

地中アーチにより補強・補剛されたトンネル構造に関する基礎的研究

Basic Study on Shield Tunnel Reinforced with Arched Structure

所畑豪¹・今中康貴²・小泉淳³

Suguru Shohata, Yasutaka Imanaka and Atsushi Koizumi

¹学生会員 早稲田大学大学院 理工学研究科 建設工学専攻 (〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1)

²正会員 (株)大林組東京本社 首都高新宿 JV 工事事務所 (〒161-0032 東京都新宿区中落合 2-7-8 エビル 1F)

³正会員 工博 早稲田大学教授 理工学部 社会環境工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1)

Nowadays it is very difficult to construct motorway in the urban area because there is not available space on the earth and in the shallow underground. It is necessary of using the underground space at great depth and we must construct connecting sections of tunnel without cut and cover method. Therefore tunnel structure of connecting section needs constructive stability and new construction method is required.

This study propose a construction method, reinforcing shield tunnel with arched structure without post support in the connecting section of the side ramp, and confirms stability of this construction method.

Key Words : shield tunnel, arched structure, underground space at great depth, stability

1. はじめに

現在までの国土開発では都心から放射状に伸びる道路についての整備が優先され、環状道路の整備は遅れている。そのため、都心部近郊へ向かう車両は必ず都心部を通らなければならない状態にあり、このことが都心部の慢性的な渋滞の原因の一つとなっている。都心部の慢性的な渋滞を緩和するため、外郭環状道路や首都高速道路横浜環状北線等の環状道路の整備が計画されているが、計画区間が都心部ということで、地上での建設は困難を極めるため地下空間の有効活用が望まれている。しかし、地下鉄や下水道ネットワークなどによって比較的地面に近い部分はすでに各種のインフラ構造物が占拠している現状を考えると、これらの建設は大深度地下空間を利用することになり、非開削工法、とくにシールド工法の適用が不可欠となる。

現在までに、首都高中央環状新宿線や既存の地下鉄駅部のトンネル連結部については開削工法を用いて地上から工事が進められてきている。しかし、この先は大都市の下を通過する区間になるため、工事

に伴う地上の占用が困難となる。そこで、非開削で複数のシールドトンネルを無支柱にて連結する技術として「地中アーチ工法」が提案された。

自動車専用道路の分岐・合流部などは本線とランプとの連結部分に長い織込み区間が必要となるため、従来は地表からの開削工法により構造物を構築するか、あるいは複数のシールドトンネルを並行して近接施工した後、地表から地盤改良を行った上でトンネル同士を連結させていた。計画路線においては地表から開削工事ができる場所が限定される事に加え、トンネル同士の連結の場合には、構造上、連結部内部に支柱を設ける必要がある事が大きな妨げとなっていた。地中アーチ工法を採用することで、分岐・合流場所を自由に選定することが可能となり、大深度地下シールドトンネルの効率的な施工に大きく貢献するものと考えられる。

本研究では、地中アーチ工法において適切と思われるシールドトンネルセグメントの物性値等を模索しつつ、セグメントとアーチ構造物を多リングの「はりばねモデル」にモデル化して解析を行い、トンネル部、アーチ部がどのような影響を受けるか考察

し、同工法が非開削トンネル無支柱連結工法として実現可能な技術であるかどうか、確認することを目的とする。

2. 地中アーチ工法の概要

(1) 施工の手順

地中にトンネル連結部を跨ぐように SRC（鉄骨鉄筋コンクリート）構造のアーチ構造物を複数構築し、アーチ構造の足元を繋いでタイドアーチ構造とする。そのタイドアーチからトンネルの連結部分上部を地中で吊ることでトンネル上部の荷重を支え、連結部分下部は永久アンカーによりトンネル下部の荷重に対抗する。タイドアーチの構築やアンカーの固定など、本工法の施工はすべて地中工事だけで行えるものとなる。

