超軟弱地盤における高速道路盛土建設のための真空圧密改良[†]

川井田 実* 高坂 敏明**
山田 耕一* 中熊 和義***

Vacuum Consolidation for Construction of Expressway Embankment on Extremely Soft Ground

by

Minoru KAWAIDA*, Toshiaki KOSAKA**, Koichi YAMADA* and Kazuyoshi NAKAKUMA***

Maizuru-Wakasa expressway was constructed on the soft ground area consisting a thick layer of peat and soft clay. In trial embankment construction, a large lateral displacement and settlement due to embankment load were observed. Therefore, vacuum consolidation (air-water separation system type) was selected to apply to another trial area nearby the previous one to improve the ground for embankment construction. It was found that the vacuum pressure could maintain at high level even after a successive consolidation settlement up to about 10m. A significantly incremental soil strength after consolidation settlement were observed. The analysis of soil strength increment induced by vacuum consolidation compared to another case history was analyzed and described in this paper

Key words : Vacuum consolidation, Air-Water separation system, Soil improvement, Humic soil, Strength increase, Settlement acceleration

1 緒 言

舞鶴若狭自動車道は、中国道の吉川 JCT から分岐し、福知山市・舞鶴市・小浜市等を経て敦賀 JCT で北陸道に接続する、延長 162km の高速道路である。建設中区間の小浜西～敦賀 50km のうち、福井県若狭町向笠地区 (Fig. 1) は、厚さ 50m の軟弱地盤が分布している。

若狭湾は山地が海岸に迫ったりアス式海岸であり、沈降によって形成された三方五湖の周辺は、出口が閉塞された深いおぼれ谷が多数存在する。向笠地区もおぼれ谷のひとつで、Fig. 2 は地質縦断面図である。腐植土と粘性土が互層となっており、谷の中間部は粘性土が主体で腐植土や砂質土を挟在する。両端部では腐植土が卓越し深さ 30 ～ 40m 程度まで厚く分布していることが特徴的である。粘性土・腐植土ともに、浅い層では N 値がほとんど 0 で、十分な安定・沈下対策が必要であることを示唆

している。深い層でも N 値は 10 未満であり、軟弱層として考慮すべき対象となる。おぼれ谷を通過する道路延長は約 1.3km で、河川を跨ぐ 67m の橋梁以外はすべて

Fig. 1 Location Map.

Fig. 2 Soil Profile.

[†] 原稿受理 平成 23 年 5 月 10 日 Received May 10, 2011 ©2012 The Society of Materials Science, Japan

* 中日本高速道路(株) 〒460-0003 名古屋市中区錦, Central Nippon Expressway Co., Ltd, Naka-ku, Nagoya, 460-0003

** (株)ダイヤコンサルタント(真空圧密技術協会) 〒980-0811 仙台市青葉区一番町, Dia Consultants Co., Ltd., Aoba-ku, Sendai, 980-0811

*** 丸山工業(株)(真空圧密技術協会) 〒354-0043 埼玉県入間郡三芳町, Maruyama Industry Co., Ltd., Iruma-gun, Saitama, 354-0043

盛土構造となっていて、計画高さは7～11mである。この区間において、Fig. 2の左側（小浜方）で試験盛土を行い、右側（敦賀方）では真空圧密工法で地盤改良し盛土を施工している。本文は、ここで施工された真空圧密工法について、地盤の挙動およびチェックボーリング結果をまとめたものである。

2 試験盛土による知見

本工事に先立ち、超軟弱地盤の挙動を把握し、地盤改良等の安定対策工の効果を確認するため試験盛土を行った。盛土の延長を150mとし、Fig. 3の平面図に示すように、小浜方からプラスチックボードドレーン改良区間（PBD 併用区間）、サンドドレーン改良区間（SD 併用区間）、押え盛土区間を50mずつとした。詳細は既報¹⁾に譲り、ここでは、特徴的な地盤の挙動とそこから得られた知見について述べる。Fig. 4は、各区間の地表面沈下の経時変化である。盛土は3cm/dayで施工した。

沈下は最大で11mを超えており、現在も4cm/月程度で進行中である。Fig. 5はSD 併用区間の地中変位計のデータである。深い腐植土層（Apt 5, Apt 6）から横方向に動いており、上部粘性土層とその下の腐植土層との境界深度付近で約2mの水平変位が発生した。なお、地中変位計の計測位置は、Fig. 6の押え盛土のり尻と水路の図に位置し、回転の中心付近となり、鉛直変位が小さかったことから、深度の修正は行っていない。地表面は盛土法尻から約50mにわたって最大1.5m程度隆起し、田の耕作が不可能となった。Fig. 6は左側法尻に設置した仮設水路工の変状であり、水路は外へ動きつつ底部が押し

Fig. 3 Plane of Trial Area.

