# 幾つかの地盤調査結果に基づく 軟弱地盤中における丸太の鉛直支持力

村田 拓海1·沼田 淳紀2·佐々木 修平3 藤野 一4・川崎 淳志5・杉山 耕平6 技術研究所(〒270-0222千葉県野田市木間ケ瀬5472) 1正会員 飛島建設(株) takumi murata@tobishima.co.jp 2正会員 飛島建設(株) 木材・地盤ソリューションG(〒108-0075 東京都港区港南 1-8-15) atsunori\_numata@tobishima.co.jp 3 非会員 住友林業(株) 住宅・建築事業本部(〒100-8270東京都千代田区大手町1-3-2経団連会館) SASAKI shuuhei@star.sfc.co.jp 4 非会員 住友林業(株) 住宅・建築事業本部(〒100-8270東京都千代田区大手町1-3-2経団連会館) FUJINO hajime@star.sfc.co.jp 5 非会員 ミサワホーム(株) 技術部 (〒163-0833 東京都新宿区西新宿 2-4-1) atsushi kawasaki@home.misawa.co.jp 6非会員 ミサワホーム(株) 技術部 (〒163-0833 東京都新宿区西新宿 2-4-1) kouhei sugiyama@home.misawa.co.jp

地球温暖化緩和策として木材の長期大量使用が有効であることから木材利用が注目され、小規模建築物 などの軟弱地盤対策に木材を使う取り組みが行われている.これに対する設計法は、各工法ごとに特徴を 活かして独自の設計法が用いられている.本研究の目的は、丸太頭部を地表より 0.50m 以深に静的圧入し た丸太の鉛直支持力を明らかにすることである.本研究では、押込み試験から得られる極限鉛直支持力と、 スクリューウエイト貫入試験、標準貫入試験およびせん断試験から推定される極限鉛直支持力を比較し、 丸太の鉛直支持力がいずれの地盤調査からの推定値よりも大きくなることを明らかにした.また、その比 率は地盤調査ごとに異なり、丸太の極限鉛直支持力を推定するにはこの相違を考慮し、地盤調査ごとに支 持力式を構築することが合理的であることが示唆された.

Key Words: log, soft ground, vertical bearing capacity, global warming, soil investigation

# 1.はじめに

支持力を十分に有さない軟弱地盤への対応として、木 杭は古くから世界中で使われてきた.例えばヴェネツィ アのリアルト橋 Dには木杭基礎が用いられ、完成後 400 年以上経った現在も大きな変状がなく利用されている. 国内においても、1932 年に完成した宮崎県庁 Dや、1958 年に開業した新潟駅本屋 Dなど多くの構造物に木杭基礎 が用いられ現在も供用されている.

このように木杭は広く用いられていたが、国内では森 林の過伐による木材資源枯渇への懸念から、「木材資源 利用合理化方策」が1955年に閣議決定され、杭は人工 材料であるコンクリート杭や鋼管杭に代替されていった <sup>2)</sup>. これに伴い,各種設計書から木杭に関する記述が 徐々に減り,道路橋示方書では1976年,建築基礎構造 設計指針では1988年に木杭に関する記述は姿を消した<sup>3)</sup>.

一方で、木材の長期・大量使用が地球温暖化緩和策と して有効 <sup>4</sup>であることから、近年木材利用が再注目され ている.土木分野では、年間400万m<sup>3</sup>のポテンシャルが あるとされ、そのうち最も多くの割合を占める地中・海 洋(年間150万m<sup>3</sup>)における利用<sup>5</sup>では、乾燥による変 形や可燃性などの木材の持つ短所を無視できる.また、 軟弱地盤に打設された丸太の鉛直支持力は、コンクリー ト杭や鋼管杭に比べ大きくなることが知られている<sup>9</sup>.

このような背景から、小規模建築物などを対象に、丸 太の鉛直支持力を推定する設計方法を構築する取り組み が行われている.しかしながら,これらの設計法は,各 工法ごとに工法の特徴を活かしてそれぞれ異なった設計 法となっており,同じ地盤条件であっても同じ支持力が 得られるわけではない.これは,丸太の仕様や丸太頭部 の位置,施工方法などの考え方がそれぞれの工法により 異なることが要因だと考えられる.

