

土構造物の維持管理と地盤力学

名古屋大学工学部 (正) 野田利弘・浅岡顕・中野正樹・山田英司・金田一広

1. 総論

地盤工学分野で土質力学が維持管理に大きく貢献している事例を見つけるのは、意外に難しい。もちろん盛土や切土斜面で毎年起こる豪雨時の道路災害を見ても、地盤工学で維持管理が重要な話題であることは明らかである。ところがそのような場面で、必ずしも土質力学が大きな貢献をしているとは言い切れない。これはなぜだろう。

土質力学は長く「硬化材料の力学」とどまり、土は圧密時間の経過とともに強くなるのだということばかり強調してきた。軟弱地盤上の盛土工で「End of Construction がもっとも危険」などは、この典型である。土には「自癒性」という言葉さえある。普通にはどんなものでも、物は出来上がったときが一番安全で、時間とともに劣化すると考えている。これが一般の常識とすれば、土質力学は、随分長いあいだ、この常識とは著しく反してきた。もちろん実際には、土構造物は劣化する。一般の常識のほうが正しい場合がむしろ普通で、このため劣化を扱う維持管理の地盤工学は、長く土質力学とは距離を置いて進まざるをえなかった。奥園らによる斜面工学はこのようにして確立されてきた。実際、細(さざれ)石が巖(いわお)となるなどは、千代に八千代の話しであって、engineering time scale でこれを期待してはならない。土質力学が維持管理に貢献できなかった理由の第一は、まずこのように想像することができる。

土の場合、硬化もそうだが、軟化も通常長い時間をかけて進行する。硬化・軟化は土では体積変化をともなあって起こり、体積変化は間隙水の移動が前提で、この移動には時間がかかるからである。さて、地盤や土構造物の内部で、軟化が時間とともに進行し、また軟化域が時間とともに拡大ないし移動するという場合、もはや地表からなされる維持管理によってこの進行・拡大を止めることは、大層むづかしい。地盤工学の維持管理で、力学があまり respect されてこなかったとすれば、理由の第二はこの点にある。上で、硬化だけを扱う古い土質力学を述べた。しかし土質力学は、新しくなってからでもすでに20年はたつ。だから軟化も(計算はともかく議論だけは)かなり自由にできるようになっている。しかしこのために、第二の理由は深刻である。すなわち、ひとたび初期の設計・施工が間違っていれば、もう除荷でもしないかぎり、それを維持管理で直すことはほとんど不可能であると、土質力学は言うからである。この論文では盛土の長期安定と、自然堆積粘土地盤の圧密沈下と、ふたつの例を挙げてこれを説明する。

では透水性が高い砂質土の場合はどうか。締固めのことを述べる。緩い砂は等体積で繰り返しせん断すれば液状化に至る。ところが体積拘束なしに、排水条件で繰り返しせん断すると、逆に密に締め固まる。「液状化」と「締固め」とは同じことの別の側面を言う。これまでの液状化の土質力学が、実は締固めの土質力学でもあったのだ、などと言い切ったりはしないが、しかしそのように力学が進化する必然はあり、その可能性も高い。粘土の圧密は長く計算に載せられてきた。しかし砂質土の締固めは、長く計算の対象にされてこなかった。同じ圧縮でも、砂の圧縮は少し難しかったのである。土質力学の教科書でも「締固め」は片隅にしか書かれていない。維持管理の地盤工学で土質力学が重んじられてこなかったのは、重要な話題を回避してきたからであり、理由のこれが三番目である。「締固めは難しい」という事情が近い将来一変すると、中間土や土砂・砂質土、さらには泥岩碎石などによる、埋め立てや盛土の維持管理は、力学に基づいて、相当に合理化されるだろう。これらの地盤構造物での長期変状は、必ずと言ってよいほど、締固め不良に起因するからである。締固め過程の計算事例などは紙数制約もあり略すが、しかし締固めをめぐる事情については、触れておく必要があると考え、私見を述べた。