Fig. 4 Time course of Settlement at Trial Area.

Fig. 5 Lateral Displacement of SD Area.

Fig. 6 Deformation of Waterway by Lateral Flow.

上げられるように変形し、傾斜してしまった。しかし、盛土がすべり破壊に至ることはなかった。

試験盛土の結果、以下の知見を得た。

- (1) すべり破壊には至らなかったものの、地中変位や周辺構造物の変状から、非常に不安定な状態であると考えられることから、盛土速度をさらに遅くする必要がある。
- (2) 周囲の耕作地を大範囲に変形させることは、地元に多大な迷惑となり休作補償等の経費もかさむ。
- (3) 深層の腐植土層でも大きな側方変形および沈下が発生していることから、パッチカルドレーンの打設深さを延伸し、深層部の圧密を促進したほうがよい。

3 真空圧密の採用

試験盛土による知見から、おぼれ谷の敦賀方の深い腐植土層地盤（Fig. 2の右側の盛土）における対策を検討した。当初採用したのは、① プラスチックボードドレーンを深さ34mまで延伸、② 試験的に鋼矢板（深さ10m）を一部区間に設置、③ 盛土速度を盛土高さ（すなわち、沈下分も含めると盛土厚さ5cm/day相当）に基づいてではなく、盛土厚さに基づいて3cm/dayでコントロールする、といったものである。①および②の施工を完了したのち、再度後続工事の工程を検討したところ、盛土完了後に着手するトンネルおよびカルバートの工程に余裕がないことが判明したので、盛土を速く施工するための対策として真空圧密を採用した。真空圧密はNEXCOで

実績のある、徹底した気水分離²⁾により高真空が期待できるシート式高真空圧密工法³⁾を採用した。

すでにプラスチックボードドレーンが1.2m 間隔の正方形配置で施工された地盤に、真空圧密用のプラスチックボードドレーンを同間隔で深さ 20m まで施工した。なお、既設のプラスチックドレーンは真空圧密のシステムには連結されていない。施工面積が約 9000m² あり、真空ポンプは 3 台設置した。計画盛土高さは、サーチャージ分も含めて 14m あり、サーチャージ効果をさらに有効なものとするため、真空圧をかけながら盛土を施工した。

4 地盤の挙動

Fig. 7 は、動態観測計器の配置、地表面沈下・真空圧・排水量・層別沈下・過剰間隙水圧・地中変位の経時変化を示したものである。これらの図から以下のことがいえる。

- (1) 真空圧はコンスタントに 80kN/m² 程度であり、有効に作用している。盛土開始前に約 1m 沈下していた。
- (2) 排水量はポンプ稼働初期には 400m³/day を超えていたが、圧密がすすむに従い徐々に 200m³/day 程度に減少している。
- (3) 地表面沈下は 2009 年 12 月の真空ポンプ停止時点で最大 10.6m となった (Fig. 7 参照)。周辺地盤の鉛直変位は非常に小さい。
- (4) 層別の圧縮量は、深度 9.8m までの Ac 1 と Apt 1 が大きく、沈下前の層厚がほぼ約半分になる 51% のひずみとなる。次いで Apt 3 層が約 38% のひずみが発生している。
- (5) 盛土速度は全体平均では 3cm/day と通常の緩速施工と変わらないが、盛土終盤では 8cm/day 程度となっており、盛土厚さ 3cm/day で施工したと仮定した場合に

比べて、1 年強の工程短縮となった。

(6) 途中で計測不能となったものの、真空圧密のプラスチックボードドレーン深さ (20m) よりも深い G.L.-30m の間隙水圧計も負の値を示し、真空圧が影響を及ぼしている。

(7) 当地区のように沈下量が非常に大きく、間隙水圧計自体の沈下も無視できないオーダーとなる。そのため、間隙水圧計と同深度に層別沈下計を設置し、Fig. 8 の間隙水圧の軌跡図として整理した。これによると、盛土の安定性に大きく影響を与える深度 7m の間隙水圧は、盛土荷重の増加に伴い増加傾向を示すものの、最大で 20kN/m² の比較的小さい値であった。さらに、盛土完了後は、減圧傾向を示し、真空ポンプ停止直前には、-54kN/m² まで低下している。下部の 17m に設置された間隙水位圧計においては、真空ポンプ稼働後早い時期から -60kN/m² の圧力を示し、真空ポンプ停止直前には、-48kN/m² を記録している。真空ポンプ停止後は、水圧が上昇するものの概ね静水圧付近にプロットされる。

(8) 地中変位は、盛土施工前で真空圧のみ作用しているときには盛土側に 20cm 程度引き込んでいた。盛土の施工とともに外側に変位しはじめたが、最大でも 1m 程度となっている。地中変位が深さ 10m 付近で大きく出ているのは、矢板の先端深さと一致している。

(9) 深い腐植土である Apt 5 層は、層圧縮量が 1m 程度発生しているが、地中変位が小さい。試験盛土における深部の腐植土層 (Apt 5, Apt 6) の地中変位がともに大きかったことは異なった現象である。これは、プラスチックボードドレーンを Apt 5 層に延伸した効果であると考えられる。

(10) Fig. 9 に真空圧密改良範囲の層別沈下量の経時

Fig. 7 Monitoring Date of Vacuum Consolidation Area.

