

非粘性土の室内 CBR に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDIES ON LABORATORY CBR
OF NON-COHESIVE SOILS

茨 木 龍 雄*

By Tatsuo IBARAKI

1. まえがき

わが国の道路¹⁾ならびに空港²⁾では CBR 法と AASHO の道路試験の結果とを併用した設計法が採用されており、路床土の強度評価方法としての CBR 試験はアスファルト舗装設計に対して重要な試験である。

CBR (California Bearing Ratio) 試験³⁾は、カリフォルニア州道路局 (California Division of Highways) が、1928~1929 年に州全域でたわみ性舗装の破壊調査を行った際、地方道の路床と路盤材料の強度特性を比較するために、Porter が考案した試験方法である。その後 Porter はこの調査結果をもとにして、路床土の CBR からたわみ性道路舗装の合計厚さを決める設計曲線を作った。また、アメリカ陸軍技術部隊 (U.S. Army Corps of Engineers) はこの設計曲線を空港のたわみ性舗装設計⁴⁾用に改めた。これらが CBR 法の始まりである。手法が簡単で土の種類に関係なく適用できること、および背景となるデータが豊富なことなどから国情に合うように試験法や設計図・表が修正されたうえで、現在広く利用されている⁵⁾。

Porter が考案した CBR 試験は現場 CBR 試験であったが、その後の研究によって乱さない土ならびに乱した土に対する CBR 試験（以下では乱した土に対する試験を室内 CBR 試験と称する）も行われるようになった。これらのわが国での試験方法⁶⁾は、JIS A 1211-1970 に定められている。

わが国のアスファルト舗装設計のうち道路の場合に関しては、1961 年版のアスファルト舗装要綱⁷⁾で正式に CBR 法を採用し、現場ならびに室内 CBR 試験のいずれを用いてもよいと定められていた。しかし、1967 年の第 2 次改訂版⁸⁾以降では室内 CBR 試験に限定された。また空港の場合は、空港アスファルト舗装構造設計要

領²⁾に、① 均一土を用いた盛土で路床を構築する場合は室内 CBR 試験による、② すでに路床ができていて、室内 CBR 試験では CBR が極端に小さくなるような場合は、乱さない土の室内 CBR 試験か現場 CBR 試験のいずれかによる、③ 砂質土で現場 CBR より室内 CBR が大きな値になる場合は、現場 CBR によるかあるいは室内 CBR を現場 CBR に補正する、と定められていて、原則的には現場 CBR によるようになっている。アスファルト舗装設計のための試験法に関する諸外国の例では室内 CBR 試験によるものの方が多い⁹⁾ようである。

路床土の CBR に影響する要因は、異種の土の場合は鉱物の種類、粒形、粒径ならびに粒度分布である。これに対し同種の土の場合には密度と含水比が大きな要因であるが、これまでの研究により同一密度でも締固め方法の違いによって CBR が変化すること、また乾燥砂と飽和砂の CBR がほとんど同じ¹⁰⁾であることなどが明らかになっている。

同じ土で含水比、締固め方法および密度とも同じ場合に、現場と室内の試験方法の違いが CBR にどのように影響を及ぼすかについては、粘性土では室内 CBR は現場 CBR にほぼ等しく、ある種の砂質土では室内 CBR が現場 CBR よりも大きいことが報告¹⁰⁾されている。CBR 試験では、供試体の上面に荷重板を上載することを原則としているが、この理由は荷重板で供試体の表面を押さえるとある程度の拘束力が働き、舗装完成後の路床が受ける荷重状態に近づくと考えられていたからである。わが国の JIS A 1211-1953 の規格¹¹⁾では、「設計荷重 $\pm 2 \text{ kg}$ に相当する荷重板を載せる」ように決められていた。その後、粘性土の場合には荷重板の影響はそれほど大きくないし、舗装が厚い場合にはこれに相当する重さの荷重板を載せることも実際的でないという理由から、土の種類には関係なく「載荷重 5 kg の試験を標準とする」ように JIS A 1211-1970 で改訂⁶⁾された。しかし、砂質土に対する載荷重の影響は、室内 CBR ではか

* 正会員 中央大学助教授 理工学部土木工学科

なり大きいが現場 CBR では無視できる程度であるという報告¹⁰⁾がある。したがって、現場 CBR より室内 CBR が大きくなるような砂質土路床に CBR 法を用いて設計を行う場合には、対象とする設計図・表を作った試験法（室内か現場か、荷重板の重さ）によって CBR を求めなければ間違った設計を行うことになる。

Black¹²⁾, Livneh¹³⁾ より須田ら¹⁴⁾は、現場 CBR より室内 CBR が大きい値になる砂質土のあることを確かめた。この理由を、室内 CBR 試験の場合はモールドの壁面の拘束が影響することに求め、現場 CBR に補正する方法を提案した。各人の考え方の概要を以下に記す。

Black によれば、砂質土の CBR 試験の最大支持力は Terzaghi による円形フーチング基礎の極限支持力公式から求められる。この極限状態は砂質土では貫入ピストン（以下ではピストンと称する）がほぼ 2.5 mm 贯入したときに生じ、ピストン底面下の土くさびの先端から円弧状のすべり面が発生する。室内試験の場合には、すべり面がモールドの壁と交差するので交差点以浅の壁面には壁面の剛さのために Rankine 土圧の 2 倍の値が働き、壁面と試料との間に当然摩擦が生じる。摩擦力は室内試験の極限状態における力のつり合い式によって計算できる。室内試験値から摩擦力を差し引けば現場試験値が求められる。

Livneh によれば、砂質土の CBR 試験における極限支持力は、無限の奥行きをもつフーチング基礎の支持力を求める Prandtl の式を、Terzaghi による円形フーチング基礎の補正係数を用いて補正し、ピストンの底面摩擦を差し引けば求めることができる。極限状態はピストンがほぼ 2.5 mm 贯入したときに生じ、ピストン底面下の土くさびの先端から対数らせん線状のすべり面が発生すると考えている。室内試験の場合には、すべり面がモールド壁面と交差するので交差点以浅の壁面に横方向圧力が加わる。この横方向圧力を加えた力のつり合いから極限支持力が導かれる。室内と現場の両支持力値が等しくなるような横方向加圧状態の室内試験で現場試験値を求めることができる。彼はゴムスリープで供試体の周りを囲み、所定の横方向圧力を加えながら貫入試験が行える特別の装置を作った。

