

Ⅱ. 序 擁壁により補強された自然斜面は、岩と裏込め土の境界としての不連続面を有する非均質体である。この系の安全性は、大域的には、擁壁を含む斜面に対して、小域的には、擁壁自身に対して天り検討される必要がある。著者等は、飛騨川沿いの某所を解析のモデルに選び、その非均質系の大域的安定性を検討するため、斜面全域の応力場問題を先に⁽¹⁾扱った。本論文では、これに引き続き、小域として、擁壁の土圧分布、変位場を中心に考察を行う。解析に際しては、均質体において適用できるクーロン理論を、二つに区分化された均質体から成る系に適用する。また、これとは別に、系の状態を時間的過程のもとで区分化し、区分化されたそれぞれの系について、JOINT要素を含む有限要素法(数値等方)を用いる。

①. 解析モデルと解析方法 **A. モデル.** 図1に示すように、崩壊前の自然斜面の系を状態1、崩壊後のそれを同2、擁壁設置を同3とした三つの状態を考え、系の形状、材料定数は図のとおりである。擁壁は、上段擁壁と下段のそれとに分ける。裏込め土は、擁壁の施工にあわせて充填される。この充填の程度は、母岩、裏込め土、コンクリートの三者の間のスベリの程度にのみ置き換え、これをJOINT要素の定数(k_s —スベリ、 k_n —スベリと直角方向のバネ定数)により表現する。ここでは、 $k_n = 10^7 \text{ t/m}^2$ 、 $k_s = 0 \sim 10^7 \text{ t/m}^2$ とし、系が二次元平面歪みの状態にあるとする。

B. 増分状態の系. 擁壁の存在そのものは、状態3と状態2との差の状態(増分の状態)で特徴づけられ、つりあい式は以下のように表される。状態2は外乱及び材料特性の無変動のもとで安定であり、剛性行列 K 、変位ベクトル U 、荷重ベクトル P により、力のつりあい式は $K_a U_a^2 = P_a^2$ (1) である。ここに指標 a は母岩、指標 b は状態番号。状態3のつりあいは、指標 b を擁壁に関するとして、 $\begin{bmatrix} K_a & K_{ab} \\ K_{ba} & K_b \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_a^3 \\ U_b^3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P_a^3 \\ P_b^3 \end{bmatrix}$ (2) である。増分状態の量にバーをつける、 $U_a^3 = U_a^2 + \bar{U}_a$ 、 $U_b^3 = \bar{U}_b$ 、 $P_a^3 = 0$ 、 $P_b^3 = P_b^2$ 。これらを式(2)に代入し、式(1)と $K_{ab} \bar{U}_a = 0$ 等の条件により、増分状態でのつりあいは $\begin{bmatrix} K_a & K_{ab} \\ K_{ba} & K_b \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{U}_a \\ \bar{U}_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ P_b^2 \end{bmatrix}$ (3) となる。

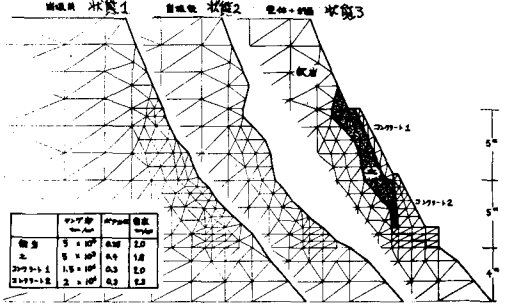


図1 解析モデル

②. 斜面全域の応力分布 増分状態作成のため、先ず各状態の応力分布を把握する。図2に、最大主応力の方向と分布及び主応力差の分布を各状態について示す。ただし、状態3は母岩が全域でゆるんだ状態とも考え、ここでは、 $k_s = k_n = 10^7 \text{ t/m}^2$ 。この図から、状態2の、斜面中腹表面にも比較的大きい値の主応力差域は、擁壁の設置に伴い、斜面山側へと移動する。これは、母岩自体が裏込め土を通して、擁壁に分担されたためである。

③. 壁面土圧 **A. クーロン理論.** 擁壁を上段と下段のそれに分け(図3)、裏込め土の内部マサツ角 ϕ 、壁マサツ角 β として、上、下段の順でつりあい計算すると、同図中の数値の土圧分布を得る。これより、擁壁は転倒に対し安全であるが、擁壁の底部の斜面側に生ずる引張り域のため、スベリに対し十分な注意が必要である。

