

堆積軟岩の大規模掘削工事における 地盤の変形特性と連壁に作用する側圧

水野直也¹・仲村治朗¹・斎藤一郎²・高野忠²

¹正会員 中部電力(株) 土木建築部(〒461-0006 愛知県名古屋市中区東新町1番地)

²正会員 清水建設(株) 土木本部設計第二部(〒105-8007 東京都港区芝浦1丁目2-3)

愛知県知多市南浜地区に新第三紀常滑層地盤に円筒形の連壁(山留壁)を構築の後、内部を掘削し、容量16万klのLNG地下タンクを建設している。内部掘削時の連壁の変形、地盤のリバウンド計測を実施し、また掘削地盤のサンプリングによる局所変位計(LDT)を用いた三軸圧縮試験も実施して、変形係数を定式化した。これらのデータに基づき連壁や地盤の変形を解析的に再現することが出来、また連壁に作用する側圧(土圧+水圧)や地盤変形特性が把握できたので、ここに報告するものである。

Key Words: in-ground LNG tank, Tokoname-layer, excavation, diaphragm-wall, lateral-pressure

1. まえがき

現在、東海地方で初の大容量LNG地下タンクを愛知県知多市南浜地区で建設している(写真-1,図-1)。

山留めに円筒形連壁を採用したが、建設地点の地盤である新第三紀常滑層の固結シルトと砂(いずれもN値=50以上)の固結度の高い互層地盤では、連壁にどの程度の土圧が作用するのか不明確であった。また、当該地盤における大型地中構造物の設計事例、変形特性に関する研究報告等のデータもあまりなかった。そこで、大容量地下タンクの大規模掘削を対象に、施工時に各種計測を実施し、さらにひずみレベルや拘束圧が地盤の変形係数に与える影響をみるために掘削地盤をサンプリングして微小ひずみを精度高く測定できるといわれる局所変位計(LDT, Local Deformation Transducer, 供試体側面で直接変位を測定するゲージ)を用いて三軸圧縮試験を実施し変形係数を定式化した。その結果を用いて数値解析を行い、連壁への側圧、地盤変形特性を把握したので、考察も含めて、ここに報告する。

2. 大規模掘削工事概要

(1) 地質概要

建設地は、名古屋市東方から知多半島南端へと連なる隆起帯(猿投-知多上昇帯)のうち知多丘陵と呼ばれる丘陵地

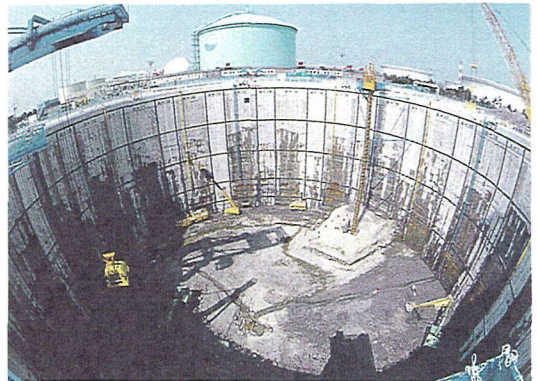


写真-1 知多LNG地下タンク

の西端の海浜埋立地に位置する(図-2参照)。地層は主として新第三紀・東海層群・常滑累層の固結シルトと砂とからなる。常滑累層は約600万年から200万年前の間に形成されたとされ、火山灰層及び亜炭層をはさみ、層厚は300m以上といわれている。地層は北東-南西方向の走向で分布しており、傾斜は5°程度で北西落ちである。

