

(On The Settlement and Strength of Soft Ground under The Flexible Load)

米 倉 亮 三*

(Ryozo Yonekura)

論文要旨

When the flexible load is applied on the soft ground, it's settlement is classified in four items, initial settlement, primary consolidation, secondary consolidation, settlement by prastic flow. In this report, it is studied the initial settlement, primary consolidation and the increase of strength of the ground, based on the field phenomena.

The initial settlement can be calculated as an elastic deformation under the effective stress. The primary consolidation can be calculated as a consolidation settlement under the pore pressure.

1. ま え が き

軟弱地盤上に載荷した場合、それによる地盤の沈下や圧密による強さの増加を推定するに当たって、一般に Terzaghi の圧密理論を用いることが多いが、実際に起こる現象を考えた場合、非常に複雑な多くの問題を内蔵している。

たとえば、圧密試験とそれに必要なサンプリングに対して、(1) 採取した試料の地層に対する代表性、(2) 試料の採取および試験に供するためのトリミング中に起こる試料のカク乱の程度、(3) 圧密試験における側壁摩擦・温度等の試験法に関する問題、(4) 小さい試料土と現場の地盤における圧密現象の相違等。

単純化した Terzaghi 理論における基本条件に対して (1) 圧密係数 (C_v)、透水係数 (k)、体積圧縮係数 (m_v) は厳密な意味では、圧密期間中一定ではない。(2) 間ゲキ水の流動は、Darcy の法則に従わない場合もある等。

また現場における現象について (1) 地盤の沈下変形は、圧密による変形のみではない。(2) 圧密現象は三次元的に起こる等があげられる。

したがって厳密な意味で、現場における現象を現在行なわれている圧密試験によって正確に推定することは困難であると思われるが、ここでは、これらのうちもっとも大きな影響を与える項目について考慮することによって、より現実に近い推定をなし得よう試みた。

そもそも三次元圧密については、三笠正人教授¹⁾や Skempton, Bjerrum²⁾ 他がすでに発表しているが、こ

こでは圧密沈下は載荷による発生間ゲキ水圧を圧密荷重とするだけで、あとは一次元圧密の従来の方法をそのまま用いて計算し、また Skempton 等が唱える載荷の大きさ、粘土の応力履歴を考慮に入れた間ゲキ水圧係数、沈下係数については、実用上の単純化を行なってその実用性を確かめ、少なくとも沈下や圧密による強さの増加、推定に当たってその取扱いを容易にして、実用性をたかめることに主眼をおいた。

2. 載荷による地中応力

軟弱地盤に盛土のようなタワミ性荷重を載荷した時に生ずる地中応力について、最上武雄教授³⁾による Voigt 型粘弾性体あるいは、山口柏樹教授⁴⁾による Maxwell 型粘弾性体としての理論式があるが、実用上これらを用いるのには係数を求めるのに困難をとまることが多く、実際に適用するのは容易でない。そこで一般には弾性地盤として Boussinesq の式を用いることが多い。

盛土のようなティ形断面の荷重に対する地中応力については、Osterberg や Leo. Jürgenson などが簡便な計算図表を示していることは、つとに知られていることである。また星埜和教授は、帯状荷重の場合、垂直・水平の各応力について次の計算式を与えている。

すなわち

$$\Delta\sigma_z = q \cdot n_z, \Delta\sigma_x = q \cdot n_x, \Delta\sigma_y = q \cdot n_y \dots\dots\dots(1)$$

ここで、 q は平均荷重強さであって次のように考える。

$$q = \frac{2b_0 + 2b_1}{2 \times 2b_0} \times H \cdot r_t = \frac{1+r}{2} \cdot H \cdot r_t \dots\dots\dots(2)$$

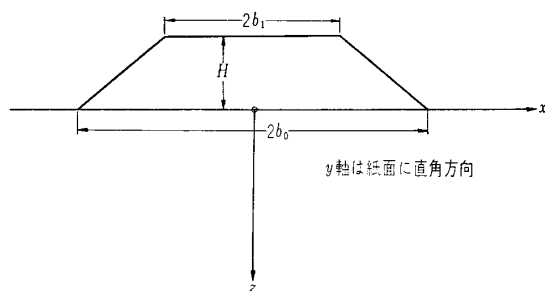
ただし $2b_0$, $2b_1$ は図—1 に示すように、ティ形断面の底辺長と上辺長、 H は高さ、 r_t は盛土の単位体積重量、 $r = 2b_1/2b_0 = b_1/b_0$ である。

この時の各係数 n_z , n_x , n_y は、

* セントラルコンサルタント (株) 土質基礎部長

・ この論文について討論される方は昭和44年3月末日までに書面をもって、土質工学会会誌部までお申し出てください。

論文—4



図—1 星塾教授の地中応力式に用いた諸元

$$n_z = \frac{2}{\pi} \frac{1}{1-\gamma^2} \left\{ (1+\bar{x}) \tan^{-1} \left(\frac{1+\bar{x}}{\bar{z}} \right) + (1-\bar{x}) \tan^{-1} \left(\frac{1-\bar{x}}{\bar{z}} \right) - (r+\bar{x}) \tan^{-1} \left(\frac{r+\bar{x}}{\bar{z}} \right) - (r-\bar{x}) \tan^{-1} \left(\frac{r-\bar{x}}{\bar{z}} \right) \right\} \quad (3)$$