シールドトンネル連結工程の概略を以下に記す。

- 1) 本線およびランプ線シールドトンネルを構築する。
- 2) アーチ構造物の足元に当たる部分の地盤改良とシールドトンネルの仮補強を行い、シールドトンネルの外壁に穴を開け、アーチ掘削マシンの発進基地および到達用空間を確保する。
- 3) そこから推進工法により本線とランプを跨ぐように小径のトンネルを削進し、アーチ構造物の鋼殻を構築する。アーチの到着部分からシールドトンネルの内部へ推進機を引き込み、次のアーチ構造物施工に転用する。
- 4) 本線とランプの連結部分を地盤改良し、掘削・構築を行う。
- 5) 連結部分から、吊ケーブルおよび永久アンカーを設置する。さらに、アーチの広がりを抑えるために、タイロッドと呼ばれる固定鋼材でアーチ構造物の両端部を繋ぎタイドアーチ構造とする。
- 6) アーチ構造物内部に鋼材を配置した後にコンクリートを充填し、ランプと本線トンネル内に設置した仮補強を撤去する。

(2) 地中アーチ工法の特長

地中アーチ工法の特長を以下に記す。

- 1) 地上からの施工が難しい場所や大深度地下でのシールドトンネル連結が可能となる。同工法を用いることで、自動車専用道路の乗り入れランプなどをどこにでも施工することが可能となる。
- 2) タイドアーチが「吊り橋」のように連結部分上部の荷重に対抗し、永久アンカーが連結部分下

部の荷重に対抗することで、トンネル内の連結部分に支柱を設置しなくても、安定した構造を確保することができる。

- 3) 従来の開削工法と比較した場合、掘削土量を大幅に削減でき、また連結場所を自由に設定できるため、ランプ線を必要以上に延長することに伴う掘削土量の増大も防げる。
- 4) 従来の函型のものと比較して、トンネルはセグメントによる柔軟性を確保しているため耐震性も確保している。

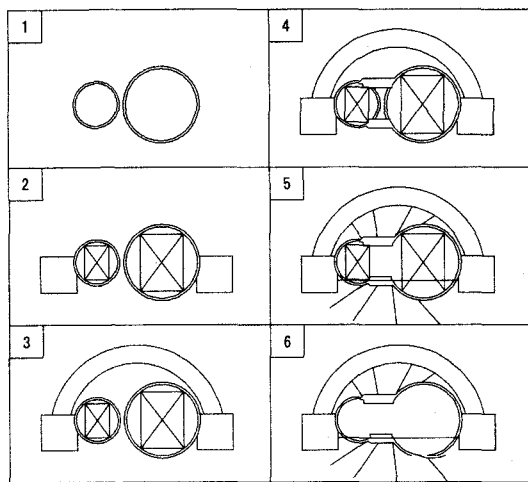


図-1 地中アーチ工法の施工手順

3. 設計の緒元

本研究では、地中アーチ工法を用いるトンネル構造の一提案として、シールドトンネル部を跨ぐような地中アーチ構造物を縦断方向に等間隔に構築する構造を検討提案とし、シールドトンネル部や地中アーチ部を以下に示すような形状で検討を行なった。

また検討地盤やその地盤におけるトンネルの施工位置は、都市部での地盤条件、および大深度における施工を想定し検討を行った。

(1) 検討断面

図-2 に検討横断面図、図-3 に軸方向の概念図を示す。図-3 に示したように、地中アーチ橋・吊ケーブル・タイロッドは、トンネルの軸方向 15.0m 毎に 1 本の間隔で施工し、グラウンドアンカーについては 2 リングに 1 本 (2.4m 毎に 1 本) の間隔で施工する。

(2) 検討地盤

図-4 に検討地盤の概要図を示す。土質定数は表-1 の値を仮定し、相模層群と上総層群の境界面がシー

ルドトンネル本線部の上端(TP)に接するように設計する。検討地盤の諸元を表-2に示す。

(3) 寸法

表-3に本線部分、ランプ部分およびの寸法を示す。表-4に地中アーチ、吊りケーブル、グラウンドアンカーの部材形状を示す。本線とランプのセグメントは図-5のような4本主桁の鋼製セグメントを考え、部材は鋼材 SM570 を使用する。本線、ランプのセグメント寸法は表-5に示す。地中アーチ橋の構造は、図-6のような鋼殻内に高強度コンクリートを充填する構造となっているので、解析は合成断面としての剛性(等価剛性)を用いて行う必要がある。地中アーチの鋼殻部分は鋼材 SM570 を使用する。地中アーチの鋼殻寸法を図-7に示す。吊りケーブル、グラウンド