(2) 事前調査に基づいた地盤物性、土層構成

事前の調査・試験で得られた地盤物性、土層展開図を表-1、図-3に示す。連壁の最下端は深さNP。-11.0m(NP。

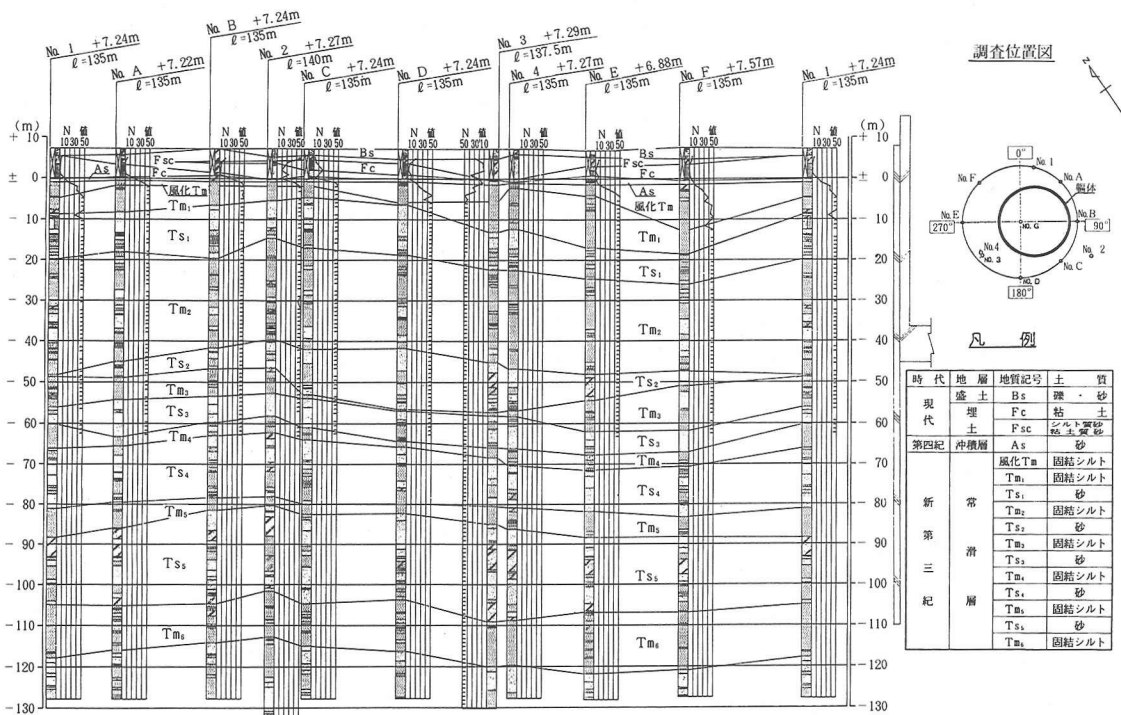


図-3 土層展開図

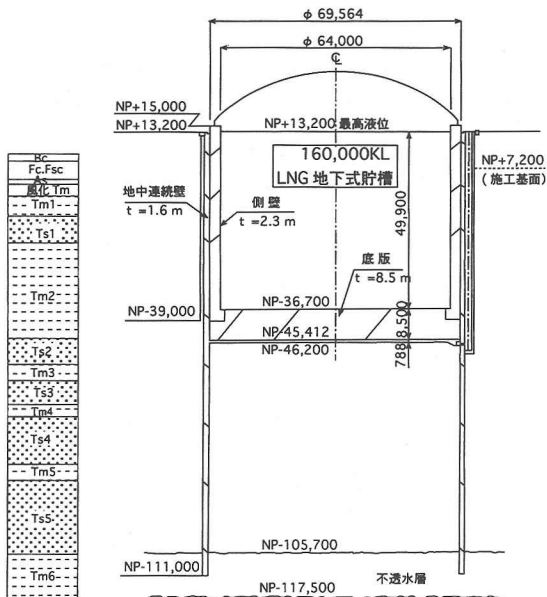


図-1 LNG地下タンク構造図

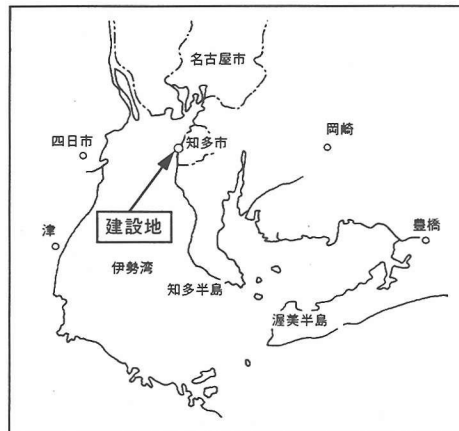


図-2 建設位置図

表一 事前の調査・試験で得られた地盤物性

| | | |
|---------|--|-----|
| ①粒度分布 | 砂の細粒分6%程度、固結シルトの砂分25%以下 | |
| ②湿潤密度 | 1.9t/m ³ (深度100m以浅)、1.95t/m ³ (深度100m以深) | |
| ③一軸圧縮強度 | 2~3 N/mm ² (固結シルト; 深度依存性は見られない。) | 設計値 |
| ④変形係数 | 固結シルト; 400 N/mm ² を中心にはばらつく (一軸圧縮試験) → 410 N/mm ² (固結シルト) 110~760 N/mm ² (孔内水平載荷試験) 砂 ; 40~260 N/mm ² (孔内水平載荷試験) → 160 N/mm ² (砂) | |
| ⑤P S検層 | Vp=1840m/sec, Vs=500m/sec (GL-12m以深) | |

は名古屋港ポイントの略で東京湾中等潮位より 1.412m 低い) 付近の難透水性の固結シルト層であるT_m層に根入れし、止水壁として機能させている。表一 1 中の変形係数の設計値は試験値の平均値を採用している。

(3) LNG地下タンク概要

容量は16万kl、主要寸法は、直径6.4m、液深49.9mでLNG地下タンクとしては東海地域では最大級である。連壁上部は山留め壁、下部は止水壁として利用する。底板は約50mの水頭差の揚水圧にも耐えられる厚さ8.5mの鉄筋コンクリート製の円版で強度版と呼ばれている。屋根はドーム型をした9%ニッケル銅製の鋼製屋根方式を採用している。

建設工程の主な手順は、①連壁 ②内部掘削 ③底板 ④側壁 ⑤屋根・内装 ⑥盛土の順である。工期は93年11月から97年10月末の48ヶ月である。

(4) 連壁・内部掘削施工概要

連壁は円筒形で壁厚1.6m、深度118m、連壁内径約7.0mの鉄筋コンクリート製である。コンクリートの設計基準強度 $f'_{ck}=36.3\text{N/mm}^2(370\text{kg/cm}^2)$ である。連壁のパネル割付は全周を36分割し、先行(φ 袖長4.5m)を18パネル、後行(φ 袖長7.9m)を18パネルとした。円周方向の連壁パネル間の継手は、周方向鉄筋径の2倍以上を確保するような重ね継手構造を採用した。内部掘削容量は約20万m³である。掘削施工期間は95年1月末から約3.5ヶ月で5月上旬に終了した。常滑層の掘削は図-4に示すようにリッパ付きブルドーザー、バックホーにより掘削・押土・集土を行い、10m³バケットとクローラークレーン及び9.5m³バケット付きテルハで作業床に揚土した。なお、ドライ掘削と中間シーム層の盤ぶくれ防止のためディープウェル3本を設置し、内部水位を最終掘削面に保った。

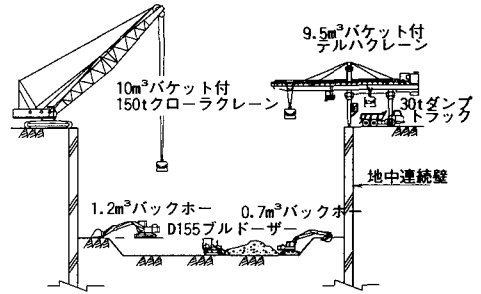


図-4 掘削断面状況図

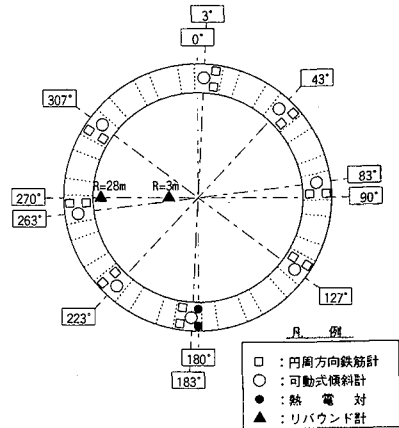


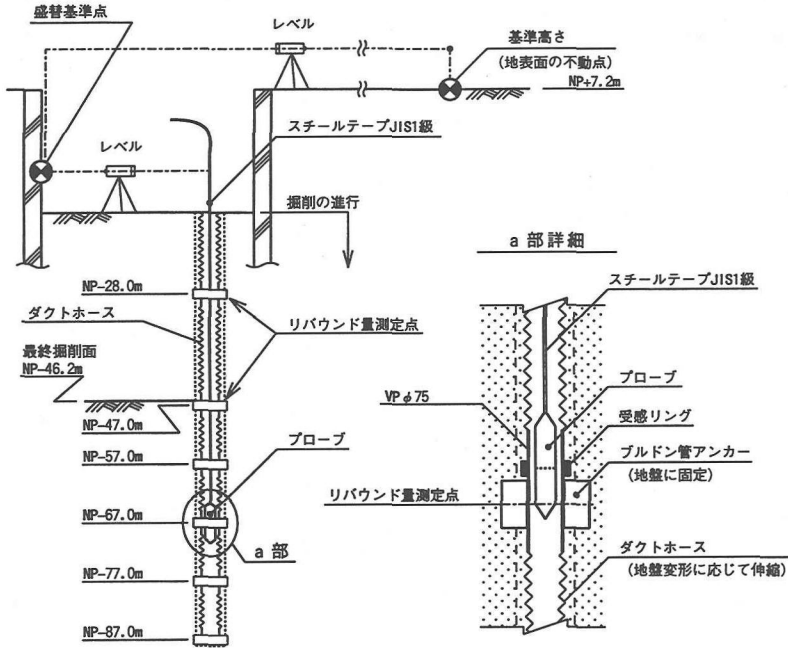
図-5 山留計測計器配置図

めに図-5、表-2に示すような計器を配置し、掘削工程にあわせ随時山留計測管理を行った。図-6にリバウンド計の計測方法概念図を示す。図中において受感リングとブルドン管はVP75に固定されており、リバウンド量測定点であるブルドン管は写真-2に示すように地上から数N/mm²の水圧により羽根部分が外側に広がり地盤にめり込んだ状態で固定される。この位置決めの際にはプローブにて地上から設置深さを調整しながら最下段から順次固定した。

