

運輸省港湾技術研究所

= 2-2 コレクション

# 港湾技術研究所 報告

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT

資料係  
文献複写  
禁持出

VOL. 10

10

NO. 3

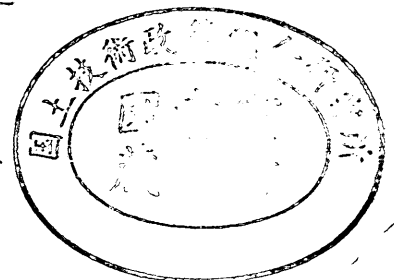
3

SEPT. 1971

MAR.

1971

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告は第7巻第1号より年4回定期的に刊行する。  
報告の入手を希望する方は論文番号を明記して港湾技術研究所長に申し込んで下さい。

The Report of the Port and Harbour Research Institute is published quarterly, either in Japanese or in occidental languages. The title and synopsis are given both in Japanese and in occidental languages.

The copies of the Report are distributed to the agencies interested on the basis of mutual exchange of technical publication.

Inquiries relating to the Report should be addressed to the director of the Institute specifying the numbers of papers in concern.



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第10巻 第3号 (Vol. 10, No. 3), 1971年9月 (Sept. 1971)

## 目 次 (CONTENTS)

1. 来島海峡潮流模型実験 (第1報)  
..... 木村久雄・宮原英治・須藤 茂  
柴山煒彦・浜田徳一..... 3  
(A Model Experiment on a Tidal Current at the Kurushima Strait (1st Report)  
..... Hisao KIMURA, Hideharu MIYAHARA, Shigeru SUDO, Akihiko  
SHIBAYAMA and Tokuichi HAMADA)
2. クイの負の周面摩擦についての近似計算法..... 沢口正俊..... 67  
(Approximate Calculation of Negative Skin Friction of a Pile  
..... Masatoshi SAWAGUCHI)
3. 砂質土の現場 CBR と室内 CBR の関係  
..... 須田 澁・佐藤勝久・吉田富雄..... 89  
(The Relations between Field and Laboratory CBR Values of Sandy Soils  
..... Hiroshi SUDA, Katsuhisa SATO and Tomio YOSHIDA)
4. 砂杭を打設した粘性土地盤の挙動  
——衣浦港における実験について——..... 木庭宏美・堀江宏保.....135  
(Behavior of Cohesive Soil Stratum with Driven Sand Piles  
—On the field tests at Port of KINUURA—  
..... Hiromi KOBAYASHI and Hiroyasu HORIE)
5. コンテナ埠頭の規模および荷役方式に関する考察  
..... 奥山育英・中井典倫子・久保重美.....159  
(Study on Determination of Container Yard Requirements and Container Handling  
System..... Yasuhide OKUYAMA, Noriko NAKAI and Shigemi KUBO)
6. 浚渫土質と掘削機構に関する研究 (第1報) ..... 岩田尚生.....237  
(Study on the Soil to be Dredged and the Mechanism of an Excavation (The first  
report) ..... Hisao IWATA)
7. 超音波斜入射が測深精度と反響記録特性に及ぼす影響について  
..... 木原純孝・奥出 律.....265  
(Study on Echo-Sounder—Effect of Oblique-Incident Ultrasonic wave on Echo-  
Sounding precision and Echo-Recording Characteristics—  
..... Sumitaka KIHARA and Tadasu OKUDE)

### 3. 砂質土の現場 CBR と室内 CBR の関係

須 田 熙\*・佐 藤 勝 久\*\*・吉 田 富 雄\*\*\*

#### 要 旨

わが国のアスファルト舗装は、道路、空港をとわず、路床の CBR 値に基づき設計が行なわれ、空港アスファルト舗装では現場 CBR を原則としている。しかし、路床が未完成の場合、路床の位置が現地表面より非常に深い場合などでは、現場 CBR 試験は実施できず、室内 CBR 試験によらざるを得ない。この場合、2~3 の空港の路床砂に対する試験で、現場 CBR 値と室内 CBR 値の間に大きな差異が生じ、設計上大きな問題となった。

このような現象の詳しいメカニズム、両 CBR 間の定性的、定量的関係、適切な現場 CBR の推定法などの研究は、不十分であり不明確な点が多い。この報告書では、砂質土において、その土性と CBR の間にある種々の関係を明らかにした上で、多くの砂質土に対する試験結果をもとに、支持力理論を利用して、両 CBR 間の定性的関係を導びいた。

室内 CBR 試験ではモールド側壁の受働土圧の影響を大きく受け、ある種の砂に対して両 CBR 値の間に大きな差異を生じさせる。これらの関係は統一土質分類の結果と密接な関係があり、74 $\mu$ フルイ通過量が5%未満の分類名 SP, SW の土では、明らかに室内 CBR > 現場 CBR になるのに対し、74 $\mu$ フルイ通過量が5%以上の土では、現場 CBR  $\approx$  室内 CBR であることが判明した。実験結果と定量的にも十分よく対応する CBR 貫入試験に対する支持力理論などにより、土の粘着強度が上述の関係を支配していることも分かった。

その他、両 CBR 間に差異の存在する土に対しては、直径 2 cm の特殊プランジャーによる室内 CBR 試験用モールド内の貫入試験から、実用上問題のない精度で現場 CBR を推定できることを示し、最後に現場 CBR に対するサーチャージの影響は小さく、これを考慮する必要のないことも確めた。

---

\* 前土質部 滑走路研究室長

\*\* 土質部 滑走路研究室

\*\*\* 土質部 地盤改良研究室

### 3. The Relations between Field and Laboratory CBR Values of Sandy Soils

Hiroshi SUDA\*

Katsuhisa SATO\*\*

Tomio YOSHIDA\*\*\*

#### Synopsis

There is much difference between field and laboratory CBR values in some kinds of sandy soils. The difference has given rise to great problems in the design of airport asphalt pavements in which the field CBR values of subgrade are used as a general rule, because there often happen many cases when field CBR tests cannot be carried out and laboratory CBR tests must be substituted for them.

In this paper, at first, some characteristics of CBR in relation to soil mechanics and some qualitative relations between field and laboratory CBR values are made clear by analyzing the test results performed on many sandy soils with the help of the theory of bearing capacity for CBR tests. After that, we show the simple and easy procedure to presume the field CBR values of soils which have difference between field and laboratory CBR values.

In some soils, the laboratory CBR values are pretty larger than the field CBR values, even if test specimens have the same dry density. This is due to the higher strength of the laboratory CBR test specimen confined in a rigid mould. These kinds of mutual relations between field and laboratory CBR values are closely connected with the classification of soils. In soils classified as SP or SW (less than 5 per cent of the test sample passes the 74  $\mu$  sieve (No. 200)), the laboratory CBR values are larger than the field CBR values. On the other hand, if more than 5 per cent of a soil passed the 74  $\mu$  sieve, the laboratory CBR value would be nearly equal to the field CBR value. The essential factor that rules these relations is considered to be the cohesion of soils.

Besides, we have developed the simple and easy test method to presume the field CBR values. The special plunger having a diameter 2cm is used for it and the field CBR values are presumed from the results of the penetration tests in the mould. The influence of surcharge on CBR values has also been investigated and it is proved that its influence on field CBR values is negligible.

---

\* Ex-Chief of Runway Laboratory, Soils Division

\*\* Member of Runway Laboratory, Soils Division

\*\*\* Member of Soil Stabilization Laboratory, Soils Division

8

目 次 3

要 旨	89	65
1. ま え が き	93	2
2. CBR 試験の問題点と解決への方向	93	
3. 現場 CBR と室内 CBR の定性的関係	96	
3.1 調査および試験方法	96	
3.2 使用した試料の土質試験結果	98	
3.3 現場 CBR と室内 CBR の相関々係	99	
3.4 支持力理論による解明	110	
3.5 土質分類による定性的結論	116	
4. 室内試験から現場 CBR を推定する方法	116	
4.1 特殊プランジャーによる貫入試験	116	
4.2 試験結果と考察	118	
4.3 現場 CBR の推定法	121	
5. CBR 値に及ぼすサーチャージの影響	123	
5.1 サーチャージと CBR の関係	123	
5.2 サーチャージの取り方	126	
6. 結 論	127	
7. あ と が き	128	
謝 辞	128	
参 考 文 献	129	
記 号 表	129	
付録 A 日本統一土質分類表	130	
付録 B CBR 試験貫入支持力の理論式の誘導	131	

## 1. まえがき

現在わが国では、空港アスファルト舗装厚の設計に CBR 法を採用しており、米国、英国、フランスなど主要な諸外国でも CBR 法が主流を占めている。この CBR 法では、路床の現場 CBR の値を使って、アスファルト舗装厚を決めることを原則としている。<sup>1)</sup> CBR 法によるアスファルト舗装の設計では、路床の CBR 値は設計の原点であり、最も重要な要素の 1 つである。

締固めなどが行なわれない自然のままの切土路床、あるいは盛土路床や置き換え路床が完成している場合には、現地において現場 CBR 試験を実施し設計 CBR を決められるが、盛土路床や置き換え路床が未完成の場合や、路床の位置が現地表面より非常に深い場合などでは、現地での調査は不可能であり、室内 CBR 試験により設計 CBR を決定せざるを得ない。しかし、現場 CBR 試験が周囲を拘束されない半無限と考えられる土層への貫入試験であるのに対し、室内 CBR 試験は径 15 cm のモールド内の試料への貫入試験であり、モールドの拘束力の影響を受ける可能性が存在する。この両 CBR 試験間の本質的な違いが、現場 CBR と室内 CBR の値に何らかの差異を生じさせることは、十分に推測されるところであった。

わが国では、新潟地震の復旧工事の際の新潟空港での調査、あるいは宮崎空港の調査などが、現場 CBR と室内 CBR の大幅な差異を示している。この両空港の路床土は砂であり、外国の文献<sup>2)</sup>にも砂質土について、同様な傾向の存在することが 2, 3 報告されている。これらの報告によれば、室内 CBR が現場 CBR よりかなり大きくなり、現場 CBR の 2 倍以上もの値を示すことがある。現場 CBR を原則とする空港アスファルト舗装では、この種の土に対して、室内 CBR から求めた設計 CBR を用いて設計を行なうことは、大変危険となり問題は大きい。

前述したような現地調査が不可能な場合にも、施工の始まる前に設計は行なわれなければならない。室内 CBR が現場 CBR より大きくなるような土に対して、現場 CBR 試験が実施できない場合には、何らかの方法で現場 CBR を推定し、その値を使って設計を行なう必要がある。

室内 CBR が現場 CBR より大きな値を示す理由が、モールド側壁の拘束圧の影響によることは十分理解され

るところであるが、その詳しいメカニズムについてはまだ明確にされていない。また、いかなる土に対してこのような現象が生じ、その場合現場 CBR と室内 CBR の関係が、定性的あるいは定量的にどのようになるのか、ほとんど研究がなされていないのが現状である。現場 CBR の推定法についても、W. P. M. Black<sup>3)</sup> や M. Livneh<sup>3)</sup> の研究などがあるが、いずれも精度、普遍性、簡便さという点で問題がある。(次章参照)

新潟、宮崎両空港の例、および外国の文献などから、室内 CBR が現場 CBR を大幅に上まわるような現象は、ある種の砂および砂質土に生ずることが予想された。粘性土では、一般に現場 CBR と室内 CBR は等しいか、現場 CBR の方がやや大きく(室内 CBR が試料の乱れで小さく測定されている)なり、砂質土のような問題は生じない。本研究では、問題のある砂質土について、現場 CBR と室内 CBR の定性的関係を解明し、室内試験から現場 CBR を推定する方法の開発を試みた。

昭和 44 年度各建設局に依頼して実施した、全国各地の空港での「砂および砂質土地盤の現場 CBR と室内 CBR」の調査結果と、代表的な 3 種の砂(細砂、粗砂、山砂)に対する各種室内試験の結果などに基づき、実験値に良い対応を示す支持力理論を利用して、現場 CBR と室内 CBR の相関関係、サーチャージ(載荷重)の影響などを解明した。

統一土質分類法で、SP(粒度分布の悪い砂)あるいは SW(粒度分布の良い砂)に分類される土では、現場 CBR と室内 CBR の間に差異が存在することが分かり、このような試料に対しては、特殊ブランジャー(直径 2 cm)による CBR モールド内試料に対する貫入試験から、十分な精度で現場 CBR が推定できることも判明した。

## 2. CBR 試験の問題点と解決への方向

CBR 試験は適用性が広く、粘土からレキにいたるほとんどすべての土に利用できる大きな利点がある。米国、英国はじめ世界各国で広く採用され、舗装厚の設計あるいは締固め管理などに利用されている。

現在、CBR 試験には現場 CBR 試験と室内 CBR 試験の 2 種類がある。当初、Porter は路床の現場 CBR からタワミ性舗装の厚さを求める設計曲線を作成し、後に室内 CBR 試験が開発されると、この曲線が本質的に変更することなく、室内 CBR にも適用できることを確めた。<sup>4)</sup> しかし、まえがきにも述べたように、ある種の砂

質土で室内 CBR が現場 CBR よりかなり大きな値を示すという現象が報告され、この検討が十分なものであったか疑問となった。室内 CBR にはこのような問題点があることを考慮し、運輸省航空局の空港アスファルト舗装構造設計要領では、路床の設計 CBR は原則として現場 CBR 試験によると規定した。

しかるに、室内 CBR 試験がほとんどの場合について可能であるのに対し、現場 CBR 試験は路床が未完成あるいは非常に深い所にある場合などには不可能となり、普遍的でない。試験法についても、現場 CBR の試験機が荷重用のダンブトラックなどを含めて大がかりになるの比べ、室内 CBR 試験は比較的簡単、容易である。また、水浸 CBR 試験は室内 CBR 試験だけしか出来ず、年間の最悪の状態と考えられない路床土に現場 CBR 試験を実施した場合には、同時に水浸および非水浸の室内 CBR 試験も行なう必要があり、<sup>1)</sup> 二重の手間になり不経済である。試験の精度については、環境、気象条件などから、一般に室内 CBR 試験の方が良い。(3.3 参照)

このような試験法の特質と、設計曲線が現場 CBR に対して作られているということを考え合わせると、通常の試料には室内 CBR 試験を実施し、現場 CBR と室内 CBR に差異のある試料についてだけ、何らかの方法で現場 CBR を推定することを考慮すればよいことになる。

現場 CBR と室内 CBR の相関々係について、粘性土では乱さないように十分な注意のもとに採取した試料に対して、室内 CBR 試験を実施すれば、現場 CBR とほぼ等しい CBR 値が得られる。問題の大きなのは砂質土であり、その両 CBR 値の間の相関性はまだほとんど解明されていない。次に、砂質土の現場 CBR と室内 CBR について、この研究で取り上げ、解析を加えた問題点を列挙した。

- (i) 含水比と CBR の関係 (乾燥密度一定)
- (ii) 乾燥密度あるいは間隙比と CBR の関係
- (iii) 粒径、粒度分布と両 CBR の相関性
- (iv) 内部摩擦角、粘着強度と CBR の関係
- (v) 室内試験による現場 CBR の推定法
- (vi) CBR 値におよぼす水浸の影響
- (vii) CBR 値におよぼすサーチャージの影響

代表的な 3 種の砂についての研究、多数の砂質土についての現地調査などから、CBR の特質および現場 CBR と室内 CBR の間の定性的な関係などはかなり明確になった。次の段階として、これらの定量的な関係、特に現

場 CBR と室内 CBR に大きな差異のある試料に対する現場 CBR の推定法が、大きな問題として残る。

過去において、W.P.M. Black と M. Livneh がそれぞれ円形基礎の支持力論などを使って、砂に対して室内試験から現場 CBR を推定することを試みているが、<sup>2)3)</sup> どちらの方法にも種々の問題点が内蔵されており、実用に供することはできない。

Black は図-2.1 に示すような迂り線を仮定し、Weiskoph の「剛な壁によってさえぎられる土の受働土圧強度はランキン土圧強度の約 2 倍になる」という研究に基づき、モールド側壁の受働土圧強度を  $2p$  ( $p$  はランキン受働土圧強度) とした。

$$p = \gamma D_f \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.1)$$

ここに、 $\phi$ : 土の内部摩擦角

$c$ : 土の粘着強度

$\gamma D_f$ : 載荷重強度

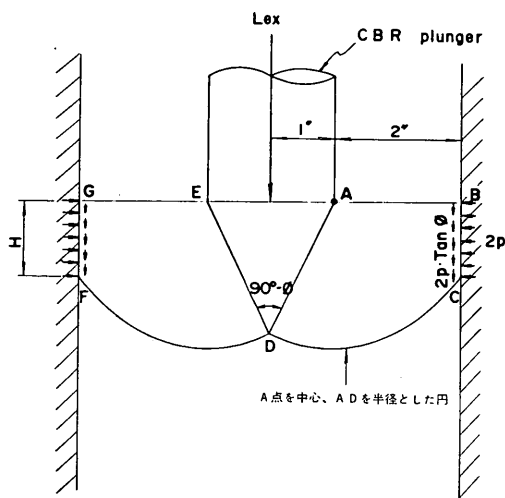


図-2.1 Black の理論における室内 CBR 試験仮定迂り面

A点でのモーメントを考え、側壁によって生ずるピストンの附加的貫入力  $L_{ex}$  は、

$$L_{ex} \times 1'' = 2'' \times z \times k \times (c_1 + 2p \tan \phi) \quad (2.2)$$

ここに、 $z$ :  $H$  をモールドの周長で積分した面積

$k$ : 係数

$c_1$ : 壁と土との粘着強度

貫入ピストンの断面  $1 \text{ in}^2$  当りの附加すべき力  $S_{ex}$  は、ピストンの面積が  $3 \text{ in}^2$  あるので、

$$S_{ex} = \frac{2}{3} z k (c_1 + 2p \tan \phi) \quad (2.3)$$





$$p = c \cdot \cot \phi \left[ \frac{\exp(2\bar{\theta} \tan \phi)}{1 - \sin \phi} - 1 \right] + \sigma \left[ \frac{\exp(2\bar{\theta} \tan \phi)}{1 - \sin \phi} - 2 \right] + 2q \quad (2.6)$$

この式はフーチングが無限の奥行きを有する場合であるので、円形の貫入ピストンの場合は Tezaghi に見られるように 1.3 の補正係数を与える。また、ピストン底面の摩擦係数を  $\mu$  とすれば、 $\mu = \frac{2}{3} \tan \phi$  と考え、 $\mu = 0$  の場合の式 (2.6) を補正してやったのが次式である。この  $p_f$  が室内 CBR の貫入支持力と考えた。

$$p_f = A + B\sigma \quad (2.7)$$

ここに、

$$A = 1.3 \left( \frac{Q}{Q_0} \right) c \cdot \cot \phi \left[ \frac{\exp(2\bar{\theta} \tan \phi)}{1 - \sin \phi} - 1 \right] \quad (2.8)$$

$$B = 1.3 \left( \frac{Q}{Q_0} \right) \left[ \frac{\exp(2\bar{\theta} \tan \phi)}{1 - \sin \phi} - 2 + \frac{2k}{1.3} \right] \quad (2.9)$$

$$\frac{Q}{Q_0} = \frac{1}{w} (\exp w - 1) \quad (2.10)$$

$$w = \frac{2}{3} \tan \phi \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.11)$$

一方、現場 CBR の支持力  $p_s$  はブラントルの公式より次式であるとした。

$$p_s = 1.3 \left( \frac{Q}{Q_0} \right) \left[ c \cdot \cot \left\{ \exp(\pi \tan \phi) \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} - 1 \right\} + \frac{\bar{q}}{1.3} \exp(\pi \tan \phi) \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right] \quad (2.12)$$

ここで、 $p_f = p_s$  となるような  $\sigma$  を  $\sigma_e$  とおくと、

$$\sigma_e = (p - A) / B \quad (2.13)$$

すなわち、 $\sigma_e$  なる横方向力の下で室内 CBR 試験を行なえば、それが現場 CBR を示すことになる。

$\phi = 30^\circ$  と  $\phi = 45^\circ$  において、 $k = q/\sigma$  (土圧係数) を仮定し、まず式 (2.12) より  $p_s$  を求め、式 (2.13) の  $A$  と  $B$  は式 (2.8) と (2.9) より求めてやり、これらを式 (2.13) に代入し、 $\phi = 30^\circ$  と  $\phi = 45^\circ$  の場合の平均をとると、

$$\sigma_e = (\text{CBR})_0 / 8 + 4q \quad (2.14)$$

となる。 $(\text{CBR})_0$  は  $\sigma = 0$  の場合の CBR である。そして、この  $\sigma_e$  を用いて室内試験を行なえば、これが現場 CBR になるとした。

この理論は、Black の場合と同様に、次に列挙するような種々の問題点をもつ上、複雑な試験装置が必要であり、砂などの粒状土では  $\sigma = 0$  の CBR 試験は事実上不可能である。

(i) ブラントルの公式では、迂り面上全てに載荷重が

あるが、実際には貫入ピストンの周囲  $2''$  だけしかない。

(ii) 式 (2.6) と (2.12) の支持力が、貫入量 2.5 mm の荷重であるとしているが、Black の場合に説明したように大きな疑問がある。

(iii) 式 (2.14) を誘導する場合の仮定は大胆であり、 $\phi = 30^\circ$  と  $\phi = 45^\circ$  の平均値をとるなど、かなりその精度の上でも問題がありそうである。

(iv) 実際の現場 CBR 試験によるこの理論の証明がなされていない。

現場 CBR を推定するための以上 2 つの方法には、いずれも不精確、不明確な問題点が多く、また実験装置、方法も複雑であり、十分な精度を期待することはできない。ここに、より簡単な実験装置による、より精度の高い簡便な推定法が望まれる理由があり、これを解決するための研究が今回行なわれた。その結果、直径 2 cm の特殊プランジャーによる室内 CBR 試験用モールド内での貫入試験から、実用上問題ない精度で現場 CBR が推定できることが分かった。この推定法については、4. において詳しく報告する。

### 3. 現場 CBR と室内 CBR の定性的関係

#### 3.1 調査および試験方法

代表的な 3 種の砂 (野比細砂, 野比粗砂, 大船山砂) の室内における各種試験と平行して、全国各地の空港において、砂質土地盤に対する現場試験が実施された。ここでは、現地において実施された調査の要領を略述し、次に精度よく現場 CBR を求めるための、室内における大型円形土槽内の現場 CBR 試験について述べる。

(1) 「砂および砂質土地盤の現場 CBR と室内 CBR」調査要領

この調査は、現場 CBR 試験およびその地点の乱した土の供試体による室内 CBR 試験を行ない、両 CBR 値の相関々係を調べるとともに、その地点の土質性状を明らかにし、それらと CBR との関係を見い出そうとするものである。

CBR 試験の方法は、特にあとで述べる事項以外は、JIS A 1211-1953 改訂案—CBR 試験法<sup>5)</sup> に準拠する。

#### a) 現場 CBR 試験を行なう場所の土質調査

現場 CBR 試験を行なう地点では、地盤表面より 2 m の深さまでの土層をオーガーボーリングし、粒度、比重、含水比、現場単位体積重量の各土性を明らかにする。含水比、現場単位体積重量は、JIS A 1214 改訂案—砂置換法<sup>6)</sup> により求める。

b) 現場 CBR 試験

地盤表面より約 20 cm 下の乱されない地盤上において、サーチャージ (載荷重) 5, 10, 15, 20 kg の 4 種類について、各種類とも 3 ケずつの試験を行なう。試験はそれぞれ 50 cm 程度位置をずらして行なう。

c) 室内 CBR 試験

現場 CBR 試験を行なった位置、深さの点から、約 200 kg の乱した試料を採取し、JIS A 1211 改訂案の第 1 方法 (最大粒径 19.1 mm) による試験を実施する。最適含水比  $\pm 1\%$  以内の試料について、各層 55 回、26 回、12 回づつの突固め回数で 5 層に突固めた供試体を、それぞれの突固め回数について、12 ケずつ作成する。各突固め回数の供試体について、サーチャージ 5, 10, 15, 20 kg で室内 CBR 試験を行なう。

(2) 大型円形土槽内現場 CBR 試験

2. で述べたように、室内 CBR はモールド側壁の拘束圧の影響で、現場 CBR よりも大きくなることもあるが、写真-3.1 に示すような直径 1 m の大型の円形土槽内での CBR 試験は、側壁などの拘束の影響はでないので、現場 CBR 試験と考えられる。通常、現場 CBR 試験は

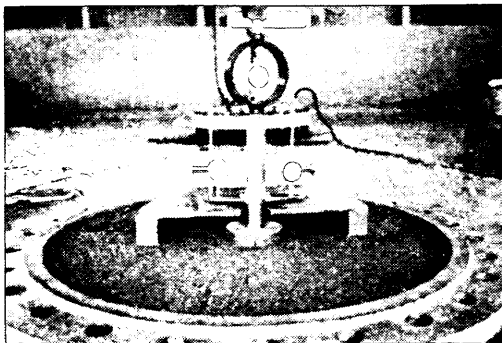


写真-3.1 大型円形土槽内現場 CBR 試験の状況



写真-3.2 貫入試験で表面に生じた辻り面の 1 例

半無限と考えられる土層への貫入試験ではあるが、円形基礎の理論などから、その辻り面の外周の半径は試料の内部摩擦角  $40^\circ$  に対して、貫入ピストンの半径  $r$  の約 5 倍 (CBR のピストンでは 12.5 cm) なので、<sup>7)</sup> 図-3.2 に示す位置で実施した CBR 試験は、側壁の影響や相互の試験の影響の入らない、室内での現場 CBR 試験である。

この試験は堅固な載荷装置を持った室内試験であり、試料の乱れもなく、気象条件にも左右されることがないので、十分精度のよい現場 CBR 値が得られた。試験装置の概略を図-3.1 に示す。試験に使われた試料は野比細砂、粗砂、大船山砂の 3 種であり、各試料について数種類の乾燥密度で試験を行なった。試料の密度を変化させるのは、タンパーによる突固め回数と試料上面からゴム膜を通して加える圧力 (この土槽は土圧計の検定用に作られたもので、蓋の下面にゴム膜があり、油により加圧する) の大きさを変えることにより行なった。

