

I-50

内部掘削時における大深度地中連続壁構造体の力学挙動

室 蘭 工 業 大 学	正員 松 岡 健 一
室 蘭 工 業 大 学	正員 岸 徳 光
北 海 道 開 発 局	正員 熊 谷 勝 弘
(株)メイセイ・エンジニアリング	正員 小 針 憲 司

1. はじめに

現在室蘭港に建設中の白鳥大橋は、主径間 720m の吊橋である。本橋の主塔基礎は、堅岩層が深いため橋梁基礎としては他に例を見ない深さ 103m (3P側) の大深度地中連続壁を併用した円形逆巻基礎工法により施工が行われた。本工事は、掘削が深いため施工上期間が長くなることもあり、掘削に伴う施工中の水圧、土圧、揚圧力による地中連続壁への影響や地震時の安定が問題となる。地震時の安定問題に対しては、著者らもこれまで種々発表しており、連続地中壁への影響について論じている。一方掘削による土砂の除去に伴う揚圧の影響は、除去された土砂の外力としての評価が難しく理論的な解析が困難である。

本論文では、掘削の進行に伴う地中連続壁の変形及び応力問題を、各掘削段階毎に掘削の進行過程をいくつかのモデルにモデル化し、これらのモデルを重ね合わせることで土砂の除去による影響を考慮した解析を行い、測定結果との比較検討を行った。これにより、ここで用いた解析方法の妥当性を検証し、今後のこれら構造物の設計施工の為の資料とするものである。

尚、解析は有限リング要素法を用いているが、解析理論については、参考文献1),2)によることとする。

2. 計測概要

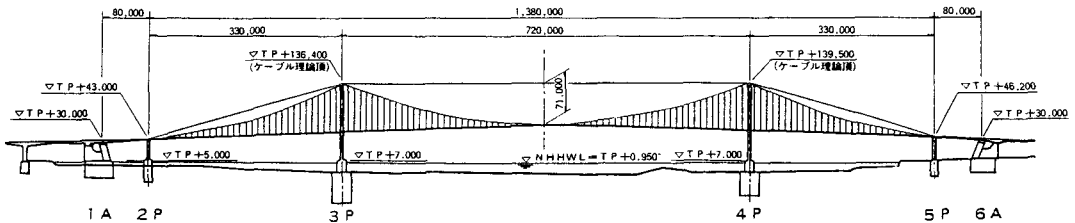


図-1 白鳥大橋全体図

白鳥大橋の全体図を図-1に示す。大深度連続壁工法は、図の主塔基礎(3P,4P)の施工に用いられており、これについて各種の計測を行っている。主塔基礎の施工は、海中に築いた人工島を利用して止水及び土留を行ない大深度の連続壁を施工する。次にこの内側をディブウエル等でドライ状態にして掘削し、掘削段階ごとに順次地中連続壁の内側に支保工を兼ねた基礎本体の側壁を逆巻き工法によって岩盤まで打設を行う。最後に底版、隔壁、中頂版等を施工し、基礎本体を完成させるものである(図-2参照)。

