

招待論文
INVITED
PAPER

招待論文

LNG 地下式貯槽の建設における大深度掘削技術

TECHNICAL DEVELOPMENT OF LARGE-SCALE DEEP EXCAVATION FOR LNG INGROUND STORAGE TANK CONSTRUCTION

後藤貞雄*・高橋行茂**

Sadao GOTO and Yukishige TAKAHASHI

* 正会員 東京ガス(株) 生産技術部
(〒105 東京都港区海岸 1-5-20)

** 正会員 東京ガス(株) 生産技術部

Key Words: LNG inground storage tank, large-scale excavation, soft rock, excavation stability, slurry wall

1. はじめに

近年、首都圏における一極集中に伴う地価高騰を背景に、限られた土地の高度利用、有効利用が望まれ、その観点から、地下空間の積極的利用への関心が高まっている。昨今、地価の高騰はやや収まりつつあるとはいえ、限られた土地の有効利用への要求は高い。このような状況下では構造物をより深い地下に、より経済的に構築する技術の開発、発展が望まれる。

大深度の地下に構造物を建設するには安定した土留めが必要となる。この土留めは建設において最も重要なものであり、建設費に占める割合も高い。土留めの構造及び工法は施工する場所の地下水の状況、地盤の状況、土質の状況によって異なっており、土質工学、土留め及び構造物の設計手法、建設工法、施工管理技術(情報化施工)等の変遷に伴って変化してきている。

最近の、首都圏周辺での開削工法に限ってみた場合での大深度地下構造物の例としては、大規模地下駅(営団地下鉄永田町駅の地下 43 m, 京葉線東京地下駅の地下 33 m, 等)、シールド工事のたて坑(森が先浄水場の地下 63 m, 環七地下河川の地下 60 m.), 東京湾横断道路川崎人口島の海面下 70 m, LNG 地下式貯槽(東京ガス袖ヶ浦工場の地下 45 m, 根岸工場の地下 60 m)等がある。これらの大規模掘削を可能にしたのは、根岸工場の例では、軟岩、いわゆる土丹の経済的な掘削技術の発展に依り、その他については LNG 地下式貯槽建設のために 1978 年に開発された大深度連続地中壁工法の発展に依るところが大きい。

ここでは、LNG 地下式貯槽について、その大深度掘削のための土留めと地下水処理の考え方と工法の変遷について述べる。

LNG 地下式貯槽の特徴は躯体そのものが円筒形の構

造物であり、内部空間を有効に利用するためその土留めは無支保を原則としている。さらに、径の大きい躯体をできるだけ深く、安全に、効率的に、かつ経済的に構築するため、土と水に対していかなる土留めがその時代で技術的に可能で、かつベストであるか、挑戦し続けてきた。

前述した、開削工法での大深度地下構造物の例では、大規模地下駅については腹起し、切り梁を使用している有支保のものである。シールド工事のたて坑は、径が LNG 地下式貯槽と比較して小さく規模が異なっている。規模の大きな東京湾横断道路川崎人工島では、LNG 地下式貯槽の大深度連続地中壁の技術をもって建設が可能となったといえる。

まず LNG 地下式貯槽の概要に触れ、その建設が横浜市根岸地区、千葉県袖ヶ浦地区から始まり数多く建設されているため(図-1)、両地区での LNG 地下式貯槽の建設について紹介し、さらに今後の大深度掘削技術の技術開発について触れてみたい。表-1 に両地区の地下式貯槽とその掘削技術の変遷をまとめて示した。

2. LNG 地下式貯槽概要

LNG(液化天然ガス)は、メタンを主成分とする天然ガスを、輸送、貯蔵の便を目的として液化したものであり、大気圧下では -162°C という超低温の無色、無臭の透明の液体である。この LNG を蓄える LNG 地下式貯槽は、貯蔵液の最高液面が地盤面下であり万一の場合にも液が地表面に流出することの無い、本質的に安全なものとして指向された。写真-1 に LNG 地下式貯槽を示し、図-2 にその構造を示す。鉄筋コンクリート製の円筒形の躯体とその内側に断熱を目的とした保冷材、その内側の液密、気密のステンレススチール製の薄膜メンブレンとで構成されており、さらに外気との遮断を目的

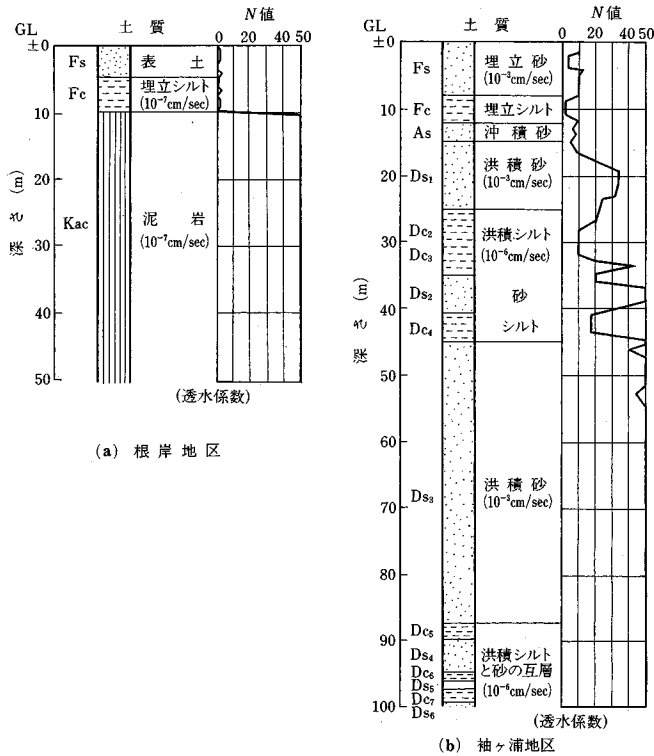


図-4 根岸、袖ヶ浦地区の地盤性状

としてガス圧を保持する鋼製ドーム屋根が躯体に接続されている。

LNG 地下式貯槽はわが国で独自に開発され、1970 年に初めて 1 万 kl のものが根岸地区で建設された。その後、本質的に安全で土地の有効利用が可能であり、さらに周囲に威圧感を与えないソフトな外観が社会に受け入れられ、数多く建設され時代とともに大型化の歴史をたどっている (図-3)。

現在では、首都圏を中心に約 60 基が稼働あるいは建設中で、規模も 650 kl の小型貯槽から 20 万 kl の大型貯槽まで建設されている。

3. 根岸地区、袖ヶ浦地区の地盤の特徴

(1) 根岸地区の地盤の特徴

地表面から約 10 m が軟弱なシルト層であり、下部に軟岩 (土丹) が存在している。軟弱なシルト層の地下水位は地表面から 1.5 m と高いが透水性は低い。土丹層は節理の少ない安定したシルト岩で不透水性土層である。図-4 に土質柱状図の例を示す。

(2) 袖ヶ浦地区の地盤の特徴

地表面から約 15 m が軟弱砂層でその下は洪積層である。軟弱砂層は埋立土又は沖積土で透水性は高い。洪積層は締まった砂層からなっており、透水性は高いが、地表より約 25~45 m 及び、約 85 m 以深に硬質シルト層