締固め終了後の試料の上面において、サーチャージ 5 kg の現場 CBR 試験を図-3.2 の 4 ケ所で実施する。その他、サーチャージ 10, 15, 20 kg についても現場

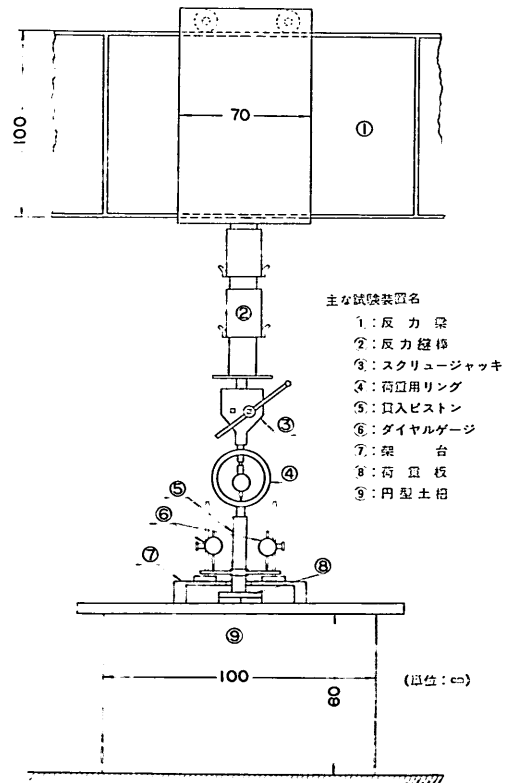
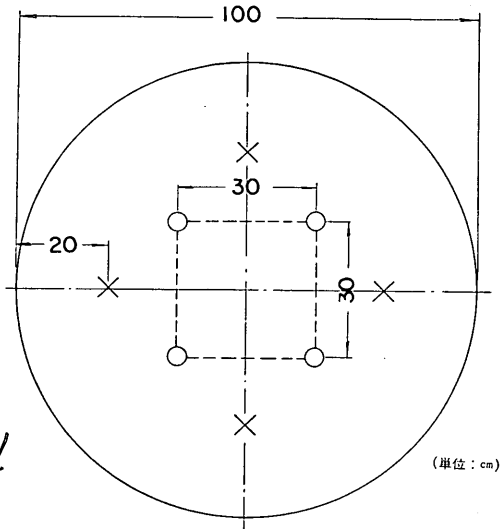


図-3.1 大型円形土槽内現場 CBR 試験装置



○ : 現場 C B R 試験  
 × : 単位体積重量試験

図-3.2 大型円形土槽内試験位置平面図

18.6 25  
 CBR 試験を行なった。表面と表面から 30 cm 下がった面で、図-3.2 に示した位置において、砂置換法による単位体積重量試験を行ない、試料の乾燥密度を求めた。また、貫入試験の結果、表面に生じた明瞭な迂り面の 1 例を写真-3.2 に示した。

### 3.2 使用した試料の土質試験結果

本研究の対象が砂質土であるので、試料の土性を明らかにするための土質試験としては、粒度試験、比重試験、締固め試験を行なった。また、日本統一土質分類法<sup>8)</sup>により、試料の判別分類も試みた。付録Aには 74 $\mu$ フルイ通過量が 50% 未満の粗粒土についての統一土質分類表を載せたので参照されたい。

表-3.1 の使用試料土質試験結果一覧表には、東京、大阪、新潟、広島、宮崎、鹿児島島の各空港の砂質土地盤に対する現場調査結果と、典型的な材料として選ばれ、各種室内試験を行なった野比細砂、野比粗砂、大船山砂の試験結果を示した。

砂質土は透水性が大きいため、締固め試験では含水比が大きくなってくると、水がにじみ出すなどして、一般

表-3.1 使用試料土質試験結果一覧表

試料名	D <sub>60</sub> (mm)	D <sub>10</sub> (mm)	均等係数	74 $\mu$ 通過量 (%)	2mm 通過量 (%)	4.76mm 通過量 (%)	統一分類名	比重	最適含水比 (%)	最大乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	備考
野比細砂	0.47	0.17	2.76	0	88	95	SP	2.73	12.1	1.815	
野比粗砂	1.80	0.25	7.20	0	62	71	SW	2.77	9.0	1.924	
大船山砂	0.57	0.13	4.38	5	80	90	SW-SM	2.75	17.0	1.747	
東京、埋立砂	0.23	0.074	3.10	10	97	98	SW-SM	2.70	13.9	1.683	
東京、山砂	0.29	0.14	2.10	6	100	100	SW-SM	2.71	12.3	1.736	
東京、エプロン (1)	—	—	—	20~40	—	—	SM-SC	—	—	—	
" (2)	—	—	—	10~20	—	—	SM-SC	—	—	—	
東京、路床路盤	—	—	—	11~40	—	—	SM-SC	—	—	—	
新潟	0.37	0.16	2.30	1.8	100	100	SP	2.68	15.3	1.596	
大阪、路床路盤 (1)	4.0	0.074	54	12	50	65	SC	2.65	7.6	2.094	真砂
" (2)	—	—	—	60~70	—	—	CL	2.63	—	—	
広島	0.50	0.20	2.50	5.5	98	100	SW-SM	2.64	13.5	1.669	
宮崎	0.28	0.17	1.65	2.9	99	99.7	SP	2.90	—	—	
鹿児島 (1)	1.00	0.16	6.30	2.5	80	96	SW	—	—	—	シラス
" (2)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	シラス

## 砂質土の現場 CBR と室内 CBR の関係

に困難な場合が多い。今回使用した試料中にも、このような現象を示すものが数多くあったが、モールドをシールするなどの工夫をして一応の結果を得た。しかし、後述するように、砂質土においては、CBR 値に与える含水比の影響は小さく、通常の規定のように最適含水比 $\pm 1\%$  以内の試料について CBR 試験を行なうことに大きな意義はみられず、この締固め試験結果も参考データにすぎない。

### 3.3 現場 CBR と室内 CBR の相関関係

通常、CBR の値に影響する要素としては、次のようなものが考えられる。

- (i) 組成鉱物
- (ii) 粒径, 形状, 粒度分布
- (iii) 含水比, 飽和度
- (iv) 密度 (特に乾燥密度), 間隙比
- (v) 内部摩擦角, 粘着力

このうち、ある1つの試料についてみると、(i), (ii) は一定であり、(v) は (iii), (iv) の関数である。粘性土については、試料の含水状態が大きな要素になるが、 $74\mu$  フルイ通過量 12% 未満の砂質土では含水比, 飽和度などの変化に対して CBR の値はほとんど変化しない。

図-2.2 に示した2種の砂についての現場 CBR と室内 CBR の実測値は、CBR 試験の精度を考えると、極端な乾燥, 湿潤状態を除き、通常の含水状態に対しては、ほぼ一定と考えられる。図-3.3 には、野比粗砂について5種類の含水比に対し、乾燥密度と室内 CBR (貫入量 2.5 mm) の関係をプロットしてある。結果にバラツキはあるが、CBR は試料の含水比には影響されず、乾燥密度によって決まることが推察される。その他の  $74\mu$  フル

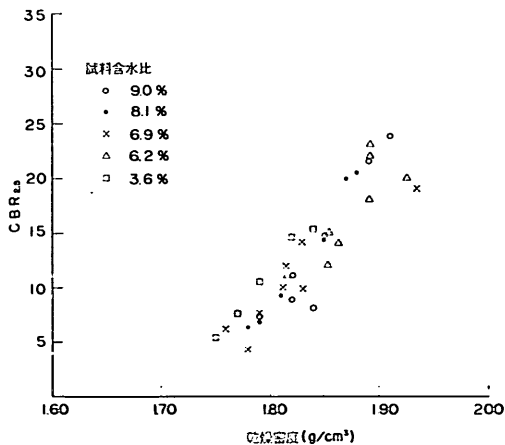


図-3.3 含水比の CBR に及ぼす影響 (野比粗砂)

イ通過量 12% 未満の試料についても全て同様の結果を示している。

飽和度の影響についても、上述の結果が飽和度任意の状態に対するものであることや、4日水浸後のほぼ飽和状態と考えられる試料の CBR 値が、非水浸の室内 CBR の値と大きな差がない(図-3.7~3.11, 3.15, 3.18 参照) ことなどを考えると、無視してもよさそうである。

このような細粒分の少ない砂質土では、水浸試験の際の膨脹量が0か0に近い値を示し、土粒子構造は何らの変化も受けない。また、その透水性が大きいので、貫入試験の際、飽和土においても間隙水圧は生ずることはなく、粒子骨格のみで荷重を支持することになる。含水比, 飽和度などが CBR 値に影響を及ぼさない原因もここにある。

これに対し、 $74\mu$  フルイ通過量が 12% を越える細粒分の多くなった砂質土 (SM, SC, SM-SC など) では、水による影響を大きく受ける細粒分の効果が表われ、含水比, 飽和度なども CBR 値に何らかの影響を持つものと考えられるが、今回の研究では試験結果が少なく、明確な結論を出すことはできなかった。

以上の検討からも分かるように、砂質土の CBR を支配する最も大きな要素は乾燥密度 (あるいは間隙比) であり、研究に使用した試料の多くは  $74\mu$  フルイ通過量 12% 未満の砂質土であるので、この節で以下述べる検討は、全ての試料に対し、乾燥密度で整理した結果に基づいて行なわれる。

通常 CBR としては、貫入量 2.5 mm での値を原則とするが、貫入量 5 mm での値が貫入量 2.5 mm での値より大きくなる場合は、再試験の後、両者の大きな方を採用する。<sup>5)</sup> 砂質土に対しては、このそれぞれの貫入量に対する CBR 値の間に、ある一般的な傾向が存在する。すなわち、室内 CBR については、貫入量 5 mm の CBR 値 ( $CBR_5$  と書くことにする) が、ほとんどの場合に、貫入量 2.5 mm の CBR 値 ( $CBR_{2.5}$ ) より大きくなる。現場 CBR については、逆に一般に  $CBR_{2.5} \geq CBR_5$  となる。図-3.4~3.6 には、野比細砂, 粗砂, 大船山砂の各砂について、横軸に乾燥密度をとって、これらの関係を示した。乾燥密度の小なき間は  $CBR_{2.5}$  と  $CBR_5$  の差は小さいが、乾燥密度が大きくなるにしたがってこの差も大きくなる傾向にあることも分かる。

ここでは代表的な3種類の砂の結果を示したが、本研究に用いた他の試料でも室内 CBR については同様に  $CBR_{2.5} \leq CBR_5$  である。しかし、現場 CBR については、

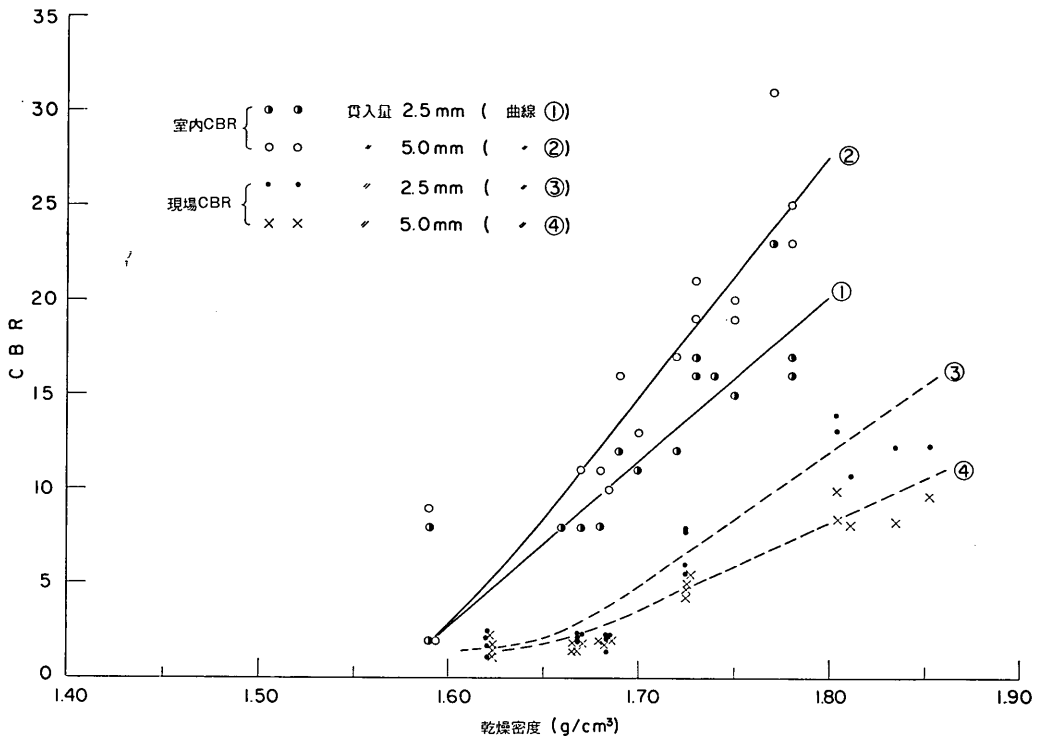


図-3.4 貫入量と CBR の関係 (野比細砂)

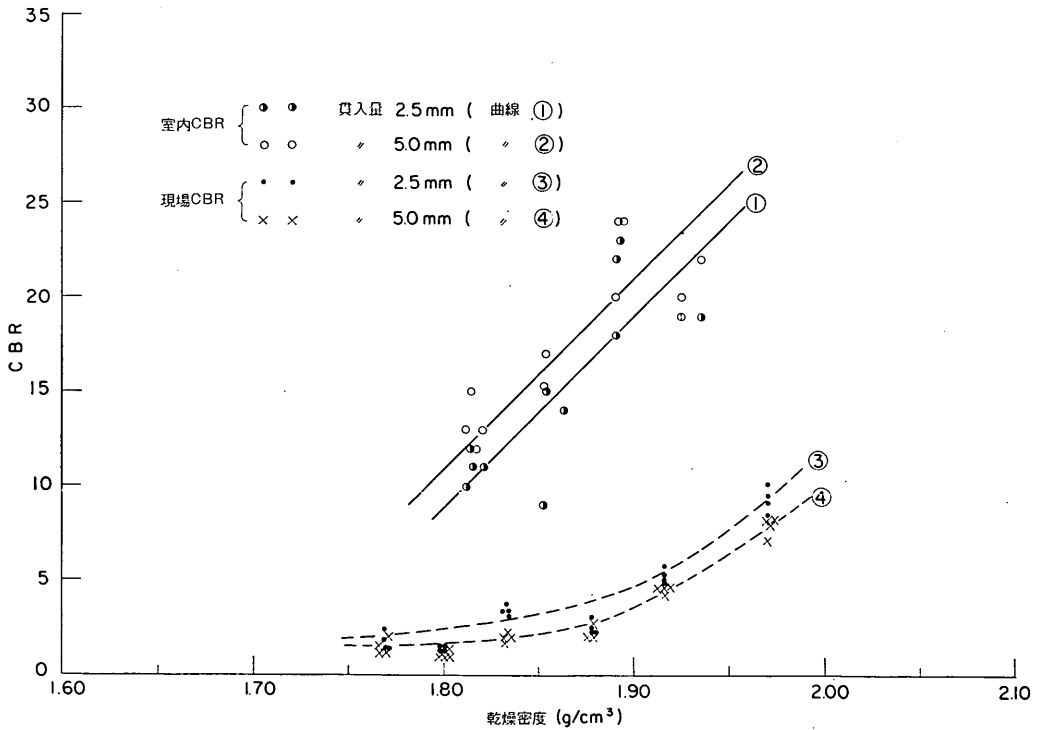


図-3.5 貫入量と CBR の関係 (野比粗砂)

砂質土の現場 CBR と室内 CBR の関係

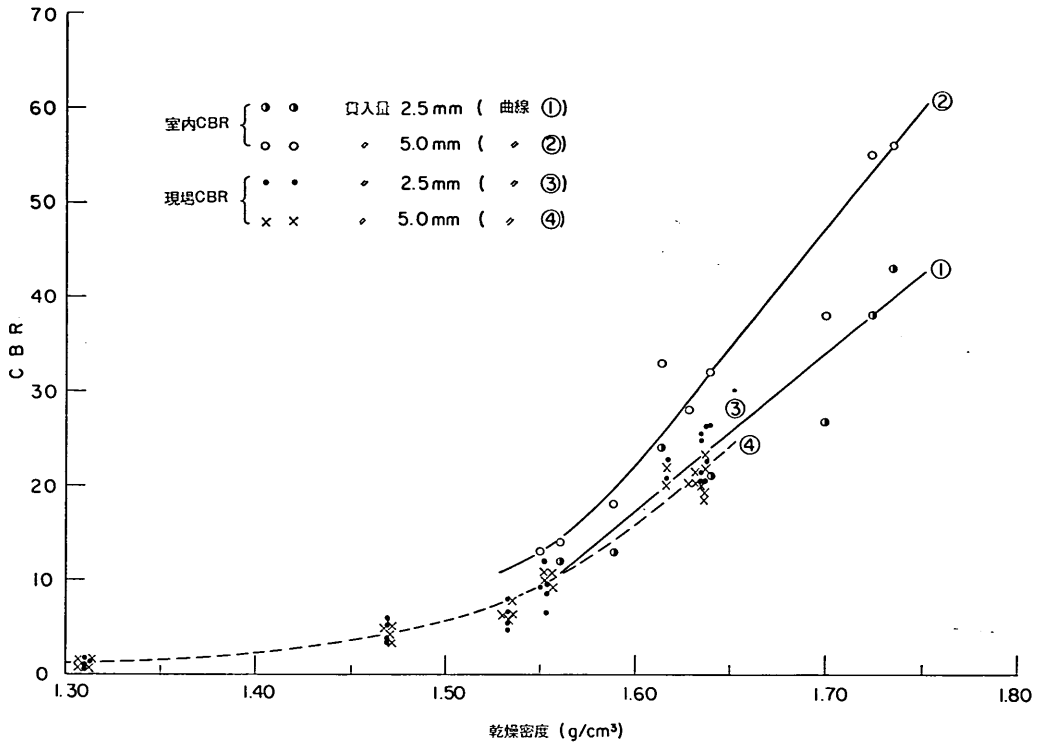


図-3.6 貫入量と CBR の関係 (大船山砂)

細粒分が多くなってくると、例えば、東京の埋立砂、エプロン、路床路盤の土などで、 $CBR_5$ の方が $CBR_{2.5}$ より大きく測定される場合が生じてくるが、その差は小さく平均的にみると $CBR_{2.5} \approx CBR_5$ と考えられる。したがって、砂質土の場合には一般的に、現場 CBR では $CBR_{2.5} \geq CBR_5$ 、室内 CBR では $CBR_{2.5} \leq CBR_5$ ということができよう。

次節で詳しく述べるが、室内 CBR ではモールドの拘束力が働き、この影響がプランジャーの貫入とともに最大になるまで増大していく。砂質土では一般に貫入量 5mm の場合の方がモールドの影響が大きく、その結果 $CBR_5 > CBR_{2.5}$ となる。この研究の主題が現場 CBR と室内 CBR の関係を明らかにし、室内 CBR から現場 CBR を推定することにあるので、室内 CBR を試験法の規定のように $CBR_5$ に決める必要はない。またこの場合、現場 CBR は $CBR_{2.5}$ になるので、室内 CBR もモールドの影響の少ない 2.5mm 貫入時の CBR 値を採用し、全試料について貫入量 2.5mm の CBR で整理し、両 CBR の間の相関々係を求めた。

図-3.7~3.21 には、本研究に使用した全試料の各々に

ついて、現場 CBR と室内 CBR の関係を、横軸に乾燥密度をとって表わした。細粒分の多い試料を除いて、一般に室内 CBR の水浸 CBR と非水浸 CBR がほぼ等しくなるので、非水浸 CBR で室内を代表させ解析を行なった。

これら一連の結果をみると、試料ごとに、ある乾燥密度以上では、乾燥密度と CBR の間にはほぼ直線的関係の存在することが分かる。現場 CBR と室内 CBR の異なる砂では、乾燥密度の小さな間は両 CBR の差は小さく、乾燥密度の増加とともにその差は大きくなる。この両 CBR 値の比率は砂ごとに異なるが、ある一種の砂についてみると、ほぼ一定と考えてもよさそうである。

一般的に測定値のパラッキは大きい、室内 CBR と現場 CBR を比べた場合、室内 CBR の方がややパラッキは小さい。現場 CBR において、現地調査の結果と大型円形土槽内の CBR 試験の結果とを比べると、後者の精度がかなり良いことが分かる。

東京埋立砂、東京山砂、広島、鹿児島などの試料にみられるような、現場 CBR の乾燥密度が室内 CBR の乾燥密度に比べかなり小さいのは、それぞれの締固め方法

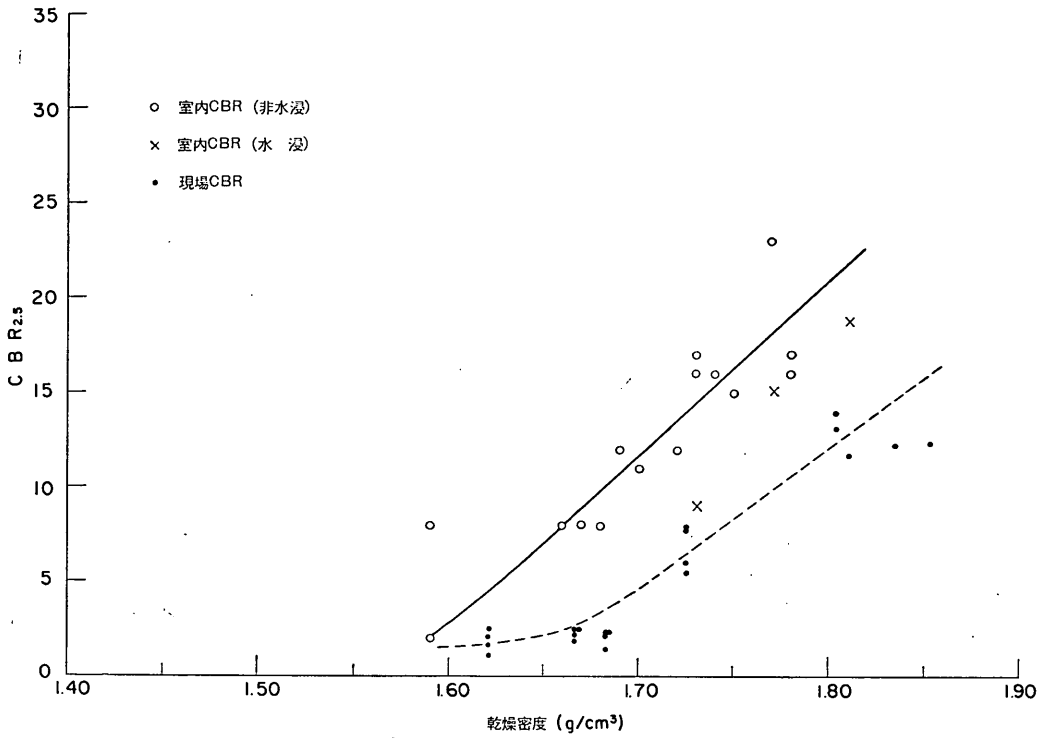


図-3.7 現場 CBR と室内 CBR の相関関係 (野比細砂)

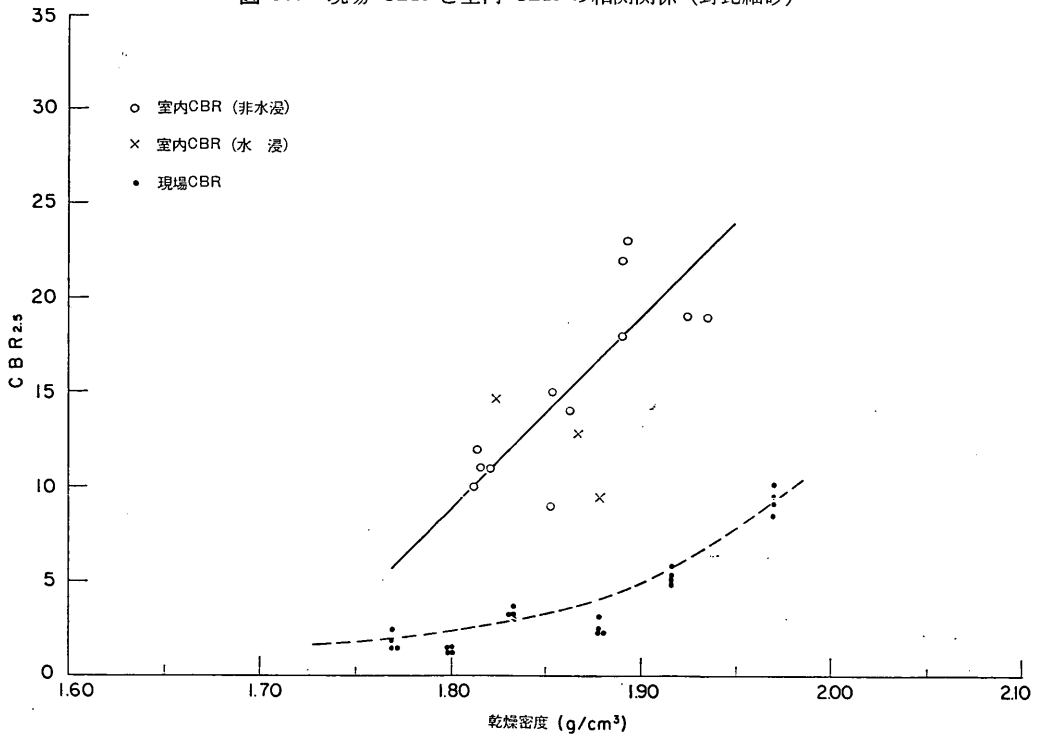


図-3.8 現場 CBR と室内 CBR の相関関係 (野比粗砂)



