

盛土載荷に伴う高有機質土地盤の側方変位挙動予測に関する実験的検討

鎌尾 彰司¹・山田 清臣²

¹正会員 工修 日本大学助手 理工学部土木工学科 (〒101-8308 千代田区神田駿河台1-8)

²フェロー 工博 日本大学教授 理工学部土木工学科 (〒101-8308 千代田区神田駿河台1-8)

盛土載荷に伴う高有機質土地盤の側方変位挙動については未だ十分に明らかにされていない。著者らは、盛土載荷に伴う高有機質土地盤の変位予測法の提案を目的に一連の研究を行っている。今回は、盛土載荷速度に着目した室内モデル土槽実験を実施して、軟弱地盤厚などの影響を考慮に入れた周辺地盤の地表面変位挙動の予測法の提案を行った。そして、既往の現地計測データにより予測式の検証を行った。この結果、提案した予測式で盛土載荷に伴う高有機質土地盤の変位挙動を精度良く推定することができた。

Key Words : highly organic soil, embankment, lateral movement, model test,

1. まえがき

近年、高速道路網の整備、都市近郊の宅地開発等においては、従来では顧みられなかった湿地やおぼれ谷の高含水比軟弱粘性土（主として高有機質土）地盤上にも盛土造成が行われるようになってきている。高有機質土地盤の特徴は、間隙比が大きく、地盤強度が小さい。また、卓越した圧縮性を有するため、周辺地盤への影響は構造物の建設中はもちろんのこと、供用を開始した後も長期間にわたり残留沈下が進行する。

特に、道路盛土のように細長く帯状に盛土載荷した場合には、両側の周辺地盤に盛土沈下に伴う引き込まれによる沈下や、盛土下の地盤の側方への押し出しによる隆起などが発生し、周辺構造物の傾斜や埋設物等の破壊などに影響を及ぼしている^{1)~3)}。

これまでの盛土載荷による側方流動に関する研究は、図-1のi)に示すとおり、軟弱地盤の支持力・破壊に関する研究^{4)~6)}および盛土荷重による橋台背面・杭基礎に作用する側方流動圧に関する研究^{7)・8)}等が多く行われている。これらの研究は盛土法尻下の地中変位に着目し実施されているものが多く、盛土の境界を越えた周辺地盤の地表面変位挙動についての研究はあまり見られない⁹⁾。さらに、従来の研究は支持力、破壊、側方流動圧としての捉

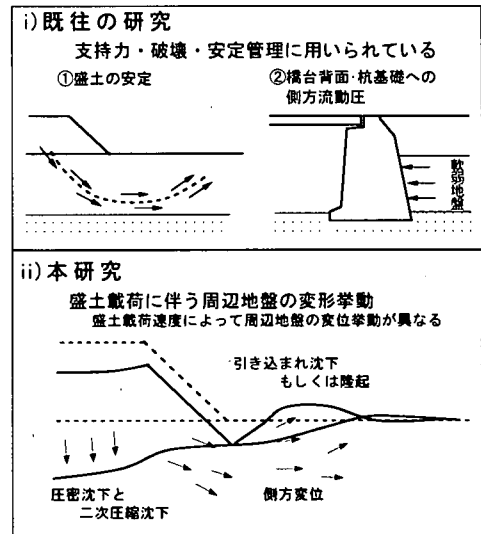


図-1 本研究の位置づけ

え方が主である。本論文で目標とするすべり破壊が発生しない条件下での、盛土載荷速度と周辺地盤の変位挙動の関係についての研究は数も少なく、どのような条件時に引き込まれ沈下や押し出しによる隆起が発生するかなどについては、十分に明らかにされていない。

表-1 試料土の主な物理・化学特性値

土性値	記号	単位	測定値
初期含水比	w ₀	%	197~217
土粒子の密度	ρ _s	g/cm ³	2.15
液性限界	w _L	%	273.5
塑性指数	I _p	—	143.3
強熱減量	L _{ig}	%	45.9
分解度*	D _w	%	95.4
pH	—	—	2.8
飽和度	S _r	%	93~97
初期間隙比	e ₀	—	5.5

注) w₀, e₀, S_rは予圧密後の値
 ※: 水洗い法による値

表-2 試料土の力学特性値

特性値	記号	単位	測定値
一軸圧縮強さ	q _u	kPa	14.7~20.6
非排水せん断強さ	c _u	kPa	10.8
圧密係数	c _v	cm ² /d	294
圧縮指数	C _c	—	1.94
体積圧縮係数	m _v	(kPa) ⁻¹	6.5 × 10 ⁻³
透水係数	k	cm/s	1.85 × 10 ⁻⁴

注) c_v, m_v, kは ρ=19.6 kPaでの値。

そこで、筆者らは図-1のii)に示すように、高有機質土地盤を対象に、盛土載荷に伴う変位挙動を明らかにすることを目的として研究を行った^{1)~4)}。

本研究は高有機質土地盤に盛土載荷した時の周辺地盤への側方変位を、室内モデル土槽実験によって実験的に検討したものである。検討の結果、軟弱土の種類、層厚、載荷荷重の大きさおよび載荷速度等が、盛土本体の沈下量、周辺地盤の引き込まれ沈下量、地表面最大隆起量、地表面変位の及ぶ影響範囲等に関連することを見出した。そして既往の現地計測データに提案予測式を適用した結果、提案した予測式で盛土載荷に伴う高有機質土地盤の側方変位挙動を精度良く予測できることがわかった。

本文はこれら実験・検討の結果をまとめたものである。

2. 試料土の物理・化学特性と力学特性

(1) 試料土の物理・化学特性

本実験で用いた試料は、千葉県内で採取した比較的分解が進んだ高有機質土である。試料土の主な物理・化学特性値を表-1に示す。試料土は、土粒子の密度ρ_sが小さく、w_L、I_p、L_{ig}等が大きい値となっており、高有機質土特有の値を示している。

(2) 試料土の力学特性

試料土の主な力学特性値を表-2に示す。表中の

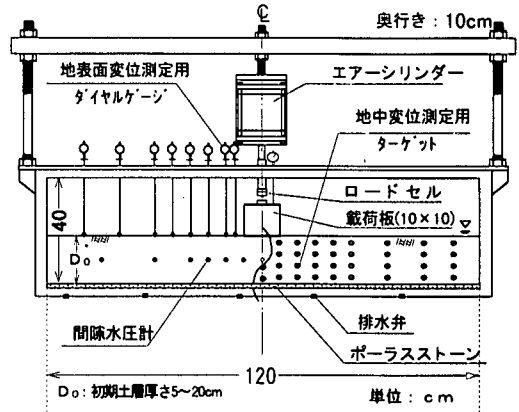


図-2 モデル実験土槽概要図

表-3 計測装置の諸元

装置名	型式	仕様
ロードセル	CLP100KA	容量 981 N
間隙水圧計	AB15PSIG	容量 98.1 kPa
ペロフラムシリンダー	BFSAS100	受圧面積 72.4 cm ²
レギュレーター	10262-U	容量 981 kPa
地中変位測定	吸盤・パイプ	直径0.7cm,長さ3cm
地表変位測定	ダイヤルゲージ	1/100mm読み

