The Japanese Geotechnical Society



# 軟弱地盤の圧密沈下と地盤改良

網 干 壽 夫（あぼし ひさお）
広島大学名誉教授，網干壽夫研究所代表取締役

## 1. まえがき

土質工学会全国大会で特別講演の講師をつとめるということは，研究者にとって最大の栄誉であり，喜びである。しかし，現役を離れて数年もたっている現在の筆者に，現役の専門家を前にして最先端の話題を誤りなく取上げる自信は全くない。ただこの機会に，数年前まで40年間にわたって取組んできた表題の研究テーマについて，いくつかの印象に残る問題点を取上げ，筆者の見解をのべたいと思うのである。これらは既にほかの機会に発表したものが多く，同じ専門分野の方々にとって新味のないものかも知れない。また筆者の現場での経験や，実験室でのデータが中心であるから，いわゆる State-of-the-Art 的なものでないこともあらかじめ御了承願いたい。

筆者が軟弱地盤の問題を研究しはじめたのは，昭和25年頃，岡山県笠岡市金浦湾の国道2号線つけかえ工事で，我が国初のサンド・ドレーン（SD と略称）工法に関係してからのことである。それ以来，瀬戸内海沿岸の埋立工事――水島，新宇部火力，三菱三原，マツダ丹那，日本鋼管福山，呉市周辺，とつづけざまに大きなプロジェクトで各種の軟弱地盤の問題を経験することが出来た。昭和33年に計画策定され，同46年に着工された広島市西部開発事業については，技術委員会委員長として昭和57年完工まで関与した。この間の現場での経験が研究面への大きなインパクトを与えてきたので，先づこのプロジェクトの概要を紹介しておきたい。

## 2. 広島市西部開発事業について[1)]

広島市は昭和15年頃には人口約35万，中国地方の中核都市として繁栄した。昭和20年8月の原爆で壊滅的な破壊をうけたが，これをきっかけとして斬新な都市計画を実施し，終戦当時10万以下に減少した人口も，昭和40年には50万を超えた。広島市は太田川の河口デルタを次第に埋立てて発展してきたが，周辺を急峻な山地に取囲まれているため，その頃にはもはや都市を展開する余地はなくなってきていた。

昭和33年頃，唯一の残された天然海岸である草津漁港周辺の沖合を埋立てるという計画が策定された。同地域のすぐ山側の鈴ヶ峯をけずり取って埋立土砂を採取し，その跡地に宅地造成をするという案で，山地部の面積 54 ha，海岸埋立地は水深 10m ラインまで約 330 ha，埋立土量 4 000 万 $m^3$ であった。

この埋立てに際して，埋立ての全面積にわたって SD を海底地盤に事前施工するよう提案した。当時は外周堤防や道路以外の一般用地にまで SD を施工すると，不必要工事として会計検査で問題となるだろうという指摘が行政側委員から出されるような状況であった。しかし外周堤防と内部埋立地の残留沈下量の差が数mにも達することになれば，建物がたった後にどのような状態になるかは自明の理であろう。市当局も中央省庁を説得して，当時としては前例のない全面 SD の事前施工にふみきったのである。

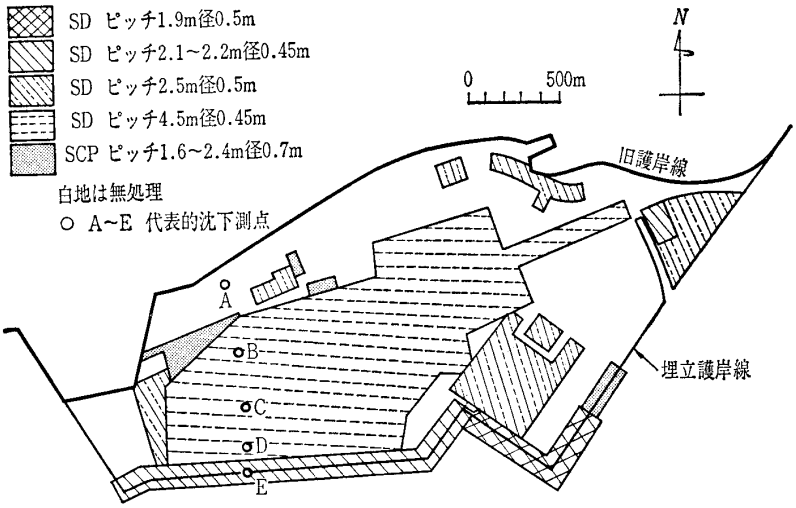
**図―1** は地盤改良の種別と範囲を示している。この中で圧密沈下の観点から興味深いのは，それぞれの将来の利用計画に応じて SD のピッチが 1.9m～4.5m と大幅に異なっていることである。また旧海岸線から沖合 1/3 くらいまでの区域は，水深が浅いために SD の事前施工が出来なかった。埋立後陸上から施工する計画に変更されたが，これもある理由から実施されなかった。このため期せずして SD処理，無処理の現場比較実験のようになったわけである。図中のA～Eの各点は百個所を超える沈下測点



NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society






図—1 地盤改良区域平面図

のうちの代表的な地点を示しており，これらについては建設当初から20数年後の現在までも継続して計測されている。この圧密沈下については後述する。また図中の右隅の三角地形の埋立地は，広島県太田川水系の端末下水処理場が建設された場所である。この場所に長さ300m，幅80mの大型水処理棟をつくるために，杭基礎を全く使わず事前圧密工法によって建設することに成功した。これについても後でふれたい。

これらの工事の現場を指導している間に生じてきた各種の問題点を解決するために，基礎的な実験研究を繰り返し実施してきた。その主なものは，(1)圧密沈下の予測と実測の関係，(2)二次圧密の影響，(3) SD の $n$ 値と実効 $c_h$ の値，(4)事前圧密工法と残留沈下，などである。この講演ではこれらの問題を中心にのべたいと思う。

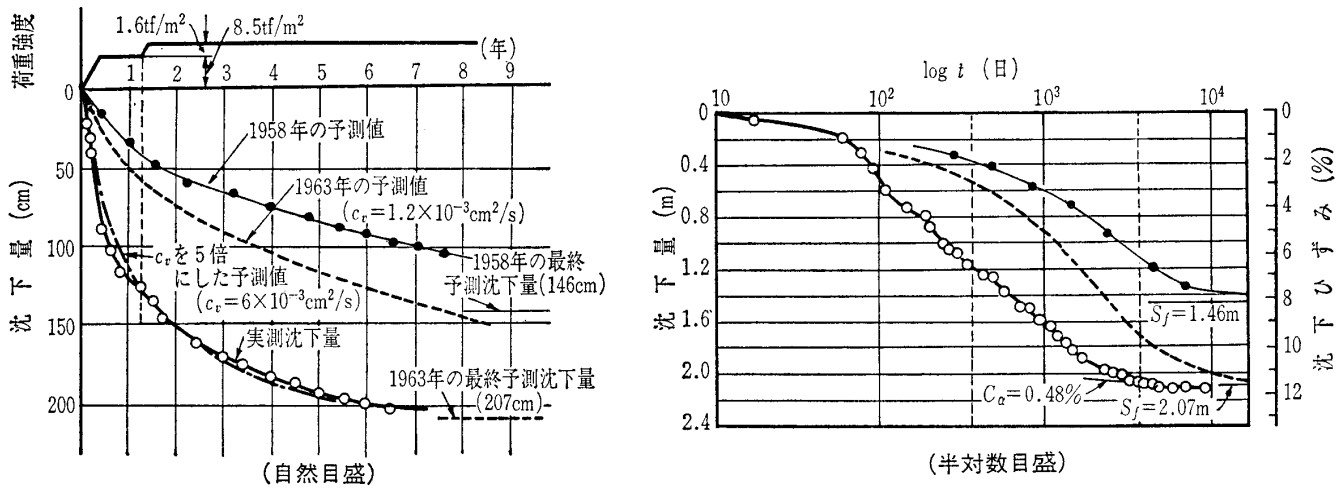
## 3. 圧密沈下の予測について

軟弱地盤上に埋立工事をする前に最も関心をもたれることは，その粘土層の圧密沈下量であろう。事前の土質試験データをもとにして現場の沈下などを予測することを Type-A Prediction というが，これが極めてむつかしいものであることは，あまり一般には認識されていないようである。特に圧密沈下の問題は，現象が数十年にわたって続くものであるだけに，どの程度予測があうものかということが，専門家にさえもわかっていない困難な問題なのである。

数十年という長期にわたる観測値を事前の予測値と比較したデータは，世界的にみてもほんの数例しかない。ここにそのうちから三つのケースレコードについて紹介しておきたい。これらについては既に学会誌上でも取上げたことがあるので[2]，ここでは沈下の予測についてだけのべる。

### 3.1 新宇部火力発電所（山口県）[3]

山口県宇部市郊外の沿岸地域に，火力発電所用地として16 haの埋立が造成された。昭和31年に着工以来，この埋立地の沈下が現在まで継続して測定されている。地盤は厚さ16~17mの極めて均質な沖積粘土層である。図—2はこの沈下曲線を自然および半対数目盛で示している。工事開始直前と昭和38年の再調査データにもとづく Type-A の予測が細実線と点線で記入されているが，実測値とはかなり違っ