ここで、丸太頭部の位置の影響は特に大きいと考えられる。これは、地表面付近にはトラフィカビリティを確保するために砕石を敷いたり、時には固化材で改良したりするため、地盤調査結果には表れない薄く硬い層が存在する場合があるためである。一方、丸太は細い末口を下にして地盤に打設する。このため、元口がそのような地盤の地表付近に位置する場合は、この影響を強く受けると想定され、特にテーパー形状を有する丸太の鉛直支持力はこの点に着目する必要があると考えた。このような丸太の鉛直支持力に関する既往研究は、頭部が地表面、または、地表面から凸出した状態で載荷試験を実施した例は各地で幾つかある<sup>789,10</sup>が、頭部が地中にある状態においては、佐賀低地<sup>11)</sup>の限られた地盤での評価に留まっており、ほとんど研究がなされていない。

そこで著者らは、丸太頭部が地表面から 0.5m 以深の 地中にある状態における丸太の鉛直支持力を明らかにす る目的で、実際の軟弱地盤に打設した丸太について押込 み試験を実施した.また、押込み試験から求めた極限鉛 直支持力と、地盤調査から推定される極限鉛直支持力の 比較を行い、支持力式を構築する際には地盤調査方法を 考慮すべきことを明らかにした.なお、実際に軟弱地盤 対策として適用する場合においても、丸太頭部は地表面 から 0.5m 以深の地中に設置し、丸太頭部から地表面の 間にできる孔は締固めた砕石で充填することを想定して いる.

# 2. 本研究で対象とする丸太および施工方法

#### (1) 丸太の仕様

丸太は、地球温暖化緩和への貢献を考え、伐採から打



写真-1 丸太打設機械の一例

設するまでの消費エネルギーを極力抑えるために,所定 の長さに丸太を伐採し,その後乾燥や薬剤防腐処理など を行わず,皮を剥いだだけの生材を用いた.また,丸太 の両端面を平坦にカットしたものを用いた.

#### (2)施工方法

丸太の施工方法は、単にバックホウで押し込むものや、 振動を与えながら丸太を押し込むものがあるが、本研究 では、リーダー式の杭打機により鉛直性を確認しながら 静的に圧入する方法とした. 写真-1 に用いた丸太打設 機械の一例を示す.2軸のリーダー付きで、リーダーの 一方には先端閉塞の鋼管を装着し回転圧入ができるよう になっており、もう一方には丸太を静的に圧入できるよ うになっている.

図-1 に丸太の打設方法を示す.丸太が確実に鉛直に 打設されるように,先端閉塞の鋼管を用いて無排土で, 目標の丸太先端深度よりも 0.5~1.0m より浅い位置まで 先行回転圧入を行い,その後鋼管を回転し引き抜き,そ の孔に丸太を圧入した.地盤が粘土質の場合は丸太末口 径より細い鋼管を用い,地盤が砂質の場合は丸太元口径 より細い鋼管を用いた.このため,いずれの地盤におい ても,先行回転圧入によりできる孔の径は丸太の元口径 より細くなる.

### (3) 丸太頭部の位置

丸太頭部の位置は,地表面から深度 0.50~2.00m の範 囲,かつ,丸太の腐朽対策を考慮し,地下水位以深に設 置することとした.

