

3心円形駅シールドトンネルの 設計法に関する研究

STUDY OF THE THREE-CENTERD SHIELD TUNNEL DESIGN METHOD FOR STATIONS

助川 禎^{*}、中島 信^{*}、藤木 育雄^{**}、荻野 竹敏^{**}、小泉 淳^{***}

Tadashi SUKEGAWA, Makoto NAKAJIMA, Ikuo FUJIKI, Taketoshi OGINO, Atsushi KOIZUMI

Recent technical developments in shield method have been remarkable. Teito Rapid Transit Authority has developed a slurry type three-centered shield method which employs a double-track running shield machine to achieve the three-centered circular construction for the station section (with separate platform) only. This method is planned to be put into practical use at the Nanboku Subway Line Shiroganedai Station.

The structural characteristics of a three-centerd circular configuration for the station were examined three design methods. These are "beam-spring model", "commonly-used calculation model" and "FEM analysis".

keyword : running shield, three-centerd circular station shield, beam-spring model, commonly-used caluculation model, FEM analysis

1. はじめに

近年、地下空間利用の拡大・過密化に伴い、シールド工法は、多種多様な新技術が開発されてきている。営団地下鉄では、複線のランニングシールド（駅間複線トンネル）をそのまま利用して、駅部のみ3心円構造とし、軌道部とホーム部を一度に掘削・構築できる泥水式3心円形駅シールド工法（相対式ホーム駅）を開発した。

この工法を用いて、現在工事中の地下鉄7号線（南北線）白金台駅（仮称）を施工する予定である。

本研究は、

①3タイプの駅形状のそれぞれの構造特性

②採用を決定したタイプについて、「慣用モデル」と「はりばねモデル」との設計手法による相違

③上記タイプにおける、側部トンネルと中央トンネルの接続セグメント（以下、かもめ形セグメントと称する）の3次元FEM解析

の3点について検討し考察を加えたものである。

^{*} 正会員 帝都高速度交通営団 建設本部

^{**} 正会員 帝都高速度交通営団 建設本部 技術開発担当

^{***} 正会員 工博 早稲田大学 理工学部 土木工学科 教授

2. 駅部シールド形状と構造特性

2・1 駅部シールドの形状

今回の駅シールド施工予定地は道路幅員が16.5M と狭く、近接して高層ビル等があり、駅部トンネルは道路内に納めることが必要であった。

このため、駅部トンネルの形状は、

- ① 総幅を施工余裕をみて15.6M に限定
- ② 駅中央トンネルにランニングシールドを利用
- ③ 車両・建築限界との関係
- ④ 駅機能（ホーム巾等）の確保

等を条件に検討を行った。

その結果、駅トンネルの形状（構造）は、図-1 に示す

3 タイプを考えた。

各形状の構造概要は次の通りである。

タイプ1：

- ・ランニングトンネル（中央円）とホームとなるトンネル（側部円）との接続部に、セグメントリング1リング毎に柱を配置する構造
- ・ホームドア位置は上・下を桁構造に改造して開口する

タイプ2：

- ・トンネル長手方向に5m毎に柱を設ける構造
- ・上記①～④の条件により柱位置が側部円側に偏心している

タイプ3：

- ・側部円の内側に中央円のトンネル形状に合わせた凹面壁を設ける構造
- ・ホームドア位置は開口（2.0×2.0M）する

2・2 構造特性

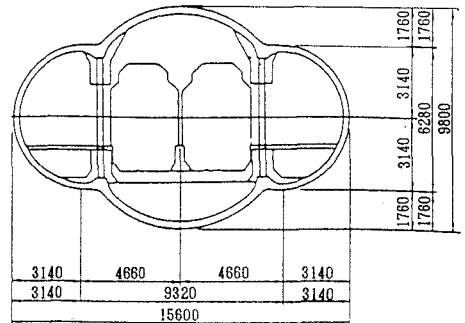
構造計算は3タイプとも、慣用計算法によって行った。
得られた構造特性はそれぞれ次の通りである。

