

飽和状態の黄土の力学的性質と圧密沈下解析

On The Mechanics Properties of Saturated Loess And Consolidation
Settlement Analysis of Soil Foundation

西垣 誠 * (Makoto Nishigaki)
 孫 躍 ** (Sun Yao)
 河野 伊一郎*** (Ichiro Kono)
 劉 祖典 **** (Liu ZuDin)

中国の西安市周囲では、種々の要因により、市内の地下水位が徐々に上昇したので、飽和状態の黄土の力学的性質に関する研究が、飽和状態の黄土地域における基礎地盤の設計施工に対して非常に重要になってきた。本研究では、飽和状態の黄土の力学的性質及び高層ビルの飽和状態の黄土地盤での沈下計算を行っている。まず、三軸試験で種々の応力経路から飽和状態の黄土の力学的性質を研究し、試験結果より、適切な構成式の検討を行った。また、板の弾性変形方程式及び地盤内の土圧分布理論によって、有限の帯状基礎底面の沈下量の差と相対剛性の関係式を導いている。これより、地盤沈下の有限要素解析において相対剛性の変化より計算した節点変位を修正する方法を提案する。最後に、ある高層ビルの飽和状態の黄土地盤を実例として有限要素法で変形解析して、実測データと提案する方法とを比較検討した。本研究によって、飽和状態の黄土の応力・ひずみ関係は応力経路と粒子間結合構造の影響を受けていることがわかった。太田らの弾塑性構成モデルと非線形弾性構成モデルでは、飽和状態の黄土地盤の変形に対しての実測と良い一致を得た。また、提案する沈下修正方法は上部構造剛性の増加とともに基礎沈下への影響を考慮できるようにした。

キーワード：飽和状態の黄土、応力-ひずみ曲線、構成式、基礎と地盤の相対剛性比、沈下、有限要素法 D 6
 / E 2

1. まえがき

黄土は第四紀の堆積物であり、従来は主に不飽和状態の黄土を対象とした工学的取扱が行われてきた。しかしながら、中国の西安市周囲では、1950年代末期から、種々の要因により、市内の地下水位が徐々に上昇し、現在では地下水位は平均GL-6.0m程度になっている。また、毛細管作用によって、GL-6.0m以上の黄土も高い飽和度を持つようになっている¹⁾。このような状況下で、原位置と室内試験結果より、飽和状態の黄土が以下の性質を持つことが明らかにされてきた。すなわち、圧縮性が大きく、100 Kpa ~ 200 Kpaの圧密応力範囲における平均圧縮係数はおよそ $\alpha_v = 0.0009 \text{ Kpa}^{-1}$ であり、鋭敏比値も高く、ほぼ $S_t = 5.0 \sim 12.5$ である。一方支持力は低く $R = 80 \sim 100 \text{ Kpa}$ となっている²⁾。このような状況で、近年では、西安市では高層ビルの建設が増えており、大部分の建物は飽和状態の黄土層上に基礎を置いている。また基礎構造は箱形基礎（地下室を含む）とべた基礎が多い。建築による地盤への荷重は、排土重量や浮力を差し引いても、100~150 kpa程度になることが多く、これは支持力Rより大きな値である。したがって地盤と基礎の設計施工における安全性、経済性を満足するために、実測と解析より地盤の変形性状を把握することは非常に重要になってきている。このため、沈下や基礎の変形を予測するために、飽和状態の黄土の力学特性、適切な解析モデルの確立と、基礎と地盤の相互作用を考慮した沈下解析等の研究が必要となっている。このような観点から、本研究では三軸圧縮試験で飽和状態の黄土の力学的性質を研究し、試験結果より、適切な構成式の検討を行う。また、基礎と地盤の相互作用を考慮できる沈下量の修正方法を提案する。

2. 飽和状態の黄土の力学特性についての試験研究

PU(1982)³⁾は、西安、太原地域に分布する黄土の飽和前後における物理的性質に関して、多くの比較試験を行

*岡山大学工学部助教授, **岡山大学大学院, ***岡山大学工学部教授, **** 陝西機械学院水利水電学院教授

った。その結果、浸水によってコラプスが生じ、間隙比が小さくなりやすいこと、また、飽和後のせん断強度は飽和前より内部摩擦角は大きく変化しないが、粘着力が下がること等が明らかになった。しかし、これらは定性的な議論にとどまっており、定量的な評価はまだなされていない。ここでは、三軸試験で種々の応力経路から飽和状態の黄土の力学的性質を研究する。

2. 1 試験方法

試料は、西安市東部地域にある工事現場から、鉛直方向に立坑を掘削して採取した不攪乱試料を用いた。物理的性質は表-1に示す。供試体は直径3.90cm、高さ8.0cmのものを用い、供試体を三軸試験機に設置した後24時間、1.0 m水頭で浸水させ、200 kpaのBack Pressure より飽和させた。応力制御試験では最小応力増分を1.0 kpaとした。Fig.1に試験の応力経路を示す。

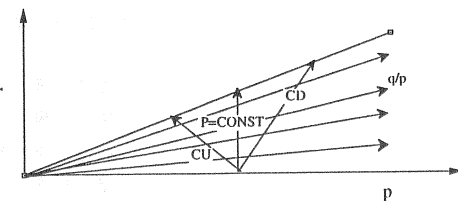


Fig.1 Stress paths in tests

Table-1 Properties of saturated loess in XIAN

Layer depth (m)	Type of layer	ω %	γ g/cm ³	s_r %	e	WL %	I_p	I_L	$a_v \times 10^{-4}$ kpa ⁻¹	E_s kpa	C kpa	ϕ deg.
GL-4.00 ~-9.00	silt of loessial	30.3	1.81	86	0.96	32.3	13	0.84	5.4	258	18	21.4
GL-9.00 ~-11.70	silt of loessial	24.0	1.93	86	0.76	31.0	13	0.45	2.8	416		

