

矩形要素を組合せた超大断面トンネル工法 における合成部材の性能

請川 誠¹・元木 実²・吉武・勇³・中川浩二⁴

¹正会員 工修 戸田建設株式会社 本社 土木工事技術部 (〒104-8388 東京都中央区京橋 1-7-1)

²正会員 工修 戸田建設株式会社 東京支店土木部工事課 (〒104-8388 東京都中央区京橋 1-7-1)

³正会員 博(工) 山口大学助手 工学部社会建設工学科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2-16-1)

⁴フェロー会員 工博 山口大学教授 工学部社会建設工学科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2-16-1)

本研究は、矩形シールドトンネルの組合せに基づく大断面矩形シールドトンネル(工法)を対象としたものである。同工法において構築・採用する外殻部材要素について、その設計に関する基礎的資料を得ることを目的に、各部材要素がさらされる内的・外的条件を模擬した載荷実験を通して、耐力の確認を行った。さらに、本実験では荷重-変位関係やひずみ分布等の諸特性を求め、各種要因の影響度について検討を行った。得られた実験結果を許容応力度法に基づく設計値と比較したところ、概ね両者は一致することが確認され、同設計手法の適用性が確認された。

Key Words : shield tunneling method , experimental operation , box shield , steel-concrete hybrid structure

1. はじめに

近年、地下高速道路や地下駅、地下駐車場など都市内において大断面の地下トンネルが非開削工法で計画されるケースが増えている。このような大断面トンネルは、従来経済性の面から開削工法が採用されてきたが、近年では施工、用地、環境などの諸条件から、開削工法の適用が困難となってきた。開削工法は主に幹線道路上にて施工するため、円滑な道路交通の維持が難しく、地上部での杭打ち作業や大量の掘削残土の搬出は、周辺住民の生活環境に不快感をもたらすものとなっている。さらに、道路表面近くにはライフラインを初めとする数多くの既設地下構造物が縦横無尽に輻輳しており、開削工法施工上の大きな支障となっている。

非開削工法の中で施工実績の多い円形シールド工法においても、東京湾横断道路にみられるように、近年では比較的断面の大きいトンネルが構築されるようになった。しかしながら、輻輳した都市内での適用となると、①大断面トンネル掘削による地上への地盤変状等の影響や土被りの確保の困難さ、②円形のため生じるデッドスペースによる用地境界への侵入、③構築延長が短い場合などシールド機等の初期コストが大きく割高となる、など問題点も多い。このような問題点の一解決策として、比較的小断面

の矩形断面シールド^{1)~4)}を複数本構築し、それらのトンネル同士を接続して外殻躯体部を先行構築後、内部の土砂をパワーシャベル等で掘削し大断面トンネルを構築する工法が挙げられる。

この矩形要素トンネルの組合せによる超大断面シールド工法(Micro Multi Box-shield, 以下MMB工法と呼ぶ)は、比較的小断面の矩形シールド機を利用するため、地上への影響も小さく、大断面シールド工法ほど土被りも必要としない。また、矩形シールドを用いて掘進するため、デッドスペースがなく合理的であるとともに、シールド機を同工事内で転用できるため、初期コスト縮減が可能となるなどの特徴を有する。しかしながら、大断面トンネルを構成する部材は、サンドイッチ構造の合成部材をRC部材で接合した複雑な構造形式であり、明確な設計手法が確立されていない。そこで本研究では、MMB工法に適用する鋼コンクリート合成セグメントの部材性能に関する載荷実験を実施し、許容応力度設計法を基にした設計手法の妥当性について検討を試みた。

