

## 大規模二重締切工の計測管理(その2)

大阪第三建設部 桜島工事事務所 河野 富夫  
 同 部 同 所 橋本 良之  
 同 部 設 計 課 幸 和 範

### まえがき

「技報」第三号で報告したように、本二重締切工は中詰砂、リバース杭および地盤改良の施工に伴い設計段階では予想しなかった変形や応力を生じた。特に内側矢板の挙動が顕著であり、中詰砂工では矢板天端が外側へ28cm変位するとともに、40.6t・m/mの曲げモーメントが発生した。また、リバース杭工では空掘り跡埋部の地盤のゆるみにより掘削側の側圧は約20t/m<sup>2</sup>減少し、曲げモーメントはさらに増加して69.8t・m/mに達した。次に地盤改良工では注入圧力によって内側矢板は外側へ押され、改良土層付近に生じていた負の曲げモーメントが正の曲げモーメントに逆転するという変動が生じた。このような現象は設計時においてもある程度予測されたことであったが、定量的に把握し設計に反映するまでに至らなかった。

本報告では、上記の挙動に対し計測されたデータをを用いて試みた解析ならびに掘削工において実施した現状解析と予測解析による計測管理について述べることにする。

### 1. 中詰砂投入に伴う締切工の挙動

#### 1-1 内側矢板

二重締切りの設計法として確立された方法がないのが現状であるが、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」<sup>1)</sup>に鋼矢板セルに関する設計法が示されており、一般にこれを二重締切りの設計に適用している。しかしこの設計法では二重締切りの変形を算定することができない。また、今回の工事のように二重締切り内側(掘削側)を埋立てて築

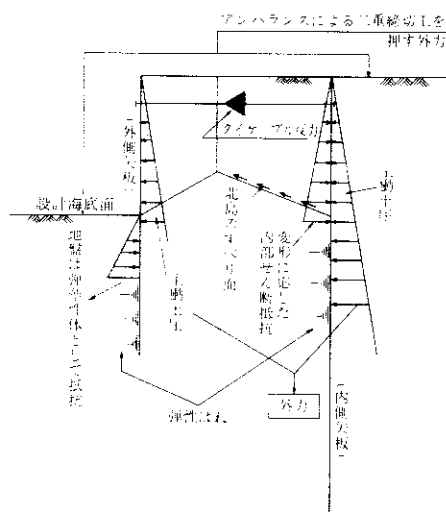


図-1 中詰砂工に対する内側矢板解析モデル

島する場合、中詰砂投入時における内側矢板応力は明確な計算方法もなく、設計上考慮されない。

したがって、ここでは中詰砂のせん断抵抗を北島の方法<sup>2)3)</sup>で考慮した力学モデル(図-1)を仮定して内側矢板の応力と変形を計算し、測定値との対比を試みることにする。

#### (1)内側矢板の解析モデル

- ①中詰砂のせん断すべり面が、外側矢板の主動領域境界面と内側矢板の受働領域境界面との交点に発生するとする北島の方法によるせん断すべり面を考える。
- ②設計海底面上方について、①によるせん断抵抗が図-1に示すように三角形分布として内側矢板背面に生ずるものと仮定する。

表-1 中詰砂投入に対する内側矢板の解析条件

項	目	値
壁体の剛性	外側矢板(Z-38)	$6.92 \times 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m}$
	内側矢板( $\phi 8128 \times 12$ )	$2.44 \times 10^{-3} \text{ ''}$
横方向地盤反力係数	中詰砂・置換砂(OP-15.0まで)	$0.4 \text{ kg}/\text{cm}^3$
	粘土層(OP-23.5まで)	0.4 ''
	粘土層(OP-31.5まで)	1.0 ''
	砂れき層(OP-33.4まで)	2.0 ''
荷重	タイカブルの張力	測定値
	側圧	計算値
	中詰砂・置換砂の内部摩擦角	$\phi = 28^\circ$
	中詰砂のせん断抵抗	三角形荷重に換算

③設計海底面以下については弾性ばねを仮定する。このばねの値は予測解析の値を採用する。

(2)解析条件

表-1に解析条件を示す。

(3)計算結果および考察

中詰砂の投入状況(図-2)に応じて3段階に分けて計算した。変形および応力の解析結果を表-2に示す。解析値と測定値を対比すると、変形量および変形形態は良い適合を示しているが、最

