

- 6.1 ケースヒストリーの概観
- 6.2 橋梁基礎の建設 (9月号掲載)

6.3 掘削時の地盤変形 (10月号掲載)

# 6.4 原子力発電所建設に伴う地盤評価

#### 6.4.1 概要

原子力発電所の立地においては,基礎岩盤の強度・変 形特性に関する各種試験が実施され,設計や地盤の安定 性評価に適用されている。また,大規模な掘削工事に伴 い各種の計測が実施され,地盤の物性と挙動について検 討されている。

ここでは,著者らが堆積軟岩を対象に実施した各種の 変形試験や掘削工事における計測結果を基に,軟岩の変 形特性について検討した結果について紹介する。

## 6.4.2 岩石・岩盤試験による変形特性

新第三紀鮮新世の堆積軟岩(泥岩)を基礎地盤とする 原子力発電所の調査において実施した各種の変形試験, 計測の結果を整理し,変形特性に影響を与える要因や各 種手法で得られた変形特性の関係などについて検討した。

(1) 各種試験方法による変形係数(ヤング係数 E)

対象とした軟岩の基本的な物性値は、湿潤密度は1.74 g/cm<sup>3</sup>, 圧縮強度は $30 \text{ kgf/cm}^2$ 程度、変形係数 ( $E_{50}$ ) は $5700 \text{ kgf/cm}^2$ 程度である。

このような軟岩に対して、単調載荷、繰返し載荷、単 周期載荷による各種の試験を実施し、詳細に変形係数を 求めた。すなわち、単調載荷の試験の変形係数は、孔内 水平載荷試験および平板載荷試験では荷重~変位曲線で の直線部の勾配による変形係数、三軸圧縮試験では応力 ~ひずみ曲線の割線変形係数 E<sub>50</sub> である。なお、三軸圧 縮試験は試料採取深度の有効土被り圧で圧密した後に非 排水状態で実施した。

また、従来動的な試験と呼ばれている繰返し載荷の変 形係数は、繰返し平板載荷試験および繰返し単純せん断 試験での  $1/E \sim \epsilon$  関係の切片値から Hardin–Drnevich (ハーディン・ドルネビッチ)モデルでの算出方法<sup>1)</sup>に ならって算出した  $10^{-6} \sim 10^{-5}$  程度の微小ひずみレベル での変形係数である。

単周期載荷の試験とはパルス状の外力を与えてその弾 性応答を利用する方法のことをいう。その変形係数は, サスペンション PS 検層,試掘坑内弾性波速度測定から 得られる S 波速度 V。から算定した。



これらの各種試験方 法から算定された変形 係数の深度分布を図一 **6.33**に示す。変形係数 は, 同種の載荷方法で あれば室内試験と原位 置試験とで大差はない。 このような見掛け上の 変形係数の一致が見ら れるのは, 龍岡らの指 摘2)のように,載荷方 法ごとにほぼ同じひず みレベルで変形係数を 評価していることによ るものと推定される。 また,変形係数は載荷

方法によって、単調載

図―6.33 各種方法による変形係数

荷のグループと繰返し載荷ならびに単周期載荷の二つの グループに大別できそうである。

(2) 変形特性のひずみレベル依存性

載荷方法によって変形係数が大きく異なることから, 載荷方法とひずみレベルの関係に着目して検討した。

繰返し平板載荷試験,孔内水平載荷試験,三軸圧縮試 験および繰返し単純せん断試験によるせん断剛性率 をひずみレベルに関して整理した(図-6.34)。三軸圧 縮試験では,各応力レベルでの応力~ひずみ曲線の接線 勾配と三軸圧縮試験によるポアソン比からせん断剛性率 を算出した。孔内水平載荷試験ではボーリング孔の孔径 の変化で定義される空洞ひずみと圧力の関係から,各圧 力レベルにおける接線勾配として算出した。一方,繰返 し平板載荷試験,繰返し単純せん断試験では,繰返しの 応力とひずみの関係(履歴曲線)から割線剛性を求めた。