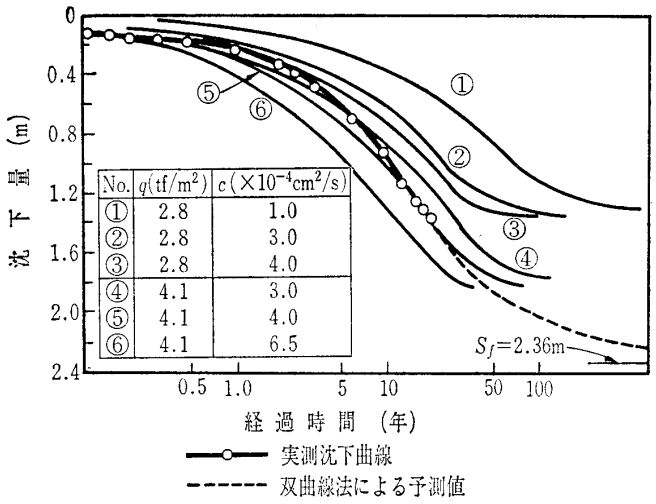

図—2 新宇部火力発電所埋立地の沈下



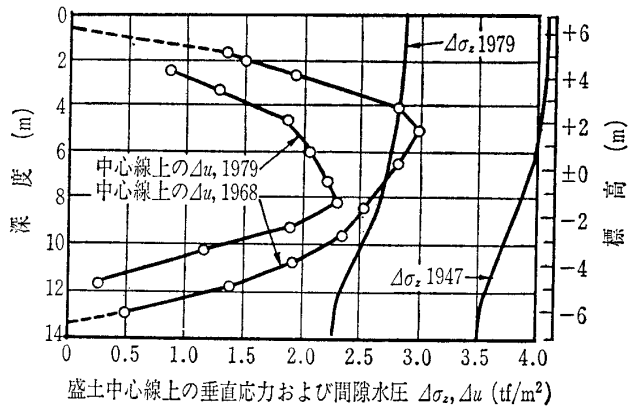
NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society






図—3　Väsby試験盛土の沈下




図—4　残留間隙水圧（Väsby）

ていることがわかる。昭和38年のデータによる最終沈下量はよくあっているが，沈下速度は$c_v$を5倍にする必要があった。また30年以上たった現在，沈下は明らかに二次圧密の段階に入っているが，この勾配は実験値に比べると極めて小さい値となっている。

### 3.2 Väsby（ベスビイ）試験盛土（スウェーデン）[4]

これはストックホルム国際空港の場所選定に関連して，Terzaghi（テルツァーギ）の勧告によって始められたプロジェクトとして有名なケースである。1945年に開始されたこの試験盛土の圧密沈下計測は現在もなお SGI の手で継続されている。現場の地盤は14m厚の軟弱粘土層の下が砂層および岩盤となっている。粘土層は平均含水比 100%，−14m でのせん断強度は 2 tf/m²，$C_c$ は 2.0 を超えている。

この地盤上に一辺30mの盛土を3個所造成して，その圧密沈下を測定している。盛土高さは 2.5m であるが，その荷重強度は 4.1 tf/m² と推定されている。**図—3** に実測沈下曲線と Type-A の予測曲線が画かれている。この図は1981年に Chang（チャン）によって発表されたものである。

彼の説明によれば，1945年当時，$q$=4.1 tf/m²，$c_v$=7×10⁻⁴cm²/s であった。しかしその後の圧密沈下による浮力の変化から1979年には $q$=2.8 tf/m² に減っており，$c_v$=1.0×10⁻⁴cm²/s と想定されている。したがって土質試験にもとづく最も確からしい予測値は曲線⑥からスタートして①に漸近するものということになる。

実際には1979年時点で既に①の最終値をこえており，実測値を延長した最終予測沈下量は2.36mにも達するのである。わずか14m厚の粘土層が35年もたってまだ一次圧密の半ばであるらしいことを奇異に思って，現場の間隙水圧を測定したものが**図—4** に示されている。これをみても明らかなように，当現場の圧密度はまだまだ 100% には程遠いということである。

### 3.3 North-East（ノース・イースト）試験盛土（米国ボストン市郊外）[5]

1957年 MIT の Lambe（ラム）の指導のもとに，厚さ30mのボストン・ブルー・クレイの上に延長150m，幅 80m，高 13mの試験盛土が実施された。高速道路の交差部の高盛土による沈下のデータを得るためのものであったが，徹底的な事前調査と現場の計測が行われた。**図—5** にその結果が示されている。図中の PL-1，2，3 は同じ条件で載荷された中心線上の3測点の沈下を示している。なおハッチを付した部分は多くの関係者による Type-A の予測値の分布範囲である。

このプロジェクトは本工事の一部であったため，10年間で測定が打切られているが，次のような結論がえられている。すなわち，(1)全体として沈下は予測よりかなり早く進行していること，(2)同じ条件の三つの測点の最終沈下量が2倍も違っていると想定されること，などである。

