

中立応力低下による海底地盤の改良

CONSOLIDATION OF SEA-BOTTOM GROUND BY MEANS OF THE DECREASE OF NEUTRAL STRESS

佐々木 伸*・笠島 志朗**・阿久根省三***
By Shin Sasaki, Shirō Kasajima and Syōzō Akune

1. ま え が き

在来海底地盤の圧密促進工法としては、パーティカルドレーン工法、特に、サンドドレーンと載荷盛土とを併用する工法をとるのが一般的である。この種の工法では、改良しようとする地盤の上に埋立てが施工されるような場合には、埋立土自体が圧密荷重となり有利な条件で改良できる。しかしながら、埋立てを伴わない地盤改良の場合は、上記の方法では、まず載荷盛土の施工を行ない、所定の圧密が完了したのち、盛土の撤去を行なう必要があった。

中立応力の低下を利用した工法を用いると、このような載荷盛土の施工、撤去といった手間がはぶける利点がある。さらに、この工法では、減少した中立応力と同じだけの有効応力の増加がある。すなわち、全応力は一定であり、地盤の破壊を伴わないので、載荷時の注意、たとえば、載荷速度や載荷幅などの注意が必要なく、側方流動などによる失敗がないことが最大の利点である。圧密載荷による圧力の増分を Δp とすると、従来の方法では圧密完了時において

$$P + \Delta p = (p + \Delta p) + u \dots \dots \dots (1)$$

であり、全応力は Δp だけ増加している。ここに、 P , p , u はそれぞれ載荷前の全応力、有効応力、中立応力である。

中立応力の低下（減少分を Δu とする）を利用すると

$$P = (p + \Delta p) + (u - \Delta u) \dots \dots \dots (2)$$

ここに

$$\Delta p = \Delta u \dots \dots \dots (3)$$

となり、全応力には変化がない。

本文に論ずる工事を施工した場所（図-1）は、地盤改

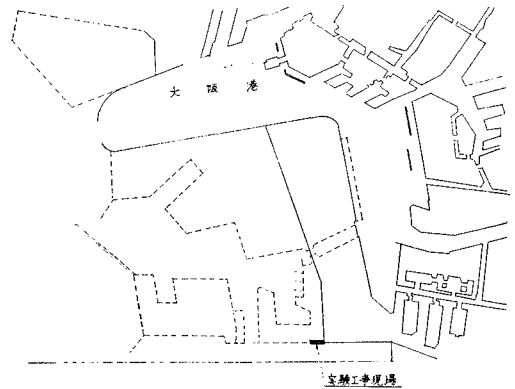


図-1

良後、直立堤または直立堤に近い形の堤体のすえつけが予定されており、従来の盛土による載荷方式では、工費、工事期間の両面で著しく不経済なものとなる。また、本工事施工時には、防波堤などの遮蔽物がないので波浪などに対して盛土の維持も困難が予想された。

以上のような状況から判断して、中立応力低下工法を採用することに決定した。この方法は Kjellman の提案以来、陸上においてはいくつかの施工例がある。図-2 (a) は、その例を示している。この場合は、完全な真空を得たと仮定すると大気圧が圧密荷重として作用することになる。この (a) 図を基本形として海底地盤に応用するのであるが、図-2 (b) および (c) が施工法として考えられる。それぞれ特徴があるが、(b) は中立応力低下の維持にいくぶん難があり、(c) はドレーンウェルごとにサクシオン用パイプを挿入する必要があるので施工に難がある。筆者らは (c) タイプの小規模な実験施工を経て本工事では後述するように (b) に近い形式のものを採用した。いずれにしてもこれら海底に中立応力低下を利用した場合は、大気圧のほか、水面より海底までの水圧も圧密荷重として作用することになる。