が存在し不透水性である。図-4 に土質柱状図の例を示す。

4. 根岸地区における地下式貯槽の掘削技術の変遷

わが国初めての容量 1 万 kl の LNG 地下式貯槽が 1960 年代後半に根岸地区で建設された。その後 6 万 kl 1 基、9.5 万 kl 4 基が建設され、8.5 万 kl 2 基、20 万 kl 2 基が建設中である。その他に 6 万 kl の LPG 地下式貯槽が 2 基建設された。

(1) 連続地中壁土留め工法 (1960 年代後半~1970 年代初期)

この工法で、1970 年に容量 1 万 kl のものが完成し、ついで 6 万 kl の貯槽が建設された。根岸地区の地盤は安定した土丹層を有するため、現在では土留めとしては、吹き付けロックボルトを使用したいわゆる NATM 工法が採用されている。しかしながら、この時代では大規模地下構造物建設の実績もなく、土丹の恵まれた特性、高い自立性をそのまま土留めとして採用するにはこの地盤での建設の経験もまだ浅く、至っていない。

所定の容量の地下式貯槽を建設するためには 30 m 以上の掘削深さが必要であったが、この前例の少ない掘削深さの土留めとして連続地中壁を採用した。この泥水利用の連続地中壁は 1950 年代に開発が始まり次第に普及

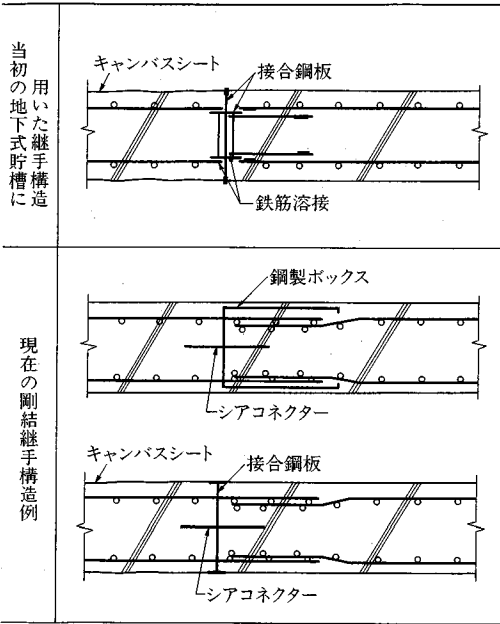


図-5 連続地中壁の円周方向継手構造例

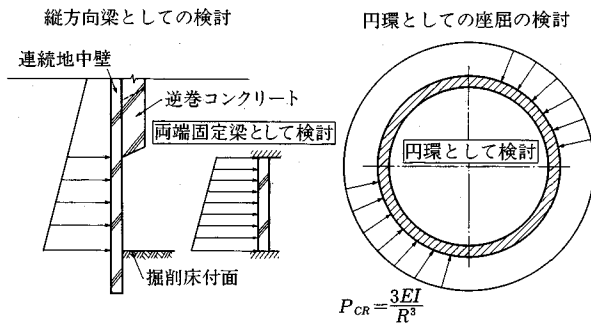


図-6 当時の連続地中壁の安定性検討

されつつあった。しかし連続地中壁に関しては実験データ、建設実績も少なく、設計基準や指針など定まったものがなかったので構造物の目的によりケースバイケースで適用されていた。連続地中壁を円筒形土留め壁として使用する場合は円周方向の継ぎ手方法も未だ確立されていなかった。またその深さ、壁の厚さも当時の技術では各々 55 m 程度、80 cm 程度が限界であった。このような状況下では、いきおい設計も安全側となり、施工にも独自の工夫が必要であった。

工法としては、バケット方式が主流の当時としてはユニークな、水平多軸回転ビット掘削機を採用した。円周方向の継ぎ手は当時の経験、工夫から図-5 に示すような構造としたが、その後発展してきている現在の継ぎ手構造とそれほど異なっていない。

円筒形の連続地中壁を構築するに当たって、軟弱層の土丹までの深さに関わりなく、掘削床付け面以下までの

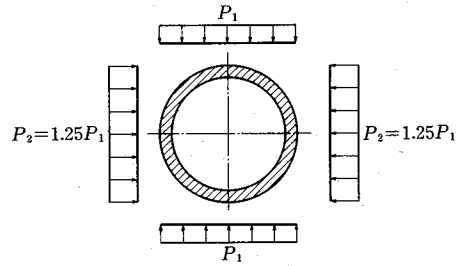


図-7 偏荷重の考え方

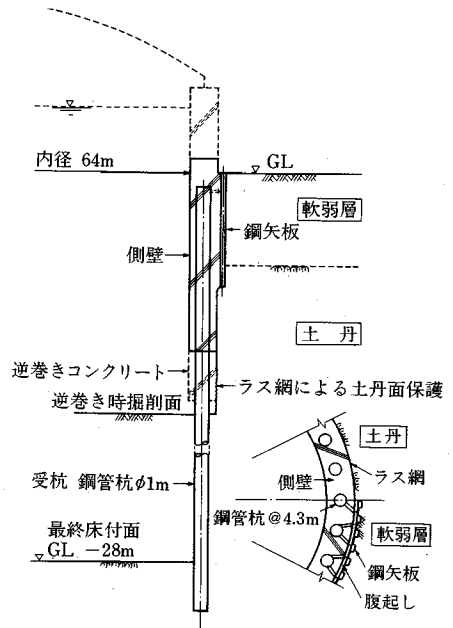


図-8 受け杭逆巻き工法

所定の深さまで連続地中壁を構築した。すなわち、それ自身自立性の高い土丹の土圧についても一般の粘性土と同様、静止土圧係数×土被り厚、として求めた。床付け面からの根入れ深さは土丹の大きい受動抵抗を考慮して 3 m と短くした。掘削は 4~5 m 掘っては側壁躯体を構築しさらに 4~5 m 掘り下げるとい、いわゆる逆巻き工法を採用した。土留壁そのものの強度検討は、構築済み側壁躯体と掘削地盤面を支点とする一方向梁として手計算によって行い、円筒形シェルとしての検討は解析技術の限界から行わなかった。座屈のチェックは古典的理論による円環として行った (図-6)。この工法は土留めとしての連続地中壁の強度を逆巻きされた側壁で補強し、土留めに切り梁を設けなくて地下に大空間を構築するという当時としては例をみない画期的なものであった。

貯槽躯体の側壁の設計では、当時土木構造物に適用するのは初めてといえる段階であった有限要素法による軸

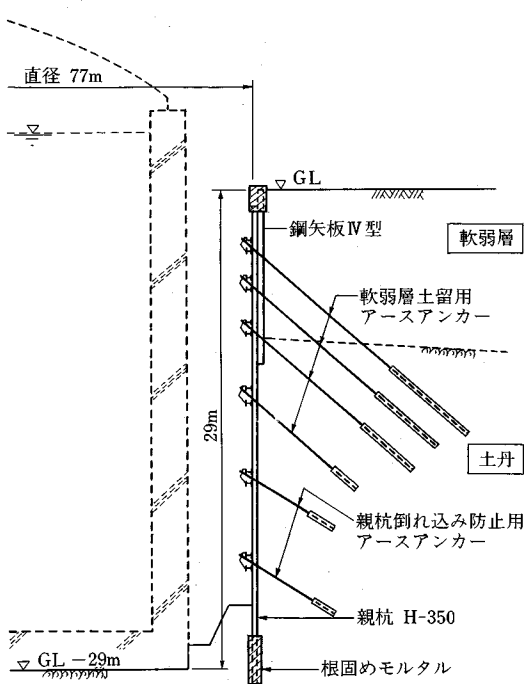


図-9 アースアンカー土留め工法

対称のプログラムを使用したが、地層の不陸等を考慮するには至らなかった。この地層の不陸による偏荷重に対しては、図-7に示すような平面二次元の輪切りのモデルで偏荷重を考慮し計算した。

