

吊橋主塔基礎に用いた大深度地中連続壁の 構造解析と計測結果

熊谷勝弘*・高橋守人**・安部善憲***

白鳥大橋の主塔基礎は、支持層とする第3期の軟岩層が深いばかりでなく、中間に直径約1mの巨礫が伏在する砂礫層を有する。このため基礎形式に大深度の地中連続壁を用いた「地中連続壁併用逆巻剛体基礎」を採用した。この連続壁は、施工深度が100mを超え、当時最深であったばかりでなく、連続壁内部の掘削深度も76mと現在でも最も深いものである。本報告は、この大深度地中連続壁の概要と採用した設計手法について述べ、その施工中の挙動計測結果を用いて設計の妥当性について検証したものである。

Key Words: very deep excavation, polygonal deep slurry wall, testing the design method, observational procedure

1. はじめに

現在、北海道開発局で工事を進めている長大吊橋「白鳥大橋」（橋長1,380m、中央径間720m）の主塔基礎には「地中連続壁併用逆巻剛体基礎」を採用している。この基礎形式は、従来液化天然ガス（LNG）の地下タンク^{1)~3)}などで地中連続壁を土留・止水壁として利用し本体を構築する工法を応用したもので、橋梁基礎では世界で初めての工法であり、また基礎の深さも最大級のものである。

本工事は海上部に位置する工事のため、昭和60年に連絡栈橋工事に着手し、石炭灰スラリーを用いた築島の構築、地中連続壁の構築、そして地中連続壁内部の土砂の掘削と工事は進み、平成4年夏に基礎の完成に至った。

本報告は、本工事で用いたような大深度地中連続壁の設計条件、解析モデルについて、設計当時主流であった設計手法に対し、新たな設計手法を確立し、地中連続壁躯体内に埋設した各種計測機器から得られた計測結果を用いてその設計手法を検証し、今後同様な設計に対して新たな提案を行うものである。

2. 地中連続壁の選定と構造

(1) 架橋地点の地質概要⁴⁾

図-1に示すように架橋地点の地質は、支持層となる新第3紀の軟岩層が深く、なおかつ中間の洪積層には巨礫が存在している。このため上部構造は支間を大きく確

保できる吊橋形式とした。それでも、支持層は陣屋側主塔基礎（以下「3P」と称す）位置でTP-73m、祝津側主塔基礎（以下「4P」と称す）位置でTP-57mと橋梁基礎としては例を見ないほど深い。また、図-2に3P主塔基礎位置の土質柱状図を示す。これによると、この位置の地質は上部の沖積、洪積層は主として砂層、シルト層から成り、層厚が50mにもおよぶ。また支持層となる軟岩の直上に洪積砂礫層（Dg-2）があり、推定最大径1mの巨礫の存在が確認された。支持層は、凝灰質粗粒砂岩（Muts-1）および軽石質凝灰岩（Muts-2）からなり、固結度が低く、土砂状に採取されるが、TP-80m付近からやや硬めの岩となる。

(2) 基礎形式の選定

基礎形式は施工法を中心に検討を行い、最終比較案として「オープンケーソン」工法と「地中連続壁併用逆巻剛体基礎」工法を検討した。前者はケーソン外周刃口部分を地中連続壁工法により先行掘削を行い、それを自硬性安定液で置換しケーソンを確実に沈設する工法であり、後者は地中連続壁を仮設の止水・土留め壁とし円形に構築し、その内側に基礎本体をオープンドライで構築する工法である。比較検討の結果、次の理由により「地中連続壁併用逆巻剛体基礎」工法を選定した。

- ①施工をドライ状態で行うことが出来るため、巨礫層部分の掘削が可能である。
- ②地質を直接確認しながら掘削出来、さらに支持層を直接確認することが出来るため、地質の変化にもある程度対応可能である。
- ③周辺地盤の乱れが非常に少ない。
- ④LNG地下タンク、原油地下タンク等に施工実績があ

*正会員 工修 北海道開発局稚内開発建設部建設部長
(〒097 稚内市大黒4丁目11番16号)

