

小松港の深層混合処理工法について

山口県土木建築部 正員 原田幸一 丸山賢二
 " " 古谷則夫 徳田隆保
 " " 船橋義弘 中村和之

1. はじめに

近年の港湾施設拡充に対する造地選定にあたっては、構造物の配置と地盤条件の関係についての配慮が必ずしも期待できない状況にあり、軟弱地盤対策の問題を避けることは難しくなっている。山口県の港湾においても、現在施工中のものが、岩固な大島あたりに軟弱地盤が多く、床版置換工法と主として、鋼矢板工法あるいは最近では神岡め砂杭工法(サンドコンパクション工法)の施工実績が増えている。ここでは、港湾の軟弱地盤対策工法として近年普及し始めている化学的地盤改良工法である深層混合処理工法と、これにより施工した小松港の物揚場(-1.5m)工事(L=40m)についてその概要を紹介する。

2. 地盤の概要

小松港は、風化花崗岩と基盤としてあり、物揚場施工位置の北側では-19.5m、南側では-9.6mと傾斜している。基盤層の上層はシルト質砂が北側で5.0m、南側で2.5m程度であり、その上はすべてシルトであらわれている。シルト層の土の含水比は60%~140%、単位体積重量は 1.5 t/m^3 程度である。粘着力は表層では 1.0 t/m^2 以下、以下 $1.0 + 0.842 \text{ t/m}^2$ となっている。

3. 設計に用いる改良土の強度および形状の決定

3-1. 改良土の強度の決定

設計に必要とする強度は、改良土に発生する最大圧縮力度(δca)が構造物の端支圧(P_1')と同値以上であれば良いから、単純に考えれば地盤の許容支持力と同じ大きさの強度であれば充分と考えられる。

$$P_1' \leq \delta ca$$

すなわち改良土の許容圧縮力度は次式で表わされる。

$$\delta ca = \frac{1}{3} (\alpha \times B \times 84)$$

ここに δca ; 常時の改良土の許容圧縮力度 (kg/cm^2)

$$\delta' ca = \frac{2}{3} \delta ca$$

$\delta' ca$; 地震時の改良土の許容圧縮力度 (kg/cm^2)

F; 安全率(3.0)

α ; 改良杭のオーバーラップ時の有効断面の割合

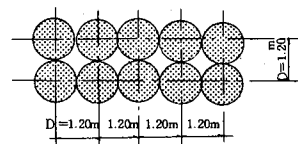
α = 置換率と見做す状態として

この式は改良土がコンフリートに近い性質を持つているものとしてコンフリートの許容圧縮力度を求める考え方を基本としている。

以上より許容圧縮力度は

$$\delta ca = \frac{1}{3} \times 0.755 \times 1.0 \times 10 = 2.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta' ca = \frac{2}{3} \times 2.62 = 1.75 \text{ kg/cm}^2$$



$$\alpha = \frac{\pi \frac{D^2}{4}}{D^2} = 0.785$$

B; 改良杭の出来形の信頼性に関する係数。(1.0)

84; 改良土の現場一軸圧縮強度(28日)

表層下50cmの土の室内試験結果により 10 kg/cm^2 に決定

また改良土の強度は使用するセメント量はもちろんだが、PH値や含水比にも影響を及ぼす。そこで $84 = 10 \text{ kg/cm}^2$ の採用にあたっては、PH値も考慮に入れ、PH値が下かれば強

度増加も低いことから γ_m 以深ではセメント使用量と $A_w = 15\%$ より20%に増量した。

3-2. 改良土の形状の決定

軟弱層が比較的薄いこと、あるいは改良範囲が比較的狭いこと、さらに構造的に一番安全な形状であることから次のようなタイプとした。

a. 改良土の下端が砂等、信頼できない土層に定着する形状の「着底タイプ」。

b. 改良土断面が長方形のフロックとなつてゐる「フロック形式」。

4. 物場場の設計

4-1. 地盤改良工法の選定

物場場施工位置は地盤の概要で述べたとおり、軟弱層が厚いところから処置が必要であった。そこで設計上の制約条件として、①変換土砂を受け入れる場所が近くにあること、②民家が隣接して密集してゐることであった。このため従来の用ゐられてゐる床版置換え、サンドレーン工法は適用できず、残橋構造は工費があまりにも高くなつてくる。またサンドコンパクション工法は盛上り工も相当になり、振動騒音も相当に考えられる。そこで近耳音及し始めていた深層混合処理工法を採用することとした。

4-2. 安定計算

不体構造は通常、荷役工法等による安定計算を行つた。その設計条件および計算結果を表-1および表-2に示す。なお表-2において()内は改良範囲を地中構造物(剛体)と考え、上部(不体)構造と一体として安定計算を行つたものである。

表-1 設計条件

設計条件	
備位	H.W.L + 3.04m L.W.L + 0.89m
土質	2地盤の概要による
摩擦度	$K_h = 0.05, K_v = 0$
摩擦係数	上部コンクリートと方塊 0.7
	方塊と方塊 0.5
	方塊と捨石 0.6
設計水深	-1.50m
天端高	+4.00m (前面+3.40m)
載荷重	常時 1.0 t/m^2 地震時 0.5 t/m^2
出埋土	$\phi = 30^\circ, \gamma = 1.81 \text{ t/m}^3, r = 1.01 \text{ t/m}^3$
残留水位	+1.00m

表-2 安定計算結果

計算結果 (安全率)			
	常時	地震時	検討面
滑動	(1.24) $1.54 > 1.20$	(1.17) $3.10 > 1.00$	(-13.00m) $\pm 0.00m$
転倒	(1.35) $1.82 > 1.20$	(1.22) $2.43 > 1.20$	(-13.00m) -1.50m
端支圧捨石上面	$R_1 = 24.95 \text{ t/m}^2$	$R_1 = 29.88 \text{ t/m}^2$	-1.50m
支持力捨石下面	$P_1 = 22.36 \text{ t/m}^2 < q_a = 26.2 \text{ t/m}^2$	$P_1 = 24.48 \text{ t/m}^2 < q_a = 39.3 \text{ t/m}^2$	-2.50m
改良杭下面	($R_1 = 42.57 \text{ t/m}^2 < q_a = 55.77 \text{ t/m}^2$)	($R_1 = 60.98 \text{ t/m}^2 < q_a = 65.73 \text{ t/m}^2$)	(-13.00m)
円形すべり	$F_{\text{min}} = 1.28$		
偏心傾斜荷重	$2.78 > 1.00$	$1.66 > 1.00$	立石法

5. 建設工事

昭和54年1月より一連の採用断面検討を終え、

昭和54年2月より地盤改良工事およびコンクリートフロックの製作に着手した。深層混合処理工機は東亜建設工業所有のDCCM機を使用して、改良延長はセメント量15%分1.138m、20%分1.088mであり、17日間を施工した。引続いて、昭和55年1月より25日間、セメント量15%分1.513m、20%分0.54mを不動産建設所有のCCM機により施工した。施工管理は作業船に装備したオシログラフにより打込深度、速度、スラリー量および打止深度の確認を行った。また改良効果の確認のためチェックボーリングを行つた所定の強度を確認した(右図)。

チェックボーリング結果

