

海水曝露環境に置かれた強度の異なる固化処理土の劣化特性

五洋建設(株) 正 新舎 博 正 堤 彩人  
五洋建設(株) 正 ○柳橋寛一

1. はじめに

浚渫土を原料土として作製した固化処理土を破碎し、この破碎粒子を砂礫の代替品として護岸背面の裏埋などに利用することができれば好都合である。しかしながら、固化処理土を海水中で長期間曝露すると、海水に触れている表面から  $Ca^{2+}$  が溶出し、強度の低い劣化層が形成されることが知られている<sup>1),2)</sup>。破碎粒子にこうした劣化が生じると、内部摩擦角が大きく低下する可能性がある。一方、固化材添加量を多くすると、劣化量を低減できる可能性が高い。そこで、本文では固化処理土の劣化特性を把握する目的で、固化材添加量を変えた固化処理土を海水曝露環境に放置し、その劣化特性を調査した。

2. 海水曝露環境

表-1に、一般的な海水のイオン種類とその濃度を示し、合わせて実験で用いた人工海水のイオン濃度を示す。本実験では海水とほぼ同じ成分を持つ人工海水を使用した。

3. 固化処理土の劣化試験

固化処理土の配合と強度を表-2に示す。

(1) 試験方法

固化処理土の劣化特性は針貫入試験で求めた。試験条件を表-3に示す。実験では処理土がフレッシュ状態(1日養生後に曝露)から劣化する場合と、固化後(28日養生後に曝露)から劣化する場合を比較した。試験方法は、先端が平坦な直径4mmの円柱丸棒を2mm/minの速度で供試体に貫入するものであり、貫入量と貫入力の関係性を求めた。針貫入試験用の供試体は幅15cm×奥行き15cm×高さ5cmの大きさである。海水曝露は約20ℓの人工海水を入れた容器内に固化材添加量の異なる供試体をそれぞれ1個(合計4個)水浸させた。人工海水は水中ポンプを用いて容器内を循環させたが、実験中取り替えなかった。

(2) 試験結果

曝露期間の違いによる試験結果例を図-1に示す。針貫入試験は曝露のない気中養生供試体でも実施した。

図-1によると、曝露なし(以下、健全部と言う)の試験結果(赤線)の貫入力  $P$  は、貫入量  $\delta$  がゼロから大きく増加しているのに対して、曝露供試体の  $P$  は  $\delta$  とともに漸増する傾向がある。高強度の処理土の劣化領域はゼロから健全部までの間に、強度の漸増域が存在すると考える方が自然である。曝露供試体の劣化量は健全部の  $\delta \sim P$  関係(すなわち、赤線)を貫入量軸に沿って平行移動させ、両者の  $\delta \sim P$  関係がほぼ一致する所の  $P=0$  の  $\delta$  を劣化量  $D$  と定義した。この結果、劣化域内には、強度の漸増域が存在することになる。図-1によると、 $D$  は曝露期間とともに増加することがわかる。

固化材添加量  $C$  と劣化量  $D$  の関係を図-2に示す。 $D$  は固化後曝露よりもフレッシュ曝露の方が大きく、かつ  $C$  が増加するほど減少することがわかる。なお、 $C=400 \text{ kg/m}^3$  の固化後データにおいて  $D$  が大きいのが、この理由は供試体が膨張したためである(150日曝露で3.13mm膨張、膨張表面から針貫入試験を実施)。海水中に  $SO_4^{2-}$  があると、固化材に含まれてい

表-1 人工海水の成分表

成分		海水		人工海水
		質量%	mg/L	mg/L
ナトリウムイオン	$Na^+$	1.0556	10873	12000
マグネシウムイオン	$Mg^{2+}$	0.1272	1310	1300
カルシウムイオン	$Ca^{2+}$	0.0400	412	470
カリウムイオン	$K^+$	0.0380	391	282
ストロンチウムイオン	$Sr^{2+}$	0.0008	8	0
塩化物イオン	$Cl^-$	1.8980	19549	22000
硫酸イオン	$SO_4^{2-}$	0.2649	2728	2600
臭化物イオン	$Br^-$	0.0065	67	0
炭酸水素イオン	$HCO_3^-$	0.0140	144	0
フッ化物イオン	$F^-$	0.0001	1	0
ホウ酸	$H_3BO_3$	0.0026	27	0
計			35511	38652

表-2 配合と強度

Case	粘土		固化材スラリー		合計	一軸圧縮強さ $q_{u28}$ (MN/m <sup>2</sup> )
	土粒子	水	固化材	水		
Case-100	722	729	100	70	1621	1.205
	271	729	33	70	1103	
Case-200	722	729	200	140	1791	3.540
	271	729	66	140	1205	
Case-300	722	729	300	210	1961	5.853
	271	729	99	210	1308	
Case-400	722	729	400	280	2131	7.400
	271	729	132	280	1411	

