

(Ⅳ－４) 路床改良の二層弾性地盤理論の適用について

東日本旅客鉄道株式会社 東京工事事務所 正会員○羽生 健
東日本旅客鉄道株式会社 東京工事事務所 正会員 加藤 誠
東日本旅客鉄道株式会社 東京工事事務所 渡辺 遵一

1. はじめに

外房線複線化工事の一環として、東浪見～太東～長者町間上り線新設工事が平成8年秋の開業に向けて鋭意進められている。東浪見～太東～長者町間(46k560m～49k650m～52k430m)5.9kmのうち、約2.0kmが軟弱地盤であり、路床改良として山砂に普通セメントを混ぜた混合土による置換工法を行うこととした。

以下に路床改良の施工が完了した太東～長者町間(49k920m～52k000m)における路床改良に伴う改良厚さ・改良強度に関する設計の考え方、配合試験結果、路床改良の施工、及び確認試験について述べる。

2. 路床改良の設計

JR東日本の設計標準より路盤構造を考えると、施工基面から深さ3m以内の深さにおいては地盤の強度はN値4以上にする必要がある。しかし、現場条件を考慮すると、深さ3mまで地盤改良や置換するのは非常に困難であるため、二層弾性地盤理論に基づき、改良厚、改良強度を算定することとした。すなわち、図1に示す二層弾性地盤と考えた場合の路盤表面のK値が所定の値を満足するように改良厚、改良強度を決定する方法である。図1に示す二層弾性地盤において、第1層の表面における沈下量 Δ_1 は次のようになる。

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

ここで a : 剛性円型載荷板の半径

P : 剛性円型載荷板に加わる等分布荷重強度

E_1 : E_2 : 第1層、第2層の土の弾性係数

h : 第1層の厚さ

F_w : 第1層と第2層の弾性係数の値(E_1/E_2)と路盤厚さを表す無次元数 h/a (h : 層厚、 a : 載荷板の半径)

によって決まるBarberの沈下係数

これらの数値の中で、 E_2 は既往の土質調査(スウェーデン式サウンズ試験)の結果より以下のように q_u を定めた。

$$q_u = 0.0045 W_{sw} + 0.0075 N_{sw} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad W_{sw} : \text{荷重の大きさ} \quad N_{sw} : \text{貫入量1m当たりの半回転数}$$

これによりF.L-3m以内の平均 q_u を求め、さらに一軸圧縮強度 q_u と弾性係数 E_{50} (E_2)の下記の関係を用いて土の弾性係数を求めると、

$$E_{50} / (q_u / 2) = \alpha' \quad \alpha' = 140 \sim 210$$

$$E_{50} = \alpha' \times (q_u / 2) = (140 \sim 210) \times (q_u / 2) \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

となる。又、等分布荷重 P は、地表面沈下量が0.125 cmのときに第1層表面の地盤圧力係数 K_{30} 値が、7 kgf/cm²を確保するように以下のように定めた。また、今回の設計では、 K_{30} 値を K_{75} 値に換算して用いた。

$$K_{30} \text{ 値の場合 : } P = 7 \text{ kgf/cm}^2 \times 0.125 \text{ cm} = 0.875 \text{ kgf/cm}^2$$

$$K_{75} \text{ 値の場合 : } P = 0.875 \text{ kgf/cm}^2 \div 2.2 = 0.398 \text{ kgf/cm}^2$$

地盤の深さ方向の影響を考慮できる範囲は、載荷板幅の1.5～2.0倍程度である。K値換算したのは、なるべ

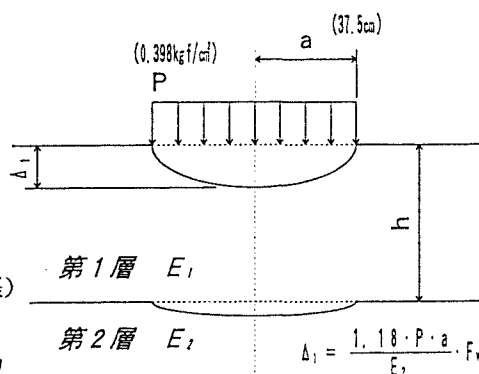


図1 二層弾性地盤の模型図

表1 二層弾性地盤理論による改良厚

キロ程	E_1/E_2	F_w	h/a	h	改良厚
51k137m	11.1	0.32	1.9	7.1	80 cm
51k435m	10.6	0.33	1.7	6.4	
51k554m	10.4	0.34	1.7	6.4	
51k667m	9.4	0.38	1.6	6.0	

く深部の土の影響を考慮できる K_{75} の値で改良厚を求める方が適正であると考えられたからである。

第1層(改良層)の弾性係数 E_1 は、設計標準より、弾性係数が500~1,000kgf/cm²の間では改良層の厚さに対する影響が少ないため、安全側を考慮し、弾性係数 E_1 を500kgf/cm²とした。以上より、改良層の厚さを検討した。表1に改良厚を示す。