アンカーはそれぞれ PC 鋼線、PC 鋼より線を使用する。使用した材料および許容応力度を以下に示す。

・鋼材 SM570

ヤング係数 : $E=2.1 \times 10^8$ (kN/m³)

単位体積重量 : $\gamma=78.5$ (kN/m³)

許容曲げ引張応力度 : $\sigma_{ta}=255$ (N/mm²)

許容曲げ圧縮応力度 : $\sigma_{ca}=255$ (N/mm²)

・コンクリート $\sigma_{ck}=60$ (N/mm²)

ヤング係数 : $E=3.5 \times 10^7$ (kN/m³)

単位体積重量 : $\gamma=25.0$ (kN/m³)

許容曲げ圧縮応力度 : $\sigma_{ta}=18$ (N/mm²)

・PC 鋼線

ヤング係数 : $E=2.1 \times 10^8$ (kN/m³)

単位体積重量 : $\gamma=77.0$ (kN/m³)

許容引張応力度 : $\sigma_{ta}=640$ (N/mm²)

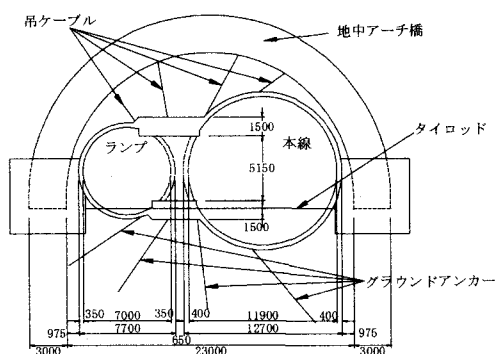


図-2 検討断面

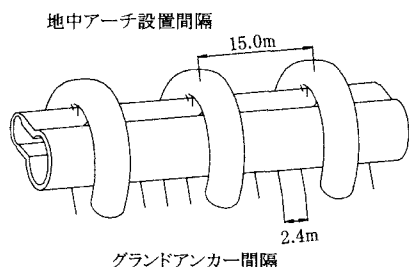


図-3 地中アーチおよびグラウンドアンカーの施工間隔

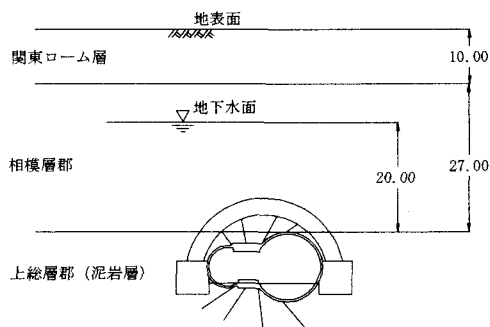


図-4 検討地盤

表-1 土質定数

	γ (kN/m ³)	C (kN/m ³)	ϕ (kN/m ³)	N値
関東ローム層	16	50	0	1~5
相模層群 (泥優勢層)	17	150	0	6
上総層群 (泥優勢層)	19	1500	0	>50

表-2 検討地盤の諸元

土被り (m)	本線 H_1	37.00
	ランプ H_2	39.50
	接続部 H_3	38.55
地下水位 (m)		TP+20.0
側方土圧係数 λ		0.35
地盤反力係数 k (kN/m ³)	相模層	7.5×10^3
	上総層	5.0×10^3

表-3 トンネルの寸法 (単位: mm)

	本線	ランプ
シールド外径 D_o	12700	7700
シールド内径 D_i	11900	7000
セグメント幅	1200	1200
セグメント桁高	400	350

表-4 部材形状

地中アーチ	外径 ϕ (mm)	3000
吊りケーブル	外径 ϕ (mm)	300
グラウンドアンカー	体径 ϕ (mm)	165
タイロッド	外径 ϕ (mm)	100

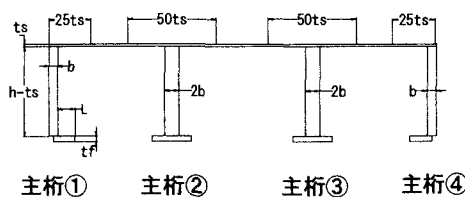


図-5 鋼製セグメント断面図

表-5 鋼製セグメントの寸法

		本線	ランプ
セグメント厚	h (mm)	400	350
スキムプレート厚	ts (mm)	16	12
フランジ厚	tf (mm)	35	32
フランジ幅	b (mm)	28	21
フランジ突出長	L (mm)	60	