2. 2. 飽和状態の黄土の力学特性

2.2.1. 応力経路の応力-ひずみ曲線への影響

Fig.2には4つの応力経路の応力-ひずみ曲線を示す。これらより、応力経路は飽和状態の黄土の応力-ひずみ関係に大きく影響することがわかる。非排水せん断試験(CU)の結果では応力-ひずみ曲線がひずみ軟化型になっている。平均主応力が一定せん断試験(P=一定)と低側圧($\sigma_3 < 200$ kpa)の排水せん断試験(CD)の応力経路における応力-ひずみ関係は双曲線方程式で表現できる。側圧が $\sigma_3 > 200$ kpaでのCD試験の応力-ひずみ曲線はひずみ硬化型である。応力比が一定である($K = \sigma_1 / \sigma_3 = \text{Constant}$)試験曲線は一つの関数では表現できないためこの場合は複数の関数を合成して表わさなければならない

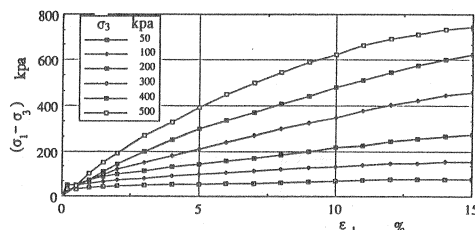


Fig.2(a) CD test results

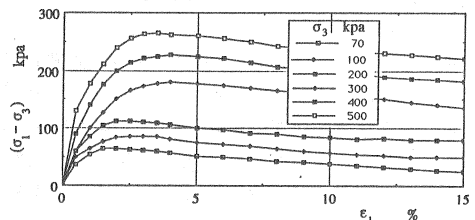


Fig.2(b) CU test results

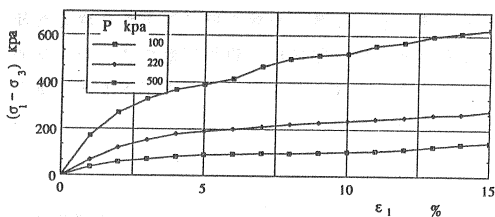


Fig.2(c) P=constant drain shear test results

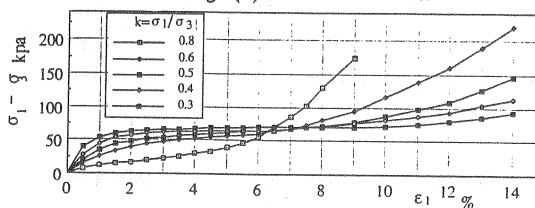


Fig.2(d) K=constant drain shear test results

Fig.2 q-ε1 curve of saturated loess in Xian

い。したがって、種々の応力経路の応力-ひずみ曲線より求められた変形係数は色々な形態で表現される。軸ひずみ $0 < \epsilon_1 \leq 15\%$ の範囲の主応力差の最大値からせん断強度定数を求める方法に従って、CU, CD試験結果より求めたせん断強度定数は表-2に示す。この結果より軸ひずみ15.0%に対して有効応力によるせん断抵抗角 ϕ' はほぼ同じであることがわかる。しかし、CU試験曲線(Fig.2(b))のpeak値で求めた有効応力によるせん断抵抗角 ϕ' は小さくなった。これは、間隙水圧の平衡する速度より載荷速度が速いので、間隙水圧はピーク応力を過ぎてからも増加が続いているからである。これより、飽和状態の黄土の地盤調査においては、地盤の排水条件、あるいは応力経路によって、強度が小さくなる可能性があるため、それに対応した試験方法を選択しなければならない。すなわち、排水条件がよい場合には、CD試験でせん断強度を求めるべきである。

2.2.2 粒子間結合構造の降伏強度特性

Fig.3(a)に、飽和状態の黄土の等方圧密曲線を示している。この図によって、曲線が三つの部分に分けられる。飽和黄土のP- ϵ_v 曲線は、普通の土のP- ϵ_v 曲線と異なった挙動をする。すなわち、およそ3%の体積ひずみが発生した後、荷重Pが一定の値を越えると、体積ひずみが急増する。このような曲線は浸水によりコラプスが生じたP- ϵ_v 曲線と類似している。この現象は、飽和黄土はコラプス性がある不飽和状態の黄土と同様に粒子間結合構造を持つことによるものと考えられる。この粒子間結合構造を持つため、黄土は不飽和状態あるいは飽和状態において、浸透や圧力によりこの構造を破壊された後、大きな塑性ひずみが生じる。

この現象は、応力比(K)一定の試験曲線 (Fig.2(d))でも表れている。曲線の変化点より Fig.3(a), Fig.2(d)の曲線からI段階とII段階の変化点の応力値を求め、Fig.3(b)のp-q座標上にプロットした。この図より飽和状態の黄土の粒子間結合構造の降伏破壊点は応力平面で曲線形状になることがわかる。これは塑性ひずみが生じる初期降伏面として用いられる。Fig.3(c)には飽和度が60%の供試体の不飽和状態の黄土の排水排気状態での応力-ひずみ曲線(CD)を示している。Fig.2(a), Fig.3(c)に示すように、粒子間結合構造が破壊前の応力範囲では側圧が小さいほど、応力-ひずみ曲線の初期の勾配が大きくなっている。これは粒子間結合構造が土の応力-ひずみ曲線あるいは変形係数へ影響していることを示している。粒子間結合構造特性は黄土の堆積条件、生成年代などに密切な関係がある。一方、不飽和状態黄土でコラプスが発生する原因は、浸水により土の構造の剛性が損失するためで、外荷重に抵抗する能力が小さくなるからである。したがって、粒子間結合構造の降伏曲面をコラプスが発生するかどうかを判断する基準として用いることは意義があると考えられる。これについては、今後探究して行く予定である。