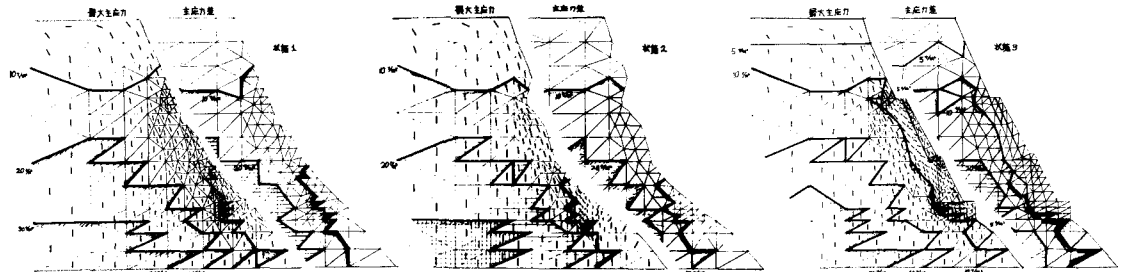


図2 斜面面の応力分布

図3. FEM. 増分状態における擁壁に作用する力を、Joint定数 $k_n=10^9, 0.1$ の二つの場合について図4に示す。ただしこの図では、壁面に傾く力を剪断成分とそれと直角成分とに分けて、水平あるいはそれに準ずるものを右側に、鉛直の場合を左側に記した。上段擁壁の土圧分布は、クーロンのそれと違って、鉛直方向に一定もしくはやや逆の台形型に近い。これは、上段壁に接する裏込め土がその背後の母岩で主に支持されるためで、不連続面のスベリがない場合に特に顕著にみられる。またスベリのある場合は、壁体への荷重分担(裏込め土自重)が母岩のそれに対して大きくなる。上段擁壁に対する裏込め土の反力は、スベリのないときよりもあるときの方が小さな値をとる。また上段から下段への力の流れは、スベリのある場合がないうちより激しく、特に剪断力については、大きな力がとりあわされている。従ってこのことから、上壁体に関する裏込め土の力は主に下段壁に伝わり、裏込め土自身への再配分はあまりないことになる。上段からの力の流が壁体あるいは裏込め土を伝達の媒体としているので、下段上端での土圧は、きわめて大きな値をとりうる。これに対し下段下端では、母岩が張り出しているもので、壁体そのものには力が流れず、むしろ張り出し母岩力を吸収している。勿論、荷重分担率は、スベリの程度に依存している。下段擁壁を支持する支持岩における反力については、スベリが僅すと鉛直成分力の値は減る。これは、母岩の荷重分担率が Joint 定数の増加に対し減少していることを意味する。また、剪断成分力はスベリに無関係で一定値となっていることから、水平成分力に関する分担率の変動はあまりないと思われる。分担率についてより理解を深めるため、図5上側に下段擁壁底部の反力を示す。図中、上段、下段の各壁体自重とクーロン理論の壁体合力絶対値とをも記す。FEMの教値から下段壁の自重を引いた値を、作用方向を無視してクーロンの土圧合力と比較すると、前者がはるかに小さい。壁体を媒体とする力の伝達については、上段と下段の接部 Joint 要素の合力で整理すると、図5下側に結果が示される。この図から、スベリ程度と伝達の力とは荷重分担率のもとで単純関係にあり、これは、上、下段壁の土圧作用合力、作用方向の表1においてもみられる。

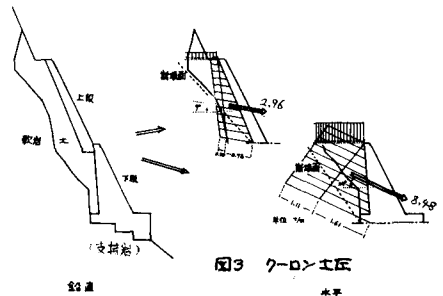


図3 クーロン土圧

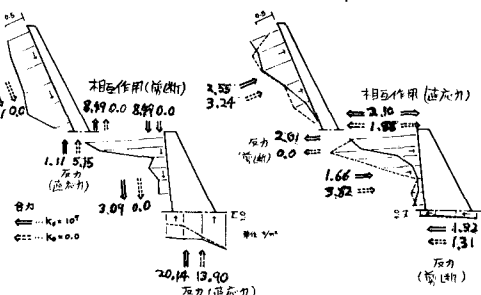


図4 壁面底力分布

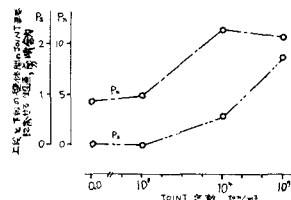
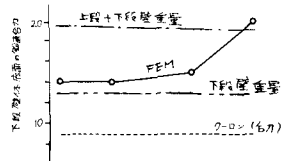


図5 反力

5. 擁壁の変形 壁体と裏込め土の変形をベクトル表示すると図6のようになる。母岩域は、Joint 定数のいかにすかかわらず、裏込め土とはまったく独立して鉛直下向に変形している。これに対し、上段擁壁と同じ高さの裏込め土は、スベリ端でさぐ増すと斜面山側に変形し、逆に下段壁では谷側に向けて変形する。このことから、裏込め土がかなり母岩で支持されていることが理解される。

6. 結び 不連続面を有する斜面と擁壁とからなる系の変形挙動を把握するため、クーロン理論とFEMとにより、壁体の土圧分布を比較検討した。FEMの分布はクーロンのそれと異なり、量的にはクーロンのそれより低めを与える。本報から、市原教授、松沢即教授、中村勉、関係各位の方々に謝意を表す。

A. 参考文献 [1] 川本 敬光 斜面と擁壁裏込め土の第12回土質工学研究会発表論文集 1977. p.861-864.

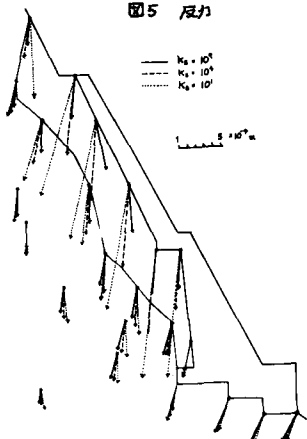


図6 変位ベクトル 裏込め土

	合力	Joint 定数		合力
		0	10 ⁹	10 ⁷
上段壁	絶対値 %	3.34	6.34	6.47
	方向 deg	-22	-10	37
下段壁	絶対値 %	3.82	6.72	3.51
	方向 deg	25	72	87