

九大 正員 内 田 一 郎
 " 学 員 O.M.R. カルマチャリヤ
 " 林 政 広
 太平舗道kk 藤 原 彰 信

1. まえがき

舗装構造の設計にはいろいろな方法があるが、その中でもCBR法がもっともよく用いられている。アスファルト舗装要綱では、ASSHO道路試験結果を導入して材料の強度特性、あるいは等値換算係数が舗装厚の決定に用いられている。そこで問題になるのは、ある特殊な材料についてのみそれぞれの等値換算係数が示されていることである。新材料の場合、その特性が未知であるだけに設計は非常にむづかしい。

昭和48年5月より新日鉄構内において、各種路盤材と新路盤材（高炉鉾滓路盤材）の特性を比較するために試験舗装を行っている。舗装の構造は表層（アスファルトコンクリート）5cm、上層路盤（各種材料）15cm、下層路盤（クラッシャーラン）20cmで、上層路盤材を変えて見たもので、本報告はその現在までの成果について述べたものである。

2. 材料の概説

本試験舗装としては、アスファルト舗装要綱に示された各種路盤材の他に高炉鉾滓路盤材を使用しており、ここではアスファルト舗装要綱に出ていない材料についてのみ述べることにする。

1) 高炉鉾滓路盤材（ケミカル）

高炉から出る副産物は冷やすとエネルギーを放出して結晶化する傾向にある。冷却に要する時間を変えれば全然違った物質ができる。言い換えれば、急冷するとガラス質の非結晶のものとなり、それを水淬とよんでいる。緩冷すると最初小さな結晶のものとなり、次第に大きな結晶となる。

非結晶質のもの、例えば水淬等は刺激剤と出合えばすぐ安定化しようとする。すなわち、水淬は大きな水硬性を持っているが、緩冷してできたバラスには殆んどその水硬性がない。

水硬性の少ない鉾滓バラスや碎石等に不安定な水淬と刺激剤とをある割合で混合して転圧すれば、その潜在水硬性が発揮され、次から次へと硬化していく。従って良好な路盤材として利用できる。このような高炉鉾滓路盤材を通常ケミカルと称し、ケミカル1種とケミカル2種とが考えられており、それぞれを式に表わすと次の通りである。

a) ケミカル2種＝鉾滓バラス＋A水淬＋B刺激剤

表-1 ケミカルの実施配合

材料	鉾滓	水淬	刺激剤	増強剤
ケミカル1種	74	20	3	3
ケミカル2種	77	20	3	—

表-2 各種路盤材料の性質

性質	G _s	W _L	W _p	I _p	OMC	max	CBR
ケミカル1種	2.48	NP	NP	NP	145	2082	215
ケミカル2種	2.47	NP	NP	NP	145	2038	176
粒調碎石	2.65	NP	NP	NP	85	2238	88
粒調鉾滓	2.62	NP	NP	NP	108	2041	119
セメント 安定処理	—	—	—	—	85	2147	—
水淬	2.352	NP	NP	NP	125	0.988	—
増強剤	6.053	—	—	—	—	—	—

b) ケミカル 1 種 = 鉱滓 バラス + A 水滓 + B 刺激剤 + C 増強剤

A, B, C はそれぞれ全重量に対する割合である。

試験舗装に用いたケミカルの配合は表-1に示すとおりであり、ケミカルおよび各種路盤材料の性質は表-2に示すとおりである。粒度分布は図-1、2に示すとおりである。

8 たわみ量（変位置）による等値換算係数の決定

a) 平板载荷試験による変形係数の決定

植下氏の方法¹により平板载荷試験より変形係数を求め、さらに竹下氏の式²により等値換算係数（以下S値とよぶ）を求めることにする。

Nascimentoらは、荷重分散係数による多層構造計算法を示している。ここに2層系の場合について述べることにする。2層系地盤の剛性板による変位置Wは次の様に求められる。（図-3参照）

$$W_1 = \pi/4 \cdot (1 - \mu_2^2) \cdot p_2 d_2 / E_2 \quad (1)$$

$$= \pi/4 \cdot (1 - \mu_2^2) \cdot p_1 d_1^2 / d_2 E_2 \quad (2)$$

$$= \pi/4 \cdot (1 - \mu_2^2) \cdot p_1 d_1 / E_e \quad (3)$$

これらの誘導過程では次の関係が用いられている。

$$\pi/4 \cdot p_1 d_1^2 = \pi/4 \cdot p_2 d_2^2, d_2 = d_1 + k t_1 \quad \text{および} \\ E_e = E_2 \cdot (1 + K t / d_1)$$

