

# 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

岩波基<sup>1</sup>・山口哲司<sup>2</sup>・小泉淳<sup>3</sup>

<sup>1</sup> 工修, 熊熊谷組, 土木本部土木設計部 (〒162-8557 東京都新宿区津久戸町2-1)

<sup>2</sup> 学生会員, 早稲田大学理工学部土木工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

<sup>3</sup> 工博 早稲田大学教授, 理工学部土木工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

大深度円形立坑用の土留め壁の設計では、その仕様は3次元解析で決定される現状であるが、そのモデルの壁の厚さを決める事前解析に水平断面方向の2次元構造解析が用いられる場合が多い。しかし、土留め壁の厚さを合理的に定める2次元構造解析モデルとそれに作用させる荷重系が確立されていない現状にある。

本研究は、円形立坑土留め壁の3次元挙動をできるだけ忠実に表現できる2次元構造解析モデルの確立を目指して、現状の設計に用いられている5種類の水平断面方向の2次元構造解析モデルを対象に解析を実施し、その結果からこれらのモデルの適用できる条件について検討を加えるとともに、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を提案するものである。

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

## 1. はじめに

これまで、都市部の社会基盤の整備は地上、地表および浅い地下空間を中心に実施され、量・質ともある程度水準に達してきている。しかし、社会の要求が高度化また多様化してきていることから、社会資本の整備や蓄積がさらに強く求められている。

このような状況下で、社会資本の整備を積極的に推進していくためには、地表付近の地下空間にはすでにインフラ施設が集中し過密状態であるため、大深度地下が貴重な活用空間として脚光を浴びている。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。

しかし、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<sup>1), 2)</sup>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。

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行っている現状にある。

現在、円形立坑壁の設計は、立体的な円形立坑をその水平断面方向と鉛直断面方向とに分け、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ことが「大深度土留め設計・施工指針(案)」<sup>3)</sup>に提案されている。

土留め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。

水平断面方向の構造解析を行う場合に、土留め壁に載荷する偏側圧の値は、慣例的に全側圧の5~10%または、側方土圧の10~20%にしている。筆者らは首都圏外郭放水路の第一立坑における計測

表-1 水平方向断面の構造解析手法

水平方向断面の構造解析手法			地盤反力	載荷方法	
A	A	慣用計算法	地盤反力が生じる偏側圧載荷方向と直交する方向に三角形で分る荷重として評価する。	-	
		B	2次元構造解析モデル		
B	B-1	全周ばねモデル	全周を半径方向の軟く弾性地盤ばねで支持する。(引張領域のばね剛性を1/2に低減した計算法もある)	-	
	B-2	90°ばねモデル(全側圧解析)	偏側圧作用方向と直交する方向を中心にして同位のそれぞれ45°の範囲を半径方向に軟く弾性地盤ばねで支持する。	等側圧と偏側圧を一度に作用させる。	
	B-2'	90°ばねモデル(側圧分離解析)	偏側圧作用方向と直交する方向を中心にして同位のそれぞれ45°の範囲を半径方向に軟く弾性地盤ばねで支持する。	等側圧と偏側圧を別々に作用させ、解析結果を重ね合わせる。	
	B-3	水平ばねモデル	偏側圧載荷方向と直交する方向に軟く弾性地盤ばねで支持する。	-	
	B-4	ノンテンションばねモデル(全側圧解析)	全周を半径方向の引張り無しの非線形地盤ばねで支持する。	等側圧と偏側圧を一度に作用させる。	
	B-4'	ノンテンションばねモデル(側圧分離解析)	全周を半径方向の引張り無しの非線形地盤ばねで支持する。	等側圧と偏側圧を別々に作用させ、解析結果を重ね合わせる。	
C	3次元シェルモデル	C-1	3次元シェル90°ばねモデル	偏側圧載荷方向と直交する方向を中心にして同位のそれぞれ45°の範囲を半径方向に軟く弾性地盤ばねで支持する。	等側圧と偏側圧を別々に作用させ、解析結果を重ね合わせる。
		C-2	3次元シェルモデル	全周を半径方向の引張り無しの非線形地盤ばねで支持する。	等側圧と偏側圧を一度に作用させる。

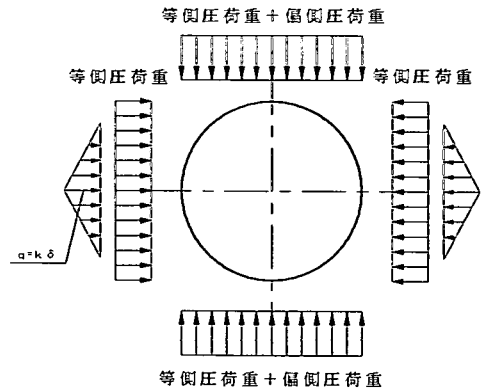


図-1 慣用計算法

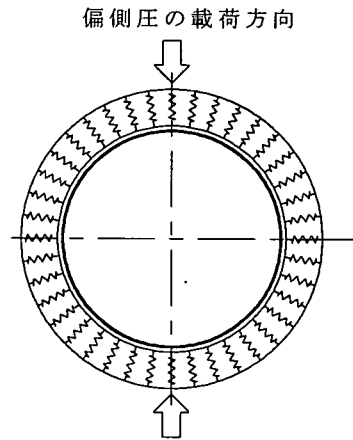


図-2 全周ばねモデル

データを基に、連壁による大深度円形立坑壁へ作用した側圧を整理し、偏側圧の値が全側圧の25%以上であったことをすでに報告<sup>4)</sup>している。

大深度円形立坑用の土留め壁の設計では、立坑の工事費用に大きな影響を与える土留め壁の厚さは、水平断面方向の2次元構造解析の結果から決定される場合が多かったが、近年は3次元構造解析で決定されている。それは、3次元構造解析がプリ・ポストプログラムの充実によって簡単に実施することが可能となったことに因るところが大きい。しかし、非線形地盤ばねを考慮した大規模な円形立坑の解析には大きく時間と費用がかかり、その結果の整理は煩雑である。また、入力ミスのチェックには膨大な時間がかかる。このような解析をまだ仕様の決まっていない設計の初期段階から実施することは設計業務において非効率だと考え、事前解析に水平断面方向と鉛直断面方向の2次元解析で仕様を決めた後、照査として3次元解析を実施することが多い。そのため、水平断面方向の2次元構造解析の精度を向上させることは、設計業務の効率化に貢献できるものと考えている。また、一方で、3次元構造解析を容易に実施できる環境を持つ企業体は、まだそれほど多くなく、技術の普及という観点からもそれに代わる合理的な2次元構造解析モデルが必要であると

思われる。したがって、簡便で精度の高い水平断面方向の2次元構造解析は設計業務の効率化に有用であると考えられる。だが、その構造解析モデルは、シールドセグメントの設計に用いられている慣用設計法と同様な方法(以下、慣用計算法と呼ぶ)および4種類の地盤ばねで支持されたリングにモデル化する設計法(以下、リングばねモデルと呼ぶ)とを、設計者がその解析ツールの制限と余条件に基づいて定めている。また、立坑連壁に作用させる荷重は、現状では一度に作用する側圧を等側圧と偏側圧とに分け、それらを別々のモデルに作用させて計算を行い、各々で求められた変位と断面力とを重ね合せ、その結果によって設計を行う事例が多い<sup>9)</sup>。

本研究は、円形立坑土留め壁の3次元挙動をできるだけ忠実に表現できる2次元構造解析モデルの確立を目指して、現状の設計に用いられている5種類の水平断面方向の2次元構造解析モデルを対象に解

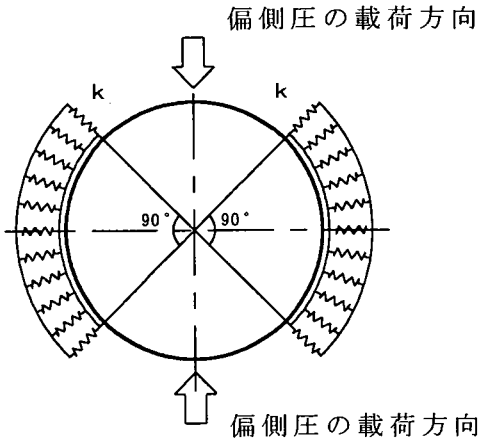


図-3 90°ばねモデル

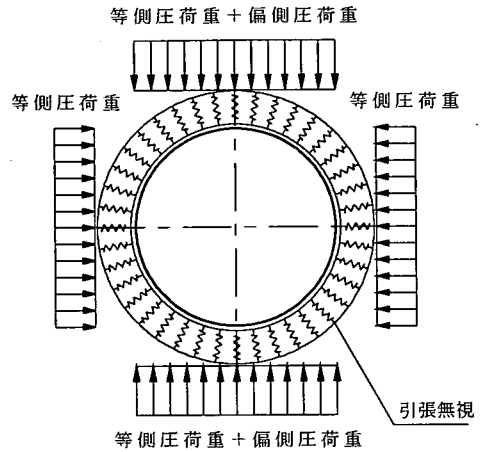


図-5 ノンテンションばねモデル (全側圧荷重)

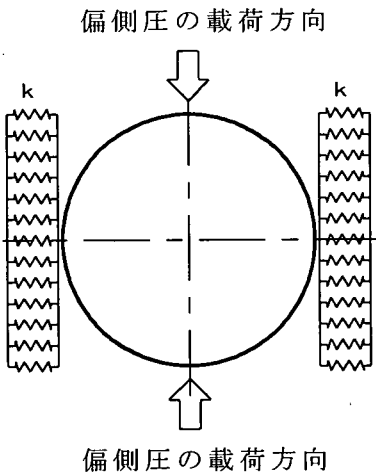


図-4 水平ばねモデル

析を実施し、その結果からこれらのモデルの特性を確認し、適用できる条件について検討し、モデルの選択の判断基準となる基礎的資料を作成することを目的とするとともに、2次元構造解析モデルと3次元シェルモデルとの比較を実施して、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を提案するものである。

## 2. 円形立坑用の土留め連壁の設計における水平断面方向の構造解析モデル

円形立坑連壁の設計に用いられる水平方向断面の構造解析手法を表-1に示す。以下には、まず、それ

ぞれの構造解析モデルについて説明する。

### (1) 慣用計算法 (A)

慣用計算法は、「シールド工事前標準セグメント」(日本下水道協会)<sup>6)</sup>においてセグメント断面力の計算方法として採用されているものと同様である。土留め連壁の水平断面をリングとしてモデル化し、それに作用させる荷重は、土圧と水圧とによる等側圧および偏側圧と、図-1に示すような三角形に分布すると仮定した地盤反力である。変位と発生断面力とはこのモデルで算出する。