丸太は、末口を下にして地盤に圧入するため、丸太頭 部の元口が地表面にあると、地表面に存在する地盤調査 結果には一般に表れない薄く硬い層に元口が引っ掛かっ たような状態になり、この影響を強く受けるとことが想 定される.また、上述のように本研究では、鋼管による 先行回転圧入を行っているが、鋼管の径は元口径より細 いので、地表面の影響をどうしても受けると考えられる. 鋼管による先行回転圧入を行わず、丸太を直接地盤に打



図-1 丸太の打設方法

地点 番号	実施場所	丸太先端 地盤種別	試験数	使用丸太寸法(m)(実寸)		
				末口径	元口径	長さ
А	秋田県大潟村	砂質地盤	3	0.110~0.171	0.161~0.230	3.0~12.0
		粘土質地盤	15			
В	埼玉県八潮市	砂質地盤	3	0.146~0.181	0.156~0.194	2.0~3.0
		粘土質地盤	0			
С	千葉県千葉市	砂質地盤	1	0.148	0.183	4.0
		粘土質地盤	0			
D	千葉県木更津市	砂質地盤	4	0.136~0.184	0.151~0.212	2.0~6.0
		粘土質地盤	2			
Е	東京都世田谷区	砂質地盤	0	0.173	0.268	9.0
		粘土質地盤	1			
F	佐賀県佐賀市	砂質地盤	1	0.180~0.190	0.187~0.203	2.0~3.0
		粘土質地盤	1			
小計		砂質地盤	12	0.110~0.190	0.151~0.268	2.0~12.0
		粘土質地盤	19			
合計		31				

表-1 試験場所ごとの使用丸太寸法と先端地盤種別

設した場合は、その影響をより大きく受ける可能性があると考えられる.このため、丸太頭部の位置は、その影響を極力避けるために地表面から 0.50m 以深とした.また、地下水位以深にある木材は腐朽しない<sup>3</sup>という特徴を活かし、丸太は頭部が地下水位以深になるように設置した.

#### 3. 地盤の概要

試験は計 6 地域で実施し,押込み試験は計 31 試験体 を対象に実施した. 表-1 に試験場所ごとの使用丸太寸 法と先端地盤種別を示す.使用した丸太は,長さが 2.0 ~12.0m,末口径が 0.110~0.190m,元口径が 0.151~ 0.268mで,樹種はスギとカラマツである.なお,丸太の 直径は,丸太の円周を計測し真円と仮定して求めた.

地盤調査および土質試験は,標準貫入試験(以下,

「SPT」), せん断試験(一軸圧縮試験), スクリュー ウエイト貫入試験(以下, 「SWS」)を実施した. なお, 一軸圧縮試験には, 乱れの少ない試料(固定ピストン式 シンウォールサンプラー: JGS 1221-2003 による)を用い, 土質試験には, SPT サンプラーのペネ試料やシンウォー ルサンプリングした試料を用いた.

SWS による N 値換算値は,砂質地盤の場合は式(1), 粘土質地盤の場合は式(2)より求めた.また,粘着力 c は 式(3),一軸圧縮強さ quは, SPT の場合は式(4), SWS の場 合は式(5)より求めた.

$N = 2W_{\rm sw} + 0.067N_{\rm sw}$	(1)
$N = 3W_{\rm sw} + 0.050N_{\rm sw}$	(2)
$c = q_u / 2$	(3)
$q_{\rm u} = 12.5N$	(4)
$q_{\rm u} = 45W_{\rm sw} + 0.75N_{\rm SW}$	(5)

ここで、

W<sub>sw</sub>:SWSの荷重の大きさ(kN)

N<sub>sw</sub>: SWS の貫入量 1m 当たりの反回転数(回)

N: SPT により求められた N値(回)

#### (1) 地点A:秋田県大潟村

当該地は、秋田県の八郎潟干拓地に位置する.

図-2に地点Aにおける地盤調査の深度分布を示す.当該地点は、表層より約 1.3m の砂混じり粘土と粘土混り砂の層があり、その下位に N 値=0 の極めて軟弱な砂混じり粘土層が GL-8.0m 付近まで存在する.その下位には、N 値=3~7の細砂層が約 2.0m 存在し、その下位には N 値 =0~8の砂質粘土層が存在する.GL-1.5~-8.1mのシルトまたは粘土層は、概ね GL-4.5m以浅と以深で性質が若干異なり、GL-4.5m以浅は含水比、塑性指数が大きい.一軸圧縮試験から求めた粘着力は6深度でほぼ同じであるが、SWSはGL-5.0m 付近より深くなるとやや大きくなる.また、SPT による N 値がゼロのため、計算上 SPT から求まる粘着力もゼロとなり、一軸圧縮試験や SWS から求まる粘着力と相違があることがわかる.

