# 埋立護岸の沈下

#### <sup>26</sup> み とし かっ\* た なか つね よし\*\* 鶴 見 俊 一 田 中 常 義

## 1. まえがき

従来から海上に設けられた岸壁や護岸などの基礎グイは, クイ頭と構造物下面は連結されるか接触して,荷重が直接 クイ頭にささえられ,基礎に伝達されるようにしたのが一 般的であった。

横浜市根岸湾および金沢地先埋立工事(図-1)では埋 立ケーソン防波護岸の基礎グイに松丸太を摩擦グイとして 使用し、クイ頭とケーソン底版とは約50~100 cm 離して 施工している(図-2)。これは、ケーソンからの荷重を クイのみに負担させないで、捨石基礎、ひいては在来地盤 にも分担させ、経済的な基礎とするためである<sup>1)</sup>。従来の クイ頭と構造物底面とが連結したものでは、基礎地盤が沈 下した場合、構造物底面と基礎地盤との間に空げきを生じ、 クイ頭で構造物を支持することになり、水平抵抗の面で不 安であり、かつ、工事上、水中でクイ頭を切りそろえる必 要があるから工程の面でも種々の困難があったが、この方 法ではそれらが一挙に解決される。

この小文は,前述の考え方にたつ基礎工がはたして当初 の目論見どおりであるかを確かめるため,クイ,在来地盤, 捨石基礎およびケーソンの沈下状況と,ケーソン底面,背

\* 横浜市港湾局局長

\*\* 横浜市都市開発局第二臨海開発事務所所長

面の土圧と間ゲキ水圧測定を根岸湾埋立地ハ地区と金沢地 先埋立地1号地(以下ハ地区,1号地と略す)で護岸線の 2点を選んで,おのおの4~6年にわたり実施したものの 報告である。当初の計画では,クイに伝達される地盤反力 の分担比率を求めようと試み,クイが受ける力をストレー ンゲージなどにより測定しようとしたが,ゲージの耐海水 性,打込み時の破損が指摘され実現にいたらなかった。

#### 2. 埋立地周辺および観測地点の土質<sup>2)</sup>

根岸湾とそれに続く金沢の海面は、横浜市の南東に口を 開いた水深-3~-15mの東京湾西側の浅い海湾の一つで ある。埋立地を造成する海底は、新第三紀層の基盤層がか なり起伏に富んでいて複雑であり、陸棚平たん面,陸棚谷お よび緩斜面とからなっている。陸棚平たん面は、-10m以 浅の部分に発達し、波食面の性格を持ち、砂層におおわれ ているものと、岩盤が露出しているものもある。緩斜面は、 -5m付近から始まり次第に傾斜を増して、-30mまで東 に傾き下る面で「古東京川」の一部である Channel に落 ちるが、シルト質砂によっておおわれている。陸棚谷は、 根岸湾内でほぼ東西に走る3列のものが認められ、それと 南側に続く富岡の前面に3列のものがある(図-1参照)。 いずれも-5~-8mの海底平たん面を深く刻んで古東京 川へ向う谷であり、これはチュウ積層でおおわれている。



December, 1974

#### No. 835



図-2 埋立護岸の標準構造図

ここで報告する観測地点は,いずれも陸棚谷のほぼ最深部 で埋立地の護岸線上である。したがって,このような地形, 地質的な特徴がある根岸湾は土質工学的には構造物の支持 層として十分な支持力を持つ第三紀層の固結したシルト岩 (一軸圧縮強度が 15~26 kg/cm<sup>2</sup>) がきわめて不陸に富ん だ形で存在して、数メートルの海底に露出しているかと思 らと、わずかにはなれた所で-30~-50mの谷となり、そ の上にチュウ積層の軟弱粘性土とゆるい砂層がタイ積して いるといった状態で、海上構造物の基礎構造を考える上で 種々な問題を生じることになるわけである。埋立地は、在 来海底水深-5~-10m(基準面は C.D.L.=東京湾中等 潮位下1.079mで、以下すべてこれによる)の所を埋立護 岸線として計画し、埋立造成高さは +3.6m であり、標準 的には,最上層はトラック運搬による1~2m厚の山土と, 埋立地前面の海底土(主としてシルト質の軟弱土)をポン プ式シュンセツ船による5~8m厚のゆるい埋立土,その 下にN値が20前後までのチュウ積砂と0~10程度のチュウ 積粘土層があり、この地区での支持層となる第三紀層のN 値50をこえる固結シルト岩が続いている。観測地点の土質 を図-3に示す。