* 正会員 工修 大阪市港湾局技術部北港造成課長
** 大阪市港湾局技術部第1建設事務所長
*** 大阪市港湾局技術部設計課第3設計係長

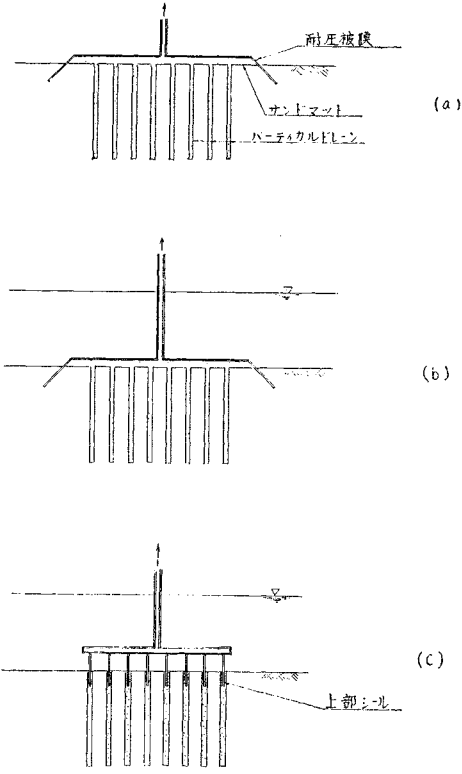


図-2

2. 地盤状況

実験工事現場の代表的な土質の状況を 図-3 に示した。この図でわかるように海底地盤面下約 4 m からほぼ 10 m 間は比較的均一な土質状況となっている。図-4 は先行荷重 p_0 -深さ z の関係を示したものであるが、これらの粘土は自重によってほぼ正規の圧密状態にあることがわかる。間隙比 e -圧密荷重 p の関係は、図-5 および 図-6 に示したとおりである。前者は乱さない試料の e - $\log p$ 曲線であり、先行荷重、すなわち、採取深さによって比較的明りょうに 2 つのグループに分類できそうである。しかし、いま本改良工事の対象としているのは比較的浅い部分であるので、解析には図中の太線を採用することにした。後者の図は乱した試料の e - $\log p$ 曲線であり、乱さない試料の場合にみられたような深さによるグループ化は明確ではない。解析には平均的なものとして太線の