大曲げモーメントは解析値が測定値の約3倍となっており、大幅に違いがある。変形と応力は対応するものと考えられるが、このような違いを見せた原因は不明である。

1-2 外側矢板

外側矢板は中詰砂の投入によって大きな曲げ応力が発生するが、その後、リバース杭工以後は側圧、応力とも大きく変動しない(図-3,4参照)。

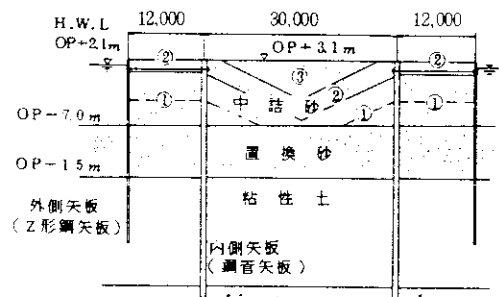


図-2 中詰砂投入状況図

表-2 中詰砂投入に伴う内側矢板の応力と変形

	施工段階	Step1	Step2	Step3
		4月12日	4月19日	4月26日
曲げモーメント (t·m/m)	測定値	12	18	34
	解析値	33	24	98
天端変位 (cm)	測定値	11	1.6	17
	解析値	7.7	5.5	22

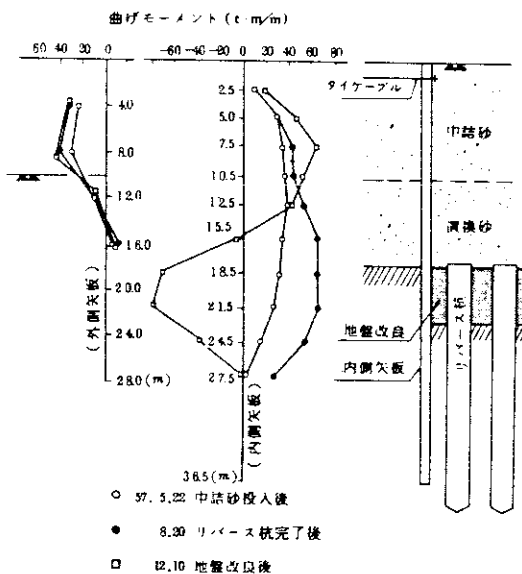


図-3 矢板の曲げモーメント

これに反して、変形は内側矢板にはほぼ平行して変化しつづける(図-5参照)。これは外側矢板の変形がタイケーブルおよび中詰砂を介して二重締切全体としての変形に関与していることを示している。

次にこの傾向について定量的に解析する。

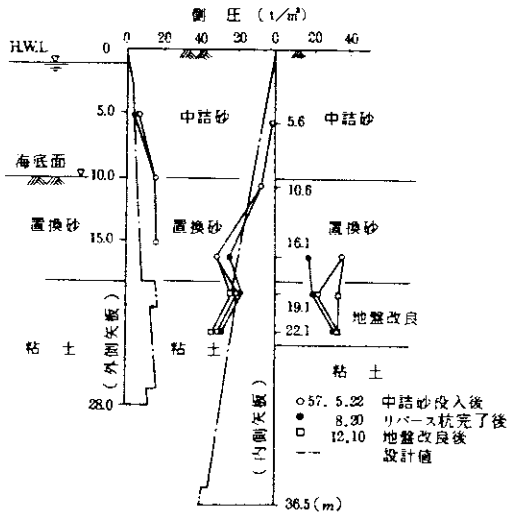


図-4 締切内の側圧分布

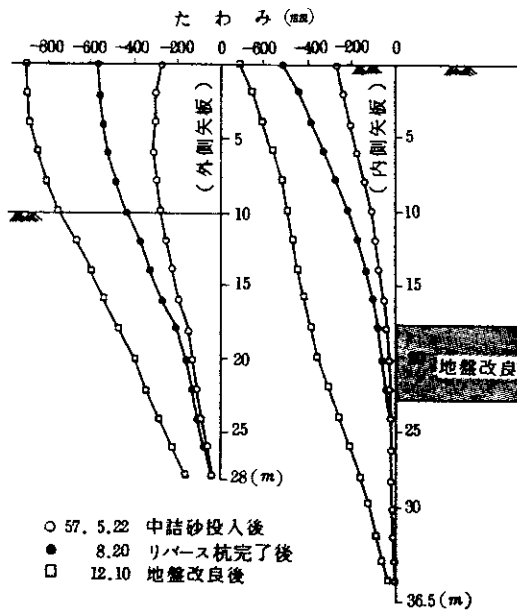


図-5 矢板の変形

(1) 外側矢板の解析モデル

図-6に解析モデルを示す。また、計算上の条件として次の仮定を設ける。

- ①内側矢板を控え杭として計算する。
- ②タイケーブルはばね支承とする。
- ③タイケーブル取付け点での変位量は、同じ位置での内側矢板の変位量を初期変位として与え、これ以深では直線的な初期変位を仮定する(図-7参照)。
- ④根入れ部は塑性領域と弾性領域に分けて考える。