**正会員 北海道開発局帯広開発建設部治水課
課長

***株式会社社長 長大橋事業部 長大橋第1部

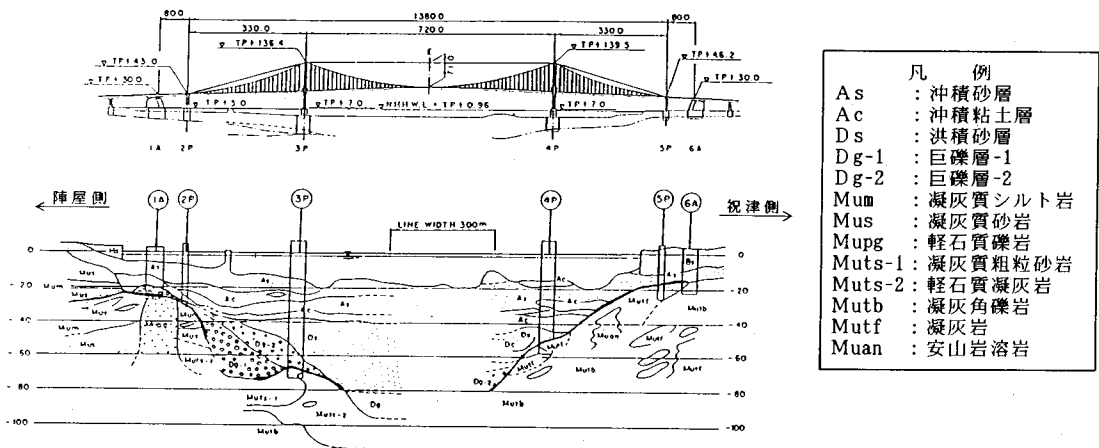


図-1 白鳥大橋一般図および地質構成図

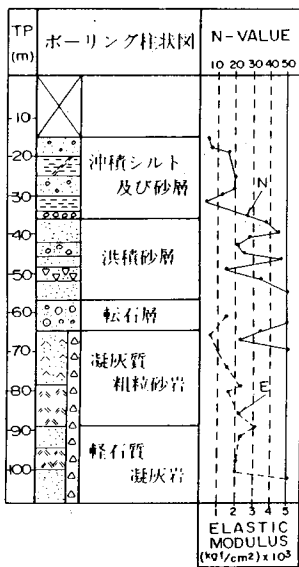


図-2 ボーリング柱状図

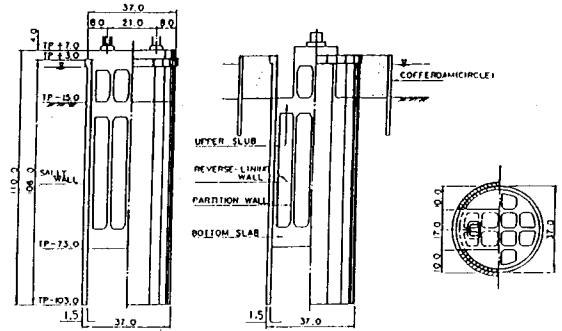


図-3 地中連続壁構造一般図(3P位置)

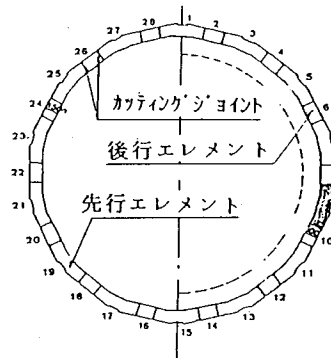


図-4 エレメント割り図

る。

⑤オープンケーソン工法は、自硬性安定液壁の設計上の取扱いおよび大深度における水中掘削の能率等の諸問題がある。

(3) 地中連続壁の構造

地中連続壁の設計は、その施工機械および施工方法により大きく影響を受ける⁵⁾。ここでは、地中連続壁の構造のうち本報告に関連する項目についてその概要を述べる。

a) 構造寸法

地中連続壁の構造は図-3に示すように、壁厚1.5m、壁外径37.0m、深さ106.0m(先端の標高TP-103.0m)である。地中連続壁の深さは、この時点で

国内外最深である。

また、その内側には厚さ2.0mの円形支保工兼用の本体逆巻壁を有している。

b) エレメント割り

地中連続壁の掘削は中間に礫径1m程度の巨礫層が存在するから、中硬岩の掘削が可能であり、また、試験施工の結果^{6),7)}、先行エレメントの側面コンクリートを切削するカッティングジョイント⁸⁾の止水性等が良好で

