

大深度円形立坑土留め壁の解析モデルに関する実験的研究

An experimental study on the retaining wall for a deep circular shaft

岩波 基*・山口哲司**・小泉 淳***

Motoi IWANAMI and Tetsuji YAMAGUCHI, Atsushi KOIZUMI

For simple and cost-effective design of the diaphragm retaining wall for a deep circular shaft, a two-dimensional analysis model is necessary that can accurately reproduce the three-dimensional behavior of the retaining wall. In order to establish such an analysis model, the authors performed model tests and numerical analyses. The test model consisted of an acrylic circular tube (corresponding to the diaphragm retaining wall) and rubber tubes (which were installed along the surface of the acrylic tube), and was designed such that the acrylic tube was subject to either uniform or eccentric radial pressure by air injected into the rubber tubes.

Key Words: deep circular shaft, horizontal two-dimension analysis, three-dimension analysis earth retaining wall, cast-in-suit diaphragm

1. はじめに

大深度地下空間にインフラ設備を構築するためには、地上とのアクセス機能を含めて、大深度立坑が必要となるが、大都市部において、掘削深度が50mより深く床付けが自立性の高い地盤まで達するような大深度の立坑は、いまのところ実績が40件を超えた程度であり、立坑壁に作用する側圧や立坑壁の挙動に関する計測データもまだ少ない状況にある¹⁾²⁾³⁾⁴⁾。

50mを越える大深度立坑では、その断面形状は円形が合理的と考えられ、土留め壁には地中連続壁工法（以下は、連壁と略称する）が採用されることが一般的であるが、その設計は中浅深度における円形立坑に対するのと同じ設計法を用いている現状にある。現在、円形立坑連壁の設計は、立体的な円形立坑をその水平方向断面と鉛直方向断面とに分け、前者は円形のリングまたは多角形のラーメン構造で、後者ははり構造でモデル化し、これに主働的および受働的荷重を作用させて弾性または弾塑性解析を行う場合が多い⁵⁾⁶⁾。LN

大深度円形立坑，水平断面方向2次元解析，3次元解析，連続地中連壁工法

* 正会員 (株)熊谷組 土木設計部

** 学生会員 早稲田大学大学院 理工学研究科

*** 正会員 早稲田大学 理工学部

Gタンクや大規模かつ重要な円形立坑は3次元シェルモデルを用いて解析を実施し、土留め連壁を設計している⁷⁾⁸⁾。

土留め連壁に作用させる設計荷重としては、浅深度の土留めで使用している主働土圧と水圧を足しあわせた荷重に加えて、または、ケーソンを設計する時と同じように静止土圧と水圧に加えて、偏側圧を考慮した荷重が用いられている⁹⁾。

水平断面方向の構造解析を行う場合に、土留め連壁に載荷する偏側圧の値は、慣例的に全側圧の5～10%¹⁰⁾または、側方土圧の10～20%⁵⁾にしている。筆者らは首都圏外郭放水路第一立坑における計測データを整理し、大深度円形立坑連壁に全側圧の25%以上の偏側圧が作用した可能性があることを報告¹¹⁾した。

大深度円形立坑用の土留め連壁の設計では、立坑の工事費用に大きな影響を与える土留め連壁の厚さを、水平断面方向の2次元構造解析の結果、または、3次元構造解析のそれによって決定している。3次元構造解析を行う場合でも、あらかじめ2次元解析で概略設計を行うのが一般的である。しかし、立坑半径が20m以上で、掘削深度が50m以上の大深度大規模の円形立坑では、水平断面方向の2次元構造解析モデルで算出される変位および断面力と、実際の円形立坑土留め連壁の挙動を忠実に再現できると考えられる3次元シェルモデルにより求められるそれらとの差が大きい。また、3次元解析による解析結果は現実に近いと考えられ、その実施は以前に比べると容易な状況になってきてはいるが、非線形地盤ばねを考慮した大規模な円形立坑の3次元解析にはかなりの時間と費用がかかり、その結果の整理や解釈は煩雑である。とくに、まだ仕様の決まっていない設計の初期段階から3次元解析を実施することは設計業務において非効率だと考えられる。したがって、大規模大深度円形立坑用の土留め連壁の簡便かつ経済的な設計には、3次元効果を考慮したより合理的な2次元構造解析モデルが必要となる。そこで筆者らは、根入部の拘束による3次元効果を考慮した2次元構造解析モデル（以後、2リングばねモデルと略す）を提案した²⁾。

本研究は、円形立坑土留め連壁の3次元挙動をできるだけ忠実に表現できる簡便な2次元構造解析モデルの確立を目指して、力学模型による実験を実施し、実験値と2リングばねモデルの解析値との比較を行い、2リングばねモデルの妥当性について検討したものである。

