

粘性土の圧密降伏応力の推定法に関する一提案

A Proposal for Estimation of Consolidation Yield Stress of Cohesive Soils

平井 弘 義 (ひらい ひろよし)
応地研 代表取締役亀井 健 史 (かめい たけし)
島根大学助教授 総合理工学部

1. はじめに

住宅の品質確保の促進等に関する法律（平成11年6月23日法律第81号）が平成12年4月1日より施行され、地盤についても間接的に適用されることになった。すなわち、この法律では新築住宅の基本構造部分について瑕疵担保期間10年の義務付けを行っており、地盤は基本構造部分には含まれていないが、地盤調査を怠り、あるいは考慮不足のため、基礎の設計・施工を行い不同沈下等が生じた場合には、基礎の瑕疵としてみなされ、瑕疵担保期間10年義務の対象となりうるのである。また建築物の基礎構造に関する建築基準法の改正（平成12年5月23日付け建設省告示第1347号）が行われ、地盤の種別に応じた基礎構造の種別を定めている。このように法律が整備される背景として、特に木造建築物の基礎については、地震時のみならず通常使用時においても、造成地等で発生しうる地盤沈下等に伴う被害が多くなってきているためと考えられる。

さて、建築基礎構造設計指針¹⁾によれば、地盤の許容地耐力の算定においては、まず許容支持力を求め、それによって生じる沈下量を計算し、許容沈下量以下であれば、その許容支持力が許容地耐力として採用されることになる。そこで、設計において地盤の沈下量の予測を行うためには、原位置での地盤の圧密降伏応力の値を事前に求めておく必要性が生じる。そのためには土の圧密試験を実施する必要があるが、利便性、経済性および迅速性を考慮すれば、圧密試験を行うことは容易ではないことが多い。そのような理由から、現状では圧密降伏応力を簡略に推定することが可能な手法が要望されてきている。

このような背景から、国内において最も一般的に実施されている原位置試験である標準貫入試験、あるいはスウェーデン式サウンディング試験等のサウンディング試験による地盤の調査結果から得られる情報を用いて圧密降伏応力を推測することを目的とし、既往の実験結果に基づき、非排水せん断強さと有効上載圧の関係について検討した。その結果、非排水せん断強さと有効上載圧を地盤の圧密状態を判定するための指標として採用しうることを示し、粘性土の圧密降伏応力を、過圧密、正規圧密、未圧密等の圧密状態に対して推定しうる方法を提案する。

2. 非排水せん断強さと有効上載圧の関係

2.1 正規圧密状態と過圧密状態における関係

従来の研究においては、 K_0 圧密された粘性土の正規圧密状態における非排水せん断強さ c_u と有効上載圧 σ_v' との関係は、一般的に線形形式によって表現しうる事がわかっており、この線形形式の勾配を示す材料パラメータは、有効応力規準によれば、せん断抵抗角、間隙圧係数、および静止土圧係数を用いて表されうる²⁾。

水平地盤の堆積過程としての K_0 圧密を受けた正規圧密粘性土において、非排水せん断強さ c_u と有効上載圧 σ_v' の比、 c_u/σ_v' は強度増加率と呼ばれ、その値は一般的に土質によって変わるが、日本における粘性土に関するデータでは、塑性指数にかかわらず c_u/σ_v' はほぼ一定の値となっている傾向が見られる^{3)~15)}。ここではこれらの実験データを分析するとともに、 K_0 圧密された粘性土に関する実験結果^{3)~15)}を参考にして、 $M_n = c_u/\sigma_v' = 0.375$ と仮定する。

一方、過圧密状態での非排水せん断強さと有効上載圧との関係は、一般的に非線形形式となり、Hvorslev 規準によれば、非排水せん断強さは過圧密比、有効上載圧、間隙圧係数、静止土圧係数、有効摩擦角、粘着力係数、膨張指数 C_s 及び圧縮指数 C_c を用いて表現されうる²⁾。

