



## エッセイ：N 値 4 以下の土の $c \cdot$ についての課題

### 1. 「実はこの斜面の安全率は $F_s=1.05$ なんですよ」の無茶

日本では、動的強度である N 値を用いて内部摩擦角  $\phi$  を換算するのが主流です。その際に「一般には粘着力  $c=0$  と仮定して標準貫入試験結果の N 値から推定する」という方法が用いられます。

土質強度には、用途に応じて次の 2 つのものがあると考えられます。

1. これから構造物を建造するために必要なもの・・・安全側に立った値 = 考えられる最小値
  2. 現状を適切に評価し維持管理に利用するもの・・・中間値的な値 = ばらつきを持つデータの平均値
- 換算式では、用途ごとの区別は付けられていません。多くは 1 の目的で利用されますので、「過小評価的」となっているのが普通だと思います。

建設省の式（道路橋の式）や大崎の式が日本ではよくつかわれますが、これらは N 値  $>5$  という条件が付いています。しばしば表示されず誤った使い方がされています。

問題なのは、自然斜面などにおいて表面の緩んだ土というのは、N 値が 4 以下だということです。斜面問題で用いるべき換算式は、実際のところ存在しません。

実際に調査してみると、表層部は N 値 1 ~ 2 です。教科書的土質工学では、ほとんど強度を持たないような土になってしまい、 $c=0$  などと仮定して安定計算でもしよものなら、安全率  $F_s \ll 1$  となり、計算になりません。

は地下水が無い場合の安息角なので、地表傾斜が  $30^\circ$  あれば、地下水なしで  $\phi=30^\circ$  で  $F_s=1.0$  です。土質工学会の本に書かれている内部摩擦角と N 値の関係図からいえば、N 値 4 以下は  $\phi=25 \sim 30^\circ$  らしいので、地表傾斜  $30$  度の斜面にこのような土砂があれば、「ほぼ滑っているか、または少し雨でもあれば滑ってしまう」土ということになります。

それでは都合が悪い（斜面が現存している道理が無い）ので、実は  $F_s=1.05$  なんですよ。そうすると  $c=$  によってことなるんですよ、という「逆算法」の世界になります。

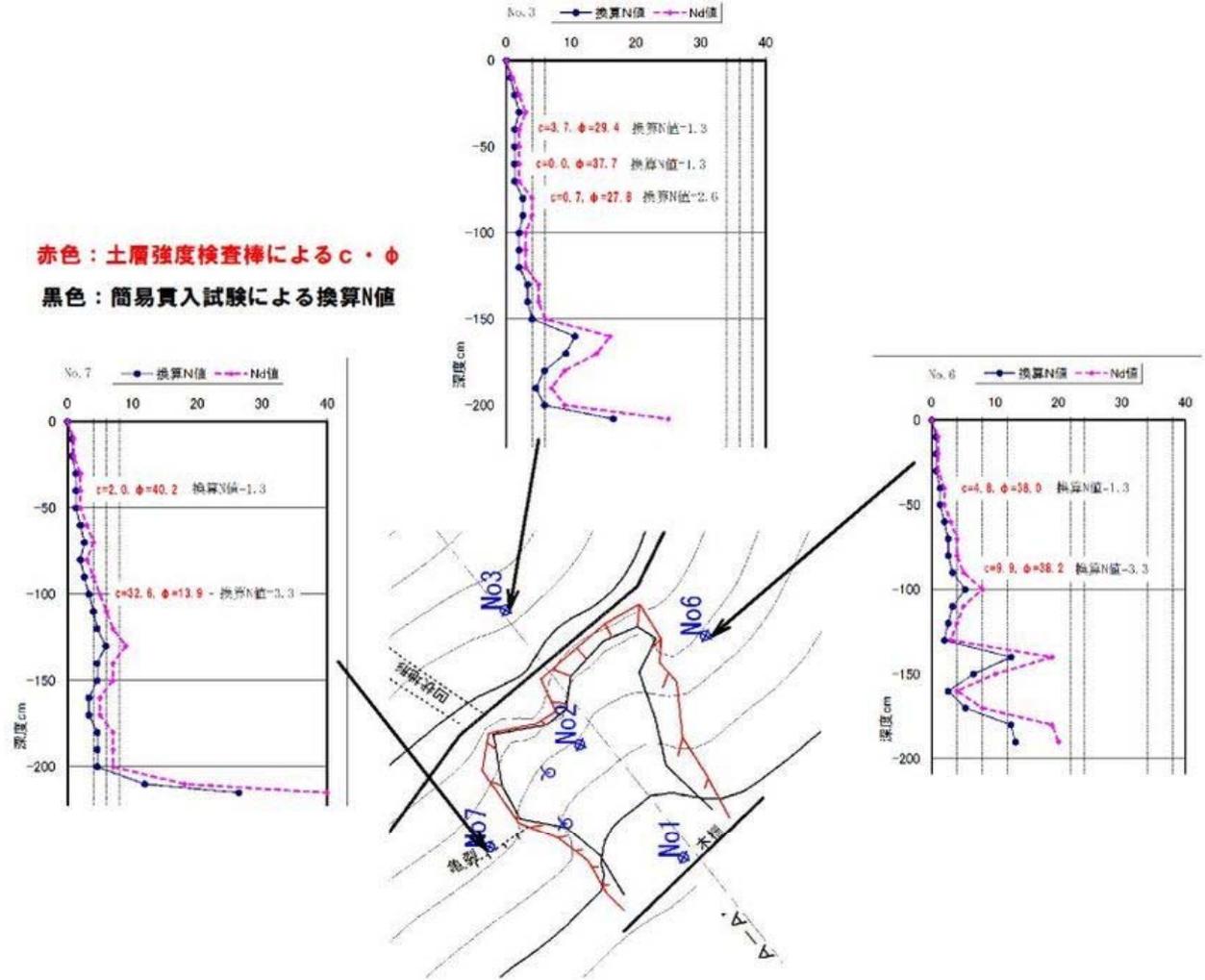
百歩譲って、 $\phi$  が正しいとした時、 $c$  と地下水位という 2 つの未知数がありますので、演繹的に斜面の安定度（危険度）評価をする道は無くなります。

