

大阪ビジネスパーク停留場工事 3心円シールド覆工構造の設計

岸尾俊茂¹・葛野恒夫²・高崎 肇³・池松豊文⁴・中川雅由⁵

¹正会員 大阪市交通局 建設技術本部長 (〒550 大阪市西区九条南1-11-53)

²正会員 大阪市交通局 建設技術本部 建設部長

³正会員 大阪市交通局 建設技術本部 建設部 森之宮建設事務所長

⁴鹿島建設(株) 建設総事業本部 土木設計本部 第三設計部長

⁵正会員 鹿島建設(株) 建設総事業本部 土木設計本部 第三設計部

本論文では、大阪ビジネスパーク(仮称以下OBP)停留場に世界で初めて適用された『3連型MFシールド工法』による3心円覆工に対して、その設計概要及び覆工に関する施工時現場計測結果の概要を示した。また、併せて実施した覆工載荷試験、覆工解析結果と現場計測結果をもとに、設計条件及び設計手法の評価を行い、設計法の妥当性を確認するとともに、今後の3心円覆工設計の一助とした。

Key Words: multi circular, shield tunnelling, special segment, measurement

1. まえがき

大阪市交通局は、地下鉄第7号線大阪ビジネスパーク停留場工事の施工に世界で初の『3連型泥水式MFシールド工法』を採用した。

大阪ビジネスパーク停留場は駅延長155m、プラットフォームレベルGL-32mの地下駅であり、このうち延長107m間の滞水砂層中にプラットフォーム及び上下線路部をシールド工法で一括構築する。

シールドトンネルの断面形状は外径 $\phi 7.5\text{m}$ の横3連形で、総幅は17.0mである。当初、この断面に対して『単円双設シールド+切拡げ工法』も検討していたが、この工法は安全性、確実性の点で問題があり、工期も長くなることから『3連型泥水式MFシールド工法』を採用することとした。本工法の採用により、施工時の安全性が向上し、かつ工期の短縮が可能となった(表-1)¹⁾。

本稿では、「3心円シールド覆工」の構造設計、及び覆工に関する現場計測結果について報告する。

2. 大阪ビジネスパーク停留場工事の概要

(1) 立地

大阪ビジネスパーク停留場は、大阪の新都心として整備の進む大阪ビジネスパーク(略称OBP)地区の西に位置する城見交差点から、既設ビル及び既設下水幹線($\phi 7.1\text{m}$)直下に設置される。

特に、直交する下水道幹線とは約90cmの離隔しかない超近接施工となり、軌道レベルも決定されていたことから、中央部の外径は軌道部より大きくすることができなかつたため、当駅では、3心円の断面形状に関して中央部の外径は左右の外径と同じとした。

(2) 地質概要

当地区の地質は、図-1に示すように地表から約15mまでは沖積層、それ以深は洪積層である大阪層群の粘土層と砂層の互層となっている。シールド掘進部(土被り約27m)の地盤は、上半がN値50以上のよく締まった砂層(O_{ss})、下半がN値8~25程度の粘土層(O_{cs})である(図-1参照)。

O_{ss} 層の地下水位は、GL-10m付近にあり、透水係数は $k = 2 \times 10^{-2}\text{cm/sec}$ である。この砂の均等係数は $U_c = 3 \sim 5$ と小さく、粒度分布が悪い。

(3) 工事概要

工事は、既設ビルを挟んで南と北にそれぞれ掘削深さ約38mの立坑をRC地中連続壁工法にて施工し、両立坑間107mに『3連型泥水式MFシールド工法』で島式プラットフォーム、上り線、及び下り線を一気に構築するものである(図-1、図-2参照)

表-2に工事概要一覧を示す。

表-1 大阪ビジネスパーク駅構築工法の比較

工 法	単円双設シールド工法+切掘げ工法	3心円シールド工法
覆工構造図	<p>(単位: mm)</p>	<p>(単位: mm)</p>
工 法 概 要	<ul style="list-style-type: none"> 1台のシールド機で折り返し、2本の並列トンネル間を凍結工法により切掘げ、島式ホームの地下駅を構築する。 	<ul style="list-style-type: none"> 3連円形の密閉型機械掘りシールド機で、全断面を一括して掘進し、島式ホームの地下駅を構築する。
施 工 上 の 課 題	<ul style="list-style-type: none"> 切掘げ工による地盤の緩みが懸念される。 切掘げの補助工法において、凍結工法に対しては凍結膨脹、地下水位低下工法に対しては地盤沈下が懸念される。 シールド掘進工に加え、切掘げ工の工期を見込む必要がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 大断面掘進（外径約12mの円形シールドに相当）、テールボイド（約15cm）が大きくなること、セグメント組立てが複雑になること、また、シールド機が横長などによる姿勢制御方法の検討など、3心円特有の検討を要する

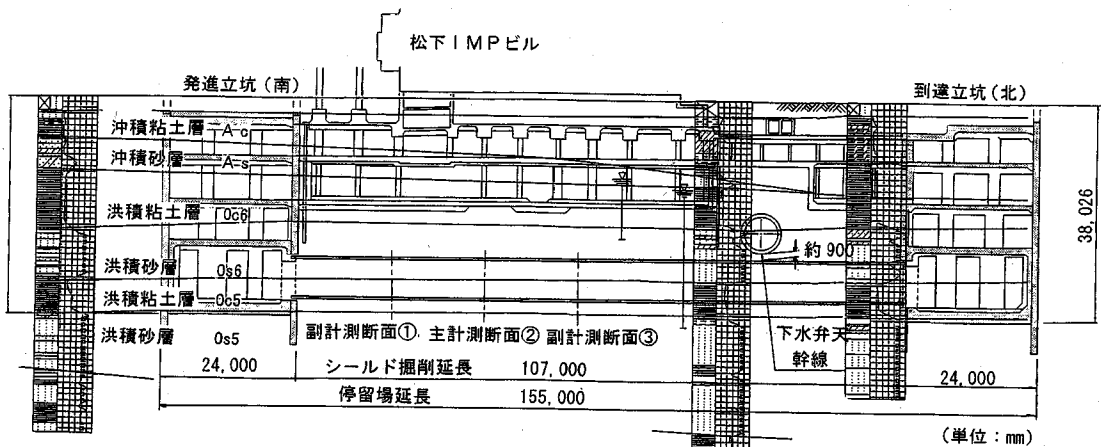
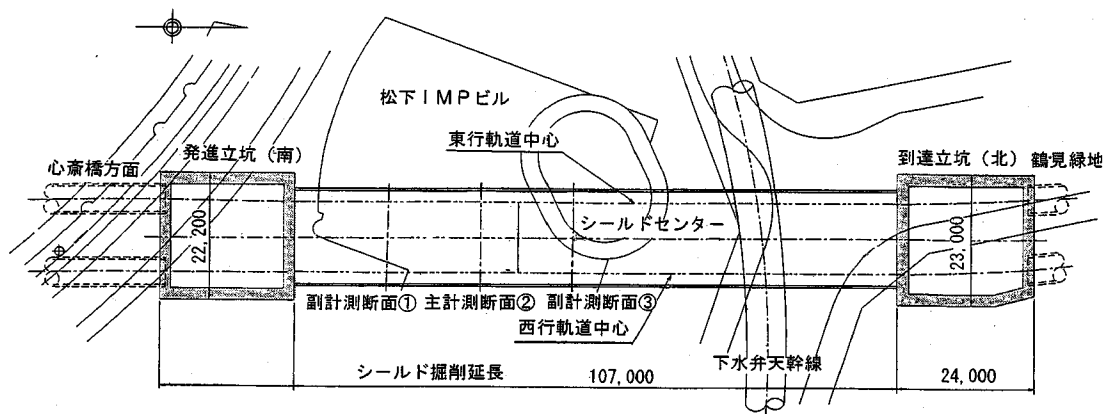


