

Ⅲ-B249

岩盤に着底した深層混合処理による自立土留めの挙動（その1）

— 計測結果 —

電源開発(株) (正) 栗崎 夏代子 (正) 野口 俊介
 電源開発(株) (正) 東 健一
 不動・浅沼・新日鐵JV (正) 兵頭 洋
 運輸省港湾技術研究所 (正) 高橋 邦夫

1. はじめに

徳島県阿南市の橘湾に建設中である橘湾火力発電所の復水器冷却水路のうちポンプ場工事¹⁾において、基礎および仮設土留めに石炭火力発電所から発生するフライアッシュを利用した深層混合処理（FGC-DM：Fly ash Gypsum Cement-Deep Mixing）工法を採用した。土留め形式は重力式の自立土留めで、同種の土留めとしてはかつてない掘削規模（掘削深さ約15m）であり、また、支持地盤が起伏に富んだ岩盤であることに起因する設計・施工上の課題もあることから、計測施工を実施した。ここでは、計測結果について報告する。

2. 土留めおよび計測概要

土留め平面および断面を図1、図2に示す。

地盤は、レキ質土からなる埋立土層（N値10前後）、沖積粘性土層、表層が強風化の岩盤（頁岩、砂岩）で構成されており、岩盤は馬の背状に分布し、起伏に富んだ岩盤線となっている。

深層混合処理（以下、DM）による土留めは、壁体幅が15mと12mであり、支持地盤は岩盤である。パイル配置は、掘削法線直交方向に20cmラップ、法線方向には接円で、改良率は90％である。なお、土留め壁体背面地盤には、止水のための鋼矢板を設置してある。

計測項目は、土留め壁体背面に作用する土圧・水圧（止水鋼矢板に設置した壁面土圧計、壁面水圧計）、壁体内部ひずみ（3方向ひずみ計）、内部水平変位（多段傾斜計）、岩盤水位（壁体内外での水位観測井）および法肩水平変位測量である。A-A西側断面が主測線である。

3. 配合および強度特性

深層混合処理材の配合²⁾を表1に示す。

施工後に実施したチェックボーリング結果から、一軸圧縮強度と変形係数（ E_{50} ）の関係を図3に示す。平均現場強度は埋立土、粘性土ともに、約30kgf/cm²であり、 E_{50} は、(200～1000) q_{uf} の範囲に分布している。

表1 FGC-DMの配合

対象地盤	埋立土	粘性土
水粉体比 (%)	100	
セメント量 (kg/m ³)	100	150
フライッシュ量 (kg/m ³)	50	75
スラリー量 (l/m ³)	200	299

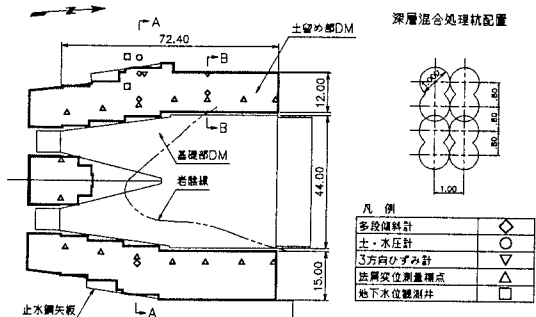


図1 土留め平面

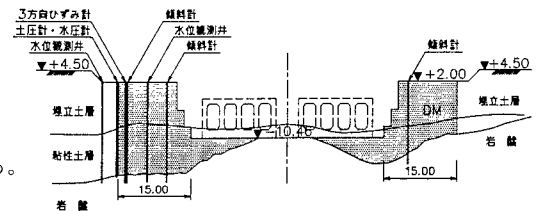


図2 A-A断面

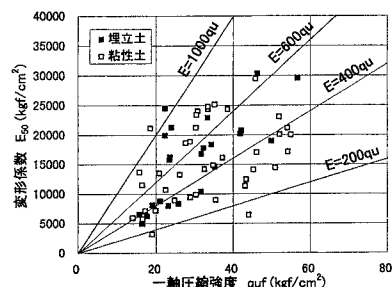


図3 一軸圧縮強度と変形係数の関係

4. 計測結果

(1) 作用側圧

掘削開始前および掘削完了時における壁体背面作用側圧（土圧計計測値）を図4に示す。埋立土層の側圧は設計側圧（ $\phi=30^\circ$ で計算）より小さく、粘性土層では、掘削開始前、掘削完了時ともに側圧係数としては1.0相当になっている。また、掘削開始前の側圧は、掘削とともに低下し、掘削完了時には、 $1\sim 3\text{tf/m}^2$ 程度の低下となっている。なお、同図には、実測側圧に近似するように定数を定めた計算側圧（埋立土層では、 $\phi=45^\circ$ 、 $K_0=1-\sin\phi$ 、 $K_A=\tan^2(45^\circ-\phi/2)$ 、粘性土層では、 $K_0=K_A=1.0$ 、 $c=2.0\text{tf/m}^2$ として計算）も併記した。

