

設計・施工上の留意点をさぐる

7. 土の締固め

久野悟郎*

7.1 “締固め”の位置づけ

土質関係の仕事をしていると“締固め”という言葉をよく耳にするが、“それは締固めが足りないからだ”とか、“もっとよく締固めなさい”とかいうように、多分に観念的、あるいは感覚的に使われている場合が多く、この講座の他の題目からうける土質力学としての理論的なおいを感じにくいように思われる。

その理由を少しばかり追求しておくことが、これからの内容を読んでもらう上に“まえがき”としての役割を果たせるものと考えている。

土質力学で対象とする地盤は、大別して自然の堆積した地盤と人工の盛土地盤の二つであることは明らかである。浚渫によって埋立てた人工地盤と、河川が堆積させたばかりの沖積地盤とのように性状に差の少ないものもあるが、この両者の差は、われわれは常に意識しているはずである。

“締固め”という言葉は人為的な動作と限れば（土質工学ではそうとらえる方が一般的）、締固めの効果が及ぶ範囲は人工地盤の造成時が主体で、自然地盤では沖積層の改良のごく一部に限られているのが現状である。

よい人工地盤を、より効率的に造成するための“術”としての締固めは、その発展の過程は当然のことながら経験的知識の集積によってきた。また、人工的に盛土を築造するにあたっては、これまた当然のことであるが、材料としての土を選別する知恵を、体系的な判別分類をもたぬ段階でも、持ち合わせ得たことに注目したい。

このようにして造られた盛土は、洪積世以前の地山ほど丈夫でないにしろ、沖積軟弱地盤よりは支持力が優れているし、そののり面も地すべりの不安のある自然斜面よりはるかに安定であり、特に大きな地震などに会わないかぎり、われわれの期待を裏切らぬ働きをしてきてくれた。しかし、一方では、盛土は人間の造ったものであるから、地質的年代を経た優れた自然地盤には安定性が到底及ばないという判断が技術的にしみついているから、土木でも建築でも重要な RC 構造物などの基礎ということになると、まず盛土は頼りにされないことが多い。

土質力学において“締固め”を明解に位置づけようと思えば、ある土が与えられて、それを材料として、どのよう

な操作によって締固め、その結果として得られた人工地盤としての盛土が、どのような力学的性質を持つかを正確にとらえられると好都合であることは言うまでもない。しかし、前述のように、盛土の力学的性質は、われわれの対象としては、“特に支持地盤として優れているわけではないが、土構造物として多くの目的に用いる上では満足できる”ものであったために、力学的性質を極限的に追求する必要性が薄かったことと、今ひとつ、こちらの方が決定的なことかも知れないが、盛土の土は一般に不飽和土であり、不飽和土の力学的性質を、現在の主流である有効応力の解釈をもって臨もうとすれば、まだ解明しなければならない問題が多すぎたからであるようだ¹⁾。

したがって、現在、土の締固めは、施工技術と、得られた盛土の性質の間に、経験的、感覚的な関連をある程度つかみつつも、土質力学の教科書では、他の章との共通の言葉を使い切れずに寡黙になりがちな立場にある。

しかし、フィルダムの設計・施工などにみられるように、情勢は進みつつある。高度の安定性が求められれば、それなりの努力が払われ、見るべき成果が築かれるものである。フィルダム以外の土構造物に対しても、今後の建設需要に応じて前進を強いられるようになって、少しもおかしくはないのだ。

最後に、“締固め”に長らく接してきて、ある土を締固めるといっても、締固めの手段、程度によって、細かくみると、それぞれの別の性質をもった“地盤”を造っているように思えてきた。Aという土を締固めた場合、締固め程度の異なったA盛土ができていると理解するのが妥当ではあるが、それではAという原土から状態を変えたA盛土の性質をすべて類推する手法が完備されなければならない。母岩が同じであっても性質が大きく変化する地山に対する程の寛大さは求めないまでも、締固め手法と程度が土自体に与えている影響をより注目してもらいたいが、そうすると、上記の問題に更に面倒な課題を一つ加えたことになってしまう。

7.2 締固め試験の結果の使われかた

教科書の締固めの章には、JIS A 1210 で規定されている突固めによる締固め試験によって得られた、含水比、乾燥密度間の放物線状の曲線、すなわち、締固め曲線が必ず

*中央大学教授 理工学部土木工学科

講座

登場する。そして曲線のピーク値で与えられる最大乾燥密度 (ρ_{dmax}) と最適含水比 (w_{opt}) が、その土の特性を表す意味あり気な値として印象づけられがちである。

ρ_{dmax} および w_{opt} は 7.4 で述べるように、盛土の現場で締固めの品質管理基準に用いられるのが一般であり、その使われ方はそれなりに役立ってきたが、それに加えて、締固め曲線や、 ρ_{dmax} 、 w_{opt} が、締め固まった土の性質を理解するのに大変意味深いものであると過大評価されすぎているように思われる。この点に関し、基準試験の結果を過信しやすい人々のために二、三問題を提起しておく。

7.2.1 基準の締固め試験と実際の現場の締固めとの関連

われわれが基準の締固め試験として広く用いている JIS の突固め試験によって、土が与えられれば誰でも締固め曲線を得ることができ、それによって、その土を用いて盛土工を行った場合に、われわれが妥当な締固めを行えば、現場で得られるであろう土の状態を、前以って実験室内で予知していると思いがちである。

これは、全く見当はずれとは言わないまでも、錯覚であると理解しておいた方がよいとされていることを改めて想起してもらいたい。

たしかに、1930年代から40年代にかけて、突固め試験と現場の機械転圧との、締固め曲線レベルにおける定量的相関を追求した努力が積み重ねられたが、ほとんど徒勞に帰した。モールド体積あたりのランマーの落下エネルギーを加え合わせた締固め仕事量 (compactive effort) という表現は、転圧機械側のそれと関連づけようとした名残りとも見受けられる。