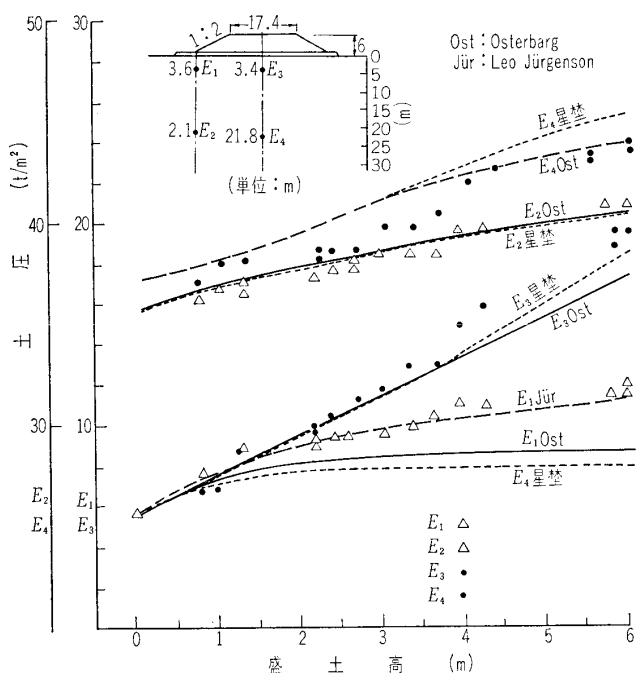
$$n_x = n_z - \frac{2}{\pi} \frac{\bar{z}}{1-\gamma^2} \log_e \frac{\{(1+\bar{x})^2 + \bar{z}^2\} \{(1-\bar{x})^2 + \bar{z}^2\}}{\{(r+\bar{x})^2 + \bar{z}^2\} \{(r-\bar{x})^2 + \bar{z}^2\}} \quad (4)$$

$$n_y = \frac{1}{2} (n_z + n_x) \quad (5)$$

で与えられる。ただし $\bar{x} = x/b_0$, $\bar{z} = z/b_0$ である。

そこでこれらの計算式に対する実用性について、大垣地区のチュウ積層において（図—3, 4 参照）、シェウ動抵抗型土圧計を用い測定装置の関係上垂直土圧 σ_z のみについて測定した結果図—2 に示すように、いずれもかなりよい近似値を与えている。とくにノリ先付近の浅部では、その辺の値を求めるのを目的としている Jürgenson の値が、よい一致を示している。

したがって、軟弱地盤の地中応力としては、Boussi-



図—2 地盤の地中応力

nesq の式を基にした、応力算定式を用いて実用的には十分であると見てよいであろう。

3. 载荷による地盤の間ゲキ水圧

地盤の土が水で完全に飽和していて、かつ土の骨格が弾性的であるとすれば、主応力 $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2, \Delta\sigma_3$ と間ゲキ水圧 Δu に対し、有効応力 $\Delta\sigma_1', \Delta\sigma_2', \Delta\sigma_3'$ は、

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_1' &= \Delta\sigma_1 - \Delta u, \quad \Delta\sigma_2' = \Delta\sigma_2 - \Delta u, \\ \Delta\sigma_3' &= \Delta\sigma_3 - \Delta u \end{aligned} \quad (6)$$

で与えられ、間ゲキ水圧 Δu は

$$\Delta u = 1/3 \times (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3) \quad (7)$$

で与えられる。

いま $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2, \Delta\sigma_3$ を $\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$ において、土の骨格構造が弾性的でない場合も含めて与えた Skempton⁵⁾ の係数 A, B を用いて

$$\Delta u = A \cdot B (\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y) \quad (8)$$

を考えれば、帯状盛土荷重では、式 (5) から

$$\Delta u = A \cdot B \times 3/2 \times (\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_x) \quad (9)$$

となる。水で完全に飽和している場合には、 $B \div 1$ であるので、その時には

$$\Delta u = 3 A/2 \times (\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_x) \quad (10)$$

となる。

そこでこれらの係数を実用的に確かめるために、シェウ動抵抗型間ゲキ水圧計を用いて、盛土载荷による間ゲキ水圧の値を実測した。ただここで問題になる点は、間ゲキ水圧計の信頼性もさることながら、盛土荷重は施工中漸増荷重となるため、盛土中にも間ゲキ水圧の減少が起こっているわけで、このためここでは、Terzaghi の理論にもとづいて解いた Barron や高木俊介⁶⁾ の方法を用いて

