【土木学会論文集　第355号/VI-2　1985年3月】

軟弱地盤における大規模掘削に伴う地盤の変状抑止

CONTROL OF LATERAL SOIL DEFORMATION DURING EXCAVATION OF SOFT GROUND

田中文次*・細矢正弘**・橋本美喜男***・森田哲士****
By Bunji TANAKA, Masahiro HOSOYA, Mikio HASHIMOTO and Tetsuji MORITA

Described here is a successful application of a buttress slurry wall designed and constructed as an underground bulkhead to counteract settlement and lateral movement of the soil occuring adjacent to an open-cut excavation.

The bulkhead wall system was designed based on the results of a two-dimensional non-linear finite element analysis, in which the stiffness of the buttless structure was assumed to be uniform in the transverse direction.

まえがき

近年，浄水場・下水処理場等の大規模な施設は，用地の取得が困難なため建設用地を沖積低地帯などの軟弱地盤に求めざるを得なくなり，掘削工事による周辺地盤の沈下などを発生することがしばしばある．

ここでとりあげた事例は，超軟弱地盤地域における，大規模なオープンカットによる掘削工事例である．

本事例では，掘削工事の初期において，計画時には予測し得なかった地盤変状の徴候が見られた．工事区域の施工環境が，公共施設，民家等が密集する中という極めて厳しいものであったことから，その後の地盤変状の進行を完全にくい止めるため，即座に工事を一時中断して抜本的な対策工の計画を行った．多方面からの検討の結果，大規模な対策工を実施するとともに，徹底した管理施工を行って後続する工事を無事完成することができたのは，軟弱地盤における地盤変状の抑止対策に成功した好例と言える．

本文は，この中で地盤変状の抑止対策として実施したバットレス型抑止壁（以下抑止壁と呼ぶ）に着目し，地盤変状の分析から具体的な抑止壁の設計・施工に至る過程と，その効果について実測を行った内容について述べるものである．

地盤変状に対する大規模な対策工法としての抑止壁はこれまで施工例がなく，また，理論的解析も確立されていないのが現状である．ここでは，現場計測手法による管理施工を行い，解析値と実測値とのフォローから抑止壁の効果を検証することによって，対策工としての十分な効果を確認することができた．