一方、須田らによれば、CBR 試験はピストンが小径であるから押抜き試験に近いものであり、極限状態におけるすべり面はピストン周端面直下に生ずる半切の土くさびの先端から直線状に発生する。極限状態に達する貫入量は、実験によれば平均的に現場試験で 5 mm、室内試験で 10 mm 以上である。現場試験の場合には、ピストンの周端面直下に主働土圧域と受働土圧域とが平衡する垂直な面を想定し、この面上に摩擦力が働くと考えた力のつり合いから極限支持力を求める式を導いた。室内

試験の場合は、すべり面がモールドの壁と交差するので交差点以浅の壁面に別の受働土圧が働くと考えた力のつり合いから極限支持力を求めている。須田らは、これら理論的展開の妥当性を検討するため、標準室内試験用モールド、直径 2, 2.5, 3 cm の特殊ピストン、標準試験用荷重板と形状および重さがともに相似な荷重板を用いた試験を行った。2 cm ピストンの場合にはモールド壁面の影響はなく、実測値は現場試験の極限値と同じ傾向を示した。彼らはこれをを利用して次の要領で現場試験値を推定している。すなわち 2 cm ピストンによる極限値を 7.5 倍すると標準 5 cm ピストンを用いた現場試験の極限値が求まる。標準現場試験では極限値の 80% が、ピストンが 2.5 mm 贯入したときの値にほぼ等しいことから、これらを利用して現場試験値を求めるのである。

以上の提案に対して著者は、次のような疑問を感じた。CBR 試験法の規準⁶⁾には、一般に CBR はピストンが 2.5 mm 贯入時の値をとり、2.5 mm 贯入時よりも 5 mm 贯入時の値が大きくなる場合には再度試験を行って大きい方の値をとるように定められている。CBR は供試体が破壊する以前に求められるべきものである。また、この規格が多くの経験を背景に作られたことを考えると、最大荷重時の貫入量が 2.5 mm 以上になることは間違いない。Black と Livneh は、最大荷重時の貫入量は 2.5 mm 付近であるとして理論式を求め、須田らは、室内試験で 10 mm 以上、現場試験で 5 mm 以上になったとしているが、どちらの説が正しいのであろうか。また、砂質土の CBR 試験では常に極限状態が生じるものであろうか。

CBR を求める貫入量が最大荷重時の貫入量より小さい場合には、Black と Livneh が導いた CBR 試験に関する極限支持力の式ならびにその補正方法は意味がない。また、もし両者がほぼ等しいとしても、直径 5 cm のピストンの貫入に対する支持機構が大型の基礎を対象とした Terzaghi や Prandtl のフーチング基礎の支持機構と同じであると考えることには問題がある。

須田らの提案は実験によって確かめられているが、補正方法がすべて極限支持力を基準としていることについては、Black や Livneh の場合と同じ理由で疑問がもたれる。また、直径 2 cm のピストンによる室内試験値が標準現場試験値の約 1/7.5 になり、標準現場試験における 2.5 mm 贯入時の値は同じ試験による極限値の約 80% になるという実験結果は、一般性があるのであろうか。さらに、彼らの考へた破壊機構は完全に滑らかな基礎に対するもので、土と底面の摩擦角が 15° 程度以上では粗い基礎の支持力をとるべきであるという Chen の報告¹⁵⁾からすると受け入れがたい。

以上の疑問点を明らかにする目的で、本研究では非粘

性土の室内 CBR 試験において実際に最大荷重時の貫入量が存在するのか否か、また、室内 CBR 値に対するモールド壁面の影響および前記 2 項に対する荷重板による上載荷重の影響を詳細に調べ、CBR 値のもつ力学的意味を明らかにすることを試みた。

2. 試料ならびに実験条件

本研究に用いた試料は豊浦標準砂（試料 A）、2 種類の川砂（試料 B₁, B₂）、それに 2 種類の碎石（試料 C₁, C₂）の合計 5 種類で、それらの物性を表-1 に示す。これらの試料は須田らの研究¹⁴⁾を参考に、室内 CBR が現場 CBR より大きくなると予想されたものの中から、粒径の大きさ、粒子の角ばり、均等係数などを考慮して選んだものである。これらの試料を用いて以下の CBR 試験を行う際、非粘性土ではわずかの含水比によっても見掛けの粘着力が発生しこれが CBR に大きく寄与するので、このような試料の含水比による影響を避けるとともに実験条件をそろえるため、試料を 110°C の乾燥炉でよく乾燥させた後、これを気密な容器に入れておき適宜使用した。したがって、実験に用いた試料はほとんど乾燥状態にあると考えて差し支えない。

本研究では CBR 値に及ぼすモールド側壁などの影響を調べるために、実験に用いたモールドは内径が 15 cm のいわゆる標準モールドのほか、内径が 20, 25, 30, 35, 40, 50 cm で、その高さがいずれも 15 cm の特殊モール

表-2 供試体の密度

試 料 名		(I) 密 度 一 定	(II) 密 度 变 化
豊 浦 標 準 砂	A	1.60	1.40~1.60
川 砂	B ₁	1.70	1.50~1.73
	B ₂	1.55	1.40~1.59
碎 石	C ₁	1.55	1.40~1.57
	C ₂	1.70	1.45~1.70

(単位: g/cm³)