#### 3. 護岸基礎の設計

### 3.1 設計

観測点での埋立護岸の構造を図-2<sup>33,4</sup> に示す。図-2 からわかるように,護岸は,ケーソンにプレキャストL型 ブロックをのせた形となっていて,頂部は,計画天ば高調 整用のコーピングコンクリートを打設するようになってい る。埋立護岸では,土留壁としての機能を果たせば良いわ けであるが,防波護岸では,高潮位に対する所定の高さも 確保する必要があるから,施工時の局部的な不等沈下と将 来の沈下に備えて、かさ上げの余地をこのコーピングコン クリートでとらせるようにしている。まえがきで述べたよ うな基礎構造を考えたが、埋立護岸では、ある程度の沈下 は許容されるとして、この工法を採用したわけで、もちろ んいかなる護岸にも適用できるとは限らないものであろう。 したがって、かなり独断的ではあるが、つぎのように基礎 グイを設計した。

 $\Sigma V = R_1 + R_2 \cdots (1)$ 

- ここに、ΣV:ケーソン護岸の全鉛直力 (ケーソン1函の 長さ10mであるから 10m×t/m)
  - *R*<sub>1</sub>:在来地盤または捨石基礎が受け持つべき反力(=許容支持力 *qa×ケーソン*1函の底面積A)
  - *R*₂: 基礎グイが受け持つべき反力(=クイ1本 当たり許容支持力 *Qa×ケーソン*1函当た りのクイの本数 *n*)

在来地盤の支持力  $(q_a)$  とクイの許容支持力  $(Q_a)^{5}$  を おのおの  $q_a = N_c \frac{C_0}{F} + \gamma_2 \cdot D$ と、 $Q_a = \frac{1}{F} (8C_p \cdot A_p + \overline{C_a} \cdot A_s)$ で求める。安全率 F = 2.5 として、ハ地区で  $q_a = 6t/m^2$  $Q_a = 18 t/$ 本、1号地で  $q_a = 8 t/m^2$ 、 $Q_a = 18 t/$ 本となる。

- いま, A:ケーソン1函当たりの底面積 m<sup>2</sup> とすると, ハ地区, 1号地ともに 70m<sup>2</sup>
  - *Qa*: クイ1本当たりの許容支持力
    - ハ地区 18t/本, 1号地 18t/本
  - n:必要なケーソン1函当りのクイ打込み本数

とすれば, (1)式より

ハ地区  $\Sigma V = 552 \text{ t}, q_a = 6 \text{ t}/\text{m}^2, A = 70 \text{ m}^2$ 

$$Q_a = 18 t/本 とすると n=7本$$
  
日地 SV-503t a -8t/m<sup>2</sup> 4-7(

1 号地 
$$\Sigma V = 593 \text{ t}, q_a = 8 \text{ t/m}^2, A = 70 \text{ m}^2$$

Qa=18t/本とすると n=9本





図-4 「イシマテ」貝の穿孔による捨石(土丹岩)の沈下



写真一1 「イシマテ」貝による捨石土丹岩の穿孔状況(S35.10.5)

December, 1974

これらにより,図-13の計算上の ケーソン底面の地盤反力分布を考慮 して,図-2のようにクイ松丸太 (末口18cm,長さ18m)を配置し た。

#### 3.2 捨石基礎

まえがきでも述べたように,この 地区の護岸基礎は,捨石,在来地盤 とクイの共同作用で荷重をささえる 考え方から出発している。上からの 荷重は、ケーソン底面を通じて捨石 に加わり, 捨石を通じて在来地盤と クイに伝達されることを予想してい る。そのため捨石とクイは、相互に 力を負担できるように適当な摩擦抵 抗を有する必要があろうから,施工 の所で述べるようにおもりによる突 固めを行なっている。これにより捨 石表面の即時沈下も減少できると考 えられるし, また, 図-2のように 表層に砂岩を用いて水平抵抗力を増 すような設計としている。なお、捨 石基礎工を図-2のように土丹岩を 下部に捨込み表層2m厚に砂岩を投 入しているのは、すでに述べたこと と,両者の単価の差による経済性の みでなく, つぎの理由によっている。 根岸湾埋立の最初の頃,昭和34年

