

## 臨海大井町駅工事における動態観測（微小ひずみ領域での埋戻し材の検討）

(株)大林組 正会員 ○松本 伸  
 日本鉄道建設公団 正会員 高橋 浩一  
 (株)NOM 正会員 大河内保彦

## 1. はじめに

当該現場で計画されている地中接合工事はこれまでにあまり施工事例がなく、また、安全施工を図るため、動態観測を実施した。動態観測では掘削に伴う地盤変形や、土圧変化等を計測するため、各種計測装置を地盤中に埋設するが、設置後の埋戻し材が周辺地盤の剛性と大きく異なる場合には、精度の良いデータが得られない可能性がある。特に、当該掘削工事で対象とする土層は洪積層であるため、予測される地盤ひずみも微小であり、このひずみ領域での埋戻し材の剛性を、周辺地盤とある程度整合させておく必要がある。

そこで、配合を変えた数種類の供試体を作製して、LDT(微小変位測定装置)を用いた一軸圧縮試験を行い、微小ひずみ領域での埋戻し材の剛性を測定し、最適な配合を検討した。

## 2. 埋戻し対象地盤

埋戻しの対象となる地盤の構成および PS 検層から求めた変形係数を表 1 に示す。表中の変形係数は薬液注入後の値である。当該地盤は地表面より深度 18m まで比較的軟らかい粘性土、深度 18～26m が硬質な砂礫層、それ以深は泥岩を主体とした地盤で構成されている。

地盤の変形係数に着目し、当該地盤を 3 種類に分類した。各地盤に適用する埋戻し材は剛性を 3 パターンに変化させたものを用いることとした。各埋戻し材の目標とする初期変形係数( $E_{max}$ )を表 2 に示す。

表 1 地盤構成および変形係数(PS 検層)

| 深度(m)     | 主要な地質      | 変形係数(kN/m <sup>2</sup> ) |
|-----------|------------|--------------------------|
| 0～0.7     | 表層         | 90,000                   |
| 0.7～3.2   | 砂礫         | 480,000                  |
| 3.2～9.5   | 粘性土        | 230,000                  |
| 9.5～18.0  | 粘性土        | 370,000                  |
| 18.0～21.0 | 礫混じり粘土混じり砂 | 920,000                  |
| 21.0～25.9 | 砂礫         | 3,000,000                |
| 25.9～27.3 | 礫混じり砂      | 850,000                  |
| 27.3～28.2 | 砂礫         | 780,000                  |
| 28.2～30.5 | 砂質土        | 1,470,000                |
| 30.5～35.5 | 泥岩         | 1,880,000                |

表 2 3 種類の埋戻し材と目標  $E_{max}$ 

| 深度(m) | モデル化地盤 | 目標 $E_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> ) |
|-------|--------|-----------------------------------|
| 0～18  | 粘性土    | 400,000                           |
| 21～26 | 砂礫     | 3,000,000                         |
| 26～   | 泥岩     | 2,000,000                         |

## 3. 実験概要

埋戻し材はセメントとベントナイトを混合したものを用いた。実験ではセメント量と水セメント比を変えて、6 種類の埋戻し材(配合 1～配合 6)を作製した。配合 1 が最も富配合(水セメント比が小さい)であり、配合番号が増加するほど貧配合(水セメント比が大きい)となる。

埋戻し材の強度は一軸圧縮強度で評価した。一軸圧縮試験では微小変位での変形係数を測定するため、写真 1 に示す供試体側面に設置するタイプの微小変位計測装置(LDT)での変位計測を行った。LDT ではひずみレベル  $10^{-6} \sim 10^{-3}$  までの測定が可能である。LDT に加え、通常のポテンショ型変位計(外部変位計)での計測も行った。

LDT は供試体側面に取付け用治具を接着剤で貼り付けた後、この治具を用いて設置した(写真 1)。供試体端面は石膏によりキャッピングし、載荷速度 0.1%/min で、軸方向に載荷を行った。



写真 1 LDT設置状況

キーワード：地盤ひずみ、埋戻し材、LDT、変形係数、動態観測

連絡先：〒108-8502 東京都港区港南 2-15-2 品川インターシティ B 棟 Tel：03-5769-1317

実験は各配合の埋戻し材を用いて  $\phi 50\text{mm}$ 、 $h100\text{mm}$  の供試体を作成して養生した後、材令 1 週、2 週、および 3 週で試験を実施した。

#### 4. 実験結果

図 1 に材令と一軸圧縮強度との関係を示す。富配合である配合 1～3 では材令による強度増加が大きい、貧配合である配合 4～6 では材令による強度増加が小さいのがわかる。

図 2 に代表的な応力～ひずみ関係を示す。偏差応力  $2000\text{kN/m}^2$  のときの軸ひずみに着目すると、LDT では軸ひずみ 0.5% であるのに対して外部変位計では軸ひずみが 1.0% になっている。これよりによるひずみ計測と比較して、外部変位計による計測ではひずみを過大に評価する恐れがあるのがわかる。

