

小径鋼管杭の性能設計に向けた現場実験評価と その活用

—軟弱地盤における摩擦力計測—

札幌開発建設部 深川道路事務所 工務課 ○支倉 要
札幌開発建設部 深川道路事務所 工務課 加藤 智彦
札幌開発建設部 道路整備保全課 及川 秀一

防雪柵の設計の際には風荷重に対応した基礎の設計を適切に行う必要がある。しかしながら、杭基礎形式で摩擦杭となる場合においてはN値による地質調査結果を用いることから、小口径鋼管杭の摩擦力を現地に於いてどの様に評価するかが課題となる。

今回、実際に摩擦杭の施工により杭の引っ張り試験を行い、杭の摩擦力を計測することで設計の妥当性を確認したので、この事例を紹介する。

キーワード：摩擦杭、性能設計、性能施工、計測手法

1. はじめに

防雪柵は北海道の冬期自動車交通の安全を確保するために重要な道路施設である。防雪柵のタイプは大きく分けると吹き止め柵と吹き払い柵に大別されるが殆どが路面の雪を払う目的から後者が用いられている。防雪柵の設計は一般的には設置地域の積雪および風向風速を調査した後、風荷重に対して抵抗できるよう基礎の設計を行うが、杭基礎形式の場合は鋼管タイプの杭とコンクリートブロックの複合構造となっている。設計の際に重要な要素となるのが鋼管杭の支持力の算定で、特に北海道の場合は軟弱地盤が多いことから摩擦杭として設計される中で摩擦を的確に求める必要がある。

今回、一般国道275号 北竜町 板谷防雪柵設置工事で例が非常に少ない鋼管を引き抜いて鋼管に貼ったひずみゲージをもとに摩擦力を求める実験と横抵抗の地盤反力係数を求めることを試みた。その結果、杭の特性値はN値からの推定で問題ないことが分かったので報告するものである。

この様な地盤に対して図-2には杭の摩擦設計方法を示した。基本的には、極限支持力の計算には道路橋仕方書の方法を活用しており先端支持力に周辺摩擦力を加えて、風荷重に対しての耐力計算を行っている。

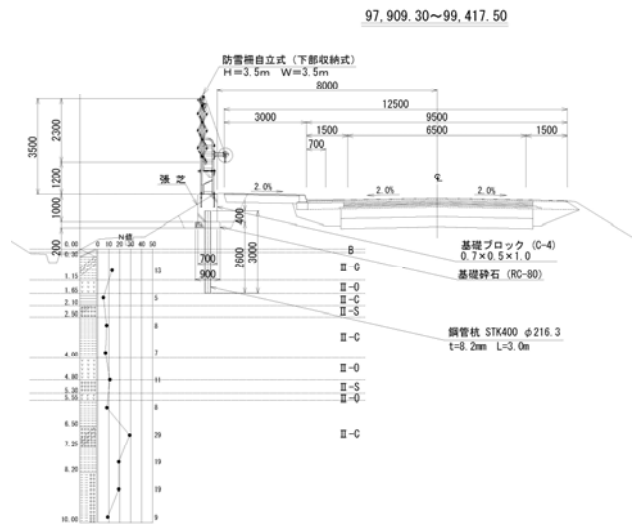


図-1 標準断面図

2. 基礎の基本形状と現行の設計手法

今回、性能試験を行った防雪柵の標準断面図を図-1に示した。鋼管杭は3mと5mで併せて地質柱状図を図の左側に示した。柱状図に示したとおりN値は10以下で薄い砂礫層が介在しているがほとんどの部分は粘土で、支持層すなわち先端支持も粘土である。

杭の支持試験としては、主に周辺に反力を取って載荷試験を行うのが通常の手法であり極限引き抜き力を求めるのが一番良いが、今回は実験上危険なことから周辺摩擦力を求めることに主眼を置き極限までは荷重をかけていない。

この論文で課題としている摩擦力に関しては図-2 に示した f_i すなわち最大周面摩擦応力度で通常はボーリングのN値である。 β は杭の打ち方によるものでここでは考慮していないが、板谷防雪柵設置工事での打設はバイプロハンマーで $\beta = 0.9 \sim 1.0$ である。