2. 実験の概要

一般的に大深度立坑の実験は遠心载荷機等の大規模な装置を用いて行われる¹²⁾が、本実験は、土留め連壁に円筒形のアクリル管を、地盤にこのアクリル管を支持するゴムチューブを使用することで地盤の弾性挙動を再現できるようにし、弾性地盤内に支持された円形土留め連壁の挙動を再現することを目的として実施した。立坑の半径が20m以上で掘削深度が50mを超える円形立坑用土留め連壁の施工時の変形挙動は、根入れ部の地盤による拘束と3次元のリング効果の影響で、通常の土留め連壁と異なり、床付けの近傍における土留め連壁の変位が最大となることが計測によって確認されている。この土留め連壁の変形挙動を再現することを目的として、実験模型の立坑半径と壁長、壁厚、壁の材料の弾性係数、そして、それを拘束するチューブの弾性係数を設定した。

また、側圧は、分割したゴムチューブで支持したアクリル管に空気圧を作用させることで、等側圧と偏側圧を作用できるようにした。そして、立坑の半径が20mで、掘削深度が70mの円形立坑を想定し、床付け部での曲げ変位と軸変位との割合が実際の立坑の土留め連壁と同程度になるように、実験模型に作用させる側圧を設定した。また、実験装置が弾性挙動を示す側圧であることも確認した。

円形立坑の根入れ部は変位量が比較的小さいと考えられることから、地盤を弾性体と想定し、また、摩擦による影響も小さいものと考え、この影響を無視した。これらのことから、土留め連壁の模型の下半分を根入れ部として内側と外側の両側からゴムチューブによって支持することにした。

2.1. 実験模型

円形立坑土留め連壁の力学模型は、外径が 250mm、高さが 240mm、厚さ 4.0mm のアクリル管を用いた。それを支持する側方地盤の模型は、図-1 のように外側と内側とを鋼管に拘束されたゴムチューブを用いた。

図-2, 3 のように外側と内側の鋼管は、鉛直方向に 6 分割、水平方向に 4 分割するよう鉄板による仕切り板を入れた。そして、鋼管と鉄板と土留めの模型との間にゴムチューブを入れ、ゴムチューブ内の空気圧を調整することで土留め連壁の模型に所定の側圧を作用させた。また、事前の準備実験で、土留め連壁の模型をゴムチューブで支持することによる分布ばね値を確認した。アクリル管の材料物性値は別の材料試験機によって載荷試験を行い、その弾性係数とポアソン比とを確認した。

表-1 にアクリル管の材料特性とゴムチューブによる分布ばね値を示す。

地盤反力係数は載荷幅で変わるが、「大深度土留め設計・施工指針（案）」では、載荷幅を 10m に固定して求めるように規定している。設計の実績では、立坑全体が変位するものとして「道路橋示方書（下部工編）」に準拠している設計している事例は多いが、地盤反力係数を過小評価している可能性があるとの報告があり、円形立坑に作用する地盤反力係数を算定する載荷幅は未だ確立されていない状況にある。また、発生する変位はあまり大きくないと想定されることから地盤反力係数に与える地盤のひずみ依存性の影響は小さいものと考えられる。そこで、本研究では、「大深度土留め設計・施工指針（案）」に準じて、地盤反力係数を一定の値に固定した場合を想定してについて実験を実施した。

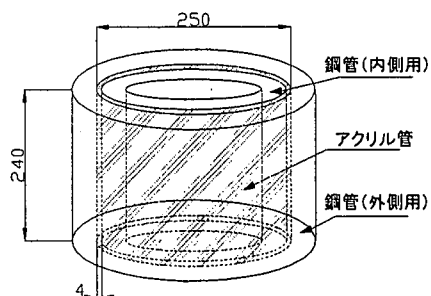


図-1 実験器具の概要

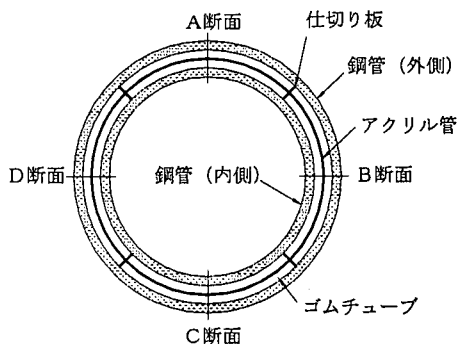


図-2 実験器具の横断面図

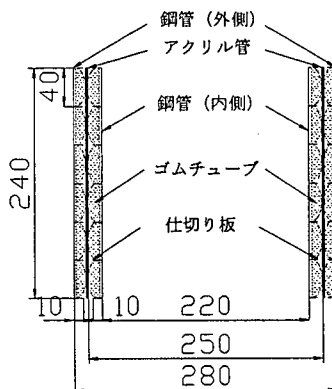


図-3 実験器具の縦断面図

2.2. 作用側圧

作用側圧はゴムチューブの許容空気圧 200kPa を考

慮して根入れ部の等側圧を 160kPa とし、背面側と掘削側との静止側圧の差が図-4(a)に示す「大深度土留め設計・施工指針（案）」³⁾にしたがった側圧の分布に近くなるように、背面側の側圧と掘削側の側圧との差を調整して図-4(b)のような側圧を作用させた。床付け位置は上部から 12cm とし、根入れ部は背面側と掘削側の両側から側圧を作用させた。そこで、根入れ部のアクリル管はゴムチューブによって両側から弾性支持される。