2. 土の硬化・軟化と塑性圧縮・塑性膨張

土は摩擦性塑性体とか、拘束圧依存材料とか呼ばれることがある。これは硬化・軟化が(塑性)体積変化を伴うことに由来する。カムクレイモデルはこのことを明瞭に示した最初の土の弾塑性モデルだが、そこでは硬化は塑性圧縮と、軟化は塑性膨張とそれぞれ分かち難く結びつけられていた。そして硬化・軟化の分水嶺になる「応力比」 q/p' の値Mは定数とされた。 q はせん断応力(不変量)だが、 q/p' として、平均有効応力 p' の出現するところが「摩擦」や「拘束圧」の出所である。よく練り返された正規圧密粘土の負荷状態の挙動は概ねこのモデルに従う。しかし、たとえば構造の発達した自然堆積粘土では、M以下の低い応力比でも塑性圧縮を伴う軟化が起こるし、よく締まった砂質土では、M以上の応力比でも塑性膨張を伴う硬化が起こる。そして、硬化・軟化の境になる応力比を M_s とする(図1)と、塑性圧縮・塑性膨張の境の応力比Mは仮に一定として

Soil Mechanics Applied to the Maintenance of Earth Structure : Noda T., Asaoka A., Nakano M., Yamada E. and Kaneda K. : Nagoya Univ.

も、 M_s は塑性変形の進展とともに大きくなったり、小さくなったりしていることも知られている。このため、同じ応力比での負荷であっても、あるときは硬化を示し、また別のときは軟化を示すから、カムクレイのように「硬化は圧縮、軟化は膨張」のような決まった組み合わせがあるのではない。

過圧密状態にある土の負荷時の挙動を橋口の「下負荷面」を用いて表し、また構造が卓越した土の負荷挙動の理解には浅岡らの上負荷面概念を用いれば、(1)の内容が素直に表される。簡単のためカムクレイの降伏関数を塑性ポテンシャルの形にとって、図2の記号を用いて式示すと以下のようにまとめられる。詳細は浅岡らを参照。

(下負荷面)

$$f(p', q) + \int_0^t J \text{tr} D^p d\tau + MD \ln R^* - MD \ln R = 0$$

$$= MD \ln \frac{p'}{p_0'^*} + D \frac{q}{p'} + MD \ln \frac{R^*}{R} + \int_0^t J \text{tr} D^p d\tau = 0$$

(発展則)

$$\dot{R}^* = JU^* \sqrt{\frac{2}{3}} \|D_s^p\|, \quad U^* = \frac{1}{D} R^* (1 - R^{*m})$$

$$\dot{R} = JU \sqrt{\frac{2}{3}} \|D_s^p\|, \quad U = -\frac{m}{D} \ln R$$

(塑性乗数)

$$\lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial \mathbf{T}'} \cdot \dot{\mathbf{T}}'}{J \frac{D}{p'^2} (M_s p' - q)}$$

ここに

$$M_s = M \left(1 - \frac{DU^*}{R^*} + \frac{DU}{R} \right) \quad (5)$$

式(5)が硬化と軟化の分水嶺になる応力比 M_s だが、塑性変形の進展に伴い構造が劣化するとき($R^* \rightarrow 1$) M_s は大きくなり、塑性変形の進展に伴い過圧密状態から正規圧密状態に近づくとき($R \rightarrow 1$) M_s は小さくなる。これを図3に示した。一般に粘土は過圧密の解消($R \rightarrow 1$)が速く進み、構造の劣化($R^* \rightarrow 1$)が遅れて進む(図3

a)。他方砂質土はこの逆だから、 M_s の増減は一般に図3bのような順序になる。

M_s の塑性変形の進展による増減によって、硬化後の軟化はもちろん、硬化→軟化→再硬化などもすべて「あるうる」ことになる。なお硬化→軟化→再硬化は緩い砂の非排水3軸圧縮試験などでしばしば観測されるものである(図4)。しかし、複雑な実際の境界値問題の中では、間隙水の移動が複雑で、このため土要素の体積変化挙動の予測が難しく、実際に計算するまでは(3軸試験のように)内部の土要素の硬化、軟化の進展を予測するのは不可能と言ってよい。