(2) 解析の条件

- ①壁体の剛性

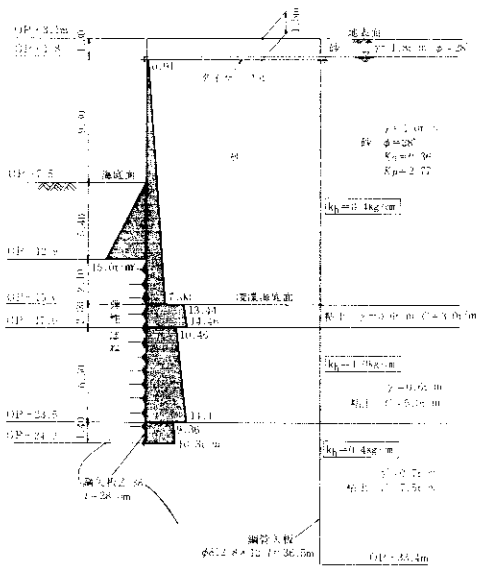


図-6 中詰砂工に対する外側矢板解析モデル

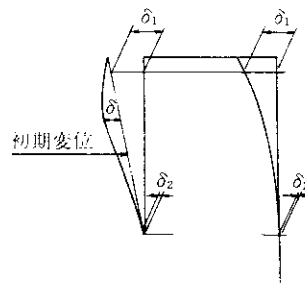


図-7 外側矢板の変位

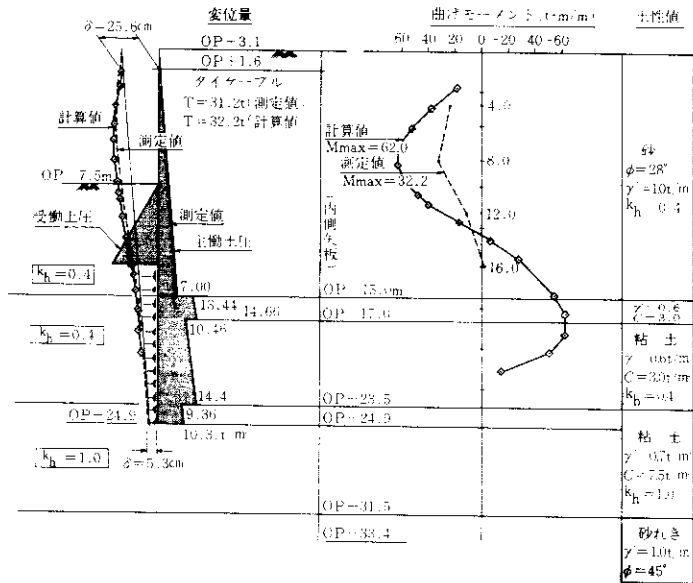


図-8 中詰砂工における外側矢板の挙動解析結果

外側矢板； $I = 6.92 \times 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m}$

②タイケープルのばね定数

$K = 590 \text{ t/m/m}$  (設計時の値)

③横方向地盤反力係数および置換砂、中詰砂の内部摩擦角

内側矢板解析時と同じ値(表-1参照)。

④荷重

主働土圧

計算時点は中詰砂工完了後の昭和57年5月19日とする。

⑬解析結果および考察

解析結果を図-8に、また、測定値、解析値および設計値の比較を表-3に示す。

表-3 中詰砂投入に伴う外側矢板の変形と応力

	測定値	解析値	設計値
変形 $\delta$ (cm)	11	11	9
曲げモーメント(t·m/m)	32	62	79
タイケープル張力(t)	31	32	44

変形は図-7の $\delta$ を変位量として評価した場合測定値、解析値および設計値はよく合っているが、最大曲げモーメントは大きな差が生じた。設計値が

測定値より大きいのは、設計段階ではタイケープル取付け点を固定支承としたため、内側矢板が控え杭となった状態における前傾変形を考慮できていないためであると考えられる。