図-1 工事概要

表-2 工事概要一覧表

立坑	施工法	RC地中連続壁工法, $t=1.2\text{m}$, $L=43\text{m}$ 連壁本体利用, 逆送工法
	発進立坑	24m × 22m × 深さ38.1m
シールドトンネル	到達立坑	24m × 23m × 深さ38.0m
	施工法	3連型泥水式MFシールド工法
軌道階	トンネル延長	$L=107\text{m}$
	トンネル線形	平面線形: 直線, 縦断線形: 水平
	覆工タイプ	ダクトイル鋼鉄製セグメント(コルゲートタイプ)
	形状	$\phi 7.5\text{m} \times 17.0\text{m}$, $t=30\text{cm}$, $B=1.0\text{m}$
	縦桁	上・下各2本, SRC構造
コンコース	本柱	$\phi 700\text{mm}$ ctc 4.0m, 鋼管柱
	施工法	開削工法(一部既設ビルの地下階利用)
形状	総延長: 約36~45m, 幅: 約18m	

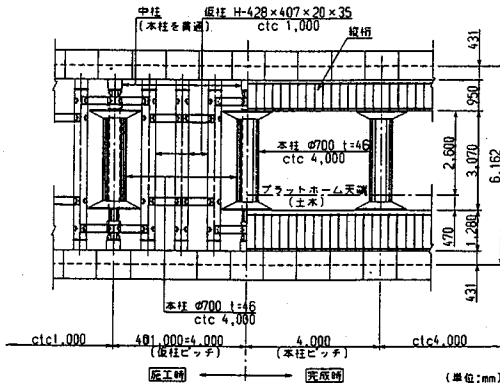
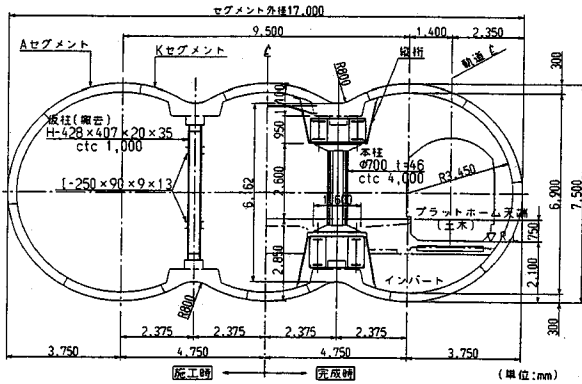


図-2 覆工構造図

3. 3心円トンネル覆工の構造設計

(1) 覆工構造の概要

覆工は、幅1m、桁高300mmのAセグメント10ピースと、接円部に配置されるかもめ形のKセグメント4ピース、それに各接円部をつなぐ2本の柱から構成される。覆工構造図を、図-2に示す。

セグメントは、コルゲートタイプのダクトイル鋼鉄製セグメントであり、背面の凹部には予めコンクリートを充填している。また、これらのセグメント

<STEP1>覆工の設計

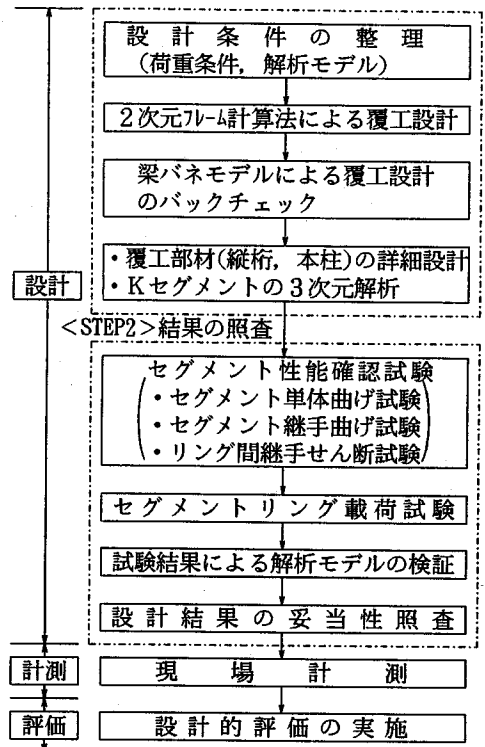


図-3 覆工の検討フロー

は、施工時には1mごとに設置するH形鋼の仮柱と、4mごとに配置したダクトイル鋼鉄製本柱の内部を貫通して上下にスライドできる(縦桁構築後、柱荷重を受け替えるため)構造とした鋼管柱の仮柱(以下、中柱と称す)により支えられている。そして、シールド到達後、柱の上下4カ所にSRC構造の縦桁を構築し、4mごとに配置した本柱へ荷重を受け替えた後に、H形鋼の仮柱を撤去することによりトンネルは完成する。

(2) 覆工の設計

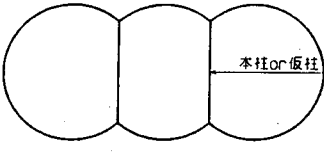
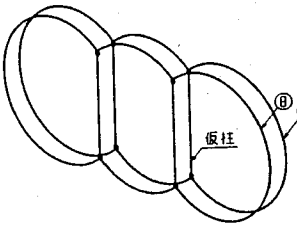
a) 覆工設計上の検討課題と設計方針

設計から施工までの覆工設計に関する検討フローを、図-3に示す。

3心円シールドトンネル覆工部材の設計にあたり、次に示す懸案事項が考えられた。

- ① セグメントと柱材及び従来の2心円シールドトンネルでは実績のない縦桁から構成される複雑な覆工挙動に対する計算手法が確立されていないこと。
- ② Kセグメント(かもめ部)の挙動と、応力集中の状況が不明であること。
- ③ 偏平大断面掘削のためにテールボイド(約15

表-3 覆工解析モデル概要

解析手法 検討時	2次元フレーム計算法		梁バネモデル計算法	
	施工時及び完成時		施工時	完成時
断モデル 概要	「2次元モデル」 セグメントの千鳥配置及び継手効果を考慮し、 η 及び ζ を定めた剛性一様なリングにてモデル化する。		「準3次元モデル(2リングモデル)」 仮柱は全リングに設置することから、継手位置千鳥組の効果を2リングにてモデル化する。	
				
断 パラメータ	<ul style="list-style-type: none"> • 曲げ剛性有効率 $\eta = 1.0$ • 曲げモーメント割増し率 $\zeta = 0.0$ 		<ul style="list-style-type: none"> • セグメント継手回転バネ: $k_{\theta} = 4,000 \text{ tf}\cdot\text{m}/\text{rad}$ • リング継手せん断バネ: $k_{RS} = 10,000 \text{ tf}/\text{m}$ 	

cm) が大きく、特に裏込注入材の充填不足によるKセグメント下部付近の地盤反力分布が不明であること。

- ④ 覆工の組立精度や地盤条件等に起因する柱軸力のばらつきが施工時に発生する可能性が高いこと。
- ⑤ 本柱への荷重受け替え時における覆工部材及び縦桁への影響が未知であること。

①, ②の問題点に対しては、実設計と並行してセグメント載荷試験を実施し、試験荷重レベルでの挙動把握と理論値との比較確認を行うこととした。

③の問題点に対しては、Kセグメント下部付近の地盤反力係数を、掘削形状を考慮して一般部の地盤バネ値の50%に低減することで評価した。

④の問題点に関しては、仮柱に発生する軸方向圧縮応力度を許容値の約50%に抑えることとして対応し、設計荷重として偏土圧を考慮するものとした。

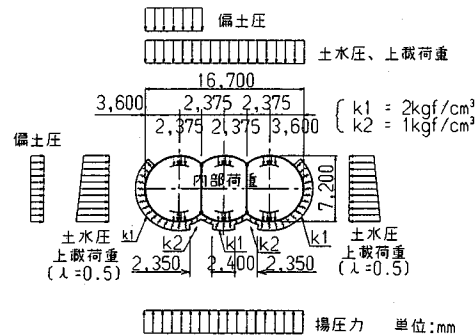
⑤の問題点に関しては、縦桁の構築、本柱のジャッキアップ、仮柱の撤去という施工ステップを考慮した逐次解析を行い、施工誤差や荷重のばらつきを考慮した影響検討を実施することとした。

なお、③~⑤の問題点に関しては、実施工にあたって現場計測結果により安全性の確認を行うとともに、土圧計による荷重の把握、歪計による部材応力の把握など、必要に応じて設計照査を行うものとした。

b) 設計手法

一次覆工(セグメント及び柱材)の設計は、「(修正)慣用計算法」に準じた剛性一様なリングモデルを用いて行った。ただし、地盤反力の大きさと分布形状は、Winklerの仮定に基づく地盤ばね(全周バネモデ

