

軟弱地盤中における丸太周面支持力の安全率について

Safety Factor of Skin Resistance Bearing Capacity of Log Pile in Soft Ground

本 山 寛^{*1} 沼 田 淳 紀^{*1} 荒 井 幸 夫^{*2} 勝 山 義 史^{*3}
Hiroshi Motoyama Atsunori Numata Yukio Arai Yoshifumi Katsuyama
直 井 義 政^{*4} 久 保 光^{*5} 吉 田 雅 穂^{*6} 野 村 崇^{*7}
Yoshimasa Naoi Hikaru Kubo Masaho Yoshida Takashi Nomura

【要旨】

地球温暖化防止対策は、今世紀前半には解決しなければならない喫緊の課題である。筆者らは、建設分野において大気中の二酸化炭素削減に貢献できる技術として、建設材料に木材を利用することを考えている。その一つが、丸太打設による軟弱地盤対策である。

本実験では、軟弱地盤を人工的に作製し、そこに実大規模のスギ丸太を打設し、それによる地盤対策効果の検討を行った。その結果、丸太打設から1週間程度では丸太間地盤の強度増加は見られなかったが、1年後には地盤強度が増加し、特に丸太打設を実施した区画での丸太間地盤の強度増加が大きかった。また、丸太の周面支持力に対する安全率は、当初の倍程度となり、時間の経過とともに安全側へ移行することが明らかとなった。

【キーワード】 丸太 軟弱地盤 地盤対策 二酸化炭素 地球温暖化

1. はじめに

筆者らは、大気中の二酸化炭素削減に貢献できる技術として、建設材料に木材を利用することを考えている。その具体的な方法として、丸太打設による軟弱地盤対策を提案している¹⁾。

本研究では、人工の軟弱地盤にスギ丸太を打設し、地盤対策効果および大気中の二酸化炭素削減効果の検証を行った。その結果、丸太打設による軟弱地盤対策工事は、大気中の二酸化炭素削減に寄与できることが明らかとなった¹⁾。丸太打設による地盤対策効果は、丸太が鋼管杭などと比べて周面摩擦抵抗が大きくなることが知られている^{2,3)}。さらに、丸太打設による丸太間地盤の強度増加や、加工しやすいという利点を用いて排水機能を持たせて丸太間地盤の強度増加を促進する効果なども期待できる可能性がある。そこで、地盤対策効果について検討するために、実験開始から1年間、地盤の沈下計測および地盤調査を実施した。

本稿では、地盤調査結果、1年後に実施した丸太引き抜き試験結果、およびそれらの結果を基に検討した丸太の周面支持力の安全率について述べる。

2. 実験方法

2.1 実験ヤードの概要

実験ヤードは、良質な砂礫の地盤に、底面の幅 5m、長さ 20m、深さ 4m となるようにトレンチを掘削し、埋立地から採取した細粒分等を十分に飽和させた土質を流

し込み人工埋土地盤を作製した。周辺地盤の地下水位はおおよそ GL-3m の位置にあるが、人工軟弱地盤の地下水位を計測した結果、その水位はサンドマット内およびサンドマット上端付近にあることが分かった。実験ヤードの概要を図-1に示す。実験ヤードは、丸太打設間隔 0.5m、1.0m、無対策および土木シートの4つに区画分けをした。丸太の直径および打設間隔は、丸太を摩擦杭として考え、これにより盛土荷重を支えることを想定した。今回使用した丸太は、末口直径 0.15m、長さ 3m で先端をペンシル状に加工したものである。計画段階では、サウンディング結果に基づき、丸太打設間隔 0.5m 区画における盛土荷重に対する支持力の安全率が2以上に、打設間隔 1.0m 区画においては1以下となるように当初設定した。盛土荷重は、RC造2階建ての構造物を想定し、サンドマット厚さ 0.5m、盛土厚さ 1.5m とした。

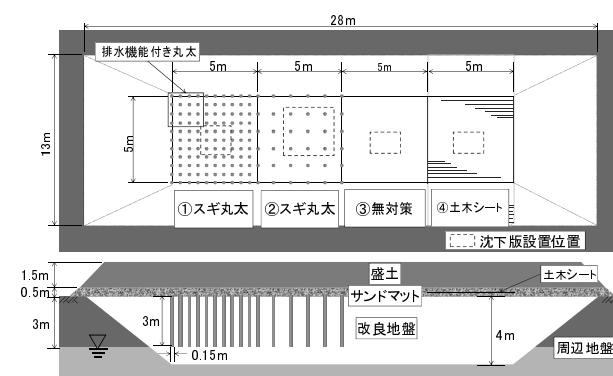


図-1 実験ヤード

- | | | | |
|--------------------|---------------|-------------------|------------|
| 1. 技術研究所 | 2. 土木事業本部 設計G | 3. 北陸建築事業部 | 4. 北陸土木事業部 |
| 5. 福井県 雪対策・建設技術研究所 | 6. 福井工業高等専門学校 | 7. 福井県 総合グリーンセンター | |