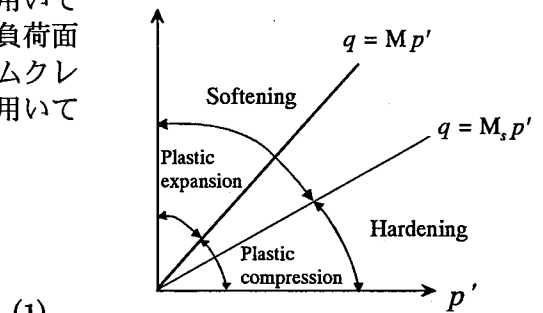


Fig.1 Ms and M

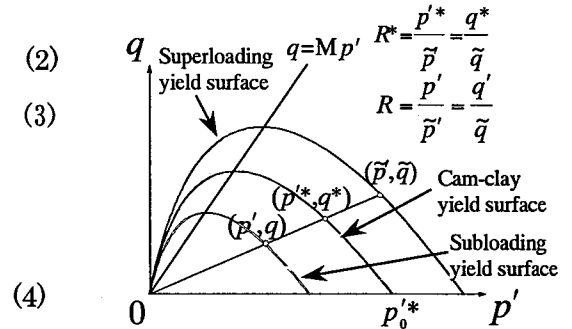


Fig.2 Cam-clay model with super-loading yield surfaces

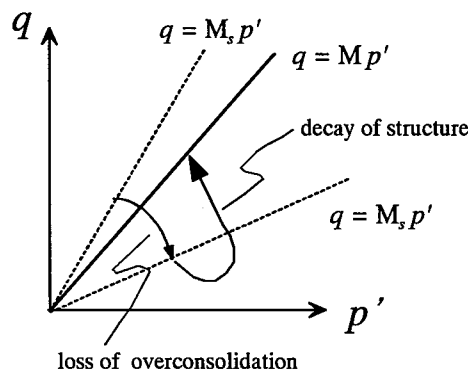


Fig.3a Typical clay behavior

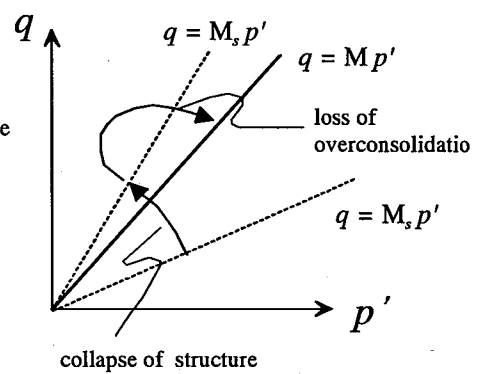


Fig.3b Typical sand behavior

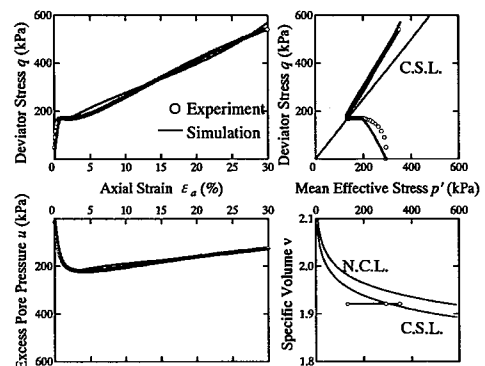


Fig.4 Loose sand in triaxial test

3. 泥岩砕石からなる高盛土の長期安定（膨脹をともなう軟化）

第2東名高速道路では高さ 60m、土量 400 万 m^3 にもおよぶ高盛土（たかもりど）が、何力所も、沢部を埋めて建設されるが、そこでは泥岩砕石が盛り立て材料に使われる。泥岩砕石の集合体が水浸して圧縮・せん断を受けると砕石は石から軟らかい粘土に変容する（スレーキング）。計算の便宜上、この砕石集合体を「高位の構造を残した過圧密粘土^註」と見なして行った、堤高 50m の高盛土の、長期安定の検討例を示す。沢部というのは集水地形だから、この高盛土が完全に水で飽和したという最悪状態を想定して、そのもとで盛土が何年持つかを調べるのである。

