リサイクルプラスチック補強材による地盤補強効果についての検討[†]

奥 澤 麻利子* 佐々木 順 子**
平 田 茂 良*** 高 橋 秀 一*

Reinforcement Effect of Recycled Plastic Piles on Bearing Capacity of Shallow Ground

by

Mariko OKUZAWA *, Junko SASAKI **, Shigeyoshi HIRATA *** and Shuichi TAKAHASHI *

In general, in cases when the shallow ground is soft, a method of surface soil stabilization is adopted. However, problems regarding surface soil stabilization often arise. There are a lack of guaranty regarding construction quality, dispersion of the solidification material, prolonging of the curing time, operating efficiency at the time of disassembly and anxiety concerning the workability of clear and leaching of hexavalent chromium. We've developed an alternative method of surface soil stabilization in which the recycled plastic piles are driven under the foundation in fixed intervals. The piles are manufactured from material recovered by The Containers and Packaging Recycling Law and the remnants from a plastic factory. The main ingredients are polypropylene and polystyrene. The end of the pile is cone-shaped, and the axis is not hollow but filled with plastic. To verify the reinforcement effect on the composite ground by the pile, two loading tests were executed. They consisted of pushing and pulling tests of the pile, and pushing tests of the plate. In order to verify the durability of the recycled plastic piles under the ground, age acceleration tests in the laboratory and aging degradation tests of the exposed specimens were performed. The main findings of the loading tests and the durability tests are as follows : (1) The bearing capacity of the ground driven piles was more than matched that of the separate ground and piles. (2) The bearing capacity of the pile was calculated from The Swedish Weight Sounding Test and the bearing capacity of the ground driven piles were able to be evaluated by a reinforcement coefficient of 1.6. (3) The recycled plastic piles satisfied all criteria on durability tests, and no deterioration on the molecular level was confirmed.

Key words : Recycled plastic pile, Composite ground, Loading test, Bearing capacity, Verification test

1 緒 言

戸建住宅等の小規模建築物では、表層から2m程度までの地盤が軟弱な場合、一般的には地盤にセメント系固化材を混合して固化させる浅層混合処理工法が採用される。しかし、浅層混合処理工法では、施工品質の確保、固化材の飛散、養生期間の確保による工期の長期化、解体時の撤去および六価クロムの溶出等、様々な課題を有している。

そこで、筆者らは、杭状に成型されたりサイクルプラスチック製の補強材を所定の間隔で基礎下に配置して、地盤を補強する浅層混合処理工法の代替工法を考案した。本工法は、産業廃棄物として処分される資材を再利用するため環境負荷を低減でき、工場製品である補強材を振動と圧入により地盤に打設するため品質確保が容易で、養生期間が不要である。補強材は、容器包装リサイクル法による回収材や工場から排出されるプラスチック端材より製造され、主成分はポリプロピレン (PP) およびポリエチレン (PE) である。補強材の先端部はコーン形状で、軸部は中空でなく充填されている。

本報は、リサイクルプラスチック製の補強材による地盤の補強効果を確認するために実施した載荷試験につい

て報告するとともに、その設計方法について言及するものである。また、補強材の耐久性を確認するために実施した土中におけるリサイクルプラスチックの劣化を想定した促進試験等についても併せて報告する。

2 載 荷 試 験

2・1 試験概要

補強効果を確認するために、補強材単体の載荷試験（以下、単体試験）と、実物大の基礎底盤を模した載荷板による補強地盤の平板載荷試験（以下、補強試験）を実施した。Table 1 に各試験の補強材および載荷板の仕様の組合せを示す。ただし、試験 No. 5 および No. 6 は、引抜き試験を実施していないため、補強試験の評価にの

Table 1 Outline of Test Conditions.