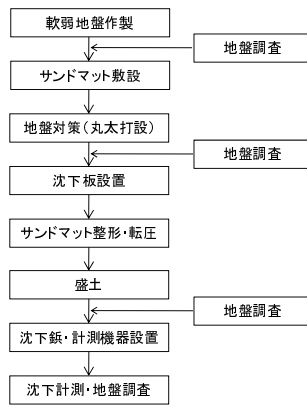


図-2 施工フロー

2.2 施工手順

図-2に施工フローを示す。実験は、トレンチを掘削しそこに人工の軟弱地盤を造成後約2ヶ月放置してから実施した。丸太は、人工軟弱地盤上にサンドマットを厚さ0.5mで敷き均してから打設した。これは、軟弱地盤上での重機の作業足場の確保と、丸太打設時に地表面へ逃げようとする軟弱地盤をサンドマットの荷重で抑制するためである。なお丸太打設は、図-1の上から下へ向かう方向に打設した。丸太を0.5m間隔で打設した区画では、一部に排水機能を持たせた丸太16本を打設した。丸太打設後、各層の沈下を計測するために丸太頭部、軟弱地盤、および、サンドマット上に沈下板を設置した。その後、サンドマットを成形、転圧し、その上に港湾の埋立材料として使われていた礫質土を用いて厚さ1.5mの盛土を造成した。盛土の乾燥密度は、港湾盛立材料の土質試験結果を基に $\rho_d=2.0\text{g/cm}^3$ とした。盛土造成後、天端に沈下板を設置した。

人工軟弱地盤では、軟弱地盤造成直後に乱した試料を採取し、丸太打設直前に乱さない試料を採取した。また、スウェーデン式サウンディング試験 (JIS A 1221, 以降SW試験と呼ぶ) およびポータブルコーン貫入試験 (JGS 1431-2003, 以下, CP試験) により、人工軟弱地盤の地盤調査を実施した。地盤調査は、丸太打設直前、丸太打設直後および盛土施工後は定期的に行った。ただし、CP試験は、地盤中の礫にコーン先端が当たり過大評価となったので地盤対策直前以外では実施していない。

2.3 人工軟弱地盤の物理的性質

人工軟弱地盤の材料は、海岸埋立時に発生した細粒分を採取し、海水を混ぜながらスケルトンバケットで礫を取り除いたものである。表-1と図-3に人工軟弱地盤の物理的性質と粒度組成を示す。人工軟弱地盤は、塑性指数が11.3と比較的大きく、かつ、粘土分10%以上、および、細粒分を30%程度含んでいるが、細粒分質砂質礫に分類され全体としては礫分と砂分を主体とする極めて粒径範囲の広い土質である。したがって、力学的性質な

表-1 人工軟弱地盤の物理的性質

工学的分類		細粒分質砂質礫	
土粒子密度	ρ_s g/cm ³	2.693	
粒径9.5mm以下含水比	$w_{-9.5}$ %	21.6	
粒度組成	最大粒径	D_{max} mm	37.5
	粗礫分含有率	P_G %	69
	シルト分含有率	P_M %	18
	細粒分含有率	P_f %	31
	粘土分含有率	P_C %	13
	60% 粒径	D_{60} mm	2.3
	50% 粒径	D_{50} mm	0.69
	30% 粒径	D_{30} mm	0.063
	10% 粒径	D_{10} mm	0.0026
	均等係数	U_c	900
曲率係数	U_c'	0.6	
液塑性限界	液性限界	w_L %	31.7
	塑性限界	w_P %	20.4
	塑性指数	I_P	11.3
強熱減量	強熱減量	L_I %	4.5
	強熱時間	h h	1

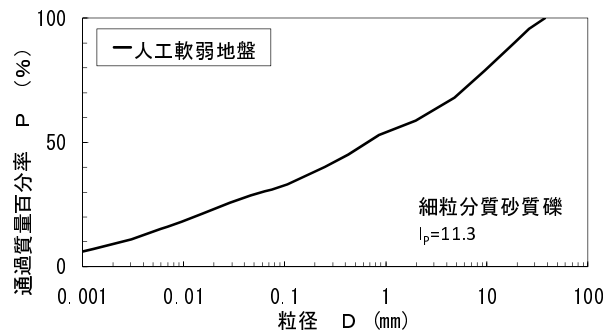


図-3 人工軟弱地盤の粒度組成

どを考える場合には、適宜砂質土または粘性土を考慮し中間土として考える必要がある。

2.4 実験に使用した丸太

実験に使用した丸太は、末口直径 0.15m、長さ 3m で発注したものである。樹種はスギで、皮を剥いた状態のものを使用した。図-4に、打設した丸太の体積のヒストグラムを、丸太打設間隔0.5mと1.0mのそれぞれの区画ごとに示す。体積は、丸太の先端をペンシル状に尖らせた時の体積減少分を考慮して式(1)より求めた。

$$V = \frac{\pi L}{12} (D_B^2 + D_B D_T + D_T^2) - 0.6187 L' D_T^2 \quad (1)$$

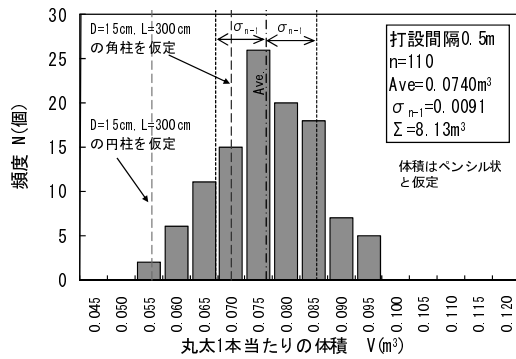
ここで、 V : 丸太の体積 (m³)