円形立坑土留め連壁の設計において、この計算方法は今もっとも多く採用されている。

### (2) リングばね構造解析モデル (B)

円形立坑土留め連壁の設計に用いられる水平方向断面の4種類の2次元構造解析モデルとそれに作用する荷重系について述べる。

#### a) 全周ばねモデル (B-1)

本研究では、図-2に示すモデルを全周ばねモデルと呼ぶ。このモデルは、土留め連壁をその軸線を通るリングまたは多角形骨組でモデル化し、それを図-2に示すように半径方向に働く弾性の地盤ばねによって全周を支持するものである。シールドの設計では、研究成果<sup>7)</sup>で引張領域の地盤ばねの剛性を1/2に低減した全周ばねモデルも提案されている。

#### b) 90°ばねモデル (全側圧解析) (B-2)

本研究では、図-3の構造解析モデルを90°ばねモデル(全側圧解析)と呼ぶ。このモデルは、図のように土留め連壁に偏側圧が作用する方向と直交する方向の両側90°の範囲を、立坑の半径方向に働く弾

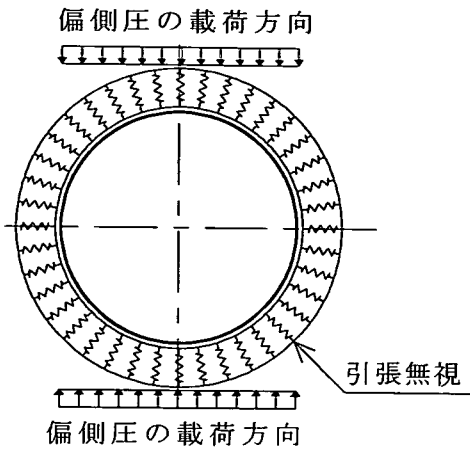


図-6 ノンテンションばねモデル (側圧分離解析)

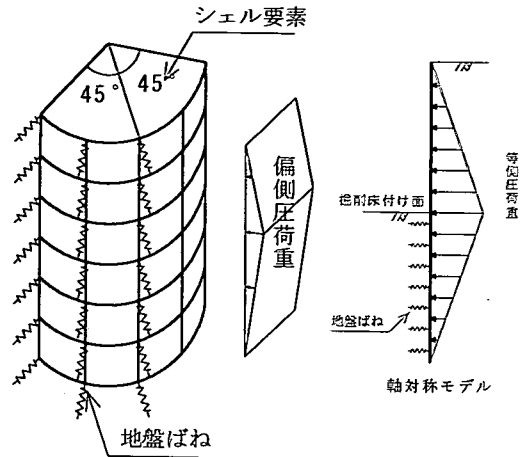


図-7 3次元シェル45度ばねモデル

性の地盤ばねで支持したリングばねモデルである。荷重は、土圧と水圧による等側圧と偏側圧とを作用させる。本研究では以後、この荷重系によって実施する解析を全側圧解析と呼ぶことにする。

c) 90°ばねモデル (側圧分離解析) (B-2')

このモデルは、図-3の90°ばねモデルに、偏側圧のみを荷重として作用させたものである。このモデルによる変位および発生断面力とリングのみに等側圧のみを作用させて (以下、リングモデルと呼ぶ) 求めたそれらとを重ね合わせて設計に用いる。本研究では以後、このような計算方法を側圧分離解析と呼ぶこととする。

d) 水平ばねモデル (B-3)

本研究では、図-4に示すモデルを水平ばねモデルと呼ぶ。このモデルは、土留め連壁に偏側圧が作用する方向と直交する方向に働く弾性地盤ばねでリングを支持したものである。

e) ノンテンションばねモデル (全側圧解析) (B-4)

本研究では、図-5に示すモデルをノンテンションばねモデル (全側圧解析) と呼ぶ。このモデルは、その全周の半径方向に働き、引張力を無視する非線形地盤ばねでリングばねモデルを支持したものである。また、土留め連壁に作用させる荷重は、等側圧に偏側圧を加えたものである。このモデルは、円形立坑の土留め連壁の実挙動をもっともよく表現することができる2次元構造解析モデルと考えられている。また、このモデルは他の2次元構造解析モデルと異なり、非対称の荷重を作用させることができる。したがって、計測によって得られた土水圧を荷重として作用させて解析を行うことが可能である。

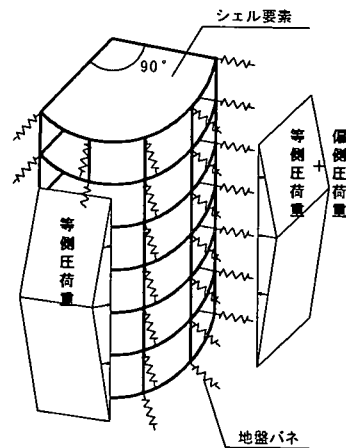


図-8 3次元シェルモデル

f) ノンテンションばねモデル (側圧分離解析) (B-4')

本研究では、図-6に示すモデルをノンテンションばねモデル (側圧分離解析) と呼ぶ。このモデルは、ノンテンションばねモデルに偏側圧のみを作用させて得られた変位および発生断面力と、等側圧を荷重としてリングモデルに与えた場合のそれらとを重ね合わせる計算方法である。

(3) 3次元解析モデル

LNGタンクのような重要構造物の土留め連壁の設計では、地盤ばねで支持された3次元シェルモデルが用いられる。

a) 3次元シェル90°ばねモデル (C-1)®

本研究では、図-7に示すように、3次元シェル要

素を土留め連壁に偏側圧を作用させる方向と直交する方向の両側45°の範囲を立坑の半径方向に働く弾性の地盤ばねで支持したモデルを、3次元シェル90°ばねモデルと呼ぶ。このモデルに偏側圧のみを作用させて得られた変位および発生断面力と、軸対称モデルに等側圧を作用させて得られたそれらとを重ね合わせる計算方法が、現状の設計では多用されている。

### b) 3次元シェルモデル (C-2)

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、それを連壁面に直交した引張力を無視する非線形地盤ばねで支持したモデルである。このモデルは、円形立坑の土留め連壁の実挙動を最も忠実に表現することができるものだと考えられる。

表-2 立坑の半径および地盤反力係数

立坑半径	m	10	20	30
水平向地盤反力係数	MN/m <sup>3</sup>	5	20	200

表-3 解析条件

地盤	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	19
	静止土圧係数 K <sub>0</sub>	0.5
連壁コンクリート	設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	24
	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	25
	ポアソン比	0.2
連壁厚さ	2.0m	
連壁長	140m	
掘削深度	70m	

## 3. 水平断面方向の2次元構造解析モデルの課題

大深度円形立坑用の土留め連壁の設計実績をもとに、ここでは水平断面方向の2次元構造解析モデルの課題について述べる。

### a) 地盤ばねについて

地中構造物の構造解析では、地盤を Winkler ばねとしてモデル化することが、一般的に行われている。しかし、円形立坑の土留め連壁では、それを地盤ばねで支持する方法についての規準が明記されていない。

そこで、設計技術者が表-1に示した5種類のモデルのうちどれを使用するかを個々に判断してきた。

本研究では、数値実験を行って、5種類の2次元構造解析モデルの適用範囲について検討する。

### b) 土留め連壁に作用させる荷重系について

円形立坑の土留め連壁の水平断面方向に作用させる設計荷重は、地震力以外は、土圧と水圧による等側圧に加えて、偏側圧を考慮して設計する場合が一般的である。偏側圧は、土圧もしくは水圧の偏りによって生じるものであるから、等側圧と偏側圧とを土留め連壁に一度に作用させることが方が合理的と考えられる。

しかし、過去の設計の実績をみると、等側圧だけをリングばねモデルまたは、軸対称モデルに作用させた解析をまず実施し、それとは別に地盤ばねに支持されたリングモデルまたは3次元シェルモデルに偏側圧だけを作用させて計算し、次に、その両者の変位および発生断面力を重ね合わせている事例が多い。

立坑の径が小さい円形立坑の土留め壁では、同じ構造モデルにすべての荷重を同時に作用させても（全側圧解析）、荷重を分けて、それぞれの構造系に作用させて得られた結果を重ね合わせ（側圧分離解析）ても、両者にそれほど大きな差は生じない。

しかし、立坑の径が大きくなると、両者の差も大きくなり、設計上無視できないものと推測される。そこで、これについても数値実験を実施し、全側圧解析と側圧分離解析とが適用できる立坑の半径を検討する。

### c) 水平断面方向の2次元構造解析モデルにおける3次元効果の反映方法について

水平断面方向の2次元構造解析モデルは、3次元の円形立坑土留め壁を2次元で表現するため、土留め連壁に作用する側圧が最大となる床付け位置での値を用いて解析を行うのが一般的である。しかし、2次元構造解析モデルでは、土留め壁の根入れ部を地盤が拘束する効果や鉛直方向への力の伝達を考慮できないので、それによって求められる変位と発生断面力とは過大になる傾向がある。したがって、3次元効果をできる限り反映した2次元解析モデルを確立することが必要である。

## 4. 解析条件

本研究では土被りが50m以上の大深度トンネルの立坑を想定し、立坑の掘削深度を70mと設定した。また、立坑の土留め壁の厚さは床付け付近の断面力で決まることが多いため、最終床付け掘削完了

時の土留め壁の床付け部の挙動に着目した。

円形立坑では立坑の半径と壁厚、地盤反力係数と地盤反力度、および土圧とが相互に影響しあう要素である。そこで、解析条件を定めるにあたってそれらの相互の影響について述べる。

### ①土圧と立坑規模

大深度円形立坑に作用する土圧は立坑の半径が異なると変化することが既往の実験結果で報告<sup>9)・10)</sup>されている。しかし、計測結果はほぼ静止側圧であったという報告<sup>11)</sup>もあり、また、設計実績では円形立坑の土留め壁の剛性が高いことから静止土圧が作用する<sup>12)</sup>ものとして設計している事例が多い。

本研究では、立坑の半径に影響を受けず土留め壁に静止土圧を作用させる。

### ②地盤反力係数と立坑規模

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)」<sup>9)</sup>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)」<sup>13)</sup>に準拠している事例が多いが、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<sup>14)</sup>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。なお、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。

本研究では、地盤反力係数を算定する載荷幅を、「大深度土留め設計・施工指針(案)」<sup>9)</sup>に準じて10mとした。

### ③壁厚の影響

壁厚は円形立坑の土留め壁の挙動に大きく影響する。しかし、掘削深度が70mの実績では、高強度コンクリートの使用と構造解析手法等の違いによって立坑の半径と壁厚が直線的な関係になく、その壁厚は0.8m～2.8mの間にある<sup>9)</sup>。また、著者らは壁厚を変化させて事前に解析を実施し、その結果として断面力と変位の大きさには差異があったが、地盤ばねと荷重系の相違による変位分布と断面力分布の傾向は同じであること確認している。

本研究では、以上のことを考慮した上で、とくに立坑の規模と地盤条件の影響のみに着目して、壁厚を2mと一定とし、数値実験の影響因子を立坑の半径と地盤反力係数に限定した。