丸太頭部深度は、いずれのケースも GL-1.00m である. 丸太の先端は、丸太長さ 3.0~6.0m のケースは N 値=0 の 極めて軟弱な砂混り粘土層、丸太長さ 8.0m のケースは N 値=3~7 の細砂層、丸太長さ 12.0m のケースは N 値=0~8 の砂質粘土層に位置する.

#### (2) 地点 B: 埼玉県八潮市

当該地は、埼玉県東部の利根川中流低地である中川低 地の南東部に位置し、地形区分は自然堤防・砂州堆積物 に相当する.

図-3 に地点 B における地盤調査の深度分布を示す. 当該地点は,表層より約 0.4m の礫を混入する砂質粘性



図-3 地盤調査の深度分布(地点B:埼玉県八潮市)

土主体の埋土があり、その下位にN値=5, 層厚約0.9mの 砂質シルト層、その下位に N 値=2~17 の細砂層が GL-7.7m まで存在する. その下位には、N 値=0~2 の軟弱な 砂混りシルトと砂質シルト層が存在する. 細砂層の細粒 分含有率は 12.1~32.5%とばらつきがあるが、いずれも 非塑性である.

丸太頭部深度は, GL-1.00m と GL-1.25m であり, 丸太 先端はいずれも N値=2~17の細砂層に位置する.

#### (3) 地点 C:千葉県千葉市

当該地は,東京湾沿岸部に形成された沖積低地の一角 で,1971~1979年頃に掛けて沿岸部に造成された海岸埋 立地に位置する.

図-4 に地点 C における地盤調査の深度分布を示す. 当該地点は,表層より N 値=1~6 の粘土および粘土質砂 で構成される埋立層が約 3.9m 存在する. その下位には, N値=9~16で層厚約4.9mの細砂層が存在し,その下位に N値=7で層厚約0.9mのシルト質細砂層,その下位にN値 =13~33の細砂層が存在する.N値は埋立層を境に大き くなり,SWSも同様の傾向を示している.表層の埋立 層とその下の細砂層では細粒分含有率が異なり,埋立層 では31.6%,細砂層では9.4%である.

丸太頭部深度は GL-1.20m で,丸太先端は N 値=9~16 の細砂層に位置する.

#### (4) 地点 D: 千葉県木更津市

当該地は,東京湾沿岸部に形成された沖積低地の一角 で,1966年以降に沿岸部に造成された海岸埋立地に位置 する.

図-5 に地点 D における地盤調査の深度分布を示す. 当該地点は、当該地点は、表層より約 1.3m の埋土層が あり、その下位に N 値=0~6の軟弱な粘土層と細砂層の 互層地盤が GL-5.6m 付近まで存在する.その下位には、 N 値=8~20 の細砂層が存在する.N値は互層地盤と細砂



図-5 地盤調査の深度分布(地点D:千葉県木更津市)

層を境に大きくなり, SWS も同様の傾向を示している. また,丸太頭部深度は,GL-0.50~-1.00mである.丸太 先端は,丸太長さ2.0~4.0mのケースはN値=0~6の軟弱 な互層地盤に位置し,丸太長さ 5.0~6.0m のケースは N

#### (5) 地点 E: 東京都世田谷区

値=8~20の細砂層に位置する.

当該地は,武蔵野段丘上に位置する多摩川下流左岸側 の沖積低地である.