タイプ1：円と柱と接合部はヒンジと剛で検討したが、
接合部が一致しているので、柱に発生する
曲げモーメントは他のタイプと比べ小さな値となった。

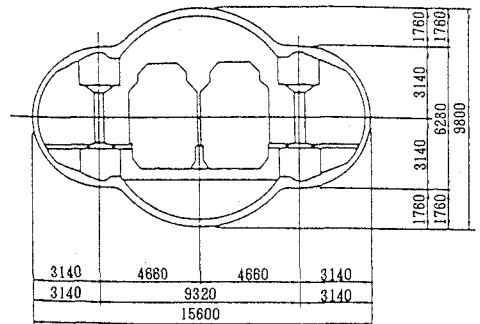
タイプ2：柱位置と円接合部とが偏心しているため、他のタイプに比べ、柱・縦桁とも曲げモーメントは最も大きな値となった。

タイプ3：壁形状を中央円の形状に合わせたものとするにより、壁端部の曲げモーメントは小さな値となった。しかし、凹面壁には大きな曲げモーメントが発生した。

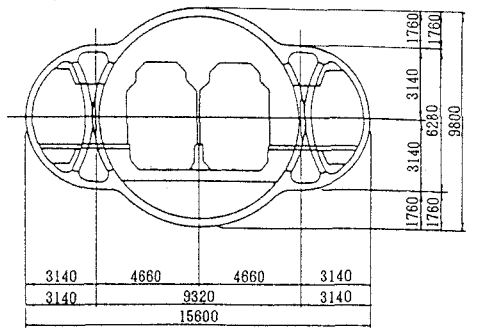
以上の構造特性に加えて施工性、さらに、7号線においてはホームドア方式を採用しており、ドア位置の開口部が限定されていること等を考慮して、駅部シールド形状はタイプ1を採用することにした。



タイプ1



タイプ2



タイプ3

図-1 駅トンネル一般構造図

3. 駅部トンネル設計手法の比較

3・1 3心円トンネル断面と解析条件

採用した駅部の構造を図-2に示す。駅部トンネルは、ダクトイル鋳鉄製セグメント（コルゲート形）を用い、セグメント幅は1,100mm、桁高は中央トンネルで400mm、側部トンネルで280mmとした。

柱(H-300X300X10X15)は1リングごとに建て、本設としてこれを用いることとした。ただし、ホームドアの開閉部(2.0M)は既設柱を撤去する必要があるため、撤去前に縦桁とホームドア支柱(H-320X400X22X25)で受け替える構造とした。