砂質土の現場 CBR と室内 CBR の関係

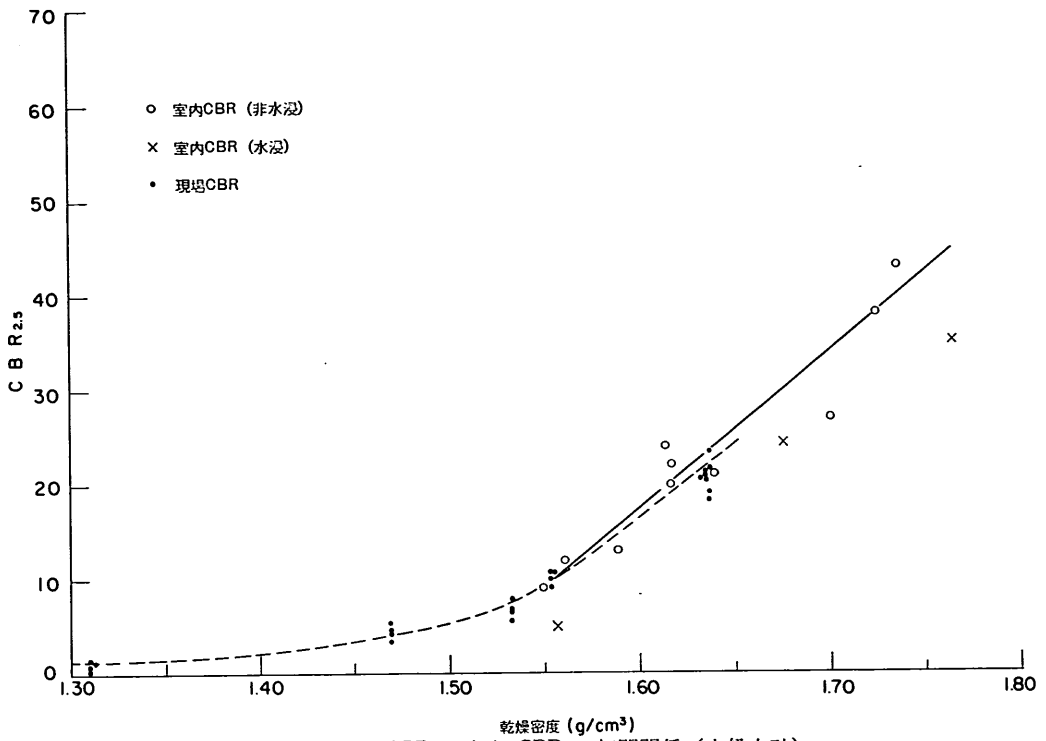


図-3.9 現場 CBR と室内 CBR の相関関係 (大船山砂)

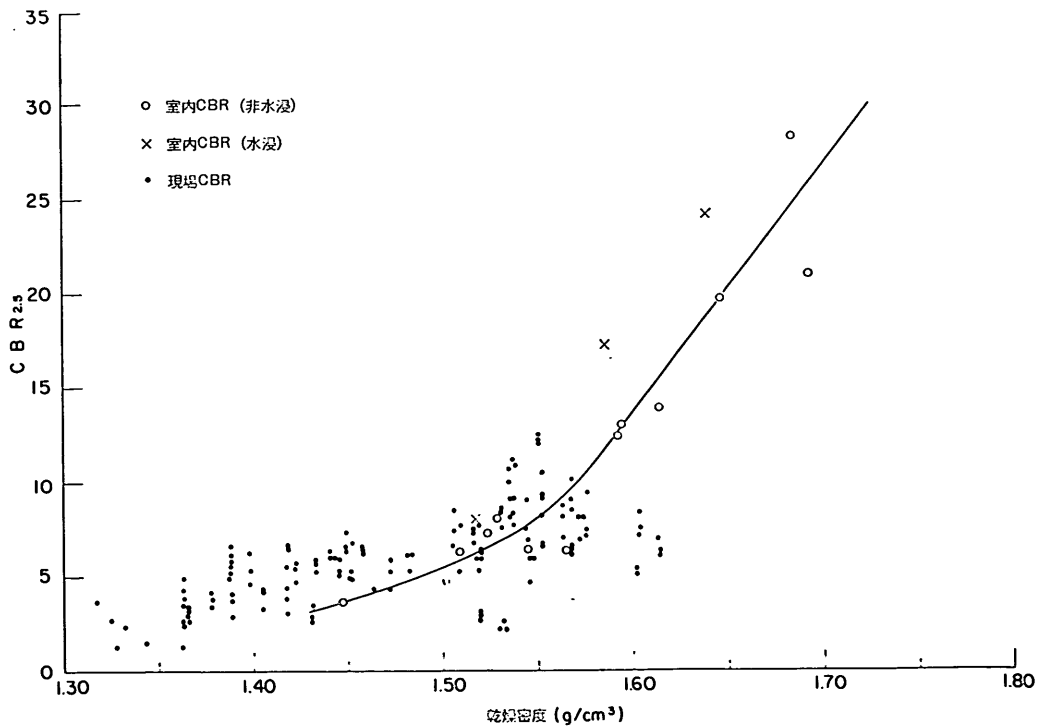


図-3.10 現場 CBR と室内 CBR の相関関係 (東京, 埋立砂)

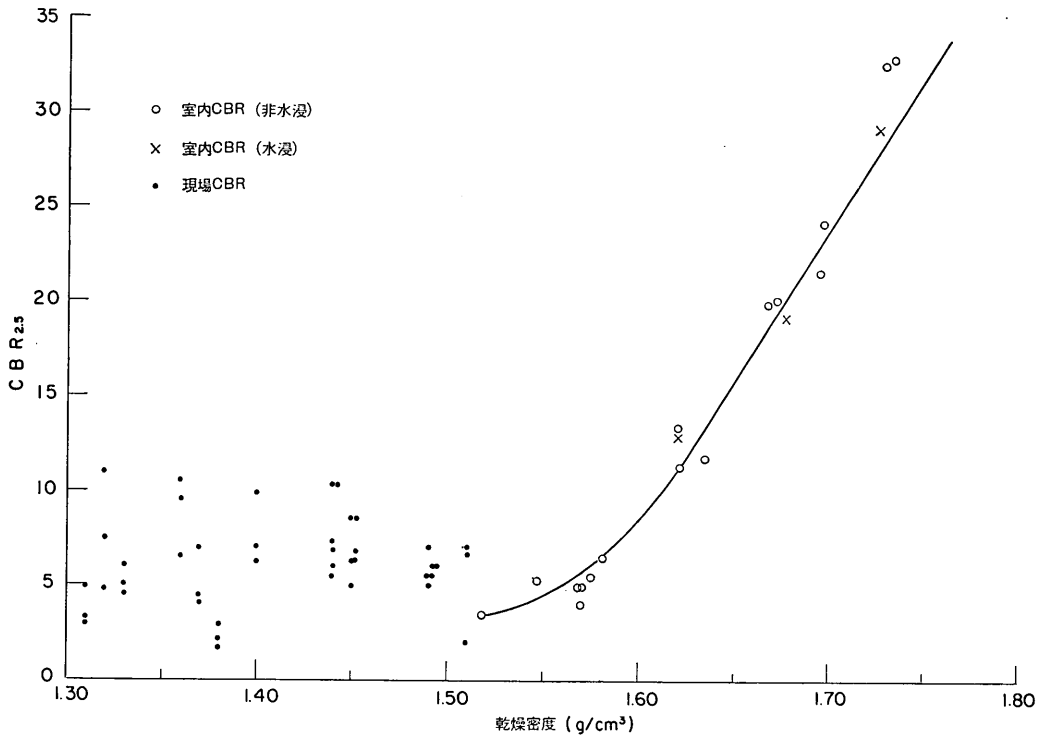


図-3.11 現場 CBR と室内 CBR の相関関係 (東京, 山砂)

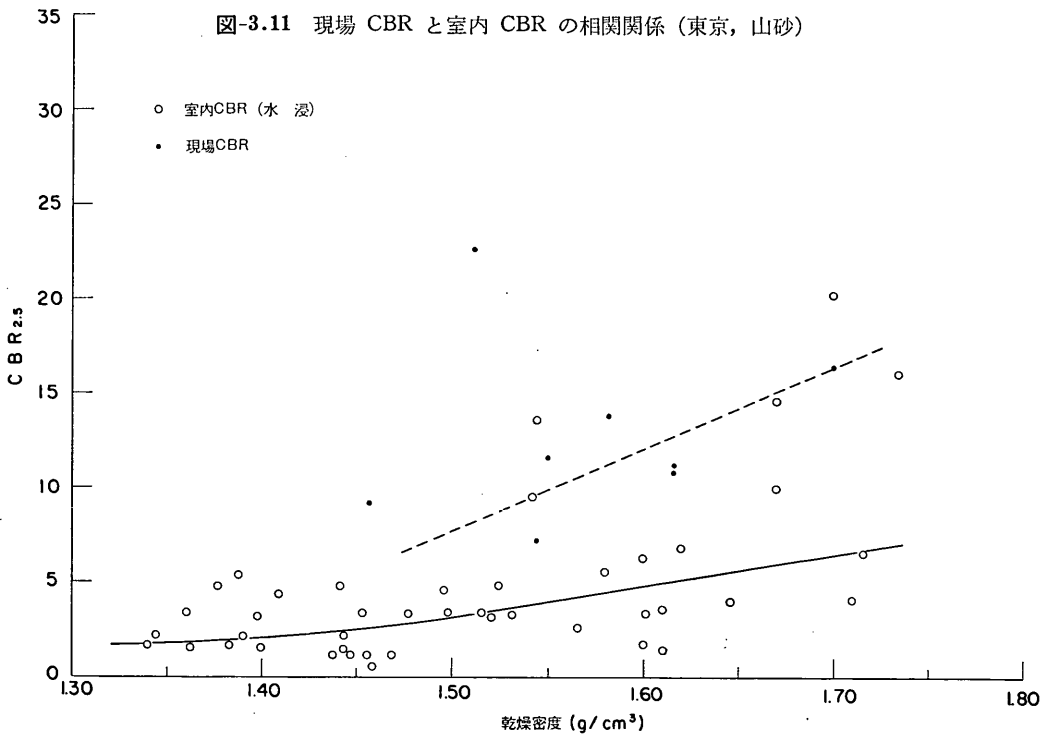


図-3.12 現場 CBR と室内 CBR の相関関係 (東京, エプロン (1))

砂質土の現場 CBR と室内 CBR の関係

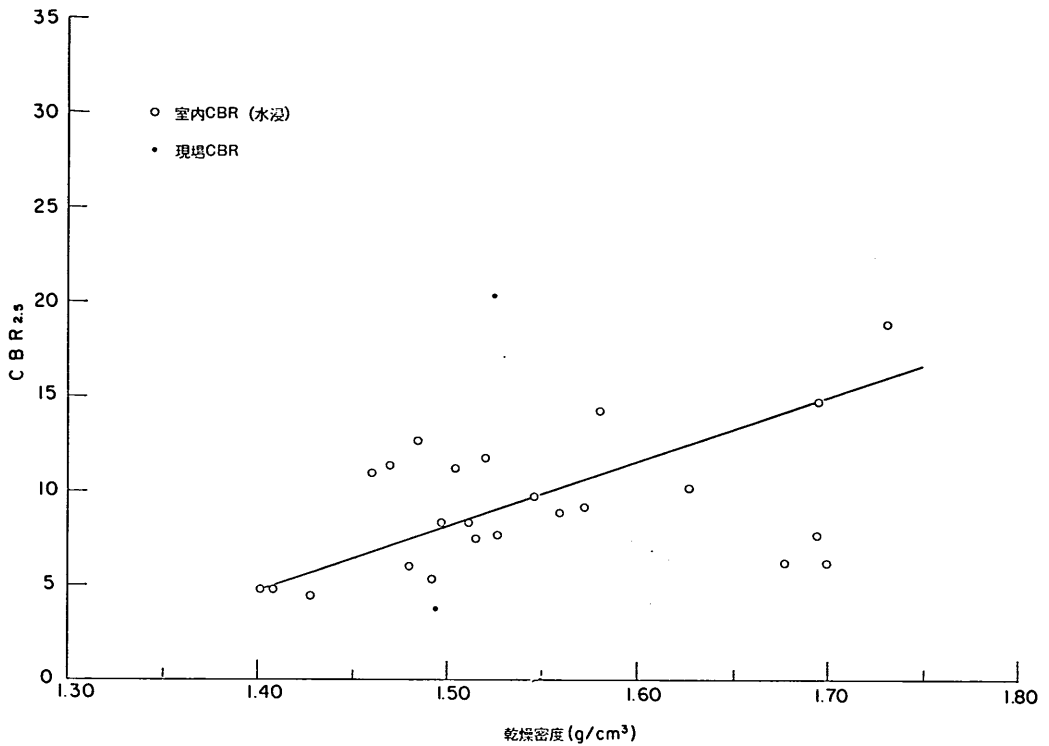


図-3.13 現場 CBR と室内 CBR の相関関係 (東京, エプロン (2))

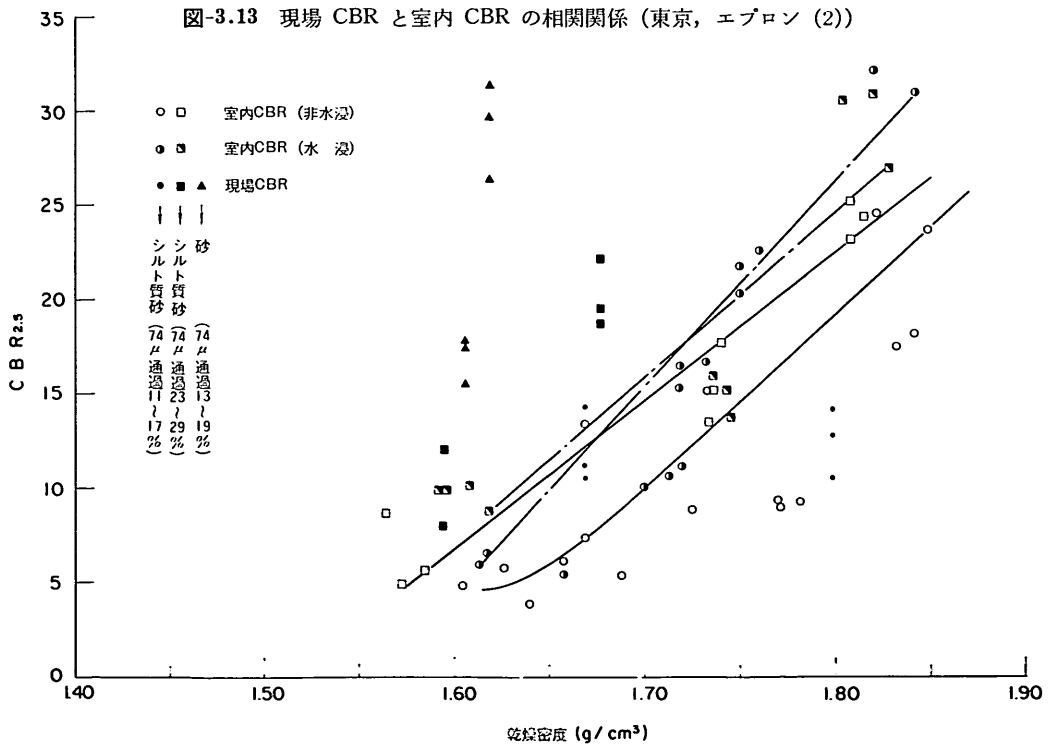


図-3.14 現場 CBR と室内 CBR の相関関係 (東京, 路床路盤)

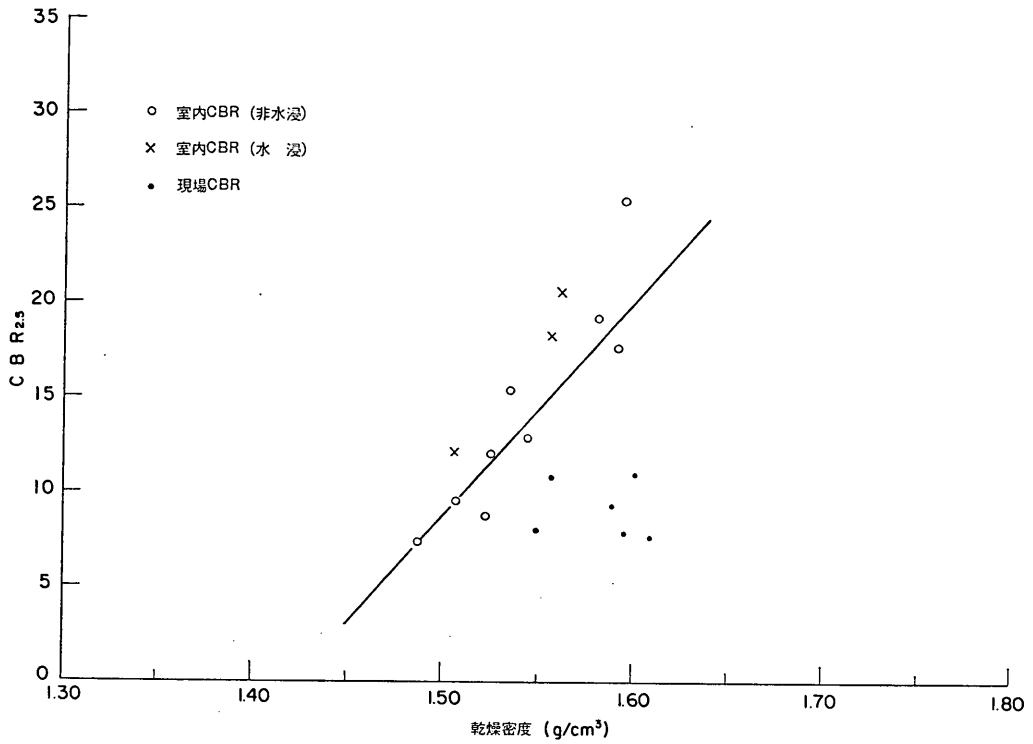


図-3.15 現場 CBR と室内 CBR の相関関係 (新潟)

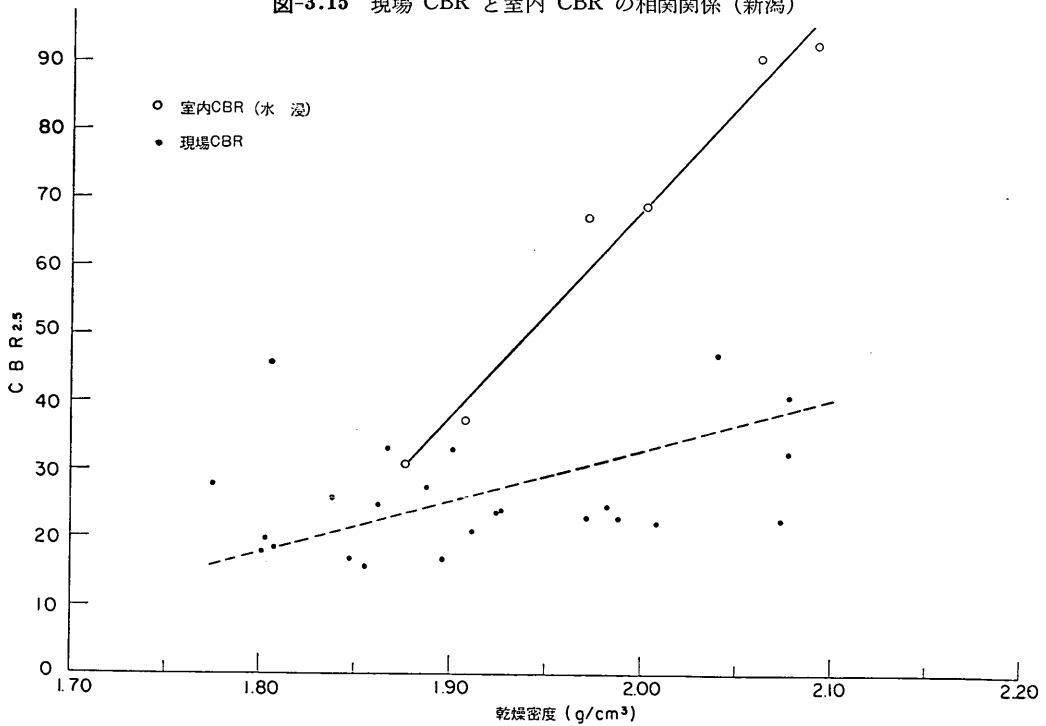


図-3.16 現場 CBR と室内 CBR の相関関係 (大阪, 跡床路盤 (1))

砂質土の現場 CBR と室内 CBR の関係

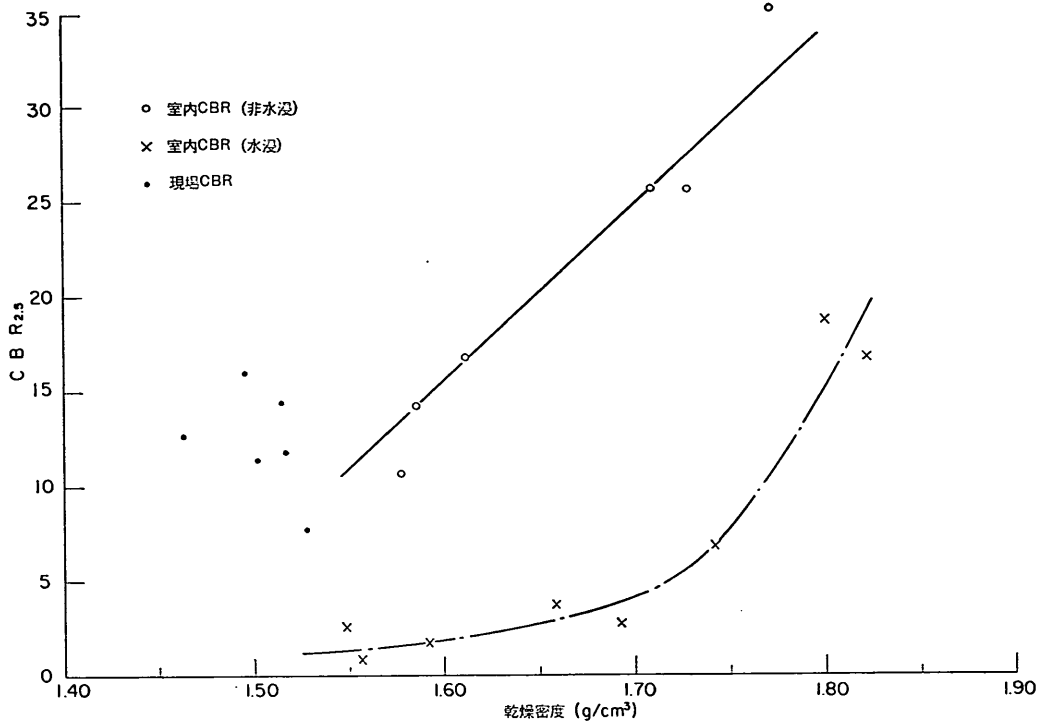


図-3.17 現場 CBR と室内 CBR の相関関係 (大阪, 路床路盤 (2))

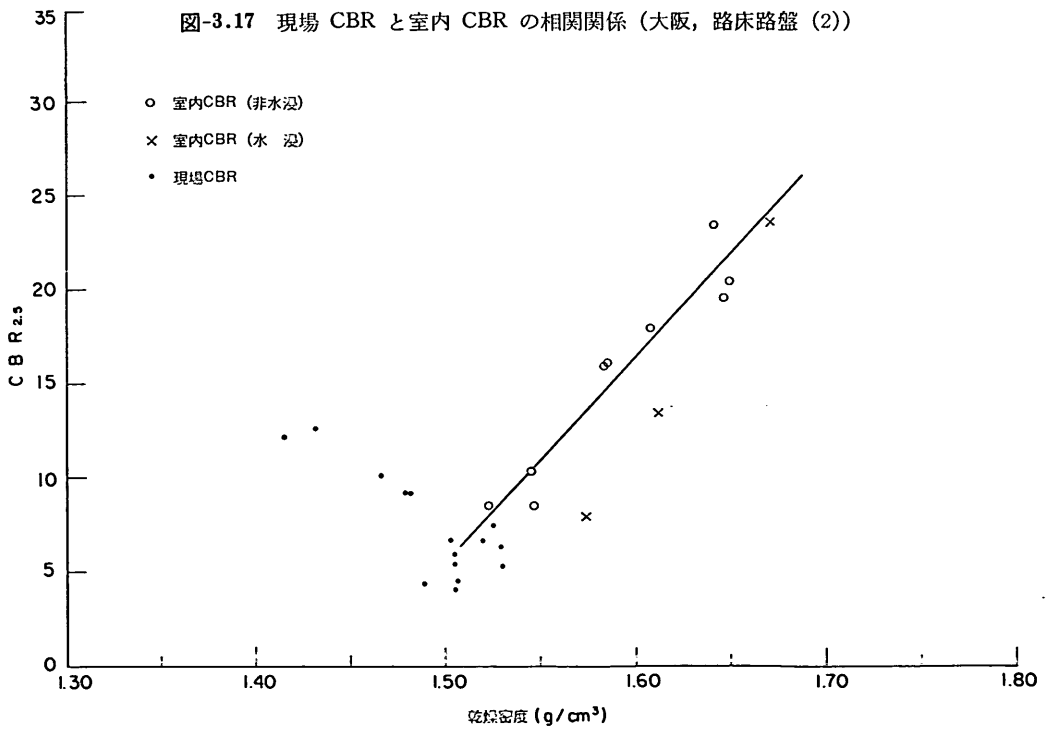


図-3.18 現場 CBR と室内 CBR の相関関係 (広島)

