

徳島大学工学部	正会員	小田英一
徳島大学工学部	正会員	山上拓男
徳島大学大学院	○学生員	武内 滋

1. まえがき

斜面の安定解析を論ずる場合、慣用的に行なわれている方法は、外力に対して平衡状態を保つように動員された、土のせん断抵抗と、その土が有する極限のせん断強さとの比(安全率)と、仮想スベリ面上において算定するいわゆる変形を考へない、極限安定解析の方法がとられている。しかしながら実在する斜面の破壊形式は、局部的なオーバー・ストレスにより発生したスベリ面が漸次拡大して、終局破壊に到る、進行性破壊の様相を呈するものと考えられる。本論文においては、有限要素法による斜面の弾塑性解析のためのプログラムを開発し、これを用いて、上記進行性破壊としての塑性域の発達と、慣用法による安全率との関連性について論じたものである。

2. 土構造物の弾塑性解析

有限要素法を用いて土構造物の弾塑性解析を行なう場合、最も重要なことは、いかにして土の物性を決定し、これを解析過程に導入するかということである。土質材料は、一般に非均質、異方性であって、その応力-歪特性は、非線形挙動を示し、同一の土であっても載荷速度、排水条件その他によって大きく異なるため、これを有限要素法にとり入れるためには、対象とする問題に応じて、理想化された力学モデルを設定しなければならない。本研究の目的は、斜面の弾塑性解析を行ない、慣用法による安全率との比較検討にあるが、その第1段階として、水平な岩盤上に飽和粘土による盛土を施工した場合を対象とする。このような盛土に対しての安定解析には、施工後比較的短期の安定性を検討するか、あるいは長期間後の安定性を調べるかによって、土の強度定数の決定方法、すなわちせん断試験時の排水条件と明確に区別する必要がある。ここでは一貫して、非排水条件下の盛土斜面の弾塑性解析を行なうこととし、応力-歪関係、及び破壊基準は共に全応力表示によるものを採用する。三軸圧縮試験のような軸対称応力下における試料がある応力レベルにおいて弾性的挙動を示すものとすば、三次元応力-歪関係より、

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E}(\sigma_1 - 2\nu\sigma_2) \quad (1)$$

なる関係が得られる。ここに ε_1 : ある応力レベルにおける軸方向ひずみ

σ_1 : ある応力レベルにおける軸方向圧縮応力

σ_2 : ある応力レベルにおける抱束圧

E, ν : ある応力レベルにおける弾性係数、ポアソン比

式(1)を変形すると

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{E} + \frac{1-2\nu}{E} \cdot \sigma_2$$

$$\therefore \frac{d(\sigma_1 - \sigma_2)}{d\varepsilon_1} = E \quad (2)$$

したがって、一般に軸対称応力状態における軸差応力 ($\sigma_1 - \sigma_2$) と、軸ひずみ (ε_1) との関係を表わすカーブが得られるならば、有限要素法に必要な各応力レベルにおける弾性定数は、式(2)より応力-歪

曲線の勾配として求められる。

非排水条件下における三軸圧縮試験(U.U.試験)より、応力-歪曲線を求めると縦圧に無関係にはほぼ一定の曲線となるようである。これを *linear* な直線で理想化すれば、上記の所論により、この直線の勾配が弾性係数 E に相当するものである。またポアソン比は、体積変化が拘束されていることから、理論的には、 $\mu = 0.5$ であるが、有限要素法では $\mu = 0.5$ は採用できないので、これにきわめて近い値を用いることとし、せん断弾性係数は、 $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$ より定めればよい。

