

# 支持地盤のヤング係数の推定方法

玉置 克之 岸田 了  
(技術研究所) (技術研究所)  
桂 豊 社本 康広  
(技術研究所) (技術研究所)

## § 1. はじめに

高層ビルの施工時に行なった支持地盤の変形測定により、地盤の変形量や地盤のヤング係数の実態が正確に把握されるようになってきた。これに伴い、標準貫入試験によるN値や平板載荷試験、孔内水平載荷試験、PS 検層など地盤調査に基づく地盤のヤング係数の適用性が明らかになった<sup>1)~3)</sup>。これまでの検討結果によれば、PS 検層などで得られるせん断波速度  $V_s$  から地盤の微小ひずみ時のヤング係数を求め、これに施工に伴う応力変化やひずみの増加による低下を考慮するのが、施工時の支持地盤の変形量を、最も忠実に表現できるものと考えられた。

一方、弾性論に基づいて地盤の変形量を推定する際には、地盤のヤング係数と併せてポアソン比の設定が問題になること、建物平面の中央部と端部では掘削時および構築時ともに変形特性が異なり、その原因は中央部と端部の地中応力の違いによると考えられることなどが問題になった<sup>2)</sup>。

本文では、実測結果の解析において問題となった地盤のポアソン比と地中応力について検討を加え、これらのヤング係数への影響を明らかにした。以下に、先ず地盤の変形特性に影響を及ぼす要因を示し、次いで砂を用いた室内要素試験から求めたポアソン比に基づく地盤のヤング係数の検討、およびFEM解析を用いて求めた地中応力に基づく検討結果を示し、最後にこれらをもとにした支持地盤のヤング係数の推定方法を提案する。

## § 2. 地盤の変形特性に影響を与える要因

建物施工に伴う支持地盤の掘削によるリバウンド量や建物構築による即時沈下量の推定には、一般に弾性論が用いられている。弾性論により地盤の変形量を評価するには、その指標として地盤のヤング係数  $E$  が使用されて

いる。 $E$ に影響を及ぼす地盤の物理的要因としては、地盤のポアソン比  $\nu$ 、ひずみ  $\epsilon$ 、応力  $\sigma$  があり、これらは相互に密接な関係がある。また、これらの要因は地盤の鉛直変形量や変形量の平面分布に直接影響を与える要因でもある。図-1は、これらの地盤の物理的要因と、建物施工による地盤の応力変化の要因、構造条件や解析条件から決定される要因の関係について示したものである。また、図-1には今回行なった地盤の物理的要因の検討方法も示した。

地盤の弾性的な変形量を推定するには、 $E$ とともに  $\nu$  を仮定する必要があるが、 $\nu$  は慣用値を用いることが多

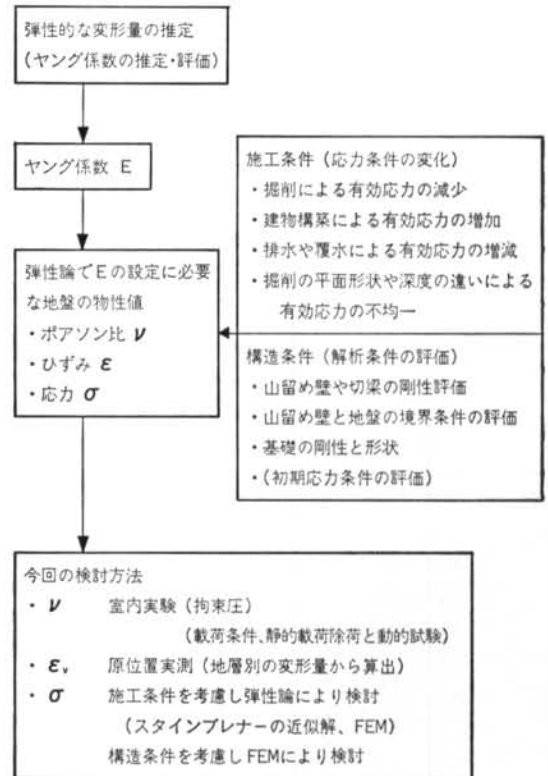


図-1 地盤の弾性変形量の影響要因と検討の手順

い。本研究では、地盤の変形予測に用いる $\nu$ を推定するための第一歩として、攪乱砂および不攪乱砂を用いた室内試験を実施し、原位置地盤のポアソン比の設定に関する考察を行なった。

また、掘削過程と構築過程の地中応力は、平面位置の違いや初期応力状態の違いによって異なるが、従来の実測に基づいた検討ではこれらの点についてはあまり考慮されていない。本研究では、一般に良く用いられている二次元のFEM解析により求めた中央部と端部の地中応力の違いが、地盤のヤング係数にどのような影響を与えているか検討した。

### § 3. 室内試験による砂のポアソン比と実測のヤング係数の関係

#### 3.1 室内試験の試料および試験方法

実験に用いた試料は、豊浦標準砂および東京砂層からブロックサンプリング法によって採取した不攪乱砂である。表-1に試料と試験方法、図-2に不攪乱試料のサンプリング位置と粒径加積曲線を示した。試験は、三軸試験装置を用いて $K_0$ （側方変形拘束）状態の圧縮試験と、一定の拘束圧を加えた状態で載荷—除荷および除荷—載荷する、いずれも繰返し変形試験を行なった。豊浦砂は相対密度 $D_r=80\%$ の乾燥状態で、不攪乱砂は採取した不飽和の状態（飽和度93%）で、いずれも排水条件で試験を実施した。

