

軟弱地盤上における低盛土道路の沈下解析

佐賀大学 理工学部 学○矢島 良和 学 熊川 整
正 柴 錦春 正 三浦 哲彦

1. まえがき

軟弱地盤上の低盛土道路では交通解放後に沈下が進行することが多い。その大きさは道路の補修費に関わるので、沈下量予測は設計上重要である。本研究は平成6年に、佐賀県道相応津・諸富線において試験施工された道路をモデルにして、交通荷重による累積塑性変形の予測法を検討したものである。まず、盛土荷重による圧密沈下量を FEM で解析した。この量と広域地盤沈下量を全沈下量から差し引くことで交通荷重による沈下量が知れる。次に、交通荷重による地盤中の応力分布と交通量から交通荷重による沈下量を予測する経験式を提案し、計算値と実測値との比較検討を行った。

2. 試験道路とその地盤条件

試験道路の延長は約 1km、各種地盤改良法の効果を比較するために 11 工区に分けられた。地盤の軟弱層は 3 層の粘土層と 2 層の砂層で構成され、総厚は約 18m である。地盤は均一ではなく、各層の厚さは工区によって異なる。本研究では 3 工区を選び、交通荷重による地盤沈下のシミュレーションを行った。各工区の地盤改良法は次の通りである¹⁾。①石灰浅層改良工法(以下 Ls)は、路床に厚さ 1.0m の生石灰乾式混合改良を施した。改良路床の単位体積重量は現地盤と同じで 1.4 ~ 1.5 tf/m³ であった。Ls 工区の断面図を図-1 に示す。②ジオグリッド路盤工法 I (GI)は、路盤を一層のジオグリッドで補強し、路床を厚さ 0.6m セメント乾式混合法で改良した。セメント量は 112kg/m³、28 日後の一軸圧縮強さ q_{u28} は 5.8kgf/cm² であった。③セメント浅層改良工法(Cm)は、路床に厚さ 0.6m のセメント乾式混合改良を施した。セメント量は 112kg/m³、28 日後の q_{u28} は 14.1kgf/cm² であった。

3. 解析

道路の沈下は、盛土荷重による静的沈下(広域地盤沈下を含む)と交通荷重による動的沈下の二つに分けられる。この地域における広域地盤沈下は、近年では小さいので計算上無視した。交通荷重による沈下(累積塑性変形)の計算は実務上では経験式で行う²⁾。よく使われる計算法の一つは、繰り返し荷重を等価静荷重を用いて圧密理論で沈下量を予測する。他の一つの方法は繰り返し荷重の大きさと作用数を考慮する経験式で計算する。前者は簡単であるが、圧密沈下と繰り返し荷重による塑性変形のメカニズムは違うので塑性変形の発生過程をよく予測できない。本研究では後者の経験式を使った。経験式の中で Monismith 他(1975)が提案した指数式³⁾は幅広く使われている。

$$\epsilon_p = AN^b \quad \text{—— (1)}$$

ただし、 ϵ_p = 累積塑性ひずみ(%) N = 荷重の繰り返し数

A, b = 地盤の変形・強度特性によって決めるパラメータ
Li と Selig(1996)がパラメータ A を決定する方法を提案⁴⁾し、式(1)を次のように修正した。

$$\epsilon_p = a(q/q_r)^m N^b \quad \text{—— (2)}$$

ただし、 q_r = 土の破壊時の偏差応力

q = 偏差応力 a, m = 定数

Li と Selig の式の問題は地盤の初期応力状態を考慮しなかったことである。本研究では初期応力状態を考慮できるように前式を修正した。塑性ひずみは次の式で表される。

$$\epsilon_p = a(\Delta q/q_r)^m (1 + (q/q_r)^n)^b N^b \quad \text{—— (3)}$$

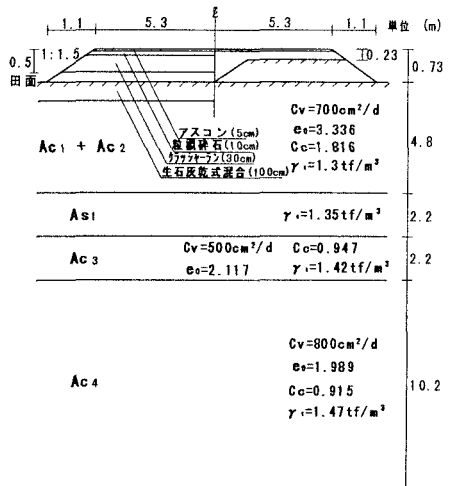


図-1 石灰浅層改良工法

ただし、 Δq_d = 動荷重による偏差応力増分 q_i = 初期偏差応力
 さらに、塑性ひずみ ε_p が求めれば、道路の累積塑性沈下 (S_p)
 は次のようになる。

$$S_p = \sum_{i=1}^j \varepsilon_{pi} h_i \quad (4)$$

ただし、 h_i = i 層の深さ
 j = 分けた層数

表-1

パラメータ	数値
a	8.0
b	0.18
m	2.0
n	1.0

本研究に用いたパラメータを表-1に示す。その中で b と m は Li と $Selig$ がまとめた数値を参考にした。 n の値については、初期偏差応力と破壊偏差応力の比の変化する範囲は大きくないと考え、 n の値は 1.0 と仮定した。 a の値は実測値とあうように逆計算した。