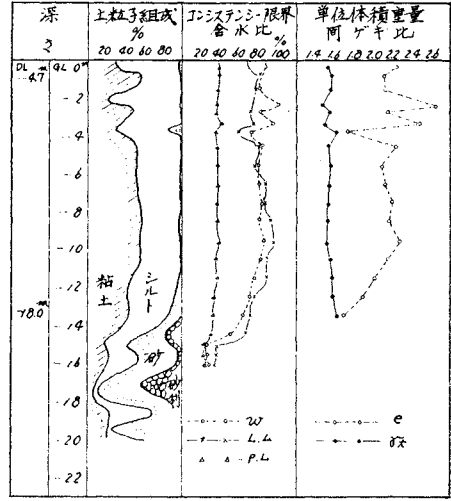


図-3

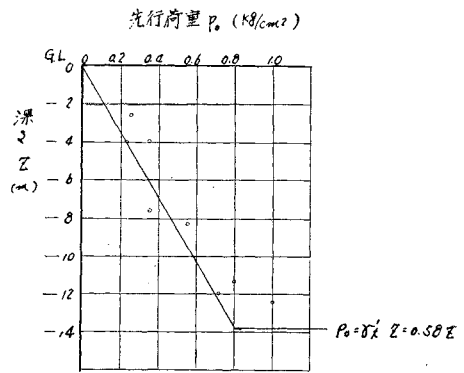


図-4

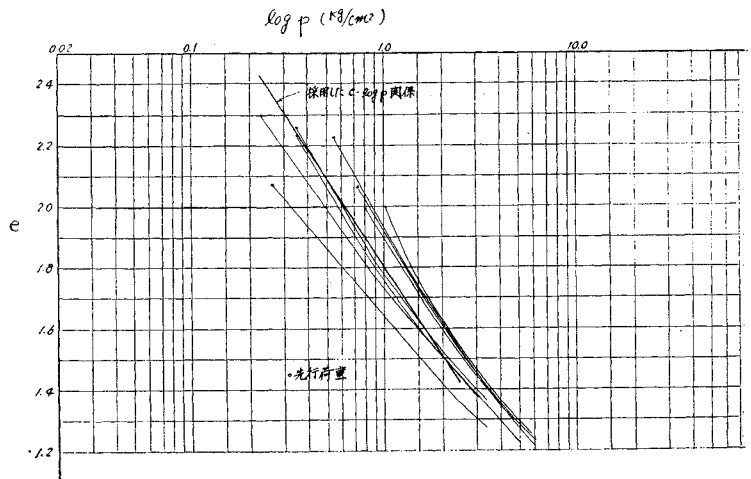


図-5

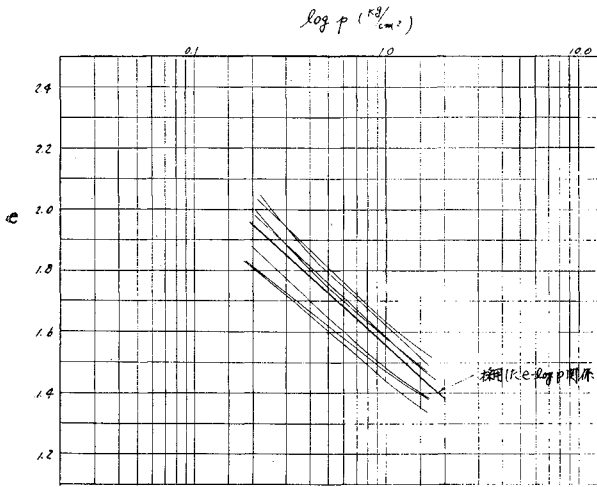


図-8

ものを用いることにした。

また、圧密試験の結果によれば、この粘土の乱さない場合の圧密係数 C_v は、 $C_v = 1.5 \sim 2.3 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min}$ であり、平均の値は $C_v = 2.0 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min}$ であった。その他、一軸圧縮強さ q_u 、含水比 w などについては後述するので参照されたい。

3. 実験工事

実験工事を大阪南港の大和川川口付近（図-1 参照）で行なったが、この場所は、前述したようにその後直立堤に近い形式の埋立護岸を建設した予定地であった。

実験工事現場の状況を図-7に示した。この図でわかるように、本工事では中立応力低下状態を保つための耐圧被膜に、図-2 (b) で示したような塩化ビニールシー

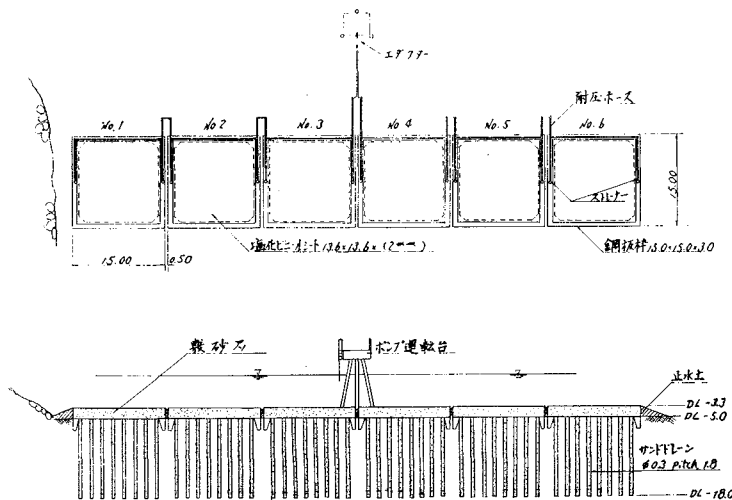


図-7

トだけでなく、特殊な鋼板わくを採用したが、これは海中施工の特殊性を考慮した結果である。

工事はまずサンドマットの施工から始めた。サンドマットは、第1段階として1m程度の厚さに仕上げ、後述するサンドドレーンの打設、さらに鋼板わくを所定の位置に沈設したのち、第2段階として鋼板わく天端まで砂を追加し、中詰めして平滑に敷きならした。ただし、図では省略したが、ストレーナー間に砂利を帯状に敷きつめた。その断面形状は、天端幅1.0m、底幅0.5m、そして厚さ0.5mの台形断面である。