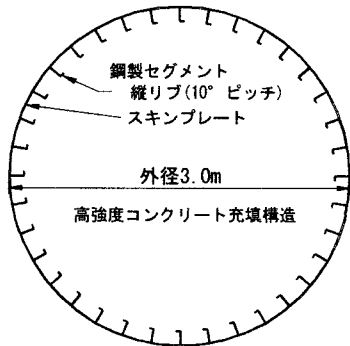


図-6 地中アーチ橋横断面図

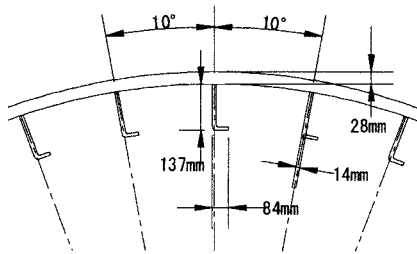


図-7 地中アーチ鋼殻寸法 (単位: mm)

4. 解析の概要^{1), 2)}

はりばねモデル計算法は、トンネル覆工を円弧ばりまたは直線ばりに置換し、セグメント継手を曲げモーメントに対する回転ばねで評価するとともに、リング継手をせん断ばねで評価して千鳥組による添接効果を表現している。このように、継手部の剛性低下や力の伝達を種々のばねにモデル化することで、リングの組み方や継手位置などの影響を任意に考慮でき、セグメントリングの構造を詳細に表現できるという特徴を持つ。また、トンネルの変形に伴う地盤と覆工との相互作用の考え方は、Winkler の仮定に基づく地盤ばねで地盤反力を評価している。現行のはりばねモデルでは、トンネルが外側に変形して地山から抵抗土圧を受ける部位にのみ地盤ばねが作用していると考えられる部分地盤ばねモデルの考え方をを用いて設計されている。任意の位置で地盤反力の影響を構造系に組み込めるため、従来のモデルより

もトンネルの挙動を的確に評価でき、応力の履歴を考慮した設計も可能である。本研究で使用した解析プログラムは、この「はりばねモデル計算法」に基づいたものである。

(1) 解析モデル

本研究では、シールドトンネル連結後タイドアーチとグラウンドアンカーによって安定させているトンネル部がどのような影響を受けるかを検討した。シールドトンネル部・地中アーチ部・吊ケーブル・アンカー・タイロッドからなる本体部分の解析モデルを図-8に示す。連結部分と本線部・ランプ部との接合部、グラウンドアンカーの定着部、吊ケーブルの定着部などはピン接合とした。

地盤ばねは半径方向、接線方向を考慮し、半径方向の地盤ばねについてはアーチ部、トンネル部ともに引張を無視したノンテンションばねとしている。

アーチ両端部の基礎部分とシールドトンネル部分の接合部分、またシールドトンネル部分とアーチ橋の近接する部分において、全体の変位などが多少の影響を及ぼすと考えられるが、今回の解析では地中アーチ橋の基礎部分とトンネル部分が連結する範囲に関しては、トンネル要素に取り付く地盤ばねの受動（圧縮）側の半径方向ばね定数を無限大とした。また近接部分においては、他の地盤ばねと同じ条件とした。

アーチの足元の支点条件は、トンネル本線側のみ水平方向は固定し、鉛直方向は両端とも固定する。

本線、ランプ、アーチの円弧はり要素と接続部分上下の直線はり要素に関しては、後にリング間継手ボルトやセグメント継手の位置を指定しやすいことを考慮し、表-6に示すように分割した。

はりばねモデル計算法プログラムではリング数を10リングまで設定できる。より現実的な解析を行うために、図-9に示すような、地中アーチ橋を端部に置いたモデルを9つのリングに分割し、リングとセグメント継ぎ手の位置とそのばね定数も仮定した解析モデルを作成した。なお、多リングモデルで解析を行う場合、端部のリングはセグメント幅を1/2として物性値および外荷重条件を設定する必要があるため³⁾、図-10に示すような解析タイプで解析を行う。

