

土木工事施工管理技術“RCC システム”の改良とその適用例

川崎製鉄技報

15(1983)1, 61-71

小関 植志* 福若 雅一** 白井 一矢** 内山 英夫*** 市原 勲**** 四方 博実*****

Improvements in Realtime Construction Control System and Its application to Excavation Work

Tateshi Koseki, Masakazu Fukuwaka, Kazuya Usui, Hideo Uchiyama, Isao Ichihara, Hiromi Shikata

要旨

RCC システムは、昭和50年の千葉第6高炉の建設を機に開発された新しい施工管理システムであり、その背景、内容については第1報で報告した。その後、解析機能の拡張や精度の向上および計算時間の短縮を目的として大幅な改良がなされた。本システムは、社内工事のみならず社外工事においても採用され、高い評価を得るに至っている。本報告は、RCC システムの主な改良点と社外工事への適用例について報告するものである。

Synopsis:

The Realtime Construction Control System was developed by Kawasaki Steel Corp. to safely carry out the construction of a huge foundation for No. 6 blast furnace at Kawasaki's Chiba Works. The outline of the RCC System was reported in Vol. 9 No. 3/4 of "Kawasaki Steel Technical Report" (1977, in Japanese).

After the successful construction of the blast furnace foundation, this system was improved in terms of expansion of its functions, improvement in precision and reduction of computation time, and has been applied to various civil engineering works not only inside Kawasaki but also outside of the company and has obtained excellent results. Major items of improvement in this system and an excellent example of its application are discussed.

1. はじめに

RCC (Realtime Construction Control) システム¹⁾は、昭和50年の当社千葉製鉄所第6高炉基礎の建設を機に、現場計測技術、土質工学理論および大型コンピュータを有機的に結びつけた新しい施工管理手法として開発された。第6高炉基礎建設工事では、本システムの適用により、2,000点にも及ぶ膨大な現場計測データを迅速に処理し、軟弱地盤での深さ30mにも及ぶ掘削を無事終了させることができ、その有用性が実証された^{2,3)}。その後、解析機能の拡張、精度の向上および計算時間の短縮を目的として、解析モデル、パラメータの選出法、解析アルゴリズムに改良が加えられ現在のシステムに至っている。RCC システムは数々の社内工事に適用されたが、社外においても高い評価を得ており、東京都下水道局砂町処理場内のポンプ室(処理能力:汚水6 m³/s, 雨水52 m³/s)の建設工事では、軟弱地盤での前例をみない大規模な掘削にもかかわらず RCC システムによる情報が有効に施工へ反映され、当初予定されていた5段の支保工を1段減じて工事を終了させるという成果を得た。本文では、RCC システムの主な改良点とその適用例について述べ、技術的意義について考察する。

2. 新 RCC システム

RCC システムを多様な地盤条件、構造条件、環境条件のもと

で行われる一般の土留め工事に適用するには、システム構成がこれらの諸条件を考慮することのできる汎用性の高いものでなければならない。

社外工事を対象としたこのような要求に対処するため、旧 RCC システムを改良し、適用範囲や機能の拡張を行った。また、これによって増大する計算負荷の軽減のため、構造解析等の効率化をはかり、プログラムの汎用性の拡大と計算時間の相反する問題を解決した。

以降で、新 RCC システムの主な改良点について述べる。

2・1 弾塑性解析

Fig. 1 に新 RCC システムの基本構造モデルを示すが、これは受働側地盤に反力限界を設けた弾塑性解析モデルである。受働側地盤の土圧は土留め壁の変位によって増加し、静止土圧から受働域へ移行して、極限值である受働土圧に至る。反力限界にはこの受働土圧を考える。土留め壁の構造計算では土圧と水圧とを合成したものを荷重としており、これを主動側圧と呼ぶ。掘削面以深の主動側圧には主動土圧から掘削面以深の静止土圧を差し引いたものを用いている。従って上記の反力の限界も受働土圧から静止土圧を差し引いた値となる。これを土質パラメータ K_p で表している。

最近の大規模な土留め工事の設計⁴⁾は弾塑性逐次計算法で行われており、これは新 RCC システムと同様、受働側の反力の限界として受働土圧を用いた設計法である。RCC システムと土留

* エンジニアリング事業部土木技術部土木技術室主査(課長補)
*** 千葉製鉄所システム部主査(課長)
***** 千葉製鉄所システム部
〔昭和57年12月8日原稿受付〕

** エンジニアリング事業部土木技術部土木技術室
**** 千葉製鉄所システム部主査(掛長)

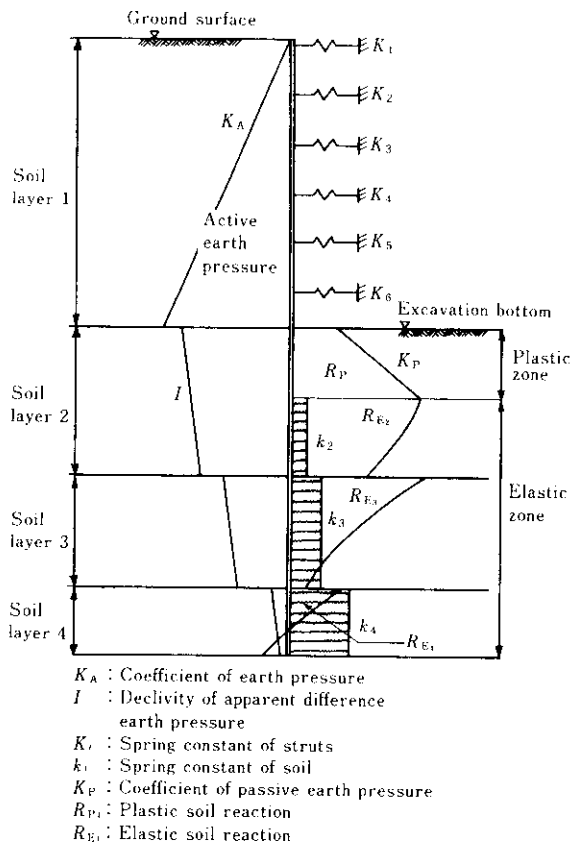


Fig. 1 A model for structural analysis

め壁の設計で用いられる構造モデルが、基本的に同じであることから、RCCシステムの現状解析値・予測値と原設計との対比が容易となるばかりでなく、将来の同様な構造設計においてもRCCシステムの解析結果が生かされ得ることになる。

2.2 解析解の利用

土留め壁を荷重条件・支持条件が線形な部材、すなわち梁の微分方程式が適用できる部材ごとに分割すれば、分割部材ごとに解析解が得られ、これらの解を力学的連続条件のもとに結びつけることにより、土留め壁全体の解を求めることができる。

この手法が新RCCシステムで採用した解析解を利用した構造計算法である。

旧RCCシステムで採用していた有限要素法では、土留め壁全体の解を求めるために構造条件の変化位置に加えて、解を得る位置におけるすべての自由度数を未知数とする連立1次方程式を解いていた。有限要素法ではFig. 1に示す構造モデルの場合、土留め壁長を50mとすれば、節点数約60で120元の連立方程式を解く必要がある。これに対し解析解を利用した手法によれば、構造条件が変化する位置の自由度数を未知数とするだけで、土留め壁全体の解が求められ、Fig. 1に示す構造モデルの場合でも、節点数12、24元の連立1次方程式を解けばよいことになる。従って連立1次方程式の規模は有限要素法の1/5程度となり、計算時間を約1/25にまで短縮することができる。