1．抑止壁による対策工

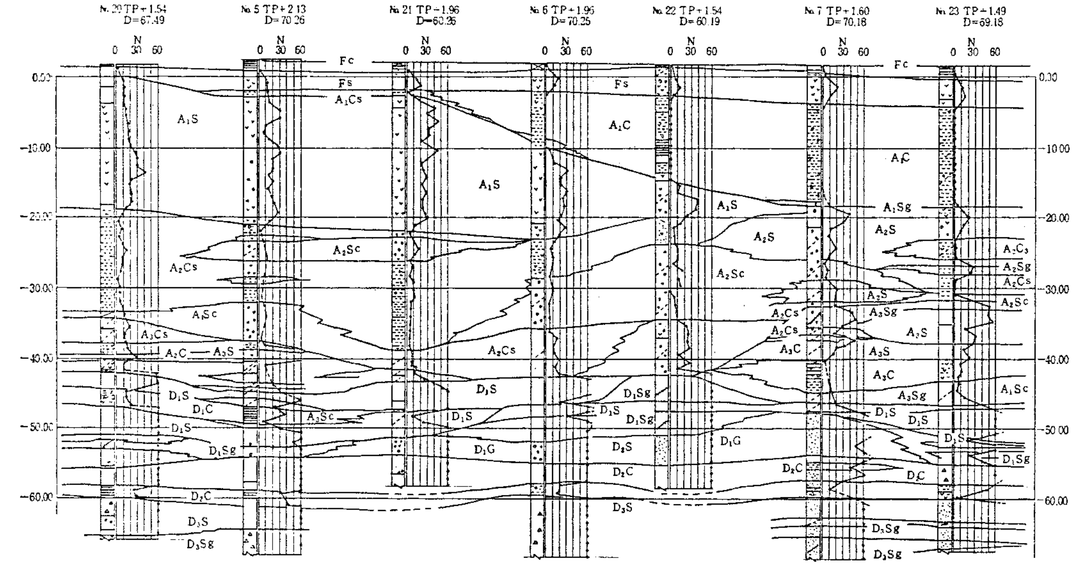
（1）地質概要

本事例の建設地点は，江戸川と中川に挟まれた低湿地で，上部沖積層は自然堤防砂層（A_1S 層）と後背湿地泥層（A_1C 層）とが著しく発達している．下部沖積層は氾濫期の堆積層で，軟弱な粘性土層（A_2C 層：$N=0\sim5$）と砂質土層（A_2S 層：$N=5\sim20$）が指交状態で互層を成している．同地域は関東平野でも有数の地盤沈下地帯であり，このため付近ではネガティブフリクションの大規模な実験工事等も行われている．

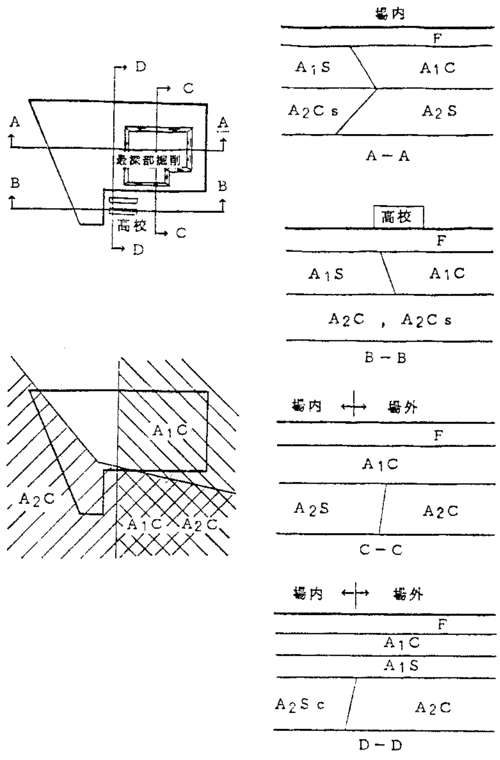
代表的な地層断面を図—1に示す．

また，工事区域周辺の地層をモデル化すると図—2のようになり，掘削現場の南側では軟弱な粘性土が特に厚

* 正会員　前東京都水道局長
（〒206/東京都多摩市豊ケ丘 5-3-2-401）
** 正会員　東京都水道局　浄水部浄水課長
（〒100/東京都千代田区丸ノ内 3-8-1）
*** 正会員　大成建設（株）土木本部　設計部
（〒160-91/東京都新宿区西新宿 1-25-1）
**** 正会員　清水建設（株）土木本部　開発部
（〒108/東京都港区三田 3-13-16）



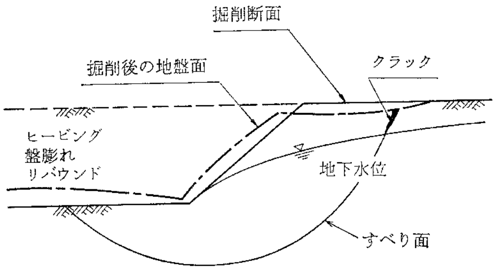
図—1 地層断面図（A-A）



図—2 土層構成模式図

く最深部の掘削位置との関係から，地盤変状の影響を直接受けやすい状況であることがわかる．

このような軟弱な地盤の条件に加えて，掘削位置の背面には高校等の公共施設や民家が近接しているため，地盤変状の進行を防止することは，本事例における絶対の命題であった．



図—3 掘削後の地盤の挙動

（2） 掘削による地盤の挙動とその対策

軟弱地盤において，のり面オープンカット工法により掘削した場合，掘削面および周辺地盤に生じる地盤の挙動は，図—3の模式図に示すような挙動として現われる．

一般的な掘削工事の際，地盤の変形の原因を列挙すると以下のようになる．

① のり面に発生するすべり現象に伴い沈下が発生する．

② 掘削深度が大きくなるに従って，のり面全体が掘削側に移動し，掘削部背面に沈下が発生する．

③ 原地盤の持っている上載荷重が除去されることにより掘削面の浮き上がりやのり面崩壊が発生する．

④ かま場等による自然排水，あるいはディープウェール等による強制排水を行うため，周辺地盤の地下水位低下をもたらし，粘性土地盤の有効応力増加による圧密沈下を発生する．