(2) 設計荷重⁴⁾

解析に用いる鉛直荷重は地表面に $W = 10.0 \text{ kN/m}^2$ の分布荷重を加味した全土被り荷重とし、シールドトンネル周辺地盤が固結した粘性土（上総層）であることから、土水分離として荷重を算出する。また、水平荷重は鉛直荷重に側方土圧係数を乗じて算出

する。図-11に土水圧による外荷重条件図を示す。

今回の解析では水圧を要素座標系の法線方向に、土圧を全体座標系の X, Y 方向に作用させた。土水圧はトンネル部と接続部のみに载荷し、自重は地中アーチ部を含む全体に载荷した。なお、解析において1リングにかかる外荷重条件を表-7に示す

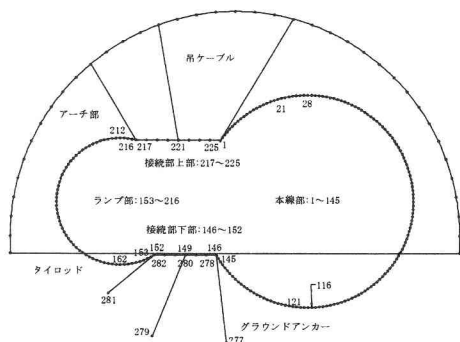


図-8 解析モデル

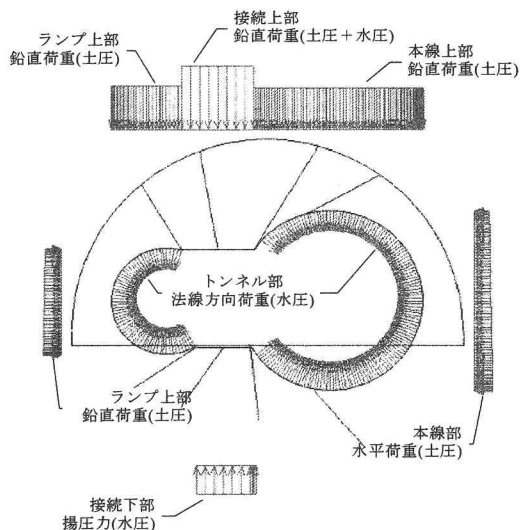


図-11 土水圧荷重

表-6 要素の分割方法

	図心外径 (m)	分割数	分割ピッチ (°)	要素の長さ (m)
本線部	12.3	176	2	0.22
ランブ部	7.35	100	3.6	0.231
アーチ部	26	36	5	1.135
接続上部	-	8	-	0.604
接続下部	-	6	-	0.597

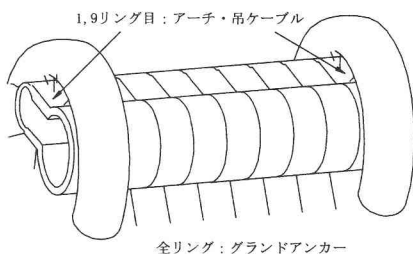


図-9 9リング分割

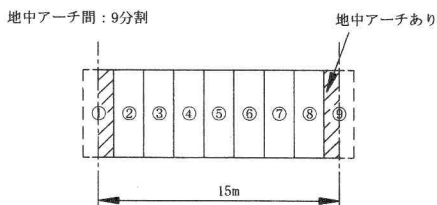


図-10 解析タイプ

表-7 解析に用いる外荷重条件(1リング)

		始節点	終節点	荷重	
				始 (kN/m)	終 (kN/m)
水圧 (要素系)		5	28	-415.7	-375.0
		28	116	-375.0	-566.4
		116	142	-566.4	-519.2
		153	162	-519.2	-528.1
		162	212	-528.1	-413.7
		212	216	-413.7	-415.7
土圧 (全体系)	鉛直方向	1	72	-804.4	-804.4
		187	216	-846.6	-874.1
		217	225	-1243.1	-1243.1
	揚圧力	146	152	566.3	566.3
		28	116	-282.8	-355.3
		162	212	340.9	297.4

(3) 地盤ばねの設定

地盤ばねを節点集中ばねと考える場合、分担幅を考慮して設定する必要がある。半径方向は引張無視の弾塑性ばね、接線方向は弾性ばねとして、接線方向のばね定数は半径方向の1/3とする。⁵⁾