(2) 受け杭逆巻き工法 (1970年代中期)

貯槽の容量も大型化し、容量 9.5 万 k l の貯槽が 1977 年に建設された。大容量化としては、貯槽の内径を増加させ、掘削深さはそれほど大きくしなかったが、これだけの大容量のものを地下に構築するという事で新たな工法を採用した。この工法は、連続地中壁逆巻き工法と並んで、もう一つの工法として開発されたもので、土丹の高い自立性をたくみに利用したものである。

この工法は図-8に示すように予め側壁躯体支持用鋼管杭を円周配置に打設し、上部軟弱層部を鋼矢板または鋼管杭で土留めをし、逆巻き工法で躯体を構築する工法である。4~5m 掘削しては躯体を構築し躯体自重はジベル鉄筋を介して鋼管杭で支持させた。掘削に際して、土丹の肌落ち防止用のラス網を土丹の表面に敷設するだけで土丹部では特に土留め部材といったものを使用しなかった。

この工法は根岸地区の地盤の特性をうまくとらえ、逆巻きで構築物を建設する方法としては極めてユニークな工法であった。

このように土丹のもつ自立性を利用したが、まだ 4~5m 程度の自立高さであった。これを機会にして土丹のもつ特性を設計、施工面でさらに積極的に活用すること

を目指し検討を進めた。

(3) アースアンカー土留め工法 (1970年代後半)

掘削を一括掘で行い貯槽の側壁躯体を順巻きで構築した最初の工法である。容量 9.5 万 k l の貯槽で採用した。

この土留め形式は土丹のもつ特性をさらに発展させた形式といえる。すなわち根岸地点での土丹の自立高さは土質工学的に粘着力から単純に計算すると 100m 以上あり、土丹の部分は土留めとしての壁体がなくとも自立するであろうとの考え方が導入された。図-9に示すように軟弱層部には鋼矢板を打設し、アースアンカーで支持する構造である。土丹部では短期的には土圧は作用しないと考え H 鋼親杭と土丹の肌落ち防止用に横木矢板を用いた。H 鋼親杭には倒れこみ防止のため少量のアースアンカーを打設した。このアースアンカーは通例の設計と異なり設計土圧は設定せず、定着についても単に主動崩壊面を仮定し、崩壊面より背面に 2m の定着長で定着するものとした。

この土丹部に施工されたアースアンカーは、土の強度と自立性に期待している点でいわゆる一般のアースアンカー工法とは異なり、次の時代に登場した堅型 NATM 工法に通ずるものであったと考えられる。

施工時の計測はアースアンカーの反力計と下げ振りによる鉛直性の測量のみで、情報化施工による施工管理技術というには程遠いものであった。しかし土丹の持つ特性、自立性を活用して、約 30m の掘削をなし得たことは、土質工学的な粘着力からのアプローチに経験を積み重ね、その後の根岸地点での土留め形式の方向性を定めた意義の深い工法であったといえよう。

(4) 堅型 NATM 土留め工法 (1980年代中期)

アースアンカー土留め工法で土丹の自立性を活用した実績ができた。しかしこの工法では、軟弱層が深い場合には定着部がかなり遠方に位置し、既設構造物と位置的な干渉の問題が残っていた。そこで、この問題を解決するとともにより合理的な土の強度の活用を目指して考えられたのが堅型 NATM 土留め工法である。上部軟弱層部の外部土水圧に対してはフープコンプレッションで抵抗するコンクリートのリングビームまたは円筒形コンクリート壁体を構築する。土丹部は、掘削直後吹き付けコンクリートで掘削表面を保護し、長さ 5m 程度のロックボルトを約 1.5m ピッチで打設する。

この形式ではトンネル工事での NATM 工法を堅型にするとの発想から、ロックボルトの径、長さ、ピッチとも NATM トンネル工法での実績に基づき決定し、特に弛み領域等の詳細な計算はしなかった。

一方、根岸地区では貯槽の容量をさらに大きくする必要があった。そこで土留めの施工管理と今後の計画のデータの蓄積を目的として、ロックボルトの軸力、傾斜計による掘削面の変形、光波距離計による頂部の真円度、

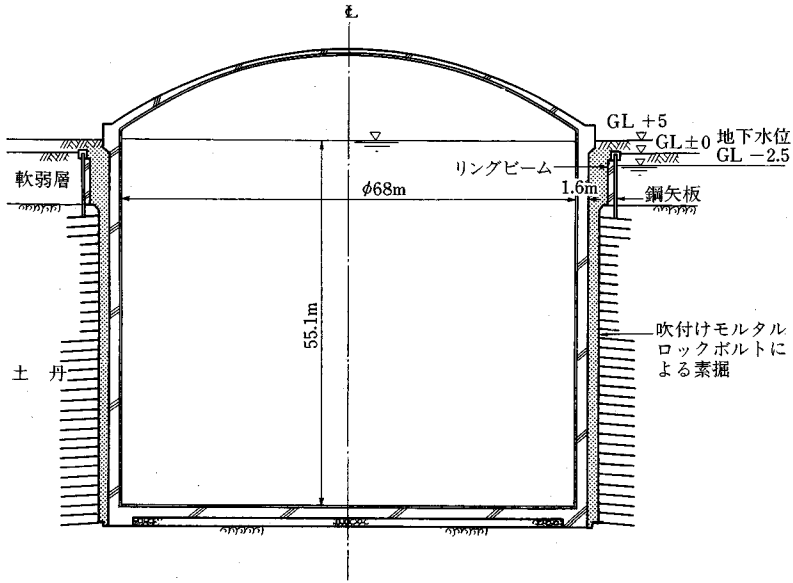


図-10 壺型 NATM による 20 万 kJ 地下式貯槽構造図

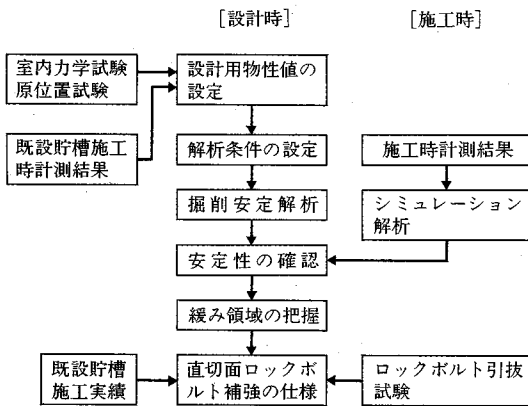


図-11 土留め検討手法フロー

掘削の進行に伴う周辺地盤の間隙水圧等の計測を実施した。

これらの計測結果をもとに、シミュレーション解析を実施し、この工法での掘削に伴う土丹の挙動が解析に乗るようになった。

この工法で LPG 地下式貯槽 2 基を建設したが、土丹の自立性という特徴を最大限に活用し、経済的な大規模掘削を可能とした非常に合理的な工法である。

(5) 大型壺型 NATM 土留め工法 (1980 年代後半以降)

