

路盤・路床系多層地盤上の剛円盤に対する鉛直複素剛性

神戸大学 正 北村泰寿 三井造船 正 衣川 至
大阪府 正 田川慎一

1. まえがき 本研究は、路盤・路床系地盤の締固め効果の判定に地盤の鉛直複素剛性を指標として取り入れるために、前報¹⁾に引き続いて行ったものである。

2. 解析手法 図-1に示す路盤・路床系地盤において、剛円盤底面の接触圧分布は次式の積分方程式を解くことにより、求めらる。

$$\int_0^{R_0} G(r, r_0) p(r) dr = w(r) \quad (r \leq R_0) \quad (1)$$

ただし、 R_0 は剛円盤の半径、 $G(r, r_0)$ は半径 r_0 のリング加振力による変位、 $p(r)$ はリング加振力の振幅、 $w(r)$ は剛円盤の鉛直変位で一定値である。

いま、剛円盤と地盤の接触面を同心円環要素に分割し、各要素の接触圧は等分布、各分割要素の変位は要素の中心の変位で代表させるとき、式(1)は次式のように離散化される。

$$\sum_{i=1}^n \bar{G}(r_i, r_j) \bar{p}_i = \bar{w}_j \quad (j=1, 2, \dots, n) \quad (2)$$

ただし、 $\bar{G}(r_i, r_j) = G^*(\bar{r}_j, r_i) - G^*(\bar{r}_j, r_{i-1})$ 、 $\bar{r}_j = (r_j + r_{j-1})/2$ 、 $r_0 = 0$ 、 $r_n = R_0$ である。また、 n は分割要素の総数、 $\bar{p}_i$ は要素 i の接触圧の大きさ、 $\bar{w}_j$ は要素 j の変位である。 $\bar{G}(r_i, r_j)$ は要素 i から要素 j への影響関数で、半径 r_i の円形加振による変位解 $G^*(\bar{r}_j, r_i)$ から半径 r_{i-1} の円形加振による変位解 $G^*(\bar{r}_j, r_{i-1})$ を差し引いて得られる。このとき、複素剛性 K_r は次式で求められる。

$$K_r = \pi \sum_{i=1}^n (r_i - r_{i-1}) \bar{p}_i / w \quad (\text{ただし、}\bar{w} = w) \quad (3)$$

ところで、式(2)に現われる $\bar{G}(r_i, r_j)$ を波動理論によって厳密に評価することは多大の労力を要する。ここでは、薄層要素法による剛性マトリックスを介して、波数積分を解析的に評価した円形加振解を利用する。この解は、Kausel²⁾によって提案された剛基盤上の弾性体に対する解法に粘性境界を導入して、剛基盤の代りに半無限地盤を模擬して得られるものである。

3. 計算結果 本研究では結果を整理する都合上、図-2に示すように路床のみの場合をモデル1、下層路盤+路床の場合をモデル2、上層路盤+下層路盤+路床の場合をモデル3と呼ぶ。既往の若干の資料より地盤の材料定数を調査し、各層の材料定数の代表値として表-1のような値を設定する。また、上層、下層の路盤厚をそれぞれ15cm

(アスファルト舗装要綱に従って設計)、剛円盤の半径を $R_0 = 15$ cmとする。図-3は本研究の解法の精度を調べたものである。なお、

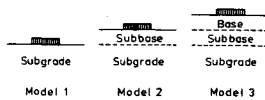


図-2 解析モデル

表-1 各層の地盤材料定数

	上層路盤	下層路盤	路床
弾性係数	$E_1 = 5000 \text{ kgf/cm}^2$	$E_2 = 2500 \text{ kgf/cm}^2$	$E_3 = 1000 \text{ kgf/cm}^2$
密度	$\rho_1 = 0.0023 \text{ kgf/cm}^3$	$\rho_2 = 0.0023 \text{ kgf/cm}^3$	$\rho_3 = 0.0020 \text{ kgf/cm}^3$
ポアソン比	$\nu_1 = 1/3$	$\nu_2 = 1/3$	$\nu_3 = 0.4$

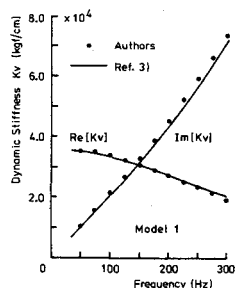


図-3 解析手法の精度

Yasutoshi KITAMURA, Wataru KINUGAWA, Shinichi TAGAWA

文献³⁾では、境界条件を双積分方程式で表現し、第2種 Fredholm型積分方程式に置換する方法を用いており、影響関数は波動理論によって厳密に評価している。同図より、本研究の解法は十分な精度を有していることがわかる。