なお、解析プログラムでは、地盤反力係数を入力すると、地盤反力の作用する要素の幅、長さ、地盤反力係数から自動的に地盤ばね定数を算出して解析する仕組みになっている。ただし、解析プログラムにおいて、要素は全て幅、厚さ、要素長さから定義される矩形断面梁要素として認識され、要素の断面形状を円形に指定することは不可能である。そこで、アーチの地盤反力係数は上記の作用面を考慮して換算した値を用いる。表-8に地盤反力係数を記す。

表-8 地盤反力係数 (kN/m³)

	圧縮		引張	
	法線方向	接線方向	法線方向	接線方向
本線	5.000×10^4	1.667×10^4	0	1.667×10^4
ランプ	5.000×10^4	1.667×10^4	0	1.667×10^4
接合部	5.000×10^4	1.667×10^4	0	1.667×10^4
アーチ上部	1.178×10^4	3.927×10^3	0	3.927×10^3
アーチ下部	7.854×10^4	2.618×10^4	0	2.618×10^4

(4) リング間ボルトのせん断ばね定数⁶⁾

梁の変形の理論解によるセグメントの軸方向継手のせん断ばね定数の算定法により、半径方向、および接線方向のせん断ばね定数を算出した。表-9にせん断ばね定数を記す。

表-9 リング間ボルトのばね定数 (kN/m)

	本線	ランプ	接続部
半径方向	9.220×10^4	3.855×10^4	∞
接線方向	1.513×10^7	1.392×10^7	∞

(5) セグメント継手の回転ばねの設定

厳密なセグメント継手の形状を仮定していないため、次の簡易法により算出する。

セグメントの図心半径を r とした場合、

$$\frac{k_{\theta} \cdot r}{EI} = 0.5 \sim 0.6 \quad (1)$$

式 (8) を満たすように回転ばねのばね定数 k_{θ} の値を決定する。

ここに、

k_{θ} : セグメント継手の回転ばねのばね定数
(kN・m/rad)

r : セグメントの図心半径 (m)

EI : セグメントの曲げ剛性 (kN・m²)

これによって算出された値を以下に示す。

本線 : $k_{\theta} = 4.470 \times 10^4$ (kN・m/rad)

ランプ : $k_{\theta} = 4.351 \times 10^4$ (kN・m/rad)

(6) 地中アーチの等価剛性

地中アーチの構造は、鋼殻内に高強度コンクリートを充填する構造となっているので、合成断面としての剛性(等価剛性)を用いて解析する必要がある。

以下に等価剛性 E_{eq} の算出過程を示す。

$$(EA)_{eq} = E_S \times A_S + E_L \times A_L \quad (2)$$

$$E_{eq} = \frac{(EA)_{eq}}{A} \quad (3)$$

ここに、

E_S : 鋼殻の縦弾性係数 (kN/m²)

A_S : 鋼殻の全断面積 (m²)

E_L : 充填コンクリートの縦弾性係数 (kN/m²)

A_L : 充填コンクリートの全断面積 (m²)

A : 全断面積

5. 解析結果

(1) 吊ケーブル・グラウンドアンカー位置の検討

図-12 に示すように仮の吊ケーブルとグラウンドアンカーを複数本取り付け、各取り付け位置に作用する吊ケーブル、グラウンドアンカーの軸力をベクトルとみなし、その合成ベクトルが表す力の方向が各吊り位置での最適な吊り方とする。

仮の吊ケーブル、グラウンドアンカーの本数が、各取り付け位置で異なることから、仮の吊ケーブル、グラウンドアンカー複数と本来の吊ケーブル、グラウンドアンカー1本との剛性を等しくするため、仮の吊ケーブル、グラウンドアンカーのヤング率を各位置での取り付け本数分で除した値とした。解析により求められた各吊り位置での最適な吊り方を図-12 に示す。

(2) 9 リングモデル解析

9 リングで得られた本体部分の解析結果について、変位、曲げモーメント、軸力の様子を図にまとめる。

次に、シールドトンネル本線、ランプ、接続区間に関して、軸力と曲げモーメントによって生じるセグメントの縁応力に対して安全性の検討を行い、同時に吊ケーブルとグラウンドアンカーについても応力度照査をする。このとき、一般に危険側になりやすいのは、曲げモーメントが最大または最小になる接点と、軸力が最大または最小になる接点であると考えられる。そこで、解析データの中から曲げモーメントと軸力の最大値、最小値を抽出し、応力度照査の内容を表にまとめるものとする。