ここでは 3P を対象に検討する。3P 基礎での地質状況および掘削順序と合わせて、連続地中壁部分の計測箇所と計測項目を図-3

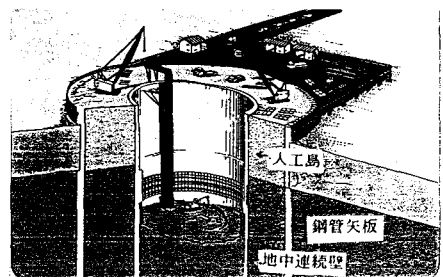
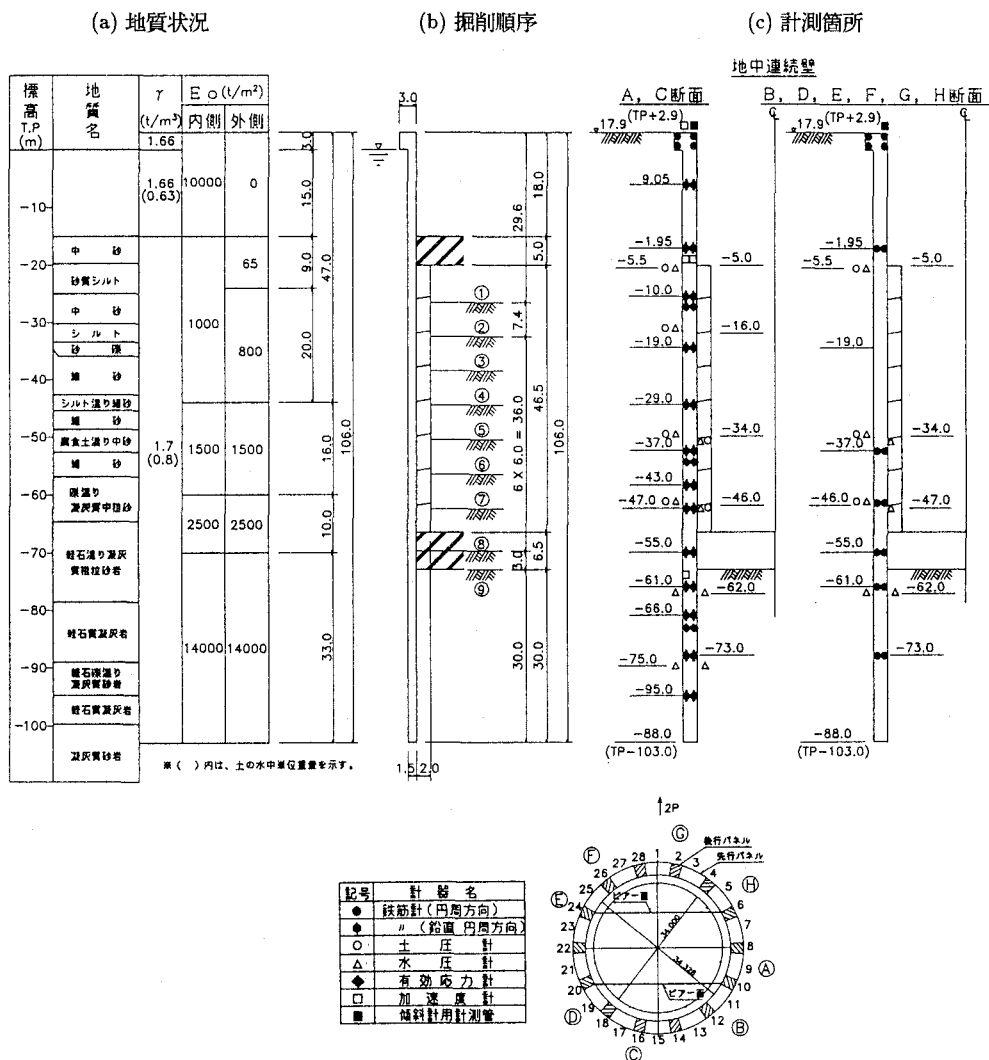


図-2 施工概要図

Structural Behavior of Continuous Deep Wall during the Inner Side Excavation

by Ken-ichi MATSUOKA, Norimitsu KISHI, Katsuhiro KUMAGAI and Kenji KOHARI



に示す。計測箇所は、連壁断面の 8 断面で行なわれており、計測項目は、鉄筋歪（円周方向、鉛直方向）、半径方向変位（傾斜計による）、土圧、水圧、有効応力および加速度である。これらは 8 断面全てで行われている訳ではなく詳細は図に示すように、断面 A, C では、円周方向と鉛直方向の鉄筋計を連壁の内外面 2 列で深さ方向に 13 箇所設定してあり、断面 B, D, E, F, G, H では円周方向の鉄筋計をやはり内外面 2 列で深さ方向に 6 箇所設定してある。また、半径方向の変位計測のための傾斜計用計測管は各断面に設置されている。さらに、各断面には連壁の背面側に土圧計、水圧計が設置されており、断面 A, C には地震時挙動を検討するための加速度計が 3 箇所設置されている。

尚、ここでは内部掘削時の挙動を検討するため、特に連壁の半径方向変位、円周方向及び鉛直方向応力について検討する。

3. 構造体モデル化と計算手順

ここで取り上げた 3P 基礎の概要は図-4 の様である。これを有限リング要素法による解析が可能なようにモデ

ル化した。各部寸法は図—4に、換算物性値を表—1に示す。また要素分割の例として地中連続壁完成時及び第一段掘削終了時の状態に対する要素図を図—5、6に示す。

計算は、地盤、連続壁、構造体全体を任意四辺形リング要素に分割し、有限リング要素法により自重及び水圧を考慮して行うが、2.で述べたように、本工事は

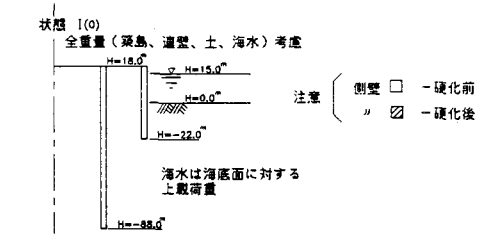
掘削と同時に本体側壁を施工するため構造系は掘削時の変化と合わせ側壁部が新たに加わり複雑な変化をする。従って掘削による影響を検討するためには、かなり詳細な場合分けを行ない、これの重ね合わせにより考察することが必要である。