これに対し、解析値の場合はタイケープルをばね支承として評価しており、前傾変形による曲げモーメントの低減が考慮できているため、設計値よりも測定値に近い値を示しているが、それでもなお2倍の差がある。この原因としては

①二重締切工の全体変形による応力とタイケープル式矢板壁のはらみによる応力とを明確に分離することは困難である。

②二重締切のタイケープル、中詰砂を介しての連成挙動時におけるタイケープル取付け点のばね評価が困難である。

などによるものと考えられる。

次に、タイケープルの張力については、測定値と解析値はよく合っているが、設計値とはかなりの差がある。この理由は上記と同様、タイケープル取付け点の支承をばね評価しているため、内側矢板が控え杭となった状態における前傾変形を考慮できていないためであると考えられる。

## 2. リバース杭施工に伴う内側矢板の応力

リバース杭の施工に伴い内側矢板の曲げモーメントは約30 t・m/m増加した(図-3参照)。

これはリバース杭の施工により掘削側の地盤が乱された結果、内側矢板両側の側圧がアンバランスとなり、このために内側矢板の曲げモーメントが増加したものと考えられる。この現象を定量的に把握するため次のようなモデル化を行う。

- ①内側矢板は弾性床上の梁とする。
- ②ばね支承は横方向地盤反力係数とし、その値は設計値とする。
- ③荷重は掘削側と背面側の測定測圧の差を背面側から作用させる。

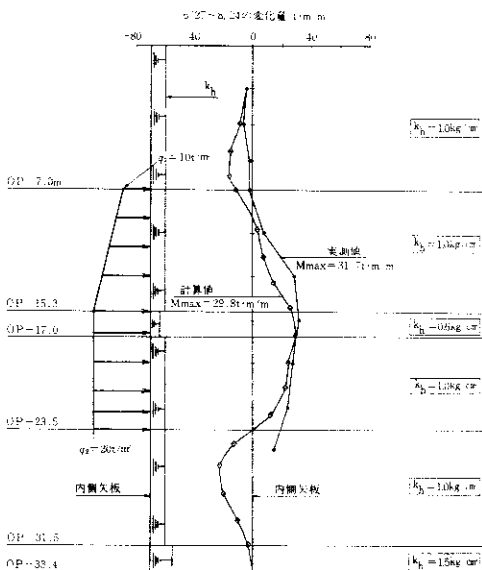


図-9 リバース杭施工に伴う内側矢板の曲げモーメント(荷重図および計算結果)

図-9に荷重図および解析値と測定値を示す。解析値と測定値はほぼ一致しており、リバース杭施工前後の曲げモーメントの増加は側圧の変化によって生じたものと考えられる。

## 3. 地盤改良に伴う内側矢板の応力

内側矢板は地盤改良の注入圧によって大きな変形と応力を生じた(図-3,5参照)。側圧の増加(図-4)と曲げモーメントの増加とはよく対応しているが、これらの関係を定量的にとらえるため、注入圧(土圧計による増分)による曲げモーメントの増加を計算した。解析モデルはリバース杭の場合と同様で、計算結果を表-4に示す。

表-4 地盤改良に伴う内側矢板の応力と変形

		月/日~月/日		
		10/18 ~11/1	11/1 ~11/15	11/15 ~12/1
側圧増分 (t/m <sup>2</sup> )		9.0	2.4	3.2
曲げモーメント (t・m/m)	測定値	4.2	2.6	3.2
	解析値	2.7	7.0	1.0
天端変位 (cm)	測定値	6.0	5.8	7.9
	解析値	1.8	0.5	0.6

測定結果の側圧の増分をそのまま用いると最大曲げモーメントの解析値は測定値の約1/3となった。

主として考えられる理由は土圧計の測定時期と注入圧の最大時期のずれによるもの、すなわち、セメント系注入剤の注入施工部分が測定断面付近に接近したとき、壁体に最も大きな圧力を及ぼすが、その後、分散して圧力が減り、さらに硬化することにより圧力が減少するため土圧計の標示圧力が小さくなったためと思われる。

## 4. 掘削工における現状解析と予測解析による計測管理

### 4-1 解析方法

現状解析と予測解析による計測管理システムは情報化施工管理(Realtime Construction Control)システムと呼ばれている計測管理手法で、内側矢板の実測変位をもとに現施工段階での挙動解析(現状解析)と将来の挙動予測(予測解析)を行い、そのデータによって次の施工段階を安全に、経済的にかつ正確に進めようとするものである。