3. 各種計測

(1) 山留計測計器配置

連壁及び周辺地盤の掘削時の安全性を監視、確認するた



図一6 リバウンド計の計測方法概念図



写真一2 リバウンド測定点固定方法

表-2 計測計器配置計画

| 計器名 | 計測目的 | 計器仕様 | 計測点 |
|---------|-------------------------|--|--|
| 円周方向鉄筋計 | 連壁円周方向の鉄筋とコンクリートの応力度を把握 | 差動トランス式鉄筋計 | $3^{\circ}, 83^{\circ}, 183^{\circ}, 263^{\circ}, 43^{\circ}, 127^{\circ}, 223^{\circ}, 307^{\circ}$ |
| 可動式傾斜計 | 連壁の水平変位量・変位形状を把握 | — | 全周8方向 $3^{\circ}, 183^{\circ}$; NP+7.2m~NP-84m $43^{\circ}, 83^{\circ}, 127^{\circ}, 223^{\circ}, 263^{\circ}, 307^{\circ}$; NP+7.2m~NP-63m |
| 熱電対 | 連壁内外面の温度差, 温度変化を把握 | — | 183° |
| リバウンド計 | 掘削に伴う底部地盤のリバウンド量を把握 | 差動トランス式プローブ型層別沈下計 (測定精度: $\pm 1\text{mm}$) | 270° |

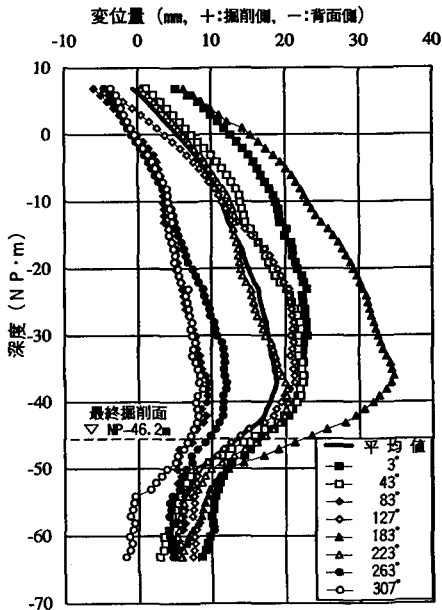


図-7 最終掘削時の連壁半径方向変位分布

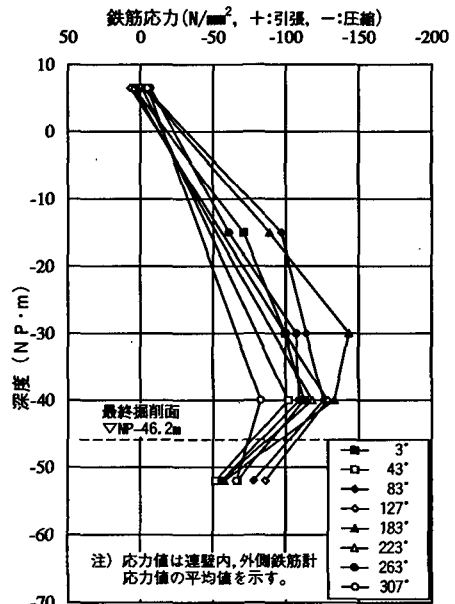


図-8 最終掘削時の鉄筋応力度分布 (円周方向)

注) 応力度は連壁内、外側鉄筋計
応力度の平均値を示す。

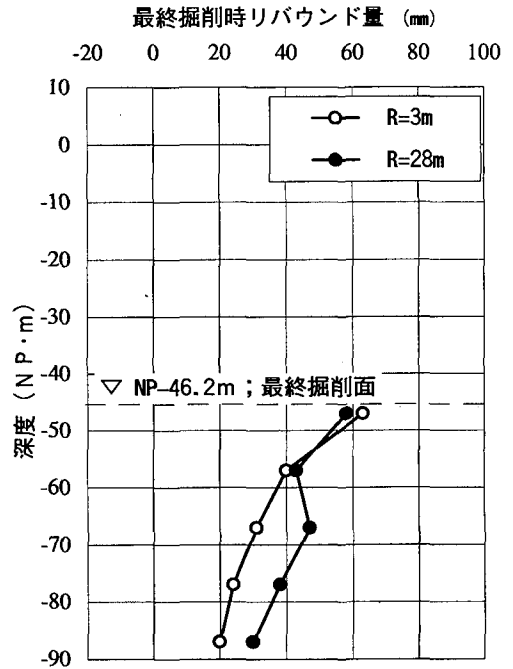
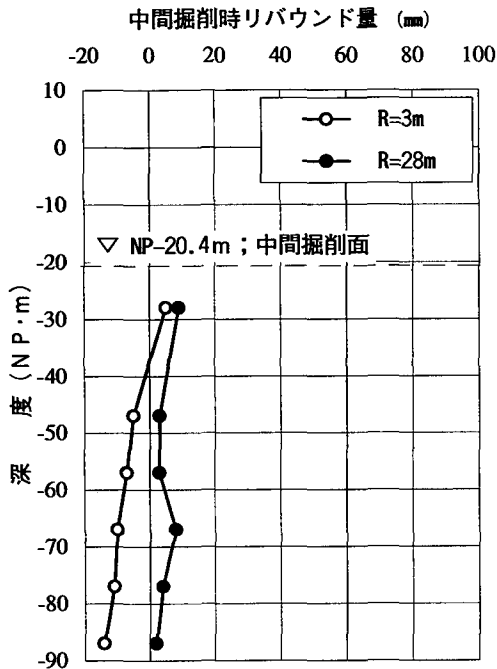
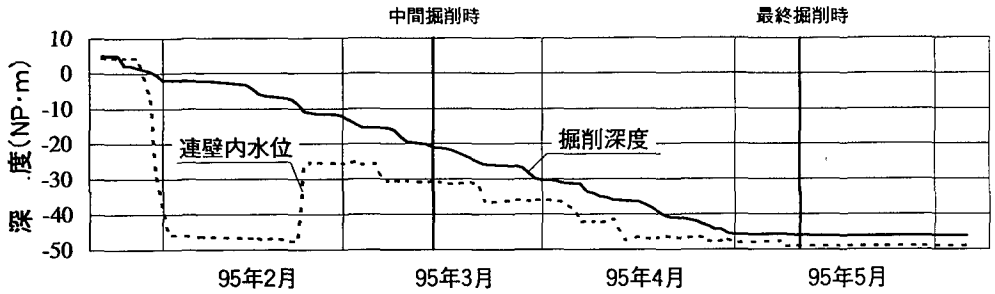


図-10 底部地盤のリバウンド量

(2) 連壁の変形挙動計測結果

最終掘削時の連壁の計測結果を図-7～図-9に示す。図-7は8方向の連壁半径方向変位の深さ方向分布を示し、図-8は8方向の円周方向鉄筋応力度の深さ方向分布を示す。図-9は最終掘削時の8方向の連壁半径方向変位を5深度に着目し連壁を輪切りにしたような平面変位分布図である。

計測結果の特徴は次のようである。図-7では、最終掘削面より10m程度上部で最大の変形を示し、これより上方で膨らみをもった三角形分布の変形分布形状を示した。これは、外力が最大となるのは最終掘削面であるが、内部地盤の拘束と連壁の剛性が大きいので10m上方となったものと考えら