粘土と固化材スラリーの上段は質量(kg), 下段は体積(L)

表-3 針貫入の試験条件

Case	試験前養生条件	固化材添加量 $C \text{ kg/m}^3$	試験時期
100F	フレッシュ: 1日気中養生	100	海水曝露 34日, 55日, 87日, 177日
200F		200	
300F		300	
400F		400	
100	固化: 28日気中養生	100	海水曝露 7日, 28日, 60日, 150日
200		200	
300		300	
400		400	

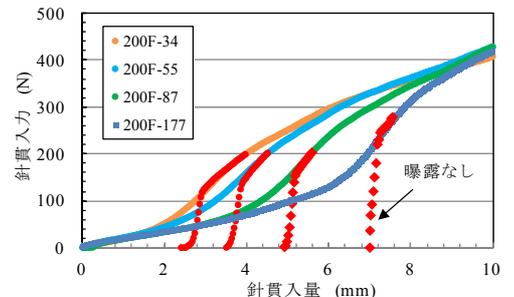


図-1 曝露期間の違いによる試験結果例

キーワード: 固化処理土, 海水曝露, 劣化特性

連絡先: 〒320-2746 栃木県那須塩原市四区町 1534-1 五洋建設(株)技術研究所 TEL0287-39-2116

る  $Ca^{2+}$  と反応して二水石膏が形成され、更に  $C_3A$  と反応してエトリンガイトが生成される。この時膨張し、高濃度の場合は急激な膨張を示すが、ある濃度よりも低い場合にはほとんど膨張が見られないことが指摘されている<sup>3)</sup>。

劣化量  $D$  に関しては、式(1)が既に提案されている。ここに、 $A$  は劣化係数、 $t$  は暴露した経過年数である。

$$D = A \times t^{0.5} \tag{1}$$

そこで、 $t^{0.5}$  を採用して、本試験結果から  $t^{0.5}$  と  $D$  の関係を求めた。その結果を図-3 と図-4 に示す。これらの図によると、 $D$  は式(2)で求めることができる。式(2)は本試験結果の  $D \sim t^{0.5}$  関係が原点を通らないことから、式(1)に切片を設けたものである。 $B$  をゼロにして式(1)を用いると、 $A$  は 35~45 %ほど小さくなり、実験結果との整合性が悪くなる。

$$D = A \times (t^{0.5} - B) \tag{2}$$

ここに、 $A$  と  $B$  は材料定数である。

長期暴露後の劣化量に関しては、暴露開始時の供試体の状態で  $D$  を議論するよりも、むしろ標準強度（通常、 $q_{u28}$ ）で論ずる方がより一般的であると考えられる。本処理土に関しては、 $q_{u28}$ （単位は  $MN/m^2$ ）と  $C$  の間に式(3)の関係が得られている。

$$q_{u28} = 0.0209 C - 0.725 \tag{3}$$

そこで、式(3)を用いて、 $q_{u28}$  と  $A$  および  $B$  の関係を求めると、図-5 と図-6 が得られる。図-5 には原ら<sup>2)</sup>および山路ら<sup>4)</sup>の実験結果を合わせて示した。原らは  $C = 50, 70, 100 \text{ kg/m}^3$  の処理土を用いて、海水交換のない場合の約 1 年経過時の劣化量を針貫入試験で求めている。山路らはコンクリートの劣化量を求めており、 $q_{u28}$  が  $33.7 \sim 47.2 \text{ MN/m}^2$  における  $A$  は  $0.52 \sim 0.85$  である。図-5 によると、 $q_{u28}$  と  $A$  の間には式(4)の関係がある。ただし、材料構成の異なるコンクリートは除外した。本実験結果と既往の実験結果の  $A$  を比較すると、約  $0.2 \sim 0.5 \text{ MN/m}^2$  の管中処理土と SGM 処理土では一致しなかったが、約  $2 \sim 6 \text{ MN/m}^2$  の CDM 処理土ではほぼ一致した。管中処理土と SGM 処理土において  $A$  が一致しなかった要因として、原料土（=海成粘土）、針貫入試験方法、暴露条件、式(1)と式(3)の適用の違いなどが考えられる。また図-6 より、Case-400F の結果を除くと、 $B \approx 0.0856$  ( $B^2 \approx 2.7$  日) が得られた。

$$A = -6.038 \times \ln(q_{u28}) + 15.834 \tag{4}$$

4. まとめ

以上の試験結果を用いると、固化材添加量  $C$  が  $200 \text{ kg/m}^3$  ( $q_{u28} = 3.540 \text{ MN/m}^2$ ) の場合、 $A$  は  $8.20$ 、 $B$  は  $0.0856$  となり、50 年間暴露すると  $57 \text{ mm}$  劣化する計算になる。砂礫として利用する破砕粒子のサイズが小さいとすべてが劣化層になり、砂礫の代替品としての適用は困難になると思われる。上記の解決策としては破砕粒子のサイズを大きくする方法と、 $C$  を増加する方法 ( $C=300 \text{ kg/m}^3$  の劣化層は  $36 \text{ mm}$ ) が考えられる。劣化層の中には強度の漸増している部分が含まれているので、劣化しても高い内部摩擦角が維持できる可能性があり、今後、劣化と内部摩擦角に関する実験が必要と考えられる。