図-6に地点Eにおける地盤調査の深度分布を示す.なお、当該地点では、現況地盤面から約 2.0m の深さまで存在していた埋土層を掘削により除去して盤下げし、盤下げした位置を GL とし、そこから地盤調査を実施した.当該地点は、GL から GL-9.0m 付近まで細粒分含有率が100%近い粘土またはシルト層で、GL-9.1m 以深には N値40 以上の砂礫層がある.上部の粘土またはシルト層は、GL-3.5~-6.0m の間で含水比と塑性指数がやや大きく、

GL-6.0m 以深では N 値がそれ以浅より大きくなり,粘着 力も GL-4.0m 付近以浅より大きくなる.また,SPT から 求まる粘着力は,N値が 0~1の軟弱な地点で一軸圧縮試 験や SWS から求まる粘着力と相違が大きい傾向がみら れる.

丸太頭部位置は GL であるが, 原地盤面からは 2.00m の深さに位置するものである.

#### (6) 地点 F: 佐賀県佐賀市

当該地は、筑紫平野の佐賀低平地に位置する.

図-7に地点Fにおける地盤調査の深度分布を示す.なお、当該地点では、地表面付近に改良剤により固化したと考えられる硬い層が存在し、地表面が押込み試験に影響を与えると考えられたため、表層約 2.0m をバックホウで掘削・攪拌し、その後攪拌した土で埋戻した.地盤調査と丸太打設は埋戻し後に実施した.表層から約2.0mの埋め戻した砂質粘土の下位には、N 値=0~1 の極



図-7 地盤調査の深度分布(地点F:佐賀県佐賀市)

めて軟弱な粘土層が GL-12.8m まで存在し,途中 GL-4.0 ~-8.0mにN値=0~3の軟弱な砂質土層を挟む.この軟弱 な砂質土層は2層からなり,上部は細砂,下部は粘土質 砂となっている.また,極めて軟弱な粘性土の下位には, N値=6~12のシルト混り砂層が存在する.極めて軟弱な 粘性土中に挟まれた細砂層とその下位の砂質粘土は含水 比や細粒分含有率が低く非塑性である.これに対し,細 砂層上部の砂混り粘土層や砂質粘土層の下位の粘土層は 自然含水比や細粒分含有率が高い.

丸太の頭部位置はいずれも GL-1.00m である.丸太先端は,丸太長さ 2.0m のケースは砂混り粘土層,丸太長さ 3.0m のケースは細砂層に位置する.

#### 4. 試験の概要

丸太の鉛直支持力は,押込み試験(JGS 1811-2002に準拠)により求めた.本研究で対象とする丸太は,丸太頭

部が地表面より深い位置になるため、地表面から丸太頭 部の間に孔ができる.このため、養生期間中に丸太頭部 の孔が崩壊しないように、丸太打設後に孔壁を直径 200mmの塩ビ管で保護した.その後、1か月弱~2か月 間弱養生し、押込み試験を実施した.また、荷重が丸太 頭部に可能な限り均質に伝わるように、丸太頭部に厚さ 20mmの円形の丸太頭部用鉄板を設置した.なお、この 鉄板の直径は、試験に使用する各丸太の元口直径に合わ せて加工したもので試験により異なる.

図-8 に押込み試験の概要図を示す.押込み試験の反 力は、積み重ねた敷鉄板とした.丸太と敷鉄板の間に、 荷重計、油圧ジャッキ、変位計用鉄板を挟み、油圧ジャ ッキで載荷しながら、変位計用鉄板にあてた変位計で変 位量を計測した.変位計は、約 3mの基準梁に設置した. 載荷は、予備載荷を与えた後に除荷しこの状態を初期値 として、載荷後 30 分間放置しこれを1 段階とし、8 段階 程度を目途に、変位が止まらなくなるまで載荷した.



図-8 押込み試験の概要図

#### 5. 丸太の極限鉛直支持力の求め方

#### (1) 地盤調査からの推定方法

地盤調査による丸太の極限鉛直支持力 R<sub>uD</sub>は式(6)より 推定した.これは、小規模建築物基礎設計指針<sup>10</sup>に示さ れる、杭状地盤補強の極限鉛直支持力の推定式である. 図-9 に丸太と地盤の層分割方法を示す.なお、丸太は 末口径を直径とする円柱状と仮定した.