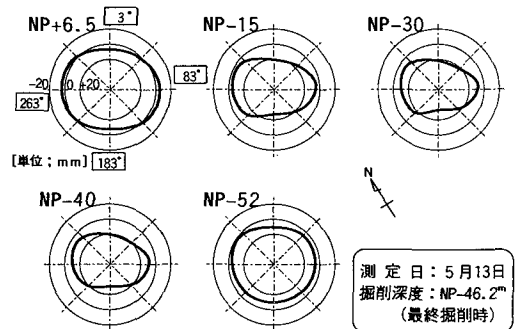


図-9 最終掘削時の連壁半径方向変位断面図

れる。8方向の平均値の最大変形量は20mm程度である。図-8では連壁頂部のコーピング部(高さ2.4mの気中コンクリート部分)で小さな引張応力が2方向で見られたが、あとはすべて圧縮応力状態であった。分布形状は変形分布とよく対応している。

図-9では最終掘削面以深のNP-5.2mを除く4深度で3°と183°側から押されたような楕円形の分布である。

(3) 地盤変形計測結果

270°方向のタンク中央部から半径(R)3m位置と半径(R)2.8m位置の中間掘削時と最終掘削時の底部地盤の鉛直上方のリバウンド量を図-10に示す。なお、掘削深度の経時変化と連壁内地下水位(観測孔内水位)の経時変化状況を併せて図-10上部に示す。図-10左の中間掘削時のR=3mのデータを見ると、上方よりむしろ下方に押し込まれた状況であり、R=2.8mのデータも約2.8m掘削したにもかかわらずリバウンド量は小さくほぼゼロに近い。

なぜこのようなデータが発生したのかその要因は、明確ではないが、一つの考察としては、以下のようなことが考えられる。図-10上部に示すように連壁内水位を一旦1ヶ月近くの間、最終掘削面まで下げたため、内部の掘削土重量が水中重量から、気中湿潤重量に近い状態になり、見掛け下向きに荷重がかかった状態になり、約1ヶ月後に内部水位を掘削面付近まで上げて、固結シルト主体の難透水性地山のため、中間掘削時まで影響が残ったためではないかと考えられる。連壁内水位を最終掘削面まで一旦上げたのは、最終掘削時の湧水量と、連壁の止水性確認を早期に把握するために行ったものである。

図-10右の最終掘削時のリバウンド量は掘削深度、連壁内水位がほぼ安定した状態で計測している点や、その後の変化がなかったことから、不安定な状態で計測した中間掘削時のリバウンド量に比べ計測値は安定してきた。なお、R=3m部のリバウンド量は、最終掘削面付近で6.3mm、最終掘削面から4.0mの深度付近で2.0mmであった。

(4) 地質観察結果

図-4に示すように掘削は連壁から5mを残し中央部先行(一段当たり平均2.5m)の断面形状で掘削した。掘削法面を利用し地層観察を写真-3のように実施した。観察の結果、得られたのが図-11である。内部掘削時に観察が可能な常滑層は設計時に設定した上からTm1, Ts1, Tm2, Ts2の4層である。掘削作業との兼ねいで観察し、確認出来た地層は上からTm1下部, Ts1, Tm2はすべて、Ts2上部である。設計時との比較では、Tm2と設定した固結シルト層の中に3割程度砂の介在が見られたこと、Ts

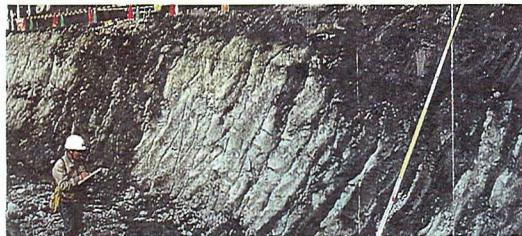


写真-3 地質観察確認状況

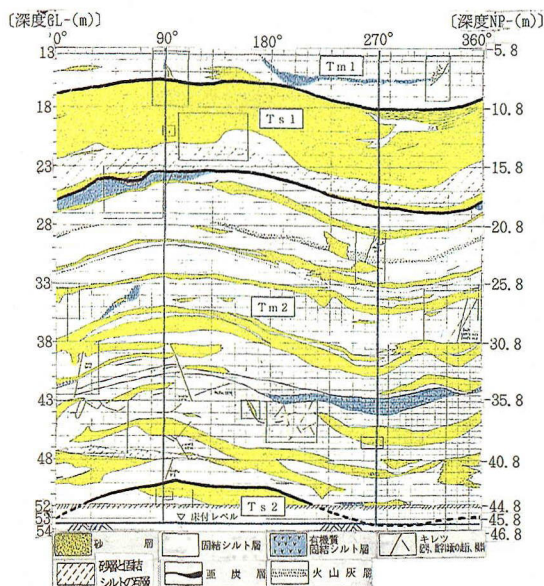


図-11 掘削法面の地質展開図

2はTs1に比べ粒径が粗く掘削と同時に固結度が低くなること、地層レベルはTs1の下面が平均で1.6m浅いことなどがわかった。地層の不陸はほとんどなく、傾斜もゆるく、90°方向から270°方向にかけて3°程度であった。この結果は数値解析のモデル見直し、地盤物性の適用に利用する。

4. 掘削地盤の調査・試験

掘削に伴って地層観察し、出現する固結シルト(Tm1, Tm2)、砂(Ts1, Ts2)から、ブロックサンプリングによって採取した供試体によりLDTの三軸圧縮試験を行った。今回行った試験装置概要図を図-12に試験名称・目的を表-3に示す。

表-3 室内試験の名称及び目的

| 試験名 (略称) | 目的 | 概念図 |
|---------------|---|-----|
| 単調載荷試験 (SST) | 微小ひずみから大ひずみにいたる変形特性を1供試体につき1拘束圧の条件で検討する。 | |
| 多段階拘束試験 (MST) | 変形係数の拘束圧依存性を供試体毎のばらつきの影響を除いた状態で検討する。 | |
| 繰返し載荷試験 (CST) | せん断に伴う微小な繰返し (除荷・再載荷) により変形の可逆性などの変形特性について検討する。 | |

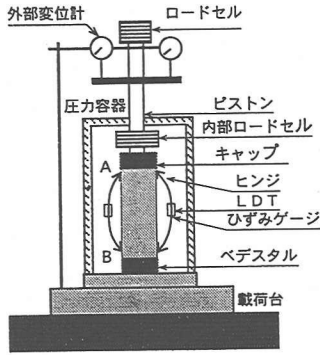


図-12 試験装置概要

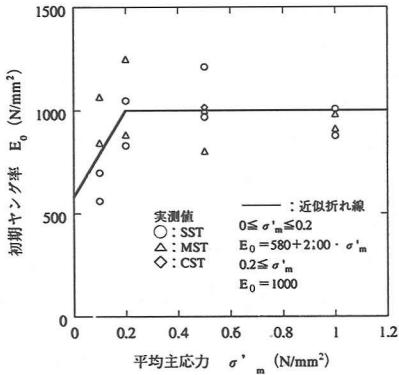


図-13 E_0 の拘束圧依存性 (Tm2)

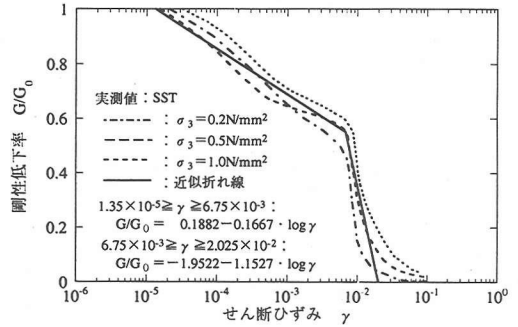


図-15 剛性低下曲線 (Tm2)