転圧機械が土を締固める複雑なメカニズムを、単にランマーの落下による突固め試験装置で再現できると思うこと自体が早計であったといえようが、事実、タンピングローラーの w_{opt} は実験室の突固め試験の w_{opt} より、乾燥側で生じるとか、タイヤローラーや、振動ローラーの w_{opt} は反対に湿潤側の傾向があるという通説にみられるように、締固め曲線の形自体が変わってくると理解すべきである。

突固め試験の創始者と目されている R.R. Proctor (プロクター) のために弁明しておくが、実験室内に現場に似せた締固め供試体を得る手段としてこの突固めの手法をとった彼は、決してランマーの決まった高さからの自由落下とといった、きちんとした試験手順は当初から考えておらず、土により、あるいは水分によって、手心を加えたランマーの打ちつけで土を締めていたのである²⁾。

7.2.2 各種締固め試験の盛衰

突固め試験で実際の現場転圧が追い切れないと分かるにつれて、静的に圧縮する締固め試験、振動締固め試験、こねる効果を加えたニーディング (kneading) 締固め、およびジャイレイトリー機 (Gyratory machine) による締固めなどが土の締固めにも登場してにぎやかにデーターを提

供した時期もあったが、現在、締固め試験の主流をなしているのはやはり、突固め試験であるようだ。

これは、ついに万能な締固め試験が見つからなかったので、操作が最も簡便な突固め試験が残ったと言えることで、基準の試験として締固め曲線を提示するという意味は既に失われており、残された意義は、 ρ_{dmax} と w_{opt} が、乾燥密度～含水比図上において、土の締固め状態を範囲で指示するための基点としての価値に留まるのみとみるのが妥当と思う。締固め曲線の実用上の価値が失われれば、締固め管理上、施工時の含水比における基準試験の締固め曲線から求めた乾燥密度に対する現場の乾燥密度の比 C 値を用いる考え方に納得しかねると筆者は言わざるを得ない。

7.2.3 砂に対する締固め試験

JIS の突固め試験は、本来、細粒分をかなり豊富に含んだ土について適用されるべく設定された試験法であり、それであればこそ、乾燥密度～含水比図上で w_{opt} でピークをもち、その湿潤側に尾をひいた締固め曲線を描き得ることができたのである。

細粒分を含まない砂について突固め試験を行い、 ρ_{dmax} 、 w_{opt} が見当らず、困っている場合をよくみかける。突固めに対して最も密な粒子配置をくずしてまで、過剰な水分をかかえ込むことが、砂ではむづかしкаろうと考えればあたりまえのことである。そして、非常に乾燥側でたまたま見られた密度の高い部分に注目して、それを ρ_{dmax} 、 w_{opt} と報告している困った例もないではない。

砂の締固め程度の判断には、以前から相対密度という概念があるが、日本では、土工における締固めに相対密度が不思議と使われてこなかった。むしろ、砂地盤の液状化に関連して相対密度がとりあげられることが多く、土質工学会基準の“砂の最大密度、最小密度試験方法”も、そういった砂を対象にした試験法と理解され、アメリカで盛土から品質管理のために掘り取った砂に対して行うアースマニュアルに定められた方法 (付記参照) のような試験法は一般化されていない。

たしかに、盛土工に用いる砂、あるいは砂質土は、細粒分の含み具合がまちまちであるから、どの段階から相対密度を適用し、どこから締固め度、施工含水比規定に切りかえるかについて、相当に検討を重ねなければなるまいし、また限界の密度を求める段階で、転圧施工は相当の粒子破碎を伴うことを意識しなければならないが、その試験法は一体どうしたものかと思案される。

いずれにせよ、これはより多くの人が関心を持ってもらいたい課題のように考えている。

7.2.4 締固め試験の役割

結局、締固め試験は、単に基準の突固め試験にのみ固執していても意味はなく、相手によって二つの局面に大別してよいと思う。

一つは砂、礫などのように細粒分の含有が少なく、締固

め後の性質が締固め含水比によって影響されることの少ない土に対してである。この場合は相対密度の利用を前提として最大密度、最小密度を求めるための試験として締固め試験が見直されるべきである。

いま一つは細粒分を多く含み、締固め含水比によって締り具合およびその後の土の性質が大幅に左右される土に対してであり、ここでは基準突固め試験で代表される、いわゆる締固め試験が活躍すべきところである。しかしその舞台でも突固め試験はこれまでのべてきたようにとまどいがちである。力学試験のための供試体作製的手段に用いられているのも確かであるが、微視的にみて締固め後の土の構造が、盛土工によるものの代表として取り扱ってもらえるかの確証は得られていないし、他の多くの締固め手法と同列に論じられることを甘んじなければならぬ立場である。残されたもの、それは目標となる乾燥密度、施工含水比の指標としての ρ_{dmax} , w_{opt} を提供するだけのものというならば、その指標としての価値の位置づけが何かあまりにもおぼろげのとりきめのように思えてならない。

7.3 締固めによる土の性質の変化

7.3.1 日本の特殊事情

アメリカの土質の本³⁾の締固めの章に、細粒分を50%も含んだ粘性土（統一土質分類 SC-CL）について図-7.1に示すような試験例が引用されていた（単位等、図面は少し書きかえている）。

これは含水比を変えて突固め（Proctor の25回を33回突固めに変えている）た試料に対して4段階の圧縮荷重を加えて圧縮した結果の乾燥密度を締固め時の含水比に対して示している。実線は締固めたままの供試体についてのもので、破線は締固めた後、水で飽和させた後、載荷した結果である。

実線と破線の交差した点を連ねた境界の含水比の低い側で生じている現象は、締固め後に水浸により飽和すると載荷重によって大きな体積減少を生じる、いわゆる collapse 現象として恐れられるものである。