サンドドレーンは、第1段敷砂の施工後、ケーシングを用いたいわゆる杭打ち方式によって打設したが、その仕様は直径0.3m、中心間隔1.8mの正方形配置であり、打設深度はDL-18.0mである。これは80%圧密を約1年間で完了するよう設計されたものである。

鋼板わくの詳細は、図-8に示した。これは15.0m x 15.0m x 3.0mの蓋形であり、上面の13.0m x 13.0mは板を取りのぞいてある。ここに2.0mm厚の塩化ビニールシートを張るのである。

中立応力低下用配管は、図-7および図-9に示したように設置した。集水用パイプはJIS 10kg用2"鋼管で、現場継手に用いるフランジもまたJIS 10kg用フランジを使用した。さらにフレキシブルパイプは、合成ゴム製耐圧性ホースを用いた。これらの配管は、あらかじめ陸上や作業台船上でだいたいの組合せおよび接続を行ない、十分に気密水密のテストを行なったのち海中の所定位置に設置した。

エダクターの性能を決定する要素は圧力比 α と流量比 μ との2つの係数である。すなわち、

$$\alpha = \frac{P_d - P_s}{P_n - P_d} \dots\dots\dots(4)$$

$$\mu = \frac{G_s}{G_n} \dots\dots\dots(5)$$

ここに、 P_s ：吸入圧力、 P_d ：吐出圧力、 P_n ：駆動水ノズル前圧力、 G_s ：吸入液重量、そして、 G_n ：駆動液重量である。したがって、圧力の絶対値を変化させても圧力比を一定に保つ場合には流量比は一定に保たれる。また、ノズルからの駆動液噴出量は次式による。