タンクの容量の増加に伴って掘削深さも増加し、土丹の自立性の利用高さもそれ迄の 20 m 前後から 45~60 m へと一挙に増加した。8.5 万 kJ と 20 万 kJ の LNG 地下式貯槽をこの工法で建設中である。図-10 に 20 万 kJ の LNG 地下式貯槽の壺型 NATM 土留めとその構造を

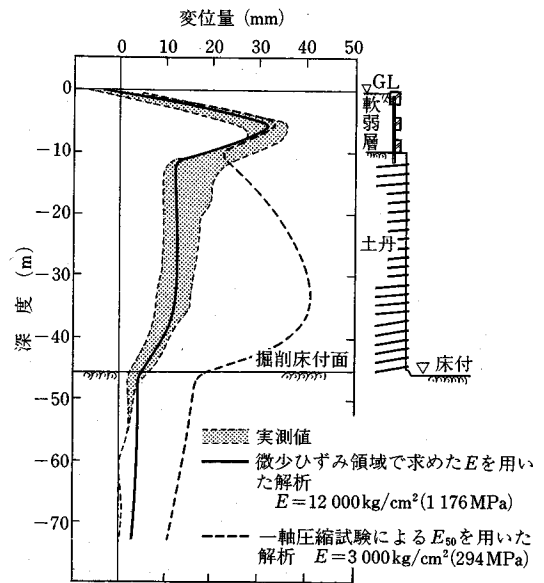
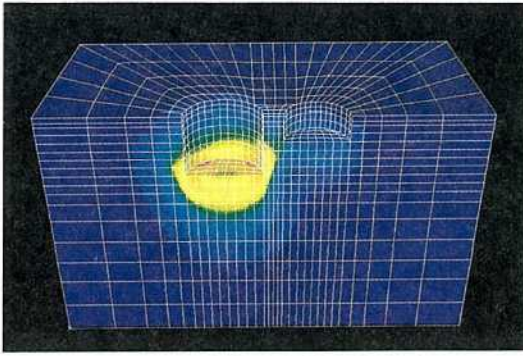


図-12 最終掘削時の変位分布図

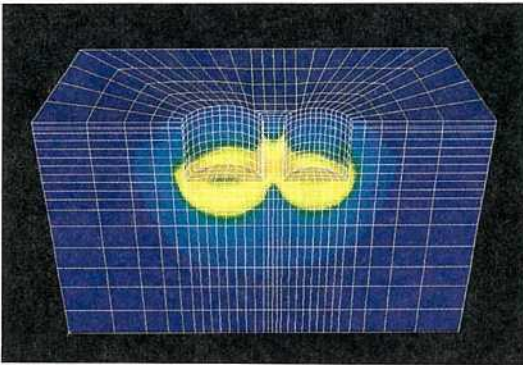
示す。

本工法では土丹の掘削安定問題も岩盤安定問題として、コンピューターをフルに活用した解析的アプローチで掘削時の土丹の挙動を把握し、設計に反映できた。この手法を用いての解析の結果、地表面から 60 m 程度の深さまではこれまでのロックボルトを使用した壺型 NATM 工法で経済的に掘削できることが判明している。

図-11 に土留め検討手法のフロー、図-12 に掘削時の土丹の変位とシミュレーション解析結果、図-13 に双



先行貯槽掘削完了後行貯槽掘削開始時



貯槽 2 基掘削完了時

図-13 双設貯槽の地中応力解析結果

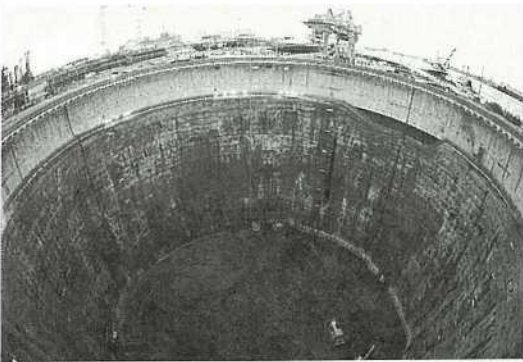


写真-2 整型 NATM 工法による深さ 57 m, 直径 75 m の床付

設貯槽建設時の地中応力分布解析結果を示す。

写真-2 には、20 万 k l 地下式貯槽の床付け時の状況を示した。

(6) 根岸地区での掘削技術の開発

根岸地区では日本で初めての容量 1 万 k l の LNG 地下式貯槽から世界で最大の 20 万 k l の貯槽が建設されている。根岸地区の地盤は、比較的浅い位置に均質で強度のある透水性の低い土層が存在し、その点で大深度掘削のポイントとなる地下水処理と土留め処理の方法に、土質工学的アプローチと経験の積み重ねによる新工法開

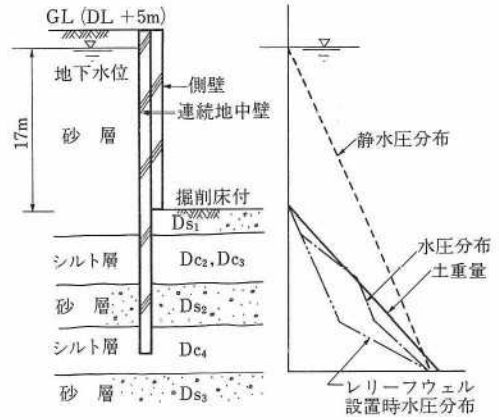


図-14 袖ヶ浦 6 万 k l 地下式貯槽における盤ぶくれの検討

発、採用の工夫の余地に恵まれていた。このような地盤のため、この地区での LNG 地下式貯槽の土留めに関する技術は目覚ましく発展したといえよう。

5. 袖ヶ浦地区における地下式貯槽の掘削技術の変遷

ひきつづいて地下式貯槽の建設が計画された袖ヶ浦地区は、根岸地区と異なって、透水性の良い砂質土からなる埋立て地であった。このような地盤で大規模な掘削を行うためには地下水の処理が重要となる。すなわち LNG 地下式貯槽の開発をさらに発展させるためには、砂質地盤における大規模掘削技術を確立することが必要であった。

貯槽の容量は当初 6 万 k l のものが 11 基建設されたが、後述する 1978 年の大深度連続地中壁の開発以降大容量化し、13 万 k l 4 基、14 万 k l 2 基が建設された。その他に 6 万 k l の LPG 地下式貯槽 1 基がつけられている。

(1) 連続地中壁土留め止水工法の適用と盤ぶくれ対応技術の確立 (1970 年代前半)

透水性の高い砂質地盤における深い掘削は、ディーブウェルにより水位低下を図って行うことが多いが、適用にあたってはその影響を検討する必要がある。

袖ヶ浦地区の地下式貯槽の建設に際しては、できるだけ地下水位を低下させない方を検討した結果、連続地中壁により止水壁を GL-25~45m の洪積粘性土層 (不透水層 Dc₂, Dc₃, Dc₄) まで構築しその内部を掘削する工法を採用した。この場合粘性土層の下方の砂層 (Ds₃) の被圧地下水圧は、盤ぶくれを起こさないよう掘削床付けから砂層までの土の重量で押さえこまなければならない。当時この盤ぶくれの考え方を整理して掘削に適用した例はほとんどなく経験的な判断により進められていた。しかし地下式貯槽のような大規模な工期の長い掘削工事を安全に進めるためには、この盤ぶくれ現象