模型に等側圧のみを作用させて実験装置の妥当性を事前に確認しているが、本研究では水平断面方向の構造解析モデルの妥当性について検討するため、等側圧の 20% の偏側圧を模型に作用させた。（ ）内の値が等側圧＋偏側圧の値である。偏側圧を等側圧 20% で設計することは通常行われないが、前記のように実際の計測結果から生じる可能性があることと、曲げひずみの計測誤差を考慮して偏側圧を等側圧の 20% と定めた。

表・1 材料諸元

アクリル管	弾性係数	3.9 (kN/mm ²)
	ポアソン比	0.3
ゴムチューブによる分布ばね値		3.63×10^{-2} (N/mm ³)

2.3. 計測項目

模型に発生する断面力をひずみゲージによって計測した。計測位置は図・5、6 に示すように、鉛直方向3断面に、円周方向4箇所の計12ヶ所とした。事前の解析で最大断面力の発生位置に最も近い模型の中央の上端から120mmの位置と全体の挙動を把握するため模型端部に近い上端から40mmと下端から40mmで計測した。

円周方向の計測箇所は、図・5に示すように偏側圧载荷時に最大曲げモーメントが発生するA～D断面とした。一箇所の計測点に、ひずみゲージは鉛直方向および水平方向の背面側と掘削側の4枚ずつ設置した。

3. 解析の方法

円形立坑用の土留め連壁の設計で壁厚の決定に用いられる構造解析モデルは、水平断面方向2次元リングモデルと3次元シェルモデルである。これらの概要を述べる。また、筆者らが提案する2リングばねモデル¹³⁾についても解説する。

3.1. 水平断面方向2次元リングモデル

本研究では、設計に用いられている水平断面方向2次元リングモデルのうち、図・7に示すような全周の半径方向に働き、ノンテンションの非線形地盤ばねで支持するリングばねモデルを用いて2次元構造解析を実施する。

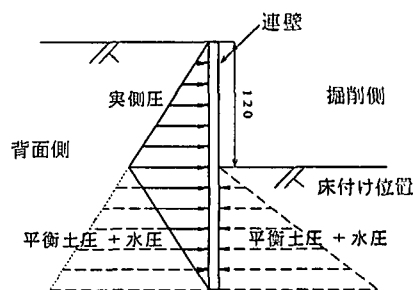
3.2. 3次元シェルモデル

図・8に示す3次元シェルモデルは、土留め連壁を3次元シェル要素でモデル化し、それを掘削部では連壁面に直交した引張力を無視する非線形地盤ばねで、根入れ部では弾性地盤ばねで支持したモデルである。このモデルを用いた解析結果は、力学模型の挙動を最も忠実に表現できると考えられる。

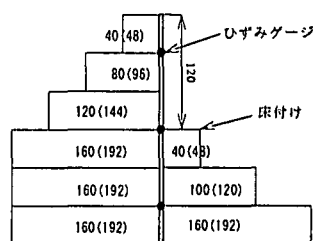
3.3. 2リングばねモデル

筆者らは根入れ部の拘束による3次元的な効果を考慮した2リングばねモデルを提案した。以下にその概要を述べる。

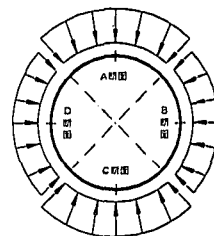
図・9(a)のように着目した水平断面方向のリングまたは多角形はりモデルと根入れ部のそれとを半径方向に