自然斜面で崩壊する土の大半は、N 値 4 以下です。どうやって評価したらよいのでしょうか？

その一つの方法として、土層強度検査棒による  $c \cdot$  同時計測があります。 こちらも精度的には高くないと思いますが、少なくとも前述の「実は  $F_s=1.05$  なんですよ」よりはずっとましです。

実際に計測してみると、次ページの図のように N 値が小さくても、比較的大きな  $c \cdot$  が得られます。

# N値4以下の土の c・φ



## (2) 内部摩擦角 φ

内部摩擦角 φ の値は本来乱さない試料を採取して、三軸圧縮試験等を行い、これらの結果により決定すべきものである。しかし、砂質土に対しては乱さない試料の採取が非常に困難なため、一般には、粘着力 c=0 と仮定して標準貫入試験結果の N 値から推定することが行われている。

以下に示すようにいくつかの方法が提案されているが、鉄道における標準では、内部摩擦角と N 値の関係に上載圧の影響を考慮したものとなっている。

- ① Dunham :  $\phi = \sqrt{12N} + 25$  (角ばった粒子で粒度分布のよいもの)
- ② 大崎 :  $\phi = \sqrt{20N} + 15$
- ③ Meyerhof :  $\phi = 1/4 \sqrt[4]{32.5}$
- ④ Dunham :  $\phi = \sqrt{12N} + 20$  (丸い粒子で粒度分布のよいもの、または角ばった粒子で一様な粒径のもの)
- ⑤ 建設省 :  $\phi = \sqrt{15N} + 15$  (N>5)
- ⑥ Peck :  $\phi = 0.3N + 27$
- ⑦ Dunham :  $\phi = \sqrt{12N} + 13$  (丸い粒子で一様な粒径)
- ⑧ 鉄道 :  $\phi = 1.85 \left( \frac{N}{\sigma'_v + 0.7} \right)^{0.4} + 26$