$$Q_n = CA \sqrt{\frac{2g(P_n - P_s)}{\gamma_n}} \dots\dots\dots(6)$$

ここに、 C ：流量係数、 A ：ノズル

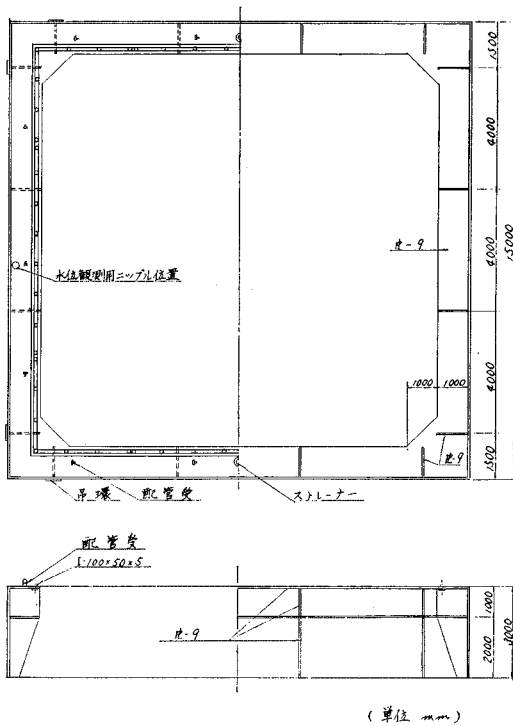


図-8

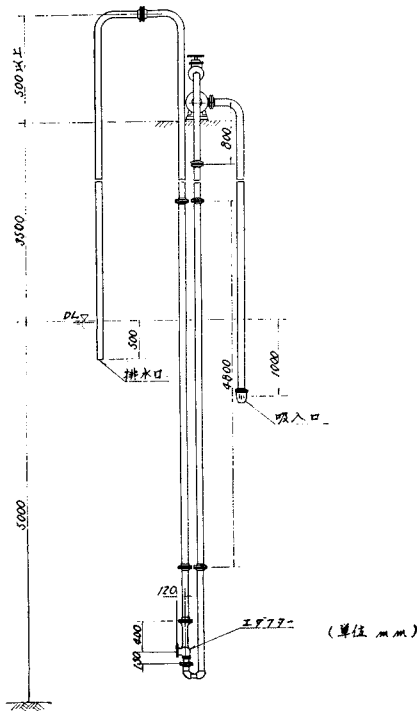


図-9

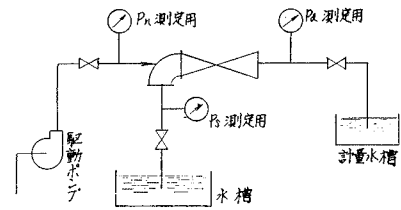


図-10

表-1

| | P_s (m Aq) | P_n (kg/cm ² G) | P_d (kg/cm ² G) | G_n (m ³ /hr) | $G_n + G_s$ (m ³ /hr) | G_s (m ³ /hr) |
|---|-----------------|---------------------------------|---------------------------------|-------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------|
| 1 | -9.45 | 3.3 | 0.5 | 20.5 | | |
| 2 | -9.20 | 3.3 | 0.5 | 20.5 | 22.5 | 2.0 |
| 3 | -9.00 | 3.3 | 0.5 | 20.5 | 24.5 | 4.0 |

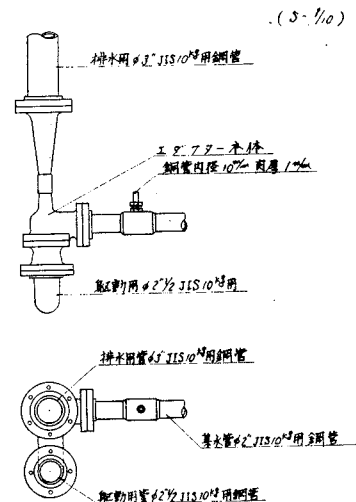


図-11

面積，そして， r_n ：駆動液密度である。以上のことから採用するエダクターの製品試験を行なった。試験の詳細については省略するが，図-10 に試験装置の配置を，表-1 に試験結果を示しておく。また，図-11 に採用したエダクターの外観を示した。

駆動用タービンポンプの性能は，駆動量 19 m³/hr，駆動水圧 3.3 kg/cm²G，吐出圧 0.5 kg/cm²G，吸込圧 -2.3 m Aq，そして吸込量は 13.2 m³/hr であり，使用電力 5.5 kW のものを用いた。

観測台甲板上の計器箱には，間隙水圧測定用水銀マンメーターを設置した。しかしながら，これらのマンメーターは，エダクター部の負圧測定用のものを除いてうまく働かず失敗に終わった。なお，エダクターの負圧は全試験中を通じ，だいたい 0.6 気圧を示していたことが記録されている。

地盤の沈下量測定は，鋼板わく上に潜水夫が直接水中

スタッフを立て、それをレベル測量する方法をとった。

以上のような施設を完成したのち、中立応力低下のための運転にかかったが、運転中に漏水の発見や、ポンプの故障等で運転を中断したことがあった。運転期間はこれらの中断期間を除いて、実期間で1年間の運転を行った。写真-1は現場の状況で、水上に出ている台は、ポンプ運転台である。

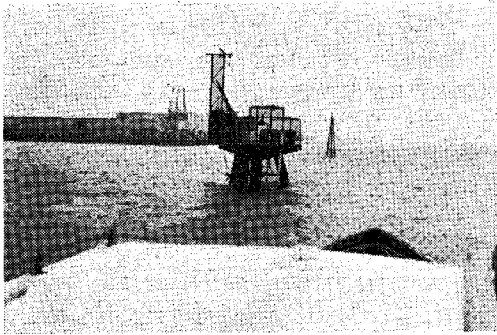


写真-1

4. 実験結果および考察

実験中を通じて3回の土質調査および試験を行なった。第1回目は実験をはじめの前、第2回目は運転実期間が4カ月間経過した時点、そして第3回目は実験完了時である。前述したようにポンプの運転休止期間があるので、実際の日数と実験日数とは一致していない。なお、第2回目の土質調査は鋼板わく間の50cmのすき間部で行ない、第3回目は鋼板わく内のほぼ中央で調査した。したがって、この両者間には、ドレーンの影響をはじめ場所による圧密の差もあり、同一条件での比較ができない欠点がある。

