

大阪湾擬似過圧密洪積粘土の時間依存性挙動と長期沈下について

京都大学防災研究所 正会員 三村 衛
大阪大学大学院工学研究科 正会員 小田和広
大阪市立大学工学部 正会員 大島昭彦
大阪市港湾局 正会員 武田弘一
地域地盤環境研究所 正会員 山本浩司, 長屋淳一, 藤原照幸

1. はじめに

大阪湾では、1940年代後半から始められた神戸から堺・泉北に至る沿岸域での小規模な埋立が、近年、経済成長による近代工業の発展や都市開発、都市機能の拡充に伴い次第に大水深の沖合での大規模埋立へと進展してきた。この埋立の大規模化に伴う埋立荷重の増大に伴って、軟弱な沖積粘土層のみならず、それまで沈下の考慮が希薄であった洪積粘土層にも沈下が及ぶようになってきている^{1)~3)}。大阪湾海底地盤では、粘土層と砂レキ層が互層をなして堆積しており、その粘土層の殆どは、地球の気候サイクルによる海進海退と、地殻変動による基盤の沈降現象によって生成された海成粘土層である。これら海成粘土層は、年代効果による擬似的な過圧密性^{4)~7)}を有しており、沈下予測をいっそう困難なものとしている。本研究では、大阪湾埋立地—咲洲、舞洲—における沈下計測データの分析を行うとともに、当地で採取した洪積粘土試料の擬似過圧密領域での長期圧密試験結果により、大阪湾擬似過圧密粘土の時間依存性挙動と長期沈下について検討を行った。さらに、大阪湾洪積粘土の年代効果の評価に関する考察も行った。

2. 大阪湾埋立地

図-1に大阪湾における埋立の変遷⁸⁾を示す。大阪では、江戸時代～明治時代中期には河川改修に伴う河口デルタ地帯での埋立が進められ、埋立地は新田開発として農耕地として利用された。さらに明治時代中期以降、商業都市から工業都市に転換し、江戸時代を通じて開発された新田は工業地帯へと変わっていった。戦後は、神戸、堺・泉北地域を中心とした埋立てによる臨海工業地帯の整備が進められた。近年においてその目的は、港湾機能整備、都市機能整備が中心となっている。大阪港域では、図-2に示す3地区において、1950年代後半より埋立土地造成が進められてきた。咲洲(南港地区)は1958～1980年、舞洲(北港北地区)は1973～1990年に造成され、夢洲(北港南地区)では1988年より現在も埋立が進められており、さらに夢洲地区沖合に新島の埋立が計画されている。各埋立地は、図に示されるように水深OP±0～-10mの海域に造成されている。埋立荷重はおよそ150～250kPaであり、関西国際空港1期島の400～450kPaに比べおよそ半分である。

図-3に、大阪市平野部での深層ボーリング(OD-1)の地質層序⁹⁾を示す。大阪湾では、Maナンバーで表される14の海成粘土が確認されている。各粘土層は数メートル～数十メートルの層厚を有しており、砂レキ層と互層をなして深さ

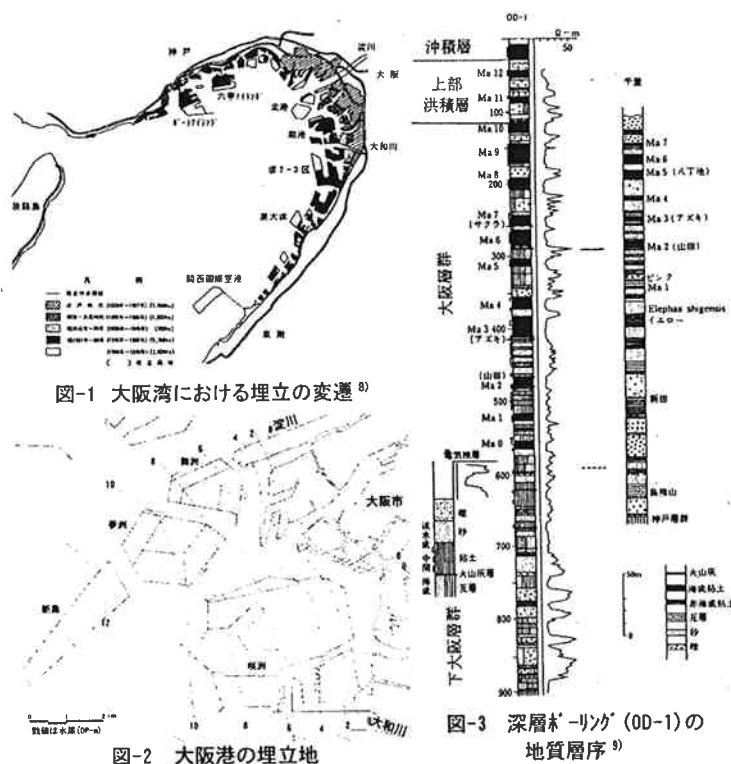


図-1 大阪湾における埋立の変遷⁸⁾

図-2 大阪港の埋立地

図-3 深層ボーリング(OD-1)の地質層序⁹⁾

Time-dependent stress-strain properties and long-term consolidation behaviors of pleistocene marine clay deposit in the Osaka bay

M. Mimura(Kyoto Univ.), K. Oda(Osaka Univ.), A. Oshima(Osaka City Univ.), K. Takeda(Port & harbor Bureau of Osaka City), K. Yamamoto, J. Nagaya & T. Fujiwara(Geo-Research Institute)