単調載荷の試験である三軸圧縮試験によるせん断剛性 率と孔内水平載荷試験による値とはおおむね一致してお り,また,繰返し載荷の試験である平板載荷試験による せん断剛性率と単純せん断試験による値とでは,前者が 若干小さくなってはいるが,おおむね一致している。こ のように載荷方法とひずみレベルに着目して各種の試験 結果を整理した結果,載荷方法によって対象としている

49

講 座



図-6.34 各種方法による同じ深度レベルにおけるせん断 剛性率とせん断ひずみの関係(深度 G.L. -10  $\sim$   $-35 \mathrm{m})$ 



図-6.35 三軸圧縮試験のせん断剛性率とせん断ひずみ

ひずみレベルが異なっていることおよび同種の載荷方法, すなわち同程度のひずみレベルでは試験方法によらずせ ん断剛性率はほぼ同じ値となることが示された。そこで, この事象をさらに詳しく見るために以下の検討を行った。

まず、せん断剛性率のひずみ依存性を詳細に調べるた めに、同一の試験方法で広いひずみ範囲にわたって変形 特性を把握することとした。ここでは、供試体の側面中 央部に LDT (局所変形測定装置)を貼り付けた三軸圧 縮試験を実施し、微小ひずみレベルから通常の三軸圧縮 試験(外部変位計)で測定されるひずみレベルまでの計 測を行った。この結果と外部変位計を用いた試験結果を 合せて図-6.35に示す。外部変位計を用いた試験結果は、 そのひずみレベルである 10<sup>-4</sup> 後半以上の範囲で LDT による試験結果とほぼ一致しており、両者の試験結果を 連続したデータとして取扱うことができそうである。

次に,LDT を用いた三軸圧縮試験による 10<sup>-6</sup> 程度 のひずみレベルでのせん断剛性率と、繰返し単純せん断 試験、繰返し平板載荷試験の微小ひずみレベルにおける せん断弾性係数および単周期載荷である試掘坑内での弾 性波測定,サスペンション PS 検層から得られたせん断 剛性率とを合わせて図-6.36に示す。この図によると、 載荷方法が単調載荷である三軸圧縮試験による微小ひず みレベルでのせん断剛性率は、他の載荷方法による値と ほぼ整合している。

以上のことから,前述の図-6.33では載荷方法によっ て変形特性が大幅に異なるように見えたが、対象とする ひずみレベルを合わせると載荷方法によらずほぼ同程度 の変形特性が得られることが示された。

#### 6.4.3 掘削工事における変形の評価

ここでは、原子力発電所基礎掘削工事において実施し た山留め工の変形挙動計測と平面ひずみ状態の二次元 FEM 解析結果について紹介する。

当工事は、まず標高45mの原地山状態から標高-10 m までの造成工事を行い、その後、標高-40m までの



図―6.36 微小ひずみレベルにお けるせん断弾性係数

垂直掘削を行った(図一 6.37)。垂直掘削には地中 連続壁とアンカーを用いた 山留め工を採用し、山留め 工や背後の地盤の変形挙動 を計測した。

垂直掘削時の山留め工の 変形挙動を FEM 解析で再 現し、地盤の変形特性など の物性値について検討した。 垂直掘削時の山留め工およ び背後地盤の実測結果に最 も良く合う変形係数は孔内 載荷試験の除荷時の値に近 い値となった(表一6.5, 図-6.38)。また,ポアソ

ン比は垂直掘削前の地圧を解析で最も適切に再現できた 値の0.46を用いた(図-6.39)。ここで、地圧は孔内載 荷試験により計測し、解析では、原地山状態の地圧から 掘削造成に伴い除荷される地圧分を引いた残留地圧を算 定した。



図---6.38には 三軸K<sub>0</sub> 圧密試 験のポアソン比 0.34を用いた解 析結果も示すが, こちらの方が変 形は大きくなっ ている。これは, 小さいポアソン