### N値から φ を換算する場合

- 1. 設計用の「安全側」の値
- 2. 地盤評価用の「中間値的」な値の区別がない

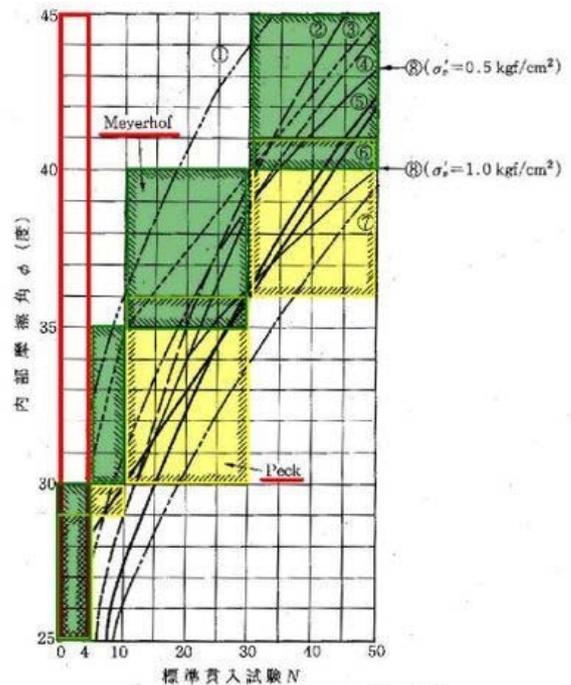


図-1.4 内部摩擦角 φ と N 値の関係

## 2. 土層強度検査棒の $c \cdot$ なら演繹的な安定計算ができる

実際に崩壊が発生した斜面で、換算  $N$  値から推定された土質定数と、土検棒で得られた  $c \cdot$  で、それぞれ安定計算をしてみるとどうなるのかを試算してみます。

換算  $N$  値を使ったものでは、地下水が無い状態で  $F_s < 0.7$  などということになり、北斗の拳のケンシロウのセリフのように「おまえはすでに崩れている！」状態になります。雨が降らなくても崩れているはずの斜面なのに、「豪雨が誘因」とは本来は言えないはず。このさきは、架空の逆解析の世界です。

逆解析の世界では、その入り口で現状安全率を仮定します。現状安全率とは、安定度評価そのものなので、「安定度評価には地盤調査結果は必要ない」ということを暗に言っていることになります。

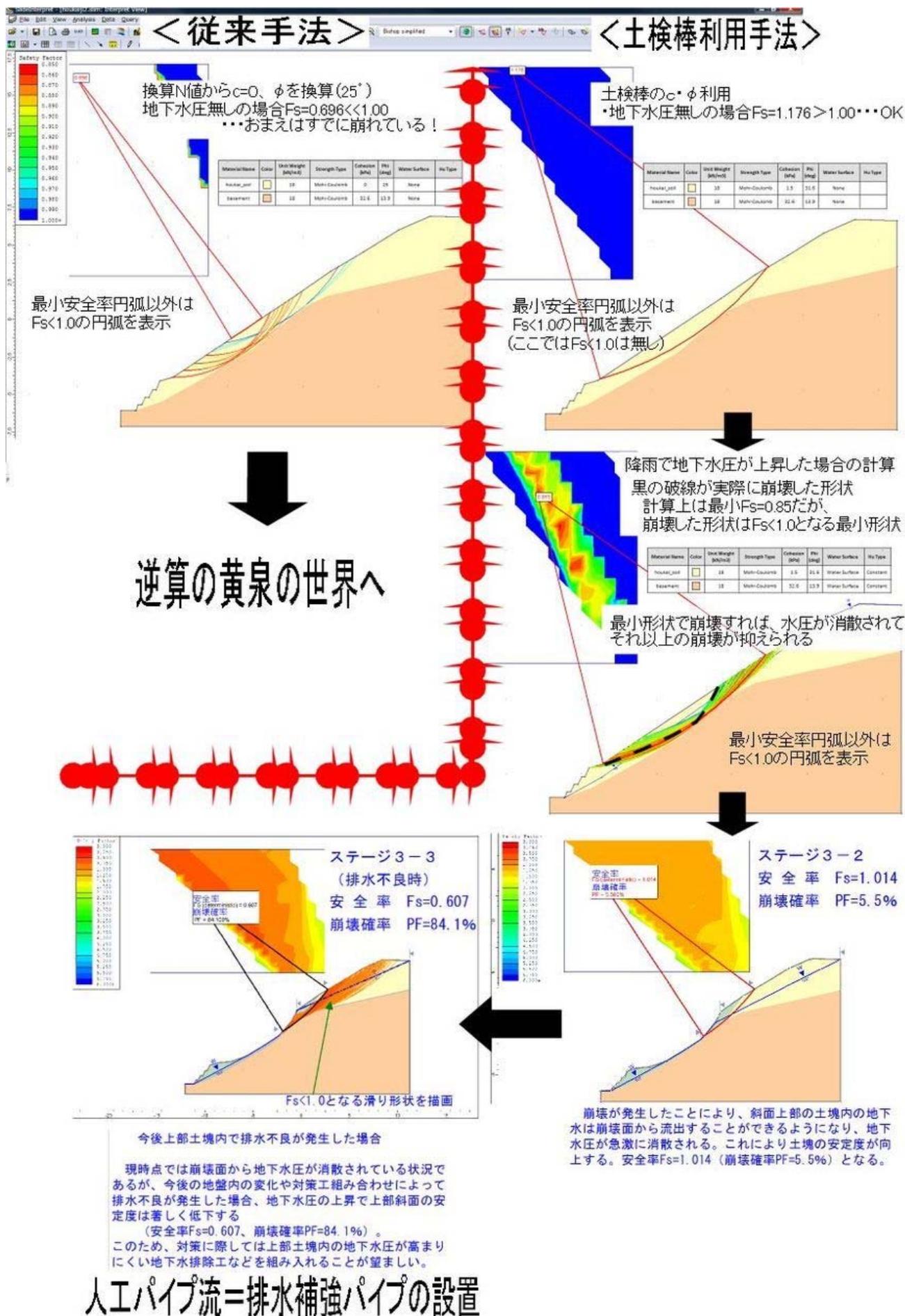
土検棒を使った  $c \cdot$  は、値だけを見るとなんだか大きめの値に見えますが、安定計算してみると、地下水なしの条件で最小安全率  $F_s=1.17$  程度なので、抜群に土質強度が大きいということでもないと思います。「良い感じ」という値です。(仮に土検棒の  $c \cdot$  が実際のものに近かったら、「正統な土質試験・土質工学」っていったいなんだろう?と思います)