KEY WORDS: Clay, Structure, Quasi-overconsolidation, Secondary compression

600m 付近まで深く堆積している。粘土層のうち、Ma13 層のみが完新世の堆積物[沖積層]であり、Ma12 層以深は更新世の堆積物[洪積層]に分類される。

3. 咲洲の沈下観測データ

咲洲の埋立工事は、東側区域では 1975 年に、西側区域では 1980 年に埋立が完了している。埋立材料は、東側区域には主に航路浚渫土が、西側区域には海砂・山砂が用いられている。圧密促進のため、埋立粘土層と沖積粘土層には、サンドドレーン[SD]・プラスチックボードドレーン[PBD]によるバーチカルドレーン工法と水位低下工法による地盤改良が施されている¹⁰⁾。図-4, 5 に、咲洲東側区域での沈下観測データを示す。これらの観測は、埋立造成完了後に開始されたものであり、埋立初期からの沈下量はさらに大きい。当区域の水深はほぼ 0P-6m で、浚渫土による埋立と、良質土による盛土を 0P+14m まで行っている。埋立工程は、海底への敷砂・沖積(Ac)層への不貫通 SD 打設(1963～1965 年)、浚渫土による埋立(1965～1970 年)、埋立粘土[Rc]層上への敷砂・PBD 等の打設・盛土施工(1972～1975 年)を行っている。Rc 層～Ac 層間の敷砂の水位を低下させる地盤改良工事は、1977 年頃までに 2 期に分けて行われたが、洪積層上端の第 1 洪積砂礫[Dg1]層の水位は Ac 層の SD が不貫通なので、工事によって変動することはなく海水位にはほぼ等しく一定であり、水位変動による載荷荷重への影響は生じていない。当地区における埋立と盛土による載荷荷重 Δp は、200～250kPa(20～25tf/m²)であり、当該観測点での載荷荷重 Δp は、およそ 250kPa(25tf/m²)である。埋立後の土被り圧 p_r は、Ac 層・Ma12 層は正規圧密領域に、Ma11 層以深は過圧密領域にある。

図-4 は、二重管式沈下計による計測データを示している。それぞれ Ac 層以深、Ma12 層以深、Ma11 層以深の沈下量を計測し、そこから各層の沈下量を求めている。Ac 層の沈下は、地盤改良(水位低下工法)終了後 5 年経過した 1984 年頃には完全に収束している。洪積全層の沈下は、平均的に 5cm/年の速度で継続しており、計測開始 20 年でおおよそ 1m に達している。計測開始前、すなわち埋立開始より計測開始時点までの沈下状況は不明であるが、土地造成完了後の洪積全層の沈下のうち 40%を Ma12 層が占め、残りの 60%を Ma11 層以深が占めていることがわかる。地震以後 2 年間は沈下速度が若干速くなり、その後 2 年間では逆に沈下が収束してきており、興味深いデータである。

図-5 は、同じ地区での 2 つの建物の水準測量から得られた沈下データである。建物 A は、杭基礎が第 1 洪積砂礫[Dg1]層に、建物 B は第 2 洪積砂礫[Dg2]層に、それぞれ打設されている。測量は建物の数箇所で行われている。B の計測は、A の計測開始 3 年後より開始されているので、1981 年の A の計測値を始点として示した。建物 A, B の沈下観測データにおいても同様に、洪積全層の沈下の 40%を Ma12 層が、残りの 60%を Ma11 層以深の沈下が占めていることがわかる。前述の二重管式沈下計によるデータと比較して、両者の沈下速度はよく一致しており、建物の沈下状況は杭先端以深の地層の沈下を表していると言える。

4. 舞洲の沈下観測データ

舞洲では、全体を 1 区～3 区に分けて施工がなされている。1 区は一般廃棄物および産業廃棄物等で埋め立てられている。一方 2・3 区は、浚渫土と陸上発生土で埋立てられている。ここで沈下データを示す 2・3 区の埋立工程は、前述の咲洲と同様、護岸築造(1972～1977 年)、浚渫土投入(1975～1987 年)、地盤改良・盛土施工(1988～1992 年)が行われている。当区域の水深は 0P-6～-7m で、浚渫土による埋立と、建設残土による盛土を 0P+8～10m まで行っている。SD と PBD のバーチカルドレーン工法による地盤改良が Ac 層と Rc 層に施され、水位低下工法が併用されている。Ac 層の SD は咲洲と同様に未貫通である。図-6, 7 に、埋立部 2 地点(A, B 地点)で沈下素子型沈下計を用いて計測された沈下観測データを示す。

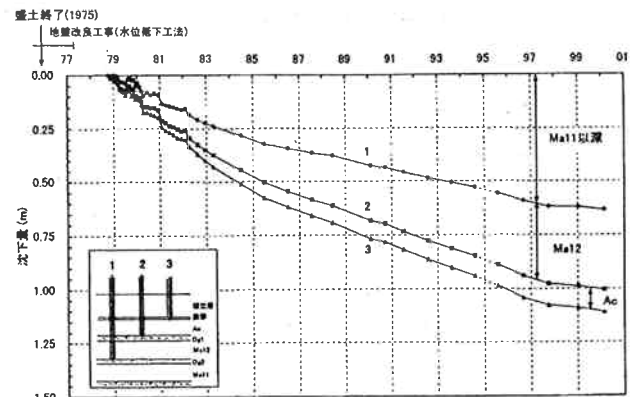


図-4 咲洲の洪積層の沈下経時図〔二重管式沈下計〕

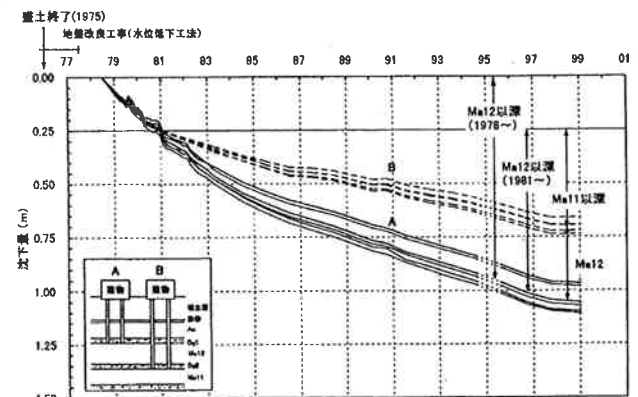


図-5 咲洲の洪積層の沈下経時図〔建物水準測量〕

それぞれ上図には各層以深の沈下量を、下図には各層の圧縮量を示している。第三者による計器の損傷によりデータは長いもので10年しか観測されていない。両地点における埋立・盛土による載荷荷重 Δp は、230~250kPa(23~25tf/m²)であり、前述の咲洲とはほぼ同程度である。また埋立後の土被り圧 p_r は咲洲と同様に、Ac層・Ma12層は正規圧密領域に、Ma11層以深は過圧密領域にある。