Table-2 Strength parameter values of saturated loess

test	C' (kpa)	ϕ' (deg.)
CD test ($\epsilon_1 = 15\%$)	5	25.0
CU test ($\epsilon_1 = 15\%$)	20	25.52
CU test (peak)	33	12.55

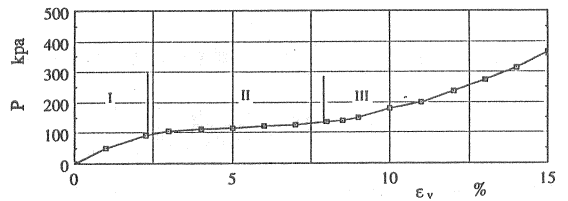


Fig.3(a) P- ϵ_v curve of consolidation test

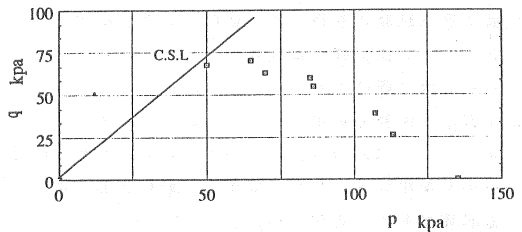


Fig.3(b) Cementing structure yield curve of a saturated loess (from Fig.2(d), Fig(a))

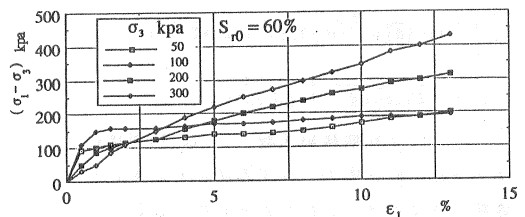


Fig.3(c) q- ϵ_1 curve of an unsaturated loess in Xian (from Liu Zudin(1984))

Fig.3 Cementing structure characteristics of loess in Xian

2.2.3 飽和状態の黄土のダイレイタンスー性

平均主応力一定のせん断排水試験 (P=Const) 結果より体積ひずみとせん断応力の関係を図-4に示す。これより、飽和状態の黄土は大きな負のダイレイタンスーひずみ特性を有していることがわかる。これは、飽和状態の黄土の間隙比が大きいため (e=0.9~1.1), 粒子間結合構造が破壊した後は、せん断応力に抵抗する能力が低くなるために大きな体積ひずみが生じやすいからである。したがって、飽和状態の黄土の構成式には、せん断応力の体積ひずみへの影響を考慮しなければならない。

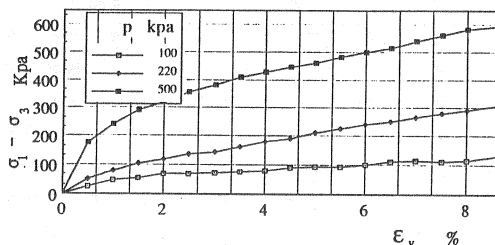


Fig.4 q-εv curve of P=constant test results

3. 飽和状態の黄土の構成式及びパラメータの決定

3.1 弾性構成式

この構成式は土質材料の基本的な構成式であり、地盤の変形計算によく使われている。基本式は、次のように表わされる。

$$\{\sigma\} = [D] \{\varepsilon\} \quad (1)$$

ここに、 $\{\sigma\}$, $\{\varepsilon\}$ は土の要素の応力とひずみマトリクスである。平面ひずみ状態には、次の式(2)になる。

$$[D] = \frac{E_s(1-\nu_s)}{(1+\nu_s)(1-2\nu_s)} \begin{bmatrix} 1 & a & 0 \\ a & 1 & 0 \\ 0 & 0 & b \end{bmatrix} \quad (2) \quad \begin{matrix} \text{ここで,} & a = \nu_s / (1-\nu_s) \\ & b = (1-2\nu_s) / 2(1-\nu_s) \end{matrix}$$

ここに、 E_s , ν_s はそれぞれ土の弾性係数、ポアソン比である。これらは室内試験と現場試験から求められる。ただし、室内試験では供試体がサンプリング、運送、試験機にセットするなどの過程において乱されやすいため、実際の値より小さくなる傾向がある。たとえば、西安小雁塔ホテル工事での地盤沈下、膨張観測値より逆算した E_s 値は室内試験より得られた値のおよそ20倍であった。

3.2 非線型弾性構成式

土の非線型弾性モデルとして、Duncan-Changの双曲線モデルは広範に使用されている⁴⁾。また、この構成式の使用法と係数の決定方法もよく研究されている。一方、2.2節に示したように飽和状態の黄土がある応力範囲 ($\sigma_3=100 \sim 300$ Kpa) において、応力-ひずみ曲線は双曲線で表現できると考えられることより、ここでもこのモデルを用いる。しかしながら、飽和状態の黄土は一定の粒子間結合構造を持つため、部分的に構成式を修正する必要がある。式(3), (4), (5)にこのモデルの計算式を示す。

$$E_t = E_i * (1 - R_f * S_f)^2 \quad (3)$$

$$\nu_t = \frac{\nu_i}{\{1 - (\bar{d}(\sigma_1 - \sigma_3) / E_i (1 - R_f * S_f)^2)\}^2} \quad (4)$$

$$S_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \sin \phi')}{2C' \cos \phi' + 2\sigma_3 \sin \phi'} \quad (5)$$