締固め不十分ために、盛土が嵩張っていて間隙比が十分小さくない場合の例を図5に示す。締固め不良といっても現行の道路公団基準は満足させている（図5a）。図5b、同cは盛土法尻内部でせん断による吸水膨脹が進展していることを示し、図5d、eはせん断ひずみの卓越する滑り域で「正規圧密粘土化($R \rightarrow 1$)」と「構造の喪失($R^* \rightarrow 1$)」が進行していたことを示す。図5fはこの滑り域での典型的な応力～ひずみ関係である。なお、軟化域の拡大と滑り変位は時間とともに単調に進行するのではなく、少し滑っては長く止まり、また少し滑っては長く止まりを繰り返しながら進行することも計算されている（詳細略）。

なお詳細は示さないが、初期に図5a よりもう少し締め固めておけば、50mの高さがある盛土が完全飽和状態にあっても、びくともしない。これはアースダムを見れば当たり前。締固めの力学が重要なことは、上で述べた。

斜面工学では「切り土は表面から腐るが、盛土は内部から腐る」のが常識である。だから、「腐る」ような盛土を作ってしまったからでは、もう地表からの維持管理は及ばない。泥岩を用いた堰堤にこの例が多い。

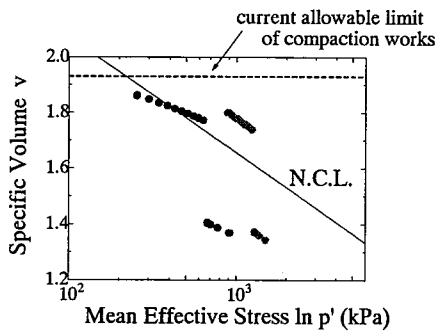


Fig.5a Initial specific volume just after embanking

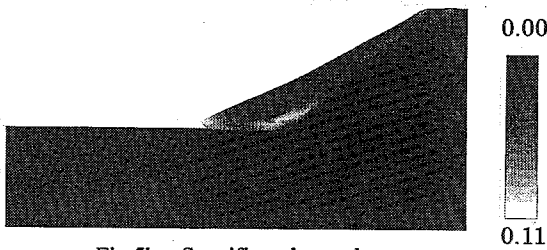


Fig.5b Specific volume change (19 years after embanking)

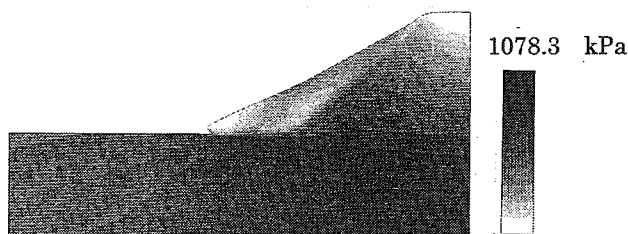


Fig.5c Mean effective stress distribution (19 years after embanking)