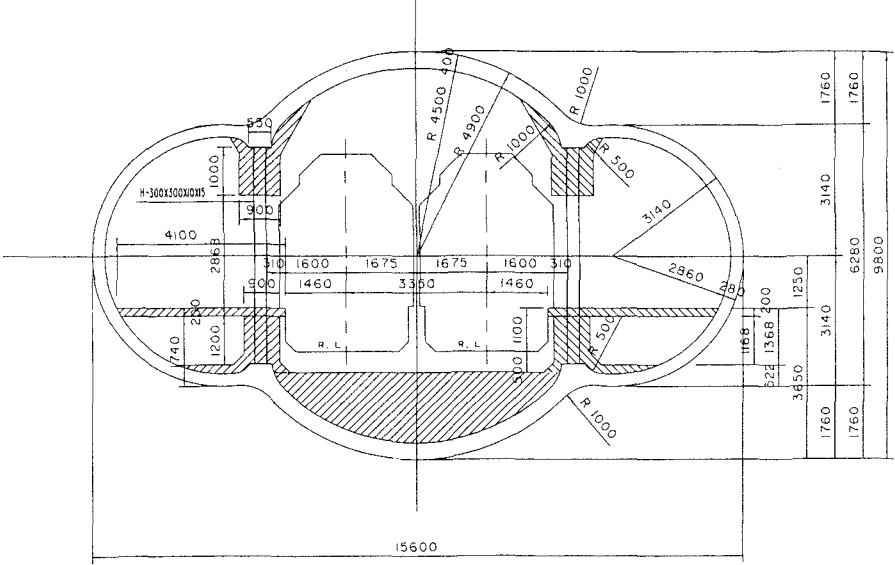


図-2 3連型駅シールドトンネル構造一般図

トンネル通過位置の地質は、中央トンネル上部から側部トンネル下部まではN値10以上の上部東京層（粘土層）で、中央トンネル底部がN値50以上の東京礫層となっている。

トンネル外径と土被りとの関係から、本設計では鉛直荷重として全土被荷重を採用している。また、上述の地質状況から営団における過去の実績に基づいて、中央トンネル上部と側部トンネルの両側部の地盤反力係数は $k = 3 \text{ (kgf/cm}^3\text{)}$ 、中央トンネル下部の地盤反力係数は $k = 7 \text{ (kgf/cm}^3\text{)}$ としている。

解析に用いた荷重条件、荷重図を表-1および図-3に示す。

表-1 荷重条件

条 件	デ ー タ
上 載 荷 重 (tf/m^2)	0.95 (路面荷重)
土 被 り (m)	21.5 (中央部トンネル天端) 23.3 (側部トンネル天端) (全土被荷重)
土 圧 係 数	$\lambda = 0.5$
地 盤 反 力 係 数 (kgf/cm^3)	3.0 (側部及び中央トンネル上部) 7.0 (中央トンネル下部)
土の単位体積重量 (tf/m^3)	$\gamma = 1.8$ (土水一体)

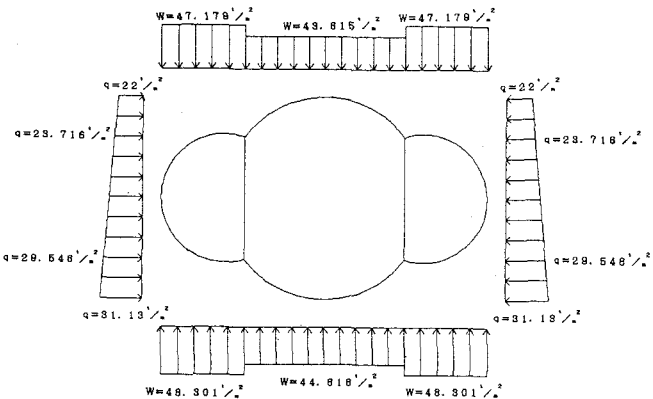


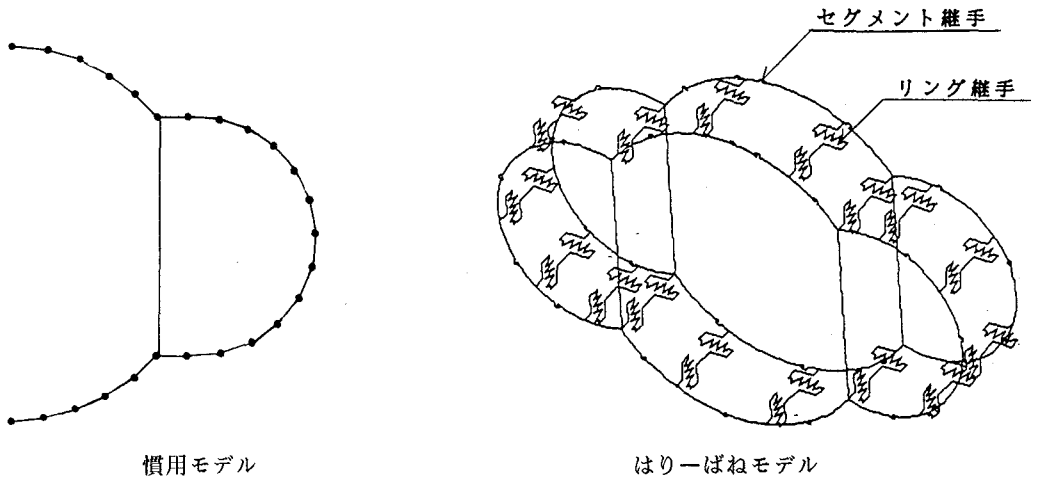
図-3 荷重モデル

3・2 構造モデル

図－4は解析モデルを示したものである。

「慣用モデル」は、セグメントを剛性一様（ $\eta = 1.0$ ）なはり部材（直ばり）としてモデル化し、地盤反力はいわゆる三角形等変分布荷重とはせず、地盤ばねを各部材端に接線方向および法線方向に設け、これを評価した。なお、このばねはトンネルが地山方向に変形する場合にのみ働くものとしている。