測定項目は、軸応力、軸ひずみ、側圧および供試体の

試料	試験方法	備考
豊浦標準砂 不攪乱砂	$K_0$ 試験	・ 初期等方拘束圧0.2kgf/cm <sup>2</sup> ・ 軸圧10kgf/cm <sup>2</sup> まで載荷
不攪乱砂	繰返し変形試験 および三軸圧縮 試験	・ 拘束圧(0.5, 1.0, 2.0kgf/cm <sup>2</sup> ) (1.0, 2.0, 3.5kgf/cm <sup>2</sup> ) ・ 繰返し変形試験後、三軸圧縮 試験実施

表-1 試料と試験方法

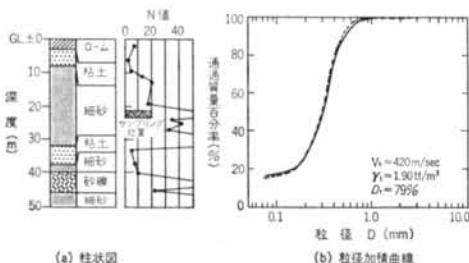


図-2 不攪乱試料（東京都文京区本郷）

側方ひずみである。軸ひずみは、三軸セル内部に設置した非接触変位計（電磁誘導型）で計測し、側方ひずみは三軸セル内に設置した内セルの水位変化をフロートに取り付けた非接触変位計（渦電流型）で測定し求めた。

#### 3.2 室内試験による砂のポアソン比

豊浦砂の $K_0$ 状態の圧縮試験結果を図-3に示した。ポアソン比 $\nu$ は、供試体が等方弾性体であると仮定して次式から求めた。

$$\nu = \sigma_2 / (\sigma_1 + \sigma_2) \quad \dots\dots(1)$$

ここに、 $\sigma_1$ : 軸応力の増加量

$\sigma_2$ : 側圧の増加量

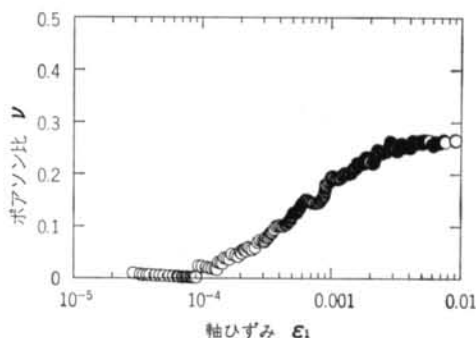


図-3 豊浦砂の $K_0$ 試験結果

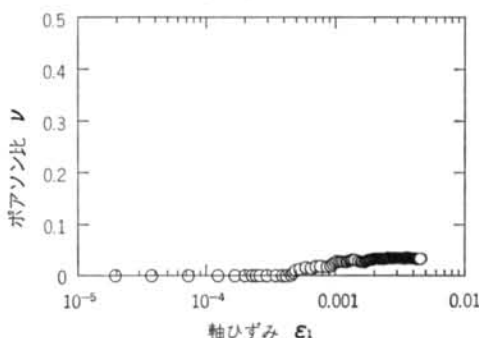


図-4 不攪乱砂の $K_0$ 試験結果

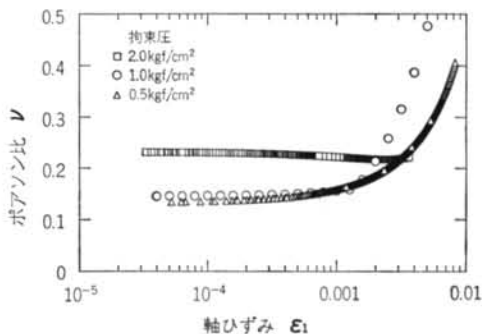


図-5 拘束圧一定時の圧縮試験結果

$\nu$ は、ひずみの小さな場合には非常に小さな値でほぼ一定値を示すが、ひずみが大きくなるにつれて徐々に大きくなっていくことが分かる。同じ標準砂を用いた繰返し変形試験により求めた $\nu$ も、定性的には図-3と同様にひずみの増大に伴って増加する傾向が見られた。このため、図-3は攪乱砂における定性的な軸ひずみと $\nu$ の関係を表現しているものと考えられる。

図-4は、不攪乱砂で行なった $K_0$ 試験結果である。この場合も軸ひずみと $\nu$ の関係は図-3と同様な傾向を示すが、 $\nu$ の値は非常に小さく、最大でも0.04程度の値である。

図-5は不攪乱砂を用い、3種類の拘束圧で圧縮試験を行なった場合の軸ひずみと $\nu$ の関係を示したものである。この場合のポアソン比 $\nu$ は、側方ひずみ $\varepsilon_2$ と軸ひずみ $\varepsilon_1$ から式(2)により求めた。

$$\nu = -\varepsilon_2/\varepsilon_1 \quad \dots\dots(2)$$

図-3の攪乱砂の場合と同様、拘束圧一定条件下におけるポアソン比は $5 \times 10^{-4}$ ひずみ程度までのひずみの小さな範囲ではほぼ一定であるが、攪乱砂に比べて一定である範囲が広い。また、 $\nu$ は $5 \times 10^{-4}$ ひずみ程度までのひずみの小さな範囲でも拘束圧の違いにより0.15~0.25と値が異なる。なお、 $10^{-3}$ ひずみを越えるところから急激に増大するが、これはせん断ひずみの増加に伴い正のダ

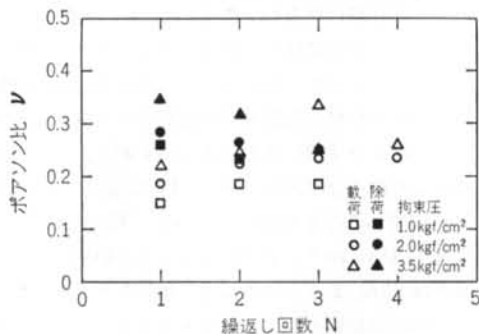


図-6 繰返し変形試験結果(除荷-載荷)