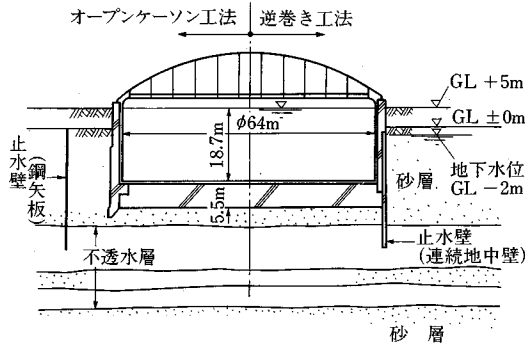


図-15 6万kL LNG 地下式貯槽構造図

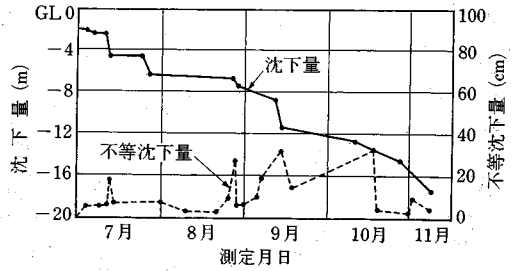


図-16 ケーソン沈設時の精度計測結果

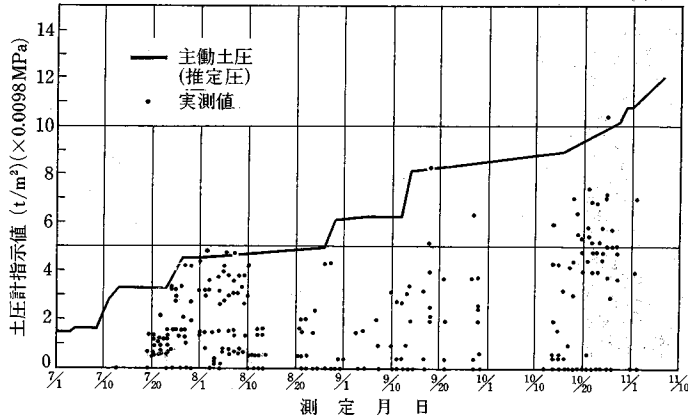
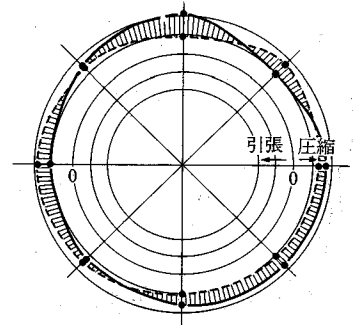


図-17 ケーソン沈設時の側面土圧



0 50 100 (kg/cm²) (×0.098MPa) 実線: 外縁応力 破線: 内縁応力

図-18 ケーソン沈設時の躯体発生応力

を正しく理解し、整理し、現実に適用する必要があった。

図-14 に袖ヶ浦地区の最初の地下式貯槽の建設における盤ぶくれ検討概要を示した。床付けからDs₃層からまでのどの部分でも土の重量は水圧より大きくなければならない。本例では不透水層の中に介在する砂層(Ds₂)の部分で安全率が低下するので床付けからリリースウエルを掘った。また貯槽の周囲には8本のディーブウエルをDs₃層まで設け、いつでも水圧低下がはかれるよう万全を期した。結果的にはディーブウエルは運転しなかったが、盤ぶくれ対応技術が未確立であった当時としてはこの程度の対策はやむおえなかったといえよう。今日では、この盤ぶくれの考え方はごくあたりまえとなっている。

貯槽側壁の構築は初期の根岸地区と同様、連続地中壁逆巻き工法で、また地中壁の応力計算は同様に手計算で行った。なお当時の技術では連続地中壁を深さGL-85m以深の不透水層まで構築できなかったため、盤ぶくれの関係から図-15に示すように貯槽容量は最大6万klであったが8基の貯槽がこの工法で建設された。

(2) 鋼矢板止水オープンケーソン工法 (1970年代前半～中期)

この工法は、図-15に示すように連続地中壁の代り

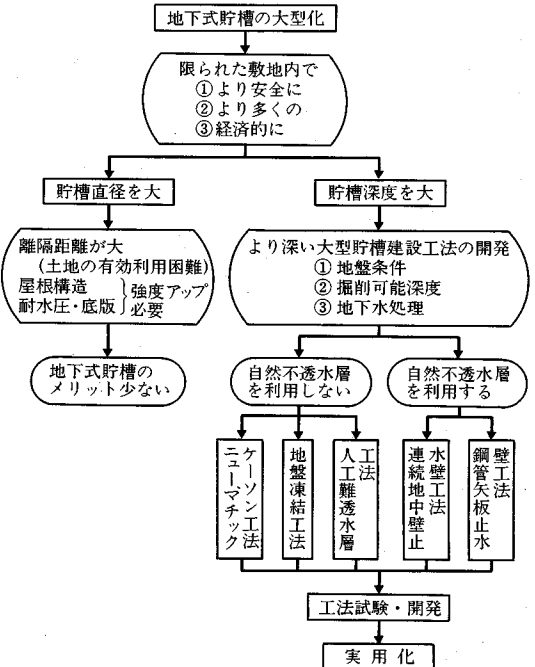


図-19 大容量地下式貯槽開発のコンセプト

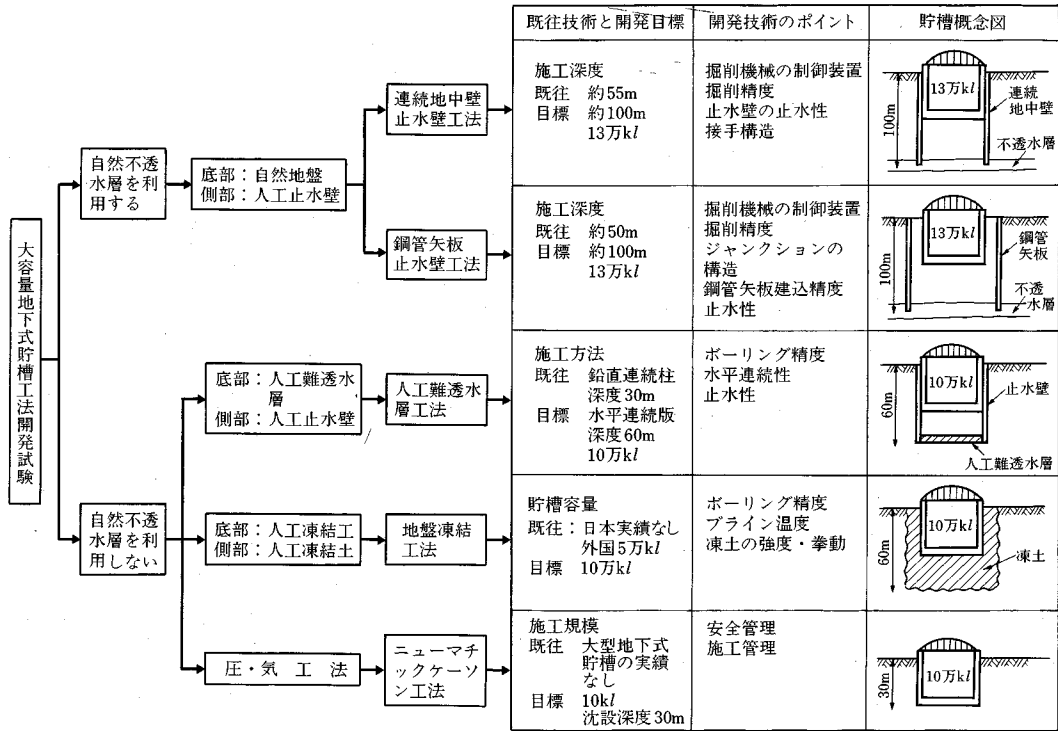


図-20 開発対象工法と開発課題

に鋼矢板を用い、内部を排水して貯槽側壁をケーソンで構築し沈設していくものである。鋼矢板は止水壁としてのみ機能し土圧はケーソンが保持する。従来のケーソン工法は、地下水処理をディープウエルやニューマチックケーソンでおこない、また規模の点でも橋台の基礎などの直径10~20m程度、それより大きなものでは内部は隔壁で補強していた。本例のような内径64mで内部に隔壁のない大型ケーソンの施工実績は世界的にも例がなかった。