立坑の半径は、共同溝と地下河川、LNGタンクの実績から3種類を定め、地盤反力係数は、非常にゆるい沖積砂層と大深度立坑の床付け深度での実績

が多い洪積砂層と良質軟岩層とを想定して3水準の値を設定した。数値実験に用いる立坑の半径と地盤反力係数を表-2に示す。

その他の解析条件は、表-3に示すとおりである。掘削深度は大深度立坑の実績から70mとし、連壁長は140m、連壁の厚さは2.0m、連壁コンクリートの設計基準強度は24N/mm<sup>2</sup>とした。

地盤条件は地表面から連壁先端までを均一な砂質土層とし、作用側圧は「大深度土留め設計・施工指針(案)」<sup>9)</sup>に従い算定し、等側圧の10%を偏側圧として考慮することとした。

## 5. 地盤ばねの違いが解析結果へ与える影響

円形立坑土留め壁の設計においては、表-1に示した5種類の水平断面方向の2次元構造解析モデルがよく用いられている。ここでは、5種類のモデルの違いが解析結果に与える影響を確認するため、それらのモデルを用いて数値実験を行った。

### (1)立坑半径による違いについて

立坑の半径を10m、20m、30mと変え、3ケースの解析を実施した。地盤反力係数はいずれも20MN/m<sup>3</sup>である。得られた連壁の変位分布を図-9～11に、曲げモーメント分布を図-12～14に示す。変位は連壁内側へ向かうものを正とし、曲げモーメントは連壁の内側が引張となる場合を正としている。

図-9と12に示すとおり立坑の半径が10mのケースでは、モデルの違いによる変位分布と曲げモーメント分布とにほとんど差は見られない。これは、地盤ばね対して土留め壁の剛性が大きいために差が生じないものと考えられる。

しかし、図-10に示すように立坑の半径が20mの変位分布では解析モデルの違いによる解析結果の差が生じている。ノンテンションばねモデルと90°ばねモデルのX軸断面の連壁が、地山側にそれぞれ7mmと5.5mm変位したのに対し、その他の3種類のモデルではX軸断面の変位が生じていないことがわかる。

さらに、図-11の立坑半径30mのケースではノンテンションばねモデルと90°ばねモデル、水平ばねモデルはほぼ同じモードを示したが、慣用計算法と全周ばねモデルとはそれらと変位分布が異なる結果

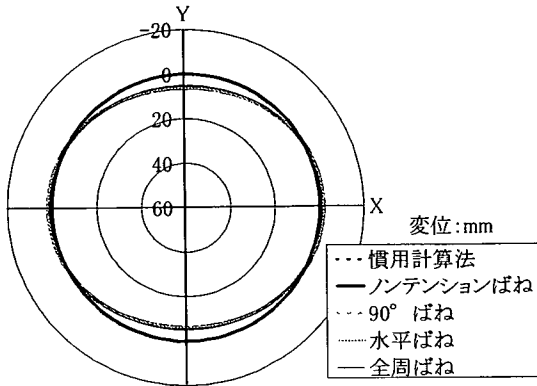


図-9 変位の分布(立坑半径10m)

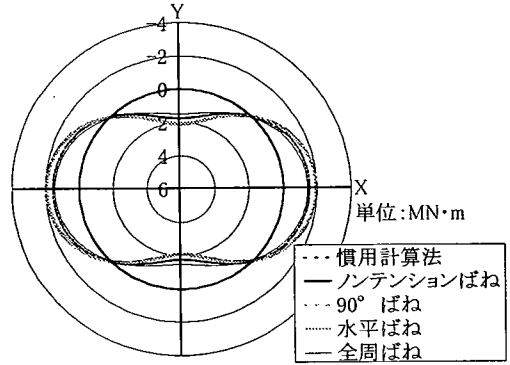


図-12 曲げモーメントの分布(立坑半径10m)

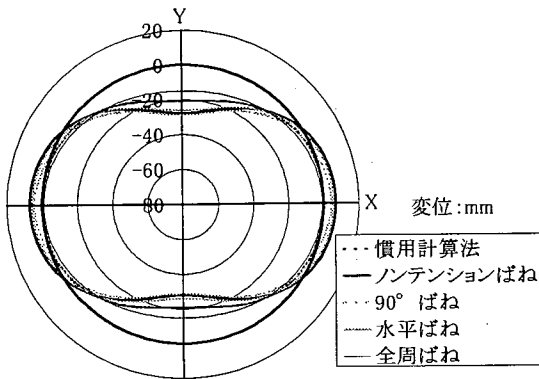


図-10 変位の分布(立坑半径20m)

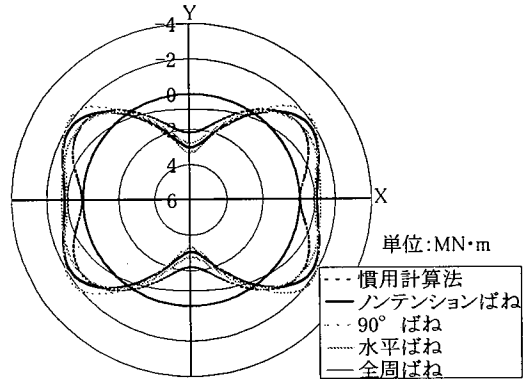


図-13 曲げモーメントの分布(立坑半径20m)

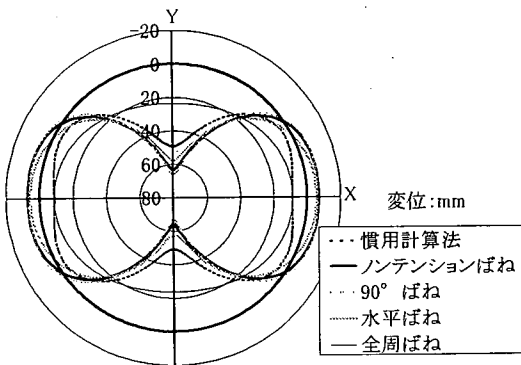


図-11 変位の分布(立坑半径30m)

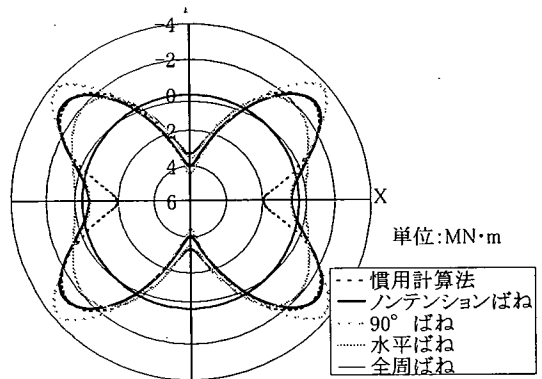


図-14 曲げモーメントの分布(立坑半径30m)

となった。Y軸断面の全周ばねモデルの連壁変位量は23.7mmで他のモデルによる変位量の半分以下であり、X軸断面では慣用法モデルと全周ばねモデル

の連壁が内側へ変位したのに対して、その他のモデルではその値が地山側へ変位した。

図-13のように立坑の半径が20mのケースでは、

全周ばねモデルを除く4種類のモデルではY軸断面における最大曲げモーメントがほぼ一致しているが、全周ばねモデルによるそれは、他のモデルで求めた値の約半分以下となった。これはY軸付近の地盤ばねの引張力によると考えられる。また、全周ばねモデルを除く4種類のモデルによる解析結果では、負の最大曲げモーメントはX軸とY軸との中間の断面において発生している。慣用計算法の負の最大曲げモーメントは $-1.38\text{MN}\cdot\text{m}$ で、ノンテンションばねモデルのそれは $-1.82\text{MN}\cdot\text{m}$ 、 $90^\circ$ ばねモデルでの値は $-2.11\text{MN}\cdot\text{m}$ 、そして、水平ばねモデルでの値は $-1.48\text{MN}\cdot\text{m}$ となり、それらの値の間に差があることがわかる。これは、慣用計算法と水平ばねモデルでは地盤反力度がノンテンションばねモデルより広く分布しているためであり、 $90^\circ$ ばねモデルでは地盤ばねの端部で引張力が発生して土留め壁に他のモデルより大きなたわみ角が生じたためであることがわかる。地盤に引張の地盤反力度を期待したり、広い範囲に地盤反力を期待することは実際の挙動と異なるを考える。

図-14に示す立坑の半径が30mの場合の曲げモーメント分布は、全周地盤ばねモデルと他のモデルとの違いがさらに大きくなっている。

実際の挙動をもっともよく再現できると考えられるノンテンションばねモデルによる正の最大曲げモーメントはY軸断面で発生し、その値に比べて慣用計算法と水平ばねモデルとによるそれは10%以上小さく、一方、 $90^\circ$ ばねモデルによるそれは10%大きくなった。これは、慣用計算法による地盤反力度がノンテンションばねモデルのそれより大きく、反対に $90^\circ$ ばねモデルの地盤反力度が小さいことが、そして、水平ばねモデルの地盤反力度は、分布する広さがノンテンションばねモデルのそれより広いためであることが考えられる。

慣用計算法の正の曲げモーメントは $3.33\text{MN}\cdot\text{m}$ で、ノンテンションばねモデルのそれは $4.04\text{MN}\cdot\text{m}$ 、 $90^\circ$ ばねモデルによる値は $4.42\text{MN}\cdot\text{m}$ 、水平ばねモデルによる値は $2.78\text{MN}\cdot\text{m}$ であり、ノンテンションばねモデルにおける正の最大曲げモーメントとの差がいずれも立坑の半径が20mのケースよりも大きくなっていることがわかる。これも20mのケースと同様の原因によると考える。

軸力については、全周ばねモデルを除く4種類のモデルによって求めた軸力にはほとんど差が生じなかった。

表-4 最大圧縮応力度 (立坑半径10m)

解析モデル	曲げモーメント (MN・m)	軸力 (kN)	最大応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
慣用計算法	1.76	10.33	7.5
ノンテンションばねモデル	2.10	10.28	8.3
$90^\circ$ ばねモデル	2.14	10.24	8.3
水平方向ばねモデル	2.03	10.25	8.2
全周ばねモデル	1.47	10.05	7.2

表-5 最大圧縮応力度 (立坑半径20m)

解析モデル	曲げモーメント (MN・m)	軸力 (kN)	最大応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
慣用計算法	2.19	21.45	14.0
ノンテンションばねモデル	3.05	21.33	15.2
$90^\circ$ ばねモデル	3.30	21.21	15.6
水平方向ばねモデル	2.78	21.31	14.8
全周ばねモデル	0.86	20.28	11.4

表-6 最大圧縮応力度 (立坑半径30m)

解析モデル	曲げモーメント (MN・m)	軸力 (kN)	最大応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
慣用計算法	3.33	32.38	21.2
ノンテンションばねモデル	4.04	32.29	22.2
$90^\circ$ ばねモデル	4.42	32.16	22.7
水平方向ばねモデル	3.57	32.17	21.4
全周ばねモデル	0.41	27.86	14.6