図—7、8を参照して第一段掘削における計算手順を示せば、

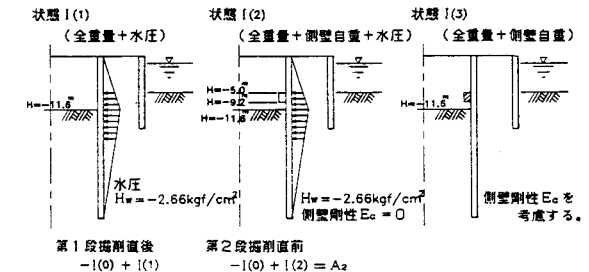
- 1) 人工島構築後地中連続壁を打設した状態 [I(0)] で、自重による変形、応力解析を行う。人工島周辺海域部の水圧は上載荷重として考慮する。
- 2) 第1段掘削終了時の状態 [I(1)] に対する、自重、水圧による変形、応力解析を行う。
- 3) 1) の状態を初期状態とし、2) の状態から差し引くことにより、第一段掘削後の除去された土量による影響を考慮した変形、応力が求とまる。これを A_2 とすれば、 $A_2 = I(2) - I(0)$ となる。

以降、第N段掘削直後は

- 1) 第 (N-1) 段リフトのコンクリート硬化直後で自重のみの状態 [(N-1)(3)] の変形、応力を解析する。
- 2) 第N段掘削状態 [N(1)] で自重、水圧を考慮したときの変形、応力を解析する。



図—7 計算手順 (初期状態)



図—8 計算手順 (第一段掘削)

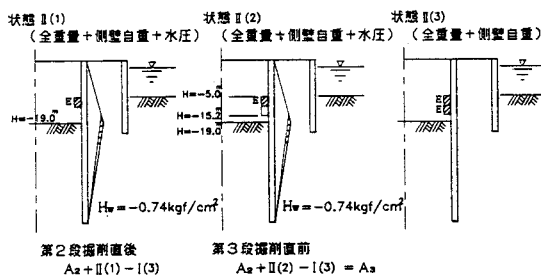


図-9 計算手順(第二段掘削)

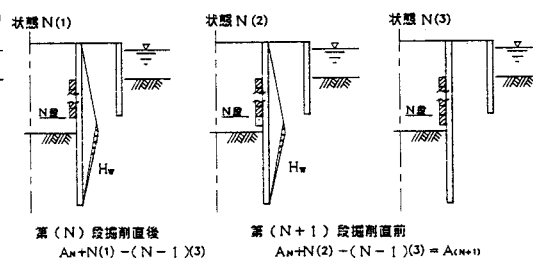


図-10 計算手順(第N段掘削)

3) 第 $[(N-1)(3)]$ の状態を第 $[N(1)]$ の状態から差し引き、第 N 段掘削直前の変形、応力状態に加えることにより第 N 段掘削直後の変形、応力が求められる。すなわち A_N (N 段掘削直前) + $N(1) - (N-1)(3)$ となる。