刃口部は、全周約200mを24等分して厚さ2.5mを慎重に掘削した。沈設は土圧計、傾斜計、鉄筋計、その他多数の計器を設置して行った。図-16には沈設精度の計測結果を示した。沈設中の不等沈下量は最大32mであるが終了時は5cmで、ケーソン直径の約1/1300ときわめて良好な結果であった。図-17、図-18には、沈設時の側壁の土圧と応力の計測結果を示した。土圧は設計時に想定した主動土圧以内に収まっている。応力は側壁の全断面で圧縮となっており、曲げモーメントは「道路橋設計指針」に基づき算定した偏土圧による曲げモーメントの1/2~1/3程度であった。もとより躯体に作用する土圧、偏土圧及び応力は沈設時の躯体の制御の程度により左右されるものであり、一律に定めることは困難でまた実験も不可能である。このような観点からすると、本沈設の経験は大型ケーソンの技術分野に貴重なデータ

を提供した。この工法では6万kl貯槽3基が建設された。

(3) 大深度連続地中壁工法の開発 (1970年代後半)
 さて、盤ぶくれ対応技術の確立と躯体構築工法の開発により、砂地盤においても大規模な掘削を行うことが可能となったが、不透水層の深さにより掘削限界が定まり、地下式貯槽の容量も限定されてしまう。深さ85m以深の不透水層を用いればさらに大容量化できるが、当時そのように深い止水壁を構築することは不可能であった。そこで、容量10万kl以上をターゲットにして、新たな地下式貯槽の開発を開始した。図-19に大容量地下式貯槽の開発のコンセプト、図-20に検討対象となった工法と当時の技術レベル等を示した。

開発においては、実験が可能な工法すべてについて実地規模の施工実験を行った。図-21に実施した試験工事の概要を示した。試験工事は、大深度連続地中壁工法、大深度鋼管矢板工法(リバース式および中掘式)、人工地盤凍結工法、人工難透水層工法(人工的に砂地盤の中に不透水層をつくり止水壁を施工)について行い、深さはすべて実機規模とした。いずれの工法も十分な可能性を見出したが、その中でも大深度連続地中壁工法は予想を上回る成果をあげることができた。当時の連続地中壁の技術(最大深さ55m、精度は1/200~300で、深さ100mまで掘るとすると、40~50cmの誤差)では想像

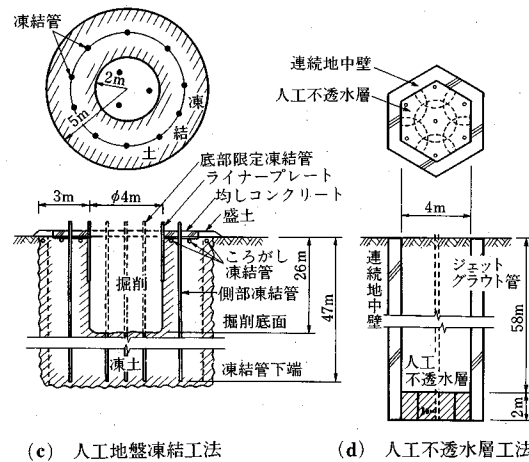
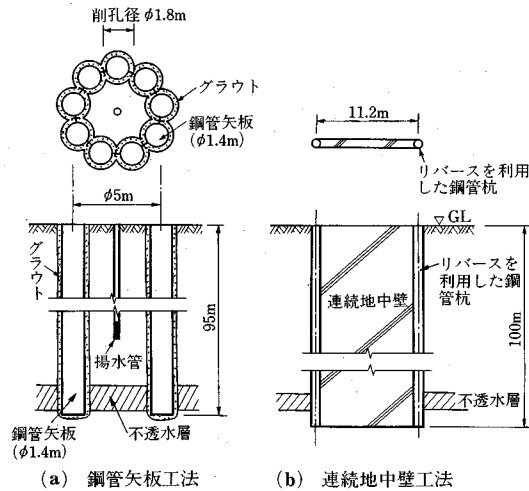


図-21 実施した工法試験の概要

もできなかった、深さ 100 m で誤差約 5 cm、最大でも 10 cm 以内の精度を達成できた。この時の超音波で測定した掘削精度を図-22 に示した。

当時の連続地中壁工法では、オペレーターが経験にもとづいて感で機械を操作し掘削後に計測して精度を求めている。この方法では精度は結果であり、いかに慎重に掘削を進めても目標の精度を設定することは誰の目にも不可能に思えた。この不可能の壁を次のように当時ほとんど例のなかった情報化施工を柱にして克服した。

① 連続地中壁の精度確保のために、まずリバース工法で掘削した大きめの孔に長さ 100 m の鋼管矢板を吊るし正確に鉛直に設置し、この鋼管矢板の継手と地中壁掘削機に設けた継手をかみあわせて掘ることを考えた。結果的には機械の片側が鋼管矢板と接続しているためにかえってバランスが崩れ、精度確保が難しいことがわかった。

② 荷重計を取付け、ビット先端の地盤にかかる自重

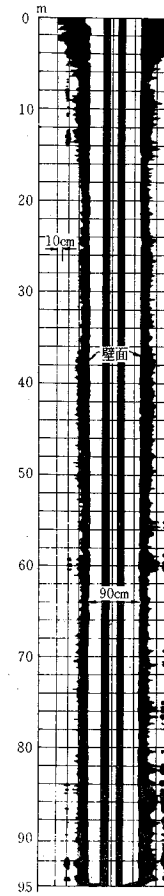


図-22 超音波測定による掘削精度

をコントロールして掘削を進めた。精度確保のためには地球の重力を利用することが最も有効と考えた。

③ 傾斜計、深度計その他の計器を取り付け機械の傾きと経過を常にわかるようにした。

④ 油圧による板状の制御盤を機械に取り付け、姿勢を修正し制御できるようにした。

この開発では原動力としてのニーズというものがいかに重要かを痛感した。ここで開発された大深度連続地中壁工法は地下式貯槽以外の工事にも広く用いられ、最近では東京湾横断道路、明石海峡大橋等の大規模工事にも用いられている。

(4) 大深度連続地中壁逆巻き工法 (1970 年代後半～80 年代前半)

大深度連続地中壁工法の開発により、深さ約 85～100 m の不透水層を利用して逆巻き工法による容量 13 万 k^l の LNG 地下式貯槽の建設を開始した。これが次に述べる超大型オープンケーソン工法とともに大深度連続地中壁工法が実機に使われた最初のものであった。これらの貯槽の概要を図-23 に示した。

