

下水道工事における工法変更の提案

福島県土木施工管理技士会
佐藤工業株式会社 土木本部

鈴木 和 則[○]
古山 達 也
柳 沼 毅

1. はじめに

掘削高さが5 m 未満の下水道工事は、建込み簡易土留めなどの軽微な土留めを用いた開削工法が主流となっている。しかし、土質条件によっては一時的な掘削地山の自立不能や、地下水が高い場合のボーリング現象といった不具合も現場では多く見受けられる。また、家屋が近接している場合は、地山の自立性や掘削深さに伴いブロック塀や土間、犬走り、さらには家屋への変状被害が生じる場合もある。事前の仮設検討協議を行っていても、現場を進める際には馴れ合いとなり対策費用や補修費用負担は持ち出しとなるケースも多々ある。

そのため現場では、家屋調査に加え試掘や土質状況の確認、場合によっては追加ボーリングなどの詳細補足調査を行うとともに仮設工法の検討および提案を発注者に理解してもらうことが施工開始時における重要課題となっている。

そこで本報告は、施工開始前に問題点を提起し対策工法の比較検討を行い設計変更に至った事例を紹介するものである。

工事概要

工事名 : 公共下水道管渠布設工事

発注者 : 伊達市役所

工事場所 : 伊達市梁川町地内

工期 : 平成18年7月3日～

平成19年5月31日

2. 現場における問題点

原設計における管布設は、掘削深さが5 m 未満ということで建込み簡易土留めによる「開削工法」となっていた。ただし施工にあたっては多量の湧水が想定されることから、「地下水低下」による対策が必要と記されていた。

ここで当路線における地質状況を図-1に示す。

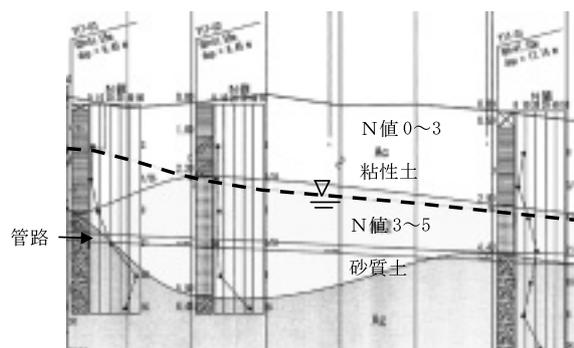


図-1 地質断面図

この地質断面によれば管布設箇所は、沖積層の軟弱な未固結堆積物（河川性堆積物）で構成されており地下水が非常に高い。

また、施工箇所周辺には民家が近接しており、掘削時において以下の問題点が考えられた。

粘性土の問題点

粘性土（シルト）はN値が0～3と非常に軟弱である。調査時には孔壁の押し出しが確認されており、地下水についてもG.L-1.5mと高い。したがって、掘削時の応力開放により軟弱粘性土層がはらみ、地表面の沈下を招く可能性がある。また、地下水低下を行った場合は、粘性土の有効応力増加により圧密沈下の障害が発生する。

ディープウェルにより地下水を低下させた場合、1m低下につき9kN/m²の有効応力が増加することになり、圧密沈下量は次のようになる。

$$S = mv \cdot \Delta p \cdot H$$

ここに、

mv：体積圧縮係数 0.0005m²/kN

Δp：粘性土層での水位低下量 2m (18kN/m²)

H：粘性土層厚 2.0m

$$S = 0.0005 \times 18 \times 2.0 = 0.018\text{m}$$

したがって、水位低下によって生じる概圧密沈下量は1.8cmとなる。

砂質土の問題点

管路周辺の殆どが砂質土となっており、調査時には孔壁崩壊の激しい状況が確認されている。したがって、建て込み土留め内でのポンプ排水では、地下水とともに土砂流出により掘削不能となる。さらに、緩み領域の拡大とともに地表面の沈下障害の発生が懸念される。

また、ディープウェルを行った場合も緩い砂層が圧縮することによる弾性沈下が発生する。

ここで地下水位低下に伴う地盤の弾性沈下量を一次元圧縮条件のもと次式で算出する。

$$S = \Delta p \cdot H / E \quad (\text{弾性沈下量})$$

ここに、

Δp：有効応力増分（水位低下量 2m (18kN/m²))

