

Analysis of Concrete Pavements by the Finite Element Method

メタデータ	言語: jpn 出版者: 公開日: 2017-10-03 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: Nishizawa, Tatsuo, Matsuno, Saburo メールアドレス: 所属:
URL	https://doi.org/10.24517/00011689

This work is licensed under a Creative Commons Attribution-NonCommercial-ShareAlike 3.0 International License.



有限要素法によるコンクリート舗装版の解析

西沢 辰男*, 松野 三朗*

Analysis of Concrete Pavements by the Finite Element Method

Tatsuo NISHIZAWA and Saburo MATSUNO

Stresses and deflections in a concrete pavement due to wheel loads have been determined by using the solution of the plate bending problem on the ideal subgrade. However the solution can not be applied to the conditions involving discontinuities of concrete pavements, like joints and cracks that are of most concern to pavement engineers.

We developed FEM computer programs for calculation of stresses and deflections in concrete pavements due to wheel loads taking into account of discontinuities of joints, and examined the availability of these programs by comparing the results of the calculations and the measured results in the experiment.

There are two methods of modeling for the subgrade characters. The one is based on assuming the subgrade to be a Winkler foundation which acts as a set of uniformly distributed springs supporting concrete slabs. The other assumed the subgrade to be a elastic foundation which is mathematically described by the well-known Boussinesq equations.

Our computer programs involve these two models, and we examined the difference of results of computations using these two models.

1. ま え が き

コンクリート舗装版の応力やたわみの計算は、地盤をモデル化した支承上に舗装版を置いたスラブモデルにより行われている(図1)。その際地盤のモデル化には2つの方法がある。1つはばねを敷きつめた仮想地盤としてのウィンクラー基礎(Winkler foundation)、他の1つは Boussinesq 理論によって記述される弾性基礎(elastic foundation)であって、両者の違いは地盤の荷重伝達を考慮するかしないかにある。この点についてはのちに詳しく述べる。これらのモデルを

仮定することにより、コンクリート舗装版の応力やたわみは、すでに Westergaard¹⁾や Hogg²⁾により計算され、近似解あるいは影響関³⁾として広く設計に用いられている。

しかしながらこれらの計算は、目地などのコンクリート舗装版に特有な構造条件が考慮されておらず、もっぱら単純な条件下のもののみである。従来このような条件下での応力やたわみを求めるためには実物大の実験に頼らざるを得ず、勢い高価で長期間にわたる大規模なものとなり、容易には行うことができない。幸いにして今日大型電子計算機の飛躍的な進歩により、複雑な数値計算が極めて容易に行えるようになってきた。このような状況の下で、目地などの特殊な構造条件を考慮に入れてコンクリート舗装版の力学的挙動を解析するには、大型電子計算機を用いた数値シュミレーションによるのが最適であると考えられる。

米国においてはすでにこれらのプログラムが開発され^{4),5)}、若干の例について計算が行われている。わが国に

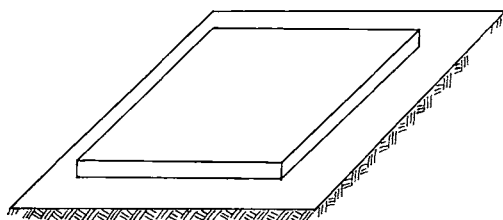


図-1 スラブモデル

においても港湾技術研究所でプログラムを独自に開発し空港舗装について計算を行っているが⁹⁾、道路舗装について行った計算はまだない。

本研究ではウィンクラー基礎および弾性基礎上のコンクリート舗装版の力学的挙動を有限要素法によって計算するコンピュータプログラムを作製し、過去に行われた道路のコンクリート舗装の実験データ⁷⁾を例にとって計算を行いその妥当性について検討を加えた。

2. 解析方法

2.1 仮定

本研究で用いた有限要素法の理論は以下に述べる古典的な平板の仮定に基づいている。⁸⁾

- 1) 板のたわみは微小である。
- 2) 変形前の中央面に対する法線は、変形後も直線を保つ。
- 3) 中央面に垂直な応力は、荷重に関係なく無視できる。

これらの仮定を用いると、平板問題は2次元問題となり、要素分割は平面方向のみに行えばよく、板厚方向に行う必要はない。

本研究では、図2に示すような4つの節点をもつ長方形要素を考える。それぞれの節点は3つの節点変位と、それらに対応する節点力をもつ。節点変位はz方向のたわみ w 、x軸まわりのたわみ角 θ_x 、y軸まわりのたわみ角 θ_y であり、対応する節点力はそれぞれ鉛直力 F_w 、x軸まわりのモーメント F_{θ_x} 、y軸まわりのモーメント F_{θ_y} である。