No.	Test Site	Soil Type	Test Type			Pile		Plate	
			Pile		Plate	Diameter D (m)	Length L _m (m)	Narrow B (m)	Long H (m)
			Pushing	Pulling					
1a	Ryugasaki-City	Clay	○	○	○	0.060	1.500	0.400	0.910
1b	Ryugasaki-City	Clay	○	○	○	0.100	1.200	0.700	0.910
2	Nara-City NAKAYAMA	Sand	○	○	○	0.092	2.400	0.400	0.910
3	Nara-City SAKYO	Sand	○	○	○	0.060	1.200	0.400	0.910
4	Nara-City SAKYO	Clay	○	○	○	0.060	0.900	0.400	0.910
5	Nara-City SAKYO	Clay	○	—	○	0.092	2.400	0.910	1.800
6	Toyonaka-City	Sand	○	—	○	0.080	1.800	0.400	0.910

[†] 原稿受理 平成 23 年 4 月 28 日 Received Apr. 28, 2011 ©2012 The Society of Materials Science, Japan

* 大和ハウス工業(株)総合技術研究所 〒631-0801 奈良市左京, Central Res. Lab, Daiwa House Industry Co., Ltd., Sakyo, Nara, 631-0801

** 秋田県立大学木材高度加工研究所 〒016-0876 能代市海浜坂, Institute of Wood Tech., Akita Prefectural Univ., Kaiezaka, Noshiro, 016-0876 (旧姓・草木順子)

*** 正 会 員 大和ハウス工業(株)総合技術研究所 〒631-0801 奈良市左京, Central Res. Lab, Daiwa House Industry Co., Ltd., Sakyo, Nara, 631-0801

Fig. 1 Pile Test Type.

Fig. 2 Plate Test Type.

(a) Pushing Test (b) Pulling Test (c) Pushing Plate Test

Fig. 3 Test Setup.

み用いた。補強材の仕様については、製造・施工性および本工法が浅層混合処理工法の代替工法であることを考慮し、直径を0.060～0.100m、長さを0.900～2.400mとした。なお、材料特性は、圧縮比例限度強さが8.8～10.8N/mm²、圧縮弾性率が800～935N/mm²である。また、載荷板は布基礎を模し、0.400m×0.910m、0.700m×0.910mあるいは0.910m×1.800mの仕様とした。

単体試験では、補強材の先端抵抗力と周面抵抗力を求めるため、Fig. 1 に示すとおり、押込み試験と引抜き試験を実施した。周面抵抗力は引抜き試験結果から求め、先端抵抗力は押込み試験と引抜き試験の両試験結果の差から求めた。補強試験では、地盤の平板載荷試験と補強材を配置した地盤の平板載荷試験を実施した。補強材の配置は、Fig. 2 に示すとおり載荷板 0.910m 長さに対して補強材 1 本あたりの負担幅が 0.910m, 0.455m あるいは 0.303m になるように 1 列に配置した。ただし、試験 No. 5 は、長辺に対して 2 列に配置した。

Fig. 3 に単体試験と補強試験の試験装置の概要を示す。同図に示す変位計は、押込み試験ではキャップの四隅4箇所、引抜き試験では載荷板の対辺2箇所、補強試験では載荷板の四隅4箇所に設置し、各試験の変位量は変位計の値の平均値とした。載荷方法は手動ポンプ式の油圧ジャッキを使用し、載荷方式は荷重制御の1サイクル段階載荷とした。

2・2 単体の載荷試験結果

荷重と変位量関係の一例として、Fig. 4 に試験 No. 3 の結果を示す。なお、同図においては、補強材の変位量に関して、押込み方向、引抜き方向ともに同一方向で示した。

本工法は、スウェーデン式サウンディング試験（以下、SWS 試験）結果で設計することを前提としており、SWS 試験では土質の判別が困難であるため、土質によらず、補強材の基準鉛直支持力 P_d は式 (1)、 N 値は式 (2) で定義した。

$$P_d = a \cdot N_p \cdot A_p + b \cdot N_f \cdot (L - D) \cdot \varphi \quad (1)$$

$$N=3 \cdot W_{\text{sw}}+0.05 \cdot N_{\text{sw}} \quad (2)$$

ここで、 a 、 b ：係数、 N_p ：補強材先端部（補強材先端より上へ $1D$ 、下へ $1D$ ）の平均 N 値、 A_p ：補強材断面積（ m^2 ）、 N_f ：補強材周面部（補強材頭部から、補強材先端より上へ $1D$ まで）の平均 N 値、 L ：補強材埋込み長さ（ m ）、 D ：補強材の直径（ m ）、 $L-D$ ：補強材の有効長さ（ m ）（Fig. 1 参照）、 ϕ ：補強材の周長（ m ）、 W_{sw} ：SWS

Fig. 4 Settlement-Load curves of Pile Tests (No.3).