12月から35年6月にかけて,土丹岩塊のみを捨石基礎とし て図-4のような深さに捨込み,護岸用ケーソンを据付け ようとしたが,捨石天端面の突固めの段階で通常考えられ る沈下量約40cmを大幅に上まわる70cm程度の異常な沈 下が観測されたので,潜水夫により調査したところ,写真 -1に示すように,イシマテ<sup>69</sup>(Lithophaga Leisolenus curta LISCHKE)の土丹岩塊への無数の穿孔により,捨 石として役に立たなくなったことが判明した。しかし,砂 岩は被害を受けないことを実験的に解明した。このため以 後捨石には,土丹岩基礎の場合は表層1m程度を砂岩で被 覆することとした。この時の調査の一部を図-4に示す。

#### 4. 施 工

## 4.1 捨石基礎工

捨石は、ガット船(グラブ付自航土運船 200~300m<sup>3</sup> 積 み)により捨込むため、捨石厚が大きい場合は約4mごと と、天端面で図-5の右上に示すようにおもりにより突固 めをしている。この方法では、通常のケーソン据付後にコ ンクリート塊等による載荷によるよりも、捨石の即時沈下 を早く終了させることが可能であると考えられる。図-5



には、突固めの沈下量と捨石基礎の厚さとの関係の実測値 の一例を示した。この地区での基礎の設計法からいって、 突固め沈下測定は、重要な現場での施工管理項目としてい る。

## 4.2 クイ打ちエ

この地区で採用しているクイ基礎工法では、クイ頭は水 平に切りそろえる必要もなく、ケーソン底面とクイ頭との 間隔が約50~100 cm 前後となるようにするのがこの基礎 工の方式である。砂岩による捨石がおよそ設計天端面まで 終了した時点でクイ打ちを開始し、砂岩天端面からはヤッ トコ (長さ6m, 径 30 cm) を使い所定の高さまて 丁込め ばよい。沈下観測した所は、図-7のようにクイ頭から測 定用ロッドを立ち上げて連続式沈下計に連結するため、試 験グイ(2本)は、一般部の松丸太とほぼ同じ周表面をも つ鋼管グイ (ϕ 267.4×6.6×18,000) とした (表−1)。こ れは現地に搬入された松丸太の末口径―中径の実測値(図 -6)と対応させて決めたものである。ハ地区の場合は, **クイ**支持力を動的貫入試験のみでなく, 観測点に隣接した 所で載荷試験を実施した。観測点付近のクイ打込み記録か ら Hiley 式で許容支持力を求めると,最大 20.8 t/本,最 小8.5t/本が得られ,平均で15t/本であった。 載荷試験

表—1	沈下測定用試験グイと一般部のクー	1
	(松丸太)の諸元	

	径×長さ (mm)×(m)	厚さ (mm)	外円面積 (m <sup>2</sup> )	外円周面積 (m <sup>2</sup> )	摘要
試験グイ (鋼 管)	外 径 267.4 長 さ 18	6.6	0.056	15.1	
一般部のク イ(松丸太)	末口径 180 中 径 260 長 さ 18	_	末口 0.025 中径 0.053	14.7*	* は中径で計 算



図-6 埋立護岸用基礎グイの末口径と中径の関係 (ハ地区の例)

は海中でクイ頭に水平にインゴットを載荷し, 最終荷重 16.3 t/本(>設計クイ許容荷重14 t/本)であった。

## 5. 観測装置と測定項目

観測装置は、埋立護岸施工前に埋立護岸の背面となる位 置にあらかじめ支持層(第三紀三浦層群シルト岩層、ハ地 区では-45.6m, 1号地では-34.7m)までとどかせた鋼 管(φ 300×9) を4本打込み,その頭部を連結して鋼板 で床,壁,天井をはり,計器収納のためと測量用の観測小 屋を作り,またこの4本の鋼管から水平に鉄骨トラスを張 り出して,各沈下測定の不動点を構成した。沈下測定対象 点と、鉄骨トラスに設置した連続式沈下計(坂田電気LR -103型)は、ロッド(ステンレスパイプ Ø 20)により連 結され、測定点が沈下すればロッドも共に下がり、沈下計 を作動させるようにした。この使い方は通常の盛土中での ように、ロッドを支持層にとどかせ固定し、沈下計そのも のを沈下させるのと逆の方法をとったものである。ロッド が直接土に触れるところは、二重管式とし、サヤ管(鋼管 ∮216.3×5.8)で保護した(図−7参照)。計器,沈下板 やケーソンの据付等はなにもない海面の状態の時に行なっ たため非常に困難で現地合わせには苦心が必要であった。 測定項目と測定機器を表-2に示す。

