

I-591 地盤剛性急変部の線状地中構造物の地震時応力について

榎 奥村組 正員 竹内 幹雄 ○高橋 忠
日本道路公団 元山 宏
埼玉大学 正員 渡辺 啓行

1. はじめに

著者らの数名が参加して行った地盤剛性急変部の模型振動実験結果¹⁾²⁾から、線状構造物の地震時最大ひずみは地盤剛性が変化する地点で発生することが明かとなったが、既往の耐震設計指針では剛性が変化する地盤に発生するひずみについてあまり検討されていない。よって、本文では波動方程式より地盤変位を簡単な固有関数で表し、これを応答変位法に適用することで地盤剛性急変部を通過する線状構造物の地震時応力算定式を求めたので報告する。

2. 地震時応力算定式の概要

地盤剛性急変部の地盤ひずみは、波動の伝播や各地盤の変位振幅の差により発生すると考えられる。まず、入力地震動の見かけの伝播速度が地盤ひずみに与える影響を図-1に示すFEM解析モデルにて検討を行った。図-2は、同位相時（伝播速度が無限大）と位相差入力時（進行波）との地表面での発生ひずみを示す。軸方向(X方向)、軸直角方向(Y方向)とも伝播速度の増加につれ大きくなり同位相入力時の値に近づく。一般の地震観測結果から考えられる伝播速度2~3km/sにおいて、両者の差は1割程度であり、波動伝播の定量的な問題が解明されるまで構造物の安全性を考慮し同位相の実体波を採用すれば十分である。

本算定式では、剛性が急変する地盤の変位を簡単な固有関数を用いて表現し、この固有関数をモード解析法に適用して地盤変位を求める。固有関数は、軸直角方向(Y)加振時に式(1)で、軸方向(X)加振時に式(2)で示される波動方程式に対し境界条件を満足する自由振動解より得られる。式(2)は、均質弾性体の運動方程式にZ方向変位が微小で $w \approx 0$ と仮定し求めた。地盤構造物の変位および断面力は、上記地盤変位を用いて応答変位法により求める。ここでは、剛な基盤上に層厚Hを持ち水平方向に地盤剛性が急変する図-3のモデルを考える。地盤は、深さ(Z)と奥行き(Y)に対し一様とし、 $X=0$ で剛性変化点を有する。

$$\frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = V_s^2 \left(\frac{\partial^2 v}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \right), \quad V_s^2 = \frac{\mu}{\rho} \quad (1)$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = V_p^2 \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + V_s^2 \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}, \quad V_p^2 = \frac{\lambda + \mu}{\rho} \quad (2)$$

ここに、 u 、 v はX、Y方向の変位、 λ 、 μ はLame定数、 ρ は密度を示す。

境界条件は側方端部を自由および層境界部での変位・応力の連続性等を用いる。地盤の固有モードおよび特

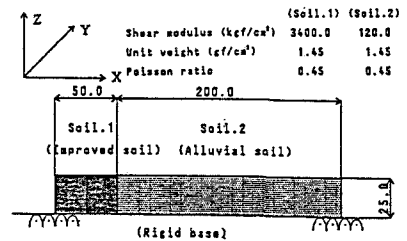


Fig.1 Analytical model.

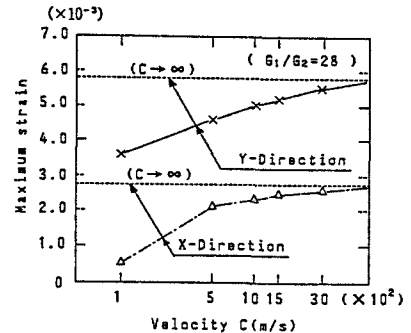


Fig.2 Relation between ground strain and apparent propagation velocity.

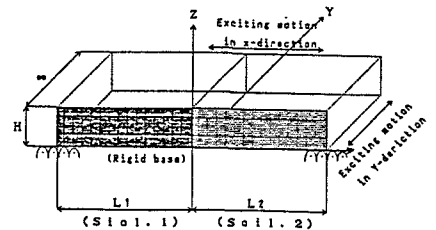


Fig.3 Mathematical model.