アメリカのように自然含水比の低い粘性土の多い国では、粘性土の締固めに際して、まず問題とされているのが、この collapse 現象に対する配慮として w_{opt} 近傍の施工含水比にコントロールすることの重要性を指摘しているのである。

図-7.1には、この境界線の右側（含水比の湿潤側）に、太い破線で10, 20, …60%と記した曲線が描かれているが、これは締固め後の載荷重に対し、土中に発生する間隙水圧の大きさを付随的に示してくれている。

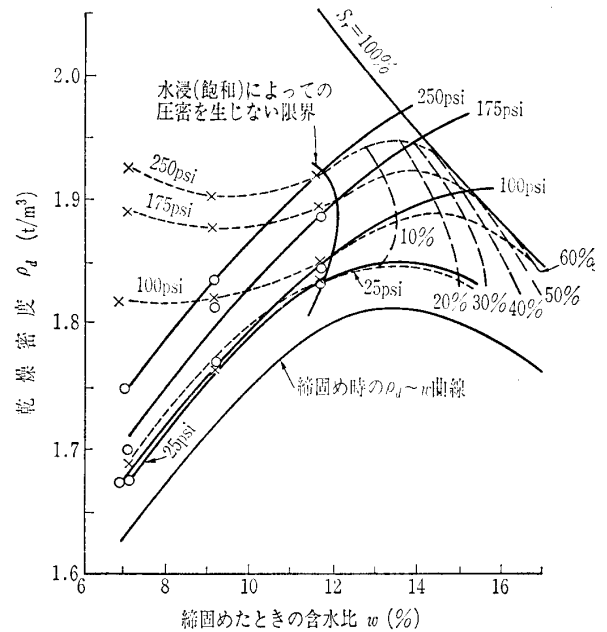


図-7.1 締固めた土のその後の載荷による挙動の1例 (Holtz による)

筆者は日本において締固めた粘性土の collapse 現象をみたことはないが、間隙水圧の発生の大きさと、それがどう消散していくのかという不安には、ずいぶんと遭遇したように思うのでこちらの方にはるかに眼が移ってしまう。これは日本の土工で粘性土にぶつかった時、ほとんどが、図-7.1の境界線の湿潤側の自然含水比をもっていることに

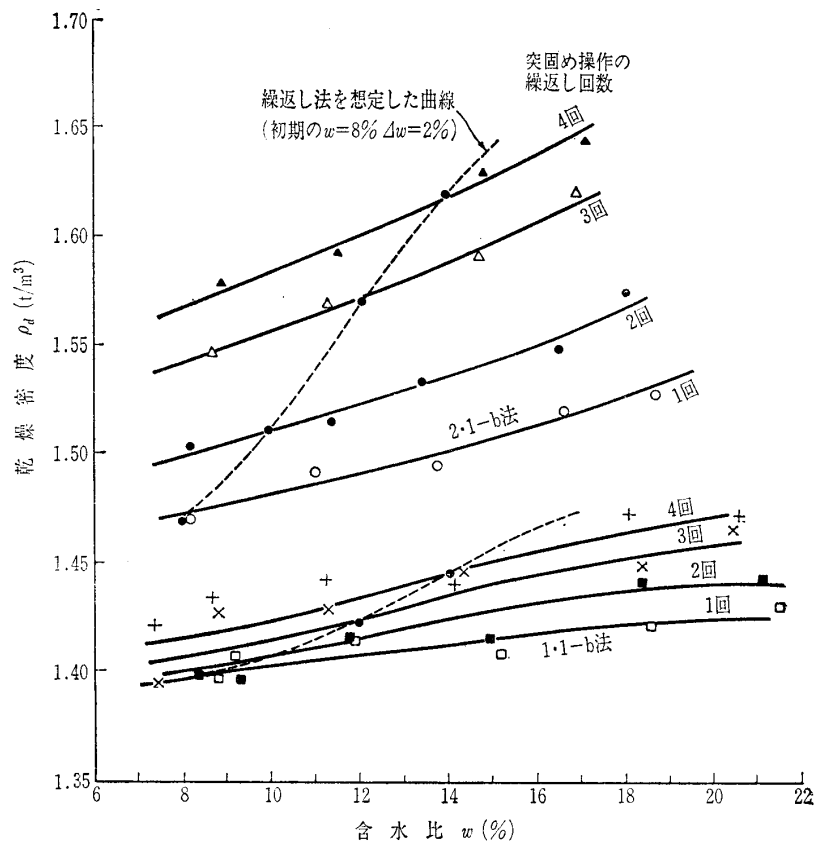


図-7.2 “非繰返し法”を繰り返した場合の締固め曲線の移動 (成田層の山砂に対する例)

講 座

よるからだ、参考書を書く上の重みづけでもその土地の土の状況によってこうも変わるのかと痛感する。われわれもこれから、経験したことのない乾燥した地域で土工をすることもあつたれば、こういった例も謙虚に注目しておかなければならないだろう。あるいは、われわれの方がむしろ特殊な土質条件の国土で仕事をしている特異な集団であると自覚しなければいけないのかも知れない。

7.3.2 締固めによる土粒子の破碎

ランマーによる突固め、ローラーの転圧、いずれにせよ土がかなり強烈に圧縮されるわけであるから、土粒子の破碎が生じていることは当然である。

図—7.2 は千葉県の上砂に対しての例であるが、数種の含水比に調整した試料を、なるべく含水比が変わらないようにしながら、同じ突固めエネルギーの試験を繰り返した場合の乾燥密度～含水比図である。JIS の試験法の表現でいえば“非繰返し法”による突固め試験の同一試料に対する“繰返し試験”ということになる。実験はその都度、はじめてランマーを持った別の学生が行っている学生実験のデーターであるから、もっと手馴れた人がやれば、よりきれいな結果が得られると思うが、これでもかなり明りょうな傾向がうかがえる。