$$\Delta u = \Delta q \cdot P_v \cdot P_h \quad (11)$$

として求めた。ただし Δq は平均荷重強さ、 P_v は $\Delta q = 1$ の単位荷重強さが $t=0$ の時に载荷され上下方向の

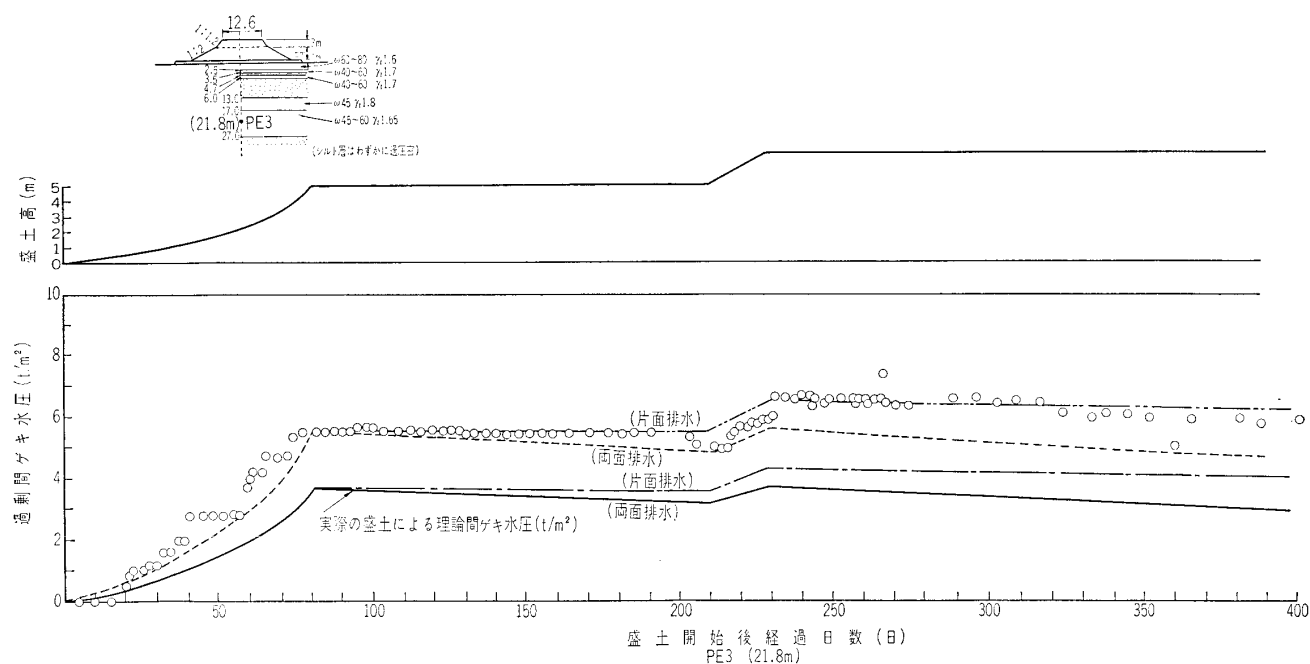
表—1 Skempton の係数 A の値

測定深度 (m)	実測 ΔU (t/m ²)	計算 $\frac{1}{2}(\sigma_z + \sigma_x)$	係数 A
1.5	5.87	9.27	$0.211 = \frac{1}{4.73}$
1.7	7.10	9.17	$0.258 = \frac{1}{3.87}$
3.7	3.62	8.37	$0.144 = \frac{1}{6.94}$
16.7	4.85	4.25	$0.380 = \frac{1}{2.63}$
17.75	4.05	4.10	$0.329 = \frac{1}{3.01}$
20.2	4.05	3.77	$0.428 = \frac{1}{2.33}$
20.6	5.81	3.70	$0.523 = \frac{1}{1.91}$
21.8	5.50	3.57	$0.513 = \frac{1}{1.94}$
23.9	3.44	3.32	$0.345 = \frac{1}{2.89}$
24.45	6.5	3.30	$0.656 = \frac{1}{1.52}$

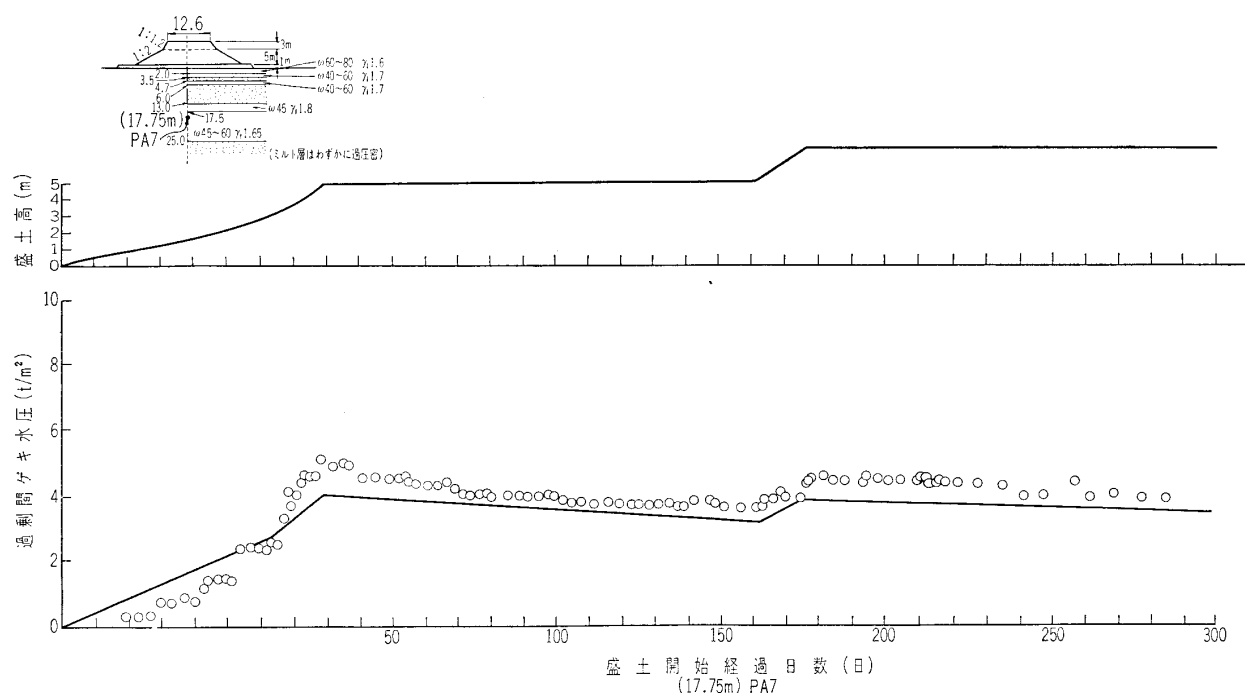
みの排水によってある時刻において与えられる間ゲキ水圧, P_h は同上的場合水平方向のみの排水によって得られる間ゲキ水圧である。

その結果の一例を示すと、図—3 および図—4 に示すとおりで、傾向的によい近似を示している。図—3 は、理論計算値に対して実測値の大きい例で、図—4 は、両者がほぼ一致した例である。そこで両者が一致しない場合には、計算値に係数をかけ、実測値と全体にわたってほぼ一致するようにした。そしてそれから、盛土を瞬間的に载荷した時発生する水圧を求め、これから式 (10) における係数 A を求めたのが表—1 である。

間ゲキ水圧の現場測定は前述したように、なかなか困難をともなうものであり、その測定値の信頼性には疑問がもたれるが、一応表—1 によれば、 A の値は $1/1.52 \sim 1/6.94$ であり、これらを単純に算術平均すると $1/3.18$ となる。この A の値については従来から土の種類や応力履歴あるいは応力の大きさによって大幅に変化することが知られているが、わが国に多くあるチュウ積シルト層では破壊に至らない载荷の範囲では、土の骨格が、弾性的であると考えた $1/3$ の値を取ってその近似値とし、実用性を確かめることとする。