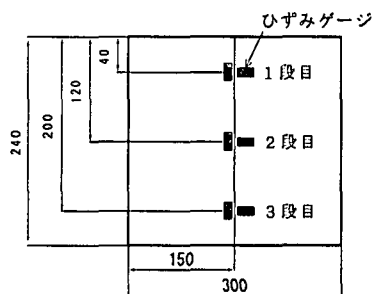
図・4(a) 側圧概念図



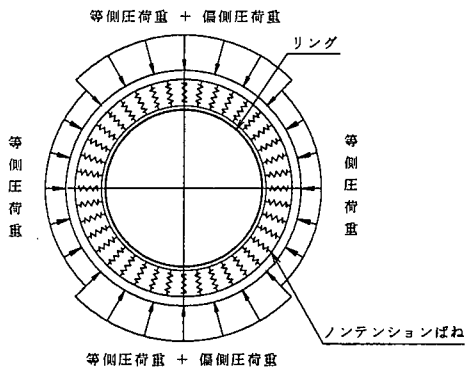
図・4(b) 実側圧



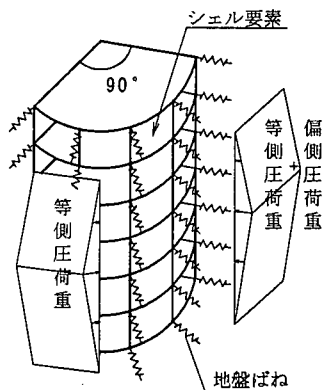
図・5 計測位置平面図



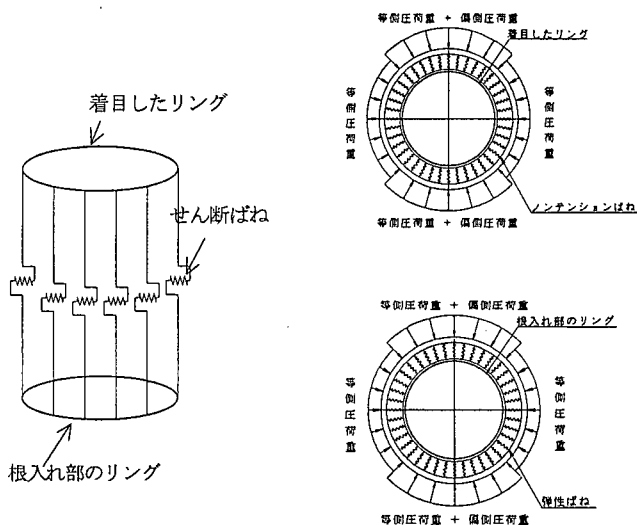
図・6 計測位置立面図



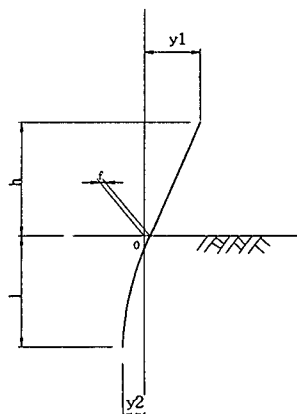
図・7 水平断面方向2次元モデル



図・8 3次元シェルモデル



図・9(a) 2リングばねモデル概念図



図・9(b) 有効長の突出杭

働くせん断ばねで結んだ2リングのモデルを考えた。円形立坑の土留め連壁は鉛直方向には曲げ変形が卓越している。しかし、水平断面方向の変形は軸力が卓越するため、掘削部する部分の山留め連壁の変位角と根入れ部のそれとの差より、半径方向の変位についての両者の差の方が大きい。したがって、根入れ部の土留め連壁と掘削部のそれとの変位差から生じる力の伝達をせん断ばねで表現した。

着目した水平断面方向のリングをノンテンションの地盤ばねで支持し、根入れ部のそれを弾性の地盤ばねで支持する。なお、2つのリングを結ぶせん断ばね定数は図-9(b)のような有限長の突出杭の変位式を用いて以下のように求める。

$$k_{sa} = \frac{H}{y_1 - y_2} \quad (1)$$

$$y_1 = f + \frac{h}{2EI\beta^3} (-A_1 - A_2 + A_3 - A_4) + \frac{Hh'}{3EI} \quad (2)$$

$$y_2 = \frac{1}{2EI\beta^3} [e^{\beta l} (A_1 \cos \beta l + A_2 \sin \beta l) + e^{-\beta l} (-A_3 \cos \beta l + A_4 \sin \beta l)] \quad (3)$$

$$f = \frac{1}{2EI\beta^3}(A_1 + A_3) \quad (4)$$

ここに、 k_{3Ds} は両リングを結ぶせん断ばね定数 (MN/m)、 H は杭先端に作用させる単位荷重 (MN)、 h は床付けから着目点までの距離 (m)、 l は根入れ部で床付けから水平断面最大圧縮応力度発生位置までの距離 (m)、 y_1 は杭先端での単位荷重による変位量 (m)、 y_2 は根入れ部先端の単位荷重による変位量 (m)、 f は床付けでの単位荷重による変位量 (m)、 E は連壁のヤング率 (MN/m²)、 I は単位幅を有する連壁の断面二次モーメント (m⁴)、 β は単位幅を有する連壁のはりを地盤ばねに支持された弾性床上的たわみ曲線の微分方程式の特性値 (1/m)、 A_1 、 A_2 、 A_3 、 A_4 は積分定数である。

$$A_1 = \frac{H}{\Delta}[(1 - \sin 2\beta l)e^{-2\beta} - e^{-4\beta}] - \frac{\beta H h}{\Delta}[(\cos 2\beta l + \sin 2\beta l)e^{-2\beta} - e^{-4\beta}] \quad (5)$$

$$A_2 = \frac{H}{\Delta}[(1 - \cos 2\beta l)e^{-2\beta}] - \frac{\beta H h}{\Delta}[(2 - \cos 2\beta l + \sin 2\beta l)e^{-2\beta} - e^{-4\beta}] \quad (6)$$