図-12は、上にあげた3つのボーリング実施時点、すなわち、圧密前、圧密中、および圧密後の3つの時点における含水比と深さとの関係を示している。これによると、圧密前にはほぼ80%以上の含水比であったものが、圧密開始後4カ月経過すると70~80%になり、圧密後ではさらに低下して60~75%となっている。これを液性指数 I_L で整理すると圧密後の圧密効果はいっそう顕著である。液性指数で整理したものを図-13に示す。改良前は液性指数が1.0以上、深い部分で0.8~1.0を示していたが、4カ月後には全深さで0.8~1.0になり、最終的には全深さを通じ0.6程度まで下り、よく圧密されていることがわかる。図-14に圧密後の先行圧密荷重 p_0 と深さ z との関係を示した。この図と改良前の値、すなわち図-4とを比較すると圧密の状態が明らかになる。

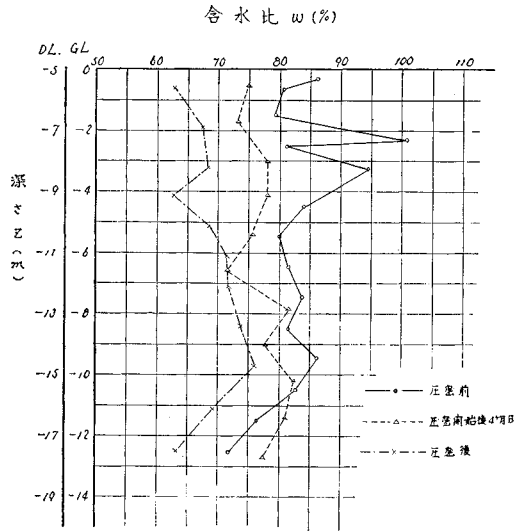


図-12

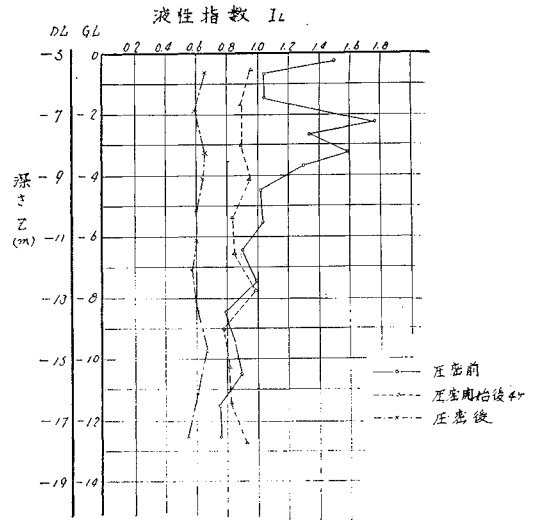


図-13

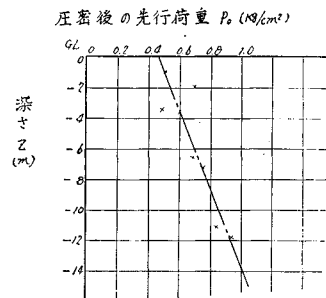


図-14

前述したように、間隙水圧測定が失敗におわり、実際に与えた中立応力の低下値との比較はできなかったが上述の図によれば、地表面近くでは0.4~0.5 kg/cm²の増加があり、深部においては0.2~0.3 kg/cm²の先行荷重の増加を示している。先行荷重の増加、すなわち圧密応力の増加が比較的小さい値にとどまったのは、鋼板わく周辺からの浸透流の影響と考えられ、よくいわれることながら、周辺の水密性(気密性)に本工法の問題点があることを示していると思う。なお、深部での圧密応力の減少は、浸透の影響のほか、サンドドレーンウェル内での損失水頭による圧密の遅れも影響していると考えられる。

