

宅地開発に適用する杭基礎パネル式擁壁の応答関数法を用いた設計試算
 Trial calculation of facing panel piled retaining wall for housing land development
 by using response function method

三浦均也¹, 松田達也¹, 鈴木恒太², 小野正², 小林睦³

- 1 豊橋技術科学大学, 建築・都市システム学系・k-miura@ace.tut.ac.jp
 2 豊橋技術科学大学, 大学院博士前期課程, 建築・都市システム学専攻
 3 豊田工業高等専門学校, 環境都市工学科

概 要

自立式看板・交通標識や擁壁において、杭を用いることによって風力や土圧のような横荷重に対して耐久性のある自立式構造物を構築できることを、筆者らは解析や載荷試験、試験施工によって示してきた。擁壁のような抗土圧構造物に杭基礎を適用する施工法においては、施工期間の短縮とコスト縮減に加えて、背後地盤の掘削を最小限に留めることによるコンパクトな施工が可能であることも明らかになっている。本研究では、杭基礎を適用したパネル式擁壁を宅地開発に用いる場合の適用性について解析的に検討する。杭基礎のたわみ解析には、層状地盤における有限長杭に適用可能な非線形応答関数法を用いた。設定した種々の地盤条件、壁高と杭間隔において杭のたわみ解析を系統的に実施し、選択可能な支柱および杭の断面を示し、必要杭長を算定した。

キーワード：擁壁，杭基礎，試設計，宅地開発

1. はじめに

道路建設や宅地造成等において土工の効率性や盛土・切土の安定性、施工・維持管理の合理性、経済性を向上させるためには、擁壁の建設技術が重要である。擁壁には種々のタイプがあり、石積み擁壁、ブロック積み擁壁、コンクリート擁壁（重力式、鉄筋コンクリート式）のように発展的に利用されてきた。重力式擁壁は構造の一体性に優れるために比較的高い壁高にも適用されるが、地震時の安定性に関しては万全ではない。一方、テールアルメや多数アンカー式補強土壁に代表される鉛直な壁面を有する補強土式擁壁は現地発生土を有効利用できるとともに、基本的に柔構造であるため重力式擁壁に比べて地震時の安定性に優れ、より高い壁高の擁壁への適用実績を有している¹⁾。

本研究で提案する杭基礎パネル式擁壁は、杭の横荷重に対する耐荷性能を活用することによってよりコンパクトな基礎を提供するため、背後地盤の乱れを最小限に抑えながら建設することを可能にするために開発した擁壁構築工法である。これにより、背後地盤の安定化、擁壁に作用する土圧の低減、土工量の縮減、その結果としての専有面積の縮小、施工期間の短縮、コスト縮減が可能になると期待できる。また、杭基礎擁壁は重力式と比べて杭のたわみによる土圧や地震力に対する反発力に余裕があり、耐震性能の向上も期待できる。

筆者らはこれまで、道路建設を想定した条件で杭基礎パネル式擁壁の適用性を検討してきた^{2,3)}。本研究では、これを盛土地盤の沈下等に対する要件がより厳しい、住宅地の開発に適用する場合を想定して、適用範囲について検討する。先ず、擁壁の基本的な構造を紹介するとともに、層構造を有する地盤における横荷重を受ける杭のたわみ解析を可能にする、応答関数法を用いた解析手法を説明する。住宅盛土としての安定性の評価に対しては、「住宅建設に

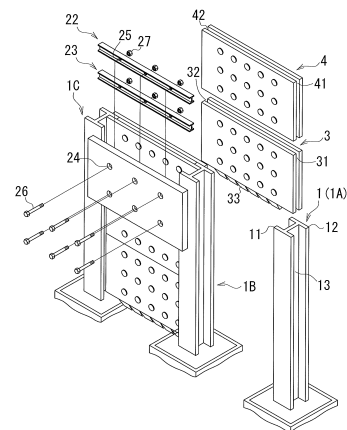


図 1 杭基礎パネル式擁壁³⁾

表 1 本研究で対象とした角形鋼管のリスト (STK400)

許容応力(長期荷重) : σ_a (N/mm ²)					140.0	無限長杭式	
						N=5	
	D	t	I	Z	Ma	β	$Lc=\pi/\beta$
単位	mm		cm ⁴	cm ³	kNm	1/m	m
Ps 150	150	12.0	1923	256.35	35.89	0.769	4.08
Ps 175	175	12.0	3214	367.36	51.43	0.683	4.60
Ps 200	200	16.0	6076	607.64	85.07	0.587	5.35
Ps 250	250	19.0	14351	1148.11	160.73	0.481	6.54
Ps 300	300	19.0	26243	1749.54	244.94	0.418	7.51
Ps 350	350	22.0	48355	2763.12	386.84	0.362	8.67
Ps 400	400	25.0	82151	4107.56	575.06	0.319	9.84
Ps 450	450	19.0	120583	5359.25	750.30	0.293	10.72

よる上載荷重の増大」および「擁壁の前面掘削」の2つの条件を設定し、その条件での杭基礎パネル式擁壁の適用性を検討する。

2. 擁壁の構成と部材の特性

2.1 擁壁の構成

図 1 は杭基礎パネル式擁壁の構造を模式的に示している。図中に示したのは、角形鋼管と H 型鋼を組み合わせた「杭・支柱一体構造」を活用し、打設後に鉄筋コンクリート製の壁面パネルを支柱に取り付ける形式のものである。本研究では、支柱に十分な剛性を持たせることによって盛土の沈下に影響する壁面のたわみを抑制するために、杭と支柱を1本の円形鋼管で構成する「杭・支柱単体構造」を採用した。

2.2 杭・支柱部材

杭・支柱一体構造の部材として、円形鋼管と角形鋼管を対象としたが、本報告では、スペースの制約もあるので、同じ径でもより大きな断面剛性を有する角形鋼管についての検討結果のみを示すことにする。表 1 は本研究で対象とした市販されている角形鋼管のリストを示している。長期荷重である土圧に対する許容応力 σ_a に断面係数 Z を乗じて得られる許容曲げモーメント M_a は杭径に対応して増大する。したがって、杭部分に発生する最大曲げモーメントに応じた必要杭径を選択することが必要になる。また、杭を無限長と仮定することで得られる Chang の公式から地盤の N 値が 5 の条件における特性値 β と必要杭長 Lc も列挙している。Chang の公式では、杭長を無限と仮定しているために、杭頭荷重には関係なく、特性値のみの関数として杭長が決まるということによる特徴がある。

3. 応答関数法による杭のたわみ解析

3.1 支配方程式と応答関数の誘導

杭のたわみ解析とその数式解は、弾性床上の梁としてモデル化して誘導されるのが普通である。式(1)はモデルによって導かれる支配方程式を示している。ここで、 δ を杭の水平変位(たわみ量)、 D を杭径、 EI を曲げ剛性、 k を地盤反力係数とすると、たわみ挙動に対する支配方程式は以下のように表せる。

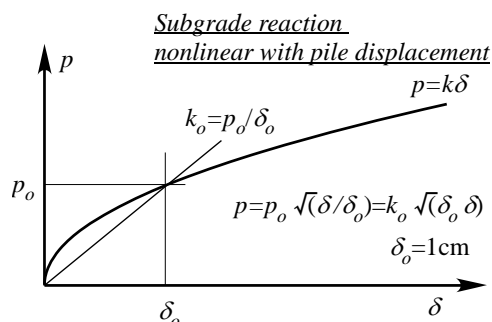


図 2 非線形な地盤反力挙動

$$-EI \frac{d^4 \delta}{dz^4} = P = pD = kD\delta \quad (1)$$

$$\theta = -\frac{d\delta}{dz}, \quad M = EI \frac{d^2 \delta}{dz^2}, \quad Q = EI \frac{d^3 \delta}{dz^3}, \quad pD = -EI \frac{d^4 \delta}{dz^4}$$

たわみ角 θ と曲げモーメント M 、せん断力 Q 、地盤反力 p はいずれも水平変位 δ の導関数である。杭に対する地盤反力は強い非線形性を示し、図 2 に示す建築学会の考え方⁴⁾に従うと、原点を通る割線で定義される地盤反力係数 k は次式のように定式化できる。

$$p = k\delta \quad \because k = k_0 \sqrt{\frac{\delta_0}{\delta}} \quad (2)$$

$$p = p_0 \sqrt{\delta/\delta_0} = k_0 \sqrt{\delta_0} \cdot \delta \quad \because k_0 = p_0 / \delta_0$$

$$k_0 = \alpha \cdot E_0 \cdot (100D)^{-3/4} \times 10^4 \text{ (kN/m}^3\text{)}; \quad \alpha = 0.2, \quad E_0 = 28N$$

基準となる k_0 は N 値から推定する方法を用いた。式(1)を線形微分方程式として解くと以下の解が得られる。

$$\delta(z) = e^{-\beta z} (a \cos \beta z + b \sin \beta z) + e^{\beta z} (c \cos \beta z + d \sin \beta z) \quad (3)$$

杭長を無限と仮定して、発散しないように係数を $c=d=0$ とすると Chang の公式と知られて無限長杭に対する解を得ることができる。

式(1,2)に基づくと、たわみ関数と係数との関係をマトリックス方程式の形で整理できる。

$$\begin{Bmatrix} \delta \\ \theta \\ M \\ Q \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} e^{-\beta z} \cos \beta z & e^{-\beta z} \sin \beta z & e^{\beta z} \cos \beta z & e^{\beta z} \sin \beta z \\ -\beta e^{-\beta z} (-\cos \beta z) & -\beta e^{-\beta z} (+\cos \beta z) & -\beta e^{\beta z} (+\cos \beta z) & -\beta e^{\beta z} (-\cos \beta z) \\ 2\beta^2 EI e^{-\beta z} \sin \beta z & -2\beta^2 EI e^{-\beta z} \cos \beta z & -2\beta^2 EI e^{\beta z} \sin \beta z & 2\beta^2 EI e^{\beta z} \cos \beta z \\ 2\beta^3 EI e^{-\beta z} (-\sin \beta z) & 2\beta^3 EI e^{-\beta z} (+\sin \beta z) & 2\beta^3 EI e^{\beta z} (-\sin \beta z) & 2\beta^3 EI e^{\beta z} (+\sin \beta z) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a \\ b \\ c \\ d \end{Bmatrix} \quad (4)$$

$$\Rightarrow \{Q\}_{(z)} = [S]_{(z)} \{A\}$$

この関係を整理することによって、均質な単一の層内における応答関数 $[R]_{(z)}$ を以下のように定義できる。

図 2 に示す非線形挙動に対して非線形な解を誘導するのは困難なため、杭を複数のセグメントに分割して多次線

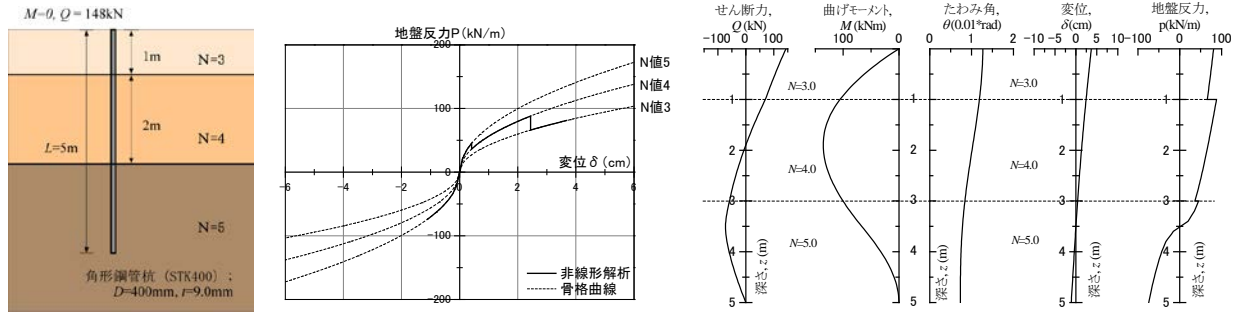


図 3 非線形応答関数法を用いた層状地盤における杭のたわみ挙動

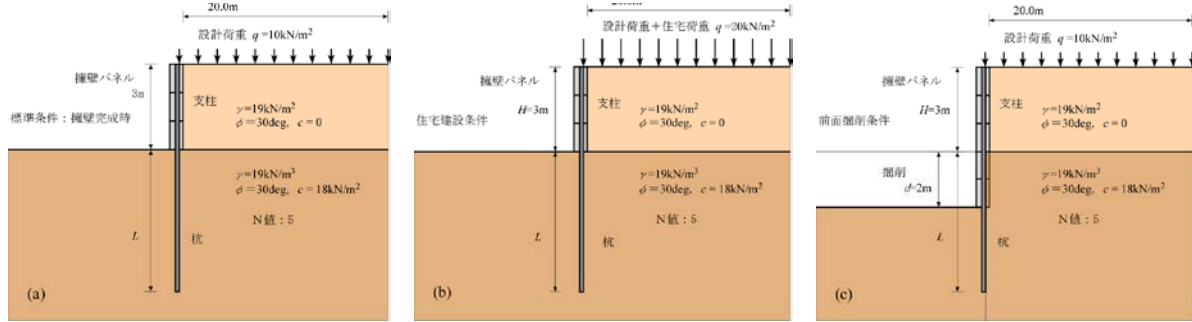


図 4 地盤と擁壁の設定条件：(a) 標準条件，(b) 住宅建設条件，(c) 前面掘削条件

形関係で表すことを考える。式(1)を以下のように修正され、解(式(4))も以下ようになる。

$$p = k^* \delta + p^* \Rightarrow -EI \frac{d^4 \delta}{dz^4} = P = pD = k^* D \delta + p^* D \quad (4)$$

$$\{Q(z)\} = [S(z)]\{A\} + \{U(z)\} \quad (5)$$

$$\therefore \{U(z)\} = \{-p\delta^* / k \quad 0 \quad 0 \quad 0\}^T$$

最終的に応答関数は以下のようにまとめられる。

$$\begin{aligned} \{Q(z)\} &= [Q(z)] = [R(z)]\{Q(0)\} + [V(z)] \\ \therefore [R(z)] &= [S(z)][S(0)]^{-1} \cdot [V(z)] = [U(z)] - [R(z)]\{U(0)\} \\ [R(z)] &= \begin{bmatrix} +\cosh \beta z \cos \beta z & -\cosh \beta z \sin \beta z & +\frac{\sin \beta z \sinh \beta z}{2\beta^2 EI} & -\frac{\sinh \beta z \cos \beta z}{4\beta^2 EI} \\ \beta \begin{pmatrix} +\cosh \beta z \sin \beta z \\ -\sinh \beta z \cos \beta z \end{pmatrix} & +\cosh \beta z \cos \beta z & -\frac{\cosh \beta z \sin \beta z}{2\beta^2 EI} & -\frac{\sin \beta z \sinh \beta z}{2\beta^2 EI} \\ 2\beta^2 EI (-\sin \beta z \sinh \beta z) & \beta EI \begin{pmatrix} +\cosh \beta z \sin \beta z \\ -\sinh \beta z \cos \beta z \end{pmatrix} & +\cosh \beta z \cos \beta z & +\frac{\cosh \beta z \sin \beta z}{2\beta^2 EI} \\ 2\beta^2 EI \begin{pmatrix} -\cosh \beta z \sin \beta z \\ -\sinh \beta z \cos \beta z \end{pmatrix} & 2\beta^2 EI (+\sin \beta z \sinh \beta z) & \beta \begin{pmatrix} -\cosh \beta z \sin \beta z \\ +\sinh \beta z \cos \beta z \end{pmatrix} & +\cosh \beta z \cos \beta z \end{bmatrix} \quad (6) \end{aligned}$$

地盤が層構造を有する場合には、各層の剛性に於いた式(6)のを連結して用い、杭頭と杭先端における境界条件を与えることによって、繰り返し計算を経てたわみ挙動を計算することが可能になる。

3.2 非線形応答関数を用いた計算例

層状地盤の杭の挙動を解析した結果の一例を図 3 に示す。図示した 3 層構造では、N 値が異なる設定とし、杭頭にはせん断力のみを与えた。図示のように、繰り返し計算の結果、たわみ量とたわみ角、曲げモーメント、せん断力は各層の境界においても連続性が満たされている結果となっている。地盤反力は層ごとに N 値に応じた値が得られている。この例では杭長全体を 50 分割し、実用的には十分な精度が得られることを確認している。

4. 宅地開発における地盤と擁壁の設定条件

4.1 3 ケースの設定条件

本研究で設定した宅地開発用擁壁の検討条件は図 4(a,b,c) に示すようである。上段に示す「(a) 標準条件」は、宅地開発の過程で盛土が完成した状態に対応している。設計上載荷重は標準値として、 $q=10\text{kN/m}^2$ とし、擁壁の背後地盤は非粘性土による盛土、基礎地盤は粘着成分を獲得した自然地盤(地山)と設定した。基礎地盤の N 値は 5 とし、他の地盤条件は図中に示すとおりである。中段は「(b) 住宅建設条件」であり、「(a) 標準条件」に住宅建設による荷重を等分布荷重($q=10\text{kN/m}^2$)として付加した。下段は「(c) 前面掘削条件」であり、「(a) 標準条件」において前面を深さ $d=2\text{m}$ 掘削すると設定した。

「(b) 住宅建設条件」においては擁壁に作用する土圧が増加するので、支柱はたわみ、壁面が前方へ変位するとともに、盛土地盤には沈下すると考えられる。一方、「(c) 前面掘削条件」では、擁壁に作用する盛土地盤からの土圧は変化しないが、基準面が 2m 下がることによって、基礎地盤から新たに土圧が作用し、加えて壁高と支柱長が長くなるための杭頭曲げモーメントの増大する。さらには、杭長が掘削深に相当する 2m 短くなるという影響によって、擁壁の荷重耐力は大幅に増大すると設定している。

4.2 擁壁に作用する土圧および杭頭荷重の算定

表 2 は、一例として(c) 前面掘削条件における土圧分布およびその結果として生じる杭頭荷重の計算結果を示している。土圧の計算には壁面摩擦角を考慮できるクーロンの土圧論を適用した。関連するパラメータの値は表中に示

表 2 擁壁に作用する土圧と杭頭荷重の算定：(c) 前面掘削条件

「盛土」				土圧強度: p (kN/m ²)				
湿潤重量, γt (kN/m ³)	19.0	上載荷重, q (kN/m ²)	10.0	壁高, H (m)	1.0	2.0	3.0	
粘着力, c (kN/m ²)	0.0	内部摩擦角, ϕ (deg)	30.0	擁壁天端	2.794	2.794	2.794	
壁面摩擦角, δ (deg)	20.0	主動土圧係数, K_a	0.29731	擁壁下端	8.102	13.410	18.718	
「基礎地盤」				掘削天端	0.0	-10.344	-5.035	0.273
湿潤重量, γt (kN/m ³)	19.0	掘削深さ d (m)	2.0	掘削下端	-2.0	0.273	5.581	10.889
粘着力, c (kN/m ²)	18.0	内部摩擦角, ϕ (deg)	30.0	曲げモーメント M (kNm)	-1.296	126.241	325.858	
壁面摩擦角, δ (deg)	20.0	主動土圧係数, K_a	0.29731	せん断力 Q (kN)	-13.868	50.249	130.292	
杭間隔, B (m)	3.00	パネル重量, W_p (kN)	3.500	軸力 F (kN)	1.952	25.289	54.422	

土圧分布 (水平成分)

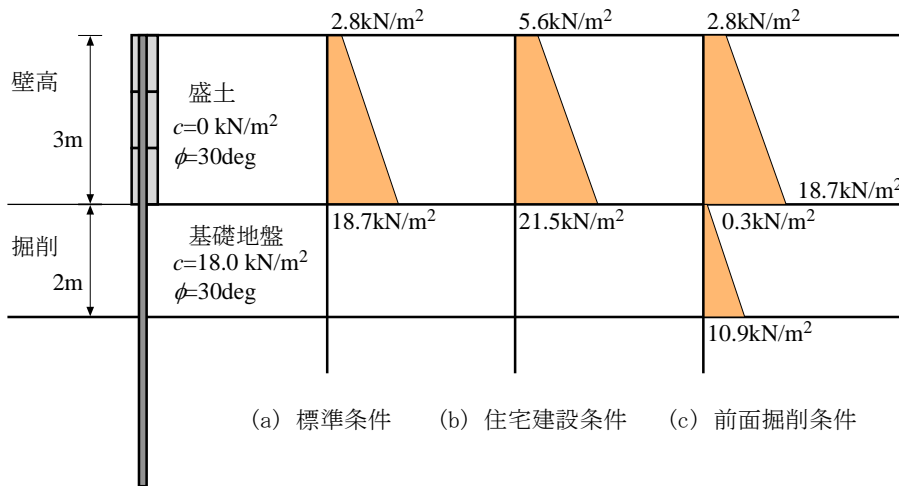


図 5 3条件において擁壁に作用する土圧の分布：壁高 3 m

表 3 各条件における杭頭荷重の算定結果：角形鋼管：左側 壁高 $H=3m$, 右側 壁高 $H=2m$

壁高 $H=3m$						壁高 $H=2m$							
条件	杭間隔 B (m)	M (kNm)	Q (kN)	F (kN)	1.2M (kNm)	杭径 D (mm)	条件	杭間隔 B (m)	M (kNm)	Q (kN)	F (kN)	1.2M (kNm)	杭径 D (mm)
条件(a)	3	109.4	96.8	42.2	131.3	P _s 250	条件(a)	3	38.0	48.6	24.7	45.6	P _s 175
	2.0	72.9	64.5	28.2	87.5	P _s 250		2.0	25.3	32.4	16.5	30.4	P _s 150
	1.5	54.7	48.4	21.1	65.6	P _s 200		1.5	19.0	24.3	12.3	22.8	P _s 150
	1.0	36.5	32.3	14.1	43.8	P _s 175		1.0	12.7	16.2	8.2	15.2	P _s 150
条件(b)	3	147.1	121.9	51.4	176.5	P _s 300	条件(b)	3	54.8	65.4	30.8	65.7	P _s 200
	2.0	98.1	81.3	34.3	117.7	P _s 250		2.0	36.5	43.6	20.5	43.8	P _s 175
	1.5	73.5	61.0	25.7	88.3	P _s 250		1.5	27.4	32.7	15.4	32.9	P _s 150
	1.0	49.0	40.6	17.1	58.8	P _s 200		1.0	18.3	21.8	10.3	21.9	P _s 150
条件(c)	3	325.9	130.3	54.4	391.0	P _s 400	条件(c)	3	126.2	50.2	24.7	151.5	P _s 250
	2.0	217.2	86.9	36.3	260.7	P _s 350		2.0	84.2	33.5	16.5	101.0	P _s 250
	1.5	162.9	65.1	27.2	195.5	P _s 300		1.5	63.1	25.1	12.3	75.7	P _s 200
	1.0	108.6	43.4	18.1	130.3	P _s 250		1.0	42.1	16.7	8.2	50.5	P _s 175