#### 観測結果と考察

ハ地区および1号地の観測記録を図-8,9に示す。沈 下測定値の中で、ケーソン天端については、海側のみを記 入し、陸側のものは、埋立が進行してゆく過程でのケーソ ンの傾きの形で表示した。そして、ハ地区は、観測点付近 の埋立地の土地利用上、昭和47年4月に撤去せざるを得ず 観測を中止したが、ケーソン天端の海側は、護岸の構造上 露出しているから、その後も水準測量で観測を続け、昭和 49年8月30日での値を図-8の中に記入しておいた。この



点は、今後も観測可能であり、継続してゆくつもりである。 6.1 沈下の観測と考察

ケーソン天端の沈下 AS1 と, 護岸線在来海底地盤の沈下 4S<sub>2</sub> が、いずれの場合でもほとんど 一致しているのは、図-5のよ うにおもりで突き固めた工法で は、捨石自体の厚さの変化は無 視できる程度であることがわか る。このことから,ケーソン天 端の沈下は、ほぼ護岸線の在来 海底の沈下を表現しているとみ てよいから,ケーソン天端露出 部の沈下の長期観測は、地盤の 圧密現象の解明に役立つであろ う。 $クイ頭の沈下は、<math>\Delta S_1 t \Delta S_2$ に比較して, ハ地区で 1/2, 1号 地では、4~7 cmで差は少ない が、沈下に対する阻止効果があ ったとみてよいのではないかと 考えられる。これを裏付ける実 測例として,1号地の観測点と 連続して一つへだたった陸棚谷 を横断する護岸線には、基礎グ イを打ちこまないで護岸を築造 したものがある。ケーソンの据 付時,昭和46年7月から昭和49 年2月にかけてケーソン天端高 の観測がなされ、その結果を図 -10に示した。これによると, クイのある部分は, 沈下量平均 50cm で, クイが施工していな い部分の平均 70cm に比較して 少なく、沈下の性状が、後者は 基盤層の変化に対応しているが, クイを打ちこんだ区間は, 平均 化された傾向を示している。も ちろん、根岸湾埋立地のイ地区 (現在の新磯子町)のケーソン 護岸でも、同じ手法での基礎グ イの有無による沈下観測値の相 違が得られている (図-11)(観 測位置は図-1参照)。

観測装置一般図(へ地区の例)

~

ا ا

> っぎに,実測値と計算値の比 較をするとつぎのようになる。 土質試験から,図-12(a)(b)を

得る。これと図-3の柱状図の土層区分(①, ②, ③……) とから,表-4,5,6の注に示す条件を用いて圧密沈下

39

観測開始から現時点でのおの

おのの沈下量を表一3に示す。









測定種類				測定	区 城
		例此事項	側走の方法	根岸湾ハ地区	金沢地先1号地
頀	基 礎 グ イ	護岸築造後のクイ頭部の沈下	連続沈下計(LR—103型)	0	0
岸 の	在来地盤	・護岸築造時後の在来地盤の圧密沈下 ・基礎マウンドの沈下	連続沈下計(LR—103型) 沈下板2000×2000 t=12	0	0
沈 下	ケ ー ソ ン ・護岸築造後のケーソンの沈下 ・背面埋立に伴うケーソンの護岸法線直角方向の傾斜		連続沈下計(LR—103型)	0	0
<b>護土</b> 岸圧	土 ケーソン 底 面	ケーソンの地盤反力	SPR 156A3, 4kg/cm <sup>2</sup>	0	0
に間 作ゲ 用キ	圧 ケーソン 背 面	ケーソンに作用する埋立土圧	SPR 156 B 2 kg/cm <sup>2</sup>		0
す水る庄	間ゲキ水圧	ケーソンに作用する残留水圧	SPR 156 WB 1 kg/cm <sup>2</sup>		0
埋の 立沈 地下	埋 立 地 の 在 来 地 <b>盤</b>	埋立土による在来地盤の圧密沈下	観測小屋から沈下板の標尺を水 準測量	0	_
記	禄器。電源		自記記録器,打点式 RB 261 D, 6 色スタンプ式,直流12 V 3 回 路24点,直流12 V 60 Aバッテリー	0	0

