

1. まえがき

今日、土にたづさわる現場技術者が直面し苦慮させられることは、理論式または提案されている実験式に基づいて解析した結果と実際との「ズレ」である。その端的な例の1つとして、地盤の変形・破壊についての問題がある。即ち「地盤は外力（物体力としての自重等を含めて）を受けると、変形し、そしてある荷重に達すると破壊する」このように現場において連続して起る現象に対して、現在の土質力学は、変形については線形又は非線形弾性論、また破壊についてはMohr-Coulombの破壊規準に代表される剛塑性論と言うように全く異なる二つの理論により解析することを教えている。

しかし、有限要素法等の出現により、解析手段が飛躍的に改善された今日、土の応力・変形・破壊にわたる挙動を連続的、かつありのままに表現する手法の確立は、重要かつ焦眉な問題であり、現場からの切実な要求である。このように現場への対応を考えると、できるだけポピュラーな試験から得られ、十分な精度で土の挙動特性を表現できる方法はないだろうか？と言うのが筆者の基本的な考え方である。この立場から、今日では非常に普及している三軸圧縮試験の結果を考察し、土の応力・変形特性を表わす関係式の導出を試みている、本文はその端緒を報告したものである。

2. 三軸圧縮試験結果とその処理方法

改めて記すまでもないことではあるが、現在、土の三軸圧縮試験の結果は図-1に示すように軸差応力-軸ひずみ曲線から、 $\epsilon_1 = 15\%$ 以内での最大軸差応力($\sigma_1 - \sigma_3$)と σ_3 との関係として、Mohr-Coulombの破壊規準を示す次式によつて強度定数 c, ϕ を求める。(※1)

$$\left. \begin{aligned} (\sigma_1 - \sigma_3) &= f_c + m_s \cdot \sigma_3 \\ \tau &= c + f \cdot \tan \phi \end{aligned} \right\} \text{----- (1)}$$

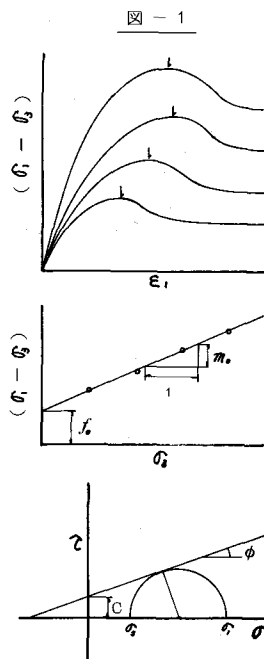
$$\text{ここで } c = f_c / 2 \cdot \sqrt{1 + m_s}, \sin \phi = m_s / (2 + m_s) \text{----- (2)}$$