図-15は、粘着力 c と深さ z における関係で整理した図である。ここでも、明らかに粘着力の大幅な増加が認められる。この図においても先行荷重の場合と同様に、深部における粘着力の増加は浅部の増加に比していくぶん少ない。なお、以上に示した図-12,

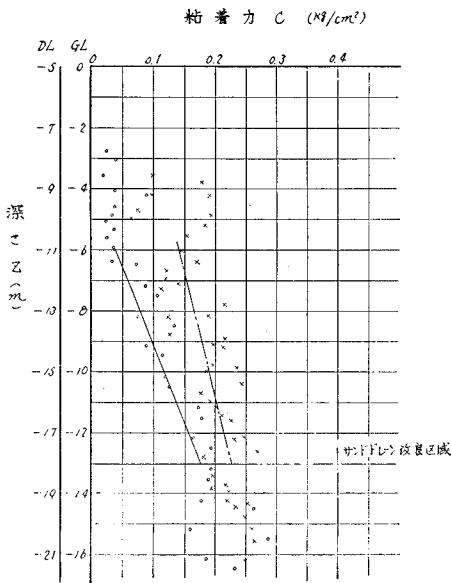


図-15

図-13, 図-14, および 図-15 は、いずれも深さ方向の修正を比例による近似計算で行ない、各深さにおいて初期深さに訂正したものを示している。

図-16は、一軸圧縮強さ q_u と間隙比 e との関係において全データをプロットしたものである。各点は相当のばらつきがあるが、各調査時期ごとに全データの重心を求めた点が図中に示した◎◎⊗である。この図にはまた、圧

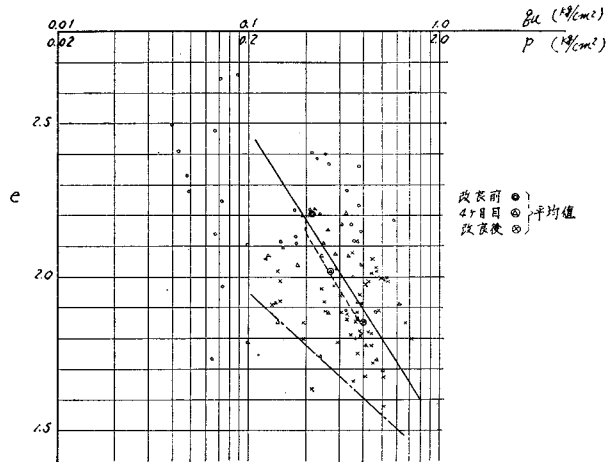


図-16

密応力と粘着力との関係を

$$C = \frac{1}{4}P \dots\dots\dots (7)$$

と仮定して、横軸に圧密応力のスケールをも記入している。このスケールにより、前述の 図-5, 図-6 の $e - \log p$ 曲線を書込んだのが図中の2つの直線である。

各時期の重心点の挙動は、本工法の圧密挙動をよく説明している。すなわち、地盤改良実施前の点◎は、まず少し左下方に移動する。これは、敷砂やサンドドレーンの打設により地盤が乱され圧密応力が減少したこと、いいかえると粘着力の低下したことによる左方向への移動の要素とが組合わされたものとして説明される。その後の重心点の移動は、 $e - \log p$ 曲線にそって◎から⊗へとすすむようになる。ここではじめて正規の圧密挙動を示すようになったといえる。圧密挙動が、乱した試料のそれではなく、乱さない試料の圧密とほぼ一致していることも興味のある点である。さらにこまかく検討すると、この図で正規の圧密状態に移った後での重心点の移動が、 $e - \log p$ 曲線よりいくぶん下に存在するが、これは若干乱された地盤の圧密挙動であるといえないこともない。しかしながら、 $e - \log p$ 曲線自体が 図-5 でもわかるように数多くの線のうちから決められた代表的なも