有限要素法による盛土斜面の弾塑性解析の手法として次の方法を用いる。

斜面の形態が一度に構成されたものとして、それに作用する外荷重、すなわち上載荷重や自重を小さな増分に分割して漸増的に作用させ、各荷重ごとに求められた応力の増分 ($\Delta \sigma_x(N)$, $\Delta \sigma_y(N)$, $\Delta \tau_{xy}(N)$) を累加して、

$$\sigma_x(N) = \sigma_x(N-1) + \Delta \sigma_x(N)$$

$$\sigma_y(N) = \sigma_y(N-1) + \Delta \sigma_y(N)$$

$$\tau_{xy}(N) = \tau_{xy}(N-1) + \Delta \tau_{xy}(N)$$

N : 荷重段階を示す

とし、この累加された応力 $\sigma_x(N)$, $\sigma_y(N)$, $\tau_{xy}(N)$ から各要素の最大、最小主応力、最大せん断応力、その他を計算して、塑性化の判定を行ない、その結果によって弾性定数を修正する方法を用いる。

図-1(2)に示すように飽和粘土の非排水強さ (C_u)、及び応力-歪曲線が側圧に無関係であるものとし、解析の第1段階では、図の直線勾配に相当する弾性係数 E_1 を用いて計算し、これによって得られた各要素の主応力からモールの応力円を描き、この半径が C_u に比べて大きければ、その要素は塑性化したものとして以下の荷重段階では、直線 AB の値 E_2 を弾性係数として用いる。以下この操作を最終段階まで反復すればよい。

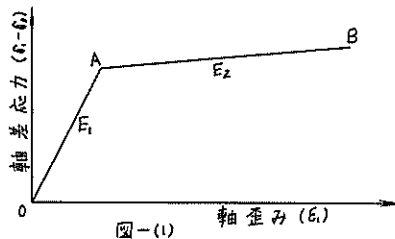


図-1(1)

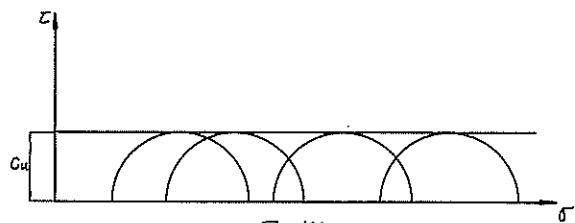


図-1(2)

3. 計算結果

図-1(3)に示すように、表面が極めて *Rough* である水平な基礎岩盤上に、比較的中高い圧力を有する盛土が施えられている場合について、盛土直下の弾塑性解析を行なった。

有限要素法を用いてこの種の解析を行なう際には、計算に先立って解析領域を決定しなければならない。図-1(3)において、盛土は左右対称であるから、右側の境界は *Center line* 上にとればよく、問題はないが、左側の境界決定に関しては十分注意することが必要である。法線から仮想境界までの距離 H が余り小さすぎると、その影響で本来の値と異なった結果となるし、また余り大きすぎ

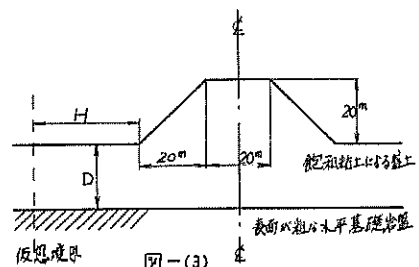


図-1(3)

ざると、要素数、節点数が大きくなり不経済となる。
 Dunlopらの報告によれば、 $1/6$ を3程度にとれば、この影響が取り除かれるようである。これらの点を考慮して、この計算例においては、図(4)に示す断面諸元を採用した。また変位に対する境界条件は、図中の鉛直断面0B及びAE上では、水平変位は拘束され、鉛直変位のみを許し、底部のA上では、岩盤表面がRoughであることから、水平、鉛直変位とも拘束する。

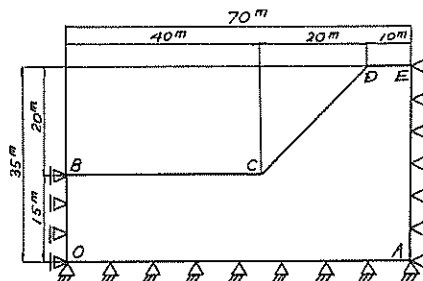


図-(4)

