

置換砂内に打設された鋼管矢板の周面摩擦測定事例

東亜建設工業(株) 正会員 ○三枝 弘幸 加藤 大 上谷 秀一

1. はじめに

三陸沿岸道路は、東日本大震災からの復興に向けたリーディングプロジェクトとして現在施工が進められている。そのうち、気仙沼道路(気仙沼～唐桑南間約 9km)に施工される気仙沼湾横断橋は、橋長 1,344m(海上部 680m, 陸上部 680m)の長大橋であり、完成後は東北地方最大の斜張橋となるものである(写真-1)。本報は、当橋主塔の P11 橋脚にて実施した鋼管矢板の鉛直支持力試験(衝撃載荷試験, 以下 PDA)について報告する。なお、当該地点の原地盤内に 1m 程度の転石が確認されたために、鋼管矢板打設箇所を山砂で置換えており、その中に打設された鋼管矢板の支持力を測定するという、特殊な地盤条件での実施事例である。



写真-1 気仙沼湾横断橋完成イメージ
(国土交通省 東北地方整備局 HP より抜粋)



写真-2 Ag層内で確認された転石

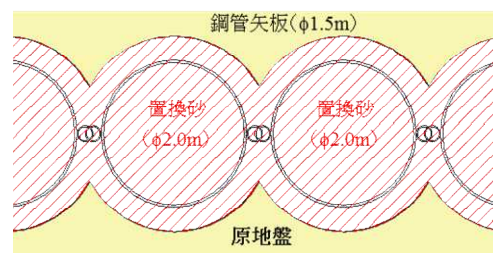


図-1 置換砂の適用範囲

2. 土質条件

P11 橋脚施工箇所の土質条件(物理特性)を表-1 に示す。岸壁エプロン舗装下は約 3.6m 層厚の埋土層(B)となっており、その下部には約 11.3m 層厚の砂層(As1, Asf(s))が厚く堆積している。さらにその深部は 1m 程度の火山灰層(Atf)の介在が見られるものの、約 22.5m 層厚の粘性土主体(Asf(c), Ac1～Ac3)の地盤構成である。鋼管矢板先端は T.P.-44.5m に位置し、 N 値が 50 以上の風化粘板岩(Psl)を支持層としている(矢板長 $L=47.5\text{m}$, 板厚 $t=17\text{mm}$, 21mm)。なお、当該地盤の地下水位は T.P.+1.09m の位置である。

事前地盤調査の際に Ag 層内に 1m 級の転石が存在する可能性が示されており、実際に砂置換の掘削時に出現が確認されている(写真-2)。この転石の存在は鋼管矢板打設の支障となるため、図-1 の通り、打設に先立ち打設範囲のみを対象とした全周回転機による砂置換を実施した。当条件での検討を行う場合、置換径は外径 $\phi+500\text{mm}$ の範囲を対象とするのが

表-1 原地盤の土質条件(物理特性)

地層名	標高 T.P.(m)	層厚 H (m)	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	単位重量 γ_{sat} (kN/m ³)	含水比 w (%)	細粒分 含有率 F_c (%)	塑性 指数 I_p
埋土層 B	+2.49～-1.10	3.59	2.68	—	26.7	31.2	—
沖積第 1 砂層 As1	-1.10～-10.35	9.25	2.70	17.34	30.5	16.9	—
沖積砂質土層 Asf(s)	-10.35～-12.35	2.00	2.70	—	39.0	34.0	—
沖積砂質粘性土層 Asf(c)	-12.35～-14.25	1.90	2.68	16.59	55.0	72.1	40.2
沖積第 1 粘性土層 Ac1	-14.25～-27.75	13.50	2.65	15.94	59.8	88.5	37.7
火山灰層 Atf	-27.75～-28.75	1.00	2.49	—	40.6	81.8	—
沖積第 2 粘性土層 Ac2	-28.75～-32.15	3.40	2.67	15.78	60.5	94.3	40.1
沖積第 3 粘性土層 Ac3	-32.15～-35.85	3.70	2.62	15.98	58.7	91.4	36.3
沖積第 2 砂層 As2	-35.85～-36.85	1.00	2.72	—	24.6	18.2	—
沖積砂礫層 Ag	-36.85～-42.35	5.50	—	—	—	—	—
風化粘板岩 Psl	-42.35～	—	—	—	—	—	—

※特性値は複数の試験結果の平均値

キーワード: 砂置換, 鋼管矢板, 衝撃載荷試験

連絡先 〒230-0035 横浜市鶴見区安善町 1 丁目 3 東亜建設工業 技術研究開発センター TEL045-503-3741

標準であり¹⁾、本事例でも鋼管矢板外径 ϕ が1.5mに対し、置換範囲 ϕ_s を2.0mと設定している。したがって、鋼管矢板と原地盤の間に250mm層厚の置換砂が狭在されているということになる。また、置換砂は岩手県一関市にて採取された山砂を用いており、各種室内試験を実施して埋戻し材としての適性を確認したのちに使用している(土粒子密度 $\rho_s=2.72\text{g/cm}^3$ 、細粒分含有率 $F_c=6.0\%$ 、砂分含有率 $=48.0\%$ 、最大乾燥密度 $\rho_{dmax}=1.94\text{g/cm}^3$ 、最適含水比 $w_{opt}=6.6\%$ 、自然含水比 $w_n=3.1\%$)。