している。標準条件を含む3つの条件における土圧分布は図5に示すようである。

各条件において、杭・支柱の間隔を1mと3mの間で4通り設定して得られた杭頭荷重を表3にリストしている。杭頭荷重は単純に杭・支柱間隔に比例している。左右の表はそれぞれ壁高 $H=3m$ と $2m$ に対応している。杭頭の曲げモーメントは壁高のおおよそ3乗に比例するので、両者では3倍程度の杭頭荷重の違いが見られる。これらに対してどのように鋼管断面を選択し、さらには必要な杭長を算定することが設計における重要な工程となる。

最大曲げモーメントは地盤面から1m弱下がったところで現れるが、その値は杭頭曲げモーメントよりも20%程度増加する傾向がある。したがって、表3には1.2倍した曲げモーメント値を示すとともに、その曲げモーメント値

を許容できる角形鋼管断面を表1から選択し、表の右端の列に示している。表1に示す角形鋼管杭のリストでは、断面係数は杭径の3乗に比例する傾向があるので、支柱・杭の設置間隔が $B=1m$ と $3m$ では、選択された杭径 D におよそ1.5倍の差があることが分かる。一方、壁高が $H=3m$ と $2m$ では杭頭曲げモーメントにほぼ3倍の差があるのに対して、選択された杭径にはここでも約1.5倍の差があることが認められる。

5. たわみ解析による杭断面と杭長の決定

図6には本研究における検討条件を決定するために予備的に実施したたわみ解析の結果を示している。上載荷重の増大によって、曲げモーメントがおおよび擁壁の水平変位

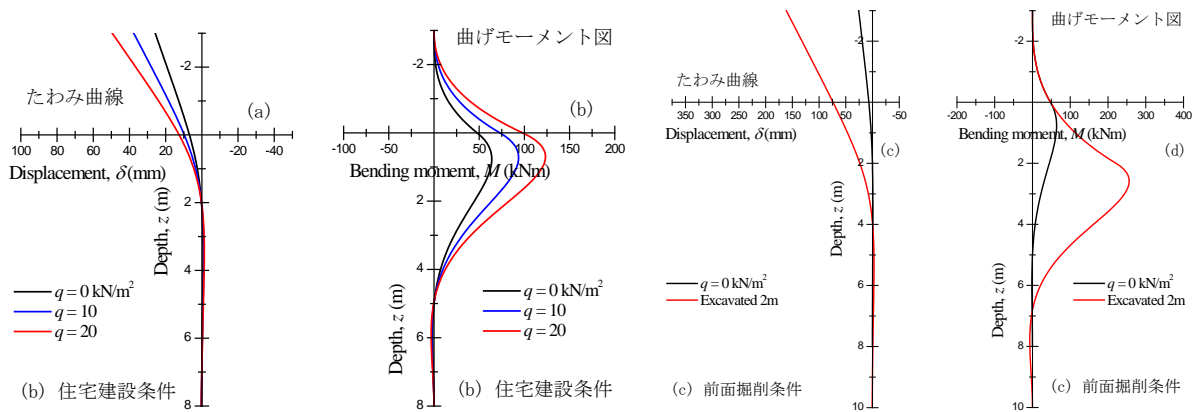


図 6 応答関数法による水平変位と曲げモーメントの分布：円形鋼管 (D=267.4, t=9.3)
 (a, b) 住宅建設条件；L=6m (c, d) 前面掘削条件；L=10m

表 4 許容応力度から決定した杭断面に対する必要杭長

(a) 標準条件	壁高 H = 3m				壁高 H = 2m			
杭間隔 B(m)	3.0	2.0	1.5	1.0	3.0	2.0	1.5	1.0
杭寸法 D(mm)	250	250	200	175	175	150	150	150
Mo (kNm)	109.4	72.9	54.7	36.5	38	25.3	19.0	12.7
Qo (kN)	96.8	64.5	48.4	32.3	48.6	32.4	24.3	16.2
無限長公式								
Lc (m)	6.54	6.54	5.35	4.60	4.60	4.08	4.08	4.08
δ t (mm)	74.9	50.0	64.0	64.6	55.7	50.9	38.2	25.5
δ o (mm)	23.0	15.3	16.0	13.7	17.8	14.5	10.9	7.3
応答関数法								
δ o (mm) = D*0.05	12.5	12.5	10.0	8.8	8.8	7.5	7.5	7.5
δ t (mm)								25.9
L(m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.20
Mmax (kNm)								16.5
(b) 住宅建設条件								
杭間隔 B(m)	3.0	2.0	1.5	1.0	3.0	2.0	1.5	1.0
杭寸法 D(mm)	300	250	250	200	200	175	150	150
Mo (kNm)	147.1	98.1	73.5	49.0	54.8	36.5	27.4	18.3
Qo (kN)	121.9	81.3	61.0	40.6	65.4	43.6	32.7	21.8
無限長公式								
Lc (m)	7.51	6.54	6.48	5.35	5.35	4.6	4.08	4.08
δ t (mm)	68.2	65.3	49.0	56.2	53.7	52.0	53.6	35.7
δ o (mm)	23.4	19.7	14.8	13.8	19.4	16.4	15.0	13.5
応答関数法								
δ o (mm) = D*0.05	15.0	12.5	12.5	10.0	10.0	8.8	7.5	7.5
δ t (mm)								
L(m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mmax (kNm)								
(c) 前面掘削条件								
杭間隔 B(m)	3.0	2.0	1.5	1.0	3.0	2.0	1.5	1.0
杭寸法 D(mm)	400	350	300	250	250	250	200	175
Mo (kNm)	325.9	217.2	162.9	108.6	126.2	84.2	63.1	42.1
Qo (kN)	130.3	86.9	65.1	43.4	50.2	33.5	25.1	16.7
無限長公式								
Lc (m)	11.84	10.67	9.51	8.54	8.54	8.54	7.35	6.60
δ t (mm)	82.4	78.1	89.2	91.7	86.5	57.7	80.9	87.3
δ o (mm)	21.3	17.6	17.0	14.7	17.0	11.4	12.3	10.9
応答関数法								
δ o (mm) = D*0.05	20.0	17.5	15.0	12.5	12.5	12.5	10.0	8.8
δ t (mm)						60.8		
L(m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.40	0.00	0.00
Mmax (kNm)						92.3		

が目に見えて増大する様子が見られる。また、擁壁の前面掘削による曲げモーメントと変位の増大は、上載荷重よりも深刻であることが分かる。

5.1 許容応力から決定した杭断面に対する検討

表 3 に示した許容応力条件を満たす杭断面に対して、応答関数を用いたたわみ挙動を検討した結果を表 4 に示

している。表中においては、杭を十分に長くとっても杭頭変位 δ_o が許容条件を満たさなく、結果として杭長を決定できないケースを赤で示している。杭頭変位の許容条件には種々の提案があり定まっていないが、本研究では杭径 D の 5% 許容値とした。杭径によらない許容変位を設定する考え方もあるが (例えば 15mm)、杭の変位によって基礎地盤に生じるひずみは水平変位の杭径に対する比 δ_o / D

表 5 杭頭の許容変位から決定した杭断面に対する必要杭長： $\delta_0/D < 5\%$

(a) 標準条件	壁高 H = 3m				壁高 H = 2m			
杭間隔 B(m)	3.0	2.0	1.5	1.0	3.0	2.0	1.5	1.0
杭寸法 D(mm)	350	300	250	250	250	200	200	150
Mo (kNm)	109.4	72.9	54.7	36.5	38	25.3	19	12.7
Qo (kN)	96.8	64.5	48.4	32.3	48.6	32.4	24.3	16.2
無限長公式								
Lc (m)	8.67	7.51	6.54	6.54	6.54	5.35	5.35	4.60
δt (mm)	37.1	34.9	37.5	25.0	24.0	41.4	19.3	18.6
δo (mm)	14.54	12.143	11.48	7.66	10.3	14.9	7.1	5.9
応答関数法								
δo (mm) = D*0.05	17.5	15.0	12.5	12.5	12.5	10.0	10.0	7.5
δt (mm)	43.5	41.7	39.7	40.4	28.5	26.8	26.6	26.6
L(m)	5.10	4.30	4.50	2.85	3.80	3.90	2.65	2.20
Mmax (kNm)	155.7	97.8	72.4	43.5	55.8	36.0	24.8	16.5
(b) 住宅建設条件								
杭間隔 B(m)	3.0	2.0	1.5	1.0	3.0	2.0	1.5	1.0
杭寸法 D(mm)	400	350	300	250	300	250	200	175
Mo (kNm)	147.1	98.1	73.5	49.0	54.8	36.5	27.4	18.3
Qo (kN)	121.9	81.3	61.0	40.6	65.4	43.6	32.7	21.8
無限長公式								
Lc (m)	9.84	8.67	7.51	6.54	7.51	6.54	5.335	4.6
δt (mm)	36.0	32.1	24.2	32.6	24.1	22.2	26.9	26.0
δo (mm)	15.4	12.4	9.5	9.9	11.3	9.4	9.7	8.2
応答関数法								
δo (mm) = D*0.05	20.0	17.5	15.0	12.5	15.0	12.5	10.0	8.8
δt (mm)	46.1	44.4	48.3	40.1	31.9	29.2	27.4	27.1
L(m)	5.25	4.30	3.30	3.60	3.90	3.40	4.25	3.30
Mmax (kNm)	208.8	130.3	94.2	61.2	80.1	50.6	38.3	23.9
(c) 前面掘削条件								
杭間隔 B(m)	3.0	2.0	1.5	1.0	3.0	2.0	1.5	1.0
杭寸法 D(mm)	450	400	350	300	300	250	250	200
Mo (kNm)	325.9	217.2	162.9	108.6	126.2	84.2	63.1	42.1
Qo (kN)	130.3	86.9	65.1	43.4	50.2	33.5	25.1	16.7
無限長公式								
Lc (m)	12.72	11.84	10.67	9.51	9.51	8.54	8.54	7.35
δt (mm)	64.3	54.9	58.5	59.4	56.7	57.7	43.3	53.9
δo (mm)	18.3	14.2	13.2	11.3	13.2	11.4	8.5	8.2
応答関数法								
δo (mm) = D*0.05	22.5	20.0	17.5	15.0	15.0	12.5	12.5	10.0
δt (mm)	75.6	73.5	72.9	73.0	61.8	60.8	57.6	60.2
L(m)	8.15	6.90	6.60	6.00	6.75	6.40	5.20	5.15
Mmax (kNm)	385.6	247.4	183.0	119.3	140.8	92.3	67.6	44.7

に直接関連していると考えられるので、ここでは、やや緩めの 5% という値を採用した。図がほとんどのケースで許容変位が満たされないことを示しているように、このタイプの擁壁の設計では概して許容応力条件よりも許容変位条件の方が厳しいと言える。

5.2 許容変位から決定した杭断面に対する検討

前節において杭頭における水平変位 δ_0 が許容変位を満足しないケースでは、杭・支柱の径を1回り大きくする必要がある。新たな径 D に対して非線形応答関数解析を実施して許容変位を満たすことを確認した後、必要最短杭長 L を繰り返し計算により算定した。その結果を表 5 に列挙している。表中には無限長杭の公式 (Chang の公式) により求めた杭長 L_c も合わせて示している。必要杭長 L は L_c よりも十分に短くてよく、半分以下でも足りるケースがあることが分かる。

擁壁の前面掘削は条件としてかなり厳しいが、杭・支柱間隔を $B=3m$ と長くした場合でも、表 1 に示した杭断面のリストの範囲で十分に設計することが可能であることが分かった。

6. おわりに

本研究では、杭基礎パネル式擁壁を宅地開発に適用することを想定して、「住宅建設による上乗荷重の増大」と「擁壁の前面掘削」を想定してその妥当性を検討した。擁壁前面が掘削されるような場合には、土圧の増大による杭頭荷重の増大に加えて、杭長が減少することにより擁壁の耐力は大幅に減少するが、市販の角形鋼管を用いることによって十分に設計・施工が可能であることが分かった。また、本研究では、非線形応答関数法を用いることにより杭・支柱のたわみ挙動を検討したが、無限長杭の公式を用いるよりも経済的な設計が可能であることを示すことができた。

参考文献

- 1) 右城猛：新・擁壁の設計法と計算法，理工図書，1998。
- 2) 岩越恭平，三浦均也，栗田和博，松田達也：擁壁のための杭基礎の許容変位を考慮したたわみ挙動解析，地盤工学会中部支部，地盤工学シンポジウム，2015。
- 3) 三浦均也，松田達也，鈴木恒太，小野正，小林睦：切削式杭基礎パネル擁壁の構造と施工法および設計試算による適用性の検討，地盤工学シンポジウム，2018。
- 4) 建築基礎構造設計指針 6.6節；日本建築学会 (2001)，pp. 262-296。

埋込み工法における掘削抵抗に関する評価 (Evaluation on Excavation Resistance in Bored Pile Method)

吉田 光¹, 石田昇平², 山崎友也³, 可児幸彦⁴

- 1 大建設計・hikaru@daiken-sekkei.co.jp
- 2 大建設計
- 3 日本コンクリート工業
- 4 エイトン

概 要

近年のPC杭の施工法は、埋込み工法が主流となっている。従来の打込み工法のように、施工時に支持力の確認ができないため、杭の施工の際に掘削する地層の確認が一層重要となっている。地層の確認は、一般的にオーガ駆動装置の電流値や積算電流値の変化、杭打機の振動、オーガモータの音の変化等により総合的に判断している。電流値と標準貫入試験のN値との関係は、地層の固さなどの変化傾向を調べるための目安となっているが定量的な関係は明確ではない。電流値は掘削径、土質、オーガモータ、ロッド周辺の地盤の抵抗、掘削液等の影響を受けるため、単純に評価することは難しいが、電流値や積分電流値から地層を把握することが施工管理において重要と考えた。本稿では、掘削径や土質、掘削液注入量などの違いによる電流値や積分電流値を比較検討した。総合型管理装置に示された帳票の電流値や積分電流値のみから判断するのではなく、掘削液の注入の影響を加味し、総合的判断が必要であると考察した。

キーワード：支持層、掘削抵抗、電流値、掘削液

1. はじめに

今回、名古屋市内の工事現場で統合型管理装置を使用した埋込み工法の施工を行った。埋込み工法では、打込み工法のように打込みの際に杭の貫入量やリバウンド量を記録して、その値から支持力を推定するような手立てがない。現在の埋込み工法の施工管理は、設計で想定した支持層の到達をもって杭先端支持力を確認することと、合わせて、支持層到達までの各地層を確認して、周面摩擦力を推定している。具体的には、掘削する際のオーガ駆動装置の負荷電流値や積分電流値の変化とボーリング柱状図の地質やN値のデータとを対比させて地層の再確認をしている。換言すれば、数少ないボーリングデータに杭施工本数分だけのデータを補完しながら設計杭支持力を再確認していることになる。

電流値・積分電流値は土質、掘削径、ロッド周面の地盤抵抗、オーガモータの回転（高速回転／低速回転）及び掘削液注入量等の影響を受けていると考えられる。その中で、掘削液の注入量が電流値・積分電流値の値に最も大きな影響を与えていると考え、積分電流値と掘削液注入量の相関性に着目し分析を行った。

2. 統合型管理装置の概要

統合型管理装置とは、掘削時のオーガ駆動装置の負荷電流値、積分電流値、時間、注入量（根固め液、杭周充填液）及び拡大ヘッドの深度の計測値を一元的に統合処理する装置である。電流値・積分電流値の計測は処女地盤を掘削した時のみ計測される。杭の施工の際、オペレーターは杭打機の運転席に取り付けられた統合管理装置のモニター画面を確認しながら操作をする。また、杭工事管理者も確認ができるように杭打機の外周部にもモニターが取り付けられている。計測したデータは電子的に記録が可能である。統合型管理装置の計測画面を図1に示す。



図1 統合型管理装置の計測画面（左：支持層、右：数値）

3. 地盤概要

工事現場は、愛知県名古屋市の名古屋城の東へ約500mの所に位置している。名古屋市地盤は、西部の沖積平野域、中央部の洪積台地域、東部の洪積・第三紀丘陵域に分かれている。現場は沖積平野域にあり、南側は熱田台地に接している。

地盤構成は地表面からGL-7.70mまでN値=2~4程度の沖積層(B,As1,Ac,As2)、GL-11.40mまでN値=15~29程度の鳥居松礫層(D5)、GL-19.60mまで熱田層上部となっているが、N値=28~40程度の砂層(D3u-sg)とN値=8~9のシルト層(D3us)の互層となっている。GL-19.60m以下はN値=35~60程度の海部・弥富累層(Dm)となっている。

4. 杭仕様及び敷地の柱状図

施工法は、プレボーリング拡大根固め工法に分類されるHyper-MEGA工法である。

表1 地層分類

地層	土質区分	深度 (IFLより)	N 値
粘性土層	砂混りシルト層	4.02m~7.92m	2~3
	砂混り粘土層	11.62m~12.02m	-
	砂混り粘土層	13.32m~15.92m	8~14
砂質土層	シルト混り砂層	7.92m~8.62m	15
	礫混り砂層	12.02m~13.32m	28
	礫混り砂層	15.92m~19.82m	32~40
砂礫層	砂礫層	8.62m~11.62m	15~37
	砂礫層	19.82m~21.45m	57~60

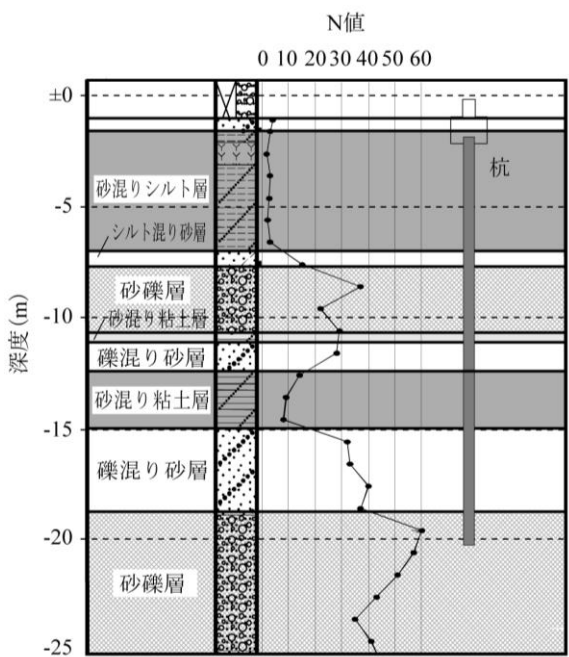


図2 ボーリング柱状図

表2 杭仕様

杭径	杭種 (上-中-下杭)	杭長	本数
500φ	SC-PHC-節杭 PHC	18m	4
700φ	SC-PHC-節杭 PHC	18m	7
800φ	SC-PHC-節杭 PHC	18m	7

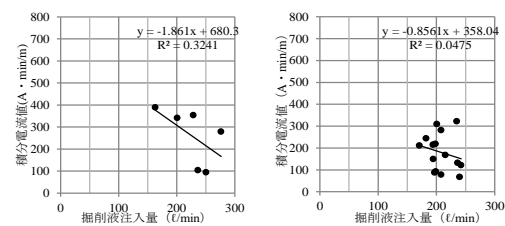
5. 掘削液注入量と積分電流値の散布図

土質の締固り具合は、掘削する時間にも影響するため、電流値と掘削時間の積である積分電流値と掘削液注入量との関係に着目した。

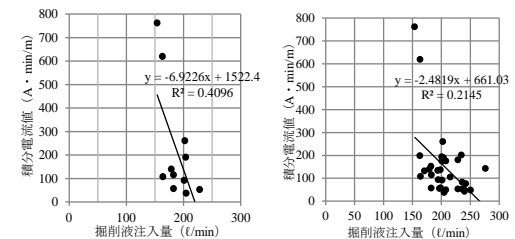
掘削液注入量と積分電流値の散布図は、本杭で計測した18本分とし、標準貫入試験を基に土質を粘性土層、砂質土層、砂礫層に分け、土質毎とした。積分電流値、掘削液注入量の値は、地層間の平均値とした。

なお、1FL-4.02mまでは盛土や腐植土があるため、分析から除外した。さらに、オーガの回転速度は、高速回転と低速回転の切り替えが可能であり、地盤が硬い時にはトルクのある低速回転で掘削するなど、掘削状況によって使い分けをしている。今回の杭の施工においても、高速回転による掘削と低速回転による掘削とが混在していた。高速回転と低速回転では電流値の値が異なるため、分析には不相当であると考え、データ数の多い高速回転のみのデータを採用した。以上のデータから作成した散布図より相関関係を計る回帰直線を求め、相関係数を求めた。また、杭径に係わらず比較を行う試みとして、杭径による積分電流値の違いの補正は、掘削する回転エネルギーが掘削径の2乗に比例すると仮定し、掘削面積の比で換算し地層別と全地層の積分電流値と掘削液注入量の相関係数も求めた。積分電流値と掘削液注入量の関係図を図3~図6に、相関係数と相関関係を表3に、相関係数のまとめを表4に示す。