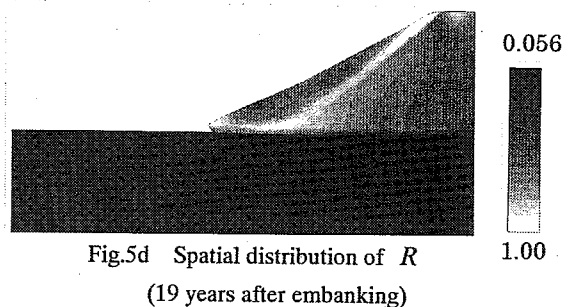


Fig.5d Spatial distribution of R (19 years after embanking)

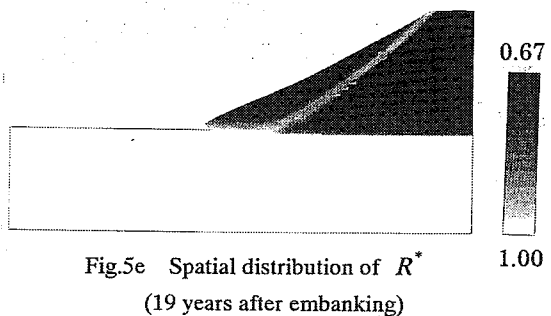


Fig.5e Spatial distribution of R^* (19 years after embanking)

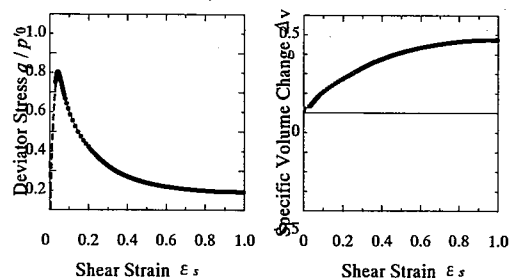


Fig.5f Typical soil element behavior in sliding surface

注) 砂に繰り返しせん断を与えたり、粘土に大荷重をかけて圧密して除荷したり、こうして、砂でも粘土でも超過圧密にすると、もはや構造はほとんど残存しなくなる。だから「高位の構造を残した過圧密土」というモデルは、普通の砂や粘土には当てはまらない。泥岩砕石集合体の場合にだけこれがモデルになる。詳細は中野らによる「2重構造」参照。

なお、斜面工学の essential は維持管理にある。

4. 粘土地盤の2次圧密（圧縮をとまなう軟化）

1次元圧縮変形のように比較的応力比が低い場合でも、粘土の構造が発達していると軟化が起これ、この軟化は塑性圧縮を伴う。 p' の減少に伴う弾性膨脹よりもこの塑性圧縮が卓越すると、間隙水圧が、消散でなく、湧き出しながら圧密沈下が進行する。やがてこの応力比のあたりが硬化域に転ずるまでは、間隙水圧は消散しないから、圧密沈下に異常に長い時間がかかる。遅れ圧縮とか、2次圧密とか言われる。厚さ2cmの粘土供試体の1次元圧密沈下での2次圧密の例を図6a、図6bに示した。なおこの粘土の1次元圧縮特性は、比体積 v ～鉛直有効応力 σ_v' 関係に整理して図6cに示した。

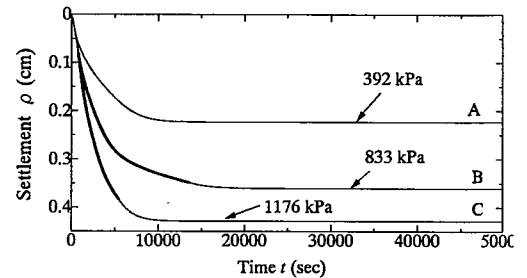
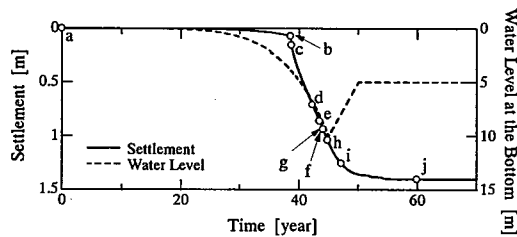


