

55 舗装構造に関する研究

名古屋大学工学部 正員 植下 協
岐阜県 土木部 正員 渡辺 尊蔵
株式会社 大林組 正員 江坂 又義
名古屋大学大学院 学生員 ○ 岡田 久雄

1. はじめに

道路舗装構造において、たわみ性舗装は性質が複雑であり、力学的解析が困難である。その原因は構成材料が完全な弾性体でない上に、多層構造を、なしているためである。本研究では舗装構造を弾性体によるものと仮定して解析し、多層舗装構造の2, 3の問題(サンドウィッチ構造、ベンケルマン試験の解析等)について考察し、あわせて2, 3層舗装構造に対する模型試験の結果を述べる。

2. サンドウィッチ舗装構造に関する

考察

ソイルセメント路盤など比較的剛性の大きな材料を下層路盤に使用するサンドウィッチ構造が、軟弱路床に対して有効であることがスイスで発表されている。そこでこの程度有効であるかを理論的に検討するために、図-1に示すように3層弾性体とその上層1/2厚さだけ路床の直上に配置したサン

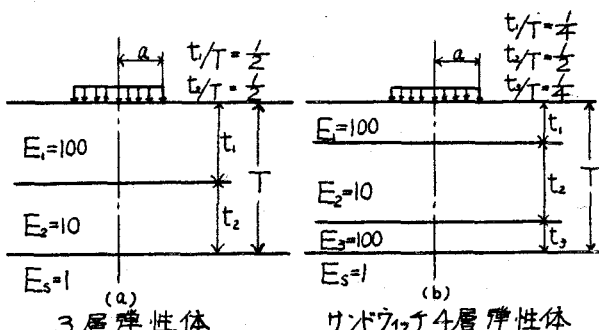


図-1 変位係数の計算仮定

ドウィッチ4層構造を仮定し、厳密弾性理論を用いて変位係数をこの3, 4層系に対して計算してみた。その結果 T/a が小さい範囲では、サンドウィッチ構造の方が小さい変位係数を与えるが、ある程度以上大きい T/a となると逆に変位係数が、3層系よりも大きくなることわかった。この計算結果の範囲では、効果は顕著とはいえないが、サンドウィッチ構造によれば

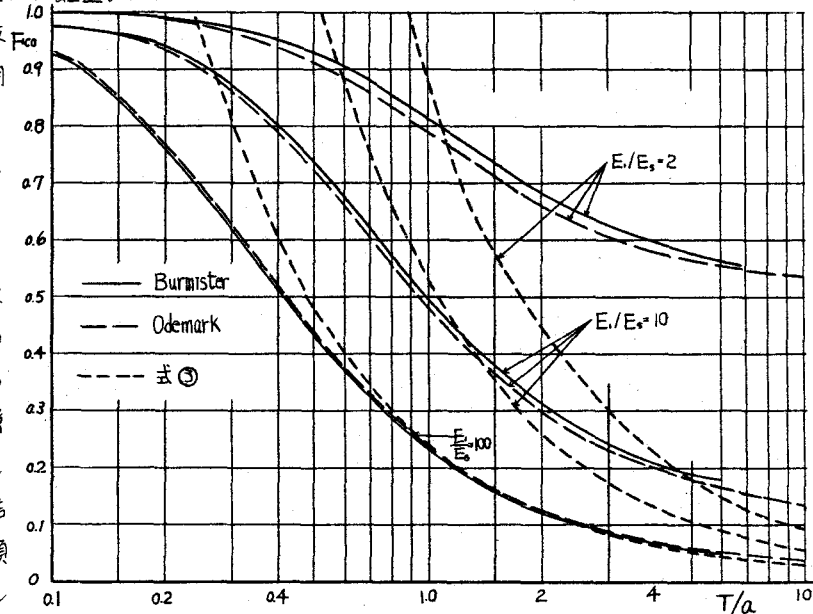


図-2 Burmister, Odemark, 式③による変位係数の比較

$E_2=10$ の材料の弾性係数が施工上かなり高められるので、この理論的結果以上の効果が期待できると考えられている。

3. 2層弾性体理論と版理論による変位係数の比較

2層弾性体の変位係数は、Burmister法により厳密に求のられるが、計算が非常に複雑である。そこで Odemarkが精度の良い近似式を準理論的に求めた。\$V_1 = V_2 = 0.5\$の場合には次式となる。

$$F_{co} = \frac{1}{\left[1 + 0.9^2 \left(\frac{T}{a}\right)^2 \left(\frac{E_2}{E_1}\right)^{1/2}\right]^{1/2}} + \frac{E_2}{E_1} \left\{ 1 - \frac{1}{\left[1 + 0.9^2 \left(\frac{T}{a}\right)^2\right]^{1/2}} \right\} \quad \text{----- ①}$$