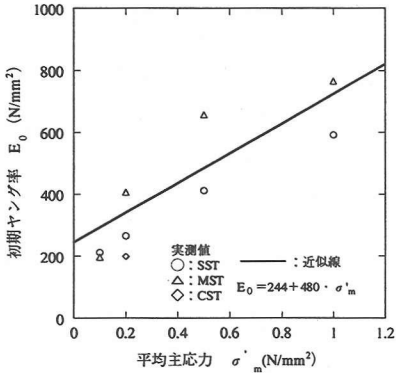


図-14 E_0 の拘束圧依存性 (Ts1)

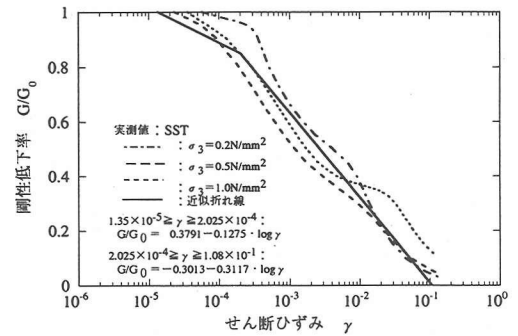
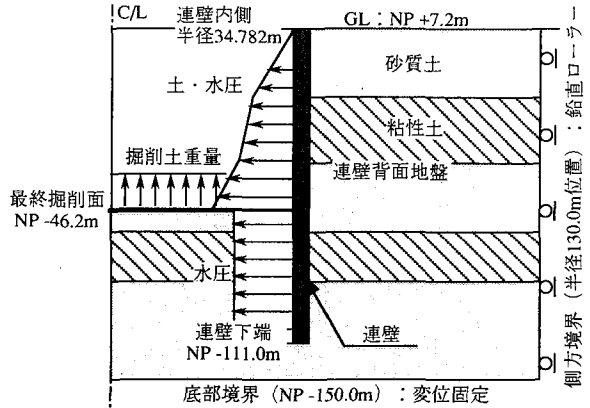


図-16 剛性低下曲線 (Ts1)

表一4 地盤物性の初期値及び連壁物性

| レベル | 地盤区分 | 単位体積重量 γ (t/m ³) | 初期ヤング係数 E_0 (N/mm ²) | ポアソン比 ν |
|-----------|-----------------|--|---------------------------------------|----------------|
| NP+ 7.2m | | | | |
| NP+ 5.3m | Bs | 1.65 | 4.3 | 0.45 |
| NP 0.0m | Fc | 1.65 | 3.7 | 0.45 |
| NP- 1.0m | As | 1.75 | 5.7 | 0.40 |
| NP- 4.4m | 風化Tm | 1.90 | 240 | 0.40 |
| NP- 10.1m | Tm ₁ | 1.90 | 640 | 0.35 |
| NP- 17.8m | Ts ₁ | 1.85 | 340 | 0.35 |
| NP- 44.6m | Tm ₂ | 1.90 | 1000 | 0.35 |
| NP- 52.0m | Ts ₂ | 1.85 | 310 | 0.35 |
| NP- 56.8m | Tm ₃ | 1.90 | 1000 | 0.35 |
| NP- 63.4m | Ts ₃ | 1.85 | 560 | 0.35 |
| NP- 66.8m | Tm ₄ | 1.90 | 1000 | 0.35 |
| NP- 80.3m | Ts ₄ | 1.85 | 610 | 0.35 |
| NP- 84.9m | Tm ₅ | 1.90 | 1000 | 0.35 |
| NP-105.7m | Ts ₅ | 1.85 | 460 | 0.35 |
| NP-117.5m | Tm ₆ | 1.90 | 1000 | 0.35 |
| 連壁 | | 2.40 | 30000 | 0.20 |



図一17 2次元軸対称解析モデル概念図

試験結果は変形係数については拘束圧依存性、ひずみ依存性が見られたので、後述する数値解析に使う都合上、便宜的に定式化することにした。試験結果を最小自乗法で整理し近似式を求め定式化した。

拘束圧依存性についての近似式は、図一13、14の図中右下に初期ヤング率 E_0 と平均主応力 σ'_m の関係式として示し、ひずみ依存性の近似式は、図一15、16の図中左下にせん断剛性低下率 G/G_0 とせん断ひずみ γ (対数表示) の関係式として示す。

(1) 初期ヤング率 E_0 の拘束圧依存性

初期ヤング率 E_0 の拘束圧依存性について、LDTを用いた三軸圧縮試験結果を初期ヤング率 E_0 と平均主応力 σ'_m の関係として表わし、固結シルト(Tm2)を図一13に、砂(Ts1)を図一14に示す。

固結シルトの場合、土被り圧と考えられる $\sigma'_m = 0.18N/mm^2$ を境にこれより拘束圧が小さい場合には初期ヤング率 E_0 の低下が見られるがこれより大きな拘束圧ではほぼ一定となった。これは、サンプリングによる土被り圧の開放により潜在亀裂が開いたためと考えられる。

砂については一般に言われているように拘束圧依存性が明らかである。

(2) せん断弾性係数 G のひずみ依存性

せん断弾性係数 $G = E/2(1+\nu)$ のひずみ依存性について、LDTを用いた三軸圧縮試験結果に基づき、初期せん断弾性係数 G_0 で正規化した G/G_0 とせん断ひずみ γ $\{\epsilon_1 - \epsilon_3 = (1+\nu) \cdot \epsilon_s\}$ の関係として表わした。なお、ポアソン比は試験結果と既往の軟岩設計例^{3), 4)}を基に $\nu = 0.35$ としている。図一15、図一16に、Tm, Tsの

試験結果と定式化した近似線を図中に示した。

固結シルトの場合には、破壊ひずみの平均値 $\gamma = 6.75 \times 10^{-3}$ において平均55%の剛性低下率に達するまでほぼ直線的に変化した後、ひずみ軟化に伴い直線的に急激な低下を示した。一方、砂の場合には、ひずみ硬化のための微小ひずみ 2.025×10^{-4} において平均85%の剛性低下率に達するまで緩やかな直線の変化の後、やや直線的な低下を示した。

なお、定式化の近似線は対数表示を用いた最小自乗法で求めた。

5. 数値解析

室内試験結果を受けて定式化した地盤物性値を用いて連壁の平均的な変形量及びリバウンド量の再現を目的として2次元軸対称解析を行うとともに、3次元シェル解析により実測温度による連壁変形および偏圧モードの検討を実施した。以下に解析結果を示すとともに計測結果との比較検討を行う。

(1) 2次元軸対称解析

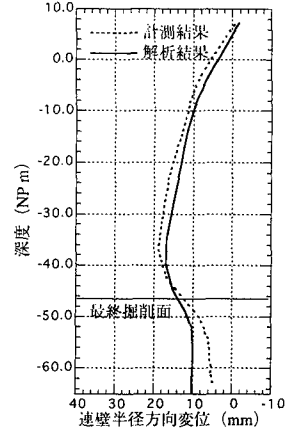
a) 解析条件およびモデル

2次元軸対称FEMを用い、地盤物性は室内試験結果で得られた拘束圧の変化およびひずみによる剛性低下を考慮した等価線形とする。地質観察結果はつぎの2つに利用する。

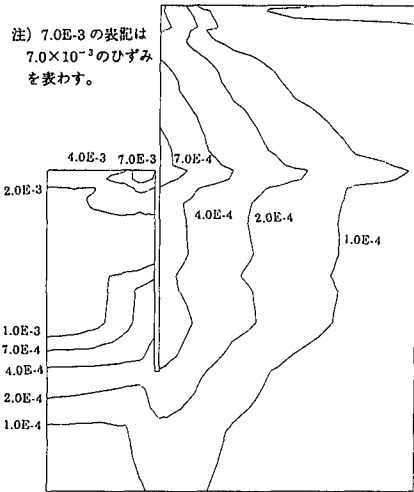
- ①地層レベルTs1の下面を1.6m上方へ見直す②Ts1とTs2の地盤物性はボーリング結果と地質観察結果の照合でTs3, Ts4はTs1をTs5はTs2の結果を採用する。解析に用いた地盤物性および連壁物性を表一4に示す。

