

(Ⅲ－36) 二層系弾性地盤理論に基づく路床改良の設計と現地計測

J R東日本 東京工事事務所 正会員 ○筑井 裕之

J R東日本 東京工事事務所 正会員 斉藤 淳

J R東日本 東京工事事務所 正会員 桑原 清

1. はじめに

都心と成田国際空港を直結する成田空港アクセス線の建設に伴い、佐倉駅において追い越し設備の新設の必要が生じた。このため、2面3線を2面4線とする必要が生じ、平成2年11月に下り本線を1線増設した(図－1)。当地盤は、軟弱であるためセメント系固材を路床土と混合する方法により路床改良を行い、路盤を新設した。改良厚さと改良強度は、二層系弾性地盤理論による沈下量の計算に基づき決定し、その後の列車荷重による沈下量を、図－1における2地点にて測定した。以下に、改良厚さ・改良強度の決定方法、および沈下量測定結果について述べる。

2. 改良前地盤

路盤新設区間において平板载荷試験(改良前後5地点)とスウェーデン式サウンディング(4地点)を実施した。平板载荷試験の結果を表－1に示す。改良前の路床面は K_{30} 値 $\approx 2.16 \sim 6.00 \text{ kgf/cm}^2$ であり、また、スウェーデン式サウンディング結果より、GL－3m付近までの路床強度はN値換算で0～3程度であり、かなり軟弱な地盤であることが確認できた。このような軟弱な地盤に路盤を新設する場合、従来は、列車荷重の影響が大きいと考えられる施工基面から3m以内の深さの土を改良していたが、今回は工期および施工条件から3mまでの改良は無理であった。そのため、路床表面において K_{30} 値 $\geq 7 \text{ kgf/cm}^2$ を満足するように決定した厚さを改良することとした。その際、図－2に示す二層系弾性地盤と考慮して計算を行った。

3. 路床改良厚さの決定方法

図－2に示す二層系弾性地盤において、第1層の表面における沈下量 Δ_1 は次のようになる。

$$\Delta_1 = \frac{1.18 \cdot P \cdot a}{E_2} \cdot F_w$$

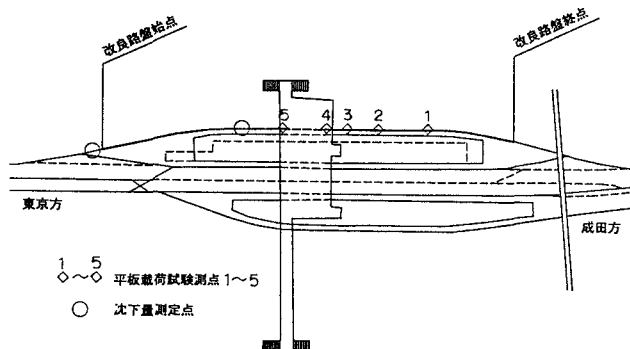
ここで、

a ; 剛性円形载荷板の半径

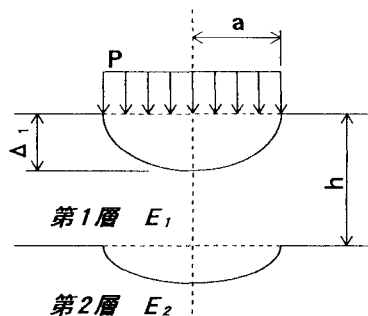
P ; 剛性円形载荷板に加わる等分布荷重強度

表－1 路床面平板载荷試験結果

測点	K_{30} 値 (kgf/cm^2)	
	改良前	改良後
1	5.20	15.20
2	6.00	15.60
3	2.16	12.80
4	6.00	19.60
5	5.76	18.40



図－1 佐倉駅平面略図



図－2 二層弾性地盤のモデル図

h ; 第1層の厚さ

E_1, E_2 ; 第1層、第2層の土の弾性係数

F_w ; 第1層と第2層の弾性係数の比 (E_1/E_2)