交通荷重による地盤中の応力増分計算には **Burmister** の多層弾性体理論を用いた。車のタイヤからの荷重は円状の均一分布荷重に等価し、衝撃係数は 1.0 と仮定した。調査によると、この道路の交通量は約 2500 台/日、大型車の混入率は約 6 % (150台/日)であった。大型車の重量は平均 10 t と仮定した。計算した交通荷重による軟弱地盤層中の鉛直応力増分は改良層の直下では 3 ~ 4kPa、地表から 5m のところでは 1kPa ぐらいになった。

4. 結果

図-2に各工区別の沈下量と経過時間の関係を示す。解析結果によると、盛土荷重による沈下は交通解放するまでの間にほとんど終了していることがわかる。すなわち、交通解放後の沈下はほとんど交通荷重によるものと考えられる。また、今回提案した経験式は交通荷重による沈下量をよくシミュレートした。交通解放の前後では実測したデータ数が少ないため累積塑性変形の増加過程がよく分からないが、全体的に見ると実測値と計算値はほぼ一致している。また、交通解放後一年経過した時の交通荷重による累積塑性ひずみの深度方向の分布を図-3に示す。このケースについて交通荷重が地盤中に及ぼす影響は、地表から 2m 付近までが大きい。ここから深さ方向に徐々に減少し、5 ~ 6m あたりではかなり小さくなる。これは藤川・三浦(1996)の研究結果⁵⁾と一致する。

5. まとめ

交通荷重による沈下量を求める経験式を提案した。この式により、試験道路の交通荷重による累積塑性沈下量を求めた。計算は実測した累積塑性変形の増加過程をよくシミュレートし、提案した式の有用性を示している。また、沈下予測に用いたパラメータの中で n の値(表-1)について、本研究では 1.0 と仮定したが今後室内試験を用いて検討する必要がある。

参考文献：1)佐賀土木事務所 軟弱地盤上の道路の不等沈下予測と合理的設計法に関する総合的調査 報告書(1996) 2)Yang, C.W. and 柴錦春(1988) 鉄路路基応力・応変計算法 路基工程 No.10, pp.48-51 (中国語) 3)Monismith, C.L., Ogawa, N., and Freeme, C.R.(1975) Permanent deformation characteristics of subgrade soils due to repeated loading. Transp. Res. Rec. No.537, Transportation Research Board, Washington, D.C. pp.1-17 4)Li, D., and Selig, E.T.(1996) Cumulative plastic deformation for fine-grained subgrade soils. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.122, No.12, pp.1006-1013 5)藤川和之・三浦哲彦・別府玉男(1996) 低盛土道路の実態調査と交通荷重による圧密沈下の予測 地盤工学会論文報告集 Vol.36, No.4, pp.147-153

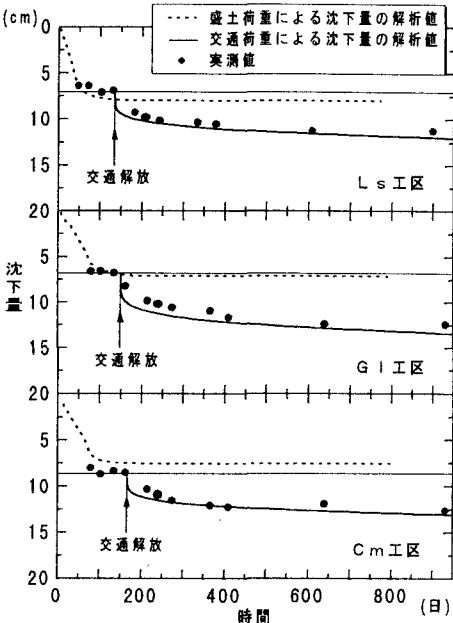


図-2 時間沈下曲線

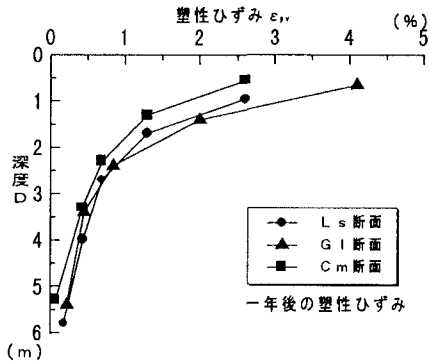


図-3 交通荷重によるひずみの分布