$$A_3 = \frac{H}{\Delta}[1 - (1 + \sin 2\beta l)e^{-2\beta}] + \frac{\beta H h}{\Delta}[1 - (\cos 2\beta l + \sin 2\beta l)e^{-2\beta}] \quad (8)$$

$$A_4 = \frac{H}{\Delta}[(1 - \cos 2\beta l)e^{-2\beta}] - \frac{\beta H h}{\Delta}[1 - (2 - \cos 2\beta l + \sin 2\beta l)e^{-2\beta}] \quad (9)$$

$$\Delta = 1 - 2(2 - \cos 2\beta l)e^{-2\beta} + e^{-4\beta} \quad (9)$$

根入れ部で床付けから水平断面最大圧縮応力度発生位置までの距離 l は、(10) 式で算定する。

$$l = k \frac{\pi}{\beta_{R2}} \quad (10)$$

ここに、 k は定数で床付け位置における対称性が成り立つ場合には 0.5、 β_{R2} は床付け位置より下の連壁の単位幅のはりをリングばねに支持された弾性床上的たわみ曲線の微分方程式の特性値である。

4. 実験値と 3 次元シェルモデルによる解析値との比較

模型実験を最も忠実に再現できると考えられる 3 次元シェルモデルの解析による断面力との比較を行い、本実験の妥当性と 3 次元シェルモデルによる解析の適正とを確認するとともに、計測点間の補間を行う。

模型の水平断面方向の曲げモーメントの実験値と 3 次元シェルモデルの解析による曲げモーメントの分布との比較を図・10～12 に、両者の水平軸力の比較を図・13～15 に示す。なお、曲げモーメントは掘削側への曲げモーメントを正とし、軸力は圧縮力を正とする。

図・10 に示すように 1 段目の計測位置での曲げモーメントの実験値は、偏側圧を作用させた A 断面で 3.0N・mm、C 断面で 4.8N・mm となり、解析値の 13.3N・mm に対して、絶対値で約 20%と約 35%であった。等側圧側の B 断面では 6.8N・mm、D 断面では 6.2N・mm となり、解析値の 9.7N・mm に対して絶対値で約 70%と約 65%であった。

図・11 に示すように 2 段目の計測位置での曲げモーメントの実験値も一段目のそれと同じ傾向であった。偏側圧を作用させた A 断面で曲げモーメントの実測値は 0.1N・mm ほとんど発生しなかったのに対して、C 断面でのそれは 5.3N・mm となり解析による曲げモーメントの 12.4N・mm の約半分の結果であった。しかし、等側圧側の B 断面で曲げモーメントの実測値は 9.0N・mm で、その位置での曲げモーメントの解析値の 9.4N・mm とほぼ一致したが、D 断面でそれは 5.6N・mm で解析値の約 6 割であった。

図・12 の 3 段目の計測位置での曲げモーメントの実験値は根入れ部のゴムチューブと下面の拘束の影響から B 断面と D 断面とでも解析による曲げモーメントの半分以下の小さな値となった。偏側圧を作用させた A

断面で $1.2\text{N}\cdot\text{mm}$ 、C 断面で $6.2\text{N}\cdot\text{mm}$ となり、解析値の $11.4\text{N}\cdot\text{mm}$ に対して絶対値で約 10%と約 55%であり、等側圧側の B 断面で $-3.7\text{N}\cdot\text{mm}$ は解析値の $-11.1\text{N}\cdot\text{mm}$ に対して絶対値で約 30%となり、D 断面にいたっては $-0.2\text{N}\cdot\text{mm}$ で曲げモーメントがほとんど生じなかった。

図・13 に示すように 1 段目の計測位置での軸力の実験値は、偏側圧を作用させた A 断面で 3.2N 、C 断面で $3.7\text{N}\cdot\text{mm}$ となり、解析値の 4.4N よりやや小さい結果であった。等側圧側の B 断面では 4.1N で、解析値の 4.7N とほぼ一致したが、D 断面は 2.9N となり解析値より小さかった。

図・14 に示すように 2 段目の計測位置での軸力は、偏側圧を作用させた A 断面で軸力の実測値が 16.4N 、C 断面でのそれが 15.2N となり、解析による軸力の 16.3N とほぼ一致した。等側圧側の B 断面で軸力の実測値は 17.5N 、D 断面でそれは 14.6N となり、その位置での軸力の解析値の 14.6N となり B 断面で解析値より大きな値となったが、2 段目としては全体的にはほぼ一致した。

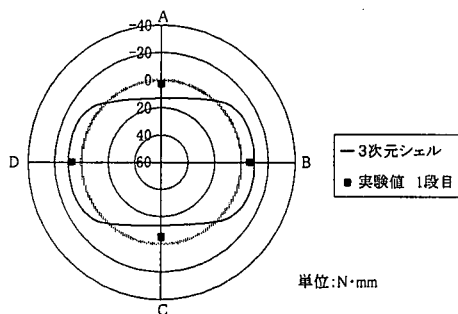
図・15 の 3 段目の計測位置での軸力の実験値は、ゴムチューブと下面の拘束の影響から値のばらつきが大きい結果となった。偏側圧を作用させた A 断面で 4.1N 、C 断面で 7.5N となり、解析値の 1.1N より大きな値となり、等側圧側の B 断面で 2.3N 、D 断面で 0.9N となり、解析値の 4.4N よりも小さかった。