<覆工設計荷重>



<縦桁設計荷重>

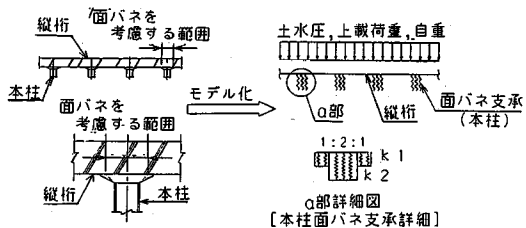


図-4 設計荷重概念図

ルを基本とし、「引張り」となる範囲の地盤バネを無視)で評価するものとした(“剛性一様な梁・地盤バネモデル計算法”;以降、「2次元フレーム計算法」と称す)。また、Kセグメントについては事例のない複雑な形状であるため、3次元FEM解析を行って部材の安全性を確認した。

なお、一次覆工はセグメントと柱材からなる特殊構造となるため、荷重条件が最も厳しくなる断面に対して「梁バネモデル計算法」による部材の応力度照査を実施した。

表-5 検討ケース一覧

	ケース番号	水 位		柱の結合条件*1)		偏 土 圧 パ タ ー ン				列車荷重	
		高水位	低水位	剛 結	ピ ン	左のみ↓	中・左↓	左のみ↓	中・左↓	片 側	両 側
施工時	1-1	○			○	○					
	1-2	○			○		○				
	1-3	○			○			○			
	1-4	○			○				○		
	1-5	○		○		○					
	1-6	○		○			○				
完成時	2-1	○		○		○					
	2-2	○			○	○					
	2-3		○	○		○					
	2-4		○		○	○					
	2-5		○		○	○				○	
	2-6		○		○	○				○	
	2-7		○		○	○					○
	2-8	○		○						○	
	2-9		○	○		○					○
	2-10		○	○				○			○

*1) 施工時における結合条件は「セグメント～仮柱」間を示す。完成時における結合条件は「縦桁～本柱」間を示す。

表-4 地盤及び荷重条件

土 圧	全土被り (約28m)
側方土圧係数	$\lambda = 0.5$
地盤反力係数	一般部 : $k_1 = 2.0 \text{ kgf/cm}^3$ かもめ部 : $k_2 = 1.0 \text{ kgf/cm}^3$
偏 土 圧	10tf/m ² (施工時) 5tf/m ² (完成時)
地下水位	「高水位」 : OP+3.5m 「低水位」 : OP-22.69m (ただし, 低水位は完成時のみ考慮)
柱の結合条件	「剛結合」及び「ピン結合」

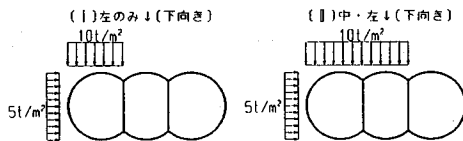


図-5 偏土圧パターンの例 (施工時)

これは、「2次元フレーム計算法」では、

- ① セグメント継手やリング継手, 及びセグメントリングの千鳥組の効果
- ② 縦桁が構築され, 柱が4リングごとに配置される「完成時」における複雑な覆工挙動等を評価できないためである。

「2次元フレーム計算法」及び、「梁バネモデル計算法」について, 解析モデル概要を表-3に示す。

一方, 縦桁の設計は, 支点となる本柱の幅を考慮した面バネ支承とも言える支承を設けたフレームモデルによって行った(図-4参照)。縦桁と本柱との接合部は大きな応力集中が考えられ, さらに中柱が貫通しているため本柱支圧板には孔があいていることから, 本柱柱脚部支圧板について3次元FEM解析を実施し, 部材の安全性を確認した。

c) 設計条件

地盤及び荷重条件を表-4に示す。

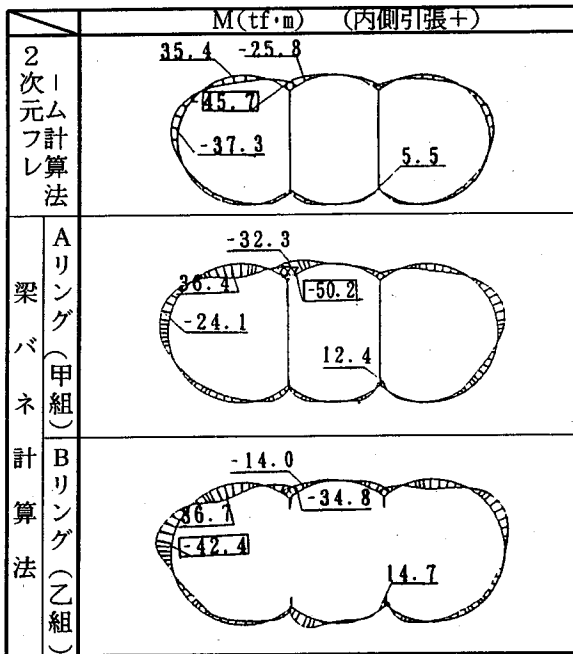
上部鉛直荷重は, ビル直下部分(ビル直下の土荷重+ビル荷重)と道路下部分(全土被り荷重)の断面について荷重を比較し, 安全側の設計として道路下における「全土被り荷重」を採用した。地下水位

については, 「高水位状態」の他に今後の地下工事による地下水位低下の影響を考慮し, 地下水位がセグメントクラウンレベルまで低下した状況を考えた「低水位状態」を設定した。

偏土圧は, 円形に比べて荷重のばらつきが大きいと想定されること, 直上ビル荷重による地盤反力のアンバランス等を考慮し, JR京葉線京橋トンネルの計測結果を参考として, 「施工時10tf/m²」, 「完成時5tf/m²」と設定し, 端部のみ載荷した場合と, 中央部及び端部へ載荷した場合の各ケースに対して検討した(図-4及び図-5参照)^{2), 3)}。

柱とセグメントの結合条件としては, 「剛結合」及び「ピン結合」の条件を設定し, セグメントや柱等の個々の部材に対して応力的に厳しい状態で設計を行った。

また, 継手バネ値については, 既往の実績に基づいて設定した推定値を採用し, セグメント構造試験にてその妥当性を検証することとした。



(注) ▲はセグメント継手位置を示す。
 ~完成時、低水位、柱脚ピン結合、
 偏土圧5tf/m²(左のみ↓)、列車荷重なし~
 図-6 完成時における覆工解析例(ケース2-4)

表-6 覆工側部での応力度照査結果(ケース2-4)

解析方法	曲げモーメント M(tf・m)	軸力 N(tf)	応力度σ (kgf/cm ²)	応力度 の比較	
2次元フレーム計算法	-37.3	214.2	1.673	1.00	
梁計	Aリング(甲)	-24.1	209.8	1.274	0.76
バ算	Bリング(乙)	-42.4	220.4	1.836	1.10
ネ法	Cリング(甲)	-24.2	203.4	1.258	0.75

(注)セグメントの許容曲げ圧縮応力度: $\sigma_{ca} = 1.900 \text{ kgf/cm}^2$

d) 検討ケース及び計算結果

施工時及び完成時における覆工の検討ケース一覧を表-5に示す。

一次覆工の設計は、「2次元フレーム計算法」を基本とし、決定断面に対して「梁バネモデル計算法」によるチェックを行った。

完成時における解析結果の一例を図-6に、セグメントの応力度照査結果を表-6にそれぞれ示す。

検討の結果、検討ケース全体では「梁バネモデル計算法」により求めた応力度は、「2次元フレーム計算法」により求めた値の70~130%程度となることが判明し、いずれの計算法を用いても各部材の安全性が確保されることを確認した。

また、Kセグメント(かもめ部)は、Aセグメント(円周部)と比較して形状が複雑で、かつ3心円シールドトンネル覆工構造上重要な部材となる。しかし、一次覆工の解析ではセグメントを一本の梁部

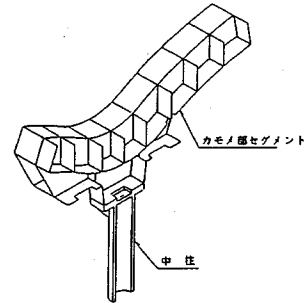
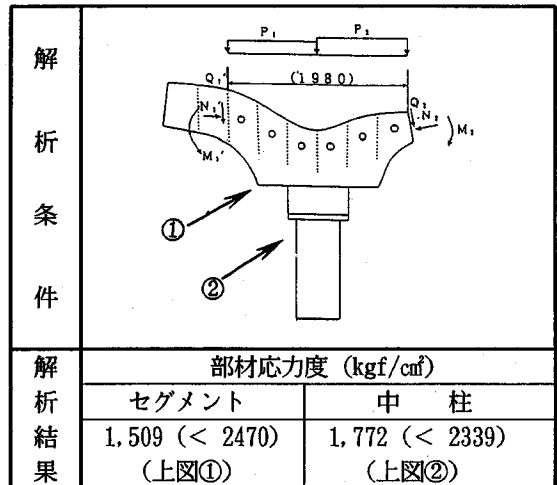