図-6は、橋梁取付部のA地点において海底から層厚13mの盛土を行った後の沈下データであり、仕切堤部にあたる地点で計測されたものである。当該地点においては計測期間中に埋立・盛土が施工されているので、計測データは、自然地盤からの沈下量をほぼ正確に捉えていると考えられる。ここでは、それぞれMa12層以深、Ma11層以深、Ma10層以深、Ma9層以深の沈下量を計測し、そこから各層の沈下量を求めている。Ma9層以深においても、平均して約2cm/年の沈下が発生していることがわかる。また洪積各層の沈下は、時間~沈下量関係の勾配がほぼ一定で進捗している。洪積全層の沈下が9年間に約90cm生じており、沈下速度は咲洲のおよそ2倍の10cm/年で継続している。

図-7は、埋立部中央部のB地点で埋立・盛土が終了した直後から計測されたものである。埋立・盛土終了後からの計測データということもあり、洪積各層の沈下勾配は徐々に緩くなってきている。1993~1997年の洪積全層の沈下速度はほぼ10cm/年ではあるが、兵庫県南部地震が発生した1995年に以降に沈下速度が増加していることを考慮すると、A地点よりやや小さい沈下速度で推移していると考えられる。舞洲の埋立部においても、咲洲と同様、洪積全層の沈下のおよそ40%をMa12層が占めている。

図-8は、護岸部における沈下観測データである。護岸構造は図-9に示すように、鋼管矢板が洪積層上端のDgl層に打ち込んである。計測は鋼管矢板部の直上を水準測量している。当該位置における標準断面での載荷荷重を7'-シネス式で算出すると、Ma12層の中央で約170kPa(17tf/m²)となる。この値は締固砂杭(SCP)への応力集中を考慮すると、実際にはもう少し大きな荷重がかかるであろう。図には護岸に沿う5地点のデータを示している。C-5で沈下量が小さいのは、隅角部に近く背後の荷重も小さいためである。また、C-36は背後の盛土が高いため、荷重条件が埋立部(A,B地点)に近い値となっているため、沈下量も大きくなっている。護岸部においても時間~沈下量関係の勾配がほぼ一定で進捗しており、標準的な断面部分の沈下速度は7.5cm/年となっている。