図—3 盛土と間ゲキ水圧



図—4 盛土と間ゲキ水圧

論文-4

4. 載荷による地盤の沈下

地盤に載荷すると、当然沈下を生ずるが、これを大別すれば、瞬間沈下 (S_i)、一次圧密沈下 (S_p)、二次圧密沈下 (S_s)、側方流動による沈下 (S_f) とすることができ、全沈下量 (S_t) は、

$$S_t = S_i + S_p + S_s + S_f \quad \cdots \cdots (12)$$

で表わされる。

この中、二次圧密沈下については Taylor, Merchant, Buisman, Koppejan, Gibson, Lo. 村山・柴田等の論文があるが、実際に適用するためには、試験法その他種々問題が多い。しかしいずれも $dS_s \propto \log t$ の関係を示しているものが多く、今のところ実用的には、ほぼ一次圧密が終了した時点以降の沈下実測値から $S_s \propto \log t$ の関係を用いて推定することが、確実な方法であろう。

側方流動による沈下については、ごく柔らかい地盤たとえば人が歩くこともできないような地盤を除けば、注意して施工することによって、ほとんど無視することができる。

そこでここでは、瞬間沈下と一次圧密沈下について、検討を加えよう。

4.1 瞬間沈下

地盤の土を弾性的に扱えば、ポアソン比 $\nu=0.5$ とし弾性係数を E とした時、垂直方向のヒズミ ϵ は、

$$\epsilon = \frac{1}{E} \left\{ \sigma_z - \frac{1}{2} (\sigma_x + \sigma_y) \right\} \quad \cdots \cdots (13)$$

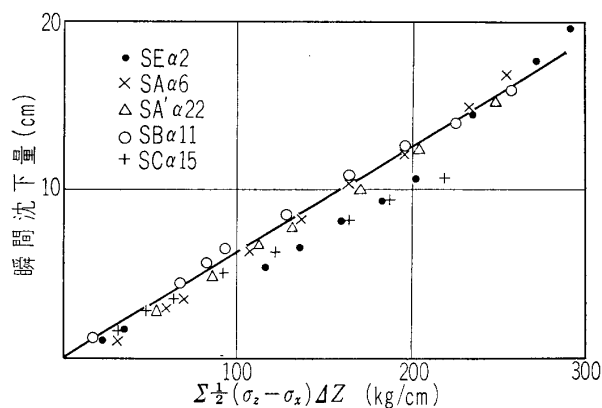
で与えられ、帯状荷重の場合には、式 (5) から

$$\epsilon = \frac{3}{4} \frac{1}{E} (\sigma_z - \sigma_x) \quad \cdots \cdots (14)$$

となる。

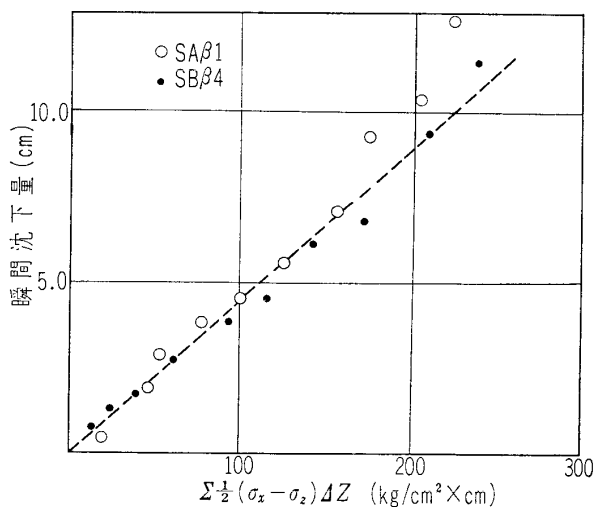
一方、盛土載荷中、細かい沈下測定を行なった結果、約 30 cm 厚さの一層載荷を行ない、数日放置した後また載荷を行なうということを繰返して 8 m の盛土を行なった時、沈下の方は、載荷した日に限って大きな沈下をし、それにつづいて、小さい沈下を継続することが観測された。盛土は、1 m のサンドマットを施工して、サンドドレーンを打設してから、3 m の第 1 回盛土を、それにすぐ引続いて第 2 回盛土を 2 m 施工し、その後 140 日放置後第 3 回盛土を 2 m 施工した (図-3, 4 参照)。沈下測定箇所は、盛土中央と両ノリ尻であり、各層盛土による初日の沈下を瞬間沈下とし、その沈下量と、各層の盛土による $\Sigma 1/2 (\sigma_x - \sigma_z) \times 4z$ の値を示したのが図-5, 6, 7, 8 である。ただし、ここでは地表面より 6 m までの上部粘土層と 6 m から 7 m の厚さの砂層、13 m より 14 m 厚さの下部粘土層が存在している。

この結果いずれも両者の間に直線関係があると見られるので、これから弾性係数にあたる値を求めると、表-2 に示すようになる。一方地盤からサンプリングした試料



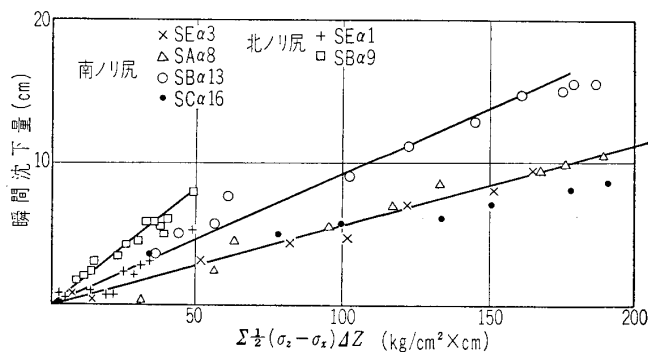
(第 2 回盛土完了まで、上下部粘土層、盛土中心)