地盤反力係数に関しては、図-3の β の算定である。

l_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)
f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦応力度 (kN/m ² (tf/m ²))
(砂質土) $f_i = 2\beta N_s(1/5 \cdot \beta N_s)$
(粘性土) $f_i = 10\beta N_c(\beta N_c)$ (N_c ; N値の場合)
$f_i = \beta N_c$ (N_c ; 粘着力cの場合)
※ N ≤ 2の軟弱層では信頼性が乏しいので原則として周面摩擦抵抗を考慮しない。
N_s : 砂質土のN値で、50を上回る場合は50とする。
N_c : 粘性土のN値または粘着力cで、150kN/m ² (15tf/m ²)を上回る場合は150kN/m ² (15tf/m ²)とする。

図-2 杭の摩擦設計方法¹⁾

$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \cdot D^3}{4 \cdot E \cdot I}}$	
$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4}$	
$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0$	
$B_H = \sqrt{\frac{D'}{\beta}}$	β : 杭の特性値 [m ⁻¹]
	k_H : 水平地盤に関する水平方向地盤反力係数 [N/m ³]
	D' : 腐食代を考慮した杭径 [m]
	k_{H0} : 直径0.3[m]の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 [N/m ³]
	B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 [m]

図-3 杭の特性値の計算²⁾

3. 実験方法と計測について

(1) 実験の概要

試験目的: 防雪柵基礎地盤の水平地盤反力の確認
設計支持力の確認

試験方法: 反力抵抗体(重機を反力として使用)
載荷方法 → 1サイクル方式

試験内容: 最大荷重 $P_{max} = 30$ kN および 40kN の
水平載荷試験 2箇所

最大荷重 $P_{max} = 30$ kNの引き抜き試験 2箇所

試験杭: 鋼管杭(本杭) $\phi 216.3$ mm, L=3.0m 1本
(KP=97, 909.30~99, 417.50間)

鋼管杭(本杭) $\phi 216.3$ mm, L=5.0m 1本
(KP=97, 424.50~100, 323.90間)

(2) 載荷方法

試験は、試験杭と重機間にワイヤーロープ等を介して、チェンブロックおよび荷重計を取付け、荷重調整を行いながら試験を実施した。その概念図を図-4に示した。

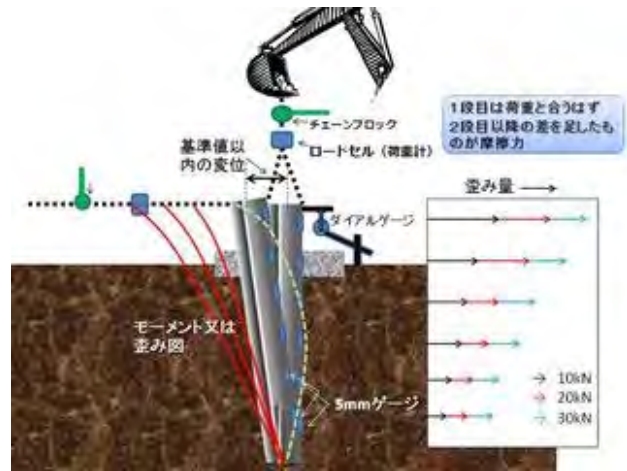


図-4 試験概念図

(3) 測定項目

a) 荷重

荷重は、試験杭と反力重機間に取り付けたひずみ型荷重計により、デジタル式荷重指示計によって表示される。荷重の制御はデジタル式荷重指示計を確認しながらチェンブロックにより行った。

b) 変位置

試験杭の変位置の計測は、2台の1/100mm精度、ストローク100mmのひずみ変換型変位計を設置し、これを万能デジタル測定器により計測を行った。

c) 試験杭応力

試験杭応力の計測は、杭打設前に杭頭部から杭先端部まで500mmピッチにひずみゲージを2面に設置し、これを万能デジタル測定器により計測を行った。

(4) 載荷方法

載荷方法は以下のとおりとした。

載荷方法: 一方向載荷、1サイクル

加圧方法: チェンブロックにより荷重調整

最大荷重: 水平載荷試験: 25 kN

(設計での許容杭頭変位程度)

鉛直載荷試験: 30 kN

(設計での許容鉛直支持力程度)

4. 実験結果とその考察

ここでは、(1)として3mの摩擦力試験結果、(2)として5mの摩擦力試験結果、(3)として3mの地盤反力係数(Kh)、(4)として5mの地盤反力係数(Kh)の結果を考察する。