図-7 Kセグメント解析モデル図



注) 1. 鉛直荷重は、カモメ部セグメントの発生応力度が最大となる「施工時(ケース1-1)」の値とした。
 2. 曲げモーメント、軸力、せん断力は、フレーム解析で求めた値を片側の継手面およびその対称面に作用させるものとした。

図-8 3次元解析条件と解析結果(施工時)

表-7 縦桁の部材照査結果(SRC合成構造)

部材	設計断面力	終局限界状態 における検討	使用限界状態 における検討
上縦桁	M=305.0tf・m	曲げ耐力 $M_u = 647/1.2 = 539 \text{ tf} \cdot \text{m}$ >M	$\sigma_s = 1073 \text{ kgf/cm}^2$ <1400kgf/cm ²
	Q=494.1tf	せん断耐力 $V_{sry} = 691/1.2 = 576 \text{ tf}$ >Q	
下縦桁	M=301.0tf・m	曲げ耐力 $M_u = 750/1.2 = 625 \text{ tf} \cdot \text{m}$ >M	$\sigma_s = 1068 \text{ kgf/cm}^2$ <1400kgf/cm ²
	Q=495.3tf	せん断耐力 $V_{sry} = 651/1.2 = 543 \text{ tf}$ >Q	

注) 使用限界状態における検討に関する応力度は、鉄骨を鉄筋断面に換算した場合の応力度を示す

材として扱っているため、細部の詳細な応力分布を確認することはできない。そこで、シェル要素(仮

表-9 継手部のばね定数

	継手ばね定数		仕様仕様	試験結果
	実測値 k_{θ} (tf・m/rad)	設計値		
セグメント 継手曲げ 試験	軸力無し ① 3928	4000	8-M30 (10.9)	
	② 3950			
	軸力有り ③ 5630			
リング 継手せん断 試験	k_{s1} k_{s2} k_{s3}	25120 5020 13840	M30 (10.9)	

柱のベースプレートはソリッド要素)で構成される3次元FEMモデルを用い、設計荷重レベルでの施工時及び完成時の部材安全性を照査した。

Kセグメントの解析モデル図を図-7に、3次元FEM解析条件と解析結果を図-8にそれぞれ示す。

解析の結果、セグメントに発生する主応力度の最大値は、許容応力度に対して施工時で60%、完成時で50%程度となった⁴⁾。

一方、縦桁に対する部材照査結果を表-7に示す。検討の結果、設計断面力は曲げ耐力に対して50%程度、せん断耐力に対して90%程度となり、発生応力度も許容値以下であることから、部材は十分に安全であることが確認できた。

(3) 覆工載荷試験

図-3に示したように、覆工の設計にあたっては「2次元フレーム計算法」と「梁バネモデル計算法」による部材照査を行って仕様を決定し(STEP1)、覆工載荷試験にて挙動を確認して設計の妥当性を確認する(STEP2)こととしている。

ここでは、覆工載荷試験結果の概要と設計の妥当性検討結果を示す。

a) Aセグメント要素試験

セグメント本体、継手部の強度、及び「梁バネモデル計算法」に使用したセグメント継手部バネ定数の確認を目的として、セグメント要素試験を実施した。試験項目一覧を表-8に示す。

表-8 Aセグメント要素試験項目

試験名称	確認項目
セグメント単体曲げ試験 (軸力無し)	強度
セグメント継手曲げ試験 (軸力無し, 正・負)	強度 k_{θ}
セグメント継手曲げ試験 (軸力有り, 正)	強度 k_{θ}
リング継手せん断試験	$k_{s1} \sim k_{s3}$

*1) k_{θ} : セグメント継手回転バネ定数

*2) $k_{s1} \sim k_{s3}$: リング継手せん断バネ定数

セグメント本体及び継手部の強度については、所定の設計強度を確保していることが確認できた。

また、セグメント継手試験により得られた継手部バネ定数は、ほぼ当初設計で設定した値に近似した結果となり、設計の妥当性が確認された(表-9)⁴⁾。

b) Kセグメント載荷試験

Kセグメントに対して「軸力あり」及び「軸力なし」の状態単体曲げ試験を実施した。試験結果より得られた最大応力発生部分での「荷重～歪線図」を図-9に示す。なお、荷重条件は、施工時における設計荷重相当(Kセグメントの部材応力度が最も厳しい「ケース1-1」: $M=30.62tf \cdot m$, $N=219.3tf$)とした。

載荷試験の結果、実測値は解析値の83~98%の範囲でほぼ近似しており、強度的に十分安全であることが確認できた⁴⁾。

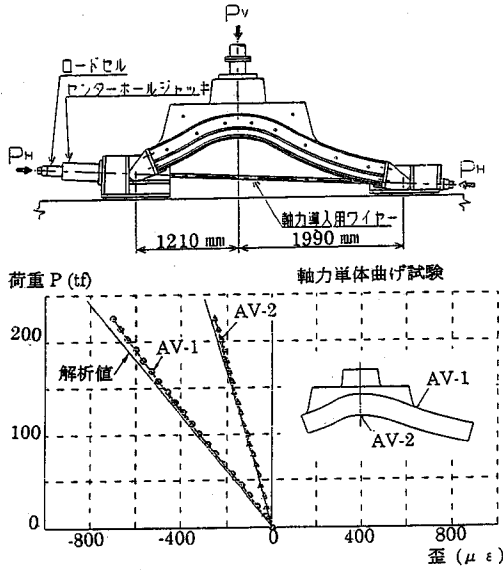


図-9 Kセグメント単体曲げ試験結果

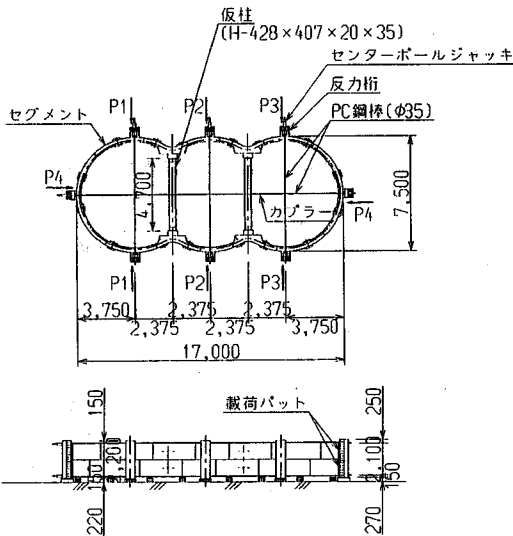


図-10 セグメントリング載荷試験要領

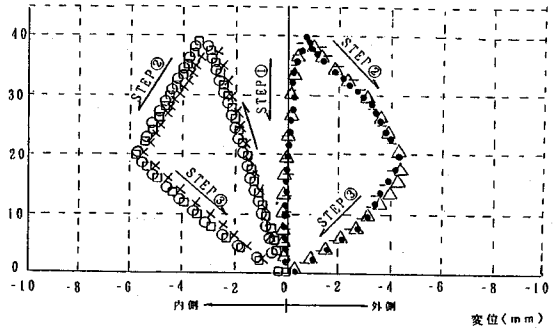
c) セグメントリング載荷試験

セグメントリング載荷試験は、実際に使用するセグメントリング（甲組、乙組）を地上組み、載荷時の3連型シールド覆工挙動を確認する目的で実施した。試験装置の概要を図-10に、図-11に試験結果の一例を示す。

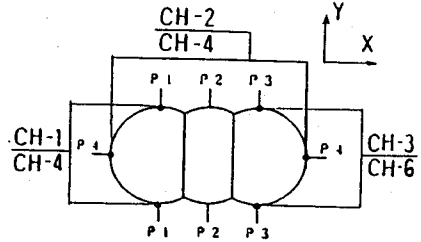
また、セグメントリング載荷試験結果と計算結果の比較の一例を、表-10に示す。

曲げモーメント及び変位分布について、実験値と解析値を比較検討した結果、解析値は実験値に概ね近似しており、本設計で使用した解析手法は、多心円シールドの覆工挙動に対する計算手法としてほぼ妥当であることが確認された⁵⁾。