$$F_{co} = F_s + F_i$$

①式は②式の条件を満足する場合③式のように簡単になる。

$$F_i \ll F_s \quad 1 \ll F_s \quad \text{----- ②}$$

$$F_{co} = \frac{1}{0.9 \frac{T}{a} \left(\frac{E_2}{E_1}\right)^{1/2}} \quad \text{----- ③}$$

$$w_{co} = \frac{F_{co} \cdot 1.5 P a}{E_s} = \frac{0.53 P}{E_s \left(\frac{E_2}{E_1}\right)^{1/2} T}$$

$$(P = \pi a^2 p)$$

③式は弾性基礎上の板における変位の式：

$$w_{co} = 0.192 \frac{P b^2}{D}, \left(b^2 = \frac{2.0(1+\nu^2)}{E_s}, D = \frac{E_s T^3}{12(1-\nu^2)}\right)$$

において \$V_1 = V_2 = 0.5\$とした場合と一致する。2層系を板構造と仮定して変位係数を求めた場合と、Burmister法、Odemark法による値との比較を図-2に示す。この図より、\$E_2/E_1\$が小さい範囲では、大きな相違を示すが \$E_2/E_1, T/a\$が比較的大きな範囲では2層弾性体の変位係数は板理論の変位係数とほとんど等しくなる。

4. ベンケルマンビームに関する考察

ベンケルマンビームによる道路、路盤の沈下量を測定する場合、一般にその結果は等価単輪荷重による理論的解析が行われている。しかしベンケルマンビームで計測される変位は複輪の中央点であり、解析には等価複輪荷重を仮定した方が望ましい。そして2層系弾性地盤において、カナダの標準複輪荷重(図-3参照)を仮定して変位係数を求め等価単輪荷重による値と比較してみると図-4に示すようになる。変位係数の計算は、複輪の場合、厳密弾性理論による2つの円形荷重の中点の変位、単輪では等分布荷重の中心における変位である。計算仮定を次に示す。

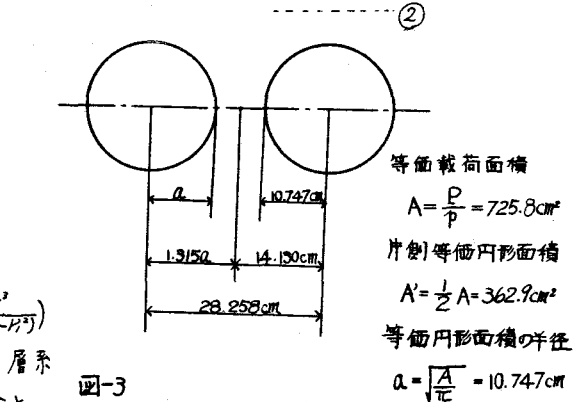


図-3

カナダのベンケルマン試験用標準複輪荷重

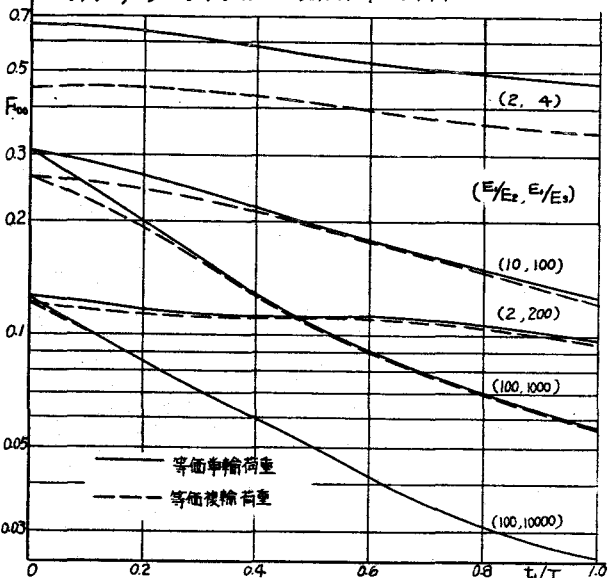


図-4

等価荷重による変位係数

を求め等価単輪荷重による値と比較してみると図-4に示すようになる。変位係数の計算は、複輪の場合、厳密弾性理論による2つの円形荷重の中点の変位、単輪では等分布荷重の中心における変位である。計算仮定を次に示す。

\$F_{00}\$: 複輪中心点の変位係数

$$w_0 = \frac{1.5 Q_0 p}{E_s} \quad F_{00} = \frac{1.5 Q_0 p}{E_s} [2 \times F_{c, 1315a}]$$