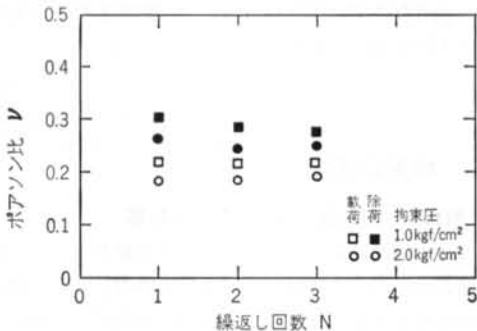
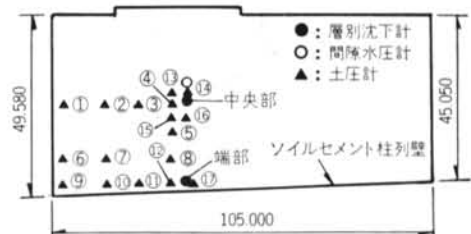


図-7 繰返し変形試験結果(載荷-除荷)

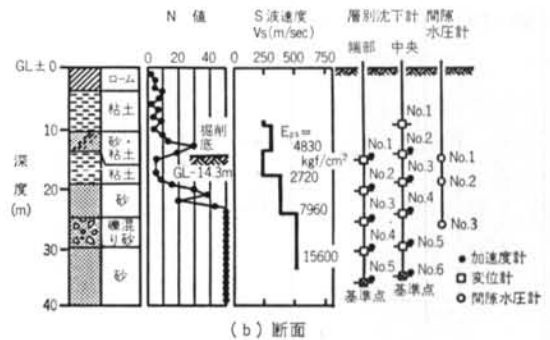
イレイトンシーが顕著になるためである。建物施工時の地盤では側方拘束圧が増大するので、同様な変化が生じているとは考えにくく、図-3の $K_0$ 試験のようにひずみの増大に伴って一定値に近づくと考えの方が妥当と思われる。

一定の拘束圧で等方圧密した供試体の軸圧をひずみが $5 \times 10^{-4}$ になるまで除荷したのち、再度載荷する繰返し変形試験結果を図-6に示した。 $\nu$ は除荷時と載荷時で異なっており、除荷時の方が大きく、拘束圧が大きいほど大きい傾向がある。また、繰返しを行なうことによって、除荷、載荷の $\nu$ が徐々に一定になるように変化している。図-7は、図-6の場合とは逆にひずみ $5 \times 10^{-4}$ になるまで載荷したのちに除荷する繰返し変形試験を行なった結果である。図-6と同様に除荷時の方が $\nu$ が大きく、繰返しによる変化の性状もほぼ同様である。

このように、室内試験の結果によれば $\nu$ も拘束圧、載荷、除荷などの載荷方法、ひずみの大きさなどにより複雑に変化することが明らかになった。また、 $\nu$ を載荷方向のひずみで整理すると、試料の違いによらずひずみの小さな場合には小さな値でほぼ一定値を示すが、ひずみが大きくなるにつれて徐々に大きくなっていくことが分かった。通常用いられている砂のポアソン比( $\nu \approx 0.3$ )は少なくとも微小ひずみ時の値としては大きすぎ、 $10^{-3}$ を越えるような比較的大きなひずみレベルのときに設定すべき値と思われる。



(a) 平面



(b) 断面

図-8 Kビル現場(東京都港区)

### 3.3 ポアソン比と実測のヤング係数の関係

建物施工時に測定した地層別の鉛直変形量をもとに、通常用いている大きなポアソン比 $\nu$ を用いた場合と、室内試験により得られた小さな $\nu$ を用いて求めた場合のヤング係数 $E$ の違いについて述べる。検討に使用した実測結果はKビルの値であり、地中応力の状態が明解な建物平面中央部における掘削時のものである。図-8にはKビル現場（東京都港区）の地盤柱状図、層別沈下計埋設深さ、PS検層によるせん断波速度 $V_s$ を示した。 $E$ は、

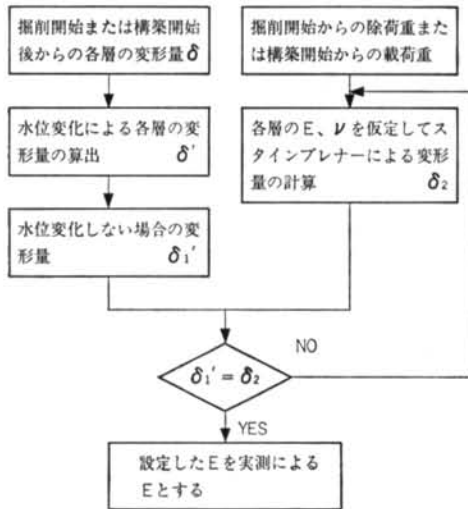


図-9 変形係数の算定手順

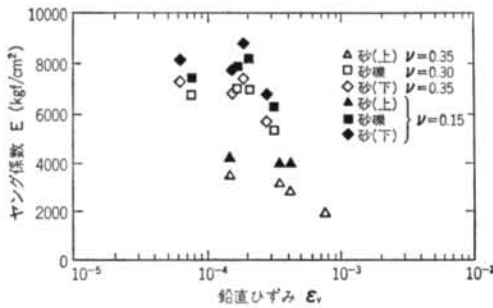


図-10 鉛直ひずみとヤング係数（掘削時）

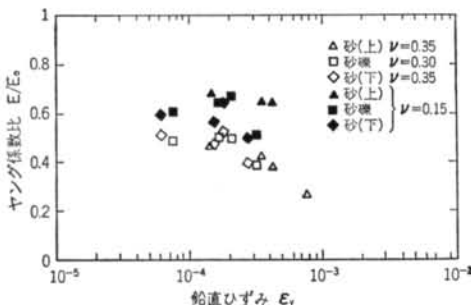


図-11 鉛直ひずみとヤング係数比（掘削時）

掘削および構築時について各々の開始時からの実測の鉛直ひずみ $\epsilon_0$ を用い、図-9の手順で求めた。計算には、スタインプレナーの弾性近似解<sup>2)</sup>を用いた。