L : 杭長 (m)

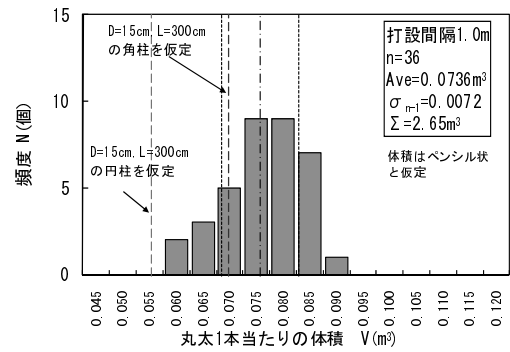
D_B : 元口直径 (=元口周長/ π) (m)

D_T : 末口直径 (=末口周長/ π) (m)

L' : 杭先端部長さ (m)

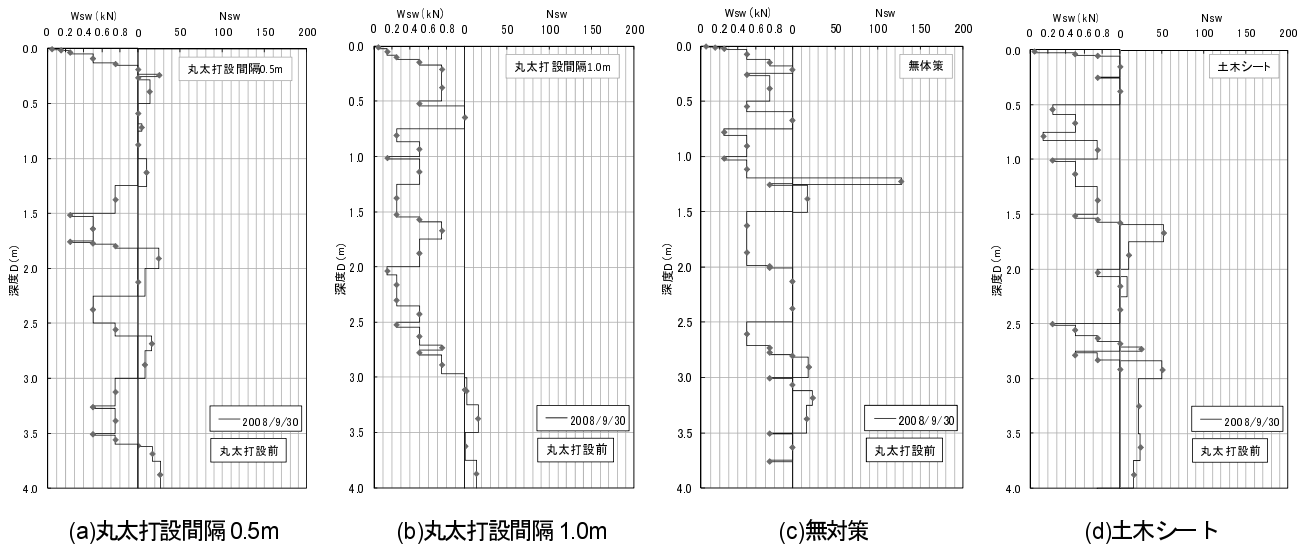


(a)打設間隔0.5m



(b)打設間隔1.0m

図-4 使用した丸太の体積



(a)丸太打設間隔0.5m

(b)丸太打設間隔1.0m

(c)無対策

(d)土布シート

図-5 スウェーデン式サウンディング試験結果

図中には、末口直径0.15m、長さ3.0mの円柱を仮定した場合の体積と底面の1辺が0.15m、長さ3.0mの角柱を仮定した場合の体積（末口二乗法）も併記した。丸太打設間隔0.5mおよび1.0mいずれの区画でも、実際の体積の平均値は、円柱を仮定した場合の1.4倍、角柱を仮定した場合の1.1倍となった。また、周面積の平均値は、それぞれ1.18倍と1.05倍となった。

本実験では、軟弱地盤の圧密を促進させるために、一部に排水機能を付加した丸太を打設した。通常丸太の軸方向の透水係数は、 $6.0 \times 10^{-8} \text{m/s}$ ($6.0 \times 10^{-6} \text{cm/s}$)相当であるのに対し、排水機能付き丸太の透水係数は $4.0 \times 10^{-5} \text{m/s}$ ($4.0 \times 10^{-3} \text{cm/s}$)相当であり、約700倍の通水性がある。

3. 丸太打設前の地盤調査結果

人工軟弱地盤の力学的性質を求めるために、CP試験、SW試験を実施した。また、シンウォールチューブ（内径75mm、長さ200mm）を用いて乱さない試料を採取し、一軸圧縮試験（JIS A 1216）および三軸圧縮試験（JGS