ここで、 E_i は初期接線係数、 ν_i は初期接線ポアソン比、 R_f は応力-ひずみ関係を表すための係数、 \bar{d} はポアソン比を表すための係数、 C' ,

ϕ' はそれぞれの有効応力によるせん断強度定数である。式(4)において、 E_i は初期弾性係数であり、一般にJanbu式で表現される。飽和状態の黄土のCD試験データによって整理された E_i の結果をFig.5に示す。この図より、低い応力範囲においてはJanbuの式が実測曲線からずれているため、ここでは、次の二次曲線式を用いた。

$$E_i / Pa = A' (\sigma_3 / Pa)^2 + B' (\sigma_3) + N' \quad (6)$$

ここに、 Pa は大気圧である。また、 A' , B' , N' は室内試験での実測値に最も良く一致するように定める (Fig.5 modify曲線)。式(3)~(5)の各係数は三軸の(CD, CU)試験で決定できる⁴⁾。しかし、堆積年代が長い飽和状態の黄土 に対しては次のDanielの接線ポアソン比式を用いた方がよく一致するという報告がある⁵⁾。

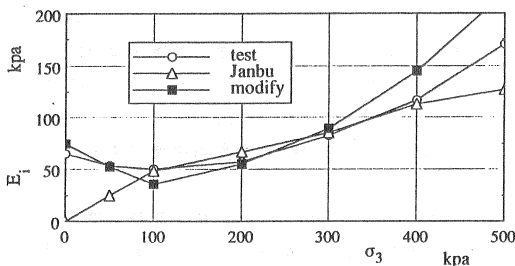


Fig.5 $E_i - \sigma_3$ curve of saturated loess

$$\nu_t = \nu_i + (\nu_r - \nu_i) S_r \quad (7)$$

ここに、 ν_i, ν_r はそれぞれが初期接線ポアソンと破壊接線ポアソン比である。地盤の変形解析においては、地盤の掘削と載荷過程を近似するため、応力が土の自重応力を越えるまでは、除荷時の弾性係数で計算すべきである。しかし、三軸試験での載荷・除荷過程の試験は非常に時間がかかるため、飽和状態の黄土の応力・ひずみ曲線には、初期弾性係数と除荷時の弾性係数の関係を多くの実験より得た結果から次の式を提案する³⁾。

$$E_{ur}/E_i = 7.81(\sigma_3/Pa)^{0.208} \quad (8)$$

ここに、 E_{ur} は土の回復弾性係数である。

3. 3 弾塑性構成式について

前述の試験データより飽和状態の黄土が、せん断ダイレイタンスー、塑性硬化など弾塑性特性を持つことがわかった。したがってこのような土には弾性構成式ではその挙動を十分に表現できない。複雑な応力状態と応力経路に対しては弾塑性構成式を使用しなければならない。Fig. 6 には、Fig. 4 のデータを用い、柴田(1963)⁶⁾の方法とおり整理した飽和状態の黄土のダイレイタンスーひずみ～応力比の関係を示す。これより、柴田の方法は飽和黄土のダイレイタンスー性をよく表現できることがわかる。したがって、ダイレイタンスー特性を考慮した関口・太田の弾塑性モデルは飽和状態の黄土の弾塑性変形挙動を十分シミュレートできると考えられる。このモデルの詳細に対しては参考文献7, 8)によく説明しているので、ここでは割愛する。

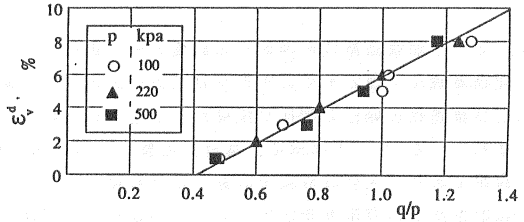


Fig.6 Dilatancy - stress ratio q/p relationship for loess

4. 飽和状態の黄土地盤の変形解析

4. 1 Biotの圧密方程式の数値解析

Biotの多次元圧密方程式を有限要素法により解く方法として多数の研究がなされてきた。これらの研究は間隙水圧の離散化方法により次の二つに大別される。第一の方法は間隙水圧を要素の値で変位を節点の変数とし表すChristianの方法である。第二の方法は間隙水圧と変位を節点の変数として表すSandhuの方法である。荒井ら⁹⁾は二つの方法の数値解析結果を比較して、その特徴を明かにしている。すなわち、Sandhuの方法は理論の統一性があり、間隙水圧、変位について任意の離散化が可能であること。また、補間関数の選択については、間隙水圧について1次、変位について2次のアイソパラメトリック要素を採用する方法が、種々の観点からみて比較的安定した方法であると述べている。一方、Christianの方法は時間ステップ幅、間隙水圧分布などの種々の観点からみてSandhuの方法より安定した方法であると述べている。本研究の解析ではChristianの方法を選定した。Biotの方程式は式(9)、(10)のとおりである。

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \frac{\partial P_e}{\partial x_i} = 0 \quad (9) \quad \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = -\frac{k_w}{\gamma_w} \nabla^2 \frac{P_e}{P_c} \quad (10)$$

ここで、 P_e は要素の過剰間隙水圧である。 ε_v は体積ひずみである。また、 k_w, γ_w はそれぞれ土の透水係数と水の密度である。有限要素法の解析するために、非線形問題を荷重増分法で解くと次のようになる⁹⁾。

$$\begin{bmatrix} \Delta F + L \bar{P}_{et} \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K & L \\ L^T & \alpha \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \bar{U} \\ \bar{P}_{et+\Delta t} \end{bmatrix} - \Sigma \alpha_i \bar{P}_{i+\Delta t} \quad (11)$$

$$\text{ここで、} \quad K = \int_0^1 B^T DB ds \quad L = \int_0^1 C ds \quad V = \int_0^1 h ds \quad (12)$$

$$u = A \bar{U} \quad \varepsilon = B \bar{U} \quad \varepsilon_v = C^T \bar{U} \quad (13)$$