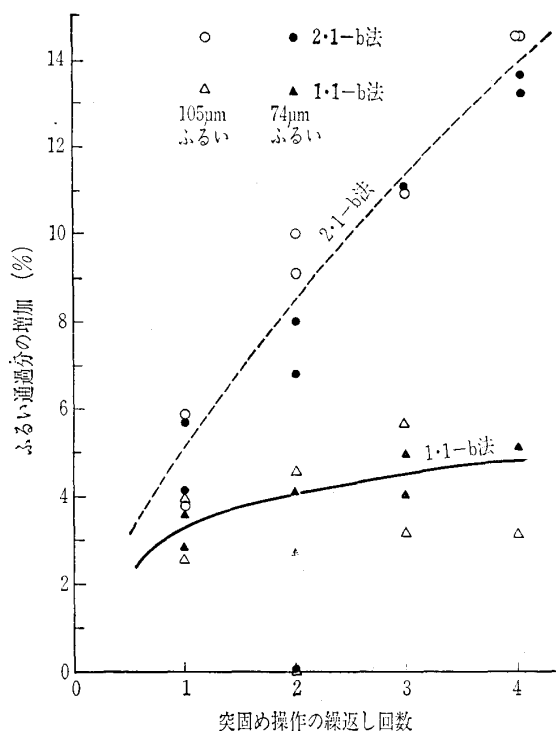
これらの試験は JIS A 1210 の 10 cm モールドを用い、一方は 2.5 kg ランマーの 3 層 25 回の突固め（すなわち 1・1-b 法）で、他方は 4.5 kg ランマーの 5 層 25 回の突固め（2・1-b 法）によったものである。

突固め操作自体の繰返しによって、締固め曲線は平行的に乾燥密度の高い側に移動していくことが、特に突固めエネルギーの高い 2・1-b 法において明らかにみられている。これは、この種の土で“非繰返し法”による締固め曲線に比べて“繰返し法”による締固め曲線が、はるかに立った鋭い形状になることを示している（図中には $w=8\%$ から 2.0% ごとに含水比を増していくという場合を想定した繰返し法による締固め曲線の推定形状を破線で描いてある）。

この現象の原因の主なものとして、突固めの操作による土粒子の破碎の影響があげられることは図—7.3 から明らかである。締固め曲線の変動の大きかった 2・1 法の方が 1・1 法に比べて、細粒化の進みが大きいことがわかる。

図—7.4 は路盤材などに用いられる水硬性高炉スラグ（HMS-25）について、非繰返し法で突固め、粒径加積曲線の変化から求めた粒度の変化の状況である（締固め時の含水比の粒子破碎に及ぼす効果には明りょうな差が認められなかった）。この結果によると 2.5 kg ランマーと、4.5 kg ランマーの粒子破碎の傾向には差のあることになる。

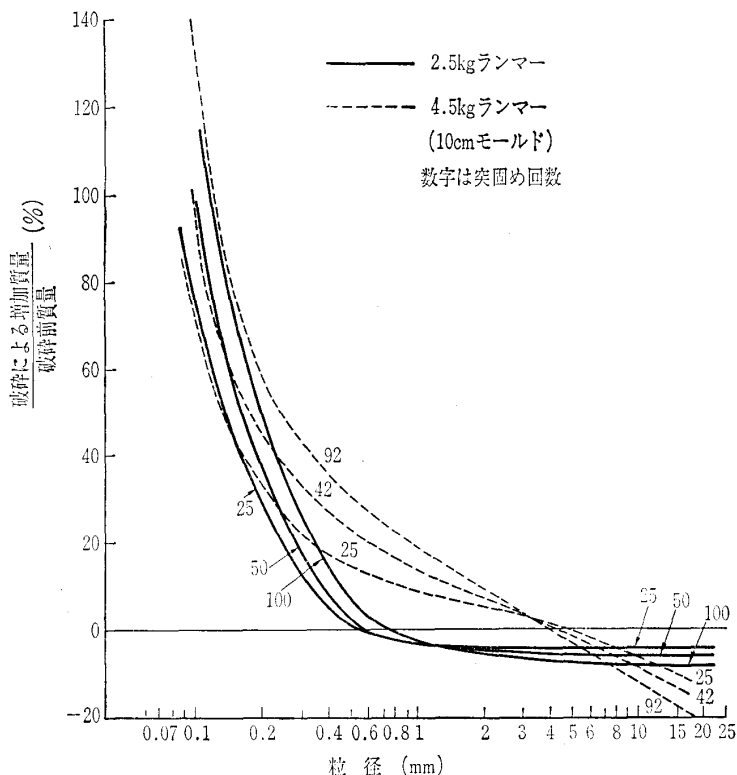
一方、同じ材料に対して、実際の自走式タイヤローラーで十分転圧した後の粒度変化は図—7.5 のよ



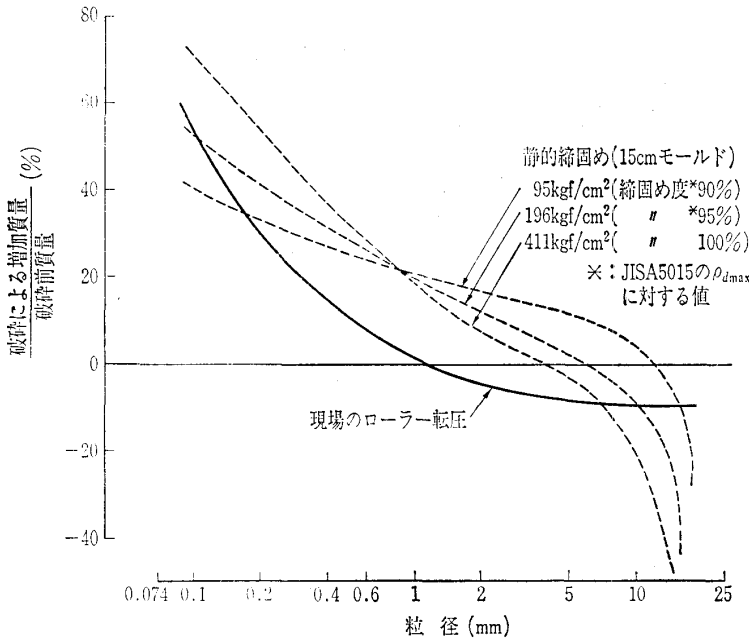
図—7.3 突固め操作の繰返しによる粒子の破碎（図—7.2の場合、原土の $-105\mu\text{m}$ は3.7%、 $-74\mu\text{m}$ は1.0%）