立坑半径が10mと20mと30mの最大曲げモーメントとそれが発生した位置における軸力およびそれらによって算出される最大圧縮応力度を表-4~6に示す。

全周ばねモデルを除く4種類のモデルで求められた最大圧縮応力度は、いずれの立坑半径においてもモデルの違いによる差が小さいことがわかる。

以上の結果から円形立坑土留め連壁の水平断面方向の解析モデルについて次のようなことがわかった。

①立坑半径が10mの場合には、地盤ばねに比べて土留め壁の剛性が高いため、現状設計に用いられている5種類の解析モデルで求まる解析結果の間に差はほとんどない。

②立坑半径が20m以上の場合には、全周ばねモデルにより算出された変位量と断面力はY軸付近の地盤ばねから引張力を受けることによる影響により、他の4種類のモデルによるそれより小さい値となる。

③全周ばねモデルを除く4種類のモデルによる最大圧縮応力度は立坑半径による差異は小さく、設計上ほとんど無視できる程度の差である。

④立坑半径20m以上の場合には、全周ばねモデルを除く4種類のモデルによる土留め連壁の変形挙動と曲げモーメント分布に違いがある。これは地盤ばねを考慮する位置と方向との違いで、土留め連壁が地盤から受ける反力の範囲と大きさが異なるためであると思われる。5種類の地盤ばねのうち、引張り



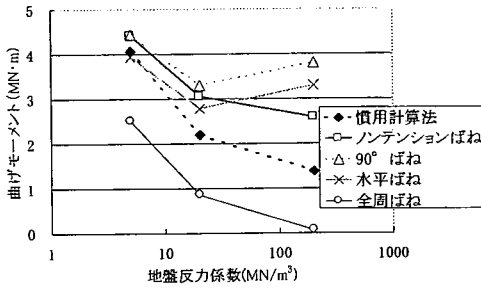


図-15 地盤反力係数と曲げモーメントの関係(Y軸断面)

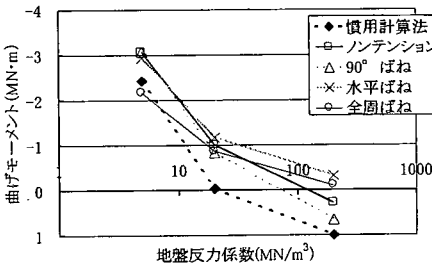


図-16 地盤反力係数と曲げモーメントの関係(X軸断面)

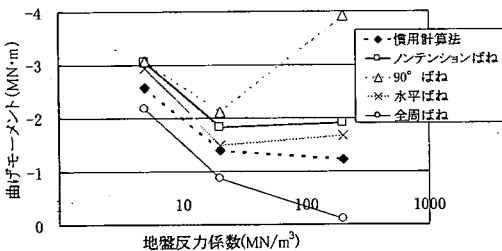


図-17 地盤反力係数と最大負曲げモーメントの関係(地山側への最大曲げモーメント)

力を無視する地盤ばねが最もよく実際の挙動を説明できると思われる。したがって、円形立坑土留め連壁の挙動を再現することを目的とした解析では、ノンテンションばねモデルを用いることが適切であるように思われる。

## (2) 地盤条件の違いについて

次に、地盤反力係数と発生曲げモーメントとの関係が解析モデルの違いによってどのように変化するかを検討するため、掘削深度が70mで、立坑半径が20mの場合について数値実験を実施した。

図-15, 16は、Y軸断面とX軸断面とにおける地盤反力係数と曲げモーメントとの関係を示したも

表-7 最大曲げモーメント(地盤反力係数200MN/m³)

	慣用計算法	ノンテンションばね	90°ばね	水平ばね	全周ばね
最大正曲げモーメント(Y軸断面)	1.38	2.58	3.81	3.30	0.06
最大負曲げモーメント	-1.22	-1.90	-3.92	-1.66	-0.10

単位 (MN·m)

表-8 最大圧縮応力度(地盤反力係数5MN/m³)

解析モデル	曲げモーメント (MN·m)	軸力 (MN)	最大応力度 (N/mm²)
慣用計算法	4.07	21.20	16.7
ノンテンションばねモデル	4.42	21.15	17.2
90°ばねモデル	4.44	21.13	17.2
水平方向ばねモデル	3.28	21.32	15.6
全周ばねモデル	2.51	20.38	14.0

表-9 最大圧縮応力度(地盤反力係数20MN/m³)

解析モデル	曲げモーメント (MN·m)	軸力 (MN)	最大応力度 (N/mm²)
慣用計算法	2.19	21.48	14.0
ノンテンションばねモデル	3.05	21.33	15.2
90°ばねモデル	3.30	21.21	15.6
水平方向ばねモデル	2.78	21.31	14.8
全周ばねモデル	0.86	20.28	11.4

表-10 最大圧縮応力度(地盤反力係数200MN/m³)

解析モデル	曲げモーメント (MN·m)	軸力 (MN)	最大応力度 (N/mm²)
慣用計算法	1.39	21.60	12.9
ノンテンションばねモデル	2.58	21.37	14.6
90°ばねモデル	3.92	21.79	16.8
水平方向ばねモデル	3.69	19.81	15.4
全周ばねモデル	-0.10	12.35	6.0

であり、図-17は、地盤反力係数と負の最大曲げモーメントとの関係を示したものである。また、表-7に地盤反力係数が200MN/m³のケースの正の最大曲げモーメントと負のそれを示す。

図-15に示すように慣用計算法とノンテンションばねモデルと全周ばねモデルとで求めた曲げモーメントは、地盤反力係数が増加すると減少するが、90°ばねモデルと水平ばねモデルで算出したそれは地盤反力係数が20MN/m³までは減少し、200MN/m³で再び増加している。

また、地盤反力係数が200MN/m³のケースでは、表-7に示すように、モデルの違いにより算出されるY軸断面の曲げモーメントが大きく異なっていることがわかる。これは、全周ばねモデルは土留め壁の剛性より地盤ばねの影響が大きいため曲げモーメントを生じなくなり、慣用計算法はノンテンションばねモデルより大きい値で広い範囲に地盤反力度が作

用したためであると考え。また、90°ばねモデルと水平ばねモデルでは地盤ばねに大きな引張力が発生して土留め壁の曲率が大きくなったことが影響していると推測される。

一方、X軸断面での負の曲げモーメントは図-16に示すようにすべてのモデルで、地盤反力係数が増加すると減少し、さらに地盤反力係数が200MN/m<sup>3</sup>のケースでは、慣用計算法とノンテンションばねモデル、90°ばねモデルのそれは正の曲げモーメントに転じていることがわかる。

また、図-17と表-7とに示すように負の最大曲げモーメントは、モデルの違いにより算出される負の最大曲げモーメントも大きく異なることがわかる。これについても、90°ばねモデル地盤ばねの端部に引張の地盤反力が発生したことで生じていると考えられる。

慣用計算法とノンテンションばねモデルと90°ばねモデルとを用いて解析した結果の軸力は地盤反力係数が変化してもほとんど同じ値であった。しかし、地盤反力係数が200MN/m<sup>3</sup>の場合、水平ばねモデルと全周ばねモデルで算出した軸力は、その他のモデルによる値より小さい。なお、ここでは示さないが、水平ばねモデルでの値はその他の値の約90%、全周地盤ばねモデルでのそれはその他のモデルでの値の約60%であった。

各地盤反力係数ごとの最大曲げモーメントとそれが発生している位置での軸力およびそれらによる最大圧縮応力度を表-8～10に示す。

いずれの地盤反力係数においても、全周ばねモデルで算出した最大圧縮応力度は他の4種類のモデルで求められたそれより小さい値を示し、特に、地盤反力係数が200MN/m<sup>3</sup>のケースでは、全周ばねモデルによる最大圧縮応力度が他のモデルによるその半分以下であった。

表-8, 9に示したように地盤反力係数が5MN/m<sup>3</sup>と20MN/m<sup>3</sup>の場合には、全周ばねモデルを除く4種類のモデルで求めた最大圧縮応力度が、ほぼ同じ値となった。しかし、地盤反力係数が200MN/m<sup>3</sup>の場合では、モデルの違いにより算出される最大圧縮応力度にも違いがあることがわかる。

以上の検討から地盤条件に対する円形立坑土留め連壁の水平断面方向の2次元構造解析モデルの適用性について次のようなことがわかる。

①いずれの地盤反力係数においても全周ばねモデルにより算出された最大応力度は、他の4種類のモデ

ルによるそれより小さい値となる。特に地盤反力係数が大きなケースでは、全周で引張の地盤反力度が発生していることから軸力も曲げモーメントも他のモデルよりも小さい値となった。

②全周ばねモデルを除く4種類のモデルによる最大圧縮応力度は、地盤反力係数が5MN/m<sup>3</sup>と20MN/m<sup>3</sup>のケースでは設計上ほとんど差がない。

③地盤反力係数が200MN/m<sup>3</sup>のケースでは、全周ばねモデルを除く4種類のモデルにより求められた曲げモーメントと最大断面応力度との間に差がある。これも地盤ばねの違いにより、地盤反力度の分布が異なることの影響であると考えられる。したがって、軟岩程度の弾性係数を有する地盤内の円形立坑に対する設計では、その水平断面方向の構造解析においてノンテンションばねモデルを採用することが望ましいと思われる。

## 6. 土留め連壁に作用させる荷重系について

図-6に示したような側圧分離解析の妥当性を検討することを目的として、ノンテンションばねモデルと90°ばねモデルとを用い、全側圧解析と側圧分離解析とを実施し、両者の結果を比較する。

### (1) 立坑半径による違いについて

側圧分離解析が適用できる立坑の規模を想定して、地盤反力係数を20MN/m<sup>3</sup>、立坑半径が10m、20m、30mの3ケースとして解析を実施した。その結果得られた連壁の変位分布を図-18～20に、曲げモーメント分布を図-21～23に示す。

図-18に示す立坑半径が10mのケースでは、両モデルとも、二つの解析方法で求められた変位分布がほぼ同じであった。しかし、図-19に示すように立坑半径が20mのケースでは、全側圧解析による変位が側圧分離解析によるそれより大きかった。Y軸断面での内側への変位量は全側圧解析でのノンテンションばねモデルによる値が27.9mmで、90°ばねモデルによる値が28.4mmであるのに対し、側圧分離解析でのノンテンションばねモデルと90°ばねモデルによるY軸断面での内側への変位量はともに18.2mmであった。

立坑半径が30mのケースでは、図-20から全側圧解析による変位分布と側圧分離解析によるそれとの違いはさらに大きくなり、前者はX軸断面の土留め連壁が地山側へ変位するのに対して、後者では、