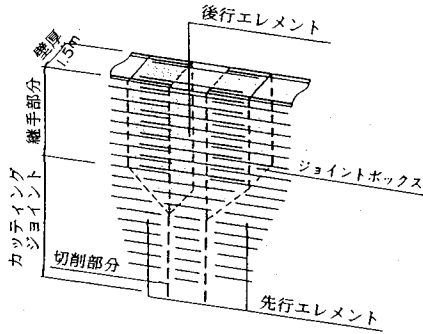


図-5 継ぎ手構造図

あったことから、水平多軸掘削機を選定した。カッティングジョイントは止水性および溝壁崩壊の防止の向上が図られるが、地中連続壁の平面形状はエレメント内の直線部分が長くなり、図-4に示すように多角形形状が顕著な平面形状となる。そのため、平面的にみると等圧荷重などによって断面に曲げ応力が発生することが予測された。

c) 継ぎ手構造

この地中連続壁のエレメント間の継ぎ手構造は、基本的には前述したカッティングジョイント構造である。しかし、上部約20m区間には施工時の地震による偏土圧と、築島の慣性力により作用する偏圧により、地中連続壁の面外に大きな曲げ引張応力が発生すると考えられ、この応力の発生する部分には図-5に示すジョイントボックスを用い、鉄筋の重ね継ぎ手を設けることとした⁹⁾。このような重ね継ぎ手の設計基準は当時確立したものがなかったため報告されていた実験結果^{10)~12)}を参考とした。

3. 従来の構造解析と問題点

(1) 従来の構造解析手法

橋梁基礎の仮設構造物として、この様な大規模な土留め・止水壁の解析手法は当時(昭和59年頃)確立したものは無かったが、類似の構造であるLNG地下タンク等の設計指針案^{13), 14)}が示されていた。この中で解析モデルの考え方については明記されていないものの一般的な手法は次のとおりである。

- ①等圧荷重(常時土圧, 常時水圧)については、軸対称2次元モデルを用い、逐次累加計算を行う。
- ②偏圧(常時偏土圧, 地震時偏土圧)についてはFEM円筒シェルモデルを用い最終段階のみの解析を行う。
- ③上記①②を重ね合わせて断面照査を行う。

即ち、解析に当たっては荷重状況に合わせて別のモデルを設定し、各荷重状態で算出された断面力を累計するものである。

(2) 従来の解析手法の問題点

白鳥大橋の主塔基礎に用いる地中連続壁の解析手法を決定するに当たり、LNG地下タンク等の工事報告を参考とし、さらに本橋の独自の条件を踏まえ、従来の解析手法の問題点を抽出した結果、設計に当たっては以下の内容を反映できる解析手法が望ましいとの結論を得た。

a) 平面形状の影響が反映出来ること

比較的直径の大きいLNG地下タンクに用いた地中連続壁の計測結果を見ると、平面形状の影響による応力の増加が推測された。白鳥大橋の地中連続壁の直径はLNGタンクと比較すると小さく、円形と言うよりはむしろ多角形状に近い。従って、平面形状の影響による応力増加はLNG地下タンクよりも大きくなる可能性が高い。このことから、この影響を3次元FEM解析等を用いて事前に試算した結果、白鳥大橋の場合は、円形に比べて約25%の応力増加があることが判った。従って、地中連続壁の断面を円形として解析する従来の軸対称2次元モデルを用いるのは応力を少なく算出する可能性があることが判った。

b) 偏圧による応力度が算出出来ること

地質の不均一、地中連続壁内部掘削時の掘削底面の段差、ディーブウエルによる揚水の不均一等により、地中連続壁には常時に偏圧が発生する可能性がある。

従来の解析モデルは、等圧荷重に対してのみ応力の逐次累加を行うものであるが、これは危険側となる可能性がある。本橋のように大深度かつ地質の複雑な状態下では偏圧に対しても応力の逐次累加を行う必要がある。

c) 壁の接合条件の違いを計算出来ること

地中連続壁の内側には、施工中に地中連続壁のリング支保工ともなる逆巻壁を構築する。この逆巻壁は本体の側壁を兼ねるものである。従来の設計法では、地中連続壁と逆巻壁の結合状態を重ね梁として解析を行っていた。実際の施工状況を見ると、結合状況は重ね梁と合成梁の中間の状態となると考えられることから、解析モデルもこの点を反映すべきである。

4. 新たな解析手法の決定⁹⁾

(1) 新たな解析手法の基本方針

従来の解析手法における問題点と白鳥大橋の特殊性を加味して、地中連続壁の解析手法を次のように決定した。

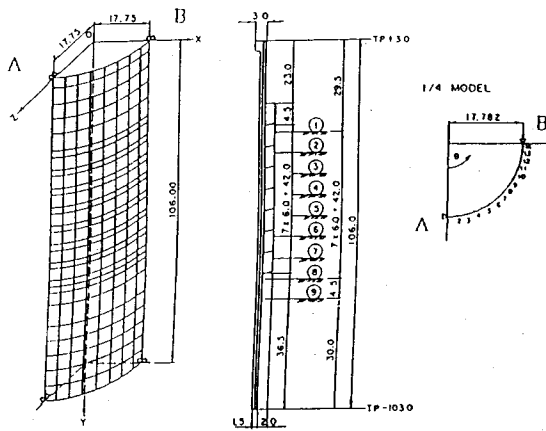


図-6 解析モデル図

表-1 格点の境界条件

方向	X	Y	Z	θ_x	θ_y	θ_z
格点 A	F	M	M	M	F	F
格点 B	M	M	F	F	F	M
地中連続壁先端	M	F	M	M	M	M

(F:固定 M:自由)