地盤の反力を考慮に入れたコンクリート舗装版の剛性方程式は次のように表わされる。

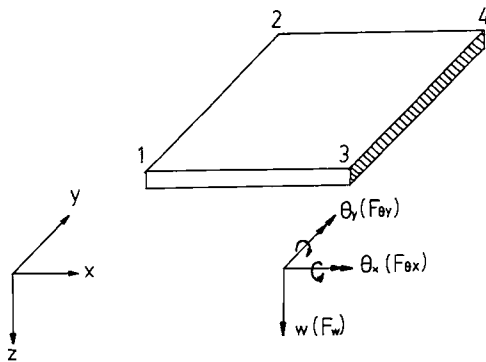


図-2 長方形要素

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ \vdots \\ F_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} K_{11} & K_{12} & \cdots & K_{1n} \\ K_{21} & K_{22} & \cdots & K_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ K_{n1} & K_{n2} & \cdots & K_{nn} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} H_{11} & H_{12} & \cdots & H_{1n} \\ H_{21} & H_{22} & \cdots & H_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ H_{n1} & H_{n2} & \cdots & H_{nn} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ \vdots \\ d_n \end{Bmatrix} \quad (1)$$

あるいは

$$\{F\} = \{K + H\} \{d\} \quad (2)$$

ここに、 $\{F\} = \langle F_1 F_2 \cdots F_n \rangle^T$; 外力ベクトル

$$K = \begin{Bmatrix} K_{11} & \cdots & K_{1n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ K_{n1} & \cdots & K_{nn} \end{Bmatrix} \quad ; \text{板の剛性マトリックス}$$

$$H = \begin{Bmatrix} H_{11} & \cdots & H_{1n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ H_{n1} & \cdots & H_{nn} \end{Bmatrix} \quad ; \text{地盤の剛性マトリックス}$$

$$\{d\} = \langle d_1 d_2 \cdots d_n \rangle^T ; \text{節点変位ベクトル}$$

添字 T はマトリックスの転置記号である。

板の剛性マトリックス K は通常の参考書に示されている⁹⁾。ここで問題となるのは、地盤のモデル化による地盤の剛性マトリックス H の数学的記述についてである。以下その内容について、ウィンクラー基礎の場合と弾性基礎の場合について具体的に説明する。

2.2 ウィンクラー基礎

ウィンクラー基礎は、地盤をばね支承にモデル化したものであり、その剛性は地盤の支持力係数 k で表わすことができる(図3)。すなわち節点での反力は節点変位に比例するという考え方である。このモデル

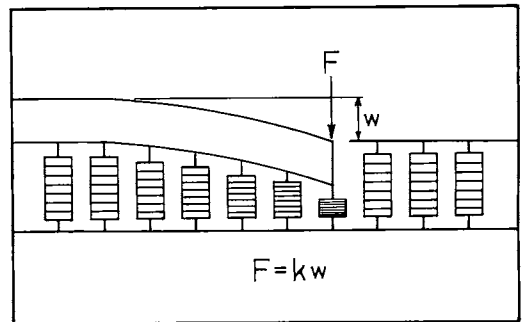


図-3 ウィンクラー基礎

では、1つの節点の変位による反力は他の節点の影響を受けることがなく、また他の節点の反力に影響を及ぼすこともない。したがって、地盤自体の荷重分散効果を無視していることになる。

その剛性マトリックスは次のように表わすことができる。

$$H_{ii} = \begin{pmatrix} kA_i & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (3)$$

ここに、 A_i は要素の面積である。

この場合、地盤全体の剛性マトリックスは、節点間の連成がないため対角項のみに値をもつ。したがって、板の剛性マトリックスと加え合わせた構造全体の剛性マトリックスは、対角項を中心にしてある幅の中に非ゼロ要素が集中するバンドマトリックスとなり、計算が比較的簡便となる。

2.3 弾性基礎

弾性基礎は、地盤を等方等質な半無限弾性体と仮定するモデルである。その剛性は地盤の弾性係数 E_b とポアソン比 μ_b により示され、数学的な記述は Boussinesq の解として知られている。この場合、1つの節点に作用する力はその節点に変位を生じさせるばかりでなく、他の節点にも変位を生じさせ、逆に他の節点の変位はその節点の反力に影響を及ぼすことになる。したがって、地盤自体にある程度の荷重伝達能力を期待することができる (図4)。

ある節点 j に荷重 F_j が作用したときの節点 i でのたわみ w_{ij} は次のように表わすことができる。

$$w_{ij} = \frac{(1-\mu_b^2)}{\pi E_b \cdot r_{ij}} F_j = a_{ij} F_j \quad (4)$$

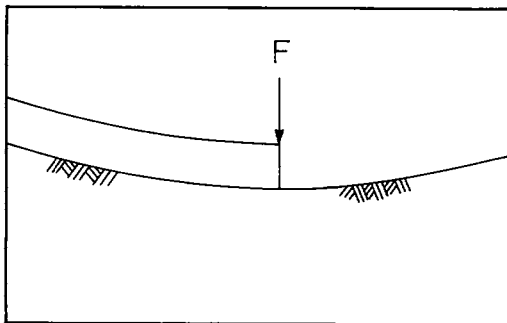


図-4 弾性基礎

ここに r_{ij} は節点 i と節点 j との距離である。ただし $r_{ij} = 0$ のとき、すなわち荷重直下のたわみは無限大に発散してしまうことになる。この場合は F_j を図5のような分布荷重に置き換えることにより、荷重直下のたわみを計算することができる。Cheung ら¹⁰⁾ は長方形分布荷重に対するたわみを次式のように算定している。