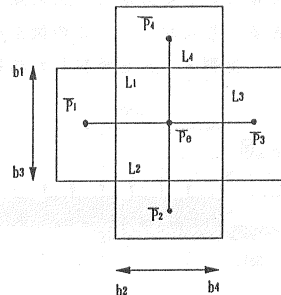


Fig.7 Pore water pressure model of element

$$\alpha = (k_w/\gamma_w)dt \Sigma b_i/L_i \quad \alpha_i = (k_w/\gamma_w)dt(b_i/L_i) \quad (14)$$

ここに、Aは節点変位ベクトルuから要素内uへの変換マトリックスであり、BはAを微分して導かれる要素のひずみへの変換ベクトルであり、C^TはBより導かれる要素の体積ひずみへの変換ベクトルである。記号Tは転置を意味する。Kは通常の要素剛性マトリックスであり、L^Tは節点変位を要素の体積変化Vに変化するベクトルであり、Vは要素の体積変化ベクトルである。L_iはFig.7に示すように要素iまでの中心間の距離であり、b_iは排水面の幅である。ΔFとΔUはそれぞれdt時間内における節点力及び節点変位の増分である。Dは応力・ひずみマトリックスで、前節の飽和状態の黄土の構成式すなわち式(2)、(3)~(5)などを用いて求められる。

4.2 上部構造剛性の地盤への影響の取り扱い

建物基礎沈下量とその分布形状は荷重の大きさや地盤の変形の特性などと関係があるほかに、建物基礎の形状および構造物の剛性と密接な関係があると考えられる。この問題を解決するために、相互作用についての研究がなされている¹⁰⁾。上部構造、基礎、地盤の三つの部分を同時に一度で解析する方法は厳密ではあるが、きわめて複雑であり、大型計算機で計算しなければならないため一般的な設計に広く応用することは困難である。ここでは地盤沈下の有限要素解析において基礎及び上部構造と地盤の相対剛性の变化より計算した節点変位を修正する方法を提案する。

4.2.1 相対剛性の計算式

相対剛性(K_r)は、基礎の形状あるいは荷重の分布形状によって決める値であり、長方形べた基礎に対しては、次の式(16)で定義される¹¹⁾。

$$K_r = (E_c(1-\nu_c^2)/E_s(1-\nu_s^2)) (t/B)^3 \quad (16)$$

ここに、E_c、ν_cは基礎あるいは上部構造材料の弾性係数とポアソン比であり、E_s、ν_sは地盤の弾性係数である。t、Bは基礎の厚さと幅である。箱形基礎に対しては相対剛性の計算式が提案されていないので、ここでは箱形基礎を一定厚さ(t)の断面二次モーメントの等しいべた基礎に換算して、式(16)で箱形基礎と地盤の相対剛度K_rを計算する方法を提案する。

4.2.2 相対剛性より基礎の沈下曲線を修正する方法

基礎を有限な剛性を持つ基礎として仮定する。すなわち基礎と地盤の相対剛性は0 < K_r < ∞である。著者の一人は、線形弾性変形体上の板の変形方程式及びフローリンの地盤の応力分布理論を用いて、Fig.8(a)に示すような帯状基礎の中心点と端点の沈下量の差から相対剛性の関係式として次式を導いた²⁾。

$$\frac{\Delta S_{max} E_s}{q b (1-\nu_s^2)} = 0.637 \left\{ \frac{0.0166 + 1.003 K_r}{8.0 K_r^2 + 0.875 K_r + 0.0125} \right\} \quad (17)$$

ここで、ΔS_{max}は基礎の中心と端点の最大の沈下量の差である。qは等分布荷重である。b=B/2、Bは基礎幅である。基礎の幅、荷重などが一定の場合には、Fig.8(b)より、相対剛性(K_r)が大きくなるとともに、沈下量の差が小さくなる事が分かる。相対剛性K_r>10では、沈下量の差がほぼ零になる。これは剛体基礎の状態になることである。したがって、この図を利用して、構造剛性の変化による基礎の沈下曲線への影響を計算することができる。実測データを検討した結果より、構造剛性の大きさは地盤の平均沈下量に対して影響が小さく、

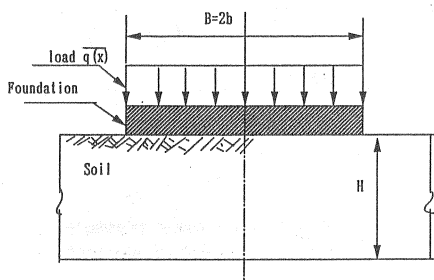


Fig.8(a) Elastic soil-foundation model under uniform load

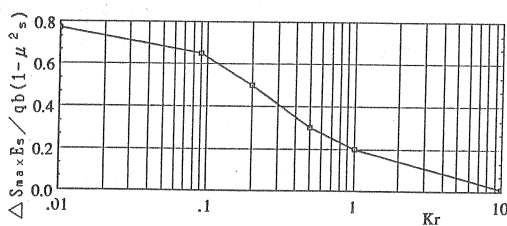


Fig.8(b) Relationship curve between relative stiff and differential settlement of soil-foundation

地盤の平均沈下量が剛性基礎の沈下量にはほぼ等しいことがわかっている^{10), 12)}。剛性基礎の沈下計算式は一般に以下の式で表される¹³⁾。

$$\bar{S} = I \rho (1 - \nu_s^2) (\bar{q} * b / E_s) \quad (18)$$

ここで、 $I \rho$ は沈下の影響値であり、基礎の形状によって定まるである。式(18)を式(17)に導入すると、次式が得られる。

$$R = \frac{\Delta S_{max}}{\bar{S}} = \frac{0.637}{I \rho} \left(\frac{0.0166 + 1.003 K_r}{8.0 K_r^2 + 0.875 K_r + 0.0125} \right) \quad (19)$$