うであった。なお、この図中には、突固めよりは、よりローラー転圧に近いのではないかと想定のもとに、モールド内で材料を目標密度に静的荷重で締固めた場合の同様の粒子破碎状況を示してある。

これらの結果は、粒子を破碎するという面からは、モー



図—7.4 突固め試験における土粒子の破碎（水硬性高炉スラグにおける例）



図—7.5 実際のローラー転圧ならびに静的締固めによる土粒子の破砕 (図—7.4と同じ材料)

ルド内に拘束した状態でプランジャーで圧縮する静的締固めは存外に粒子破砕を起こす度合が高いこと、そしてこの例からだけ見れば、端面径がモールド内径より小さいランマーで突固める方法は衝撃を加えているという感じの割には粒子破砕は少なく、むしろ実際のローラーのそれに近い効果を示しているもののように見受けられる。

いずれにせよ、締固めという操作によって土の粒度は変化し、同じ締固めエネルギーによっても、 $\rho_d \sim w$ 図上の位置をかえる程のことが起こっていることは確かである。 $\rho_d \sim w$ 図上の点はある土の状態を表す指標の一つとなっていると見てもよいとすれば、その移動が、粒度が変わらずに生じた現象（土の密度の変化、すなわち締固め）とみた場合と、同じ締固め操作によっての粒度の違う二つの土の結果とみる場合と立場はかなり違ってくるのではないだろうか。われわれは厳密に言って、ある粒度構成やコンシステンシーが固有である一つの土という概念を、土の締固めの過程においては、固定して考えずに、土自体が刻々に変化しているのだという流動的な視点に立った方がよいのではないだろうか。

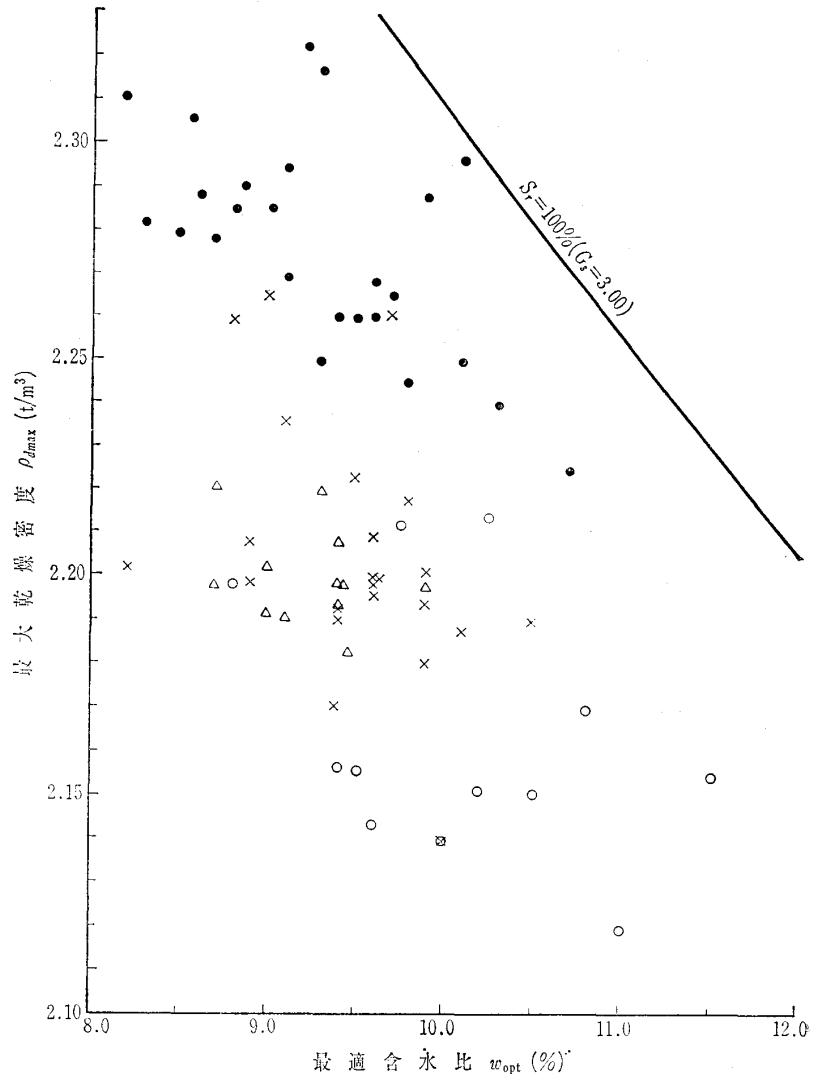
7.3.3 締固め曲線のちらばり

特殊な例かも知れぬが、前述の水硬性高炉スラグ路盤材の実験を行っていた際、各メーカーが製品の品質管理のために実施している締固め試験のデーターを数多く見せてもらったが、そ

の ρ_{dmax} と w_{opt} の値だけをひろってプロットしてみると図—7.6のように、同じ突固め方法 (JIS A 5015 に規定されたもの 10 cm モールド, 4.5 kg ランマー, 3 層 42 回突固め, 非繰返し法, 2.5-b 法に相当) によった、同じ材料に対する値としてはちらばりが大きすぎるように思えた。