値は圧密圧力 p₀=19.6 kPaで予圧密した試料土について、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験および圧密試験をそれぞれ行い求めた特性値である。

3. モデル土槽実験

(1) 実験装置

実験装置および計測装置の概要をそれぞれ図-2および表-3に示す。モデル実験土槽は側面が硬質ガラス製で作られており、寸法は幅120cm×高さ40cm×奥行き10cmである。土槽の製作にあたっては文献15), 16)および事前に実施した予備実験結果を基にして、幅・高さ・奥行き寸法を決定した。また、壁面摩擦に関してはシリコンオイルを塗布することにより、ガラス面近傍および奥行き方向の土槽中央部で、ほぼ同様な側方変位挙動となっていることを、予備実験において確認している。

荷重載荷は、ペロフラムシリンダーを用いてレギュレーターを介して、載荷板に伝達する方式を採用した。載荷板は10cm×10cm、厚さ1cmの亚克力製の板を6枚重ね合わせ、載荷時に変形の起こらないような構造とした。また、計測装置は表-3に示すとおり、載荷荷重を測定するロードセル、載荷に伴う地表面変位を計測する1/100mm読みのダイヤルゲージ、地中の変位を計測する標点および間隙水圧を測定する容量98.1 kPaの間隙水圧計から構成されて

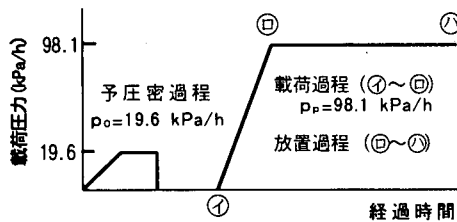


図-3 予圧密および荷重載荷

表-4 実験ケース

D ₀ /B	載荷速度 v _p (kPa/h)		
	0.082	0.82	8.2
0.5	ケース6*	ケース4	ケース7
1.0	ケース1	ケース2	ケース3
2.0	-	ケース5	ケース8

※: ケース6: 載荷速度 v_p=0.21 kPa/hにて実施

いる。土中に設置した標点は、直径0.7cmの白色の吸盤の裏側に直径0.3cm、長さ3cmのパイプを取り付けることにより地中の変位に追従できるようにした。また、吸盤はモデル実験土槽の前面のガラス板に密着させ、中心部分には予め油性ペンで印を付け、解析の際の座標読みとりの目印とした。

(2) 実験方法

実験は、試料土を高含水比のスラリー状態（液性限界の約2倍）にして、標点設置後に実験土槽内へ静かに投入し図-3に示すように、p₀=19.6 kPaの圧密圧力で予圧密を行い、モデル地盤を作成した。なお、図-3に示す予圧密過程は、ポーラストーンを有する載荷板（120cm×10cm）を介して7日～1か月の期間、エアシリンダーにより載荷を行ったものである。予圧密圧力をp₀=19.6 kPaとした理由は、自然状態の高有機質土地盤で多く得られている圧密降伏応力p_cの値（p_c=9.8～39.2 kPaの範囲¹⁷⁾）に近似させることを考え、決めた値である。

予圧密終了後、本題である側方変位挙動を調べるための載荷実験を行った。載荷実験ケースを表-4に、各載荷速度ごとの載荷パターンを図-4にそれぞれ示した。載荷実験は表-4に示すように、土層厚さD₀と載荷幅Bの比（D₀/B）で、0.5、1.0、2.0の3種類、載荷速度v_pを0.082、0.82、8.2 kPa/hの3種類を選定して、合計8ケースについて実施した。なお、実験における載荷方法（図-3の①～③間）は、小刻みに段階的に載荷しており、v_p=0.082 kPa/hの実験では、1.96 kPaの荷重を一日に

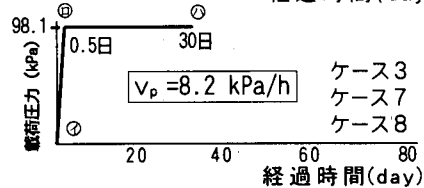
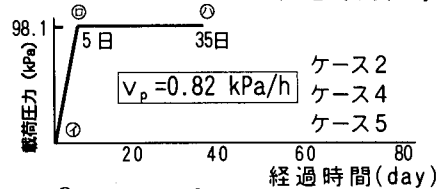
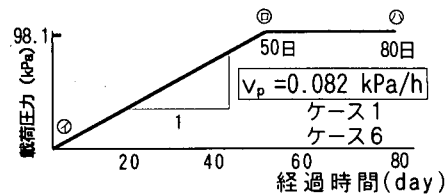


図-4 荷重載荷パターン

1回載荷したものである。v_p=0.82 kPa/hの実験では、1.96 kPaの荷重を一日に10回載荷し、v_p=8.2 kPa/hの実験は、1.96 kPaの荷重を0.5日で50回載荷を行ったものである。

ここで、実験で採用した載荷荷重の大きさは、盛土高さを5 m程度を考え、盛土に相当する荷重をp_pと定義すると、p_p=98.1 kPaの一定条件とした。また、土層厚さD₀の値は、実際の高有機質土の堆積状況や工事規模等を考慮して選定した。すなわち、モデル土槽実験のD₀と；載荷板の幅（B=10cm）の比（D₀/B）で示すと、0.5、1.0、2.0である。これは、例えば実工事での盛土幅が10mとすると、層厚は5、10、20mとなる。

図-4に示す載荷速度v_pは、実工事における盛立て速度を基にして、緩速に盛立て施工したケースと、急速に施工したケースを想定し決めたものである。実験で取りあげた0.082 kPa/hの値は、実工事の盛立て厚さに換算すると、約10cm/day程度であり、緩速施工を想定した値である。0.82 kPa/hの値は、急速に盛立て施工したケース（例えば、半日間の12時間ごとに50cm程度の撒き出し厚で盛立て施工するようなケース）を想定し決めたものである。8.2 kPa/hの載荷速度は、モデル土槽実験の実験特性値を、より明確に得ることをねらいとして決めたものである。

(3) 実験結果

a) 載荷に伴う沈下挙動

載荷に伴う載荷板直下の地盤の沈下ひずみと経過

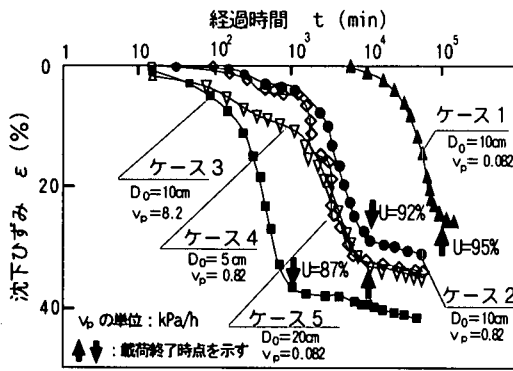


図-5 沈下ひずみ～経過時間曲線

時間の関係を、片対数目盛り上にプロットした曲線が図-5である。沈下ひずみ ε は、 $\varepsilon = (S/D_0) \times 100$ (%)で示した。ここに S は載荷板沈下量(cm)、 D_0 は初期土層厚さ(cm)である。同図中の矢印は載荷終了、すなわち $p_p = 98.1$ kPaの時点を示している。また、 U の数字は載荷終了時点の沈下量と双曲線法により求めた最終沈下量の比 $\{U = S_0/S_f \times 100(\%)$ 、ここに U : 圧密進行割合、以下、圧密度と称する、 S_0 : 載荷終了時点の載荷板沈下量、 S_f : 双曲線法により求めた最終沈下量}を示した。