大阪港埋立地における沈下計測データを分析した結果、次のようなことが明らかとなった。

- (1)埋立後20年を経過しても沈下は継続している。
- (2)洪積粘土層の沈下は、過圧密性の大きな深部の粘土層

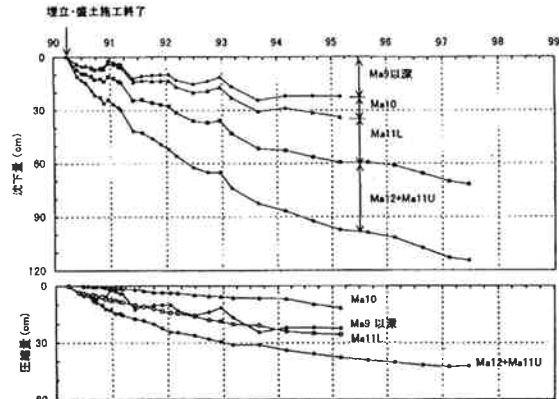


図-6 舞洲の洪積層の沈下経時図〔埋立部：A地点〕

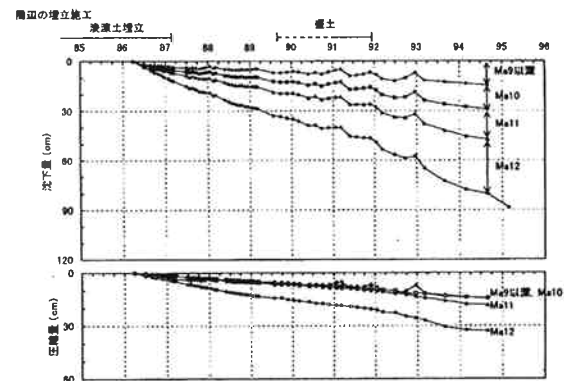


図-7 舞洲の洪積層の沈下経時図〔埋立部：B地点〕

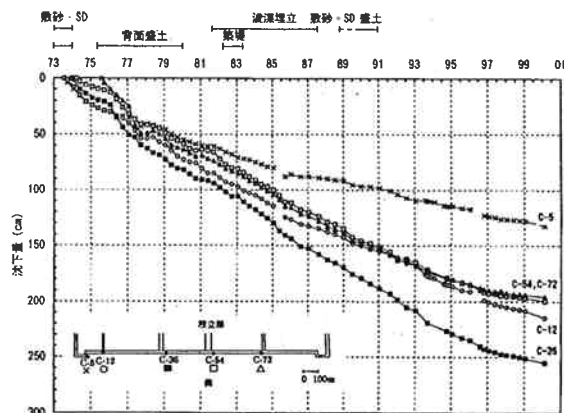


図-8 舞洲の洪積層の沈下経時図〔護岸部〕

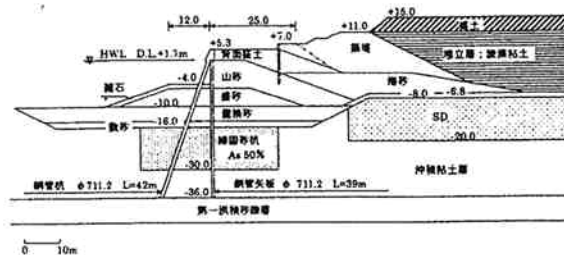


図-9 護岸部の標準断面

にまで及んでいる。

(3) 深部の洪積粘土層に作用している有効土被り圧 p_r は、 p_c よりも手前の過圧密領域にあるにもかかわらず、沈下が発生している。

5. 埋立前後の $e-\log p$ の比較

図-10に、舞洲において自然地盤および埋立後に実施されたボーリング調査データを比較したものを示す。自然地盤の調査は、舞洲地区埋立地外の海上で1993年に実施されたものであり、埋立前の地盤状態にはほぼ等しい状態のものである。埋立後の調査は、埋立部(埋立完了後10年)と、護岸部(埋立完了後2年)で実施されたものである。各々の調査地点が少し離れているため、地層境界の標高差から沈下量を直接に言及することはできないが、柱状図の横に併記したコンシステンシー特性のデータからは、埋立・盛土によりMa12層やMa11L層では、明らかに含水比が減少していることが分かる。

また、図-11, 12に、それぞれMa12層, Ma11L層の埋立前後の $e-\log p$ 曲線を比較した結果を示す。それぞれ図中には自然地盤[○印]、護岸部[■印]、埋立部[□印]が重ねて示されている。埋立荷重は、埋立部が約230kPa、護岸部が約170kPaと推定される。両層ともに、液性限界が $w_L \geq 100\%$ の高塑性な粘土層部分の標準圧密試験結果を比較している。図には、埋立前の自然状態の有効土被り圧 p_0 と埋立による現在の土被り圧 $p_r (=p_0 + \Delta p)$ の位置を矢印で示している。埋立による現在の土被り圧 p_r は、自然地盤の圧密降伏応力 p_c に対して、Ma12層が $p_r > p_c$ で正規圧密領域に、Ma11L層が $p_r < p_c$ で過圧密領域に位置している。図より、Ma12層の各 $e-\log p$ 曲線は、 p_r 付近の圧密圧力で正規圧密領域がほぼ一致し、圧密沈下は自然地

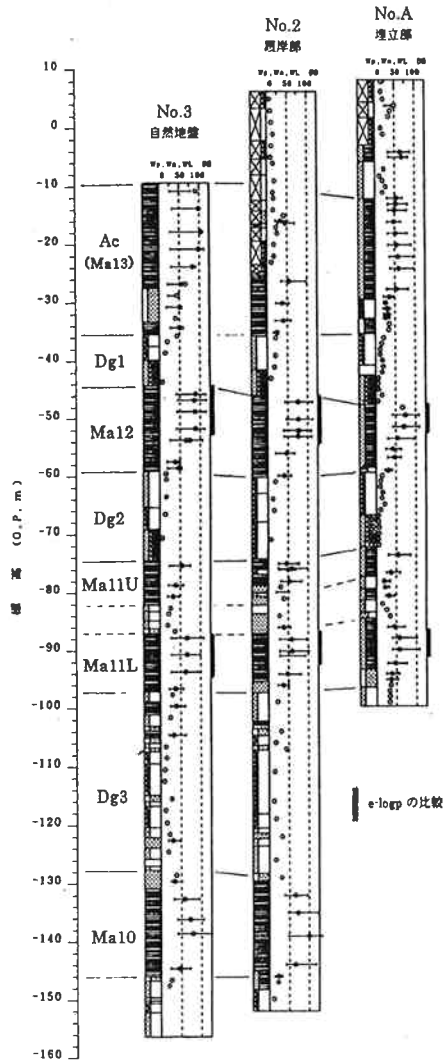


図-10 埋立前後のボーリング柱状図[舞洲]

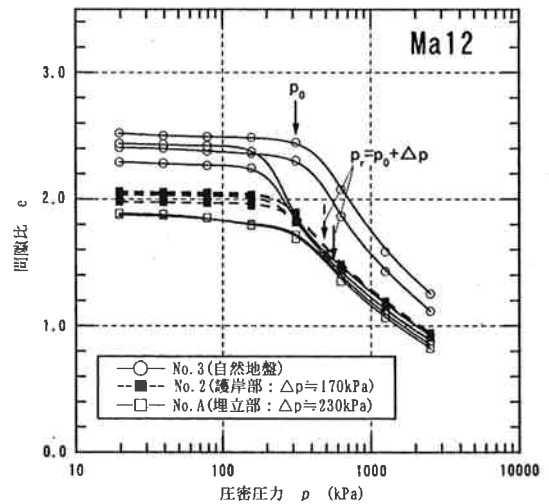


図-11 埋立前後 $e-\log p$ [舞洲 Ma12]

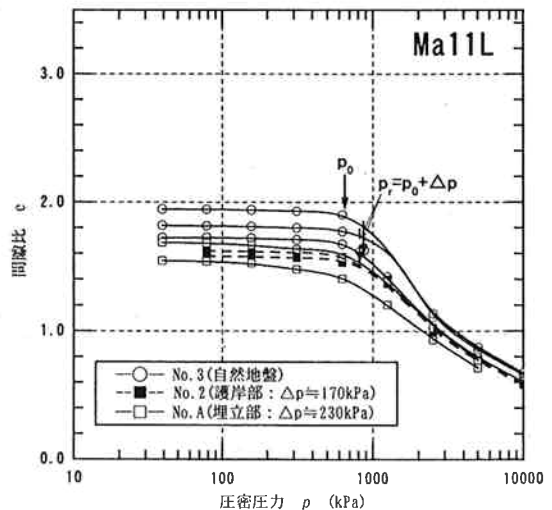


図-12 埋立前後 $e-\log p$ [舞洲 Ma11L]

盤の e - $\log p$ 曲線に沿って正規圧密線にあることから従来の圧密理論に基づいた解釈が可能である。一方、Ma11L層は埋立後の e - $\log p$ 曲線が、 p_r ($< p_c$) を超える範囲で自然地盤の e - $\log p$ 曲線よりも下方に位置しており、 p_r 付近での間隙比には差が生じている。つまり、Ma11L層では、 p_r が p_c より手前の過圧密領域にあるにもかかわらず、二次圧密的に沈下が進行しているものと考えられる。このことは、前述の沈下観測データに見られたMa11層以深の過圧密性の高い粘土層の沈下の挙動を示唆していると考えられる。