締固めた土塊中の土粒子部分の体積率を $v_s (= V_s/V)$, 含有水分の体積率を $v_w (= V_w/V)$ とし、特に (ρ_{dmax}, w_{opt}) におけるそれらを v_{sopt}, v_{wopt} とし、次の r_s, r_w といった値を求めると

$$\left. \begin{aligned} r_s &= \frac{v_{sopt} - v_s}{v_{sopt}} (\%) \\ &= \left(1 - \frac{\rho_d}{\rho_{dmax}} \right) \times 100 (\%) \\ r_w &= \frac{v_{wopt} - v_w}{v_{wopt}} (\%) \\ &= \left(1 - \frac{\rho_d \cdot w}{\rho_{dmax} \cdot w_{opt}} \right) \times 100 (\%) \end{aligned} \right\} \dots (1)$$



図—7.6 高炉スラグ生産時に行った品質管理試験 (約 1 年間) の ρ_{dmax} と w_{opt} のちらばり (記号は製鉄所別)

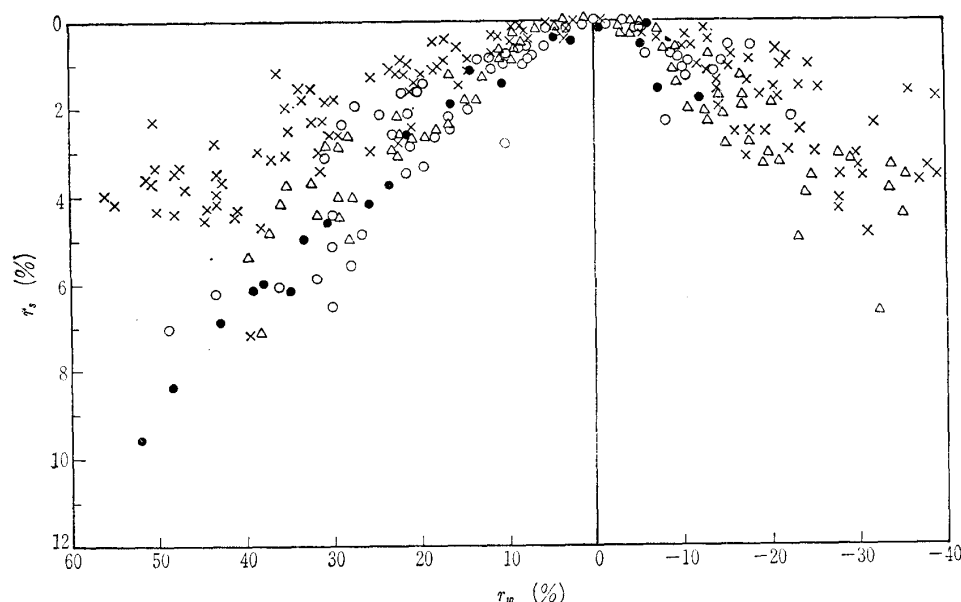


図-7.7 締固め曲線間の対比 (図-7.6のデータ中締固め曲線の利用し得たものを集録。記号は図-7.6と対応している)

となる。ここに ρ_d , w は v_s , v_w に対応する乾燥密度, 含水比である (なお r_s は締固め度 (D 値) を 100 から引いた値に相当している)。

図-7.6 の ρ_{dmax} , w_{opt} のみを示した締固め曲線を(1)式によって r_s , r_w に書き変えると図-7.7 のようになった。

こうしてみると, 結果は×印が少し異質に見えないことはないが, まあよく似ていると思え, 粒子の構成が似通ったスラグを, 同じ手順で締固めた場合は, 人と時期が違っても, ほとんど同じメカニズムで締め固まっていることを表していると考えられる。そして図-7.6 にみられた $\rho_a \sim w$ 図上の著しいちらばりは, むしろ, 土粒子比重 G_s のちらばり (これはスラグの生産時ごとにばらついていても不思議はなさそうである) によるものとみてよいようである。

普通の土相互でも G_s は大分かわっているから, われわれが締固め試験をやった得た締固め曲線がずいぶん違っている土の間にも, 締固め現象という面では, 上記のような見方をすると案外, 似たもの同士ということがあるのではないか。

7.4 施工の管理・検査における“締固め”の考え方

7.4.1 盛土工の品質管理と締固め試験

盛土工を行うにあたって技術者が求めることは, まず施工時の問題として, 能率のよい機械施工が行える土質状態であること (あるいは経済的に実施しうる対応策で満足な盛り立てが完了しうる範囲の土質条件であること) があげられ, 更にでき上った盛土が, 供用期間中の最悪な条件 (水浸, 地震時など) でも, のり面の安定, 盛土面での支持力について予期する程度の安全性を保ち得るとともに, 長期にわたって有害な沈下を生じないだけの力学的性質

(強さ, 圧縮性, 透水性) を持つことである。

もちろん, これらは盛土の規模, 構造物の性格, 重要度によって各様の格差のあることは事実であるが, あくまで本旨は目的とする力学的性質の確保が求められているのであって, Proctor 等の時代の先人がねらったのもそれであったことを思い返すべきではないか。

それが, 現在, 締固めの品質管理といえば, まず基準の締固め試験の ρ_{dmax} を基準とした締固め度 (D 値) が取り上げられて, 本来は同列に強調されなければならない w_{opt} を基準に指定されるべき施工含水比までも