「はり－ばねモデル」は、いわゆる「村上－小泉の方法」によってモデル化を行い、2リング千鳥組として解析を行った。



図－4 解析モデル

表－2に解析で用いた回転ばね定数を示す。
この数値は、「村上－小泉の方法」により、汎用プログラムを用いて解析的に求めたものである。なお、リング間のせん断ばね定数は無限大としている。

表－2 解析に用いた回転ばね定数

中央部トンネル	(+) 1.7598×10^8 (Kg·cm/rad)
	(-) 8.4769×10^7 (Kg·cm/rad)
側部トンネル	(+) 8.5230×10^7 (Kg·cm/rad)
	(-) 8.9360×10^6 (Kg·cm/rad)

また、セグメントリングと地盤との相互作用については、トンネル横断面の法線方向および接線方向に対して、法線方向変位が地山方向に向かう範囲にのみWinklerの仮定が成立するものとして、地盤反力ばねとして構造系に組み入れた。

このばね定数は、法線方向及び接線方向で等しいものとした。¹⁾

また、計算の各段階でばねに引張力が作用する場合には、このばねを取り外し、ばねの位置が収束するまで繰り返し計算を行った。

以上の条件によって表－3に示す解析ケースについて計算を行った。

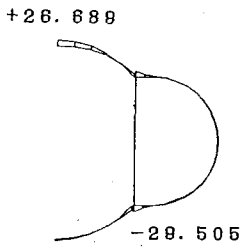
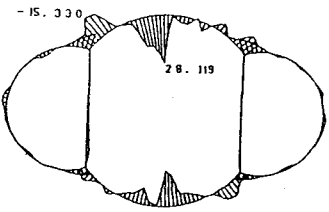
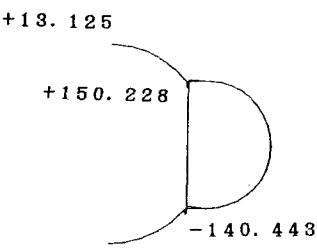
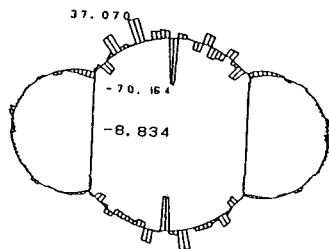
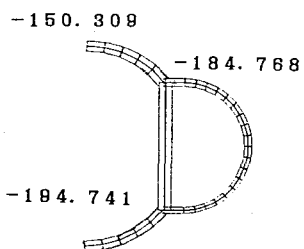
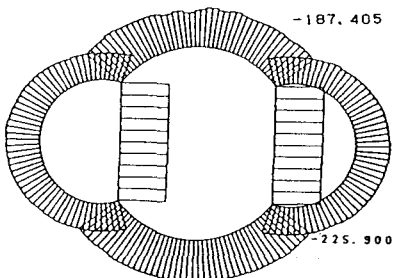
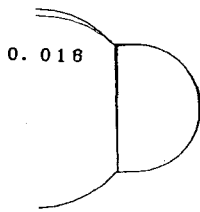
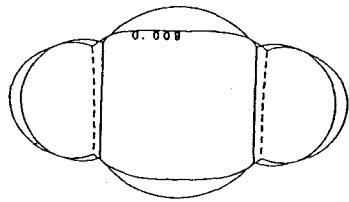
表－3 解析ケース

解析ケース	CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4
解析モデル	慣用モデル ($\eta = 1.0$ $\xi = 0.0$)		はり－ばねモデル	
柱部材の支持条件	ピン接合	剛接合	ピン接合	剛接合
地盤反力係数				
トンネル中央上部	$K_u = K_v = 3.0$ (Kg/cm)			
トンネル側部	$K_u = K_v = 3.0$ (Kg/cm)			
トンネル中央下部	$K_u = K_v = 7.0$ (Kg/cm)			