注) 縦軸の荷重Pは、X方向における1リング当たりの荷重を示す。
荷重 P (tf)



- CH-1 甲リング左側Y方向
- △—△ CH-2 甲リングX方向
- ×—× CH-3 甲リング右側Y方向
- CH-4 乙リング左側Y方向
- CH-5 乙リングX方向
- +—+ CH-6 乙リング右側Y方向



試験手順	X方向荷重	Y方向荷重	備考
STEP①	増加 0tf→80tf	増加 0tf→100tf	CASE①
STEP②	減少 80tf→40tf	保持 100tf→100tf	CASE①→CASE②
STEP③	減少 40tf→0tf	減少 100tf→0tf	

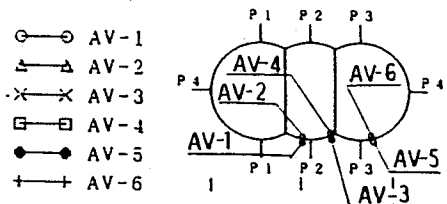
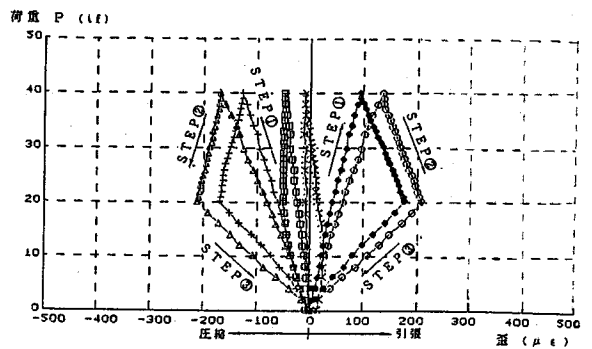
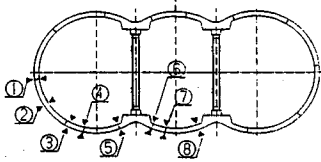


図-11 セグメントリング載荷試験における覆工部材の挙動

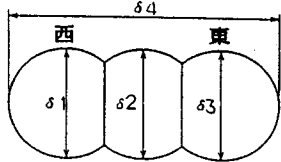
表-10 リング載荷試験結果*と計算との比較 (甲組)

			計測値	計 算 値	
				2次元7レーム 計 算 法	梁バネモデル
曲げモーメント (tf・m)	一 般 部	②	-7.3	-8.4	-8.2
		④	14.7	16.0	14.5
		⑥	-11.4	-15.7	-19.0
		⑧	-1.7	1.8	4.7
	継 手 部	①	-1.9	-4.0	-1.1
		③	1.0	2.0	0.5
		⑤	-6.0	-8.3	-5.8
相対内空 変位 (mm)	西側鉛直 δ 1	-11.8	-12.0	-10.4	
	中央鉛直 δ 2	-1.6	-0.2	-1.8	
	東側鉛直 δ 3	-10.9	-12.0	-10.4	
	水 平 δ 4	8.7	12.8	10.8	

セグメント歪計測位置



相対内空変位計測位置



*)P1=P2=P3=100tf, P4=40tf

表-11 覆工に関する施工時主要計測項目一覧

		覆工作用荷重 (土圧計)	セグメント歪 (ストレインゲージ)	中詰めコンクリート歪 (ストレインゲージ)	柱 部 材 歪 (ストレインゲージ)	覆工内空変位 (内空変位計)
副計測 断面①	19リング				○	
	20リング				○	
	21リング		○		○	○
	22リング				○	
	23リング				○	
主計測 断面②	35リング		○		○	○
	36リング		○		○	
	37リング	○	○	○	○	○
	38リング				○	
	39リング				○	
副計測 断面③	51リング				○	
	52リング				○	
	53リング		○		○	○
	54リング				○	
	55リング				○	

4. 覆工に関する現場計測結果

本工事において、3連型MFシールド機は平成7年1月初旬に発進し、同年4月下旬に無事到達を完了した。平成7年6月現在、シールド機解体、到達部処理とともに縦桁、インバート等の内部構築に取りかかっているが、ここでは、シールド掘進中から現在に至るまでに計測された覆工に関する現場計測結果について報告する。

(1) 覆工計測計画

本工事における覆工計測断面位置は、図-1に示す通り「副計測断面①」(リングNo.19~23)、「主計測断面②」(リングNo.35~39)、「副計測断面③」(リングNo.51~55)の3カ所である。覆工に関する施工時主要計測項目一覧を、表-11に示す。

3つの計測エリアのうち、ここでは主に計測器を集中配置した「主計測断面②」における施工時現場計測結果について述べる。

「主計測断面②」における計測器等の配置を、図-12に示す。

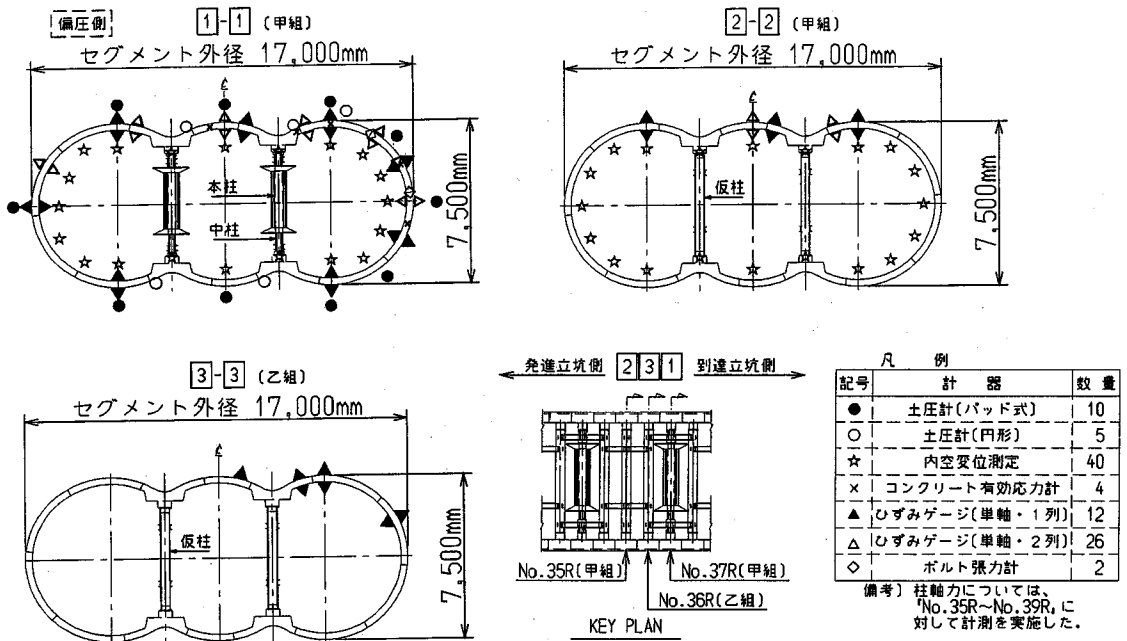
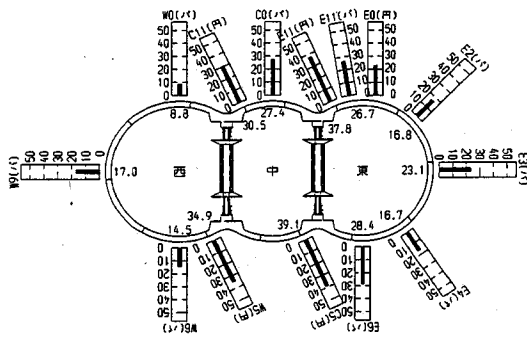


図-12 覆工に関する計測器断面配置図(「主計測断面②」)



注) (バ)は、バッド式土圧計
(円)は、円形土圧計を示す。

図-13 覆工作用荷重実測値
(組立後95日後)