表-2

| セル番号 | No. 1 | | No. 3 | | No. 5 | |
|----------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|
| | 測定値 | 沈下量 | 測定値 | 沈下量 | 測定値 | 沈下量 |
| 観測時期 | DL m | m | DL m | m | DL m | m |
| 鋼板わくすえ付時 | -3.457 | — | -3.449 | — | -3.445 | — |
| 4 カ月後 | -4.242 | 0.785 | -4.194 | 0.745 | -4.120 | 0.675 |
| 9 カ月後 | -5.032 | 1.532 | -5.027 | 1.578 | -4.956 | 1.511 |
| 1 年後 | -5.178 | 1.721 | -5.203 | 1.754 | -5.142 | 1.697 |

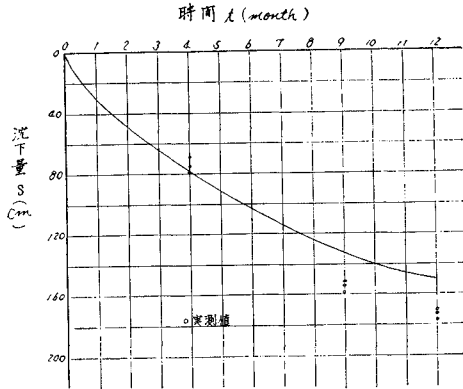


図-17

のにすぎないこと、さらに圧密によるせん断強さの増加係数 c/p を $1/4$ と仮定したことなどを考えあわせると誤差としても許されるであろうと考えている。

沈下観測の結果を表-2 および 図-17 に示す。図-17 中の曲線は、図-16 における◎点と⊗点との間隙比の差が全圧密量の 80% にあたるとし、さらに圧密層の厚さを DL-5m から -18m までの 13m 間であると仮定して画いたものである。沈下観測値のほうが大きく記録されているが、DL-18m 以下の層の沈下などを考慮すると当然の結果かもしれない。

5. む す び

以上、中立応力の低下を利用した海底地盤の改良の実験工事について説明したが、ここで全体としてまとめてみる。

当初、圧密荷重として、大気圧と水圧との両方を期待したが、実際には、在来海底地盤面で大気圧状態を少し下まわる程度の中立応力の低下を得たにとどまった。これは、エダクター部で大体 0.6 気圧の負圧を得ていることを考慮すると、前述したように鋼板わく周辺からの浸透流あるいは水もれの影響であると考えられる。今後さらにくふうした施工法が必要であると思う。しかしながら、この点が改良されたとすると本工法が地盤改良に有効な方法であることを示していると思う。それは、先行荷重、および一軸圧縮強さの増加の状況、圧密沈下の状況、さらに 図-16 で説明した圧密挙動の状態から明らかであろう。その後、大阪市港湾局では、広範囲な埋立地の在来海底地盤改良に本工法と同様な中立応力低下工法を採用した。この工事の埋立材料は、ポンプ式浚渫船で送り込まれた粘土であり、鋼板わくや塩化ビニールシートのような特別な装置を必要としないで、埋立粘土自体が耐圧被膜の役目を果たすという利点があった。この工事の効果については、すでに発表されたものがあるが、予想どおりの結果を得ている。

最後に、本工事にご協力願った大阪市港湾局の諸氏に感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) Kjellman, W. : Consolidation of Clay Soil by Means of Atmospheric Pressure, Proceedings of Conference on Soil Stabilization, M.I.T., June 1952
- 2) 三笠正人ほか : 大阪南港埋立地における深井戸工法について, 第 15 回土質工学シンポジウム, 1970
- 3) 佐々木 伸 : 圧密による軟弱地盤の改良効果, 土と基礎, Vol. 20, No. 8, 1972

(1972.6.22・受付)
(1973.2.27・再受付)