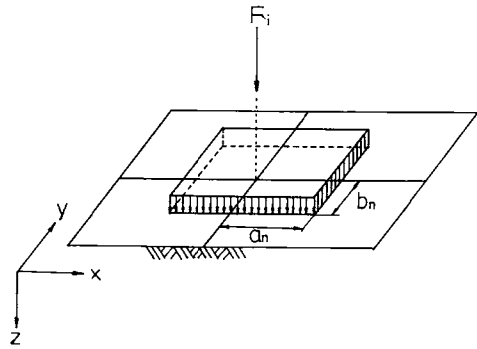


図-5 分布荷重への置き換え

$$w_{ii} = \frac{F_i}{\sum_{m=1}^4 a_m b_m} \sum_{m=1}^4 \frac{b_m(1-\mu_b^2)}{\pi E_b} \times [B_m \sin h^{-1} \frac{1}{B_m} + \sin h^{-1} B_m] = a_{ii} F_i \quad (5)$$

ここに、 $B_m = a_m / b_m$ である。

以上の式を用いると、地盤の剛性関係は以下のよう表わすことができる。

$$\begin{Bmatrix} w_1 \\ w_2 \\ \vdots \\ w_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & \cdots & a_{1n} \\ a_{21} & a_{22} & \cdots & a_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ a_{n1} & a_{n2} & \cdots & a_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ \vdots \\ F_n \end{Bmatrix} \quad (6)$$

式(6)を荷重について解くと次式をうる。

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ \vdots \\ F_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} b_{11} & b_{12} & \cdots & b_{1n} \\ b_{21} & b_{22} & \cdots & b_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ b_{n1} & b_{n2} & \cdots & b_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} w_1 \\ w_2 \\ \vdots \\ w_n \end{Bmatrix} \quad (7)$$

よって弾性基礎の場合の地盤の剛性マトリックスは次のようになる。

$$H_{ij} = \begin{pmatrix} b_{ij} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (8)$$

ウィンクラー基礎の剛性マトリックスと異なる点は、節点間が互いに連成するため、非ゼロ要素が全体剛性マトリックス全体に分散することである。したがって、板と地盤との構造全体の剛性マトリックスはバンドマトリックスとはならず、弾性基礎を仮定した場合、その計算量はかなりなものになることは避け得ない。

しかしながらモデルの妥当性という点からは、弾性基礎の方が、地盤の荷重伝達能力を考慮に入れることができるため優れているように思われる。両者のモデルによるコンクリート舗装版の挙動の相違について調べてみるのはいへん興味深い。この相違はのちの計算結果の項で述べることにする。

2. 4 目地部の考え方

コンクリート舗装構造の挙動を有限要素法によって計算する際、重要な特色の1つが目地部の考え方である。目地部の影響を考慮できるというのは、有限要素法の大きな利点であるので、以下に詳述する。

コンクリート舗装においては縦目地と横目地が施工される。縦目地は車線を区分する位置に設けられ、そり応力を軽減し、縦方向のひびわれの発生を目的としている。計算にあたっては縦目地間の荷重伝達は無視することにし、解析する範囲は1車線とする。一方横目地は、コンクリートの温度収縮による縦方向の応力を軽減するために適当な間隔で設けられ、目地を通して荷重伝達能力をもつように、スリップバーを用いて施工される(図6)。本研究で問題とするのは図6に示すようなスリップバーを用いた膨張目地の荷重の伝

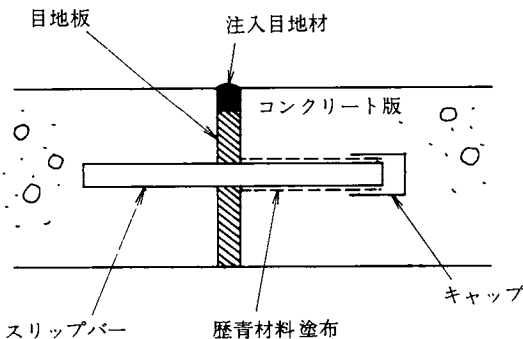


図-6 膨張目地の構造

達能力であり、その有限要素法への定式化の過程を以下に示す。

図7はスリップバーによる目地部の荷重伝達の様子を模式的に示したものである。この図より節点1と節点2のたわみの差は次式で示される。

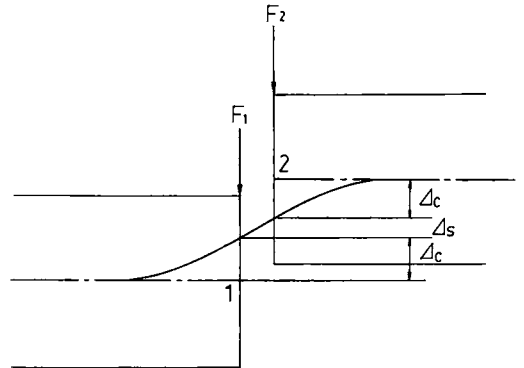


図-7 目地部の荷重伝達

$$w_1 - w_2 = \Delta = \Delta_s + 2\Delta_c \quad (9)$$

ここに、 Δ_c はスリップバーによるコンクリートの変形、 Δ_s はスリップバーのせん断変形で次のように表わされる。

$$\Delta_s = \frac{d}{GA}(F_2 - F_1) \quad (10)$$

ここに、 d はジョイントの開き、 G はスリップバーのせん断弾性係数、 A はスリップバーの断面積、 F_1 、 F_2 はそれぞれ節点1と節点2のせん断力である。