①地中連続壁の平面形状(多角形状)を反映出来るモデルとする。

②白鳥大橋の地中連続壁の上部20m区間は逆巻壁はない。したがって、偏圧により発生する応力度については慎重に取り扱う必要があり、各掘削段階で逐次累加を行うことが出来るモデルとする。

以上の基本方針を満足するには、軸対称2次元モデルを用い、別に用意する平面モデルを用いて2次応力を補正する方法と、3次元有限要素法解析により一括してモデル化する方法の2解析手法が考えられるが、いくつかの別なモデルを用いることによる解析精度の悪化および解析の煩わしさを考慮して、3次元有限要素法解析を用いた逐次累加法を採用した。

(2) 解析モデル図

解析モデルの平面形状は、地中連続壁のエレメント割りおよび荷重の対称性を考慮して基本的に1/4の断面をモデル化する。また、鉛直方向については、掘削位置および掘削毎に追加される逆巻壁を各掘削段階で追加出来るようモデル化する。解析モデルの平面形状は地中連続壁が直線のパネルで構成されるため直線の掘削パネルの交点を格点とするようモデル化を行った。解析モデル図を図-6に、支点条件を表-1に示す。

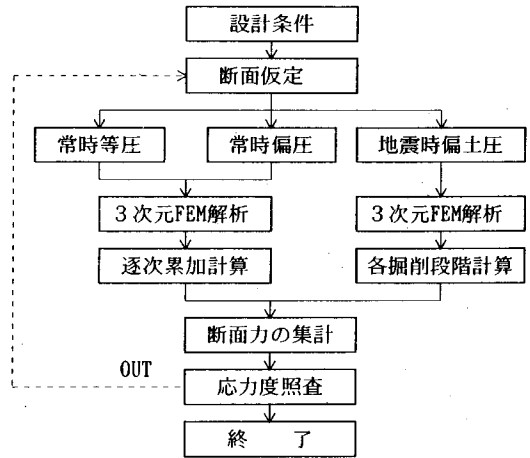


図-7 解析フロー図

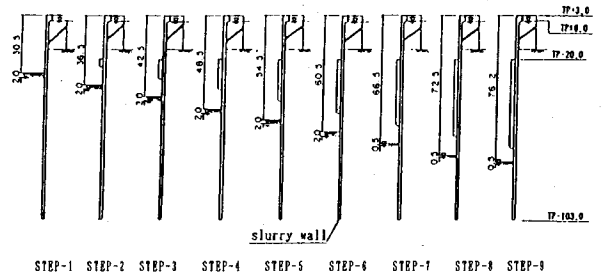


図-8 解析段階

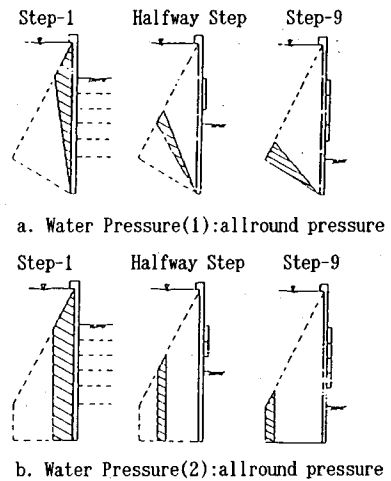


図-9 水圧分布図

(3) 解析段階および解析条件

a) 解析フロー図

解析は図-7に示すフロー図に従って行う。本設計法の特徴は、解析モデルに3次元FEM解析を用いたことおよび各施工段階で偏圧による断面力を算出する点にあ

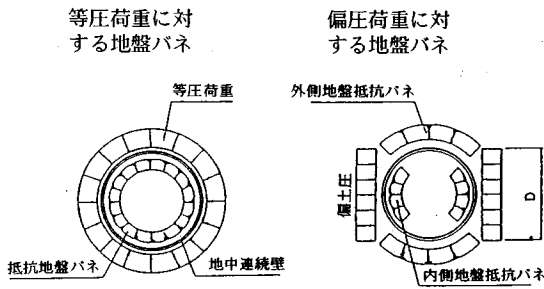


図-10 荷重状態と地盤バネ

る。

b) 解析段階

掘削は、図-8に示すように、76mの掘削深さを9段階に分け、各掘削段階毎に高さ6m、厚さ2mの逆巻壁を順次打設し所定の深さまで行う。解析は掘削段階に応じて9ケースのモデルを作成し、常時状態に発生する応力は逐次累加を行う。