6. 室内長期圧密試験

大阪港埋立地における沈下観測データの検討から、大阪湾洪積粘土の沈下挙動は、次のように推察される。

- (1)大阪湾洪積粘土は正規圧密 Aged 粘土であり、擬似的な過圧密性を有する。
- (2) p_c 付近の擬似過圧密領域では二次圧密的な沈下が発生するため、洪積層においても長期的に継続する沈下が生じている。
- (3)埋立荷重が大きく埋立後土被り圧が正規圧密領域となる場合には、既往の手法による沈下予測が適用できる。

これらの点を勘案し、 p_c 付近の長期的な沈下特性を把握することを目的として、 p_c を挟む荷重領域で室内長期圧密試験を行った。なお、(2)の沈下挙動は「年代効果による擬似過圧密性の時間的消失に伴う圧密現象」とでもいうべきものであると思われるが、ここでは便宜的に「二次圧密」と表現する。

試料と試験方法

大阪港咲洲地区埋立地外の海上より採取された Ma10 層、および新島建設予定地より採取された Ma12 層の室内長期圧密試験を実施した。本報では紙面の都合上、Ma10 層の結果について報告する。Ma10 試料の物理的性質は、 $w_L=111\%$ 、 $w_p=52\%$ 、 $I_p=59$ 、 $\rho_s=2.606\text{g/cm}^3$ 、 $w_0=73\%$ 、 $e_0=1.91$ である。また、定ひずみ速度(CRS)圧密試験(0.01%/min)から得られた圧密降伏応力 $p_{c(CRS)}$ は 1530kPa であった。供試体初期寸法は、直径 60mm×厚さ 20mm である。図-13 に、CRS 試験の ε - $\log p$ 曲線と長期圧密試験の圧密圧力を示す。それぞれ、荷重増分比($\Delta p/p$)=1、載荷時間 24 時間で自然堆積地盤の土被り圧 $p_0=1020\text{kPa}$ まで段階的に圧密した後、CRS 圧密試験から得られた圧密降伏応力 $p_{c(CRS)}$ の前後に設定した圧密圧力のもとで長期圧密試験を行なった。

長期圧密試験結果と考察

図-14 に、各圧密圧力の圧縮ひずみ ε $\sim \log t$ 関係を示す。 $p_{c(CRS)}$ より手前の過圧密領域への載荷(1170~1460kPa)に対しても、1日[1440分]で1~4%のひずみが生じている。また、それ以降の曲線の勾配は徐々に増加していく傾向にある。一方、 $p_{c(CRS)}$ をまたぐような載荷、すなわち過圧密領域から正規圧密領域への載荷(1610,1750kPa)では、やや勾配が増加して、時間の経過とともに逆 S 字型の曲線形状となる。

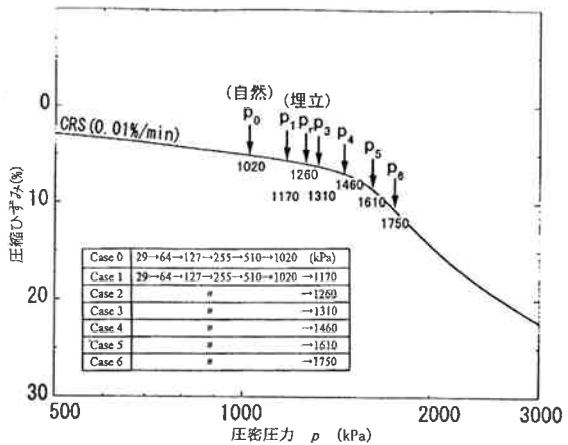


図-13 CRS 試験の ε - $\log p$ と長期圧密試験の載荷位置

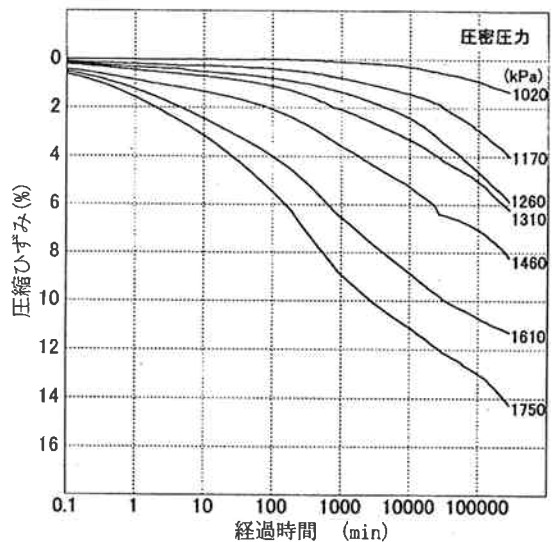


図-14 $\varepsilon \sim \log t$ 関係

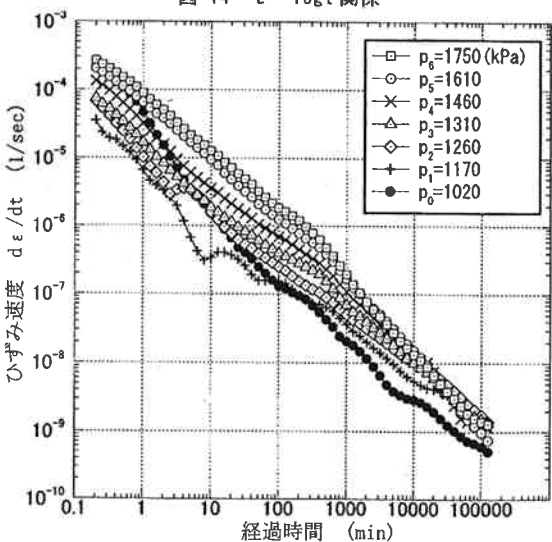


図-15 ひずみ速度 $\varepsilon \sim \log t$ 関係

図-15 は、ひずみ速度 $\dot{\epsilon} \sim \log t$ 関係を示している。ひずみ速度と時間の関係¹¹⁾は、過圧密領域から正規圧密領域への転移である 1750, 1610 kPa [それぞれ□, ○印]は転移初期より $C\alpha = \text{一定}$ 、すなわち $\dot{\epsilon}$ と $\log t$ の勾配がほぼ -1 を示している。一方、 $p_c(\text{CRS})$ より手前の過圧密領域への転移においては、経過時間とともに徐々に正規圧密 [□, ○印] のラインに近づき、到達後はその線上を推移している。