Kビルの建物平面中央部における $\epsilon_0$ と、この $\epsilon_0$ から求めた $E$ との関係を図-10に示した。白抜きは $\nu$ を砂、礫混じり砂で、それぞれ0.35、0.30と設定した場合の $E$ である。黒塗りは、図-5の室内試験をもとに、 $\epsilon_0$ が $5 \times 10^{-4}$ 以下については砂、礫混じり砂の $\nu$ を0.15と設定した場合の $E$ である。いずれも、 $\epsilon_0$ の増加に伴い $E$ が減少している。また、 $\nu$ による $E$ の違いについてみると、0.15と設定した黒塗りが大きくなっている。同じ鉛直ひずみを用いて算定しても、ヤング係数はポアソン比の設定の違いによりかなり異なった値となる。

図-11は、 $\epsilon_0$ から求めた $E$ と微小ひずみ時の地盤のヤング係数 $E_0$ との比 $E/E_0$ と $\epsilon_0$ の関係を表わしたものである。 $E_0$ は、PS検層による $V_s$ と上述の $\nu$ から式(3)で求めた。

$$E_0 = 2(1 + \nu)\gamma \cdot V_s^2 / g \quad \dots\dots(3)$$

ここに、 $\gamma$ : 土の単位体積重量  
 $g$ : 重力加速度

図中の黒塗りと白抜きは、図-10と同様 $\nu$ の違いを示している。白抜きは $\nu$ を砂、礫混じり砂でそれぞれ0.35、0.30と設定したものであり、黒塗りは砂、礫混じり砂の $\nu$ として0.15を用いたものである。

$E/E_0$ は $\epsilon_0$ の増加に伴い、あまりばらつきなく低下している。また、 $\nu$ による違いについてみると、室内試験で得られた0.15を用いた黒塗りが白抜きより大きく、 $\epsilon_0$ が微小なレベルで $E/E_0$ は1に近づいており、 $\nu$ の設定が実測による微小ひずみ時の $E$ と $V_s$ に基づく $E_0$ の違い<sup>2)</sup>の一因であることを表わしている。K<sub>0</sub>試験によれば、 $\nu$ は $\epsilon_0$ が $5 \times 10^{-4}$ 以下で0.15より小さい値であり、この場合は $E/E_0$ はさらに1に近い値になる。今後の研究により原位置地盤のより正確な $\nu$ を設定できれば、実測による微小ひずみ時の $E$ と $E_0$ の関係や、微小ひずみ時から大きなひずみまでの $E/E_0 \sim \epsilon_0$ 関係を明確に表現できるものと考えられる。

## § 4. 地盤の応力

### 4.1 解析条件が地盤の応力に与える影響

Kビルの実測結果から求めたヤング係数 $E$ は、同じ鉛直ひずみ $\epsilon_0$ のときに掘削時および構築時ともに建物平面の中央部と端部（壁面から4m離れた地点）で異なっており、その主な原因が地中応力の大きさの違いによる

ためと考えられた<sup>2)</sup>。中央部と端部において  $\epsilon_v$  の計測を行なったKビルを対象とした二次元FEM解析を実施し、山留めの剛性、山留め壁と地盤の摩擦係数および地盤の定数の違いによる地中応力の相違を検討するとともに、地中応力とEとの関係を明らかにした。

解析は、地盤を等方弾性体として考え、条件の明確な掘削時について行なった。図-12はその解析モデルである。なお、解析には掘削終了時の建物平面中央部の  $\epsilon_v$  に基づき、図-9の方法で算出したEを用いた。

表-2は解析ケースの一覧であり、山留めの剛性、壁と地盤の摩擦係数、ポアソン比 $\nu$ 、初期の静止土圧係数 $K_0$ を変化させた都合10ケースを解析した。図-13はその一例として、解析による掘削底面直下の粘土層端部の中間深さにおける鉛直有効応力 $\sigma_v'$ 、平均有効応力 $\sigma_m'$ を条件別に比較したものである。それによると、Kビル

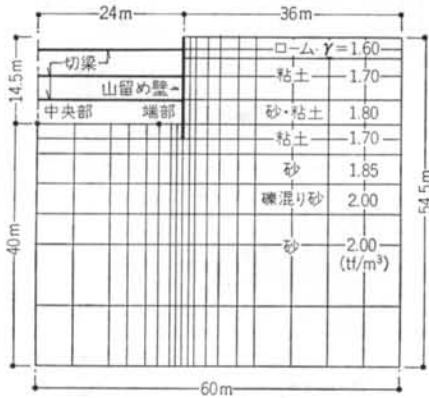


図-12 解析モデル

Case	山留め剛性			壁~地盤の摩擦		地盤物性					
	0.5EI	EI	2EI	0.1k	k	100k	$K_0=0.5$	$K_0=1$	$K_0=2$	$\nu=0.15$	$\nu=0.3\sim0.45$
Case1	○							○			○
2		○						○			○
3			○					○			○
4	○			○				○			○
5	○					○		○			○
6	○				○		○				○
7	○								○		○
8	○						○				○
9	○							○			○
10	○								○		○

EI: 山留め壁・切梁の剛性, k: 壁~地盤バネ係数,  $K_0$ : 静止土圧係数,  $\nu$ : ポアソン比

表-2 解析ケース一覧

の場合は山留めの剛性および壁と地盤の摩擦は、地盤の応力に殆ど影響を与えていない。それに対して、 $\nu$  や  $K_0$  によって特に  $\sigma_m'$  が大きく変化しており、 $\nu$  と  $K_0$  が地盤の応力に大きく影響することが分かった。