$D_0 = 10$ cmの一定条件で載荷速度 v_p との関係を見ると(図中の $\blacktriangle, \bullet, \blacksquare$ 印)、 v_p が小さいものの方が ε は小さく、 v_p が大きくなるに従って ε は大きく現れている。これは後に示すように、 v_p が小さい場合は、載荷による過剰間隙水圧の蓄積が小さく、一次元に近い状態で圧密沈下が発生していることによるものと思われる。これに対して v_p が大きくなると、載荷板下の地盤は過剰間隙水圧の発生量に比べて消散量が小さく、荷重載荷に伴う即時的な側方への変形による沈下が、その後の圧密沈下の発生によるものに加わる。また、載荷終了時点の圧密度 U は、ケース1で95%を示し、 v_p の大きいケース3においても87%とかなり圧密が進行している結果となっている。本研究で主題としている盛土荷重載荷に伴う側方変位挙動の検討は、図-5中の載荷終了時点の圧密度 $U \approx 90\%$ の時点に着眼することにした。

v_p 一定条件で、 D_0 を5, 10, 20 cmと変化させたケース(図中の $\nabla, \bullet, \diamond$ 印)では、初期部分では層厚の小さいケース4の圧密沈下が顕著に見られる。これは層厚の変化に伴う載荷板直下の圧密量の差によるものに起因しているものと考えられる。しかしながら圧密終了後の総沈下ひずみ量に関しては、層厚によらず近似した傾向となっており、 $\varepsilon \sim \log t$ 曲

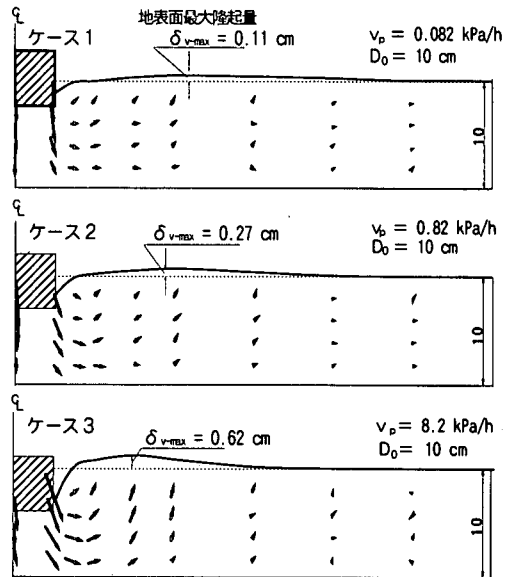


図-6 周辺地盤中の変位挙動

線はほぼ重なっている。これらのケースにおける載荷終了時点の圧密度は $U \approx 92\%$ で、 D_0 による差はほとんど見られなかった。

これらのことから、荷重載荷に伴う沈下挙動は、 v_p の影響を顕著に受け、 v_p が大きいほど沈下ひずみも大きく現れることがわかった。さらに、載荷終了時点での圧密度 U は、87~95%の進行であった。

b) 周辺地盤中の変位挙動

載荷に伴う周辺地盤中の変位挙動は、長さ3 cmのパイプを装着させたゴム製の標点を、土槽前面から写真撮影することにより求めた。計測の結果例を図-6に示す。同図は、載荷開始から載荷終了まで(図-3の④~⑩間)の変位挙動の方向と大きさを、矢印によりベクトルで示したものである。地盤中の変位挙動について全体的に言えることは、載荷板に近い部分で鉛直下方向への変位が見られ、載荷板から離れるに従い水平方向への変位となり、やがてほぼ上向きの変位となる。そして、上向きの変位を示している近傍で地表面隆起は最大値を示している。

この地盤中の変位挙動を載荷速度 v_p との関係で見ると、 v_p が小さい実験ケース(ケース1)では、載荷板近傍の一次元的な鉛直下向きの動きが卓越して発生しており、側方への変位・地表面の隆起量は小さくなっている。一方、 v_p が大きいケース3では、載荷板端の地盤の変位は側方への変位が大きく現れており、また、地表面隆起量も大きく現れている。

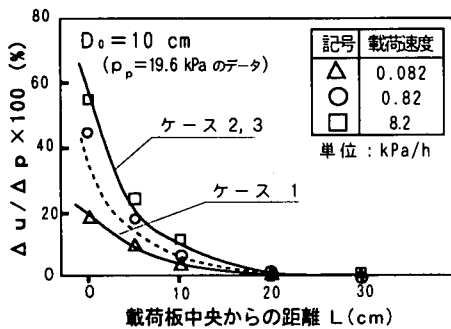


図-7 荷重に伴う間隙水圧の挙動

c) 荷重中の間隙水圧挙動

図-7は、荷重荷重中（図-3の④～⑩間）の $p_e = 19.6$ kPa 時点での、過剰間隙水圧の発生割合 $\{\Delta u / \Delta p \times 100(\%)$ 、ここに Δu : 荷重荷重に伴い発生した過剰間隙水圧、 Δp : 荷重荷重を示したものである。過剰間隙水圧の発生は、荷重板中央部で最も大きく測定されており、荷重部分から離れるに従って、小さくなっている。同図より、荷重中央からおよそ20cm離れた位置では、いずれのケースとも荷重圧力の約3%とわずかな間隙水圧の発生となっている。 v_e との関係では、 v_e が大きくなるに従って発生する過剰間隙水圧も大きくなっている。緩速荷重条件であるケース1は、荷重板直下においても間隙水圧の発生割合が20%程度と小さい値を示している。これは緩速に荷重を行うことで、荷重板直下の地盤は排水状態に近い条件となるためであると考えられる。急速荷重条件であるケース3では、60%程度の発生であった。

d) 周辺地盤地表面の変位挙動

地表面の変位挙動は、地盤地表面に1/100mm読みのダイヤルゲージを設置し測定を行った。荷重終了時点の地表面変位を、荷重板からの距離との関係で整理したものを図-8、9に示す。図-8は、 D_0 一定で v_e を変化させた実験ケースであり、図-9は、 v_e 一定で D_0 を変化させた実験ケースである。これらの図から、地表面の変位挙動は、荷重板に近く近ところでは荷重板の沈下による引き込まれ沈下が発生している。荷重板から離れるに従って地表面の盛り上がり（隆起）が顕著となり、最大値を示した後に徐々に小さくなり、地表面変位量はゼロとなっている。