c) 設計荷重

① 水圧

水圧は静水圧とし、地盤の透水性を考慮して図-9に示すような三角形分布と台形分布の2種類の分布を考える。

② 土圧

常時土圧は、地中連続壁の変形が小さいこと、および地盤のFEM解析結果から判断して静止土圧を採用した。

$$P_s = K_s(\Sigma \gamma \times h + q)$$

K_s : 静止土圧係数(0.5)

γ : 土の単位重量(KN/m³)

P_s : 深さhにおける静止土圧強度(KN/m²)

h: P_s が壁面に作用する深さ(m)

q: 地表面載荷荷重(KN/m²)

③ 常時偏圧

地層の傾斜および掘削順序による掘削面の不均一により発生する偏圧は、LNG地下タンクの実績にならって常時土圧の20%とした。

d) 荷重に抵抗する地盤バネ

地中連続壁に付ける地盤バネは、地中連続壁の変形に合わせて図-10に示す2種類とする。なお、地盤の変形係数は図-2に示した通りである。

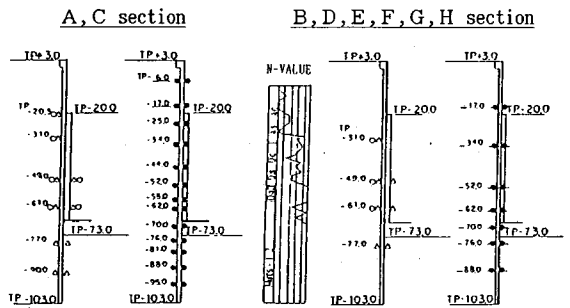
5. 計測結果¹⁵⁾

(1) 計測概要

計測に用いた計測器と設置数量などを表-2に、計測器の配置を図-11に示す。計測器は地中連続壁の断面

表-2 計測項目と計測器個数

計測項目	計測器名	設置数量	設置位置
鉄筋応力	鉄筋計	32	コーピング
側圧	土圧計	30	地中連続壁
水圧	水圧計	62	//
鉄筋応力	鉄筋計	188	//
コンクリート応力	有効応力計	12	//
壁体変位	挿入式傾斜計	8	//



△: water pressure gauge ○: earth pressure gauge ●: bar stress transducer
 ◆: bar stress transducer (horizontal direction)

(深さ方向配置: 図中のA~H断面は平面配置図参照)

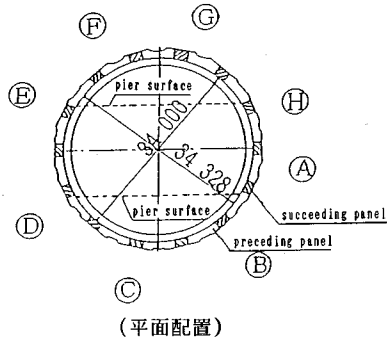


図-11 計測器配置図

を8分割し、先行エレメント(地中連続壁のコーナーに当たる部分)となるA断面、後行エレメント(地中連続壁の直線部に当たる部分)となるC断面を主測線とし計測器を密に配置した。計測は挿入式傾斜計を除き、施工中1日1回の頻度で自動計測で行った。