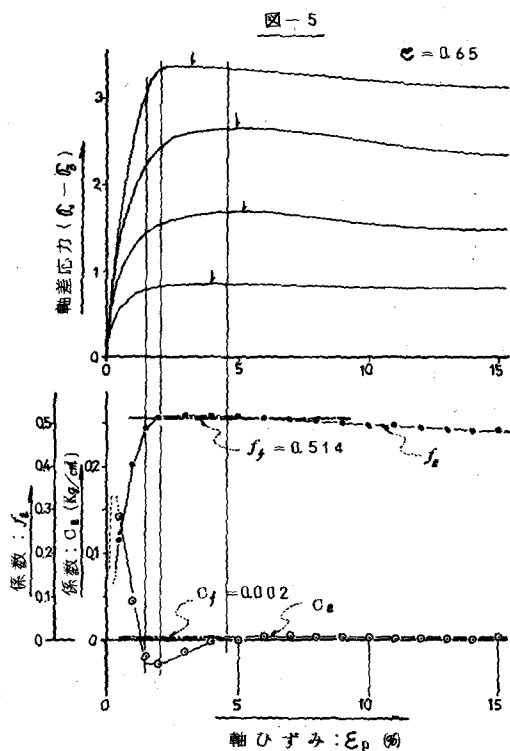
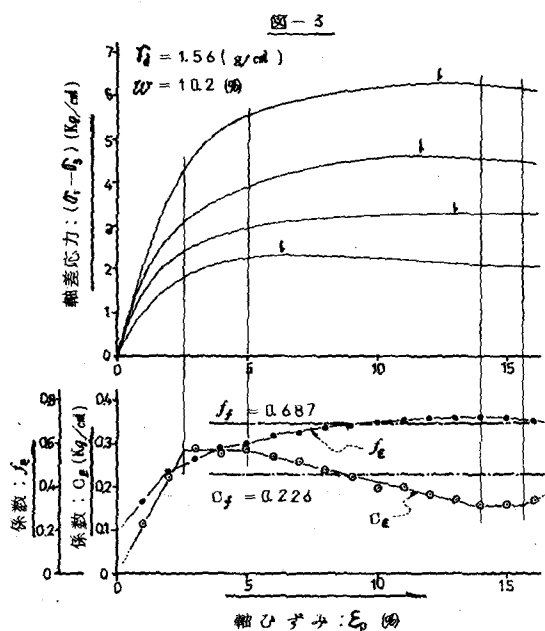
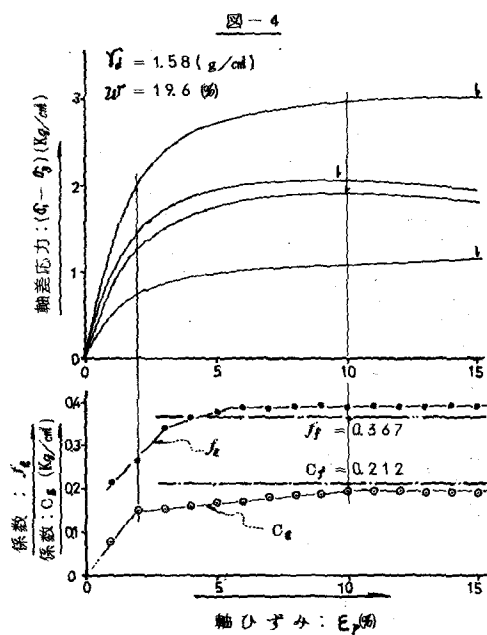
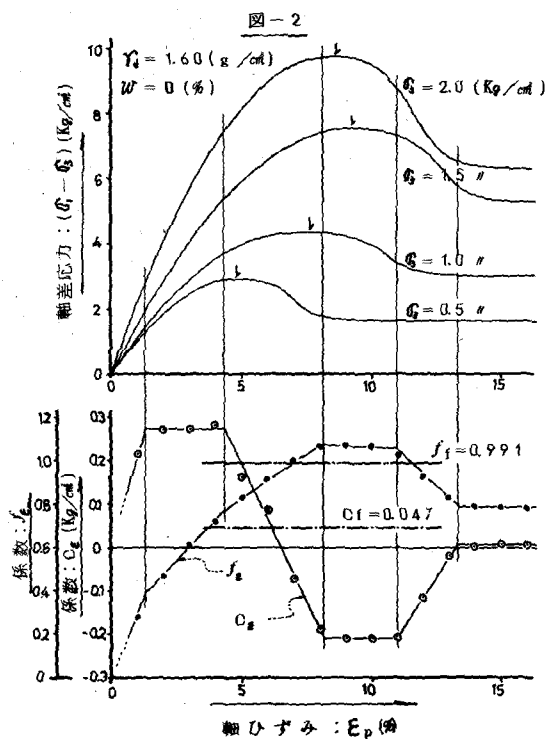
提案する処理方法は、図-1に示される土の応力・ひずみ挙動をできるだけ忠実に数値表現する方法として、全てのひずみ段階について、応力状態が、Mohr-Coulombの破壊規準である(1)式と同様の式で規定できるものと仮定する。この仮定に基づき求められるひずみの関数としての $c, \phi, f (= \tan \phi)$ を添字により $c_\epsilon, \phi_\epsilon, f_\epsilon$ と表わし、従来の強度定数としての c_f, ϕ_f, f_f と区別するものとする。

図-2, 3, 4 は福岡市金山に産する普通のマサ土を、図中に示す密度含水状態に締固めた供試体についての試験結果である。図-5はガラスビーズについての試験結果である。また図-6は同じく金山産のマサ土で側圧を $\sigma_3 = 0.1, 0.3, \dots, 1.9 (\text{kg/cm}^2)$ と10個に変化させて試験した結果である。各々の応力・ひずみ曲線の下には、各ひずみ段階における c_ϵ, f_ϵ がプロットしてあり、またひずみを無視した、いわゆる強度定数 c_f, f_f が線として挿入してある。更に図-6には各ひずみ段階における $(\sigma_1 - \sigma_3)$ と σ_3 との相関係数 r を示す。