地表面変位挙動を各々の実験条件下で詳細に見てみる。まず、図-8に示すとおり、 D_0 一定で v_e を変化させた実験ケースでは、 v_e が小さいほど引き

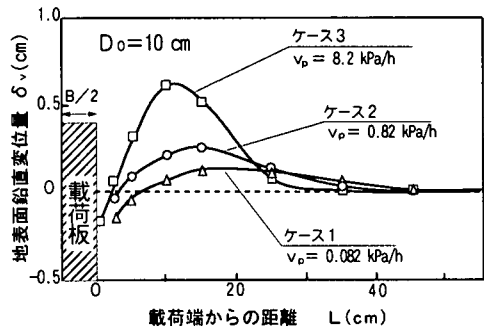


図-8 地表面鉛直変位（ケース1、2、3）

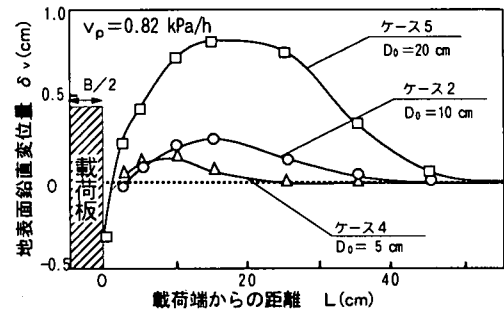


図-9 地表面鉛直変位（ケース2、4、5）

込まれ沈下領域が大きく現れ、地表面隆起量は小さく、地表面変位の影響範囲は大きく現れている。一方、 v_e が大きくなると引き込まれ沈下は小さいが、地表面隆起量は大きく現れており、地表面変位挙動の影響範囲は小さくなっている。次に、図-9より、 v_e 一定で D_0 との関係で地表面変位挙動を見ると、荷重板近傍に発生する引き込まれ沈下は、 D_0 が変化してもほぼ同程度となっている。地表面隆起量および影響範囲は、 D_0 が大きくなるに従い両者とも大きな値となっている。

e) 実験結果のまとめ

モデル土槽実験で判明したことをまとめると次のとおりである。

- ① 荷重板直下の地盤の沈下ひずみ ϵ は、荷重速度 v_e の影響を顕著に受け、 v_e が大きいほど ϵ も大きく現れる。
- ② 地盤内の変位挙動は、 v_e が小さい場合は荷重板の近傍で発生する一次元的な沈下が卓越し、水平方向への土の動きは小さい。これに対して v_e が大きくなると荷重板端から水平方向への土の動きが大きく見られる。
- ③ 荷重中の間隙水圧の挙動は、 v_e が小さい場合は、過剰間隙水圧の発生量も小さく影響範囲も狭い。

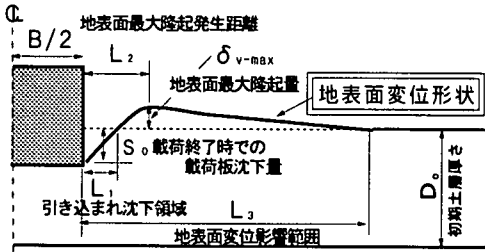


図-10 実験結果と記号説明

v_p が大きくなると、過剰間隙水圧の発生量やその影響範囲がともに大きくなる。

- ④地表面変位は、 v_p が小さい場合は、引き込まれ沈下領域が大きく現れるが地表面隆起量は小さい。 v_p が大きくなると、引き込まれ沈下領域が小さくなり、地表面隆起量が大きく現れるようになる。
- ⑤地表面変位の影響範囲は、 v_p が小さいほどその範囲は広い。 D_0 との関係では、 D_0 が大きくなるに従って、地表面隆起量および地表面変位の影響範囲は大きくなる。

4. 周辺地盤の地表面変位挙動予測に関する検討

荷重載荷に伴う高有機質土地盤の変位挙動を、モデル土槽実験で明らかにした。実験で得られた地表面変位挙動を模式的に示したものが図-10である。同図は、載荷板の沈下量 S および近傍で発生する引き込まれ沈下領域 L_1 、載荷板から離れた位置で発生する地表面最大隆起量 δ_{v-max} と発生距離 L_2 、地表面変位の影響の及ぶ範囲 L_3 を示す地表面変位形状を示したものである。これら5つの特性値 S_0 、 L_1 、 δ_{v-max} 、 L_2 および L_3 の値を求めることによって、地表面の変位形状を推定する方法を考えた。 L_1 、 L_2 、 L_3 は載荷板端からの距離で表示しており、ダイヤルゲージで測定した地表面変位量を図-8および図-9のようにプロットし、図上で決定した値である。

なお、 S_0 、 L_1 、 δ_{v-max} 、 L_2 および L_3 のいずれの値とも載荷終了時に最大値を示す結果となっている。載荷終了時点(図-3の◎点)でのこれらの実験値を表-5に示す。以下、実験結果を基にして周辺地盤の地表面変位挙動を予測する方法について検討を行う。

(1) 載荷速度による影響

地表面変位を推定する5つの特性値、 S_0 、 L_1 、

表-5 実験の内容および結果

項目 \ ケース	1	2	3	4	5	6	7	8
初期土層厚さ D_0 (cm)	10	10	10	5	20	5	10	10
載荷板幅 B (cm)	10	10	10	10	10	10	20	5
載荷速度 v_p (kPa/h)	0.082	0.82	8.2	0.82	0.82	0.21	8.2	8.2
載荷板沈下量 S_0 (cm)	2.32	3.16	3.75	1.69	6.50	1.55	3.60	4.68
引込れ沈下領域※ L_1 (cm)	6.7	3.3	2.0	1.8	7.5	3.5	2.3	2.5
地表面最大隆起 量 δ_{v-max} (cm)	0.11	0.27	0.62	0.20	0.80	0.07	0.96	0.46
同上 発生距離※ L_2 (cm)	18.1	13.8	9.0	8.0	19.0	9.0	14.0	7.1
地表面変位影響 範囲※ L_3 (cm)	41.0	35.3	27.0	19.0	55.0	23.0	32.0	22.5

※載荷端からの距離で表す

δ_{v-max} 、 L_2 および L_3 を初期土層厚さ D_0 で正規化し、載荷速度 v_p との関係で整理したものを図-11~15に示す。これらの図から、いずれの特性値とも v_p の対数目盛りグラフ上でほぼ直線関係が見られる。

図-11の S_0 については、各 v_p で側方変位を拘束した一次元圧密試験を並行して実施し、併せてプロットした。同図から、沈下ひずみは、モデル土槽実験では v_p による影響が顕著に現れており、 v_p が大きくなるに従って沈下ひずみも大きく現れている。側方変位を拘束されている圧密試験結果では、その影響はほとんど見られない。

S_0 、 L_1 および δ_{v-max} については、 D_0 で除して正規化し、百分率で示すことにより、式(1)~(3)の近似式でそれぞれ表すことができる。

L_2 と L_3 についても同様に D_0 で正規化を行ったが、図-14、15に示すように、 D_0/B の値によって異なった値を示している。このことは、 L_2 と L_3 は載荷幅 B の影響を受けているものと考えられた。