(1)3m杭の摩擦力

図-5-1 は引き抜き荷重と杭頭部に設置した変位計の測定値である。15kN と 27kN 付近に変曲点が見受けられる。変位が 0.6mm でこの図表を持ってして周面摩擦力が低下したかどうかの判断は難しく、杭そのものと周辺地盤が盛り上がったこと、さらには若干偏荷重がかかったことにすることも考えられる。従って、この程度の値は測定誤差の範囲と行っても過言でないと考える。

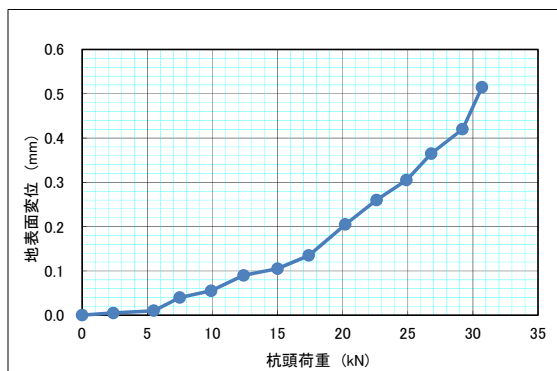


図-5-1 荷重-鉛直変位

図-5-2 は 50 cmピッチで7点鋼管杭に貼り付けたひずみゲージから求めた軸力である。曲げ荷重が入らないように処女載荷時に鋼管の中立軸を挟んで貼ったゲージがほぼ同じ値が出るよう調整している。軸力は鋼管杭の断面積に ϵ と弾性係数Eを掛けて求めている。図中 0m付近で軸力が急激に低下している理由は、鋼管杭上部から70 cmコンクリートを充填していることから鋼管とコンクリートの完全合成構造になっているからと推察される。内径 20 cmのコンクリートの断面積は 314 cm²あることから 16 μ ストレイで考えると 314 \times 15 \times 2=9,000kgf となり 24kN (鋼管) +9kN (コンクリート) で 33kN となり完全合成構造になっていることが証明できる。このことから鋼管にコンクリートを充填すると基礎ブロックと一体化し杭頭部は剛結となり許容変位を設けられた設計においてはその妥当性が確認される。

砂質部での軸力を見ると-1.0m付近でN値が2~3程度になっており20kNで引き抜き荷重をかけた時点で摩擦力が減少し25kNではほとんど摩擦力は無くなっているのが見て取れる。また、粘性土部においてはその上部は砂質土部で摩擦力が無くなったためその値が減少しているが杭の端部に向かって摩擦力が増加し、結果的には粘土性土質部で引き抜き荷重のほとんどを負担する結果となっている。摩擦力は1.5m以下でその相当分を負担しているこ

とから引き抜き力が到達せず軸力ひずみがほとんど出ない結果となっている。しかしながら、先端においても鋼管内部にも粘土が入っているためか10kN程度は分担している。実際にも摩擦力は図の台形の面積が引っ張り力(軸力の差分で計算)であり、これを計算すると(32+9) \times 1.5/2=30.8kNでほぼ等しくなっている。

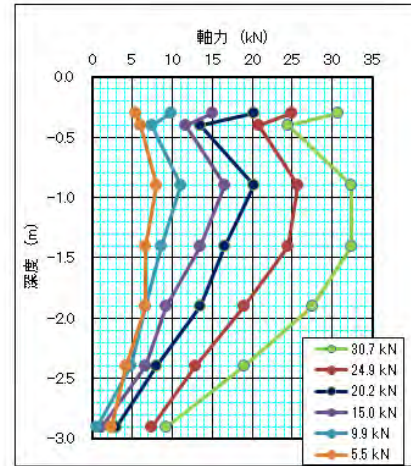


図-5-2 深度-軸力

図-5-3 は深度と摩擦応力度を示したもので図-5-2 の軸力分布で示されたように 1.5m以下で応力度が大きくなっている。杭先端の応力度が大きくなっているのは二とおり考えられる。