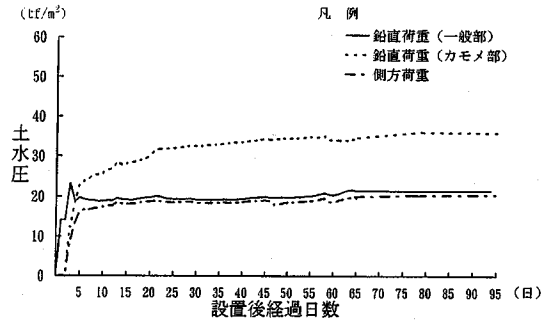


図-14 覆工作用荷重の経時変化

(2) 覆工作用荷重

「主計測断面②」のうち、『リングNo. 37』において土圧計による覆工作用荷重の計測を行った。

セグメント組立後95日後における覆工作用荷重実測値の分布を図-13に、覆工作用荷重実測値の経時変化を図-14、15にそれぞれ示す。

なお、設計荷重がトンネル延長を考慮した最大荷重として設定されているのに対し、「主計測断面②」は設計最大荷重位置と異なるため、計測値との比較を考慮して覆工作用荷重の分布形状及び

荷重の大きさを評価することを目的に、「No. 37リング」における2次元弾性FEM地盤応力解析を実施した。

解析モデル及び解析用物性値を図-16に示す。解析は、次に示す2ステップで行った。

「ステップ1」：地盤の初期応力解析。各土層の自重及び上載荷重を作用させた。

「ステップ2」：覆工体の自重及び剛性を考慮し、掘削解放力(100%)を作用させた地盤応力解析。

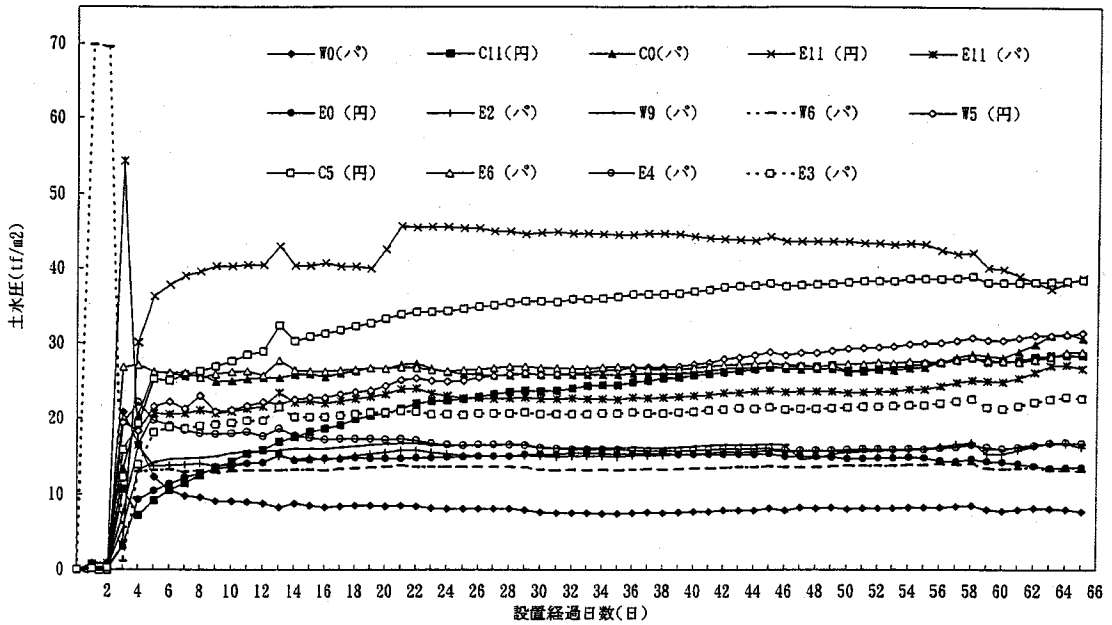


図-15 土圧計による覆工作用荷重の経時変化

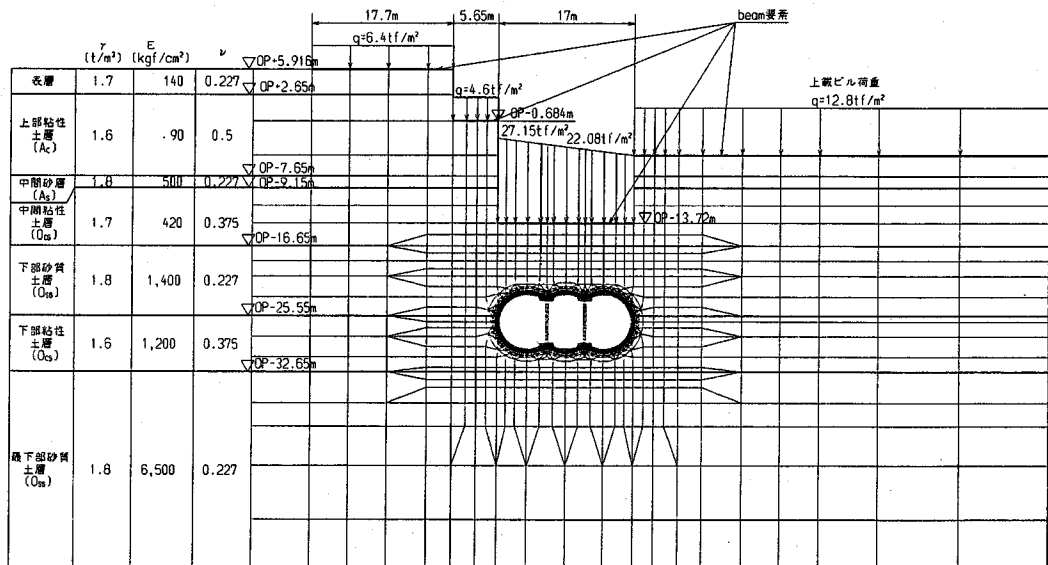


図-16 地盤応力解析モデル

表-12 ストレインゲージによる覆工軸力実測値（組立後95日後） 単位：tf

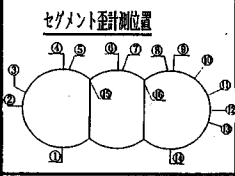
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	セグメント計測位置 
解析値 a	128.7	145.9	136.3	102.4	112.2	100.0	108.3	106.5	
計測値									
セグメント分担分	107.3	39.7	64.2	46.1	23.7	-	51.4	24.7	*)セグメント軸力計とコンクリート 有物応力計の計測位置にズレがある。
中詰コンクリート分担分	-	-	-	-	-	(10.9)	-	-	
合計 b	-	-	-	-	-	-	-	-	
b / a	(0.83)	(0.27)	(0.47)	(0.45)	(0.21)	-	(0.47)	(0.23)	
	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	
解析値 a	96.9	115.6	127.7	121.9	113.5	133.0	199.2	191.2	
計測値									
セグメント分担分	52.0	47.2	59.4	49.4	58.5	41.5	79.7	98.7	
中詰コンクリート分担分	6.2	-	7.0	-	(1.4)*	-	-	-	
合計 b	58.2	-	66.4	-	(59.9)	-	79.7	98.7	
b / a	0.60	(0.41)	0.47	(0.41)	(0.53)	(0.31)	0.40	0.52	

表-13 柱軸力実測値（組立後95日後）と計算値との比較 単位：tf/本

	計 測 値			計 算 値		比 率 (計測値/計算値)		
	平均値	標準偏差	No.37リング	設計値	No.37リング 解析値	a/c	b/d	a/d
	a	δ	b	c	d			
東側柱軸力平均	139.0	35.4	(98.7)	265.4	191.2	0.52	0.52	0.73
西側柱軸力平均	150.0	36.8	(79.7)	313.4	199.2	0.48	0.40	0.75
全体柱軸力平均	144.5	34.5	(89.2)	289.4	195.2	0.50	0.46	0.74

*) カッコ内のNo.37リング断面での柱軸力実測値は他の断面に比べて小さい値を示している。

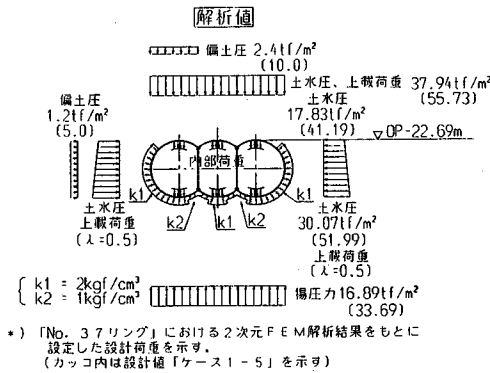


図-17 覆工作用荷重解析値*)