(2) 計測結果

解析手法の妥当性を検証するため、地中連続壁の水平方向応力度に着目して比較を行う。鉛直方向応力度については計測結果の概要のみを述べるものとする。

a) 水平方向コンクリート応力度の計測結果

図-12, 13に先行エレメント(A断面)、図-14, 15に後行エレメント(C断面)の水平方向コンクリート

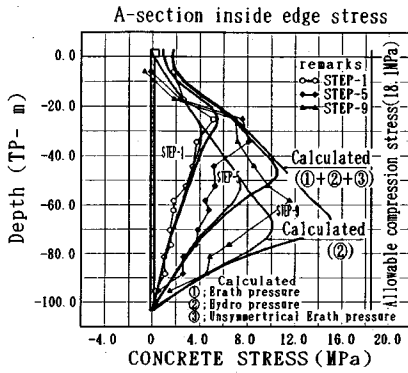


図-1 2 A断面内側応力度

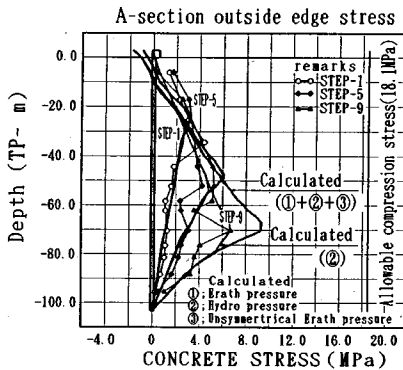


図-1 3 A断面外側応力度

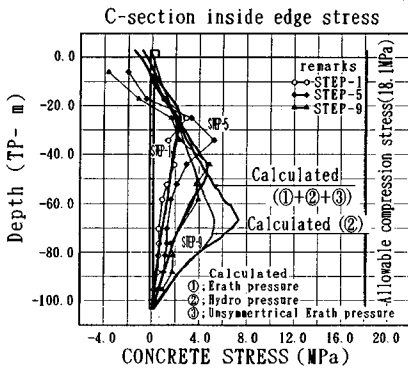


図-1 4 C断面内側応力度

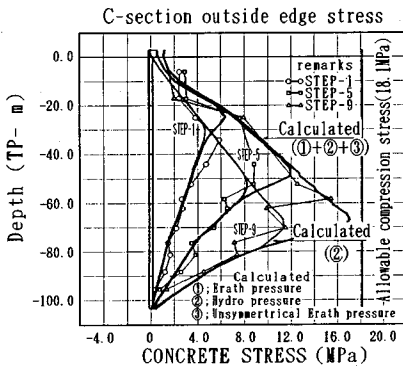


図-1 5 C断面外側応力度

ト応力度の計測結果を示す。図中の実線は荷重組合わせが(水圧+土圧+偏土圧)の設計計算値を、破線は水圧のみを載荷した場合の設計計算値を示し、マーク付き細線は計測値を示すものである。設計上の水平方向応力度の傾向は、先行エレメント(A断面)ではちょうど多角形の頂点にあたる部分となり、ラーメンの隅角部同様内側の圧縮応力度が大きくなり、後行エレメント(C断面)では、各頂点の中間となり外側の圧縮応力度が大きくなる。なお、計測結果からは、逆巻き壁のコンクリートの水和熱によって影響を受けた計測値は除外した。

b) 鉛直方向鉄筋応力度

鉛直方向の鉄筋応力は、施工中を通じて最大19.6 MPa以下であり、設計値に比べ小さく問題となる値ではなかった。しかし、発生応力度が小さいため、気温および逆巻き壁に打ち込んだコンクリートの水和熱の影響により、計測値に大きな変動が生じた。

c) 地中連続壁の水平方向変位

変位は、地中連続壁の深さによる計測誤差の影響が大きく、十分な結果を得ることができなかった。これは、挿入式傾斜計の最深部での僅かな傾斜誤差により変位全体が傾いたのが原因であると考えられる。今後類似の深度に挿入式傾斜計を使用する場合には、この点に注意を行うとともに、埋設型傾斜計などを使用することも検討する必要がある。

6. 結果の考察と解析手法の検証

(1) 水平方向応力度の比較

図-1 2～1 5の水平方向応力度の測定結果から判るように、発生応力度は掘削初期には設計値とよく一致しているものの、掘削が進むにつれて設計値に比べ小さい値となり、後行エレメントの内側には予想していたより大きな引張応力度が発生した。この現象は、コンクリート応力度および鉄筋応力度に対しては問題はないものの、継手を持たない壁の安定にとっては悪影響を及ぼすこととなる。