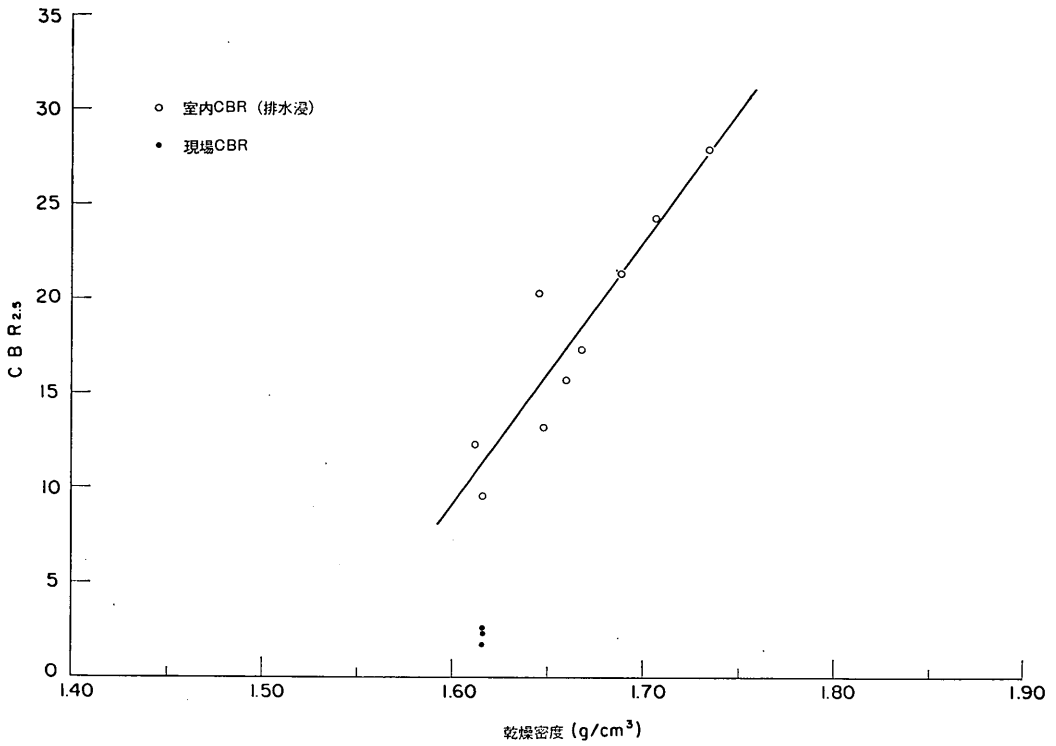


図-3.19 現場 CBR と室内 CBR の相関関係 (宮崎)

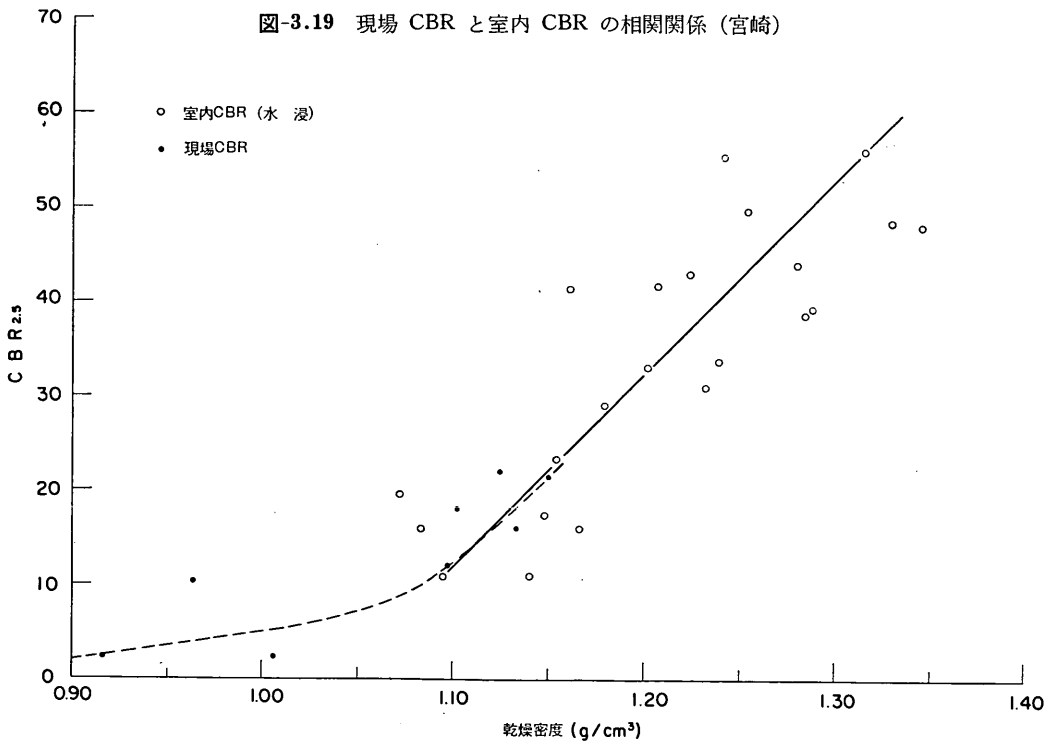


図-3.20 現場 CBR と室内 CBR の相関関係 (鹿児島 (1))

砂質土の現場 CBR と室内 CBR の関係

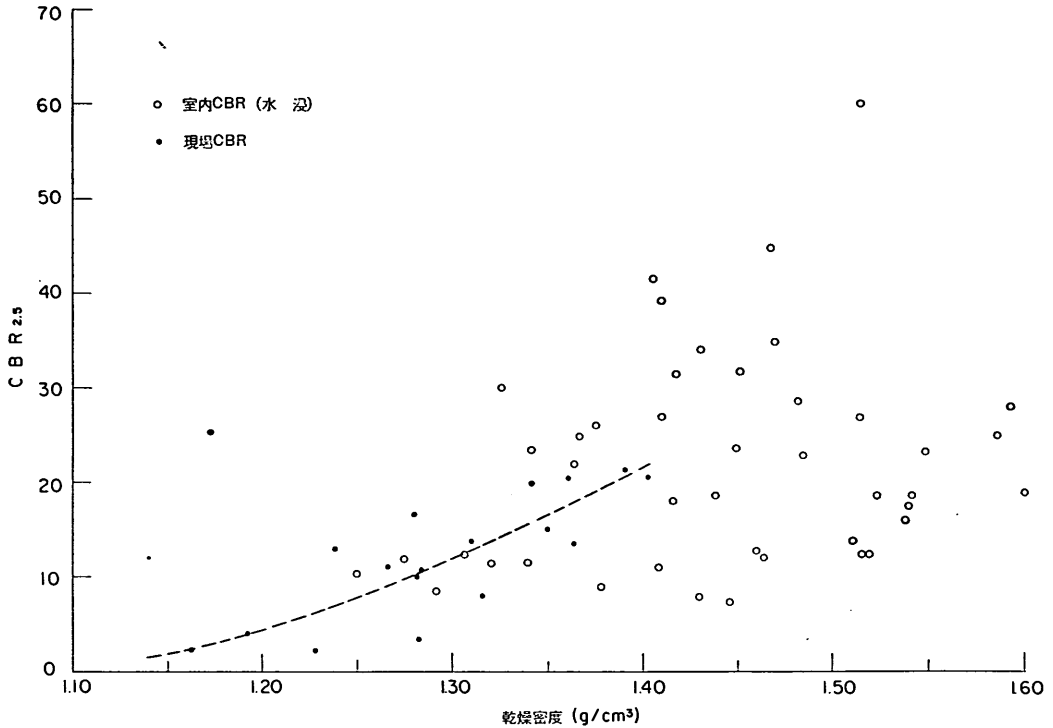


図-3.21 現場 CBR と室内 CBR の相関関係 (鹿児島 (2))

が異なることからくるものであり、ある種の砂では現場で所要の密度に締固めるのに大変困難が伴うものがある。

CBR に与える水浸の影響をみるために、数種類の試料について、非水浸 CBR と水浸 CBR 試験を実施した。野比細砂、野比粗砂、大船山砂、東京埋立砂、東京山砂、新潟、広島などの試料についての試験結果をみると、それらの傾向は一律ではないが、水浸 CBR 試験を行なった試験数 (各試料について3個) や CBR 試験のパラッキを考慮するならば、水浸による CBR 値の減少はないものと判断される。これらの試料は全て 74 $\mu$  フレイ通過量が 12% 未満の統一分類名で SP, SW, SW-SM に属する土である。したがって、このような細粒分の少ない土では、通常は水浸の影響は無視して、非水浸 CBR 試験だけを実施すればよい。

砂質土でも細粒分の多くなった (74 $\mu$  フレイ通過量 12% 以上) 図-3.12~3.14 などのシルト質砂などの場合には、水浸の影響を受ける可能性があるため、水浸 CBR 試験の実施が必要となろう。また、図-3.16 の大阪空港路床路盤 (2) で、水浸 CBR が非水浸 CBR に比べ 1/3 以下になっているが、この試料は粘土であり、粘性土に

ついては水浸の影響は非常に大きい。

次に、全体的に現場 CBR と室内 CBR の関係をみると、野比細砂、野比粗砂、新潟、宮崎などの試料では、現場 CBR が室内 CBR の 1/4~1/2 といった小さな値を示している。これらの試料はいずれも統一土質分類による SP, SW に属する砂である。これに対し、大船山砂で代表されるような、統一土質分類の SW-SM などの細粒分の多くなった砂質土では、ほぼ現場 CBR と室内 CBR が等しくなっている。SP あるいは SW に分類されるが、鹿児島のスラスも現場 CBR と室内 CBR がほとんど等しく、3.4 で両 CBR 間の特質を説明する上に、何らかの手がかりを与えるものとして注目に値する。

図-3.12 の東京エプロン (1) では、室内 CBR (水浸) が現場 CBR の約 1/2 になっているが、この試料は 74 $\mu$  フレイ通過量が 20~40% と細粒分を多く含む試料で、室内 CBR が水浸の影響で減少したためと考えられる。

図-3.16 の大阪路床路盤は、74 $\mu$  フレイ通過量が 12% と多く、統一分類では SC (粘土質砂) に属するが、半面 4.76 mm フレイ残留量が 35% と粗粒分も大変に多い、いわゆる真砂と称される土で、室内 CBR が現場 CBR の約 2 倍もの大きな値を示す。この場合、粗粒分

による骨格構造によって載荷重の大部分を支持し、SPの砂と同様に室内 CBR でモールドの影響を大きく受けるものと考えられる。しかし、この他に粗粒分を多く含む試料についての試験結果がないため、明確な結論を出すにはいたらなかった。

### 3.4 支持力理論による説明

2.で紹介した Black あるいは Livneh の理論などからも明らかになったことではあるが、室内 CBR 試験の場合、モールド側壁の拘束力の影響によって、現場 CBR 試験の場合に比べ、その貫入支持力は大きくなる。Black, Livneh 共に、この最大支持力が貫入量 2.5 mm で生ずるとして、室内 CBR が現場 CBR より大きくなることを説明したが、前節の多くの砂質土に対する実験結果からも明らかのように、細粒分の多い (74 $\mu$  フルイ通過量 5% 以上) 砂質土では、現場 CBR と室内 CBR はほぼ等しくなり、Black や Livneh の理論では、この現象を説明することができない。

本研究に用いた多くの試料について、現場 CBR と室内 CBR の間の種々の相関々係の定性的な特質は前節で述べたが、これらから普遍的、定量的な関係を導き、両 CBR 値の間に大きな差異のある土については、精度よく現場 CBR を推定する方法を考えねばならない。この

アプローチとしては、両 CBR 試験における実験現象を定量的に十分正確に把握した、合理的な理論を確立し、これを利用して解析を進めることが望ましい。

Black, Livneh などの理論の中心になった Terzaghi の円形基礎の支持力理論は、無限の奥行を持つ帯状基礎の支持力公式に一種の形状係数を掛けて円形基礎へ適用したものであり、2.でも述べたようにサーチャージは $\sigma$ り面上全てに載っているものとしている。<sup>10)</sup> 図-3.25 から分かるように、野比細砂では  $\phi$  が 39°, 野比粗砂の場合に 41° を越えると実測値がこの理論の計算値よりはるかに大きくなる。その他の支持力論についても、Terzaghi の場合と同様に実測値とは定量的に全く合わない。

これは一般のフーチングと比べ、CBR 貫入ピストンの直径が 5 cm と大変小さく、何らかの特殊性が存在するためと考えられる。すなわち、載荷断面積の割合にピストンの周長は長く、貫入量も大きいので、一種の押し抜き試験に近い載荷状況も示す。このような特質の他、貫入ピストン、モールド、荷重板のいずれも円形で軸対称試験であることと、サーチャージの外径は実際は 15 cm であり、 $\sigma$ り面上全部に存在していないことなどを考慮し、図-3.22, 3.23 に示すような $\sigma$ り面を仮定し、形状係数などによる補正を必要としないように、立体的に理

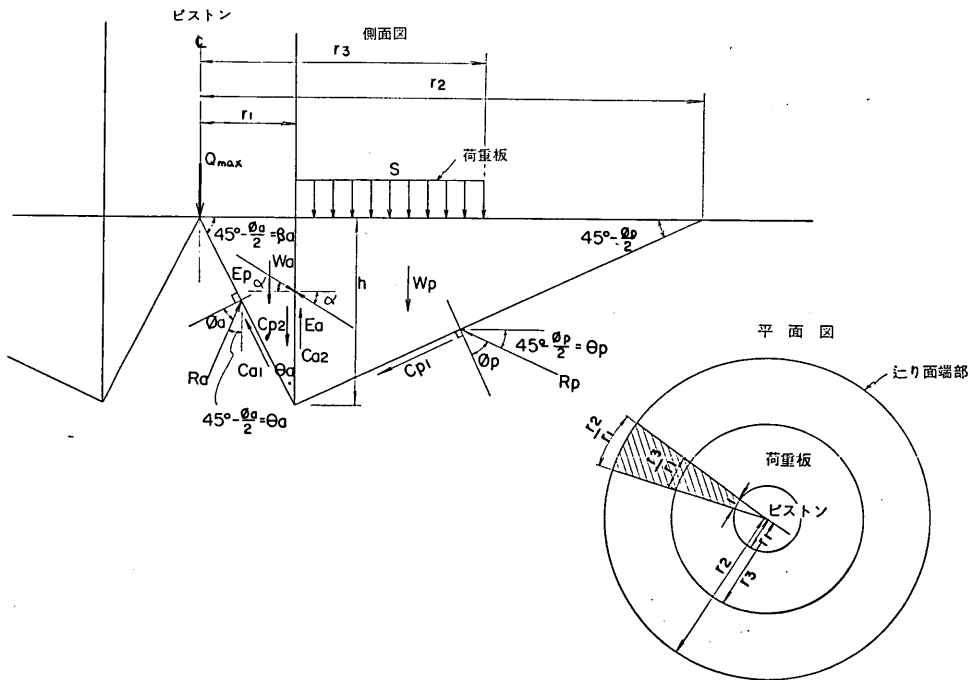


図-3.22 現場 CBR 試験の仮定 $\sigma$ り面



砂質土の現場 CBR と室内 CBR の関係

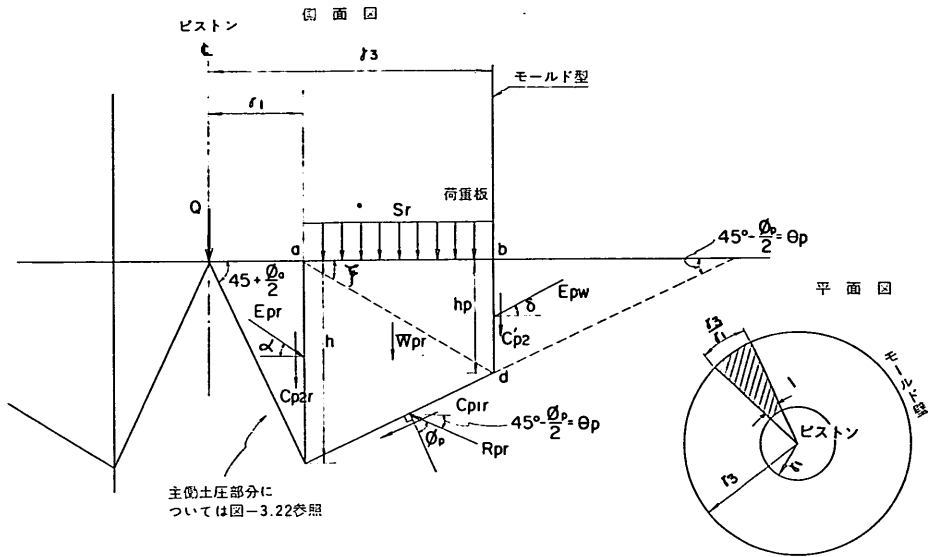


図-3.23 室内 CBR 試験の仮定通り面

論式を導いた。

現場 CBR 試験では、図-3.22 の平面図で斜線をほどこしてある扇形部分について、側面図のような通りを考え、その力の釣合を全周にわたって積分してやれば、全体の支持力が求まる。ここで、前述の CBR 試験の特殊性を考慮し、主働土圧部分と受働土圧部分のバランスする垂直面に  $\tan \alpha$  なる摩擦が働くとした。この  $\alpha$  の値は砂により異なる。主働側の土が圧密され、密度が増加し、内部摩擦角が大きくなることも考慮した解析を試みた。このような仮定と解析から求まる現場 CBR 試験の最大支持力  $Q_{max}$  (g) は、次に示す式で表わされる。式の誘導される過程は、ここでは省略されているが、室内 CBR 試験の場合と併せて、付録 B で詳しく記述されているので参照されたい。

$$Q_{max} = (S + W_p + 2 \cdot C_{p1} \cdot \sin \theta_p + C_{p2}) \times \left\{ \frac{\sin \alpha + \frac{\cos \alpha}{\tan \theta_a}}{\cos \alpha \cdot \tan \theta_p - \sin \alpha} \right\} + (2 \cdot C_{a1} \cdot \cos \theta_a + C_{a2} - W_a) \quad (3.1)$$

この式の各記号の意味を図-3.22 の中に示すとともに、以下に列挙し簡単に説明する。

S: サーチャージ載荷重 (g)

$W_p$ : 受働側土塊重量 (g)

$$W_p = \frac{\gamma \cdot \pi}{2} \cdot h \cdot (r_3^2 - 2 \cdot r_1^2 + r_2 \cdot r_1) \quad (3.2)$$

$\gamma$ : 土の単位体積重量 (g/cm<sup>3</sup>)

$r_1$ : 貫入棒の半径 (cm)

$$r_2 = r_1 + h \cdot \cot \theta_p \quad (3.3)$$

$$h = r_1 \cdot \tan \beta_a \quad (3.4)$$

$$\beta_a = 45^\circ + \frac{\phi_a}{2} \quad (3.5)$$

$$\theta_a = 45^\circ - \frac{\phi_a}{2} \quad (3.6)$$

$$\theta_p = 45^\circ - \frac{\phi_p}{2} \quad (3.7)$$

$\phi_a$ : ピストンの下の土の内部摩擦角 (°)

$\phi_p$ : 受働土圧側の土の内部摩擦角 (°)

$\alpha$ : 主働、受働のバランスする垂直面の摩擦角 (°)

$C_{p1}$ : 受働側底面の粘着抵抗 (g)

$$C_{p1} = \frac{c \cdot \pi}{\cos \theta_p} (r_2^2 - r_1^2) \quad (3.8)$$

c: 土の粘着強度 (g/cm<sup>2</sup>)

$C_{p2}$ : 主働、受働のバランスする型直面の粘着抵抗 (g)

$$C_{p2} = 2 \cdot c \cdot \pi \cdot h \cdot r_1 \quad (3.9)$$

$$C_{a2} = C_{p2} \quad (3.10)$$

$W_a$ : 主働側土塊重量 (g)

$$W_a = \frac{2 \cdot \gamma \cdot \pi}{3} \cdot h \cdot r_1^3 \quad (3.11)$$

$C_{a1}$ : 主働側土塊底面粘着抵抗 (g)

$$C_{a1} = \frac{c \cdot \pi}{\cos \beta_a} \cdot r_1^2 \quad (3.12)$$

室内 CBR 試験については、迂り面は現場 CBR 試験の場合に生ずるものと同じであると仮定し、モールド側壁でさえぎられた部分には別の受働土圧  $E_{pw}$  が作用するものとする。土とモールド側壁の間に働く摩擦角を  $\delta$  とし、現場 CBR 試験の場合と同様な方法で解析を行なえば、室内 CBR 試験の最大支持力は次式のようになる。現場 CBR 試験の場合と同じ記号は省略し、それ以外のものについて列挙し、その内容を説明する。(図-3.23 参照)

$$Q_{\max} = \{S + W_{pr} + C_{p2}' + C_{p2}'' + 2 \cdot C_{p1r} \cdot \sin \theta_p + E_{pw} \cdot (\cos \delta \cdot \tan \theta_p + \sin \delta)\} \times \left\{ \frac{\sin \alpha + \frac{\cos \alpha}{\tan \theta_a}}{\cos \alpha \cdot \tan \theta_p - \sin \alpha} \right\} + (2 \cdot C_{a1} \cdot \cos \theta_a + C_{a2} - W_a) \quad (3.13)$$

ここに、

$W_{pr}$ : 受働側の土塊重量 (g)

$$W_{pr} = \frac{\gamma \cdot \pi}{3} \cdot \{h_p \cdot (2 \cdot r_3^2 - r_1^2 - r_3 \cdot r_1) + h \cdot (r_3^2 - 2r_1^2 + r_3 \cdot r_1)\} \quad (3.14)$$

$r_3$ : ピストン中心よりモールド側壁までの水平距離 (cm)

$$h_p = h - (r_3 - r_1) \cdot \tan \theta_p \quad (3.15)$$

$C_{p2}'$ : モールド壁と土塊との粘着抵抗 (g)

$$C_{p2}' = 2 \cdot c' \cdot \pi \cdot r_3 \cdot h_p \quad (3.16)$$

$c'$ : モールド壁と土の付着強度 (g/cm<sup>2</sup>)

$c < 350$  g/cm<sup>2</sup> の場合は、 $c' = c$

$c \geq 350$  g/cm<sup>2</sup> の場合は、 $c' = 350$

$C_{p1r}$ : 受働側土塊底面の粘着抵抗 (g)

$$C_{p1r} = \frac{c \cdot \pi}{\cos \theta_p} \cdot (r_3^2 - r_1^2) \quad (3.17)$$

次に、モールド壁に働く受働土圧  $E_{pw}$  は、 $\xi = \tan^{-1}\{h_p/(r_3 - r_1)\}$  において、 $\xi \geq 45^\circ - \phi_p/2$  の場合、 $E_{pw} = E_{pw}'$ 、 $\xi < 45^\circ - \phi_p/2$  の場合、 $E_{pw} = E_{pw}''$  で、 $E_{pw}$ 、 $E_{pw}''$  はそれぞれ式 (3.18)、(3.19) で表わされる。

$$E_{pw}' = \frac{S + W_p' + C_{p1}' \cdot \{\sin \xi + \cos \xi \cdot \tan(90^\circ - \phi_p - \xi)\} + C_{p2}'}{\{\cos \delta \cdot \tan(90^\circ - \phi_p - \xi) - \sin \delta\}} \quad (3.18)$$

$$E_{pw}'' = \frac{S'' + W_p'' + 2 \cdot C_{p1}'' \cdot \sin \theta_p + C_{p2}''}{\cos \delta \cdot \tan \theta_p - \sin \delta} \quad (3.19)$$

ここに、

$W_p'$ : 受働土塊重量 (g)

$$W_p' = \frac{\gamma \cdot \pi \cdot h_p}{3} \cdot (2 \cdot r_3^2 - r_1^2 - r_1 \cdot r_3) \quad (3.20)$$

$C_{p1}'$ : 迂り土塊底面粘着抵抗 (g)

$$C_{p1}' = \frac{c \cdot \pi}{\cos \xi} \cdot (r_3^2 - r_1^2) \quad (3.21)$$

$S''$ : 迂り土塊上の載荷板重量 (g)

$$S'' = \pi \cdot s \cdot (r_3^2 - r_1^2) \quad (3.22)$$

$s$ : 載荷板荷重強度 (g/cm<sup>2</sup>)

$W_p''$ : 迂り土塊重量 (g)

$$W_p'' = \frac{\gamma \cdot \pi \cdot h_p}{3} \cdot (2 \cdot r_3^2 - r_1^2 - r_3 \cdot r_1) \quad (3.23)$$

$$r_4 = r_3 - \frac{h_p}{\tan \theta_p} \quad (3.24)$$

$C_{p1}''$ : 迂り土塊底面粘着抵抗 (g)

$$C_{p1}'' = \frac{c \cdot \pi}{\cos \theta_p} \cdot (r_3^2 - r_1^2) \quad (3.25)$$

これらの理論による計算値と実験値の比較が、図-3.25、3.26 で、これらには  $c=0$  と考えられる野比細砂、野比粗砂の実験値が示してある。図-3.25 は現場 CBR 試験の場合であり、図-3.26 は室内 CBR 試験についての結果である。理論値としては、 $\phi_a$  の変化の影響は小さいので、 $\phi_a = \phi_p$  として、 $\alpha$  を種々変えた結果を示す。以後の理論計算は全て  $\phi_a = \phi_p$  の条件で行なわれ、 $\phi_p$  によって土の内部摩擦角を表わすことにする。これらの図から分かるように、室内 CBR 試験で  $\delta=10^\circ$  とすると、両 CBR 試験について、野比細砂の実験値は  $\alpha=0.45 \phi_p$  の理論曲線に、野比粗砂では  $\alpha=0.4 \phi_p$  の曲線に比較的よく対応している。現場 CBR 試験の場合に、 $\phi_p$  が  $40^\circ$  より小さい領域での対応が悪い。この理由ははっきりしないが、何らかの実験誤差的なものと考えられる。この場合、試料の内部摩擦角は、三軸圧縮試験により求めた値であり、図-3.24 には各々の試料の内部摩擦角が初期乾燥密度との関係で示されている。

図-3.25 の現場 CBR 試験の比較には、円形基礎の支持力理論として広く利用されている Terzaghi の公式<sup>10)</sup> による計算結果も示してある。この理論ではサーチャージが迂り面上全てに分布しているとしているにもかかわらず、図から分かるように、 $\phi_p$  が  $40^\circ$  以上では実験値の方がはるかに大きな値を示す。

前述のように CBR 試験はピストン径の割合に貫入量が多いなどの特殊性を持つので、今回誘導した理論では主働、受働のバランスする面に  $\tan \alpha$  なる摩擦が働くものとし、種々の  $\alpha$  の値に対する計算結果と実験値を比較したが、野比細砂、野比粗砂のどちらも、現場 CBR