また Timoshenko¹¹⁾の解析に基づくと、スリップバーの上下のコンクリートの変形は次式のように表わせる。

$$\Delta_c = \frac{F_2 - F_1}{4\beta^3 EI}(2 + \beta d) \quad (11)$$

ここに $\beta = \{K \cdot b / (4EI)\}^{1/4}$ 、 K はコンクリートの支圧係数、 b 、 E 、 I はそれぞれスリップバーの直径、弾性係数、断面2次モーメントである。

通常、 $\Delta_s \ll \Delta_c$ であるため、 Δ_s は無視することができる。従って式(9)は次式のようになる。

$$w_1 - w_2 = 2\Delta_c = \frac{(F_2 - F_1)}{2\beta^3 EI}(2 + \beta d) \quad (12)$$

式(12)はスリップバーがコンクリートの支圧によりせん断力のみを伝達することを示している。スリップバーがせん断力のみを伝達し、曲げを伝達しないことは実験的にも確かめられている⁶⁾。次に式(12)を基礎にして、目地要素の剛性マトリックスを誘導する。

仮想仕事の式より

$$\begin{aligned} \delta w_1 \cdot F_1 + \delta w_2 F_2 &= \delta(w_1 - w_2) \cdot (F_1 - F_2) \\ &= \delta(w_1 - w_2)(w_1 - w_2) \frac{2\beta^3 EI}{2 + \beta d} \end{aligned} \quad (13)$$

となり、この式をマトリックス表示すると、

$$\langle \delta w_1 \delta w_2 \rangle \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} = \frac{2\beta^3 EI}{2 + \beta d} \langle \delta w_1 \delta w_2 \rangle \begin{Bmatrix} w_1 \\ w_2 \end{Bmatrix} \quad (14)$$

となる。 $\langle \delta w_1 \delta w_2 \rangle$ は任意の仮想変位であるから、

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} = \frac{2\beta^3 EI}{2 + \beta d} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} w_1 \\ w_2 \end{Bmatrix} \quad (15)$$

を得る。式(15)は次のような節点1、節点2をもつ目地要素に書き改められる。

$$\begin{Bmatrix} F_{w1} \\ F_{\theta x1} \\ F_{\theta y1} \\ F_{w2} \\ F_{\theta x2} \\ F_{\theta y2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_j & 0 & 0 & -k_j & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & k_j & 0 & 0 & 0 \\ & sym & & 0 & 0 & 0 \\ & & & & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} w_1 \\ \theta_{x1} \\ \theta_{y1} \\ w_2 \\ \theta_{x2} \\ \theta_{y2} \end{Bmatrix}$$

ここに、 $k_j = 2\beta^3 EI / (2 + \beta d)$ である。この式の中のコンクリートの支圧係数 K の具体的な値が問題となる。Yoder や Witzak¹²⁾ によると、この K の値は、8,300 kgf/cm² から 41,500 kgf/cm² の間にあり、41,500 kgf/cm² がより適当であることを述べている。本研究ではこの報告に従い、 K の値を 41,500 kgf/cm² として以下の計算を行う。

3. 数値計算モデル

先の項で説明された有限要素モデルの実際問題への適用性を検討するために比較を行う実験データは、過去に建設省の土木研究所において実施されたコンクリート舗装実験のものである⁷⁾。この実験は主にコンク

リート舗装版に生ずる温度応力と輪荷重応力について、それらの値を実験的に追求したもので、現在の「セメントコンクリート舗装要綱」の構造設計の基礎をなしている。

本研究の数値計算モデルはこの実験に用いられたコンクリート舗装版に基づいており、用いた数値は表1に示すとうりである。

表-1 計算に用いた定数

コンクリート	弾性係数 E_c	340,000 kgf/cm ²
	ポアソン比 μ_c	0.27
	厚さ h	19.9 cm
路盤	支持力係数 k	3.5 kg f/cm ³
	弾性係数 E_d	447 kg f/cm ²
	ポアソン比 μ_b	0.5

この実験では地盤の支持力の係数は測定されているが、地盤の弾性係数およびポアソン比は測定されていない。ウィングラー基礎と弾性基礎の計算結果を比較する場合には、ある地盤について地盤の支持力係数 k と、地盤の弾性係数及びポアソン比との関係を明らかにしておかねばならない。その関係を以下で説明する。

図8に示すように、弾性基礎上に無限に広がるコンクリート舗装版に半径 a の円に分布する荷重を作用させたとき、その直下のたわみおよび反力 q は近似的に次のように表わされる¹³⁾。

$$w = \frac{Pl_e^2}{3\sqrt{3}D} \{1 - a_e^2(0.144 - 0.238 \ln a_e)\} \quad (17)$$