#### 4.2 建物平面の中央と端部の地中応力

ここでは、ひずみの大きくなった時点での中央部と端部の応力状態を検討することとして、ポアソン比を地層別に、粘土を0.45、砂を0.35、礫混り砂を0.30と仮定した。また、各地層の  $K_0$  については粘土層で行なった圧密試験結果 ( $OCR=2.5$ ) に基づき、せん断抵抗角  $\phi'$  を30度と仮定し、式(4)<sup>6)</sup>から求めた粘土層の  $K_0$  が約0.8になることを参考にして、各層とも  $K_0=1$  と仮定した。

$$K_0 = (K_0)_{NVC} \cdot (OCR)^a \quad \dots(4)$$

ここに、 $K_0$ : 除荷過程での  $K_0$  値

$(K_0)_{NVC}$ : 正規圧密状態での  $K_0$  値

$(1 - \sin \phi')$

OCR: 過圧密比

$a$ : 土の種類で決まる定数

$(\sin \phi')$

図-14は、各掘削段階における鉛直有効応力  $\sigma_v'$  と平均有効応力  $\sigma_m'$  の解析値である。地中応力は、 $\sigma_v'$ 、 $\sigma_m'$  とともに掘削の進行に伴って減少しており、その減少量は端部よりも中央部が大きい。また、各掘削時点で  $\sigma_v'$  に比べて  $\sigma_m'$  が大きいことから、掘削に伴う水平応力  $\sigma_h'$  の減少量が  $\sigma_v'$  の減少量よりも小さいことが分かる。

なお、同図(a)には掘削底面に非土重量を載荷して、スタインプレナーの弾性近似解により計算した掘削終了時の  $\sigma_v'$  をプロットした。スタインプレナーの弾性近似解

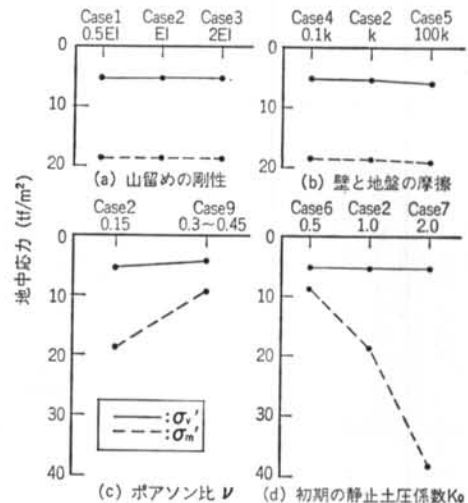


図-13 地中応力の比較(粘土層端部)

はFEM解析値とは殆ど差がなく、周辺土を無視したスタインプレナーの弾性近似解による掘削底面下の鉛直応力の計算値の誤差は少ないことが分かる。

### 4.3 地中応力を考慮した地盤のヤング係数

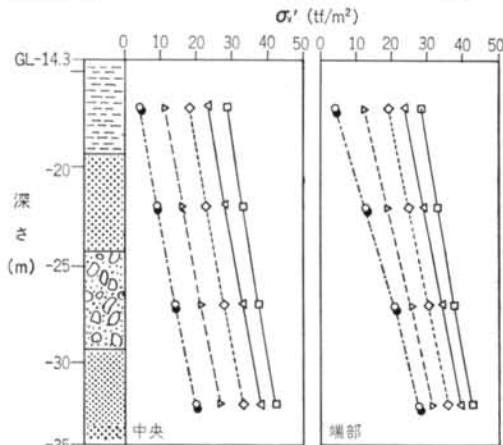
筆者らは、拘束圧の変化による地盤のヤング係数 $E$ の変化を検討するために、掘削段階毎に支持地盤のせん断波速度 $V_s$ の測定を行なった<sup>7)</sup>。図-15は、Kビルの掘削時に測定した $V_s$ <sup>8)</sup>と図-14の $\sigma_m'$ 、 $\sigma_v'$ との関係を示したものである。 $\sigma_m'$ 、 $\sigma_v'$ と $V_s$ の間にはおよそ式(5)、式(6)の関係がある。

$$V_s = \alpha(\sigma_m')^{0.3} \quad \dots\dots(5)$$

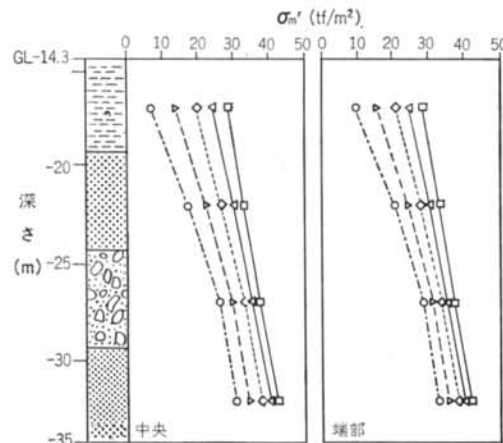
$$V_s = \alpha(\sigma_v')^{0.2} \quad \dots\dots(6)$$

ここに、 $\alpha$ ：地盤によって異なる係数

室内試験により $V_s$ が $\sigma_m'$ に依存することが確認され



(a) 鉛直有効応力



(b) 平均有効応力

□掘削前 ◁一次 ◇二次 ▷三次 ○掘削終了時  
●掘削終了時：スタインプレナー

図-14 掘削による有効応力の変化 ( $K_0=1$ ,  $\nu=0.3\sim0.45$ )

ている<sup>9)10)</sup>が、図-15は原位置における実測からこのことを明らかにしたものである。式(5)または式(6)を用いれば、掘削時の地中応力を求めることによって、掘削前の $V_s$ から掘削途中の $V_s$ を推定することができる。