0523-2000）を実施した。CP試験より求められた粘着力 C は40~200kPaと幅広い値となった。これは前述したようにコーン先端が礫に当たったためと考えられる。また、乱さない試料についても、採取時に礫の影響で、一軸および三軸圧縮試験では適切な結果が得られなかった。そこで、ここではSW試験結果が最も地盤の強度を適切に表していると考え、これを用いることとした。図-5に、SW試験結果を示す。なお、深度は人工軟弱地盤表面からの値である。各区画とも値の変動が大きくなっている。これは、スクリーポイントが礫に当たるためと考えられる。この試験結果から、式(2)を用いて一軸圧縮強さを推定した⁴⁾。

$$q_u = 0.045W_{sw} + 0.75N_{sw} \quad (2)$$

ここで、 q_u ：一軸圧縮強さ (kPa)

W_{sw} ：1000N以下で貫入した場合の荷重 (N)

N_{sw} ：回転貫入させた時の貫入量1m当たりの半回転数 (回/m)

SW試験結果より推定した q_u を図-6に示す。推定

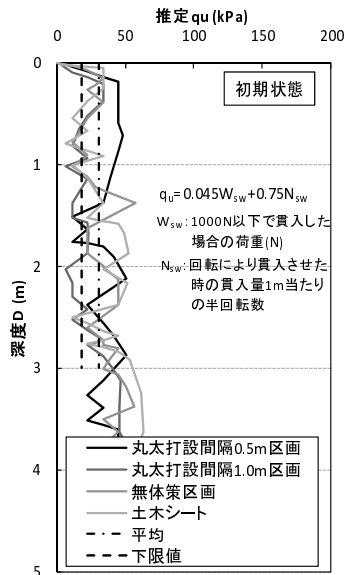


図-6 丸太打設前の推定一軸圧縮強さ q_u

q_u は、平均的には 30kPa 程度であった。これより、人工軟弱地盤の粘着力を $C=15\text{kPa}$ とした。

4. 丸太打設による地盤対策の設計

丸太打設による地盤対策は、丸太を単杭の打ち込み杭で、かつ摩擦杭とし、先端支持力を考慮せず周面支持力のみで鉛直荷重を支持するものとして鉛直支持について設計した。杭基礎の設計基準類^{5),9),7),8),9),10)}をまとめると、鉛直支持に関する基本式は式(3)の通りである。

$$R_a = \frac{1}{n_p} R_p + \frac{1}{n_f} R_f \quad (3)$$

ここで、 R_a : 杭 1 本当たりの許容鉛直支持力(kN)

R_p : 単杭の基準先端支持力(kN)

R_f : 単杭の基準周面支持力(kN)

n_p, n_f : 各荷重状態に対する安全係数

表-2に、各設計基準の安全率の比較を示す。摩擦杭と支持杭で安全率が異なるのは道路橋⁵⁾のみであり、摩擦杭の安全率は4である。それに対し、港湾⁸⁾、パイルネット⁹⁾および佐賀県¹⁰⁾の安全率は、それぞれ2.5, 2, 1.5であり、かなり小さい値となっている。特に佐賀県の基準では、丸太のテーパー効果や、木材と原地盤間の周面摩擦力などが効用されている。それらの値を参考に、 $n_f=2.0$ として丸太打設配置を考えた。

丸太の周面摩擦力は、式(4)により求めた。

$$R_f = ULf \quad (4)$$

ここで、 U : 丸太(末口)の周長(m)

表-2 各設計基準の安全率

杭形式	設計基準		常時	損傷限界 or 地震時状態	終局限界状態
摩擦杭	道路橋	文献5)	4	3	—
	鉄道	文献6)	3.33	2.5-1.66	1
	建築	文献7)	3	1.5	1
	港湾	文献8)	2.5	1.51	—
	パイルネット	文献9)	2	1.43	—
	佐賀県	文献10)	1.5	—	—

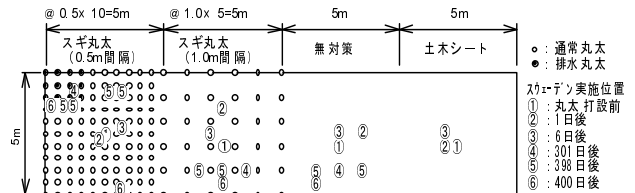


図-7 SW試験実施位置

L : 周面摩擦力を考慮する層の層厚(m)

f : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度(kPa)

人工軟弱地盤の粘着力は $C=15\text{kPa}$ より、丸太 1 本当たりの最大周面摩擦力は、丸太を直径 0.15m、長さ 3m の円柱としたとき 21.2kPa となる。また、全上載荷重は、サンドマットが $\rho_t=1.6\text{t/m}^3$ 、層厚 0.5m、盛土が $\rho_s=2.0\text{t/m}^3$ 、層厚 1.5m より、37.0kPa となる。これより、丸太 1 本当たりに作用する荷重は、丸太打設間隔 0.5m 区画で 9.3kN/本、1.0m 区画で 37.0kN/本となる。したがって、各丸太の計画時における安全率は、0.5m 区画では 2.3, 1.0m 区画では 0.6 となる。