試験における荷重 (kN), N_{sw} : SWS 試験における半回転数 (回/m) を表す,

各試験結果から求めた補強材の基準先端抵抗力 R_p および基準周面抵抗力 R_f から、式 (3) および式 (4) によりそれぞれの係数 a 、 b を求めた。

$$a = \frac{R_p}{N_p \cdot A_p} \quad (3)$$

$$b = \frac{R_f}{N_f \cdot (L - D) \cdot \varphi} \quad (4)$$

ここで、 R_p ($= P_d' - R_l$): 試験結果より得られた基準先端抵抗 (kN), R_l : 試験結果より得られた基準周面抵抗, 基準引抜き力 (kN), P_d' : 試験結果より得られた基準支持力 (kN) を表す。

一般的には、杭先端の沈下量が杭径の 10% に達したときの荷重を極限とするが、本工法では補強材は基礎底盤と一体となり支持力を発揮することから、補強材上端の変位量が設計上の最小基礎底盤幅 150mm の 10% である 15mm (Fig. 4 波線) に達した時の荷重を基準支持力とした。ただし、基準支持力に達する前に試験を終了したものについては、荷重の最終値から外挿して基準支持力を求めた。

Table 2 に試験 No. 3 における試験結果および得られた係数 a , b を, Fig. 5 に計 5 の単体試験の N 値と試験結果より得られた係数 a , b の関係を示す.

同図より、係数 a 、 b の下限値はそれぞれ 203、2.6 であった。今回補強材の支持力は、砂質土、粘性土の区別なく式 (1) で評価することとしたが、得られた係数 a 、 b の下限値は、小規模建築物基礎設計指針¹⁾で示されてい

Table 2 Results of Pushing and Pulling Pile Tests (No.3).

No	Pile		Ground Condition			Bearing Capacity				
	Diameter	Buried Length	Soil	SWS N-Value	Skin	Test Value		Factor		Calculation Value
	D (m)	L (m)	Type	Pile End		N_p	Pushing			
	P_a (kN)	R_t (kN)	a	b	P_a (kN)					
3	0.060	1.140	Sand	5.6	3.9	8.9	—	378	3.8	4.9
				5.6	3.9	—	2.9			—
				min. 203 2.6

Fig. 5 Factor a and b -SWS N -Value Plots of Pile Tests.

る砂質土の場合の小口径杭の先端支持力係数 (200) および周面摩擦力係数 (10/3) と同程度の値となった。設計にあたっては、基準支持力が補強材の材料強度を超えないことも考慮して、 $a = 200$, $b = 2.2$ (Fig. 5 波線) とし、式 (5) で評価することとした。

$$P_d = 200 \cdot N_p \cdot A_p + 2.2 \cdot N_r \cdot (L - D) \phi \quad (5)$$

2・3 補強地盤の載荷試験結果

補強試験における補強地盤の荷重度と変位量関係を、Fig. 6 に示す。

補強地盤の長期許容支持力度 q_{ra} は、式 (6) に示すように、補強地盤の極限支持力度 q_{rd} の 1/3 とした。補強地盤の極限支持力度 q_{rd} は、式 (7) に示すように、補強材を配置しない地盤の極限支持力度 q_d に補強材の基準鉛直支持力 P_d を補強材の負担面積 A で除した支持力度を加えたものとした。補強材による支持力度を加えるにあたっては、地盤と補強材の沈下量の適合性を考慮するため、補強係数 X を導入した。

$$q_{ra} = \frac{1}{3} \cdot q_{rd} \quad (6)$$

$$q_{rd} = q_d + X \cdot \frac{P_d}{A} \quad (7)$$

ここで、 q_{rd} : 補強地盤の極限支持力度 (kN/m^2), q_d :