そこで、実験式の整理には $D_0/B=0.5, 1.0, 2.0$ ごとに図中の直線式を求めた。得られた直線式【 $L/D = a \times \log v_p + b$ 】の直線の勾配を示す係数 a は、 D_0/B によらず一定値を示し、また $v_p = 1$ kPa/hの時の大きさを示す定数部 b と D_0/B との関係は、図-16~17のようになる。これら図-14~17の関係を直線近似式で表すと L_2 と L_3 は、以下の式(4)および式(5)となる。

$$(S_0/D_0) \times 100(\%) = 8 \cdot \log v_p + 33 \quad (1)$$

$$(L_1/D_0) \times 100(\%) = -22 \cdot \log v_p + 40 \quad (2)$$

$$(\delta_{v-max}/D_0) \times 100(\%) = 3.2 (v_p)^{0.4} \quad (3)$$

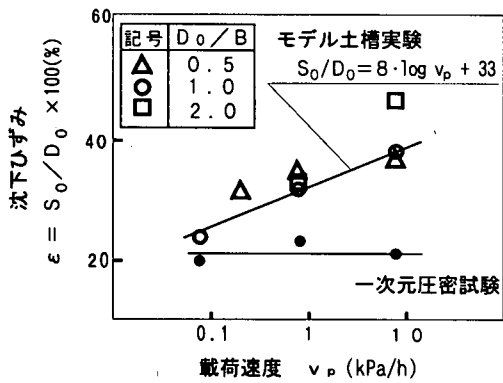


図-11 沈下ひずみと載荷速度の関係

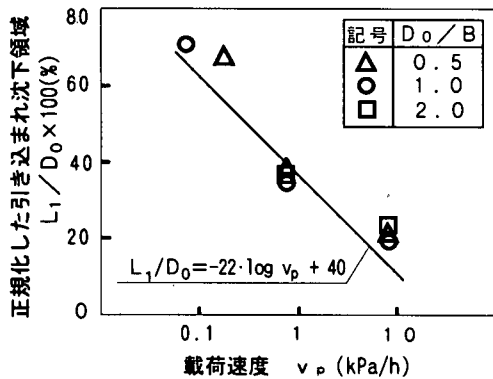


図-12 引き込まれ沈下領域と載荷速度の関係

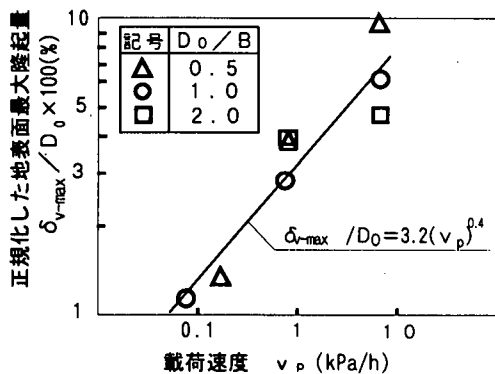


図-13 地表面最大隆起量と載荷速度の関係

$$(L_2/D_0) \times 100(\%) = -45 \cdot \log v_p - 45(D_0/B) + 181 \quad (4)$$

$$(L_3/D_0) \times 100(\%) = -70 \cdot \log v_p - 78(D_0/B) + 425 \quad (5)$$

ここに、

S_0 : 載荷終了時点での載荷板沈下量(cm)

L_1 : 引き込まれ沈下領域(cm)

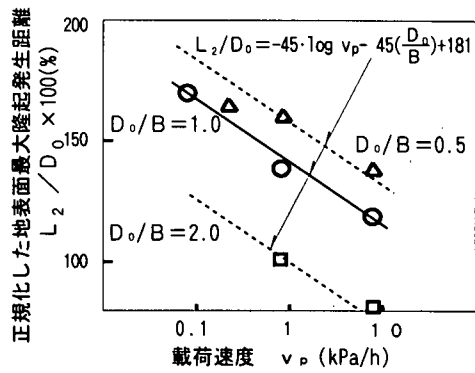


図-14 地表面最大隆起発生距離と載荷速度の関係

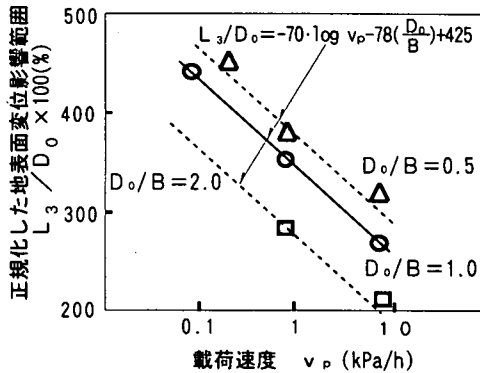


図-15 地表面変位影響範囲と載荷速度の関係

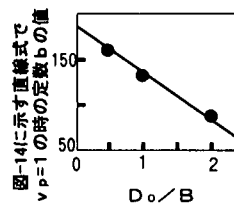


図-16 D_0/B と定数 b の関係

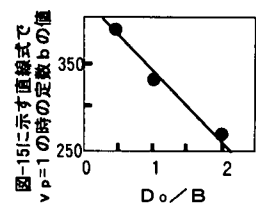


図-17 D_0/B と定数 b の関係

δ_{v-max} : 地表面最大隆起量(cm)

L_2 : 地表面最大隆起発生距離(cm)

L_3 : 地表面変位影響範囲(cm)

D_0 : 初期土層厚さ(cm)

B : 載荷幅(cm)

v_p : 載荷速度(kPa/h)

(2)土の種類および載荷荷重の大きさによる影響

地表面変位挙動は、土の種類および載荷荷重の大きさ p_p の影響を受ける^{14)・18)}。今回の実験は、対象土を塑性指数 $I_p = 150$ 、初期含水比 $w_0 = 200\%$ 程度の関東地方によく見られる、比較的分解の進んだ

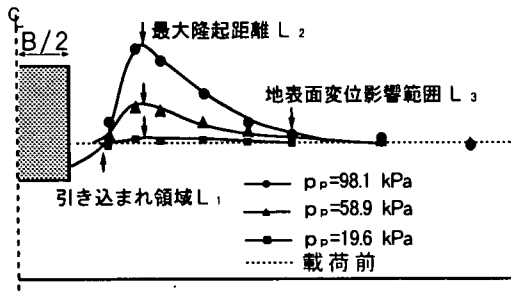


図-18 載荷荷重ごとの地表面変位挙動の一例
(ケース2の場合)

高有機質土について行ったものであり、地盤変位挙動の予測法の検討に際し、土の種類や p_p の大きさについては次のように考えた。

地表面変位曲線を示す5つの特性値のうち S_0 と $\delta_{v_{max}}$ の挙動は、載荷に伴う即時的な側方への変形と、その後の圧密沈下によるものである。側方への変形は v_p により考慮しているため、圧密沈下に関しても土の種類や p_p の大きさを考慮する必要がある。一方、 L_1 、 L_2 、 L_3 については載荷段階ごとの試験結果から、図-18に示すとおり、載荷荷重 p_p の大きさによる影響は小さく、その影響は考慮しないものとする。