鋼管矢板打設位置において、置換前後で標準貫入試験(以下、SPT)を実施した。原地盤および置換砂の N 値の深度分布を図-2に示す。なお、置換砂のSPTは置換径 ϕ_s 2.0mの中心位置で鋼管矢板打設前に実施している。原地盤では表層部で $N=2\sim3$ 程度、粘性土部で $N=4\sim6$ 程度を呈し、Psl層で $N\geq 50$ となる。一方、置換砂ではT.P.-20m以深で若干のばらつき変動が見られるものの、表層から安定的に $N=10$ 程度を示しており、品質に大きな変化なく置換が実施されたことがわかる。

3. 支持力試験概要(PDA)

PDAは、隣り合う鋼管矢板と嵌合していない独立の鋼管矢板をバイブロハンマにより振動貫入させたのち、5日程度の養生期間を経て、油圧ハンマによる最終打撃を実施する際に行った。支持層を $N\geq 50$ の堅固なPsl層としていることから先端支持力 q_d は測定の対象とせず、置換砂の影響を直接受ける周面摩擦 f_i のみを対象とした。なお、PDAはJGS 1816-2002に準拠している²⁾。

4. 測定結果

PDA結果をもとに波形マッチング解析より得られた降伏強度 p_y の深度分布を、 N 値から推定される周面摩擦 f_i および粘性土(Ac1, Ac2)にて実施した非圧密非排水三軸圧縮試験(以下、三軸UU試験)の非排水せん断強さ s_u と併せて図-3に示す。なお、 N 値からの f_i の推定は砂質土で $f_i=2N$ 、粘性土で $f_i=10N$ の関係式を用いている³⁾。当図において、PDAから求まる p_y は鋼管矢板に接している置換砂ではなく、原地盤の f_i に近い挙動を示しており、原地盤粘性土の s_u とも調和的な傾向である。杭体頭部に鉛直荷重を作用させた場合、杭と地盤との境界面、もしくは杭に近接する地盤内のいずれか抵抗力の小さい部分の抵抗が支配的となる見解も示されているが⁴⁾、当測定では異なった傾向である。一方で、当該事例と同程度の砂置換における設計上の周面摩擦は、薄層となる置換砂ではなく、原地盤を対象とするのが一般的であり、当測定はこの考え方を裏付ける結果であった。

5. おわりに

鋼管矢板打設箇所を山砂にて置換した箇所で行ったPDA測定結果について報告した。転石などの障害物により杭や矢板打設が困難となる場合、当該事例と同様の対処が行われる現場が多々見られる。本報はこのような事例の参考として用いることができると同時に、引き続きデータの蓄積や事例収集を図り、さらなる検証を進めていく予定である。

【参考文献】1)公益社団法人日本港湾協会：港湾土木請負工事積算基準，pp.3-16-(12)，2016。2)社団法人地盤工学会：地盤工学会基準 杭の鉛直載荷試験方法・同解説 第一回改訂版一，pp.223-271，2002。3)公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，pp.383-395，2012。4)社団法人地盤工学会：新編 土と基礎設計計算演習，pp.77-80，2000。

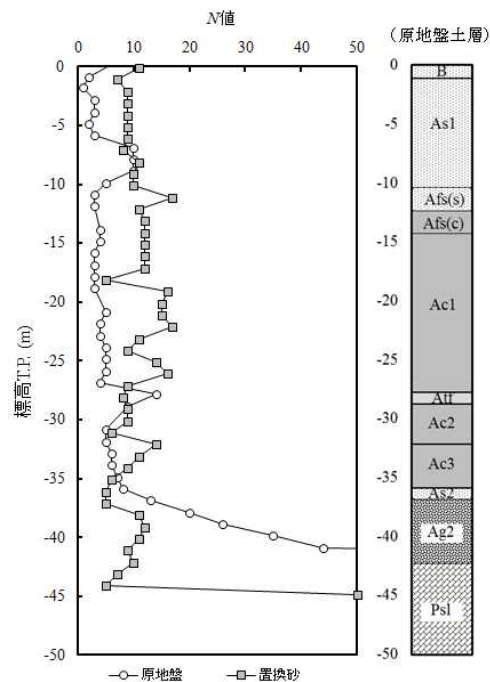


図-2 N 値の深度分布

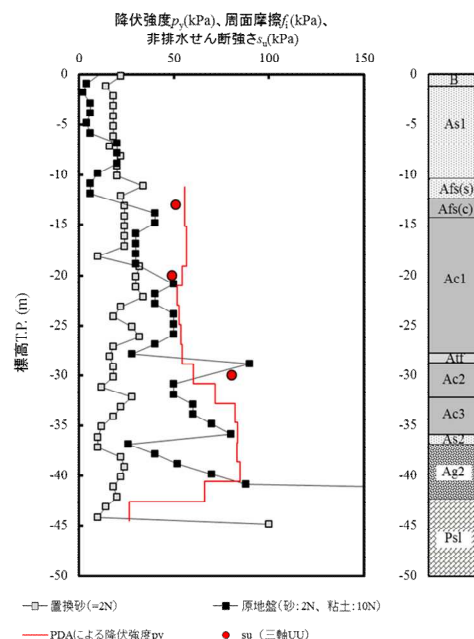


図-3 周面摩擦 f_i の深度分布