補強材を配置しない地盤の極限支持力度 (kN/m^2), X : 補強係数, P_d : 補強材の基準支持力 (kN), A : 補強材 1 本当たりの負担面積, 載荷板の短辺長さ B に負担幅を乗じた面積 (m^2) を表す。

補強試験における極限支持力度は、載荷板の変位量が載荷板の短辺長さ B の 10% (Fig. 6 波線) に達した時の荷重度として算定した。

Table 3 に載荷試験から得られた補強地盤の極限支持力度 q_{rd} , 補強材を配置しない地盤の極限支持力度 q_d , 補強材の基準支持力 P_d , これらより得られた補強係数 X および補強係数 X の平均値を示す。

Table 3 より、補強地盤の極限支持力度 q_{rd} を導くにあたっての補強係数 X は、計 20 の試験から得られた補強係数 X の平均値 1.6 とした。

$$q_{rd} = q_d + 1.6 \cdot \frac{P_d}{A} \quad (8)$$

平均値は 1 より大きくなり、地盤を補強材との複合地盤にすることで、補強地盤の支持力度が、基礎地盤の支持力度に補強材単体の支持力度を足し合わせた値より大きくなることが確認された。この主因としては、補強材の打設による地盤の締固め効果が考えられるが、補強材単体と補強地盤のそれぞれの極限時における沈下量が異なることの影響も考えられる。また、補強係数 X が最大 3.9, 最小 0.4 とばらついているが、補強材を配置していない載荷試験と配置した載荷試験のそれぞれの試験地盤にばらつきがあり、支持力に差異があったためと考えられる。特に、補強係数 X が小さく導かれた計 2 の試験について原因を考察すると、試験 No. 4 は、載荷試験後にポータブルコーン貫入試験を実施したところ、補強材間隔 0.910m の試験地盤のみ載荷板直下の地盤の粘着力が小さいことが確認された。また、試験 No. 6 は、Table 3 に示すとおり、補強材間隔 0.455m の試験地盤のみ、SWS 試験結果から得られた原地盤の極限支持力度 q_d が小さいことが確認された。

Fig. 6 Settlement - Load curves of Plate Tests.

Table 3 Results of Plate Tests.