2. MMB工法の概要および課題

(1) MMB工法の概要

MMB工法のイメージ上の施工手順を図-1に示す。

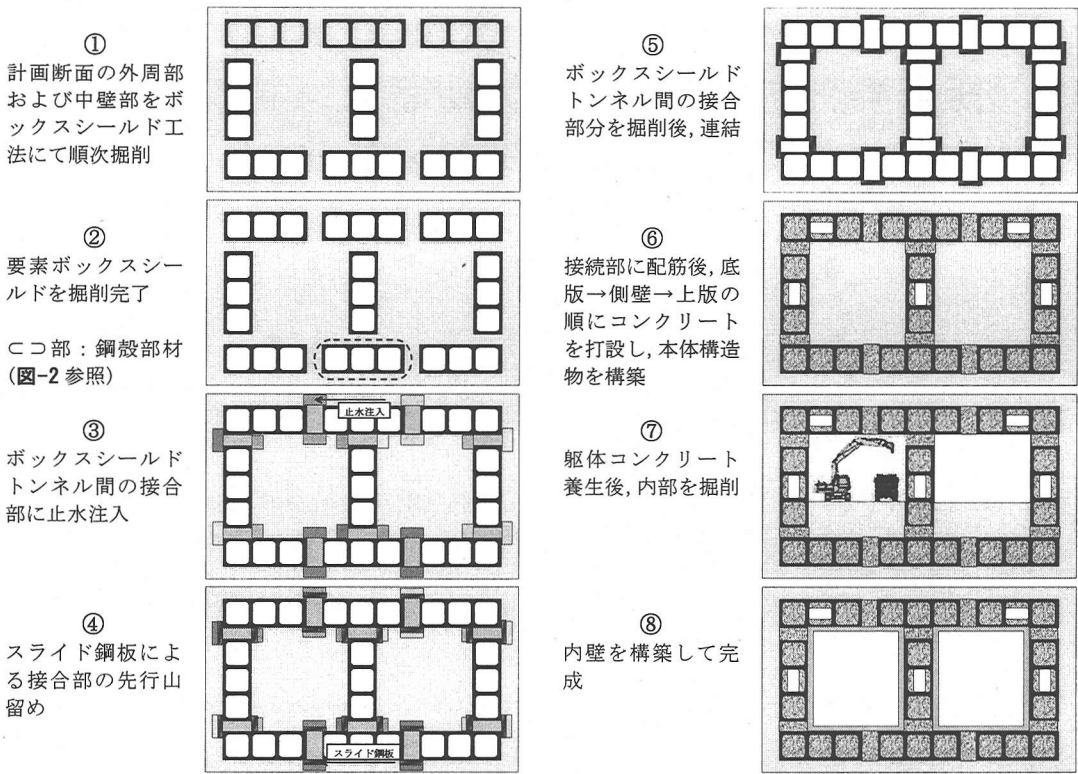


図-1 MMB工法の施工手順

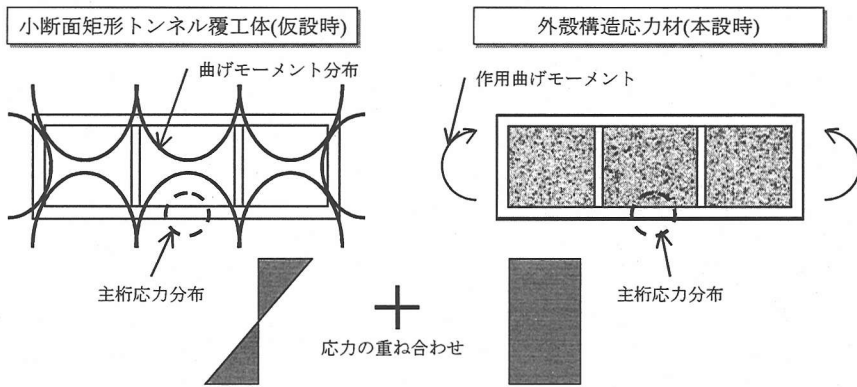


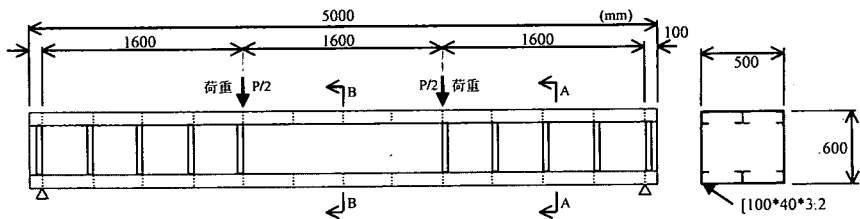
図-2 MMB工法における仮設時・本設時の鋼殻部材の応力状態 (図-1 全体図の1パーツに相当)

同工法は、大断面トンネルの外殻躯体部を比較的小断面の矩形シールドで分割掘削し、トンネル同士を接続、外殻躯体部を先行構築後内部の土砂を掘削して、大断面のトンネルを構築する工法である。MMB工法の特長を以下に列挙する。

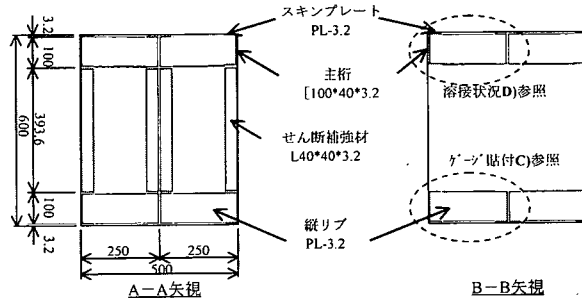
- ① 矩形シールド間の離隔(接続部)を変化させることにより、計画断面の拡大、縮小、変曲に対応できる。
- ② 円形シールドのようなデッドスペースが生じず、

計画断面に対して合理的な構造が得られ、官民境界が狭い場合に有利であるとともに、立坑が小規模ですむ。

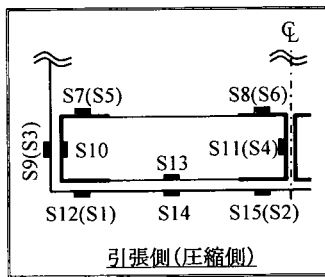
- ③ 小断面の矩形シールド機を組合せて使用するため、大断面シールドのような土被りを必要としない。
- ④ 小断面シールド機を数台製作し、複数回繰返し転用でき、シールド機のコストが比較的低い。
- ⑤ 小断面シールド機で大断面トンネルを構築する



