

III-337 側方荷重を受けるDJM改良地盤の現場挙動(第2報)

北海道開発局 開発土木研究所 正員 ○林 宏親
同 上 正員 能登 繁幸

1. まえがき

土地利用の高密度化に伴い、周辺への影響を考慮する必要のある軟弱地盤上の盛土工事が増加しており、側方流動を抑制する目的で盛土法面下の地盤のみに深層混合処理工法が施工される事例も増えてきている。しかしながら、本工法の設計法は、合理的で信頼性の高い手法が未だに確立されていない。このため、現行設計法の問題点を把握する意味で、現場における動態観測結果の蓄積が望まれるところである。

本論文は、高規格幹線道路日高自動車道の苫小牧市柏原において実施されたDJM改良地盤の現場挙動について報告するものである。

2. 概要

当地区の地盤は、泥炭層、粘土層から構成される軟弱地盤であり、本現場の盛土厚が9mを越える高盛土であることから、何らかの対策工が必要になった。

加えて、隣接している一般国道235号に側方流動による変形を与える恐れがあったため、盛土法面下の地盤をDJM工法で改良することによって、すべり破壊および側方流動を防ぎながら盛土を施工する方法が採用された。図-1に工事断面、表-1に地盤の物性を示す。DJM改良形式は、改良率ap 50%の杭式で、現場設計強度qucは2.0kgf/cm²である。

DJM改良地盤の挙動は、おもに、図-2に示す改良地盤の法肩側と法尻側のDJM柱体(以下、柱体と略記する)ならびに柱体間未改良部(以下、未改良部と略記する)にガイドパイプを合計4本設置し、地中変位計を用いて測定した。

3. 測定結果

図-3, 4は、盛土厚2, 4, 6, 8, 9.1m(最終盛土厚)および盛土放置40日における法肩側柱体ならびに未改良部の横断方向地中変位を示している。図より、柱体、未改良地盤とも盛土厚の増加につれてほぼ同じ変位量、変位分布で経時変化したことがわかる。深度方向への変位は、両者ともGL-4mで最大値をとる三角形となっており、盛土終了時における変位の最大値は、柱体が14.3cm、未改良部が16.2cmであった。

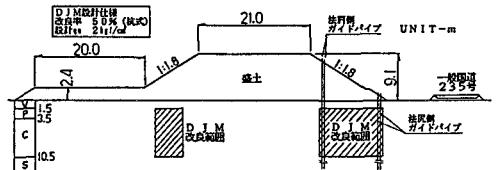


図-1 工事断面

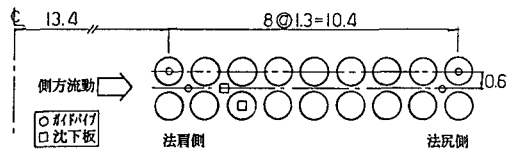


図-2 測定位置

表-1 土質試験結果

	火山灰V	泥炭P	粘土C	砂質土S
自然含水比 Wn (%)	—	45.1	6.4	7.0
土粒子の密度 ρs (t/cm ³)	—	2.13	2.63	2.72
強熱減量 Li (%)	—	64.7	—	—
コーン支持力 qc (kgf/cm ²)	—	3.2	2.2	—
標準貫入試験打撃回数 N値	10	—	—	9

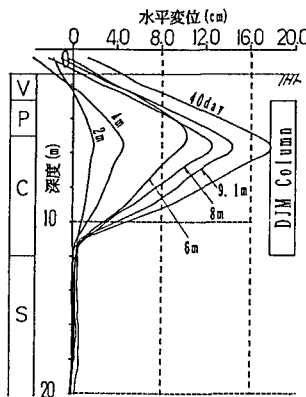


図-3 法肩側柱体変位

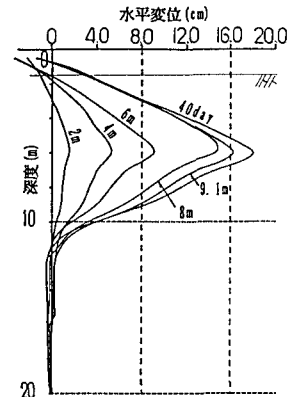


図-4 法肩側未改良部変位

図-5, 6は、法尻側の柱体と未改良部の横断方向地中変位を示している。法尻側においても柱体、未改良部に変位が生じており、盛土厚の増加に伴い変位量が大きくなっている。ただし、深度方向への変位は、法肩側とは若干異なり、台形に近い三角形になっている。盛土終了時の変位最大値は柱体が6.8cm、未改良部が7.0cmであった。これは、法肩側のほぼ半分の値である。