表-2 埋立護岸の沈下測定項目と使用機器



図-9 1号地観測点の沈下,土圧および間ゲキ水圧・測定結果

## 量と、換算層厚法により圧密時間を計算した。

図-14には,計算値と実測値を示したが,特にハ地区で は、クイがないとして在来海底の全圧密層について計算し たものと,通常の摩擦グイ計算で行なわれている上部から の荷重が、クイ先端の上方クイ長1/3の所に作用するとし て,圧密層の厚さが小さくなったとみなして圧密沈下曲線 を求め、図―14中に(ハ地区クイ有り)として示した。こ こで、図―10、11の例とも照合すると、基礎グイをこの型 式で打ち込んだ場合の沈下抑止効果を認めることができる。 また、当初設計段階で予想したようにケーソン下面とクイ 頭を約 50~100 cm はなして施工したが、現在の所では、 周囲の地盤の圧密沈下により、ケーソンがクイ頭にのった No. 835



図-10 基礎グイの有無によるケーソンの沈下量の比較(1号地観測点付近,図-1平面図参照)

			70   AA		
観測点	観測期間	圧密層厚 の推定値 H(m) 天 ム S <sub>1</sub>		量(cm クイ頭部 <i>A S</i> 3	1) 埋立地内 地 盤 <i>4 S</i>
ハ地区	S42.12~S47.4 ケーソン天端は ~S49.8	護岸線 27.6 埋立地内 18 84	71	平均 39	56
1号地	S46.4~ S49.8継続中	9.7 53	56	平均 49	





図-11 イ地区埋立ケーソン護岸の基礎グイの有無による沈下量

地区	層	深 さ (m)	∆H (cm)	(t/m <sup>3</sup> )	$(t/m^2)$	$(t/m^2)$	<i>p</i> y (t/m <sup>2</sup> )	$m_v \ (\mathrm{cm}^2/\mathrm{g})$	S (cm)
	Ð	-13.3~-17.4	410	0.61	1.25	17.5	7.6	1.1×10 <sup>-4</sup>	78.9
	2	-17.4~-19.7	230	"	3.20	"	14.6	3.6×10 <sup>-5</sup>	14.5
~	3	-19.7~-21.6	190	"	4.48	"	21.5	$1.8 \times 10^{-5}$	6.0
	4	-21.6~-23.7	210	"	5.70	"	12.8	9.2×10 <sup>-5</sup>	33.8
地	5	-23.7~-28.1	440	"	7.69	"	25.5	1.3×10 <sup>-5</sup>	10.0
	6	$-28.1 \sim -35.5$	740	"	11.29	"	24.2	2.5×10-5	32.4
E.	Ø	-35.5~-38.9	340	"	14.58	"	32.0	2.0×10 <sup>-5</sup>	11.9
×.	8	$-38.9 \sim -40.9$	200	"	16.23	"	31.0	$1.7 \times 10^{-5}$	6.0
			2760cm						193. 5cm
	٩	-15.7~-20.3	460	0.68	1.56	21.3	_	2.4×10 <sup>-5</sup>	23.5
-	2	-20.3~-22.3	200	"	3. 81	"	23.2	2.4×10 <sup>-5</sup>	10.2
亏	3	-22.3~-25.4	310	"	5.54	"	25.3	2.1×10 <sup>-5</sup>	13.9
理			970cm						47.6cm
注	1. 7	$f' = \frac{G_s - 1}{1 + c} \cdot \gamma_w$	ハ地区 $r'=\frac{2}{1}$	$\frac{2.7-1}{1.1.79} \times 1 = 0.$	61 t/m³		4. pv 1	は有効土ガブリ圧	
		T L G	1 1号地 r'=-2	$\frac{11.76}{2.7-1} \times 1 = 0.$	68 t/m³		5. S N	は沈下量 $S=\Sigma m_v$	• Ap • AH