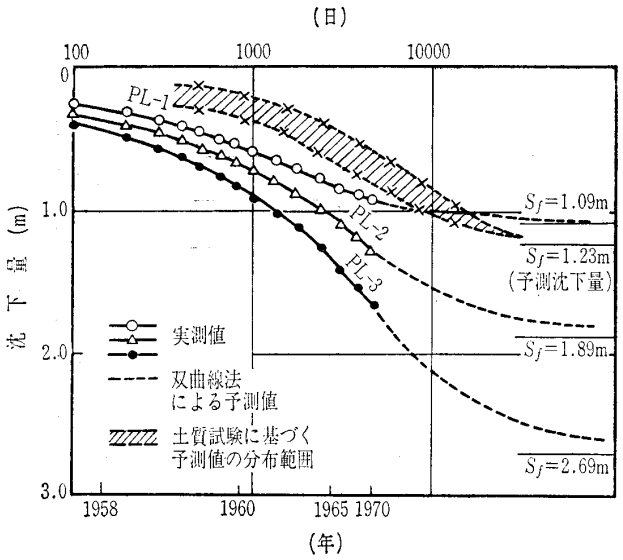
(2)については Lambe は現在の土質工学の知識で



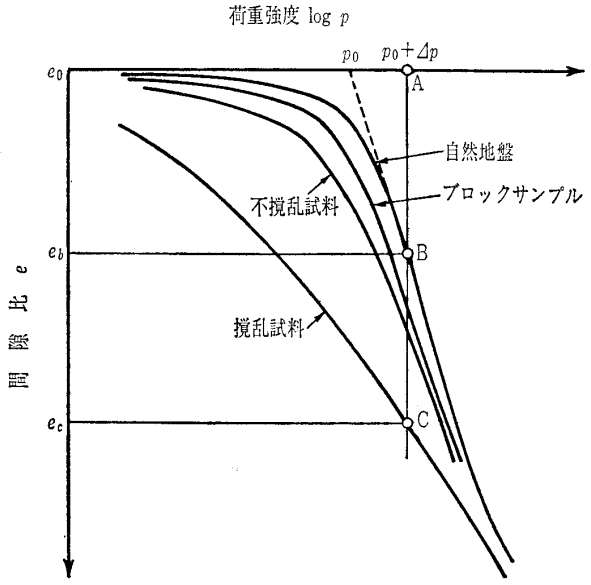
NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society



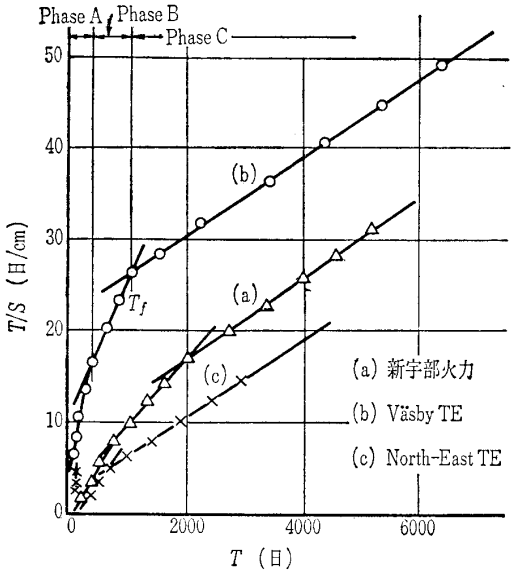



**図—5　North-East 試験盛土の沈下**




**図—6　撹乱による異常沈下**

は説明できない現象であるといっている。しかし，これは3.2の Väsby の場合もそうであるが，粘土の撹乱による骨組組織の破壊によるものと考えるのが最も自然ではないかと思う。図—6に示された現象はよく知られた事実であるが，載荷によってA→Bと沈下するところが，何らかの理由で地盤内が撹乱状態になるとA→Cとなるのである。3.2，3.3の場合とも側方流動は起こっていないが，一次元圧密は等方圧密とちがって常にせん断変形を伴っていること，3.3についてはダンプトラックによる土砂搬入は PL-3 の方から行われたことなどを指摘しておきたい。いずれにしても，これらの三つのケースレコードをみても，Type-A の予測というものは非常に難しいということがおわかりいただけたと思うのである。




**図—7　双曲線法による予測**

次に工事開始後初期の計測データをもとにして将来を予測する，Type-B Prediction について述べたい。現場の計測施工管理の際によく用いられる方法として，双曲線法というものがある。図—7に，先にのべた3.1，3.2，3.3（図中(a)(b)(c)で示す）の三つのケースについて，この方法によって解析したものが示されている。この3曲線には共通の特性があって，Phase A，B，C の三つの部分にわけられる。Phase A は初期の安定しない部分であるが，その後 Phase B の直線の部分が現れる。普通この部分をもとにして将来を予測することが多いのであるが，三つとも $T_f$ をこえると更に折れまがって新しい直線にのるようになる。これらの直線の勾配の逆数が最終沈下量であるから，Phase B の部分を用いた予測は小さすぎる結果を与えることになるのである。これはあるいは二次圧密の影響かも知れない。