ドを用いた。このように寸法の異なる 7 種類のモールドに通常の突固め法で砂を締め固め、密度を一定にそろえることはほとんど不可能である。そこで、JIS A 1211 の規定によらず、あらかじめ計量した試料をモールド内に 3 層に分けて入れ、各層ごとに突き棒を用いて一様に突き固めた後、所定の容積になるよう木製のふたを試料全表面に置き、静的に締め固める方法をとった。このような方法により締め固めたときのモールド内の平均密度は、各試料に対して表-2 に示すとおりであった。実験はおおむね、同一の試料では表-2 の I 欄にそれぞれ示す一定の密度で行ったが、同一試料における密度変化の影響を調べるために、表-2 の II 欄に示す範囲で密度を変化させた実験も行った。

一方、本研究で行った CBR 試験の実験条件は表-3 に示すごとくケース I から IV に大別され、各ケースごとに表-1 の 5 種類の試料を用いた。表-3 のモールドおよび荷重板寸法の関係を図-1 に示すとともに、前記各ケースの概要を以下に記す。

表-1 試 料 の 物 性

試 料 名	D ₆₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	均等係数	ふるい通過率 (%)			統一土質分類名	比 重
				74 μ	2000 μ	4760 μ		
豊 浦 標 準 砂	A	0.168	0.122	1.38	4.2	100.0	SP	2.642
川 砂	B ₁	0.314	0.143	2.20	0	100.0	SP	2.784
	B ₂	0.740	0.321	2.31	0	99.7	SP	2.424
碎 石	C ₁	1.450	0.570	2.54	0	85.4	SP	2.540
	C ₂	3.350	1.680	1.19	0	14.5	SP	2.544

表-3 実験条件の一覧

区 分	諸 元	モ ー ル ド		上 載 荷 重				供試体の密度
		内 D(cm)	記 号	荷重板の外径 L(cm)	荷 重 (kg)	荷 重 強 度 w(kg/cm ²)	記 号	
ケース I	1	15	M-15	無 截 荷	0	0	S-0	変 化 (表-2 の II 欄)
	2			15	2.5	0.0159	S-2.5	
	3			15	5.0	0.0318	S-5	
ケース II	1	15	M-15	無 截 荷	0	0	S-0	一定 (表-2 の I 欄)
	2			15	2.5	0.0159	S-2.5	
	3			15	5.0	0.0318	S-5	
ケー ス III	15, 20, 25, 30, 35, 40, 50	M-15~M-50	15	5	0.0318	S-5	"	
ケー ス IV	15, 20, 25, 30, 35, 40, 50	M-15~M-50	無 截 荷 15~50	0 5~61.8	0 0.0318	S-0 S-5	"	

(注) 1. 載荷重 2.5 kg は JIS A 1211 規格による半円形荷重板 1 対の重量、5 kg はこれを二段重ねにしたときの重量。

2. ケース IV の 2 は D=15~50 cm のモールド全面に載荷したものである。

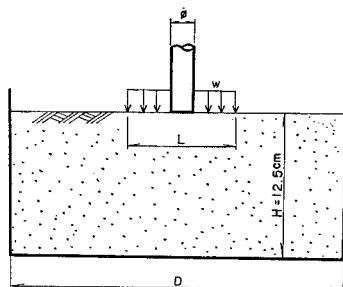


図-1 モールドおよび荷重板寸法の関係

- ケースI：標準寸法のモールドを用い、主として密度の変化が実験値に及ぼす影響を調べた。
- ケースII：標準寸法のモールドにおいて、試料表面の上載荷重の大きさの影響について調べた。
- ケースIII：上載荷重板は標準のものを用い、モールド内径を増加せしめることにより、側壁の影響を調べた。
- ケースIV：モールド内試料表面に上載荷重を全面載荷した場合と無載荷の場合とについて、それぞれモールド寸法の影響を調べた。

ここで、CBR試験における貫入試験はJIS A 1211-1970の規定に準じて行い、すべての実験は同一の試験条件のもとで少なくとも3回以上繰り返した。なお、次章の実験結果はこれら数回の実験値を算術平均したものである。また、貫入試験の結果から求めたCBR値はいずれの条件下においても、貫入ピストンが供試体内に2.5 mm貫入したときの値をとることとした。

3. 結果の考察と結論

本実験による貫入抵抗と貫入量との関係（以下では貫入曲線と称する）は、試料A, B₁, B₂のグループとC₁, C₂の碎石のグループとの2つのタイプに分類できることがわかった。ここで試料Aは岩石を破碎して作った人工砂である。したがって粒子は角ばっており、本来は碎石に属するものと考えるべきものであろうが、その挙動が試料B₁, B₂の川砂のそれと類似していることから、以下の考察においては砂として取り扱うこととする。

(1) 標準試験における密度の影響

本節に関する実験は、表-3のケースI-3である。実験の目的は、①標準CBR試験における貫入抵抗の機構はどのようにあるのか、②試料の違いまたは密度の違いによって、貫入抵抗値はどのように変化するのか、などを調べることである。

図-2, 3はそれぞれ試料AおよびC₁の貫入曲線である。これらの図によれば前者では明瞭な最大荷重が現

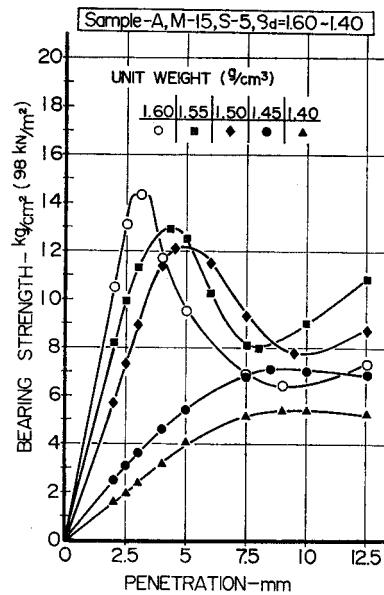


図-2 荷重強さと貫入量の関係

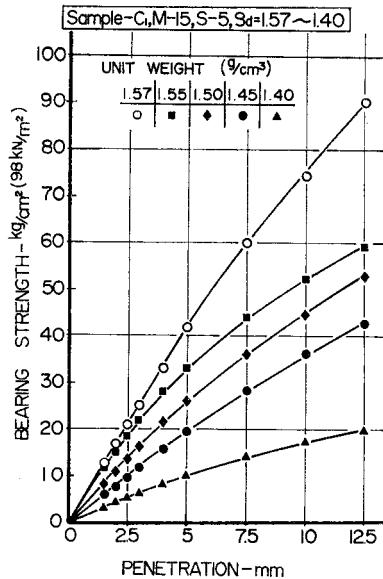


図-3 荷重強さと貫入量の関係

われるのに対し、後者では貫入曲線が終始上昇していくことがわかる。また砂では供試体の密度が大きいほど最大値ならびに最大値と残留値との差が大きくなり、最大値に対する貫入量は減少する。図-3の碎石では、密度が増大するにつれて貫入曲線の勾配が大きくなる。

