

根入れ部を地盤改良した山留め工事について

中部電力(株)	正会員	西野 健三
日本シールド エンジニアリング(株)	○	森谷 仁
同 上		渡辺 雅明

1. はじめに

軟弱地盤における山留め工事では、山留め壁の変位と応力を最小限にするために、根入れ部安定は重要な問題である。特に、最終床付け以深に軟弱な地盤がある場合は、山留め壁根入れ長にも大きく影響する。当工事では、シールド発進立坑において、底部の極めて軟弱な地盤に対し、置換工法による地盤改良を施すことにより根入れ部安定を計った。

以下、立坑工事における現場計測の結果を以って、根入れ部に施したこの地盤改良の効果について述べる。

2. 工事概要および計測概要

立坑構築位置の地盤構成を図-1に示す。地盤改良は床付け以深の3.3mを置き換えて、そこに固化材を充填するものである。地盤改良域の設計基準強度を表-1に示す。山留め壁は鋼

鋼管矢板で、外径 600mm、板厚 9mm（上、下部）と 16mm（中央部）の 3 本継ぎ（工場溶接）のものを使用した。仮設支保工は全 4 段からなり、また掘削は七次掘削まで行なった。立坑構築に際しては切ばりプレロード工法を導入し、また本体壁を順次構築した。計測は図 1 に示すように、鋼管矢板に土圧計、水圧計、ひずみ計、及び挿入式傾斜計を取付けて行なった。

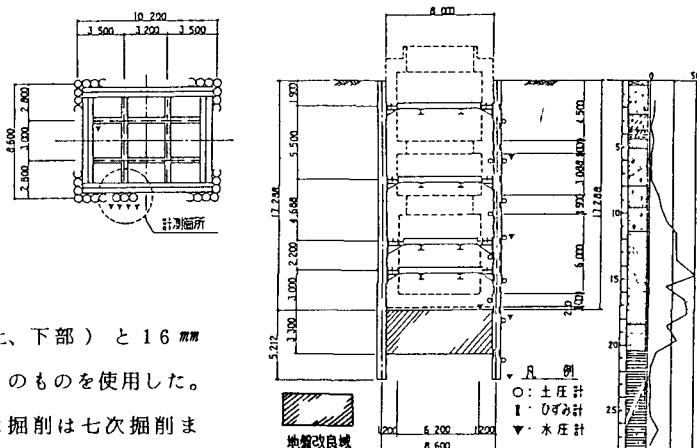


图-1 立坑概要

3. 計測結果

3.1 側圧分布について

図-2に各掘削段階における地山側の側圧分布を

示す。側圧は初期段階で三角形分布を呈しているが、三次掘削以降では台形分布となる。また側圧は、掘削の進行に伴う山留め壁の移動と共に大きく減少している。側圧係数は、掘削開始直後で0.8～0.4の範囲にあるが、掘削完了時では0.3～0.1の範囲となり、1/3程度減少している。

3.2 変位について

図-3は各掘削完了後の変位である。山留め壁は二次掘削完了後大きく変形しているが、掘削によ

表一 1 地盤改良域の設計基準強度

	一體圧縮 強度 (kgf/cm ²)	粘着力 (kgf/cm ²)	竹着力 (kgf/cm ²)	微引強度 係数 (kgf/cm ²)	弾性係数 E (kgf/cm ²)	水分方向の 微引係数 K _H (kgf/cm ²)	透水係数 (cm/sec)
砂質土	50	5	1/3 C	2/3 C	5000	50	1×10 ⁻⁷

る変形の進行はみられなかった。最大変位は初期段階で、根切り底付近で発生しているが、掘削の進行と共に山留め壁の中央部でみられるようになる。そして最

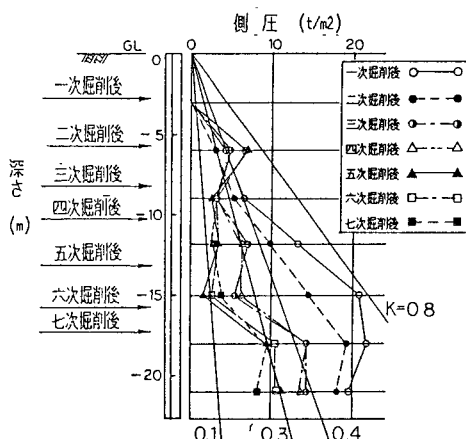


図-2 側圧分布図

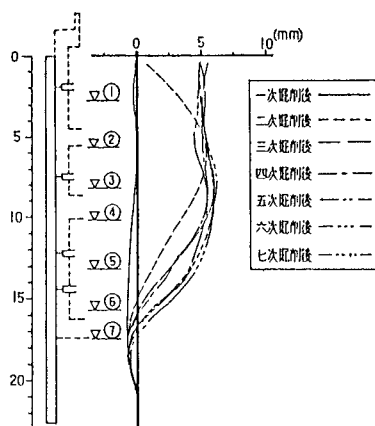


図-3 変位分布図

大変位量は、全掘削段階で5mm以内に収まっている。また置換地盤付近において、山留め壁は初期掘削段階では大きな曲率でたわんでいるが、三次掘削以降では小さな曲率でたわみ、くびれるような変形形態となっている。加えて床付け以深の変位は1mm程度で、変形が押えられている。

3.3 曲げモーメントについて

図-4は、各掘削段階での曲げモーメントの分布である。2段ばり～4段ばりへのプレロード载荷後の山留め壁の曲げモーメントは、切ばり位置でかなり減少しており、掘削による曲げモーメントの増加が押えられている。また床付け付近で、負の曲げモーメントが大きく出ている。これは、床付け位置では、置換地盤の拘束が強いため置換地盤が仮想の支持点として作用し、固定端に近いモーメントが発生したためと考えられる。なお、ここでの曲げモーメントの値は、山留め変位曲率から換算したものとひずみ計から求めたものであるが、両者はほぼ同じ値である。

4. まとめ

置換工法によって山留め壁の根入れ部は固定され、掘削に伴う変形の進行はみられなかった。しかし、置換地盤付近が仮想の支持点として作用したため、この位置における曲げ応力は増加傾向にあった。本工事ではプレロード工法を導入することにより、掘削に伴って増加が予想される応力を事前に押え込んだので、問題なく施工することができたが、根入れ部の補強に対しては、応力の増加に対する検討が必要と考えられる。

参考文献 1) 西野、久木田；“土留め壁に対するプレロード工法の効果について”、土木学会第

40回年次学術講演会概要集、Ⅲ-398, 1985, 9

2) 西野、高林；“土留め工事における現場計測結果と解析検討”、土木学会第40回年次学術講演会概要集、Ⅲ-399, 1985, 9