## 4.　二次圧密の影響について

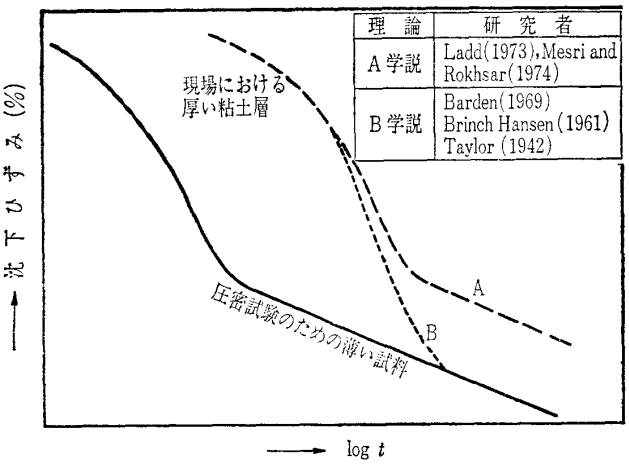
圧密現象の中で一次圧密と二次圧密の関係について二つの学説があることは，最近の国際会議でしばしば取り上げられたので広く認識されるようになった[6]。図—8はこれを模式的に表したものである。すなわちA学説では一次圧密終了後二次圧密が始まり，圧密試験のときの100%圧密の沈下ひずみと，現場の100%時のそれは等しいと考える。一方B学説では二次圧密が一次圧密中も併行して生じている



NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society






図—8　一次圧密と二次圧密の関係に対するA，B両学説

表—1　圧密試験の試料寸法

| $n$ | 1 | 2.4 | 10 | 20 | 50 |
|---|---|---|---|---|---|
| $D$ cm | 6 | 14.4 | 60 | 120 | 300 |
| $H$ cm | 2 | 4.8 | 20 | 40 | 100 |

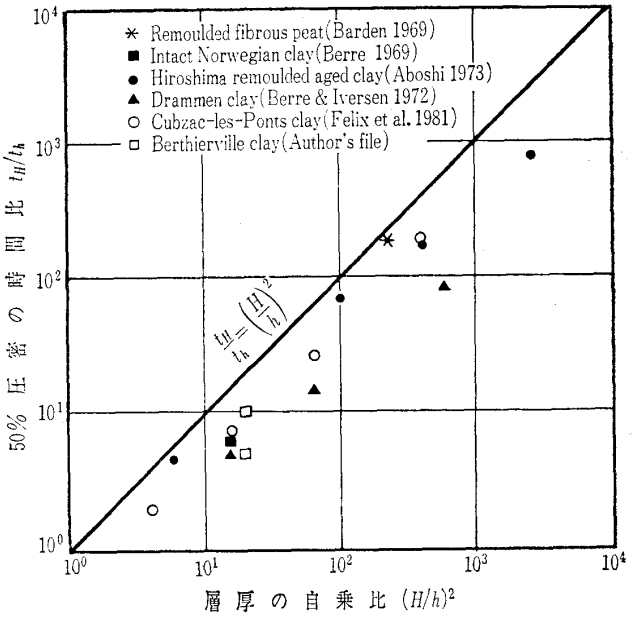
$n$：寸法比

ため，最終段階でのクリープ曲線は重なりあうとするものである。

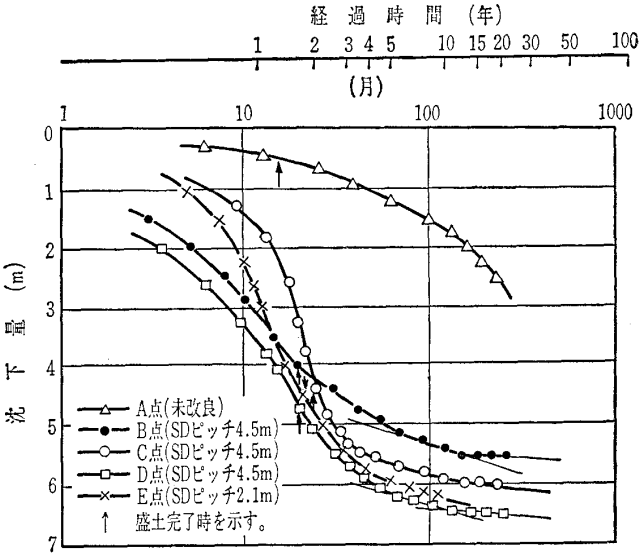
筆者はこれを実験的に確かめる必要を感じ，1965年から20年間にわたって一連の大型圧密試験を行った[7]。これに用いた試料は，スラリー状態からつくった人工粘土地盤を6年半圧密させたものから採取，または原位置で試験を実施したものである。試料寸法は**表—1**のとおりで，試料の直径／試料厚の比を等しくして，最大直径3 m，厚さ1 mまでの圧密試験を行った。