しかしながら、簡便な関係式を検討するため、ここでは実験式^{4),6),7),11)}を参考にして、非排水せん断強さ c_u と有効上載圧 σ_v' の比は、過圧密比 σ_{vc}'/σ_v' (σ_{vc}' : 圧密降伏応力) の関数とし、非線形モデルを用いる場合、次のような形式を採用する。

$$c_u/\sigma_v' = M_n (\sigma_{vc}'/\sigma_v')^\Lambda \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 M_n は正規圧密状態における c_u - σ_v' 直線の勾配を示し、また、指数 $\Lambda = 1 - C_s/C_c$ について、粘性土の大部分は0.7~0.8付近の値を示しており¹⁴⁾、それゆえ、ここでは指数 Λ について、文献11)より下限値として0.693とし、文献6)より上限値として0.860を採用するものとする。

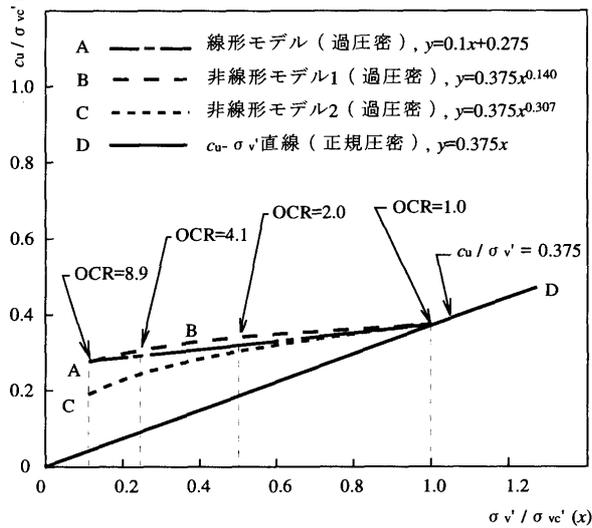
いま、 $x = \sigma_{vc}'/\sigma_v'$ 、 $y = c_u/\sigma_v'$ と置き換えると、式(1)は

$$y = M_n x^{1-\Lambda} \quad \dots\dots\dots (2)$$

と書ける。

図-1は、正規圧密状態と過圧密状態に関して、有効上載圧と非排水せん断強さの平面における提案モデルを示している。正規圧密状態では、 $1.0 \leq x$ において、直

論文



図一 非排水せん断強さと有効上載圧の関係

線 D 上に非排水せん断強さはある。また、過圧密状態では $x \leq 1.0$ において、B の非線形モデル 1 および C の非線形モデル 2 は、それぞれ指数 Λ の上限値と下限値に対応している。A の線形モデルは、後述の図一 2 と 3 に示される実験値を表現するためのモデルであり、この傾きを 0.10 と仮定する。図一 1 から、有効上載圧 σ'_v が小さくなるに従い、すなわち過圧密比 OCR が大きくなるに従い、各モデルから予測される非排水せん断強さ c_u の値の相違が顕著になる傾向がみられる。

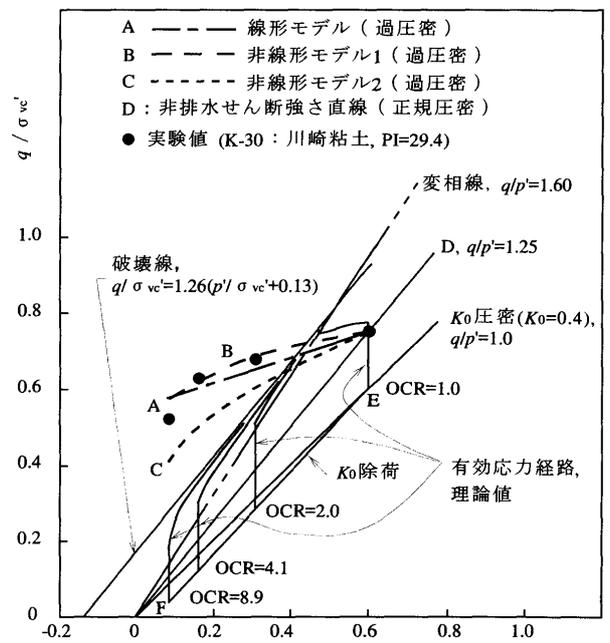
以後、粘性土に関して、文献(13)、(15)において示される実験結果及び解析手法を採用している。

