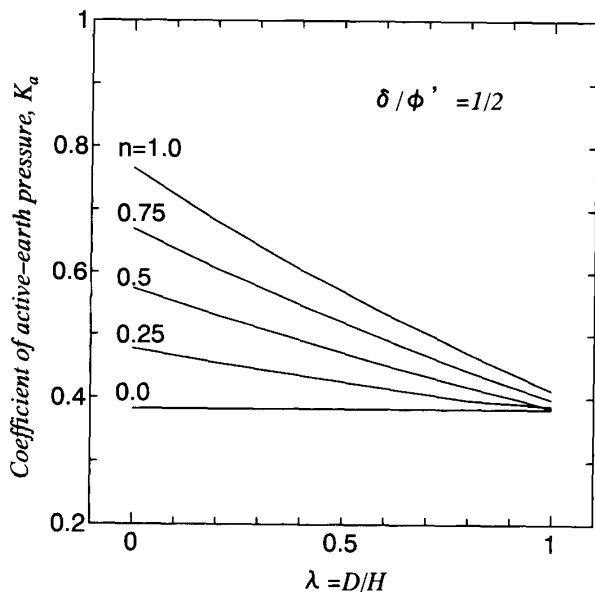


Fig. 4. Relation of K_a and λ for $k_h = k_v = 0.2$.

大きくなるほど小さい。したがって主動土圧はどの n に対しても $D = 0$ すなわち擁壁背面に隣接して載荷重が存在するとき最大である。しかし災害復旧の場合のようにすでに構造物が存在するときは、擁壁背面からの距離すなわち λ の値に応じて主動土圧係数は小さくなり、主動土圧を小さく見積もることができる。また復旧された擁壁の近くに構造物を築造しようとする場合は、擁壁の安全のためにその背面からの距離を指定することもできる。無載荷の場合と同じ主動土圧係数は、 n の大きさ、すなわち破壊面上の裏込め土の比とは関係なく

$$\lambda = 1 / \tan \beta_f$$

で与えられる。しかしながら破壊面の角度 (β_f) は Table 1 に示すように λ によって変わるから、載荷重の影響を無視できる λ の値は与えられた条件によって求める必要が生ずる。概略的には、Fig. 3 から擁壁の高さの 1/2 程度に背面からの距離を取れば主動土圧係数は 6 割程度に軽減でき、擁壁の高さの 8 割程度の距離に荷重の位置を取れば主動土圧係数は無載荷の場合とほぼ同じ大きさになる。

Fig. 4 は地震を考慮したときの K_a と λ の関係である。鹿児島市における地表面の地震加速度 (a) は 210cm/sec^2 と予測されているから、 a/g (g は重力の加速度) で定義される震度は 0.2 になる。この値は 1949 年制定の気象庁震度階⁴⁾によれば、震度 80 ~ 250 cm/sec^2 に相当する震度階 V に当たる。これより Fig. 4 に示す主動土圧係数は水平、垂直両震度とも 0.2 とした場合である。このとき合震度すなわち地盤を回転させようとする角度 θ は 14° である。Fig. 3 と Fig. 4 を比較すると震度 0.2 における主動土圧係数は平常時の約 2 倍の大きさを示し、

Table 1. Angle of failure plane (β_f) for λ

λ	β_0 (deg.)	$k_h = k_v = 0$		$k_h = k_v = 0.2$	
		(β_f) (deg.)	K_a	(β_f) (deg.)	K_a
0	90.0	61.5	0.365	48.8	0.643
0.2	78.7	59.1	0.313	46.8	0.586
0.4	68.2	56.9	0.267	45.0	0.533
0.6	59.0	54.9	0.225	43.4	0.483
0.8	51.3	(53.0)	—	41.8	0.437
1.0	45.0	(51.3)	—	40.4	0.394

The calculated condition is $n = 0.680$. () is not satisfied the relation of $\beta_0 \geq \beta_f$.

載荷重の影響範囲も約2倍に拡大する。すなわち震度0.2(震度階V)程度の地震を想定したときは平常時の約2倍の土圧が作用することになる。したがって耐震設計の場合は擁壁の社会活動に及ぼす重要度に応じて設計震度の値を吟味する必要がある。

3. 主動土圧の分布とその作用位置

Fig. 5 (b)の微小要素について力の極限平衡状態を考えると次の関係式が得られる。

$$\frac{dp_z}{dZ} = \frac{(1-F)}{H-Z} P_z + G\gamma_t \tag{7}$$

ここに、

$$F = \frac{K(1 + \tan \phi' \tan \beta_f)}{1 - \tan \phi' \cot \beta_f}$$

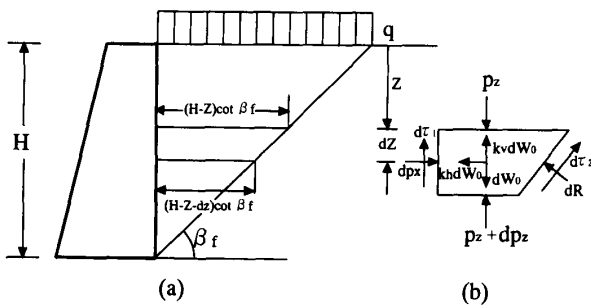


Fig. 5. Illustration for distribution of active-earth pressure.