9 リングモデルの解析結果として、1 リング目から9 リング目までのデータが得られるが、5 リング目を境にして対称なモデルとしてあるので、1~5 リングの数値を検討するものとする。また、アーチで吊っているリングと吊位置から最も遠い位置のリングに対する影響を検討するため、1 リング目と5 リング目の解析結果に着目した、その解析結果を図-13、14 に示す。

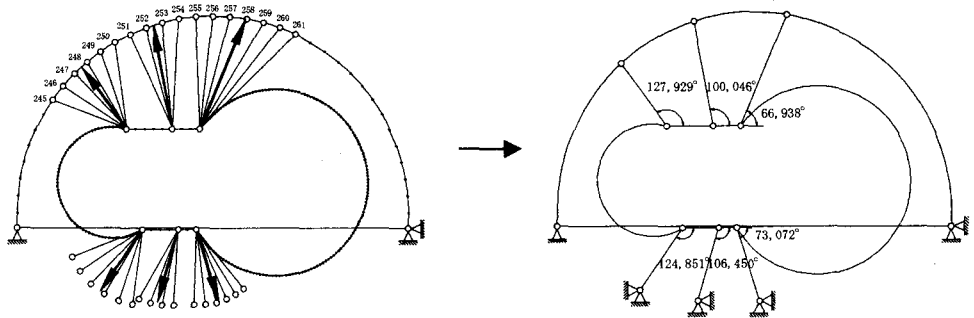


図-12 各吊り位置での最適な吊り方

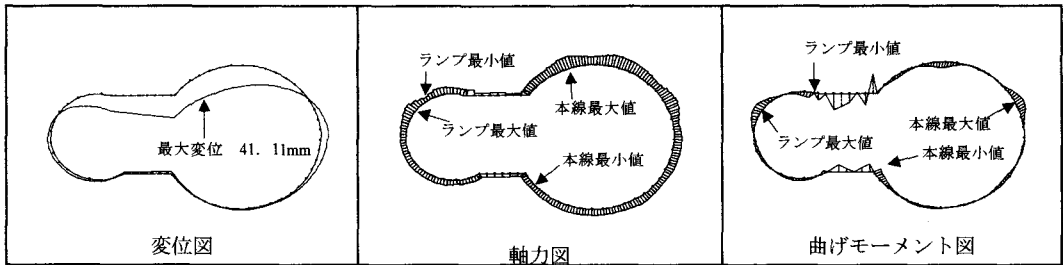


図-13 5リング目解析結果

表-10 5リング目セグメント応力度照査結果

項 目	本線				ランプ部			
	M最大時	M最小時	N最大時	N最小時	M最大時	M最小時	N最大時	N最小時
曲 げ モ ー メ ン ト M (kN・m)	878	-942	113	548	778	-973	-938	-170
軸 力 N (kN)	-3569	-7671	-8077	-3276	-3999	-6352	-6361	-2752
M/Z _o (N/mm ²)	-50	53	-6	-31	-68	85	82	15
M/Z _i (N/mm ²)	46	-50	6	29	61	-76	-73	-13
N/A (N/mm ²)	-22	-48	-51	-21	-36	-57	-57	-25
主桁外縁応力度 σ_{out} (N/mm ²)	-72	5	-57	-52	-103	28	25	-10
主桁内縁応力度 σ_{in} (N/mm ²)	24	-98	-45	8	25	-133	-130	-38
許容曲げ引張応力度 ($\sigma_{ta}=255\text{N/mm}^2$)	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
許容曲げ圧縮応力度 ($\sigma_{ca}=255\text{N/mm}^2$)	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