図-16は、Kビルの掘削時および構築時に実測した $\epsilon_v$ から求めた $E$ を、掘削開始前の各層の $V_s$ から求めた微小ひずみ時のヤング係数 $E_0$ で除した $E/E_0$ と $\epsilon_v$ の関係である。 $E$ と $E_0$ の計算の $\nu$ には、いずれも粘土0.45、砂0.35および礫混じり砂0.30を用いた。掘削、構築時ともに中央部と端部では両者の関係が幾分異なっている。

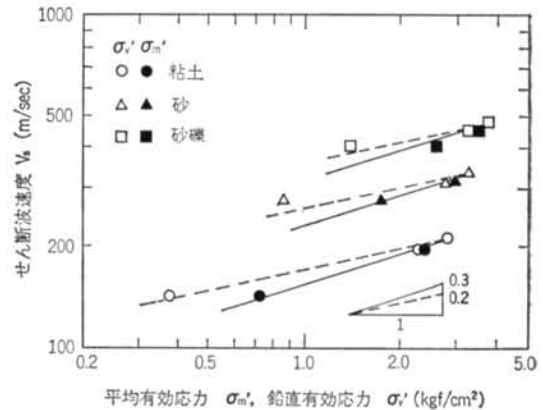


図-15 掘削時のせん断波速度

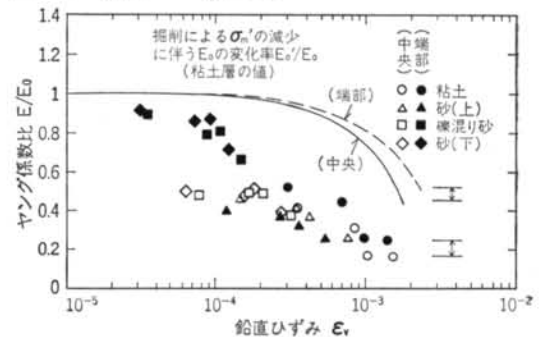


図-16(a) 掘削時の $E/E_0 \sim \epsilon_v$ 関係

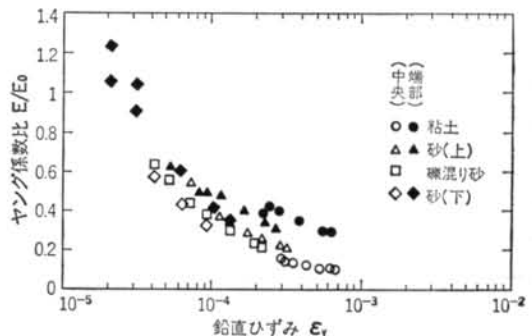


図-16(b) 構築時の $E/E_0 \sim \epsilon_v$ 関係

図-16(a)には、掘削により  $\sigma_m'$  が減少したときの微小ひずみ時のヤング係数  $E_0'$  と掘削開始前の  $E_0$  との比  $E_0'/E_0$  の粘土層における変化を、FEM 解析による  $\varepsilon_v$  に対して示した。 $E_0'$  は、図-14(b)の掘削時の  $\sigma_m'$  から式(5)を用いて求めたせん断波速度  $V_s'$  に基づき、式(3)より求めた値である。中央部と端部の  $E_0'/E_0$  の差は、図示したように実測による  $E/E_0$  の差に近く、実測による中央と端部の違いには拘束圧の違いが影響しているものと考えられる。

掘削終了時のせん断波速度  $V_s'$  は、掘削に伴う  $\sigma_m'$  の減少により掘削開始前の  $V_s$  より低下している。したがって、構築時は掘削終了後の  $V_s'$  から求まる各層の  $E_0'$  に基づいて  $E/E_0'$  と  $\varepsilon_v$  の関係を整理する必要がある。FEM 解析により求めた掘削終了時の  $\sigma_m'$  から、式(5)の関係を用いて求めた中央部と端部における各地層の  $E_0'$  により図-16(b)を修正したのが図-17(a)である。掘削による  $\sigma_m'$  の変化の大きい上部の粘土や砂(上)の  $\varepsilon_v < 1 \times 10^{-4}$  におけるデータが不足しているため図-16(b)と顕著な差がないが、粘土層端部の場合を除いて各層の  $E/E_0' \sim \varepsilon_v$  関係は地盤の種類や深度による明確な差がなく、一定な関係を示している。図-17(a)は、構築時の  $E$  推定には掘削による  $\sigma_m'$  の減少を考慮した  $E_0'$  を用いるのが適切であることを表わしている。同様に、式(6)の関係を用

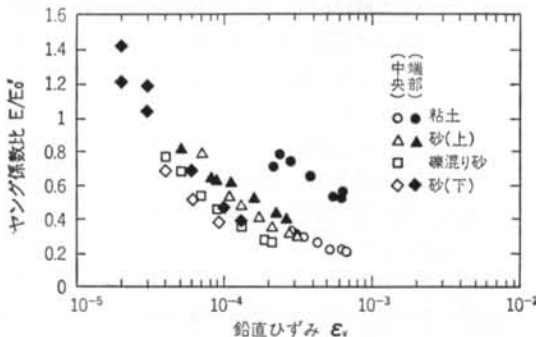


図-17(a) 構築時の  $E/E_0' \sim \varepsilon_v$  関係 ( $\sigma_m'$  を用いた  $E_0'$ )

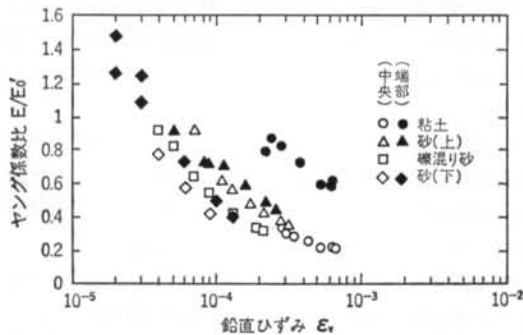


図-17(b) 構築時の  $E/E_0' \sim \varepsilon_v$  関係 ( $\sigma_v'$  を用いた  $E_0'$ )