No.	Pile			Pushing Plate		Soil Type	Ground Condition			Ultimate Bearing Capacity				
	Diameter D (m)	Buried Length L (m)	Bearing Breadth (m)	Narrow B (m)	Long H (m)		Pushing Plate		Pile	Test Value ※	Reinforce Factor X	Calculate Value ※		
							q _p (kN/m ²)	N _p					PileEnd N _i	Skin
1a	0.060	1.440	—	—	—	Clay	—	3.8	4.0	P _d ^a	8.1	P _d	4.5	
	—	—	—	—	—		120.7	—	—	q _p ^a	160.0	—	q _p	120.7
	—	—	0.910	0.400	0.910		128.4	3.7	3.7	—	215.0	2.5	q _p	147.2
	0.060	1.500	0.455	—	—		128.4	3.7	3.7	q _p ^a	220.7	1.4	q _p	166.0
	—	—	0.303	—	—		120.7	3.7	4.0	—	275.0	1.7	—	180.1
1b	0.100	1.100	—	—	—	Clay	—	3.4	3.1	P _d ^a	13.8	—	P _d	7.5
	—	—	—	—	—		87.5	—	—	q _p ^a	121.3	—	q _p	87.5
	—	—	0.910	0.700	0.910		93.0	3.3	3.1	q _p ^a	165.0	2.0	q _p	112.0
	0.100	1.200	0.455	—	—		93.0	3.3	3.1	—	184.0	1.4	q _p	130.9
	—	—	0.303	—	—		—	—	—	—	—	—	—	—
2	0.092	2.208	—	—	—	Sand	—	6.7	3.2	P _d ^a	24.8	—	P _d	13.2
	—	—	—	—	—		67.5	—	—	q _p ^a	175.0	—	q _p	67.5
	—	—	0.910	0.400	0.910		67.5	4.4	3.3	—	325.0	2.2	—	114.7
	0.092	2.400	0.455	—	—		67.5	4.4	3.3	q _p ^a	237.0	0.5	q _p	162.0
	—	1.970	0.303	—	—		67.5	3.6	2.6	—	349.0	0.9	—	172.0
3	0.060	1.140	—	—	—	Sand	—	5.6	3.9	P _d ^a	8.9	—	P _d	4.9
	—	—	—	—	—		86.9	—	—	q _p ^a	244.3	—	q _p	86.9
	—	—	0.910	0.400	0.910		79.0	8.2	6.6	—	340.0	3.9	—	113.2
	0.060	1.200	0.455	—	—		79.0	8.2	6.6	q _p ^a	408.0	3.3	q _p	147.3
	—	—	0.303	—	—		75.2	4.6	3.7	—	372.1	1.7	—	132.3
4	0.060	0.840	—	—	—	Clay	—	2.3	1.5	P _d ^a	4.1	—	P _d	1.8
	—	—	—	—	—		22.5	—	—	q _p ^a	96.5	—	q _p	22.5
	—	—	0.910	0.400	0.910		22.5	2.3	1.5	—	92.3	-0.4	—	30.4
	0.060	0.900	0.455	—	—		22.5	2.3	1.5	q _p ^a	126.0	1.3	q _p	38.3
	—	—	0.303	—	—		22.5	2.3	1.5	—	125.6	0.9	—	46.2
5	0.092	2.308	—	—	—	Clay	—	1.9	2.2	P _d ^a	10.2	—	P _d	5.6
	—	—	—	—	—		67.9	—	—	q _p ^a	148.0	—	q _p	67.9
	—	—	0.910	0.910	1.800		67.9	4.8	2.7	—	177.0	2.3	—	87.8
	0.092	2.400	0.455	—	—		67.9	4.8	2.7	q _p ^a	194.0	1.8	q _p	107.7
	—	—	0.303	—	—		50.4	3.4	2.3	—	195.0	1.3	—	95.5
6	0.080	1.720	—	—	—	Sand	—	2.3	3.0	P _d ^a	5.7	—	P _d	5.0
	—	—	—	—	—		34.2	—	—	q _p ^a	87.0	—	q _p	34.2
	—	—	0.910	0.400	0.910		45.0	1.9	1.8	—	126.0	2.5	—	60.9
	0.080	1.800	0.455	—	—		22.5	1.1	1.4	q _p ^a	89.7	0.7	q _p	44.1
	—	—	0.303	—	—		67.5	2.3	2.2	—	166.3	1.7	—	125.3

2.4 設計上の安全性

載荷試験により導いた支持力式 (5) および式 (8) の安全性を確認する。式 (5) に N 値を代入して導かれる P_d と載荷試験から得られた P_d' の関係を Fig. 7 (a) に示す。同様に、式 (8) による P_d および SWS 試験結果から得られた地盤の極限支持力度 q_d を式 (8) に代入して導かれる q_{rd} と載荷試験から得られた q_{rd}' の関係を Fig. 7 (b) に示す。なお、 q_d は、小規模建築物基礎設計指針²⁾で示された長期許容支持力度の3倍、式 (9) とし、載荷板の短辺長さを B として、 $1B$ 下までの q_d の平均値とした。

$$q_d = 3 \cdot (30 \cdot W_{sw} + 0.64 \cdot N_{sw}) \quad (9)$$

Fig. 7 (a) より、 P_d' は P_d の 1.8 倍以上であることが確認された。また、Fig. 7 (b) より、 q_{rd}' は q_{rd} の 1.3 倍以上で補強地盤の支持力度が式 (8) により安全側に評価できることが確認され、補強材の負担幅の違いによる分布形状の差に明確な差はみられなかった。式 (8) において、補強係数 $X = 1.6$ は、試験結果の平均値を採用している

Fig. 7 Test Value - Calculation Value plots.