参考文献

- 1) 渡部ら：海水曝露環境に放置・養生した SGM 軽量土の長期材料特性，第 59 回地盤工学シンポジウム，pp.675-680，2014. 2) 原ら：海水に曝露したセメント処理土の劣化機構に関する基礎的研究，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.69, No.4, pp.469-479，2013. 3) コンクリート診断技術'10 基礎編，(社)日本コンクリート工学協会，pp.55-56，2010. 4) 山路ら：長期間海水中に浸漬されたコンクリートの劣化状況および簡易な劣化指数に関する検討，港湾空港技術研究所資料，No.1150，2007.

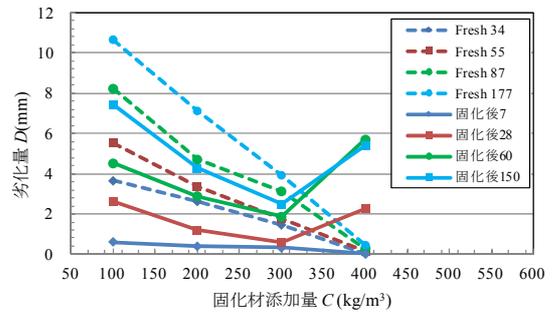


図-2 C と D の関係

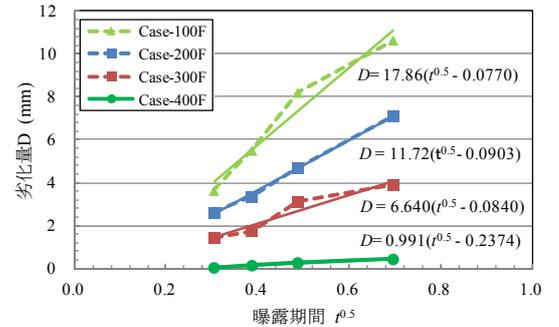


図-3  $t^{0.5} \sim D$  関係（フレッシュ曝露）

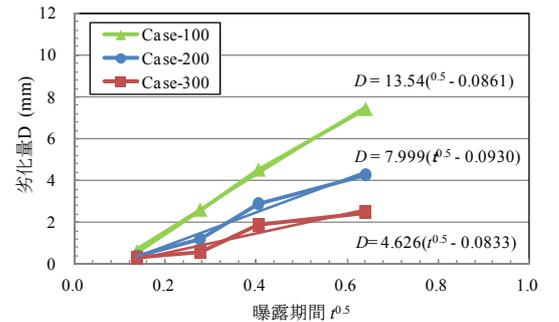


図-4  $t^{0.5} \sim D$  関係（固化後曝露）

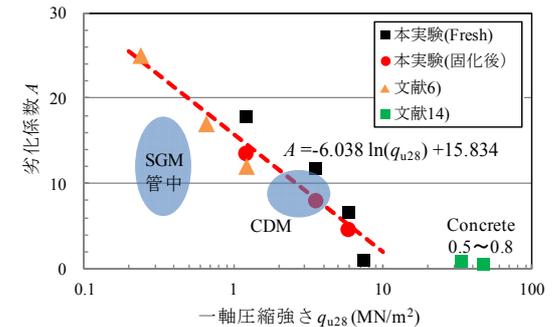


図-5  $q_{u28}$  と  $A$  の関係

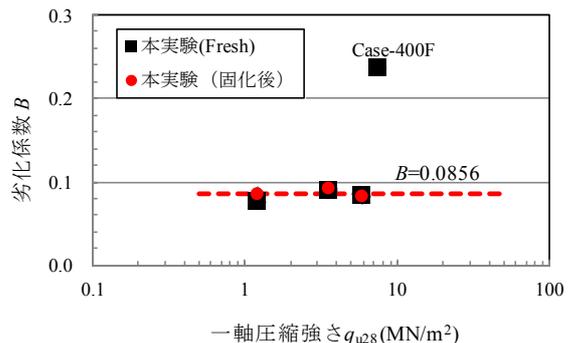


図-6  $q_{u28}$  と  $B$  の関係