

名古屋大学 学 ○三隅若二
名古屋大学 正 茂岡 顕
中部電力 正 金谷嘉久

1. はじめに

沖積海成粘土地盤上に、浚渫粘土を埋め立て、自重圧密が未完の状態の地盤上に大規模な試験盛土が建設された。試験盛土と地盤の概要を図1に示す。事前の土質調査によって、盛土高6m（その7割程度が海中に没するが）に対して最大5m程度の沈下が見込まれた。安定問題を別にすれば、試験盛土の目的はサンドドレーンで改良された地盤の、沈下～時間関係を正確につかむことにあった。これらはこのヤード全体のプレロード工事の参考資料にされた。

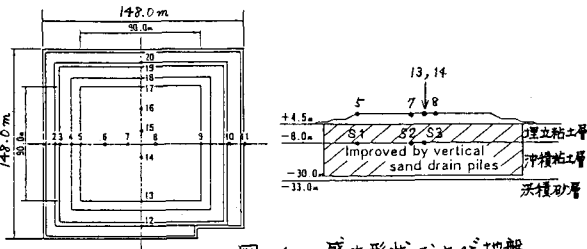


図1 盛土形状および地盤

2. 沈下解析の要点

実測沈下データに対し、区分的にBiotの多次元弾性圧密理論をあてはめる（区分的線形近似）。具体的には、

$$(i) \text{ 漸増載荷時 } (\dot{q} = \text{一定}, q: \text{荷重強度}): p_i(x) = \alpha_p(x) + \sum_{s=1}^r \alpha_s p_{i-s}(x) + (1 - \sum_{s=1}^r \alpha_s) p_{i-r-1}(x)$$

$$(ii) \text{ 荷重一定時 } (q = \text{一定}): p_i(x) = \beta_p(x) + \sum_{s=1}^r \beta_s p_{i-s}(x), p_i(x) = p(x, \Delta t \cdot i): \text{場所} x \text{ の沈下}$$

が用いられる。これら諸式は、過剰水圧に非定常境界条件が想定できるが、どのように境界条件が複雑でも、また、弾性や透水性に異方性があっても成立している。この一般性から区分的線形近似モデルに用いられる。Yはデータの適切なSmoothingによりY=3まじはほぼ安定的にあてはめられるが、この報告では最も簡単なY=1モデルが使われた。圧密の初期を除けば（図2の差分図参照）、少なくとも「最終沈下」予測に関してはY=2,3モデルと大差ない。荷重の一部が水没するが、このとき荷重は $f(t) = Q - Bg(t)$ の形式をとる。これと圧密の式 $\dot{q} + M\dot{q} = f(t)$ とを組み合わせるとわかるように、もとの地盤Mが少し剛性と透水性に異方性が入って変化するだけの別の地盤(M+B)の荷重一定問題に対応するから、上記(i)(ii)は問題なく使える。場所xの沈下

区分的線形近似によって地盤の剛性が刻々逆算される。それは、

$$K_p(t) = \frac{\text{load intensity } q}{(p_f) \text{ predicted at } t = t}$$

で定義される（割線剛性）。 p_f の求め方は省略した。地盤が線形弾性体の時は K_p は勿論変化しない。しかし、弾塑性地盤の局部載荷にあつては、荷重漸増時には地盤の大きなせん断変形のために K_p は著しく劣化し、もしそれが回復するところがあるとするれば、少なくとも荷重一定に達してからのうちのどこかで想像される。弾塑性パラメータ（関口・太田モデルを使っている）を種々かえたFEM simulationの逆解析によれば、 K_p は荷重一定時になお劣化を続ける事例もつくり出すことができる。この試験盛土のように大規模局部沈下をしたとき、荷重一定時の K_p の振舞いが大いに注目された。しかし、次頁に示すように、荷重一定に達してのうすぐに K_p はほぼ一定の値をとることが確かめられ、安心して沈下～時間関係の予測がなされた。圧密による地盤の剛性の上昇とせん断変形による剛性の劣化が、地盤全体としてはうまくcancel outしている様