が, 日本においてはしないがしろにされがちなのはどうか。

この種の締固め度規定を最初にとったアメリカの事情は次のように想像される。すなわち, Proctor test などを試験基準に定めてしまったものの, これまでに述べたような経緯で思った程にその試験結果から得るものがないことがわかり, ことに細粒分を多く含んだ土では, 乾燥密度～含水比 ($\rho_a \sim w$) 図上のある範囲で限られた締固め状態が, 盛土として要求される力学的性質を“締固め後に水浸するという最悪な条件においても”確保するということを認めて, それが基準試験の ρ_{dmax} , w_{opt} を基点として, 常識的に定められるという点に血路を見出したと考えてはいけなだろうか。そして更に, 砂や礫については本来, 含水比の変化には敏感でないことから, 相対密度の概念, すなわち, 乾燥密度がある程度以上になっている必要性が, 締固め度の表現にすり替えてもほぼ満足できるという気持ちが働いたとは思えまいか。

もしこの推論が当たっていれば, 土質条件に恵まれこの妥協が許された国においてのみ是認される品質規定法であって, 日本のように都合の悪い土質の多い国では, 無条件に先人の妥協に殉ずる必要はないはずである。日本が高含水比粘性土の締固めに対して, 空気間隙率 (あるいは飽和度) の範囲と, 施工含水比の上限を指定する品質規定方式をとったのは, 昭和30年代の初期であったが, イギリスではそれに先立って空気間隙率の規定を採用していた機関 (Ministry of Transport and Civil Aviation) があったことに注目したい。

我田引水の感があるが, 空気間隙率や飽和度の範囲でゼロ空気間隙曲線に沿った比較的, 浸水の余地の少ない状態 (これが ρ_{dmax} , w_{opt} を含む領域であるが) を指定するこ

とは、締め固まった土の性質の浸水に対する安定性を保障することであり、施工含水比の上限をかぎること、構造的に要求される力学的性質の値自体を最小限確保することを意味し、前述の締固め規定よりは、はるかに筋が通っていると思うが、これは基準締固め試験の抹消を意味することになりかねない。

7.4.2 盛土工の施工管理に対する考え方

結びにかえて、当今、各機関で検討が再燃している盛土の施工管理に対し意見をのべたい。これは一般の盛土，すなわち，工事の進捗に伴って種々な土質に遭遇し，しかもそれらを盛り立てに使用することを原則とするような，道路，堤防，宅地造成などの盛土工を対象にしたものであることを前提とする。

i) 「盛土用材料を粘性土系と砂質土系に2分する」

これは管理の考え方を分けるためにとるもので、この分け方の一つの方法としては、日本道路公団の多くの実績をみると4760 μ m 通過分中の74 μ m 通過分の割合で20%程度以上が粘性土系、未満が砂質土系といえそうである⁵⁾。すなわち、礫分の混入量が多くとも、比較的、土とみられる部分の粒度構成が区分の基準になるのではないかという考え方である。

i) 「粘性土系に対しては品質規定による。規定の条件としては締固め後の空気間隙率が15%以下であることおよび、施工時の含水比でその状態に締固めた土の力学的性質が、その盛土の施工上および供用後の構造上の要求を満たすものであることの二つである。」

粒性土系の締固めた土は、締固め直後の性質だけで供用期間中の性能を律することはできない。すなわち、締固め

時の含水比によっては、その後の水浸により飽和されると、著しく劣化することがあるからである。よって、締固め直後の性質が、水浸による最悪な事態でも、ほぼ保障される条件として、空気間隙率15%以下をまず設定する（飽和度によることも同じ考え方によるものであるが、事例によれば空気間隙率の方が具合がよさそうである。なお、図—7.1に示した限界含水比における締固め時の状態の空気間隙率は12%程度であるから、特に細粒土ではもう少し低い値、例えば10%程度を要求すべきかも知れない）。下限値として2～5%をとってもよいが、實際上、空気間隙率が0%付近になると施工性が悪くなるから、含水比規定を併用するとすればこの際は特に規定する必要性は低い。

日本の粘性土は自然含水比が高いことが多いために、この空気間隙率規定は容易に満足するが、でき上った盛土の構造的強さ（のり面の安定、盛土面の支持力）や、圧縮沈下の量については懸念されてしかるべきである。これが、第2の施工含水比にまつわる規定に関連するが、このような場合は、図—7.8 に示すように、施工含水比の上限をかぎる形の規定になろう（図の粘性土系のかげをつけた部分）。この上限は見方からすれば捨土限界とも目されるが、盛土の供用性、維持補修段階の対応も検討して定めるべき重要な規定となろう。

しかし、含水比がかなり低い粘性土系の盛土材に遭遇した場合には、そのままの含水比で空気間隙率15%以下を得ることは並の転圧方法では不可能なことも起こり得よう(図-7.8のBの場合)。この場合こそ、能率的な施工を行うために、施工含水比の湿潤側へのコントロールが、得られる土の性質を確かめた上で可能であることになり、従来