ここに示すKを分散係数といい、Burmisterは2層

の弾性係数比と分散係数の関係を

図-4の様に導いている。

いま1層系の E_2 層で直径 d_1 の剛性円板により载荷試験を行なったときの変位置を W_2 とすると、

$$W_2 = \pi/4 \cdot (1 - \mu_2^2) p_1 d_1 / E_2 \quad (4)$$

$$\text{変位係数 } F_w = W_1 / W_2 = \frac{E_2}{E_e} = \frac{d_1}{d_2} \\ = 1 / (1 + K t / d_1) \quad (5)$$

1) 多層構造上の変形係数

ここで $\mu = 0.5$, $d = 80 \text{ cm}$ とおくと

$$(8) \text{式より、} E_e = \pi/4 \cdot (1 - \mu_2^2) p_1 d_1 / w_1 \\ = 1.77 p_1 / w_1$$

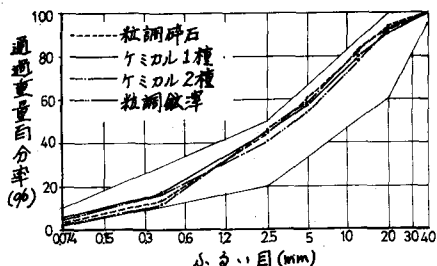


図-1 粒調材の範囲と実施粒度

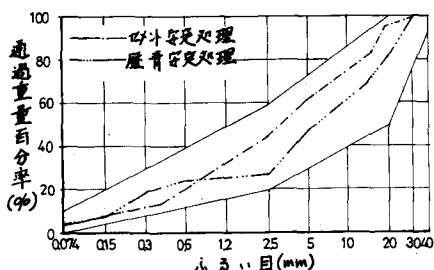


図-2 圧青安定処理材料の範囲と実施粒度

t: 上層路盤厚 (cm) K: 荷重分散係数

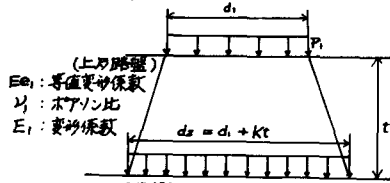
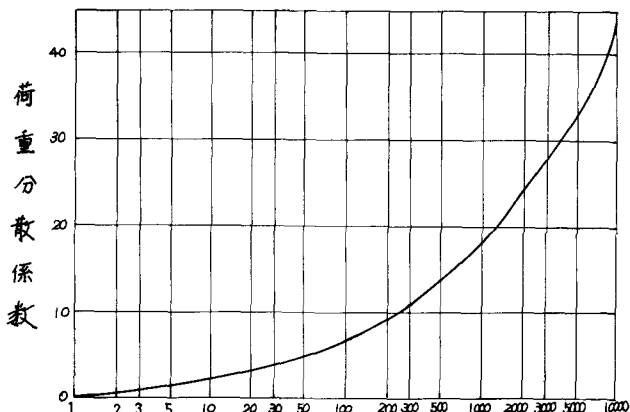


図-3 多層系計算の考え方 (Nascimento)



上下2層の変形係数比

図-4 荷重分散係数とT2層の変形係数比の関係

$$=177k30 \quad (6)$$

2 層系の場合 (図 - 5)

$$(d_0)_2 = E_1 / E_3 \cdot d_1, k_2 = [(d_0)_2 - k_2 t_2] / t_2$$

E_2 / E_3 は図 - 4 より求める。

3 層系の場合 (図 - 5)