(6)

# ここで、

 $R_{\rm p}$ :極限先端支持力 (kN)

 $R_{\rm uD} = R_{\rm p} + R_{\rm f}$ 

*R*<sub>f</sub> : 極限摩擦力 (kN)

また,極限先端支持力は,先端地盤が砂質地盤の場合は式(7),粘土質地盤の場合は式(8)より推定し,極限 摩擦力は式(9)より推定した.

$R_{\rm p} = \alpha \overline{N_0} A_{\rm p0}$	(7)
$R_{\rm p} = 6cA_{\rm p0}$	(8)
$R_{f} = \sum_{i=1}^{n} (\tau_{d} \times L_{i}) \times \psi$	(9)

#### ここで,

- α : 丸太の先端付近の地盤における小口径杭の先端支持力係数 (α=200)
- $\overline{N_0}$ : 丸太の先端下方より  $1D_{\rm r}$ , 上方に  $1D_{\rm r}$ の間の地 盤の N値, または N値換算値の平均値(回)
- Ap0 : 丸太の末口における断面積 (m<sup>2</sup>)
- $\tau_{ci}$ :i番目の層の極限周面摩擦力度(kN/m<sup>2</sup>), (砂質地盤: $\tau_{ci}=(10/3)\overline{N}_i$ ,粘土質地盤: $\tau_{ci}=\overline{c_i}$ )
- *N<sub>i</sub>* : *i* 番目の層の砂質地盤の N 値, または N 値換算 値の平均値(回)
- *c<sub>i</sub>*: *i*番目の層の粘土質地盤の粘着力の平均値 (kN/m<sup>2</sup>)
- *L<sub>i</sub>*: 丸太の周面地盤のうち*i*番目の層の地盤に接す
  る有効長さ(m)
- Ψ : 丸太の末口における周長 (m)
- D<sub>T</sub> : 丸太の末口における直径 (m)



図-9 丸太と地盤の層分割方法

表-2 各地盤調査における地盤定数の算定方法

	地盤調査				
	SWS	CDT	SPT と		
		SF I	せん断試験		
N值:砂質地盤	式(1)	SPTによる	SPTによる		
N值:粘土質地盤	式(2)	SPTによる	SPTによる		
粘着力 <i>c</i>	式(3)	式(3)	式(3)		
	武(5)	式(4)	せん断試験		
			による		

なお、丸太の極限鉛直支持力  $R_{uD}$ は、各地盤調査ごと に推定した. せん断試験については、砂質地盤のN値を 求めることができないため、SPT と併用した. また、極 限鉛直支持力  $R_{uD}$ 算定の際に必要なN値と粘着力cは、 表-2のように求めた.

#### (2) 丸太の押込み試験

押込み試験による丸太の極限鉛直支持力 R<sub>s</sub>は,第2限 界抵抗力とした.第2限界抵抗力は,丸太頭部の変位量 が末口径と元口径の平均径の10%となる載荷荷重とした. なお,変位量が丸太の平均径の10%に至る前に変位が止 まらなくなるケースはなく,いずれのケースも変位量が 平均径の10%を超えても荷重は増加傾向を示し,いわゆ る極限荷重に至っていない.

図-10 に押込み試験結果の一例として,秋田県大潟村 で実施した丸太長さ 12m,末口直径 115mm,元口直径 188mmのケース(L12D11)の結果を示す.荷重は8段階 まで載荷し,丸太頭部の変位量は末口径と元口径の平均



径の 10% (0.1*D*<sub>Ave</sub>=15.1mm) 以上まで達している. 変位 量と時間の関係を見ると,変位量が 10mm 以下までは, 30 分経過でほぼ収束しているが,それ以降は段階数が 増えるごとに収束の程度が低い. 第 2 限界抵抗力 *R*<sub>u</sub>s は 233.7kN であった.

# 6. 地盤調査から推定した極限鉛直支持力と押込み試 験から求めた極限鉛直支持力の比較

6地点で実施した 31 試験体の押込み試験結果について, 図-11 に各試験から推定した極限鉛直支持力と丸太の押 込み試験から求めた極限鉛直支持力の関係をそれぞれ示 す. なお, SPT からの推定値との比較において,地点 A の秋田県大潟村は,N値=0の層が多く,式(6)で極限鉛直 支持力 R<sub>uD</sub>を推定すると,ゼロとなるため比較対象から 外した.