H：地下水の低下する砂層の厚さ 2.0m

E：地層のヤング率 E=700Nより

N：N値 ≒ 4

$$S = 18 \times 2.0 / 700 = 0.051\text{m}$$

したがって、砂層の圧縮による弾性沈下量は1.3

cmとなる。

ここで、図-2に粘性土および砂質土における問題点の概念図を示した。

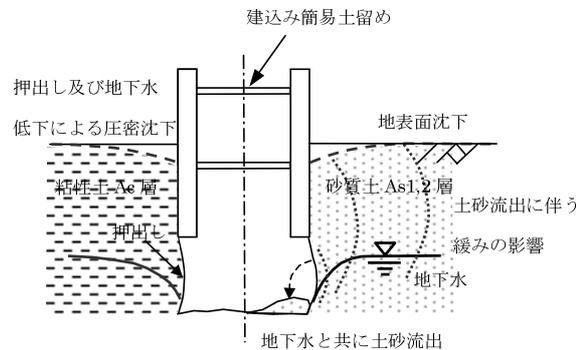


図-2 問題点の概念図

以上のことから、孔壁崩壊の激しい砂層においては予めディープウェルにより水位低下を図らなければ土砂流出等の影響により施工することができない。

しかし、水位低下対策を行った場合、砂層の圧縮沈下（弾性沈下）に加え、粘性土の圧密沈下が発生することが考えられる。その結果、影響圏における、家屋への沈下障害（不同沈下等）が予測される。

多量湧水の発生要因

本工事着手前の試掘結果によれば、事業計画段階の想定をはるかに超えた地下水が発生し、土砂流出により掘削が困難となった。この多量湧水の発生要因として次のことが考えられる。

図-3は計画箇所における表層地質図であるが、計画箇所は沖積層の未固結堆積物であるシルト、砂、礫等で構成されており周囲には阿武隈川、広瀬川、伝樋川が位置している。

また、阿武隈川の氾濫によって生じた旧河道もあることから、この周囲における地下水については、河川の連動による地下水と考えられる。

この地下水については河川と同じく南側から北側への地下水流があり、地層の起伏によって被圧している箇所もある。

つまり、河川と連動した地下水と考えられるため、水源の供給が非常に豊富であり降雨時には地下水の上昇が顕著に現れ、掘削をさらに困難なものと考えられる。



図-3 施工箇所周辺の旧河道と河川位置

3. 対応策について

以上の問題点を踏まえ図-4 に示すフローにより対策工法の決定に導いた。

その際の比較検討資料を表-1 に示す。

ここで実際に提起した問題点を原位置にて確認するための試験施工を行った（写真-1）。



写真-1 現地での掘削によるポイリング状況

その結果、予想通りに砂層の途中でポイリングが生じこれ以上の掘削は不可能であることが現場においても確認された。

よって、地下水の影響を極力低減する目的と掘削可能な原位置での深さから、管路設置深さ（平均掘削深さ3.5m）を浅くすることで問題点への解決策とした。

また、管路の計画高さが変わったことへの対応についてはマンホールポンプの設置により解消した。

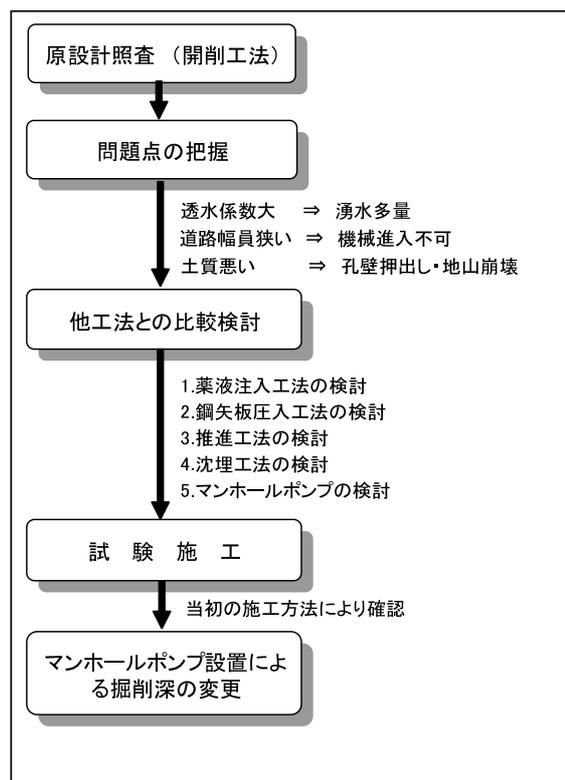


図-4 設計変更対応までのフロー図

掘削深さを浅くするための力学的根拠

試掘時において、掘削面の安定が図られず崩壊した経緯を踏まえ、掘削深さを浅くすることで、極力土砂崩壊を抑制する計画となった。

その力学的根拠は次のとおりである（表-1）。