以上の検討から模型実験と 3 次元シェルモデルによる解析について以下のことが言える。

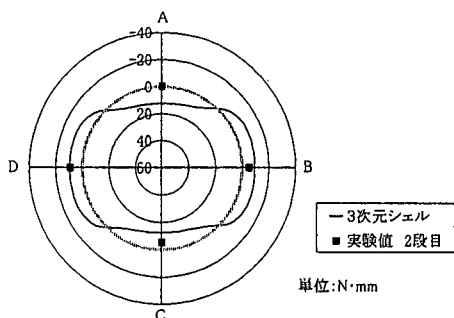
①実験結果の 2 段目の軸力については、模型に作用させている側圧から単純に算定した軸力は 24N 以上となるが、軸力の計測値は 17N 以下になっていることから 3 次元効果が表れていると考えられる。

また、1 段目と 3 段目で計測した曲げモーメントと軸力とが地盤ばねによる拘束のないリングとして算出される値より小さいことから模型の掘削部を支持するノンテンション地盤ばねと根入れ部のそれを支持する弾性地盤ばねの効果が表現されていると思われる。ただし、3 段目の軸力の計測値は下端の影響を受けて軸力にばらつきが生じたものと推測される。以上のことから、本研究の実験装置は、模型の下端周辺を除き、円形立坑の 3 次元挙動と土留め連壁の掘削部を支持するノンテンション地盤ばね、および、土留め連壁の根入れ部を支持する地盤ばねを表現することができ、また、円形立坑で卓越する水平断面方向の軸力の 3 次元的に広がる状況については表現できると考えている。

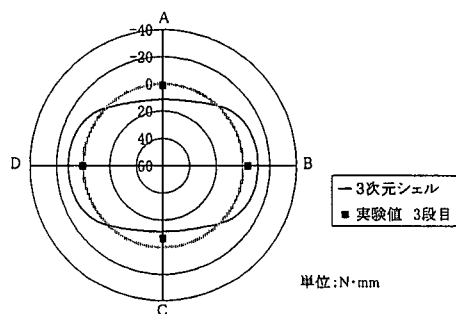
②床付け位置での実験による軸力分布と曲げモーメント分布とが 3 次元シェルモデルによる解析でのそれらとほぼ一致したことから、3 次元シェルモデルによる解析によって実験結果を表現できることがわかった。また、実際の設計においても床付け位置での水平断面方向の断面力が 3 次元シェルモデルによる解析によ



図・10 曲げモーメントの分布（1 段目）



図・11 曲げモーメントの分布（2 段目）



図・12 曲げモーメントの分布（3 段目）

って表現できると考える。

③実験結果においてA断面とC断面の曲げモーメントが小さい原因として、今回の側圧では軸力が卓越しているため軸ひずみよりも曲げひずみが小さく計測上の誤差が相対的に大きく影響すること、模型にゴムチューブによって作用させる側圧が同じチューブでもその部位によって若干の差があることなどが影響していると考えられる。

④最下段の3段目の実験結果の軸力がばらついたのは、ゴムチューブの弾性ばねのばらつきと下面の拘束とが影響したものと考えられる。

5. 2リングばねモデルについての検討

2リングばねモデルの妥当性を確認するため、2リングばねモデルの解析結果と実験値、3次元シェルモデルの解析結果、水平断面方向2次元構造解析モデルの解析結果を比較する。なお、2リングばねモデルは根入れ部の3次元効果を考慮する構造解析モデルであるため、床付け部の2段目計測位置について解析を実施し、実験値との比較を行う。

解析結果のうち曲げモーメントの分布を図-16に、軸力の分布を図-17に示す。

図-16に示すとおり2段目の計測位置での曲げモーメントの実験値は、偏側圧を作用させたA断面で $0.1\text{N}\cdot\text{mm}$ 、C断面で $5.3\text{N}\cdot\text{mm}$ となり、2リングばねモデルの解析による曲げモーメントは $21.6\text{N}\cdot\text{mm}$ と大きく差がある。なお、2次元構造解析モデルでは $37.6\text{N}\cdot\text{mm}$ でさらに大きい値であった。等側圧側のB断面で曲げモーメントの実験値は $9.0\text{N}\cdot\text{mm}$ 、D断面でそれは $5.6\text{N}\cdot\text{mm}$ となり、その位置での2リングばねモデルの曲げモーメントの解析値の $15.3\text{N}\cdot\text{mm}$ 、2次元構造解析モデルのそれで $26.3\text{N}\cdot\text{mm}$ であった。