1) 粘性土層



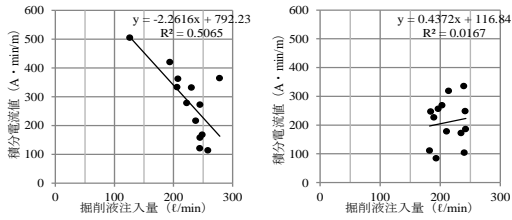
(a) φ800 相関係数=0.569 (b) φ700 相関係数=0.218



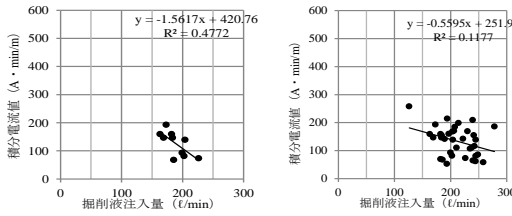
(c) φ500 相関係数=0.640 (d) 全杭径 相関係数=0.463

図3 積分電流値と掘削液注入量の関係図

2) 砂質土層



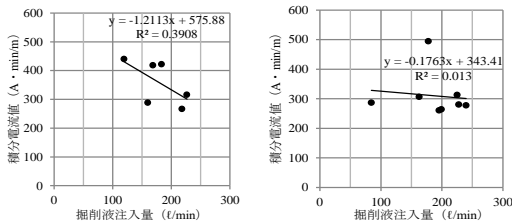
(a) φ 800 相関係数=-0.712 (b) φ 700 相関係数=-0.129



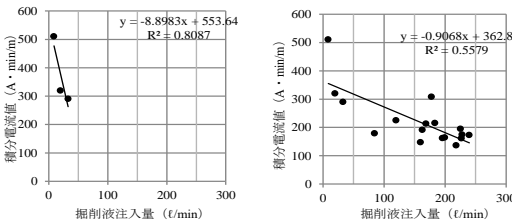
(c) φ 500 相関係数=-0.691 (d) 全杭径 相関係数=-0.343

図 4 積分電流値と掘削液注入量の関係図

3) 砂礫層



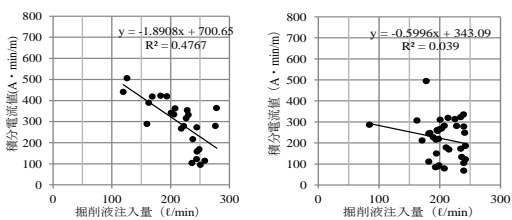
(a) φ 800 相関係数=-0.625 (b) φ 700 相関係数=-0.114



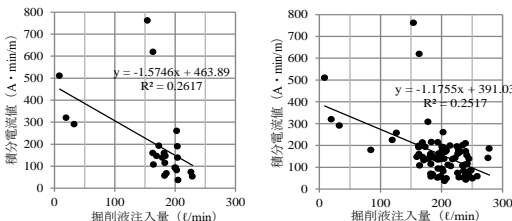
(c) φ 500 相関係数=-0.899 (d) 全杭径 相関係数=-0.747

図 5 積分電流値と掘削液注入量の関係図

4) 全地層



(a) φ 800 相関係数=-0.690 (b) φ 700 相関係数=-0.197



(c) φ 500 相関係数=-0.512 (d) 全杭径 相関係数=-0.502

図 6 積分電流値と掘削液注入量の関係図

表 3 相関係数と相関関係

相関係数 r	相関関係
0.0~0.2 のとき	ほとんど相関関係がない
0.2~0.4 のとき	やや相関関係がある
0.4~0.7 のとき	かなり相関関係がある
0.7~1.0 のとき	強い相関関係がある

表 4 相関係数のまとめ

地層	杭径			
	全ての杭	φ 800	φ 700	φ 500
全地層	0.502	0.690	0.197	0.512
粘性土層	0.463	0.569	0.218	0.640
砂質土層	0.343	0.712	0.129	0.691
砂礫層	0.747	0.625	0.114	0.899

全ての杭の積分電流値は、積分電流値=積分電流値/(掘削断面積/基準掘削断面積)にて換算している。

6. 掘削液注入量と積分電流値の相関関係

粘性土層における相関係数は、φ 800 が 0.569、φ 700 が 0.218、φ 500 が 0.640、全ての杭は 0.463 であった。φ 800 と φ 500 の積分電流値と掘削液注入の相関関係は「かなり相関関係がある」という結果であった。

砂質土層における相関係数は、φ 800 が 0.712、φ 700 が 0.129、φ 500 が 0.691、全ての杭は 0.343 であった。φ 800 と φ 500 の積分電流値と掘削液注入の相関関係は「かなり相関関係がある」～「強い相関関係がある」という結果であった。

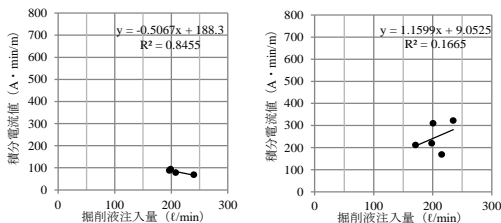
砂礫層における相関係数は、φ 800 が 0.625、φ 700 が 0.114、φ 500 が 0.899、全ての杭は 0.747 であった。φ 800 と φ 500 の積分電流値と掘削液注入の相関関係は「かなり相関関係がある」～「強い相関関係がある」という結果であった。

全地層における相関係数は、φ 800 が 0.690、φ 700 が 0.197、φ 500 が 0.512、全ての杭は 0.502 であった。φ 800 と φ 500 の積分電流値と掘削液注入の相関関係は「かなり相関関係がある」という結果であった。

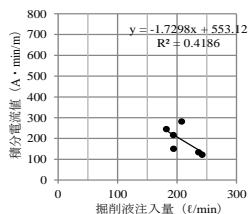
全ての杭の積分電流値と掘削液注入の相関関係は、「やや相関関係がある」～「強い相関関係がある」であった。

相関関係の結果が、一般的に考えられる傾向とは異なっていた φ 700 について各層毎の積分電流値と掘削液注入量の散布図を図 7～図 9 に示す。粘性土層は 3 層あったが、その内の 1FL-11.62m～-12.02m の砂混り粘土層において、砂質土層は 3 層あったが、その内の 1FL-7.92m～-8.62m のシルト混り砂層と 1FL-12.02m～-13.32m の礫混り砂層において直線回帰式の第 1 項がプラスとなり、掘削液注入量が増えるほど積分電流値が大きくなる傾向を示していた。プロット数が 4～5 点と少なかったことが要因として挙げられる。

1) 粘性土層



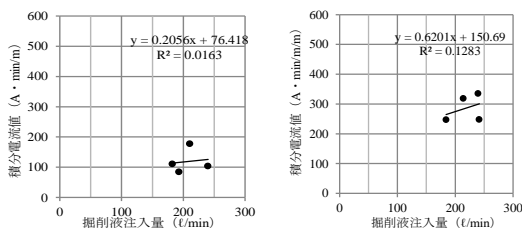
(a) 1FL-4.02m～7.92m の砂混りシルト層 (b) 1FL-11.62m～12.02m の砂混り粘土層



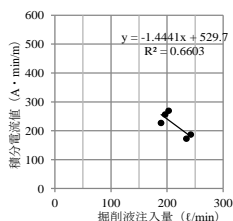
(c) 1FL-13.32m～15.92m の砂混り粘土層

図 7 φ700の積分電流値と掘削液注入量の関係図

2) 砂質土層



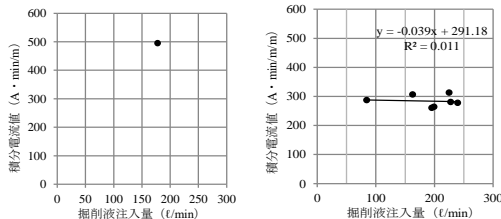
(a) 1FL-7.92m～8.62m のシルト混り砂層 (b) 1FL-12.02m～13.32m の礫混り砂層



(c) 1FL-15.92m～19.82m の礫混り砂層

図 8 φ700の積分電流値と掘削液注入量の関係図

3) 砂礫層



(a) 1FL-8.62m～11.62m の砂礫層 (b) 1FL-19.82m～21.45m の砂礫層

図 9 φ700の積分電流値と掘削液注入量の関係図

砂礫層では、1FL-8.62m～11.62mの砂礫層はデータが1点であったため、直線回帰式が求められず、傾向はつかめなかった。1FL-19.82m～21.45mの砂礫層は、プロット数が7点あったが、掘削液注入量の多少にかかわらず積分電流値がほぼ同じ値となっていた。積分電流値と掘削液注入量の相関関係は「ほとんど相関関係がない」という結果であった。掘削液注入量に係わらず積分電流値がほぼ同じ値となった原因としては、拡大ビットの形状の違いによる影響を考えたが、施工時に使用していた拡大ビットは杭径φ500、φ700、φ800とも同じ形状の拡大ビットを使用していた。

7. まとめ

積分電流値と掘削液注入量の相関関係を分析するに当たり、杭径の違いによる補正が必要となるため、掘削する回転エネルギーが掘削径の2乗に比例すると仮定し、積分電流値を掘削面積の比で換算し換算積分電流値として分析を行った。

φ500とφ800においては「かなり相関関係がある」～「強い相関関係がある」という結果であり、掘削液の影響により積分電流値が小さな値になることが判明した。しかし、φ700においては、粘性土層はやや相関関係があるものの、砂質土層、砂礫層においては、殆ど相関関係が見られず、各層毎の積分電流値と掘削液注入量の相関関係を分析すると粘性土層は1FL-11.62m～12.02mの砂混り粘土層において、砂質土層は1FL-7.92m～8.62mのシルト混り砂層と1FL-12.02m～13.32mの礫混り砂層において直線回帰式の第1項がプラスとなっており、掘削液注入量が増えるほど積分電流値が大きな値になっていくという傾向になる。

原因の究明はできないがサンプルデータ数が4～5であり相関関係を分析するには、決して多くないため今後、データ数を増やしていき、積分電流値と掘削液注入量の相関関係を継続して分析をしていきたい。また、施工が可能であれば、積分電流に影響する要素である掘削速度や掘削液の注入量を一定とし掘削を行い、その時の積分電流値を支持層到達確認の有効な目安とすることも考えていきたい。

参考文献

- 1) 日本建設業連合・コンクリートパイル建設技術協会：杭の施工管理における支持層到達の確認方法（既製コンクリート杭埋込み工法），2016
- 2) 堀内孝英、可児幸彦、早川尚：埋込み杭工法における支持層の確認手法の試み。第2回地盤工学シンポジウム、中部支部、pp.113-116,1990
- 3) Yoshida, H. Ishida, S. Okuda, M. Nakane, Y. and Kani, Y.: A construction management method of the bored pile foundation, proceedings of the 28th International Offshore and Polar Engineering conference, Sapporo, pp. 513-518, 2018

空気注入不飽和化工法による既設小規模建築物の液状化対策について

Effectiveness of desaturation by air-injection as liquefaction countermeasure of existing small building

小林睦¹, 横井亜紀²

1 豊田工業高等専門学校・環境都市工学科・makotok@toyotact.ac.jp

2 基礎地盤コンサルタンツ

概 要

2011年の東北太平洋沖地震以降、市民の資産を守るために宅地の耐震対策に関する研究報告が多くなされてきた。ところが、既設の小規模建築物に対する液状化対策工法は施工エリアが限定されるために、新設と比較して同じ対策原理に基づく工法であっても高額になることが指摘されている。そこで本研究では、軽量の住宅構造物を対象にした不飽和化工法の効果を検証し、住宅直下に限らず周辺領域を不飽和化した場合の家屋沈下挙動を把握し、本工法の性能評価に資する知見を得ることを目的として一連の遠心模型実験を実施した。その結果、有効上載圧の小さな深度であっても飽和度を十分に低下させることができれば液状化対策効果を確認することができた。また、注入パイプの打設方向の影響について検証したところ、住宅直下に対策領域が確保できなくても、不飽和化領域に挟まれた地盤のせん断変形が抑制されることから、無対策と比較して住宅の沈下量を抑制することが分かった。

キーワード：液状化、空気注入不飽和化工法、既設小規模建築物、遠心模型実験

1. はじめに

2011年の東北太平洋沖地震では、関東地方沿岸部で広範にわたり液状化が発生し、2万棟におよぶ住宅が被害を受けた¹⁾。このエリアでは、地表最大加速度は 2m/s^2 と大きくはなかったものの、継続時間が2分程度と長かったことが特徴として挙げられている。南海トラフ地震における被害予測では、愛知県内だけで液状化による倒壊家屋数が約2万棟であると試算されており²⁾、大規模地震の際の個人資産の被害は相当額にのぼるとみられる。しかしながら、戸建て住宅の多くが個人資産であるために、公費投入による対策には限界があり、液状化対策は遅々として進んでいないのが現状であろう。

宅地地盤の液状化対策として、新規建設の場合は施工エリアも確保できるため、ある程度の選択肢があるものの、既存住宅を対象にした対策工法は施工エリアが限定されるために極めて限定的であるのが現状である。戸建て住宅の液状化対策の経済性評価に関する研究³⁾では、個別に液状化対策を実施するような施工面積が小さい場合は、固定費の負担割合が大きくなるために、全体的な施工費は施工面積が広い場合と比較して割高になると指摘している。また、既設住宅の場合は、施工方法が限定されるうえ、外構の撤去や建物内部の養生といった補修費が生じるために、同じ原理での液状化対策工法であっても、新設住宅と比較して

工費は3倍以上になるとの試算がある。薬液注入工法については、打設方向の違いによる施工能率の違い等によって既設/新設の比率が1.6倍程度であると指摘されている。ただし、これらは施工面積、改良深さ、新設・既設の影響について比較したものであり、薬液注入による固化処理は500~800万円程度と高額であることには変わりない⁴⁾。東北太平洋沖地震の被災家屋アンケートでは、液状化対策として負担できる費用範囲が200万円までと答えた被験者が6割程度であった⁵⁾。このことから、費用を抑えた液状化対策工法の開発が望まれる。

空気注入不飽和化工法は、大規模な重機を必要としないだけでなく、高価な材料も不要であるために、廉価な液状化対策工法として開発された経緯がある⁶⁾。これまでに、空気注入による不飽和化領域の形成過程における確認試験⁷⁾や港湾構造物を対象にした液状化対策効果の検証⁸⁾がなされ、工法のマニュアル作成にまで至っている。道路路土の基礎地盤の液状化対策工としての有効性も示され⁹⁾、軽量の住宅を対象にした液状化対策工の有効性の研究もなされている¹⁰⁾。

ところが、先述のように戸建て住宅を対象にする場合、本工法による対策効果を市民レベルで理解してもらえない性能として明示しなければならない。さらに、既存住宅を対象にするために、施工エリアが狭隘である場合を想定しなければならない。すなわち、家屋直下を適切に不飽和化

させることができない場合が存在するかもしれない。そのような事例に対応するために、本研究では、軽量の住宅構造物を対象にした不飽和化工法の効果を検証し、住宅直下に限らず周辺領域を不飽和化した場合の家屋沈下挙動を把握し、本工法の性能評価に資する知見を得ることを目的とする。

2. 遠心模型実験

2.1 実験システム

図1に模型地盤概要を示す。50Gの遠心加速度場で加振実験を行うため、縮尺は1/50である。液状化層は、相対密度が60%になるように乾燥豊浦砂を用いて空中落下法により作製した。アクリル容器で作製した住宅模型は3kN/m²になるように重量を調整している。空気注入パイプは、住宅を挟んで70mmの間隔とし、鉛直に挿入する場合は、注入口が地表から70mmの位置まで地盤内に挿入した。斜め方向に注入する際は、ノズル先端は表層からおよそ60mmの深さにあることを確認している。不飽和化エリアが住宅地の直下に形成されるように、パイプ挿入位置は奥行き方向に35mmの間隔で挿入した。加振実験中の模型地盤の変形状況を記録するために、住宅直下および住宅から76mm離れた地盤内にヌードルターゲットを設置した。

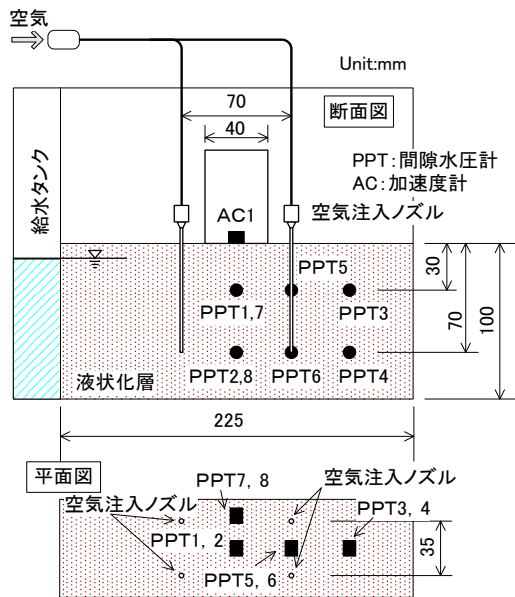
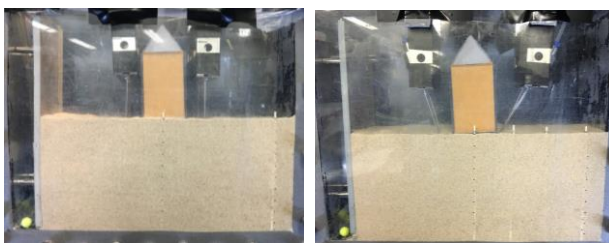


図1 模型地盤概要



(a) PV21

(b) PS72-2

図2 模型地盤

表1 実験条件

実験コード	注入パイプ挿入方向	注入時間 (s)	間隙水圧計配置
PN	無対策	—	1,2
PS21	斜め	21	1,2
PS72-2	斜め	72	7,8
PV21	鉛直	21	1,2,3,4
PV72-1	鉛直	72	1,2,3,4
PV72-2	鉛直	72	1,2,5,6

また、既存住宅の直下を確実に不飽和化するためには、注入パイプを住宅周囲から斜め方向に挿入する必要があると考えられる。そこで、空気注入口が住宅の直下に配置したケースについて検証した。本研究では、ノズルとチューブの接続部に治具を用いて注入パイプを固定しているために、斜め方向に注入パイプを打設する場合も、この固定位置は変えていない。したがって、斜め方向に挿入したケースでは改良深さが異なる。図2, 3に打設方向の異なる実験ケースの模型地盤を示す。間隙水圧計は、表層から30, 70mmの位置に設置し、住宅模型中央直下をそれぞれPPT1, 2とし、不飽和化領域外をそれぞれPPT3, 4とした。また、不飽和化領域の形成状況を検証するために、表層からの深さを同じとし、幅方法および奥行き方向のノズル間の中央部にPPT5, 7およびPPT6, 8を設置した。

2.2 実験条件および実験方法

水圧計の配置を含めて、実験条件を表1に示す。遠心載荷中に、実験フロアより模型土槽に設置した給水タンク内に水の50倍の粘性を持つメチルセルローズ水溶液を供給し、模型地盤を飽和させた。このとき、住宅直下に実規模換算でおよそ50cmの不飽和層を設けた。ただし、遠心加速度が作用する半径に沿って地下水位が上昇するため、模型地盤の両端では地下水位が表層に達した。所定の地下水位を再現できたら、実験フロアより空気注入ノズルに空気を送る。注入圧力は、マニュアル¹⁾に従い注入口に作用する間隙水圧に同位置の有効応力の半分程度を加えて、7.5kPaとした。注入時間を21, 72秒(実規模換算で0.3, 1.0Hr)に設定し、空気注入を停止してから5秒後に、図3に示すような実規模換算で周波数1Hz, 1.5m/s²相当の地震波を20波与えた。

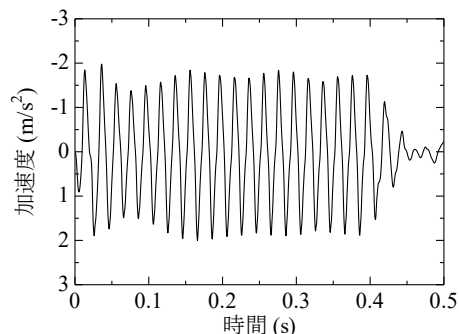


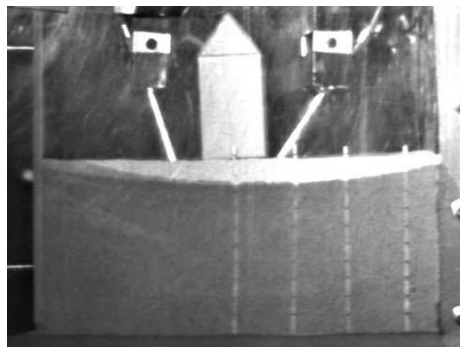
図3 振動台応答加速度

3. 不飽和化工法による液状化対策効果

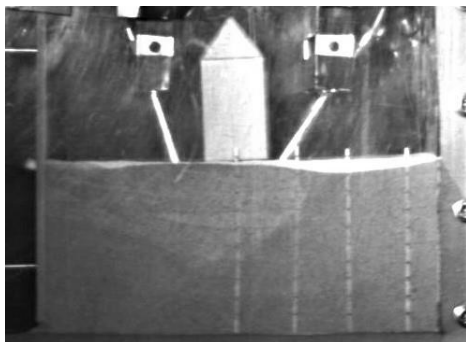
地盤の飽和度が低下すると液状化強度が増加することは知られている¹²⁾。深度 2m では和度が 5% 低下すると液状化強度が 1.5 倍になるが、土被り圧の小さな地表面付近（深度 0.5m）では、1.2 倍と強度改善効果がほとんど期待できないと指摘している。ところが、飽和度を 20% 低下させると、深度 0.5m においても液状化強度は 1.5 倍の増加が見込まれる。本研究では、検証する液状化層が浅いことに加えて、既設の小規模建築物を上載荷重としているために、有効拘束圧が小さく不飽和化による液状化強度増加率は期待するには、飽和度の低下量を確保することが重要である。