図一 2 では、K-30 と称する K_0 圧密を受けた正規圧密土と K_0 条件で荷重、除荷を受けた過圧密土に関して、 K_0 除荷後で非排水せん断前の平均有効主応力 p'_0 と軸差応力 $q = 2c_u$ で表される非排水せん断強さとの関係について実験値が示され、また、破壊線に至るまでの理論解析による有効応力経路が、平均有効主応力 p' と軸差応力 q の平面において示されている。 K_0 圧密 (0→E) においては、 $K_0 = 0.4$ 程度となるので、有効応力経路は傾き 1.0 の直線上にあるものと仮定されている。

また、 K_0 除荷 (E→F) においては有効応力経路は降伏曲面の内側に向うため、弾性域にあるものと仮定できるので、ポアソン比 $\nu = 0.27$ と仮定すれば、有効応力経路は傾き $\Delta q / \Delta p' = 3(1-2\nu)/(1+\nu) = 1.09$ の直線上にある。 K_0 除荷に続く非排水せん断試験に関する有効応力経路、変相線及び破壊線は、文献(13)に示される解析手法を用いて求められたものであり、変相線においては塑性体積ひずみ増分が収縮から膨張に変わるものとする。

正規圧密 (OCR = 1) の場合、 $c_u - \sigma'_v$ 直線である $y = 0.375x$ は、 $(p'/\sigma'_{vc}, q/\sigma'_{vc})$ 平面において非排水せん断強さ直線 $q/p' = 1.25$ となり、非排水せん断前の平均有効主応力 p'_0 と軸差応力 $q = 2c_u$ で表される非排水せん断強さに関しては、 $(p'_0/\sigma'_{vc}, q/\sigma'_{vc}) = (0.6, 0.75)$ となる。

次に、過圧密比 OCR が大きくなるに従い、非排水せん断強さは小さくなり、実験値をみると、OCR = 2.0, 4.1, 8.9 に対応して、 K_0 除荷後で非排水せん断前の平均



図二 非排水せん断強さと有効応力経路 p'/σ'_{vc}

有効主応力 p'_0 と軸差応力 $q = 2c_u$ で表される非排水せん断強さに関しては、それぞれ $(p'_0/\sigma'_{vc}, q/\sigma'_{vc}) = (0.31, 0.68), (0.161, 0.63), (0.085, 0.52)$ となっている。ここで、 K_0 除荷後で非排水せん断前の平均有効主応力 p'_0 と軸差応力 q_0 については、次の関係式²⁾が成り立つ。

$$p'_0/\sigma'_{vc} = (1+2K)/(3n) \dots\dots\dots (3)$$

$$q_0/\sigma'_{vc} = 3(1-K)/(1+2K)p'_0/\sigma'_{vc} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 $K = nK_0 - (n-1)\nu/(1-\nu)$, $n = \sigma'_{vc}/\sigma'_v = \text{OCR}$ である。実験値は、B の非線形モデル 1 によって OCR の小さい場合適切に表現されており、一方 A の線形モデルは非排水せん断強さを近似的に予測している。また、B の非線形モデル 1 に関しては、式(1)あるいは(2)の中の指数 Λ の上限値を用いており、すなわち粘性土の非排水せん断強さに関する上界曲線となり、実験値はこの上限値にはほぼ等しいことがわかる。ちなみに C の非線形モデル 2 は指数 Λ の下限値を用いており、粘性土の非排水せん断強さに関する下界曲線となっている。

図一 3 では K-50 と称する正規圧密土と過圧密土について検討され、 K_0 圧密においては実験結果から $K_0 = 0.4$ 程度となるので、有効応力経路は傾き 1.0 の直線上にあるものと仮定されている。K-50 の場合についても K-30 の場合と同様に、正規圧密土について非排水せん断強さは直線 $q/p' = 1.25$ の上にあることがわかる。すなわち、塑性指数 PI の大きさにかかわらず、正規圧密された粘性土の c_u/σ'_v はほぼ一定の値になるという従来の実験結果^{3)~15)}と同様な傾向を示すことがわかる。