⑤ 掘削面の下方に被圧した砂層がある場合，掘削の進行に伴って，掘削底面に盤ぶくれが発生する．

このように，掘削による土の排除（除去）は，地盤内応

力状態の変化などによる地盤変状のみならず，地下水位の変化などによってかなり広域に影響を与えることがある．

本事例ではこのため，掘削工事を一次，二次と段階的に進める計画とし，一次掘削においては施工に先立ち，のり面強化のための地盤改良を行い，さらに工事区域全周にわたって鋼矢板，鋼管矢板による浅層部地下水の止水を行うこととした．

しかし，掘削初期の段階で，掘削位置の近傍の一部に地盤沈下の徴候が見られたため，二次以降の掘削を一時中断し，地盤変状の進行をくい止めるために，さらに抜本的な対策工の検討を行った．

（3） 対策工の選定

軟弱地盤におけるのり面オープンカット工法での地盤の変状を抑える対策工としては，以下の工法がよく採用されている．

① 地盤改良（ケミコパイルほか）
② すべり抑止ぐい
③ 押え盛土
④ 二重矢板壁などの壁状構造物
⑤ アースアンカー工法

本事例の場合，掘削面積約 450 m×320 m，掘削土量約 220 万 m³，掘削深度約 24 m と，掘削面積，掘削土量，掘削深度とも他の工事例に比べて大規模であり，軟弱な地層の変化が著しいことなどから，一般的な地盤改良工法，すべり抑止ぐい等の対策工を採用するのは困難な状態にあった．

このため，二次掘削に際しては，周辺地域に対しての地盤の側方変形，圧密沈下，およびこれに伴う建物基礎のネガティブフリクション等の影響度が大きくなることから，

① 高剛性の地中構造体による地盤の側方変形抑止
② 深い壁による深層部地下水の止水

の条件を満足させる対策工として，連続地中壁による，バットレス式抑止壁を採用した．地盤変状の防止対策として，このような工法を大規模に施工した例は過去になく，設計にあたっては以下のように考えた．

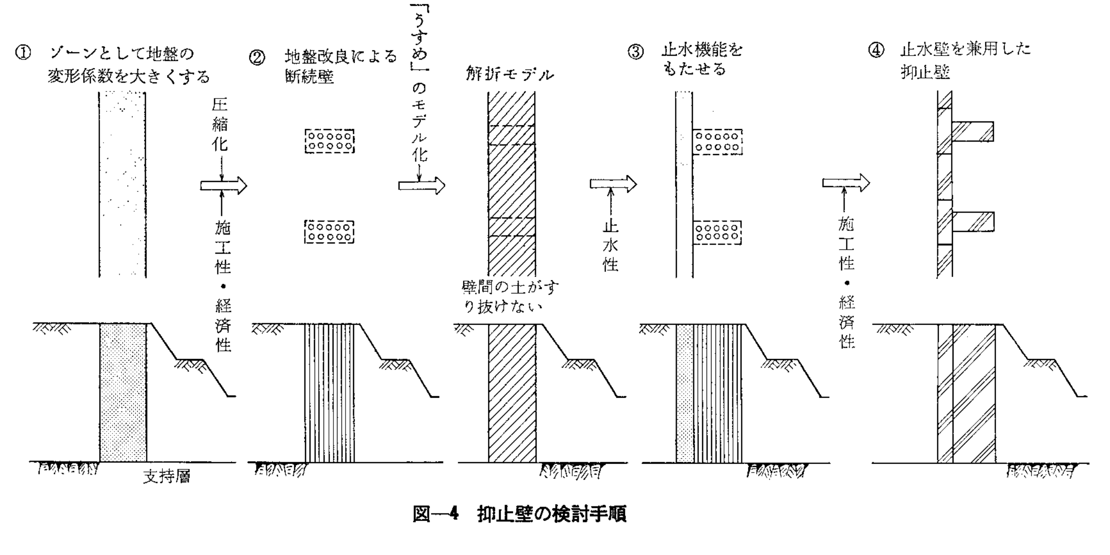
（4） 抑止壁解析の考え方

地盤の変状抑止としては，薬液注入工法等で地盤を固め強化することにより，地盤の支持力，掘削周辺地盤のゆるみ防止等の効果があることが知られている．したがって，掘削のり面付近の，ある幅を注入等により地盤改良し，地盤の変形係数を大きくすると，地盤改良部が剛性の高い抵抗体となって，掘削による地盤変形を小さくすることが推定できる．