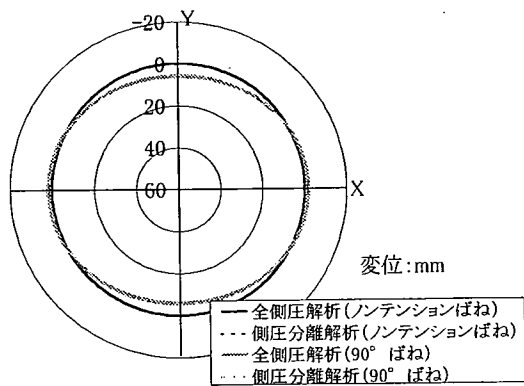


図-18 変位分布 (立坑半径10m)

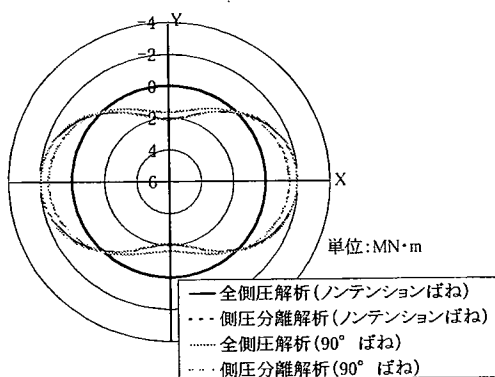


図-21 モーメント分布 (立坑半径10m)

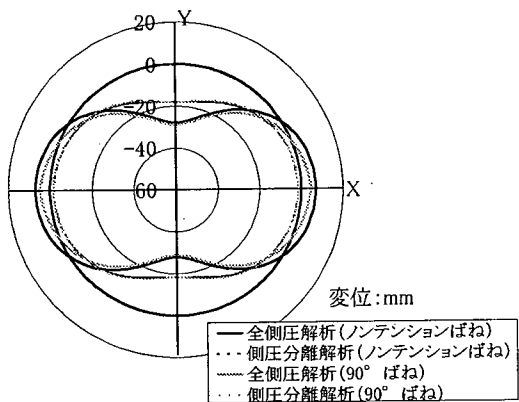


図-19 変位分布 (立坑半径20m)

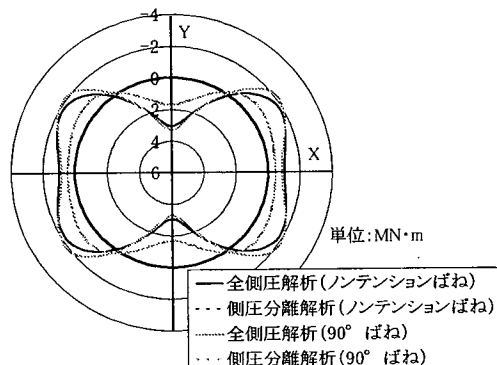


図-22 モーメント分布 (立坑半径20m)

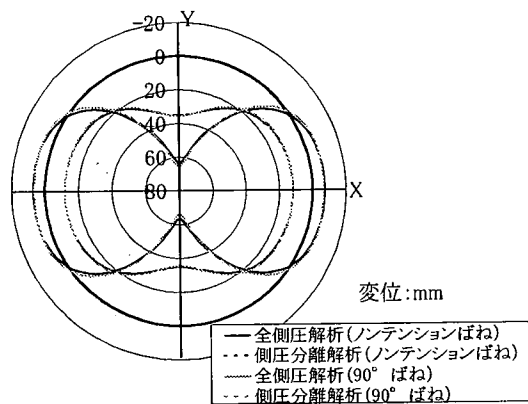


図-20 変位分布 (立坑半径30m)

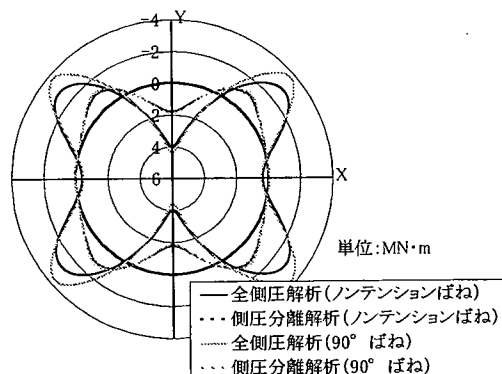


図-23 モーメント分布 (立坑半径30m)

それが内側に変位していることがわかる。ノンテンションばねモデルと90°ばねモデルとを用いて全側圧解析を実施して得られたY軸断面の変位量が63.5mmと66.2mmであったのに対して、側圧分離

解析で算出されたそれらはいずれも約35mmであった。

立坑半径20mと30mのケースにおいて生じた全側圧解析と側圧分離解析との最大変位の差は、違うモ

表-11 最大圧縮応力度 (立坑半径10m)

解析モデル	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	最大圧力度 (N/mm <sup>2</sup> )
ノンテンションばねモデル (全側圧解析)	2.10	10.28	8.3
90°ばねモデル (全側圧解析)	2.14	10.24	8.3
ノンテンションばねモデル (側圧分離解析)	1.84	10.22	7.8
90°ばねモデル (側圧分離解析)	1.84	10.43	7.7

表-12 最大圧縮応力度 (立坑半径20m)

解析モデル	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	最大圧力度 (N/mm <sup>2</sup> )
ノンテンションばねモデル (全側圧解析)	3.05	21.33	15.2
90°ばねモデル (全側圧解析)	3.30	21.21	15.8
ノンテンションばねモデル (側圧分離解析)	1.70	20.48	12.8
90°ばねモデル (側圧分離解析)	1.89	21.82	13.4

表-13 最大圧縮応力度 (立坑半径30m)

解析モデル	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	最大圧力度 (N/mm <sup>2</sup> )
ノンテンションばねモデル (全側圧解析)	4.04	32.28	22.2
90°ばねモデル (全側圧解析)	4.42	32.18	22.7
ノンテンションばねモデル (側圧分離解析)	1.88	30.70	18.1
90°ばねモデル (側圧分離解析)	1.78	32.73	18.0

デルに等側圧を作用させたことによる違いによるものと考えられる。

次に曲げモーメントであるが、図-21に示すように立坑半径 10m の場合では、全側圧解析による曲げモーメント分布と側圧分離解析によるそれとはほぼ一致した。

立坑半径が20m のケースでは、図-22に示すように全側圧解析による曲げモーメントが側圧分離解析によるそれより大きな値を示した。全側圧解析でのノンテンションばねモデルによる Y 軸断面における曲げモーメントは3.05MN・mで、90°ばねモデルによる値が3.30MN・m、側圧分離解析でのノンテンションばねモデルによる値が1.70MN・m、90°ばねモデルによる値が1.69MN・mであった。

立坑半径が30m では、図-23に示すように全側圧解析による曲げモーメントと側圧分離解析によるそれとの差は立坑半径20m のケースよりさらに大きくなっている。全側圧解析でのノンテンションばねモデルによる Y 軸断面における曲げモーメントは4.04MN・mで、90°ばねモデルによる値が4.42MN・m、側圧分離解析でのノンテンションばねモデルによる値が1.86MN・m、90°ばねモデルによる値が1.79MN・mであった。

立坑半径が10m と20m と30m のそれぞれの場合の最大曲げモーメントとそれが発生した位置での軸力およびそれらによる最大圧縮応力度を表-11～13に示す。

立坑半径が10mのケースでは側圧分離解析により発生する最大圧縮応力度は、全側圧解析によるそれより8～10%小さい値となった(表-11)。立坑半径が20mのケースでは、両者の差は立坑半径が10mの場合より大きくなり、側圧分離解析による最大圧縮応力度は、全側圧解析によるその80～90%となった(表-12)。立坑半径30mのケースでは側圧分離解析による最大圧縮応力度は、全側圧解析によるそれより15%以上小さい値であった(表-13)。

以上の結果から、次のようなことがわかる。

①立坑半径が20m 以上の円形立坑ではほとんどの場合、全側圧解析による連壁の変位より側圧分離解析のそれが小さくとなると考えられる。

②掘削深度が70m程度の大深度円形立坑では立坑半径が10m以上の規模においてほとんどの場合、全側圧解析による最大曲げモーメントは、側圧分離解析によるそれより20%以上大きくなると考えられる。

③円形立坑の土留め壁に偏側圧が作用した計測事例が報告されていることから、側圧を等側圧と偏側圧とに分離してそれぞれ異なるモデルに作用させることは必ずしも合理的であると思われたい。とくに図-19, 20, 22, 23および表-12, 13に示したとおり、全側圧解析による断面力および最大圧縮応力度が側圧分離解析によるそれらと比べて大きいという結果になり、その差異が20%程度あることから設計においては安全側となる全側圧解析を採用する方が望ましいと考えられる。なお、側圧分離解析の結果が計測による変位および断面力とほぼ一致するとの報告があるが、それは作用側圧や地盤反力係数などの影響因子のバランスから一致した可能性があるものと考えている。したがって、側圧分離解析による設計事例が多いが、掘削深度が70m程度の大深度円形立坑の土留め連壁の設計に、側圧分離解析を用いることは常には安全側の設計とならない可能性があると考えられる。

④ノンテンションばねモデルによる側圧分離解析の変位および発生断面力と90°ばねモデルによるそれとはすべての場合でほぼ一致する。

## (2) 地盤条件の違いについて

全側圧解析による地盤反力係数と発生曲げモーメントとの関係と側圧分離解析によるそれらとを比較検討するために、掘削深度が70mで、立坑半径が20mの場合について数値実験を実施した。

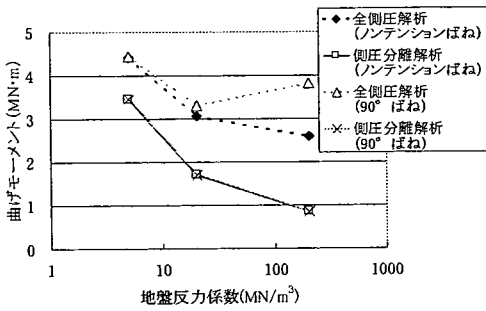


図-24 地盤反力係数と曲げモーメントの関係(Y軸断面)

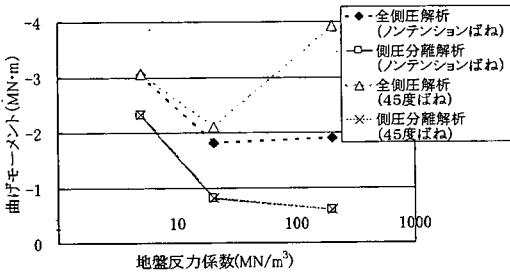


図-25 地盤反力係数と最大負曲げモーメントの関係

表-14 最大曲げモーメント(地盤反力係数200MN/m<sup>2</sup>)

	全側圧解析 (ノンテンションばね)	側圧分離解析 (ノンテンションばね)	全側圧解析 (90°ばね)	側圧分離解析 (90°ばね)
最大正曲げモーメント(Y軸断面)	2.58	0.85	3.81	0.85
最大負曲げモーメント	-1.90	-0.60	-3.92	-0.61

単位 (MN·m)