砂質土の現場 CBR と室内 CBR の関係

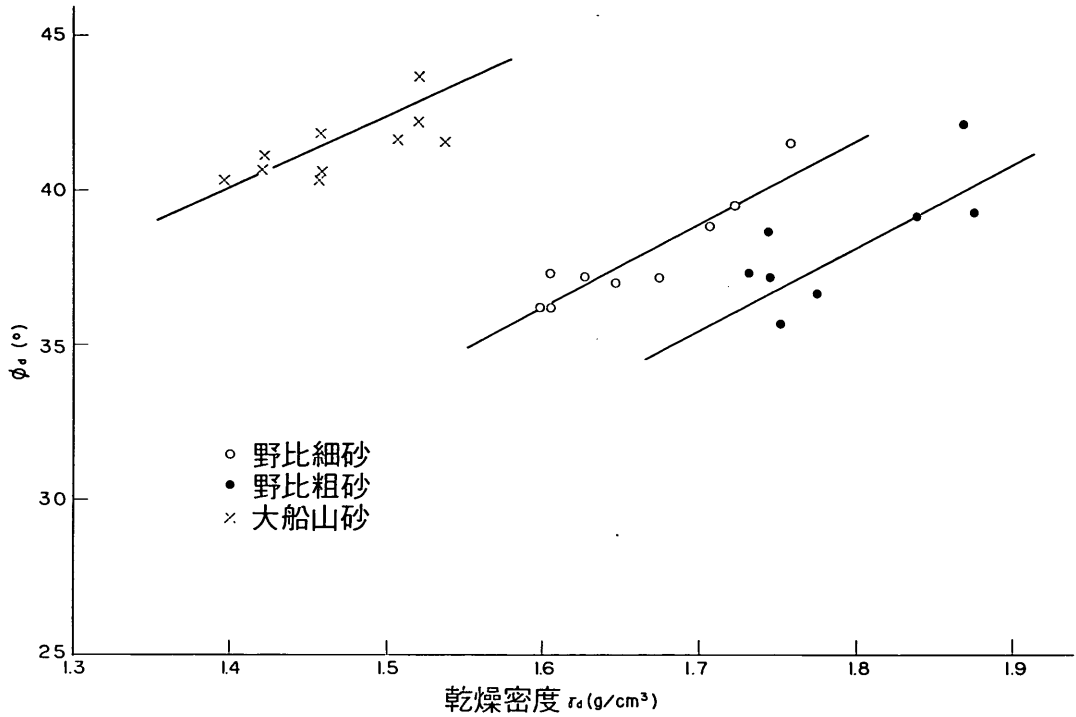


図-3.24 初期乾燥密度と内部摩擦角の関係

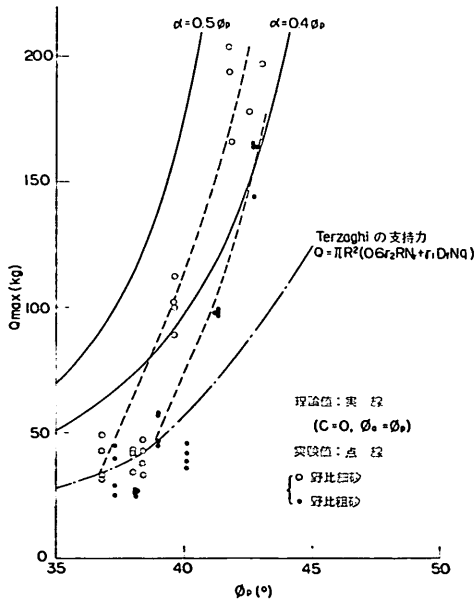


図-3.25  $Q_{max}$  の実測値と理論値の比較 (現場 CBR 試験)

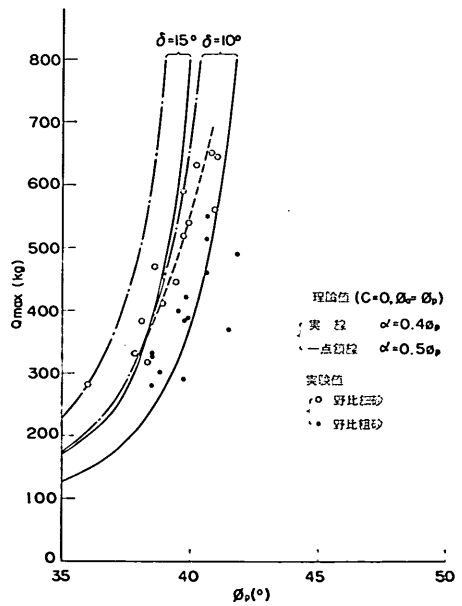


図-3.26  $Q_{max}$  の実測値と理論値の比較 (室内 CBR 試験)

表-3.2 迂り円の半径の実測値と理論値の比較

試料乾燥 密度 $\gamma_a$ (g/cm <sup>3</sup> )	内部摩 擦 角 $\phi$ (°)	理 論 値	実 測 値	
		$r_2=r_1 \left\{ 1 + \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right\}$	サーチャージ 5kg $r_2$	サーチャージ 10kg $r_2$
1.804	42	15.1 cm (6.0 $r_1$ )	11~15 cm (4.4 $r_1$ ~6.0 $r_1$ )	13~15 cm (5.2 $r_1$ ~6.0 $r_1$ )
1.853	43	15.8 cm (6.3 $r_1$ )	13~15 cm (5.2 $r_1$ ~6.0 $r_1$ )	—
1.854	43	15.8 cm (6.3 $r_1$ )	14.5 cm (5.8 $r_1$ )	—
1.834	42.5	15.4 cm (6.2 $r_1$ )	10~15 cm (4.0 $r_1$ ~6.0 $r_1$ )	14~15 cm (5.6 $r_1$ ~6.0 $r_1$ )

$r_1$ : ピストンの半径

試験, 室内 CBR 試験の両者に対し, 同一の  $\alpha$  の値を示した。また,  $\alpha$  の値は砂の種類により異なり, 2. で説明した Black の理論のように, 全ての砂に対し最大支持力が一律に決定されてしまうようなこともない。CBR の貫入試験は, 迂りの現象と押し抜き試験の中間的なものであり, 押し抜き効果を示すある種のインデックスとしての  $\alpha$  の値も,  $\phi_p$  そのものでなく, (0.4~0.5)  $\phi_p$  で, さほど不自然な値ではない。表-3.2 では, 現場 CBR 試験で明確な迂り現象を示した (写真-3.2 参照) 野比細砂について, 迂り円の半径の実測結果と図-3.22 による理論値との比較を示した。実測値と理論値の差は小さく, この理論の妥当性を示す 1 つの証拠となる。これらの事実から, この理論は  $\tan \alpha$  の仮定が大胆であるにもかかわらず, 全体的には大きな矛盾もなく, 以後の CBR

試験の解析に, 十分な信頼性を持って使用しうるものと考えられる。

このように定量的にも実験結果に大きく矛盾しない理論であるので, CBR 試験の支持力機構も定性的にかなり正確に表わすものと考えられる。図-3.25, 3.26 で, 室内 CBR 試験の最大支持力 ( $Q_{\max-L}$ ) と現場 CBR 試験の最大支持力 ( $Q_{\max-S}$ ) を比較すると,  $\phi_p$  の増加とともにその比も大きくなり,  $\delta=10^\circ$ ,  $\alpha=0.4 \phi_p$  についてみると,  $\phi_p=35^\circ$  で 2.4,  $\phi_p=40^\circ$  で 3.9 である。 $Q_{\max-L}$  が  $Q_{\max-S}$  に比べ, このような大きな値を示す理由は, 支持力理論から分かるように, モールド側壁に働く受働土圧の影響によるもので, モールド側壁と土との間に働く摩擦角としては  $10^\circ$  をとると良い結果を示すことも分かった。

表-3.3 使用試料のセン断試験結果

試 料 名	改良型一面セン断試験				同条件による三 軸圧縮試験から 求めた内部摩擦 角 $\phi_a$ (°)
	初期乾燥密度 $\gamma_0$ (g/cm <sup>3</sup> )	初期間隙比 $e_0$	内部摩擦角 $\phi_0$	粘着強度 $c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	
野 比 細 砂	1.68	0.63	51	0.03	38
野 比 粗 砂	1.77	0.56	48	0.09	37
大 船 山 砂	1.58	0.74	41	0.43	44*
東 京, 埋 立 砂	1.55	0.74	40	0.39	
東 京, 山 砂	1.62	0.67	45	0.18	
新 潟	1.58	0.69	53	0.02	
広 島	1.58	0.67	47	0.20	

\* は  $c=0$  として求めた値

砂質土の現場 CBR と室内 CBR の関係

次に、3. でかなり明確になってきた砂質土の現場 CBR と室内 CBR の関係を、この支持力理論を利用しての裏付けを行なうことにより、普遍的な定性的結論へと導くことを試みる。

多くの砂質土の実験からは、統一土質分類で SP, SW に属する砂では室内 CBR > 現場 CBR となるにもかかわらず、細粒分の多くなった SW-SM などの砂質土では現場 CBR  $\approx$  室内 CBR (貫入量 2.5 mm) となった。また、細粒分は少ないが鹿児島県のシラスではやはり現場 CBR  $\approx$  室内 CBR である。表-3.3 は、7 種類の試料に対する改良型一面セン断試験機による試験結果であり、SP, SW に属する野比細砂、野比粗砂、新潟の砂はいずれも粘着強度  $c$  は 0 に近く、その他の SW-SP に属する試料ではかなり大きな  $c$  値を示している。シラスもその粘着強度はかなり大きいといわれており、<sup>11)</sup> これらのことを総合的に判断すると、砂質土の現場 CBR と室内 CBR の間にある上述の特質を支配する要素が、土の粘着強度であることは十分推定できるところである。

図-3.27 は、 $\delta=10^\circ, \alpha=0.4\phi_p$  の条件で、 $c=0, 0.1, 0.2 \text{ kg/cm}^2$  の各々の場合について、 $Q_{\max-S}$  (点線)、 $Q_{\max-L}$  (実線) を示したものである。 $Q_{\max}$  に与える  $c$  の影響は大きく、それらの倍率をみると、現場 CBR に

対して特に顕著であることが分かる。

今回砂質土に対して数多くの CBR 試験を実施した結果、貫入試験での最大支持力は、現場 CBR 試験で平均的に貫入量 5 mm で生じ、室内 CBR 試験では貫入量が 10 mm 以上になることが分かった。また、貫入量と荷重の関係は、いずれの試料についても、ほぼ類似の傾向を示しているため、ここでは簡単のために、室内 CBR 試験の最大支持力が貫入量 10 mm で生じ、貫入量と荷重の関係は直線関係にあるものとして、比較解析を行ない、定性的傾向をみた。

図-3.28 には、1 例として、図-3.27 の  $\phi_p=40^\circ$  の場合の最大支持力を用い、 $c=0, 0.1, 0.2 \text{ kg/cm}^2$  のそれぞれについて、現場 CBR 試験と室内 CBR 試験での貫入量-荷重曲線を作成してある。この図から、貫入量 2.5 mm での室内 CBR 試験と現場 CBR 試験の荷重の比 ( $Q_{2.5-L}/Q_{2.5-S}$ ) は、 $c=0$  の場合 1.9、 $c=0.1$  で 1.22、 $c=0.2$  で 1.20 となる。また、 $c$  の増加とともに  $Q_{\max-L}$  の生ずる貫入量も大きくなる傾向があり、 $Q_{2.5-L}/Q_{2.5-S}$  の比は 1 に近づく。貫入量-荷重曲線を直線と仮定しているため、この理論に基づく粘着強度の影響について、定量的に明確な結果を示すことはできないが、その定性

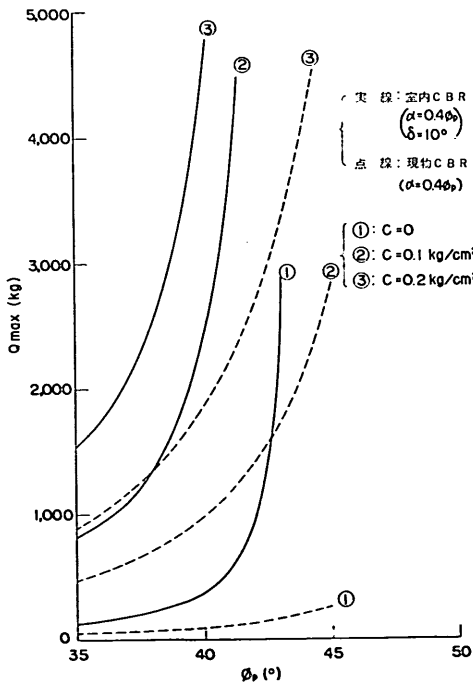


図-3.27  $Q_{\max}$  に及ぼす粘着強度 ( $c$ ) の影響

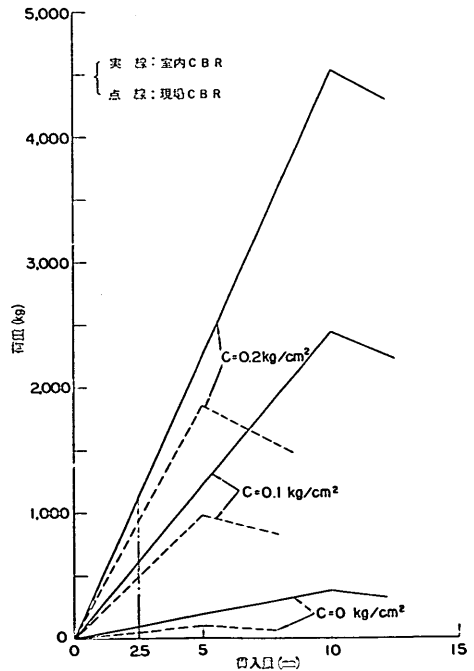


図-3.28  $c$  の変化が現場 CBR と室内 CBR の相関関係に及ぼす影響

的な傾向は実験結果から求まる傾向と全く一致する。先に実験結果に基づき、現場 CBR と室内 CBR の関係を支配する要素として、粘着強度の影響を推定したが、ここに理論的にもこの推定が十分に正しいものであることが証明された。

すなわち、 $c=0$  の土では室内 CBR 試験がモールド側壁の影響を受け、貫入量 2.5 mm の荷重も現場 CBR 試験のそれに比べかなり大きくなるため、室内 CBR > 現場 CBR の現象を示す。これに対し、 $c$  が  $0.1 \text{ kg/cm}^2$  以上の土では、モールドの影響により明らかに  $Q_{\text{max-L}} > Q_{\text{max-S}}$  ではあるが、 $c$  の影響が  $Q_{\text{max-S}}$  に対して顕著であり、 $Q_{\text{max-L}}/Q_{\text{max-S}}$  の比は  $c=0$  の場合より小さく、貫入量 2.5 mm での荷重では、 $Q_{2.5-L} \approx Q_{2.5-S}$  となる。したがって、この場合には現場 CBR  $\approx$  室内 CBR である。

### 3.5 土質分類による定性的結論

砂質土の CBR に対する種々の特質が、3.3 での実験結果の検討や 3.4 の支持力理論に基づく解析から明らかにされた。ここでは、両者を取りまとめ、解明された定性的な結論を、より一般的な形で列挙してみる。

まず初めに、実験から求めた、砂質土の CBR に対するいくつかの特質を示す。

(i)  $74 \mu$  フルイ通過が 12% 未満の土では、試料の含水比、飽和度は CBR の値にほとんど影響しないので、最適含水比で CBR 試験を行なう必要性はない。細粒分が多くなるにしたがい、これらの影響も大きくなるものと考えられる。

(ii) CBR の値に与える最も大きな要素は乾燥密度(あるいは間隙比)であり、それぞれの土に対し、ある乾燥密度以上では、両者がほぼ直線的関係になる。

(iii) 一般に、現場 CBR では  $CBR_{2.5} \geq CBR_5$  であるのに対し、室内 CBR ではモールドの影響により  $CBR_{2.5} \leq CBR_5$  と逆になる。

(iv)  $74 \mu$  フルイ通過量が 12% 未満の土の水浸 CBR が、ほとんど非水浸 CBR と差異がないことから、この場合には水浸 CBR 試験を実施する必要性はなくなった。しかし、細粒分が多くなるにしたがい、水浸の影響が出てくるので注意を要する。

次に、現場 CBR と室内 CBR の関係を土質分類に基づき結論へ導き、両 CBR に差異のある土の現場 CBR の推定という定量的問題へ進む前提条件とした。

(i)  $74 \mu$  フルイ通過量が 5% 未満の統一土質分類法による分類名 SP, SW の土では、粘着強度は 0 に近

く、明らかに室内 CBR > 現場 CBR であり、その比は砂により異なり  $1/4 \sim 1/3$  である。

(ii)  $74 \mu$  フルイ通過量が 5% 以上の土 (SW-SM, SM, SM-SC, SC) では、粘着強度がかなり大きく、その影響により、現場 CBR  $\approx$  室内 CBR である。室内 CBR としては、モールド側壁の拘束圧の影響の比較的小さい、2.5 mm 貫入量での値を使うべきであろう。

(iii) (ii) に属する土であっても、粗粒子の多い土では、(i) と同じく室内 CBR > 現場 CBR となる。

(iv) (i) に属する土であっても、粘着強度の大きいシラスなどでは、(ii) の性質を示している。

前節でも述べたように、土の粘着強度がこれら両 CBR 間の特質を支配しているので、粒度試験による土質分類の他に、(i), (ii) の境界付近の土、特殊な土に対しては、三軸圧縮試験、一面セソ断試験などから、その土の粘着強度を求めてみることも必要になることがある。その境界としては実験や理論の結果から  $0.1 \text{ kg/cm}^2$  を考えればよからう。

(ii) あるいは (iv) のような土に対しては、現場 CBR 試験の代りに室内 CBR 試験を実施することは、前述のいくつかの CBR に対する特質をふまえて行なう限り、十分合理的である。しかし、(i) あるいは (iii) のような土では、現場 CBR と室内 CBR の間に大きな差異があるので、室内 CBR 試験で現場 CBR 試験の代用することはできない。このような土に対しては、簡便な室内試験などで、精度よく現場 CBR を推定することを考える必要がある。次章において、所要の精度で現場 CBR を推定することのできる、特殊プランジャーの貫入試験について紹介する。

## 4. 室内試験から現場 CBR を推定する方法

### 4.1 特殊プランジャーによる貫入試験

前章の結論から、路床土が統一土質分類法で判別したとき、SP あるいは SW に入る場合には、その路床の現場 CBR は室内 CBR よりかなり小さな値を示すことが予想される。また通常、舗装の設計をする時点では路床は未完成であり、現地において現場 CBR を実測することはできない。このような路床土に対して、室内 CBR の値を採用して設計を行なうことは明らかに危険であり、何らかの方法で現場 CBR を推定し、この値を設計に使う必要がある。

この現場 CBR の推定法については、Black や Livneh の研究 (2.参照) などがあるが、一般的な簡便な方法は

### 砂質土の現場 CBR と室内 CBR の関係

いまだ開発されていない。3.で解明した定性的な解析結果に基づき、ここでは室内試験から現場 CBR を定量的に精度よく推定する簡便で実用的な方法について考えてみる。

室内 CBR が現場 CBR より大きな値を示す理由が、モールド側壁の拘束圧によるものであるので、プランジャーの径を小さくして、この効果の表われない貫入試験を実施し、この結果から現場 CBR の推定を試みた。

写真-4.1 に試作した直径 3 cm, 2.5 cm, 2 cm の特殊

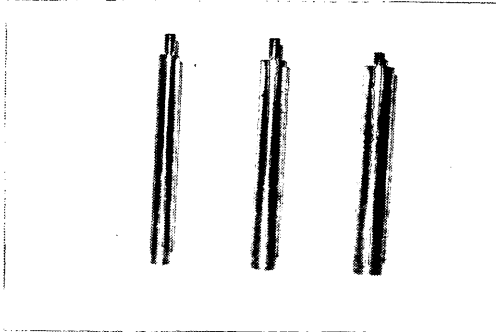


写真-4.1 特殊プランジャー

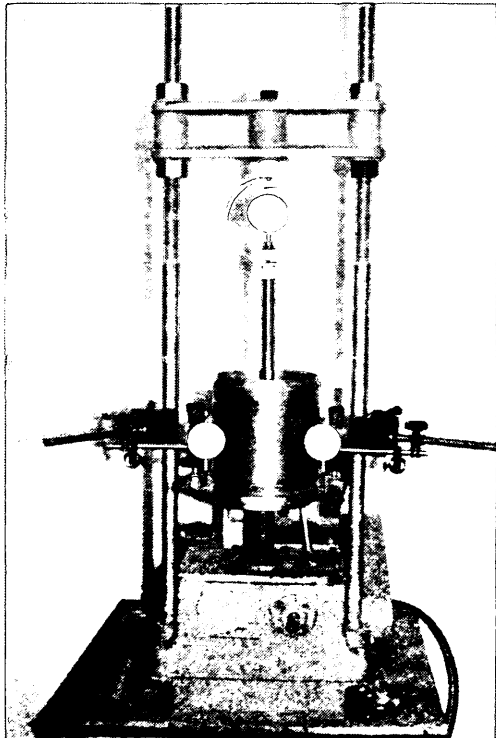


写真-4.2 室内 CBR 試験用モールド内における貫入試験状況

プランジャーを、写真-4.2 には室内 CBR 試験用モールド内試料に対する貫入試験における载荷状況（プルーピングリングは Max. 100 kg を使用）を示す。荷重板の形状および重量は、この貫入試験が現場 CBR 試験と相似になるように決定した。図-4.1 に試作した荷重板の形状、寸法、重量を示し、その実物が写真-4.3 である。荷重板は小さいので、安定のよいタイプ A を試料に接して置き、タイプ B, C はその上に重ねる。現場 CBR 試験のサーチャージ 5 kg に対応させるためには、タイプ

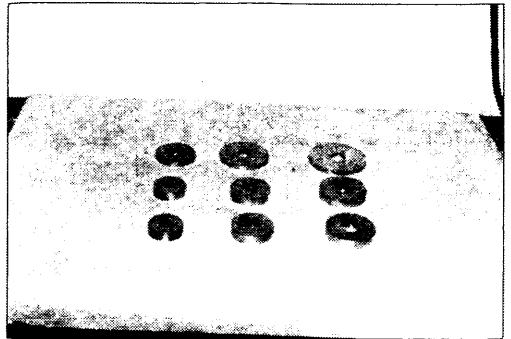


写真-4.3 特殊プランジャー用荷重板

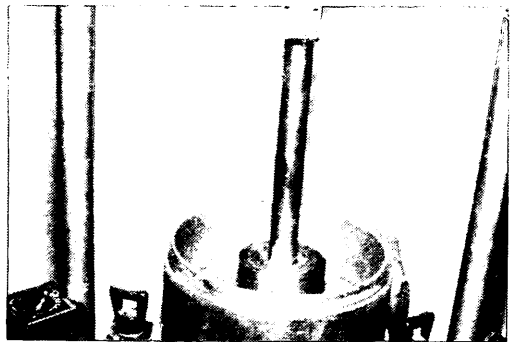


写真-4.4 特殊プランジャーと荷重板のセット状況 (D=2 cm)

タイプ		A	B	C
形状				
I	φ径 3 cm のプランジャー用	a (cm) 3.0	3.0	3.0
	W (gr)	900	450	450
II	φ径 2.5 cm のプランジャー用	a (cm) 2.5	2.5	2.5
	W (gr)	624	312	312
III	φ径 2 cm のプランジャー用	a (cm) 2.0	2.0	2.0
	W (gr)	400	200	200

図-4.1 特殊プランジャー用荷重板の形状・寸法・重量

Aを2枚重ねて使用すればよい。写真-4.4は、直径2cmのプランジャーとそれに対応する荷重板(Aタイプ2枚)をセットした状態を表わしている。

4.2 試験結果と考察

試作した特殊プランジャーによる、野比細砂および野比粗砂に対する貫入試験の結果を、横軸に乾燥密度をとり、貫入試験における最大荷重 ( $Q_{max}$ ) を縦軸にとって表わしたものが、図-4.2, 4.3である。図中には現場CBR (プランジャー直径5cm)の結果も示したが、4種類の径の異なるプランジャーに対して、傾向が皆等しいことが分かる。

各試料について、内部摩擦角と  $Q_{max}$  の関係をプランジャーの径ごとに示したのが図-4.4~4.6で、縦軸の  $Q_{max}-D$  の  $D$  はプランジャー直径を意味する。これらの図中には、現場CBRに対してよい対応を示した式(3.1)を適用した計算結果 ( $c=0$ ) も同時に示した。実測値と理論値を比較してみると、 $D=3\text{cm}$ の場合には、実測値が  $\alpha=0.5\phi_p$ の理論曲線によく対応している。 $D=2.5\text{cm}$ の実測値についてみると、 $\phi_p$ が大きくなるにしたがって、 $\alpha=0.4\phi_p$ の曲線から $\alpha=0.5\phi_p$ の曲線に対応が移る。 $D=2\text{cm}$ の場合、野比細砂は $\alpha=0.45\phi_p$ 、野比粗砂は $\alpha=0.4\phi_p$ の曲線によく対応している。現場

CBRの場合と比べると、 $D=2\text{cm}$ のプランジャーの場合が、全く同じ傾向を示していることが分かる。

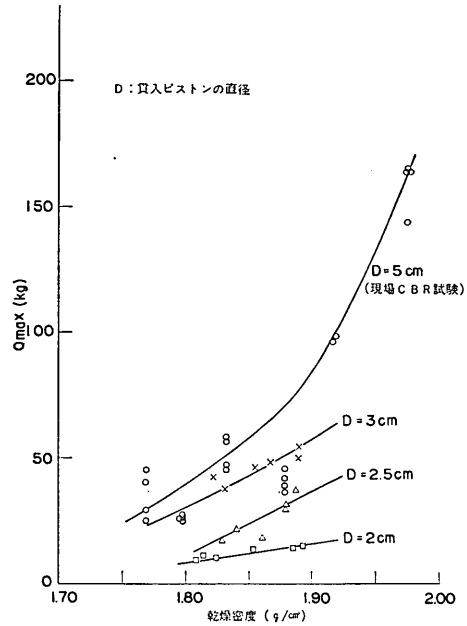


図-4.3 各種ピストンでの  $Q_{max}$  の実測値 (野比粗砂)