\$F_{c, 1315a}\$: 片側一輪荷重による1315a点の変位係数

$$F_{00} = [2 \times F_{c, 1315a}] \times \frac{Q_0}{Q_0}$$

\$Q_0\$: 複輪のタイヤ持地面と等しい面積をもつ単円の半径

図-4によれば上部の舗装路盤の弾性係数が路床に対して十分に大きくない場合には変位係数にかなりの相違がみとめられる。また T_a が小さいほど差が大きい。ゆえにベンケルマンビーム測定値を解析する場合、特に比較的弾性係数の低い舗装構造を対象としている場合には試験条件にできるだけ忠実な解析が必要と思われる。

5. 多層構造の模型実験による考察

a. 実験装置、材料および載荷試験方法

実験用模型土槽は50cm4方で深さ70cmの鉄槽を用いた。路床材料には粘土($w_L=23\%$, $w_p=35.6\%$, $\gamma_w=1.04 \text{ kg/cm}^3$) または砂を用い、その上に路盤材料として砂、碎石、ソイルセメントを敷きならして2または3層舗装模型とした。載荷試験は直径5cm, 7.5cm, 10cmの鋼製載荷板を使用し、同一荷重で3回繰返し載荷を行ない、順次荷重強度を増した。

b. 弾性度および復元量に関する考察

地盤の弾性的性質をあらわす値として各載荷後の復元量に注目し、この値より弾性度(%)=(復元量/載荷変位量)×100を求めた。その1例を図-5に示す。

弾性度は地盤が弾性体に近づくほど塑性変位が少なく復元量が100%に近づく割合を示す。これより(1)各路盤材料とも第1回目の弾性度は小さい。(2)2層系では、砂は徐々に弾性度は大きくなり、碎石ではほぼ一定、ソイルセメントは2回目ではほぼ100%になる。(3)ソイルセメントを表層とする3層系では各材料の塑性的性質が消え、一般に弾性度は大きい。次に荷重強度に対する復元量を示せば図-6となる。この荷重強度-復元量曲線より(1)ソイルセメント表層の3層系ではほぼ直線的で弾性体とみなせる。(2)一般に碎石、ソイルセメントは層厚の増加に伴って変位量は減少するが、粘土路床上の2層系砂路盤では変位が小さい間は層厚が大きいほど変位量は大きくなる。これは砂と粘土の弾性係数の性格の違い、砂が復元量に乏しい材料であることに起因すると思われる。その他、多くの実験的調査をおこなっているが、詳細は講演会当日に説明する。なお、この研究の前半、理論的考察は植下、岡田がおこない、後半の実験的研究は渡辺、江坂がおこなった。本研究に昭和41年度文部省科学研究費の援助が与えられたことを記し謝意を表する。

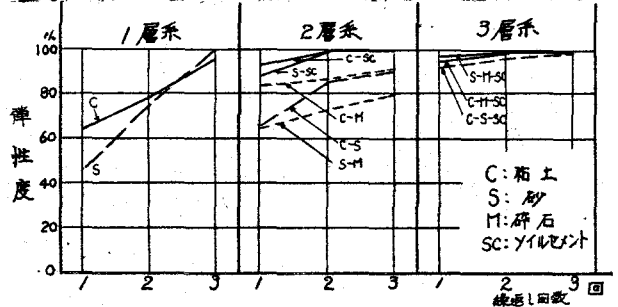


図-5 弾性度と繰返し回数

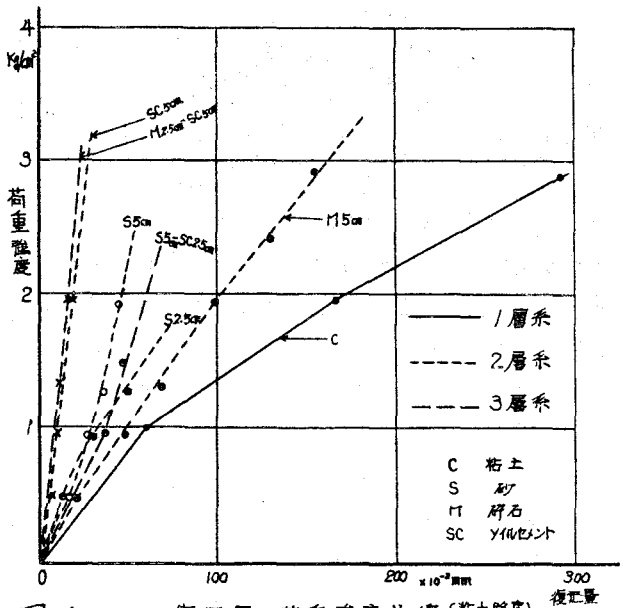


図-6

復元量-荷重強度曲線(粘土路床)