また、実測データとの対比を行うため、 S_0 と $\delta_{v_{max}}$ の圧密沈下に関しては、土の種類および載荷荷重 p_p の影響を受ける。本論文では地盤の圧縮指数 C_c で補正することにした。すなわち、本実験で用いた試料の特性値($C_c=1.94$ 、 $e_0=5.5$)、荷重載荷条件(p_p は p_0 の5倍、 $p_p=98.1$ kPa)に基づいて以下に示すように、補正係数 α を定義した。その方法は、まず、式(6)のように C_c を用いた沈下量算定式より、本実験で使用した条件(土性値および載荷条件)での沈下量と、一般式で示された沈下量の比を α で表せると仮定した。そして、補正係数 α は、式(6)を式(7)のように変形して求めた。ここで提案する予測式は先に求めた載荷に伴う予測実験式(1)と式(3)に α を乗じることで、土の種類および p_p を考慮に入れた地表面変位挙動の予測式とした。ここで、予圧密圧力 p_0 と圧密降伏応力 p_c の値は等しいと仮定している。また、実測データとの比較は同程度の圧密度($U \approx 90\%$)の時点で行うことにした。

$$\frac{C_c}{1+e_0} \log(p_p/p_c) = \alpha \cdot \left\{ \frac{1.94}{1+5.5} \cdot \log(98.1/19.6) \right\} \quad (6)$$

α について変形すると

$$\alpha = \frac{6.5 \cdot C_c}{1.94 \cdot (1+e_0)} \cdot \frac{\log(p_p/p_c)}{\log(98.1/19.6)}$$

$$= \frac{4.8}{1+e_0} \times C_c \times \log(p_p/p_c) \quad (7)$$

ここに、

α : 土の種類・載荷荷重による補正係数

C_c : 地盤の圧縮指数

e_0 : 初期間隙比

p_p : 載荷荷重 (kPa)

p_0 : 予圧密圧力 (kPa)

p_c : 圧密降伏応力 (kPa)

(3) 地盤変位挙動予測法の提案

モデル土槽実験の結果より、地盤変位挙動と載荷速度との関係を実験式(1)～(5)に示した。さらに土の種類と載荷荷重の大きさに対する補正定数を式(7)に示した。これらをまとめることにより実工事における盛土載荷に伴う、周辺地盤地表面の変位挙動を次式(8)～(12)により、予測することができる。

$$S_0 = \alpha \cdot D_0 \{ 8 \cdot \log v_p + 33 \} / 100 \quad (8)$$

$$L_1 = D_0 \{ -22 \cdot \log v_p + 40 \} / 100 \quad (9)$$

$$\delta_{v_{max}} = \alpha \cdot D_0 \{ 3.2 (v_p)^{0.4} \} / 100 \quad (10)$$

$$L_2 = D_0 \{ -45 \cdot \log v_p - 45 (D_0/B) + 181 \} / 100 \quad (11)$$

$$L_3 = D_0 \{ -70 \cdot \log v_p - 76 (D_0/B) + 425 \} / 100 \quad (12)$$

ここに、

α : 土の種類・載荷荷重による補正係数

v_p : 載荷速度 (kPa/h)

D_0 : 初期土層厚さ (cm)

B : 載荷幅 (cm)

5. 現地計測データとの対比・検討

ここでは、過去にこの種の実工事で計測が行われ報告されている、高有機質土地盤の盛土載荷による沈下および周辺地盤の変位挙動のデータ4例について、今回提案の地表面変位挙動予測実験式(式(8)～(12))を用いて対比・検討を行った。モデル土槽実験は、載荷終了時点(図-3の◎点)での検討を行ったものであり、載荷終了時点の圧密度 U は、先の図-5に示したとおり87～95%であった。一方、

表-6 現地計測地点の土層構成および土性値一覧表^{19)~22)}

事例番号		事例 1	事例 2	事例 3	事例 4
地名		愛甲(東名) ¹⁹⁾	厚真町 ²⁰⁾	札幌市内 ²¹⁾	倉敷市内 ²²⁾
土層構成					
注1)図中の数字は層厚(単位:m)を示す。					
土質名称	—	高有機質土	高有機質土	高有機質土	シルト
自然含水比	w _n	%	350~700	450~700	200~500
土粒子の密度	ρ _s	g/cm ³	1.5~2.0	1.5~1.8	—
圧密降伏応力	p _c	kPa	34.3	235	19.6
圧縮指数	C _c	—	5.56	5.00	2.70*
一軸圧縮強さ	q _u	kPa	62.8	294~491	98.1~294
間隙比	e _o	—	8.73	10.1*	7.2*

注2)※: 間隙比もしくは含水比から推定し、平均値で示した。

実測データは載荷速度が事例ごとに異なるため、モデル土槽実験との比較に際しては、盛土中央部の地盤の時間～沈下量関係より圧密度 $U \approx 90\%$ 前後の点で比較することにした。なお、各事例の盛土沈下量および地表面隆起量等は、既往の文献からの図表から読み取ったものである。また、ここでの圧密度 U は、3.(3)a)に示したとおり、時間～沈下量の関係から双曲線法により求めたものである。

現地計測が行われた地点の土層構成および土性値のデータを、表-6にまとめて示した。本検討における予測式を適用するにあたり、土性値等(圧縮指数・圧密降伏応力)の不明な情報については、既知の土性値から文献(24)を参考に推定している。図-19(a)~(d)に、事例ごとに実測値と提案予測式からの推定値をプロットし、破線と実線でそれぞれ示した。

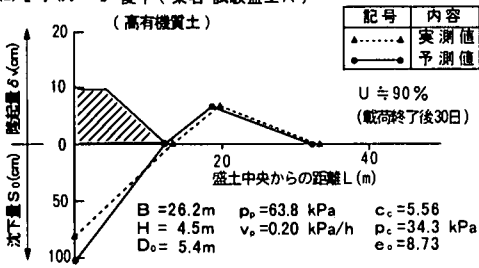
事例 1¹⁹⁾は、東名高速道路の愛甲地区で行われた試験盛土の計測データである。含水比350~700%の高有機質土層 ($D_0=5.35\text{m}$) が堆積している地盤に、敷幅 $B=26.2\text{m}$ 、高さ $H=4.5\text{m}$ の盛土施工が17日間で行われている。載荷速度を単位時間あたりに換算すると、 $v_p=0.20\text{ kPa/h}$ となる。盛土載荷終了時点での圧密度は、 $U \approx 70\%$ で、載荷終了からおおよそ30日後の時点で $U \approx 90\%$ となっている。盛土本体の沈下量を地表から30cmの位置に設置した固定板式T型沈下板で測定している。また、周辺地盤の変位を盛土法尻から20m程度にわたり、変位杭で計測を行っている。本検討における予測式を適用した結果(図中の実線、以下の事例についても同様)と、実測値のデータ(図中の破線、以下の事例についても同様)を図-19(a)に示した。同図より、盛土沈下量、