5. 丸太間地盤の強度について

5.1 調査方法

図-7に、SW試験を実施位置を実施日ごとに分けて示す。丸太打設には8日間要したが、実施日はその最終日からの経過日数である。また、実施位置に統一性がないのは、丸太位置や沈下板位置を避け、かつ、試験位置が重ならないようにしたためである。なお、「②1日後」は丸太打設完了から1日後の盛土前にSW試験を実施し、それ以降は盛土後に実施した。ただし、「⑥400日後」については、一部盛土を取り除いた場所でSW試験を実施したため、地盤強度を検討する際にはデータから除外した。

5.2 丸太間地盤の強度

図-8に1年後のSW試験結果より推定した一軸圧縮強さ q_u を示す。図中の一点鎖線はGL-0~3mの q_u の平均値を示したものである。丸太打設間隔0.5m区画では、平均値が60kPa以上、1.0m区画では約50kPa、無対策区

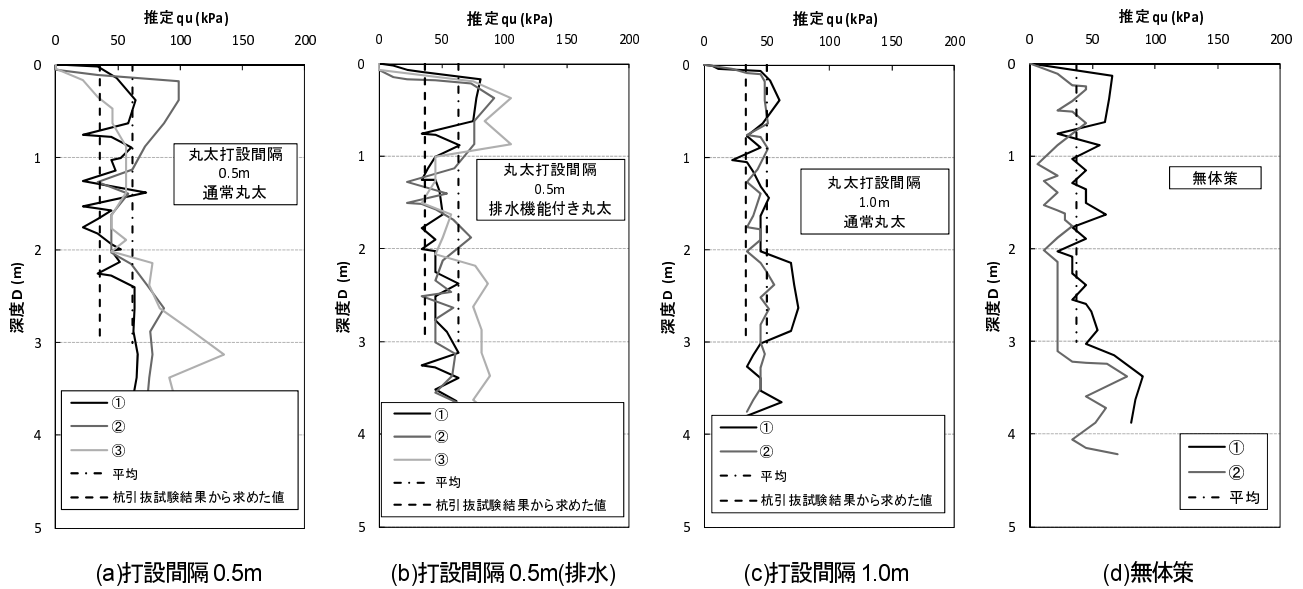


図-8 SW試験結果(1年後)

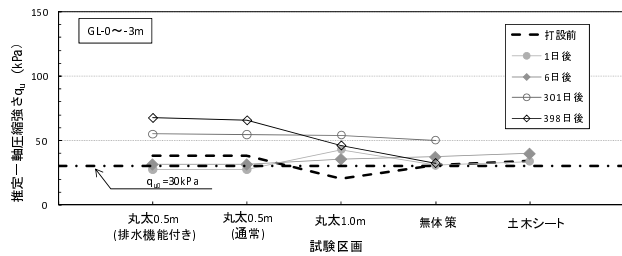


図-9 各試験区画の地盤の推定一軸圧縮強さ

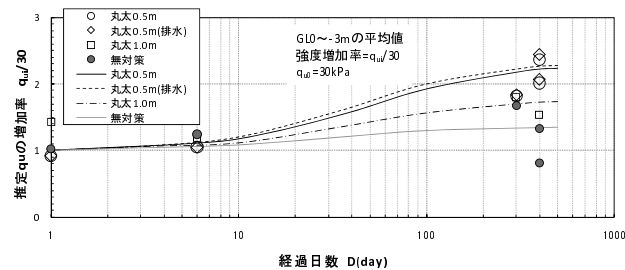


図-10 推定一軸圧縮強さの経時変化

画では約 37kPa となり丸太打設区画の方が地盤強度が大きくなっていった。図-9に各区画の GL-0~3m における時間経過ごとの q_u の平均値を示す。図中の破線は、丸太打設前の値であり、一点鎖線は設計に用いた 30kPa である。どの区画も、丸太打設完了から 1 日後および 6 日後の値は地盤対策前の値とほぼ等しく、丸太を打設しただけでは今回対象とした地盤では丸太間地盤の強度増加は認められないことが分かった。しかしながら、丸太打設から 1 年経過後は、無対策を含む全ての区画で地盤の強度増加が認められ、特に丸太打設間隔 0.5m と排水機能付き丸太を打設した場所で増加量が大きかった。