- (1)先端では打ち止めていることから粘土が締まって相当分を分担している。
- (2)一番下のゲージ位置の上段で摩擦を大部分負担しているのでひずみが出ない。

軸力との比較で見れば(1)の考え方が妥当と考えられる。

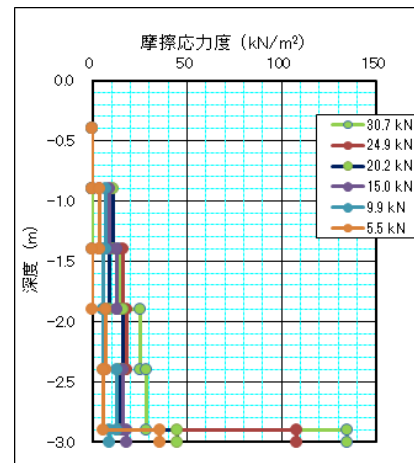


図-5-3 深度-摩擦応力度

砂質土および粘性土でのN値から求まる f_i は、

砂質土 $f_i = \text{None}$ 砂質土でも締め固め土でN値 2 以下のため

粘性土 $f_i = 10 \times N = 120 \text{ (kN/m}^2\text{)} / 4 \text{ (安全値)} = 30 \text{ kN/m}^2$
 $-1.0 \sim -2.5 \text{ m}$ N値 12、振動挿入 $\beta = 0.9$
 で $f_i = 27 \text{ kN/m}^2$ となり実験値は、 25 kN/m^2 で
 ほぼ等しくなっている。

以上のことから推察できることは、

- ① 軸力分布では砂質土部の分担は0であるが粘土部で摩擦をすべて分担している。
- ② N値から求めた摩擦応力度は実験値とほぼ等しい。
- ③ 杭頭部は完全合成構造となって有利に働いている。ということである。また、先端部での摩擦力は無視できないことがわかる。

(2) 5m杭の摩擦力

図-6-1, 2 には 3mの杭と同様、杭頭鉛直および変位軸力分布を、図-6-1 には摩擦応力度、さらには図-5-2 に地質柱状図、摩擦応力度を並べて示した。

図-6-1 は荷重—杭頭垂直変位図である。3mの場合と異なり杭頭の鉛直変位は 30kN で 1/2 の 0.25mm でかつほぼ直線的な挙動をしている。

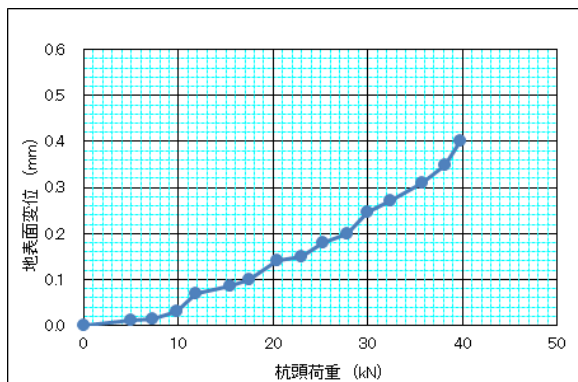


図-6-1 荷重—鉛直変位

図-6-2 から深度と軸力分布図では-1.0mから-2.0mで摩擦が無くなり引っ張り荷重と同じ値で-2.0m以深の粘性土質部で摩擦が発生し荷重と釣り合っている。なお、-0.5mの現象は杭 3mで述べたとおりである。これを 3mと同様に軸力の差分でチェックすると引っ張り荷重に対して大きな値を示している。

また、図-6-3 では摩擦応力度に 50 cmピッチで全周面積を掛けて算出したものでは摩擦応力度を 0 にした場合、全摩擦力は 40.5kN でほぼ合致している。5mの杭の場合 -2.5m付近で摩擦力がゼロ、言い換えると摩擦応力度がゼロ (図中では負の値) で全く分担していないのは粘性土と判定しても腐植土が混じっているからと考えられる。