図-16 は、各転移ケースでの等ひずみ速度線 [白印、破線]、および等転移時間線 (転移後 1, 10, 100 日) [黒印、実線] を $\epsilon \sim \log p$ 図上に描いたものである。比較のために CRS 圧密試験の結果も示している。転移後 1, 10, 100 日の等転移時間線は、それぞれ $\dot{\epsilon} = 10^{-7}, 10^{-8}, 10^{-9}$ の等ひずみ速度線とほぼ一致している。転移時間が 1 日, 10 日, 100 日と長くなるにつれて正規圧密領域のみならず $p_c(\text{CRS})$ より手前の過圧密領域においても、転移後 1 日～100 日の間に二次圧密による沈下が約 4% 発生している。その特徴的な点は、次のようである。

- (1) 自然堆積地盤の土被り圧 p_0 では二次圧密がほとんど発生していない (発生している沈下は、試料採取に伴う応力開放等に因るものと考えられる)。
- (2) $p_c(\text{CRS})$ より小さな圧密圧力においても二次圧密は発生しており、その量は正規圧密において発生するものとほぼ同程度である。
- (3) 過圧密領域では、時間経過とともに二次圧密速度が増加する傾向にある。

既往の研究結果^{12), 13)}と同様、ひずみ速度の低下に伴って p_c は低下する。 $\epsilon \sim \log p$ 曲線の等転移時間線群は、時間経過とともに二次圧密速度が増加することを反映し、Bjerrum による遅延圧密の概念図¹⁴⁾あるいは Crawford による転移時間の異なる $\epsilon \sim \log p$ 関係¹⁵⁾のような平行の曲線群とはならず、圧密降伏応力付近がややふくらんだ形状となる。また、降伏点部分の折れ曲がり、ひずみ速度の低下に伴って徐々に緩やかになるとともに p_c は p_0 に向かって低下する様子が見えてくる。このことは、年代効果による擬過圧密性の時間的消失に伴って、応力～ひずみ関係は自然堆積地盤の土被り圧 p_0 の近傍を降伏点とする $\epsilon \sim \log p$ 曲線に移行することを試験結果は示唆している。

7. 年代効果の評価

粘土の圧密特性は、堆積過程から現在に至るまでの応力履歴、二次圧密・セメンテーション等の年代効果によって大きく影響することが知られており、従来から粘土の固有な $e \sim \log p$ 曲線 (繰返し粘土、あるいは自然堆積粘土の基準圧縮曲線) に基づいて構造の影響や年代効果を評価する研究がなされてきた^{16) ~ 20)}。ここでは、松井・坂上²⁰⁾の提案する大阪湾洪積粘土の基準曲線に基づき、①セメンテーションと②堆積環境 (初期構造、二次圧密、堆積速度など) の影響によるセメンテーションと構造の評価に関する考察を行った。

セメンテーションと構造の評価方法

松井・坂上²⁰⁾は、大阪湾岸域における洪積粘土について、 p_c を大きく超え圧縮指数 C_c がほぼ一定となる応力域での圧縮指数 C_{cr} [基準圧縮指数] と液性限界 w_L (%) には、

$$C_{cr} = 0.008(w_L - 10) \quad (1)$$

の関係があること、また、基準圧密圧力 $p_{ref} (= 9.8 \text{ kPa}) [1 \text{ tf/m}^2]$ における基準圧縮曲線上の間隙比 e_{ref} と液性限界 w_L (%) には、

$$e_{ref} = 0.0265 \cdot w_L \quad (2)$$

の関係があることを報告している。初期間隙比や圧縮指数は液性限界が大きくなるにつれて増大し、さらに圧密圧力が大きくなるにつれてある 1 点に収束することが明らかになっており²¹⁾、細粒堆積物では、粒子径が小さくなるほど比表面積が増大し粒子表面の活性の影響が大きく現れ、堆積時の間隙が大き

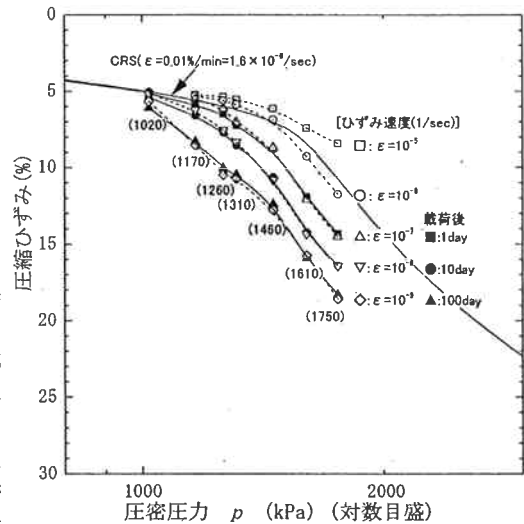
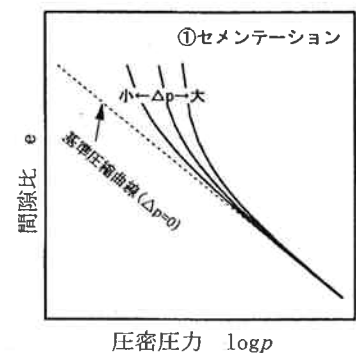
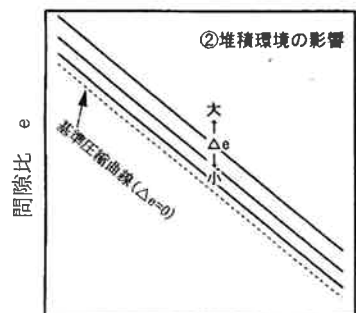