最終的に得られたデータは**図—9**に示されている。結論として次の諸点が明らかにされた[8]。

(1)　二次圧密の勾配はすべて等しい（平行である）。しかしこれはとても一直線上にのるものとは思えない（B学説ではない）。



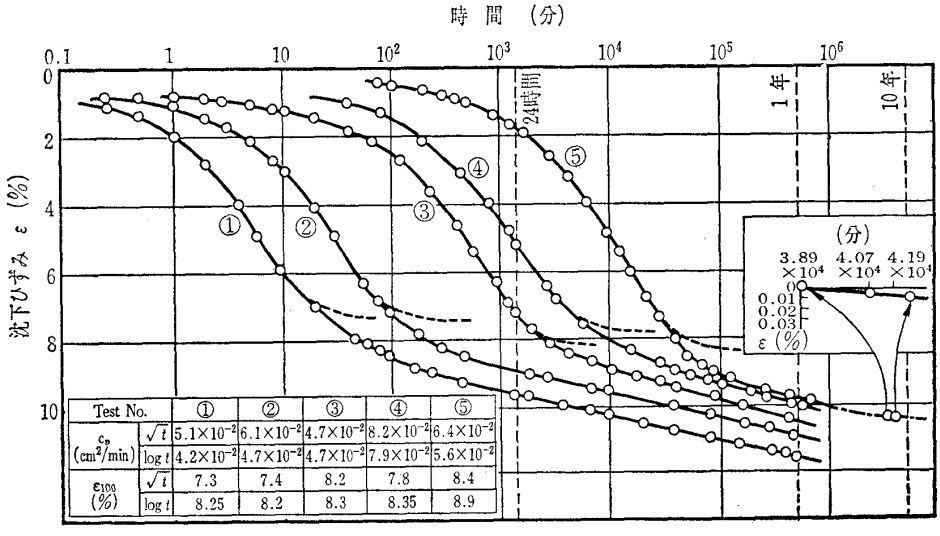

図—10　層厚と$c_v$の関係 (Leroueil 1988)




図—11　西部開発埋立地の沈下曲線

(2)　100%時の沈下ひずみは層厚と共に増加する（A学説でもない）。これは一次圧密期間中の二次圧密によるものと考えられるが，$H$=2 cmの24 hの値は$H$=1 mの100%値より大きいことは注目すべきことであろう。

(3)　二次圧密の勾配は10数年を経た後には初期の値に比べて非常に小さな値となる。




図—9　圧密試験における寸法効果



NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society



いずれにしても結論的にはA，B両説の中間にくるということである。なお$c_v$については層厚とともに増加する傾向があり，このことは図—10にほかのデータと共に示されている[9]。

図—11は最初にのべた広島市西部開発埋立地の沈下状況を示す図である。図—1のA～Eの各点の沈下を半対数目盛で表しているが，20年以上たった今日，SD改良部はすべて二次圧密領域に入っている。一方無処理のA点はまだ明らかに一次圧密中であって，SDの効用をよく示しているデータだといってよい。なお二次圧密の勾配がすべて等しいこと，10数年たった後にゆるやかな勾配の直線に移っていることなど，先の大型圧密試験の場合と共通の特性が見られるのである。

一次圧密と二次圧密のかかわり方についてさらにくわしく調べるために，1980年頃から分割型圧密試験機というものを開発した[10]。これは普通のオエドメーターを5個直列につないだものであるが，そのねらいは一つの粘土試料を5等分した各分割片の沈下ひずみや間隙水圧を精密に測定しようとするものである。これによる基礎的実験の1例が図—12に示されている。これはスラリー状態ではなく，ある程度構造の変形抵抗が生じて，二次圧密が顕著に現れる試料を用いたものである。

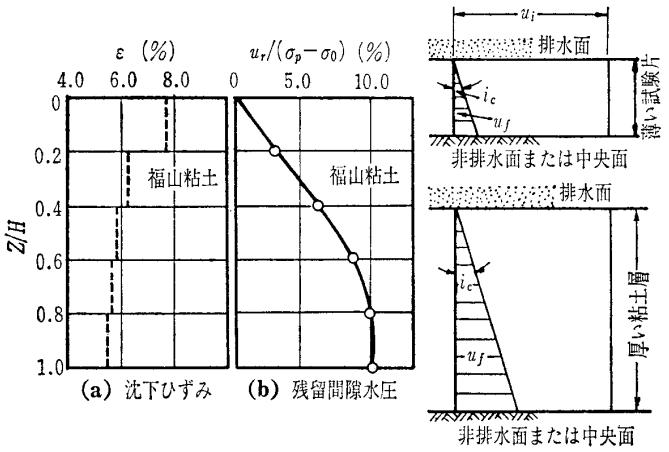
この結果については従来の常識とやや異なっているが，圧密曲線の100%一次圧密終了時にもかなりの残留間隙水圧が存在すること，一次圧密終了時のひずみ分布は一様でなく，特に排水面に近い部分では極端に圧密されて硬くなることなどが示されている。一次圧密終了時の残留間隙水圧についてはこれまでの学説とは違うが，二次圧密といえども体積が減るわけであるから，間隙水の流出を伴っており，わずかながら動水勾配があるのはむしろ当然であろう。この場合圧密試験の試料では測れないほど小さくても，現場の厚い粘土層の中心ではかなり大きな値になるのではないかということが図中に示してある。