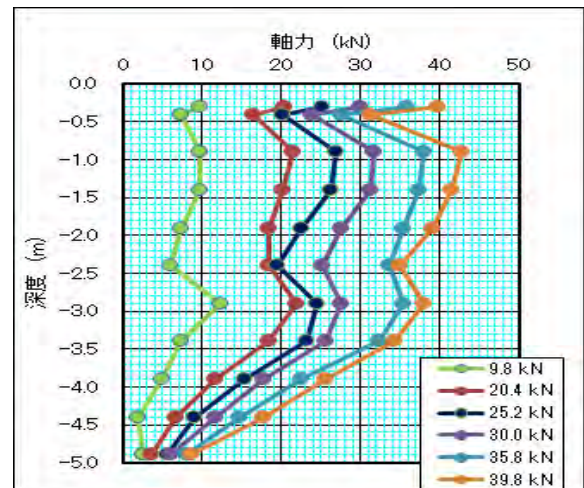


図-6-2 深度—軸力

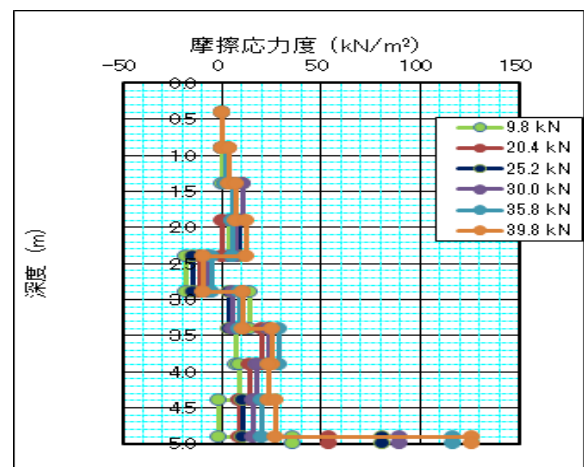


図-6-3 深度—摩擦応力度

最初に述べたとおり、周辺摩擦力はN値との相関がある中で設計されているが、仮に今回砂層が入っている場合、および水位が高い場合は摩擦力に大きなばらつきが生じることも考えられる。砂礫層の場合は、N値大きかったとしても、鋼管には礫が点で接することから周辺摩擦力は殆ど期待できない場合も生じる。

摩擦力の軸力分布をみると 3mおよび 5mの場合も 20kN で引き抜いた場合この荷重を境に軸力変曲点が下方にずれていく傾向があることから終局的な摩擦力は直線的に減少していくと仮定すれば先端 1m程度で負担することとなり場合によっては余裕長が必要な場合が生じると考えられる。

(3) 3m杭の地盤反力係数

設計では地盤反力を $K_H=25.736 \times 10^6 \text{ kN/m}^3$ としており、杭を有限長の梁として計算している。図-7-1 に地表面変位と水平力の関係について、実測値と地盤反力係数 $K_H=25.736 \times 10^6 \text{ kN/m}^3$ (設計値) とし杭を有限長の梁として計算した結果を比較して示している。

水平荷重が 10kN 程度以下では、地盤反力係数は設計値と同等以上であるが、荷重が大きくなるにしたがって小さくなっている。

最初に杭頭の荷重-変位曲線で考察すると、10kN における変位は 3mm で、微小変位状況では杭頭は固定に近く、15kN からは自由端に近い挙動を示している。これを詳しく示したのが図-7-2~図-7-4 で地盤反力係数を両対数表示でプロットすると実験値は直線に近く、かつ変位が 3mm までの地盤反力係数は K_H が $40 \times 10^6 \text{ kN/m}^3$ でこれから変位が最大の 13mm での係数 $10 \times 10^6 \text{ kN/m}^3$ まで変化している。これは、地盤の自然沈下により粘土層では固く締まり、上部はルーズな状況であるか、または上部が盛土区間であるためと推察される。

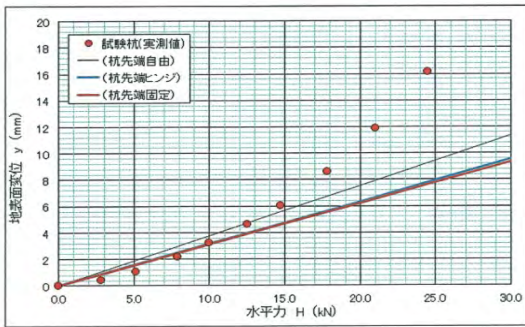


図-7-1 荷重-水平変位

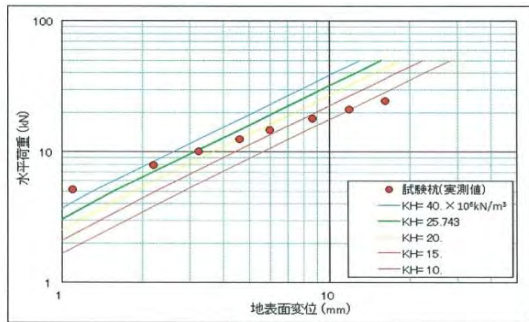


図-7-2 荷重-水平変位 (自由)