$$(d_3)_3 = E_1 / E_3 \cdot d_1$$

$$(d_2)_3 = (d_3)_3 - k_2 t_2$$

$$(E_{12})_3 = (d_3)_3 / (d_2)_3 \cdot E_3$$

$$(k_1)_3 = [(d_2)_3 - d_1] / t_1$$

前と同様にして図 - 4 より E_1 / E_2 を求める。

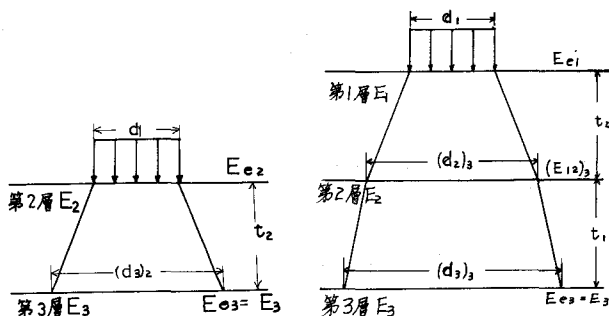


図-5 2層系および3層系

b) ベンケルマンビームによる変形係数の決定

上述のように2層系の場合のたわみの量 w_1^3 は

$$w_1 = 2[(1 - \mu_2^2) p_1 a] / E_s \cdot Fw_1 \quad (7)$$

ただし、 a : 接地半径 (cm)、 p_1 : 接地圧 (kg/cm²)

E_s : 路床土の変形係数 (kg/cm²)

μ_2 : 路床土のポアソン比

Fw_1 : 変位係数

(7)式より、下層路盤の変位係数 Fw_1 は、 $\mu = 0.5$ とおくと、

$$Fw_1 = w_1 \cdot E_s / 15 p_1 \cdot a \quad (8)$$

となるが、下層以下は一様体とすれば、その路盤の変形係数 Ep_1 は Em_1 (等値変形係数) に近似的に等しくなる。従って Em_1 は、

$$Em_1 = 15 p_1 a / w_1 = Ep_1 \quad (9)$$

3 層系の場合

ここでは下層路盤以下は一様体として(9)式より Em_1 を求め、さらに $Fw_2 = w_1 / w_2$ を求めれば図 - A⁴より Ep_2 / Em_1 が求まる。(図 - 7)

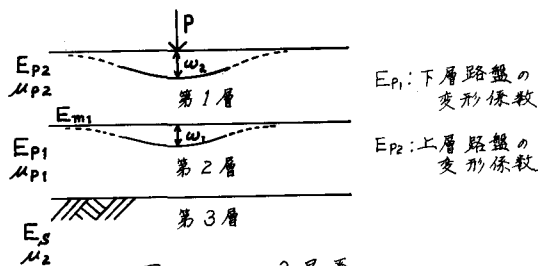


図 - 7 3層系

表-3 下層路盤の等値換算係数の比較

試験法	平板載荷	ベンケルマンビーム
	K_{30} 路床土の強度 (kg/cm ²)	E_2 a_2 S_2 (mm) (kg/cm ²) (kg/cm ²)
アスファルト	15.2 31.9	2044 0.18 0.41
コンクリート	16.2 31.9	1866 0.17 0.39
粒調砂	15.8 38.0	2940 0.20 0.45
粒調砂	19.7 34.5	1675 0.16 0.36
マカダム	27.5 43.1	1705 0.16 0.36
層着砂	25.5 39.6	1624 0.16 0.36
砂	25.6 40.8	1676 0.16 0.36

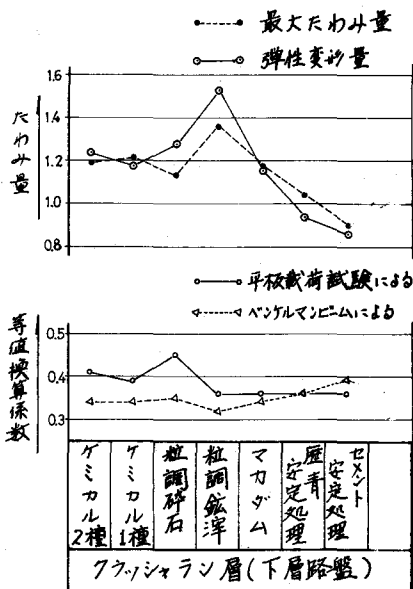


図-6 下層路盤の等値換算係数の比較

4. 結果および考察

締固めは路床、下層および上層路盤のいずれもタイヤローラとマカダムローラで同一の方法で行った結果は現場密度試験は γ_{dmax} の 86%~99% となっており、締固め効果は十分であることが分る。