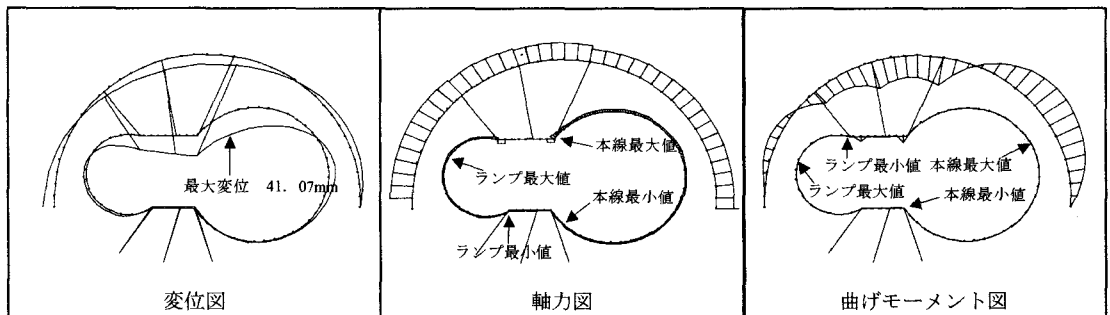


図-14 1リング目解析結果

表-11 1 リング目セグメント応力度照査結果

項 目	本線				ランプ部			
	M最大時	M最小時	N最大時	N最小時	M最大時	M最小時	N最大時	N最小時
曲 げ モーメント M (kN・m)	879	-1014	185	546	565	-1033	-1011	-104
軸 力 N (kN)	-3570	-7588	-13895	-3276	-5867	-6384	-6395	-3079
M/Z _o (N/mm ²)	-50	57	-10	-31	-49	90	88	9
M/Z _i (N/mm ²)	46	-53	10	29	44	-81	-79	-8
N/A (N/mm ²)	-22	-48	-87	-21	-52	-57	-57	-27
主桁外縁応力度 σ_{out} (N/mm ²)	-72	10	-98	-51	-102	33	31	-18
主桁内縁応力度 σ_{in} (N/mm ²)	24	-101	-78	8	-8	-138	-136	-36
許容曲げ引張応力度 ($\sigma_{ta} = -255 \text{ N/mm}^2$)	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
許容曲げ圧縮応力度 ($\sigma_{ca} = 255 \text{ N/mm}^2$)	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

表-12 ケーブル応力度照査結果

	I	II	III
ケーブル引張力 N (kN/本)	29416	29150	43440
断 面 積 A (mm ²)	70686		
応 力 度 σ_s (N/mm ²)	416	412	615
許容引張応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	640		
判定	OK	OK	OK

表-13 地中アーチ応力度照査結果

		M最大時	M最小時	N最大時	N最小時
曲 げ モーメント M	kN・m	77204	-73770	-19531	43730
軸 力 N	kN	48408	50188	62002	41108
コンクリート	圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	17.1	15.9	8.2	10.6
	許容曲げ圧縮応力度 ($\sigma_{ca} = 18 \text{ N/mm}^2$)	OK	OK	OK	OK
鋼殻	圧縮応力度 σ_s (N/mm ²)	250.8	233.7	121.9	156.1
	引張応力度 σ_s (N/mm ²)	-157.3	-109.9	31.0	-61.2
	許容曲げ応力度 ($\sigma_{sa} = 255 \text{ N/mm}^2$)	OK	OK	OK	OK

6. まとめ

はりばねモデルの解析結果から、本研究の設計モデルにおいてアーチとグラウンドアンカーによる接続部分の支持は有効に働いており、支柱を設けることなく9リング(15m)の支間を支えられるということが確認された。アーチで吊っている1リング目と吊位置から最も遠い5リング目では応力度分布が若干異なる事も判明したが、それぞれのリングの変形は安全性に影響しないことが分かった。

アーチ部においては、発生応力度は許容応力度以下であるものの、その数値は大きく、断面力を低減できる吊構造の提案が必要であると考えます。

今後の課題としては、吊ケーブルやアンカーの本数、設置位置など、個々の事象はさらに工夫の余地があり、地中アーチ工法の実現に向けて、今後、より精密な検討を行なっていきたい。

参考文献

- 1) 土木学会：セグメントの設計，トンネルライブラリー Vol. 6, 1994.
- 2) 村上博智，小泉淳：シールドセグメントリングの耐荷機構について，土木学会論文集，No. 272, pp. 103-115, 1978. 4.
- 3) 土木学会：トンネル標準設計方書[シールド工法編]・同解説，土木学会，1996.
- 4) 富士総合研究所：シールドトンネル構造解析プログラム MOLEMAN-i 操作マニュアル，p76, 2003
- 5) 財団法人 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説－シールドトンネル，pp. 58-61, 2002
- 6) 財団法人 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説－シールドトンネル，p160, 2002