この  $c \cdot$  がいいとこだとすると、地下水位だけが未知数となりますので、少しずつ地下水位を上昇させて計算してみることで、崩壊時の地下水位を再現することができます。このとき注意すべきは、最小安全率の円弧形状で滑るわけではないということです。 $F_s$  が 1.0 を下回れば崩壊することができ、崩壊すれば水圧が消散されるので、崩壊は終わる、ということです。

水圧が崩壊によって消散され、斜面はつかの間の安定を得るわけですが、頭部滑落崖付近は地形的には急斜面となります。滑落崖からの排水がうまくいっているうちは、高水圧が作用することがなく安定していますが、土壌化が進んで相対的難透水層が形成されたり、急崖部の小崩壊でパイプ流のパイプが閉塞されたりすると、豪雨時に被圧水圧が作用する恐れがあります。それを回避するために、人工的なパイプ流を作るということが有効になります。

排水補強パイプは、地盤からの地下水の出口を確保する工法です。





### 3. 演繹的な安定計算ができると崩壊時の地下水圧がわかる

逆算法は、対策工を設計するための便法です。対策工の必要性に対する意思決定が終わってから使うものです。なぜなら、崩壊時の再現すらできない手法だからです。

崩壊時の再現として重要なのは、どのような水圧が作用したか、ということです。その水圧のレベルによって、地中で何が起きていたのかが推測できます。

その知見が無い時には、「安全を見て地表まで地下水位が上昇したと仮定しましょう」ということが多かったと思います。しかし、現場でc・ が計測できて、演繹的に安定解析ができるようになると、地表まで地下水位がある状態が「最悪の状態」というわけではないことがわかるようになります。地表面よりも高い水圧が作用しないと滑らない、、、実は私はこちらの方が主流だろうと考えています。

