

名古屋港管理組合 正会員 田村伴次

1. まえがき

最近、港湾における開発は、増々大規模となり、悪い地盤条件が無視されて平面形状が決定されることが多くなった。この為極めて軟弱な地盤にけい留施設を建設しなければならずこの施設の設計に際し、従来の設計方法では、著しく不経済な設計となることがしばしばあった。

この小文は、矢板式けい船岸の設計にあたり、弾性地盤法を応用することにより、この不経済性を是正しようと計ったことについて述べたものである。

2. 矢板式けい船岸の設計方法と問題点

矢板岸壁の設計は、ここで改めて述べるまでもなく、その流れとして次の二つに大別される。

- Free Earth Support 法
- Fixed Earth Support 法

しかしこの二つの方法で算出した曲げモーメント、Anchor-pull を、実際の矢板岸壁ぐの計測結果と比較すると、かなり大きくており不経済な断面を使用していることが多い。従って、現在の設計基準では、Tschebotarioffの数多くの実験に基づいて

- 根入長はFree Earth Support法により、所定の安全率を見込んで出す。
- 矢板断面は、タイロッド取付点及び海底面を支点とする張出梁として、曲げモーメントを算出して、これにより求めている。

しかし地盤が、ゆるい砂、ゆるい粘土で主動土圧に比べ受働土圧が十分に大きくない場合、反曲点は海底面よりかなりさがり、従って曲げモーメントは大きくなる。このような場合現行の設計基準（港湾構造物設計基準）では、「たわみ曲線法」により求める事となっているが、前述のように、この方法の場合、実測値に比べかなり大きな曲げモーメント及びタイ張力を算出する。

このような場合の解析方法として、最近電子計算機の発達に相俟って弾性地盤法が応用される場合が多い。

3. 弾性地盤法

矢板根入部の抵抗力（地盤反力）は、矢板の「たわみ」に比例する。この地盤反力は一般にト式で表わされる。

$$P = \pi \cdot B \cdot \alpha \cdot y \quad (1)$$

ここに P —地盤反力 B —巾（矢板の場合単位巾） y —たわみ
 π —土の横方向地盤反力係数 α —海底面よりの距離

ここで π 、 α の値が問題となるが、最っとも一般に知られているL.Changの方法は $\pi = 0$ 、 $\alpha = 1$ 、すなわち(2)式で表される。

$$P = \pi \cdot B \cdot y \quad (2)$$

「杭の新しい計算法」として知られている「久保の方法」は、模型実験の結果を基礎に、上が完全

な弾性体ではないという事実から (3)、(4) 式を発表している。

$$P = k \cdot B \cdot x \cdot y^{0.5} \quad (\text{砂型土}) \quad \text{-----} \quad (3)$$

$$P = \bar{k}_c \cdot B \cdot y^{0.5} \quad (\text{粘土型土}) \quad \text{-----} \quad (4)$$

又 P. W. Rowe 等により (5) 式が発表されている。

$$P = \frac{k \cdot B}{D} \cdot x \cdot y \quad \text{-----} \quad (5) \quad E \cdot I \cdot \frac{d^4 y}{dx^4} - P = \frac{k \cdot B}{D} \cdot x \cdot y \quad \text{-----} \quad (6)$$

地盤反力は (6) 式で表すことができ、微分方程式の一般解と、境界条件により、曲げモーメント、タイ張力等を求めることができる。

現在は (2) 式に若干の修正を加えた微分方程式の一般解と境界条件による計算方法と、(5) 式を級数展開した形で基本解を求めた計算方法の 2 種類がプログラム化されている。この計算方法の、Input Data についての詳細はト記資料を参照されたい。

(2) 式によるもの - 粘性土地盤における矢板の設計法について ----- 第 5 回港研発表会資料

(5) 式によるもの - F.S.P. 組合せ鋼矢板壁工法 ----- 富士製鉄株式会社

4. 実際の場合への適用とその考察

名古屋港くろ鉄小頭 - 4.5 岸壁建設地点の地盤条件は図 - 1 に示すとおりである。図 - 1

ここにくろ鉄小頭は名古屋港の西南に位置し、現在の天台川から 9 号地の先端をとおり土航路沿に高潮防波堤土前口部に至る。大きな「おぼれ谷」の一部にあたり、海進の時代に堆積した海成粘土が -2m ~ -1.3m にわたって C 値は 0.4 + 0.4 · Z (層) と上方はかなり軟弱である。この岸壁の設計に適用した。その結果と下表に示す。

方 法 別	時 地 震 時			
	M tm	Ap t	M tm	Ap t
現行設計基準の方法	36.0	26.0	57.0	37.0
たわみ曲線法	130.0	46.0	235.0	75.0
弾性地盤法 (2) 式	122.3	40.2	151.4	47.4
“ (5) 式	113.0	44.0	176.0	65.0
計 測 値	70.0	—	—	—

+4.8	
+1.0	砂、φ-25°、 $\bar{\sigma}' = 1.8 \frac{t}{m^2}$
-2.0	“、φ-25°、 $\bar{\sigma}' = 1.0 \frac{t}{m^2}$
-7.0	粘土、C=0.4+0.4·Z、 $\bar{\sigma}' = 0.6 \frac{t}{m^2}$
-8.0	砂、φ-30°、 $\bar{\sigma}' = 1.0 \frac{t}{m^2}$
-13.0	粘土、C=0.4+0.4·Z、 $\bar{\sigma}' = 0.6 \frac{t}{m^2}$
Z	砂、φ-40°、 $\bar{\sigma}' = 1.0 \frac{t}{m^2}$

前、表の数値は 1m 当りの値を示す。

この計測値は、(5) 式の結果を σ_1 と σ_2 の組合せ矢板 (組合せ率 50%、 $Z_{max} 7.240 m$) にストレーンゲージをはりつけ実測した値である。この値の小さいことについては説明をようする。

全長 19m の矢板の最終止り部がかなり固く、打げき回数が多くなった結果、前面の掘削が完全に終了しない -3m の時点で絶続不良となり計測不能となった。又その時点では載荷重 3 層も加えていないので土が入くなったものである。曲げモーメントの大きさは、略支点長 2 乗に比例するから、この Case の場合 5 割増程度とならものと推定でき (5) 式の値にかなり近づくものと思われる。

いずれにしても「たわみ曲線法」の値よりかなり小さく値がでて、鋼材のみで岸壁 1m 当り 7 万円程度安くできた。しかも現在盛んに利用されなんら支障はない。これから先、軟弱地盤に利用されてよい設計法と信じている。

以上