3.1 空気注入による不飽和化領域の形成

図 4 に、空気注入前後の遠心载荷中の模型地盤の様子を示す。この写真は、ケース PS-72-2 である。注入前後の地



(a) 空気注入前



(b) 注入後

図 4 不飽和化領域の形成

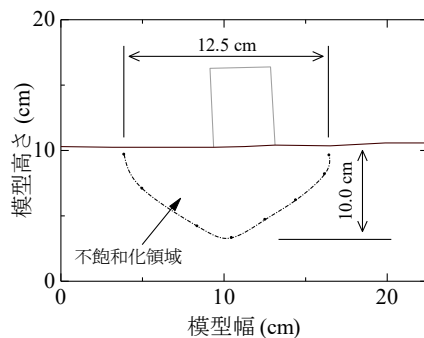


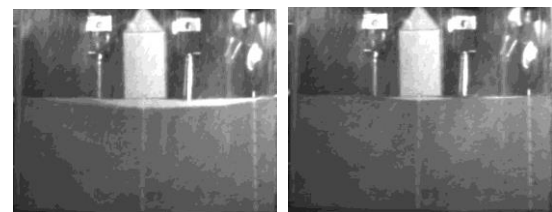
図 5 不飽和化領域の飽和度

下水位を比較すると、空気注入により地下水位が上昇し、不飽和領域が形成されていることが確認できる。給水タンク内の地下水位上昇量が 6.1mm であることから、間隙空気を伝って地表に排出された空気の存在を差し引いても、少なくとも見積もって 36.4cm³ もの空気量が注入されて不飽和化領域が形成されたことがうかがえる。図 5 に空気注入後の模型地盤の写真から読み取った不飽和化領域を示す。奥行き方向に注入パイプはほぼ等間隔に打設していることから、図中の断面積 (59.5cm²) から不飽和化領域を求めるとおよそ 368.9cm³ となる。これより、不飽和化領域の飽和度が約 77% となっていると推定できる。

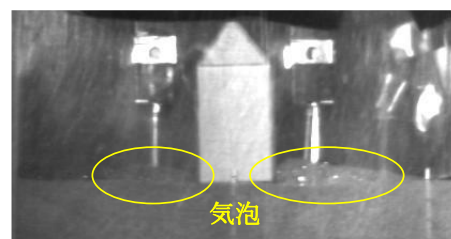
一方で、ケース PV72-1 においては、図 6 に示すように空気注入により注入パイプ打設部上部での地下水面が地表に達し、住宅模型周縁部より地下水が気泡とともに湧き出ている様子が確認できる。このことから、注入圧力が有効上載圧を上回り、地盤の緩みを生じさせることになったものと推察される。しかしながら、平面的な広がりを持つ実地盤において、局部的に地下水位が上昇するような現象は考慮しなくてよいと考える。

3.2 地震時の間隙水圧の挙動

図 7 にすべてのケースにおける加振中の過剰間隙水圧の時刻歴を示す。同図は、加振直前の間隙水圧を基準として増分を示している。図中の一点鎖線は、間隙水圧計が設置されている深さにおける空気注入前の有効上載圧である。なお、ケース PN における PPT2 は計測できなかったため記載していない。図 7(a) より、空気注入による不飽和化領域が形成されたことで、PPT1、7 の加振中の過剰間隙水圧の上昇が抑制されていることがわかる。ただし、PV72-1、2 では実験条件が同様であるにもかかわらず、過剰間隙水圧の挙動が異なっていることが指摘できる。これは、PV72-1 では、空気注入により地下水が地表面に達し、住宅周縁部に気泡が確認されたことと関係していると考えられる。すなわち、地盤に緩みが生じたために間隙水圧計

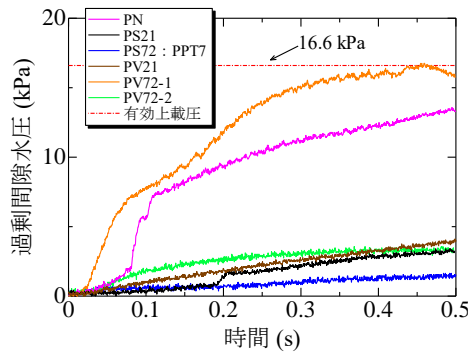


(a) 空気注入前 (b) 地下水到達

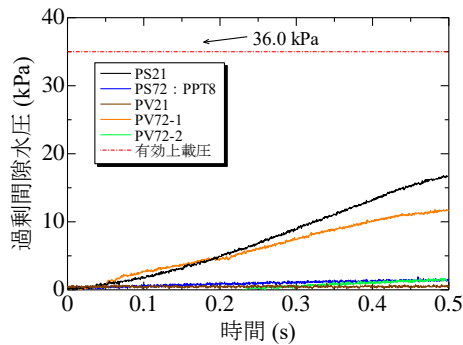


(c) 住宅周縁部の湧き出し

図 6 不飽和化領域の形成



(a) 表層から 3cm (PPT1, 7)



(b) 表層から 7cm (PPT2, 8)

図 7 加振中の過剰間隙水圧の時刻歴

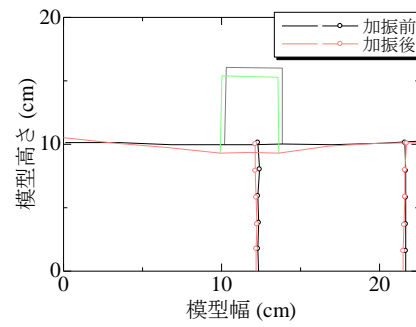
周囲の有効上載圧が小さくなり、液状化抵抗が低下したことにより起ると考えられる。本研究では、地表から 3.5m 以浅の比較的浅い部分で、かつ小規模建築物をモデリングしているために、地表面以下数十 cm の地盤の変化が過剰間隙水圧の挙動に影響したものと推察される。

図 7(b)より、PPT2, 8 が設置されている深さは、鉛直方向に打設したケースにおけるノズル先端と同一であるにもかかわらず過剰間隙水圧の上昇が抑制されていることが確認できる。さらに、斜め方向に打設したケースでは、注入孔よりも間隙水圧計が 0.5m ほど下部に位置するものの鉛直のケースと同様に過剰間隙水圧の上昇が抑制されているのは興味深い結果である。模型地盤解体時に不飽和領域の確認はできなかったものの、間隙水圧計設置個所周辺が不飽和に至ったこととあわせて、加振中にこの領域に挟まれた地盤のせん断変形抑制効果が期待できる。

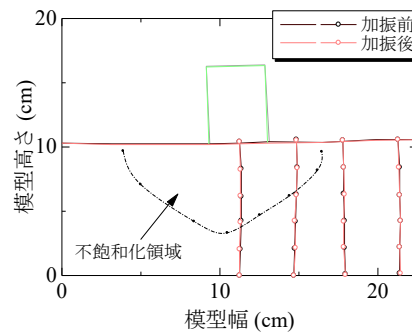
3.3 住宅の沈下挙動および地盤の変形

図 8 に無対策のケース PN および PS72-2 における加振前後の模型地盤の変形状況を比較する。図より明らかなように、住宅模型下部に対策領域が明瞭に確認できる PS72-2 では家屋模型がほぼ変位していないことが指摘できる。また、ヌードルターゲットについても同様に変位が確認できない。これに対して、無対策のケース PN においては、地盤の液状化に伴い遠心加速度が作用する半径に沿って流動したことに伴って家屋模型下部の地盤が沈下しそれに追従する形で住宅も沈下している様子がうかがえる。

これらのことから、空気注入により不飽和領域が形成されると地盤の液状化による変形が抑制されるため、上載



(a) PN



(b) PS72-2

図 8 加振前後の住宅モデル変位状況および地盤の変形 (不飽和化工法の効果)

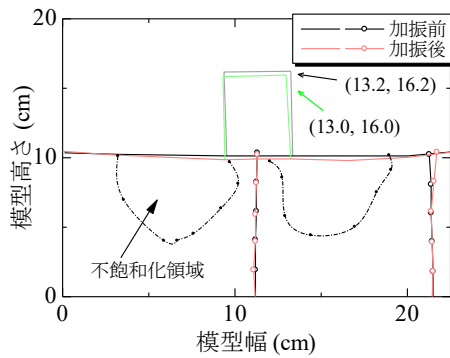
荷重の小さな小規模建築物の沈下対策に大きく貢献することが確認できた。

4. 打設方向および注入時間の影響

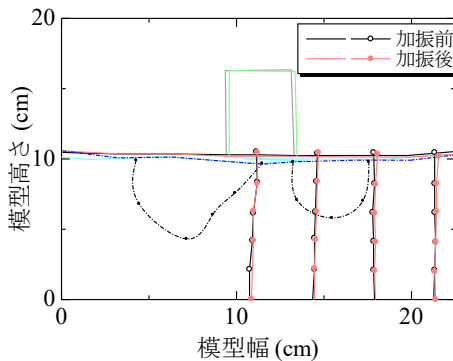
4.1 打設方向の影響

図 9 に注入パイプを鉛直方向に打設したケース PV72-1 およびケース PV72-2 における加振前後の模型地盤の変形状況を示す。これらより、両ケースで特に右側の不飽和領域の大きさに違いが生じていることが指摘できる。PV72-1 では、空気注入により地表面に気泡が確認され、地盤内の過剰間隙水圧の上昇が他のケースより大きかったものの、無対策と比較して住宅の変位が小さくなっているのは、3.2 節で指摘したように不飽和領域に挟まれた領域が地盤のせん断変形を抑制したためであると推察される。このケースでは、実規模換算で 10cm の沈下量であった。本研究では、住宅幅が 2m であることから 1%程度の傾斜角を検証できるには至っていないことを付け加えておく。一方で、PV72-2 ではヌードルターゲットの変位状況より地盤が液状化による側方流動がうかがえ、それに伴って住宅が水平方向に変位していることが確認できる。しかしながら、無対策と比較して地盤の側方流動量が小さかったために、住宅モデルは水平方向に移動したものの沈下していないことが確認できる。

これらのことから、以下の二つのことが指摘できる。ひとつは、本工法による液状化対策効果を得るためには、地下水位が浅い場合は地盤の緩みを招くために十分に留意



(a) PV72-1



(b) PV72-2

図9 加振前後の住宅モデル変位状況および地盤の変形 (鉛直方向打設)

する必要があることである。ふたつめは、施工エリアが狭隘な場合に打設方向を自由に制御できなくても、不飽和化領域を適切に形成させることで住宅直下地盤の液状化を抑制することで沈下をある程度軽減させることができることを示唆している。

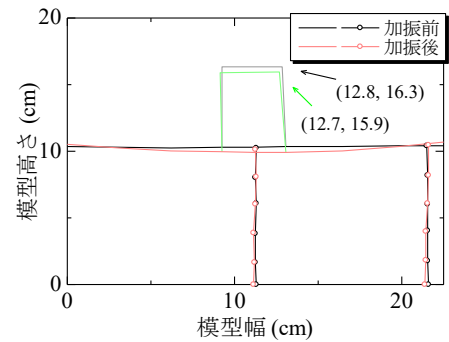
4.2 空気注入時間の影響

注入時間を実規模換算で18分に設定したケースPS21およびPV21の加振前後のモデル地盤の様子を図10に示す。PS21では、不飽和化領域の読み取りが困難であったため、グラフから割愛している。これらより、両ケースともに地盤の側方流動と住宅の沈下、移動が確認できる。不飽和化領域が確認できたPV21においても、対策領域が小さいことが確認でき、それによって地盤の液状化と側方流動の抑制効果が小さくなったものと考えられる。これらのことから、不飽和化領域の大きさが液状化対策の効果に大きく影響を及ぼしていることから、適切な施工とともに飽和度の管理が重要であるといえる。

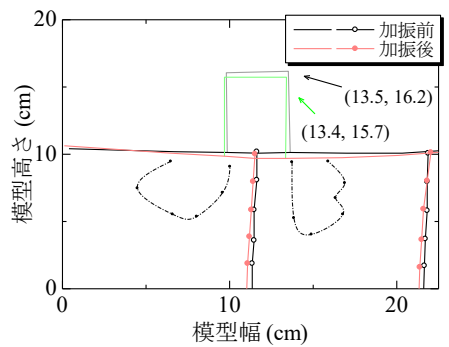
5. まとめ

本研究では、軽量の住宅構造物を対象にした不飽和工法の効果を検証し、住宅直下に限らず周辺領域を不飽和化した場合の家屋沈下挙動を把握し、本工法の性能評価に資する知見を得ることを目的として一連の遠心模型実験を実施した。その結果、以下の結論を得た。

(1) 地下水が極めて浅い場合は、空気注入により間隙水が気泡とともに地盤表層に湧き出し、地盤の緩みを発生さ



(a) PS21



(b) PV21

図10 加振前後の住宅モデル変位状況および地盤の変形 (空気注入時間)

せることに留意しなければならないことが分かった。

(2) 有効上載圧の小さな小規模建築部の直下の浅い地盤においても、飽和度を20%程度低下させることができれば、地震による液状化を防止することで住宅の変位を適切に抑制することができた。

(3) 施工方法が限定され、住宅直下に不飽和化対策を施せない場合においても、不飽和化領域に挟まれた地盤のせん断変形が抑制され、結果として液状化対策に寄与することが分かった。

参考文献

- 1) 安田進, 原田健二, 石川敬祐: 東北地方太平洋沖地震による千葉県被害, 地盤工学ジャーナル No.7, Vol.1, pp.103-115, 2012.
- 2) 中央防災会議, 防災対策推進検討会議, 南海トラフ巨大地震対策検討ワーキンググループ: 南海トラフ巨大地震の被害想定について (第一次報告), 2012.
- 3) 谷和夫, 松下克也, 橋本隆雄, 山本彰, 竹内秀克, 野田利広, 規矩大義, 大林淳, 清田隆: 浅層盤上改良工法による戸建て住宅の液状化被害軽減効果の検証と経済性評価, 地盤工学ジャーナル, Vol.9, No.4, pp.533-553, 2014.
- 4) 日本建築学会: 復旧・復興支援WG「液状化被害の基礎知識」, <http://news-sv.ajj.or.jp/shien/s2/ekijouka/measure/>, 参照日: 2019.03.26
- 5) 品川恭一, 藤井衛: 東北地方太平洋沖地震の液状化地域における戸建住宅居住者の意識調査および液状化による不同沈下に対する考察, 地盤工学ジャーナル, Vol.10, No.2,

- pp.285-293, 2015.
- 6) 岡田克寛, 太田正規, 磯谷修二, 大内正敏, 高野仁, 岡村未対: 空気注入不飽和化工法の開発 その1: 現場実験(徳島県鳴門市)の概要, 土木学会第67回年次学術講演会公演概要集(第Ⅲ部門), pp.491-492, 2012.
 - 7) 新川直利, 三枝弘幸, 藤井直, 山田直之, 岡田克寛, 岡村未対: 空気注入不飽和化工法の開発 その4: 空気注入とそのモニタリング, 土木学会第67回年次学術講演会公演概要集(第Ⅲ部門), pp.497-498, 2012.
 - 8) 三枝弘幸, 三好朗弘, 藤井直, 山田直之, 岡田克寛, 岡村未対: 空気注入不飽和化工法の開発 その7: 千葉県袖ヶ浦市での現場実験(品質確認), 土木学会第67回年次学術講演会公演概要集(第Ⅲ部門), pp.503-504, 2012.
 - 9) 富田雄一, 紙田直充, 内田純二, 岡本辰也, 岡村未対: 液状化対策としての地盤不飽和化工法の道路盛土への適用性に関する研究, 地盤工学ジャーナル, vol.9, No.3, pp.375-386, 2014.
 - 10) Marasini, N.P., and Okamura, M.: Numerical simulation of centrifuge tests to evaluate the performance of desaturation by air infection on liquefiable foundation soil of light structures, *Soils and Foundations*, Vol.55, No.6, pp.1388-1399, 2015.
 - 11) Air-des 工法研究会: 空気注入不飽和化工法(Air-des 工法)技術マニュアル, p.26, 2012.
 - 12) Okamura, M. and Soga, Y.: Effect on liquefaction resistance of volumetric strain of pore fluid, *Soils and Foundations*, Vol. 46, No.5, pp.703-708, 2006.

発電所リプレース工事における発生土活用の推進に向けた流動化処理土の適用
Application of fluidized soil-cement mixture to promote surplus soil use
in renewal project of thermal power station

石井裕泰¹，松井秀岳¹，小川智孝²，大石俊広³

1 大成建設株式会社・技術センター hiroyasu.ishii@sakura.taisei.co.jp

2 株式会社 J E R A

3 中部電力株式会社

概 要

本報では、武豊火力発電所リプレース工事で実践した多様な発生土の活用実績を紹介する。旧発電所建設前に造成された埋め立て地盤における施工に際して、構造物設置に先立ち生じる掘削土、液状化対策目的での砂杭打設に伴う盛り上がり土など、広範囲から得る多様な発生土の有効利用が必要となった。流動化処理土としての活用を前提に行った事前検討を通しては、i)掘削土、盛り上がり土の特性は埋め立て材として用いられた埋め土とフライアッシュの混合材料として統一的に扱えること、ii)簡易な試験により発生土特性を確認し流動化処理土の配合調整に反映できること、を確認した。これらの知見を活用した製造・管理計画を立案し、現地製造プラントを用いた試行適用と本施工（合計約9,000m³）を、練り上がり性状と固化後強度を満足しながら完遂した。

キーワード：地盤改良，安定処理土，セメント，製造管理

1. はじめに

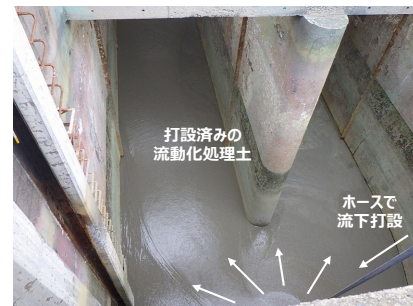
流動化処理（写真1参照）は、建設発生土の有効利用と埋め戻し作業の効率化を両立する技術として、i)多様な現場から発生土を受け入れ任意の現場への提供にあたる固定商業プラント方式、ii)特定工事に伴う発生土を活用し場内での利用にあたる現場プラント方式、の双方で広く普及が進む。数多くの研究と施工適用実績に基づき配合設計法、製造方法、施工管理方法が確立されるとともに¹⁾、力学特性などの調査・研究から各現場での適用に関する技術的な成果が、例えば文献2), 3), 4)等にまとめられている。

一方、本報の実地検討・適用箇所となる武豊火力発電所においては、運転開始から40年が経過した火力発電所設備を最新鋭の発電設備にリプレースすることが計画され、2022年3月の運転開始に向けた工事が進められている²⁾。一連の施工における地盤工学的取組みとしては、大規模液状化対策や沈下・変形抑止のための地盤改良、場内掘削や液状化対策により得られる発生土の有効活用が必要となった。そこで、現地プラント方式にて流動化処理土を製造し、旧施設やその周辺の埋め戻し材料として活用することが計画に盛り込まれ実施にあたった。

本報では、上記流動化処理土に関する一連の取組みとして、発生土の基本特性、流動化処理土としての配合検討と現場プラントでの製造計画、および製造結果について報告



(a) シリンダーフロー (C.F.=約200mm)



(b) 旧構造物の埋め戻しに際しての打設状況

写真1 武豊火力リプレース工事で用いた流動化処理土

する。とりわけ発生土が埋立て造成に用いられたフライアッシュと埋め土からなる特異な性状であったことを踏まえ、材料・配合管理の合理化を図った技術的取組みを解説する。

2. 発生土の基本特性

表 1 に施工に先立つ調査・検討用に採取した発生土 5 試料の一覧を、写真 2 にはこのうち 2 試料を抜粋して外観を示す。流動化処理土に用いる発生土としては、埋立て造成に用いられたフライアッシュ、埋め土が想定された。一方、本試料採取に先立ち工事計画の一環で実施された土質調査結果では、各箇所フライアッシュ、埋め土のどちらが主体かについては明瞭な区分は明示されていなかった。結果的に本検討に際しては、表中左欄に示すような目視分類にて準備にあたった。

これらの基本物性の抜粋を表 1 右欄と図 1 に示す。土粒子密度 G_s については、2.2, 2.4, 2.6 程度の 3 水準に分類され、FA 主体 a については、5 種のフライアッシュを扱

表 1 検討用に採取した試料

目視分類	呼称	基本物性		
		G_s (g/cm ³)	細粒分含有率(%)	D_{50} (mm)
フライアッシュ主体	FA 主体 a	2.17	70.5	0.034
	FA 主体 b	2.44	18.6	0.221
埋め土主体	BA 主体 a	2.64	21.1	0.413
	BA 主体 b	2.66	22.7	0.641
混合土	*盛上り土	2.45	33.2	0.284

