

III-9 静的に締固めた土の強度特性

長崎大学工学部 正員 伊勢田哲也 落合英俊
同 学生員 毛利行洋 玉井一信

はじめに

一般に、土の強度や変形特性は、その土が過去に受けた応力（応力履歴）の影響を受ける。飽和粘土の強度は、3種の排水条件—非圧密非排水（UU）、圧密非排水（CU）および圧密排水（CD）—によって異なる。 σ （全応力） $\sim \tau_f$ （せん断強度）曲線は、CU-Test の場合には圧密降伏応力（先行圧力） P_f の所で折れ曲がり、CD-Test の場合には P_f よりもかなり左の方で折れ曲がり、このCD-Test における折れ曲がり点 P_f について、三笠⁽¹⁾ は図-1を示し、次式を与えている。

$$P_f = (\tan \phi_{cu} / \tan \phi_d) \cdot P_y \quad (1)$$

一方、静的に成形締固められた不飽和粘性土の側方拘束状態における圧縮変形特性については、伊勢田⁽²⁾ の実験的研究があり、載荷時間を十分に考慮すれば、圧縮ひずみが急激に増大する圧密降伏応力が存在し、この圧密降伏応力は成形時に試料に与えた応力（先行応力）にほぼ一致し、さらに、この先行応力が盛土の締固めの管理や変形解析の特性値となることを明らかにしている。

本研究は、以上のような研究成果をふまえ、等方応力の下で、静的に締固められた不飽和土の強度特性に、締固め応力がどのように影響するかについて実験的に検討した。なお、今回は、圧密排水条件（CD-Test）についてのみ検討した。

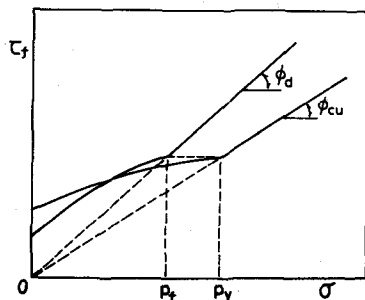


図-1

試料および供試体作成方法

試料は長崎市内で採取した砂質ロームで、比重 $G_s = 2.676$ 、液性限界 $w_L = 36.4\%$ 、塑性限界 $w_p = 30.4\%$ で、統一分類法ではMLに属する。なお、試験には2.0 mm フリイ通過分を用いた。供試体の作成方法は、まず、内径50 mmのカラー付き2つ割り鋼製モールドを用い、各層ごとにモールドとはほぼ同一径を有する重量2.5 kgの鋼製棒を載荷し、木づちでモールド側壁を軽く25回打撃し、10層で高さ約125 mmになるような方法により、供試体が自立でき、しかもできるだけ均一な状態の供試体を作成した。この状態における供試体の乾燥密度は平均約 1.42 g/cm^3 であり、また、供試体作成時の含水比は、試料採取時の含水比にほぼ等しい約32%とした。ついで、この供試体を三軸室にセットし、所定の圧力で約24時間等方圧密した後、三軸室から取り出し、供試体寸法を再度測定した後、三軸試験機に再セットし、側圧一定の排水三軸圧縮試験を行なった。等方圧密圧力 σ_0 は、1.5、2.0、3.0 kg/cm^2 の3種で、この圧力を供試体作成時の締固め応力とみなした。

試験結果とその考察

供試体作成時の締固め応力 σ_0 による乾燥密度の増加率を図-2に示す（ γ_{d0} はモールドで供試体を作成した時の値、 γ_d は σ_0 で等方圧密後の値）。試験結果にはかなりのバラツキがあるが、平均的にみて、 $\sigma_0 = 1.5, 2.0, 3.0 \text{ kg/cm}^2$ に対して、各々、乾燥密度（あるいは間ガキ比）が約4.4、5.5、6.8%程度増加（間ガキ比でいえば、減少）し、それぞれの供試体は締固め応力 σ_0 に対応した十分安定な構造の状態になっていると考えられる。