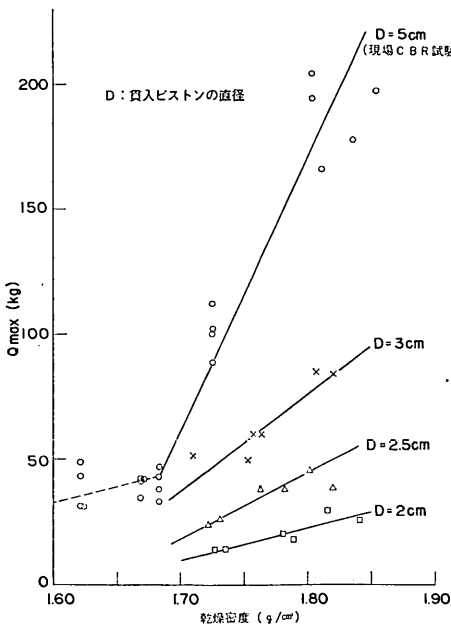


図-4.2 各種ピストンでの  $Q_{max}$  の実測値 (野比細砂)

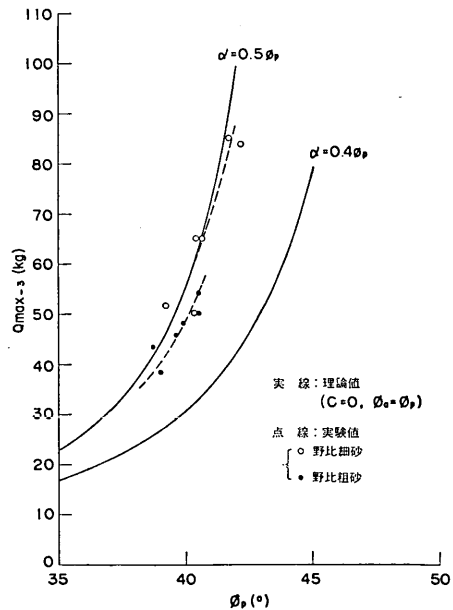


図-4.4  $Q_{max}$  の実測値と理論値の比較 ( $D=3\text{cm}$ )



砂質土の現場 CBR と室内 CBR の関係

現場 CBR 試験の理論計算による、4 種類の径のプランジャーに対する最大貫入抵抗と内部摩擦角の関係を、 $\alpha=0.4\phi_p$  と  $\alpha=0.5\phi_p$  の 2 つの場合について図-4.7 と 4.8 に示す。 $Q_{max-s}/Q_{max-3}$ 、 $Q_{max-s}/Q_{max-2.5}$ 、 $Q_{max-s}/Q_{max-2}$  などの値は  $\alpha$  には無関係で、 $\phi_p$  とともに表-

4.1 のように変化する。この表には実測結果も併せ示したが、 $Q_{max-s}/Q_{max-3}$ 、 $Q_{max-s}/Q_{max-2.5}$  については、理論値が実測値よりかなり大きな値を示すのに対し、

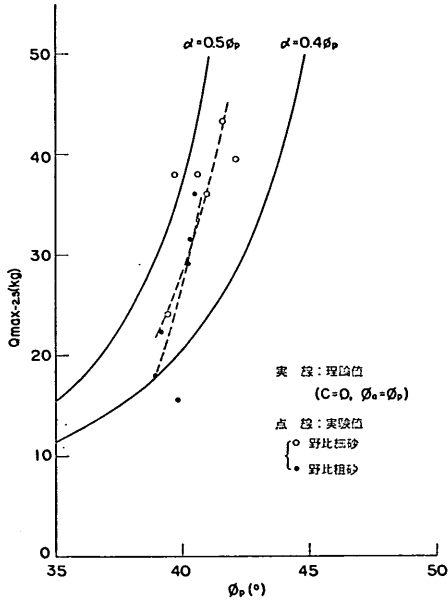


図-4.5  $Q_{max-s}$  の実測値と理論値の比較 ( $D=2.5$  cm)

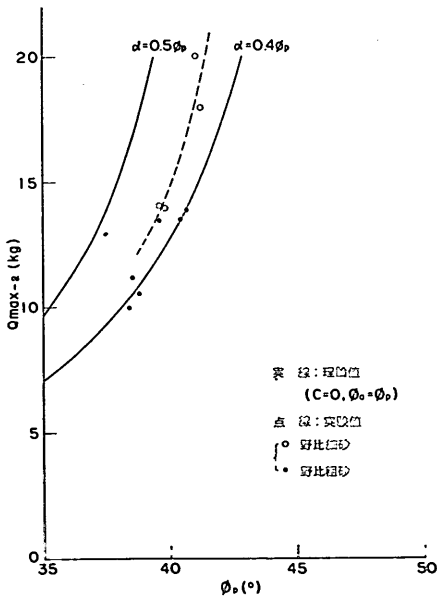


図-4.6  $Q_{max-s}$  の実測値と理論値の比較 ( $D=2$  cm)

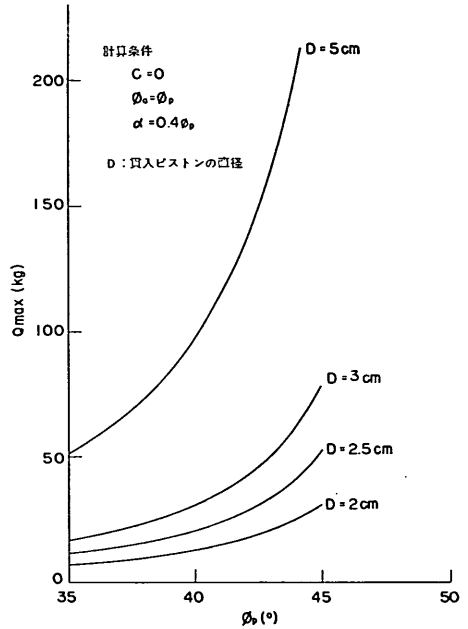


図-4.7 各種ピストン径での  $Q_{max}$  (現場) の理論値 ( $\alpha=0.4\phi_p$ )

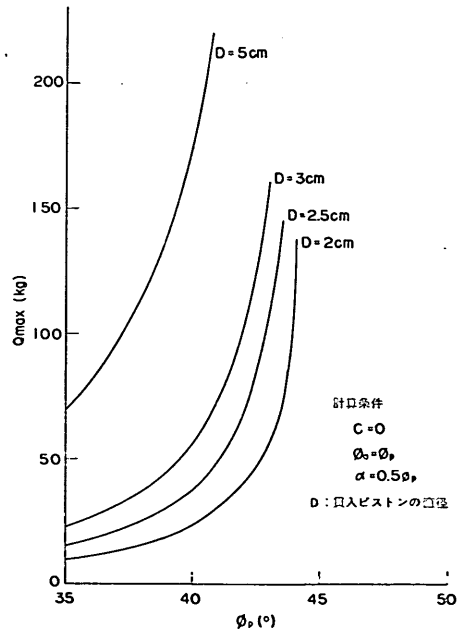


図-4.8 各種ピストン径での  $Q_{max}$  (現場) の理論値 ( $\alpha=0.5\phi_p$ )

$Q_{max-5}/Q_{max-2}$  の場合、実測値と理論値が比較的良好一致している。

このような実測値と理論計算結果との比較から、径 3 cm, 2.5 cm のプランジャーではなおモールド側壁の影響が存在していることが推測される。表-3.2 の野比細砂の現場 CBR 試験での迂り面の半径が、実測値で  $6.0r_1$ 、理論値で  $6.3r_1$ 、図-4.9 に示すように  $\phi_p=44^\circ$  では  $6.5r_1$  となり、直径 3 cm, 2.5 cm のプランジャーでは迂り面がモールド側壁を横切ることになり、室内 CBR 同様にモールド効果が明らかに存在する。これに対し、直径 2 cm のプランジャーの場合には  $r_1=1$  cm で、 $\phi_p=44^\circ$  でも迂り面の半径が 6.5 cm でモールド半径 (7.5 cm) より小さく、通常はモールド効果が表われないもの

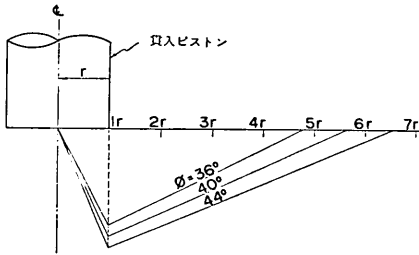


図-4.9 内部摩擦角の変化と迂り線

と考えられる。その他、参考文献 7) による検討でも同様な結果が得られた。表-4.1 の実測値と理論値との比較結果も、このことを十分に裏付けている。

図-4.10 では、モールド内試料に対する貫入試験におけるモールド側壁の影響が、貫入ピストンの直径によってどのような変化をするか、 $\phi_p=40^\circ$  の場合について示した。実線は現場 CBR あるいは現場での種々の直径のプランジャーによる最大貫入抵抗であり、式 (3.1) で野

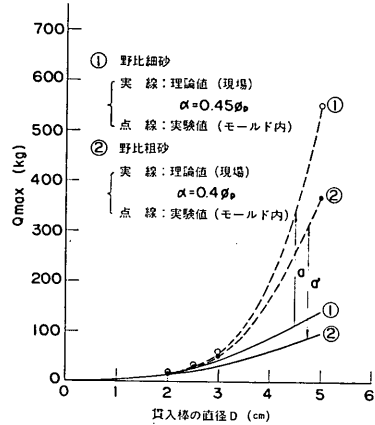


図-4.10 ピストン径とモールド側壁の影響の大きさ

表-4.1 貫入支持力比 ( $Q_{max-5}/Q_{max-D}$ ) の  $\phi$  による変化の実測値と理論値

$\phi_p$	$\frac{Q_{max-5}}{Q_{max-D}}$		$\frac{Q_{max-5}}{Q_{max-3}}$		$\frac{Q_{max-5}}{Q_{max-2.5}}$		$\frac{Q_{max-5}}{Q_{max-2}}$		
	理論値	実測値		理論値	実測値		理論値	実測値	
		野比細砂	野比粗砂		野比細砂	野比粗砂		野比細砂	野比粗砂
35	3.04			4.49			7.18		
36	3.06			4.52			7.26		
37	3.08			4.57			7.34		
38	3.11		1.18	4.62			7.44		
39	3.13	2.02	1.25	4.67	4.05	2.78	7.54	7.06	4.50
40	3.16	2.04	1.51	4.72	4.07	2.74	7.65	7.70	5.83
41	3.19	2.06	1.63	4.78	3.92	2.51	7.77	8.01	6.67
42	3.23	2.02		4.84	3.77		7.90	7.91	7.56
43	3.26			4.91			8.05		
44	3.30			4.99			8.20		
45	3.34			5.07			8.37		

## 砂質土の現場 CBR と室内 CBR の関係

比細砂について  $\alpha=0.45\phi_p$ 、野比粗砂について  $\alpha=0.4\phi_p$  として求めた値である。同様に、点線はモールド内における種々の直径のプランジャーによる最大貫入抵抗の実測値 ( $D=5\text{ cm}$  の場合が室内 CBR 試験) である。したがって、図の  $a, a'$  は、野比細砂、野比粗砂それぞれに対するモールド内貫入試験の支持力 (点線) と現場での貫入試験の支持力 (実線) の差であり、モールド側壁の影響の大きさを表わすものである。

この2つの試料については、図から明らかなように、貫入ピストンの直径が大きくなると、急激にモールド側壁の影響は増大する。また、直径  $2\text{ cm}$  の貫入ピストンで、実線と点線が一致し、モールドの影響がなくなる。ここでは  $\phi_p=40^\circ$  の場合についてだけ示したが、その他の  $\phi_p$  についても同様な傾向があり、直径  $2\text{ cm}$  のプランジャーを使う合理性がここにも示された。

### 4.3 現場 CBR の推定法

前節で説明したように、直径  $2\text{ cm}$  のプランジャーを用いた室内 CBR 試験用モールドでの貫入試験では、一般にはモールド側壁の影響は出ない。また、その実測結果は理論式 (3.1) との比較で、現場 CBR 試験の場合と全く同じ傾向を示し、この  $D=2\text{ cm}$  の特殊プランジャーによる貫入試験の支持力機構も、現場 CBR 試験のそれと相似であることが分かる。

$D=2\text{ cm}$  の特殊プランジャーの貫入試験からは  $Q_{\max-2}$  が求まる。一方、現場 CBR は 3.3 で述べたように砂質土では一般に  $Q_{2.5-5}$  (ピストン径  $5\text{ cm}$  の貫入試験で貫入量  $2.5\text{ mm}$  の荷重) の値により計算されるので、何らかの方法により  $Q_{\max-2}$  から  $Q_{2.5-5}$  を誘導することを

考える。 $Q_{\max-5}$  と  $Q_{\max-2}$  の比の値は、表-4.1 に示すように、 $\phi_p=35^\circ\sim 45^\circ$  の範囲では  $7.18$  から  $8.37$  ではあるが、実測値等を参照し、通常試料の内部摩擦角が  $40^\circ$  前後であることを考え合わせると、平均的に  $7.5$  を採用してもよさそうである。したがって、 $Q_{\max-2}$  が測定されれば、 $Q_{\max-5}$  が求まることになる。

一方、今回使用した試料のうち統一分類で SP あるいは SW に属する砂の多くの実測値から、現場 CBR 試験の  $Q_{2.5-5}/Q_{\max-5}$  の比は、かなりのバラツキはあるが、平均的には  $0.8$  をとることができる。図-4.11 には 1 例として野比細砂、野比粗砂について、乾燥密度と  $Q_{2.5-5}/Q_{\max-5}$  の関係を示した。図から分かるように、この比は乾燥密度に無関係である。

$Q_{\max-5}/Q_{\max-2}$  および  $Q_{2.5-5}/Q_{\max-5}$  の値が定まると、次に示す順序にしたがって、現場 CBR が推定できる。

- (i) 直径  $2\text{ cm}$  のプランジャーにより CBR 用モールド内で貫入試験を行ない、 $Q_{\max-2}$  を求める。
- (ii)  $Q_{\max-2} \times 7.5 = Q_{\max-5}$
- (iii)  $Q_{\max-5} \times 0.8 = Q_{2.5-5}$
- (iv) 現場 CBR =  $Q_{2.5-5}/1,370$  (1,370: 標準荷重(kg))

野比細砂、粗砂の他、新潟の砂についても直径  $2\text{ cm}$  のプランジャーによる貫入試験を実施し、上述の方法を用いて現場 CBR を推定してみた。図-4.12~4.14 には、各々の砂について、この推定値ならびに実測 CBR を示す。野比細砂、野比粗砂の現場 CBR の実測値は、大型円形土槽内の試験結果であることと、屋外で行なわれる一般の現場 CBR の精度があまり良くないことを考えると、これらの推定現場 CBR はかなりよく実測の現場

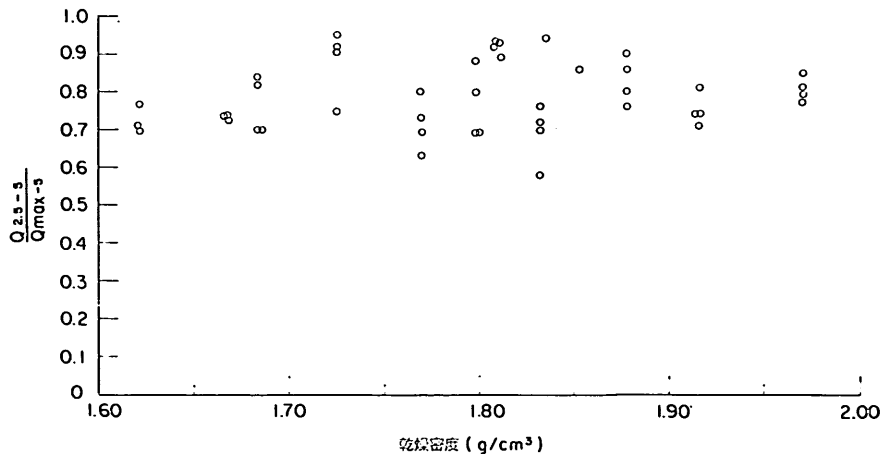


図-4.11 乾燥密度と  $Q_{2.5-5}/Q_{\max-5}$  の関係

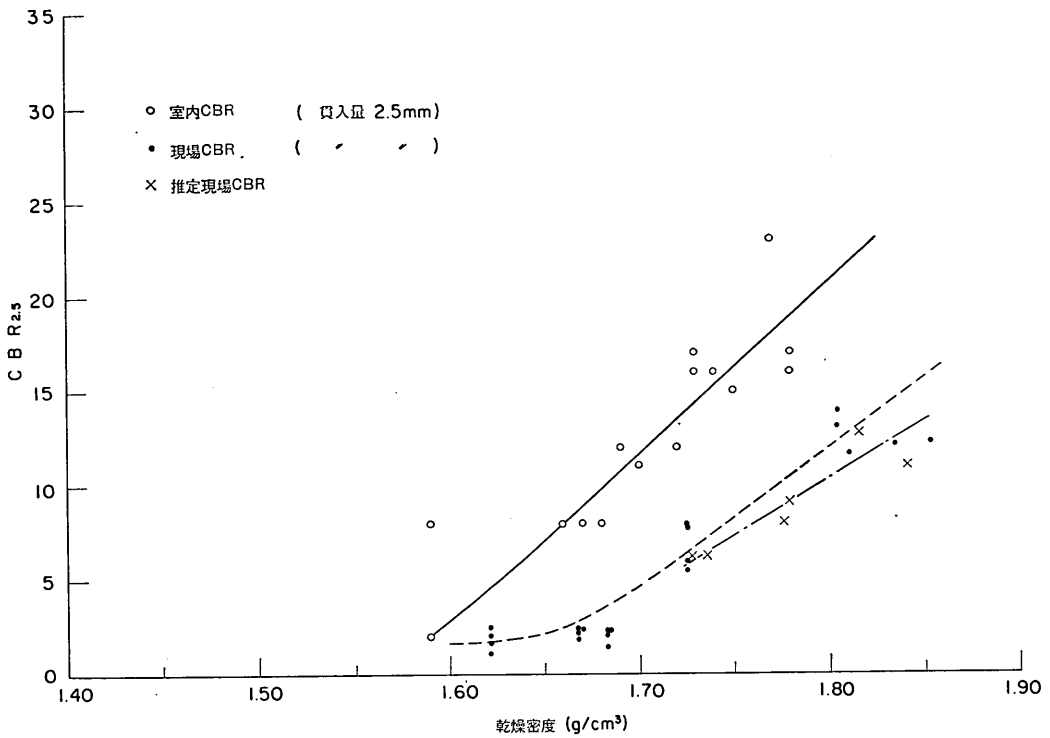


図-4.12 現場 CBR の実測値と推定値の比較 (野比細砂)

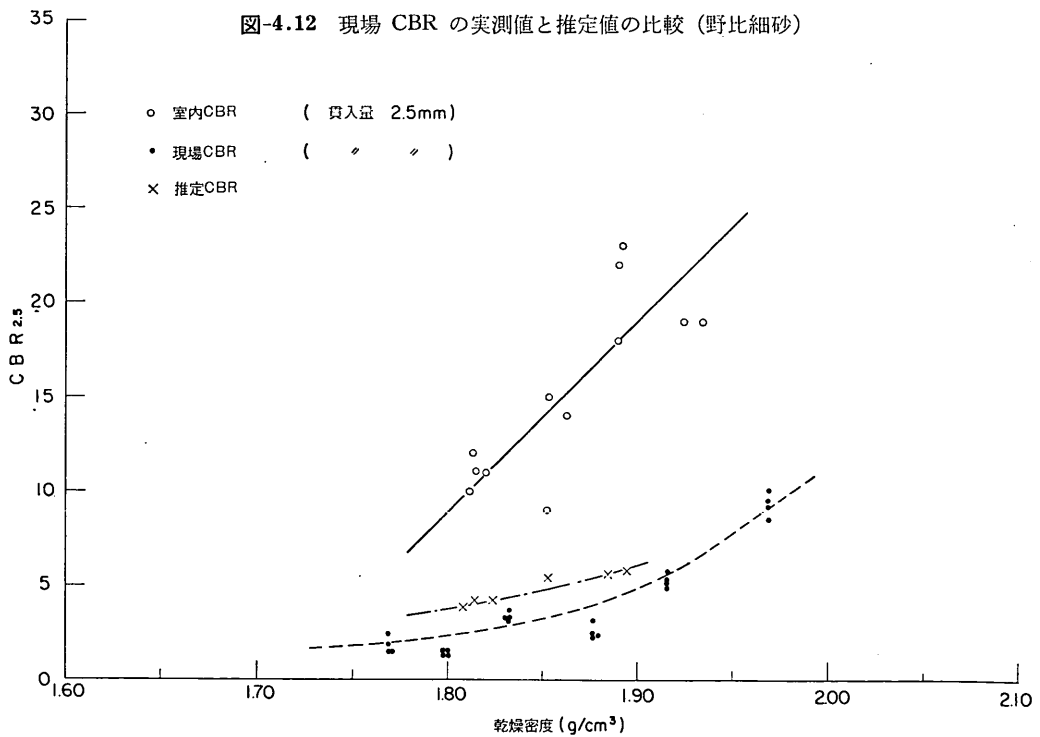


図-4.13 現場 CBR の実測値と推定値の比較 (野比粗砂)

## 砂質土の現場 CBR と室内 CBR の関係

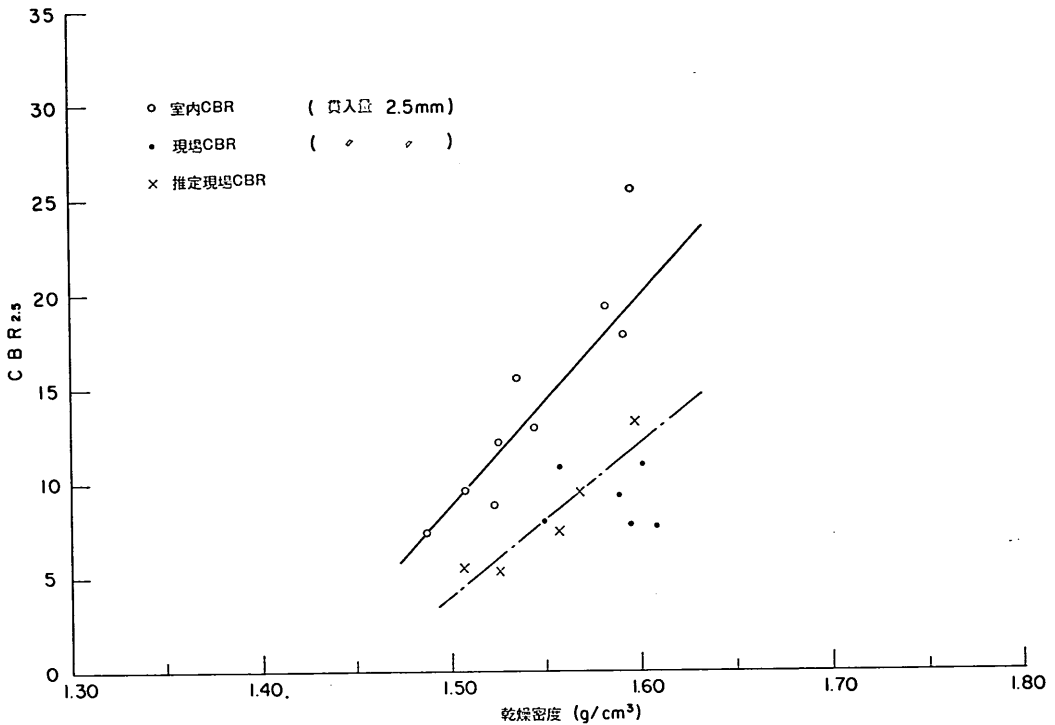


図-4.14 現場 CBR の実測値と推定値の比較 (新潟)

CBR に一致していると考えられる。 $Q_{\max-5}/Q_{\max-3}$  や  $Q_{2.5-5}/Q_{\max-5}$  などの平均的な値の採用にもかかわらず、この現場 CBR の推定法は、その精度について実用上ほとんど問題はない。

今回研究に使用した試料のうち、現場 CBR と室内 CBR に差異のある、統一土質分類で SP, SW に属する 4 種類の異なる試料のうち、3 種類について推定を試み、すべてに同様な良好な結果を得たことは、3.4 の理論的裏付けと相俟って、SP あるいは SW に属し粘着強度が 0 またはそれに近い試料に対しては、この推定法が十分な信頼性を持って適用しうるものと考えられる。

また、実験の複雑な Livneh の方法 (2.参照) などと違い、直径 2 cm のプランジャーとそれに対応する荷重板を製作すれば、試験法は全く室内 CBR 試験と同様であり、簡易さという点でも優れた方法である。5. で述べるように、現場 CBR ではサーチャージの影響はほとんどなく、一律にサーチャージ 5 kg で現場 CBR を求めることができるので、この推定法でもそれに対応させて、荷重板は図-4.1 の A タイプ 2 枚ですむ。

## 5. CBR 値に及ぼすサーチャージの影響

### 5.1 サーチャージと CBR の関係

前章までに述べてきた事項は、全てサーチャージ 5 kg での CBR に対するもので、JIS A 1211-1970 CBR 試験方法の規定<sup>9)</sup> にもとづいたものである。しかるに、空港舗装のように厚さが大きいものでは、路床上に作用する上載荷重もかなり大きくなり、この影響を考慮することの必要性が指摘されている。<sup>13)</sup> 例えば、下層路盤が砂で 40 cm 厚、上層路盤が碎石で 30 cm 厚、表層・基層がアスファルトコンクリートで 20 cm 厚の場合には、上載荷重強度は約  $0.16 \text{ kg/cm}^2$  で、等しい載荷重強度での CBR 試験には、24 kg のサーチャージが必要となる。