2.3 初期変位を考慮した釣合方程式

掘削は掘削の進行とともに増大する主動側圧を、順次支保工で支えながら進められる。RCCシステムでは、このような施工

過程を追った構造計算を行う。ここで、支保工設置時の支保工設置位置における土留め壁の変位を支保工の初期変位とよぶ。支保工の設置によって構造系が変化し、初期変位を含めた全変位量を新しい構造系で解く場合、何らかの方法で初期変位を考慮しなければならない。IIIシステムでは、弾性解に限定したことから、新しい構造系では作用荷重の増分（差分）量についての計算を行い、初期変位の状態に重ね合わせることでこの問題に対処した。この方法は論理が明快であるが、シミュレーションによって選択された土質パラメータが差分量についてのものであることから、次のような問題がある。

- (1) この土質パラメータで土性の変化を判定するには、差分量と土質パラメータの関係と、その推移をとともに考慮しなければならない。また定量的な判定が困難である。
- (2) 掘削があまり進行しない場合、土留め壁がほとんど変位しないことがあり、これは受働側地盤が掘削前の応力状態を維持することや地盤の剛性による一時的な現象と考えられる。このような状態では、この変化量だけに着目するため予測値が過小な値となる。

新RCCシステムでは、これらの問題を解消するため、初期変位を考慮した釣合方程式によって一気に解く方法を採用した。

支保工設置後の増分量に対する剛性方程式は、

$$\mathbf{f}^{(1)} - \mathbf{f}^{(0)} + \mathbf{f}_{eq}^{(1)} - \mathbf{f}_{eq}^{(0)} = \mathbf{K}^{(1)} (\mathbf{u}^{(1)} - \mathbf{u}^{(0)}) \quad (1)$$

ここに

$\mathbf{f}^{(0)}, \mathbf{f}_{eq}^{(0)}, \mathbf{u}^{(0)}$: 初期変位時の部材内力, 等価節点荷重, 変位

$\mathbf{f}^{(1)}, \mathbf{f}_{eq}^{(1)}, \mathbf{u}^{(1)}$: 支保工設置後の部材内力, 等価節点荷重, 変位

$\mathbf{K}^{(1)}$: 支保工の剛性を含めた剛性行列

また、支保工設置前の剛性方程式は、

$$\mathbf{f}^{(0)} + \mathbf{f}_{eq}^{(0)} = \mathbf{K}^{(0)} \cdot \mathbf{u}^{(0)} \quad (2)$$

$\mathbf{K}^{(0)}$: 支保工の剛性を含まない剛性行列。

(1), (2)式より

$$\mathbf{f}^{(1)} + \mathbf{f}_{eq}^{(1)} + (\mathbf{K}^{(1)} - \mathbf{K}^{(0)}) \cdot \mathbf{u}^{(0)} = \mathbf{K}^{(1)} \cdot \mathbf{u}^{(1)} \quad (3)$$

となり、全変位置 $\mathbf{u}^{(1)}$ についての通常の釣合方程式がたてられる。これに含まれる土質パラメータは、全変位置 $\mathbf{u}^{(1)}$ についてのものであるから、増分法で生じる問題点は解消される。

2.4 土質パラメータの探索法

土質パラメータの探索を効率的に行う方法として、シミュレーション回帰手法⁵⁾を採用した。この手法は、相互に関連するパラメータが単独で評価関数(実測変位と解析変位の残差平方和)に与える効果を統計的に算定し、真値を含む区間を狭めていく方法である。

関連したパラメータを分離する方法としてTable 1に示す直交表を用いる。ここで、Col 1~13には土質パラメータが割り当てられ、No. 1~36の各場合について、水準に応じた残差変動計算を行う。パラメータの3水準は、最初は下限値、上限値を与え第1水準、第3水準とし、中間値を第2水準とする。新しい水準の決定に際しては、パラメータごとの残差変動を水準別に加え、式(4)によって水準間の有意差を検定する。

$$F_0 = |S_{i,j} - S_{i,j+1}| / 12 \cdot V_e \quad (4)$$

$S_{i,j}, S_{i,j+1}$: 残差平方和

i : パラメータ No. (1~13)

j : 水準レベル (1, 2)

Table 1 Orthogonal table L36(3¹³) and sum of residual squares, S

Col No	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	S
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	S 1
2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	1	S 2
3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	1	S 3
4	1	1	1	1	2	2	2	2	3	3	3	3	1	S 4
5	2	2	2	2	3	3	3	3	1	1	1	1	1	S 5
6	3	3	3	3	1	1	1	1	2	2	2	2	1	S 6
7	1	1	2	3	1	2	3	3	1	2	2	3	1	S 7
8	2	2	3	1	2	3	1	1	2	3	3	1	1	S 8
9	3	3	1	2	3	1	2	2	3	1	1	2	1	S 9
10	1	1	3	2	1	3	2	3	2	1	3	2	1	S10
11	2	2	1	3	2	1	3	1	3	2	1	3	1	S11
12	3	3	2	1	3	2	1	2	1	3	2	1	1	S12
13	1	2	3	1	3	2	1	3	3	2	1	2	2	S13
14	2	3	1	2	1	3	2	1	1	3	2	3	2	S14
15	3	1	2	3	2	1	3	2	2	1	3	1	2	S15
16	1	2	3	2	1	1	3	2	3	3	2	1	2	S16
17	2	3	1	3	2	2	1	3	1	1	3	2	2	S17
18	3	1	2	1	3	3	2	1	2	2	1	3	2	S18
19	1	2	1	3	3	3	1	2	2	1	2	3	2	S19
20	2	3	2	1	1	1	2	3	3	2	3	1	2	S20
21	3	1	3	2	2	2	3	1	1	3	1	2	2	S21
22	1	2	2	3	3	1	2	1	1	3	3	2	2	S22
23	2	3	3	1	1	2	3	2	2	1	1	3	2	S23
24	3	1	1	2	2	3	1	3	3	2	2	1	2	S24
25	1	3	2	1	2	3	3	1	3	1	2	2	3	S25
26	2	1	3	2	3	1	1	2	1	2	3	3	3	S26
27	3	2	1	3	1	2	2	3	2	3	1	1	3	S27
28	1	3	2	2	2	1	1	3	2	3	1	3	3	S28
29	2	1	3	3	3	2	2	1	3	1	2	1	3	S29
30	3	2	1	1	1	3	3	2	1	2	3	2	3	S30
31	1	3	3	3	2	3	2	2	1	2	1	1	3	S31
32	2	1	1	1	3	1	3	3	2	3	2	2	3	S32
33	3	2	2	2	1	2	1	1	3	1	3	3	3	S33
34	1	3	1	2	3	2	3	1	2	2	3	1	3	S34
35	2	1	2	3	1	3	1	2	3	3	1	2	3	S35
36	3	2	3	1	2	1	2	3	1	1	2	3	3	S36

$$S = \sum_{i=1}^n (\epsilon_i)^2 : \text{Sum of residual squares}$$

$$\epsilon_i : \text{Residual} = \text{Calculated value} - \text{Measured value}$$

V_e : 予想誤差分散

次に、Table 2 に示すパターンによって新しい3水準を決定し、この方法を収束するまで繰り返し土質パラメータを選定する。すべてのパラメータについて、3水準間に有意差のないことが収束条件である。