次に盛土材料の強度定数の決定であるが、時間的な制約と適当な実験試料が得られなかったので土質試験法に収録されている実験結果を借用した。図(5)はその軸差応力-歪曲線(U.U.試験による結果)である。この4種類の側圧によるカーブの初期接線勾配の平均値を求めて E_1 とし、この値の $1/100$ を E_2 とした。図中のA点の決定方法は、4種類のカーブにおける最大主応力差の平均値と、ピーク時の歪みの平均値とを表わす点を通る、勾配 E_2 なる直線ABと、OAとの交点として定めた。なおこの時の E_1, E_2 の値は図中に示されている。

一方、塑性化の判定基準である、非排水強さ C_u は、A点に対する主応力差 (1.290 kg/cm^2) の $1/2$ として定めた。(図(6)参照) したがって、本来の意味での非排水強さに比べ、ここで採用した値は、やや小さくなっている。しかしながら、この程度の相違は *overshoot* を考慮していないので、解析結果には余り影響がないものと考えられる。

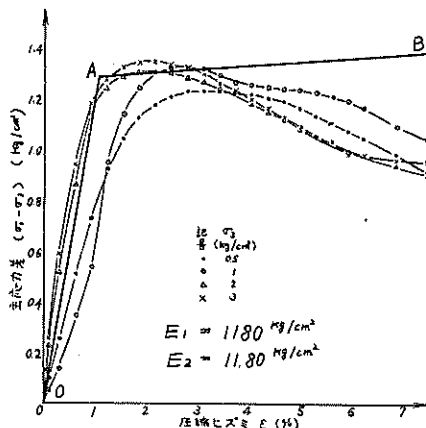


図-(5)

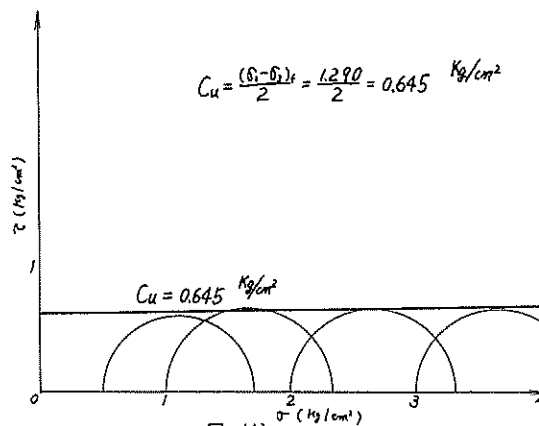


図-(6)

以上の諸条件のもとに、単位体積重量 $\gamma = 1.524 (\text{g/cm}^3)$ なるこの粘土に対して載荷段階を6段階として計算を行なった。図(7)~図(12)には、結果を整理して、各載荷段階ごとの塑性域の発達、すなわち進行性破壊の様相、並びに斜面の安定解析のためのコンピューター・プログラムによる臨界円の位置、最小安全率の値等が示されている。また図(13)は、載荷前に対して最終載荷段階後の変形状態を示したものである。

4. 考察

図(7)~図(12)は、載荷段階、したがって土の単位体積重量の増加にしたがって、円弧スベリによる最

小安全率の変化と、塑性域の発達過程進行性破壊の様相が、どのような関係にあるかを示したものである。載荷段階4までは、安全率が急激に減少しているが、塑性域は発生しておらず、第5段階になって初めて中央部にわずかな塑性域(斜線部分)が生じ、6段階になるとこれが急激に拡大している。この塑性化した領域からスベリ破壊が生ずるものとするれば、この斜面の破壊形態は、深部中央付近に発生した局部的スベリ面から全体的な終局破壊へと進行していくことは明白であり、赤井による寒天模型実験の結果とも、その傾向が類似している。ただこの研究は、その途についたばかりであって、載荷段階5及び6における安全率1.44, 1.20の変化と塑性域の広がりの変化との間にどのような相関性があるのか、あるいは全体的な終局破壊とはどの程度の塑性域に対して定義されるのか、さらにまた設計に際してどの程度まで塑性域の広がりを許し得るのか等、今後の研究に待つべき問題が山積している。