次に安定処理材の添加量について示す。設計標準より、一軸圧縮強度と弾性係数 E_1 の下記の関係をを用いて、改良土の一軸圧縮強度を求めた。

$$E_{50}(E_1) = \alpha \cdot q_u \quad \alpha = 100 \sim 700 \quad (\text{係数 } \alpha \text{ は、各土質についてほぼ最低値である } \alpha = 100 \text{ とした。})$$

改良層の弾性係数500kgf/cm²を確保するためには、 q_u は5kgf/cm²となるが、この q_u の値は室内配合によるものであり、現場配合による低減や供試体の材令日数による低減を考慮し、改良土の配合基準を決めた。平板載荷試験が $K_{30} \geq 7 \text{ kgf/cm}^2$ と示されていることから、 q_u 等の管理値を表2に示す。

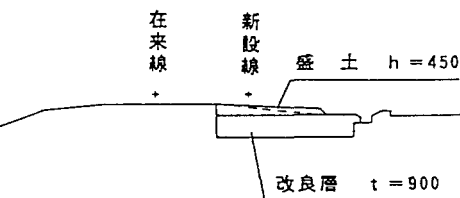


図2 51k200m 断面図

3. 配合試験および路床改良の施工

配合試験は、まず、現地の土にセメント系固化材を混ぜて使用できるかどうか検討した。しかし、現地の土とセメント系固化材の混合では強度が得られないため現地の土の利用を断念し、路床改良は山砂に普通セメントを混ぜた置換工法とした。強度が十分に出来なかった理由として、草根などの有機物質の含有量が多かったこと、農薬の影響で土が酸化されていたことなどが考えられる。普通セメントの最適添加量は試験施工を行い、改良土の配合基準と現場試料による一軸圧縮試験結果を考慮し、産地の異なる山砂に6%、7%のセメントを添加した。

山砂と普通セメントとの混合は、現場が農繁期の水田地帯ということや攪拌精度の向上を考え、別途作業ヤードでバックホーにより攪拌し、現場にはダンプで搬入した。転圧は1層約30cmとし、改良層の厚さは、地下水位が高いことや重機やダンプにより表層をいためられることを考慮し、当初の必要厚さより10cm厚くし、地盤から10cm高いところまで施工した。図2に51k200mの断面図を示す。

4. 路床改良の確認試験

路床改良の効果を地盤面での平板載荷試験だけにとらわれず、改良地盤の一軸圧縮強度、盛土施工後に3T-リグを行い、弾性係数を確認した。表3、4、5に改良後の平板載荷試験結果、現場施工の一軸圧縮試験結果及び弾性係数を示す。地盤圧力係数 K_{30} 値は、大幅に管理値を上まわることができたが、一軸圧縮試験と弾性係数の結果は、かろうじてクリアできた。各試験とも管理値である $K_{30} \geq 7 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $q_{u(28)} \geq 6 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $q_{u(7)} \geq 4.8 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $E_1 \geq 500 \text{ kgf/cm}^2$ を満足し、改良効果は良好だったといえる。

5. あとがき

現在、現場の状況は土路盤まで施工が終了している。開業後に列車荷重の影響による路床変位を測定し、次回の機会に報告するなど、路床改良の設計、施工における有用な資料にしたいと考えている。

表2 改良土の配合基準

室内配合	$q_{u(28)} \geq 10 \text{ kgf/cm}^2$
	$q_{u(7)} \geq 8 \text{ kgf/cm}^2$
現場配合	$q_{u(28)} \geq 6 \text{ kgf/cm}^2$
	$q_{u(7)} \geq 4.8 \text{ kgf/cm}^2$
改良土の弾性係数	$E_1(28) \geq 500 \text{ kgf/cm}^2$

表3 改良後の平板載荷試験結果

キロ程	$K_{30} \geq 7 \text{ kgf/cm}^2$
51k000m(R)	57.6
51k050m(C)	34.0
51k100m(L)	68.1
51k150m(R)	83.2
51k200m(C)	106.8
51k300m(L)	35.2

表4 現場施工の一軸圧縮試験結果

キロ程	$q_{u(7)} \geq 4.8 \text{ kgf/cm}^2$	$q_{u(28)} \geq 6 \text{ kgf/cm}^2$
51k000m	5.9	8.6
51k050m	5.5	9.2
51k100m	6.0	10.3
51k150m	5.7	8.5
51k200m	5.2	9.2
51k300m	8.2	11.7

表5 現場施工の弾性係数(材令28日)

キロ程	$E_{50} \geq 500 \text{ kgf/cm}^2$
51k020m(R)	553.2
51k050m(R)	1,482.4
51k050m(L)	1,030.6
51k050m(C)	1,678.4
51k400m(C)	765.4
51k450m(R)	1,823.7
51k450m(L)	1,790.0
51k450m(C)	3,073.4
51k700m(L)	1,389.1