そこで、経過日数に対する丸太間地盤の強度増加を求めるために、丸太打設前の初期地盤の推定一軸圧縮強さが 30kPa であると仮定し、それぞれの経過日数後の推定一軸圧縮強さ q_{ui} の増加率 ($=q_{ui}/30$) を求た。図-10

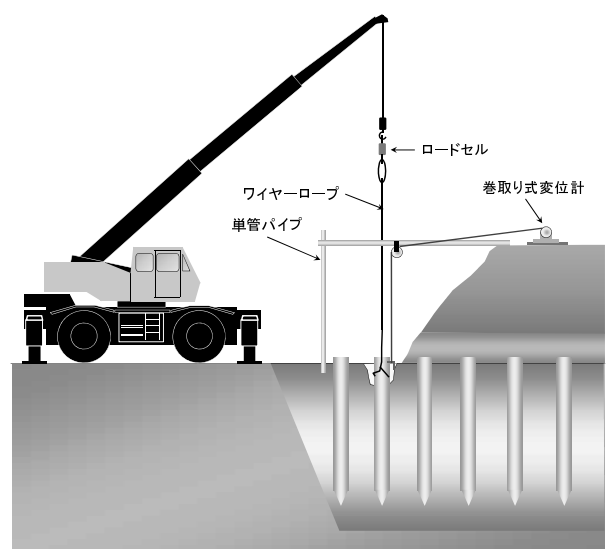


図-11 丸太引き抜き試験概念図

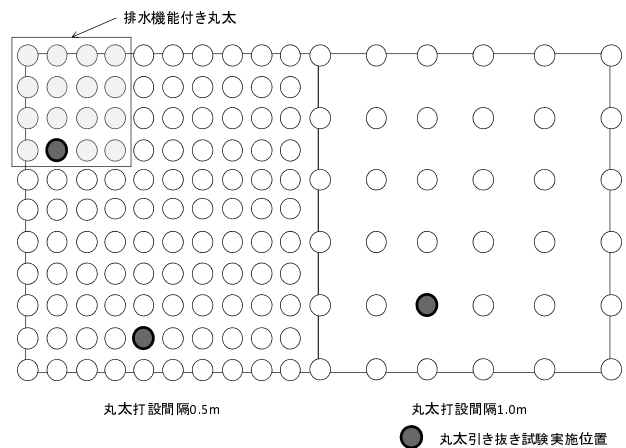


図-12 丸太引き抜き試験位置

にその経時変化を示す。地盤対策後 1 週間程度では、丸太を打設した地盤においても地盤の強度増加はほとんど認められないが、1 年経過後は、無対策区画で約 1.3 倍、

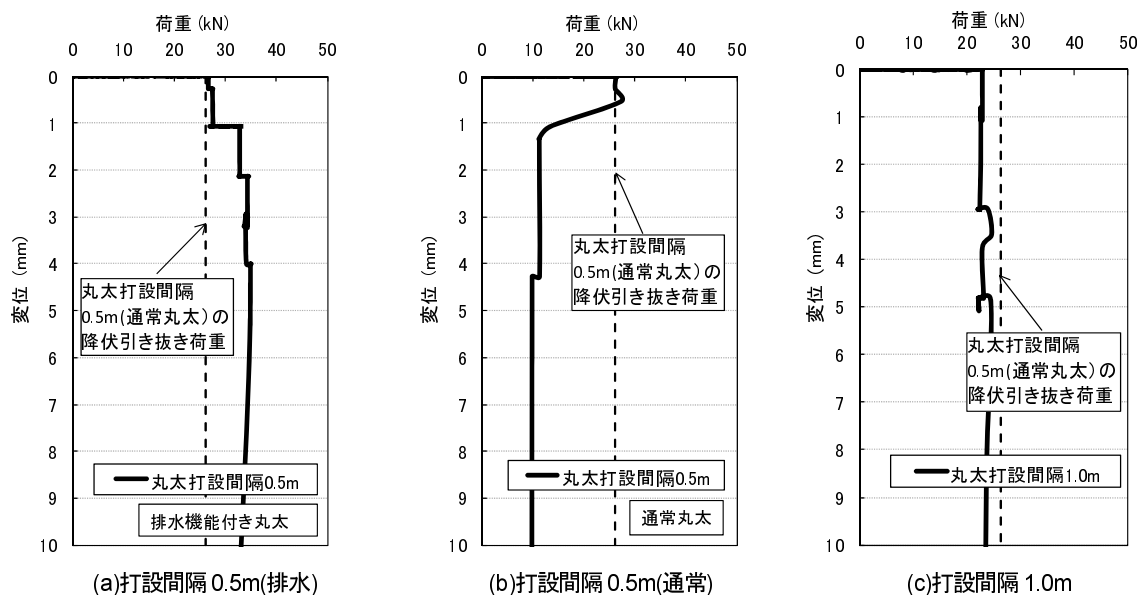


図-1-3 引き抜き荷重と変位の関係

丸太打設間隔 1.0m 区画で約 1.5 倍、丸太打設間隔 0.5m と排水機能付きの区画で 2 倍以上の強度増加が認められる。無対策区画では、丸太打設から 398 日後の値が一部 1.0 より小さくなったが原因は不明である。