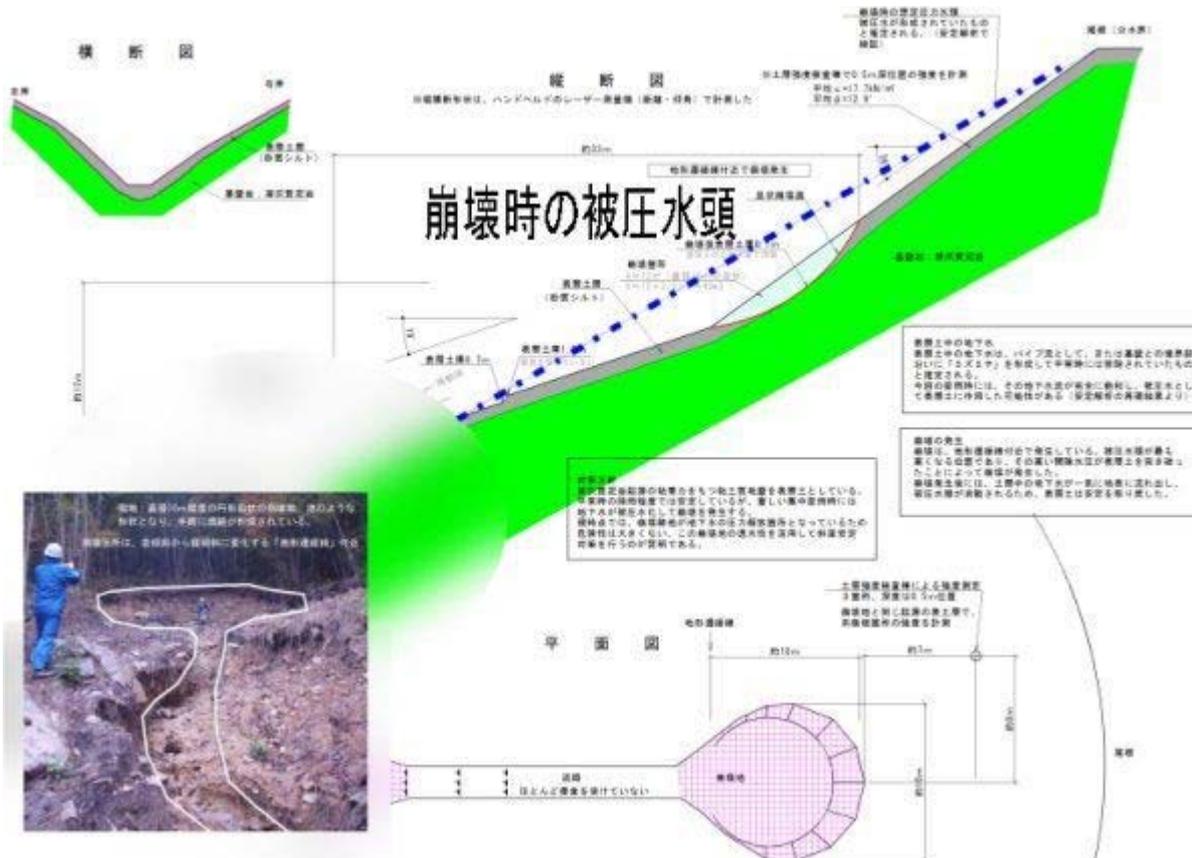
記録的大雨の際には、地形遷急線付近で爆裂的崩壊が発生することがあります。崩壊箇所が円形になっていることや、流下した流路で侵食が少ないことから、水がじゃぶじゃぶだったことが想像できます。

土検棒でc・ を計測し、地表面まで地下水位を持ってきても、全く不安定になりません。被圧水圧が作用したとして計算すると、見事に現象を再現できます。

この場合、対策として最重要なのは被圧水圧を発生させないようにすること、です。除圧の為の孔が空いていればよいのです。工事費も安く済みます。

ところが、逆算法から導くと、水圧消散は対策工としての一番目にならず、抑止的な対応になってしまいます。原因を残したまま力づくで土を抑える、という知恵の無い対策になります。工事費は高くなるし、同じような高い被圧水圧が将来作用したら、抑止工は力不足になるかもしれません。

N 値から  $c=0$  にして を推定するという方法が、いかに非効率かがわかるとと思います。



[説明]水圧が一点鎖線のような被圧水となっていないと  $F_s < 1.0$  とはならない。逆に言えば、崩壊時の水圧は被圧状態になっていたということが解析的に導ける。対策は、力で止めることだろうか？被圧水頭が作用しないようにさえすればよいのではないかと？