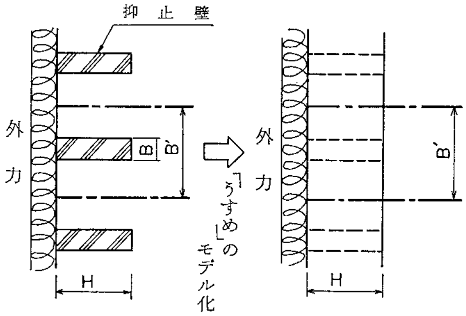
そこで，地盤変形の程度を把握するため，改良幅，改良強度（変形係数），改良深さを変化させて有限要素法による解析を行って効果を確かめた．

その結果，地盤の変形係数を $E=10\,000\ \mathrm{kgf/cm^2}$ 程度とし，改良幅を 5.0 m 程度とすることにより，掘削による周辺地盤の変形を容認できる程度の微少なものとすることが可能であることが判明した．ここで，工学的に変形係数 $E=10\,000\ \mathrm{kgf/cm^2}$ 程度となるような地盤改良はたとえば噴射注入工法で可能であると判断した．

また，のり面部の地盤を一様に改良することは，施工上，経済性から困難であるため，必要な剛性に圧縮した断続的な壁を考えた．この断続的な壁間の土が壁と一体となって挙動すれば，原地盤の変形係数が見かけ上大きくなった構造体として評価でき，土と壁との複合地盤が成立する．そこで **図—4** に示す手順で，必要な機能を加



図—4 抑止壁の検討手順



$E_c \cdot I_c = E \cdot I'$
$I_c = B \cdot H^3/12$
$I' = B' \cdot H^3/12$
ここで E_c：コンクリートの弾性係数
E'：連続モデルとした場合の弾性係数
I_c：コンクリート壁の断面二次モーメント
I'：連続モデルとした場合の幅 B' あたりの断面二次モーメント
そこで，解析モデルに使用する見掛け上のエレメントの弾性係数は，
$E' = E_c \cdot I_c / I'$

図—5　抑止壁のモデル化

え，かつ解析により効果を確認し，バットレス抑止壁を検討，実施した．

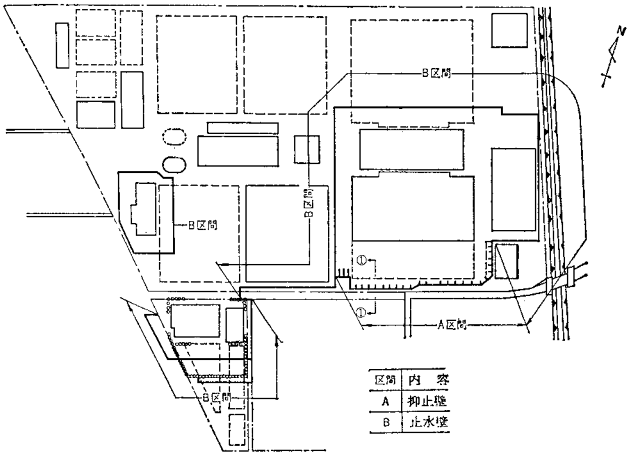
抑止壁の具体的なモデル化は，**図—5** に示すように断続的な壁の剛性を「うすめ」て，等価な地盤に置き換えて，変形係数が大きくなった一様な地盤として評価した．