図-16 $\epsilon \sim \log p$ 関係



圧密圧力 $\log p$



圧密圧力 $\log p$

図-17 セメンテーションと構造の評価方法

表-1 試料の物理的性質

採取地域・Maナンバー	w_L (%)	w_p (%)	ρ_s (g/cm ³)	$C_c=0.008(w_L-10)$
大阪港・Ma12	108	44	2.592	0.784
大阪港・Ma10	111	52	2.606	0.808
大阪港・Ma11(埋立後)	102	41	2.694	0.736
泉南沖・Ma10	102	32	2.664	0.736
泉南沖・Ma7	98	31	2.698	0.704
泉南沖・Ma3	68	28	2.692	0.464

表-2 各試料に対する Δe , Δp

地域・Maナンバー	地質年代	Δe	Δp (kPa)
大阪港・Ma12	約13万年	0.17	460
大阪港・Ma10	約30万年	0.20	980
大阪港・Ma11(埋立後)	約25万年	0.08	400
泉南沖・Ma10	約30万年	0.21	700
泉南沖・Ma7	約60万年	0.01	1750
泉南沖・Ma3	約90万年	0.26	2450

くなるためと考えられる。式(1), (2)から基準圧縮曲線[e-logp 曲線]は式(3)で表される。

$$e = 0.0265 \cdot w_L - 0.008(w_L - 10) \log(p/p_{ref}) \quad (3)$$

圧密試験から得られた e-logp 曲線と基準圧縮曲線の差は図-17 に示すように①セメンテーションによるもの[Δp], ②堆積環境(初期構造[堆積時の含水比, 塩分濃度 etc], 二次圧密, 堆積速度など)の影響[Δe], の2つから構成されるものとし, 圧密試験より得られる曲線は上記2つの影響因子が重なったものとみなし, 圧密試験より実際に得られる e-logp 曲線は次式(4)であらわされるものと仮定する。

$$e = 0.0265 \cdot w_L - 0.008(w_L - 10) \log\{(p - \Delta p)/p_{ref}\} + \Delta e \quad (4)$$

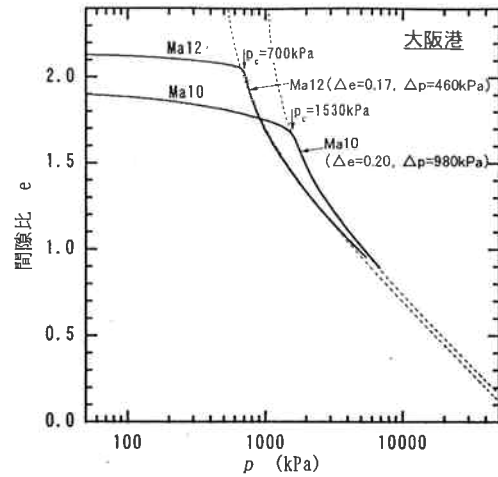
式(4)を用いてパラメータ[Δe , Δp]フィッティングを行った。パラメータ[Δe , Δp]は一意的に決定できないため, トライアル・アンド・エラーにより最適値を決定した。

試料と評価

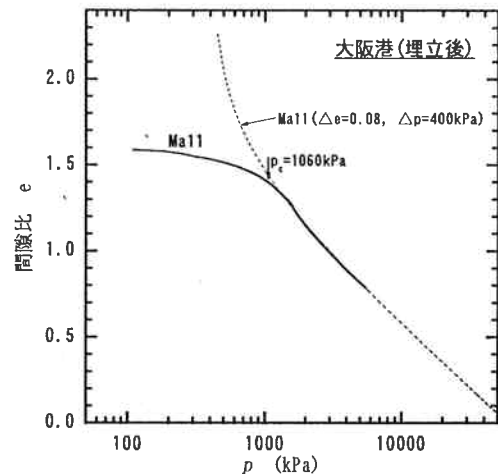
試料の物理的特性を表-1 に示す。各試料の定ひずみ速度[CRS]圧密試験結果から得られた e-logp 曲線に対して Δe , Δp のパラメータフィッティングを行った。図-18(a)~(c)に大阪港, 大阪港(埋立後), 泉南沖の結果を示す。正規圧密部分全体が一致するようパラメータを設定した。図-18 より, 式(4)の基準曲線と実験曲線の差を上記①セメンテーションと②堆積環境による構造の高位化の重ね合わせとして評価できていることがわかる。

表-2 に各試料に対する Δe , Δp の適合値を示す。また, 表-2 には各 Ma 試料の地質年代も示している。自然堆積地盤については Ma ナンバーに依らず大阪港では Δe の値がおおよそ0.18, 泉南沖では Δe の値がおおよそ0.23 となっている。これは, 地域によって堆積構造が異なることを示しており, 泉南沖の方がやや間隙比の大きな構造を有している。一方, セメンテーションの影響を示す Δp の値は, 地質年代が古くなるにしたがって大きくなっている。

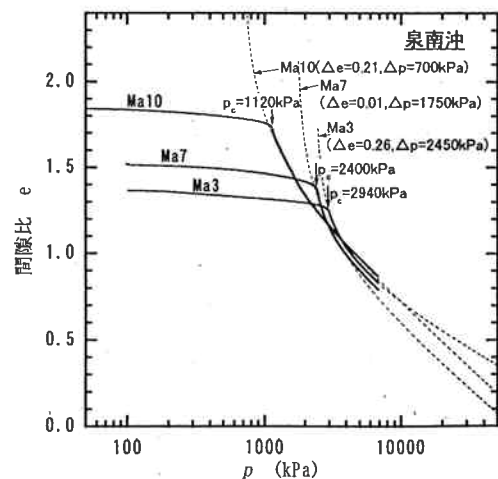
埋立地盤に対しては, 載荷重の影響によって Δe , Δp ともに減少しており, 載荷による年代効果および堆積構造の低位化が