Table 4 Deterioration Factor, Test Method and Criteria of Accelerating Tests.

Deterioration Factor	Test Method	Criteria		
		Residual Rate of Tensile Strength	Rate of Change of Weight	Biodegradation
Oxygen	JIS C 3005	80% or more	—	—
Moisture	JIS C 0097	80% or more	—	—
Acid and Alkali	JIS K 7114	80% or more	5% or less	—
Organic Solvent	Soil Contamination Control Law	80% or more	5% or less	—
Microbe	JIS K 6950	—	—	5% or less

Fig. 8 FT-IR Chart and Carbonyl Index.

が、 P_d と q_d の余裕度が寄与し、設計上安全側の評価となった。

3 耐久性試験

土中におけるリサイクルプラスチックの強度劣化傾向を確認するため、室内での促進試験と、実地盤での曝露試験体の経年劣化の検証試験を実施した。曝露試験体は、7年および13年間境界杭として使用されたプラスチック（以下、7年品および13年品）である。

3.1 促進試験

今回実施した促進試験の劣化因子、試験方法および判定基準を、Table 4 に示す。微生物以外の劣化因子の試験に関しては、JIS K 7113³⁾に準拠し2号引張試験片の形状に作製し、微生物に関しては粉碎材を用いた。

その結果、すべての項目で判定基準を満足したことから、リサイクルプラスチックが土中の各劣化因子に対し、著しく強度低下および質量減少する傾向はないことが確認できた。

3.2 曝露試験体の経年劣化の検証試験

曝露試験体によるプラスチックの経年劣化の傾向は、FT-IR（フーリエ変換赤外分光光度計）試験および圧縮試験により確認した。

FT-IR 試験においては、表面および内部（表面から0.3mm、10mm および18mm（中心部））から、それぞれ厚さ0.2mmの試験片を切り出し、赤外線照射した。その透過光において、ポリプロピレン (PP) が本来もつ $-CH_3$ ピーク強度 ($1380cm^{-1}$ 付近) と劣化に起因する $>C=O$

ピーク強度 (1720cm^{-1} 付近) との比を Carbonyl Index とし, Carbonyl Index の増減を比較した. なお, 中心部から切り出した試験体は, 劣化因子に触れる環境下になく劣化していないと仮定した. Fig. 8 に, 7 年品および 13 年品の結果を示す. その結果, 7 年品および 13 年品ともに, 内部から表面にかけての Carbonyl Index に増加傾向はみられず, 分子レベルでの劣化がないことが確認できた.

圧縮試験においては, JIS K 6932⁴⁾ に準拠し, 縦方向の圧縮弾性率と, 圧縮比例限度強さを測定し, いずれの試験体も JIS K 6932 の規格値を上回っていることを確認した.

4 結 言

本研究により, 次のことが明らかとなった. (1) 補強地盤の支持力度は, 地盤の支持力度に補強材単体の支持力度を足し合わせた値より大きくなった. (2) 補強地盤の長期許容支持力度は, 補強係数 1.6 を用いて式 (8) により設計上安全に評価することができた. (3) 補強材の負担幅の違いによる補強効果の差はみられなかった. (4) 補強材

は, 土中において予想される劣化因子に対しすべての検証結果が基準を満足し, 分子レベルでの劣化も確認されなかった.

本報では, 補強効果を実験によって確認したが, 今後は, 支持力発現機構を理論的に解明したい.

実験にあたっては, (株)山田技術士事務所および(株)リプロにご協力いただきました. ここに記して, 感謝の意を表します.

参 考 文 献

- 1) Architectural Institute of Japan, "Recommendations for design of small building foundations", p.186 (2008).
- 2) Architectural Institute of Japan, "Recommendations for design of small building foundations", pp.74-77 (2008).
- 3) JIS K-7113 (1995), "Testing method for tensile properties of plastics", pp.3-6 (1995) Japanese Industrial Standards Commission.
- 4) JIS K-6932 (2007), "Recycled plastics stakes", p.2 (2007) Japanese Industrial Standards Commission.