なお，壁間の土のすり抜けのないことを三次元有限要素法によって検証し，その際，壁間を地盤改良によって改良することが，抑止効果を大きくすることも確認できた．

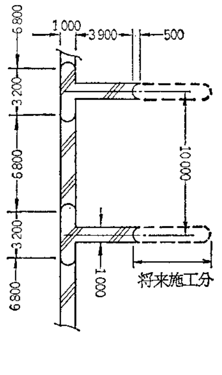
（5）　連続地中壁の形状

断続的に設置した壁の評価は，以下に示す手順で考えた．

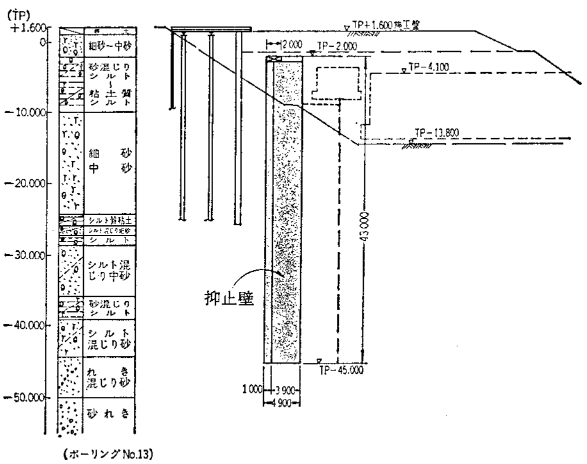
手順 1：掘削による地盤変形抑止のため，のり面部分に連続壁を設置し，その施工幅を有効とした複合地盤として変形係数を増加させた解析を行う．



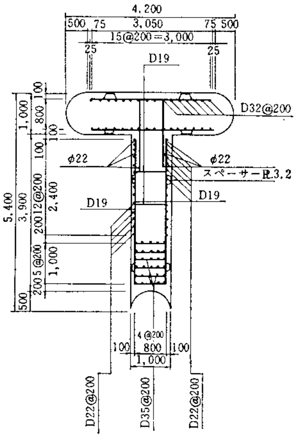
（1）　抑止壁・止水壁全体平面図



（3）　抑止壁標準エレメント図



（2）　抑止壁①－①断面図



（4）　T型断面配筋図

図—6　バットレス抑止壁の位置と構造

手順 2：壁が二次元的に連続しているものとして，壁の曲げ剛性を壁の間隔で「うすめ」た変形係数と等価になる壁の形状，剛性を決め，壁間の土がすりぬけないことを確認する．

対策工の設計では，以上の考えをもとに壁と地盤の複合体の変形係数が $E=10\,000\,\mathrm{kgf/cm^2}$ 程度となるように壁の間隔，形状を決定した．

図―6 に抑止壁の構造を示す．抑止壁は，断続的な壁を連続壁で連結した構造とし，壁の深さは，ディープウェルによる揚水に伴う周辺地盤の地下水位低下を防ぐ止水壁として兼用できる深さとした．なお，バットレス壁と壁状の連続地中壁を一体として挙動させるため，頭部を 1.0 m×2.0 m の鉄筋コンクリート梁で剛結された構造とした．

抑止壁の平面形状は将来施設の増設を考慮し，バットレス部分に壁が追加できる構造とし，抑止壁近くの掘削の場合でも地盤変状を小さく抑える構造となっている．

2．抑止壁の効果の確認

地盤変状対策工としてのバットレス式抑止壁の築造完了後，解析値と実際との整合度を確認し，かつ管理施工により掘削を行うため，抑止壁および周辺地盤の挙動を観測するための傾斜計，鉄筋計，土圧計，間隙水圧計などの計器を設置した．

（1） 抑止壁の変形

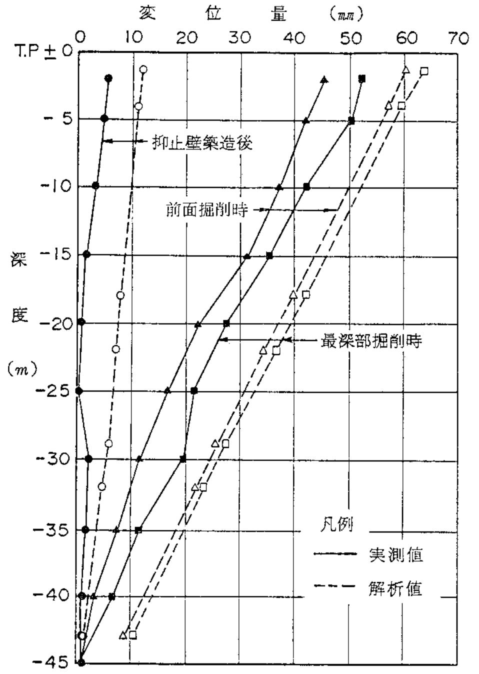
図―7 は，抑止壁の築造後から最深部掘削までの抑止壁の変形で，傾斜計により計測した結果と非線形弾性解析による有限要素法の計算結果を示したものである．