これらの事実は従来の二次圧密の定義—有効応力一定のもとでの圧密—と抵触するのであるが，筆者は昔から次のようなCrawford(クロフォード)の説と同じ見解を持ってきた[9]。「一次圧密中では粘土の体積変化の速さをきめるのは透水性であるが，二次圧密の段階ではその速さを決めるのは構造の変形抵抗である」

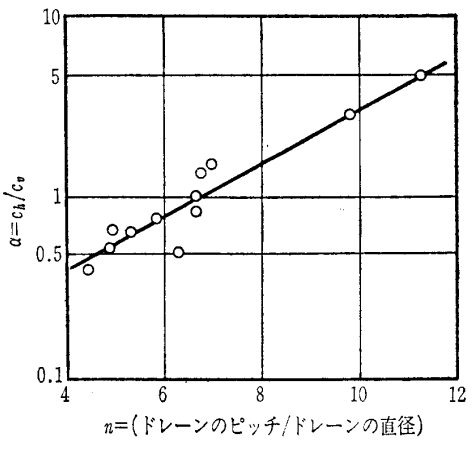
## 5. SDの$n$値と実効$c_h$について[2]

図—1に示したように，広島市西部開発の埋立工事では，SDのピッチが1.9～4.5m，径は0.45mまたは0.5mと$n$値の大幅に違ったいくつかの種類が用いられている。その際，沈下の進行が理論どおりにいったかどうかをチェックしてみた。つまり，それぞれの実測沈下曲線から実効$c_h$の値を逆算し，その地点の$c_v$の試験値と比較したわけである。図—13は$n$と実効$c_h$の関係を示している。SDをあまり密に施工して$n$を小さくしても，期待したほどの圧密速度が得られないことが明らかにされている。

これについてはSDの打込みによる周辺の攪乱，いわゆるSmeared Zoneの存在を考慮すれば理論的にもうまく説明できるのである。自然地盤の粘土の$c_h=(4\sim6)c_v$であり，SD打設によって発生する




図—12 一次圧密終了時の沈下ひずみと残留間隙水圧の分布




図—13 SDにおける$n$と実効$c_h$



NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society



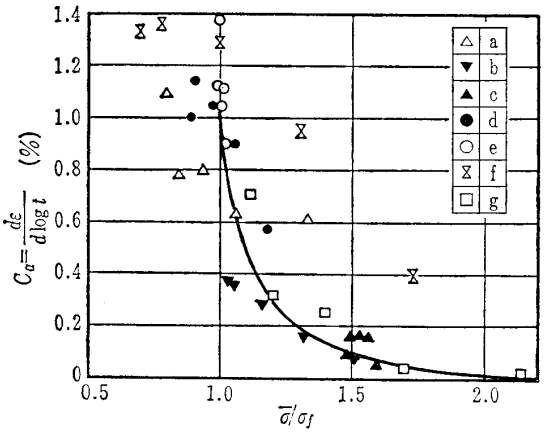
Smeared Zone は杭周辺に杭の容積と同量だけ発生する，すなわちその外径は杭径の1.4倍であるとする。またその透水係数は自然時の1/10に低下する，と考えて計算した圧密曲線と，普通の設計計算のように $c_h=c_v$ とした場合，$n=5\sim7$ の範囲ではほとんど一致するということが明らかにされている。各個の杭のSmeared Zoneは同じであるから，あまり杭を密に打込むと全体としては攪乱の影響が大きくなって，実効 $c_h$ が減少するということである。

## 6. 事前圧密工法と残留沈下について

二次圧密による残留沈下を減少させるためにはサーチャージングが最もききめがある，ということはほぼ定説となったようである。さてサーチャージによる事前（または先行）圧密工法に際して一般によく誤解されている考え方がある。それは，7 tf/m² の構造物の事前圧密のために，時間の節約を考えて，10 tf/m² のサーチャージで70%圧密をすればよいという手法である。この場合には中心線付近ではまだ圧密度50%にも達していないので，サーチャージ除去後 7 tf/m² の構造物を建設すると，必ず残留沈下で悩まされることになる。

最近は地盤改良をするからには，改良後は二次圧密も含めて全く沈下の生じない土地にしてほしいというように，土地使用者側のニーズがたいへんきびしくなってきている。これに対応するためにはどこまで事前圧密すればよいかについて研究した。先にのべた分割型圧密試験機を使って，載荷—除荷—再載荷という実験を繰返し，各エレメント毎の二次圧密の状況を調べた。

図—14にその結果がまとめられている[11]。この図




図—14 有効過圧密比と二次圧密の勾配

の中では有効過圧密比（Effective Overconsolidation Ratio）という新しい用語が用いられており，これによってデータが整理されている。これは，粘土層のある点において事前圧密によって到達した有効応力 $\bar{\sigma}$ と，荷重撤去後建設される構造物による同じ点の応力 $\sigma_f$ の比 $\bar{\sigma}/\sigma_f$ と定義されている。