Fig.6a Secondary compression

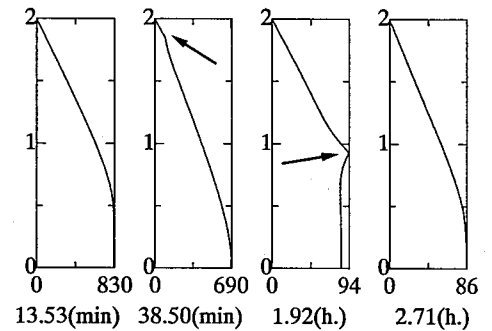
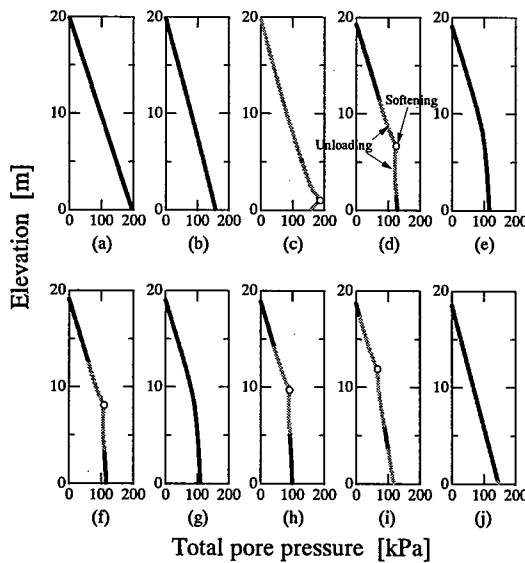


Fig.6b Excess pore pressure rise with softening

図6cに示した。2次圧密はこの図のA点を越える大荷重ではじめて起これ、沈下量もそれ以下の荷重での沈下量に比べ、急増する。

関西国際空港が、長期にわたる大沈下に悩まされていることは、すでによく知られている。維持管理で沈下を止めることが出来ないから悩まされているのである。

名古屋市の西側の伊勢湾沿岸では、地下水汲み上げによる大規模な地盤沈下が進行した。特に昭和40年代に、沈下は著しく進行し、この地域をすっかり「水に弱い」地域にかえてしまったが、この沈下は2次圧密であった可能性が高い。沖積粘土層下部の滞水砂礫層での地下水汲み上げによる水位低下が地盤沈下の原因になるが、それが2次圧密を引き起こすときの simulation の例を図7に示す。図6と同じような2次圧密が見て取れる。

Fig.7 Consolidation settlement due to draw down of the water level at the bottom of alluvial clay deposit

揚水規制による水位回復が、沖積粘土層にかかる圧密荷重の除荷になって、地盤沈下は止まる。しかし、いったん沈下してしまった地盤は、もう元には戻らない。地盤沈下は末代まで災いをもたらす。これも維持管理の及ばない例に挙げてよいと思う。

参考文献

- (1)Asaoka, A., Nakano, M. & Noda, T. "Superloading Yield Surface Concept for Highly Structured Soil Behavior", Soils and Foundations, 40-2:99-110(2000a).
- (2) Asaoka, A., Nakano, M., Noda, T. & Kaneda, K.: "Delayed Compression/consolidation of Natural Clay due to degradation of soil structure", Soils and Foundations, 40-3: 75-85(2000b).
- (3)中野正樹・野田利弘・高木健次・浅岡顕:"泥岩粒のスレーキングが原因となる飽和した泥岩碎石集合体の時間依存的力学挙動", Soils and Foundations, 41-2:143-151(2001).

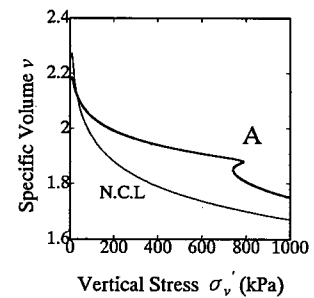


Fig.6c $v - \sigma_v'$ relationship