バットレス式抑止壁により全周が囲まれ，工事が開始されると掘削中の場内の揚水によって，地下水位の水頭差が水圧として抑止壁に作用し若干の変形を生じた．その後さらに，掘削が抑止壁の前面に及んだ時点では，抑止壁の頭部変位として約 40 mm，クリープ的な地盤変形として約 50 mm の変位が計測された．

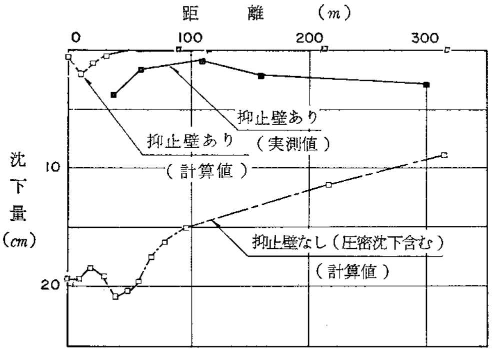
抑止壁の実測変形モードをみると，抑止壁は，コンクリート擁壁に土圧が作用した場合にみられるような剛体変形を示しており，解析結果は良い一致を示している．また，変形が掘削側へ倒れ込むような剛体変形を示しているため，抑止壁中に設置した鉄筋計の応力は大きな値を示しておらず，これからも剛体変形が裏付けられる．

（2） 背面地盤の沈下

図―8 に，背面地盤の沈下量の変形を示す．抑止壁築造後の掘削による地盤沈下は，主として抑止壁から比較的近い範囲に若干生じており，その値も小さい．なお，



図―7 抑止壁の変形



図―8 背面地盤の沈下量（最深部掘削時）

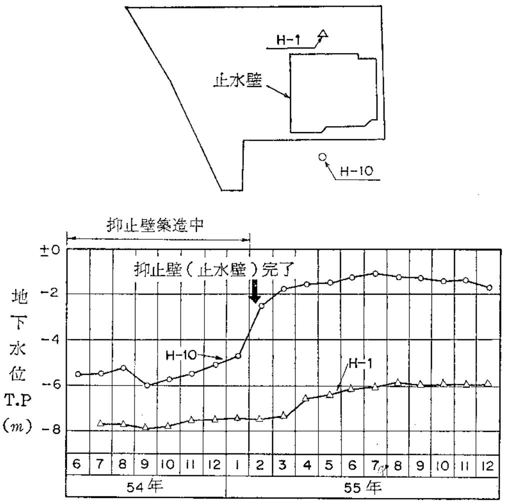
抑止壁から離れた地域にも沈下現象が見られるが，これは広域的な経年圧密によるものと考えられる．

同図は，有限要素法による解析結果と実測値を対比したものであり，抑止壁の有無によって地盤沈下量に大きな差の生じることがわかる．

（3） 周辺地盤の地下水位

図―9 は，抑止壁（止水壁）の築造の経緯にあわせた周辺地盤の下部砂層（A_2S 層）の地下水位の経時変化を表わしている．壁の築造が進み，完全に全周を閉合した時点で，壁の外側の地下水位が上昇し，抑止壁は止水壁としても十分効果を発揮していることが証明された．

以上，抑止壁の変形，背面地盤の沈下および地下水位の実測結果より抑止壁の効果が確認できた．また，壁の「うすめ」のモデル化による有限要素法の地盤変形の解



図—9　地下水頭の経時変化

析が，掘削における地盤の挙動を精度よくシミュレートでき，地盤の変形解析に有用であったといえる．

ま　と　め

本事例の建設地点は，関東平野でも有数の低湿地帯であり，沖積層に特有の超軟弱地盤であることに加え，周辺に家屋が密集しているという厳しい施工環境であることから，一次掘削に先立って地盤改良，周囲の止水等の対策を行った．