その結果得られた Y 軸断面における地盤反力係数と曲げモーメントとの関係を図-24に、負の最大曲げモーメントと地盤反力係数との関係を図-25に示す。また、図-24と図-25に示した地盤反力係数が200MN/m<sup>2</sup>のケースにおける値を表-14に示す。図-24に示すようにケースも全側圧解析による曲げモーメントが側圧分離解析のそれより大きな値となった。特に、地盤反力係数が200MN/m<sup>2</sup>のケースでは、全側圧解析によるY軸断面の曲げモーメントが側圧分離解析によるそれを大きく上回った。

図-25に示すように負の最大曲げモーメントについても、全側圧解析による曲げモーメントが側圧分離解析によるにそれを上回り、特に、地盤反力係数が200MN/m<sup>2</sup>のケースでは、両者の差が大きくなった。

以上の検討から地盤条件に対する円形立坑土留め

連壁の水平断面方向の2次元構造解析モデルに作用させる荷重系については次のようなことがわかった。

- ①ほとんどのモデルおよび地盤条件で、側圧分離解析による最大曲げモーメントは、全側圧解析によるものそれよりも小さいと思われる。
- ②今回の解析条件では、全側圧解析による最大曲げモーメントと側圧分離解析でのそれとの差は、地盤反力係数が大きい方が大きい。

## 7. 2次元モデルと3次元モデルとの比較

大深度円形立坑の土留め連壁における2次元のモデルによる解析結果と3次元のモデルとそれとの差異を確認するため、掘削深度が70mで地盤反力係数が20MN/m<sup>2</sup>、立坑半径が10m、20m、30mの3ケースについてノンテンションばねモデルと3次元シェルモデルにより数値実験を実施し、その結果を比較した。

両モデルによる解析結果のうち水平断面方向の変位分布を図-26~28に、軸力の分布を図-29~31に、曲げモーメントの分布を図-32~34に示す。また、表-15に内側への土留め壁の最大変位と地山側へのそれとを示し、表-16に各ケースの最大軸力と最大曲げモーメントをまとめた。なお、3次元シェルモデルでは、水平断面方向で最大圧縮応力度が生じた深度の断面を対象とした。

図-26に示すとおり半径10mのケースでは、ノンテンションばねモデルによる変位分布と3次元シェルモデルのそれとは似た分布であったが、半径20mの場合では図-27に示すようにノンテンションばねモデルの変位は3次元シェルモデルに比べて大きくなった。また、3次元シェルモデルでは地山側へ変位は生じなかった。

立坑の半径30mのケースでは、図-28に示すように両者の変位分布は大きく異なった。

以上の結果から、3次元シェルモデルの変位は、立坑半径が大きいほど地山側への変位を生じなくなり、全体が掘削側に変位している。この傾向は土留め壁の根入れ部が地盤によって拘束されている影響によるものと推測される。

一方、軸力については、図-29に示すように立坑半径10mの場合は、ノンテンションばねモデルによって求められた軸力はY軸断面で最小でX軸断面で最大となった。しかし、3次元シェルモデルによる軸力の分布はほぼ一定であることがわかる。

立坑半径20mの場合には、ノンテンションばねモデルによる軸力分布と3次元シェルモデルによる

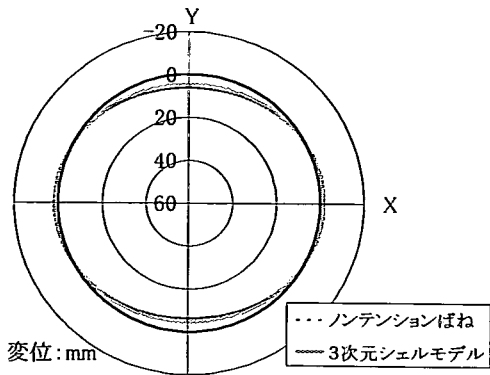


図-26 変位分布 (立坑半径10m)

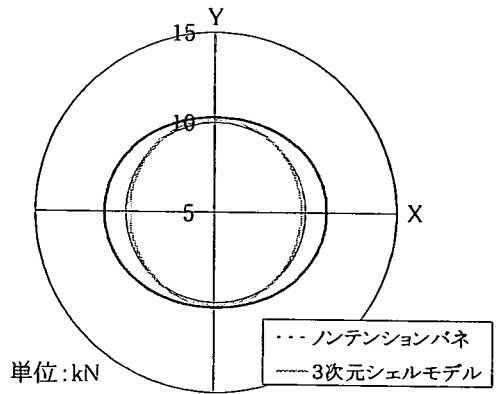


図-29 軸力分布 (立坑半径10m)

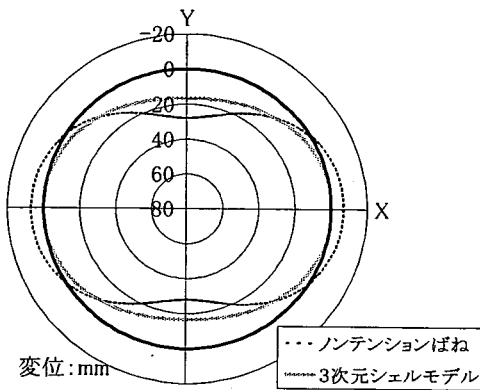


図-27 変位分布 (立坑半径20m)

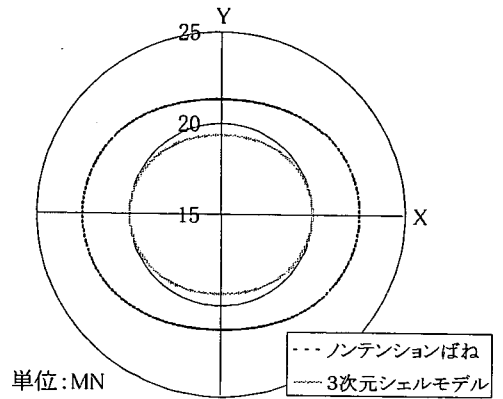


図-30 軸力分布 (立坑半径20m)

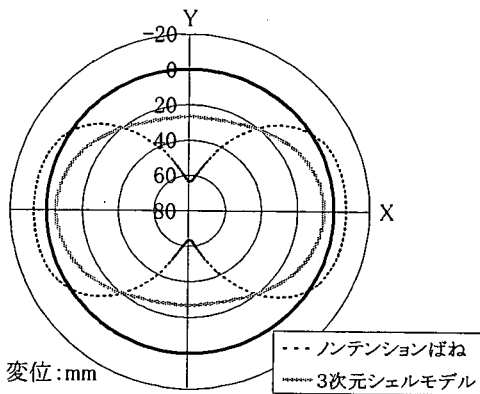


図-28 変位分布 (立坑半径30m)

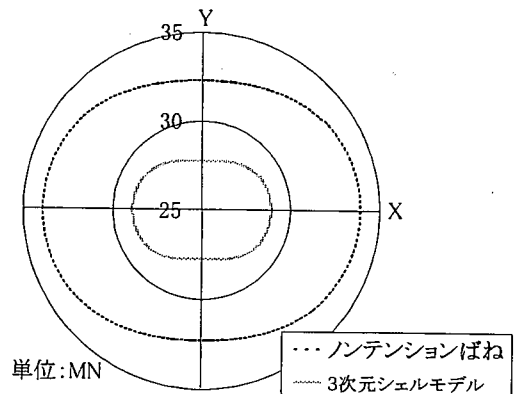


図-31 軸力分布 (立坑半径30m)

それは同じ傾向を示したが、両者には10%程度の差が認められた(図-30)。

立坑半径30mの場合も、ノンテンションばねモデルによる軸力分布と3次元シェルモデルによるそ

れは同じ傾向を示したが、両者の差は15%程度であった。

以上の結果から、立坑半径が大きいほど鉛直方向への力の伝達の割合が大きくなり、2次元のノンテ

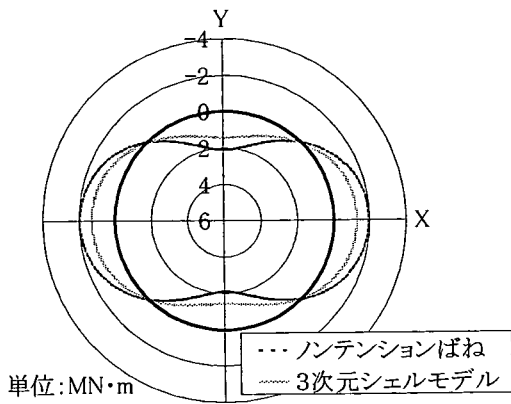


図-32 曲げモーメント分布 (立坑半径10m)

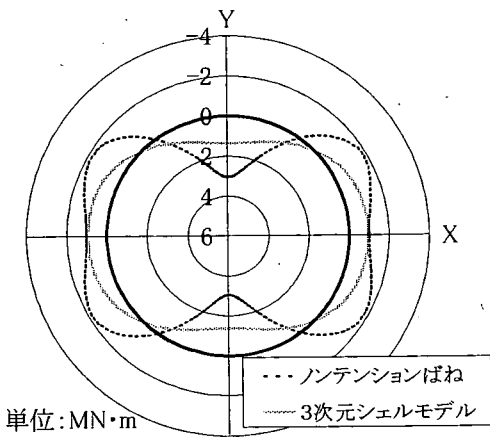


図-33 曲げモーメント分布 (立坑半径20m)

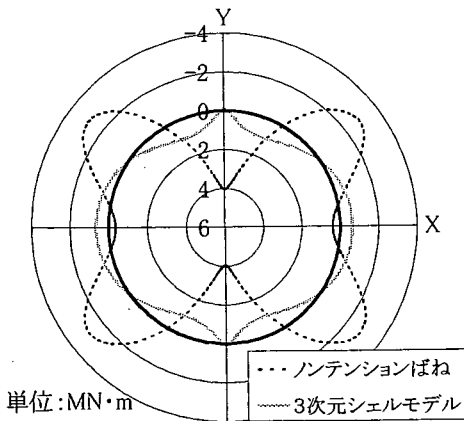


図-34 曲げモーメント分布 (立坑半径30m)

ンションばねモデルによる水平断面方向の軸力より3次元シェルモデルによるそれが小さくなることが予想される。

表-15 最大変位 (単位 mm)

		ノンテンションばねモデル	3次元シェルモデル
半径10m	内側	6.3	4.7
	地山側	1.9	1.2
半径20m	内側	27.9	16.6
	地山側	7.0	0
半径30m	内側	63.5	26.7
	地山側	7.0	

表-16 最大断面力

	軸力 (MN)		曲げモーメント (MN·m)	
	ノンテンションばねモデル	3次元シェルモデル	ノンテンションばねモデル	3次元シェルモデル
半径10m	11.19	10.15	2.10	1.45
半径20m	22.54	20.00	3.05	1.38
半径30m	33.93	28.92	4.04	1.01

表-17 最大圧縮応力度 (立坑半径10m)