この方法の具体的な適用方法は、まず、式(16)で相対剛性を計算し、これより基礎および上部構造の剛性状態を判断する。もし相対剛性が $K_r > 10$ になれば、剛性基礎として、解析より得た地盤の変位を修正する。相対剛性 K_r が $0.01 \sim 10$ の範囲である場合には、次のように、沈下量を修正する¹⁴⁾。

(a) たわみ性基礎 ($K_r = 0.01$) と剛基礎 ($K_r = 10$) に対して沈下量の分布曲線を計算する。Fig. 9の曲線 a, bに例を示す。

(b) 基礎と地盤のデータを用いて式(19)より R を求める。次に基礎底面の任意点 i の沈下量 S_i を次式より求める。

$$S_i = S_i' - \Delta S_i * \eta \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (20)$$

$$\Delta S_i = S_i' - S_i'' \quad (21)$$

$$\eta = (R_{0.01} - R) / (R_{0.01} - R_{10}) \quad (22)$$

ここで、 S_i は修正後の基礎の i 点での沈下量、

S_i' はたわみ性基礎の i 点での沈下量、

S_i'' は剛基礎の i 点での沈下量、

ΔS_i は Fig. 9 の曲線 a, b の間の i 点の沈下量の差、

$R_{0.01}$, R_{10} , R は $K_r = 0.01, 10$ および式(16)で計算される K_r 値より式(19)から求められる値である。このように、相対剛性の大きさを考慮して修正した基礎沈下曲線 (Fig. 9 の c 曲線) が、求められる。この方法の妥当性について検証しにくい、実用性を考慮してこの方法を用いた。

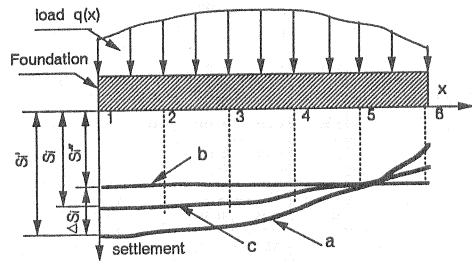


Fig.9 Modify method for soil-foundation settlement by relative stiff ratio

5. 飽和状態の黄土地盤の変形の解析と実測との比較

ここで提案した沈下修正方法の妥当性を検討するために、ある高層ビルの飽和状態の黄土地盤を対象として解析した。

5. 1 地盤のモデルと力学定数の選択

工事は西安市東郊地区にある病院の新築ビルである。このビルは地面上に12階で、高さは約50mで、地下が2階で深さは7.0mである。基礎底面の設計荷重は 28 t/m^2 ではほぼ等分布である。基礎沈下と地盤の層別沈下の観測を基礎の施工段階から行った。地盤の計算モデルと沈下観測点の設置と飽和状態の黄土地盤の地層分布などは Fig. 10 に示している。各層に用いた構成式の計算係数は Table. 3 に示す。有限要素法の解析における荷重は基礎と上部構造物の施工時間を考慮して二階分の建物の荷重ずつを増加し ($\Delta P = 4 \text{ t/m}^2$)、基礎の剛性は二階分の高さを考慮して、断面二次モーメントを修正した。

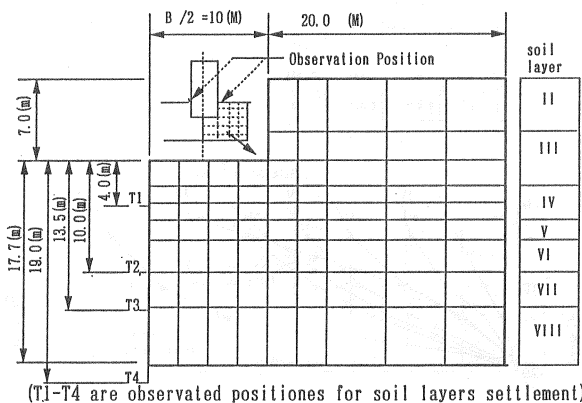
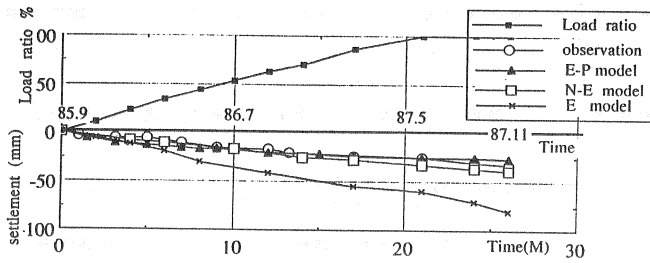


Fig.10 Calculating model of F.E.M and observation position of settlement in soil-foundation



(E-P is elastic-plastic model; N-E is nonlinear-elastic model; E is elastic model.)