旧システムで採用した総当り法では、たとえば、8個のパラメータを5水準に分割した場合の試行回数は $5^8=390625$ 回にもなり、計算機の負荷が大となって実用的ではない。シミュレーション回帰の試行回数は、パラメータの個数には、あまり影響されず、通常360回程度ですむ。

新RCCシステムでは、最大13個の土質パラメータを許容し

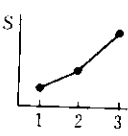
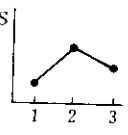
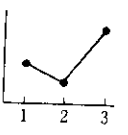
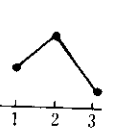
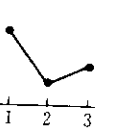
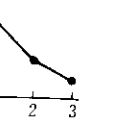
ている。(以下、新RCCシステムを単にRCCシステムと称する)

3. 適用例

3.1 概要

RCCシステムがその機能を生かし、実際的な成果をあげた実例として、東京都下水道局砂町処理場内のポンプ室建設における大規模な掘削工事⁶⁾が、挙げられる。工事は鹿島建設㈱が担当し、当社は土留め壁の現場計測データのRCCシステムによる

Table 2 New level determination criteria

Pattern	Type of variation	Significant condition	New level		
			1'	2'	3'
I		① There is no significant difference between 3 levels. ② There is no significant difference between the 1st level and the 2nd level. ③ There is a significant difference between the 1st level and the 2nd level. (Note)	1	2	3
			1	1.5	2
			0.5	1	1.5
			(2)	(1.5)	(2)
II		Regardless of any significant difference.	1	2	3
III		① There is no significant difference between the 3 levels. ② There is no significant difference between the 1st level and the 2nd level. ③ There is a significant difference between the 1st level and the 2nd level.	1	2	3
			1	1.5	2
			1.5	2	2.5
IV		Regardless of any significant difference.	1	2	3
V		① There is no significant difference between the 3 levels. ② There is no significant difference between the 2nd level and the 3rd level. ③ There is a significant difference between the 2nd level and the 3rd level.	1	2	3
			2	2.5	3
			1.5	2	2.5
VI		① There is no significant difference between the 3 levels. ② There is no significant difference between the 2nd level and the 3rd level. ③ There is a significant difference between the 2nd level and the 3rd level. (Note)	1	2	3
			2	2.5	3
			2.5	3	3.5
			(2)	(2.5)	(3)

(Note) For the 1st time, the level value shown in () is used.

For the 2nd time onward also, when the new level value exceeds, the setting range, the level value shown in () is adopted.

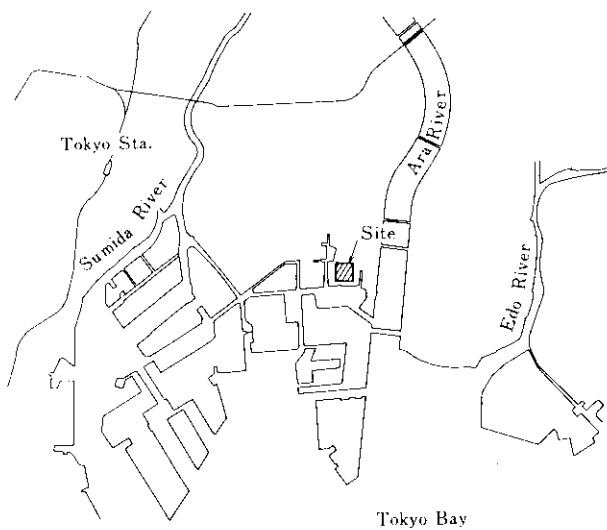


Fig. 2 Site location

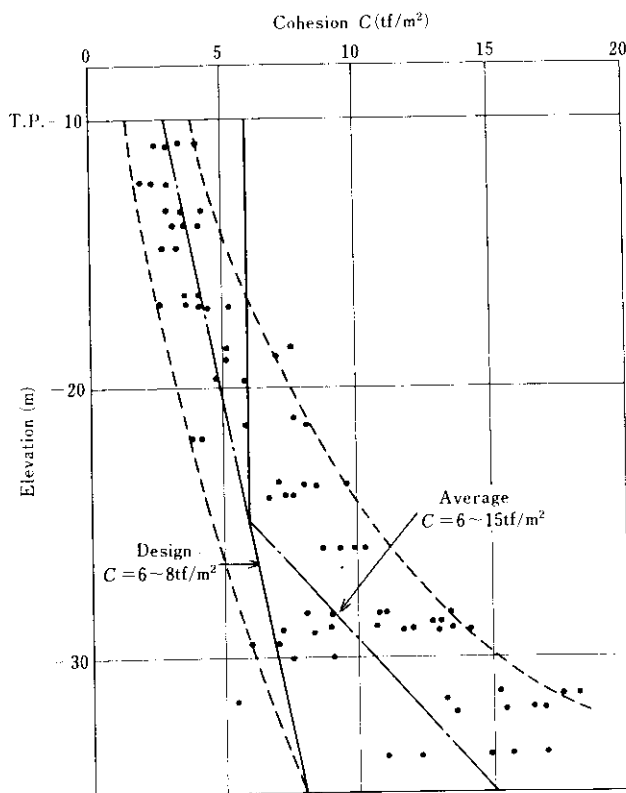
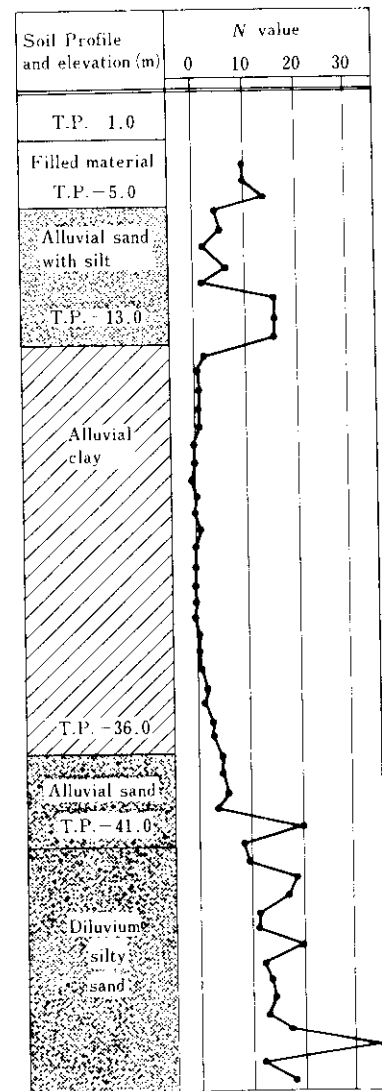


Fig. 4 Distribution of cohesion

解析を担当した。

Fig. 2 に施工場所を, Fig. 3 に土質柱状図を, Fig. 4 に沖積シルト層の粘着力分布を示す。T.P. -13m から T.P. -36m までは自然含水比85%以上, N 値 0 ~ 2 の非常に鋭敏比の高い軟弱な沖積シルト層である。その下には, N 値10未満のルーズな沖積砂層をはさみ N 値20~50の安定した洪積砂層が続いている。沖積シルト層の粘着力は, 上部で 3 tf/m^2 で深度とともに増し