現状解析では、現在の内側矢板変位の測定値を入力し、弾塑性法による計算変位が測定変位に最も一致するように、次に示す4つのパラメーター

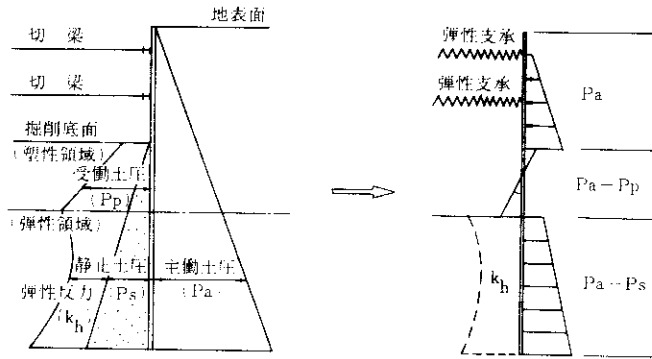


図-10 土留めの弾塑性解析モデル

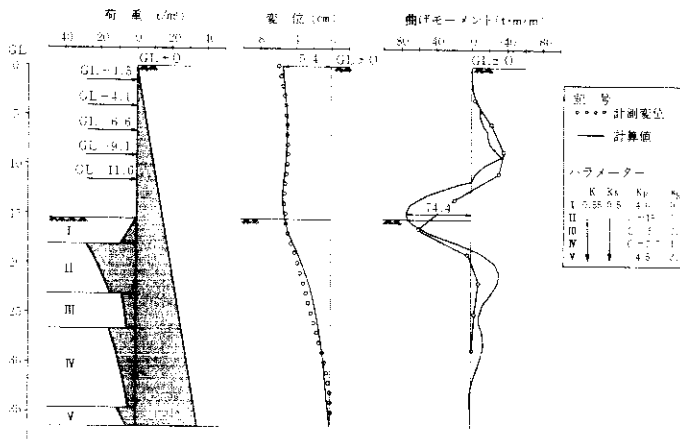


図-11 現状解析結果（第5次掘削時）

を算出する。

- ①内側矢板背面側の側圧
- ②内側矢板前面側の受働土圧
- ③ " の地盤ばね
- ④ " の静止土圧

一方、予測解析は、現状解析で求めた最適パラメーターを使い、弾塑性法によって次の掘削から最終掘削時までの内側矢板、支保工の変位、応力についての予測を行うものである。図-10にこれらの解析に用いる構造モデルを示す。

#### 4-2 現状解析の結果

##### (1) シミュレーションの状態

現状解析結果の1例を図-11に示す。この図は第5次掘削の場合の解析結果で、曲げモーメント

の大きさ、分布形状とも測定値とよく適合している。全体的なシミュレーションの様子は、海底面以浅の1次～3次掘削ではよく合わなかったが、海底面以深の掘削となる4次～6次掘削ではよい適合を示した。

##### (2) パラメーターの推移

各掘削段階での現状解析によって選出されたパラメーターは図-12のような推移を示す。これによれば、置換砂層および粘土層の横方向地盤反力係数は設計時 ( $k_h = 1.0 \text{ kg/cm}^3$ ) の約1/2である。これは内側矢板の変形が10cmを超え、前面地盤が塑性状態のために小さく評価されたこと、および設計では既往の杭を対象とした推定式で  $k_h$  値を求めたが、この式は内側矢板のように受圧面積が大きい場合過大に計算される傾向にあることなどが原