※ 砂杭打設に際して地中より排出した土砂

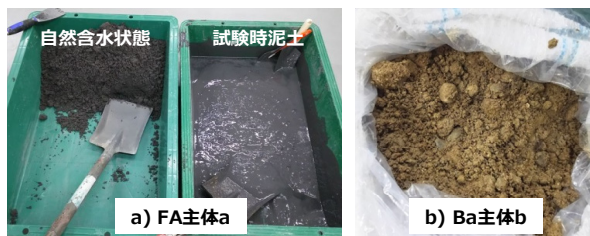


写真 2 検討対象土

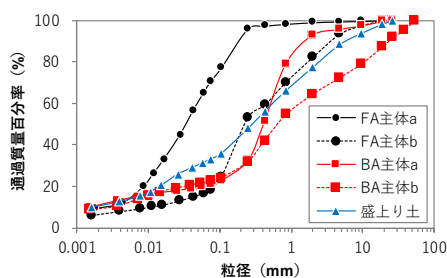


図 1 粒径加積曲線

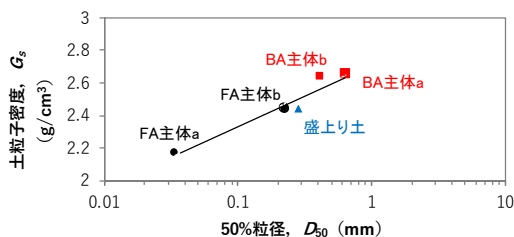


図 2 G_s と D_{50} の関係

った既往の文献6)に示された $G_s=2.06\sim 2.16\text{g/cm}^3$ の土粒子密度範囲と $0.01\sim 0.1\text{mm}$ の割合が卓越する粒度分布特性に整合する。他の 4 試料について、 G_s は土砂として標準的な水準 (2.6 程度) と土砂とフライアッシュの中間的な水準 (2.4 程度) となり、粒径加積曲線は 0.5mm 粒径付近で重なる共通した分布を呈する。一方、全 5 試料に対しては、50%粒径 D_{50} と G_s の間に図 2 のような明瞭な相関が見られる。

以上の結果から当該発生土については以下のことが言える。

- ・ 発生土がフライアッシュと埋め土が任意の割合で混合されたものであることが基本物性から裏付けられる。
- ・ フライアッシュ主体、埋め土主体か否か、あるいは両者の混合比の度合いは目視では明確に判断できない。

3. 流動化処理土の配合検討

配合検討にあたり、前出の表 1 の採取試料を複数の割合で混合・準備の上、室内試験に供した。本報で抜粋して試験結果を示す 3 試料を、混合比率に応じて算定できる計算密度 G'_s と共に表 2 に示す。流動性の傾向を把握するにあたり、流動化処理土 (以下、処理土) としたの単位セメント量を $50, 100, 150\text{kg/m}^3$ の 3 水準に設定し、泥水密度

表 2 配合検討用の試料

分類	呼称	表 1 中試料の構成	計算 G'_s
埋め土	埋め土	「BA 主体 a, b」を均等に混合	2.65
	混合 A	全 BA, FA を均等に混合	2.50
混合土	混合 B	「盛上り土」をそのまま利用	2.45

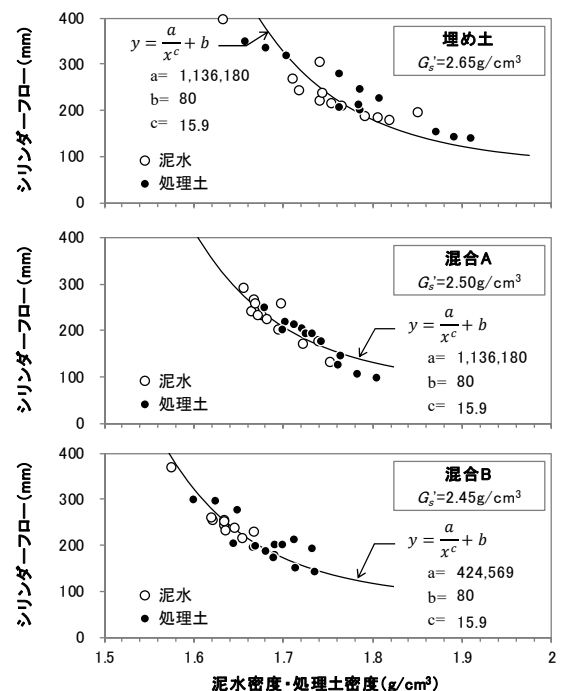


図 3 泥水・処理土密度とシリンダーフローの関係

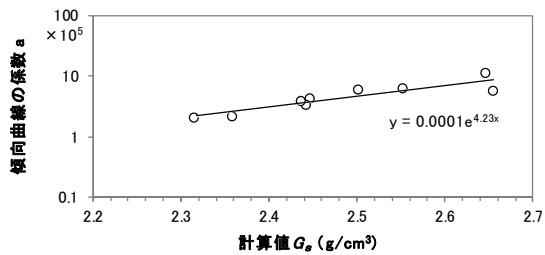


図 4 計算 G_s と係数 a との関係

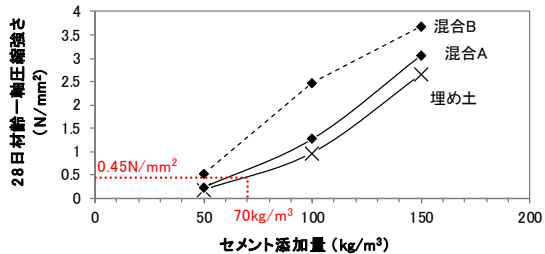


図 5 セメント添加量と28日材齢強度の関係

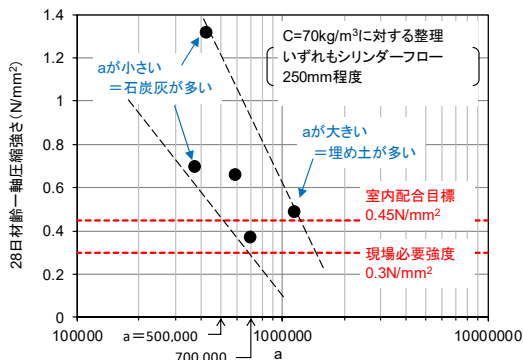


図 6 係数 a と28日材齢強度の関係

を変化させながらシリンダーフローを測定した。強度については、このうちシリンダーフロー200mm程度を確保できる配合を選定して28日材齢(20°C, 湿空養生)での一軸圧縮強さを測定した。

図3に、泥水密度・処理土密度とシリンダーフローの関係を示す。各々の試料に対しては、泥水、処理土の双方とも同一の傾向線上にプロットされ、その位置は計算 G_s に応じて横軸方向に推移するように見受けられる。図中に示した近似曲線では、密度の増大に伴うシリンダーフローの収束値(係数 b)は試料が自立した場合に相当する80mmとし、いったん一通りの近似曲線を特定した上で係数 c を平均的な値で固定し、最終的に係数 a のみを変数として実測値に関連付けた。検討試料一通りについて、 a と計算 G_s との関係にまとめると図4のような相関となり、図3の近似曲線は、土粒子密度に依存する関数と見なすことができる。さらに土粒子密度の大小は、フライアッシュと埋め土の混合割合を反映するものと考えられることから、ある程度の精度でその混合比を把握できることになる。

図5にはセメント水比 C/W と一軸圧縮強さ q_u の関係を示す。一般的なセメント系材料と同様に、 C/W に対する q_u の増加傾向を確認するとともに、埋め土の混入度合いが

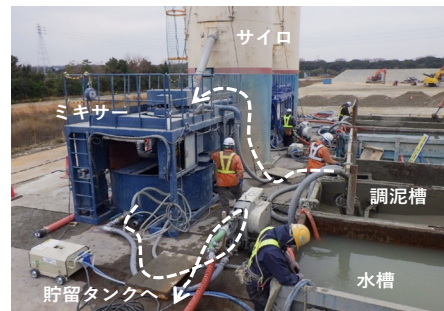


写真 3 現場導入プラント

多くなるほど強度が低下する傾向が見られた。本結果から、配合目標強度として定めた 0.45N/mm^2 に対して、セメント量を 70kg/m^3 に設定した。ただし、検討配合に対してシリンダーフロー200mm程度を前提とした以上の結果では、厳密には強度に対する加水量やフローの許容範囲を特定できない。そこで後述のように、i)施工時には流動化処理土製造に用いる発生土に極力フライアッシュ分を含有させること、ii)先行打設する $2,000\text{m}^3$ を試行適用と位置づけ、製造・管理方法の妥当性を検証することとした。

4. 製造・管理計画

一般的な流動化処理土の製造では、使用する発生土の特性に変化が見られれば、基本物性等を確認し、配合の再設定にあたるのが基本となる。本件の適用に際しては、前記配合検討に基づく知見を活用し、泥水製造に先立ち前出の図3で確認した近似線の特性から発生土の利用適否を確認する方法を採用した。すなわち、i)必要に応じて発生土をフライアッシュ主体土、あるいは埋め土主体土と混合調整したのち、ii)調整した土と水を混合した泥水の密度・シリンダーフローを測定する、iii)両者の関係を図3の曲線式で近似することで特定される係数 a (b, c は固定値として設定) から適否を判断した。データ数は限られるが、シリンダーフロー値250mm程度を前提に追加で調査した強度確認結果(図6)を参考に、係数 a の管理目標を700,000以下として製造管理を実施した。

以上の前処理と確認・判断を経た後の製造に関しては、汎用機械を用いた以下の手法を採用した(写真3参照)。

- 泥水の製造は 20m^3 タンクを用いた調泥槽でバックホウ混合により行う、
- 泥水はサンドポンプで輸送し、 1m^3 の強制攪拌型ミキサーにてセメントとバッチ混合して処理土を製造する、
- 処理土はスクイーズポンプにより貯留タンクあるいは運搬車に輸送する。

5. 製造結果

主に掘削土由来の発生土を用いた先行施工として、1ヶ月間で約 $2,000\text{m}^3$ を製造し、製造・管理方法の妥当性判断にあたった。

写真4に泥水・処理土のシリンダーフロー測定状況を、

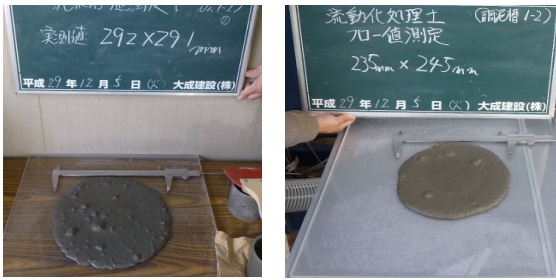


写真 4 泥水 (左) と処理土 (右) のシリンダーフロー測定

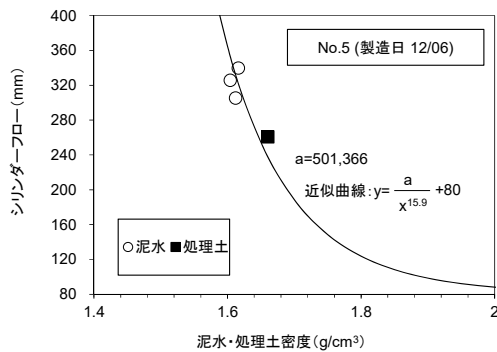


図 9 密度とシリンダーフローの測定例

図 9 に着手初期に確認した密度・フローの関係を例示する。泥水段階で確認した 3 点と、セメント混合後の処理土段階で確認した 1 点が室内配合検討で想定した傾向線上にプロットされることが確認でき、発生土特性の指標として特定した係数 $a=501,366$ が管理規定内 ($<700,000$) にあることがわかる。同測定による確認は、着手直後は泥水製造ごとに、その後は品質の安定性が確認できたことを受けて半日に一回を目処に行った。得られた係数 a の頻度分布は図 7 のようになり、管理規定内に収めることができた。

図 8 には、同先行施工期間に得た 28 日材齢強度の頻度分布を示す。発生土特性が一樣でない条件において、必要強度 0.3N/mm^2 をすべて満足できたことは、上記判断を導入した成果と考えられる。

先行施工から約 10 ヶ月の期間をおき、盛上り土由来の発生土を主に用いて、約 3 か月にわたる本施工で約 $7,000\text{m}^3$ を打設した。上記を踏襲した施工管理の結果、先行施工に比べて泥水と処理土のシリンダーフロー差が大きくなる傾向が見られたものの、先行施工と同様の強度品質を確保しながら施工を完遂することができた。

6. まとめ

流動化処理土の製造管理に際して、標準的には発生土特

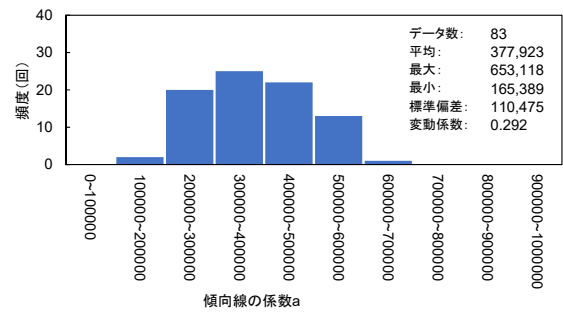


図 7 施工管理で確認した係数 a の頻度分布

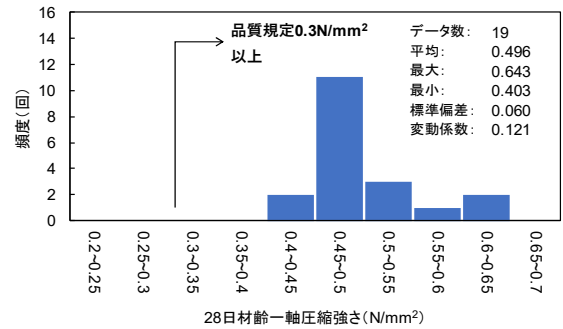


図 8 施工管理で得た 28 日材齢強度の頻度分布

性の変化に応じて配合検討と再設定を繰り返すことになる。本事例では、事前の調査を通して、多様な発生土を一元的に取り扱い、現場での簡易な試験で使用の適否を判断する方法を考案・実践した。その結果として、追加の配合検討・再設定を行うことなく、練り上がり性状と固化後強度の適正管理を実現したものと考えられる。現場における土質特性の見極めや現場導入プラントの製造管理の合理化事例として、今後の実施検討の一助になれば幸いである。

参考文献

- 1) 土木研究所: 流動化処理土利用技術マニュアル, 技報堂出版, 2008.
- 2) 成岡正祥, 井下一郎, 松山祐介, 富山竹史: 石炭灰を用いた流動化処理土の検討(その2・実施工への適用性), 第41回地盤工学研究発表会, pp. 581-582, 2006.
- 3) 木幡行宏: 流動化処理土の力学特性と今後の課題, 土木学会論文集, Vol.62, No.4, pp.618-627, 2007.
- 4) 西山綾香, 堤知明, 石井裕泰: 鹿島火力7号系列増設工事に伴う土木工事の設計・施工の概要 ~フライアッシュを活用した気泡モルタル系流動化処理土の適用~, 電力土木, No.366, pp.39-43, 2013.
- 5) 西牧孝洋, 丹羽強, 中下太陽: 武豊火力発電所5号機リプレース計画のうち土木工事の概要, 電力土木, No.396, pp.73-77, 2018.
- 6) 川上晃, 李昇憲, 坂井悦郎, 大門正機: 未燃カーボンを多量に含んだフライアッシュと高性能 AE 減衰剤の作用, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.2, pp.127-132, 1999.

災害により発生する分別土処理に着目した災害廃棄物処理・管理システムの開発
Disaster Waste Treatment and Management System Focusing on effective usage
of treated soil generated by disaster

中野正樹¹，酒井崇之²，加藤雅彦³，大塚義一⁴

1 名古屋大学・大学院工学研究科・nakano@civil.nagoya-u.ac.jp

2 名古屋大学・大学院工学研究科

3 明治大学・農学部農芸化学科

4 株式会社奥村組・土木本部土木部環境技術室

概 要

将来必ず起こると言われている南海トラフ巨大地震においては、東日本大震災における災害廃棄物の約10倍発生すると予想されている。このような大規模災害が発生した場合、処理事業に携わる自治体が、迅速かつ効率的に災害廃棄物等を処理していくためには、発災前の処理計画の策定、発災後の計画更新、管理等の支援が挙げられる。本研究の目的は、大規模災害における災害廃棄物等処理事業管理システムの考え方を提案することであり、特に、災害廃棄物の有効利活用においてボトルネックとなる分別土に着目し、分別土を効率よく利用するために事前に土砂の性状を把握する方法とその結果を利用した処理フローを作成した。本稿では、災害廃棄物処理システムの内容について概要を示すとともに、分別土の有効利活用を促進するための試験方法および結果について示す。

キーワード：災害廃棄物，分別土，復興資材，情報通信技術，処理管理システム

1. はじめに

東日本大震災では約三千万トンという大量の災害廃棄物等が発生し、復旧・復興の妨げとなった。来たる南海トラフ巨大地震においては、東日本大震災の約10倍の災害廃棄物が発生する¹⁾ことから、災害廃棄物の迅速かつ効率的な処理・利用が、早期復旧・復興の重要な鍵となる。

これら災害廃棄物は、そのほとんどが仮置場において選別されて受入先が決まっている。しかし、不燃・可燃混合物が処理・利用の足かせとなっている。迅速かつ効率的な処理・利用のためには、2次仮置場での高度選別処理において混合物から生産される選別品、すなわち不燃物、可燃物、分別土の発生量を予測することが重要となる。さらに、選別品の中でも、大量に生産され、復興事業に利用される可能性のある分別土を如何に利活用するかも重要となる。仮に利用せずにすべてを処分することになれば、逼迫する最終処分場に大きく影響し、環境負荷は図り知れない。

災害廃棄物の速やかな処理・利用のためのもう一つの重要な点として、処理事業に携わる地方自治体に対する発災前の処理計画の策定、発災後の計画更新、管理等の支援が挙げられる。大規模災害が発生した場合、迅速かつ効率的に災害廃棄物等を処理していくためには、処理実行計画の策定や更新に対し、処理過程において逐次的に入ってくる情報をリアルタイムで利用できる枠組みが重要となる。ま

た災害処理事業に直接携わる各地域（地方自治体）に対しては、発生する廃棄物性状の予測、処理方法の策定、処理過程における災害廃棄物の量・質の動きの把握、復旧・復興計画における復興資材の利用計画も踏まえた統合的な処理事業を、逐次実行・更新できる仕組みが必要になる。

本研究は、大規模災害において、災害処理にあたる市町村レベルの自治体が、特に分別土の利活用を目指した処理技術および進捗管理を実施できる災害廃棄物等処理事業管理システムの提案を目的とする。そのため、具体的に以下の3つのサブテーマを設定した。

- 1) 処理事業の入り口側の課題、すなわち災害廃棄物や分別土の量・質の動きを整理する仕組み構築に向けた災害廃棄物等の量や質の推定手法を構築する（サブテーマ(1)）。
- 2) 処理事業の出口側の課題、災害廃棄物の中でも特に、復興の妨げとなっていた混合物処理について、高度選別処理で得られる選別品としての分別土の処理・有効活用を目指し、短期・長期の力学挙動、環境影響を把握する（サブテーマ(2)）。
- 3) 災害廃棄物の発生量、処理計画の作成、復興資材の利活用等を統合的に管理するシステムの要求性能を明らかにして、災害廃棄物等の処理や利活用を促進するための考え方を提案する（サブテーマ(3)）。

2. 災害廃棄物処理・管理システムの概要(サブテーマ3)

災害廃棄物管理システムのイメージは、大規模災害の発生に備えて自治体職員が災害廃棄物処理管理に必要な情報をクラウドサービスにて集計・分析に加え、共有・可視化を目指すというものである。図1に本管理システムの概要を、各サブテーマとの連携も含め示す。提案する管理システムは、図1で示す通り、平時・発災前の日常業務、災害廃棄物処理計画の作成だけでなく、発災後の災害廃棄物等の処理・利活用も対象にして、発災直後の情報をもとにした災害廃棄物実行計画の作成、その後の進捗管理と実行計画の更新の効率的な実施を支援するものである。たとえば、発災前には、自治体が管理する処理施設の情報や廃棄物発生量のシミュレーション結果から廃棄物処理計画を立てる。発災後は、発生した災害の被害データを収集し、処理計画や実行計画の作成・更新や廃棄物の再利用に係る情報の蓄積が可能となる。

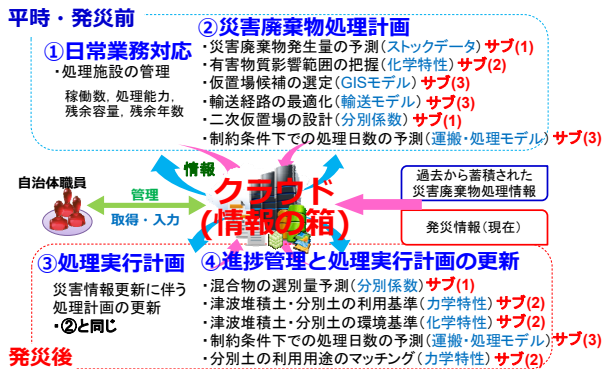


図1 災害廃棄物等処理事業管理システムの概要

図2は、平時・発災前における日常業務・災害廃棄物処理計画の作成のシステム入出力データのイメージである。システム利用者である自治体職員は、自分の自治体対象地域を選定する(①対象地域設定)。それが入力データとなり、出力データとして、地域特性、すなわち焼却施設など処理施設の情報、PRTR情報、また3.1節で説明するストックデータ(対象地域のGIS上に蓄積された建築物1棟ごとの建築資材データ)などを得る。これらの情報は、日常業務として管理・更新される。

発災前の処理計画の作成については以下のデータのやり取りが行われる。職員は、対象とする災害の種類、規模を入力する(②災害外力設定)。そのデータは、先の地域特性の情報を得て、出力データとして対象地域の被害予測結果を得る。その結果は、本研究成果であるサブテーマ(1)のストックデータを用いた廃棄物発生量予測(3.1節)とサブテーマ(2)の有害物質汚染範囲予測(4.2節)により、出力データとして、廃棄物発生予測、すなわち災害廃棄物発生量、発生分布、汚染物質の漏洩範囲などを得る。被災状況をGIS上に入力することにより、出力データとして、