このような両者の挙動の違いは貫入に対する抵抗機構の相違によるものであろうが、定性的には下記のごとくにも考えられよう。

室内CBR試験の場合、砂の供試体は、モールドの壁と載荷板とによって全体が拘束された状態にある。ピス

トンの貫入が始まると砂の粒子は位置の移動を開始する。貫入量が小さい段階においては、砂粒子の移動を阻止しようとする力は、粒子間の摩擦力、壁面の反力、上載荷重による圧力ならびに荷重板の底面と砂粒子との間に生じる摩擦力などであり、これが初期の貫入抵抗力になる。さらに貫入量が増加すると、砂は表面に向かって移動しようとする。この段階で砂の移動を阻止する力は上記初期段階における抵抗力に壁面と砂との間に生じた摩擦力ならびに粒子に破碎が生じるような砂の場合にはそれに関連した抵抗力も加わる。これらの力が最大値に達したときが極限状態である。この状態をわずかに越えた段階においては供試体のある深さにすべり面が発生し、このすべり面以浅の砂は一体となって荷重板を押し上げ、供試体は破壊の状態になる。この後もさらに貫入を続けると、すべり面以深の砂は上記と同じような抵抗を始めるものと考えられる。

これに対して碎石では、個々の粒子が角ばっているため間隙が大きい。したがってピストンの貫入に対して砂と同種の抵抗力が生じるもの、貫入力のほとんどが粒子の破碎やこれに伴う間隙の減少に費やされるために、密度の大きい砂供試体のようなすべり面は生じない。したがって碎石の貫入曲線は、本実験の貫入量 12.5 mm の範囲内では図-3 のように最大荷重のみられない単調な上昇曲線になるものと考えられる。

図-14 に示した砂の密度と最大荷重時貫入量との関係によれば (S-5 の場合)、試料 A と B₁ は密度が大きい場合ほど最大荷重に対する貫入量が小さく、本実験における最大密度の場合、試料 A で 3.1 mm, B₁ で 5 mm になった。また試料 B₂ では、密度にはほとんど関係なく 7.5 mm 程度になった。密度が増大すれば全体として剛な構造になることを考えると、試料 A, B₁ に対する結果は当然のことであろうが、試料 B₂ の結果は現在の段階では説明できない。試料 B₂ は A, B₁ よりも粒径が大きいが、このことが支持機構に影響しているのではないか。

図-4 に全試料の CBR と密度との関係を示した。両者が片対数紙上では直線関係になるのは、砂質土の変形係数と拘束圧との関係と比較して興味深い。数少ない実験によってではあるが、Davis も同様の結果を得ている^[16]。

以上の考察から次のようなことが結論される。

① 贯入抵抗の極限状態は砂では観測されたが、碎石ではこれが認められなかった。

② 砂では最大荷重に対する貫入量は、砂の種類によって異なり、同種の砂では一般には高密度の場合ほど小さくなるが、密度の変化に関係なくほぼ一定のものもある。Black^[12] や Livneh^[13] はこの値を約 2.5 mm とし

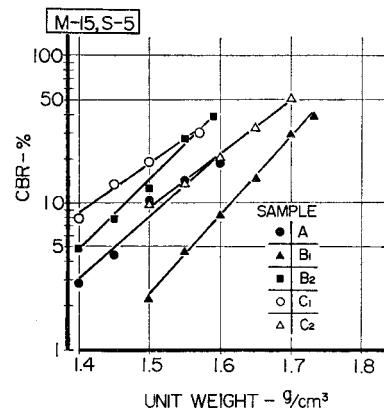


図-4 CBR と供試体密度の関係

ているが、本実験の結果はこれよりはかなり大きく、須田ら^[14]のいう約 10 mm よりは小さくなつた。

③ 砂、碎石ともに高密度ほど CBR は大きくなり、その関係は片対数紙上で直線となる。

(2) モールド壁面の影響

本節に関する実験は、表-3 のケースⅢである。

実験の目的は、① モールドの径を増加せしめた場合に貫入抵抗はどう変化するのか、② 壁面の影響が無視できるモールドの径はどのくらいか、③ 室内 CBR と壁面の影響が無視できるモールドで求めた CBR との比はどの程度になるのか、などのことを調べることである。

図-5, 6 にそれぞれ試料 A, C₁ の結果を示す。図-5 によれば、15 cm と 20 cm モールドとにに対する最大荷重は他のモールドの値に比して極端に大きく、最大値と残留値の差も大きい。しかしながら、モールドの径が増