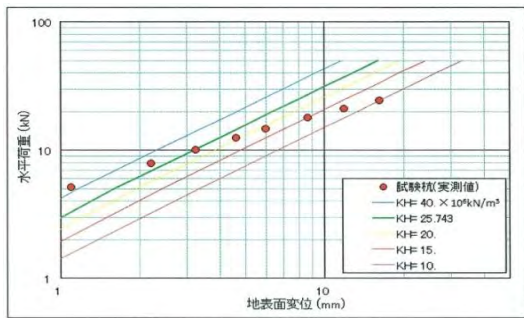


図-7-3 荷重-水平変位 (ヒンジ)

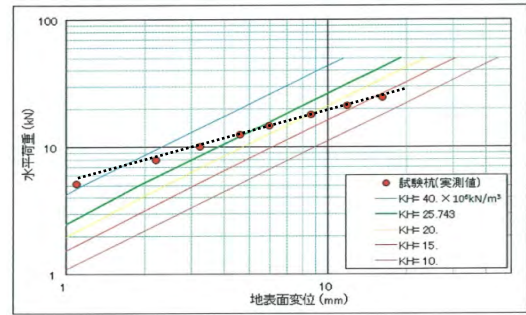


図-7-4 荷重-水平変位 (固定)

図-7-5 は実測ひずみから求めた深度と曲げ応力の関係で、図-7-6 は 24.5kN を横に載荷した時の杭の先端条件を変えた場合の理論値と実測値である。図から見て取れるのは-1.5m 付近で大きな変曲点が見られることである。理論値も実験値も杭先端ではゼロ応力で-1.5m に向かって先端固定に近くなっている。実際は、基礎ブロックと鋼管が合成状態になり、かつ変位拘束状況となることから 2 次元 FEM 計算でないと解析ができないが図-7-6 に示したような曲げ状態 (太点線) になると推察され曲げ応力度はどの深度でも許容値以内に入ると考えられる。また、杭の特性値 β は設計で 0.54m となっているが有限長の杭で計算したものと実験で求めた変曲点は 0.5m 程度の位置で良く合っているとと思われる。

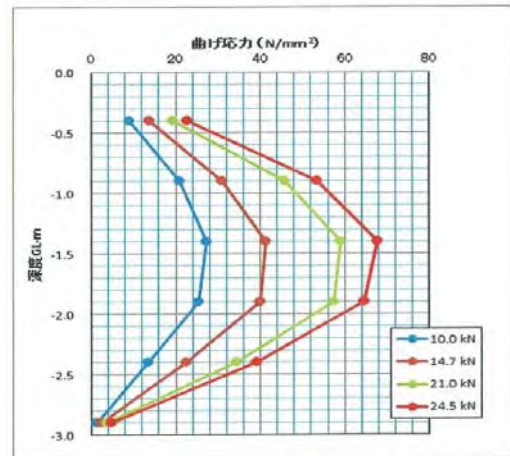


図-7-5 荷重-曲げ応力分布図

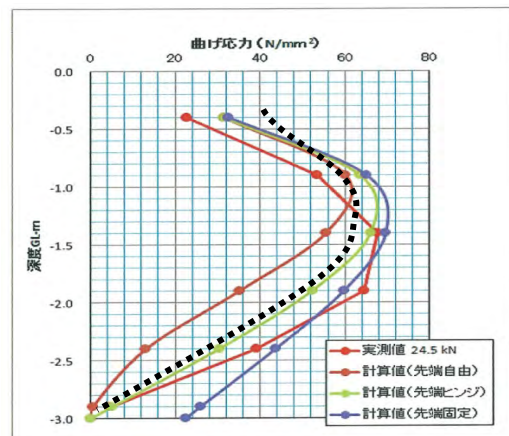


図-7-6 境界条件と計算値、実測値

(4) 5m杭の地盤反力係数

図-8-1 には 3mの場合と同じく荷重-水平変位、図-8-2 には杭頭固定とした場合の荷重-水平変位、図-8-3 には左図に深度と曲げ応力実測値、右側には深度と各境界条件別理論値と実測値 (18kN) を示した。

図-8-1 では杭長 3mとは異なり杭先端条件に関わらず変位は計算値の 50~70%程度である。この原因としては粘土層のN値のばらつきや杭頭ブロック設置面の締め堅め度等様々な要因が上げられるが安全側に計測値がでていることから当現場では問題とならないが試験を積み重ねて行く必要がある。