厚さ 1.2 m の地中壁は仮設で、止水壁としての機能

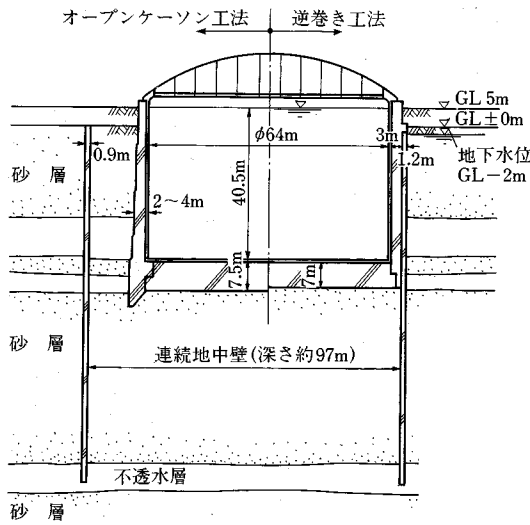


図-23 13万kL LNG 地下式貯槽構造図

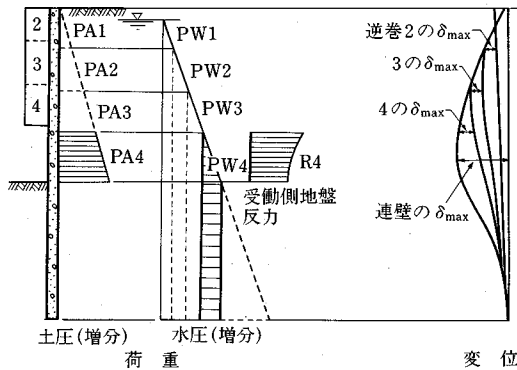


図-24 連続地中壁に作用する外力の概念図

のほかに施工時の土圧、水圧および側壁の自重を支えている。施工時には連壁および側壁に、鉄筋計、歪計、傾斜計、土圧計、間隙水圧計、熱伝対等を設置した。施工中の地中壁、側壁の挙動解析とデータ処理には人手に頼っていたこれまでと異なってコンピューターを本格的に導入し、設計ヘフィードバックすることによりその挙動をより詳細に明らかにした。同様に盤ぶくれもコンピューターによる浸透流解析により検討した。図-24には地中壁に作用する外力の概念図を、また図-25には計測された土水圧、応力等を示した。

(5) 超大型オープンケーソン工法 (1970年代後半～80年代前半)

同様に厚さ0.9m、深さ約100mの大深度連続地中壁を止水壁に用いて、オープンケーソン工法による13万kLのLNG地下式貯槽の建設を開始した。

内径64m、深さ45m、刃口の厚さ4.5mの超大型ケーソンが沈む様はまさに壮観のものである。刃口の掘削は全周約200mを128等分に特殊な掘削機を開発し

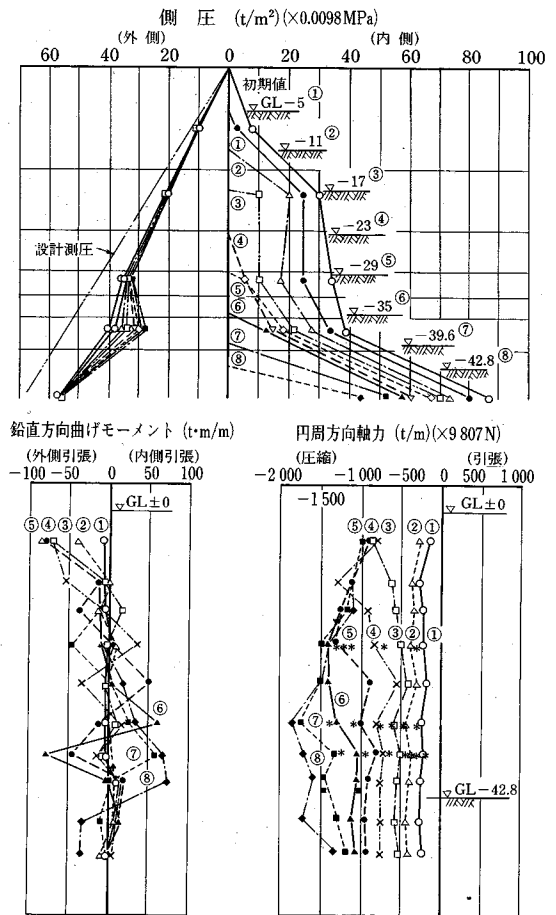


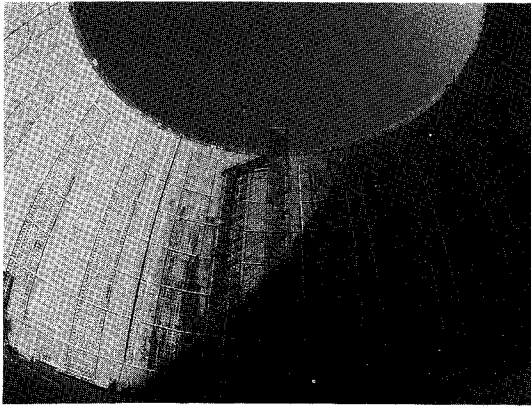
図-25 連続地中壁の施工時計測結果

て慎重に進めた。一回の沈設で最大約2m沈下するが、躯体の傾きや精度は所期の目標に収めることができた。沈下のきっかけは当初は確実につかめなかったが、最終的には任意の時刻に自由にできるようになった。またケーソンから10m離れて設置した連続地中壁に作用する土圧等は予測通りの結果におさめることができた。

(6) 高強度連続地中壁順巻き工法 (1980年代中期～)

逆巻き工法での地中壁は仮設であるのに対し、この工法は地中壁を内巻きコンクリートと合成させ貯槽の側壁として本体利用するものである。内巻きも最終根切り底まで支保工なしで一挙に掘削した後に施工する高品質の順巻き工法とした。容量も袖ヶ浦地区で最大の14万kLとなっている。写真-3には無支保の地中壁のみを山留とした直径70m深さ46mの掘削床付け時の状況を示した。

地中壁の厚さは1.2m、合成された側壁の厚さは3mである。地中壁は施工中の土水圧を単独で支持しさらに完成後は温度応力や地震力にも対抗するため、設計基準強度は510 kg/cm² (50 MPa) と高強度とした。内部掘



写真—3 連続地中壁による深さ 46 m、直径 70 m の床付

削時の観察では地中壁は非常に密実に施工されており、コア供試体の強度は平均で 682 kg/cm^2 (67 MPa)、標準偏差 51.9 kg/cm^2 (5.1 MPa)、変動係数 7.6% で本体利用として十分な品質を有していた。施工時計測も種々行い地中壁の挙動を確認し、完成後には合成壁が一体として合理的に機能していること等を明らかにした。当時は連続地中壁の無支保山留で一気に深さ 46 m まで掘削することはやや冒険とも思われたが、それまでに培われた経験と技術、さらに情報化施工の適用でその実現が可能となった。