図 3 に材令 3 週での LDT から求めた  $E_{\max}$  ( $5 \times 10^{-5}$  までのひずみ領域で求めた変形係数) と外部変位計 (EXT) から求めた  $E_{50}$  ( $q_u/2$  までのひずみ領域から求めた変形係数) の比較図を示す。図中には、一軸圧縮強度  $q_u$  から  $E=200q_u$  で換算した変形係数  $E_{qu}$  も示す。

図より、LDT から求めた変形係数  $E_{\max}$  は、外部変位計から求めた  $E_{50}$  や、一軸圧縮強度  $q_u$  から算定した  $E_{qu}$  と比較して遙かに大きく、埋戻し材の配合によっては変形係数に 10 倍程度の差が生じている。これより微小ひずみ領域での剛性を正確に把握するためには、LDT 等の微小変位測定装置を用いた計測が必要であると考えられる。

この配合試験結果をもとに、実施工では粘性土層を配合 4、砂礫、及び泥岩層を配合 2 の埋戻し材で埋め戻すことに決定した。地盤ひずみの計測結果については参考文献 1) を参照されたい。

#### 5. まとめ

動態観測に伴う埋戻し材の検討を行うため、配合を変えた数種類の供試体を作製して、LDT (微小変位測定装置) を用いた一軸圧縮試験を行い、微小ひずみ領域での埋戻し材の剛性を測定した。その結果、以下のことがわかった。

- 1) 一軸圧縮試験結果より、外部変位計による計測では LDT による計測と比較して、ひずみを過大に評価する恐れがある。
- 2) LDT から求めた変形係数  $E_{\max}$  は、外部変位計から求めた  $E_{50}$  や、一軸圧縮強度  $q_u$  から算定した  $E_{qu}$  と比較して遙かに大きく、埋戻し材の配合によっては変形係数に 10 倍程度の差が生じる結果となった。
- 3) 微小ひずみ領域での剛性を正確に把握するためには、LDT 等の微小変位測定装置を用いた計測が必要である。

#### 参考文献

- 1) 高橋他：臨海大井町駅工事における動態観測 (地盤ひずみ計の開発)、第 58 回土木学会年次学術講演会、2003.9 (投稿中)

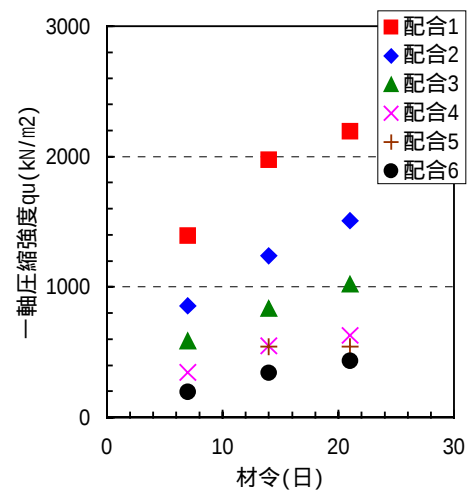


図 1 材令と  $q_u$  の関係

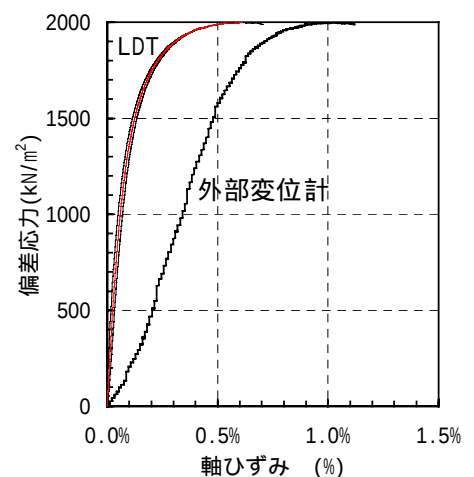


図 2 応力 - ひずみ関係

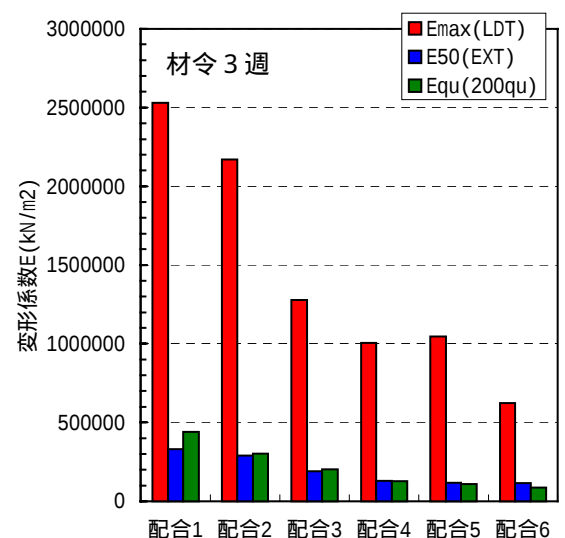


図 3 LDT と外部変位計による変形係数の比較