Fig. 8 Transformation of Pore Water Pressure.

変化を示す。図中の実線は、盛土の施工実績に併せて計算したバロン解に基づく圧密沈下量である。なお本地区は、深度方向でドレーンのピッチが異なることから、真空圧密用のドレーンが貫通している深度 17.7m までの層別沈下計のデータで整理している。一般に断面積が小さいプラスチックボードドレーンを採用した場合、排水抵抗に起因したウエルレジスタンスの影響により、沈下が遅れることが知られているが、本事例の場合は、林ら⁴⁾の報告同様、ウエルレジスタンスを考慮しないケースで沈下曲線が近似している。これは、真空圧密工法ではドレーン内部が減圧され、その動水勾配により軟弱層の水を強制的に脱水するというメカニズムに起因するものと考えられる。

Fig. 9 Veracity of Settlement Comparison between Measured and Analysis.

5 チェックボーリング

盛土が立ち上り真空ポンプを停止させた後、2010 年 4 ～ 6 月にかけてチェックボーリングを行い、地盤物性の変化を調べた。

チェックボーリングは、Fig. 10 に示すように、横断方向の 7 箇所で実施した。その結果、当初、気密シートの内外で大きな沈下差が生じているのではないかとことが懸念されたが、全体に滑らかな沈下形状を呈していた。本地区では、盛土下部に補強材が敷設されており、この補強材による盛土の拘束効果が影響している可能性も考えられる。側道部では、調査時点で周辺水田部と同程度の地盤高であるにも関わらず、5m 近い沈下が生じていることが確認された。また、当初は水平な地盤構成を想定していたが、右側押え盛土のり尻では基盤の高まりが確認され、路線左側は、丘陵が近接しているため、軟弱層は、盛土を中心に凹状の形状に堆積している可能性が高いことが確認された。

Fig. 10 Cross Section of Post-Construction.

Fig. 11 に施工前後の N 値の深度分布を示す。なお、施工前後では沈下により試験を実施した標高が異なるため、層別沈下計のデータに基づき層厚を比例分布し、沈下前の深度に補正している。これ以降の深度分布図も同様の補正を行っている。真空圧密改良範囲の深度-20m 付近までの施工前の N 値は、概ね 0～2 であったのに対し、真空ポンプ停止後は、10～20 まで増加している。Fig. 12 に自然含水比の深度分布を示す。真空圧密改良範囲では、自然含水比の減少が著しく、施工前は最大 400% であったが、改良後は最大 200% 程度となっている。標高-20m 以深では、自然含水比の低下は明瞭ではない。

6 非排水せん断強さ

Fig. 13 に真空圧密工法の施工前後の非排水せん断強さの深度分布を示す。同図中に線分で表示されているのは、次式で求めた強度である。なお、真空圧密による減圧は、Fig. 9 に示した実測値を用いている。

ここで、 $S_u = (p_0 + \Delta p + p_v) \times m$

S_u : 非排水せん断強さ (kN/m²)

p_0 : 初期有効応力 (kN/m²)

Δp : 盛土による増加応力 (kN/m²)

(施工実績より盛土材 $\gamma_t = 21.5$ (kN/m³) 地下水位以下は $\gamma' = 13.1$ (kN/m³) とし、ブーシネスク式で計算)

p_v : 真空圧密による減圧 (kN/m²) As 3 層より上部 53.6 (kN/m²)、下部 48.2 (kN/m²)

m : 強度増加率 (設計値 Ac 1, Ac 3 $m = 0.35$, Apt 1, Apt 3 $m = 0.40$, Apt 6 $m = 0.45$, Apt 5 $m = 0.50$)

同図によると、真空圧密改良範囲では、ばらつきはあるものの、実測の非排水せん断強さは、計算値を概ね満足する結果が得られている。プラスチックボードドレーン改良範囲では、圧密度を 100% として算定しているため、実測値が計算値より小さい範囲にプロットされるが、真空圧密改良範囲の強度増加とは明らかに異なることが読み取れる。未改良範囲では、施工前後で同程度の値を示し、強度増加が小さい結果となっている。これについては、圧密が遅れていることに起因するのか、調査結果で述べた凹状の基盤の影響に起因するものか、現段階では判断ができない。

Fig. 11 Distribution on N-value.

Fig. 12 Distribution Natural Water Content.

Fig. 13 Distribution of Undrained Shear Strength.