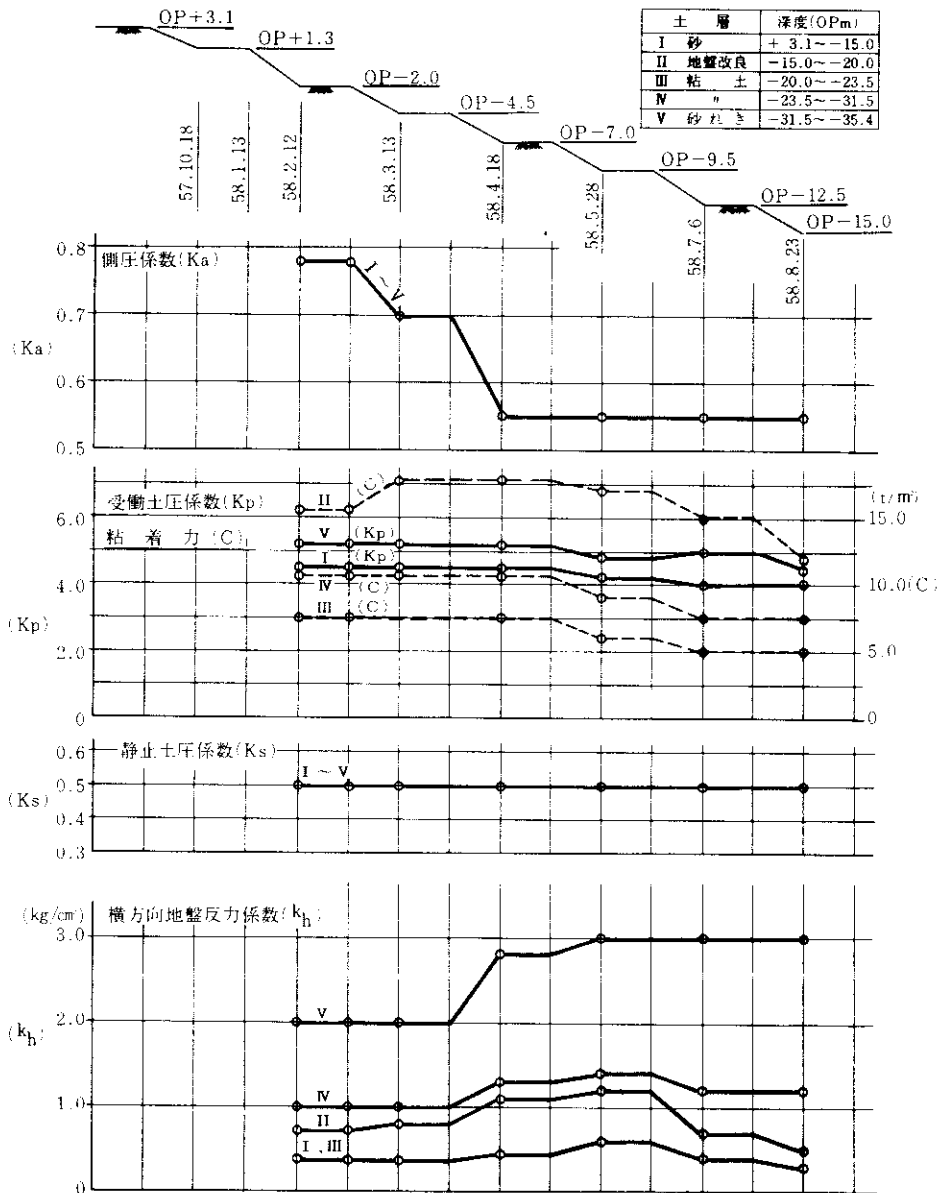


図-12 現状解析で採用したパラメーターの推移

因であると思われる。

#### 4-3 予測解析の結果

##### (1)内側矢板の応力、変位

内側矢板の応力および変位の設計値、予測値および測定値を対比したものを表-5に示す。応力

については設計値は地盤改良後の初期応力を加算した最大応力の値を、測定値は計器から得られた実応力を予測値は解析時点から以降の各掘削時ごとの最大応力を示す。また、変位については第1次掘削に至るまでに生じた変位を無視し、それ以降に生じた最大変位を示す。

表-5 内側矢板の応力、変位の予測結果

		解析の対象とする状況							
		地盤改良後掘削時	第1次掘削時	第2次掘削時	第3次掘削時	第4次掘削時	第5次掘削時	最終掘削完了時	
最大曲げモーメント (t・m)	設計値	66.1 -91.9	74 -98	128 -113	157 -150	170 -176	161 -179	113 -121	
	測定値	ひずみ計 66.1 -91.9	64.9 -94.0	76.5 -96.5	68.0 -98.0	60.2 -101.1	53.8 -98.5	69.4 -79.9	
		挿入式傾斜計	76.2 -98.4	64.8 -90.7	68.9 -92.3	77.8 -106.7	76.0 -101.5	85 -98	46.5 -58.1
	予測解析値	地盤改良前掘削時							
		第1次掘削時		68 -102	114 112	136 -143	142 -168	136 -152	52 -64
		第2次掘削時			98 -113	121 -119	128 -143	127 -148	104 -136
		第3次掘削時				97 -115	94 -128	92 -135	80 -132
		第4次掘削時					93 -128	89 -132	78 -134
		第5次掘削時						84 -120	70 -112
		最終掘削完了時							71 -96
変位 (cm)	設計値	0	2.31	3.09	4.84	6.29	7.40	7.88	
	測定値	0	5.03	6.29	5.20	4.70	5.90	6.00	
	予測解析値	地盤改良前掘削時							
		第1次掘削時		4.74	4.24	4.90	5.73	7.31	9.46
		第2次掘削時			5.77	5.55	6.36	7.34	7.58
		第3次掘削時				4.70	4.58	4.61	4.62
		第4次掘削時					4.31	4.34	4.44
		第5次掘削時						5.44	5.61
最終掘削完了時							6.41		
掘削位置	OP +1.3	OP -2.0	OP -4.5	OP -7.0	OP -9.5	OP -12.5	OP -15.0		