表-6.5 解析用地盤物性值

		原設計			掘削終了時の解析		
		ポアソン比		変形係数	ポアソン比		変形係数
		初期	掘削時	(kgf/cm <sup>2</sup> )	初期	掘削時	(kgf/cm <sup>2</sup> )
安田層粘性土				$1400{\sim}2300$			$1400{\sim}2300$
西山層泥岩	I	0.49	0.34	2 300	0.49	0.46	2 300
	П			4 800			4 650
	Ш			7 300			7 000

初期:原地山状態の地盤内応力計算時 変形係数は孔内載荷試験除荷時の値

比を用いると原地山状態からの造成工事による水平方向 の除荷荷重が小さく算定されるため、垂直掘削開始前の 残留水平地圧が大きくなり(図―6.39),その結果,垂 直掘削による水平方向の解放応力および変形も大きくな るためである。

- 以上の検討の結果、以下の知見が得られた。
- •山留め工の変形挙動は、孔内載荷試験による変形係 数と地圧分布を用いた FEM 解析で予測可能である。



図-6.38 山留め壁および背面地盤の挙動解析結果



図-6.39 山留め壁背面地圧分布の比較(主計測ライン)

- 山留め工の変形挙動は地圧分布に大きな影響を受ける。特に大規模な造成工事の後の垂直掘削工事では、 垂直掘削直前の地圧の把握が重要である。FEM 解 析で地圧を求める場合、変形係数のほかにポアソン 比が重要である。
- 当工事では、垂直掘削開始前の地圧の測定結果を解 析的に再現できるポアソン比を用いると山留め工の 変形挙動の再現性も良かった。

一般には地形,地質構造,施工スピードや周辺の 工事状況,工事履歴などの条件により地圧は異なる ことから,今後の各工事ごとに十分な検討が必要で ある。 (寺田賢二・福井史朗)

#### 6.5 ビル建設時の地盤変形

## 6.5.1 地盤のリバウンドおよび沈下挙動

掘削に伴う地盤のリバウンド量やビル建設時の即時沈 下量を予測する場合, PS 検層により得られた弾性波速 度を利用して地盤のヤング率を決定する方法が良く採用 される。ここでは,その適用事例について紹介する。

(1) 地盤のヤング率の決定法

解析に用いる各土層のヤング率 Eは、PS 検層による  $V_p$ ,  $V_s$ , 土の動的変形試験による  $G/G_{f'}$  曲線、および Steinbrenner (スタインブレナー)の解<sup>3)</sup>を利用し、建 物の面積や荷重度に応じて決定する。Eの決定手順を以 下に示す。

- (a) 微小ひずみでのヤング率 Ef の決定
- 土質柱状図, PS 検層結果を利用して土層を分割。



図-6.40 ヤング率 E の決定フロー

表-6.6 掘削規模と誤差

番号		実測値に			
	最大幅 <i>L</i> (m)	最小幅 B (m)	深さ D.L. (m)	排土重量 ⊿p (tf/m <sup>2</sup> )	対する 解析値の 最大誤差
No. 1	110	70	22.5	40	18%
No. 2	100	50	20.0	35	22%
No. 3	100	75	18.0	32	25%
No. 4	105	30	23.0	45	14%

 $\nu, \rho_t$ :土のポアソン比,湿潤密度

- (b) 拘束圧による *E*f の補正(粘性土は除く)
- ・有効土被り圧  $\sigma_{v0(i)}$  の計算。
- 基礎表面を長方形に仮定し、Steinbrennerの解より平均荷重度 Δp による増加地中応力 Δσ<sub>v(i)</sub>を計算。

*a*<sub>1(i)</sub>, *α*<sub>3(i)</sub>の平均値 *α*<sub>ave(i)</sub>および *E*<sub>f(i)</sub>を下式に代入し,
 補正ヤング率 *E*<sub>fr(i)</sub>を計算。

(c) ひずみレベルを考慮した E の決定

図-6.40に示すフローに従って *E* を決定する。同図 において,動的変形試験を実施していない場合の *G*/*G*<sub>f</sub> -y曲線には,文献 4),5)に示すものを利用する。