以上より、今回の実験で対象となった細粒分質砂質礫の軟弱地盤に対して丸太を打設した場合、丸太打設直後には丸太間地盤の強度の増加は認められないが、1 年経過後には強度増加が認められ、その増加量は丸太間隔が短いほど大きくなることがわかった。

6. 丸太の引き抜き試験

6.1 丸太引き抜き試験方法

打設した丸太の周面摩擦力を求めるために、丸太の引き抜き試験を行った。図-1-1 に、丸太引き抜き試験の概念図を示す。軟弱地盤表面から深さ 30cm 程度地盤を掘り下げ、丸太頭部にワイヤーロープを巻き付けた後、丸太をクレーンで鉛直方向に引き抜いた。その際、クレーンの吊上げ荷重をまず 1kN 載荷し、1 分間変位が生じなければさらに荷重を 1kN 上昇させ 1 分間待つという作業を繰り返した。吊上げ荷重は、クレーンのフックに取り付けた最大 100kN まで計測可能なロードセルで計測した。また、引き抜き時の丸太の変位量は、丸太頭部に取り付けた巻取り式変位計で計測した。

図-1-2 に、丸太の引き抜き試験位置を示す。丸太の引き抜き試験は、排水機能付き丸太 1 本、丸太打設間隔 0.5m および 1.0m でそれぞれ 1 本ずつ合計 3 本実施した。

6.2 丸太引き抜き試験結果

図-1-3 に、丸太引き抜き時の引き抜き荷重と変位の関係を示す。排水機能付き丸太以外は、降伏引抜き荷重と

表-3 引き抜き試験結果

	丸太No.	周面面積 m ²	降伏引き抜き荷重 kN/本	引き抜きに対する摩擦応力 kPa
排水丸太	43	1.355	26.2	18.1
丸太0.5m	54	1.195	25.8	17.9
丸太1.0m	154	1.144	22.3	16.7

なるときにはほぼ最大引き抜き荷重となった。

表-3 に、各区画の丸太の引き抜き試験結果を示す。丸太周面の単位面積当たりの引き抜き荷重は、各丸太の実測した周面面積に対し、丸太長のうち上部 30cm 分を除き、先端をペンシル状にし、かつテーパーを考慮した丸太の周面面積で降伏引き抜き荷重を除いて求め、これを引き抜きに対する摩擦応力とした。摩擦応力は、丸太打設間隔 0.5m 区画の排水機能付き丸太と通常の丸太ではほとんど差が認められず、丸太打設間隔 1.0m はそれよりやや小さな値となった。

7. 安全率の検討

丸太打設当初と、実験開始から 1 年経過後の SW 試験結果を基に、丸太 1 本当たりの周面支持力の安全率について検討した。まず 1 年後について、周面摩擦応力から一軸圧縮強さ q_u を逆算した。求められた q_u は図-8(a)~(c)中に破線で併記した。これより、引き抜き試験から求めた q_u は平均 q_u の 0.55~0.65 倍であり、SW 試験結果より求めたばらつきはほぼ下限値に位置することが分かる。これより、SW 試験結果の平均値を用いた場合には、人工軟弱地盤に含まれる礫の影響を受け q_u を過大評価をしているものと考えられる。また、丸太との摩擦応力は、SW 試験結果の下限値付近の値を用いると引き抜き試験結果の値とほぼ一致すると考えられる。そこで、推定 q_u を SW 試験結果の下限値付近の値より求め安全率

表-4 SW試験結果より求めた設計時の丸太寸法における安全率(D=0.15m, 長さL=3.0m)

区画	地盤対策当初の値			1年後		
	推定 q_u (SW試験) kPa	周面摩擦力 kPa	安全率	推定 q_u (SW試験) kPa	周面摩擦力 kPa	安全率
排水丸太	18.0	9.0	1.4	36.2	18.1	2.7
丸太0.5m	18.0	9.0	1.4	35.8	17.9	2.7
丸太1.0m	18.0	9.0	0.3	33.4	16.7	0.6

※地盤対策当初の推定 q_u は、SW試験結果(下限値)より求めた値であり、設計時の値とは異なる。

表-5 SW試験結果より求めた実際に打設した丸太寸法の平均値における安全率(D=0.18m, 長さL=3.0m)

区画	地盤対策当初の値			1年後		
	推定 q_u (SW試験) kPa	周面摩擦力 kPa	安全率	推定 q_u (SW試験) kPa	周面摩擦力 kPa	安全率
排水丸太	18.0	9.0	1.7	36.2	18.1	3.3
丸太0.5m	18.0	9.0	1.7	35.8	17.9	3.3
丸太1.0m	18.0	9.0	0.4	33.4	16.7	0.8

