

そこで図-2に示すように座標軸及び応力の回転(θ)をとり、紙面に垂直な方向に変形が拘束されているような平面ひずみ状態を考え、上記のそれぞれの場合について非排水強度評価式を考える。(A),(B)についての非排水せん断強度評価式は先に述べた太田・西原らによる関係式がそのまま適用でき、次のように表されている。

$$\frac{C_u}{\sigma_{m1}} = \frac{n^\alpha \cdot M \cdot \text{EXP}(-\alpha)}{\sqrt{3}(\cosh \beta - \sinh \beta \cdot \cos 2\theta)} \quad \text{----- (1)}$$

ここに、 $M=(\lambda-\kappa)/D \cdot (1-e_0)$, $\alpha=1-\kappa/\lambda$, $\beta=\sqrt{3} \cdot \alpha \cdot \eta_0/2M$, $\eta_0=3(1-K_0)/(1+K_0)$

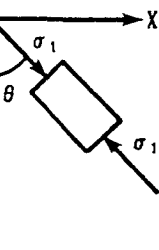


図-2 座標系

また、(C)の場合については(A),(B)の場合と同様に考え、次のように導くことができる。なお、式の誘導過程は紙面の都合上省略する。

$$\frac{C_u}{\sigma_{m0}} = \frac{M \cdot \text{EXP}(-\alpha + \alpha \cdot \eta_0^*/M)}{\sqrt{3}(\cosh \beta - \sinh \beta \cdot \cos 2\theta)} \quad \text{----- (2)}$$

式中 C_u は非排水せん断強度、 σ_{m1} , σ_{m0} は非排水せん断を受ける直前の平均有効応力、 η_0^* は非排水せん断を受ける直前の応力比、 n は平均有効応力による過圧密比、 θ は主応力軸の回転を表している。さて、上式(1),(2)に基づいて斜面安定解析(全応力解析)を行なわんとすれば、それに先立って σ_{m1} , σ_{m0} , η_0^* , θ 等を明らかにしておかねばならない。このことは、安定解析に先行して多次元圧密の弾塑性FEM解析を必ず実行しなければならないことと同義であり、ここに掘削斜面安定解析問題の最大の難点が指摘できるのである。すなわち、そもそも全応力解析が歓迎されるのは、何よりもその簡便さに求められることは言を待たない。然るに、こうした簡便さを追求する過程で、逆に大変煩雑な弾塑性FEM解析を経なければならぬという意味での不条理さが第一に挙げられよう。現状では、構成則の選定とも関連して、弾塑性圧密解析自体少なからず曖昧さを伴うものであるが、これに加えて、掘削問題では除荷過程を含むため、数値的にその取扱が一層複雑となる。また、仮に首尾よく地盤が膨張(圧密)しきった時点の応力状態が得られたとしても、なお一つ依然として問題点が残るのである。それは破壊時の主応力の方向(換言すると θ の値)が未知のままであるという事実である。したがって、これについては膨張(圧密)しきった時点の主応力の方向が保持されたまま非排水せん断を受けると仮定せざるを得ない。

このように、膨張を伴う粘性土地盤の長期安定問題を全応力解析しようとするれば、非排水強度を決定する上で大変厄介な障壁が存在することになる。よしんば、強度の異方性を考えないにしても、膨張に伴う強度の低下が過圧密比の関数として表現される限り、これらの難点は容易には解消できない事実を我々は銘記すべきであろう。昨今、過圧密粘土の非排水強度式に関する研究は活発であるが、それらを実務に生かす観点からのアプローチも忘れてはならない。

4. 結び

粘性土地盤中に掘削斜面を形成する場合を想定し、その安定解析を全応力の立場で行う際に遭遇する2,3の難題を指摘した。近時、掘削粘性土地盤の安定解析に当たって、膨張に伴う強度低下を考慮せねばならないとの事実はよく周知されているが、実行はそれ程容易ではない。つまり、Easier said than done. である。

【参考文献】

- 1) 三田地 利之, 小野 丘; 過圧密状態の粘土の非排水強度推定法, 土と基礎, 土質工学会, Vol.33, Ser.No326, pp21-28, 1985.
- 2) 山下 徳次郎, 西原 晃, 太田 秀樹, 畠 昭治郎; 飽和粘性土の非排水せん断強度に関する考察, 第16回土質工学研究会発表講演集, pp321-324, 1981.