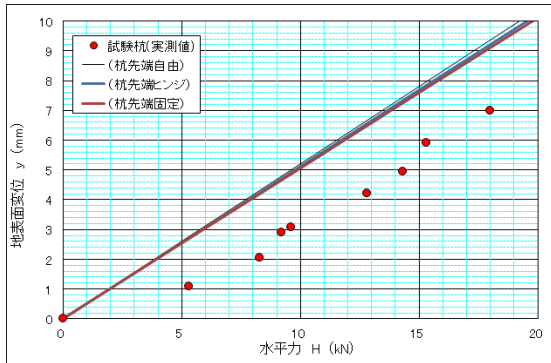


図-8-1 荷重-水平変位

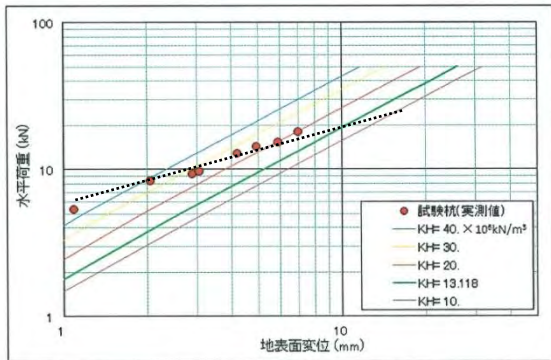


図-8-2 荷重-水平変位(固定)

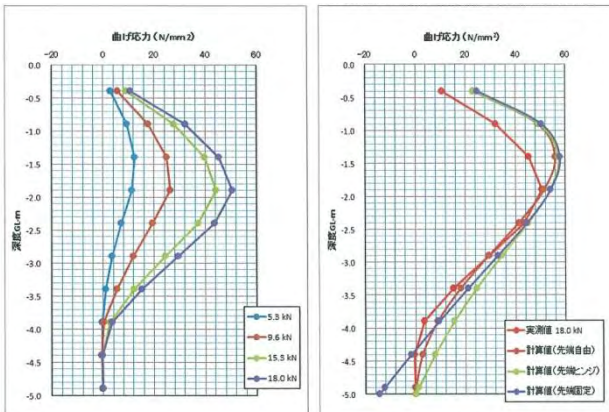


図-8-3 深度-曲げ応力(固定)

5. まとめ

本論文では、吹き払い防雪柵の基礎、特に小口径鋼管杭の摩擦力及び地盤反力係数の考え方に関して引き抜きによる実験を試み設計の妥当性を検証した。その結果、摩擦力に関しては

(1) N値が 5 以下でも摩擦は十分に発生しており杭の性能設計または施工において無視できない。

(2) コンクリートブロックと鋼管杭の接合において、鋼管上部にコンクリートを打設した場合鋼管は複合構造になりコンクリートとの一体化がなされ水平変位に設定された許容値に関しては有利に働いている。

(3) 杭の設計はN値で評価可能である。

地盤反力係数に関しては

(1) 杭頭変位に関し、今回の試験では水平載荷時に杭長 3mで理論値よりも大きくなったが、許容変位内に入っているので全く問題はない。5mでは変曲点は認められなかった。

(2) 地盤反力係数 K_H は、水平横載荷に関して水平力と変位を両対数で示すと直線的であり、平均的には設計に用いた値とほぼ合致している。

(3) 杭の特性 β に関しても杭長 3mの場合は設計値と実測値はほぼ合っている。5mの場合も横荷重 15kN までにはよく合っているがそれ以降は大きくなる傾向にある。

(4) 地盤反力係数は土質柱状図を正しく評価すれば現行の設計方法でも全く問題ないことがわかった。

(5) 杭頭の条件に関しては自由から固定に移行することが望ましいことがわかった。

今回の実験箇所は土質がほぼ同様であったため以上のような結論が出たが、砂層、礫層を含んだ場合はさらに評価が難しくなると考えられる。なお、微小変形を設計の課題としていることから傾向はあっていると考えられるが今一度調査を行う必要がある。今回の実験での提案としては、ボーリング調査、設計の後の実施工時には、土質に応じて試験杭を打って設計の妥当性をチェックしてから施工するのが現在求められている性能設計および性能施工と考えられる。

謝辞: 本実験に関して協力頂いた(株)砂子組の皆様と、指導を頂いた北海商科大学の佐藤先生のご支援に深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV 橋梁下部構造編
- 2) 独立行政法人土木研究所 寒地土木研究所：道路吹雪対策マニュアル (平成 23 年改訂版)