表一4 圧密沈下量計算(クイを考慮しない場合)

2. 4p は 図-13 埋立地側の垂直応力増加 4p をとり、圧密層中一定値を採用

3.  $m_v$  は圧密試験  $\log p - \log m_v$  曲線上で  $p_v + \frac{d p^{\tau_v}}{2}$ に対応した値で  $p_v + \frac{dp}{2} < p_y$ の時は過圧密領域の値

 $p_v + \frac{\Delta p}{2} > p_y$ の時は正規圧密領域の値

形となっていないことが確認され,ケーソンの滑動に対す る不安はない。ケーソン底面とクイ頭のはなれは,ハ地区 で 45cm,1号地で 81cm 程度である。

# 6.2 土圧の観測と考察

土圧計をケーソンの底面(ハ地区と1号地)と背面(1 号地のみ)の壁に埋込んだものの観測の経時変化は,図-8,9に示し,それを整理して計算土圧値と併記したもの が図-13である。ケーソン底面では,海側よりも中央ない し陸側の値が大きくなる傾向を示している。これは,図-8,9のケーソンの背面埋立に伴う傾きの経時変化からも わかるように,ケーソンにフーチングがあるためとも思わ れるが,すべて陸側にのけぞった形で安定していることか ら考えて,陸側の土圧値(地盤反力値)が大きいことがう なずける。

このことから,一概には言えないが,クイ基礎の設計で 地盤反力を通常の地盤反力係数法<sup>8)</sup>で計算した図一13の値 をとらずに,一様な反力分布として計算しても,工学的に は充分ではないかと考えられる。

# 7. あとがき

海底の陸棚谷に軟弱なチュウ積層がタイ積した地盤に築 造された埋立護岸に、松丸太による基礎グイを施工した場 合の護岸と在来地盤の沈下および土圧を観測したが、観測 を通じて考えられることを列挙するとつぎのとおりである。 (1) ケーソン底面と基礎グイ頭をはなして打込まれた護岸

では、上部からの荷重を地盤とクイでどのように分担し

ているかは不明であるが,沈下の阻止には有効である。 (2) 捨石基礎をおもりで突固める工法は,載荷時の捨石自 体の即時沈下を防ぐのに有効である。

地区	層	深 さ (m)	∆ H (cm)	$(\mathrm{cm}^2/\mathrm{sec})$	<i>∆ H'</i> (cm)
	0	-13.3~-17.4	410	9.2×10 <sup>-3</sup>	448
	2	$-17.4 \sim -19.7$	230	9.6×10 <sup>-3</sup>	246
	3	$-19.7 \sim -21.6$	190	1.5×10 <sup>-2</sup>	163
	4	$-21.6 \sim -23.7$	210	7.6×10 <sup>-3</sup>	253
地	5	$-23.7 \sim -28.1$	440	1.5×10 <sup>-2</sup>	377
	6	-28.1~-35.5	740	$1.3 \times 10^{-2}$	681
<b>'</b> 21	Ø	-35.5~-38.9	340	7. $4 \times 10^{-3}$	415
2	8	-38.9~-40.9	200	$1.2 \times 10^{-2}$	191
	$\Sigma {}^{\it J} H'$				2774
	0	$-15.7 \sim -20.3$	460	3. 3×10 <sup>-2</sup>	439
문	2	-20.3~-22.3	200	2.7×10 <sup>-2</sup>	211
7	3	-22.3~-25.4	310	1.1×10 <sup>-2</sup>	512
地	∑⊿H′				1162

表-5 圧密係数 c<sub>v</sub>の異なる層の換算層厚の計算 (クイを考慮しない場合)

注 1.  $c_v$  は圧密試験  $\log p - \log C_v$  曲線上で  $p_v + \frac{4p}{2} < p_y$  の時 は過圧密領域,  $p_v + \frac{4p}{2} > p_y$  の時は正規圧密領域の値

2. 換算厚  $\Delta H'$  は  $\Delta H' = \Delta H \cdot \sqrt{\frac{c_{vo}}{c_v}}$ の値 ハ地区  $c_{vo} = 1.1 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{sec}$ 1号地  $c_{vo} = 3.0 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{sec}$ 