図-5 瞬間沈下



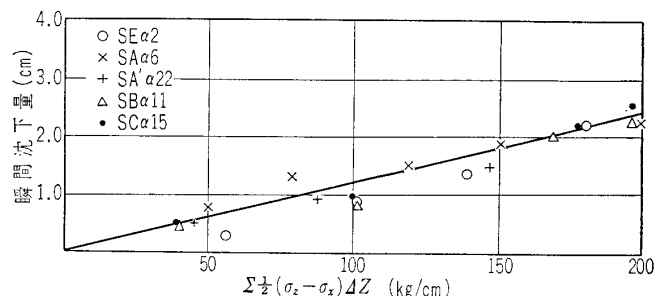
(第 2 回盛土完了まで、下部粘土層のみ、盛土中心)

図-6 瞬間沈下



(南ノリ尻は第 1 回盛土完了まで、北ノリ尻は第 2 回盛土完了まで、上下部粘土層合計、ノリ尻)

図-7 瞬間沈下



(第 3 回盛土のみ、上下部粘土層合計、中心)

図-8 瞬間沈下

表-2 瞬間沈下実測より求めた E

位 置	粘 土 層 別	盛 土 回 数	E (kg/cm ²)
盛 土 中 心	上・下部粘土層	第2回盛土まで	23.8
盛 土 中 心	下 部 粘 土 層	同 上	33.3
南 ノ リ 尻	上・下部粘土層	第1回盛土まで	25.8 16.7
北 ノ リ 尻	上・下部粘土層	第2回盛土まで	16.7 9.1
盛 土 中 心	上・下部粘土層	第3回盛土のみ	125.0

表-3 一軸圧縮試験より求めた E

測 定 時 期	粘 土 層 別	ウェイトをかけた平均 E'
盛 土 前	上 部 粘 土 層	11.0
同 上	下 部 粘 土 層	29.9
同 上	上・下部粘土合計	22.7
第2回盛土直後	上・下部粘土合計	29.6

について行なった一軸圧縮試験の応力ヒズミ曲線の初期の直線に近い部分から初期接線係数を求め、これを各深さの $1/2(\sigma_z - \sigma_x)$ の値によってウェイトをつけて、平均値 (E') を求めると表-3 のようになる。

両者を比較して見ると、第3回盛土のみを対称にして求めた、 E の値以外は、割合よい一致を示している。したがって実用的には、一軸圧縮試験によって、見かけの弾性係数を求め式 (13) から瞬間沈下量を求めることができると考えられる。

4.2 一次圧密沈下

一次圧密に関与する応力は、前述のように厳密にいえば問題があるが、実用的には、Skempton の係数について、 $A=1/3$, $B=1$ と考えて式 (8) から

$$\Delta u = 1/3 \times (\Delta \sigma_z + \Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y) \quad \dots\dots\dots (15)^{1)}$$

あるいは、帯状荷重では式 (9) から

$$\Delta u = 1/2 \times (\Delta \sigma_z + \sigma_x) \quad \dots\dots\dots (16)$$

と考えることができる。

この圧密応力が非常に大きい場合には、問題があるが一般には大きい場合でも $10 \sim 20 \text{ t/m}^2$ 程度の場合が多いので、この程度の範囲では、圧密荷重と間ゲキ比の関係は、近似的に直線とみなすことができるので、間ゲキ水圧の減少度（有効応力の増加度）から見た圧密度と、沈下量（間ゲキ比の減少度）から見た圧密度とは同一のものと考えても実用上差しつかえない。

したがって、ドレン工法を採用した場合には、ある層の圧密度と

しては、垂直方向の排水によってもたらせられる圧密度を U_v とし、水平方向の排水によってもたらせられる圧密度を U_h とすれば、それらの合成による圧密度は、式 (11) の考え方によって

$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_h) \quad \dots\dots\dots (17)$$

で表わされる。

また沈下量の計算にあたっては、

$$\delta = \frac{4e}{1+e_0} H \quad \dots\dots\dots (18)$$

を用い、 Δe については、同一層の試料に対して試験した圧密曲線から、代表的な圧密曲線を求めた上、それがその層の上載有効応力と間ゲキ比によって与えられる点を通るように修正を行なった後、載荷荷重による Δu を知って Δe を求めた。

このようにして帯状テイ形断面盛土による沈下量の実測値から、4.1 で述べた方法による瞬間沈下量を差し引いた値が一次圧密沈下量であると考えて、その値を上記の方法で求めた計算沈下量と比較した結果の一例が、図-9, 10 であって、盛土の中心においてもノリ尻においても、非常によい一致を示していると考えられる（地層は図-3, 4 参照）。

また約 5 m の水深のある海底でその表面から 2 m が砂層その下 18 m が海底チュウ積粘土のタイ積している地区に、このチュウ積粘土をシュンセツ船で吹き上げ、9 m の厚さ盛り立てた埋立て地の例を示すと、シュンセ