注 (1) 設計値の最大曲げモーメントは1月13日のひずみ計での応力を初期値とする。

(2)     内は現状解析に対応する値

(2) 切梁軸力

切梁軸力の設計値、予測値および測定値を表-6に示す。設計値および初期掘削段階の予測値がかなり過大な値となっているが、潮位ならびに温度による変動、切梁軸力の分担幅の不確かさ、さらに護岸側からの不確実な偏土圧を初期の切梁段数の少ない構造系の中で確実に支持する必要性を考え合わせれば必ずしも過大な評価であったとは思われない。

(3) 予測誤差

掘削の進行に伴って予測の誤差がどのように推移していくかを図-13, 14に示す。図の縦軸には(予測時の掘削深さ)/(最終掘削深さ)、横軸には(予測値-測定値)/(測定値)をとり、各段階ごとの最大応力と最大変位の予測誤差をプロットしている。実線は予測値として解析時点の次掘削段階のものを使用し、応力の測定値はひずみ計から測定したものと、挿入式傾斜計から測定し



表-6 切梁軸力の推移

切梁	掘削回数	1次	2次	3次	4次	5次	6次	備考
1段梁	設計値		239.7	183.7	114.5	159.9	91.2	単位；t ・設計値 温度および プレロード 荷重を含む ・予測値 予測解析の 次掘削にお ける値を示 す。 ・測定値 クリープ変 形を考慮し て、次掘削 直前の値を 示す。
	予測値		235.7	225.6	158.7	160.6	142.8	
	測定値		82.7	104.6	101.3	53.3	39.3	
2段梁	設計値			467.4	409.0	364.6	344.7	
	予測値			373.4	255.0	148.9	163.2	
	測定値			69.6	119.1	93.7	67.5	
3段梁	設計値				365.2	376.9	334.4	
	予測値				335.3	416.3	340.9	
	測定値				174.7	287.3	268.2	
4段梁	設計値					360.0	344.0	
	予測値					295.7	373.3	
	測定値					294.4	345.4	
5段梁	設計値						345.4	
	予測値						173.0	
	測定値						185.8	

たものの平均最大応力を示す。破線は各解析時点ごとに最終掘削段階を予測したもので、応力はひずみ計の測定値を使用している。

一般的には、予測精度は掘削の進行に伴って向上していく。

本工事の場合、1次および2次掘削時の予測誤差が50%を超えているが、これは二重締切部のせん断抵抗の評価の不確かさが解析を難しくしているものと思われる。これに対して、4次掘削以降は応力、変位とも20~30%の予測誤差となり工學上、管理上とも満足すべき値となっている。

### 5. まとめ

今回の大規模二重締切工の計測管理を通じて得た設計、施工上の問題点、反省点などについて以下に述べる。

- ①測定内容は、二重締切工および土留支保工の安全管理という観点からすれば、ほぼ妥当なものと考えられるが、測定目的の2つ目に掲げていた設計上の条件、仮定などの適合性を検討するためには側圧の測点数が不足していた。また、変位の測定精度もさらに向上させる必要がある。
- ②今回の二重締切工の設計は築島時における二