図—12  $\log p$ — $m_v$ ,  $c_v$  曲線

43

No. 835



図-13 埋立護岸の計算土圧と実測土圧の比較および圧密増加応力の計算説明図

表一6 圧密沈下曲線の計算結果(クイを考慮しない場合) ハ地区(片面排水)

U(%)	T	S (cm)	T . (S ALL /)2	$t = T_v \cdot (\Sigma \Delta H')^2 / C_{v0}$		
	10		<i>Iv</i> •(22 <u>1</u> ) <sup>-</sup>	日	年	
10	0.008	19.3	61,561	65	0.2	
20	0. 031	38.7	238, 547	251	0.7	
30	0.071	58.0	546, 350	575	1.6	
40	0. 126	77.4	969, 580	1,021	2.8	
50	0. 197	96.7	1, 515, 930	1,596	4.4	
60	0.287	116. 0	2, 208, 487	2, 325	6.4	
70	0.403	135.4	3, 101, 116	3, 264	8.9	
80	0.567	154.7	4, 363, 108	4, 593	12.6	
90	0.848	174.1	6, 525, 424	6, 869	18.8	
100						

1号地(両面排水)

<b>U</b> (%)	$T_v$ $S$ (cr	S (cm)	$T_v \cdot \left(\frac{\gamma \Delta H'}{2}\right)^2$	$t = T_v \cdot \left(\frac{\gamma_2}{2}\right)$	$\left \frac{H'}{2}\right)^2/C_{vo}$	
				Ħ	年	
10	0.008	4.7	2, 701	1	0	
20	0. 031	9.5	10, 465	4	0.01	
30	0.071	14.3	23, 967	9	0.02	
40	0. 126	19.0	42, 533	17	0.05	
50	0. 197	23.8	66, 500	26	0.07	
60	0.287	28.6	96, 880	38	0.10	
70	0. 403	33. 3	136, 037	53	0. 15	
80	0. 567	38.1	191, 397	74	0.20	
90	0.848	42.8	286, 252	111	0.30	
100						

注 1. 圧密時間の計算は瞬間載荷の場合である。 2. 載荷は一次元圧密の状態

- (3) 貝類の穿孔による捨石の沈下も、時には重大な結果を 与えるので、捨石の材質や捨込み時期に注意する必要が ある。
- (4) 本地域のような基盤層の不陸がはなはだしい埋立地での地下埋設物のうちで、連続してその効果がはたされるもの(雨水、汚水、管きょ、ガス管、水道管など)の基礎構造や布設工法を考える上での不同沈下対策として、 護岸はもちろんのこと埋立地内における在来地盤と埋立



図-14 護岸線の地盤の実測沈下曲線と計算値

地表面での沈下測定が特に望まれる。

この観測では、クイと地盤の荷重分担を求めるまでにい たらなかったが、いずれの機会に測定し、この型式の基礎 グイの沈下、支持機構を調べたいと考えている。

終わりに、このような型式のクイ基礎の設計面で種々ご 教示いただいた鶴岡鶴吉博士と、測定機器についてご指導 賜った国鉄、鉄道技術研究所土質研究室長室町忠彦博士、 安立電気(株)計測器事業部長岸本惇先生に厚く感謝いたし ます。なお、現場での観測は、横浜市都市開発局第一、第 二臨海開発事務所の全職員の協力によるものである。

### 参考文献

- 1) 福島三七治: 港湾特論, 修教社 (昭和26年), p. 175~177
- 2) 三木・成瀬・鶴見:根岸の地盤,横浜市埋立事業局,昭和41年
- (3) 横浜市都市開発局臨海開発部:横浜市根岸湾ハ地区埋立工事 設計図集,昭和48年
- 4) 横浜市埋立事業局: 根岸湾埋立工事護岸設計図集, 昭和38年
- 5) 日本港湾協会:港湾構造物設計基準,昭和46年
- 6) 吉良哲明: 原色日本貝類図鑑, 保育社, 昭和49年, p. 115
- 7) 土質工学会:土質試験法, 圧密試験, 昭和48年, p. 274~325
- 8) 土質工学会:土と基礎実用数式図表の解説,昭和48年, p. 62 ~63

(原稿受理 1974.9.11)