(2) 内部ひずみ

3方向に設置したひずみ計計測値から換算した主ひずみ（掘削完了時）を図5に示す。床付け深度位置、壁体下端位置とともに、掘削側の方向に引張り、直交方向には圧縮の主ひずみとなっており、ひずみ量は、引張りの最大が $61\mu\text{s}=0.006\%$ （床付け深度位置）、圧縮の最大が $34\mu\text{s}=0.003\%$ （壁体下端位置）と非常に小さい。なお、ひずみ計の初期値は掘削開始直前での値でセットしたものであるため、前述のひずみは、掘削開始以降に発生したものである。

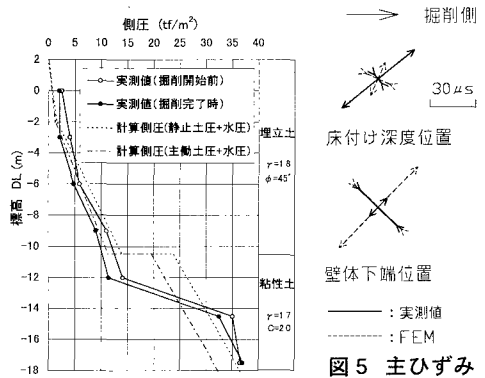


図4 作用側圧深度分布 (A・西)

(A・西)

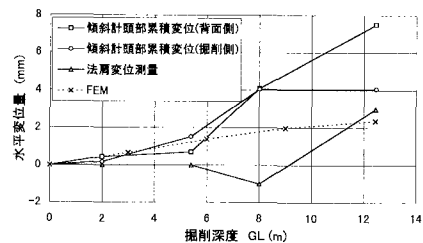


図6 掘削深度と水平変位量の関係 (A・西)

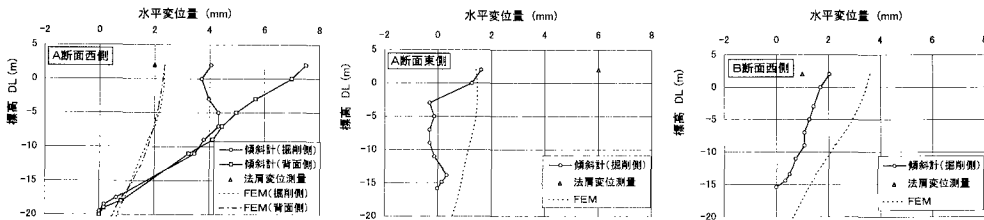


図7 水平変位の深度分布（掘削完了時）

(3) 変位

掘削深度と変位量の関係を図6に示す。変位量の深度分布を図7に示す。傾斜計の頭部累積変位および法肩変位測量による変位は、掘削側へ2～8mm程度であり、掘削に伴い増加傾向を示している。また、変位の深度分布からは、当初懸念していた着岩面での滑動（設計上、壁体幅は滑動で決まっている）の兆候（着岩面での相対変位）も認められず、全般に微小な変位であった。

5. 事後解析

事後解析として、前述のフィッポ・リング結果および掘削開始前の実測側圧に基づいて設定した弾性係数と初期応力状態（静止側圧係数 K_0 、ポアソン比）を用いて、線形弾性FEM解析（図8参照）を行った。この結果得られたひずみと変位については図5～図7の各図に併記した。主ひずみについては、主方向、ひずみ量ともに実測値と比較的良好な整合を示しており、変位についても、オーダー的には実測値を説明できるものとなっている。

6. おわりに

深層混合処理による大規模自立土留めの計測結果について報告した。掘削工事は、特に変状もなく完了しており、現在、躯体構築中である。今後は、得られたデータに基づいた解析検討を行っていく所存である。

【参考文献】1) 山下邦博、栗崎夏代子：橋湾火力発電所新設工事フライアッシュを利用した深層混合処理によるポンプ場の施工，電力土木No.274、2) 栗崎夏代子他：フライアッシュを利用した深層混合処理土の強度特性について，第33回地盤工学研究発表会（投稿中）

図8 FEM解析モデル (A・西)