性方程式は、第 j 層($j=1, 2$)の自由振動解が変数分離を適用できるものと仮定することで式(3)、(4)、(5)にて与えられる。図-4に地盤の1次固有モードを示す。

$$W_m(z) = a \cdot \sin \gamma_m z, \quad \gamma_m = \frac{2m-1}{2H} \pi \quad (3)$$

$$U_{1n}(x) = a \frac{\cosh P_2 L_2}{\cosh P_1 L_1} \cosh (P_1 x + P_1 L_1)$$

$$U_{2n}(x) = a \cdot \cos (P_2 x - P_2 L_2) \quad (4)$$

$$G_1 \cdot P_1 \cdot \tanh P_1 L_1 = G_2 \cdot P_2 \cdot \tan P_2 L_2 \quad (5)$$

ここで、波数 P は軸直角方向に対し $P_j^2 = \omega^2 / c_j^2 - \gamma_m^2$ 、軸方向加振時に対し、 $P_j^2 = (V_{sj}^2 / V_{pj}^2) \gamma_m^2 - \omega^2 / V_{pj}^2$ となる。地盤内の任意点 (x, z) の応答変位は、モードの重ね合わせにより得られる。線状地中構造物の変位および断面力は、上記より求まる地盤変位を弾性床上のはりの釣合方程式(6)、(7)に代入し求める。

$$(\text{軸直角方向}) EI \frac{d^4 y_{Bj}}{dx^4} = k y_j \cdot V_{Gj}(x) - k y_j \cdot y_{Bj} \quad (6)$$

$$(\text{軸方向}) EA \frac{d^2 u_{Bj}}{dx^2} = k x_j \cdot u_{Bj} - k x_j \cdot U_{Gj}(x) \quad (7)$$

y_B, u_B ははりの軸直角方向・軸方向変位、 EI, EA は梁の曲げ・軸剛性、 k_y, k_x は地盤の軸直角・軸方向バネ定数、 $V_{Gj}(x), U_{Gj}(x)$ は任意の深さにおける地盤の軸直角・軸方向変位を表す。

3. 数値計算結果

提案式の妥当性を検証するため、前記の模型実験より得られたトンネルの発生ひずみと実験のシミュレーションを目的に実施した3次元FEM解析結果との比較を行った。比較は層境界部にトンネル剛性低減部（軸剛性で60%、曲げ剛性で40%低減）を設けた場合について行い、算定式の地盤ばね定数は、軸直角方向 $K_y = 6G$ 、軸方向 $K_x = 1G$ とした。図-5は軸直角方向加振時の曲げひずみ分布を、図-6は軸方向加振時の軸ひずみ分布を示す。算定式の曲げひずみは実験結果やFEM解析結果とほぼ同じ分布を示しており、軸ひずみに関してはFEM解析結果と一致しているが実験結果と絶対値に差異が生じている。この原因として、層境界部付近の地盤の強い非線形性の影響やトンネルと地盤との付着などの影響が考えられ、今後解明できるものと推察される。

4. まとめ

不均質地盤となる地盤剛性急変部を対象に、線状地中構造物の実用的な地震時応力算定式の提案をし、模型振動実験や3次元FEM解析結果との比較より、算定式が設計に十分適用できることを確認した。今後、実設計への適用を図るため、地盤の非線形性、実地盤の幾何学形状の単純化、地盤の上下動変位が微小、各地盤長の設定、等の影響を解析や実験を通じて明確にする必要があると考えられる。

最後に、本報告にあたり、種々の御指導を頂いた東海大学久保慶三郎教授に心から感謝の意を表します。
 <参考文献> 1) 元山宏・三木克彦・立石俊一・竹内幹雄：地盤剛性急変部におけるトンネルの模型振動実験，第20回地震工学研究発表会講演集，pp 337～340 2) 元山宏・立石俊一・竹内幹雄：地盤剛性急変部におけるトンネルの地震時挙動確認実験，第44回年次学術講演会講演概要集第1部，pp 1110～1115

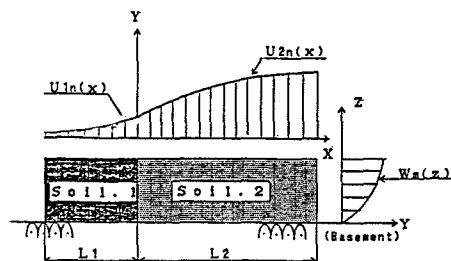


Fig.4 Fundamental mode of inhomogeneous surface layer.

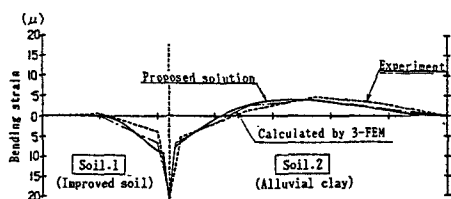


Fig.5 Comparison of bending moment

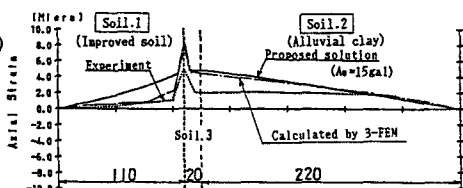


Fig.6 comparison of axial strain