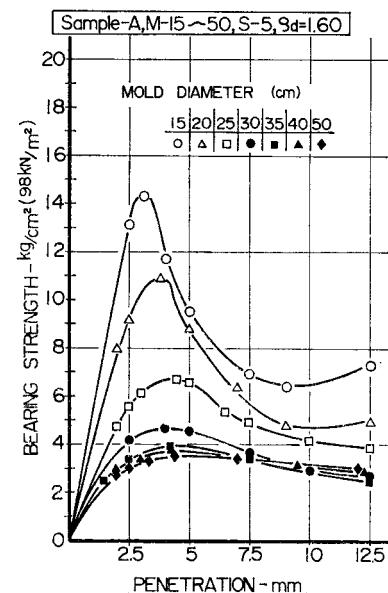


図-5 荷重強さと貫入量の関係

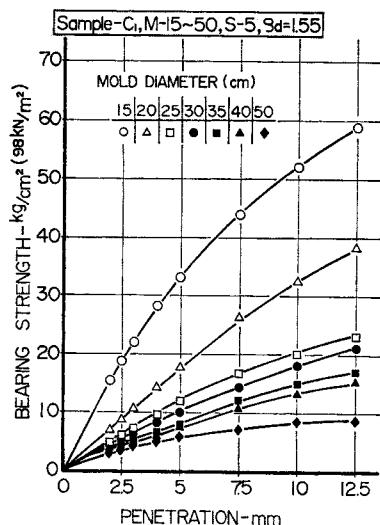


図-6 荷重強さと貫入量の関係

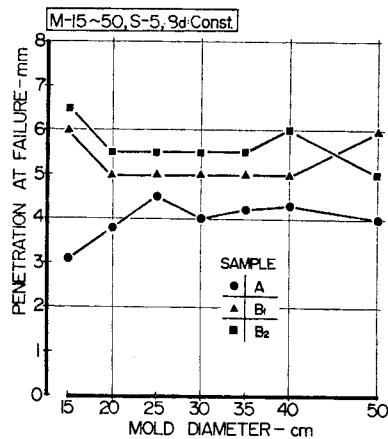


図-7 最大荷重時の貫入量とモールド径の関係

大するにつれ最大値は小さくなり、最大値と残留値の差はほとんど認められなくなる。すべての砂試料の最大荷重における貫入量を、図-7にまとめた。若干のばらつきはあるが、全体の傾向としては、標準の上載荷重の場合にはモールド径の影響はほとんどないといってよいようである。

一方、碎石では図-6に示すごとく、この実験においても最大荷重は観測されなかった。図-8に全試料の2.5 mm 貫入時のCBRとモールドの径との関係を示した。これによれば各試料のCBRはモールドの径が増大するにつれて指数関数的に減少し、40 cm付近ではほぼ一定値に收れんすることがわかる。

この理由を著者は次のごとく考えた。モールドの径が増すとピストンからモールド壁面までの距離ならびに荷重板の外端と壁面との距離が大きくなる。このため壁面に生ずる反力は減少し、試料は荷重板のない自由表面へ

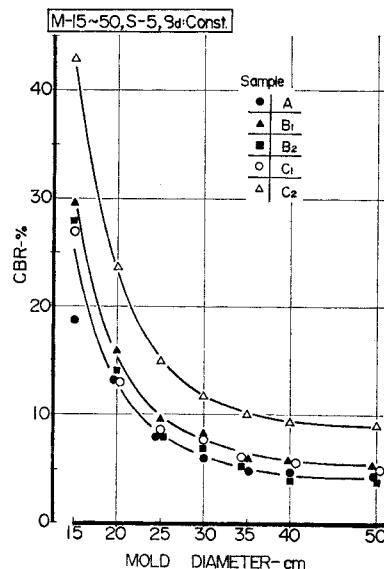


図-8 CBRとモールド径の関係

向かって移動することが容易になる。したがってモールドの径が大きくなると CBR 値が減少するのであろう。

図-8により、モールド径が40 cmでは壁面の影響がほとんどないと考えてよいことから、供試体の表面でピストンの周端面からピストン半径の7倍程度離れると壁面の影響が無視できることを結論してよいように思われる。

須田らはこの値として、標準モールドで2 cm径のピストンを用いた実験から、供試体の受働土圧側で砂の内部摩擦角が44°の場合、ピストン半径の6.5倍になったと報告¹⁴⁾している。本実験に用いた砂の内部摩擦角は40°前後であることから、著者の結果は彼らの結論を支持しているといえよう。

なお上記の結論を確認するために、試料Aと粒径ならびに粒度が類似している新潟砂に対して現場CBR試験を行った結果を図-9に示す。これによりモールド径50 cmによるCBR(CBR_{M-50})は現場CBR(CBR_F)とほぼ同一になることが判明した。

モールド径50 cmに対するCBRを現場CBRとみなして、各モールド径に対するCBRとの比を求め図-10に示した。標準モールドの径15 cmでは試料Aで50 cmモールドの約4倍、B₁で5倍、B₂で7倍、C₁で5倍、C₂で4倍となった。須田らは、室内CBRが現場CBRの2倍から4倍になる砂があると報告¹⁴⁾している。モールド径50 cmの場合を現場CBRと考えると、本実験の結果は彼らのそれよりも大きい。

一方、図-7により、砂ではモールド径50 cmに対する最大荷重時の貫入量は試料Aで4 mm、B₁で6 mm、B₂で5 mmである。須田らは、現場CBRにおけるこの値が5 mm以上であると報告¹⁴⁾している。CBRに対

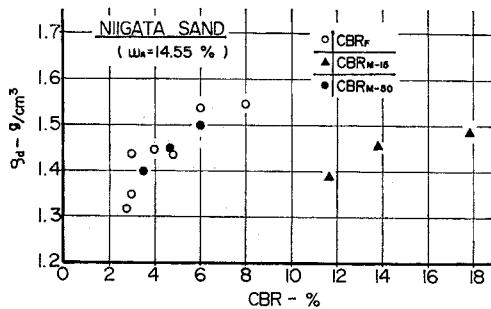


図-9 現場 CBR (CBR_F) と 50 cm モールドによる CBR (CBR_{M-50}) との比較

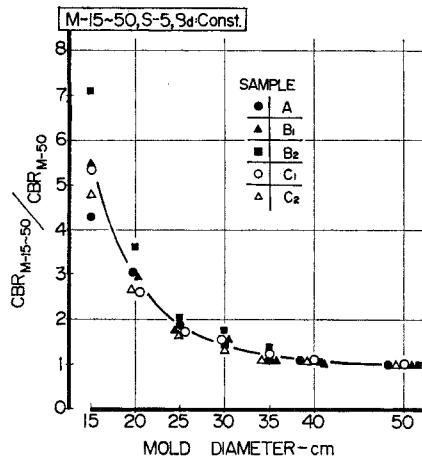


図-10 50 cm モールドの CBR に対する各モールド径の CBR の関係

すると同じく、モールド径 50 cm の場合を現場 CBR と考えると、本実験の結果は彼らの結論を支持している。しかし、砂の 2.5 mm 貫入時の抵抗値と最大値との比は本実験では試料 A で 86%, B₁ で 97%, B₂ で 92% となったが、これは須田らのいう約 80%¹⁴⁾ よりはかなり大きい。