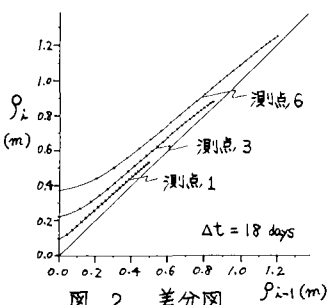
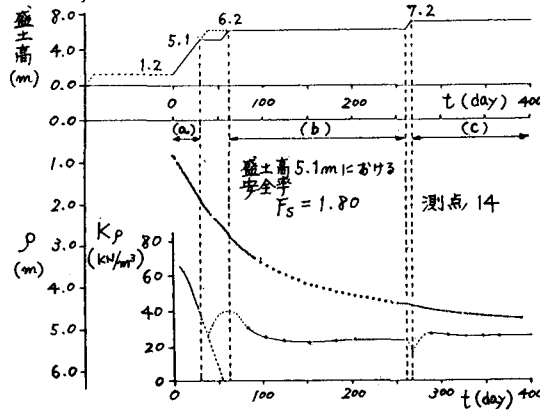
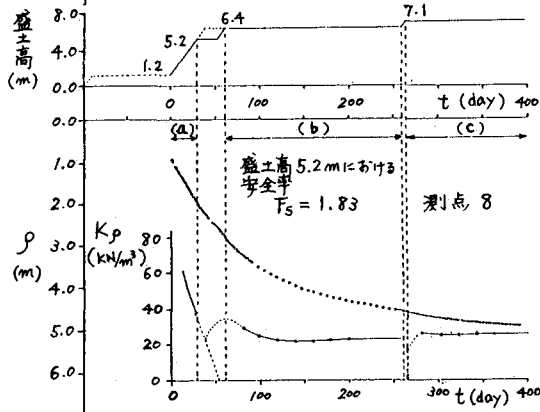
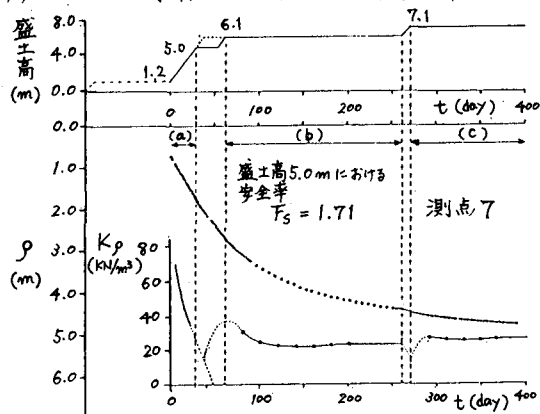


図2 差分図

子がこれらの図と表から伺うことが出来る。荷重が6mから7mへupしたとき、剛性(K_p)の変化は極く僅かでも上昇していることもわかる。 K_p が荷重一定時に一定を保つという事は、線形モデルが予測に使えるので大変好ましいことである。しかしこのことは、このように実際に試験盛土をしてみるまじはわからないのであり、このことを事前の土質調査だけでは予測するのはいかにむづかしい。下表 β_1 , K_p の有効数字は下3ケタである。



解析区間 (day)	β_1 (m)	K_p (KN/m^2)	α_p or β_p (m)	α_i or β_i
新増設荷時 (a)	4~9	0.9317	68.563	5.7755
9~14	1.1275	56.656	1.1766	1.9728
14~19	1.4746	43.320	0.5684	1.9899
19~24	1.7983	35.522	0.4280	1.9938
荷重一定時 (b)	91~111	4.4089	24.565	0.1627
131~151	4.3420	21.916	0.1132	0.9771
151~171	4.9010	22.099	0.1166	0.9762
191~211	4.6706	23.189	0.1593	0.9659
荷重一定時 (c)	279~299	4.7264	27.095	0.3214
319~339	4.9923	25.652	0.1138	0.9772
339~359	4.9652	25.792	0.1256	0.9747
359~379	4.9225	26.016	0.1551	0.9685

解析区間 (day)	β_1 (m)	K_p (KN/m^2)	α_p or β_p (m)	α_i or β_i
新増設荷時 (a)	10~15	1.1721	62.275	2.1793
15~20	1.3637	53.524	0.8459	1.9813
20~25	1.6455	44.385	0.4915	1.9910
25~30	1.9392	37.640	0.3693	1.9942
荷重一定時 (b)	89~109	4.5204	24.857	0.1686
129~149	5.0927	22.064	0.1141	0.9776
149~169	5.0730	22.149	0.1157	0.9772
189~209	4.8579	23.130	0.1506	0.9690
荷重一定時 (c)	272~292	4.8678	26.924	0.3242
312~332	5.1353	25.522	0.1263	0.9754
332~352	5.0938	25.730	0.1457	0.9714
352~372	5.0436	25.986	0.1901	0.9623

解析区間 (day)	β_1 (m)	K_p (KN/m^2)	α_p or β_p (m)	α_i or β_i
新増設荷時 (a)	9~14	1.1254	63.166	2.8306
14~19	1.2260	57.980	0.9049	1.9771
19~24	1.4080	50.488	0.4260	1.9906
24~30	1.6541	42.977	0.2724	1.9948
荷重一定時 (b)	91~111	4.3589	25.131	0.1591
131~151	4.8800	22.447	0.1108	0.9773
151~171	4.8463	22.603	0.1042	0.9785
191~211	4.6294	23.662	0.1537	0.9668
荷重一定時 (c)	275~295	4.6461	27.488	0.3810
315~335	4.9513	25.793	0.1084	0.9781
335~355	4.9486	25.807	0.1094	0.9779
355~375	4.9150	25.983	0.1248	0.9746

3. サンドドレーンによる地盤改良の効果: 観測から得られた圧密の第1固有値を、1次元圧密理論で説明すると得られる圧密係数 C_v は約2.8 m^2/day であった。これは事前の土質試験(標準圧密試験)の結果の約50~300倍程度に対応する。バロンの公式から予想されたほどではないにしても、サンドドレーンによる地盤改良の沈下促進に及ぼす効果は、はっきりと有意に認められた。

(参考文献) Asaoka, Kodoi, Misumi 5th ICONMG Vol.3 pp. 1613-1620, Nagoya, 1985