解析モデル	曲げモーメント (MN·m)	軸力 (MN)	最大応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
ノンテンションばねモデル	2.10	10.28	8.3
3次元シェルモデル	1.45	10.15	7.3

表-18 最大圧縮応力度 (立坑半径20m)

解析モデル	曲げモーメント (MN·m)	軸力 (MN)	最大応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
ノンテンションばねモデル	3.05	21.33	15.2
3次元シェルモデル	1.38	20.00	12.1

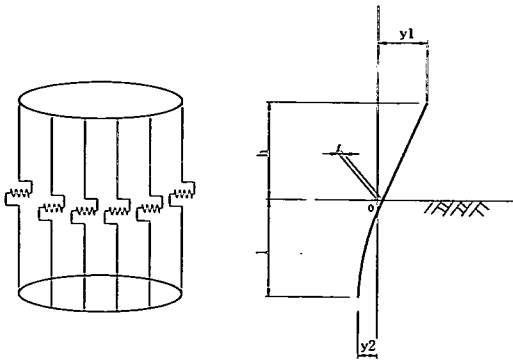
表-19 最大圧縮応力度 (立坑半径30m)

解析モデル	曲げモーメント (MN·m)	軸力 (MN)	最大応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
ノンテンションばねモデル	4.04	32.29	22.2
3次元シェルモデル	1.01	27.74	15.4

次に曲げモーメントについてであるが、図-32に示すように立坑半径が10mの場合は、ノンテンションばねモデルによる曲げモーメント分布と3次元シェルモデルによるそれはほぼ一致した。

立坑半径が20mの場合には、立坑半径が10mの場合よりも両者の差が広がっている。また、ノンテンションばねモデルによる曲げモーメントの分布の形状が3次元シェルモデルのそれと異なるものとなった(図-33)。

立坑半径が30mのケースでは、ノンテンションばねモデルによる曲げモーメントの分布と3次元シェルモデルによるそれが大きく異なった。ノンテンションばねモデルによる負の最大曲げモーメントはX軸とY軸との間で発生した。それに対して、3次元シェルモデルによる正の最大曲げモーメント



a) 2リングばねモデル      b) 突出杭の変位  
図-35 2リングばねモデルの概念図

は Y 軸断面から $10^\circ$  ずれた位置で発生し、Y 軸断面では深さ方向の曲げモーメントの影響で水平断面方向の曲げモーメントがほぼ0となっている

立坑半径が10m と20m と30m の最大曲げモーメントとそれが発生した位置での軸力およびそれらによる最大圧縮応力度を表-17~19に示す。表-17に示すようにノンテンションばねモデルによって求めた発生最大圧縮応力度は、3次元シェルモデルによって求めたそれより約10%大きい値となった。

立坑半径が20mのケースでは、両者の差は10mケースより大きくなり、ノンテンションばねモデルによる最大圧縮応力度は、3次元シェルモデルによるその1.3倍であった。立坑半径30mのケースでは、ノンテンションばねモデルによる最大圧縮応力度は、3次元シェルモデルによるそれより40%以上大きい値となった。

以上の結果から立坑半径が10m の場合では、2次元モデルによる最大圧縮応力度と3次元シェルモデルでのそれとの差は小さいが、立坑半径が20m以上では両者の違いが大きく、水平断面方向の2次元モデルの解析結果によって土留め連壁の厚さを決定することは、過大な設計になる可能性が高いと考えられる。したがって、土留め連壁の水平断面方向の設計を簡便でかつより合理的に行うためには、3次元効果をより忠実に反映できる2次元構造解析モデルが必要であると考えられる。

## 8. 水平断面方向の構造解析モデルの提案

すでに述べたように、立坑半径が20m 以上の場合は、2次元モデルによって得られる最大圧縮応力度と3次元シェルモデルによって得られるそれとの間に大きな差があることから、ここでは、3次元効

果を反映できる水平断面方向の2次元構造解析モデルを提案する。

3次元シェルの解析結果から3次元効果として根入れ部の拘束による影響が大きいことが推測できる。そこで、図-35のように最大圧縮応力度が生じる水平断面のリングまたは多角はりモデルと根入れ部のそれとを半径方向に働くせん断ばねで結んだ2リングのモデルを考えた。

最大圧縮応力度が発生する水平断面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のばね定数は図-35 b) のような有限長の突出杭の変位式<sup>4)</sup>を用いて以下のように求める。

$$k_{3D} = \frac{H}{y_1 - y_2} \quad (1)$$

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

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

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

ここに、 $k_{3D}$ : 両リングを結ぶせん断ばね定数

(MN/m)

$H$ : 杭先端に作用させる単位荷重 (MN)

$h$ : 床付けから水平断面の最大圧縮応力度の発生位置までの距離 (m)

$l$ : 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)

$y_1$ : 杭先端での単位荷重による変位量 (m)

$y_2$ : 根入れ部先端の単位荷重による変位量 (m)

$f$ : 床付けでの単位荷重による変位量 (m)

$E$ : 連壁のヤング率 (MN/m<sup>2</sup>),

$I$ : 連壁単位幅の断面二次モーメント (m<sup>4</sup>)

$\beta$ : 連壁の単位幅のはりを地盤ばねに支持された弾性床土のたわみ曲線の微



分方程式の特性値 (1/m)

$A_1, A_2, A_3, A_4$ : 積分定数

である。

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

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

$$\Delta = 1 - 2(2 - \cos 2\beta l)e^{-2\beta} + e^{-4\beta} \quad (7)$$

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

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

床付けから最大圧縮応力度発生位置までの距離  $h$  は、式(10)で算定する。

$$h = k \frac{\pi}{\beta_{R1}} \quad (10)$$

$$l = k \frac{\pi}{\beta_{R2}} \quad (11)$$

ここに、 $k$ : 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,

$\beta_{R1}$ : 床付け位置より上の連壁の単位幅のほ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

$\beta_{R2}$ : 床付け位置より下の連壁の単位幅のほ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。

以上の提案モデル (以後、2リングばねモデルと略す) の妥当性を確認するため、掘削深度が70mで地盤反力係数が20MN/m<sup>2</sup>の場合の立坑半径10m, 20m,

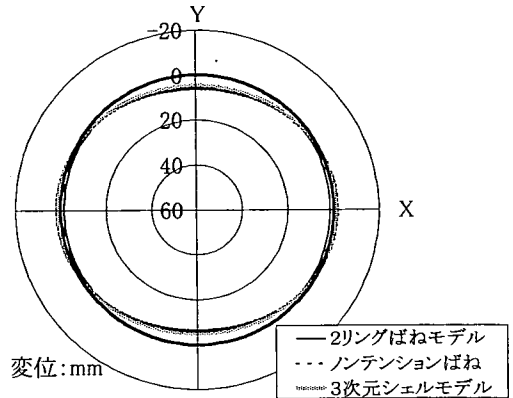


図-36 変位分布 (立坑半径10m)

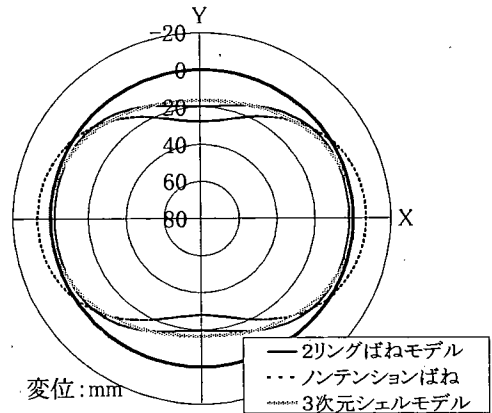


図-37 変位分布 (立坑半径20m)

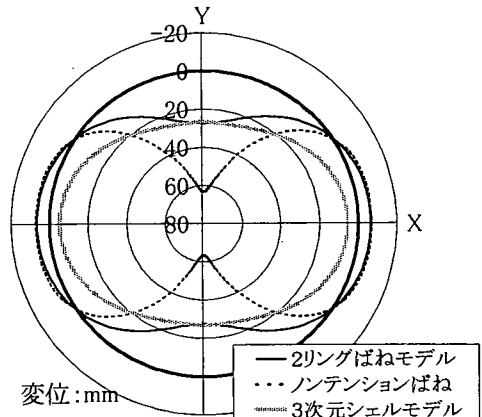


図-38 変位分布 (立坑半径30m)

30mの3ケースについて2リングばねモデルの解析結果とノンテンションばねモデルおよび3次元シェルモデルの解析結果とを比較する。

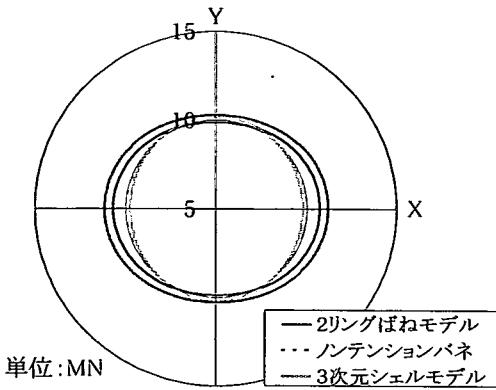


図-39 軸力分布 (立坑半径10m)

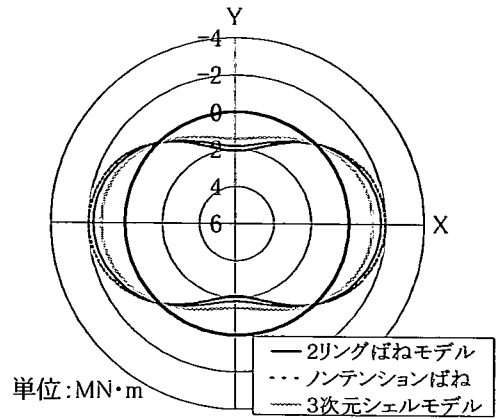


図-42 曲げモーメント分布 (立坑半径10m)

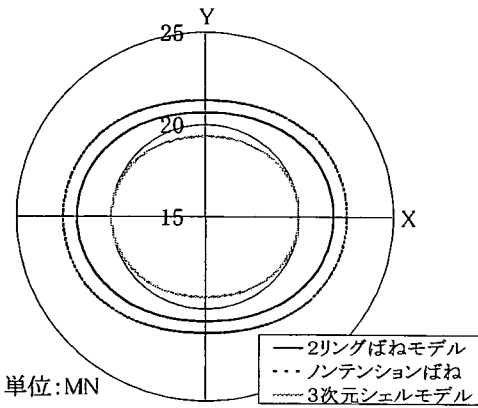


図-40 軸力分布 (立坑半径20m)

