

III-397

浮島地区における試験盛土工事と圧密変形解析

首都高速道路公団

若築建設(株)

正会員 大古殿利直
正会員 ○津田 誠
正会員 長廻 幹彦

1. まえがき 浮島インターチェンジは東京湾横断道路、高速湾岸線および高速川崎縦貫線が交差する位置にあり、多くの大規模工事が同時進行している。基礎地盤は若令で軟弱な沖積粘性土層を含む埋立地盤であり、高速川崎縦貫線工区ではサンドドレーン(以下SD)および載荷盛土工法による地盤改良が計画されている。ただし多くの工事が隣接しているため、沈下量だけでなく周辺地盤への影響についても事前にある程度の予測をする必要がある。そこで載荷盛土による地盤変形状況を把握するために、工区内において試験盛土工事を実施し、計測データと数値解析結果を比較しながら土質定数の設定を行った。

2. 試験盛土工事概要 図-1は試験盛土実施地点の土質柱状図である。事前土質調査によると沖積粘性土層(Ac1層)は過圧密比が0.8程度の未圧密地盤であった。各測点で過剰間隙水圧も測定されており、Ac1層は埋立土(Bc層)による圧密過程にあると考えられる。試験盛土は図-2に示すように1辺80m、高さ5mの正方形の盛土であり、このうち80cmはサンドマットとしてSD打設前に敷設した。SD杭はφ500、長さ35mで2mピッチの正方配置で打設したが、Ac1層下端には達しておらず層厚約8mの未改良部が残されている。盛土は35日間で施工し、約6カ月間計測を行った。計測は、沈下量、側方変位量および間隙水圧を測定した。

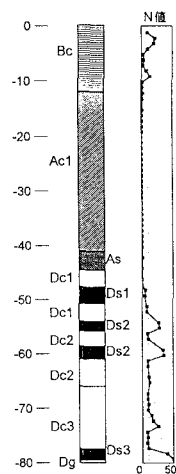


図-1 土質柱状図

3. 有限要素法による圧密変形解析と計測値との比較 試験盛土の解析には、関口・太田モデルによる弾・粘塑性有限要素法解析を用いた。図-3に解析モデル図を示す。SDは、6.7mおきに排水境界を設けることでモデル化した¹⁾。盛土材の単位体積重量は、簡易計算による帯状荷重作用時と正方荷重作用時のAc1層中央での応力が等しくなるよう補正して入力した。Ac1層の未圧密部分は、初期間隙水圧として盛土施工直前に計測された間隙水圧を入力することで考慮した。

このモデルで盛土中央における沈下曲線が層別沈下計による各層での計測沈下量と一致するように、土質定数を定めた。その結果を表-1に示した。Ac1層では塑性指数および透水係数を定め、他の弾・粘塑性パラメータは、表-2の推定式で塑性指数から算出した²⁾。Bc層および洪積層(Dc層)については、層別沈下計による計測によると圧縮量が盛土施工終了後増えていないことから弾性体としてモデル化した。

図-4に地表面沈下量、図-5には地表面の側方変位の計測値と解析値を示した。沈下曲線はよく一致したが、

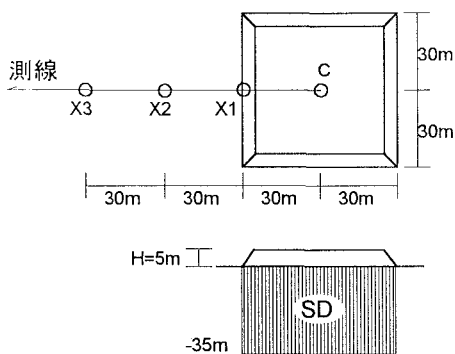


図-2 試験盛土形状

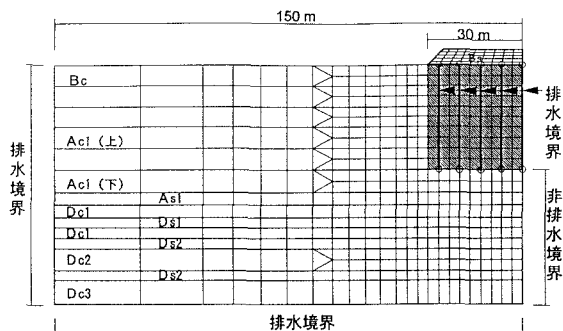


図-3 解析モデル図

表-1 弾・粘塑性モデルの土質パラメータ

	透水係数 k_0 (m/day)	過圧密比 OCR	塑性指数 PI (%)	静止土圧 係数 K_0	ポアソン比 ν	圧縮指数 λ	膨潤指数 κ	グライダッシー 係数 D	二次圧縮 指数 α
Acl(上)	2.94e-03	0.84	43	0.57	0.36	3.16e-01	1.35e-01	3.7e-02	3.2e-03
Acl(SD)	4.90e-04	1.00	43	0.57	0.36	3.16e-01	1.35e-01	3.7e-02	3.2e-03
Acl(F)	2.94e-03	0.84	64	0.61	0.38	4.63e-01	2.26e-01	4.9e-02	4.6e-03