Fig.11 Time - settlement curve in the center of the foundation

Table-3 Parameter values of saturated loess in Xian

soil layer	silt of loessial			sand & gravel		silt clay	
	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
λ	0.036	0.075	0.087	/	/	0.025	0.025
κ	0.0018	0.0043	0.0058	/	/	0.0025	0.0025
D	0.017	0.039	0.049	/	/	0.011	0.011
μ_w	0.58	0.35	0.30	0.40	0.41	0.41	0.42
K_w	0.58	0.54	0.40	0.64	0.72	0.72	0.72
K_w	n/d	0.092	0.0081	0.0081	8.64	0.00149	0.00149
e _a	1.21	1.018	0.905	0.67	0.73	0.70	0.70
E_w	kpa	10891	20211	38882	144000	87089	84693
E_s	A'	20.45	20.45	88.80	/	286.9	155.5
	B'	-93.7	-93.7	-44.0	/	-1121.9	-1287.6
	N'	181.8	181.8	124.4	/	1255.3	3403.0
R_r	0.85	0.85	0.80	/	0.75	0.75	0.75
C'	kpa	25.0	25.0	10.0	/	30.0	18.0
ϕ'	degree	23.3	23.3	25.12	/	28.22	28.45
μ_i	G'	0.109	0.109	0.3	/	0.41	0.49
	F'	0.332	0.332	0.47	/	0.24	0.332
μ_f	H'	/	/	/	/	0.49	0.56
	J'	/	/	/	/	0.124	0.209
d	A'i	0.027	0.027	-0.098	/	/	/
	B'i	0.022	0.022	0.136	/	/	/

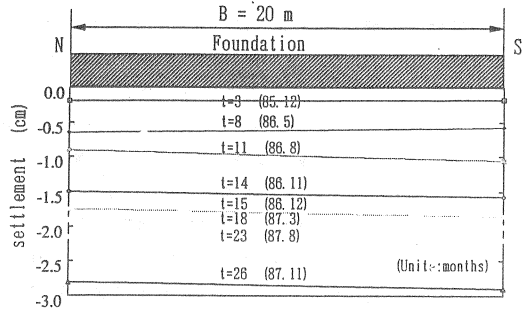


Fig.12(a) Settlement curve variations of the foundation with time (observed)

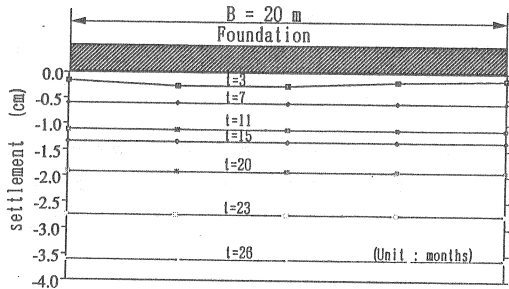


Fig.12(b) Settlement curve variation of the foundation with time (N-E model)

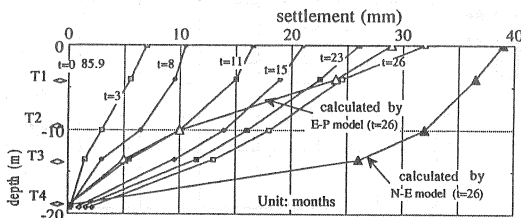


Fig.13 Settlement variations with depth and time in the center of foundation (observation and calculated)

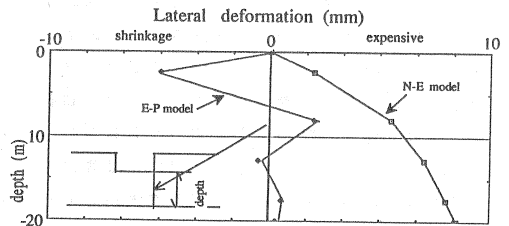


Fig.14 Lateral deformation variation with depth in the foundation (load ratio is 100%)

5. 2 解析と実測値との比較

5.2.1 基礎沈下の経時変化

Fig. 11には、基礎が経時的に沈下している挙動を計測した結果を示す。また、それぞれの解析で得た結果も併記した。この図より、弾性モデルを除いて非線形弾性構成モデルと弾塑性構成モデルでの結果は観測データとよく一致している。実測の結果、飽和状態の黄土地盤の圧密沈下は各荷重が増加する段階前にほぼ終了していた。これはこの場所の黄土の粘土成分が20~30%以下と良好で排水条件も良かったためと考えられる。Fig. 12に、4.2.2節に提案する方法によって計算した基礎の沈下量の分布と実測結果を示す。この場合には、基礎の剛性が大きいので、荷重比が30%から剛性基礎として、計算された沈下あるいは変位を修正した。この図より提案した方法が基礎の沈下量を推定するに有効であることが分かる。

5.2.2 地盤の層別沈下変化

基礎の中心における計算と実測の層別沈下量の分布をFig. 13に示す。図には弾塑性モデルと非線形モデルによる解析結果も併記した。これより、-20mの点ではほとんど沈下が生じていないことがわかる。この原因はTable .3に示すように、この地盤のⅦ、Ⅷ層の変形係数が大きいためであると考えられる。したがって、ここで対象としている基礎の地盤の変形解析では、深度方向の境界として基礎の幅Bを取れば十分解析の精度を満足することがわかる。この結果、地盤の下層部の砂層の弾性係数を貫入試験より予測したため、大きな弾性係数を用いたので、下層の沈下量が小さくなってしまった。基礎端部の地盤における解析より求めた側方変位分布曲線をFig. 14に示す。このような計算結果に対しての実測データがないので、この結果の精度は評価できなかった。しかし、基礎端部のせん断応力値が大きくなること、および飽和状態の黄土が著しく負のダイラタンシー性を持つことによって、基礎端部において土層の側方圧縮変形が起こる可能性があることが予測できた。しかし、非線形弾性構成モデルの結果では側方膨張だけであった。

5.2.3 飽和状態の黄土地盤の塑性領域及び破壊領域の変化

非線形弾性理論では、せん断応力レベルで土のせん断破壊状態を定義できる。ここでは前述式(5)を用いた。式(5)において $S_{fr}=1.0$ になる時、塑性破壊が発生することを示している。弾塑性モデルでは、地盤の塑性破壊領域や弾塑性変形領域などが評価できる。Fig. 15より、弾塑性変形領域あるいは塑性破壊領域はほぼ基礎底面下のおよそ2.0m ~ 3.0mの浅層範囲に発生することがわかる。この原因の一つとして、地盤内の砂、レキのⅤ、Ⅵ層より浅層に応力集中が引き起こるためと考えられる。したがって、この部分をよく改良すれば、当然、地盤の支持力が増加し、沈下が減少することになる。この工事では、基礎底面下から1.5mの深さに石灰を混入しての締め固めを行っている。混入地盤の乾燥密度は1.5 t/m³以上を施工目標として実施した。