従来の常識では，このEORが1.0に達すれば沈下は生じないと考えていた。しかし図に示されるとおり，二次圧密はかなり残留しており，そのための沈下は相当に大きいと想定される。実験によれば，EORが2.0を超えれば実用上残留沈下はゼロになるということが示されている。

この実験結果を最初にのべた広島県太田川水系端末下水処理場の地盤改良工事に適用して成功をおさめた[12]。当初300m×80mという大型の水処理棟は全面的に長さ40mの鋼管杭基礎で支持する予定であった。しかし埋立てたばかりの周囲の地盤が今後数mも沈下するということを考慮すると，構造物はともかくとして，地盤と共に沈下する管路とのつながりをどうするかが大問題となった。一方地盤改良によって処理するにしても，これだけの長い水槽が一様に沈下するとはとても期待できないところであろう。

最終的に採用された工法はSD処理地盤に8mの盛土とデープウェルによる9mの地下水位低下を併用して96%の平均圧密度に到達するまで事前圧密をするということであった。この際のEORはほぼ2.0に達していたが，サーチャージ撤去後建設された水処理棟の残留沈下量はほぼゼロといってよかった。なお工費は鋼杭基礎の場合に比べて約50億円の節減となった。またこの工事に対しては昭和56年度土木学会技術賞が授与されている。

## 7. おわりに

昭和20年代の前半から40年を越える研究生活の中で「軟弱地盤の圧密沈下」という課題にこだわり続けてきた。圧密という現象自体が長い時間を要するものであるだけに，息の長い研究が要求されたわけである。しかし振返ってみて，この現象にあわせたスローペースで効率のわるい研究ではあったが，他の研究者から寄せられる情報を理解したり，実験室や現場でのデータを整理，解析したりして，時間的



NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society



には充実した研究生活を過せたように感じている。圧密論は強度論と共に，常に土質力学研究の主流を形成してきたので，これに関心をもつ研究者も多く，情報量も個人では処理しきれないほどであった。

これまでの研究を概観すると，圧密とせん断の境界が次第にあいまいとなってきて，近い将来には統一的な基礎のもとにまとめられるような予感がするのである。このような流れの中でこれまでの圧密論研究がどのような形で生き残れるのだろうか，今後共自分で手を下すことは出来なくても，関心をもって見まもり続けたいと思っている。この講演の内容は大部分が筆者の実験室や現場で得られたデータにもとづいており，主観的判断による誤解を恐れるのであるが，この分野の一般報告ではなく，一研究者の長い研究生活の総括報告として受止めていただければ幸いである。今後のこの分野の研究の発展を祈りながら筆を措きたい。

## 参 考 文 献


1) 西部開発事業工事報告書，広島市西部開発局，1982.
2) 網干壽夫：土の圧縮と圧密，土と基礎，Vol. 33, No. 5, pp. 59～67, 1985.
3) 最上武雄篇：土質力学，技報堂出版，p. 465, 1969.
4) Chang, Y.C.E.: Long Term Consolidation beneath the Test Fills at Väsby, Sweden, SGI Report, No. 13, 1981.
5) "Performance of an Embankment on Clay, Interstate-95". Dept. Civil Eng. Research Report R69—67, MIT Cambridge, Mass., Oct. 1969.
6) Ladd, C.C.: State-of-the-Art Report, Proc. 9th ICSMFE (Tokyo), Vol. 2, pp. 421～494, 1977.
7) Aboshi, H.: An Experimental Investigation on the Similitude in the Consolidation of a Soft Clay, including Secondary Creep Settlement, Proc. 8th ICSMFE (Moscow), Vol. 4(3), p. 88, 1973.
8) 網干壽夫・松田　博：粘土の二次圧密と沈下解析，土と基礎，Vol.29, No.3, pp. 44～56, 1981.
9) Leroueil, S.: Recent Developments in Consolidation of Natural Clays, Canadian Geotech. J., Vol. 25, pp. 85～107, 1988.
10) Aboshi, H., Matsuda, H. & Okuda, M.: Preconsolidation by Separate-Type Consolidometer, Proc. Xth ICSMFE(Stockholm), Vol. 3, pp. 577～580, 1981.
11) 網干壽夫・松田　博：層別計測による事前圧密工法の基礎的研究，土木学会論文集，340号，pp. 139～144, 1983.
12) Aboshi, H. Ishii, K. Matsuda: H. Construction of a Huge Sewage Treatment Station on an Artificial Land, by Precompression of Soft Alluvial Clay, Symposium on Geotechnical Aspects of Offshore and Nearshore Structure, (Bangkok,)pp. 67～86, 1981.


(原稿受理　1990. 7. 10)



NII-Electronic Library Service