図(13)は、斜面内の最終変位状態を示したものであり、点線がその変位を表わしている。従来の変形を考へない極限定解析に対して有限要素解析では、このように変位の面からも種々の検討を加え得るという利点を有している。

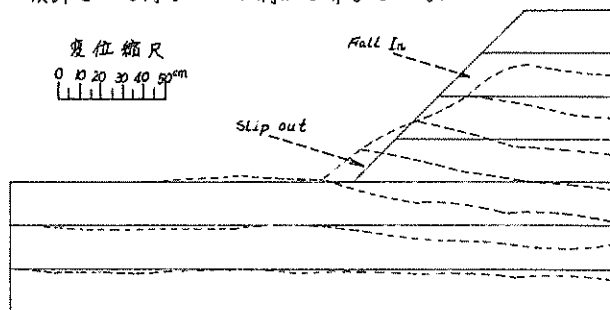


図-13

最後に本研究の数値計算にあたり御協力下さった、香川大学電子計算機センターの皆様へ深く感謝いたします。

(参考文献) 1) Dunlop and Duncan J. M.: Development of Failure Around Excavated Slopes, Proc. of A.S.C.E. Vol. 96, No. 542, March, 1970, pp. 476, 2) 土質工学会編: 土質試験法, 1969, p. 22, 3) 小田瀬川, 山上: 斜面の安定解析のためのコンピュータ・プログラム, 徳島大学工学部研究報告(第15) pp. 47-62, 4) 赤井浩一: スベリ破壊の安定解析における安全率について, 第12回土質工学シンポジウム, 1967, pp. 28-30

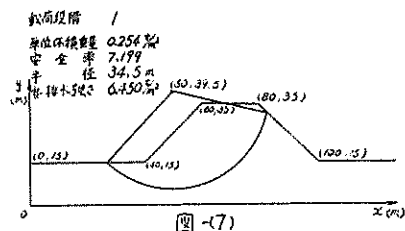


図-7

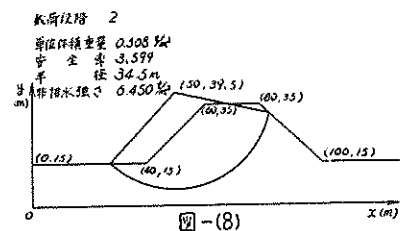


図-8

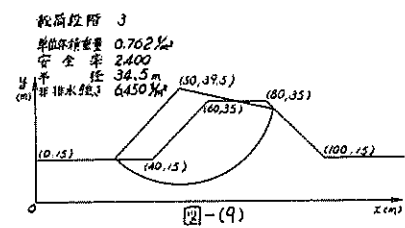


図-9

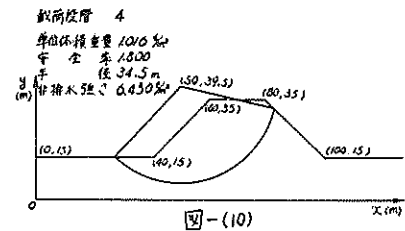


図-10

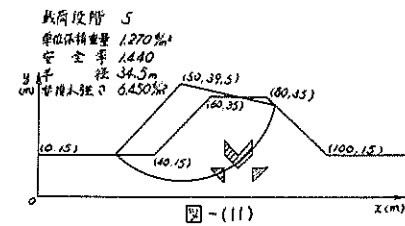


図-11

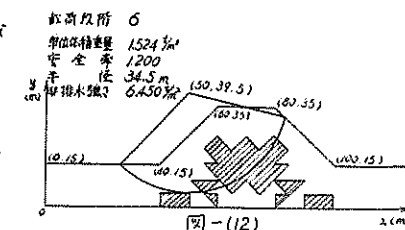


図-12