本来の CBR 試験は、実際の舗装の重さまたは推定した重さと同じ荷重強さの荷重板を載せることを原則としており、改訂前の CBR 試験方法<sup>13)</sup> (JIS A 1211-1953) も「設計荷重または実際の荷重  $\pm 2 \text{ kg}$  に相当する荷重板を載せる」と規定していた。これに対し、改訂後の方法においては、粘性土では荷重板の影響がそれほど大きくないことと、舗装の厚い場合に相当するだけの荷重板

を載せることが实际的でないとして、サーチャージ 5 kg の試験を標準とした。<sup>9)</sup> しかし、砂質土の室内 CBR に対しては、サーチャージの影響がかなり大きくなることが報告されており、<sup>14)</sup> 上載荷重の大きな空港舗装での CBR 試験では、これを無視できるかどうか問題があるう。

砂質土において、その室内 CBR に及ぼすサーチャージの影響の大きいことは分かったが、現場 CBR に対する影響の測定解析例はない。また、両 CBR の相関々係との関連において、合理的なサーチャージの決定法も不明である。この節では、室内 CBR 試験の他に、3.1 (1) の現地調査および (2) の大型円形土槽内の現場 CBR 試験で、多くの砂質土について 5~25 kg までサーチャージを変化させ、その影響を調べた結果を示し、次節ではこれらの結果に基づいて、砂質土の場合に合理的なサーチャージとは何であるかを考えてみる。

代表的な 3 種類の砂に対する試験結果が 図-5.1~5.3 で比較のために 図-5.4~5.6 には同じ砂に対する室内 CBR とサーチャージの関係を示した。両者を比較するために、縦軸、横軸の目盛りの取り方は同じである。これらの図から分かるように、 $r_d$  が一定であるならば、現場 CBR、室内 CBR のどちらも、サーチャージとの間

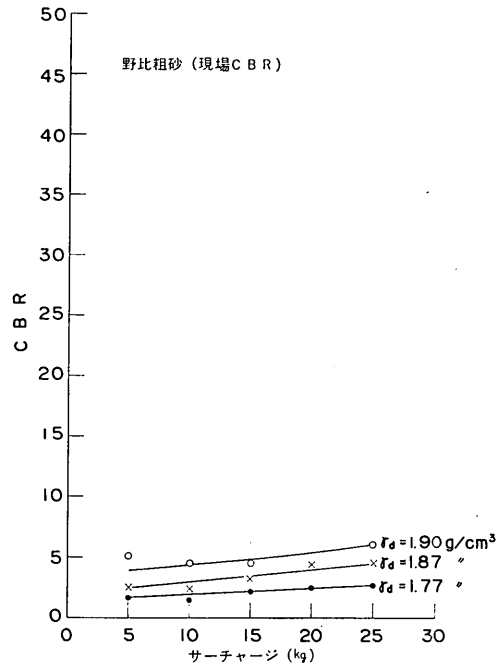


図-5.2 現場 CBR に及ぼすサーチャージの影響 (野比粗砂)

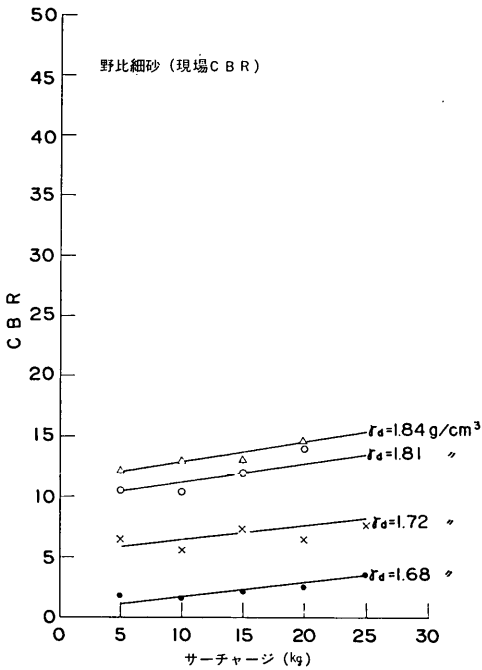


図-5.1 現場 CBR に及ぼすサーチャージの影響 (野比細砂)

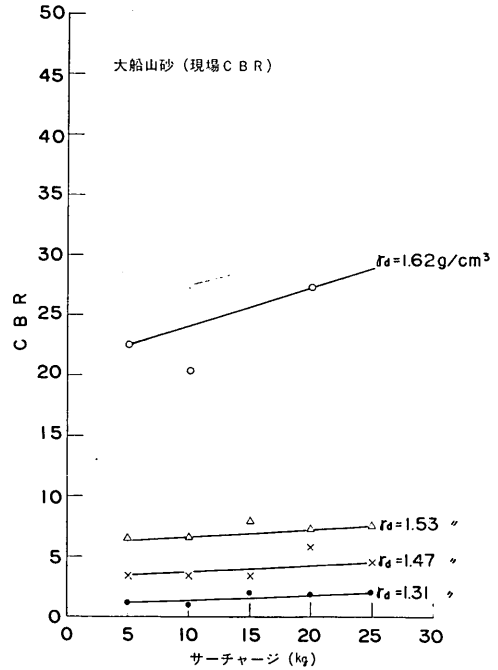


図-5.3 現場 CBR に及ぼすサーチャージの影響 (大船山砂)

砂質土の現場 CBR と室内 CBR の関係

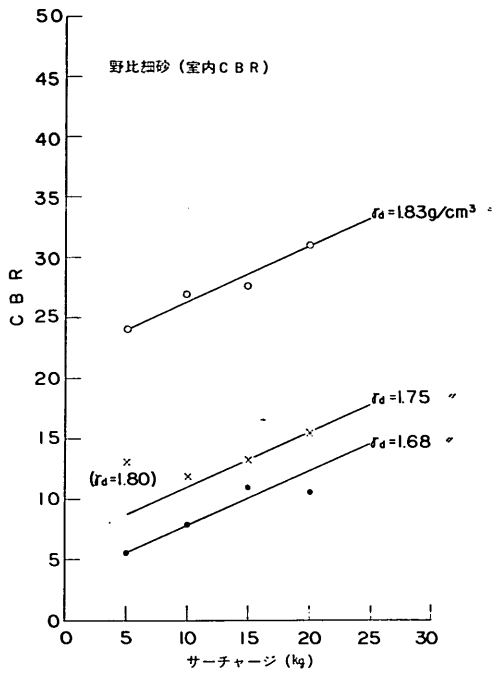


図-5.4 室内 CBR に及ぼすサーチャージの影響 (野比細砂)

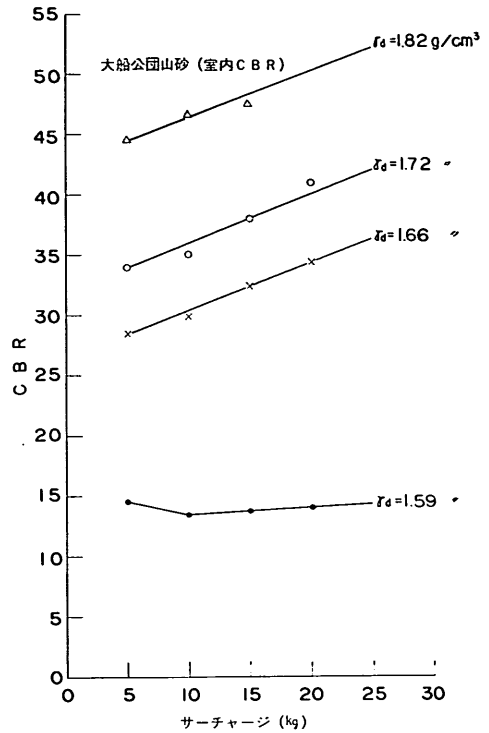


図-5.6 室内 CBR に及ぼすサーチャージの影響 (大船山砂)

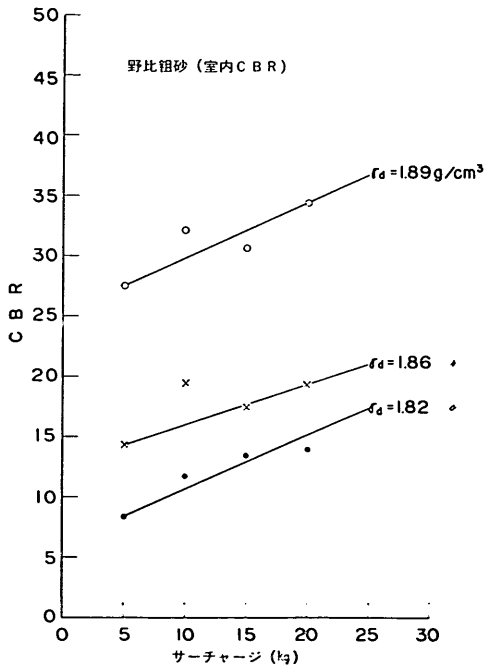


図-5.5 室内 CBR に及ぼすサーチャージの影響 (野比粗砂)

にはほぼ直線的関係がある。ある1種類の砂についてみると、 $r_d$ が大きくなるにしたがって、この直線の傾きもわずかに大きくなるようであるが、その傾向はあまり明確ではなく、むしろ平行に近い。現場 CBR と室内 CBR での直線の傾き、すなわちサーチャージの影響の度合をみると、室内 CBR では現場 CBR の 2.5~3 倍の大きさを示している。

図-5.7 には、3.4 に示した理論式でサーチャージを種々に変えたときの貫入最大抵抗 (支持力) の変化を、 $\alpha = 0.4 \phi_p$ 、 $\phi_p = 40^\circ$  の場合について図示してある。 $Q_{max}$  の値は直接 CBR の値には結びつかないが、3.4 にも述べたように間接的な関連は持つ。この図のようにサーチャージと  $Q_{max}$  とは直線関係にあり、サーチャージと CBR との間に直線関係のあることと対応している。サーチャージが大きくなると、貫入試験で  $Q_{max}$  を示す貫入量がしだいに大きくなり、明確な  $Q_{max}$  を求めることも困難になってくるため、図-5.7 では理論値によるサーチャージの影響を示してある。 $Q_{max}$  に関しては、室内 CBR の方が現場 CBR よりサーチャージの影響を大きく受けることが分かり、先の実験結果による CBR に対

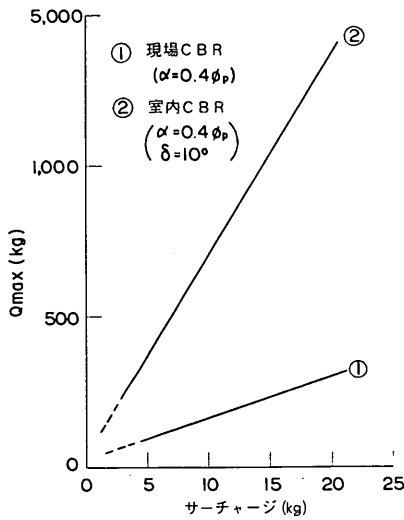


図-5.7  $Q_{max}$  に及ぼすサーチャージの影響 (理論計算)

する場合と同じ傾向のあることが分かる。

この場合に、 $Q_{max}$  に及ぼすサーチャージの影響と、CBR に及ぼすサーチャージの影響で、前者の方が大きいのは、 $Q_{max}$  の生ずる貫入量がサーチャージが大きくなるにしたがって、図-5.8 のように移動することによるものであろう。

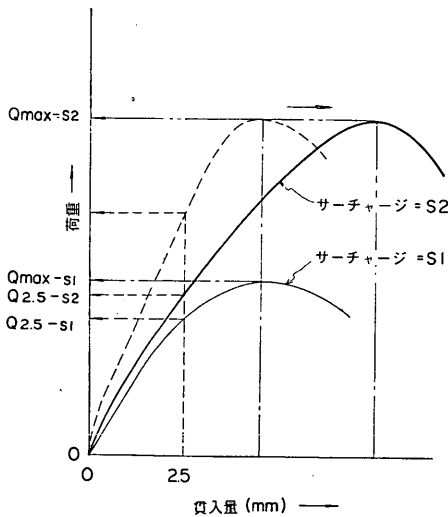


図-5.8 サーチャージの変化が  $Q_{max}$  と CBR の相関関係に及ぼす影響

次に、CBR の絶対的な値をみると、現場 CBR においては、大船山砂の  $\gamma_a=1.62 \text{ g/cm}^3$  の場合を除くと、サーチャージ 5 kg の CBR とサーチャージ 20 kg の CBR

との差は 2 以下である。室内 CBR では、大船山砂の  $\gamma_a=1.59 \text{ g/cm}^3$  を除くと、その差が 6~8 で無視できない値である。図-5.1~5.6 で、 $\gamma_a$  の増加につれて直線の傾きはわずかに増加するが、その割合は小さいため、サーチャージ 5 kg の CBR とサーチャージ 20 kg の CBR の比は、 $\gamma_a$  の増加とともに減少することが分かる。例えば、現場 CBR の野比細砂においては、 $\gamma_a=1.68 \text{ g/cm}^3$  で 2.4 であったものが、 $\gamma_a=1.84 \text{ g/cm}^3$  では 1.2 になる。室内 CBR についても同様な傾向があり、 $\gamma_a$  の増加とともにサーチャージの影響する割合が小さくなっていくことを示している。これは密な砂ほど図-5.8 の最大支持力を示す貫入量の移動が大きいことによるものと考えられる。

## 5.2 サーチャージの取り方

サーチャージの変化が CBR の値に及ぼす影響については、前節での実験結果に基づく考察から、いくつかの関係が導かれた。ここでは、これらの結果に基づいて、CBR 試験を行なう場合の合理的なサーチャージの取り方を検討してみる。

まえがきにも述べたように、空港アスファルト舗装では、現場 CBR を原則としている。3.、4. の解析結果をもとにすれば、サーチャージ 5 kg の現場 CBR は砂質土については全ての場合に求まることになった。次は、上載荷重が大きくなった時、全ての場合に現場 CBR が求まるように、大きなサーチャージでの現場 CBR と室内 CBR の関係を明らかにし、CBR 試験におけるサーチャージの選び方を決める必要がある。

サーチャージの CBR 値に及ぼす影響、サーチャージが大きい場合の現場 CBR と室内 CBR の関係などについては、前節に示した試験結果などから、次のようにとりまとめることができる。

(i) 室内 CBR に及ぼすサーチャージの影響は大きく、図-5.4~5.6 の 3 種の砂に限っていえば、サーチャージが 5 kg 増加するごとに、CBR 値は約 2 ずつ増大する。しかし、一般にはこの割合は一定でなく、砂によってはより大きな割合を持つものがある。例えば、東京空港路床路盤調査では、これが 4~5 であった。

(ii) これに対し、現場 CBR でのサーチャージの影響は小さく、図-5.1~5.3 の場合には、サーチャージが 5 kg 増加しても CBR 値の増加は 1 以下で、現場 CBR 試験の精度を考えるとこの影響は無視できそうである。

(iii) 5 kg のサーチャージでは現場 CBR と室内 CBR がほぼ等しくなった試料でも、サーチャージが大きくな



ると両 CBR 間に差異が生じるようになる。両 CBR とサーチャージが直線関係にあることから、全ての砂質土で、この差異がサーチャージの増加とともに比例的に大きくなることが分かる。

上の結果を総合的に判断すると、現場 CBR 試験でのサーチャージとしては、舗装が厚い上載荷重の大きな路床でも、一律に 5 kg を採用することが合理的であろう。したがって、室内 CBR 試験もこれに対応し、サーチャージ 5 kg だけで実施することになる。

大船山砂の  $\gamma_d = 1.62 \text{ g/cm}^3$  のように、ある種の土で乾燥密度が大きくなってくると、現場 CBR もサーチャージの影響をかなり受ける可能性があるが、このような傾向を詳しく解明するための十分なデータはない。このような場合に、設計 CBR をサーチャージ 5 kg の CBR 試験から一律に求めることは、いくぶん不経済になることもあるが、これは常に安全側になるので、問題は少ないものと考えられる。

## 6. 結 論

以上の実験および支持力理論に基づき解析から、砂質土の CBR について明らかになったことを要約すると、次のとおりである。

### (1) CBR と土性の関係

3.5 に前掲してあるので、詳しくはそちらを参照されたい。

- (i)  $74 \mu$  フレイ通過量 12% 未満の土では、試料の含水比、飽和度は CBR の値にほとんど影響しない。
- (ii) CBR に与える最も大きな要素は乾燥密度(あるいは間隙比)であり、試料ごとに、ある乾燥密度以上では、両者はほぼ直線関係になる。
- (iii) 一般に、現場 CBR では  $CBR_{2.5} \geq CBR_5$  であり、室内 CBR では  $CBR_{2.5} \leq CBR_5$  になる。
- (iv)  $74 \mu$  フレイ通過量 12% 未満の土では、室内 CBR に与える水浸の影響はない。

### (2) CBR 試験貫入支持力

- (i) 従来の円形基礎の支持力公式による計算値は、CBR 試験での実測結果と大幅な差異がある。CBR 試験の特殊性を考慮した理論式(3.1), (3.13)による計算値は、それぞれ現場 CBR 試験、室内 CBR 試験の実験値と定量的にも比較的よい対応を示した。
- (ii) 室内 CBR 試験での最大貫入支持力は、モール

ド側壁の受働土圧の影響を受け、現場 CBR 試験のそれに比べ、数倍の大きくなる。この比は土の内部摩擦角が大きくなると急激に大きくなる。

- (iii) 理論式によれば、土の粘着強度が貫入支持力に及ぼす影響の割合は、室内 CBR 試験に対するより現場 CBR 試験で大きい。
  - (3) 土質分類に基づく現場 CBR と室内 CBR の相関性
    - (i)  $74 \mu$  フレイ通過量 5% 未満の統一土質分類で SP, SW に属する土では、室内 CBR > 現場 CBR であり、その比は砂により異なる。
    - (ii)  $74 \mu$  フレイ通過量 5% 以上の土 (SW-SM, SM, SM-SC, SC) では、現場 CBR  $\approx$  室内 CBR (貫入量 2.5 mm) である。
    - (iii) 統一土質分類で SC に分類される土でも、レキ分の多い土では、(i) と同じく室内 CBR > 現場 CBR となるものがある。
    - (iv) (i) に属する土であっても、粘着強度の大きなシラスなどでは、(ii) の性質を示している。
  - (4) 直径 2 cm の特殊プランジャーによる室内 CBR 試験用モールド(直径 15 cm)内の貫入試験(非水浸)から、実用上問題ない精度で現場 CBR を推定できることが分かった。次にその手順を示す。
    - (i) 特殊プランジャーの貫入試験から  $Q_{\max-2}$  (g) を求める。
    - (ii) 実験結果および理論から、通常問題になる範囲内では、平均的に  $Q_{\max-5}/Q_{\max-2} = 7.5$  となるので、(i) を用いて  $Q_{\max-5}$  が計算される。
    - (iii) 多くの砂の実験結果から、概略  $Q_{2.5-5}/Q_{\max-5} = 0.8$  なる関係があるので、(ii) の  $Q_{\max-5}$  を代入して、 $Q_{2.5-5}$  が求まる。
    - (iv) したがって、現場 CBR =  $Q_{2.5-5}/1,370$  となる。
  - (5) CBR に及ぼすサーチャージの影響は、室内 CBR に対してはかなり大きい、現場 CBR では通常無視できる程度に小さい。そこで、現場 CBR を原則とする空港アスファルト舗装では、一律にサーチャージとして 5 kg を採用して CBR 試験を実施すればよいことが分かった。
- 次に、現場 CBR を原則とする場合、砂質土路床に対する CBR 試験の実施方法は、以上列挙してきた本研究の結論に基づいて、以下に述べるような順序で行なわれることになる。
- (1) 統一土質分類法により、粒度分析などから、分類名を決定する。

(i) 74 $\mu$  フルイ通過量 5% 未満の土 (分類名 SP, SW)

a) 一般の土

(4) の特殊プランジャーによる方法を用いて現場 CBR を推定する。

b) 特殊な土

土の粘着強度を求め、0.1 kg/cm<sup>2</sup> 未満ならば a) と同様に現場 CBR を推定する。0.1 kg/cm<sup>2</sup> 以上の場合は室内 CBR 試験 (非水浸) から貫入量 2.5mm での CBR を求め、これを現場 CBR とする。

(ii) 74 $\mu$  フルイ通過量 5% 以上の土 (分類名 SW-SM, SM, SM-SC, SC など)

a) 74 $\mu$  フルイ通過量 12% 未満の土 (SP, SW, SW-SM など)

非水浸室内 CBR 試験を実施し、貫入量 2.5 mm での CBR を求め、これを現場 CBR とする。

b) 74 $\mu$  フルイ通過量 12% 以上の土 (SM, SC, SM-SC など)

水浸室内 CBR 試験を実施し、貫入量 2.5 mm での CBR を求め、これを現場 CBR とする。

c) レキ分の多い土

レキ分の多い土では、室内 CBR が現場 CBR よりも大きくなることがある。レキ分の量 (4.76 mm フルイ残留量) が何パーセント以上で、この種の土に属するかは明らかでないが、表-3.1 の結果などから推察してこの量が 20% を越えるものについては注意を要しよう。この場合には、特殊プランジャーによる方法も行なってみて、総合的に判断してみる必要がある。ただし、ピストンの直径が 2 cm であるので、直径 5 cm のピストンの場合の最大粒径 19.1 mm の規定を、相似的に 7.93 mm におとして試験を行なうなどの配慮も必要となろう。

(i), (ii) の境界付近の土については、粘着強度を求めて、境界値 0.1 kg/cm<sup>2</sup> との比較を行ない、この結果を加えて判断することも必要であろう。

## 7. あとがき

2, 3 の空港の路床土で現場 CBR と室内 CBR に大きな差異のあることが判明し、設計上の大きな問題になったことがこの研究の発端であった。そこで、全国的な現

地調査と室内における各種実験を行ない、実験結果と比較的良好な対応を示す支持力理論を誘導し、これを利用することにより、砂質土に関しては現場 CBR と室内 CBR の間の多くの定性的、定量的関係が明らかになった。両 CBR に差異のある土でも、直径 2 cm の特殊プランジャーを使用した貫入試験から、実用上問題のない精度で現場 CBR を推定できることも分かった。その他、土性と CBR との間のいくつかの関係が判明し、CBR に及ぼすサーチャージの影響もかなり明確になった。

どのような砂質土路床に対しても、本研究で得られた結果に基づけば、現場 CBR を室内試験から推定できるので、従来のように実施に手間のかかる現場 CBR 試験をあえて行なう必要はなくなった。精度のよい室内 CBR 試験や直径 2 cm のプランジャーによる貫入試験を、結論に示したような手順にしたがって実施すればよいことになる。統一土質分類で SC に属する土についても、レキ分が多くなると、室内 CBR > 現場 CBR になるもの (例えば、図-3.16 の大阪空港、真砂) があり、この特質の解明の必要性があったが、今回の研究では大阪の真砂以外にレキ分の多い土の試験結果が得られず、一般の砂質土のように明確な結論を出すにはいたらなかった。ただし、6. の結論のところでも述べたように、暫定的に特殊プランジャーを用いる方法なども考えられる。今後、多くのこの種の土に対する実験を行ない、より明確な定性的、定量的結論を導き出す必要がある。

レキ分が砂分より多い、統一土質分類で G に属する土は、本研究では取り扱わなかったが、前節の事実から推定し、同様な問題点が存在しよう。しかし、路床がレキであることはまれであるので、本研究の問題点の緊急、重要性に比べ、レキに対する同様な研究の必要性は 2 次的なものとなろう。ただ、碎石路盤の締固め度の管理などに CBR 試験を実施する場面があることなどを考えると、今後の問題として残ろう。

## 謝 辞

本研究の成果は多くの方々からの協力の賜である。昭和 44 年度、全国の建設局へ、「砂および砂質土地盤の現場 CBR と室内 CBR」調査の依頼が、木庭土質部長から出されたが、これに答え、各地の空港工事事務所において、所定の試験が実施され、得られた多くの試験結果を送っていただいた。これらは本研究の中心的役割をなすもので、試験の実施に協力下さった、東京、大阪、新潟、広島、宮崎、鹿児島各空港工事事務所の担当された方々

砂質土の現場 CBR と室内 CBR の関係

には、ここに深く感謝申し上げる次第である。

また、実験遂行途中およびとりまとめの段階で、中瀬明男性研究室長に有意義な示唆を頂いた。その他、地盤改良研究室の寺師昌明技官からは貴重な資料の提供を頂き、土性研究室の小林正樹技官には三軸試験などで協力を頂いた。ここに、関係各位に対し厚く御礼申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 運輸省航空局：空港アスファルト舗装構造設計要領，1970，pp. 15～20.
- 2) W. P. M. Black: The Calculation of Laboratory and In-situ Values of C. B. R. from Bearing Capacity Data,
- 3) M. Livneh: C. B. R. Test under Lateral Pressure, Proc. of Asian Regional Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1967.
- 4) 須田 瀧：空港瀝青舗装の舗装厚設計法に関する調査研究—空港舗装に関する調査研究（第6報），港湾技研資料 No. 52, 1968, pp. 7～12.
- 5) 土質工学会試験法改訂委員会：土質試験法の改訂案2種，土と基礎，No. 117, Nov. 1967, pp. 38～42.
- 6) 土質工学会：土質調査法，土質工学会，1964, pp. 186～192.
- 7) 山口柏樹，木村孟，寺師昌明：円形基礎の支持力の精密解，東工大土木工学科研究報告 No. 6, 1968.
- 8) 土質工学会：土質試験法，土質工学会，1969, p. 637.
- 9) 8)と同じ，pp. 221～231.
- 10) たとえば，土質工学会編：土質工学ハンドブック，第10章支持力理論，技報堂，1966.
- 11) 春山元寿，山内豊聡：乱したシラスの排水セン断抵抗について，九州大学工学部集報 Vol. 39, No. 2, 1966, pp. 177～184.
- 12) 須田 瀧，佐藤勝久，藤本憲久：空港アスファルト舗装構造の設計法に関する一提案，港湾技研資料 No. 54, 1967, p. 76.
- 13) 土質工学会：土質試験法，土質工学会，1964, p. 164.
- 14) 中瀬明男性：関東ロームおよび成田層砂の土質試験，港湾技研資料 No. 47, 1968, pp. 57～68.  
(1971, 6, 30 受付)