(2) 計測値と設計値との相違の原因

設計値に比べて、計測値が小さくなった原因として考えられる要因は次の通りである。

- ① 設計荷重が予想より小さい
- ② 多角形の影響が予想より大きい
- ③ 解析モデルが妥当でない

図-1 2～1 5に示す計測値と設計値のグラフを見ると、計測値は設計値の水圧のみを載荷した場合より大きく、水圧+土圧+偏土圧を載荷した場合より小さい結果

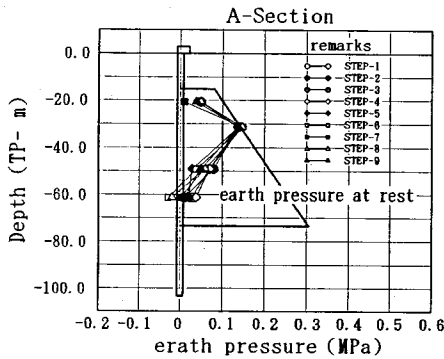


図-16 水圧の計測結果

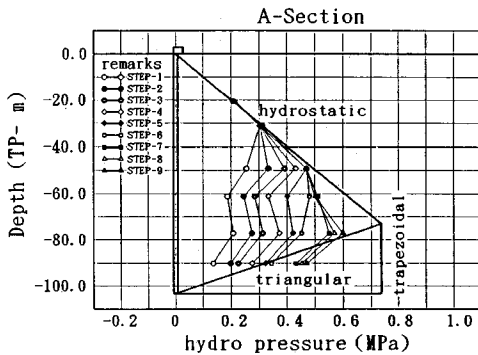


図-17 土圧の計測結果

となり、どちらかと言うと水圧のみを載荷した状態に近いことが判る。土圧および水圧の計測値は、図-16、17に示すように、水圧は三角形分布と台形分布の中間的な値を示し設計上の仮定に近いが、土圧については設計上の仮定と異なり深さに比例して大きくなり、全体的に小さい計測値となった。このことから、計測値が設計値を下回った原因は、土圧にあると判断できる。

(3) 平面形状の影響

平面形状の影響については、A断面およびC断面の計測結果を見て判るように、A断面内側の圧縮応力度と、C断面内側の圧縮応力度の差から明かで、平面形状の影響が原因と考えられる曲げ応力が発生している。A断面、C断面とも設計値に比べ計測値が小さくなっているのは、土圧による圧縮応力が予想よりも少なかったためと判断される。また、圧縮応力が少なかったために常時には発生しないと考えていた曲げ引張応力度がC断面内側で発生しており、継ぎ手の必要性が確認される結果となった。

(4) その他

図-18に鉄筋計位置の連続壁温度の経時変化のグラフを、図-19に連続壁の水平方向のコンクリート応力度の経時変化のグラフを示す。連続壁の鉄筋応力度は、逆巻壁のコンクリートを打設した直後から急激な上昇を

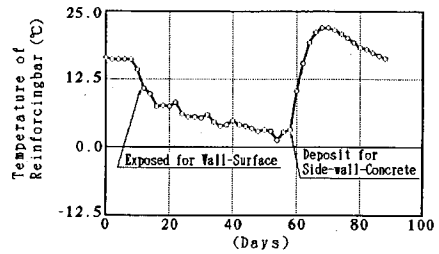


図-18 地中連続壁温度の経時変化

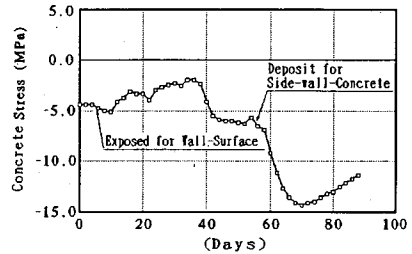


図-19 コンクリート応力度の経時変化

始め、コンクリートの温度上昇1℃について圧縮応力が0.39MPa増加し、最大約15.0MPaまで圧縮応力が増加した。これは逆巻壁のコンクリートの水和熱の影響により、地中連続壁が円周方向に膨張しようとし、リング効果より拘束されるために生ずる圧縮応力度であると考えられる。しかし、この応力度は温度が安定するにつれて減少はするものの、完全には消滅せず最大値の約半分の8MPa程度が残留した。

7. 結論

本橋に用いた解析手法で算出した地中連続壁の応力度を、実際の構造物の施工中の計測結果を用いて実証的に分析した結果、次の事項が確認されたとともに新たな問題点もわかった。

- ①本橋に用いた多角形々状を反映した有限要素法による設計モデルは、水圧による発生応力と設計値を比較対象した結果ほぼ妥当であったと判断出来る。
- ②仮定した設計荷重は、水圧は妥当なものであったが、土圧および偏圧については仮定値より少なかった。
- ③逆巻壁のコンクリートの水和熱により、地中連続壁に応力度が発生する。この応力度は、温度の安定とともに減少するものの一部が残留応力度として残ることが判明した。
- ④深い地中連続壁に作用する土圧は必ずしも深さに比例して増加しないことを確認した。等圧分布となる土圧は地中連続壁の円周方向の圧縮応力度となり、これが地中

連続壁の円周方向のプレストレス力となり偏圧により発生する曲げ引張応力を押さえるのに有効となる。このため、等圧となる土圧を大きめに見積ることは、円周方向に連続した継手を持たない円形の地中連続壁にとっては、連続壁の接合部に引張応力が発生し、危険な状態となる場合がある。