以上の考察から次のことが結論される。

① 標準室内 CBR 試験においては、貫入抵抗に対するモールド壁面の影響はきわめて大きく、その程度は試料の種類によって異なる。

② モールドの径が 40 cm 程度になると壁面の影響は僅少になり 50 cm でほとんど無視してよい。モールド径 40 cm は須田らがいうモールド半径の 6.5 倍よりはいくぶん大きい。

③ 50 cm モールドによる試験を現場 CBR 試験と見なすと、砂の最大荷重時における貫入量は試料 A で 4 mm, B₁ で 6 mm, B₂ で 5 mm になり、須田らのいう約 5 mm 以上とほぼ同一である。

④ 砂では 2.5 mm 貫入時の抵抗値と最大値との比はいずれも 90% 前後で、須田らの報告した、約 80% よりはかなり大きい。

(3) 上載荷重の影響

本節では、上載荷重が貫入抵抗や最大荷重における貫入量およびモールド壁面の摩擦などにどのように影響するのかを調べる。

a) 室内 CBR と上載荷重との関係

本項に関する実験は、表-3 のケース I と II の場合である。

密度を変えた場合の砂試料 A の貫入曲線を図-11 (S-0 の場合) と図-2 (S-5) に、碎石試料 C₁ の貫入曲線を図-12 (S-0) と図-3 (S-5) に、また密度が一定で上載荷重を変えた (S-0, 2.5, 5) 場合の貫入曲線の一例を図-13 にそれぞれ示した。これらの図によれば、上載荷重は貫入抵抗ならびに貫入量に大きく影響することが認められる。上載荷重が砂の最大荷重時の貫入量に影響する様子は、図-14 に示されており、上載荷重の増大につれて貫入量は増える。このことは、砂の三軸試験などで拘束圧が増大すると破壊ひずみが増しより延性的な破壊形態に至るという、これまでの観測と軌を一にするものである。なお、無載荷状態と載荷状態との差は歴然としている。

図-15 にケース II の実験による、一定密度供試体の CBR と上載荷重との関係を示した。これによれば上載荷重が室内 CBR に大きな影響を及ぼすことがわかる。上載荷重が 0 から 2.5 kg へと増加する場合と 2.5 から 5 kg へ増加する場合とでは、同じ上載荷重の増加割合にもかかわらず前者の方の影響が 50% ほど大きい。

同様な傾向が貫入量に対しても認められ、図-13 に示されるごとく明らかに 0 から 2.5 kg へと増加した場合の影響の方が大きい。

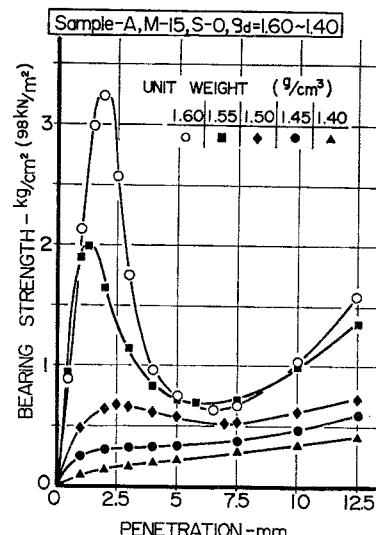


図-11 荷重強さと貫入量の関係

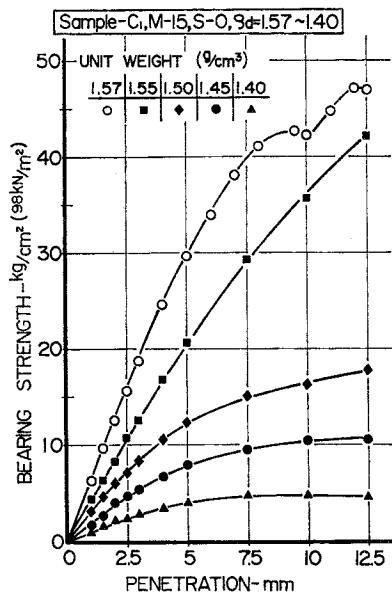


図-12 荷重強さと貫入量の関係

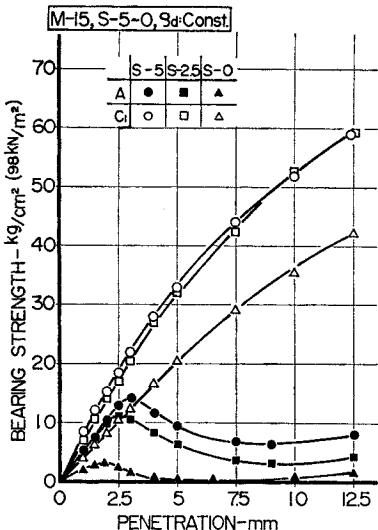


図-13 荷重強さと貫入量の関係

以上の考察から次のことが結論される。

- ① 室内試験において上載荷重を増すと、貫入抵抗値すなわち CBR は増大する。
 - ② 砂の場合の最大荷重時における貫入量は上載荷重とともに増大する。
 - ③ CBR に対する上載荷重の影響は、0 から 2.5 kg と 2.5 から 5 kg とでは前者の方が 50% ほど大きい。
 - ④ 貫入量に対する載荷重の影響も、0 から 2.5 kg へと増す場合の方が大きい。
- b) 全面載荷の場合のモールド径の影響について
本項に関する実験は、表-3 のケースIVである。