表-2 土質パラメータの推定式

$$\begin{aligned} \sin \phi' &= 0.81 - 0.233 \log(P1) \\ K_0 &= (1 - \sin \phi') \\ \nu &= K_0 / (1 + K_0) \\ M &= 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi') \\ \lambda &= 0.015 + 0.007 P1 \\ \kappa &= \lambda (1 - M / 1.75) \\ D &= (\lambda - \kappa) / (M(1 + e_0)) \\ \alpha &= 0.03 \lambda / (1 + e_0) \end{aligned}$$

側方変位は解析値と計測値にかなりの差がみられた。この原因の一つは、試験盛土が正方形であるのに対し解析は帯状の盛土を想定した平面ひずみモデルであり、側方変位の減衰機構に相違があるためと考えられる³⁾。そこで軸対称モデルによる解析を行い図中に破線で示した。のり尻付近では差があるものの、のり尻から20m以遠では計測値とよく一致した。図-6には軸対称解析での側方変位量の経時変化図を計測値とあわせて示した。のり尻での変位はよく一致しているが、離隔30m、60mでは解析値は盛土完了時点で最大になっているのに対し、計測値では盛土完了後に増加する傾向がみられた。

4. 設定した土質定数の評価 図-7に逆解析で得られた土質定数と、土質試験結果との比較を示した。塑性指数、圧縮指数は土質試験結果とほぼ一致した。無改良部の透水係数は標準圧密試験結果の12倍の値となった。F.E.M.解析には標準圧密試験による透水係数を6~10倍した値を用いると実地盤の挙動によく合うという事例が多い⁴⁾。今回の試験盛土でも同様の傾向となり、粘性土地盤中のサンドシーム等の影響と考えられる。一方、SD改良部の透水係数は、最初は標準圧密試験で得られた透水係数をBarronの放射流れ計算と平面一次元流れ計算の50%圧密時間が等しくなるよう設定したが、逆解析の結果はその7割程度の値となった。これは、SD打設による地盤の乱れや砂杭のウェルレジスタンスおよびマットレジスタンス等の影響で小さくなったと考えられる。

5. あとがき 試験盛土による圧密変形を、F.E.M.による数値解析ではほぼ再現することができた。今後は得られた各々の土質定数やその推定式についてのより厳密な評価を加えていきたい。

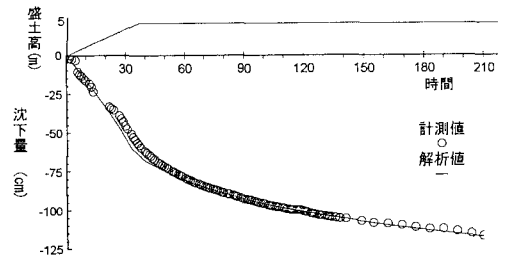


図-4 地表面沈下量

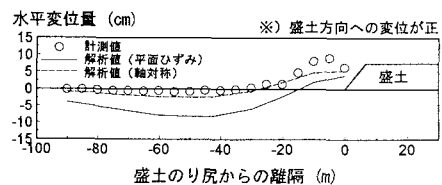


図-5 地表面側方変位（盛土完了後30日）

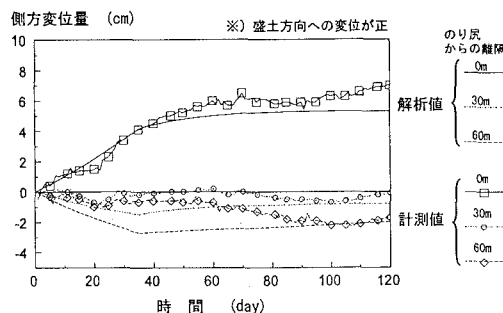


図-6 側方変位の経時変化図

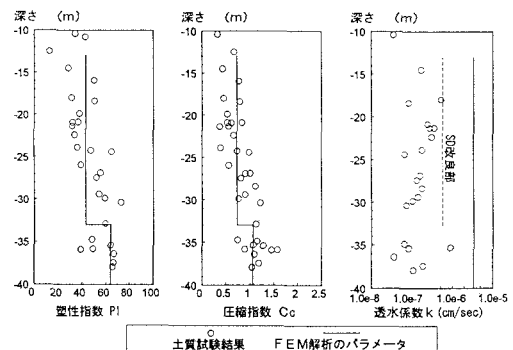


図-7 設定した土質パラメータと土質調査結果

【参考文献】 1) 世良至・他「FEMによるバーカル・レーンの沈下促進効果に関する検討」, 第27回土質工学研究発表会, 1992
2) 太田秀樹「軟弱地盤のパラメータ同定法」, 第35回土質工学シンポジウム, 1990 3) 関口秀雄・柴田徹「盛土基礎地盤の側方流動解析上の問題点」, 土と基礎, Vol. 30, No. 5, 1982 4) 土質工学会「地盤工学における数値解析の実務」, p. 112, 1987