3. 考 察

3.1 各ひずみにおけるMohr包絡線の直線性について； 提案した試験結果の処理方法、即ち全てのひずみ段階においてMohr包絡線が直線で近似できる





か否かについては、ダイレタンシーの少ない粘性土におい

ては十分考えられる事であるし、事実 Schmertmann, Osterberg (※2) らは、粘性土についてはどのようなひずみ段階でも、Coulomb-Hvorslev の規準が適用できると報告している。また粒状体の場合にも、春山(※3)を除くと十分適用可能であると述べている。この事は(※4)図-5だけでなく、当研究室で過去に行なわれた標準砂やガラスビーズ等の粒状体の試験結果を筆者が検討した範囲でも認められた。更に粘性土と粒状体の場合だけでなく、砂質土(マサ土)においても妥当である。その数値証明として求めた $(\sigma_1 - \sigma_3)$ と σ_3 の相関係数は図-6に示されるような値となり、十分な精度で提案する処理方法の妥当性を示していると言えよう。とくにこの Mohr 包絡線において非常に興味深いことは、図-2に見られるように $\epsilon_1 = 8 \sim 10$ %のひずみ段階では、 $\sigma_3 = 0.5$ (Kg/cm²) の供試体が $(\sigma_1 - \sigma_3)$ のピークをすぎ、完全なせん断面を発生した終局の状態にあると思われるのに対し、 $\sigma_3 = 1.5$, 2.0 (Kg/cm²) の供試体は、ピークの前後の状態にあるわけで、これらの供試体の内部は全く異なつた状態になっていると考えられるにもかかわらず、4つの応力状態の Mohr 包絡線は十分な精度で直線性を示していることである。

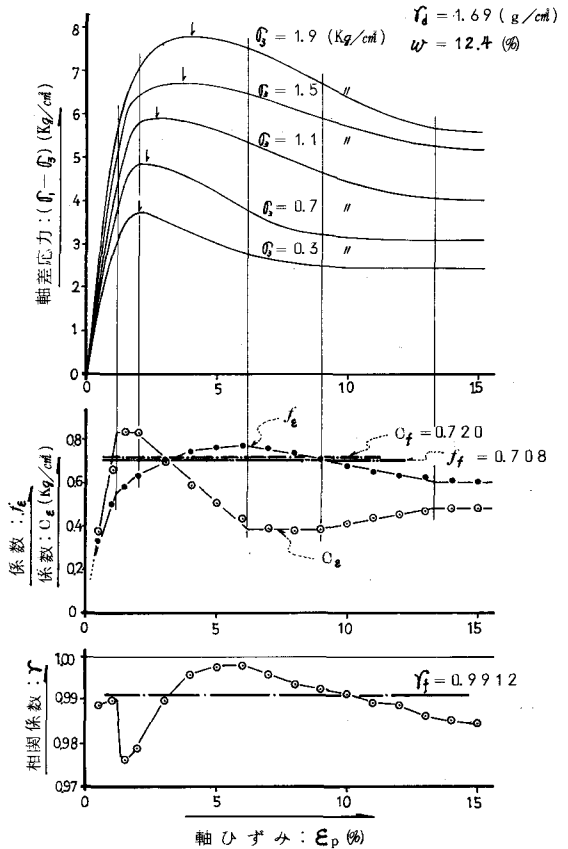
このように見てくると、各ひずみ段階での応力円の包絡線は、従来の 'Mohr の破壊包絡線 (Mohr's failure envelope)' に対して、'ひずみ包絡線 (strain envelope)' としても称することの出来るものである、そしてこの 'ひずみ包絡線' もまた直線近似が可能であると言えよう。

3.2 C_E, f_E のもつ意味について： 'ひずみ包絡線' より求められる C_E, f_E のもつ意味については Mohr-Coulomb の破壊規準において当初粘着力、内部摩擦角と呼ばれていた $C_f, \phi_f (= \tan^{-1} f_f)$ が、今日では、いわゆる見掛けの粘着力、せん断抵抗角と称されるようになり、更に極言すれば、Mohr の破壊包絡線の σ 軸切片、 σ 軸との傾きを示す実験定数にすぎないと解され、単に強度定数 C, ϕ といわれていることを考えれば十分である。(※5) 即ち、 C_E, f_E は、土のあるひずみ段階における応力円の包絡線を直線で示したときの σ 軸切片、 σ 軸との傾きを示す実験係数にすぎない。換言すると強度定数 (C_f, ϕ_f) に対し、土の応力・ひずみ係数 (C_E, f_E) と言うことが出来る。また 'ひずみ包絡線' も、破壊包絡線の場合と同様に、直線近似が妥当と考えられる応力 (σ_3) 範囲でのものであり、応力 (σ_3) の範囲が異なると当然 C_E, f_E は違つた値となるものである。