第 $(N+1)$ 段掘削直前は、

1) 第 N 段リフト打設直後(第 N 段リフトコンクリート硬化前 $[N(2)]$) の変形、応力を自重、水圧を考慮して解析する。

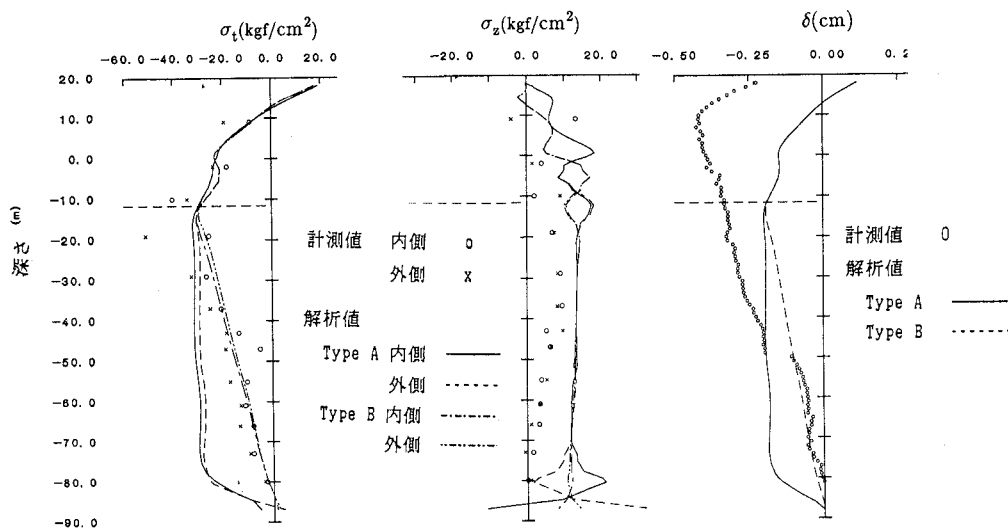
2) 第 $[(N-1)(3)]$ の状態を第 $[N(2)]$ 状態から差し引き、第 N 段掘削直前の変形、応力状態に加えることにより第 $(N+1)$ 段掘削直前の応力、変形が求められる。すなわち $A_{N+1} = A_N + N(2) - (N-1)(3)$ となる。

これらを、模式的に表現すると図-7~10の様になる。

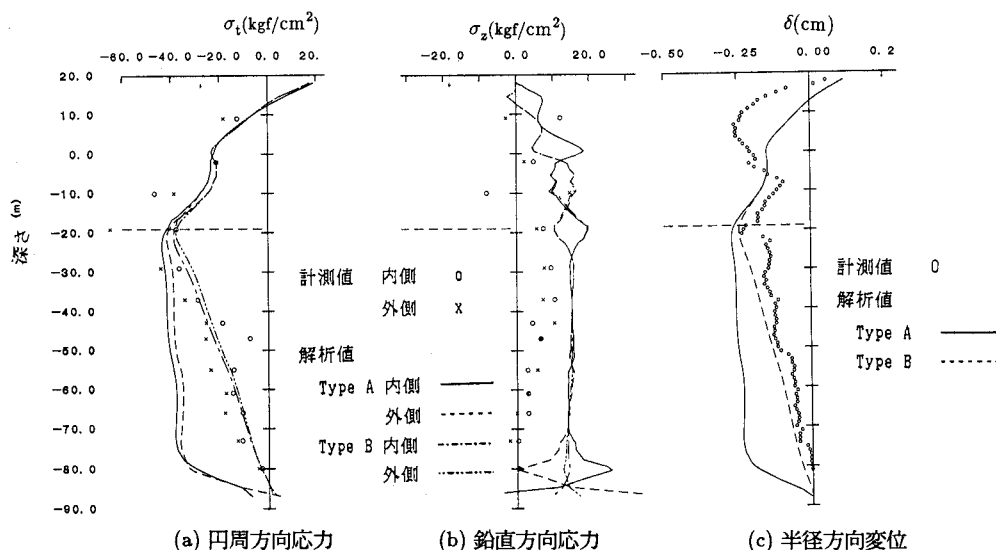
4. 解析結果と実測結果の比較

連続壁の応力・変位について解析値と実測値を第一段掘削直後(掘削深 TP-26.6m)の状態を図-11に、第二段掘削直後(掘削深 TP-34.0m)の状態を図-12に示す。

図-11(a)は、連続壁内側・外側要素の円周方向応力 σ_t に関する深さ方向分布図で、水圧が掘削面から連続壁下端まで一定と仮定する場合(Type-A)と、連続壁下端部で0と仮定する場合(Type-B)について示している。応力分布は、連続壁天端から掘削面に向かって増加し、掘削面付近で最大($\sigma_t = 30 \text{ kgf/cm}^2$)となるが、その後底部に向かって一定または減少を示している。



(a) 円周方向応力 (b) 鉛直方向応力 (c) 半径方向変位
図-11 連続地中壁の応力変位の解析値と実測値の比較(第一段掘削直後)



(a) 円周方向応力 (b) 鉛直方向応力 (c) 半径方向変位
図-12 連続地中壁の応力変位の解析値と実測値の比較 (第二段掘削直後)