上記手法の適用性を検証するため、掘削に伴う地盤の リバウンド量を観測した4現場について、最終掘削時 のシミュレーション解析を行った<sup>6)</sup>。解析では、*Δp*を 上方に作用させ、周辺地盤の根入れ効果は考慮していな い。表—6.6に掘削規模、図—6.41に解析に用いた諸定 数およびリバウンド量の実測値と解析値を対比して示す。 最大25%程度の誤差は認められるものの、実測値と解 析値は比較的良く対応している。

(2) 直接基礎形式の高層建物への適用

(a) 建物および地盤概要

対象とした建物は地上34階,地下2階,建築面積約 6000 m<sup>2</sup>の高層ビルである(図-6.42,図-6.43)。図 -6.44に土質柱状図を示す。この建物では上総層群上星 川層(Tm,Ts)を支持層とする直接基礎を採用した。 表-6.7に同層の土質特性を示す。なお,基礎設計に際

November, 1997

51

譴



して弾性沈下解析を実施しており、手法の妥当性を検証 する目的で、地盤の層別沈下量、基礎の相対沈下量等を 観測した。図-6.44に層別沈下量の計測深度、図-6.42 に沈下計測位置を示す。

(b) 直接基礎の弾性沈下解析法

地盤および基礎の弾性沈下量を Steinbrenner の解と 三次元梁要素を組み合わせた手法により解析した。

解析モデル 本手法では躯体剛性を三次元の梁要素,地 盤を Steinbrenner の解を用いた弾性ばねとしてモデル 化し,両者を組み合わせて一つのモデルとする。地盤ば ねは,柱ごとに単位荷重(柱の支配面積で除した等分布 荷重)を作用させて柔性行列を計算し,その逆行列を求 めることで得る。

荷重および基礎剛性 解析では、各柱の設計軸力に基礎 重量を加算した値を各節点に集中荷重として作用させた。 集中荷重を各支配面積で除した荷重度は高層部で50~ 60 tf/m<sup>2</sup>,低層部で15~30 tf/m<sup>2</sup>である。基礎は厚さ4 mのマットスラブ部と基礎梁(梁せい5m)部からな るが,解析ではこれを曲げ剛性が等価な梁に置換して基 礎剛性とした。

<u>土質定数</u> 表—6.8に解析に用いた土層区分と土質定数 を示す。同表の $E_f$ は $V_s$ ,  $V_p$ から計算したヤング率,  $E_1$ は前述の手法によって求めた解析用のヤング率を表して いる。 $E_1$ の決定に際しては基礎寸法を100×70 m, 平 均荷重度を35 tf/m<sup>2</sup> として Steinbrenner の解を適用し



**図-6.42** 建物平面図

表-6.7 上星川層の土質特性

項目	固結シルト層 Tm1~Tm6	砂質土層 Ts1~Ts4
細粒分含有率	60~90%	10~90(平均20)%
自然含水比	20~35%	20~30%
湿潤密度	1.85 g/cm <sup>3</sup>	2.15 g/cm <sup>3</sup>
一軸圧縮強さ	20~40 kgf/cm <sup>2</sup>	_
 粘 着 力	$c_u = 8 \sim 20 \text{ kgf/cm}^2$	$c_d = 0.6 \sim 20 \text{ kgf/cm}^2$
内部摩擦角	$\phi_{uu}=0\sim30^\circ$	$\phi_d = 38 {\sim} 40^\circ$
<b>王密降伏応力</b>	65~80 kgf/cm <sup>2</sup>	_

表-6.8 解析用土層区分と土質特性

層番号	深さ	$E_f$ (tf/m <sup>2</sup> )	$E_1 \over ({ m tf}/{ m m}^2)$	v
1	G.L. $-19 \sim -49$ m	140 000	102 700	0.33
2	G.L. −49~ −64 m	200 000	155 600	0.33
3	G.L. −64~ −86 m	140 000	105 200	0.33
4	G.L86~-100 m	180 000	151 200	0.33