T.P. : Standard mean sea level of Tokyo Bay

Fig. 3 Soil profile

ているが, 下方では非常にばらついている。特に, 掘削地の南・西側は, 砂町運河の貯水場跡地を埋め立てた所であり, 北・東側に比べて未圧密状態の, 非常に軟弱な地盤となっている。

Fig. 5 に構造断面図を, Fig. 6 に平面図を示す。土留め壁は鋼管矢板 $\phi 1500\text{mm}$, $t = 19 \sim 22\text{mm}$ (西側) および, $t = 19\text{mm}$ (東, 南, 北側) で, 鋼管矢板下端は, T.P. -45~49m の洪積層まで打ち込んでいる。掘削側地盤においては, T.P. -10m から T.P. -25m までの範囲をケミコパイルによって地盤改良しており, 上部構造を支持するため $\phi 2500\text{mm}$ のリバース杭を掘削側全域に打設している。平面形状が, $130\text{m} \times 82\text{m}$ で, 鋼管矢板を外周とする, 内部空間にポンプ室を築造するものである。この大規模掘削工事の土留め壁の安全性を確認することを目的として計測と RCC 解析を工事の進捗に合わせて実施した。

掘削床付高さは, 南側が T.P. -19.8m, 北側が T.P. -23.8m である。支保工の設置順序は, 地表面に近い側から下方へ順に 1 段支保工, 2 段支保工……と称し, これに応じてそれらの支保工設置位置までの掘削をそれぞれ 1 次掘削, 2 次掘削……と

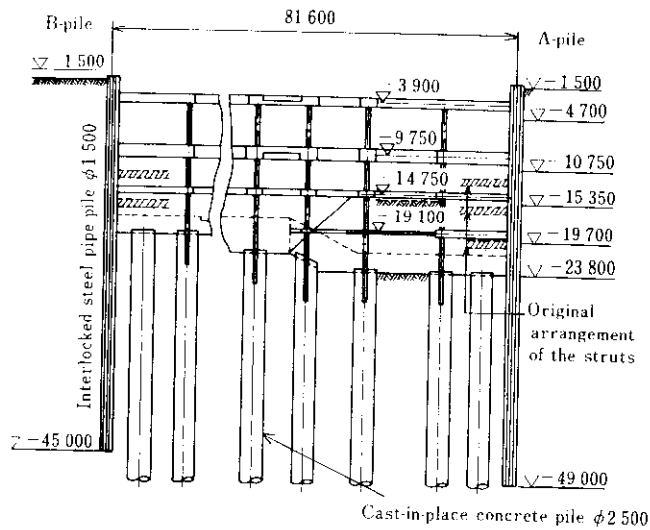


Fig. 5 Section of excavation site

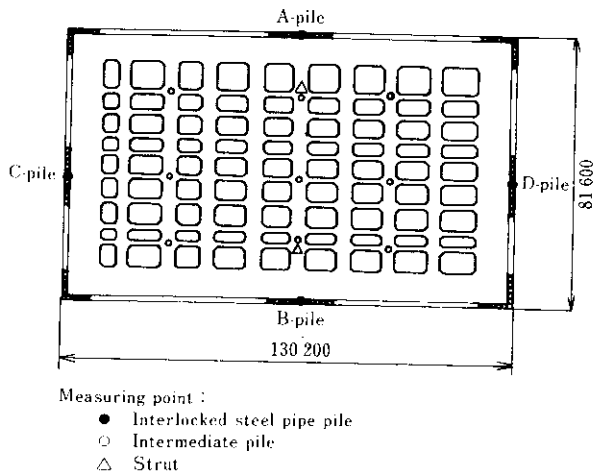


Fig. 6 Plan of excavation site

称する。

土留め工の設計は、弾塑性逐次解析法によって行っている。この方法の基本的な考え方は、RCCと同様で、各段階の掘削によって、土留め壁・支保工に生ずる応力・変位を逐次計算することによって土留め工の構造解析を行うものである。側圧係数は $K_a=0.75$ を、沖積シルト層の粘着力は地盤改良後の土質試験から $C=6\text{ tf/m}^2$ の値を用いており、最終掘削時における鋼管矢板の最大応力値は、許容応力値 $\sigma=2850\text{ kgf/cm}^2$ の約90%で $\sigma=2565\text{ kgf/cm}^2$ である。

Table 3に、計測項目と使用計器を、Fig. 6に各種計器の設置場所を示す。これらのデータは、マイクロコンピュータを使用した自動処理システムにより処理し、挿入型連続傾斜計による土留め壁の変位、土留め壁・支保工のひずみのデータは、日常管理用として用いた。この内、RCCシステムで用いたデータは、挿入型連続傾斜計により計測した土留め壁の変位であり、これをもとに、RCCシステムの現状解析および予測解析を行った。

3.2 施工計画

当ポンプ室の建設地点は、非常に軟弱な地盤である上に、大平面での深い掘削であるため、様々な不確定要素が存在しており、入念に施工法が検討された。

鋼管矢板打設後において、掘削側の受働抵抗を高めるため掘削側全域に、ケミコパイルを施工している。掘削は、全5段(一部4段)の支保工によって計画し、1段目および2段目支保工は、本設構造物の床と兼用し、鋼製の5段目支保工を除いてはすべて鉄筋コンクリート製となっている。支保工未設置状態で掘削を行う1次掘削に先立ち土留め壁背面約30mの範囲をT. P. -2~4 mまで掘削を行い、土留め壁に作用する側圧を低減させ、水平変位、応力の軽減をはかった。これ以降の掘削においては、地盤の比較的良い東側を先行して、放置期間中のクリープによる変位・応力増加を最小限に抑えるなど施工手順についても配慮した。しかし、このような配慮にもかかわらず、

Table 3 Measuring apparatus and items

Item	Measuring apparatus		Number of apparatus
	Device	Kind/Type	
Stress of pile	Strain gage	L. V. D. T. type	62
Lateral displacement of pile	Vertical inclinometer	L. V. D. T. type	6
Strut load	Reinforcing bar stress transducer	L. V. D. T. type	52
	Concrete stress transducer	Strain gage	19
	Thermometer	L. V. D. T. type	5
Earth-pressure	Earth-pressure meter	L. V. D. T. type	18
Pore-pressure	Pore-pressure meter	L. V. D. T. type	10
Underground water level	Underground water level meter	L. V. D. T. type	4
Displacement and settlement of pile	Transit	-	6
	Level	-	6
Movement of intermediate pile	Transit	-	9
	Level	-	9
Movement of struts	Transit	-	60
	Level	-	48
Settlement of the ground	Level	-	16

1次掘削終了後の土留め壁の頭部が約10cm変位し、あらためてこの掘削工事の難しさを認識させられた。

3.3 5段支保工から4段支保工へ

3.3.1 可能性の発見

2次掘削終了時において、西側に位置するA矢板の変位が顕著であった。Fig. 7は、この時点における解析結果を示したものである。図中では現状解析値を実線で、予測解析値を破線で示している。2次掘削において予測した最終時の予測最大応力は $\sigma=1590\text{kgf/cm}^2$ で設計値の約62%であった。他の計測矢板の最終時の予測応力もこれ以下であり、この時点においてFig. 8に示すように、設計の支保工段数を1段減ずる全4段支保工についての可能性を発見し、全4段支保工案における予測解析を行った。ここで、側圧係数の採用に関しては、設計値に比べ、2次掘削終了時においてRCCで選出した値を下回っているが、土圧計による実測値とほぼ一致しており、解析値は妥当なものと考え、この側圧係数を用いた。受働土圧については、特に、T.P. -25~-35mの沖積シルト層の地盤を過大に評価することによる不安があったため、この地盤の粘着力を下限值の $C=6\sim 8\text{tf/m}^2$ に抑えることにより、受働土圧を制限している。この結果全4段支保工の場合においても、最終時の最大応力は設計値の91%であった。それにより支保工を1段減じることが可能