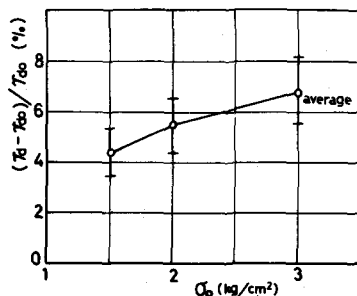


図-2

ところで、応力-ひずみ曲線の形は、締固め応力 σ_0 、あるいはせん

断時の側圧 σ_2 の値によっては、必ずしもピークが現れないものがあり、どの状態を破壊時とみなすかが問題となるが、本文では、軸ひずみ ε_1 が $0 \leq \varepsilon_1 \leq 15\%$ の範囲内において、主応力差が最大値を示す点を破壊時とみなした。三軸圧縮試験の場合には、正八面体面をもってすべり面とみなしても、その誤差は一般に小さいといわれているので⁽²⁾、締固め応力 σ_0 をパラメーターとして、破壊時の主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ と平均主応力 $(\sigma_1 + 2\sigma_3)_f/3$ の関係を示したのが、図-3であり、いずれの σ_0 の場合とも、近似的に、2本の折れ曲がった直線で表わすことができる。そして、折れ曲がり点の平均主応力の値は、締固め応力 σ_0 にほぼ等しいが、あるいは若干小さい程度であることは注目すべきことである(側圧 σ_2 で考えると、かなり小さい σ_2 の所で折れ曲がることになる)。このことは、飽和粘土についての図-1の結果とは多少異なるが、飽和粘土に関して、三笠⁽³⁾は次のように述べている。「CD-Test では、せん断による構造の乱れは、応力履歴によるせん断開始時の状態の差を減殺していくものであるから、過圧密の程度が少ない場合には、せん断応力のピークに達するまでにその影響が消えてしまうことがあり得る」。締固め σ_0 不飽和土の場合には、このようなせん断にともなう構造の乱れが、飽和粘土の場合に比べてかなり少ないのではないかと考えられる。

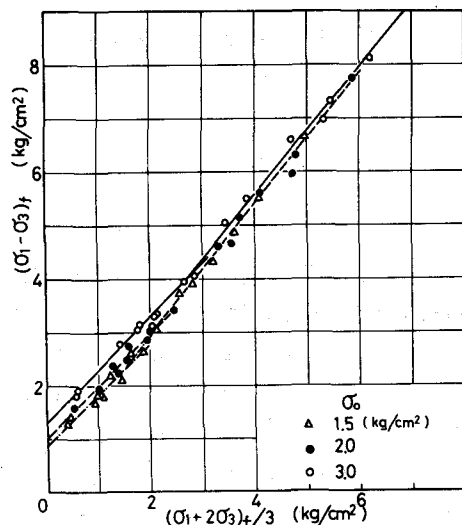


図-3 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ と $(\sigma_1 + 2\sigma_3)_f/3$ の関係

破壊線は、前述のように、近似的に2本の折れ曲がった直線によって表わすことができ、その折れ曲がり点の平均主応力の値はほぼ締固め応力 σ_0 に等しいので、ほぼその値を境にして、それぞれの直線破壊線の式を最小二乗法によって求め、締固め応力 σ_0 が強度定数の C 、 ϕ にどのように影響するかを示したのが、図-4である。締固め応力を大きくすると、排水強度は増加し、その増加強度成分の内容は、粘着成分の増加であり、摩擦成分の増加はほとんどないことがわかる。なお、正規圧密状態および過圧密の程度の小さい状態においては、本来、締固め応力の影響はなくなり、破壊線はほぼ一本になるものと考えられるが、今回の試験結果では図-3、4に示すように、その影響が現われている。これは締固め応力 σ_0 の載荷時間が約24時間であったのに対し、せん断開始前の側圧 σ_2 の載荷時間が約0.5~1時間程度であったため、 σ_2 に対応した十分安定な状態になっておらず、 σ_0 の影響が残っていたためと考えられる。

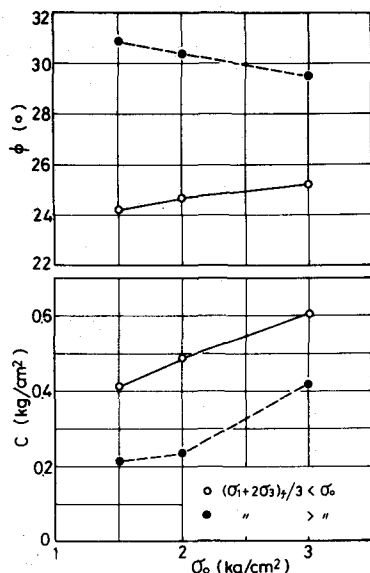


図-4 C 、 ϕ に及ぼす σ_0 の影響

まとめ

等方応力のもとで静的に締固め σ_0 不飽和土の三軸排水強度に及ぼす締固め応力の影響を検討した結果、次の点が明らかになった。(1)破壊線は、破壊時の平均主応力の値が締固め応力とほぼ等しい所付近から折れ曲がる。この結果は飽和粘土の場合と多少異なるようであるが、これはせん断にともなう構造の乱れの程度の差によるものと考えられる。(2)締固め応力は、強度成分のうち、摩擦成分にはほとんど寄与しないが、粘着成分を増加させ、全体として強度の増加をもたらす。今後、圧密非排水強度についても検討していきたい。

参考文献 (1)三笠(1974):土木学会年講、第三部、P.88~89 (2)伊勢田他(1971):土木学会論文報告集、第188号、P.45~52 (3)三軸圧縮試験基準化委員会(1975):第20回土質工学シンポジウム論文集、P.15~41