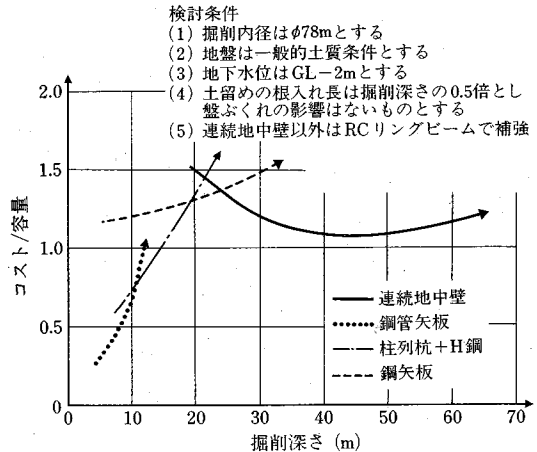
(7) 袖ヶ浦地区における掘削技術の開発

本地区における地下式貯槽の開発は、砂質地盤においていかに地下水を処理し大規模な深い掘削を行うかということであった。そして大深度連続地中壁に代表される開発された技術は、砂質地盤における大規模掘削にその時点での一応の答えをだしたと考えられよう。

6. 今後の大深度掘削技術の開発

LNG 地下式貯槽の建設にともない開発された大規模掘削技術は、一般の地下構造物にも活用されうるものであった。その中でも、根岸地区の透水性の低い軟岩からなる地盤における堅型 NATM 工法の開発と、袖ヶ浦地区の透水性の高い砂質地盤における大深度連続地中壁工法の開発は、その有効性と汎用性の観点から特に大きな成果であった。堅型 NATM は直径 80 m、深さ 60 m の掘削を素掘りで行うというシンプルな技術であり、連続地中壁は 100 m の深さに 5 cm の精度で 510 kg/cm^2 (50 MPa) の強度の鉄筋コンクリート構造物を建設するという精密な技術である。

今、LNG 地下式貯槽は容量 20 万 kl のものが建設されており、そこでは過去には想像もできなかった隔壁の無い大空間が実現されている。このようなレベルに達した大深度掘削の技術は、今後どう開発されるべきなのだろうか。



図—26 各種土留め工法のコスト比較

大深度連続地中壁工法は、図—26 に示すとおり大規模大深度掘削においてコストが相対的に優位で非常に有用な技術である。また一括掘削順巻施工による高品質の躯体の構築を可能にするなど発展性がある工法であり、今後はさらに進めて超高強度化、薄肉化、あるいは低強度で変形性能のある止水壁等の開発が期待される。それとともに仮設利用が多いことを考えるとコストダウンもぜひ取り組まなければならない課題である。

堅型 NATM 工法は土丹の自立特性をたくみに利用した経済性に優れた工法といえるが、施工実績を踏まえ工学的なアプローチによりさらに合理的で経済的な工法とする余地があるように考えられる。またさらに大規模化することも期待できるように思われる。

また、軟弱土や砂質地盤における掘削技術として従来から課題とされてきた水中掘削あるいは構造物の水中施工は、やはり常識を破った発想で解決に取り組む価値のあるものといえよう。同様に、ニューマチックケーソン工法は止水壁の不要な工法であり、施工の自動化をさらに進めることにより発展の可能性のある魅力的な工法と思われる。

砂質地盤における人工不透水層の構築技術もその超えるべき技術的な頂は高いが、地盤によっては利用価値の高い技術といえよう。

7. あとがき

以上 LNG 地下式貯槽の建設にともなう深い掘削のための技術とその開発、変遷について述べた。日本における最初の LNG 地下式貯槽の建設が始まって約 4 半世紀が過ぎたが、技術者はその間一時もその時点での技術に留まることなく、常に新しい気持ちで挑戦し次の領域に足を踏みいれてきた。そして今その技術水準は相当のところまで到達していると考えても間違いではあるまい。近年、環境に良く調和する LNG と LNG 地下式貯槽の

価値はますます高まり、各地で地下式貯槽の計画建設が行われているが、今後ともその利用は拡大していくであろう。その中であって、LNG 地下式貯槽の開発と建設にたずさわる技術者は、これまでと同様、現状に満足することなくさらに新しい技術に挑戦していかなければならないと考えている。

参 考 文 献

- 1) 斎藤二郎：地下連続壁工法の発展過程，基礎工，Vol. 5, No. 12, pp. 6~30, 1977年12月。
- 2) 山田嘉一郎・後藤貞雄：コンクリート製 LNG 地下式貯槽の施工，建設機械，Vol. 13, No. 10, pp. 79~86, 1977年10月。
- 3) 高木貞人：根岸 LNG 地下式貯槽の建設，基礎工，Vol. 7, No. 9, pp. 64~70, 1979年9月。
- 4) 小松原徹・青木浩之・西川洋二・田中佳利：吹付けコンクリート及びロックボルト工法による大規模円筒掘削の計測結果に関する一考察，土木学会第 24 回岩盤力学シンポジウム，pp. 331~335, 1992。
- 5) 石達民・龍岡文夫・木幡行宏・高橋行茂：堆積軟岩の一軸・三軸圧縮試験と現場測定による変形係数の比較例，第 27 回土質工学研究発表会，高知，pp. 1273~1276, 1992。
- 6) 青木浩之・天野悟：堆積軟岩中の大深度円筒掘削における地盤挙動について，第 27 回土質工学研究発表会，高知，pp. 2037~2038, 1992年。
- 7) 後藤貞雄・吉田正吾：超大型ウエル工法による LNG 地下タンクの設計と施工：土木学会誌，Vol. 6, No. 6, pp. 17~23, 1975年6月。
- 8) 後藤貞雄：地下タンクの設計と施工，土木学会編地下構造物の設計と施工，pp. 153~173, 1976年9月。
- 9) LNG 地下式貯槽指針，日本瓦斯協会，1979年3月。
- 10) 中野隆一：大容量 LNG 地下式貯槽の開発について，日本瓦斯協会誌，第 32 巻第 5 号 pp. 18~35, 1979年5月。
- 11) 後藤貞雄・井岬瑞人・久保田宗孝：大深度連続地中壁を用いた大型 LNG 地下式貯槽，土木学会誌，Vol. 64, No. 8, pp. 10~16, 1979年8月。
- 12) 後藤貞雄・永井豊彦・武内等：隔壁のない直径 64 m のオープンケーソン工法，基礎工，Vol. 8, No. 7, pp. 38~47, 1980年7月。
- 13) 後藤貞雄・高橋行茂：袖ヶ浦基地大型 LNG 地下式貯槽の建設，土と基礎，Vol. 29, No. 1, pp. 23~28, 1981年1月。
- 14) 後藤貞雄：LNG 地下タンク，軟弱地盤ハンドブック，pp. 1016~1041, 1982年1月。
- 15) 高橋行茂・内藤和章・太田孝・上野孝之：大型 LNG 地下式貯槽の施工管理計測について，第 17 回土質工学研究発表概要集，pp. 861~864, 1982年。
- 16) S. Goto, M. Iguro: The World's first high-strength super-deep Slurry Wall, 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 1487~1490, 1989。
- 17) Goto S., Saba Y., Kamiya A., Shibuya M.: Present status of LNG inground tank technology in Japan 9th International Conference on Liquefied Natural Gas, Vol. 2, Session II p-5, 1989。
- 18) 岡田武二・後藤貞雄・今井実：高強度コンクリートの利用に関する現状と課題，基礎工，Vol. 21, No. 4, pp. 32-38, 1993年4月。

(1993. 4. 22 受付)