であると判断できた。

3.3.2 可能性の追求

支保工を1段減じることの可能性について、さらにその安全性を確認するためにB矢板周辺を約30m×30mの範囲で試験

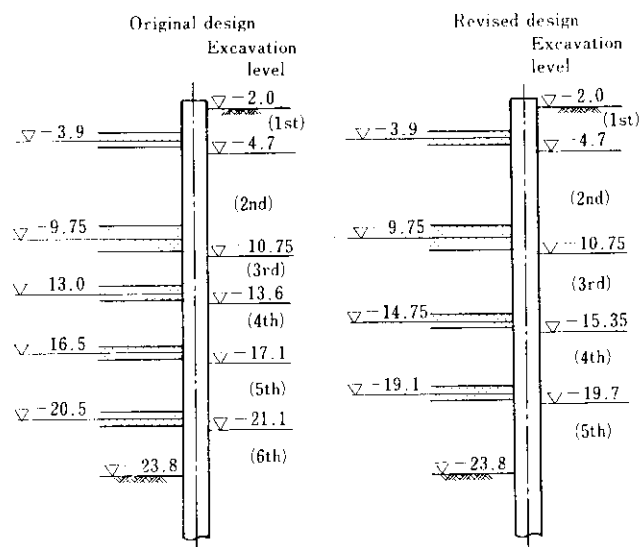


Fig. 8 Design change with the number of struts reduced from 5 to 4

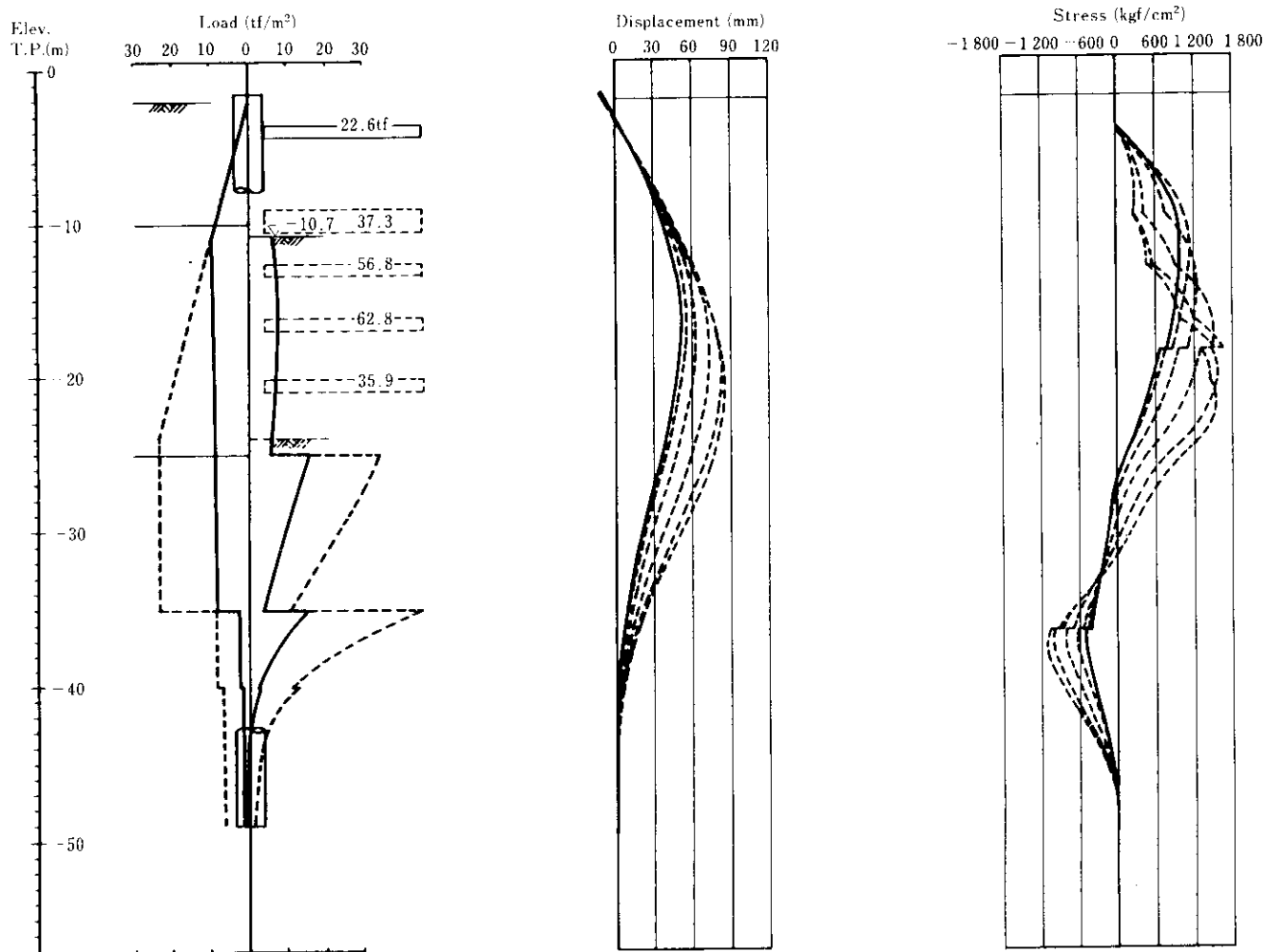


Fig. 7 Analysis at 2nd excavation stage (A-pile)

掘削を行った。この際、設計案の3次掘削 (T.P. -13.6m) および設計変更案の3次掘削 (T.P. -15.35m) の二段階においてチェックポイントを設け、実測値による土留め壁の挙動分析に合わせてRCCシステムによる解析を行い、2次掘削終了時に行った予測解析値の精度を確認した。Fig. 9はT.P. -15.35m掘削時に行った現状解析値と2次掘削終了時 (T.P. -10.7m) から現時点を予測した解析値を対比して示したものである。2次掘削終了時における予測値は、現時点の解析値に比較的良好一致しており、鋼管矢板応力の最大値の両者の差は、20~50 kgf/cm²程度で、2次掘削終了時における予測値は精度の高いものとなっている。

Fig. 10はT.P. -15.35mまで掘削した時点におけるA矢板の予測解析結果である。最終時の予測値は設計値の約55%であるうえ、ひずみ計による応力も解析値によく一致していた。また、他の矢板の予測値も設計値の50~70%であった。以上のことから支保工を1段減じても可能であると判断した。そこで、全4段支保工への設計変更を決定し、全域にわたる掘削を進めた。