表一5 最終掘削時のせん断ひずみと剛性低下率

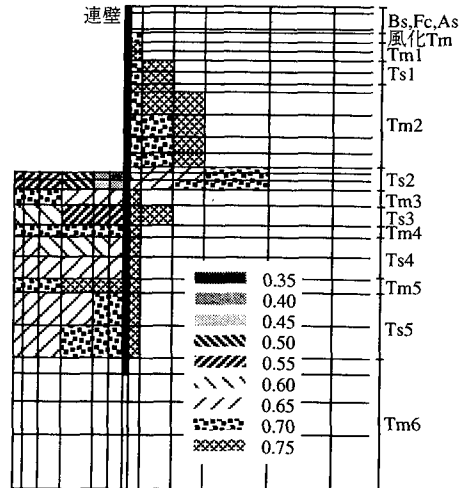
| ■最大せん断ひずみ | | |
|-----------|--|--|
| | 連壁背面近傍 | 掘削面中央部 |
| 砂層 (Ts) | $7 \times 10^{-4} \sim 2 \times 10^{-3}$ | $1 \times 10^{-3} \sim 4 \times 10^{-3}$ |
| シルト層 (Tm) | $4 \times 10^{-4} \sim 1 \times 10^{-3}$ | $7 \times 10^{-4} \sim 1 \times 10^{-3}$ |
| ■剛性低下率 | | |
| | 連壁背面近傍 | 掘削面中央部 |
| 砂層 (Ts) | 0.60~0.75 | 0.55~0.65 |
| シルト層 (Tm) | 0.70~0.75 | 0.70~0.75 |



図一20 連壁半径方向変位 (温度補正後)



図一18 最大せん断ひずみ分布



図一19 ひずみによる剛性低下率

連壁に作用する掘削相当外力は基本設計時のFEM解析に基づき、 $K_0=1.0$ とした三角形分布の土圧および水圧を考慮したものとし、掘削底面下の連壁部分には内外の水圧差により生ずる水圧を载荷した。また、掘削底面には掘削分の土重量(水中重量)を上向きに载荷した。境界条件等を示した掘削解析の概念モデルを図一17示す。

b) 解析結果

拘束圧の変化及びひずみレベルに応じた地盤の変形係数を用いて解析を実施した。繰返し解析を行うことにより、図一18に示した最大せん断ひずみ分布に対応した形で、解析要素毎のひずみから図一15,16の定式化した剛性低下曲線にプロットしひずみに見合う剛性低下を0.05刻みとし、図一19に示すような剛性低下率を設定した。

表一5に最終掘削時の掘削面中央部と連壁背面での剛性低

下率を示す。連壁半径方向変位を後述する温度補正量(3次元シェル解析による)を含めた形で、計測値とともに図一20に示す。270°方向のタンク中央部からR(半径)=3m位置及びR(半径)=28m位置における掘削底部地盤のリバウンド量の絶対値を、図一21に、最下端のリバウンド量を差引いた相対値を図一22に示す。連壁背面に作用する土圧を評価するため、载荷した掘削相当外力(土圧+水圧)から、設計では考慮されない背面地盤要素に発生した応力を差引いたものを図一23に示す。

c) 解析結果の考察

①室内試験結果に基づいて設定した地盤の変形特性を用いた解析結果は、平均的な連壁半径方向変位及び掘削底面下のリバウンド量をほぼ再現しており、解析条件の設定がほぼ妥当であったことが示された。

②最終掘削時における地盤の最大せん断ひずみは、 10^{-3} ～ 10^{-4} 程度であり、ひずみによる剛性低下率は0.55～0.75となったが、砂の方が固結シルトに比べ大きい剛性低下を示している。

③リバウンド量の解析値はタンク中央付近のR=3m位置の計測結果をほぼ再現しているが、連壁近傍のR=28m位置では下部の大きい変位を再現出来なかった。これは地盤と連壁の接合(接触)条件などが解析ではうまく表現出来なかったためと考えられる。

④連壁背面に作用する荷重は、土圧係数 $K'=0.3\sim 0.7$ の土圧に水圧を加えたものに対応しており、平均的には土圧($K'=0.5$) + 水圧とした設計時の荷重がほぼ妥当なものであったことを示している。

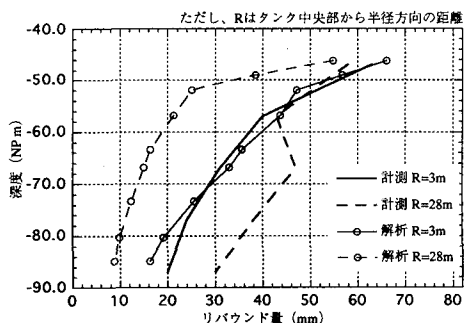


図-2-1 掘削底部地盤のリバウンド量(絶対値)

(2) 温度による連壁の変形

実測温度を使って、3次元シェル解析により、温度荷重による連壁の変形量を把握する。

a) 解析条件

地盤条件：2次元軸対称解析で用いた変形係数に基づき地盤バネ定数を設定する。算出方法は「道路橋示方書IV下部構造編(解6.6.4式)(平成6年2月版)」による。バネの付け方は、床付面以深の内側と連壁頂部が外へ変形する部分に付ける。(これは始めに全面にバネを付けて解析した後、地盤側に引張りバネが作用した部分を取り除き、圧縮バネが作用した部分だけ付けた結果である。)

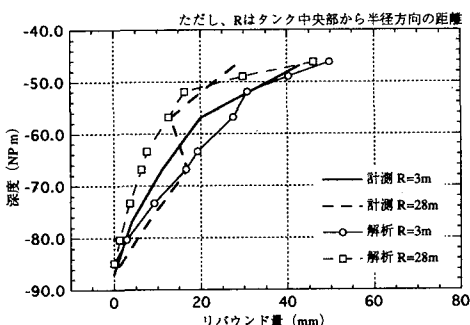
連壁の剛性： $E=30\text{kN/mm}^2$

温度条件：実測温度を反映し、掘削直前の連壁温度と最終掘削時の連壁温度を図-24のように設定した。連壁内(表面から深さ100mm)に埋設した内側、外側5点づつ計10点の温度計(熱電対)の測定結果を利用する。但し、周方向は同じとした。

b) 解析結果

最終掘削時の3次元シェル解析の解析モデル、半径方向変位解析結果を図-25に示す。

連壁の実測温度による半径方向変位は掘削前から掘削後の温度変化量が、高くなれば外側(膨らむ)に、低くなれば内側(縮む)に変位する。したがって、連壁頂部では外へ、掘削による露出部(一般部)では内側に変位が発生し、最大4mm程度である。最終掘削面以深は内外とも地盤に囲まれているので、温度差が小さくほとんど変位しない。