た。なお、ポアソン比については、粘性土、砂質土共に 長期的には排水条件になることを考慮してすべて0.33と した。

(c) 沈下観測結果と解析結果

<u>地盤の層別沈下</u>図一6.45に,層別沈下量の経時変化を 示す。図中のG.L.表示は、その深度と基礎底面との相 対沈下量を示している。同図によると、G.L.-100 m を基準とした最終沈下量は約12 mm である。一方、地 盤の層別沈下分布について、最終の実測値と解析値を対 比して図一6.46に示す。基礎底面における実測値と解析 結果の誤差は約2 mm であるが、この誤差の大部分は G.L.-64~-86 m (③層)で生じており、解析では③層 のヤング率を過小評価したと考えられる。なお、同図に はG.L.-200 m までを対象とした解析結果(④層と同一 の $E_f$ を仮定)を示してあるが、G.L.-100~-200 m の予想沈下量は約4 mm (全沈下量の約22%)となる。 基礎の相対沈下 誌面の都合上、結果の掲載は省略する が、最終計測時における基礎の最大沈下量は約16 mm、





土と基礎, 45—11 (478) NII-Electronic Library Service



図-6.48 実測による地盤のヤング係数 *E*<sub>sec</sub> と鉛直ひず み *ε*<sub>v</sub>の関係(K ビル)

不同沈下量は約8mmであった。これに対し,解析に よる最大沈下量は実測値と比較的良い対応を示すものの, 不同沈下量は実測値を最大50%程度上回っており,解 析で用いた梁剛性を実際の躯体剛性より過小評価した可 能性が高い。

(3) まとめ

弾性波速度,土のG/G<sub>J</sub>-γ曲線およびSteinbrenner の近似解を利用し,建物の面積や荷重度に応じて弾性沈 下解析用の地盤のヤング率を決定する方法により,地盤 のリバウンド量と直接基礎形式の高層建物の沈下量を予 測し,実測値との比較を試みた。掘削工事に伴う地盤の リバウンド量については,解析値が実測値を最大25% 上回ったものの,総じて両者は良い対応を示していた。 これに対して,建物の沈下量については,使用したヤン グ率以外にも躯体剛性の評価に課題を残しているため基 礎の沈下量に関する両者の誤差はかなり大きいが,最大 沈下量については20%程度の誤差に収まっている。こ こで,紹介した事例以外にもほぼ同様な結果が得られて いることから<sup>7),8)</sup>,本手法は建物の弾性沈下予測に十分 適用可能と考えられる。 (真島正人)

## 6.5.2 施工時の支持地盤のヤング係数の変化

## (1) はじめに

建物荷重による支持地盤の変形量(即時沈下)を正し く推定することは,建物の基礎形式の選択や高層部と低 層部の接続時期の検討など施工方法の判断のために重要 である。即時沈下は支持地盤を弾性体と仮定して計算す るのが一般的であり,このとき,地盤のヤング係数の設 定が特に重要になる。洪積層に直接基礎(べた基礎)で 支持した高層ビルの施工時に,基礎下の地盤の鉛直変形 量を各地層別に測定し、地下階建設のための地下掘削期 間(掘削時と呼ぶ)と建物の建設期間(構築時と呼ぶ) の地盤のヤング係数の性状を明らかにした。

(2) 支持地盤の変形性状の測定結果9)

Kビル(地下3階,地上9階)では,施工中の支持 地盤の各層の鉛直変形量の測定を建物平面(50m×100 m)のほぼ中央で実施した。地盤性状と層別沈下計の変 位計の設置深度を,図-6.47に示す。また,掘削に伴う土 被り圧の減少による支持地盤のせん断波速度(V<sub>s</sub>)の 変化を,層別沈下計の変位計と同深度に取り付けた加速 度計を用いて掘削段階ごとに板たたき法により測定した。