3・3・3 その後の経緯

Fig. 11に2次掘削以降の実測による土留め壁の応力の推移を示す。

4段支保工の設計変更を決定した以降の応力は、両矢板とも同じ傾向をたどっている。2段支保工構築時の地盤クリープに

よる増加応力が最終掘削時までA矢板とB矢板の応力の差となっているがいずれも設計時の最大応力以下にとどめることができた。

Fig. 12は、土留め壁背面の側圧の測定結果とRCCのパラメータ探索によって得られた側圧を示したものである。両者の分布形状は近似しており、掘削当初には側圧係数 $K_a = 0.7 \sim 0.8$ であったが、掘削に伴い徐々に減少し最終掘削時においては、 $K_a = 0.5 \sim 0.6$ となった。すなわち、このことが土留め壁の変形および応力を抑制する大きな要因となっている。また、T.P. -25~35mの沖積シルト層の受働土圧は、2次掘削終了時に行った検討の設定値以上に抵抗したものと考えられる。したがってこれらが総合的に安全側に寄与し支保工を1段減じたにもかかわらず、土留め工全体として均衡のとれた施工となったと言える。

3・4 成果と要因

本工事は、軟弱粘性土地盤におけるこれまでにない大規模な掘削工事であったが、無事掘削を完了した。

掘削における土留め壁の変位・応力は周辺の土と構造物との相互作用によって生じるが、事前にそれらをキャッチすることはきわめて難しい。また、種々の不確定要素も加わり一層施工を困難なものとする。

そこで、各種計器による計測管理とともにRCCシステムを

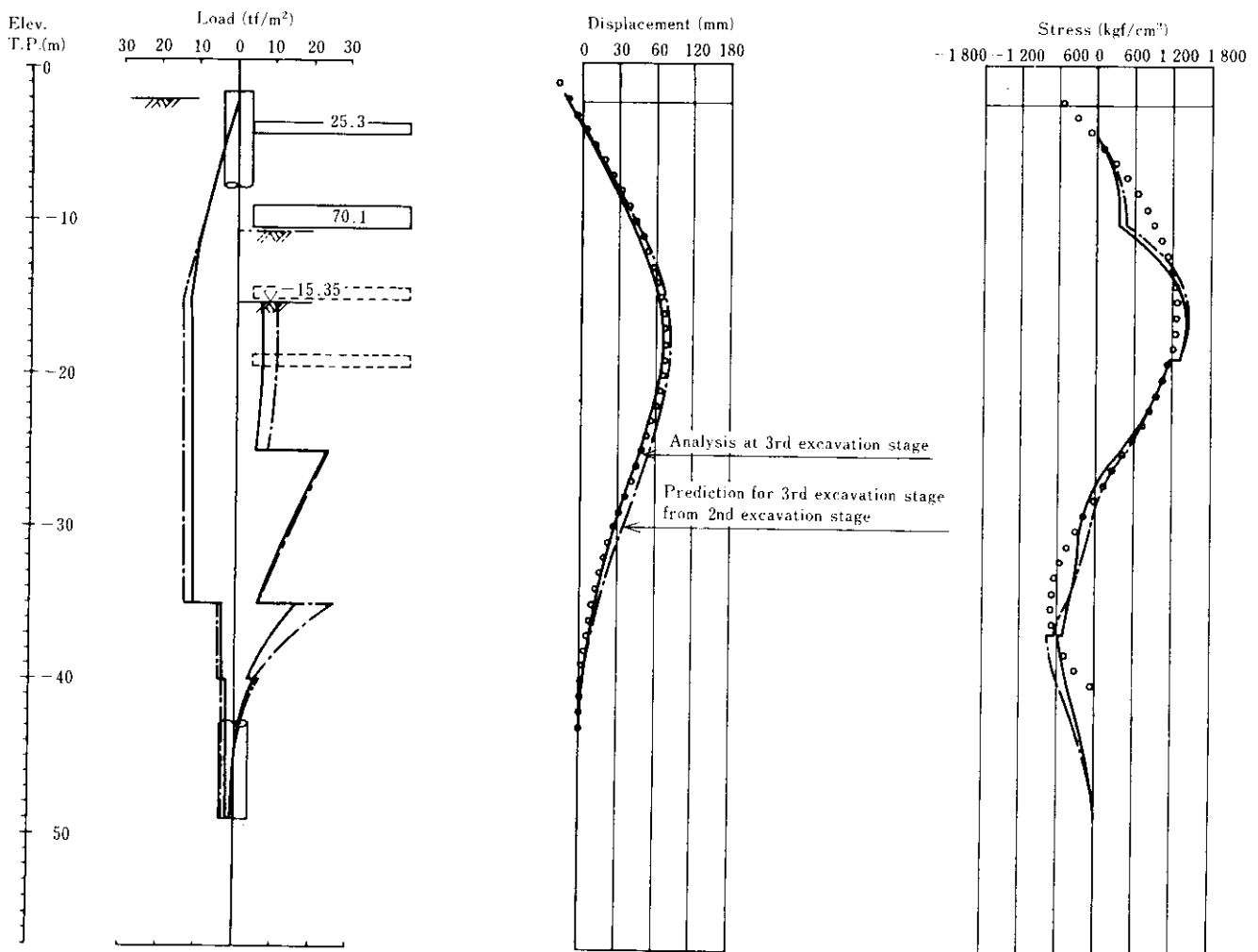


Fig. 9 Analysis of 3rd excavation stage (A-pile)