6. まとめ

本研究より、以下の結論が得られた。

- (1) 飽和状態の黄土の応力-ひずみ関係は応力経路の影響を受ける。したがって、負のダイラタンシー性を変形解析に考慮しなければならない。
- (2) 飽和状態の黄土は一定の粒子間

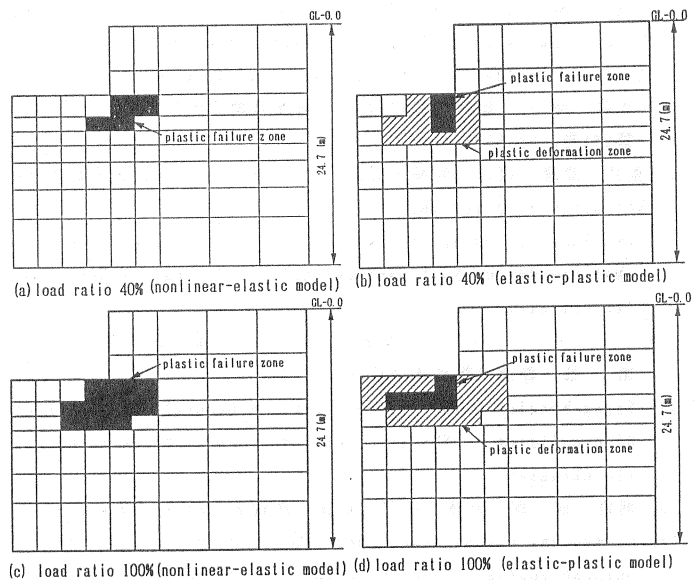


Fig.15 The spread of plastic zones for different ratios of load in saturated loess soil. (by F.E.M)

結合構造を持つ。これは応力・ひずみ関係に影響を与え、粒子間結合構造の降伏破壊点が $p-q$ 応力平面における初期降伏曲面を形成している。

(3) 解析と実測と比較した結果より、太田らの弾塑性モデルは、飽和状態の黄土に対しての弾塑性性質を十分反映できることがわかった。また用いた非線形弾性構成モデルも実測との良い一致を得た。

(4) 基礎の剛性を考慮した沈下解析法を提案し、その妥当性を原位置計測結果と比較して検討し、良い一致を得た。

(5) 排水条件や透水性などが良い飽和状態の黄土地盤では塑性破壊領域が浅層に生じることが予測できたので、適切な浅層地盤の改良を実施して、飽和状態の黄土地盤の変形量を少なくした。

謝辞： この研究で、試験を行うに当たり、助力をいただいた劉 保健ら（陝西機械学院水利水電学院土質試験室）と観測データを提供して頂いた張 彦鈞（中国西北建築設計院）に深く感謝の意を表す。

参考文献：

- 1) Qian Hongjin(1985): Soil Foundations of Collapsible Loess, The Publishing House of Chinese Building Industry, Beijing. (in Chinese).
- 2) Sun Yao(1986): A Study of Mechanics Properties of Saturated Loess and Calculating Methods of High-Building Soil Foundation Settlement, Master.Thesis of Shaanxi Institute of Mechanical Engineering (in Chinese).
- 3) Fu Shifa(1982): On the saturated loess, Engineering Survey No.1 (in Chinese).
- 4) Huang Wenxi (1983): Engineering Properties of Soil, Water-Power Publishing House, pp1-44. (in Chinese)
- 5) Liu Zudin(1984): A study of Deformation Characteristics and Deformation Modulus of Shaanxi Loess Chinese Journal of Geotechnical Engineering, Vol.6, No.3, (in Chinese).
- 6) 柴田 徹(1963): 粘土のダイラタンシーについて, 京都大学防災研究所年報, 第6号, pp.128-134.
- 7) Ohta, H. and Hata, S. (1971): A theoretical study of the stress-strain relations for clay, Soil and Foundations, Vol.11, No.3, pp.65-90.
- 8) 赤井 浩一, 田村 武(1978): 弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析, 土木学会論文報告集, 第269号, pp.95-104.
- 9) 荒井 克彦・渡辺 知幸・田行 啓一(1983): 多次元圧密数値解析手法の比較, 土質工学会論文集, Vol.23, NO.3, pp.189-195.
- 10) Yao Zuen. & Zhang Jirong(1984): The Analysis of Interaction Characteristics in Frame Structure-Mat Foundation-Soil System, Chinese Journal of Geotechnical Engineering, vol.6, No.6, (in Chinese).
- 11) ベー・アー・フローリン原著 赤井 浩一 監修, 大草 重康 訳編(1971): 「フローリンの土質力学」, 第I巻, 森北出版株式会社, pp207-312.
- 12) Zhang Wenqing & Zhao Xihong(1980): A General Study of Field Measurement on Box-Foundation of High-Building in Shanghai, Chinese Journal of Geotechnical Engineering, vol.2, No.1, pp.12. (in Chinese).
- 13) 河野 伊一郎・八木 則男・吉国 洋編著(1990): 「土の力学」, 第4章, pp.86-94.
- 14) Li Wenfang & Dong Qishi(1983): Deformation Calculating for Large-Sizes Box-Foundation, Chinese Journal of Geotechnical Engineering, vol.7, No.3, (in Chinese).