変位計によって測定した初期からの各層の鉛直方向の 変形量を層厚で除して求めた鉛直ひずみ $\varepsilon_v$ と各測定時 点までの荷重の変化量とから Steinbrenner の弾性近似 解を用いて地盤のヤング係数 $E_{sec}$ を求めた。このとき, 地盤のポアソン比 $\nu$ は砂質土層0.35,砂礫層0.3,粘性 土層0.45と仮定した。

図一6.48(a)は層別沈下計による掘削開始後の鉛直変 位の測定値から求めた掘削時の $E_{sec} \geq \varepsilon_v$ の関係であり, 図一6.48(b)は掘削終了後を初期値とした鉛直変位から 求めた構築時の $E_{sec} \geq \varepsilon_v$ の関係である。掘削時および 構築時ともに $\varepsilon_v$ の増加により各層の $E_{sec}$ が減少してお り,支持地盤のヤング係数のひずみ依存性が高いことが 分かる。掘削時の各地層の $E_{sec} \geq \varepsilon_v$ の関係は上に凸な 形状であるが構築時の両者の関係は下に凸であり,平板 載荷試験における除荷時と載荷時の性状に類似している。 このように $E_{sec} \geq \varepsilon_v$ の関係は除荷時(掘削時)と載荷 時(構築時)で異なっており,地盤ヤング係数はひずみ だけでなく拘束圧の変化の違いや塑性変形の生じ方の差

遘

座

講座



にも依存することが 分かる。

(3) 原位置試験によるヤング係数の適用性<sup>10)</sup>

変位計により求め た鉛直ひずみ *ε*, か ら前述の方法により 算出した地盤のヤン グ係数 *E*sec(以下, 実測 *E*sec と呼ぶ), 同じ地盤で行った孔 内水平載荷試験,平 板載荷試験および PS 検層により求め

た地盤のヤング係数と標準貫入試験によるN値との関係を図—6.49に示す。図にはKビル以外のデータも含んでいる。実測による $E_{sec}$ は図—6.48のようにひずみの大きさで異なるが、図—6.49には掘削時および構築時の最終時点の値(実測 $E_{sec}$ は割線係数であり、掘削あるいは構築期間の平均値に相当する)を用いた。

実測  $E_{sec}$  は標準貫入試験に基づくヤング係数推定値 (E=28N)<sup>11)</sup>より大きく,同式による推定値は実際のヤ ング係数の最小値に近い値であると考えられる。孔内水 平載荷試験の砂層および砂礫層のヤング係数(図中の N≥20の部分)では実測  $E_{sec}$  に比べてかなり低い。一 方,洪積粘性土( $N \le 10$ の部分)では実測  $E_{sec}$  の下限 値により近づいており,削孔による応力解放の影響が地 盤により異なるためと考えられる。平板載荷試験はいず れも掘削底面で実施したものである。再載荷時のヤング 係数は構築時の実測  $E_{sec}$  に近く,底面近傍の地盤のヤ ング係数に対しては平板載荷試験の適用性が高いものと 考えられる。PS 検層については調査による地盤のヤン グ係数の0.2~0.5倍の範囲で示した。実測  $E_{sec}$  のほとん どがこの範囲に分布しており,PS 検層によるヤング係 数については大幅な低減が必要であることが分かる。

以上のように、原位置試験によるヤング係数は限られ た条件では実測 $E_{sec}$ に近い値となることがあるが、多 くの場合は実測 $E_{sec}$ とはかなり異なっている。これは 原位置試験によるヤング係数が、図—6.48のように、支 持地盤に生ずるひずみと拘束圧の変化および載荷履歴の 違いによる変形特性を表したものではないためと考えら れる。

(4) せん断波速度によるヤング係数と実測値の関係

地盤のヤング係数の調査法には前述の原位置試験や不 撹乱試料の室内試験による方法がある。それらのうち, せん断波速度試験は非破壊試験であることから,得られ たヤング係数は他の試験による値に比べて信頼性が高い。 以下にせん断波速度  $V_s$ から求めたヤング係数 $E_f$ と実 測 $E_{sec}$ との関係を示す。