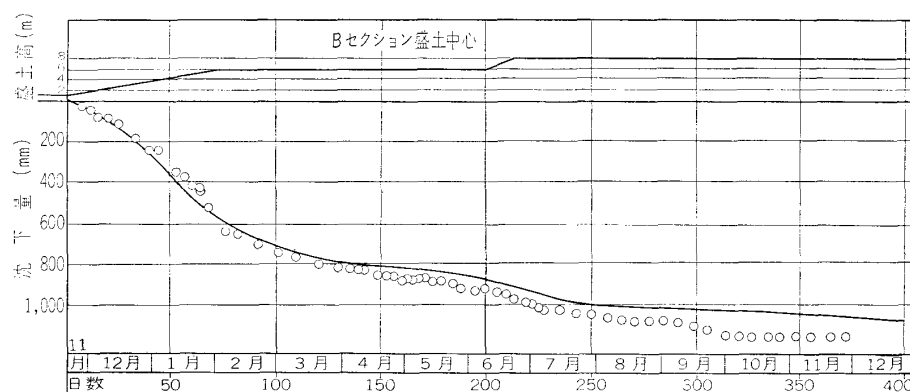


図-9 圧密沈下量

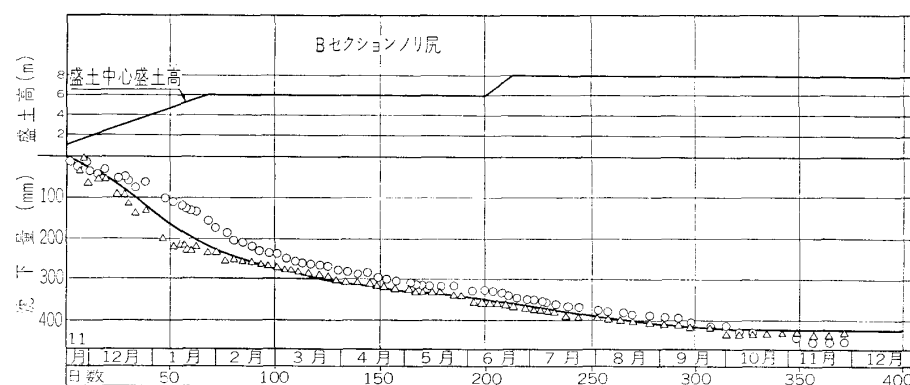
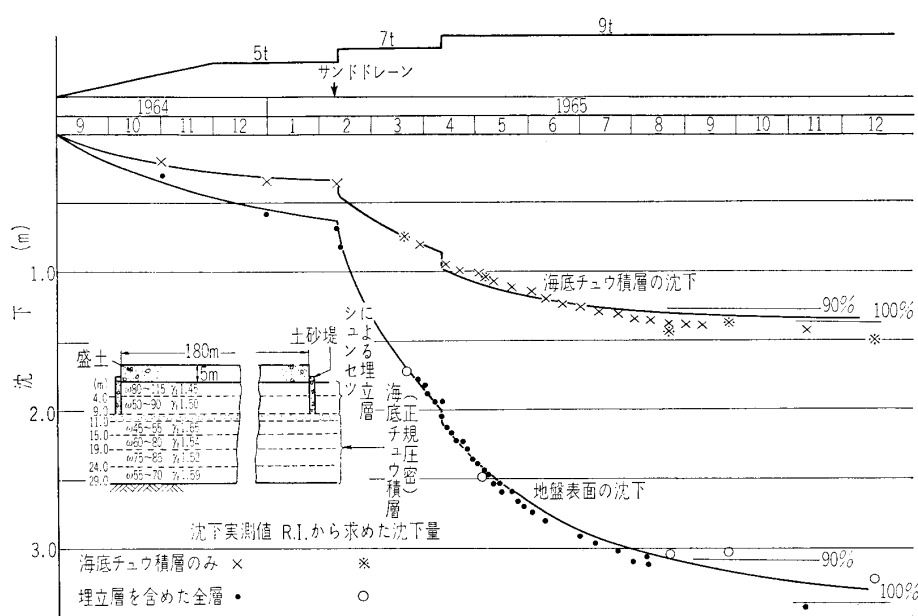


図-10 圧密沈下量

論文—4

ツによって埋立てた 9 m の層は、サンプリングした試料では、自立しないため一軸圧縮試験ができない程度であるので、載荷による応力は、 $\sigma_z \div \sigma_x \div \sigma_y$ であると考えて、圧密に与える応力すなわち初期間ゲキ水圧は、埋立て層では $\Delta u = \sigma_z$ 、それ以下の海底チュウ積層では $\Delta u = 1/3 \times (\sigma_z + 2\sigma_x)$ とした。なお $\sigma_x = \sigma_y$ としたのは帯状荷重でなく広範囲な平面荷重であるからである。

このように考えれば、埋立て層には載荷直後には有効応力の発生はなく、すべて間ゲキ水圧となるので、瞬間沈下は生じない。ただこのような所では側方流動による沈下が生ずるが、ここでは山土を埋立て層の中に押し込んで、敷地の全周に堤防のような築堤を作ったので、側方流動が防がれているので無視することができると考えた。



図—11 盛土による沈下

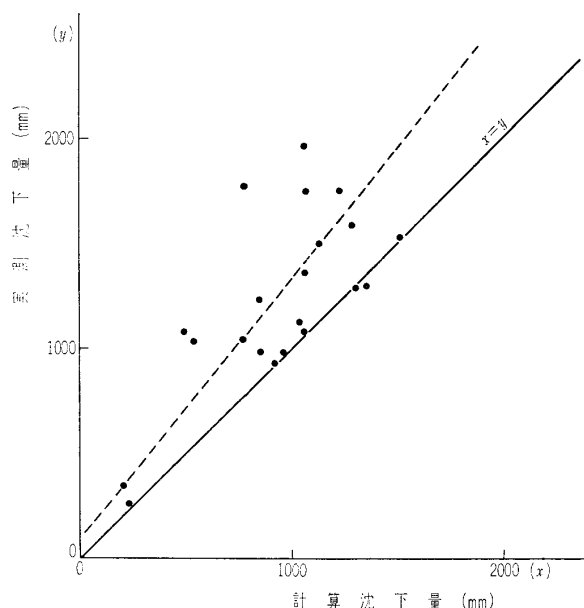
海底チュウ積層は、前述のようにして瞬間沈下と圧密沈下を考え、実測値と計算値を比較したのが 図—11 である。この時ラジオアソトープを利用した r 線密度計中性子水分計を使用し、あらかじめ埋設しておいたパイプ中に一定速度で線源プローブをソウ入しながら各深さの密度、含水比を測定した。そしてその結果から体積圧縮による圧密沈下量を求めた値が、同図に記入してある。これらの結果はそれぞれ、よい一致を示している。