図-4は図-2の各モデルに対する複素剛性を、また図-5は加振力を $P=100\text{kgf}$ とし、剛円盤重量 W をパラメータとして剛円盤の周波数応答を示したものである。図-5より、路床のみ(モデル1)の場合には応答に顕著なピークが現われているのに対して、三層構造地盤のモデル3では応答のピークは現われなくなる傾向を示している。ここには図示していないが、上層路盤材のみによる半無限地盤では応答のピークが現われることから、路盤・路床系地盤の特徴であろう。これは、モデル3の場合、最下層の剛性の小さい路床全体がダンパーとして働き、地下遠散減衰効果が強調されるためと考えられる。

つぎに、図-6~8は、加振振動数を $f=100\text{Hz}$ に固定し、各層の弾性係数 E の変化に対する複素剛性および剛円盤の応答変位の変化を調べたものである。全体的に、弾性係数の増加とともに、複素剛性は増加し、剛円盤の変位は減少する傾向となっている。また、本研究で変化させた剛円盤重量の範囲内では、重量の増加とともに応答変位も増加する傾向となっているが、図-6では逆転している場合もある。これは、図-5の周波数応答から判断して、剛円盤重量による応答のピーク周波数の変動が関係しているものと考えられる。紙面の都合上、その他の考察については講演時に譲る。

文献 1)北村他：土木学会第40回年講，I-287，1985。 2)Kausel, E.: M I T Research Report R81-13, Order No.699, 1981. 3)北村・桜井：建設工学研究所報告，第27号，1985。

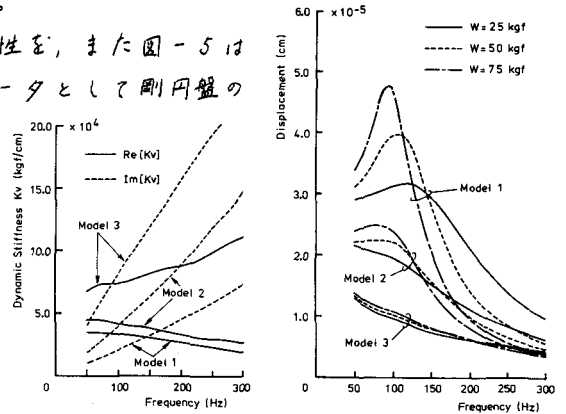


図-4 複素剛性

図-5 剛円盤の周波数応答

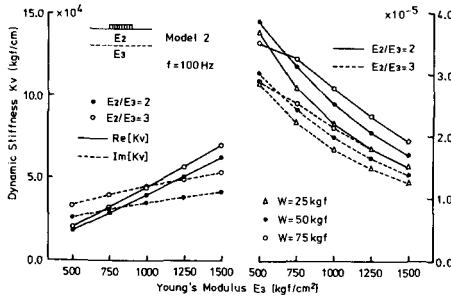


図-6 弾性係数比 (E_2/E_3) の変化の影響 (モデル2)

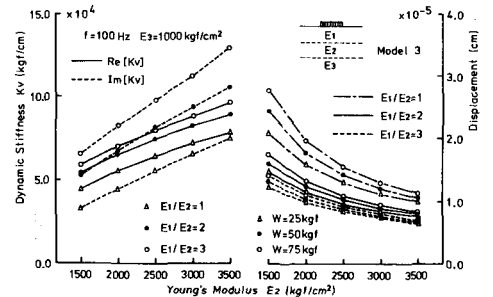


図-7 弾性係数比 (E_1/E_2) の変化の影響 (モデル3)

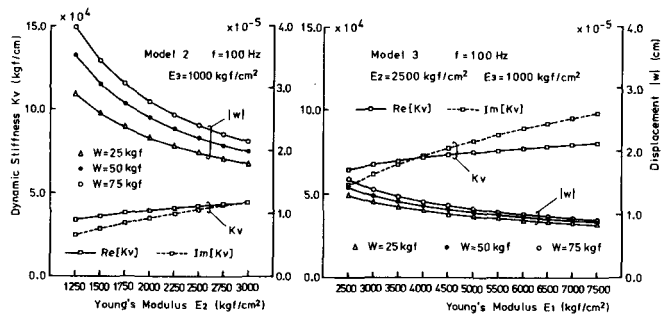


図-8 弾性係数の変化の影響 (モデル2, モデル3)