全ての試験において押込み試験から求めた極限鉛直支 持力は、45度の線の上側に分布し各試験結果から得ら れた推定値を上回っており、丸太の鉛直支持力が一般の 杭状地盤補強に用いられる推定式から求めたものより大 きくなることがわかる.この主な要因は、各試験から極 限鉛直支持力を推定する際に、末口径を用いているため だと考えられる.実際の丸太はテーパー形状を有してい ることから、実際の周面積が末口径の円柱の周面積より 大きく、テーパー効果も発揮していると考えられるが、 推定の際にはこれらを考慮していない.一方で, Rus/Rud が大きくなる要因はこの他にも、木材の吸水作用により 杭近傍に低含水比高強度の薄い土層が形成され、見かけ の直径が大きくなる効果 1)による影響も考えられる.こ のような様々な要因でRus/Rupが大きくなったと考えられ るが、これらのそれぞれがどの程度影響しているかの解 明は今後の検討課題である. なお, 末口径で鉛直支持力 を評価した理由は、丸太は末口径で取引されることが一 般的であり、実際に丸太を軟弱地盤対策として使用する 場合、設計や現場においても末口径が用いられると考え たためである.

各試験から推定した極限鉛直支持力 Rub と丸太の押込み試験から求めた極限鉛直支持力 Rus との比率(以降,

「 $R_{ub}/R_{ub}$ 」)は、平均値で見ると、SWS で 1.49、SPT で 2.83、SPT とせん断試験で 2.39 となり、SWS とそれ以外 では値に大きな差がある.これは、式(1)の稲田式 <sup>13</sup>を用 いた場合、砂質地盤で SWS から推定した N値と SPT から直接求めた N値の関係はばらつきが大きく<sup>14</sup>、SWS より推定した N値は  $N_{sw}$ が 74 以下では実際の N値の下限値 付近の値をとること、さらに、粘土質地盤においてはば らつきが減るものの、SWS より推定した一軸圧縮強さ は実際のばらつきの下限値付近になる <sup>15</sup>ことに起因する と考えられる.

このように、同じ地盤でも鉛直支持力の推定に用いる 地盤調査が異なることで、*R<sub>u</sub>/R<sub>uD</sub>*の平均値や標準偏差が 異なり、丸太の鉛直支持力を推定するためには、地盤調 査ごとに支持力推定式を構築することが合理的であるこ とが明らかになった.

# 7. まとめ

- 軟弱地盤中に静的圧入した丸太の極限鉛直支持力は、 SWS, SPT, SPTとせん断試験のいずれの地盤調査から推定した極限鉛直支持力よりも大きくなることがわかった。
- 2) 地盤調査から推定した極限鉛直支持力Rubと、丸太の 押込み試験から求めた極限鉛直支持力Rusとの比率の 平均値は地盤調査により異なり、SWS で 1.49、SPT で2.83、SPTとせん断試験で2.39となる.また、標準

偏差はそれぞれ、0.29、1.34、0.46となる.

3) 軟弱地盤に静的圧入した丸太の極限鉛直支持力を推定するためには、地盤調査ごとに支持力推定式を構築することが合理的である.

謝辞:本試験は秋田県立大学フィールド教育研究センタ ー,(㈱キーテック,(㈱和田電業社のフィールドを使用さ せて戴いた.また,試験の一部は,林野庁新たな木材需 要創出プロジェクト事業費補助金を使用した.試験を実 施するにあたり,ミサワホーム総合研究所の松下克也様 に御協力戴いた.ここに記して感謝申し上げます.