このような計算法をさらに確かめるため、名神高速大垣地区の長期観測の沈下測定結果を利用して検討を行った。測定は 10 km 位の広範囲にわたるもので、沈下測定位置は必ずしも、ボーリングによる調査がなされているわけではないので、前後のボーリングから全線にわたる層の推定を行なって、計算値と実測値の比較を行なった。

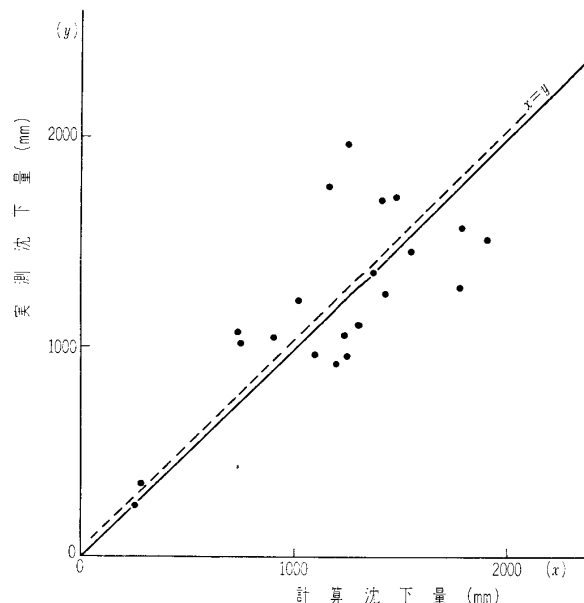
図—12 は載荷盛土による σ_z を用いて圧密沈下量の計算を行なったもの、図—13 は一軸圧縮試験の結果から瞬間沈下量と、 Δu による圧密沈下量を求めたものである。その両者に対して、実測値に対する計算値の回帰直線、計算値に対する実測値の回帰直線を求めその平均を示したのが図中の点線で、図—13 の方が両者の一致がすぐれていることを示している。

5. 圧密による強さの増加

4.2 においても述べたように、荷重が 10~20 t の範囲では、有効応力（間ゲキ水圧）による圧密



図—12 沈下量の比較



図—13 沈下量の比較

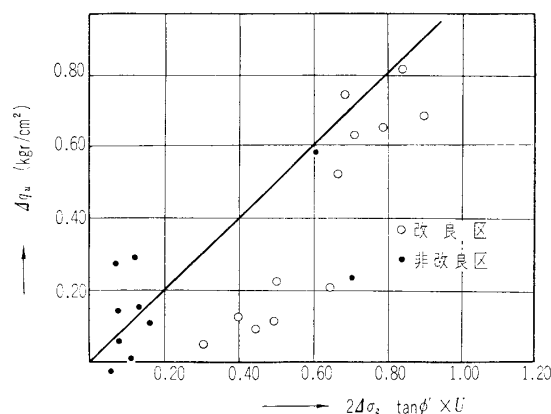


図-14 圧密による強さの増加

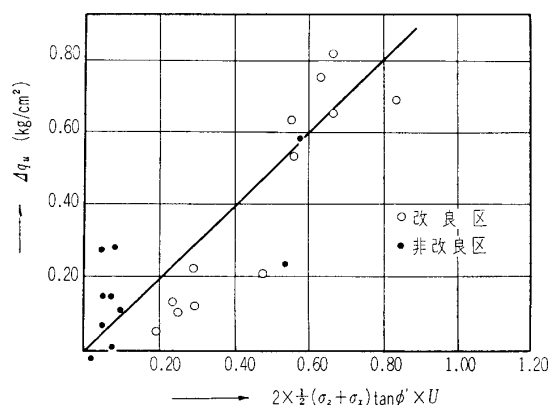


図-15 圧密による強さの増加

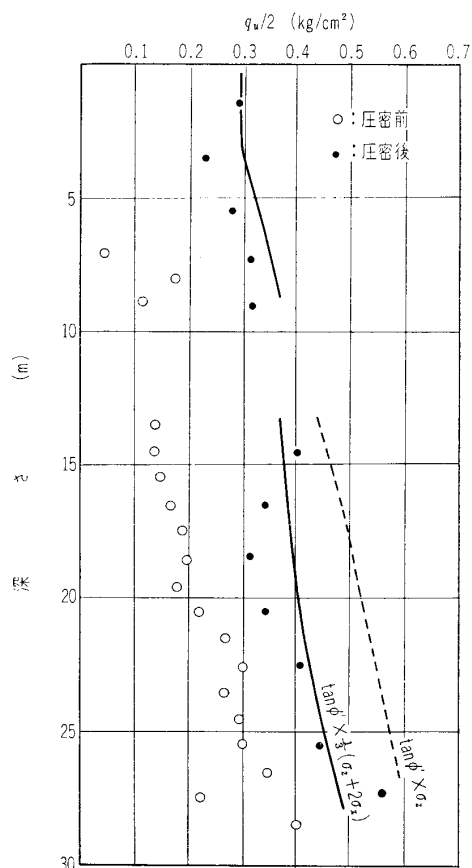


図-16 圧密による強さ

度と沈下による圧密度とは、比例すると考えてよいので、強さの増加も沈下による圧密度に比例すると考えることができる。そこでここでは、粘土の圧密せん断抵抗角を ϕ' とした場合、増加強さについて

$$\Delta q_u = 2 \cdot \Delta \sigma_z \cdot \tan \phi' \quad \dots\dots\dots (19)$$

$$\Delta q_u = 2 \cdot \Delta u \cdot \tan \phi' \quad \dots\dots\dots (20)$$

の比較を行なってみた。

その結果チュウ積粘土に帯状テイ形断面荷重を載荷した図-9, 10の例では、図-14, 15に示すように、式(20)で考えた方がより実測と適合していることがわかる。