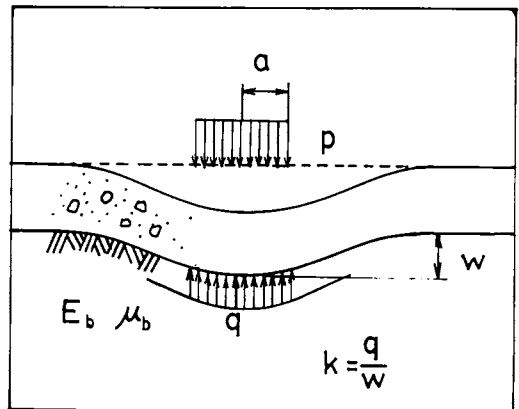


図-8 地盤反力係数 k と地盤の弾性係数 E_b 、ポアソン比 μ_b との関係

$$q = \frac{P}{3\sqrt{3} l_e^2} (1 - 0.552 a_e + 0.126 a_e^2) \quad (18)$$

ここに、 $l_e = (2D/C)^{1/3}$ 、 $a_e = a/l_e$ であり、さらに、 $D = E_c h^2 / \{12 \cdot (1 - \mu_c^2)\}$ 、 $C = E_b / (1 - \mu_b^2)$ で、 E_c 、 μ_c はそれぞれコンクリートの弾性係数とポアソン比、 h はコンクリート版の厚さ、 E_b 、 μ_b はそれぞれ地盤の弾性係数とポアソン比である。地盤支持力係数 k は反力をたわみで割ったものであるから次式を得る。

$$k = \frac{q}{w} = \frac{\left(\frac{P}{3\sqrt{3} l_e^2}\right)}{\left(\frac{Pl_e^2}{3\sqrt{3} D}\right)} = \frac{D}{l_e^4} = 0.91 \frac{1}{h^3} \sqrt{\frac{1 - \mu_c^2}{(1 - \mu_b^2)^4}} \sqrt{\frac{E_b^4}{E_c}} \quad (19)$$

実験においては地盤の支持力係数のみが測定されているので、本研究では地盤のポアソン比を仮定し、式(19)により地盤の弾性係数を求めた。

4. 計算結果と考察

中央載荷の場合について計算を行った結果が図9で

ある。ここにはウィンクラー基礎と弾性基礎の他に、理論的なチェックのために、ウィンクラー基礎を仮定して Westergaard によって解かれた理論解と、シェル石油の研究所で開発された多層弾性理論に基づくコンピュータプログラム BISAR による計算結果も載せてある。Westergaard による理論解と、ウィンクラー基礎の場合の有限要素法による解は完全に一致している。多層弾性理論は水平方向に無限に広がる等方等質の弾性体層を考え、そこに荷重によって発生する応力や、変形を計算するものであり、弾性基礎とその理論的前提はほぼ同一である。したがって、BISAR と弾性基礎の計算結果はよく一致している。たわみはウィンクラーの場合にやや小さく現われてくるが、ひずみについてはほぼ等しいと考えてよい。

自由縁隅角部載荷の場合の計算結果が図10である。たわみはウィンクラー基礎の場合に小さ目になるが、ひずみについてはほとんど差はない。○印で示しているのは実測値である。たわみの実測値は、ウィンクラー基礎と弾性基礎の間にある。ひずみの実測値は半径方向について最大値の付近で計算値をかなり上まわっている。これは、実験においてコンクリートの支持状態になんらかの不連続性(たとえばコンクリート版と、