通行可能道路や場所、さらに一次・二次仮置場の利用可能空間を得る。職員は、③処理計画設定条件として、処理期間、輸送能力、一次・二次仮置場処理能力などを入力することで、サブテーマ(1)の分別係数データ(3.2節)、サブテーマ(2)の処理機械と必要面積、サブテーマ(3)での災害廃棄物収集運搬モデル²⁾を用いることにより、発災前の処理計画の作成が出力データとして得られる。

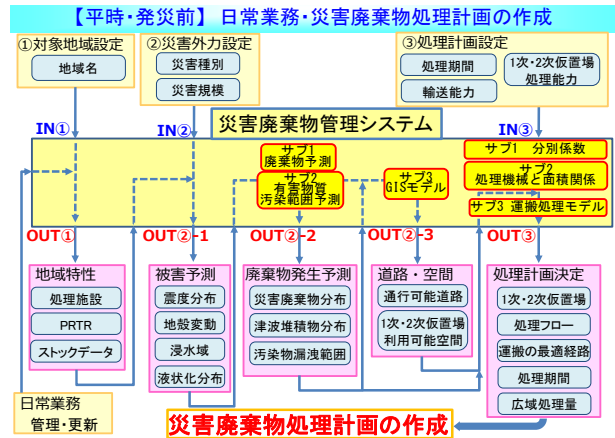


図2 システム入出力データのイメージ(平時・発災前)

図3は、発災直後の処理実行計画作成のシステムである。平時・発災前の処理計画作成の流れはほぼ同じであるが、不確実であった災害外力、すなわち災害の種類と規模が明確になり、被害予測ではなく被害情報を得ることになる。この情報はDiMAPS²⁾など様々な機関が提供している情報を利用する。その後の入出力データは更新されたデータに基づき、処理実行計画の作成が出力データとして得られる。

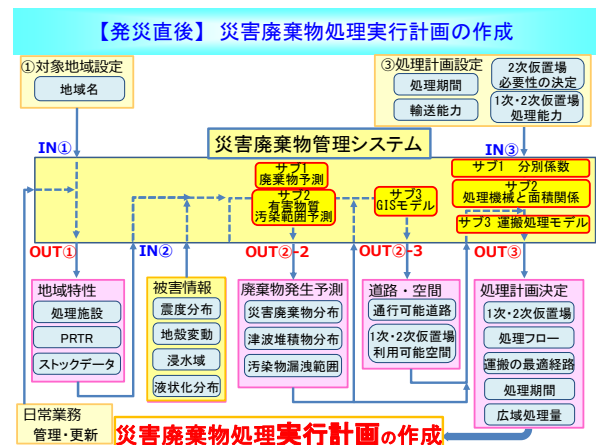


図3 システム入出力データのイメージ(発災直後)

図4は、発災後の二次仮置場整備後の進捗管理と処理実行計画作成の更新のシステムである。各搬入地点(被災地・一次仮置場・二次仮置場・一時保管ヤード・中間処理施設等)において、搬入トラックに対し、日時や質量に紐づけられた様々なデータを蓄積し、データベース化させる。復旧が進み一次仮置場での災害廃棄物発生量は計測による予測に変わる。また二次仮置場に運ばれた廃棄物のう

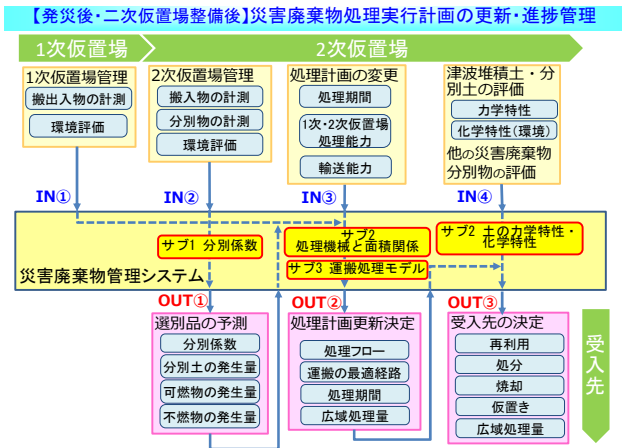


図4 システム入力データイメージ(震災直後)

ち、高度選別処理が施された廃棄物については、高度分別処理前後の各組成の質量割合を関係づける「分別係数」を算出し、可燃物、不燃物、分別土の発生量を予測し、必要に応じて処理計画の変更を行う(3.2節)。本研究で注目している津波堆積土、分別土については、サブテーマ(2)の成果である津波堆積土・分別土の処理・利用のための物性・力学特性、化学特性の把握と品質保証(4章)により、利活用のための品質評価と改良による品質向上等を行い、復興資材として利用するためのマッチング情報を提供する。

3. 災害廃棄物の種類・発生量の予測方法(サブテーマ1)

3.1 地域特性を考慮した積み上げ方式の災害廃棄物発生量予測

本研究では、災害廃棄物処理事業の入口側の課題である災害廃棄物の量と質を、地域特性を考慮したうえで空間的に把握する方法を提案した。災害廃棄物発生量の推計には、建築基準法などから設定される資材投入量より資材種類別に整備されているストックデータを使用した。推計手法は、原単位を設定せず被災地域が保有するストックデータから廃棄物となる量を積み上げていく「積み上げ方式」とした。四日市市をモデルとした災害廃棄物発生量の推計結果を図5に示す。災害廃棄物発生量を積み上げ方式と内閣府方式と比較すると、市全体では非木材が内閣府方式の方が多く推計されたが、一部では傾向が逆転している。この理由の一つは、本研究では下部部材が災害廃棄物として発生するかどうかは、災害の規模や復興の際に基礎を撤去するかどうかなど未確定な要素が多いため、下部部材を推計の対象から除外した点が挙げられる。理由の二つ目は、内閣府方式は原単位を全国一律に設定しているが、積み上げ方式は地域による特性の違いが反映されている点が挙げられる。すなわち、ストックデータを活用することで、地域特性を考慮した災害廃棄物量と質の推計が可能であることを明らかにした。

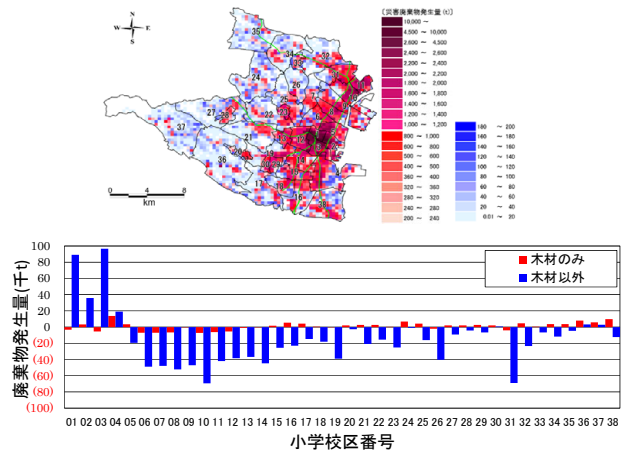


図5 災害廃棄物発生量の推計結果

3.2 分別係数という新たな概念による合理的な土砂混合廃棄物の処理

本研究において、東日本大震災の災害廃棄物処理において情報通信技術により取得された大容量実績データ(238万点)を分析・考察した。図6は岩手県山田地区での、混合物に関する二次仮置場の処理フローにおける高度選別処理前後の廃棄物の質量の経時変化である。二次仮置場への搬入量(高度選別処理前)と搬出量(高度選別処理後)が月ごとに概ね一致しており、取得データの有用性が示された。また、搬入出の廃棄物の種類・量から、4つの期間に分けることができる。この混合物処理に関する実測データは、ここでは詳細は示さないが、災害廃棄物処理の実態と整合が取れていた。

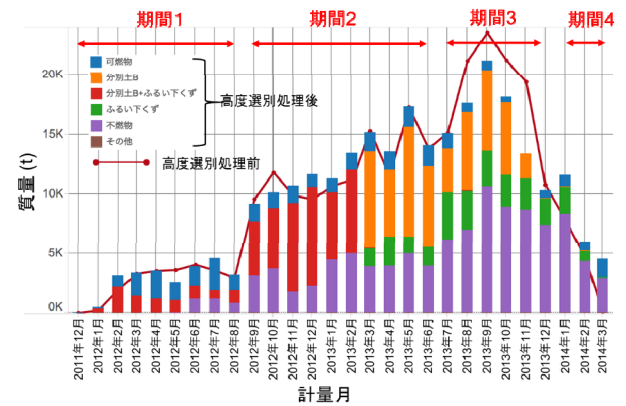


図6 山田地区・二次仮置場からの搬出質量

以上のデータに基づいて、高度選別処理前後における土砂混合物(処理前)と選別品(処理後)に注目し、その関係性と時間依存性ならびに影響因子等を解析し、「分別係数」という新しい概念を導入することで与条件下での合理的な処理を構築する上での考え方を提示した。土砂混合物(処理前)は、「混合物大(40mmオーバー)」と「混合物小(40mmアンダー)」で、選別品(処理後)は、「可燃物」、「分別土B」、「ふるい下くず」、「不燃物」である。これら

の質量関係を表す係数として、図7のように「分別係数 x_i , y_i ($i=1,2,3,4$)」を定義する。「 x_i , y_i 」は、それぞれ混合物大、混合物小に含まれる各選別品の割合を示しており、「 i 」には図7に示す選別品の番号が入る。

表1は期間ごとの平均分別係数を示す。期間ごとの平均分別係数を用いた算出値と実績データとを比較したところ、期間2において精度の高い一致が見られた。そのため、期間2のような搬入量が安定した時期においては、リアルタイムの処理データから平均分別係数を算出し、受け入れ状況に応じて処理設計することで、処理の合理化を行うことができると考えられる。

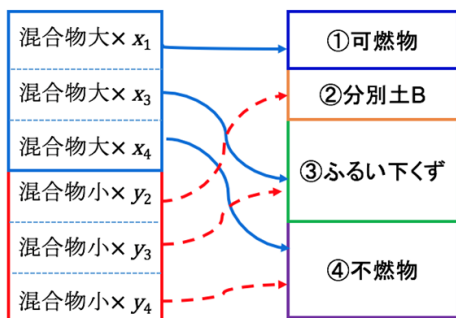


図7 高度選別処理前後の混合物と選別品の構成関係

表1 期間別の平均分別係数

	x_1 (混合物大と可燃物)	x_3 (混合物大とふるい下くず)	x_4 (混合物大と不燃物)	y_2 (混合物小と分別土B)	y_3 (混合物小とふるい下くず)	y_4 (混合物小と不燃物)
期間1	0.53	0.32	0.16	0.67	0.00	0.33
期間2	0.43	0.15	0.42	0.64	0.10	0.26
期間3	0.87	0.13	0.00	0.27	0.19	0.54
期間4	1.00	0.00	0.00	0.00	0.25	0.75

4. 災害廃棄物から発生する分別土の利活用促進 (サブテーマ2)

4.1 模擬津波堆積物の作製方法

本研究では対象地域の四日市港内にて採取された河口堆積物2種類を試料として用いている。後述するように堆積物2種類とは、粗粒分が卓越した粒度と細粒分が卓越した粒度を持つ試料で、前者を砂、後者を粘土と呼ぶ。砂は4.75mmふるいで粒径を調整し、一方、粘土は水と攪拌機を用いて混合し、異物を取り除くため425 μ mふるいを通過させ、自然含水比まで乾燥させたあと、4.75mmふるいで粒径を調整した。津波堆積物は砂と粘土が混合していることが想定されるため、想定範囲を網羅できるように5種類の混合率で調整した。混合率は化学特性の把握時については、砂と粘土の乾燥重量比3:0, 2:1, 1:1, 1:2, 0:3で混合し、力学特性の把握時については、100:0, 75:25, 50:50, 25:75, 0:100で混合した。

図8に粒径加積曲線を示す。Sは砂の混合率、Cは粘土の混合率を示し、例えばS75C25は砂:粘土が75:25である。5種類の混合土砂は東日本大震災における津波堆積物の粒径の範囲を内包しており、津波堆積物の主体となる土

砂としてみなすことができる。

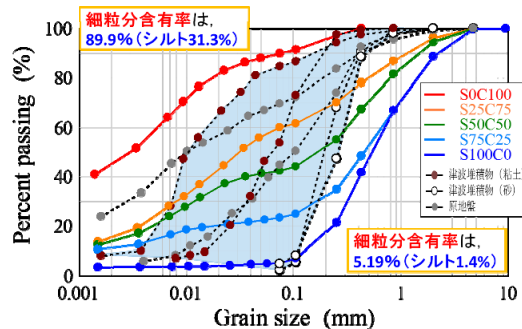
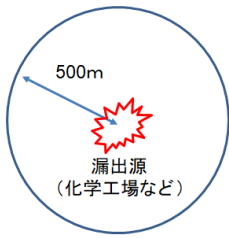


図8 模擬津波堆積物の粒径加積曲線(文献3に加筆)

4.2 模擬津波堆積物の化学物質溶出量の把握

模擬津波堆積土に対し、有害物質（ここでは重金属類）の比率を変えて混合し、①重金属類吸着等温線から重金属類吸着特性を評価し、②重金属類吸着等温線から土壤環境基準値を超過する際の重金属類吸着量（以下、超過吸着量）を推定した。また③推定した重金属類超過吸着量からどれくらい重金属類が漏出源から漏出した場合に、土壤環境基準値を超過する津波堆積土が発生するか見積もった。本研究では重金属類、鉛、ヒ素、フッ素、ホウ素、ニッケルを対象とした。重金属類は、多くの汚染事例が報告されており、また自然由来による汚染事例も多いからである。

試験より得られた超過吸着量を基に、土壤環境基準値を超過する津波堆積土が発生する、すなわち漏出源からの重金属類の許容漏出量を試算した。試算方法の概要を図9に示す。推定シナリオは、ある一地点から重金属類が一定の範囲を均等に漏出し、均等に堆積物に吸着すると仮定した。実際の漏出条件は、本シナリオとは異なると想定される。しかし、環境安全性を評価すべき津波堆積物の範囲を発災前にスクリーニングするという視点では安全側に位置付けられる。また、推定条件として、漏出範囲は、東日本大震災時の文献値を参考に、最大到達距離の500mとした。津波堆積土高を0.04m、堆積物密度を1.46 t/m³とした。試算した結果を表2に示す。鉛の許容漏出量は、海:河=3:0では5.02 t、海:河=0:3では0.04 tと見積もられ、両者で大きな差が生じた。このことから津波堆積物の性状、および土砂性質により、許容鉛漏出量に大きな差が生じることが示唆された。また、河口堆積物が津波堆積土となって生じた場合には、比較的低濃度の鉛の漏出でも土壤環境基準値を超過する可能性が示唆された。海:河=2:1, 1:1, 1:2の混合比率の津波堆積土は、それぞれ0.87, 0.55, 0.56 tと比較的に差がないと考えられた。ヒ素の許容漏出量も海底堆積物の混合比が高いほど多かったが、その量は他元素と比較すると非常に小さかった(2.93~35.2 kg)。以上のことから、地域ごとで発生する津波堆積物の粒径等の性状や対象となる重金属類の種類を考慮していきながら、津波堆積土、分別土の環境安全性を評価する必要がある。



推定シナリオ
 ・ある一地点からの有害金属が漏出
 ・ある一定の範囲を均等に漏出、堆積物に吸着（スクリーニングでは安全側）

推定条件
 ・漏出範囲：500 m（高井ら2013）
 ・四日市市の津波堆積物高：0.04 m
 ・1m当たりの津波堆積物量：1.46 t

許容漏出量(kg/工場)=
 津波被害面積(m²)×津波堆積物高(0.04m)×1.46(t/m²)×最大の吸着量(kg/t)

図9 重金属類の許容漏出量の試算概要

表2 漏出源からの重金属類の許容漏出量

海底:河口	最大保有量				
	As	F	B	Pb	Ni
	(kg)		(t)		
3:0	35.2	1.41	20.5	5.02	17.4
2:1	15.8	1.18	12.6	0.87	7.34
1:1	12.7	0.95	11.3	0.55	2.53
1:2	4.40	0.87	8.67	0.56	2.16
0:3	2.93	0.17	0.46	0.04	0.14

なお、木片やコンクリート片などの夾雑物が混入すると、化学物質の吸着特性が変化する。夾雑物によって土壤環境基準値を超過する分別土が発生した場合を想定し、本研究では、不溶化を取り上げる。土壤環境基準値を超過する夾雑物の模擬分別土に対して、不溶化材（CaO、MgO、セメント系固化材）を重量比で5%添加混合した試料に対する重金属類の溶出性を評価し、不溶化による溶出量低減への有効性を検証した。図10は不溶化材を添加した模擬分別土における重金属類の溶出量を示す。コンクリート片混入におけるヒ素、木片混入における鉛、ニッケルの溶出量は、不溶化資材未添加では土壤環境基準値（ニッケルにおいては水道管理目標設定値）を上回ったが、資材を10wt%添加混合することでいずれの資材においても土壤環境基準値あるいは水道管理目標設定値を下回った。これらの結果は、夾雑物が混入し、重金属類の溶出量が増加した分別土においても不溶化資材を添加することで、重金属類の溶出を抑制できることを示す。

4.3 津波堆積物を土構造物の材料として扱える許容木片混入量の把握

木片が混入した分別土は、木片腐朽により強度が将来どのように変化するかが不明で、有効利用の足かせとなっていた。そこで木片が完全に腐朽した状態として、分別土に空隙ができると仮定し、水に溶けて空隙を作る肥料を用いた実験を行い、木片腐朽が強度特性に及ぼす影響を調べた。

4.1節で示した模擬津波堆積土に対し、肥料混入率を変化させ、最適含水比に調整して、締め固め度95%となるように締め固めて供試体を作製し、一軸圧縮試験を実施した。図11は、木片混入率に対する一軸圧縮強度の関係を示す。横軸の木片混入率は、木片と肥料の密度から体積比を算出

し、設定木片混入率に対応する肥料を混入している。図11より肥料混入率が高くなるほど、強度が低下していることがわかる。その傾向は津波堆積土の粒度の影響も受ける。特にS25C75については混入率0%において最も強度が大きかったが、強度の低下度合いが最も大きくなった。

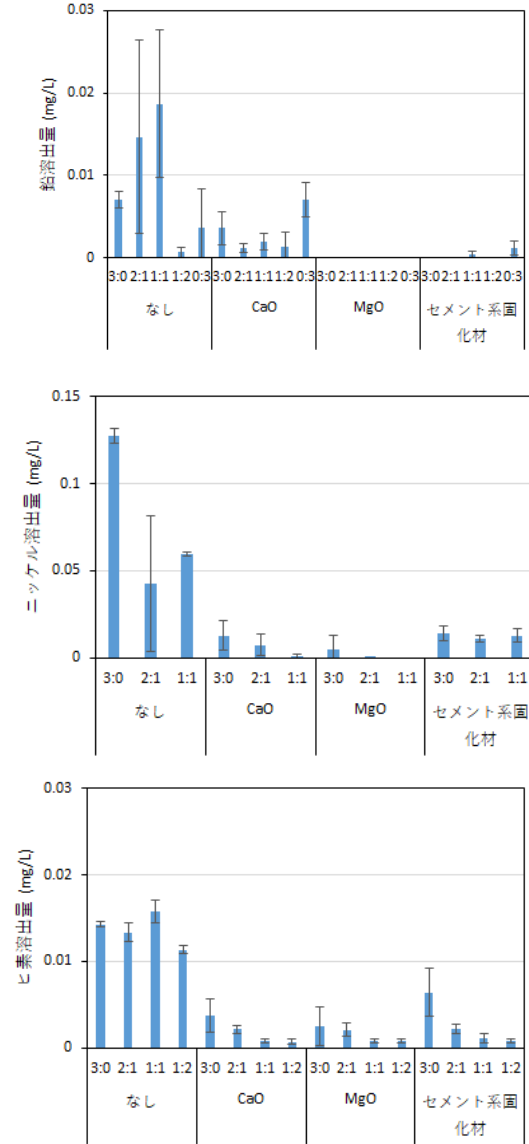


図10 木片混入による鉛、ニッケル、コンクリート片混入によるヒ素の不溶化材添加による溶出量

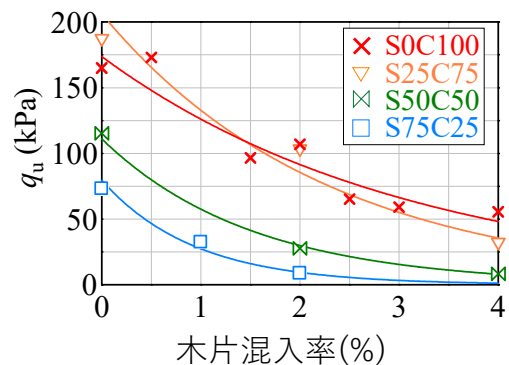


図11 木片混入率と一軸圧縮強度の関係

分別土の地盤材料として利用できる強度の基準を一軸圧縮強度 50kPa 以上として、木片の許容混入率を求めた。この値は、建設汚泥処理土利用技術基準において地盤材料として利用できる最低の値に対応する。表 3 は、模擬分別土の粒度に対する木片の許容混入率を示している。粘土分が多いほど、許容木片混入率が多いことがわかる。なお、ここでの結果は、四日市港湾からの浚渫土砂であり、災害場所に応じて、土砂の物性は異なることから、全ての津波堆積土に対応するものではない。許容木片混入率の算定の 1 つの方法を提案している。