(a) 大阪港



(b) 大阪港(埋立後)



(c) 泉南沖

図-18 e-logp 曲線(CRS 圧密)へのフィッティング

みられる。

ここに示したものは限られたデータであること、また大阪湾では、物理特性や力学特性に地域性(神戸地域、大阪地域、泉南地域)のあることが知られており²¹⁾、今後、各地域の多数の圧密データについて評価・分析することが必要となろう。

8.まとめ

大阪湾埋立地—咲洲、舞洲—における沈下計測データ・土質調査データ・室内長期圧密試験データの分析を行った結果、大阪湾洪積粘土の沈下挙動は次のようにまとめられる。

- 室内圧密試験の p_c を越えないような応力範囲、すなわち過圧密領域での載荷と考えられる埋立荷重に対しても、大阪湾洪積粘土の擬似過圧密挙動により、継続的な沈下が発生する。
- 埋立後 20 年を経過してもその継続的な沈下は継続している。
- 継続的な沈下は、 p_c より小さい領域においても正規圧密領域での二次圧密量の半分～ほぼ同量の大きさで生じる。
- 現在の有効土被り圧を大きく超える正規圧密領域への載荷に関しては、従来からの圧密理論に基づいて、沈下挙動を解釈することができる。しかしながら $p_0 \sim p_c$ 近傍への載荷に関しては、正規圧密領域への載荷と異なり沈下挙動を予測することは困難である。
- 土被り圧 p_0 と p_c の相対的關係により沈下の時間的様相はかなり異なる。
- $\varepsilon \sim \log p$ 曲線は、時間の経過、あるいはひずみ速度の低下によって降伏点 p_c は徐々に低下し、折れ曲がりも緩やかになる。これは年代効果による擬似過圧密性の時間的消失によるものと考えられる。
- 試料の物理的性質から経験的に求められる基準曲線と室内圧密試験結果を比較することにより、原地盤におけるセメンテーション、堆積環境の相違による構造の発達程度を評価することが可能である。

謝 辞 この研究成果の一部は「大阪湾地盤情報の研究協議会 大阪湾地盤研究委員会」の研究活動によるものである。関係機関各位に感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 日本建築学会近畿支部、土質工学会関西支部 (1966) : 大阪地盤図, コロナ社, p.18.
- 2) 柴田徹, 三笠正人ほか(1978): 埋立地盤の土質工学的諸問題, 土木学会誌, 増刊号, pp.50-57.
- 3) 土質工学会関西支部・関西地質調査業協会(1987): 新編 大阪地盤図, コロナ社, pp.34-36.
- 4) 赤井浩一(1993): 大阪湾海底地盤の土質工学的諸問題, 土木学会論文集 No.463/III-22, pp.1-14.
- 5) K. Akai, M. Kamon, I. Sano and K. Soga(1991): Long-term Consolidation Characteristics of Dilluvial Clay in Osaka Bay, Soils and Foundations, Vol.31, No.4, pp.61-74.
- 6) 土田孝(1999): 大深度の洪積粘土の $e \sim \log p$ 関係における構造の影響, 土木学会第 51 回年次学術講演会, pp.376-377
- 7) 山本浩司, 本郷隆夫, 陳国華, 赤井俊文(2000): 大阪湾海成粘土の圧密降伏応力付近の長期圧密特性, 第 35 回地盤工学研究発表会, pp.721-722.
- 8) 大阪湾環境図説 第三港湾建設局.
- 9) Ikebe, N., Iwatsu, J. and Takenaka, J. (1970): Quaternary geology of Osaka with special reference to land subsidence. Jour.Geosci., Osaka City Univ., Vol.13, pp.39-98.
- 10) 三笠正人, 大西英雄(1983): 大阪南港(水位低下による地盤改良), 土質工学ケースヒストリー集(第 1 集), pp.459-474.
- 11) 嘉門雅史, 曾我健一, 木山正明, 井上啓司(1989): 大阪湾洪積粘土の長期圧密特性及び現場沈下計算への適用性, 第 24 回土質工学研究発表会, pp.439-440.
- 12) Leroueil, S., Samson, L. and Bozozuk, M. (1983): Laboratory and field determination of preconsolidation pressure at Gloucester, Canadian Geotechnical Journal, 20, pp.477-490.
- 13) 赤井浩一, 嘉門雅史, 佐野郁雄, 曾我健一(1990): 大阪湾上部洪積粘土の圧密降伏応力について, 第 25 回土質工学研究発表会, pp.323-324.
- 14) Bjerrum, L. (1967): Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings, 7th Rankine Lecture, Geotechnique, 17, 2, pp.81-118.
- 15) Crawford, C.B. (1964): Interpretation of the Consolidation Test, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Div., Proc. ASCE, SM5, pp.87-102.
- 16) 三笠正人(1963): 軟弱粘土の圧密, 鹿島出版社.
- 17) 三笠正人(1988): 繰り返し圧密による液性限界試験(第 1 報): 第 23 回土質工学研究発表会, pp.195-196.
- 18) Burland, J.B.(1990): On the Compressibility and Shear Strength of Natural Clays, 13th Rankine Lecture, Geotechnique, 40, 3, pp.329-378.
- 19) 土田孝(2001): 海成粘土地盤の自然間隙比と土被り圧の關係に関する統一的な解釈, 地盤工学会論文報告集, Vol.41, No.1, pp.127-143.
- 20) 松井保, 坂上敏彦(1992): 大阪湾岸域における洪積粘土の圧密特性と続成効果に関する考察, 第 27 回土質工学研究発表会, pp.451-452.
- 21) 土質工学会関西支部(1995): 海底地盤—大阪湾を例として—.