いて掘削終了後の  $\sigma_v'$  による修正を行なった結果が図-17(b)である。図-17(a)と類似な結果が得られており、今回の実測からは  $\sigma_v'$  に基づき  $E_0'$  を設定しても大差ないものと考えられる。なお、端部の粘土層の性状が他と異なることについては、粘土層が山留め壁の根入れ部に当たることから、水平応力が中央に比べて極端に大きいことや、それによってポアソン比の性状も変わる可能性があるなど、拘束圧だけでは表現できない他の理由があるためと考えられる。

## § 5. 地盤のヤング係数の推定方法

建物施工時に測定した地盤層の鉛直ひずみ  $\varepsilon_v$  から求めた地盤のヤング係数  $E$  は、いずれの時点においても  $V_s$  から求めた微小ひずみ時のヤング係数  $E_0$  より小さい。 $E$  の減少には応力、ひずみおよび地盤のポアソン比などが複雑に影響しており明確な分析は難しいが、 $\varepsilon_v$  で整理すると  $E/E_0$  と  $\varepsilon_v$  との間に一定の関係が認められた。

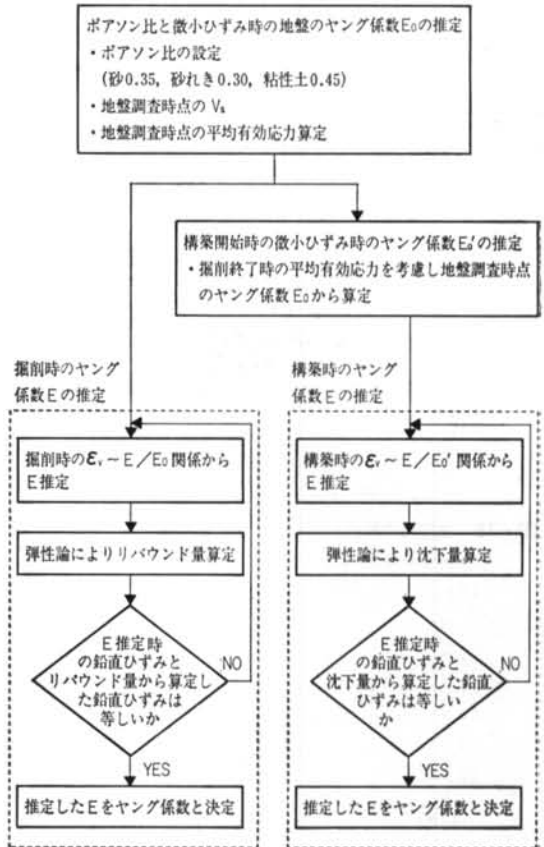


図-18 ヤング係数の推定手順

ここでは、得られた  $E/E_0 \sim \epsilon_0$  関係を利用した  $E$  の推定方法に関して述べる。

$E$  の推定手順を図-19に示した。 $E$  の推定に必要な主な項目とその設定方法を、以下に述べる。

(1)ポアソン比と掘削開始前の微小ひずみ時のヤング係数  $E_0$  の設定

地層毎にポアソン比  $\nu$  (砂: 0.35, 砂礫: 0.30, 粘性土: 0.45) を設定する。 $\nu$  の仮定により 3.3 で検討したように  $E/E_0 \sim \epsilon_0$  関係は異なるので、筆者らが実測結果から提案する  $E/E_0 \sim \epsilon_0$  関係を求めるのに用いた上述の  $\nu$  を一貫して用いるのが良い。 $E_0$  は、地盤調査時点におけるせん断波速度  $V_s$  から式(3)により求める。

(2)掘削時のヤング係数の推定

実測を行なった四つの現場の掘削時の  $E/E_0 \sim \epsilon_0$  関係を図-19に示した。ポアソン比は砂, 砂礫, 粘性土で、それぞれ 0.35, 0.30, 0.45 とした場合の  $E/E_0$  である。 $E/E_0$  は  $\epsilon_0$  の増加に伴い、あまりばらつきなく低下しており、図中の式で近似できる。この両者の関係を利用して掘削時のヤング係数の推定を行なう。

まず  $\epsilon_0$  を仮定し、図中の式により  $E$  を設定し、設定した  $E$  を用いた弾性計算により求めた  $\epsilon_0$  と、仮定した  $\epsilon_0$  とが等しくなるまで収束計算する。収束した値を  $E$  とする。

(3)建物構築時の微小ひずみ時のヤング係数  $E_0'$  の推定

$E_0'$  は、地盤調査時点の  $V_s$  から掘削による平均有効

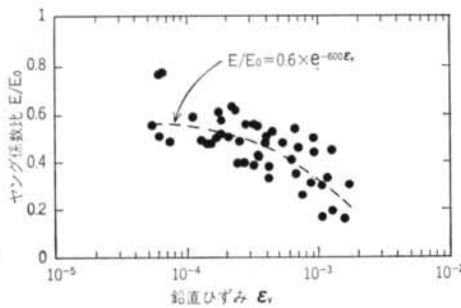


図-19 掘削時の鉛直ひずみとヤング係数比

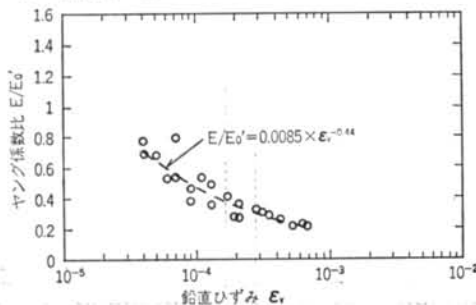


図-20 構築時の鉛直ひずみとヤング係数比

応力  $\sigma_m'$  の減少を考慮して式(5)から求めた掘削終了後の地盤のせん断波速度  $V_s'$  に基づき、式(3)により求める。なお、 $V_s'$  と鉛直有効応力  $\sigma_v'$  との間に式(6)の関係が成り立つことから、簡単な方法としては  $\sigma_v'$  から  $E_0'$  を求めても誤差は少ない。