以上から、本報告の結論および今後の設計法に対する提案は次の通りである。

- ①設計を行った当時は、軸対称2次元モデルを用いて逐次累加計算を行うのが主流であった。本報告はそのような中で、地中連続壁の水平断面形状による2次応力および一方向荷重に対処するため、平面要素による3次元FEMモデルを用いて設計を行った。電子計算機の容量が大きくなった現在では、地中連続壁の解析にソリッド要素を用いた解析モデルを使用することも考えられる。しかし、今回の結果から本報告で用いた3次元FEM解析を用いても実用上十分であることが証明されたと言える。
- ②設計荷重のうち深い掘削に作用する土圧に対する研究を行う必要がある。土圧が設計に占める割合は約25%と少ないものの、等圧となる土圧を大きめに見積ることはリングコンプレッションを大きめに見込む可能性があるため、継手工法にかかわらず設計に当たっては、荷重の組合わせの際に土圧を無視するケースも含めて考える必要がある。
- ③逆巻壁の水和熱による温度応力の一部が地中連続壁の圧縮応力度として残留することが判った。今後のこの種の設計に当たっては、荷重の組み合わせおよび許容応力度の割増し係数等検討する必要がある。

参 考 文 献

- 1) 御牧陽一：大深度地下連続壁工法の利用（扇島），基礎工1980年11月
- 2) 後藤貞雄，峯岸孝二：大深度地下連続壁工法の利用（袖ヶ浦），基礎工，1980年11月
- 3) 中原邦昭，前川行正：東電富津火力発電所建設工事におけるLNG地下式貯槽工事の連続地中壁，基礎工，1983年7月
- 4) 石原勝，熊谷勝弘，佐藤謙二：白鳥大橋の主塔基礎—地中連続壁併用剛体逆巻き基礎—，基礎工，1988年1月
- 5) 斉藤博文，山王博之：OWS・SOLE TANCHE工法—ハイJドロフリーズ掘削機—，基礎工，1983年7月
- 6) 熊谷勝弘，多田浩彦，能町純雄：「白鳥大橋主塔基礎における大深度地中連続壁の施工計画」構造工学論文集Vol.39A，1993年3月
- 7) 野坂隆一，川崎博巳，高橋守人，田口史雄：白鳥大橋主塔基礎における地中連続壁，基礎工，1989年10月
- 8) 入沢賢一，菊地利武，小島克朗，武田寿一：カッティングジョイント工法による地中連続壁鉛直継手部の実大実験，大林組技術研究所報 No.35，1987
- 9) 野坂隆一，石原勝，佐藤謙二，田口史雄：白鳥大橋の主塔基礎に利用した地中連続壁，基礎工，1989年1月
- 10) 入沢賢一：鉛直継手工法における施工要領と構造性能調査の実験，基礎工，1980年6月
- 11) 武田寿一，大内一，入沢賢一，佐藤肇生：鉛直継手による地中壁の一体化に関する実験的研究（その1）—一面内加力のせん断，曲げせん断，純曲げの実験— 大林組技術研究所報No.21，1980
- 12) 入沢賢一，武田寿一：鉛直継手による地中壁の一体化に関する実験的研究（その2）—一面内加力の曲げせん断実験— 大林組技術研究所報 No.26，1983
- 13) 土木学会：地下貯油施設技術指針(案)，昭和55年5月
- 14) 日本瓦斯協会：LNG地下式貯槽指針，昭和56年12月
- 15) 竹田俊明，坂場武彦，安部善憲：白鳥大橋主塔基礎における大深度地中連続壁の動態計測と設計値の対比，構造工学論文集Vol.38A，pp1343，1992年3月，土木学会

(1994. 10. 14 受付)

A REPORT OF METHODS FOR THE STRUCTURAL ANALYSIS OF HIGH DEPTH SLURRY WALL SUPPORTING THE MAIN TOWER OF A SUSPENSION BRIDGE

Katsuhiro KUMAGAI, Morito TAKAHASHI
and Yoshinori ABE

The Hakucho Ohhashi Bridge is a suspension bridge currently being constructed by the Hokkaido Development Bureau. The substructure was constructed using a method for underground liquid natural gas (LNG) tanks. This is the first time in the world that this method was applied in the construction of a bridge substructure. The purpose of this report was to investigate the design requirements and analysis model for the high depth slurry wall used in this project and to identify new design parameters based on its form. Various measuring instruments were installed with in the body of the slurry wall from which readings were taken during construction. These results were used in testing the design method leading to specific recommendation regarding approach to the combination of various seismic intensities.