また図-11の例では、ほぼ圧密完了後の強さが、図-16に示すとおりで、ここでも式(20)の考え方を採用することが好ましいことがわかる。

6. あとがき

軟弱地盤に盛土のようなタワミ性荷重を載荷した場合の沈下量および圧密による強さの増加についての実用的な考え方を事例によって述べたが、この扱い方を要約すれば、

(1) 圧密計算に便利のように地盤の層区分を、自然含水比あるいは液性限界によって行なう。

(2) 各区分された層ごとに代表的な $e-\log p$ 曲線を設定し、それが、その層の有効上載荷重と間ゲキ比によって決まる点を通るようにする。

(3) 初期間ゲキ比は、サンプリングによる土の膨張などを考えると、自然含水比から求めるのが好ましい。

(4) 載荷による地中応力は、実用的には Boussinesq による弾性体に対する算定式を用いる。

(5) 載荷によって発生する間ゲキ水圧は、埋立て層のようなごく柔らかい特殊な場合を除いて、Skemptonの係数を $A=1/3$, $B=1$ とおいてよい¹⁾。

(6) 載荷による沈下は一次圧密沈下と瞬間沈下が支配的である。

(7) 瞬間沈下は、載荷時に発生する有効応力の増加によるが、一軸圧縮試験の初期接線係数などを用いて、見かけの弾性変形として求めた変形量で表わすことができる。

(8) 一次圧密沈下は、載荷によって生じた間ゲキ水圧が圧密荷重であると考えて、Terzaghi理論によって求める。

(9) 圧密による強さの増加は、圧密荷重と、圧密せん断抵抗角から推定することができる。ということになる。

最後にこの論文をまとめるに当たって、日本道路公団 稲田調査役・持永技師・ブルドーザー工事大友技士はじめ多くの方々の討議と実測資料のお世話になった。記し

論文—4

て感謝の意を表したいと思う。

参 考 文 献

- 1) Mikasa, M.: On the Settlement of Clay Layer by Practical Load, Proc. 1st Japan National Congress, Appl. Mech., 1951
- Mikasa, M.: Discussion on the Settlement of Clay, Proc. 3rd Int. Conf. S.M.F.E., 3, 1953
- 2) Skempton, A.W. & Bjerrum, L.: A Consolidation to the Settlement Analysis of Foundation on Clay,

Geotechnique 74, 1957

- 3) 最上武雄：土の力学，河出書房，1948
- 4) 山口柏樹：粘弾性体の対称的載荷による変形挙動について，土木学会誌，39巻4号，1954
- 5) Skempton: The Pore Pressure Coefficient A and B, Geotechnique, Vol. 4 No. 3, 1956
- 6) 高木俊介：盛土速度を考えたサンドパイル排水工の間ゲキ水圧変化の解析法，土と基礎，Vol. 4, No. 3, 1956
(原稿受理，1968.5.10)

土 質 工 学 会 秋 の 行 事 終 わ る

●第13回土質工学シンポジウム

日 時：昭和43年11月4日（月）午前9時30分～午後5時40分

テーマ：“土と水”

副題および会場

土中の水の浸透の問題（発表件数 10）……………第1会場（私学会館7階講堂）
水による浸食と崩壊の問題（発表件数 10）……………第2会場（主婦会館1階ホール）
土中の水分の挙動に関する問題（発表件数 6）……………第3会場（土木学会講堂）

司会者および参加者

第1会場 司会 八幡 敏雄（東大農学部）……………参加者約 80 名
第2会場 山村 和也（建設省土研）……………参加者約 140 名
第3会場 森 麟（早大理工学部）……………参加者約 120 名
総括司会・斎藤迪孝（応用地質調査事務所）

今回は発表申込み件数が予想外に多く，最終的には合計 26 編となった。これを1日で終わらせるには，従来の方法による，1会場では間に合わず，便宜的措置として，上記のとおり副題別に3会場に分散し，それぞれ発表，討論を行なったのち，全員第1会場に集まっておき，各司会者による総括報告と，総括討論を行なった。これは新しい試みであったが，参加者各位のご感想をお聞かせ願いたい。なお，このシンポジウムの模様は，「土と基礎」133号シンポジウム特集号でお知らせする予定です。

● 見 学 会

日 時：昭和43年11月5日（火） 午前8時45分～午後6時

当日参加者：82名（申込者92名）

見学場所

第1班 国鉄東海道新幹線 C.T.C

帝国ホテル建築現場

第2班 帝国ホテル建築現場

国鉄東海道新幹線 C.T.C

第1班，第2班とも 昼食（清澄庭園） 12.00～13.20

“ 沈埋函見学 14.15～14.45

“ 国鉄総武線沈埋工法施工現場見学

“ 三井霞ヶ関ビル見学 展望台

今回の見学会は天候にめぐまれ，青天のもとに，午前8時45分東京駅八重洲口構内へ集合し，第1班，第2班に分かれ，バス2台に分乗し，それぞれ上記のコースを回った。

国鉄東海道新幹線 C.T.C 装置（Centralized Traffic Control）は，全線 515 km の間に，常時数十本の列車を高速かつ高密度で運転するため，これらの列車群を機械力により，能率的かつ安全に運転させるための装置で，長さ，20 m 高さ 2 m の表示盤に，列車番号，列車の現在位置，本線進路の開通状態，停止制御の動作，全線 30 カ所に設備した風速計からの風速警報などを表示しているもので，興味深く見学した。

また，現在鉄道建設公団で建設中の東京外環状線の多摩川へ沈める沈埋函（1基の長さ 8 m，断面幅 13 m，高さ 7.95 m，重量 8,500 t）は，進水まぎわで非常にめずらしく，見学者一同，なかなかその場を辞し難いようであった。

なお，見学会開催に当たり，ご多忙のところ種々ご配慮くださった各見学先の方々に心よりお礼申し上げます。