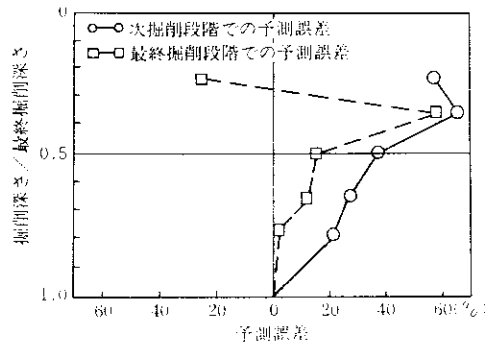


図-13 内側矢板の応力

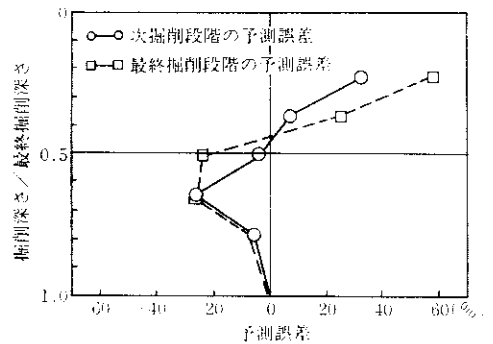


図-14 内側矢板の変位

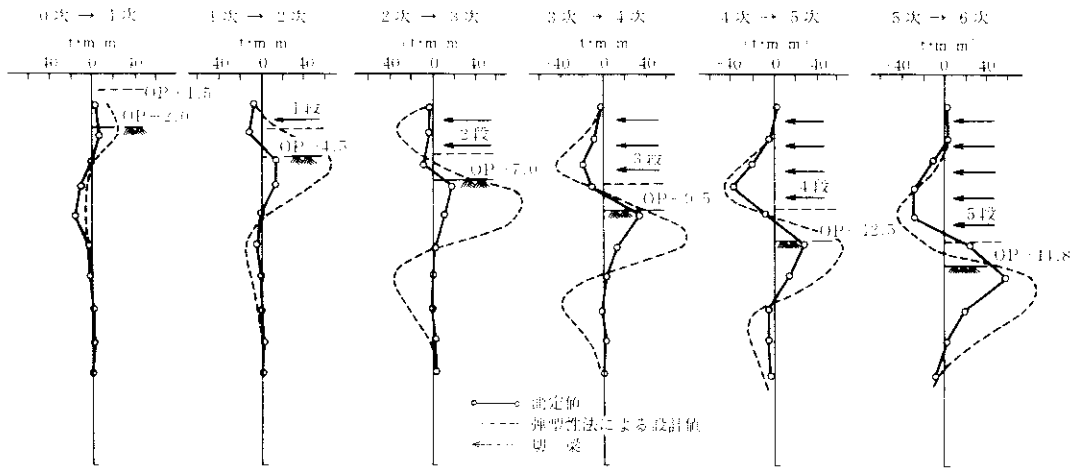


図-15 各次掘削に伴う内側矢板曲げモーメントの増分

重締切工の安定解析と掘削時における切梁式—重締切工の設計に分けることができる。

築島時における二重締切工の安定解析については一般に用いられているセル構造の計算方法によったが、厚く堆積した軟弱粘性土地盤、護岸側からの偏土圧、平面的にアンバランスな締切形状などに対処するため支保工の4隅にコンクリート製の大型火打ちを設けて平面剛性の強化を図るとともに、内側矢板は信頼のおける地盤まで根入れした。計測において偏った締切工の平面変位、根入れ深部までの内外矢板の変位などが観測されており、上記の処置が締切工全体の安全性の確保に多大な効果を発揮したことが伺える。

一方、掘削時における締切工（内側矢板）の設計法については掘削深さが18mにも及び、普通の締切工の設計法<sup>4)</sup>は適用できないため、弾塑性法を用いたが、かなり精度良く計算することができた（図-15参照）。

③中詰砂の投入、リバース杭および地盤改良の施工によって内側矢板には設計上考慮していなかった応力が発生した。これらの応力は地盤条件、施工方法、施工順序などにより変動し、今後の同種工事においても設計段階で定量的に考慮することは困難であるが、多少安全側の設計

をすとか、計測管理を行うとかの対策が必要である。

④土に関する工事において本工事のように大規模であり前例のない場合、現場計測に基づく情報化施工は工事を安全にかつ正確に進めるうえで非常に有効であり、また、必要であると考えられる。

## あとがき

この計測管理は昭和57年3月中詰砂工の着工時から切梁を撤去した昭和59年7月に至る2年4ヶ月にわたって実施したものである。末筆ながら本計測管理にたずさわった関係者各位に深く感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 港湾の施設の技術上の基準・同解説、初版、日本港湾協会、昭和54年3月1日
- 2) 北島；セル岸壁の安定性に関する研究、運輸省技術研究所報告、2-3、1962
- 3) 北島；岩盤上のセル構造の破壊について、土と基礎、10-8、1962
- 4) 道路土工、擁壁・カルバート・仮設構造物工指針、再版、日本道路協会、昭和52年4月