(相対値は最下端位置の変位を差し引いたもの)

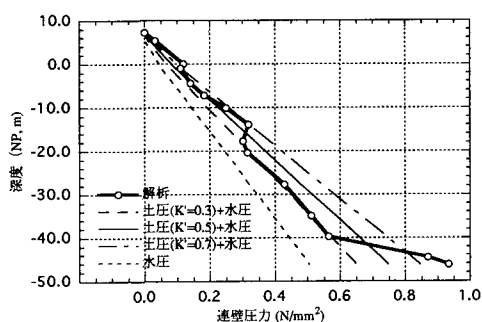


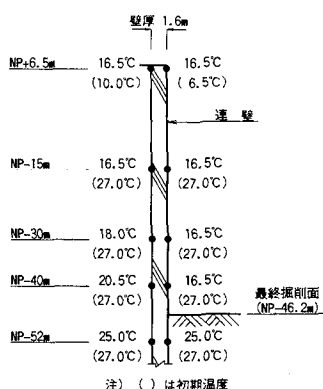
図-2-3 連壁背面に作用する荷重

(3) 偏圧モードの検討

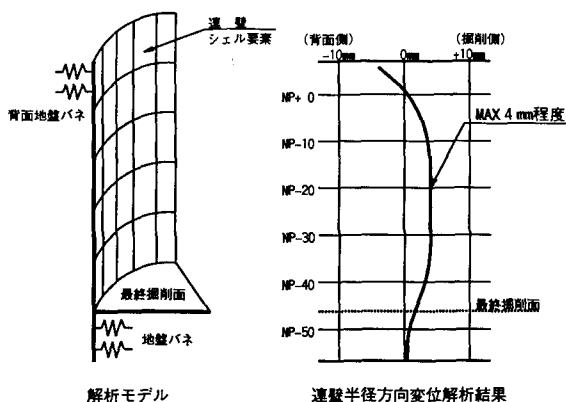
3次元シェル解析により連壁変位の計測結果に見られた偏圧モードの検討を行う。周辺地盤の不均一性や、すでに建設された地下タンクの連壁設計例²⁾などを参考に偏圧としては均等土圧荷重の2割分を、円筒を上から見て両側から押すよう

な両押しパターンの載荷方法で連壁設計時に作用させていた。

全周8方向の変位の計測結果を上から見て、円筒を輪切りにした変位分布は $0^\circ\sim 180^\circ$ の方向から押されたような楕円形状をしていたので、ここでの検討も3次元シェルを



図一 24 実測温度条件



図一 25 温度荷重による解析結果

0° - 180° の 2 方向から荷重を載荷する両押しパターンの荷荷方法で解析する。連壁の計測結果は最終掘削時の状態であり、解析で考慮する作用荷重も最終掘削時の土圧、水圧、温度荷重とし、温度荷重による連壁変位量は前記 (2) の結果を加える。

a) 解析条件

①地盤条件、連壁の剛性：バネ定数およびバネの付け方、さらに連壁剛性は (2) と同じ。

②荷重条件：土圧； $K'=0.5$ とした三角形分布
水圧；静水圧
偏圧；土圧の 2 割及び 3 割
(偏圧は計測結果だけではわからないので
試みに設計時の 2 割と 1 割多い 3 割とした。)

③解析モデル：図一 27, 28 に示す。

b) 解析結果及び計測結果との比較、考察

①等圧荷重による解析結果 (図一 26 参照)

等圧荷重 [土水圧+温度荷重] による解析値は平均的な計測値をほぼ再現しており、解析モデル、解析条件はほぼ妥当であったと判断できる。

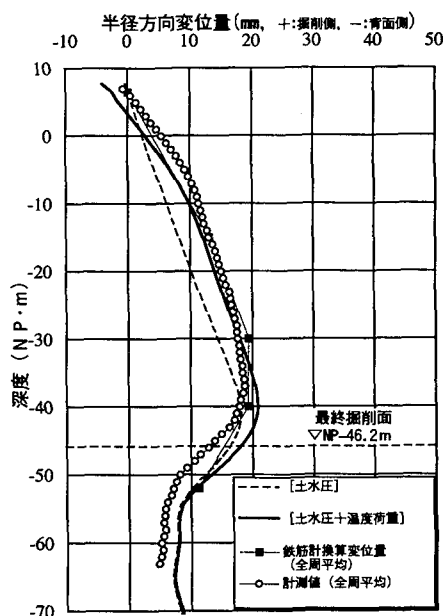
②偏圧モードの解析結果(図一 29, 30, 31 参照)図一 30 は土圧の 2 割偏圧 (実線) と 3 割偏圧 (破線) を両押しパターンで載荷した。解析結果は 2 割載荷の方が最大値と最小値の範囲はせまいが計測結果はその範囲内にある。また、図一 31 は変位の平面分布を示しているが計測値は 2 割載荷の解析値で偏圧モードは概ね再現できたと考えられる。図一 30 は鉄筋計応力度(σ)を各 8 方向で次のように変位に換算した。

$$\sigma = E \cdot \epsilon, \quad \epsilon = \delta / R$$

$$\text{これより, } \delta = \sigma \cdot R / E$$

ここに、 δ ：半径方向換算変位、 R ：連壁中心半径、

E ：連壁鉄筋ヤング係数



図一 26 等圧荷重による解析結果

③偏圧モードの要因検討

地層の不陸、地層の傾斜、初期地圧の異方性、内部掘削の不均一性などが考えられる。しかし、内部掘削時の地質観察の結果、地層の不陸、傾斜はあまりなく、掘削作業も深さ 2.5 m ピッチではほぼ均等にすすめたので要因として考えにくい。さらに、初期地圧についても異方性の明確なデータもなく、上記を含め真の要因の特定は出来なかった。

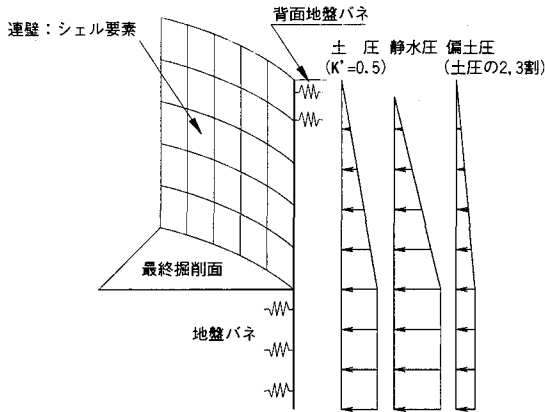


図-27 3次元シェル解析モデル

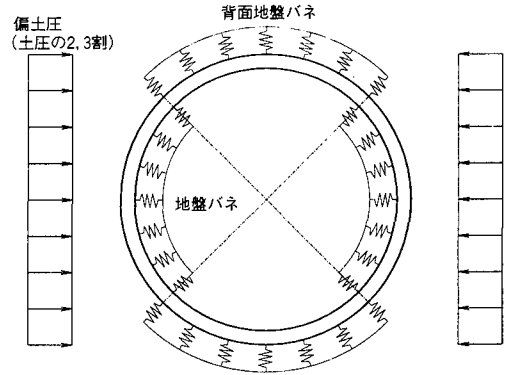


図-28 両押しパターンの荷重方法

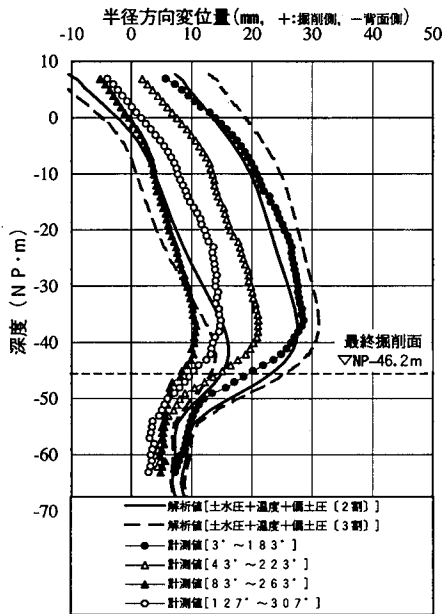


図-29 偏載荷重による解析結果(傾斜計との比較)