記号表

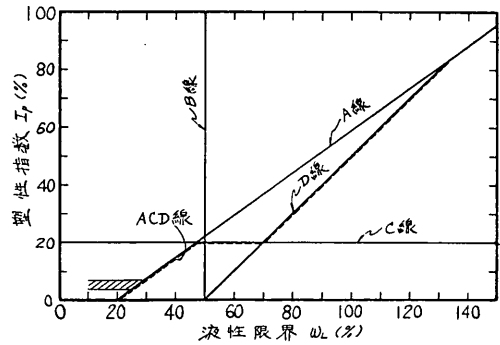
引用文献で使われる記号は省略し，本文中で説明等に頻繁に使用する記号だけを以下に列挙する。なお，統一土質分類の記号は付録を参照されたい。

- $c$ : 土の粘着強度 (kg/cm<sup>2</sup>)
- CBR<sub>2.5</sub>: 貫入量 2.5 mm での CBR 値
- CBR<sub>5</sub>: 貫入量 5 mm での CBR 値
- $D$ : プランジヤーの直径 (cm)
- $E_{pw}$ : モールド側壁に働く受働土圧
- $Q_{max}$ : 最大貫入支持力 (kg)
- $Q_{max-s}$ : CBR 試験用プランジヤー (直径 5 cm) での最大貫入支持力 (kg)
- $Q_{max-3}$ : 直径 3 cm のプランジヤーでの最大貫入支持力 (kg)
- $Q_{max-2.5}$ : 直径 2.5 cm のプランジヤーでの最大貫入支持力 (kg)
- $Q_{max-2}$ : 直径 2 cm のプランジヤーでの最大貫入支持力 (kg)
- $Q_{max-L}$ : モールド内での最大貫入支持力 (kg)
- $Q_{max-S}$ : 現場 CBR 試験での最大貫入支持力 (kg)
- $Q_{2.5-5}$ : CBR 用プランジヤー (直径 5 cm) で貫入量 2.5 mm での支持力 (kg)
- $Q_{2.5-L}$ : モールド内で貫入量 2.5 mm での支持力 (kg)
- $Q_{2.5-S}$ : 現場で貫入量 2.5 mm での支持力 (kg)
- $r_1$ : ピストンの半径 (cm)
- $r_2$ : 送り面外周円の半径 (cm)
- $r_3$ : モールドの半径 (cm)
- $S$ : サーチャージ (kg)
- $\alpha$ : 支持力理論で主働側と受働側のバランスする面に働く摩擦角
- $\gamma_d$ : 土の乾燥密度 (g/cm<sup>3</sup>)
- $\delta$ : 土とモールド側壁の間に働く摩擦角 (°)
- $\phi$ : 土の内部摩擦角 (°)
- $\phi_a$ : 支持力理論の主働側の土の内部摩擦角 (°)
- $\phi_p$ : 支持力理論の受働側の土の内部摩擦角 (°)

付録 A 日本統一土質分類表

土質工学会，土の判別分類法委員会の試案した日本統一土質分類法のうち，本研究に関係のある 74 $\mu$  フルイ通過量 50% 未満の粗粒土の分類表を付表-A・1 に示す。

付図-A・1 には，この分類法に附随した塑性図のうち，粗粒土の分類に必要な部分だけを記入した塑性図を示す。



付図-A・1 日本統一土質分類法の塑性図 (粗粒土田)

付表-A・1 日本統一土質分類表 (粗粒土部分)



付録 B CBR 試験貫入支持力の理論式の誘導

CBR 試験の最大貫入抵抗 (支持力) の実測値と, 従来の円形基礎の支持力公式を使った理論計算値とを比較した場合, 両者の間には大幅な差異があり, 本研究の定量的な解析には適さない。実測値との比較的よい対応を示す CBR 試験の特殊性を考慮した支持力理論を確立し, これを用いて解析を行なった。3.4 では, この理論式の誘導過程は省略し, 最終的な式の説明と, これによる解析結果を示してある。

ここでは, 他の類似の問題を検討する場合などの参考に供するため, 現場 CBR 試験, 室内 CBR 試験の両者について, それらの最大貫入抵抗を与える支持力公式の誘導過程を詳細に示した。

(1) 現場 CBR 試験

現場 CBR 試験のりり面としては, 初期における Terzaghi や Jáky の帯状基礎の支持力理論を参考にし, 図-3.22 に示すような折線で仮定した。平面図の斜線をほどこしてある扇形部分 (ピストン外周の単位長さに対するもの) について, 側面図に示すような力 (このエレメントに関するものは全て  $\Delta$  をつける) を考え, これらの釣合を全周にわたって積分してやれば, 全体の支持力  $Q$  が求まる。

主働側の力の釣合いで,  $\sum H=0$  より,

$$\Delta E_a \cdot \cos \alpha - \Delta R_a \cdot \sin \theta_a + \Delta C_{a1} \cdot \sin \theta_a = 0$$

$$\therefore \Delta R_a = \frac{\Delta E_a \cdot \cos \alpha + \Delta C_{a1} \cdot \sin \theta_a}{\sin \theta_a} \quad (1)$$

同様に  $\sum V=0$  より,

$$\Delta E_a \cdot \sin \alpha + \Delta C_{a2} - \Delta Q - \Delta W_a + \Delta C_{a1} \cdot \cos \theta_a + \Delta R_a \cdot \cos \theta_a = 0 \quad (2)$$

(1) を (2) に代入して,

$$\Delta E_a = \frac{\Delta Q + \Delta W_a - 2 \cdot \Delta C_{a1} \cdot \cos \theta_a - \Delta C_{a2}}{\sin \alpha + \frac{\cos \alpha}{\tan \theta_a}} \quad (3)$$

受働側の力の釣合いで,  $\sum H=0$  より,

$$\Delta E_p \cdot \cos \alpha - \Delta C_{p1} \cdot \cos \theta_p - \Delta R_p \cdot \cos \theta_p = 0$$

$$\therefore \Delta R_p = \frac{\Delta E_p \cdot \cos \alpha - \Delta C_{p1} \cdot \cos \theta_p}{\cos \theta_p} \quad (4)$$

$\sum V=0$  より,

$$\Delta E_p \cdot \sin \alpha + \Delta S + \Delta W_p + \Delta C_{p1} \cdot \sin \theta_p + \Delta C_{p2} - \Delta R_p \cdot \sin \theta_p = 0 \quad (5)$$

(4) を (5) に代入して,

$$\Delta E_p = \frac{\Delta S + \Delta W_p + 2 \cdot \Delta C_{p1} \cdot \sin \theta_p + \Delta C_{p2}}{\cos \alpha \cdot \tan \theta_p - \sin \alpha} \quad (6)$$

$\Delta E_a = \Delta E_p$  でなければならないから, 式 (3) と式 (6) より,

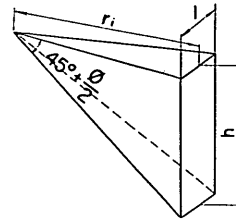
$$\Delta Q = \left( \frac{\sin \alpha + \frac{\cos \alpha}{\tan \theta_a}}{\cos \alpha \cdot \tan \theta_p - \sin \alpha} \right) \cdot (\Delta S + \Delta W_p + 2 \cdot \Delta C_{p1} \cdot \sin \theta_p + \Delta C_{p2}) - \Delta W_a + 2 \cdot \Delta C_{a1} \cdot \cos \theta_a + \Delta C_{a2} \quad (7)$$

$Q = \Delta Q \times 2\pi r_1$  であるから, (7) 式の右边を  $2\pi r_1$  倍する。次に各項ごとに計算式を立て, それぞれの力学的意味についての説明を行なう。

(i)  $\Delta W_a = \frac{\gamma}{3} \cdot h \cdot r_1$  (付図-B.1 参照)

$$\Delta W_a \times 2\pi r_1 = \frac{2 \cdot \gamma \cdot \pi}{3} \cdot h \cdot r_1^2 \quad (8)$$

右边は主働側のりり土塊全重量に等しい。したがって  $\Delta W_a \times 2\pi r_1 = W_a$  となる。



付図-B.1 主働側りり土塊のエレメント

(ii)  $\Delta C_{a1} = \frac{c}{2 \cdot \cos \beta_a} \cdot r_1$

ここに,  $c$ : 土の粘着強度

$$\beta_a = 45^\circ + \frac{\phi_a}{2}$$

$$\Delta C_{a1} \times 2\pi r_1 = \frac{\pi \cdot c}{\cos \beta_a} \cdot r_1^2 \quad (9)$$

右边は主働側のりり土塊底面の全粘着抵抗に等しく,  $\Delta C_{a1} \times 2\pi r_1 = C_{a1}$  である。

(iii)  $\Delta C_{a2} = c \cdot h$

$$\Delta C_{a2} \times 2\pi r_1 = 2 \cdot \pi \cdot c \cdot h \cdot r_1 \quad (10)$$

右边は, 主働側と受働側のバランスする垂直面に働く全粘着抵抗で,  $\Delta C_{a2} \times 2\pi r_1 = C_{a2}$  である。

(iv)  $\Delta S = \frac{\left(\frac{r_3}{r_1} + 1\right) \cdot (r_3 - r_1)}{2} \cdot s$

ここに  $s$ : 荷重板強度

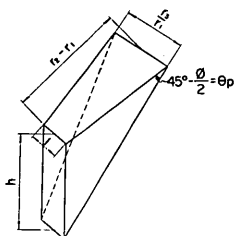
$$\Delta S \times 2\pi r_1 = \pi \cdot (r_3^2 - r_1^2) \cdot s \quad (11)$$

右边は荷重板全重量に等しく,  $\Delta S \times 2\pi r_1 = S$  になる。

(v)  $\Delta W_p = \frac{\gamma \cdot h}{6} \cdot (r_3 - r_1) \cdot \left(2 + \frac{r_3}{r_1}\right)$  (付図-B・2 参照)

$\Delta W_p \times 2\pi r_1 = \frac{\gamma \cdot \pi \cdot h}{3} \cdot (r_3^2 - 2r_1^2 + r_3 \cdot r_1)$  (12)

右辺は受働側の迂り土塊全重量に等しく、 $\Delta W_p \times 2\pi r_1 = W_p$  である。



付図-B・2 受働側迂り土塊のエレメント

(vi)  $\Delta C_{p2} = \Delta C_{a2}$   
 故に  $C_{p2} = C_{a2}$  (13)

(vii)  $\Delta C_{p1} = \frac{\left(1 + \frac{r_3}{r_1}\right) \cdot (r_3 - r_1)}{2 \cdot \cos \theta_p} \cdot c$

$\Delta C_{p1} \times 2\pi r_1 = \frac{\pi \cdot c}{\cos \theta_p} \cdot (r_3^2 - r_1^2)$  (14)

右辺は受働側迂り土塊底面に働く全粘着抵抗で、 $\Delta C_{p1} \times 2\pi r_1 = C_{p1}$  となる。

したがって、ピストンの全貫入抵抗  $Q$  は次のように

$$\Delta E_{pr} = \frac{\Delta S_r + \Delta W_{pr} + \Delta C_{p2r} + \Delta C_{p2}' + 2 \cdot \Delta C_{p1r} \cdot \sin \theta_p + \Delta E_{pw} \cdot (\cos \delta \cdot \tan \theta_p + \sin \delta)}{\cos \alpha \cdot \tan \theta_p - \sin \alpha}$$
 (19)

$\Delta E_a = \Delta E_{pr}$  でなければならないので、式 (3) と式 (19) から、

$$Q = \left\{ \Delta S_r + \Delta W_{pr} + \Delta C_{p2r} + \Delta C_{p2}' + 2 \cdot \Delta C_{p1r} \cdot \sin \theta_p + \Delta E_{pw} \cdot (\cos \delta \cdot \tan \theta_p + \sin \delta) \right\} \times \beta - \Delta W_a + 2 \cdot \Delta C_{a1} \cdot \cos \theta_a + \Delta C_{a2}$$
 (20)

$\beta$  は式 (16) と同じで、 $\delta$  はモールド壁面の摩擦角である。

$\Delta Q \times 2\pi r_1 = Q$  であるから、式 (20) の各項に  $2\pi r_1$  を乗じる。現場 CBR と同じものは省略する。

(i)  $\Delta S_r = \Delta s$   
 $\Delta S_r \times 2\pi r_1 = S_r = S$  (21)

(ii)  $\Delta W_{pr} = \frac{\gamma}{6} \cdot (r_3 - r_1) \left\{ 1 \times h + \left(1 + \frac{r_3}{r_1}\right) \cdot (h + h_p) + \frac{r_3}{r_1} \times h_p \right\}$  (付図-B・3 参照)

まとめることができる。

$$Q = (S + W_p + 2 \cdot C_{p1} \cdot \sin \theta_p + C_{p2}) \cdot \beta + (2 \cdot C_{a1} \cdot \cos \theta_a + C_{a2} - W_a)$$
 (15)

ただし、

$$\beta = \frac{\sin \alpha + \frac{\cos \alpha}{\tan \theta_a}}{\cos \alpha \cdot \tan \theta_p - \sin \alpha}$$
 (16)

式 (15) の右辺の ( ) 内の各項は、式 (8)~(14) により計算する。

(2) 室内 CBR 試験

室内 CBR 試験の迂り面は図-3.23 で、モールド側壁でさえぎられた部分に受働土圧  $E_{pw}$  が働く以外は、現場 CBR 試験の場合と同じである。

主働側の力の釣合いは現場 CBR 試験の場合と全く同じなので、受働側の力の釣合いだけ考える。

$\Sigma H = 0$  より、

$$\Delta E_{pr} \cdot \cos \alpha - \Delta C_{p1r} \cdot \cos \theta_p - \Delta R_{pr} \cdot \cos \theta_p - \Delta E_{pw} \cdot \cos \delta = 0$$

$$\therefore \Delta R_{pr} = \frac{\Delta E_{pr} \cdot \cos \alpha - \Delta C_{p1r} \cdot \cos \theta_p - \Delta E_{pw} \cdot \cos \delta}{\cos \theta_p}$$
 (17)

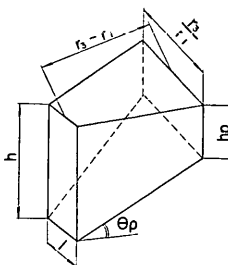
$\Sigma V$  より、

$$\Delta E_{pr} \cdot \sin \alpha + \Delta S_r + \Delta W_{pr} + \Delta C_{p2r} + \Delta C_{p2}' + \Delta C_{p1r} \cdot \sin \theta_p + \Delta E_{pw} \cdot \sin \delta - \Delta R_{pr} \cdot \sin \theta_p = 0$$
 (18)

式 (18) に式 (17) を代入して、

$$\Delta W_{pr} \times 2\pi r_1 = \frac{\gamma \cdot \pi}{3} \cdot r_1 \cdot (r_3 - r_1) \cdot \left\{ h + \left(1 + \frac{r_3}{r_1}\right) \cdot (h + h_p) + \frac{r_3}{r_1} \cdot h_p \right\}$$
 (22)

右辺は受働側の迂り土塊全重量に等しく、 $\Delta W_{pr} \times 2\pi r_1 = W_{pr}$  である。



付図-B・3 受働側迂り土塊のエレメント

砂質土の現場 CBR と室内 CBR の関係

$$(ii) \quad \Delta C_{p2r} = \Delta C_{p2} \\ \Delta C_{p2r} \times 2\pi r_1 = C_{p2} = C_{p2r} \quad (23)$$

$$(iii) \quad \Delta C_{p1r} = \frac{\left(1 + \frac{r_3}{r_1}\right) \cdot (r_3 - r_1)}{2 \cdot \cos \theta_p} \cdot c \\ \Delta C_{p1r} \times 2\pi r_1 = \pi \cdot c \cdot \frac{(r_3^2 - r_1^2)}{\cos \theta_p} \quad (24)$$

右辺は受働側のりり土塊底面の全粘着抵抗に等しく、 $\Delta C_{p1r} \times 2\pi r_1 = C_{p1r}$

$$(iv) \quad \Delta C_{p2'} = \frac{r_3}{r_1} \cdot h_p \cdot c' \\ \Delta C_{p2'} \times 2\pi r_1 = 2 \cdot \pi \cdot r_3 \cdot h_p \cdot c' \quad (25)$$

ここに、 $c'$ : 壁と土との粘着抵抗強度

右辺はりり土塊と壁との全粘着抵抗に等しく、

$$\Delta C_{p2'} \times 2\pi r_1 = C_{p2'} \\ \Delta E_{pw} \times 2\pi r_1 = E_{pw} \text{ とすると、ピストンの全貫入抵抗 } Q \text{ は次式のようにまとめることができる。}$$

$$Q = \{S + W_{p'} + C_{p2} + C_{p2'} + 2 \cdot C_{p1r} \cdot \sin \theta_p + E_{pw} \cdot (\cos \delta \cdot \tan \theta_p + \sin \delta)\} \times \beta + (2 \cdot C_{a1} \cdot \cos \theta_a + C_{a2} - W_a) \quad (26)$$

右辺の各項は、 $E_{pw}$  の 2 項を除き、式 (8), (9), (10), (16), (21)~(25) を使用して求める。

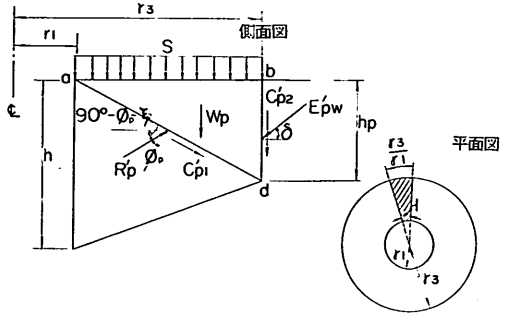
$E_{pw}$  は次の如くして求める。

図-3.23 の  $\xi$  について、 $\xi < 45^\circ - \frac{\phi_p}{2}$  ならば、りり線はりり角が  $45^\circ - \frac{\phi_p}{2}$  になるように、りり線の地表との交点は  $a$  と  $b$  との中間に来る。この場合の受働土圧を  $E_{pw} = E_{pw}'$  とする。 $\xi \geq 45^\circ - \frac{\phi_p}{2}$  ならば、りり線  $\overline{ad}$  は最小の受働土圧を与えるから、りり線は  $\overline{ad}$ 、りり角は  $\xi$  となる。この場合の受働土圧を  $E_{pw} = E_{pw}'$  とす

る。すなわち、 $\phi_p < 36^\circ 52'$  ならば  $E_{pw} = E_{pw}'$ 、 $\phi_p \geq 36^\circ 52'$  ならば  $E_{pw} = E_{pw}'$  である。

(a)  $\phi_p \geq 36^\circ 52'$  の場合

付図-B.4 を参照して、



付図-B.4 受働土圧  $E_{pw}$  を求めるりり面 ( $\phi_p \geq 36^\circ 52'$  の場合)

$$h = \frac{r_1}{\tan \theta_p} \quad (27)$$

$$h_p = h - (r_3 - r_1) \cdot \tan \theta_p \quad (28)$$

$$\xi = \tan^{-1} \left( \frac{h_p}{r_3 - r_1} \right) \quad (29)$$

$\sum H = 0$  より、

$$\Delta E_{pw}' \cdot \cos \delta - \Delta C_{p1}' \cdot \cos \xi - \Delta R_{p'} \cdot \cos (90^\circ - \phi_p - \xi) = 0$$

$$\therefore \Delta R_{p'} = \frac{\Delta E_{pw}' \cdot \cos \delta - \Delta C_{p1}' \cdot \cos \xi}{\cos (90^\circ - \phi_p - \xi)} \quad (30)$$

$\sum V = 0$  より、

$$\Delta E_{pw}' \cdot \sin \delta + \Delta S + \Delta W' + \Delta C_{p1}' \cdot \sin \xi + \Delta C_{p2}' - \Delta R_{p'} \cdot \sin (90^\circ - \phi_p - \xi) = 0 \quad (31)$$

式 (30) を式 (31) に代入して、

$$\Delta E_{pw}' = \frac{\Delta S + \Delta W_{p'} + \Delta C_{p1}' \cdot \{\sin \xi + \cos \xi \cdot \tan (90^\circ - \phi_p - \xi)\} + \Delta C_{p2}'}{\{\cos \delta \cdot \tan (90^\circ - \phi_p - \xi) - \sin \delta\}} \quad (32)$$

$\Delta E_{pw}' \times 2\pi r_1 = E_{pw}'$  であるから、式 (32) の右辺各項に  $2\pi r_1$  を乗ずると、

$$(i) \quad \Delta S \times 2\pi r_1 = S \quad (33)$$

$$(ii) \quad \Delta C_{p2'} \times 2\pi r_1 = C_{p2'} \quad (34)$$

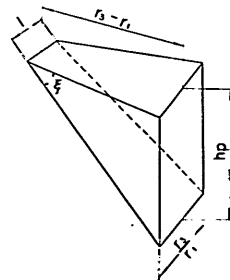
$$(iii) \quad \Delta W_{p'} = \frac{\gamma}{6} \cdot h_p \cdot (r_3 - r_1) \cdot \left(2 \cdot \frac{r_3}{r_1} + 1\right) \quad \text{付図-B.5}$$

$$\Delta W_{p'} \times 2\pi r_1 = \frac{\gamma \cdot h_p \cdot \pi}{3} \cdot (2 \cdot r_3^2 - r_1^2 - r_1 \cdot r_3) \quad (35)$$

右辺はりり土塊全重量に等しく、 $\Delta W_{p'} \times 2\pi r_1 = W_{p'}$  である。

$$(iv) \quad \Delta C_{p1}' = \frac{\left(\frac{r_3}{r_1} + 1\right) \cdot (r_3 - r_1)}{2 \cdot \cos \xi} \cdot c$$

$$\Delta C_{p1}' \times 2\pi r_1 = \frac{c \cdot \pi}{\cos \xi} \cdot (r_3^2 - r_1^2) \quad (36)$$



付図-B.5 りり土塊のエレメント

右辺はりり土塊底面の全粘着抵抗を表わし、 $\Delta C_{p1}' \times 2\pi r_1 = C_{p1}'$  である。

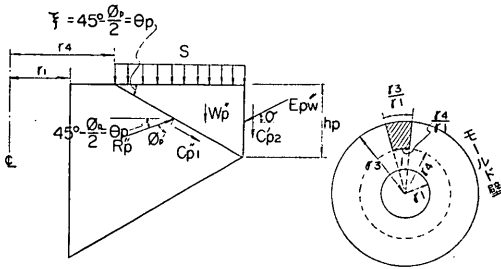
したがって、

$$E_{pw}' = \frac{S + W_p' + C_{p1}' \{ \sin \xi + \cos \xi \cdot \tan (90^\circ - \phi_p - \xi) \} + C_{p2}'}{\cos \delta \cdot \tan (90^\circ - \phi_p - \xi) - \sin \delta} \quad (37)$$

(b)  $\phi_p < 36^\circ 52'$  の場合

付図-B-6 を参照して、

$$r_4 = r_3 - \frac{h_p}{\tan \theta_p} \quad (38)$$



付図-B-6 受働土圧  $E_{pw}$  を求めるりり面 ( $\phi_p < 36^\circ 52'$  の場合)

式 (32) において、 $\Delta S = \Delta S''$ ,  $\xi = \theta_p$ ,  $90^\circ - \phi_p - \xi = \theta_p$ ,  $\Delta C_{p1}' = \Delta C_{p1}''$ ,  $\Delta W_p' = \Delta W_p''$  とおけば、

$$\Delta E_{pw}'' = \frac{\Delta S'' + \Delta W_p'' + 2 \cdot \Delta C_{p1}'' \cdot \sin \theta_p + \Delta C_{p2}'}{\cos \delta \cdot \tan \theta_p - \sin \delta} \quad (39)$$

(a) の場合と同様に、右辺の各項に  $2\pi r_1$  を乗じると、

$$(i) \Delta S'' = \frac{\left( \frac{r_3}{r_1} + \frac{r_4}{r_1} \right) \cdot (r_3 - r_4)}{2} \cdot s$$

$$\Delta S'' \times 2\pi r_1 = \pi \cdot s \cdot (r_3^2 - r_4^2) \quad (40)$$

右辺はりり土塊上の全載荷重に等しく、 $\Delta S'' \times 2\pi r_1 = S''$  となる。

$$(ii) \Delta W_p'' = \gamma \cdot \frac{h_p \cdot (r_3 - r_4)}{6} \cdot \left( 2 \cdot \frac{r_3}{r_1} + \frac{r_4}{r_1} \right) \quad (\text{付図-B-7})$$

$$\Delta W_p'' \times 2\pi r_1 = \frac{\gamma \cdot \pi \cdot h_p}{3} \cdot (2 \cdot r_3^2 - r_4^2 - r_3 \cdot r_4) \quad (41)$$

右辺はりり土塊全重量に等しく、 $\Delta W_p'' \times 2\pi r_1 = W_p''$  である。

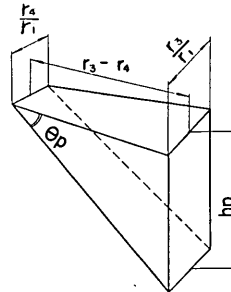
$$(iii) \Delta C_{p1}'' = \frac{\left( \frac{r_4}{r_1} + \frac{r_3}{r_1} \right) \cdot (r_3 - r_4)}{2 \cdot \cos \theta_p} \cdot c$$

$$\Delta C_{p1}'' \times 2\pi r_1 = \frac{c \cdot \pi \cdot (r_3^2 - r_4^2)}{\cos \theta_p} \quad (42)$$

右辺はりり土塊底面の全粘着抵抗に等しく、 $\Delta C_{p1}'' \times 2\pi r_1 = C_{p1}''$  である。

したがって、

$$E_{pw}'' = \frac{S'' + W_p'' + 2 \cdot C_{p1}'' \cdot \sin \theta_p + C_{p2}'}{\cos \delta \cdot \tan \theta_p - \sin \delta} \quad (13)$$



付図-B-7 りり土塊のエレメント