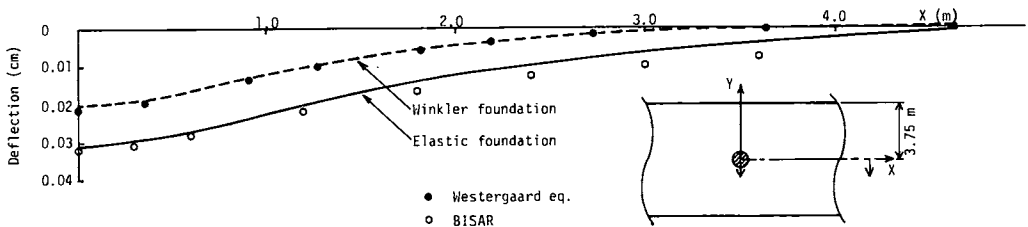


図-9(a) 中央載荷の場合のたわみ形状

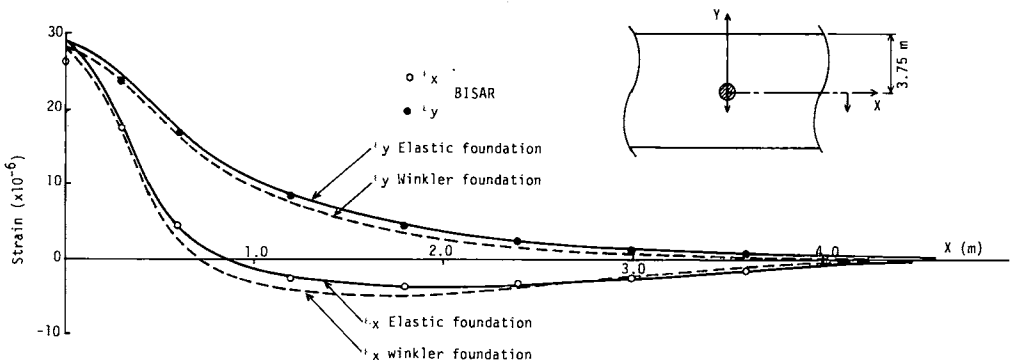


図-9(b) 中央載荷の場合のひずみ分布

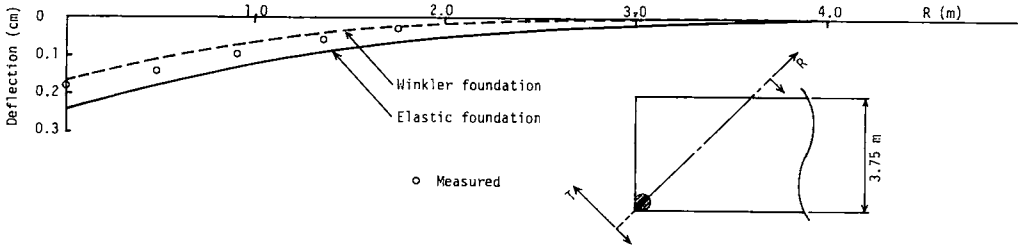


図-10(a) 隅部載荷の場合のたわみ形状

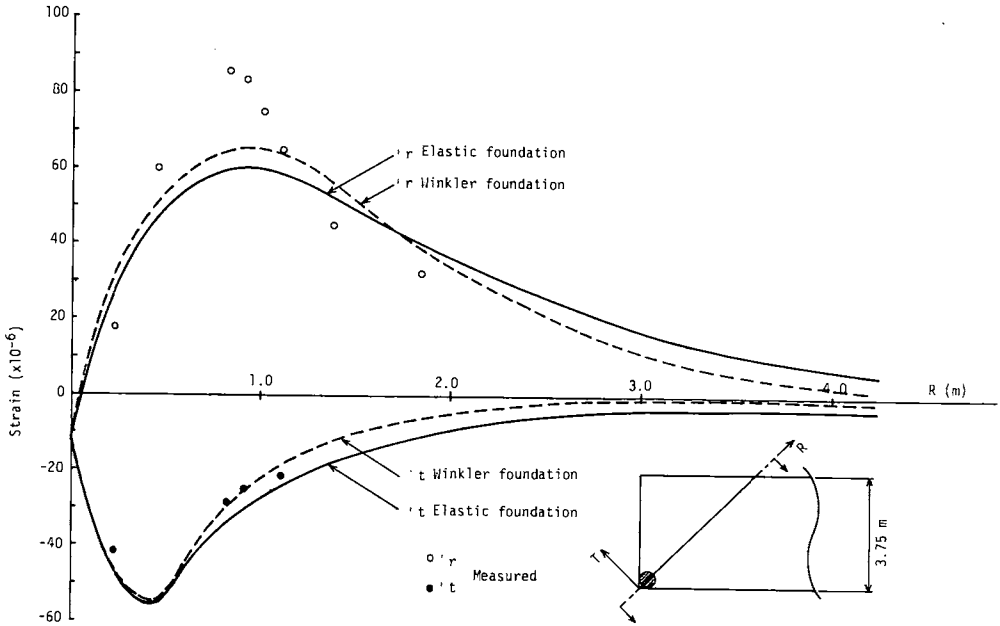