3・3 解析結果および考察

表-4に、両モデルともに柱をピン接合した場合の結果を示す。

表-4 解析結果

	慣用モデル（ピン接合）	はりばねモデル（ピン接合 甲組）
曲げモーメント図	 +26.888 -29.505	 -15.330 28.119 -8.834
せん断力図	 +13.125 +150.228 -140.443	 37.070 -70.164 -8.834
軸力図	 -150.309 -184.768 -194.741	 -187.405 -225.900 -194.741
変位図	 0.018	 0.000

①曲げモーメントについて

両解析とも、正の最大曲げモーメントは中央トンネル頂部に、負の最大曲げモーメントは中央トンネルと側部トンネルの接合部に近い位置でそれぞれ発生している。両者の結果は表-4に示すとおり、よく一致している。なお、柱との接合部を剛結とした場合、最大曲げモーメントは「慣用モデル」では33.3(tf・m)、「はり-ばねモデル」の場合は27.7(tf・m)とヒンジ結合とほぼ同じであり、その発生位置も一致していた。また、柱に発生する曲げモーメントはそれぞれ、12.4(tf・m)、3.6(tf・m)であり、小さな値であった。

②せん断力について

「慣用モデル」は、トンネルと柱の接合部付近に最大せん断力150(tf)が発生するが、「はり-ばねモデル」の場合、中央トンネルのKセグメント位置で最大せん断力70(tf)が発生し、「慣用モデル」の1/2以下と小さい値となった。これは、解析上の節点の設け方の相違や、剛性一様モデルと回転ばねを有する継手モデルとの構造評価方法の相違によるものと考えられる。

③軸力について

両解析とも、最大値は中央トンネルの接合部位置で発生している。

柱の軸力は「慣用モデル」では約195(tf)、「はり-ばねモデル」は約226(tf)で両者の差は約14%であり、概ね一致していると考えられる。また、側部トンネルに発生する曲げモーメント、せん断力は両解析とも中央トンネルと比べ非常に小さく、軸力が卓越している。これは、側部トンネルがほぼ半円形で柱および周辺地盤に支持され構造的に安定していること、作用荷重がバランスしているためと考えられる。

④変形について

最大変位は両解析とも中央トンネル頂部で発生し、最大変位量は「慣用モデル」が約2倍となっている。しかしながら、全体の変形形状は地盤反力を評価する地盤ばねがほぼ同様な位置に収束していることから、傾向的には同様なものとなっている。

以上のことから、「慣用モデル」は直ばりで部材長が1mの剛性一様リングとしてモデル化を行っているが、「はり-ばねモデル」との間に局部的な断面力の大きさに差が見られるものの、断面力および変形の発生傾向は、両者が概ね一致していることがわかる。

軟弱地盤等で地盤反力が期待できない場合には「慣用モデル」は、断面力を過小に評価すると考えられているが、本検討の場合、トンネル周辺地盤は良好であり、このような結果が得られたものと思われる。

4. 3次元FEM解析

3章で述べた構造解析の結果によると、柱とトンネル接合部周辺には大きな断面力が発生しており、かもめ形セグメントに応力集中が生じていることが容易に想像できる。そこで、かもめ形セグメントについて3次元FEM解析を行い、応力・変形挙動について検討することとした。