3.3 係数 (C_E, f_E) と軸ひずみ (ϵ_1) との関係： いまだ土の一般的性質を論じる段階ではないが、少なくとも現段階までの実験結果(主としてマサ土に関して)に示される係数 (C_E, f_E) と軸ひずみ (ϵ_1) との間には非常に興味深い傾向を看することが出来るようである。図-7は ($C_E - \epsilon_1$) および ($f_E - \epsilon_1$) の関係を模式図化したものである。

とくに、($C_E - \epsilon_1$) は ϵ_1 に無関係に一定値、 C_a, C_b, C_c ($C_a > C_c > C_b$) を与える3つの領域があり、これらの値を直線で結んだ形、即ち6つの折線で近似出来るようである。また f_E も C_E 程の精度ではないが C_E

図 - 6



の場合とほぼ同じひずみ点を折点として間を直線で近似できそうである。次に C_e を応力・ひずみ曲線との対応で看ると明白なピークをもつた曲線 C_a と C_b 、 C_c と C_b の差は大きく、応力・ひずみ曲線がなだらかになるにしたがつてまづ C_c と C_b の差がなくなり、更には C_a 、 C_b 、 C_c の区別がなくなってしまうようである。図-5に示す場合の C が第1折点から更にわず

かながら上昇しているのは、試験誤差に因るものか、ひずみ硬化等に因るものかは定かでない。またここで、強度定数 (C_f , f_f) と係数 (C_e , f_e) について比較してみることは、極めて興味ある事と言えよう。図-8で区分した6つの領域については、軸ひずみ (ϵ_p) の面からも更に実験と検討が必要である。

4. 土の応力・変形特性の数式化

以上のように、ひずみの関数としての C_e , f_e が求められ、しかも折線で近似させ得るものとする折点を与える軸ひずみから次の折点を与える軸ひずみまでの間では (i 領域とする)、 C_e , f_e は軸ひずみ ϵ_i の1次関数として次の様に表わされる。

$$\left. \begin{aligned} C_e &= m_i + n_i \cdot \epsilon_i \\ f_e &= a_i + b_i \cdot \epsilon_i \end{aligned} \right\} \text{-----} (3)$$

ここに、折点の軸ひずみを E_i とし $E_{i=0} = 0$ とすると $E_{i-1} \leq \epsilon_i \leq E_i$ である。

一方、 $f_e = \tan \phi_e$ であり、 $m_{oe} = 2 \cdot \sin \phi_e / (1 - \sin \phi_e)$ 、 $f_{oe} = 2 C_e \cdot \cos \phi_e / (1 - \sin \phi_e)$ の関係より

$$1 + m_{oe} = (f_e + \sqrt{1 + f_e^2})^2, \quad f_{oe} = 2 C_e \cdot (f_e + \sqrt{1 + f_e^2}) \text{----} (4)$$

である。(4)式と(1)式より

$$\sigma_i = 2 C_e \cdot (f_e + \sqrt{1 + f_e^2}) + (f_e + \sqrt{1 + f_e^2})^2 \cdot q_g \text{-----} (5)$$

この(5)式に(3)式を代入することにより、 i 領域における応力・ひずみの関係式として次の(6)式を得ることが出来る。

$$\sigma_i = \{ (a_i + b_i \cdot \epsilon_i) + \sqrt{1 + (a_i + b_i \cdot \epsilon_i)^2} \} \times [2 (m_i + n_i \cdot \epsilon_i) + \{ (a_i + b_i \cdot \epsilon_i) + \sqrt{1 + (a_i + b_i \cdot \epsilon_i)^2} \} \cdot q_g] \text{---(6)}$$

ここに、 $E_{i-1} \leq \epsilon_i \leq E_i$ (i 領域内における軸ひずみ)

a_i, b_i, m_i, n_i は三軸圧縮試験より求まる定数

5. あとがき

研究の緒に就いたばかりであり、様々な問題をかかえている。また極めて雑な論の進め方をしたし応力-ひずみの関係式にしても未完成であるが、今後、まえがきで述べたような方向で、更に実験と解析を進めていくつもりである。

文献 (1) 土質工学会「土質試験法」

(2) Schmertmann J.H and Osterberg J.O : ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, June 1960

(3) 春山元寿「粒状土とくにシラスのせん断特性に関する研究」学位論文 P 287~305

(4) 滝本保「非粘性材料のせん断特性に及ぼす水の影」S 47年 卒論

(5) 土質ハンドブック 第7章「土のせん断」P 178

(6) J. G. Jaeger : (飯田俊事訳)「弾性・破壊・流動論」P 81~102 その他