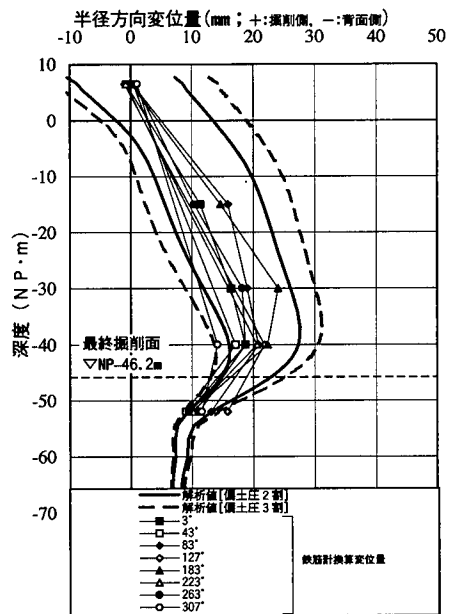


図-30 偏載荷重による解析結果
(鉄筋計換算変位量との比較)

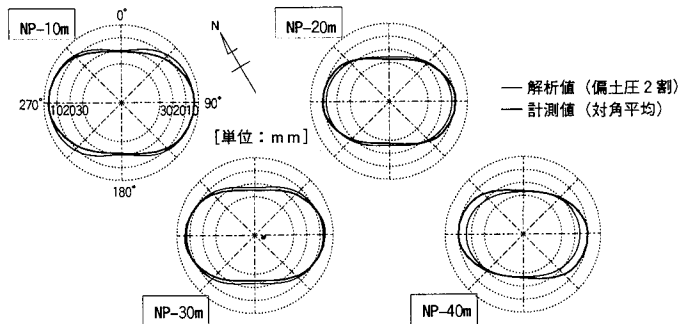


図-31 偏載荷重による解析結果(連壁変位分布断面図)

6. 考察

(1) 地盤の変形特性, 土圧の大きさ

- a) 局所変位計 (LDT) を用いた三軸圧縮試験を実施することにより, 新第三紀常滑層地盤の微小ひずみ (10^{-6}) から大ひずみ (10^{-1}) レベルにおける変形特性を把握できた。
- b) 常滑層地盤の変形特性に対する拘束圧依存性とひずみ依存性を定式化することが出来た。
- c) 今回のような山留め剛性掘削規模での地盤のリバウンド量, 平均的な連壁の変形量は, 定式化した地盤の変形係数を用いて2次元軸対称解析を行った結果, ほゞ再現出来た。
- d) 直接外力を計測はしていないが, 変形量の解析値と計測結果の比較で連壁背面作用荷重としての側圧は平均的には, [土圧係数 ($K' = 0.5$) の土圧+水圧] に相当する外力が作用したと考えられる。

(2) 連壁の作用荷重

- a) 解析において等圧荷重の土圧+水圧と実測温度による変形量を考慮すると連壁変形計測結果をほゞ再現できたことから, 連壁設計時には外力としての [土圧+水圧] と温度荷重を考慮しておく必要があると考えられる。
- b) 連壁の変形に偏圧モードが見られたが, シェル解析において土圧 ($K' = 0.5$) の2割を試みに偏土圧として载荷したところ, 概ね再現できた。方向は限定していないが, 2割の偏土圧は連壁設計時に考慮していた値である。
- c) 従来の連壁設計で考慮していた荷重, すなわち土圧, 水圧, 偏土圧, 温度荷重を今回も考慮したが, 結果としてその大きさはほゞ妥当であったと確認できた。

(3) 今後の連壁山留め設計について

常滑層地盤においても従来の連壁のように, 土圧, 水圧, 偏土圧, 温度荷重を考慮しておく必要があると考えられる。今回のような山留め剛性掘削規模では外力を土圧+水圧で作用させる場合は平均的には土圧係数を $K' = 0.5$ 程度が考えられる。偏土圧は土圧の2割程度, 温度荷重については掘削開始時と終了時の予測温度の温度差が重要となるであろう。

なお, LDTを使った三軸圧縮試験結果の設計への採用については, ブロックサンプリングが可能であるとか, また厳しい変位予測精度を要求するようなプロジェクトには適していると考えられる。

7. あとがき

95年5月に掘削を終了し, 躯体工事も96年7月にはほゞ



写真-4 知多LNG地下タンク建設状況(H9. 8)

終了した。97年10月末の完成に向け機械工事主体に施工を行っている(写真-4参照)。

隣接地においてもLNG地下タンクが計画され, また, 中部新国際空港を始めとした常滑層地盤を対象とした大規模プロジェクトが今後建設されようとしているが, 今回の報告がそれらの参考となれば幸いである。

土木工事を担当された清水・大林・鹿島・大成共同企業体の皆様方, 並びに関係各位に対し深く感謝の意を表する次第です。

参考文献

- 1) 越智健三, 壺内達也, 龍岡文夫, 金 有性: 堆積軟岩の現場計測・原位置試験・室内試験による変形係数の比較(その2) - 原位置試験・室内試験 - : 土木学会第46回年次学術講演会 1991年9月。
- 2) 今藤健征, 塚田 博, 黒崎 秀: 富津火力発電所5, 6号LNG地下式貯槽工事の計画について; 電力土木 62.9(No.210)。
- 3) 永田英敏, 植出和雄, 久野英風, 林 博一: 秋田石油備蓄西基地地中式原油タンクの設計・施工; 土木学会論文集 第403号/VI-10 (報告), 1989年3月。
- 4) 土質工学会編: 土質基礎工学ライブラリー33 岩盤の予測と実態 (P29)

(1997. 1. 23 受付)

DEFORMATION PROPERTIES OF GROUND AND LOADINGS
ON DIAPHRAGM WALL DURING A LARGESCALE
EXCAVATION OF SEDIMENTARY SOFT ROCK

Naoya MIZUNO, Jiro NAKAMURA, Ichiro SAITO
and Tadashi TAKANO

An in-ground LNG tank with the capacity of 160,000kl is being constructed in the ground of Tokoname-layer of neogene in Minamihama district of Chita city in Aichi prefecture. During the inner excavation, several measurements, such as deformation of diaphragm wall, rebound of ground, etc., were carried out.

Additionally, the elastic modulus of ground was formulated on the basis of the results of triaxial compression test by LDT.

Consequently, the deformation of diaphragm wall and ground can be numerically simulated by using the measured data.

Also, the loadings (earth pressure and ground water pressure) on the diaphragm wall and the deformation properties of ground can be obtained.