2リングばねモデルの曲げモーメント分布と3次元シェルモデルでのそれとは最大値に40%程度の差があり、分布形状を見ると2リングばねモデルよりも3次元シェルモデルの方が実験値に近い。しかし、2リングばねモデルを用いても曲げモーメントの挙動をある程度表現できるものと思われる。

図-17に示すとおり2段目の計測位置での軸力は、偏側圧を作用させたA断面での軸力の実測値は 16.4N 、C断面でのそれは 15.2N となり、2リングばねモデルの解析による軸力での 16.6N とほぼ一致した。また、等側圧側のB断面での軸力の実測値は 17.5N 、D断面でそれは 14.6N となり、その位置での軸力の解析値の 16.9N となりほぼ一致した。

実験値および3種類の解析結果でのそれぞれの最大圧縮応力度とその値の発生している位置での曲げモーメントと軸力を表-2に示す。

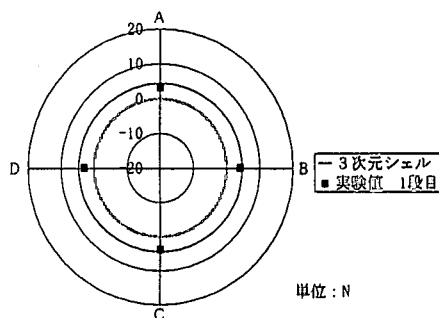


図-13 軸力の分布（1段目）

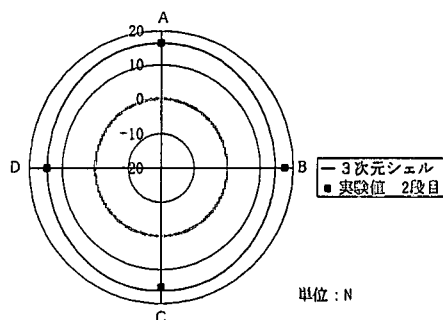


図-14 軸力の分布（2段目）

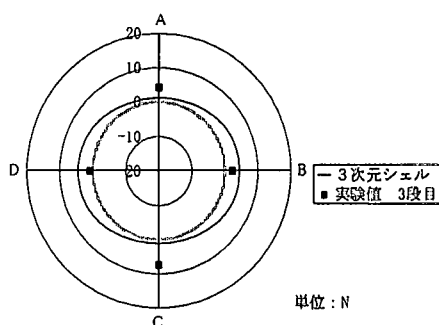


図-15 軸力の分布（3段目）

表・2 に示したように実験値では最大圧縮応力度が 7.0N/mm^2 であるのに対して、3次元シェルモデルではそれが 8.7N/mm^2 であり、2リングばねモデルによる解析結果の最大圧縮応力度は 12.3N/mm^2 で、さらに、2次元モデルによるその値は 18.3N/mm^2 であった。最も精度の高い3次元シェルモデルによる最大圧縮応力度を基準としても、2リングばねモデルでのそれは1.4倍で、2次元モデルでは2.1倍となっている。この違いは主に曲げモーメントの差によって生じていることがわかる。

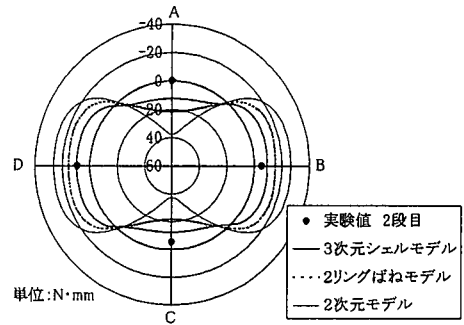
以上の検討から、2リングばねモデルの妥当性について以下のことが言える。

- ① 2リングばねモデルの解析により求めた曲げモーメントと軸力の分布は、2次元モデルより3次元シェルモデルの分布形状に近くなる結果となり、根入れによる3次元効果が表現できることから、2リングばねモデルを用いても、とくに、曲げモーメントの挙動をある程度は表現できるものと思われる。
- ② 2リングばねモデルの最大断面力および最大圧縮応力度は、3次元シェルによる値と2次元モデルによるそれとの間にあり、3次元シェルに近い値を示した。このことから、2次元モデルでの解析結果で設計を行うよりも2リングばねモデルのそれで設計を行う方がより合理的設計となり、3次元シェルより大きな断面力で設計を行うことになるので安全性を確保できることがわかった。
- ③ 2リングばねモデルを用いることで、3次元シェルによる設計を行う場合にも想定の土留め連壁の厚さを決める事前解析の精度を向上させることができると考える。