また、過圧密比 OCR が大きくなるに従い、非排水せん断強さは小さくなり、K-30 の場合と同様に、実験値は B の非線形モデル 1 によって OCR の小さい場合、適切に表現されており、一方 A の線形モデルは非排水せん断強さを近似的に予測していると考えられる。

2.2 圧密状態と圧密降伏応力

粘性土についてサウンディング試験等の結果から地盤の非排水せん断強さが推定されたものとすれば、地盤の非排水せん断強さ c_u と有効上載圧 σ'_v は一意的に決まる。

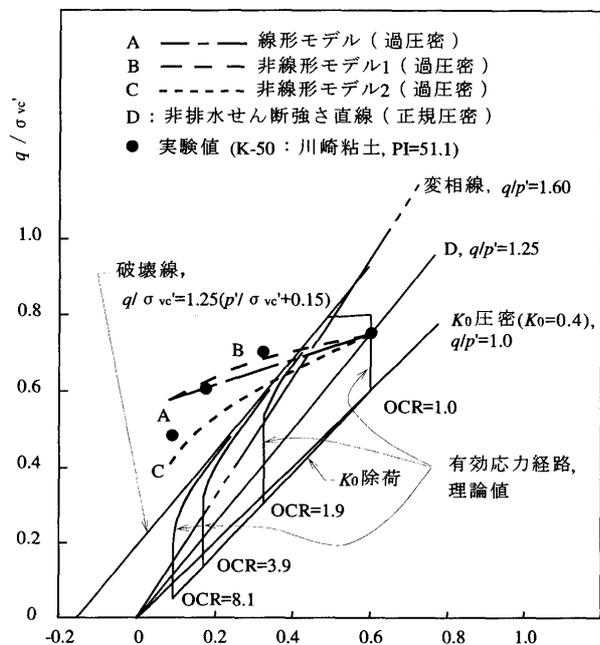


図-3 非排水せん断強さと有効応力経路 p' / σ'_{vc}

図-4 に示されるように地盤の圧密状態は、この点が直線 D の上側、線上、下側にあるかに応じて、それぞれ過圧密、正規圧密、未圧密に区分される。いま、圧密降伏応力 σ'_{vc} をサウンディング試験等から求められた有効上載圧 σ'_v と非排水せん断強さ c_u から推定するため、有効上載圧 σ'_v を横軸に、非排水せん断強さ c_u を縦軸にとり、過圧密、正規圧密および未圧密の三つの圧密状態に対して検討する。

図-4 において、過圧密の場合、有効上載圧 σ'_{v1} においてサウンディング試験等から求められた非排水せん断強さ c_{u1} は、 $c_u / \sigma'_v = 0.375$ で示される直線 D 上の非排水せん断強さ c_{u1N} より大きい値を有することになり、当該点 E から、B、C の非線形モデル 1 及び 2 の曲線を伸長してゆき、直線 D との交点となる F と G における有効上載圧を σ'_{vcL} と σ'_{vcU} とすると、それぞれ圧密降伏応力の下限値と上限値となる。次に、有効上載圧 σ'_{v2} においてサウンディング試験結果から得られた地盤の非排水せん断強さ c_{u2} が、直線 D 上での非排水せん断強さ c_{u2N} より小さい値となっている場合は未圧密と判断される。そこで非排水せん断強さ c_{u2} を有する直線 D 上の有効上載圧の値を圧密降伏応力 σ'_{vc} とする。さらに、有効上載圧 σ'_{v3} においてサウンディング試験結果から得られた地盤の非排水せん断強さ c_{u3} が、直線 D 上での非排水せん断強さ c_{u3N} に等しい場合は正規圧密と判断される。このときの有効上載圧 σ'_{v3} を圧密降伏応力 σ'_{vc} に等しいとする。