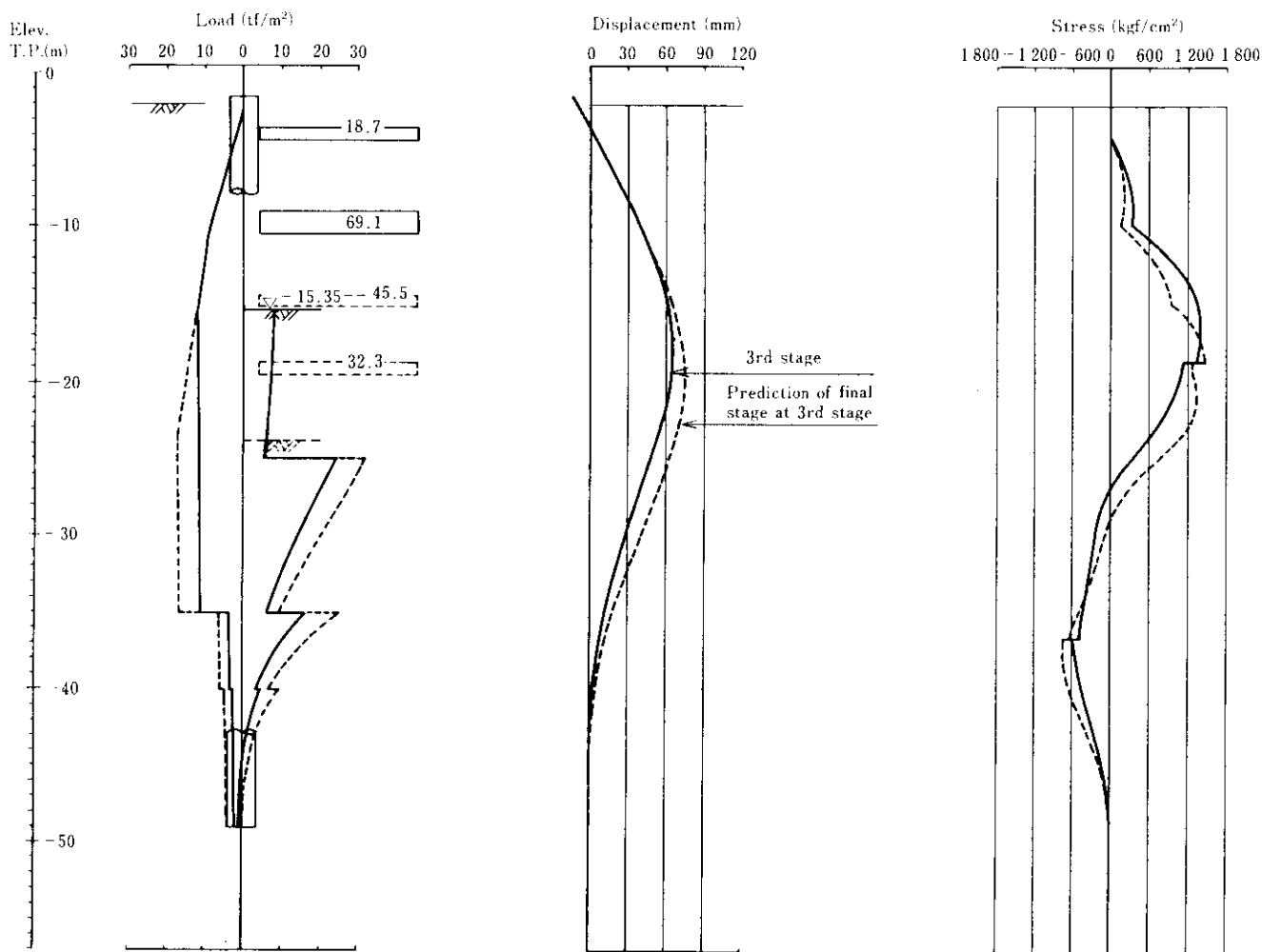


Fig. 10 Prediction of final stage with 4 struts (A-pile)

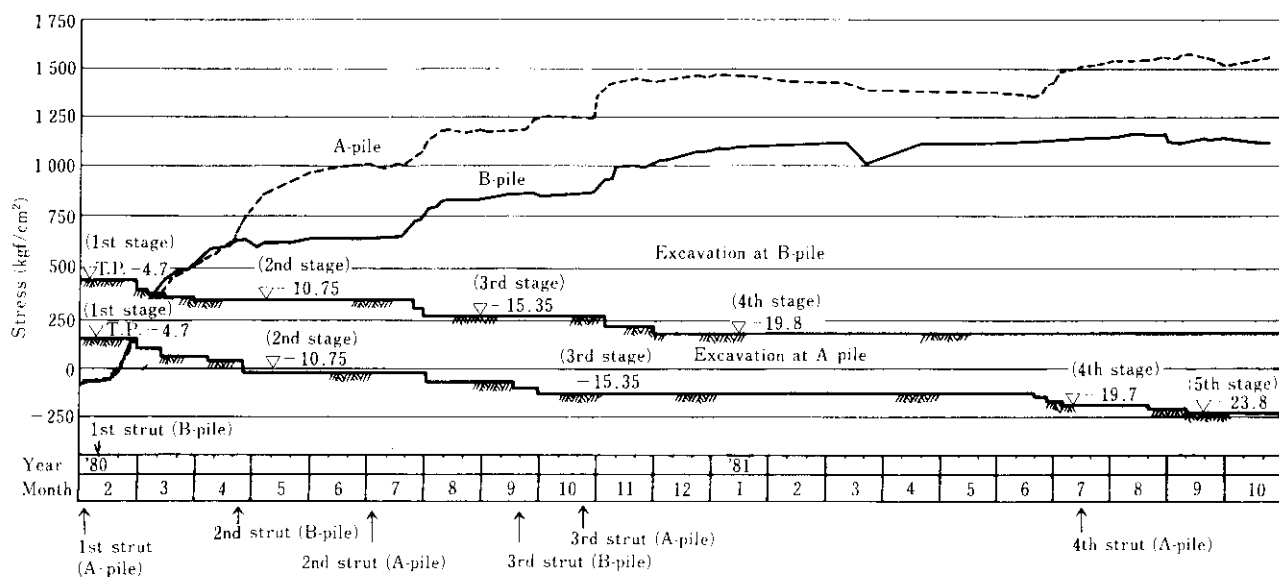


Fig. 11 Excavation schedule and stress of pile

活用し、土留め壁の現状解析、将来の子測解析を行い、随時施工へ反映させる施工管理体制で施工を進めた。

その成果として、当初設計では全5段の支保工を必要とする

計画であったが、一段を減じる全4段支保工で施工できた。

このように、安全に施工ができ、成果を収めた理由として、次のような事項が挙げられる。

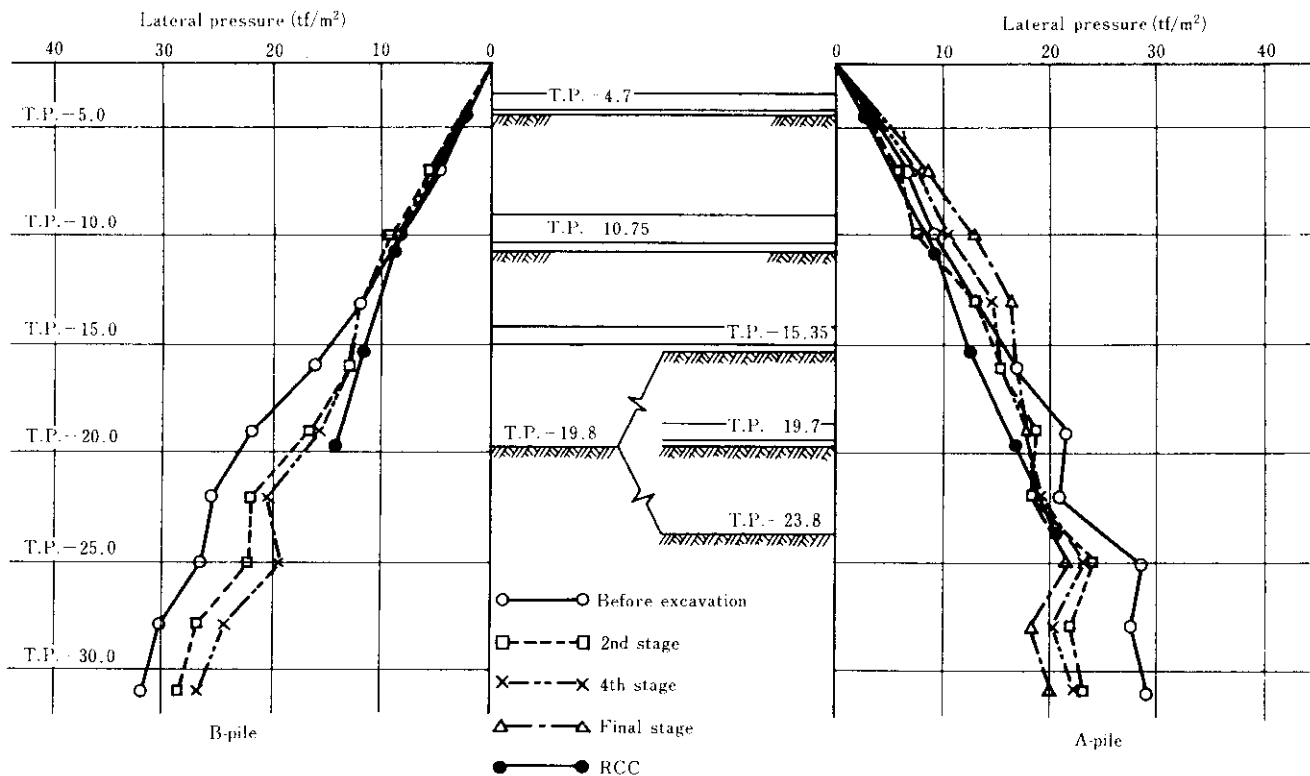


Fig. 12 Distribution of lateral pressure measured at each stage and analysed by RCC