表 3 木片許容混入率

S75C25	S50C50	S25C75	S0C100
0.5%	1.5%	3.5%	4.0%

次に、肥料を用いて求めた許容木片混入量が妥当であるか調べるため、許容木片混入率の木片を混ぜた供試体をファンガスセラーに埋めて木片の腐朽を促進させた後、一軸圧縮試験を行った。ファンガスセラーとは、木片腐朽菌が繁殖しやすい恒温多湿な部屋に設置された腐葉土槽で、木片腐朽促進実験で利用される。本研究では、締固め度 95% に締固めた供試体をファンガスセラーに 1 年間放置した。

図 12 は、ファンガスセラーに 1 年放置した木片混入供試体と放置 0 日の木片混入供試体の一軸圧縮強度の関係を示す。○印は 1 年放置したケース、□印は放置 0 日のケースをそれぞれ示している。S75C25 を除き、腐朽により強度低下を引き起こしていることがわかる。しかし、許容木片混入率を求める際使った一軸圧縮強度 50kPa をいずれのケースも超えている。図 13 は、試験後、供試体から木片を取り出し、顕微鏡により撮影した木片断面の拡大観察画像であり、木片の腐朽が進行していることが確認された。

図 14 に許容木片混入率を超えた木片混入供試体に対するセメント混入の効果を示した三軸圧縮試験結果を示す。木片が多く混入したとしても、セメントを混入させることにより、木片が腐朽する前の状態よりも強度が大きくなることわかった。また、セメント添加量が増えると強度が大きくなる。供試体がアルカリ性になることにより、腐朽が抑制されていることや、セメントの固化作用により強度が増加したことが考えられる。

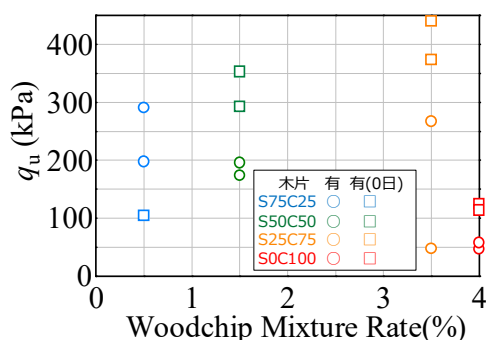


図 12 木片腐朽の有無による一軸圧縮強度の変化

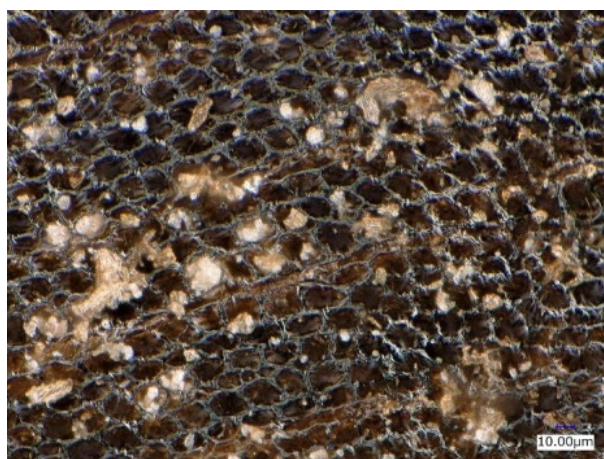


図 13 木片の拡大写真(S50C50)

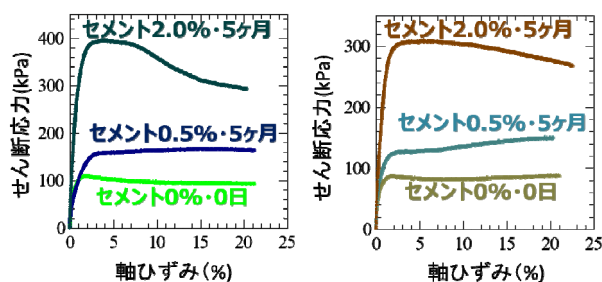


図 14 セメント添加の効果の検証

4.4 分別土の処理・利活用のための品質評価手法・処理フローの提案

有害物質の含有を考慮した木片混入分別土の処理・利活用のため、品質評価と処理フローを、東日本大震災における岩手県復興資材処理マニュアル⁴⁾を参考に作成した。品質評価に対する評価基準として、環境・木片混入分別土の利用・強度に関する基準の 3 つとした。

津波堆積土・分別土の処理・利活用の処理フローを図 15 に示す。紙面の都合上、簡易版となっている。4.2 節と 4.3 節との関係を示している。処理フローは一時集積所から受入先（最終処分と利活用先）までとなっている。

一時集積所において、有害物質を有する津波堆積土と有害物質を有しない津波堆積土に分けている。これは、4.2 節の成果で、有害物質となり得る物質を持つ工場から有害物質が一定の範囲を均等に漏出し、均等に津波堆積物に吸着すると仮定し、土壤環境基準値を超過する津波堆積土が発生する範囲を、発災前にスクリーニングすることで得られる。被害を受けた場合に有害物質が漏出する恐れのある工場の位置を、GIS 上で把握しておくことで、一時集積所を分類することが可能となる。

それぞれの集積所からの一次仮置場に運搬された津波堆積土は、評価基準(1)により環境に関する評価がなされる。有害物質を含む堆積土については、第一種～三種特定有害物質の溶出量・含有量基準および対象化学物質、含まない

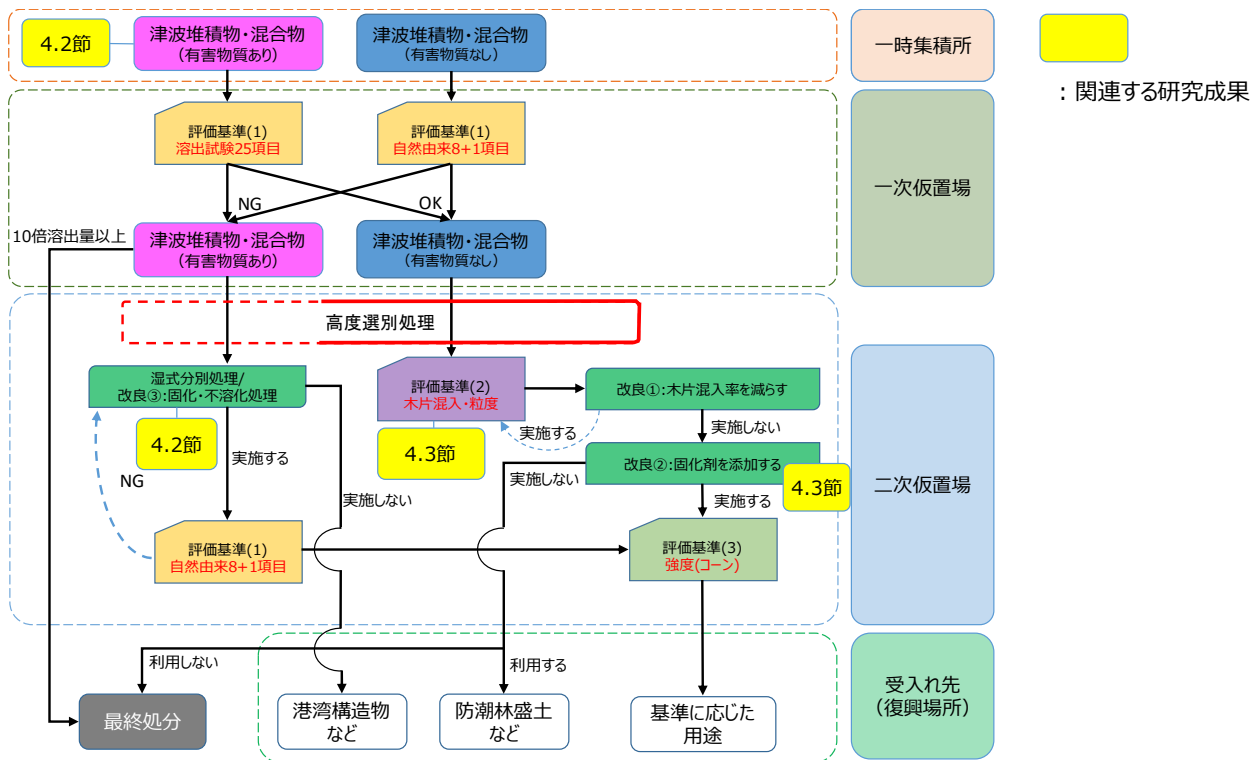


図 15 品質評価を備えた津波堆積土・分別土の処理・利用までの処理フロー

堆積土であっても、自然由来の物質が入っている恐れがあるため、自然由来 8 項目（重金属類）についての評価を行う。図には示していないが、評価基準(1)を満足した津波堆積物は、仮設道路などの緊急復旧の利用が求められる場合は、フレキシブルコンテナバックに詰めて利用する。あくまで「仮」復旧資材であり、本復旧の際に用いる場合は、改めて二次仮置場へのフローへと進むことになる。一方、利用の緊急性を有しない場合は、一次仮置場で保管される。また混合物については、評価基準(1)を満足する場合でも、一次仮置場で保管される。

二次仮置場において、評価基準(1)を満足しない場合は、津波堆積物も土砂混合物も、港湾施設への利用の可能性を考慮し、土壤汚染対策基本法の 10 倍の溶出量か否かで判定を行う。10 倍溶出量以上である場合は、最終処分を行う。10 倍溶出量以下である場合は、そのまま港湾施設の資材として利用を検討する。港湾施設以外の用途へと広げるためには、湿式分別処理を行うか、高度選別処理を施したあとに改良して品質を高める。改良方法については、固化不溶化処理を行う（図中の改良③、4.2 節）。固化不溶化した後は、評価基準(1)で品質評価を行ったあと、評価基準(3)のコーン試験を実施し、発生土利用基準に基づいた強度に関する評価を行う。発生土基準は、第 1 種から第 4 種まで分類され、土構造物などの適用用途標準が示されており、復興資材としての分別土と用途のマッチングを行うことができる。

一時集積所から一次仮置場で保管された有害物質を保有していないと判断された津波堆積物と混合物は、二次仮置場に運搬され、高度分別処理が行われる。そこで木片の

少ない分別土 A とそれ以外（分別土 B、ふるい下くず）とに分ける。分別土 A は、評価基準(3)のコーン試験により、上記と同様に分類する。必要に応じて、粒度調整・含水比調整、固化材添加などの改良を施し、用途を広げることも可能である。

分別土 B とふるい下くずについては、混入している木片の混入率が、4.3 節で得られた許容木片率より多いか少ないかを判定する。許容木片率より少ない場合は、分別土 A と同様に扱う。多い場合は、再度分別を行うか、良質土を加え木片混入率を下げるか（図中の改良①）、4.3 節で効果的であると示されたセメント改良を行う（図中の改良②）。その後、評価基準(3)のコーン試験により、上記と同様に分類する。木片が多いまま利用する際には、腐朽の影響が問題とならないような構造物に利用するか、最終処分を行う。

分別土 B とふるい下くずの木片混入率と許容木片率の算定は、以下の通りである。土に応じて混入木片率と強熱減量には直線関係があることが確認されている⁹⁾ので、発災前に、発生すると予測される津波堆積物の粒度を複数設定し、木片混入率と強熱減量の関係を調べておく。発災後、搬出した分別土 B とふるい下くずに対し粒度を測ることにより、許容木片率を算定する。さらに強熱減量を計測することにより木片混入率を算定し、先に算定した許容木片率と比較する。

以上より模擬津波堆積物を作製し、あらかじめ許容木片混入量や粒度、化学物質の溶出特性などを把握しておくことで、実際に災害が起きた際に、簡単な試験を実施するだけで、利用可能か否か、利用する場合はどのような構造物

に利用できるか判別することができるため、スムーズに処理・マッチングが可能となる。

5. おわりに

最後に本研究が社会にどのような形で貢献できるのかと今後の展望をまとめる。

- 1) 日本全国の物質ストックデータは GIS 上に整理されており、対象自治体のハザードデータとストックデータを GIS 上で重ね合わせ、建物の被害率曲線を用いれば、地域特性に応じた災害廃棄物発生量と種類の分布を、全国どの地域でも様々な災害に対し算出することができる。そのため、地域特性に応じた災害廃棄物処理計画作成の一助となる。この方法は、災害直後の被害情報を得ることにより、発災後の発生量予測も可能である。
- 2) 提案するシステムによって、処理過程における分別係数を時系列で算出でき、分別土の発生予測が可能となり利活用が促進される。また、例えば当初計画よりも分別土の発生量が大きかった場合には、一時保管ヤードが必要になるなど、自区内の仮置き場所計画の必要性の有無を、早期に判断でき、処理時間の短縮・延長のための処理設備の更新計画にも寄与する。
- 3) 発災前に、許容値を越える有害物質を含む津波堆積土のスクリーニングできる可能性があり、発災後の経費、時間、労力などの軽減に繋げられる。許容混入率以下となるように混合廃棄物を高度分別処理することで、環境安全性を担保した分別土を生産できると期待される。そして土壌環境基準値を超過する分別土が発生しても、比較的容易に行える対策である不溶化を行うことで、利活用できる可能性がある。発災前後に簡易実験を行うことにより、強度に関する

る木片混入分別土の許容混入率が得られ、また、許容値以上であっても、セメントによる改良効果が示され、分別土の利活用促進に貢献できる。

最後に、東北太平洋沖地震後も日本列島に数多くの災害が起り、それにともない多くの災害廃棄物が発生している。ここで紹介した考え方をもとに、本システムが実現化することにより、災害種類・外力によらず、災害廃棄物が迅速に効率的に処理・活用できるよう今後も研究を遂行していく。

謝辞

本研究は（独）環境再生保全機構の環境研究総合推進費（課題番号：3K163011）の補助を受けて実施した。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 内閣府，南海トラフ巨大地震の被害想定（第二次報告）のポイント～施設等の被害及び経済的な被害～，http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/taisaku_wg/pdf/20130318_kisha.pdf, 2013.
- 2) 国土交通省 HP 総合災害情報システム (DiMAPS) <http://www.mlit.go.jp/saigai/dimaps/>
- 3) 坂口直也，田内裕人，江種伸之，大塚義一，災害廃棄物の適切な処理計画策定支援を目的とした収集運搬・処理連動モデルの開発，土木学会論文集 G (環境)，74 巻，5 号，pp. I_195-I_202, 2018
- 4) 高井敦史他，東日本大震災における津波堆積物の分布特性と物理化学特性，地盤工学ジャーナル，vol.8，No.3，pp.391-402, 2013.
- 5) 岩手県：復興資材活用マニュアル（改訂版），2013
- 6) 勝見武：廃棄物混じり土砂の特性化と，混入可燃物の Deterioration の影響、科学研究費報告書，2014

濃尾平野北西部における農業用水としてのマンボの役割と現状
(Role and present status of MAMBO as agricultural water
at northwestern region of Nobi plain)

山田富久¹・中根洋治²・奥田昌男³・可児幸彦⁴

1 無所属・yamada.tomihisa@softbank.ne.jp

2 豊田中日文化センター講師

3 奥田建設

4 エイトン

概 要

新田開発のためには用水確保が必須である。岐阜県関ヶ原町の野上（のがみ）地区では、1880年代頃、東海道本線開通を機に山林を開墾し新田開発を行った。当初は畑地である。後に河川・溜池・井戸・湧水を利用して用水を確保し水田とした。河川などからの取水が困難かまたは水量不足であり、かつ透水性が大きい土地柄では、マンボを掘って用水とした。大規模な農業用水が整備されてからは、マンボの役割が減少し大半が失われた。しかし1909～1915年に掘られた長距離のマンボは、地下水の集水だけでなく、川から引いた水の通水機能を併せ持ち、今も使われ続けている。マンボのそうした現状を明らかにし、新田開発における農業用水としてのマンボの位置づけを考察した。

キーワード：マンボ，地下水，台地，農業用水，新田開発

1. はじめに

東海3県には「マンボ」と呼ばれる地下水路がある。マンボとは、地下数mの位置に横穴を掘り、地下水を集めて流す農業用・生活用の用水路である(図1)。河川・溜池・井戸・湧水からの取水が困難かまたは水量不足であり、かつ透水性が大きい地域で、マンボが掘られた。

台地上にあり西濃用水が来ていない地域では、現在でもマンボが自然流下で利用されている。

2. マンボ調査

2.1 マンボの定義

マンボとは、(用途は)農業用水や生活用水を確保するため、(水源は)地下水または水田からの浸透水とし、(形態的には)素掘りであり、かつ掘削作業や維持補修のための堅穴(たてあな)がある、地下水路システムである(図1)。現地では、堅穴を「息穴」「息ぬき」、浸透水を「お垂れ」とも呼ぶ。なお地下水を集水していれば、河川などからの取水が混入する場合も、マンボに含むものとする。

2.2 対象地域

岐阜県南西部の垂井町と関ヶ原町を対象とする。当該地

域は、北は伊吹山地、南は南宮山地に挟まれた西高東低の傾斜地である。相川は、関ヶ原町では西から東へ流れる。垂井町北部では、岩手川などが南へ向かって流れ相川へ合流する。相川は垂井駅辺りから南流する。(図2～6)。

町境にある関ヶ原町野上地区は、東海道本線の垂井駅・関ヶ原駅のほぼ中間地点に位置する。段丘や崖が随所に見られ、高低差に富む地形である。ここを重点的に調査した。(図4)。

2.3 調査方法

本稿は、農業用水としてのマンボが掘られた経緯と現状について、主として地元民からの聞き取りを参考にしながら踏査した報告である。

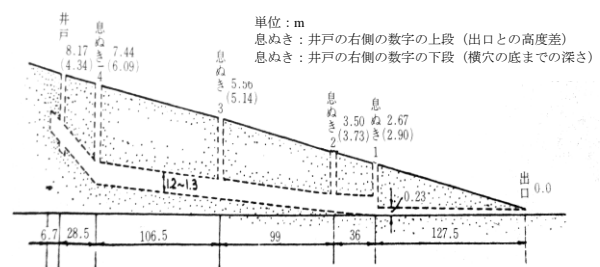


図1 マンボの構造¹⁾(垂井町新井地区の戸野田マンボ)
(井戸はマンボの後に掘られた)

3. 調査結果 ²⁾

3.1 関ヶ原町東部（野上）（図4）

1) 表1のA

東海道本線北側の傾斜地にある。野上地区字北整理（以後、北整理）の水田10haへ配水している（写真1）。水は東へ流れる。西濃用水は垂井町まで通水しているが、関ヶ原町には来ていない。5カ所の竪穴は、掘削当初の石積みが残りに、地表から3~4m下に方形の横穴と水の流れが見られる（写真2）。企業内にある竪穴一つは未確認である。

2) 表1のB

5章2)で後述する。

3) 表1のC

国道21号（以後、R21）バイパス（以後、BP）の信号、新日守と野上北の中間地点の林の中の崖下にある。相川右岸に近い。素掘りの横穴の吐口が見られる。横穴は中で2方向に分かれるが、危険なため中に入れない。横穴は崖に向かってほぼ西向きに掘られている。少量だが水が出ている（写真3）。戦時中に米増産のため個人が掘ったが、今は水田耕作を放棄して荒地と化している。

4) 表1のD

R21の南側、平木川の東にある。マンボは断層崖に沿



図2 対象地域（広域）（国土院地図（電子国土 Web）より）

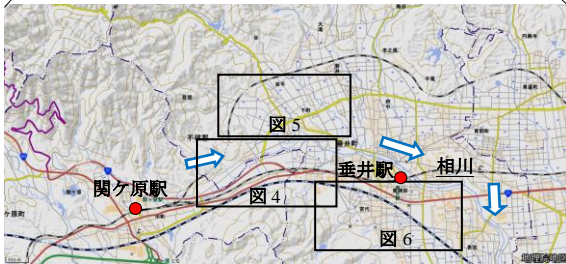


図3 対象地域（詳細）（●：東海道本線駅）（国土院地図に加筆）



図4 関ヶ原町東部・垂井町北部（部分）（国土院地図に加筆）

（●：竪穴，■：吐口・□：未確認・■：暗渠吐口，▲：取水口，○：井戸）



図5 垂井町北部（部分）（国土院地図に加筆）

ってほぼ東から西に掘られている（写真4）。時期は不明だが、KH氏の牛マンボ陥没による穴に落ちたことで、マンボが掘られていたことが判明した。地下水だけでなく、平木川・東新池の水が混入している。東方向だけでなく、南方向にも配水しているが、吐口は未確認である。

3.2 垂井町北部（岩手）

（以下、1）~3）は図4、4）~7）は図5を参照）

1) 表1のE

戸海溜池がいつ作られたかは不明だが、南側に崖があり湧水の貯水ではないかと思われる。相川の水が暗渠で引かれており、不帰川（かえらずがわ）からも取水している。『垂井町北部マンボの記録』³⁾には、戸海マンボの水を溜池に貯水している旨の記述がある。マンボの吐口は、池の中から目視したが確認できなかった。土砂崩れにより埋没した可能性がある（写真5）。

2) 表1のF

断層崖下部（北側）に吐口がある。どこに繋がるかは不明である。

3) 表1のG

茶畑が広がる急な緩斜地にあるアリノ戸池の南側の崖下にマンボの吐口があるはずだが、土砂崩れにより位置が確認できなかった（写真6）。



写真1 マンボA・吐口



写真2 マンボA・竪穴



写真3 マンボC・吐口



写真4 マンボD・竪穴

4) 表 1 の H

大石川右岸近くにある(写真 7)。1902 年に掘削し, 1906 年, 1908 年, 1930 年, 1948 年の 4 度の延長工事があり, 164m (91 間) あるとされる⁴⁾。堅穴(西)は, これを含めると長さが 260m になるので, 別のマンボグループかもしれない。

5) 表 1 の I

大石川右岸近くに吐口がある。元の吐口は, 現在火葬場のある場所の北東にあったが, 現在地に変更された(写真 8)。

6) 表 1 の J

数 m の崖下に吐口がある。他の吐口は失われた。

7) 表 1 の K

5 章 6) で後述する。



写真 5 マンボ F (左: 南側に崖, 下: 不帰川から取水)