(4)建物構築に伴うヤング係数の推定

実測による構築時の  $E/E_0' \sim \epsilon_0$  関係を図-20に示した。ポアソン比は(1)と同じものを用いている。構築時は掘削時と性状は異なるが、 $E/E_0'$  は掘削時と同様  $\epsilon_0$  の増加に伴い低下しており、 $E/E_0'$  と  $\epsilon_0$  の関係は図中の式で近似できる。この両者の関係を利用して、掘削時と同様の収束計算を行ない、 $E$  を求める。

(5)建物平面端部の地盤のヤング係数の推定

端部と中央部の違いは、主に地中応力の違いによると考えて良い。端部の地中応力は、山留めの剛性、掘削深さ、根入れ長さなどによって異なるが、これらの影響も含めて弾性論により平均応力  $\sigma_m'$  を算定し、中央部の地中応力との比に応じて(1)~(4)によって求めた中央部のヤング係数を割増して求める。

## § 6. 結論

高層ビルの施工時に行なった支持地盤の変形量の測定結果の分析において問題となった地盤のポアソン比と地中応力について、室内実験と FEM 解析を行なって性状を明らかにした。これらの結果に基づき、実測の鉛直ひずみから弾性論により算定したヤング係数について考察するとともに、直接基礎の支持地盤のヤング係数の推定方法を提案した。本実験および解析により得られた結論を、以下に示す。

(1)豊浦標準砂および洪積砂の不攪乱試料を用いた室内試験結果によると、ポアソン比は拘束圧、載荷方法およびひずみレベルにより複雑に変化した。

(2)豊浦標準砂のポアソン比は、軸ひずみの小さな場合には非常に小さな値でほぼ一定値を示すが、ひずみが大きくなるにつれて、徐々に大きくなっていくことが分かった。

(3)洪積砂の試験結果においても、定性的には豊浦標準砂と同様な傾向であった。微小ひずみ時のポアソン比は軸ひずみが  $5 \times 10^{-4}$  程度までほぼ一定であった。 $K_0$  試験では、微小ひずみ時のポアソン比は 0 に極めて近く、三軸圧縮試験および繰返し変形試験結果によると、拘束圧および載荷方法の違いにより 0.15~0.3 と異なった。

(4)室内試験で得られた微小ひずみ時のポアソン比 0.15



を用いると、実測の鉛直ひずみ  $\varepsilon_0$  から算定したヤング係数  $E$  と、地盤調査時点のせん断波速度  $V_s$  から求めたヤング係数  $E_0$  の比  $E/E_0$  は 1 に近づいた。

(5) 建物平面中央部と端部のヤング係数の違いは、主にそれぞれの位置における平均有効応力  $\sigma_m'$  の違いによることを明らかにした。

(6) 構築時のヤング係数の推定には、掘削による  $\sigma_m'$  の減少を考慮した微小ひずみ時のヤング係数  $E_0'$  を用いるのが適切である。

(7) 実測結果に基づいた  $E/E_0 \sim \varepsilon_0$ 、 $E/E_0' \sim \varepsilon_0$  関係を利用して、繰返し計算により掘削時と構築時それぞれのヤング係数  $E$  を求める方法を提案した。

## § 7. おわりに

高層ビルの施工時に行なった支持地盤の変形量の測定結果を用いて、直接基礎の支持地盤のヤング係数を弾性論に基づき検討し、推定方法を提案した。測定結果はいずれも洪積地盤におけるものであり、高層ビルなどの建築条件は通常、今回の建物における掘削深さや接地圧の条件に近いのでその適用範囲は広いものと考えられる。なお、大深度掘削を伴う場合あるいは接地圧が極端に大きい場合などについては、今後さらに検討を進める予定である。

### <参考文献>

- 1) 玉置克之・土屋勉：“施工時の建物の沈下実測結果および沈下推定に対する原位置試験結果の適用性の検討” 清水建設研究所報 第35号（1982年）
- 2) 玉置克之・桂豊・岸田了：“施工時の鉛直変位測定に基づく支持地盤のヤング係数” 清水建設研究報告 第55号（1992年）
- 3) 秋野矩之：“地盤の剛性評価と建物の沈下予測” 日本建築学会構造系論文報告集 第412号（1991年）pp. 109~119
- 4) 社本康広・佐藤正義・楠亀鉄男：“不飽和砂の繰返し変形特性” 第26回土質工学研究発表会発表講演集（1991年）p. 761, p. 766
- 5) K. Terzaghi: “Theoretical Soil Mechanics” Wiley (1943) pp. 423~425
- 6) P. W. Mayne & F. H. Kulhawy: “ $K_0$ -OCR Relations in Soil” J. of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, No. GT6 (1982) pp. 851~872
- 7) 西尾伸也・玉置克之・佐藤正義・天野賢：“掘削に伴う地盤のS波速度の変化” 第23回土質工学研究発表会発表講演集（1988年）pp. 641~644
- 8) 西尾伸也・桂豊・玉置克之・森誠二：“掘削に伴う支持地盤の変形性状（その3）—せん断波速度から求めた支持地盤の変形係数—” 第25回土質工学研究発表会発表講演集（1990年）pp. 1137~1138
- 9) B. O. Hardin & F. E. Richart, Jr.: “Elastic Wave Velocities in Granular Soils” J. of Soil Mechanics & Foundations Division, ASCE, Vol. 89, No. SM1 (1963) pp. 33~65
- 10) S. Nishio & K. Tamaoki: “Measurement of Shear Wave Velocities in Diluvial Gravel Samples under Triaxial Conditions” Soils & Foundations, Vol. 28, No. 2 (1988) pp. 35~48