地表面最大隆起量および影響範囲は、実測値のデータと予測式による推定値とが良く適合する結果となっている。

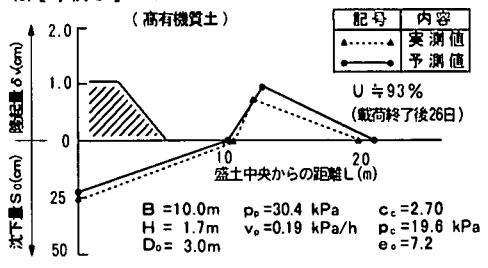
事例 2²⁰⁾は、北海道の高規格幹線道路日高自動車道の盛土工事の計測事例である。含水比400~700%の高有機質土層 ($D_0=4.6\text{m}$) が堆積している地盤上に、敷幅 $B=34\text{m}$ 、高さ $H=4.7\text{m}$ の盛土施工を火山灰により118日間で行っている。載荷速度を単位時間あたりに換算すると、 $v_p=0.02\text{ kPa/h}$ となる。本事例は、緩速載荷で実施しているため、盛土載荷終了時点での圧密度は、 $U \approx 86\%$ である。盛土中央部と法尻部に沈下板を設置し、周辺地盤には法尻より30mまで変位杭を設置している。本事例に提案の予測式を適用した結果、図-19(b)に示すとおり、盛土本体の沈下量に関しては実測値の方が大きくなっているものの、地表面最大隆起量および地表面変位影響範囲に関しては、比較的良好な精度で推定できている。

事例 3²¹⁾は、札幌市内での宅地造成における試験盛土の計測事例である。含水比200~500%程度の粘土混じり高有機質土層 ($D_0=3.0\text{m}$) が堆積している地盤上に、敷幅 $B \approx 10\text{m}$ 、高さ $H=1.7\text{m}$ の盛土を8日間で行っている。載荷速度を単位時間あたりに換算すると、 $v_p=0.19\text{ kPa/h}$ となる。盛土載荷終了時点での圧密度は、 $U \approx 80\%$ で、載荷終了から26日後の時点で $U \approx 93\%$ となっている。盛土中央と法尻付近に沈下計を、法尻より10mまでの範囲で、地中変位計を設置して観測を行っている。この事例に提案の予測式を適用したものが図-19(c)である。同図に示すように、この事例においても実測

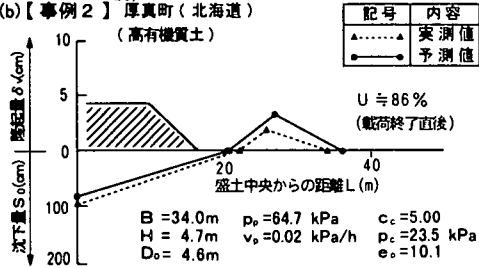
19)
 (a)【事例1】愛甲(東名・試験盛土A)
 (高有機質土)



21)
 (c)【事例3】札幌市内
 (高有機質土)



20)
 (b)【事例2】厚真町(北海道)
 (高有機質土)



22)
 (d)【事例4】倉敷市内
 (シルト)

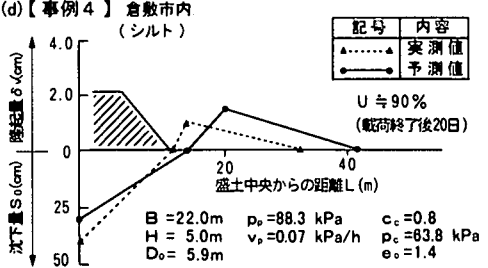


図-19 実測データとの対比

値と推定値が比較的一致しており、精度の高い推定となっている。

事例4²²⁾は、倉敷市内で実施された試験盛土の計測事例である。対象地盤は含水比が30~80%程度の軟弱粘性土層($D_o=5.9$ m)であり、この地盤上に敷幅 $B=22$ m、高さ $H=5.0$ mの試験盛土施工を53日間で行っている。載荷速度を単位時間当たりに換算すると、 $v_p=0.07$ kPa/hとなる。盛土載荷終了時点での圧密度は、 $U=75\%$ で、載荷終了からおよそ20日後の時点で $U=90\%$ となっている。盛土中央部と法肩付近に沈下板を、法尻より20mの範囲において地表面変位杭および地中変位計を設置し、観測を行っている。この事例に提案の予測式を適用したものが図-19(d)である。この事例では、本予測式をシルト地盤に適用したものであるが、同図に示すとおり、盛土の沈下量が実測の方が大きく、周辺地盤の影響範囲等は予測値の方がやや大きくなっている。

以上、地表面変位が観測されている4つの事例について検討を行ったが、いずれも高有機質土地盤での事例については、実測値と計算値とが比較的良好な精度で、地表面引き込まれ沈下領域や隆起量等の変位を予測できることがわかった。盛土沈下量に関しては予測値の方が概ね小さな値となったことは、本モデル実験条件が盛土本体の変形を許さない条件下における実施であるためであると考えられる。また、対

象土を高有機質土に絞って実験・検討を行ってきたが、事例4におけるシルト地盤への適用も、圧縮指数 C_c 等により補正を行うことによって変位特性を推定できる可能性があることを確認した。

6. 結論

荷重載荷に伴う高有機質土地盤の側方変位挙動の予測法の確立を目的として、室内でモデル土槽実験を実施し、周辺地盤の地表面変位予測式を提案した。そして、現位置における計測データと比較検討を行った。その結果、以下の結論が得られた。

- ①荷重載荷に伴う周辺地盤の変位挙動は、載荷速度(実工事での盛土施工速度)と非常に強い相関を示すことが定量的に明らかになった。
- ②載荷速度が遅い場合は、載荷板の沈下は一次元圧密沈下に近い変位特性を示し、周辺地盤の地表面変位も小さく抑えられる。逆に、載荷速度が速くなると、載荷板下の地盤は非排水に近い状態となり、側方へ変位し、その結果、載荷板沈下量、地表面隆起量が増大する傾向が見られた。
- ③盛土沈下量、地表面隆起量、引き込まれ沈下領域の値は、同一の盛土載荷速度であれば軟弱土層厚さで正規化することにより、層厚の影響を受けな

くなることが確認できた。一方、最大隆起発生位置および地表面変位影響範囲については、盛土幅と軟弱土層厚さの影響を受けることがわかった。

④荷重載荷に伴う周辺地盤の変位挙動予測は、載荷板沈下量、引き込まれ沈下領域、地表面最大隆起量、地表面最大隆起発生距離、地表面変位影響範囲の5つの特性値で表現し、土の種類および載荷荷重の大きさを考慮に入れて検討を行った結果、式(8)~(12)の予測実験式が得られた。

⑤提案した周辺地盤地表面変位挙動予測式(式(8)~(12))を用いて、実工事における観測データ4例との対比・検証を行った。対比検証は、実工事における盛土中央部の最終沈下量に対する圧密度 $U=90\%$ 付近のデータを用いて予測式と対比を行った。その結果、いずれの事例においても予測値と実測値との適合性がよいことがわかった。