#### 参考文献

- 土木学会木材工学特別委員会: JSCE 木材利用ライブラリー, 005 国内の構造物基礎における木材利用事例と設計方法の 変遷, pp. 1-12, 2012.
- 2) 塩井幸武:土木(道路)における杭基礎の変化・変遷について,土と基礎 Vol.54, No.6, pp.9-12, 2006.
- 3) 沼田淳紀,吉田雅穂,濱田政則:1964 年新潟地震における 木材による液状化対策事例,木材学会誌,Vol.5, pp.305-315,2009.
- 4) 土木学会木材工学委員会:土木技術者のための木材工学入 門, pp.23-42, 2017.3.
- 5) 土木における木材の利用拡大に関する横断的研究会編: 2009 年度土木における木材の利用拡大に関する横断的研究 報告書, pp.63-74, 2010.
- 富松義晴,沼田淳紀,濱田政則,三輪滋,本山寛:持続可 能社会へ向けた土木工事における木材利用の提案,土木学 会論文集 F4, Vol.68, No.2, pp.80-91, 2012.
- 7) 増田貴之,水谷羊介:松杭の支持力特性(その2),第41 回地盤工学研究発表会発表講演集,pp.1401-1402,2006.
- 8) 田村昌仁,久保豊,兼平雄吉,西田功:小口径鋼管杭と木 杭の鉛直載荷試験と引抜き試験,日本建築学会大会学術講 演梗概集 2007 年, pp.381-382, 2007.
- 9) 中村博,水谷羊介,増田貴之,中島憲一:木杭の支持力特 性(その2.鉛直載荷試験結果),第42回地盤工学研究発表 会発表講演集,pp.1223-1224,2007.
- 中村博,水谷羊介,中島憲一:木杭の支持力特性について, 第43回地盤工学研究発表会発表講演集,pp.1367-1368,2008.
- 三浦哲彦,呉文径,中村六史,一瀬智郎:軟弱粘土中杭の 周面支持機構に関する実験的考察,土木学会論文集, No.517/III-31, pp.63-72, 1995.
- 12) 日本建築学会:小規模建築物基礎設計指針, pp.185-188, 20 08.
- 13) 稲田倍穂:スウェーデン式サウンディング試験結果の使用 について、土と基礎、Vol.8, No.1, pp.13-18, 1960.
- 14) 松谷裕治,深井公,小川正宏,野澤直樹,渡辺佳勝,大島 昭彦,安田賢吾:スウェーデン式サウンディング試験結果 とN値, su値との関係,第53回地盤工学研究発表会発表講

演集, pp.1565-1566, 2018.

15) 大島昭彦:宅地地盤評価に関わる技術的問題(SWS 試験による宅地地盤の評価技術),地盤工学会誌, Vol.68, No.2, Ser.No.745, pp.6-9, 2020.

(Received October 16, 2020) (Accepted January 31, 2021)

# VERTICAL BEARING CAPACITY OF LOG IN SOFT GROUND ESTIMATED FROM SOME SOIL INVESTIGATIONS

# Takumi MURATA, Atsunori NUMATA, Shuhei SASAKI, Hajime FUJINO, Atsushi KAWASAKI and Kohei SUGIYAMA

Long-term and massive use of wood is effective to mitigate global warming. Furthermore, it is known that the vertical bearing capacity of log in the ground is larger than that of concrete pile and steel pile. The design method on the vertical bearing capacity of log has been reviewed for small buildings. However, since each design method is used for different construction methods and log specifications, the calculated vertical bearing capacity does not always match each other. In this case, the vertical bearing capacity is defined the value at the position where the log top is 0.5 m or more below the surface, and it is defined that the log is green and only peeled bark off. The purpose of this study is to clarify the characteristics of vertical bearing capacity for logs in the soft ground. The value of the vertical bearing capacities on single log obtained from the method of the static axial compressive load were compared with the design values calculated by results of the Screw weight sounding tests, standard penetration tests and unconfined compression tests. As a result, it was found that the vertical bearing capacitys are larger than the value estimated by the results of any soil investigation. Moreover, the ratios between the estimated value and test results differ for each soil investigation, suggesting that it is useful to estimate the bearing capacitie of log in the soft ground from the results of each soil investigation.