写真 6 マンボ G (傾斜地。上: 南側に崖)



写真 7 マンボ H・堅穴(東)



写真 8 マンボ I・吐口

3.3 垂井町南部(垂井・宮代(みやしろ)) (図 6)

1) 表 1 の L

垂井駅南西 300m にある金蓮寺の南に位置する 4 軒の民家の庭先の地下 1.5~2.0m にあり, 野菜などの洗い場として使われているのが特徴である(写真 9)。水は西から東へ流れ末端で側溝に通じ, その先の水田に配水している。水源は, 西約 2 km の継ヶ谷との証言もあるが, 堅穴が失われたため地下水路が辿れず, 確認できなかった。

2) 表 1 の M

南宮大社の東北にある宮代小学校や垂井警察署付近にある。町道宮代 83 号線の西(南宮山)側で集水し, 町道の東側の水田に配水する(写真 10)。揖斐川から取水する西濃用水が 1984 年に開通して以後, 当地区のマンボの大半が失われたが, 今でも補助的に使われている。

3) 表 1 の N

垂井警察署の西マンボの工事に携わった, と本人から直接聞いている。の断層崖にある。宮代地区の字大持野(だいまちの)に配水している。

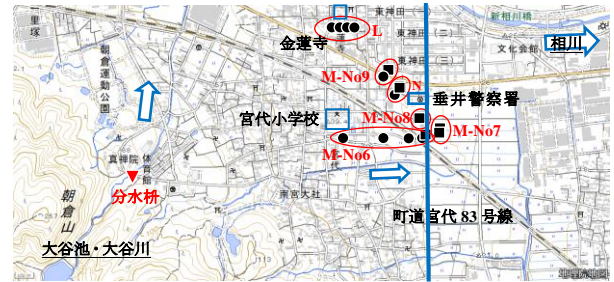


図 6 垂井町南部(国土地理院地図に加筆) (▼: 分水柵)



写真 9 マンボ L・洗い場



写真 10 マンボ M No7・吐口

3.4 調査結果一覧

マンボ調査結果を表 1 にまとめた。

表 1 マンボの概要

	所在 *1	水源	取水口	堅穴(個)	吐口	現存の長さ(m)	現況	備考	地形の特徴	
A	野上北1	マンボ	—	6	1	1,100 (取水口からは1900m)	北整理 10ha の水田に配水中	マンボ浚えが行われ, 保全されている	東海道本線北側の傾斜地	
		相川	あり	1						
		一之谷川	あり	—						
B	野上北2	—	—	4	(4)*2	不明	(吐口は集水用暗渠)		相川南の崖の上	
C	野上北3	—	—	0	1	不明	横穴の吐口が見られる	戦時中にコメ増産のため掘った		相川近くの崖の下
D	野上南	マンボ	—	2	2	600	・平木川の取水口は確認できず ・2つの吐口(武田機械・伊富岐神社参道)は未確認		断層崖近く	
		平木川	未確認	—						
		東新池	あり	—						
E	戸海溜池	マンボ	—	—	—	不明	・戸海溜池の水源は, 湧水・相川・不帰川である。溜池の南側にある崖下で, マンボの吐口(池の取水口)を確認できず ・溜池の西側に相川からの取水口, 東側に不帰川からの取水口			
		相川	あり	—						
		不帰川	あり	—						

表 1の続き

F	戸海	—	—	0	1	不明			約5mの崖下	
G	アリノ戸	—	—	—	—	不明	アリノ戸池の南側にあるはずのマンボの吐口(池の取水口)は、土砂崩れによる埋没のため確認できず		急な傾斜地	
H	小川原(こがら)	—	—	2	1	(260)	文献 ⁹⁾ と長さが不一致。堅穴(西)は別のマンボグループの可能性あり		大石川右岸近く	
I	ブタイ	—	—	—	1	不明			大石川右岸近く	
J	竹屋	—	—	—	1	不明	吐口が数個あったが、一つのみ残存		相川の河岸段丘数mの崖下	
K	乙井(おとゆう) ^{*3}	マンボ	—	5	1	350	取水口は岩出川左岸の字西大井(にしおおゆう)。字乙井に配水		扇状地	
		岩出川	あり	—						
L	金蓮寺	—	—	堅穴	0	1	160	堅穴は2018年12月に埋めたため現存しない	4軒が洗い場として使用中	断層崖近く
				洗い場	4					
M	宮代東	—	—	No5	—	—	不明	4水路が現存。マンボは補助的で、西濃用水が主	No5の水路は失われて痕跡もない	断層崖近く
				No6	4	1	400			
				No7	0	2	不明			
				No8	0	1	不明			
				No9	1	1	不明			
N	大持	—	—	1	1	不明	字大持野へ配水中		断層崖近く	

注1: 行政区分では、A~Dが関ヶ原町、E~Nが垂井町である 注2: マンボの吐口ではなく集水用暗渠の吐口であるため、()で示す
 注3: 岐阜県では、井(い)を「ゆ・ゆう」と発音する。「湯」の字をあてることがある⁵⁾。井とは、川や地下水から水を汲みとる場所を指す

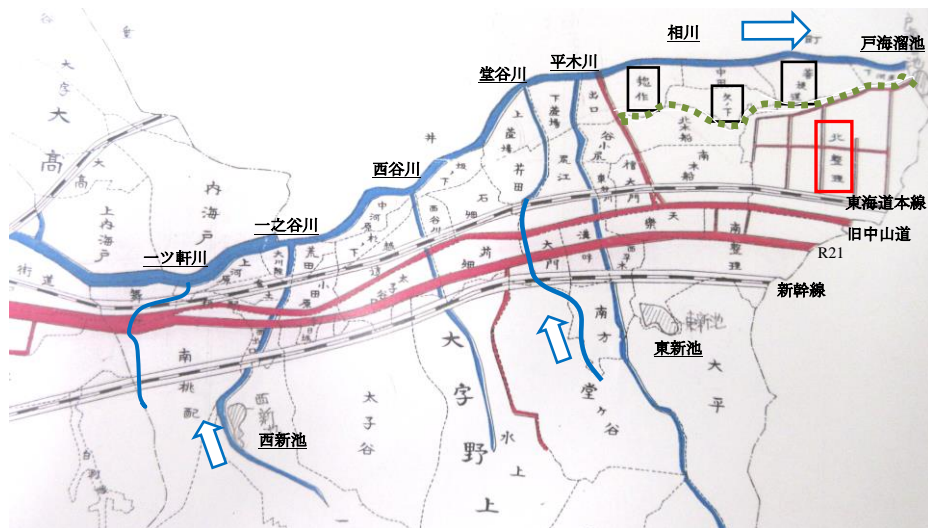


図 7 不破郡関ヶ原町の部分(土地宝典 略図⁶⁾に加筆
 (北整理: □, 3つの字: □, 崖:)
 (上から東海道本線・旧中山道・R21・新幹線が東西を走る)

4. マンボ掘削の経緯(関ヶ原町野上地区)

聞き取りおよび文献調査(地形図・碑文・町史など)の結果は以下の通りである。

4.1 掘削の時期と範囲

- 1) 関ヶ原町野上地区は、東海道本線が開通した1880年代頃に、山林を開墾し新田開発した。飲料水は、家毎に掘った井戸を利用した。関ヶ原・垂井・大垣間の開通が1884年、東海道本線全線開通は1889年である。
- 2) 北整理は、1887年⁷⁾地形図で山林(松・杉・雑樹)であり、1891年の地形図⁸⁾で桑畑である。1920年の地形図⁹⁾で水田となっている。『土地台帳』¹⁰⁾は、1922年に水田の地目で記録する。北整理の北に隣接する三つの字(菩提道・欠ノ下・惣作)は、1887年は畑であり

1891年に水田となる。『土地台帳』は、1898年に水田の地目で記録する。この3地域は、台地上の北整理とは高さ数mある崖で区切られた崖下であり、相川から取水ができる(図7)(写真11)。「カケ」という地名は、崖¹¹⁾または河岸段丘¹²⁾を表し、現地の地形と一致する。

- 3) 野上の東部にある若宮八幡神社参道脇の『野上整田碑』(1923年)(写真12)は、こう記す。「不破郡関原村野上區地勢高低不一…明治四十二年十二月得官許速起工大正四年七月竣工…穿暗渠一千有餘間引地下水以供灌溉之用而變畑為田得井然良田三十有町步…」¹³⁾
 溜池の貯水と暗渠の地下水で30町を水田化したとある。東新池の貯水で南整理の約10数haを、暗渠の地下水で北整理の約10haを水田化したと解釈できる。暗渠の長さ一千有餘間は、約1800mである。
- 4) 地元の複数の古老からの聞き取りでは、マンボは発掘

当時から、地下水だけでなく川からの取水もしていた。現在のマンボは、旧 JA ガソリンスタンド（以下、GS）付近を起点とし、R21・BPの吐口まで約1000mあり、北整理の水田に配水している。

当初は、相川の支流である一ツ軒（ひとつや）川から取水し、GSまで約800mの暗渠を掘った。取水口を水量の多い相川に変えたのは、圃場整備（1981～1988年）の時である。現在の相川取水口は R21・BPの大高（おだか）交差点南東にあり、一ツ軒川取水口まで約130mの距離である（図8、9）（写真13、14）。

現在は相川で取水後、地下水路のヒューム管を通り途中で開水路となって、GSまで東海道本線沿いに流れている。長さは、約1900mである。一之谷川からも取水しているが（写真15）、開始時期は特定できていない。一之谷川の水が不足するとき、西新池からの水を同川に流しているため、西新池を築造した1930年以降ではないかと推定される（図7～9）。

- 5) 1949年頃、一之谷川が相川に合流する近くの水田でマンボの陥没があった。水路が分断されたため、ポンプで水を汲みあげ、東海道本線沿いに流して既設に繋いだ。2005～2006年頃、GSの工事でマンボの痕跡である陶管が出てきた（図8、9）。この陶管ルートは、陥没以降は使われていない。
- 6) 1931年生まれ河合綱夫氏は、父が結婚した頃のマンボの工事に携わった、と本人から直接聞いている。

結婚という重要な出来事であり、間違いがないと思われる。年代的にみて1909～1915年に相当する。

- 7) 『関ヶ原町史』¹⁴⁾ はこう記す。「…マンボは…長いものでは1200メートル（野上地区）があるが…」「野上地区のマンボは、明治四十二年（1909）に起工し、大正四年（1915）に竣工した耕地整理事業の一環として掘られている。」
- 8) 野上ネットワークの解説板には、「（マンボは（著者注）明治末・大正時代に作られたと思われませんが、当時は一之谷川付近から掘られていました。」とある（写真16）。同団体は現存しないが、詳しく調べた結果だと思われる。

1)～8) を総合すると、マンボ掘削時期は1909～1915年であり、その範囲は一ツ軒川から現在の R21・BP の吐口まで約1800mである。地下水や浸透水の集水だけでは不足するため、川からの水の導水路と兼用する目的でマンボが掘られた。

なお川からの取水については、8)の解説板のように、当初は一之谷川であり、後に一ツ軒川まで延長したとも考えられる。しかし一之谷川だとすると、埋没した可能性もあるが同川からの取水口が見つからず、総延長が碑文の1800mより短い1400mとなる。

以上の点から、掘削当初、一ツ軒川から取水したと判断する（図8、9）。



図8 マンボAの取水口（写真）（国土地理院地図に加筆）
（取水口（▲）：左から 相川・一ツ軒川，他の位置（●）：左から 陥没・GS，マンボの旧水路：——が陶管ルート，……が推定ルート）



写真11 北整理の地形
（右上：台地が北整理，左下：三つの字）



図9 マンボAの取水口（地図）（国土地理院地図に加筆）



写真12 野上整田碑



写真 13 一軒川取水口



写真 14 相川取水口



写真 15 一之谷川取水口

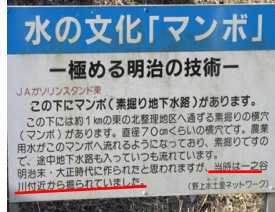


写真 16 解説板(下線加筆)

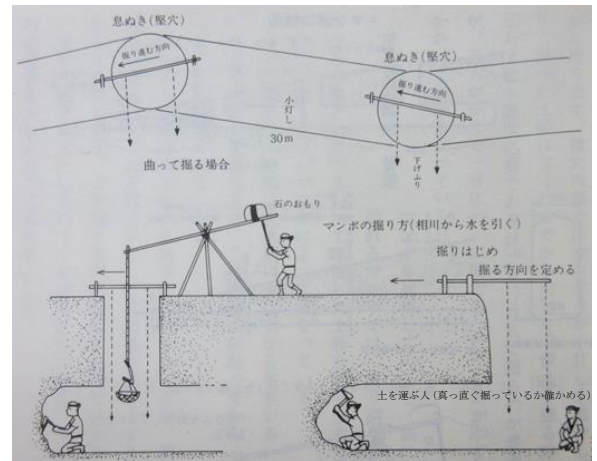


図 10 マンボの掘り方の部分¹⁴⁾

4.2 掘削の技術

- 1) 地元では、マンボの掘削は福井県から来た技師の指導を受け、地元民3～5人を一組として行ったと伝えられている。祖父から聞いたという人もいる。
- 2) 照明はカンテラを使用した。酸素消費量が少なく、煤が少ない菜種油を使った。
- 3) 横穴の掘削は、配水したい土地から始める。しゃがんだ状態で直線状に横穴を掘る。直線かどうかをカンテラの灯りで確認する。横穴を一定距離掘り進むと堅穴を掘り、さらに横穴を掘り進める。横穴を曲げる場合は、堅穴の位置で変更する。

『関ヶ原町史』¹⁵⁾には、「工事は出口から掘り始める。最初は地面を掘り割って土管を埋めたり、石を組んで水路を作る。」とあり、新谷¹⁶⁾は「横穴は出口側からばかり掘るのでなく、堅穴から先に掘って、そこから両側へ掘ることもよく行われた。」とする(図10)。

掘削の詳細は、経験者が亡くなり、多くの聞き取りでも地元民の証言を十分には得られない。文献の蓄積も少ない。

5. 踏査と聞き取りの結果

現地踏査と聞き取りから得られた知見は以下の通りである。

- 1) 北整理には吐口が4ヶ所、堅穴が4ヶ所残存しており、地元ではいずれもマンボと呼んでいる。
堅穴はマンボと思われるが、吐口が見つからない。このマンボの掘削時期は古く遡る可能性があるが、時期は不明である。
吐口は、堅穴が存在しない暗渠のものであり、今でも水が出ているものがある。これは横穴を掘ったマンボの吐口ではない。しかし貴重なものと判断し、2)に記録する。主として前掲の河合氏からの聞き取りによるものである(表1のB)(写真17)。

- 2) この暗渠は、水もちが悪く「ザル田」と呼ばれる透水性が大きい土質への対応策である。溝を掘って搗き固め、そこへ表土である上土(うわつち)を約10～20cm覆土して作られた。通常の暗渠は排水用だが、天水や表面水を集める目的である点が独自である。吐口が残る辺りにはかつて小さな池があったので、池の水を引いた暗渠の吐口である。
暗渠の施工時期は、長老が施工方法を確かに覚えているので、野上地区の圃場整備(1981～1989年)前である。なお、吐口のポリ塩化ビニールパイプや堅穴のコンクリート化は、圃場整備時に従来のものと置き換えられた。
- 3) 北整理では、マンボの管理は農事組合である。持ち回り当番制の「年行事」を中心にマンボの面倒を見ている。表1のAマンボは堅穴が6ヶ所あり、そのうちの一つを数年前にマンボ浚え(掃除)した。それ以降は、人手不足のため実施していない。
- 4) 垂井町岩手地区にあるはずの、マンボから2つの溜池への吐口は確認できなかった(表1のE, G)。同地区だけでなく垂井町では、西濃用水が通水したためマンボの用水としての役割が減少し、高齢化のためマンボの維持活動が困難になっている。さらに子供が堅穴に落ちないように、安全確保の点からもマンボの埋め立てや消失が急速に進行している。
- 5) 岩手地区の字戸海(表1のF)では、今でもポンプの井戸が見られる。現在使用中の井戸や、使用されなくなり放置されたものがある(図4)(写真18)。
- 6) 岩手地区の井堰の取水口は、扇状地を流れる岩手川左岸(字西大井)にある(写真19)。地下水路を通り、南350m先の上川原橋で開水路となる。字乙井の水田に配水している。堅穴は5ヶ所ある。取水口近くの堅穴の深さは地下約8mである(表1のK)。主として川水の通路として使われているが、素掘りの横穴には地下水も混入しており、マンボである。



写真 17 集水用暗渠の吐口
(マンボB付近)



写真 18 ポンプ井戸
(マンボE付近)



写真 19 マンボK・
岩手川取水口



写真 20 宮代の分水枡
(大谷川から取水)

7) 垂井町宮代地区で大谷川は南から北へ流れ、相川に合流している。分水枡が、真禅院近くの朝倉山山際にある。南宮耕地整理組合によって1911年に築造された大谷池の水を、この枡で3方向に分水し、同地区に供給している(図6)(写真20)。

吐口は、表1のMマンボ吐口近くにある。吐口だけを見ても水源は分からない。流路を線として把握すると水源が分かる。関ヶ原町の北整理にある集水用暗渠と同様、地元民の証言や案内によって分かった。

6. まとめ

これまで見てきたように対象地域の中でも、台地上にあるため河川から取水が困難かまたは水量不足であり、かつ透水性が大きい土質の地域では、地形など土地の特徴を生かしながら、溜池、井戸、湧水、マンボなど多様な手段によって用水を確保してきた。

マンボにおいても、地下水や浸透水を利用しながら、河川や築造した溜池から少しでも水量を確保する方法

が取られてきた事がわかった。

1984年に完成した西濃用水が通水する垂井町では、マンボの役割が減少し、現在ではマンボが急速に失われている。対照的に、西濃用水が来ていない関ヶ原町野上地区では、マンボが現役で使われている。

同地区は、1880年代の東海道本線開通を機に山林を切り開いて畑としたが、北整理は特に用水確保が困難だった。1909~1915年に長いマンボを掘削して、ようやく水田化できた。

地形や土質の制約、そして用水確保のための歴史的な経緯があるため、野上地区北整理では今もマンボが使われ続けていると考える。

今後の課題としては、

- 1) これまで岐阜県南西部を調査してきたが、今後は対象地域を拡大する。愛知県では名古屋市周辺や知多半島(武豊町・美浜町・半田市)、さらに三重県の鈴鹿山脈東麓を継続調査する。マンボ掘削を必要とした歴史的背景および地形・土質などの自然条件について、地域間の共通性や違いを明らかにしたい。
- 2) また江戸時代から昭和にかけての新田開発において灌漑用水の果たした役割、なかでも河川とマンボとの相違点・共通点をより詳しく解明する。
- 3) 灌漑技術の側面では、マンボ掘削技術の由来とその伝承(通説では鉾山での排水技術に由来し、マンボの語源は鉾山用語で坑道を意味する「まぶ」からの転訛とされる)、江戸時代の土木技術集団である黒鍬(くろくわ)などの在来の伝統的な技術との関連・比較、伏流水を集める堰堤の技術との対比などが未解明である。維持費用のミニマム化、自然環境変化の少なさなどの視点からの土木史的アプローチが必要である。今後の取り組みを予定したい。

謝辞

地元の方々には、現地案内や資料提供だけでなく、3月の溝浚え作業後に農道で話を伺ったり、6月は地図を睨みながらマンボの水路を確認するなど、お世話になった。また地元の役場、図書館、歴史資料館、法務局支局の方々にも、ご協力をいただいた。ここに記して感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 新谷一男：岐阜県南西部にみられるマンボの構造と現況、小堀巖(編)「マンボ」-日本のカナート-、三重県郷土資料刊行会、pp.128-136、1988。
- 2) 山田富久、中根洋治、奥田昌男、可児幸彦：濃尾平野北西部におけるマンボの現況、第59回土木計画学研究発表会・講演集、CD No34、pp.1-5、2019。
- 3) 北村茂八：戸海マンボ、岩手郷土史研究会(編)マンボの記録、岩手郷土史研究会 岩手公民館内、pp.27-47、2001。
- 4) 北村鉦次：小川原マンボ、岩手郷土史研究会(編)マンボの記録、岩手郷土史研究会 岩手公民館内、pp.8-16、2001。

- 5) 服部真六：日本おもしろ地名考，文芸社，p.74，2015.
- 6) 日本土地宝典刊行社：不破郡関ヶ原町（関ヶ原，玉地区）土地宝典 略図（一万二千分之一），1971.
- 7) 名古屋鎮台参謀部：二万分一地形図（垂井村美濃国不破郡），1887.
- 8) 大日本本帝国陸地測量部：二万分一地形図（関原）（垂井），1891.
- 9) 大日本本帝国陸地測量部：二万五千分一地形図（関ヶ原）（大垣），1920.
- 10) 大垣税務署：不破郡関ヶ原町大字野上 土地台帳（14冊），1898～1966.
- 11) 鏡味完二，鏡味明克：地名の語源，角川書店，p.93，1977.
- 12) 中根洋治：愛知・岐阜の災害地名，谷川健一（編）地名は警告する 日本の災害と地名，富山房インターナショナル，pp.117-136，2013.
- 13) 野上区耕地整理組合：野上整田碑（裏面碑文），1923.
- 14) 関ヶ原町教育委員会編：関ヶ原町史 通史編 下巻，pp.380-381，1993.
- 15) 前掲14)，pp.382-383.
- 16) 新谷一男：垂井盆地のマンボの構造と掘削，地理の広場，第18号，pp.59-71，1973.