7 圧密降伏応力

Fig. 14 に圧密降伏応力の深度分布を示す。同図に実線で表示しているのは、非排水せん断強さと同様に、次式で算定した有効応力である。

$$p = p_0 + \Delta p + p_v$$

ここで、 p_v : 真空ポンプ停止直前の有効応力 (kN/m²)

同図によると、非排水せん断強さの深度分布の傾向と異なり、圧密降伏応力は、明らかに計算以上に増加している。また、プラスチックボードドレーン改良範囲においても計算値を上回る結果が得られている。

ただし、盛土中央で実施した未改良範囲の試験結果では、明瞭な圧密降伏応力の変化は確認されていない。

8 強度増加率

施工前後の圧密降伏応力と非排水せん断強さの関係係を Fig. 15 に示す。同図によると粘性土 Ac1 については、NEXCO 設計要領の目安値である粘性土の強度増加率 $m = 0.30$ を中心にプロットされる。腐植土 Apt1, Apt3, Apt5 は、ばらつきが大きいものの、強熱減量が Li = 30% 以上のデータを中心に見ると各層とも強度増加率は、 $m = 0.40$ 程度の有機物を含む土層の値を示す。

Fig. 14 Distribution of Consolidation Yield Stress.

ここで、過去の真空圧密工法で改良された地盤の強度増加に関する論文では、真空圧密工法の強度増加率が他の工法より大きい値を示す事例³⁾も報告されている。ただし、今回の事例では、その傾向は認められていない。確かに真空圧密工法単独の場合は、等方的に応力が作用するが、盛土荷重は、側方がある程度拘束された状態で圧密が進行する。ここで、理解しやすいように強度増加率の変化が K_0 値の影響のみを受けると仮定し、強度増加率の変化を次式で表現してみる。

$$m_{cvc} = \frac{m_{aniso} \cdot (p_0 + \Delta p) + m_{iso} \cdot p_v}{p_0 + \Delta p + p_v}$$

強度増加率の変化 = m_{vc}/m_{aniso}

ここで、

m_{cvc} : 真空圧密工法による強度増加率

m_{aniso} : K_0 圧密による強度増加率 (0.4 とする)

m_{iso} : 等方圧密による強度増加率

($K_0 = 0.5$ とし $m_{aniso} \times 3\sigma_1 / (2K_0 \cdot \sigma_1 + \sigma_1) = 0.6$ と仮定した)

Fig. 15 Rate of Strength Increase.

Fig. 16 Proportional change of rate of Strength Increase.

p_0 : 初期有効応力 (10 (kN/m²) と仮定)

盛土の単位体積重量を施工実績の $\gamma_t = 23.5$ (kN/m³) として計算した結果を Fig. 16 に示す。同図によると、盛土厚が少ない場合には一般的な強度増加率より大きくなる傾向を示すが、盛土荷重が大きくなるにつれ、その傾向は小さくなり、当該地区の施工盛土厚 24m では通常の強度増加率の 1.054 倍程度にとどまる。

9 結 言

真空圧密の採用によって、大幅な工程短縮と周辺地盤への側方変形抑制が実現できた。ここに至るには試験盛土の功績が大きく、盛土速度の見直しや側方変形(田面隆起、地中変位)抑制対策の重要性を認識させてくれたといえる。真空圧密の評価については課題が残されているが、試験盛土と同程度の超軟弱地盤で、試験盛土よりも高い盛土を、短期間で安定に、かつ周辺への影響を小さく施工できたのは、真空圧密による圧密促進効果にほかならない。

深い層では圧密の終了には至らなかったと考察されるが、今後もこの箇所での動態観測を継続し、二次圧密を含めた残留沈下を把握して、真空圧密の効果をさらに分析していきたい。さらには、道路の供用後も観測を継続して行い、当軟弱地盤区間のライフサイクルコストの検証を行っていく所存である。

参 考 文 献

- 1) M. Kawaida, J. Nobuta, M. Hirata and K. Yamada, "Construction of expressway on thick humic layer -countermeasures for soft ground of Maizuruwakasa expressway-", 54th geotechnology symposium, pp.563-570 (2009) Japanese Geotechnical Society.
- 2) G.Imai, "For the further development of "vacuum-induced consolidation method" -present understandings of its principle and applications-", Journal of geotechnical engineering, No.898/VI, pp.1-16 (2005) Japan society of civil engineers.
- 3) Vacuum Consolidation Technology Association, "Compact vacuum consolidation technical document", p.8 (2004).
- 4) H. Hayashi, A. Ebisawa, S. Akimoto, T. Kousaka and M. Igarashi, "Application of the vacuum consolidation method in the Kushiro new road of National highway Route 38", Geotechnical Forum Tohoku 2001, pp.98-105 (2001) Japanese Geotechnical Society.