4・1 解析モデル

かもめ形セグメント（甲組）の構造図、解析モデル、荷重図を図-5～7に示す。

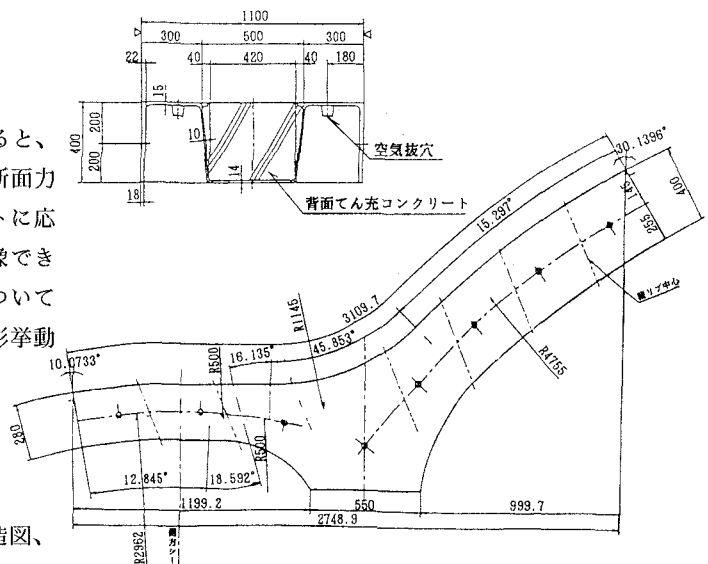


図-5 かもめ型セグメント（甲組）構造図

セグメントの断面形状はコルゲート形（4本主桁）であるが、解析上、これを軸剛性および曲げ剛性が等価な主桁プレートとスキンプレートで評価し、柱支承部は厚板プレートで評価した。

使用要素は、4節点四辺形シェル要素と3節点三角形シェル要素（50要素）である。

拘束条件は

- ①主桁プレートは面内で拘束
- ②スキンプレートは無拘束
- ③柱支承部位置の節点完全拘束

の3条件とした。

荷重としては、「はりばねモデル」で計算されたかもめ形セグメント継手部の断面力（曲げモーメント、軸力およびせん断力）を部材端（中央部円、側部円との接合部の2カ所）に作用させている。

また、リング間ボルト位置の節点には隣接セグメントからのせん断力を考慮している。さらに土水圧等の荷重は主桁プレート外縁の節点に作用させている。

以上のモデルを用いてかもめ形セグメントの甲、乙組について解析を行った。

4・2 解析結果

解析は3次元弾性解析で、FEMSOLEVEを使用して行った。

①応力について

図-8に甲組の主応力（ σ_3 ）を示す。

最大圧縮応力は、中央トンネルと柱接合部付近の外縁で1705(kgf/cm²)が発生している。乙組は反対に側部トンネルと柱接合部付近の内縁で1275(kgf/cm²)となっている。

最大引張応力はそれぞれ115(kgf/cm²)、121(kgf/cm²)と小さい値となった。

3章で述べた横断面解析では、かもめ形セグメントに最大負曲げが発生しているが、FEM解析においても同様に負の曲げが発生する傾向が確認できた。柱支承部の反力、部材軸力等は「はりばねモデル」と概ね一致している。