と路盤厚さを表す無次元数 (h/a) によって
決まる Barber の沈下係数

これらの数値のなかで、 E_2 は土質調査の結果をも
とに以下のように定めた。

$q_u = 0.0045W_{sw} + 0.0075N_{sw}$ (kgf/cm²) の関係に
より $F_L - 3$ m 内の平均的 q_u を求めると、 $q_u \approx 0.45$
(kgf/cm²) となる。さらに、一軸圧縮強度 q_u と弾性
係数 E_{50} の関係 [$E_{50}/(q_u/2) = \alpha, \alpha = 140 \sim$
 210] を用いて、 $E_2 \approx 40$ (kgf/cm²) となる。

また、等分布荷重 P は、第1層表面の地盤反力係数
 K_{30} 値が、7 を確保するように、以下のように定めた。

K_{30} 値で検討する場合；

$$P = 7 \text{ kgf/cm}^2 \times 0.125 \text{ cm} = 0.875 \text{ kgf/cm}^2$$

K_{75} 値で検討する場合；

$$P = 0.875 \text{ kgf/cm}^2 \div 2.2 = 0.398 \text{ kgf/cm}^2$$

以上の値と Barber の沈下係数をもとに、第1層の
表面沈下量と第1層の改良厚さの関係を第1層改良土
の弾性係数ごとに示すと図-3 のようになる。

さらに、平板載荷試験において、地盤の深さ方向の
影響を考慮できる範囲は載荷板幅の約1.5~2.0倍であ
ることを考えるとなるべく深部の土の影響を考慮でき
る K_{75} 値で改良厚さを求める方が適正であると考えら
れる。以上より、第1層表面で K_{30} 値 ≥ 7 kgf/cm² を満
足するために、第1層の土の弾性係数、改良厚さをそれぞれ $E_1 = 300$ kgf/cm²、 $h = 100$ cm と決定した。

4. 測定結果および考察

沈下量は、図-1 に示した2地点に設置した沈下板とそれぞれについて設けたベンチマークを使って、水
準測量により測定した。図-4 に沈下量の測定結果を示す。改良路盤については、約4ヵ月後から沈下は収
まり、約2年3ヵ月経過して約8mmの沈下である。また、未改良路盤については測定データが路盤設置後約
5ヵ月間のみとなっており、この時点では明確な収束は見られず169日経過した時点で約10mmの沈下量とな
っている。以上のことから、測定誤差を考慮したとしても、今回の測定箇所においては、従来の改良厚さで
なく、今回のような方法により算定した厚さの改良でも十分対応できたとと言える。

5. まとめ

今回、軟弱な地盤に路盤を新設する場合、二層系弾性地盤理論により決定した厚さによる路床改良が有効
であった例を示すことができた。今後、同様な例のデータを収集するとともに、本設計法による路床改良の
路盤の沈下を予測する手法を研究し、本設計法の普遍性を確認したいと考えている。

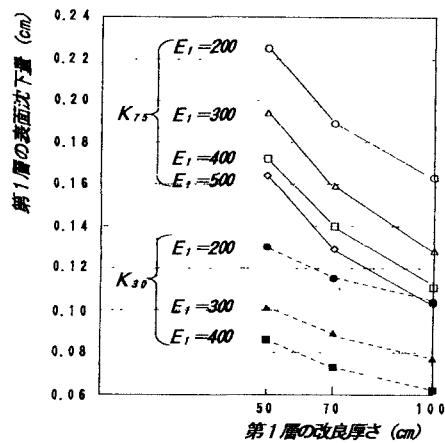


図-3 第1層の表面沈下量と改良厚さの関係

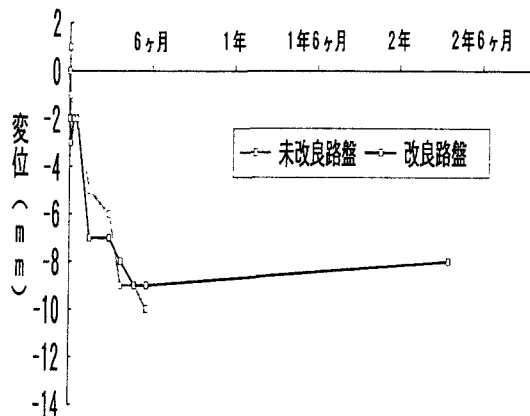


図-4 路盤面沈下量