図-10(b) 隅部載荷の場合のひずみ分布

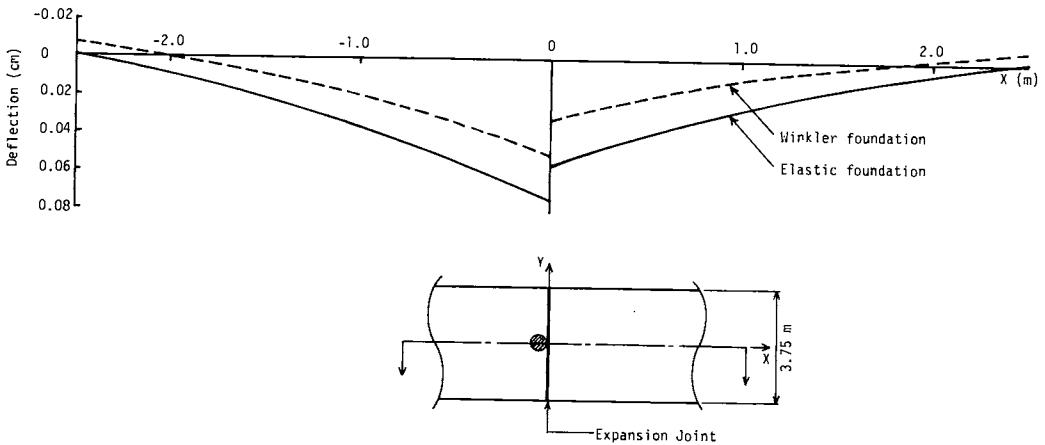


図-11(a) 膨張目地縁部載荷の場合のたわみ形状

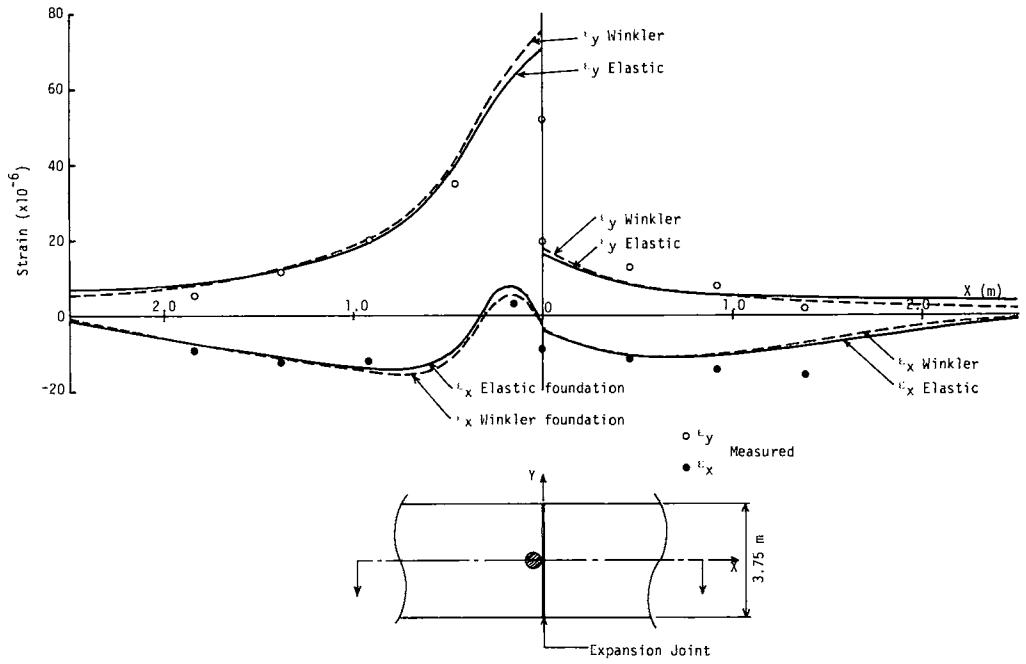


図-11(b) 膨張目地縁部載荷の場合のひずみ分布 (車線方向)

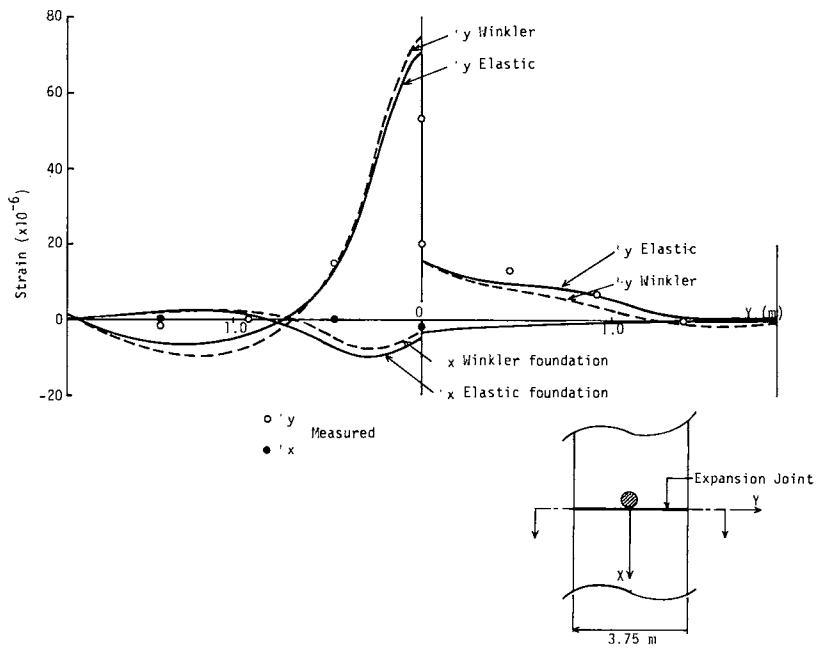


図-11(c) 膨張目地縁部載荷の場合のひずみ分布 (目地に平行な方向)