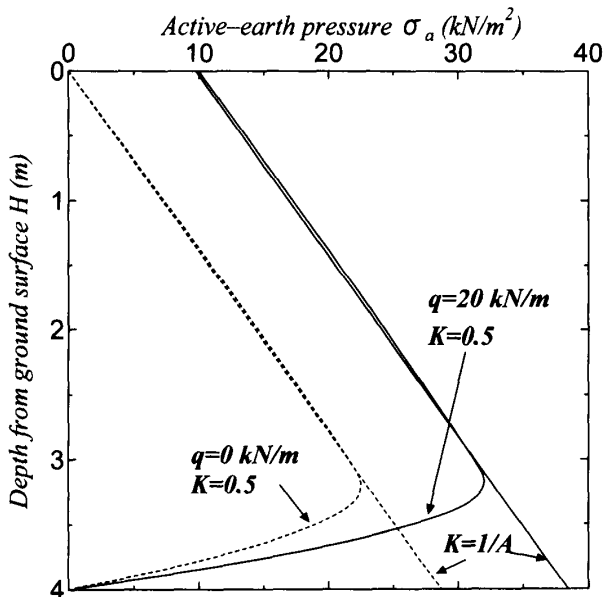


Fig. 6. Distribution of active-earth pressure.

$$G = (1-k_v) \left[1 + \frac{\left(\frac{k_h}{1-k_v} \right) (1 + \tan \phi' \tan \beta_f)}{1 - \tan \phi' \cot \beta_f} \right]$$

(7)式より水平方向の応力 $p_x = Kp_z$ (K は静止土圧係数に近い値)として求まるが、Fig. 1 (a)のモデルでは境界条件の与え方に検討の余地がある。そこでWang⁵⁾の与えたFig.5(a)の条件すなわちFig. 1 (a)で $k_h = k_v = 0$, $D = 0$ とし、(7)式を $Z = 0$ のとき $p_z = q$ とおくと次の解が得られる。

$$P_x = K \left[\left(q - \frac{\lambda H}{AK-1} \right) \left(\frac{H-Z}{H} \right)^{AK-1} + \frac{\lambda H}{AK-2} \left(\frac{H-Z}{H} \right) \right] \tag{8}$$

ここに、 $A = 1 - \frac{K(1 + \tan \phi' \tan \beta_f)}{1 - \tan \phi' \cot \beta_f}$

したがって主動土圧 p_a は

$$P_a = \sqrt{P_x^2 + \tau_1^2} = \frac{P_x}{\cos \delta} \tag{9}$$

(8), (9)式に $K = 0.5$, $H = 4\text{m}$, $q = 20\text{KN/m}$, $\gamma_t = 15\text{KN/m}^3$ を代入すると、土圧分布はFig. 6の曲線になる。この圧力分布は山口⁶⁾が与えたアーチ作用を考慮した分布に近い形状となり、実験結果⁵⁾ともほぼ一致する。Fig. 6の直線分布は $K = 1/A$ の場合に相当し、Coulombの土圧分布に等しい。

(9)式で与えられる主動土圧の作用位置 H_0 は擁壁底面におけるモーメントのつり合い式より

$$H_0 = \left[\frac{1}{3} + \frac{AK-1}{3(AK+1)} \right] H \left(\frac{3q + \gamma_t H}{2q + \gamma_t H} \right) \tag{10}$$

で与えられる。ここに H_0 は擁壁底面からの高さである。Coulombの場合は $K = 1/A$ とおけばよいが、その H_0 は(10)式よりもやや小さくなる。

要 約

擁壁背面から任意の距離に載荷重がある場合の主動土圧を簡単なモデルに基づいて検討した。得られた結果は以下のように要約される。

- (1) 検討された式は無次元表示されており、災害復旧の条件に応じた経済的な設計に利用できる。
- (2) 主動土圧は $\lambda = 1/\tan \beta_f$ のとき無載荷の場合と同じである。しかし β_f は λ によって変わるので、載荷重の影響を無視できる λ の値は与えられ

た条件によって求める必要がある。

(3) 土圧分布は一般に曲線であり，直線分布は特別の場合である。また主動土圧の作用位置は直線分布の場合よりも擁壁底面から高くなるが，その差は小さい。

文 献

- 1) 鹿児島市地盤図編集委員会編：鹿児島市地盤図，鹿児島地図センター（徳田屋書店），39-49（1995）
- 2) Fukagawa, R: In site tests for Shirasu, Int. Semi. Kagoshima '93, Kyushu Branch of *JSSMFE*, 135-168 (1993)
- 3) Motta, E.: Generalized Coulomb active-earth pressure for distanced surcharge, *Geotechnique Engineering*, 120 (6), 1072-1079 (1994)
- 4) 力武常次，萩原幸男：物理地学，東海大学出版会，84 (1976)
- 5) Wang, Y. Z.: Distribution of earth pressure on a retaining wall. *Geotechnique*, 50 (1), 83-88 (2000)
- 6) 山口柏樹：アーチ作用の理論とその応用，第20回土木学会講演概要集—第3部門—，16-1～16-2 (1965)

Summary

In the case when the surcharge was applied with a certain distance from the head of the retaining wall, the active earth-pressure was examined, making use of a simple model.

Summarizing the analytical results we can make the following remarks.

- (1) The equation fixed in accordance with the assumption of Coulomb in which the effect of the actual site condition was taken into account, is presented with dimensionless parameters. Therefore, the formula may be used to avoid any uneconomical design.
- (2) The active earth-pressure shows the same value as that of non-surcharge, when $\lambda = 1/\tan\beta_f$. However the value of β_f is wholly depended on that of λ , then the value of λ which is capable of ignoring the influence of surcharge on earth-pressure, must be calculated by the given condition.
- (3) Generally, the distribution of the active earth-pressure describes a curve, but the classical linear distribution may be obtained as a special case in the former case. The application of the pressure from the wall-bottom is higher than that in case of linear distribution, however, the differences are quite small.