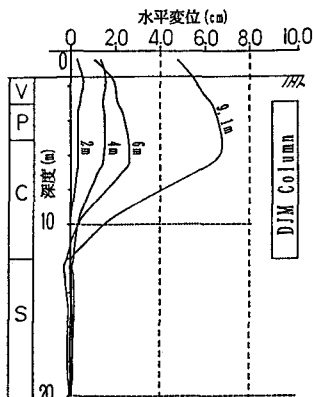


図-5 法尻側柱体変位

本現場では柱体を基盤層に着底させているが、改良地盤の底部にはほとんど変位が生じていないことから改良地盤の滑动は起きていない。

4. 考察

盛土厚と各測点における地中変位の最大値との関係を図-7に示す。法肩側、法尻側とも柱体と未改良部の変位量は、ほぼ等しい経時変化となっている。これは、一般的に杭式改良の場合に懸念される未改良部の擦り抜けが本現場では発生せず、柱体と未改良部が一体となって側方流動に抵抗していることを示している。さらに、図には表わしていないが両者の沈下量にも有意な差は見られないので、鉛直方向にも一体となった挙動である。また、法肩側に比べ法尻側の変位量が明らかに小さくなっていることから、改良地盤は剛体ではなく、側方流動をクッション的に受けとめていることがわかる。以上のことから、本現場でのDJM改良地盤は、いわゆる複合地盤としての挙動を示したといえる。

図-8は、各盛土厚における法尻側柱体の曲げ応力の深度方向への分布を表わしている。柱体の曲げ応力は、受働側の軟弱層を横方向地盤反力係数 K_h を有したバネとみなして、弾性床上の梁として算定した。許容圧縮応力は、柱体の一軸圧縮強さ q_u とし、許容引張応力は、寺師らの報告¹⁾に基づき q_u の0.15倍とした。その他の計算条件は文献²⁾に準拠した。図より、柱体の曲げ応力は、盛土厚4mまでは許容応力内に収まっているものの、盛土厚6mからは部分的ではあるが許容応力を上回っていることがわかる。そこで、図-7の法尻側柱体の変位の推移に着目すると、図中の直線で表わされるように柱体の曲げ応力が許容応力を越えた盛土厚付近を境にして変位が増大していることがわかる。このことは、側方荷重を受ける深層混合処理地盤の水平変位量の検討には柱体を弾性床上の梁とした計算方法が有効であることを示唆している。

5. あとがき

今後は、設計上不可欠である側方流動圧の定量化に向けて、さらに現場での調査を継続し、データの蓄積を図っていく計画である。

参考文献 1) 寺師, 田中, 光本, 新留, 本間; 石灰・セメント系安定処理土の基本的物性に関する研究(第2報), 港湾技術研究所報告V0119 No1, 1980, 3

2) 林, 能登, 富沢; 側方荷重を受けるDJMパイルの現場挙動, 第45回土木学会年次学術講演会, 1990, 10

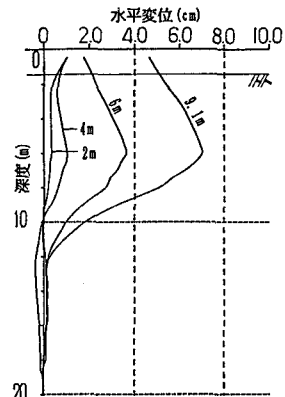


図-6 法尻側未改良部変位

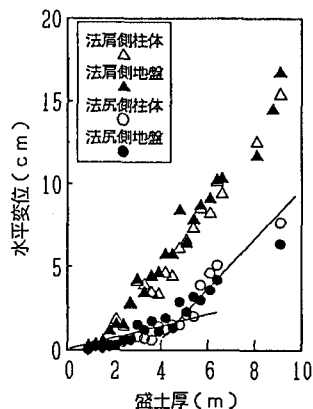


図-7 各測点での変位推移

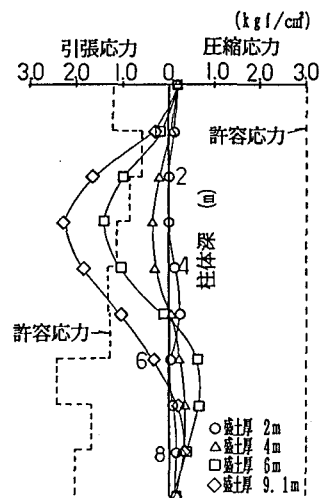


図-8 法尻側柱体の曲げ応力