路盤の間に存在するようなわずかな隙間)によるものではないかと考えられる。接線方向のひずみについては実測値と計算値はきわめてよく一致していることがわかる。

次に目地を考慮した場合の計算結果を示す。図 11(a) は膨張目地縁部に荷重を載荷した場合のたわみ形状を示している。やはりウィングラー基礎の場合の値は小さく、弾性基礎のたわみは形状的には大差ないが、端の部分でのコンクリート版の浮き上がりは見られない。ここでたわみの伝達率として次式のようなものを考えてみる⁶⁾。

$$e_{ff} = \frac{2d_2}{d_1 + d_2} \times 100 \quad (\%) \quad (20)$$

ここに、 e_{ff} はたわみの伝達率、 d_1 は載荷側の最大たわみ、 d_2 は非載荷側の最大たわみである。この式において、 $d_1 = d_2$ すなわち目地の両側のたわみが等しいとき $e_{ff} = 100(\%)$ となり伝達が完全であることを示し、 $d_2 = 0$ すなわち非載荷側の版が変形しないとき、 $e_{ff} = 0(\%)$ となり全然伝達が行われなことを示す。計算結果によると、ウィングラー基礎の場合 $e_{ff} = 75(\%)$ 、弾性基礎の場合 $e_{ff} = 85\%$ となり、たわみの伝達率が弾性基礎の方で高いことが注目される。これは弾性基礎の荷重伝達機能が影響しているためである。図 11(b)、(c) はそれぞれ図中に示す方向に沿ったひずみ分布を示している。ひずみはウィングラー基礎と弾性基礎の計算結果はほぼ等しい。実測値と比較してみると、計算値は荷重の作用する付近で差を生じているものの全体としてはよい一致を見せている。

5. 結 論

コンクリート舗装版の挙動を、ウィングラー基礎と弾性基礎にモデル化して有限要素法により解析するコンピュータプログラムを作製して、過去のコンクリート舗装版の実験を例にとり計算を行った。それらの計算結果と実測値との比較より得た結論をまとめると以下ようになる。

1) 目地のない場合、ウィングラー基礎と弾性基礎の計算結果を比較すると、たわみがウィングラー基礎の方で小さく現われているが、ひずみについては両者の間にほとんど差はない。

2) 目地を考慮した場合においてもやはりウィングラー基礎のたわみが小さく現われ、ひずみについては

両者はほぼ一致している。ただし目地を通してのたわみの伝達率がウィングラー基礎の場合で 75%、弾性基礎の場合で 85% と、弾性基礎を仮定した場合の方が高い。これは弾性基礎の荷重伝達機能が作用したためと思われる。

3) 計算値と実測値は全般的に、予想した以上により一致を見ることが明らかとなった。このことはコンクリート舗装版を解析していく上で、目地を含めた有限要素モデルが極めて高い適用性をもつことを示している。ただ地盤のモデル化において、ウィングラー基礎を用いるべきか、弾性基礎を用いるべきかの選択の問題が残る。現在までのところたわみを除いて両者の計算結果には大きな差はない。そうすると計算が速く経済的であるという点でウィングラー基礎に軍配を上げられそうであるが、目地を通しての荷重伝達効果に若干の差があり、この点についてさらに検討の必要があろう。

なお本論文中の計算はすべて金沢大学計算機センターの FACOM M-170F によった。最後にプログラムの作製にあたり貴重な助言を賜った本学部教授吉田博先生、運輸省港湾技術研究所の福手勤氏、さらに計算図面の作製に協力いただいた本学院生田井伸治君、本学部生石倉裕明君に深く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) Westergaard, H. M.: Computation of stress in concrete roads, Proc. of HRB, Vol. 5, pp. 90-112. 1925,
- 2) Hogg, A. F. A.: Equilibrium of a thin plate, symmetrically loaded, resting on a elastic foundation of infinite depth, Philosophical Magazine, Series. 7, Vol. 25, pp. 576-582. 1938.
- 3) Picket, G. and Ray. G. K.: Influence charts for concrete pavements, Trans. of ASCE, Vol. 116, pp. 49-73, 1959.
- 4) Chou, Y. K. and Y. H. Hung: A computer program for slabs with discontinuities on layered elastic solids, Proc. 2nd International Conference on Concrete Pavement Design, pp. 79-85, 1981.
- 5) Majidzadeh, K., G. J. Ilnes and R. Mc Comb: Mechanistic design of rigid pavements, Proc. 2nd International Conference on Concrete Pavements Design, pp. 87-95, 1981.
- 6) 福手勤, 八谷好高, 山崎英男: コンクリート舗装の目地部における荷重伝達機能, 港湾技術研究所報告, 第 21 巻, 第 2 号, pp. 270-236, 1982.

- 7) 岩間滋：コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究，1963 年
- 8) Mindlin, R. D. : Influence of rotatory inertia and shear on flexural motions of isotropic elastic plates, J., Appl. Mech., 18, pp. 31-38, 1951.
- 9) 小堀為雄, 吉田博：有限要素法による構造解析プログラム, 丸善, 1980.
- 10) Cheung, Y.K. and D. K. Nag : Plates and beams on elastic foundations, linear and non-linear behaviour, Géotechnique, No. 18, pp. 250-260, 1968.
- 11) Timoshenko, S. and J. M. Lessels : Applied elasticity, Westinghouse, Technical Night School Press, Pittsburgh, Pennsylvania, 1925.
- 12) Yoder, E.J. and W. M. Witzak : Principles of pavement design, Second edition, John Wiley and Sons, Inc., New York, pp. 99, 1975.
- 13) 猪瀬寧雄監修; N. C. ヤン : 舗装新設計法, 森北出版, pp. 175, 1975.