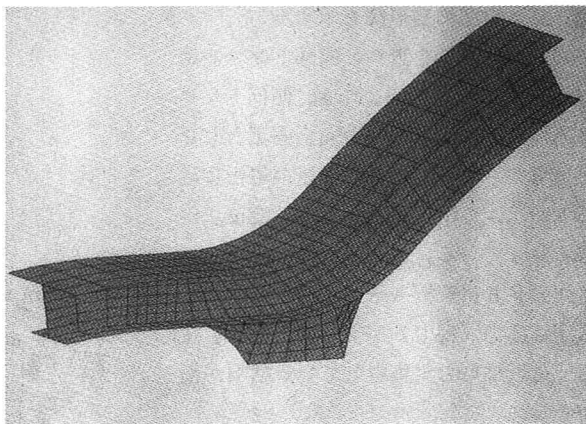


図-6 かもめ型セグメント（甲組）解析モデル図

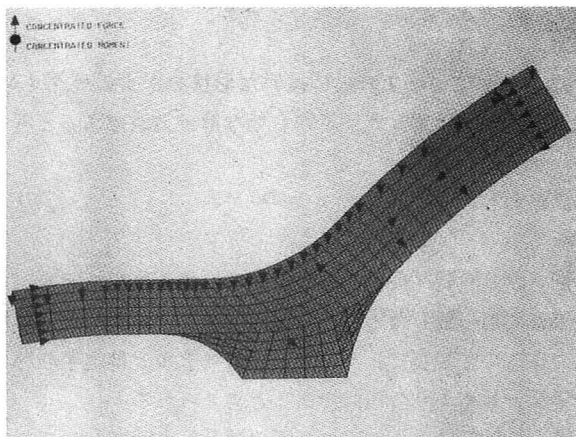


図-7 荷重図

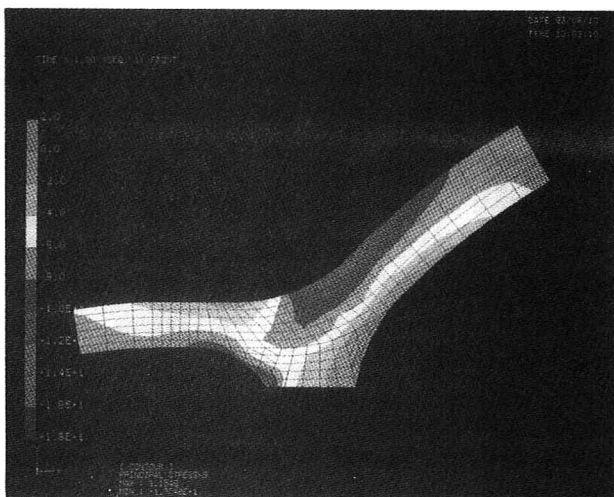


図-8 かもめ型セグメント（甲組）
主応力（ σ_3 ）図

②変形モード

図-9に甲組の変形図を示す。

中央トンネルは上方へ、側部トンネルは下方へ変位している。これは、側部トンネルの剛性が低く、支承部を完全固定としたためと考えられる。特に、乙組の場合には側部トンネルの部材が長い為、変位量が大きくなっている。

3次元FEM解析の結果から、全体としては圧縮応力（軸力）が支配的であり、柱接合部付近に応力が集中している状況が把握できる。

かもめ形セグメントに発生する応力度は①で述べたように大きな値となり、鉄筋コンクリート系セグメントは使用できないことが確認できた。

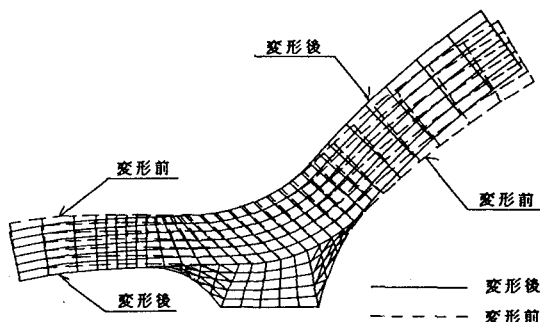


図-9 かもめ型セグメント（甲組）変形図

また、今回のケースの様に複雑な形状を有するセグメントの解析には、「はりーばねモデル」に加えて3次元FEMを併用した解析が有効な解析方法であると考えられる。

5. おわりに

今回、白金台駅（仮称）の設計について「慣用モデル」と「はりーばねモデル」で検討を行ったが、両者の結果は概ね一致したとすることができる。しかし、「慣用モデル」が、3心円トンネル全体の剛性評価が困難であるのに対して、「はりーばねモデル」は継手の評価や千鳥組による添接効果の評価が可能であり、解析手法としてより合理的であると考えられる。

今後、実験等により継手の評価の検証等を実施し、これを詳細設計および実施に反映することを考えている。

なお、本文では紙面の関係上、ホームドア開口部の縦桁構造については述べなかったが、現在、摩擦接合方式や縦桁挿入方式など、その構造形式の設計および施工性についての詳細検討を行っている。

☆☆☆☆ 参考文献 ☆☆☆☆

- 1) 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
土木学会論文報告集 272号 1978年4月
- 2) 村上博智、小泉 淳：シールドセグメントの断面設計法に関する研究
早大理工研報告、第82輯 1978年10月
- 3) 猪瀬、助川、今井：Development of Three Centerd Slurry type Shield Method at Station by effectively using the Running Shield for Double Track Subway
国際トンネル会議講演集 1993