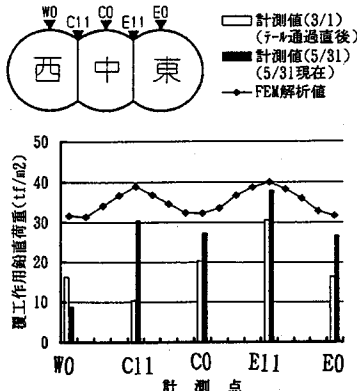


図-18 覆工作用荷重実測値と解析値との比較

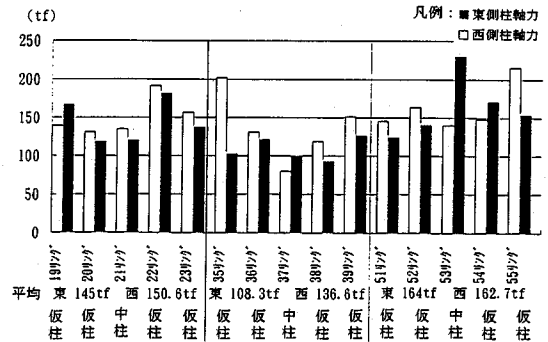


図-19 柱軸力実測値分布（組立後95日後）

解析の結果、覆工周辺地盤の発生応力度をもとに、『No.37リング』の作用荷重を図-17の通り設定した。

また、覆工上端部に作用する鉛直荷重（地盤応力度）と土圧計による覆工作用荷重実測値との比較を、図-18に示す。

一方、『リングNo.37』におけるセグメント及び柱の実測作用軸力分布を表-12に、「主計測断面②」を含む実測柱軸力の分布及び経時変化を図-19、図-20に、歪による実測柱軸力と計算値との比較を表-13にそれぞれ示す。なお、表中の解析値は、図-17に示す覆工作用荷重に対する2次元フレーム計算結果である。

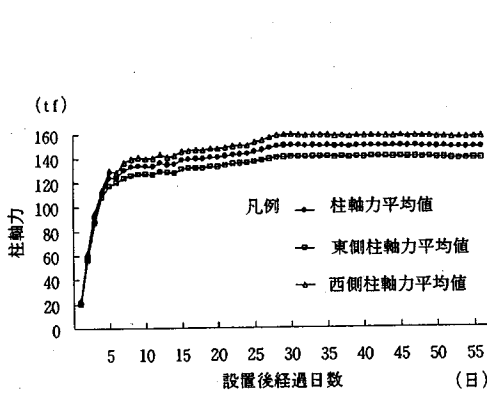
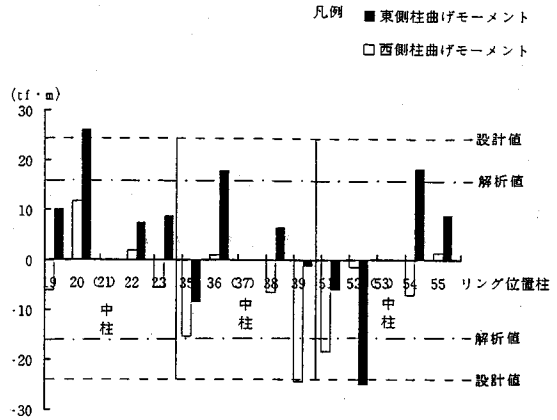


図-20 柱軸力実測値の経時変化

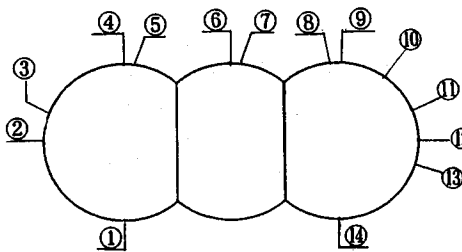


注) 中柱は、曲げモーメントを計測していない。
図-21 柱の実測曲げモーメント分布 (組立後95日後)

表-14 覆工曲げモーメント実測値 (組立後95日後) 単位 tf·m

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
19.9	5.3	-0.1	10.1	1.3	11.7	9.7
⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭
3.5	6.4	6.1	5.1	7.2	2.2	(11.3)

() 内は、計器異常と判断した。



これらの検討結果から、次のことが言える。

- ① 土圧計指示値、及び柱材の歪実測値から判断すると、計測開始から約1カ月間は計測値が増減しているが、その後はほぼ一定値となり安定している。これは、裏込め注入圧、シールドジャッキ推力等の施工時荷重の影響や、地山の緩みの進行がほとんど無くなり、覆工の变形とともにセグメント及び柱継手部が馴染んで、覆工作用荷重の再配分がほぼ完了したものと判断される。

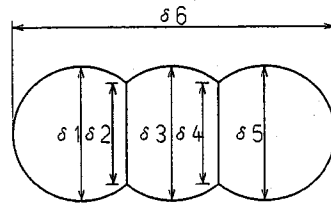
- ② 柱の実測作用軸力から判断すると、覆工作用荷重は、設計値の50%程度、解析値の75%程度となっており、その値はリングごとにばらつきが大きくなっている。

これは、セグメントの出来形、柱の出来形、覆工の組立精度、変形、既設ビル地盤反力、及び裏込め注入材の偏り等の影響が複雑に絡み合った結果として、各リング内の東・西柱間及び隣接するリングの柱間で実測軸力(覆工作用外力の分担)に差が生じたものと判断される。

表-15 覆工の実測内空変位(組立後53日後)

	$\delta 1$	$\delta 2$	$\delta 3$	$\delta 4$	$\delta 5$	$\delta 6$
計測値	-4.4	-0.7	-1.8	-1.5	-6.5	-8.4
解析値	-3.4	-2.1	-2.4	-3.0	-2.8	2.4

単位: mm
備考:
計測値は、組立直後を初期値とした



- ③ ビル直下の設計鉛直荷重(ビル直下の土荷重+ビル荷重)は、ビル構造の違いから断面の西側が大きい。これに対し、柱の実測軸力は局所的に東側が大きい断面もあるが、あるエリアの平均軸力で捉えたと概ね「西側柱軸力の方が東側柱軸力よりも大きい」といえる。

- ④ 上記②及び③より、覆工作用荷重のばらつきは、隣接するセグメント相互の相対変位によって地山に局所的なグラウンドアーチが形成されること等が直接的な主要因と考えられる。

つまり、柱と特殊形状セグメントで構成される複合円シールド覆工体においては、柱の支承条件や裏込め注入材の偏り等により隣接セグメント間に相対変位が生じ易いと考えられるため、上載荷重や上載土等に偏圧がなくても、覆工作用荷重に対してはばらつきを考慮すべきと考えられる。

- ⑤ 東・西の柱軸力実測値の差は、平均で32tf、ばらつきを考えると約60tf ($\Delta P + \sigma$)である(図-19)。これに対し設計における東西の柱の軸力差は約50tf(表-13参照)であることから、

覆工の設計で考慮した「施工時の鉛直方向偏土圧10tf/m²」が概ね妥当であったと判断できる。

- ⑥ 土圧計実測値によれば、セグメント円周部に比べ、かもめ部の作用荷重が大きくなっている。これは、柱部と円周部のトンネル断面としての剛性の違いに応じて荷重の再配分が行われ、円周部に比べて剛性が大きく鉛直内空変位の小さい柱部(かもめ部)の作用荷重が相対的に大きくなったものと考えられる(図-14、図-18参照)。
- ⑦ 覆工体下部かもめ部の地盤反力は、裏込め注入材の充填不足により小さくなるのが懸念されていたが、土圧計による計測結果から判断して、裏込め注入材が十分に充填されているものと思われる(図-14 W5, C5)。

(3) 覆工断面力及び変形

「主計測断面②」のうち、『No.37リング』におけるセグメントの曲げモーメント実測値を表-14に、「主計測断面②」を含む柱の実測曲げモーメント分布を図-21にそれぞれ示す。