7. あとがき

盛土載荷に伴う高有機質土地盤の変位予測法の提案を目的として、盛土載荷速度に着目した室内モデル土槽実験を実施し、軟弱地盤厚さ等の影響を考慮に入れた地表面変位挙動の予測式を提案した。提案した予測式を用いて、圧密の進行がかなり進んだ時点(圧密度 $U=90\%$ 程度)において実測工事データとの対比を行ったところ、実際の地表面変位形状の現象をよく再現できる結果となっていることを確認した。

すなわち、提案の予測式の適用にあたっては、盛土直下の地盤の圧密の進行が $U>90\%$ 以上進んだ時点で、法面勾配の比較的急な箇所や、小規模な盛土に限定すると精度良く推定できるものと思われる。なお、今回の検討においては、法面の勾配と盛土本体の変形に関しては考慮に入れずに検討を進めた。これらに関しては、今後さらに検討していきたいと考えている。

謝辞:本論文を作成するにあたり、実験に関しては、日本大学大学院理工学研究科土木工学専攻の会田和義君(現 佐藤工業)、阿部紀征君(現 首都高速道路公団)らが中心に行ったものである。協力を得たことに感謝致します。

使用した記号の一覧

- B : 載荷幅(cm)
D₀ : 初期土層厚さ(cm)

- H : 盛土高さ(m)
L₁ : 引き込まれ領域(cm)
L₂ : 地表面最大隆起発生距離(cm)
L₃ : 地表面変位影響範囲(cm)
p_p : 載荷荷重(kPa)
p_c : 圧密降伏応力(kPa)
p₀ : 予圧密圧力(kPa)
Δp : 載荷荷重の増分
S₀ : 載荷終了時点での載荷板沈下量(cm)
S_f : 双曲線法により求めた最終沈下量(cm)
Δu : 載荷に伴う間隙水圧の増分
U : 双曲線法による最終沈下量に対する沈下進行度合い(圧密度)(%)
v_p : 載荷速度(kPa/h)
α : 土の種類および載荷荷重による補正係数
ε : 沈下ひずみ(%)
δ_v : 地表面隆起量(cm)
δ_{v-max} : 地表面最大隆起量(cm)

参考文献

- 1) 小黒謙司, 岩田博武, 田矢盛之, 服部伸夫: 有機質土と基礎, 基礎工, Vol. 10, No. 2 pp. 71-81, 1982.
- 2) 高森洋: 戸建住宅における基礎の事故と対策, 基礎工, Vol. 20, No. 12, pp. 52-61, 1992.
- 3) 阪口理: 宅造地における造成地自体と建物の障害, 建築技術, No. 8, pp. 167-182, 1981.
- 4) 柴田徹: 盛土の安定性と側方変位, 土と基礎, Vol. 30, No. 5, pp. 3-6, 1982.
- 5) 柴田徹, 関口秀雄: 軟弱地盤の側方流動, 土木学会論文集, No. 382/III-7, pp. 1-14, 1987.
- 6) 山下正義, 柴田徹: 軟弱粘性土地盤のひずみ速度に基づく安定性評価に関する研究, 土木学会論文集, No. 517/III-31, pp. 135-147, 1994.
- 7) 木村衛: 軟弱地盤上の橋台の側方流動対策, 土と基礎, Vol. 30, No. 5, pp. 33-40, 1982.
- 8) 渡部要一, 竹村次朗, 木村孟: 裏込め荷重を受ける軟弱粘土地盤中の杭基礎橋台の長期挙動, 土木学会論文集, No. 568/III-39, pp. 227-240, 1997.
- 9) 日本道路協会: 道路土工「軟弱地盤対策工指針」, 1989.
- 10) 鎌尾彰司, 山田清臣: 圧密圧力除荷後の長期沈下特性(その1, 2, 3, 4), 第25, 26, 27, 28回土質工学研究発表会, 1990-1993.
- 11) 鎌尾彰司, 山田清臣: プレロード除荷後の再沈下特性, 高有機質土地盤の諸問題に関するシンポジウム, pp. 161-166, 1993.
- 12) Kamao, S. and Yamada, K.: Characteristics of long-term re-settlement of highly organic soil after removal of preload, International Workshop on Engineering Characteristics and Behavior of Peat, pp. 15-1 - 15-6, 1995.

- 13) Kamao, S., Yamada, K., Sato, F. and Aita, K.: Characteristics of long-term resettlement of highly organic soil after removal of preload, International Symposium on Compression and Consolidation of Clayey Soils, pp.75-78, 1995.
- 14) 鎌尾 彰司: プレロード除荷後の軟弱粘性土地盤の二次圧縮に関する研究, 日本大学修士論文, 1991.
- 15) 大橋 正紀: パソコンを利用した模型粘性土地盤の変形挙動の解析, 土と基礎, Vol.34, No.7, pp.9-14, 1986.
- 16) 龍岡 文夫, 堂 宣夫, 生原 修, 佐藤 剛司: 模型砂地盤の支持力実験における砂箱壁面摩擦の影響 I ~ VII, 生産研究, 第35巻12号 ~ 第36巻8号.
- 17) 能登 繁幸: 泥炭地盤工学, 技報堂出版, 1991.
- 18) 渡辺 進, 井本 美晴: 初期間隙比から圧密沈下量を求める方法, 土と基礎, Vol.10, No.9, pp.7-11, 1962.
- 19) 日本道路公団: 東名高速道路愛甲試験盛土工事報告書, 1966.
- 20) 林 宏親, 西川 純一, 小田 島大, 三田 地利之, 福田 文彦: カムクレイモデルによる泥炭性軟弱地盤の変形解析, 高有機質土の諸問題に関するシンポジウム, pp.215-220, 1993.
- 21) 田村 雅晴: 泥炭地盤における周辺家屋への影響, 泥炭に関する研究討論会, 土質工学会北海道支部, pp.135-142, 1986.
- 22) 望月 公夫, 広山 利之, 森田 悠紀雄, 酒巻 章: 軟弱地盤の側方変形, 第15回土質工学研究発表会, pp.861-864, 1980.
- 23) 中崎 英彦, 鈴木 善雄, 馬場 崎亮一, 波田野 敬: ピート地盤上の盛土試験結果について, 第11回土質工学研究発表会, pp.549-552, 1976.
- 24) 高有機質土の力学的性質および試験方法に関する研究委員会: 高有機質土の工学, 土質工学会, pp.59-102, 1990.

(1997.11.6受付)

LATERAL MOVEMENT OF HIGHLY ORGANIC SOFT GROUND DURING EMBANKMENT CONSTRUCTION

Shoji KAMAO and Kiyoomi YAMADA

A series of laboratory model tests was carried out to clarify the effect of rate of loading and thickness of soil layer on highly organic soft ground due to embankment construction. An estimation method was proposed for settlement of embankment and heaving of surrounding ground surface during embankment construction.

On the basis of experimental results, it was found that the deformation characteristics of surrounding area were related to the rate of loading (v_v) and thickness of soil layer (D_v). Furthermore predictions by proposed method was found to have a good agreement with in-site measurement.