- (1) 計測値の相互関係を把握でき、総合的に判断できるように、要所に計測器を配置した。
- (2) 支保工を剛性の大きな鉄筋コンクリートとし、地盤の変形を極力小さくして、異常な土圧を防いだ。
- (3) 掘削手順を検討し、地盤条件の差などによる偏土圧や土留め壁の異常な変形を防いだ。
- (4) 計測矢板周辺から掘削を行うなど、計測と施工の対応を良くした。
- (5) 現状解析で求めた土のパラメータが土圧計による測定値とよく対応しており、地盤および土留め壁の挙動を正確に把握でき、精度の高い予測ができた。
- (6) 側圧や土留め壁の応力の計測により、実際の動きを知るとともに現状解析の精度を確認できた。

4. 技術的意義

土留め壁の設計においては、土留め壁背面に作用する側圧の分布形状と大きさや受働側地盤の水平地盤反力係数の値を的確に把握することは非常に困難な問題であり、多くの仮定を含んで設計がなされているのが現状である。このような設計時の仮定条件（不確定要素）は、施工においてもそのまま不安定要素となるので、施工を安全に進めていくために、各種の現場計測が行われ、設計値と実測値を比較して施工管理が行われている。

しかし、技術者が計測結果から知りたいことは、設計時に不明確であった側圧や水平地盤反力係数が掘削によってどのように変化し、また、それが将来の掘削にどのような影響を及ぼすかということである。

RCC システムは、こうした点をふまえて現状解析により土留め壁に作用する側圧や地盤反力を推定し、将来の挙動をも予測

し、それらの結果を図形処理して情報を提供するという、現場計測結果を施工と設計にフィードバックするために開発された施工管理手法である。

さて、RCC システムの現状解析では、傾斜計により計測された土留め壁の変形に着目し、実測値にほぼ等しい変形を与えるパラメータ値（側圧係数や水平地盤反力係数など）を求めている。土留め壁の変形に着目したのは、連続傾斜計を用いることによりほぼ連続した多点のデータが得られ、土圧計やひずみ計と較べて適確かつ信頼性の高い計測が経済的に行えるためである。現状解析で得られたパラメータ値が設計理論と全く異なった意味を持つものであれば、現状解析そのものが無益なものとなる。しかし、2章で述べたように RCC で用いている構造モデルは土留め壁の設計理論に基いた弾塑性モデルであり、選出されたパラメータ値は、設計時に不明確であった値を、現実の値に近づくように修正した値である。これは、いわば大規模な原位置試験を各掘削段階ごとに行って、そのつど土質定数の検定を行っているのと同じことを意味するものである。3章で述べた実施例においても、現状解析で求められた側圧分布と土留め壁の応力分布は実測値と非常によく一致しており RCC の現状解析が妥当なものであることを証明している。

RCC システムのもうひとつの大きな特徴は、予測解析が行えることである。予測解析は、現状解析で求められたパラメータの値を使用して、以降の各ステップでの土留め壁の変形、応力、および地盤反力などを予測していくが、技術者は、現状解析結果と予測解析結果とにより、現時点での土留め壁の安全性を確認するばかりでなく、将来の安全性をも考慮しながら掘削を進めていくことが可能となる。また、予測値が設計値と大幅に異なる場合は、切梁の追加や省略などの設計変更に対する検討も容易に行え、設計変更を行った場合は、次の掘削段階で前回の

予測値と実測値（現状解析値）とを比較することにより、設計変更の安全性を確認することが可能である。予測解析で重要な点は、その予測精度である。Fig. 13は3章の実施例での各掘削段階からの最終掘削時の土留め壁の最大変位の予測精度の推移を示したものであるが、掘削初期においては予測値は大きく変動しているものの、掘削深さが最終深さの60%を越えると予測の誤差は10%以内に収束している。過去において実施されたRCCの予測精度も同様の傾向であり³⁾、実用的に十分な精度であるといえる。

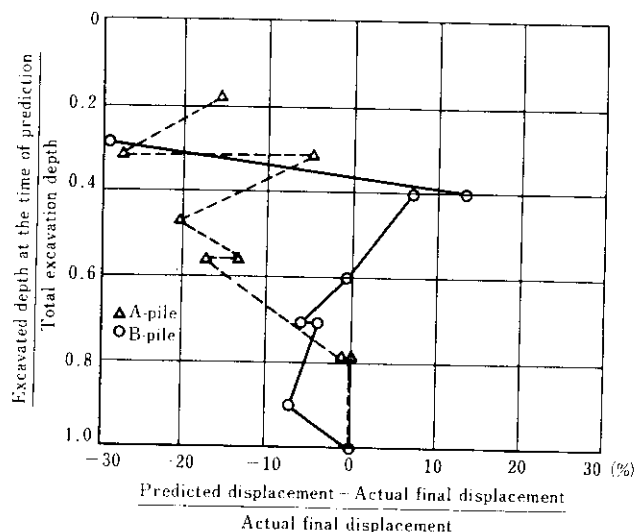


Fig. 13 Accuracy of prediction

以上述べたように、RCCシステムは、施工中に得られた情報を迅速かつ確実に設計や施工にフィードバックするためのトータルシステムであり、多くの仮定の上に成立する設計理論をより現実に近づけるための有効な手法である。

RCCによる解析では、パラメータの探索などで多次元連立方程式を繰り返し解く必要があるが、これは通常の方法では、大型コンピュータによっても非実用的なものとなってしまう。そのために2章で述べたような種々の工夫を行っており、コンピュータの発達と同時に高度な解析手法の開発があって初めて本システムが可能となったと言えよう。

5. あとがき

以上、RCCシステムの主な改良点とその実施例および技術的意義について述べたが、3章で述べた実施例では軟弱地盤でのこれまでに例を見ない大規模な掘削工事であったにもかかわらず、RCCシステムを採用することにより支保工段数を一段減じるという成果を得て無事工事が終了し、RCCシステムの機能が十分に発揮された極めて好ましい例である。RCCシステムはこの他にも、社内外で使用されており高い評価を得ているが、地盤のクリープ変形の問題や切梁のプレロードの問題などについて今後とも研究していかなければならない。

最後に、砂町処理場の工事において、適切な助言を頂いた東京都下水道局の各位とRCCシステムによる解析の円滑な進行に御助力をいただいた施工担当の鹿島建設㈱の各位に感謝致します。

参考文献

- 1) 富永, 内山他: 川崎製鉄技報, 9 (1977) 3・4, 81~95
- 2) 越後, 辰巳, 橋本: 施工技術, 10 (1977) 3, 49~57
- 3) 富永, 越後, 岩崎: 土留の諸測定に関するシンポジウム, 土質工学会, (1978), 79~84
- 4) 日本建築学会: 建築基礎構造設計規準・同解説 (1974), 428~440
- 5) 田口: BASIC 数学, (1978) 7月号, 53-59
- 6) 藤岡, 諸橋他: 土と基礎, 30 (1982) 5, 13~19