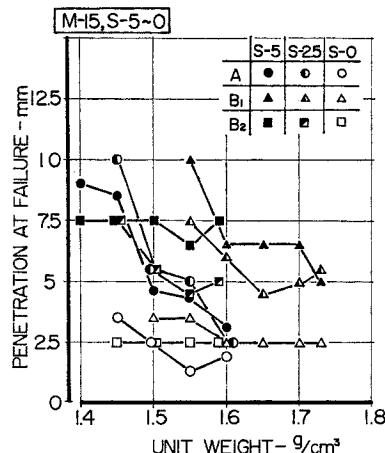


図-14 最大荷重時の貫入量と供試体密度との関係

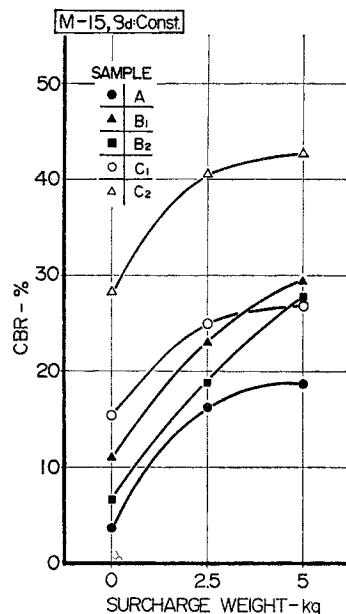


図-15 CBR と荷重板重量との関係

無載荷の場合 (S-0) の砂試料 A の貫入曲線を図-16 に、碎石試料 C₁ の貫入曲線を図-17 に、また全面載荷の場合 (S-5)_w の試料 A の貫入曲線を図-18 に、試料 C₁ の貫入曲線を図-19 にそれぞれ示した。これらの図から、全面載荷時の場合には、上載荷重は貫入抵抗ならびに貫入量に大きく影響することが認められる。

図-20 に全面載荷状態における、全試料の 2.5 mm 貫入時の CBR とモールド径との関係を示した。この図によれば、各試料の CBR はモールドの径が増大するにつれて減少し、ケースIIの図-8の場合と同様にモールド壁面の影響の大きいことがわかる。さらに、図-8 と図-20 を比較すると、同一モールド径に対する CBR は、図-20 の値の方が大きいことがわかる。これは、

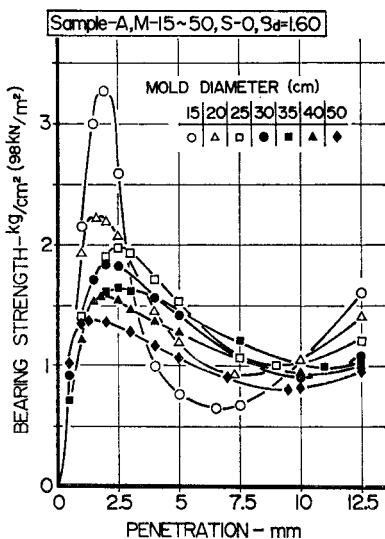


図-16 荷重強さと貫入量の関係

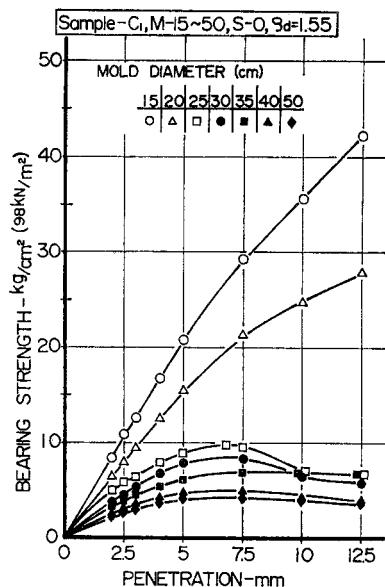


図-17 荷重強さと貫入量の関係

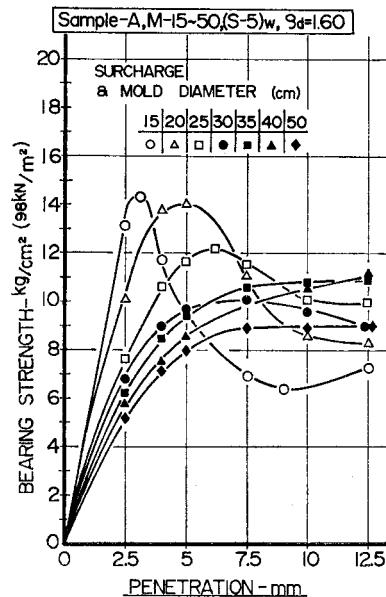


図-18 荷重強さと貫入量の関係

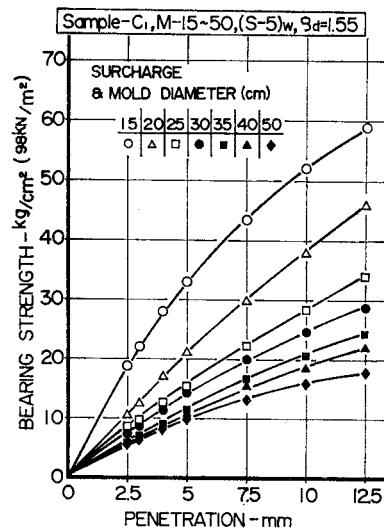


図-19 荷重強さと貫入量の関係

図-8 では上載荷重の直径を 15 cm と一定とし、モールド径を増加させているため、上載荷重端とモールド側壁内に自由表面があることから、当然のことであろう。両者の CBR の差は、現場 CBR 試験と見なされる 50 cm モールドの場合、試料 A で 3.6, B₁ で 3.4, B₂ で 2.1, C₁ で 3.0, C₂ で 1.7 となった。

図-21 に、全試料の全面載荷状態の CBR ((CBR-5)w) と無載荷状態の CBR (CBR-0) との比をモールドの径に対して示した。この図から、一般に上載荷重を全面に受けると CBR が増加し、その割合は砂の方が碎石より大きいことが認められる。また、全試料で 15 cm モールドと 20 cm モールド以外の各径のモールドに対する