**図―6.50(a)**は支持地盤の鉛直変形量の測定より得た 掘削時の*ε*<sub>v</sub>と*E*<sub>sec</sub>/*E*<sub>f</sub>の関係をKビル以外の結果も含 めて示したものである。 $E_f$ は事前調査(掘削開始前) の $V_s$ から,前節の式(1)により求めた微小ひずみ時の ヤング係数である。同様に,**図**—6.50(b)は構築時の両 者の関係であり, $E'_f$ は掘削終了後の支持地盤のせん断 波速度 $V'_s$ から求めた微小ひずみ時のヤング係数であ る。 $V'_s$ は(2)に述べた掘削時の支持地盤のせん断波速 度測定結果から得た鉛直有効応力 $\sigma_v$ と $V_s$ との関係(式 (2))を用いて掘削前の $V_s$ から求めることができる。

# α:地盤によって異なる係数

掘削時の $\varepsilon_v \ge E_{sec}/E_f$ の関係,および構築時の $\varepsilon_v \ge E_{sec}/E_f'$ の関係はそれぞれ図一6.50中に示した式で表す ことができる。事前に支持地盤の $V_s$ を調査し $E_f$ を求 め、 $\varepsilon_v \ge E_{sec}/E_f$ (または $E_{sec}/E_f'$ )の関係式を用いる ことにより、掘削期間および構築期間の各時点の地盤の ヤング係数を推定することができる。

(5) おわりに

支持地盤の変形量の測定結果から地盤のヤング係数は 地盤のひずみと拘束圧変化の条件および載荷履歴の差に よって異なり,掘削時と構築時では微小ひずみ時のヤン グ係数に対する低減率に違いがあることが明らかになっ た。支持地盤のヤング係数の推定方法として,せん断波 速度試験から求めた微小ひずみ時のヤング係数 $E_f$ と, 実測から得た掘削時と構築時の地盤の鉛直ひずみ $\varepsilon_v$ と ヤング係数の低減率 $E_{sec}/E_f$ の関係から求めるのが最も 合理的な方法であろうと考えられる。 (玉置克之)

## 参考文献

- 1) 地盤工学における数値解析の実務,現場技術者のための 土と基礎シリーズ13,土質工学会, p. 81, 1987.
- 2) Tatsuoka, F. and Shibuya, S.: Deformation Characteristics of Soils and Rocks from Field and Laboratory Tests, Keynote Lecture for Session 1, Proceedings of the 9th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bangkok, Vol. 2. pp. 101~170, 1991.
- Steinbrenner, W: Bodenmechanik und Neizeitlicher Stra β enbau Symposium by 24 authors, Volk und Reich Verlag, Berlin, 1936.
- 4) 石原研而:土質動力学の基礎, 鹿島出版会, pp. 196~202, 1982.
- 5) 善功企・梅原靖文:地震応答解析のための土の動的性 質, 2. 土の性質, 土と基礎, Vol. 33, No. 12, pp. 63~70, 1985.
- 真島正人・長尾俊昌・妹尾博明:掘削に伴う地盤のリバウンド量予測,日本建築学会大会学術講演梗概集,pp. 1413~1414,1993.
- 7) 真島正人・榎並 昭・若命善雄・長尾俊昌:摩擦杭で支持される高層建物の沈下挙動(第1報ー観測結果とその考察),日本建築学会構造系論文報告集,No. 467, pp. 1289~1290, 1995.
- (4) 真島正人・榎並 昭・若命善雄・長尾俊昌:摩擦杭で支持される高層建物の沈下挙動(第2報一地盤と基礎の沈下解析),日本建築学会構造系論文報告集,No. 474, pp. 97~105, 1995.
- 9) 玉置克之・柱 豊・岸田 了:掘削および構築時の支 持地盤のヤング係数の変化,日本建築学会構造系論文報 告集,第446号, pp. 73~80, 1993.
- 10) 玉置克之・柱 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, pp. 11~20, 1992.
- 11) 日本建築学会:建築基礎構造設計指針, pp. 146~154, 1988.

54