図-11(b) は、連続壁内側・外側要素の鉛直方向応力 σ_z の深さ方向応力分布図を示す。天端部分で補強リングによる影響による曲げ応力が発生し、掘削面に向かって増加し、掘削面以下ではほとんど曲げが見られず引張軸力で一定となっている。又、実測値も掘削面までは曲げが卓越し、掘削面以下ではほとんど曲げが見られず、引張軸力が底部に向かって減少している。実測値と解析値とでは、円周方向応力ほど一致してはいないが、傾向は同様であり、実測値は解析値 ($\sigma_z = 15 \text{ kgf/cm}^2$) の7割程度である。これは連続壁と地盤との境界が完全に一体とはならず、ズレが生じている為ではないかと思われる。

図-11(c) は、連続壁の半径方向変位の深さ方向分布図を示す。変位の変化は、円周方向応力の分布に相似し、天端から掘削面に向かい増加し、掘削面で最大値 ($\delta = 2 \text{ mm}$) を示し、底部に向かって一定又は減少している。総じていえることは実測の変位、応力とも Type-A に比べ Type-B を仮定する場合が良い傾向を示している。

図-12(a) は、第二段掘削直後の円周方向応力の深さ方向分布図を示す。第一段掘削直後と同様に、天端から掘削面に向かい増加し、最大値 $\sigma_t = 39 \text{ kgf/cm}^2$ となり第一段掘削に対し約 10 kgf/cm^2 増加し、底部に向かって一定または減少している。掘削の進行とともに最大値の位置も移動している。

図-12(b) は、鉛直方向応力の深さ方向分布を示す。第一段掘削と同様な傾向を示し、曲げ応力が天端から掘削面に向かって増加し、掘削面以下では曲げが見られず、解析値では一定、実測値では減少を示している。発生する軸引張応力は第一段掘削時の値とほぼ同じ $\sigma_z = 15 \text{ kgf/cm}^2$ 程度である。

図-12(c) は、半径方向変位の深さ方向分布を示す。第一段掘削と同様天端から掘削面に向かって増加し掘削面で最大値 $\delta = 2.6 \text{ mm}$ で、第一段掘削に対し約 0.6 mm 増加し、底部に向かって一定又は減少している。最大値の位置は掘削の進行とともに移動している。以下同様に第八段掘削 (最終掘削) まで検討を行なっているが、傾向はここに示している結果と同様である。

5. まとめ

現在室蘭港に建設中の白鳥大橋主塔基礎の各施工段階に関し、静的な安定解析をし、内部掘削前後の変形、応力状態を種々検討した。解析方法は、構造体がほぼ軸対称であると見なすことができることにより軸対称アイソパラメトリック四辺形リング要素法を用いた。

数値解析は、各掘削及び側壁打設施工段階毎に行い、実測値と比較することにより地中連続壁の挙動を検討した。

静水圧及び自重作用下での連続壁完了状態を初期状態とした土量掘削による影響は以下のようなものである。

- 1) 円周方向応力は、実測値に良く一致している。
- 2) 鉛直方向応力は、海底面近傍及び掘削面近傍に於いて卓越した曲げが発生し、また掘削面以下は軸引張応力が発生する傾向を示している。これは解析、実測とも同様であるが、実測値は解析値に比べ小さく、特に深い部分での差が大きい。
- 3) 半径方向変位は、最終掘削段階に於いても数mm程度発生するのみであり、解析値と実測値は比較的良く一致している。
- 4) 水圧分布を Type-A ,Type-B の 2 種類考えたが、実測変位、応力との比較では Type-B の方が良い結果を示している。

以上、ここでは自重と水圧のみを考慮し、土圧分布を仮定することなく掘削段階での変形、応力解析を行った。この方法は鉛直方向応力の評価に多少改良の余地はあるが、予測解析等を行なう上で十分実用になるものと考えられる。

参考文献

- 1) 松岡健一、岸 徳光、和田忠幸、小針憲司：白鳥大橋主塔部地震時挙動、土木学会北海道支部論文報告集、第46号、91~94,1990
- 2) 岸 徳光、松岡健一、能町純雄、和田忠幸：大深度連続地中壁構造体の周波数応答解析、構造工学論文集、Vol.36A,1329~1336,1990
- 3) 澤田知之、二宮正明、松岡健一、能町純雄：フーリエ定和分変換を用いた鋼管矢板円筒形構造物の解析、構造工学論文集、Vol.34A,9~18,1988