この比はほぼ一定値を示している。これは壁面の影響を除いた貫入抵抗に対する全面上載荷重の寄与が応力一定のもとでは、ほぼ一定と考えてよいことを示している。15 cm モールドと 20 cm モールドに対する結果が若干ばらついているのは、全面載荷と無載荷とでは壁面の影響の程度が違うことが原因しているものと考えられる。

以上の考察から次のことが結論される。

- ① 全面載荷と標準荷重板による載荷とでは同一モールド径に対する CBR 値は前者の方が大きい。これは、後者では自由表面が生じ拘束の影響が少なくなったのであると考えられる。50 cm モールドで両者の CBR の差は試料 A で 3.6, B₁ で 3.4, B₂ で 2.1, C₁ で 3.0, C₂

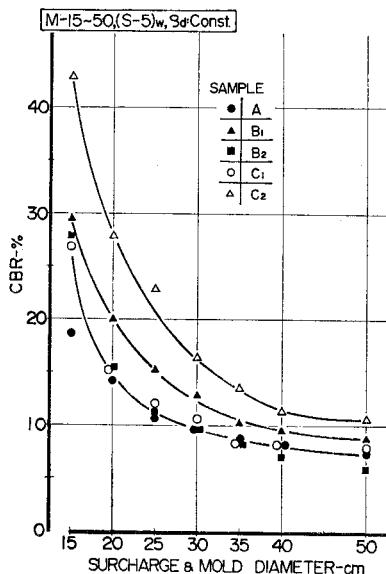


図-20 全面載荷状態の CBR とモールド径の関係

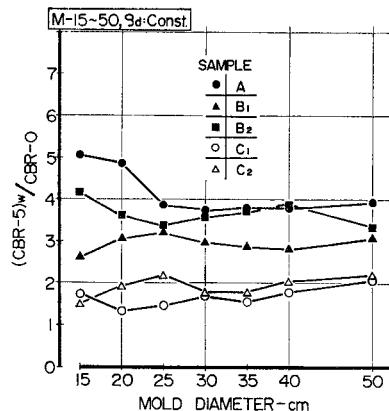


図-21 無載荷状態の CBR に対する全面載荷状態の CBR の関係

で 1.7 となった。

② 全面載荷時の CBR は無載荷時の値より大きく、その比は試料の種類によって異なる。一般に碎石よりも砂に対する影響が大きい。

③ モールド壁面の影響を無視すると、全試料の全面載荷状態の CBR と無載荷状態の CBR との比は、各モールドでほぼ一定になる。

4. 結 語

非粘性土の室内 CBR について本研究で得られた結論は、各節ならびに各項で記したとおりであるが、それらを要約すると次のとくである。

(1) 本研究で取り上げた非粘性土ではいずれにおいても、CBR を求める貫入量 2.5 mm 時において、試料は全面的塑性状態に立ち至っていない。このことから、

Black, Livneh, 須田らの行った支持力理論を用いた室内 CBR 試験の解釈はすべての砂に対して有効であると考えるべきではない。

(2) 現場 CBR と室内 CBR との差は、モールド壁面の影響によるものと考えられる。壁面の影響が無視できる場合の CBR を現場 CBR とみなして室内 CBR と比較すると、本研究では後者が前者の 3~7 倍となり、Black, Livneh ならびに須田らの報告した 2~4 倍よりはかなり大きい。

(3) モールド径を増大せしめると室内 CBR は漸減し、40 cm 近辺で一定値に収めんする。このことより径 50 cm モールドによる室内 CBR は現場 CBR とほぼ同一になると考えられる。このことを確かめるために行った現場 CBR 試験により上記の推論が正しいことが確認された。

謝 辞：本研究に関する実験のすべては、1974 年から 1977 年までの間、著者の指導のもとに卒業研究として実施されたものである。関係した諸君ならびにこの間実験の指導補助を務めていただいた斎藤邦夫氏（現・東京工業大学勤務）と佐藤喜久氏（現・鹿島道路技術研究所勤務）の両氏に感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) セメント協会：AASHO 道路試験（再版），1973.
- 2) 航空振興財團：空港アスファルト舗装構造設計要領，1976.
- 3) Porter, O.J. : Development of the Original Method for Highway Design, Transactions of the ASCE, Vol. 115, 1950.
- 4) Yoder, E.J. : Principles of Pavement Design, John Wiley and Sons, Ing.
- 5) 山下弘美ほか：主な国のアスファルト舗装構造の設計法、舗装、Vol. 14, No. 12, 1979.
- 6) 土質工学会：土質試験法，1979.
- 7) 日本道路協会：アスファルト舗装要綱，1961.
- 8) 日本道路協会：アスファルト舗装要綱，1967.
- 9) 茨木龍雄・斎藤邦夫：CBR に関する実験的研究、中央大学 90 周年記念論文集，1975.
- 10) 須田 澄・佐藤勝久・吉田富雄：砂質土の現場 CBR と室内 CBR の関係、港湾技研報告, Vol. 10, No. 3, 1971.
- 11) 土質工学会：土質試験法，1950.
- 12) Black, W.P.M. : The Calculation of Laboratory and In-situ Values of CBR from Bearing Capacity Data, Géotechnique, Vol. 11, 1961.
- 13) Livneh, M. : CBR Test Under Lateral Pressure, Proc. of Asian Regional Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1967.
- 14) 須田 澄・佐藤勝久：砂の現場 CBR と室内 CBR の関係、土木学会論文報告集、第 208 号、1972.
- 15) Chen, W.F. : Bearing Capacity Determination by Limit Analysis, Proc. ASCE, Vol. 99, No. SM 6, 1973.
- 16) Davis, E.H. : The California Bearing Ratio Method for the Design of Flexible Roads and Runways, Géotechnique, Vol. 1, No. 4, 1949.

(1981.4.22・受付)