表-3 からも分るように下層路盤(クラッシャーラン)の k 値およびたわみ量より求まる S 値はアスファルト舗装要綱に示された値にほぼ近い値となっているが、ベンケルマンビームの場合は下層路盤以下は一様体と見なして求めたものであり、各々のタイプについてもあまり差がない。このようにして考えた結果は路床土の弾性係数を使わないですむので、異常値の出るのを避けることができ、変形係数が $1200 \sim 1922 \text{ kg/cm}^2$ の範囲の値となった。図-6 はたわみ量およびこのようにして求めた S 値を示したものである。

硬化しないような材料については、3 層、4 層でも同一方法で S 値は簡単に算出できる。硬化するような材料では平板載荷試験で特性を求める方がよいと思われる。図-8、9 は各種路盤材料に対するベンケルマンビームと平板載荷試験から得た S 値の経日変化の比較であり、鉱滓、歴青安定処理、粒調碎石は殆んど変わらず、剛性の大きいセメント、ケミカルの場合は後者の方が前者よりも大きくでている。粒調碎石、鉱滓、マカダム、歴青等の S 値は舗装要綱の値と殆んど同じである(尚、鉱滓は建設省九州地方建設局の基準による)がセメント安定処理の場合は 1.9、ケミカル 1 種およびケミカル 2 種の場合はそれぞれ 1.6 と 1.06 となっている(7 日材令)。セメント安定処理はクラッシャーランに不足粒度の材料を入れて、セメント 5.6% を混合しているため貧配合のコンクリートに近いからと考えられる。ケミカルはまたセメントと違って潜在水硬性を発揮して急な勾配を示している。

化学反応に応じないような粒状材料についての強度特性を知るには簡単で数多くの測定可能なベンケルマンビームによる試験、硬化する材料の場合は平板載荷試験を用いるのが妥当と思われる。

参考文献

- 1) 竹下 春見 : SN について「道路」昭和 40 年 11 月号
- 2) 植下 協 : 平板載荷結果から舗装各層の変形係数を計算する方法「舗装」Jan 1971
- 3) 三浦 裕二 : たわみ曲線によるアスファルト舗装のホーバレイ厚さに関する一提案「土木学会論文集」May 1973
- 4) 日本道路協会 : アスファルト舗装要綱「昭和 42 年」
- 5) 山内 豊聡 : 土質力学「理工図書」(P208(図-7-31))
- 6) 内田 一郎 : 道路舗装の設計法「森北出版」
- 7) セメント協会 : ASSHO 道路試験(再版)
- 8) 植下 協 : 穴あけベンケルマンビーム試験による舗装構造の解析 土木学会 June 1973

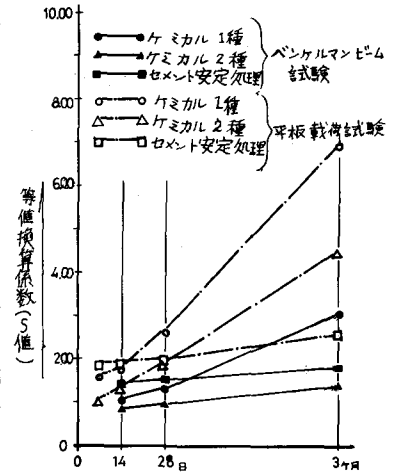


図-8 剛性の大きい路盤材料の S 値の経日変化の比較

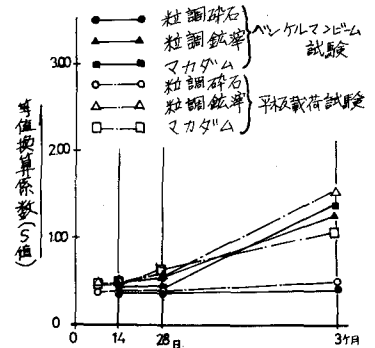


図-9 剛性が小さい路盤材料の S 値の経日変化の比較