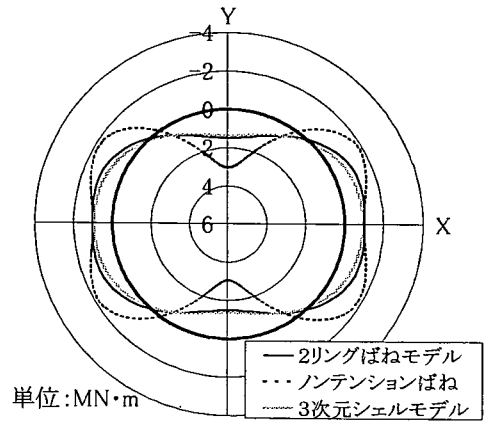


図-43 曲げモーメント分布 (立坑半径20m)

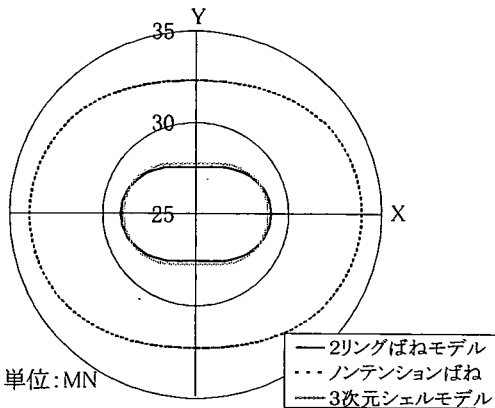


図-41 軸力分布 (立坑半径30m)

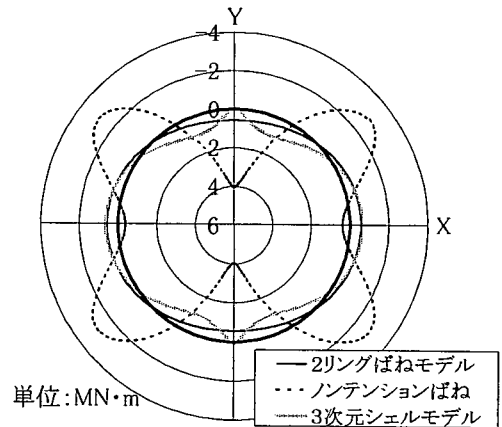


図-44 曲げモーメント分布 (立坑半径30m)

3種類のモデルによる解析結果のうち水平断面方向の変位分布を図-36~38に、軸力の分布を図-39~41に、曲げモーメントの分布を図-42~44に示す。

図-36に示すとおり立坑半径が10mのケースでは2

リングばねの変位分布と3次元シェルモデルのそれとは似た分布形状となったが、ノンテンションばねモデルにより算出した変位分布の方が2リングばねモデルによるそれより3次元シェルモデルで求めた

表-20 最大圧縮応力度 (立坑半径10m)

解析モデル	曲げモーメント (MN・m)	軸力 (MN)	最大応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
2リングばねモデル	1.82	9.88	7.7
3次元シェルモデル	1.45	10.15	7.3

表-21 最大圧縮応力度 (立坑半径20m)

解析モデル	曲げモーメント (MN・m)	軸力 (MN)	最大応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
2リングばねモデル	1.50	21.81	13.2
3次元シェルモデル	1.38	20.00	12.1

表-22 最大圧縮応力度 (立坑半径30m)

解析モデル	曲げモーメント (MN・m)	軸力 (MN)	最大応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
2リングばねモデル	0.57	27.55	15.3
3次元シェルモデル	1.01	27.47	14.6

変位分布に若干近かった。2リングばねモデル最大変位は内側に5.7mm, ノンテンションばねモデルでは6.3mm, 3次元シェルモデルでは4.7mmであった。

立坑半径が20mの場合では2リングばねモデルによる変位分布と3次元シェルモデルでのそれが図-37に示すようにほぼ一致した。2リングばねモデルの内側への最大変位が19.7mm, 3次元シェルモデルによるそれが16.6mmであった。

立坑半径が30mのケースでは、2リングばねモデルのY軸断面での変位は3次元シェルモデルによるそれと図-38に示すように一致したが、その他の箇所では両者の変位分布は大きく異なった。2リングばねモデルでの内側の最大変位が27.5mmで地山側へのそれが6.5mmであった。3次元シェルモデルでは内側への最大変位が26.7mmで、X軸断面での変位が内側に9.0mmであった。

一方、軸力については図-39に示すように立坑半径が10mの場合、2リングばねモデルによって求められた軸力分布はノンテンションばねモデルによるそれよりも3次元シェルモデルで求めた変位分布に近づいた。2リングばねモデルによる最大軸力が10.72MN, 3次元シェルモデルでのそれが10.15MNであった。

立坑半径20mの場合には、2リングばねモデルによる軸力分布と3次元シェルモデルによるそれは同じ傾向を示したが、2リングばねモデルによる最大軸力が21.81MN, 3次元シェルモデルによる値が20.00MNであり、8%程度の差があった(図-40)。

立坑半径が30mの場合では、2リングによる軸力分布と3次元シェルモデルによるそれはほぼ一致した。2リングばねモデルを用いた解析による最大軸力が29.04MN, 3次元シェルモデルによるそれが

28.92MNであった(図-41)。

また、曲げモーメントについては、図-42に示すように立坑半径が10mの場合は、2リングばねモデルによる曲げモーメント分布と3次元シェルモデルによるそれはほぼ一致した。2リングばねモデルによって求めたY軸断面での曲げモーメントは1.82MN・m, 3次元シェルモデルでのそれは1.45MN・mであった。

立坑半径が20mの場合、2リングばねモデルによる最大曲げモーメントが1.50MN・m, 3次元シェルモデルでのそれが1.38MN・mであり、両者の曲げモーメント分布の形状もほぼ一致した(図-43)。

立坑半径が30mのケースでは、2リングばねモデルによる曲げモーメントの分布と3次元シェルモデルによるそれが正の曲げモーメントの位置で差があった。2リングばねモデルによる正の最大曲げモーメントはY軸断面で0.57MN・mであるのに対して、3次元シェルモデルでは最大曲げモーメントはY軸断面から10°ずれた位置で発生し、その値は1.01MN・mであった。

立坑半径が10mと20mと30mの最大曲げモーメントとそれが発生した位置での軸力およびそれらによる最大圧縮応力度を表-20~22に示す。

表-20に示すように立坑半径10mの場合2リングばねモデルによって求めた最大圧縮応力度は、3次元シェルモデルによって求めた値とほぼ一致した。

立坑半径が20mのケースでは、両者の差は10mケースよりやや広がったものの2リングばねモデルによる最大圧縮応力度と3次元シェルモデルによるそれとの差は5%程度であった(表-21)。立坑半径30mのケースでは、2リングばねモデルによる最大圧縮応力度は、3次元シェルモデルによるそれとほぼ一致した(表-22)。

以上の結果から地盤反力係数が20MN/m<sup>2</sup>のケースのように、沖積平野における大深度立坑の床付け部として考えられる一般的な地盤条件下では、2リングばねモデルによって水平断面方向の構造解析を行うことで、3次元効果をより反映した合理的な設計が可能となると考えている。しかし、まだ、本研究で提案した2リングばねモデルでは、最終的な目的である3次元シェルモデルの変位挙動を再現していないため、さらに合理的な2リングばねモデルの改良が必要であると考えている。

## 9. 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地盤が軟弱地盤と普通地盤とに建設される円形立坑では、その土留め連壁の設計において、水平断面方向の構造解析に慣用計算法、ノンテンションばねモデル、90°ばねモデル、水平ばねモデルとを用いることは妥当と思われる。しかし、その地盤反力係数が200MN/m<sup>2</sup>となるようなほぼ軟岩とみなせる地盤における円形立坑の設計では、水平断面方向の構造解析にノンテンションばねモデルを用いることが望ましいと考えている。

②大深度円形立坑の設計においては、リングモデルに等側圧を作用させて計算した変位や断面力をリングばねモデルに偏側圧を作用させて求めた変位や断面力に重ね合わせて、得られて結果を基にして構造仕様を決定することは常には安全側の設計とならない可能性があると考えられる。

③筆者らが提案する2リングばねモデルによって水平断面方向の構造解析を行うことで、設計の効率化が図れると考えている。

## 10. おわりに

現状の大深度円形立坑土留め壁の設計においては、荷重の設定方法や設計解析モデルなどの確立にまだ多くの課題を残している。

筆者らは、それらの課題のうち、立坑や土留め壁の3次元挙動を表現し得る簡易な2次元モデルの開発が必要と考え、本研究では2リングばねモデルを提案し、現在、その妥当性を模型実験によって確認している最中である。

## 参考文献

- 1) 小泉淳：大深度地下利用に関する技術的課題，土木学会論文集，No. 588/VI-38，pp. 1-20, 1998. 3.
- 2) 大深度地下構造物の設計施工技術に関する講習会，地盤基礎工学会。

- 3) (財)先端建設技術センター，大深度土留め設計・施工指針(案)，1994. 10.
- 4) 岩波基，小泉淳：大深度円形立坑山留め壁の施工時側圧に関する研究，土木学会論文集 No707/VI-55, pp. 125-139, 2002. 6.
- 5) 堂々功，阿部勝男，内藤禎二：連続地中壁を用いた円形山留めの設計手法の比較研究，土と基礎，pp. 9-12, 1996. 8.
- 6) シールド工用標準セグメント，日本下水道協会，2001. 7.
- 2) 木村定雄，小泉淳：全周地盤ばねモデルを用いたセグメント設計の合理化に関する研究，土木学会トンネル工学研究論文・報告集，pp. 339-334, 1996. 11.
- 8) 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.
- 9) 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主働時破壊メカニズム，土木学会論文集，No. 541/III-35, pp87-98, 1996. 6.
- 10) 藤井利侑，萩原敏行：大深度円形立坑に作用する主動土圧について，地盤工学研究発表会，pp. 1945-1946, 1996.
- 11) 白砂健，喜多平明：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. 442-427, 1998. 9.
- 12) 土屋幸三郎，平尾淳一，芳賀孝成：円形土留め壁に作用する土圧に関する一考察(その2)，土質工学研究発表会，pp. 1349-1422, 1987.
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV下部構造編，1996. 12.
- 14) 坂文雄，村松正重，後藤聡，末岡徹，矢部熙，真保享一：大深度立坑掘削における連壁および周辺地盤の挙動，土質工学会研究発表論文集，pp. 173-182, 1993. 11.

(2002. 5. 8 受付)

## TWO DIMENSIONAL ANALYSIS METHOD OF THE RETAINING WALL IN HORIZONTAL DIRECTION FOR DEEP CIRCULAR SHAFTS

Motoi IWANAMI, Tetsuji YAMAGUCHI and Atsushi KOIZUMI

In the design for the retaining wall of deep circular shafts, the wall thickness, which greatly affects the costs of shaft construction, is usually determined based on the results of two-dimensional cross-sectional analysis. However, the standard structural model and design loads for such analysis, which allow the rational design of the wall thickness, have not yet been established. The authors performed cross-sectional analyses on five conventional two-dimensional models, to evaluate the appropriateness of these models and propose a rational two-dimensional model capable of faithfully reproducing the three-dimensional behaviors of the retaining wall for circular shafts.