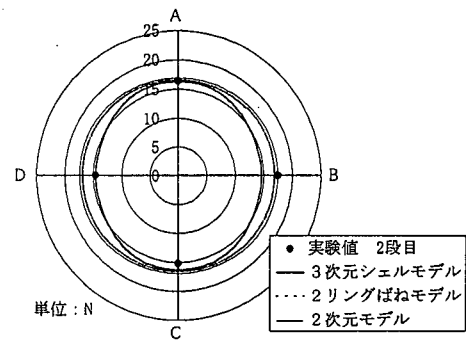
6. まとめ

以上の検討から、次に示すような結論が得られた。

- ① 大深度円形立坑の実験は、一般的に遠心載荷装置のような大規模な実験が必要と考えられるが、山留め連壁の掘削時挙動に着目する場合には、円形立坑で卓越する水平断面方向の軸力が3次元的に広がる状況を本研究の実験装置によって表現できることがわかった。今回は、床付け位置まで一回の掘削を再現したが、この装置は逐次掘削を表現することも可能である。
- ② 実験の結果による断面力を3次元シェルモデルによる解析によって表現できることがわかった。とくに、上端や下端に近い特殊部を除いた、設計において着目する床付け位置での水平断面方向の断面力が3次元シェルモデルによる解析によって表現できることがわかった。



図・16 曲げモーメントの分布（2段階目）



図・17 軸力の分布（2段階目）

表・2 最大圧縮応力度

解析モデル	曲げモーメント (N・mm)	軸 力 (N)	最大応力度 (N/mm ²)
実験値	9.01	14.61	7.0
3次元シェルモデル	12.40	16.30	8.7
2リングばねモデル	21.60	16.60	12.3
2次元モデル	37.60	16.93	18.3

③ 2リングばねモデルの解析により求めた曲げモーメントと軸力との分布は2次元モデルより3次元シェルモデルの分布形状に近くなり、根入れによる3次元効果を考慮できることから、2リングばねモデルを用いても、とくに、曲げモーメントの挙動をある程度は表現できるものと思われる。また、2リングばねモデルの最大圧縮応力度は、3次元シェルによる値と2次元モデルによるそれとの間にあり、3次元シェルに近い値を示した。このことから、2次元モデルでの解析結果で設計を行うよりも2リングばねモデルのそれで設計を行う方が合理的設計となり、3次元シェルより大きな圧縮応力度で設計を行うことになるので安全性を確保できることがわかった。また、3次元シェルによる設計を行う場合にも事前解析として2リングばねモデルは有用であることがわかった。

7. おわりに

過去の大深度円形立坑土留め連壁の設計方法を調査した結果、荷重の設定方法や設計に用いる解析モデルが統一されておらず合理的な設計手法の確立にはまだ多くの課題が残されている。

筆者らは、それらの課題のうち、立坑や土留め連壁の3次元挙動を表現し得る解析モデルの開発を目的とし、本研究で報告した空気圧を用いた実験方法と2リングばねモデルを提案した。今後、さらに研究を進めそれらの精度の向上と適応性の拡大に努めて行く予定である。

謝辞：本研究を遂行するにあたり、実験の実施において多大な協力を願った早稲田大学学生である古屋知真に謝意を表します。

参考文献

- 1) 鴨下由男, 酒井学, 石村彰生: 首都圏外郭放水路の立坑とシールドトンネルへの作用土圧について, トンネル工学研究論文報告集, pp.269-272, 2000.1
- 2) 仙名宏, 井上昭生, 山下博文: 地中連続壁を用いた円筒土留めの設計荷重の提案, 土木学会年次学術講演会, pp.380-381, 1997.9
- 3) 古屋信明, 辰巳正明, 斉藤哲男, 山岡禮三, 崎本純治, 伊藤政人: 明石海峡大橋1 Aアンカレイジ基礎における大深度掘削の計測結果とその評価, 土木学会論文集, No.474, pp.47-56, 1993.9
- 4) 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との対比, 構造工学論文集, pp.1343-1352, 1992
- 5) 大深度土留め設計・施工指針(案), 先端建設技術センター, 1994.10
- 6) 梅森博, 関根榮二, 木下晋宏: 大深度, 大口径シールド発進立坑の築造, 土木技術, pp.89-97, 1995.8
- 7) 電力施設地下構造物の設計と施工, 電力土木技術協会, 1986.3
- 8) 白砂健, 高橋行茂, 中野正文, 喜多平明: 薄い地中連続壁を用いた円筒土留の掘削安定性, 土木学会年次学術講演会, pp.422-427, 1998.9
- 9) 堂々功, 阿部勝男: 円形地中連続壁による大深度掘削の設計に関する一考察, 下水道協会誌, pp.36-41, 1995.3
- 10) 地中送電用深部立坑・洞道の調査・設計・施工・計測指針, 日本トンネル技術協会, 1982.3
- 11) 岩波基, 小泉淳: 大深度円形立坑土留め壁の施工時側圧に関する研究, 土木学会論文集, No.707, pp.125-139, 2002.6
- 12) 藤井利侑, 萩原敏行, 日下部治: 乾燥砂中の深い円形立坑周辺地盤の手働時破壊メカニズム, 土木学会論文集, No.541, pp.87-98, 1996.6
- 13) 岩波基, 山口哲司, 小泉淳: 大深度円形立坑用土留め壁における水平断面方向の構造解析モデルについて, 土木学会論文集(投稿中)