しかし，掘削工事の初期に，予想に反して地盤変状の徴候が見られたため，工事を一時中断するとともに二次以降の深部掘削に対しては深層部地下水の制御を含め，地盤変状の防止を完全に行うための抜本的な対策工を構築すべく，多方面からの検討を加えた．

対策上の具体的な構造，形状にあたっては，地盤の変形係数を見かけ上，断続的な壁の剛性と等価な地盤と評価した「うすめ」のモデル化を考え，有限要素法により壁の効果を確かめた．この結果をもとに，対策工は，止水効果，側方変形対策，沈下による周辺施設への影響を極力低減する目的としながらも，最も重要視された地盤の側方変形抑止を主体とし，止水壁兼用のバットレス式抑止壁を連続地中壁で築造した．

抑止壁，止水壁の施工は約1年間を費やして慎重に行った．また，掘削に際しては抑止壁の変形応力，周辺地盤召の沈下，地下水位，周辺公共構造物の変状などの動態観測を行い安全を確認しながら工事を行った．観測結果より，対策工設計時の各種の予測値と実測値とは，良い一致がみられ，本対策工――バットレス式抑止壁――の効果が確認できた．そのほか，止水壁としての効果を把握するため，地下水変化予測シミュレーションを行うとともに揚水試験により地下水の影響を把握した．

本事例にもみられるように施工前の土質調査，解析手法，解析モデルの設定等，綿密適切な検討を加えることにより，かなりの精度で地盤変状の予測は可能である．さらに，本事例のような止水の目的を兼ねた変状抑止のための剛性の高い抑止壁を設置することは，軟弱地盤では有効であるばかりでなく，所定の工期内での円滑な工事が図れる．

大型の土木工事施工に際しては，周辺環境影響に対する社会的責任は重大であり，特に大規模な掘削を伴う場合は地盤変状への対策を十分に配慮する必要がある．本文が土木設計・施工に携わる第一線の技術者に対して今後いささかでも参考になれば幸いである．

謝　　辞

本事例では，対策工の計画にあたり，学識経験者による「技術検討委員会」を設置し，官学民一体となって検討を進めた．対策工の成果により，円滑な進捗のもとに工事を完成に導けたのは，論文集編集委員会委員長である丸安東京理科大学教授に特にご指導をいただいたことによるところが大きい．ここに改めて深甚の謝意を表します．

また，施工に際しては，大成・清水 JV，鹿島・大林 JV，西松・銭高 JV に対し，日夜の不断の努力に感謝するとともに，本稿をまとめるにあたっては，大成建設（株）の宮池，松下，伊藤の各氏，清水建設（株）の五十嵐，町田の両氏，東京都水道局の田口，野神両氏のご協力を得たことを感謝いたします．

参　考　文　献

1) 松本崇義・細矢正弘・田端健男：東京都水道局三郷浄水場における泥水固化地中壁および鉄筋コンクリート連続地中壁の施工，基礎工，pp. 96～108, 1980年11月.
2) 松本崇義・松尾一茂・細矢正弘・佐藤邦明・鎌田　烈・藤崎克博：大規模掘削における地下水変化予測とその対策，土と基礎，30—12, pp. 33～39, 1982年12月.
3) 和田昭弘・冨沢　高・渡辺長平：東京都三郷浄水場建設工事，土木施工，pp. 11～23, 24巻15号，1983年12月.
4) 宮崎博臣：手賀沼終末処理場の軟弱地監改良工事施工例，土木・建築技術者のための最新軟弱地盤ハンドブック，建設産業調査会，pp. 1 112～1 124, 1982年1月.
5) 内山　洋：大掘削に伴う切土法面の安定対策，月刊建設，pp. 41～48, Vol. 21, 1977年12月.
6) 藤村敏夫：北千葉第一機場新設工事（地盤改良），土木施工，pp. 15～22, 22巻13号，1981年11月.
7) Chang, C.Y. and Duncan, J.M. : Analysis of Soil Movement Around a Deep Excavation, Proceedings of American Society of Civil Engineers, pp. 1 655～1 681, Sep. 1970.
8) Klym, T.W. C.F. Lee and F. Debid : Heave Measurements within a Large Excavation, Proc. of ISMFE, Vol. II, 1977.

（1984. 11. 30・受付）