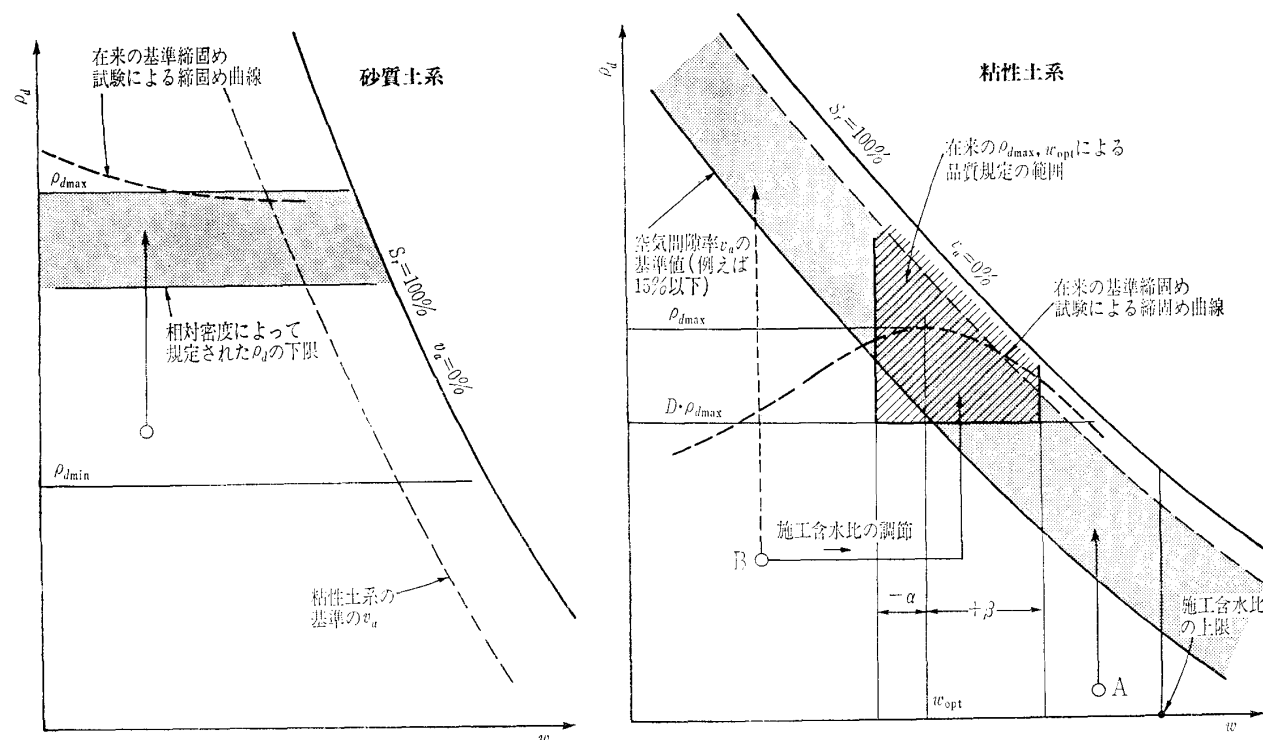


図-7.8 締固めの品質管理規定法の説明図

講 座

の欧米の施工指針の常識と合致する。

ii) 「砂質土系に対して品質管理を適用する場合は、相対密度によるか、あるいは締固めた後の強度による管理が妥当であろう。また、これらの材料は比較的施工性のよい土が多いから、試験施工において適切な転圧機種、施工手順を定めた上での、工法規定によって好結果を与えうる場合も多からう」

砂質土系の盛土材は締め固まった土の相対密度によって力学的性質が支配されるものが多く、粘性土系のように施工含水比の影響は大きくない。したがって締固めのときの密度（乾燥密度、間隙率）をどの程度にするかが、盛土の機能を支配するから、基本的には相対密度の基準値を定めるのが最も正統的である（図—7.8の砂質土系の場合）。しかし、一般の盛土工に対しては、日本では相対密度をどの程度にするかといふこと、およびどのような試験方法によるべきかについて実績が非常に少ない。在来の基準締固め試験の締固め度と何らかの関連があるが、その観点に立った研究成果に乏しいことは7.3にもふれたとおりである。

一方、締固めた直後の状態が、含水比の変化によっても、それほど大きく変らないために、貫入試験、CBR、平板載荷試験などの原位置強度試験によって強度特性による直接的品質管理が、大いに有効になってくる。

更に、礫などが多くなると密度測定、貫入試験がむづかしくなるから、試験施工時に品質上の検証を集積した上で適切な工法を選定し、その工法の正確な実施を確認することで施工を管理することも考えてよからう。

いずれにせよ、粘性土系と砂質土系の境目の土については、ii), iii) どちらの管理方法をとるのが有効か、迷うことになる。本来、明確な区分はないのであるから土をみて、あるいは試験施工によって、使いやすい管理方式を定めた

らよいと思う。

粘性土系の土とみたい材料のもう一つの特徴として、従来の突固め試験（非繰返し法による。例えば1・1-b法）によって、きれいなピークをもった締固め曲線が描けるような土であるということで、 ρ_{dmax} , w_{opt} がはっきりしないような土は砂質土系とみるという判別法もあるかも知れない。この方法をとると抹消したはずの突固め試験に、もう一度顔を出してもらうことになるが。ことに粒子破碎の生じやすい土について粒度を適用する場合は、判別上は突固め試験をした後の粒度で判断してもらうなどという、面倒な配慮を加える必要があるのではないか。

我々はかつて現場で密度を測定することの手間と誤差の多さに悩まされた。しかし最近のRI密度計、水分計の改良はめざましく、密度、含水比の現場における測定に苦勞が少なくなり、測定値の数も信頼性も大いに高まった。空気間隙率による管理は、そういった密度、含水比の測定が容易になっていくという情勢も考慮したものであることを付け加えておく。

参 考 文 献

- 1) 土と基礎, Vol. 29, No. 6, 1981. の「不飽和土」の小特集における、総説、報告が参考になる。
- 2) 久野悟郎: R.R. Proctor, 土と基礎, Vol. 31, No. 11, 1983.
- 3) Winterkorn, H.F. & Fang, H.Y.: Foundation Engineering Handbook 中の Hilf, J.W. による Compacted Fill, (1975) (Van Nostrand Reinhold)
- 4) 鉄鋼スラグ協会: 水硬性高炉スラグ路盤材の研究, 1984.
- 5) 高速道路調査会: 盛土の締固めに関する研究委員会資料 (1984年度の研究によるもので報告書になる予定)。

〔付記〕 アースマニュアルによる相対密度試験法〔文献3〕による〕
最小密度測定は盛土の現場密度測定のために掘り取った土を炉乾燥し約1 in の高さから体積のわかった容器に静かに注ぎこみ、余盛部分を直ナイフで除去する方法による。

最大密度測定は土を炉乾燥状態で完全飽和状態で容器に入れ2 psi (0.14 kgf/cm²) の載荷のもと振動数が3600回/分以上の振動台で8分間振動を加えた後、乾燥密度を測る方法をとっている。