また、『No.37リング』における覆工の実測内空変位を表-15に示す。

これらの計測結果から、次の事がいえる。

- ① 『No.37リング』において、セグメントに発生している曲げモーメントを求めると、実測値は、全般的にばらついており、かつ曲げモーメントはほとんどの計測位置で『正曲げ』方向(内側引張)となっている。これは、柱の支承状態がリング毎もしくは東西で異なり、不均一な支承状態になっていることの影響、トンネル内と地盤の温度差による温度応力の影響、更にシール材の影響等が考えられる。
- ② 実測値より求めた柱の曲げモーメントは、リングによってばらつきが非常に大きく、解析値よりやや大きな値を示しているリングもある。
これは、セグメントの出来形、柱の出来形、覆工の組立精度、偏圧の影響、及び変形等による柱の支承状態の不均一性によるものと思われる。
- ③ 『No.37リング』における覆工の鉛直内空変位は、かもめ部で0.7~1.5mm、東西の円周部で4.4~6.5mm、中央の円周部で1.8mmとなっており、東西の円周部鉛直変位(δ_1 、 δ_5)が大きくなっている。また、水平方向内空変位は、設計値及び解析値が拡がる方向を示しているのに対し、実測結果は縮まる結果を示した。これは、柱部と東西円周部のトンネル断面としての剛性の違いのほか、セグメント組立精度及び継手部のシール材の影響等によるものと考えられる。

表-16 部材の発生応力度(観測95日)

部材	発生応力度 $\sigma_{max}(kgf/cm^2)$	許容応力度 $\sigma_a(kgf/cm^2)$		備考
		施工時	完成時	
セグメント	955	2470	1900	37リングW6
仮柱	1451	1783	—	35リングW仮柱
中柱	964	2339	—	53リングE中柱

(4) 覆工計測結果のまとめ

3心円覆工に関する施工時計測結果により、次の事がいえる。

- ① 土圧計による実測結果からみると、「主計測断面②」に作用している鉛直荷重の分布形状は、一般円周部に比べてかもめ部が大きな値を示している。

これは、主に柱部と円周部のリング剛性の違いによるものであり、3心円覆工構造に特有の現象であると判断される。

- ② 柱軸力の実測結果からみると、柱軸力は、設計値の約半分程度の値であり、実測値は計測箇所により変動係数(σ/\bar{x})=0.25のばらつきを示している。

このばらつきの原因としては、直上のビル荷重の違いによる地盤反力のばらつきの他に、覆工体の製作精度及び組立精度のばらつき等が起因しているものと判断される。

- ③ 実測値より求めたセグメントの発生曲げモーメントは、ほとんどの計測位置において『正曲げ』方向の値を示している。

これは、主に柱の支承状態が不均一であることの影響、温度応力の影響及び継手部シール材の影響等に起因するものと考えられる。

- ④ 実測値より求めた柱の曲げモーメントは、リングによってばらつきが大きく、設計値よりもやや大きな値を示しているリングもある。

これは、主に直上のビル荷重による偏圧の他に覆工の製作精度、組立精度等に起因するものと考えられる。

- ⑤ 柱の軸力及び曲げモーメントの実測結果からみると、設計上偏圧を考慮すべきであり、「施工時の鉛直方向偏圧10tf/m²」は、ほぼ妥当であったと判断される。

- ⑥ 部材の実測応力度は、表-16に示す通り、全ての部材において許容値以下となっている。

したがって、実測値とそれぞれの設計値の間ではばらつきが見られるが、施工時におけるトンネルの安全性については確認できたものと判断される。

5. おわりに

これまで、3心円シールド覆工構造の設計概要と、覆工計測結果の概要について述べてきた。

限られた範囲の覆工計測結果をもとに、本検討で得られた知見と今後の検討課題について以下にまとめて示す。

- ① 土圧計による覆工作用荷重計測の結果、3心円シールド覆工体の設計において、懸念されていたKセグメント下部付近の裏込め注入材の充填不足による地盤反力の低減はみられなかった。

Kセグメント下部に十分な地盤反力が期待できない場合には、覆工応力度が危険側になることから、Kセグメント下部地盤を乱さずに確実な裏込め注入を行うことは非常に重要であり、本工事の場合は同時裏込め注入により迅速で確実なテールボイド充填がなされたものと判断された。

- ② 3心円覆工構造は、多数のセグメントピースと柱材から構成されているため、覆工体の組立て精度のばらつき等により、柱の支承状態が均一になりづらく、柱の軸力は大きくばらつくものと判断される。

本工事では、同時裏込め注入による確実なテールボイド充填を行い、地盤沈下もほとんどなかった（最大5mm程度）⁶⁾にもかかわらず、柱の軸力は、リングごとに大きくばらついていた。また、今回はトンネル上部の地盤が洪積砂質土であったことから、覆工体の相対変位に応じて局所的なグラウンドアーチが形成されやすいのも要因の一つとして考えられる。

これに対し、本設計では柱軸力のばらつきを考慮して柱の発生応力度を許容値の50%程度に抑えることとした。計測結果から判断すると、計測した範囲の柱軸力は変動係数 $=0.25(x_{max}/\bar{x} \approx 1.6)$ のばらつきを示したが、部材応力度は許容値以下に収まっていることから、設計上の判断は概ね妥当であったと評価できる。

- ③ 土圧計による鉛直荷重計測結果、セグメント軸力計測結果、柱軸力計測結果、及び柱の曲げモーメント計測結果から判断すると覆工体には左右のアンバランスつまり偏土圧が作用しているものと判断される。

偏土圧の大きさは今回「施工時の鉛直方向偏土圧」として $10\text{tf}/\text{m}^2$ と設定しており、計算結果より東・西の柱に対し約 50tf の軸力差が生じる。これに対し、実測値は、平均で 32tf 、ばらつきを考えると約 60tf であり、設計的な考慮として妥当であったと判断される。

以上、施工時における3心円覆工計測結果に関して本検討で得られた知見を整理した。今後は本柱の支圧板と縦桁の間をフラットジャッキでジャッキアップする予定である。各仮柱の軸力は当初設計値50%程度であり、ジャッキアップによって本柱にプレロードをかけ、結果として仮柱の軸力が低減でき、支障なく仮柱が切断できるものと考えている。また、引き続き覆工に関する計測を実施する予定であり、今後これらの構造系の変化に伴う計測データの評価を実施して、施工時、完成時を含めた安全で合理的な3心円覆工の設計法の確立を目指したいと考えている。

謝辞：本工法の実用化にあたり、京都大学の足立紀尚教授、大阪大学の松井保教授、J R 総研の河田博之本部長ならびに大阪市交通事業振興公社の平田武弘理事長には、種々、御指導賜りました。

ここに心から感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 岸尾俊茂, 伊奈昭二, 塩谷智弘: 3心円シールドトンネル覆工の設計, 土木学会第49回年次学術講演会講演概要集VI, pp.460-461, 1994.9.
- 2) 松本嘉司, 岡田宏, 内田聰吉, 大塚本夫: 多円形断面シールドトンネル(MFS)工法の研究および開発, 土木学会論文集, 第397号/VI-9, pp.17-26, 1988.9.
- 3) 清水満, 細川泰明, 梶山雅生, 岸健司: 多円形断面(MF)シールドの一次覆工測定結果, 土木学会第44回年次学術講演概要集III, pp.182-183, 1989.10.
- 4) 岸尾俊茂, 塩谷智弘, 中川雅由, 今野勉: 3連型MFシールド覆工構造の設計(その1), 土木学会第50回年次学術講演会講演概要集III, pp.1244-1245, 1995.9.
- 5) 伊奈昭二, 塩谷智弘, 上田幸夫, 中川雅由, 和田勝治: 3連型MFシールド覆工構造の設計(その2), 土木学会第50回年次学術講演会講演概要集III, pp.1246-1247, 1995.9.
- 6) 高崎肇, 葛野恒夫, 白石可居, 山本幸夫, 池田要二郎: 3連型泥水式MFシールド工法によるビル直下の掘進(その4) - シールド通過に伴う周辺地盤の挙動について -, 土木学会第50回年次学術講演会講演概要集VI, 1995.9.

(1995.9.25受付)

DESIGN OF THE TRIPLE CIRCULAR FACE SHIELD TUNNEL LINNING FOR THE OSAKA BUSINESS PARK SUBWAY STATION

Toshishige KISIO, Tsuneo KUZUNO, Hajime TAKASAKI,
Toyofumi IKEMATSU and Masayoshi NAKAGAWA

This paper shows the design of the first triple multiface shield tunnel in the world for Osaka Business Park Station, Japan, and measurement during construction. Evaluated in the comparison with in-situ test and analysis, the design method proposed in this study will contribute for next tunnels.