※地盤対策当初の推定 q_u は、SW試験結果(下限値)より求めた値であり、設計時の値とは異なる。

を算出し直した。なお、地盤対策初期の推定 q_u は、引き抜き試験から求めた q_u が各区画の平均 q_u の約0.6倍であることから、平均値30kPaを0.6倍した。この値を基に、設計に用いた丸太(D=0.15m, 長さL=3.0m)と実験で使用した丸太の平均値について、それぞれ支持力の安全率を求めた。ただし、ここで用いた丸太の形状は、ペンシル状ではなく円柱状で計算した。これは、丸太先端部の支持力を無視した円柱状とすることで、実際に丸太に作用している先端支持力とペンシル状としたことで周面積が減少した分の支持力の減少分の差を相殺するものと考え、かつ計算を簡単にするためである。

表-4に、SW試験結果より求めた各丸太寸法における安全率を示す。ここでのSW試験結果は、前述での考察よりばらつきの下限値付近の値とし、丸太の寸法は設計に用いられる末口直径0.15m, 長さ3.0mとした。これは、地盤調査結果を基に安全率を再設計したものであり、安全率は、丸太打設当初は丸太打設間隔0.5m区画で1.4, 1.0m区画で0.3であったが、実験開始から1年後は、0.5m区画で2.7, 1.0m区画で0.6まで上昇した。

表-5に、SW試験結果より求めた実際に打設された丸太の平均値に対する安全率を示す。安全率は、丸太打設当初は丸太打設間隔0.5m区画で1.7, 1.0m区画で0.4であったが、実験開始から1年後は、0.5m区画で3.3, 1.0m区画で0.8まで上昇した。これらの値は、設計時に用いられる寸法(D=0.15m, 長さL=3.0m)の値よりも約1.2倍大きくになっている。これは、図-4に示した通り、実際の寸法が設計時の値よりも確実に大きいためである。

以上より、丸太打設を実施してから1年が経過し、1年後の安全率は当初の2倍程度まで上昇すること、また、設計と比べて実際に打設した丸太は大きく、安全率も設計値よりも実際の値の方が丸太打設間隔0.5m区画で約1.2倍大きくなるのが明らかとなった。

9. まとめ

本実験により、以下のことが明らかとなった。

- 丸太間地盤の推定一軸圧縮強さ q_u は、SW試験結果より、丸太打設直前の値と比べ1年後には、丸太打設間隔1.0m区画で約1.5倍、0.5m区画で2倍以上大きくなった。
- 丸太引き抜き試験より求められる粘着力とSW試験結果を比較すると、丸太打設から1年後のSW試験結果からの推定一軸圧縮強さ q_u は、平均値に比べ0.55~0.65倍であり、ばらつきの下限値付近に位置した。
- 丸太周面支持力の安全率は、地盤対策当初に比べ1年後には2倍程度まで増加し、実際の丸太寸法を考慮した場合には末口で設計した場合の約1.2倍となる。

謝辞：本実験を行うに当たり、福井県敦賀港湾事務所の林泰正主査、名田庄森林組合の本所稔基課長、(株)地域環境研究所の中村裕昭代表取締役はじめ多くの方々にお世話になりました。ここに記して感謝申し上げます。

【参考文献】

- 1) 本山寛, 小山和男, 勝山義史, 原田進, 澤正武, 築地功, 荒井幸夫, 沼田淳紀: CO₂削減のためのスギ丸太打設軟弱地盤対策実験の実施, とびしま技報 No.58, pp.47-52, 2009.
- 2) 増田貴之, 水谷洋介: 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, 地盤工学会, pp.1401-1402, 2006.
- 3) 三浦哲彦, 呉文徑, 中村六史, 一瀬智郎: 軟弱粘土中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, 土木学会, pp.67-72, 1995.
- 4) 地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, 第6編, 第4章 スウェーデン式サウンディング試験, pp.280-289, 丸善, 2004.
- 5) 日本道路協会: 12章 杭基礎の設計, 道路橋示方書・同解説, pp.348-433, 2002.
- 6) 鉄道総合技術研究所: 10章 杭基礎, 鉄道構造物等設計標準・同解説, pp.201-264, 2000.
- 7) 日本建築学会: 第6章 杭基礎, 建築基礎構造設計指針, 173-326, 2007.
- 8) 日本港湾協会: 2.4 杭基礎, 港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp.584-665, 2007.
- 9) 鉄道総合技術研究所: 設計, 杭網(パイルネット)工法設計・施工の手引き, pp.6-18, 2000.
- 10) 佐賀県県土づくり本部, (社)佐賀県県土づくりコンサルタンツ協会, (財)佐賀県土木建築技術協会, 佐賀大学低平地研究センター: 2. 木杭-底盤系基礎の選定と支持機構, プレキャストL型擁壁(H≤2m)の木杭-底盤系基礎(佐賀県)~設計マニュアル第1版~,

Summary Preventing global warming is an urgent issue for the first half of this century. Since increasing utilization of wood in the construction field is effective for preventing global warming, we try to use it as material for soft ground improvements. For the fore mentioned reason, we conducted a field experiment using full-scale cedar logs that were piled into the artificial soft ground. As a result, the strength of the ground increased one year after log piling, but no increase was recognized within one week. In addition, increasing rate of the ground strength at the log piling area was higher than that at the non-improvement area. The safety factor of skin resistance bearing capacity of log pile one year after log piling became twice as large as that at initial value.

Key Words : *Log pile, Soft Ground, Graund Improvement, Carbon Dioxide, Global Warming*