3. まとめ

サウンディング試験等による地盤調査から得られる情報を用いて地盤の圧密降伏応力を推定するため、非排水せん断強さと有効上載圧の関係について、実験値と予測値を比較し、検討した。結果として、非排水せん断強さと有効上載圧から地盤の圧密状態を判定し、正規圧密土と未圧密土に対しては圧密降伏応力を予測し、過圧密土に対しては土質定数 Λ の適用範囲を考慮することによ

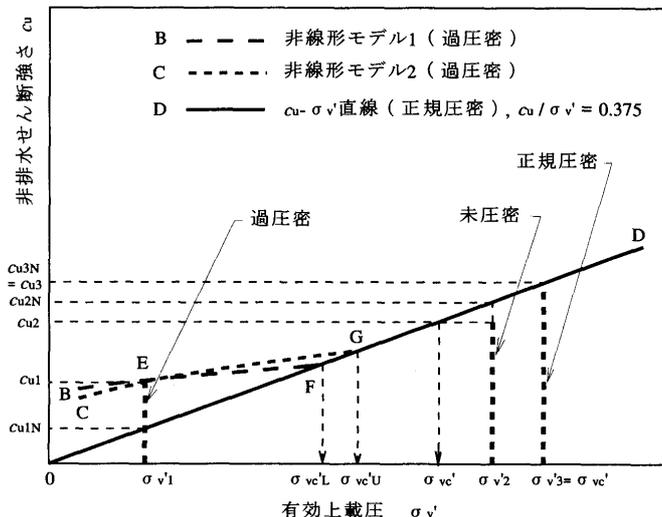


図-4 圧密状態と圧密降伏応力の推定

て、圧密降伏応力の上限值と下限値を推定しうる方法を提案した。

参考文献

- 1) 建築基礎構造設計指針：日本建築学会，pp. 117～163，1988.
- 2) 山口柏樹：土質力学，技報堂出版，pp. 97～170，1969.
- 3) 柴田 徹：飽和土の強度増加率について，土質工学会，第20回土質工学シンポジウム論文集，pp. 7～11，1967.
- 4) 中瀬明男・小林正樹・勝野 克：圧密および膨脹による飽和粘土のせん断強度の変化，港湾技術研究所報告，Vol. 8, No. 4, pp. 103～143，1969.
- 5) 土田 孝，佐藤正春，小林正樹：乱さない海成粘土の正規圧密状態におけるせん断特性について，港湾技研資料，No. 444，1983.
- 6) Mitachi, T. and Kitago, S: Change in Undrained Shear Strength Characteristics of Saturated Remoulded Clay due to Swelling, Soils and Foundations, Vol. 16, No. 1, pp. 45～58，1976.
- 7) Mayne, P. W.: Cam-Clay Predictions of Undrained Strength, Proc. ASCE, Vol. 106, GT11, pp. 1219～1242，1980.
- 8) Nakase, A. and Kamei, T.: Undrained shear strength anisotropy of normally consolidated cohesive soils, Soils and Foundations, Vol. 23, No. 1, pp. 91～101，1983.
- 9) Kimura, T. and Saitoh, K.: Effect of disturbance due to insertion on vane shear strength of normally consolidated cohesive soils, Soils and Foundations, Vol. 23, No. 2, pp. 113～122，1983.
- 10) Nakase, A. and Kamei, T.: Undrained shear strength of remoulded marine clays, Soils and Foundations, Vol. 28, No. 1, pp. 29～40，1988.
- 11) 大槻正紀・堀越伸幸：沿岸海底地盤の非排水強度特性，土木学会第43回年次学術講演会講演概要集，第3部，pp. 530～531，1988.
- 12) Kamei, T. and Hirai, H.: An elasto-viscoplastic model with combined hardening of anisotropically consolidated cohesive soils, Soils and Foundations, Vol. 30, No. 2, pp. 89～102，1990.
- 13) Hirai, H. and Kamei, T.: A combined hardening model of anisotropically consolidated cohesive soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 28, No. 1, pp. 1～10，1991.
- 14) 地盤工学会：土質試験の方法と解説，pp. 366～367，1990.
- 15) 林 英輝：過圧密粘性土の強度特性，東京工業大学卒業論文，1982.

(原稿受理 2001.6.20)