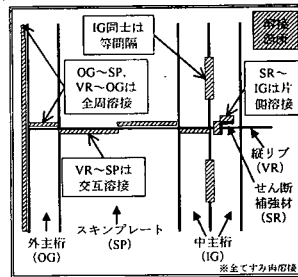
A) コンクリート充填鋼殻部材の荷重状況



B) 供試体断面図



C) ひずみゲージ貼付位置とゲージ記号



D) 各部材の溶接状況(内面より見た図)

図-3 実験供試体の基本構造および荷重状況(例: 供試体 A-3, 単位 mm)

ことから、大断面シールドに比べ仮設備が小さい。
 ⑥ 構造体内に換気、避難・管理等の有効空間が確保できる。

以上のように、MMB工法は大断面のトンネルを非開削で構築するのに非常に有効な工法のひとつと考えられる。

(2) 鋼殻部材における課題

小断面の矩形シールド単体により、外殻躯体部に構築されるセグメントは、その接続性の有利性から鋼製を基本としている。以下、本論文ではこの鋼製セグメントを鋼殻と略称する。また本論文における「部材」とは、構造体としてMMB構造を前提とすることから、鋼殻の各パーツを表すものではなく、鋼殻構造を巨視的に捉えた要素を意味する。

本研究で主な対象としている鋼コンクリート合成部材は、この鋼殻の内部にコンクリートを打設充填し、鋼殻の主桁を外殻構造部材の応力材としたものである。鋼殻はコンクリート打設充填までは、小断面矩形トンネルの覆工体としての役割を果たすため、

表-1 配合条件

	単位量 kg/m ³				A _d ^{※4}	ヤング率 10 ⁴ N/mm ²
	W	B ^{※3}	S	G		
実例 ※1	165~	600~	660~	810~	6~12 (0~4)	3.0~3.5
	170	670	730	820		
	150~	270~	780~	1000~	6~12 (0~4)	2.5~3.0
	160	285	860	1100		
実験 ※2	377	686	1017	-----	-----	1.8

※1. 高流動タイプを基本とし、適時普通タイプとする

※2. モルタルコンクリート

※3. 高流動タイプでは石灰石微粉末 300~350kg/m³使用

※4. 主に高性能 AE 減水剤を使用し、適時増粘剤を添加

コンクリートが所定の強度に達する(以下、本論では「硬化」と表現する)までに、既に曲げ応力が生じることになる(図-2参照)。

MMB工法では、小断面矩形シールドトンネル同士を接合して大断面とするため、鋼殻部材間の接合が重要ポイントのひとつであることは明らかであるが、本論文では、主に鋼殻部材そのものの問題点について検討を試みることにした。ここで、鋼殻部材の課題として以下のa)~d)が考えられる。

表-2 実験供試体の詳細および耐力結果

供試体名	主桁		主桁梁高比	縦リブ間隔 mm	せん断補強材 mm	実験値最大荷重 kN	耐力計算値 kN		備考 (実験主目的)
	mm	鋼材比					曲げ	せん断	
A-1	4[100	1.347	0.167	100	4L 40@200	928	747	1804	基本形状
A-2	4[100	1.347	0.167	100	4L 40@200	918	747	1804	充填性の影響
A-3	4[100	1.347	0.167	400	4L 40@400	905	747	1144	縦リブ間隔
A-4	4[40	1.013	0.067	100	4L 40@200	861	629	1850	主桁高さ
A-5	4[100	1.347	0.167	100	4L 40@200	962	747	1804	曲げ区間開口部
A-6	4[40	1.013	0.067	100	4L 40@200	860	629	1850	曲げ区間開口部
AI-7	4[100	1.347	0.167	400	4[100@800	916	747	1336	仮設時曲げ導入
A-7	4[100	1.347	0.167	400	4[100@800	931	747	1336	AI-7の比較用
AI-8	4[40	1.013	0.067	400	4[40@800	796	629	1046	仮設時曲げ導入
A-8	4[40	1.013	0.067	400	4[40@800	816	629	1046	AI-8の比較用
AS-1	4[100	1.347	0.167	100	なし	838	747	482	せん断補強材
AS-2	4[100	1.347	0.167	100	4L 40@800	941	747	812	せん断補強材少
AS-3	4[100	1.347	0.167	100	4L 40@800	700	747	330	せん断区間開口部
AS-4	4[40	1.013	0.067	100	4L 40@800	340	629	348	せん断区間開口部

主桁およびせん断補強材の詳細

実験供試体形状(梁高さ, 梁幅) = (600mm, 500mm) 共通 せん断補強材は, せん断力が卓越するスパンにのみ配置 曲げ耐力およびせん断耐力は載荷荷重換算 (モルタル)コンクリートの圧縮強度 $\sigma_{ck} = 40\text{N/mm}^2$ AS-1, AS-3, AS-4のみせん断破壊, 他は曲げ破壊	mm	降伏点強度
	主桁	[100*40*3.2 [40*40*3.2
せん断補強材	L40*40*3.2	296 N/mm ²
スキンプレート	pl-3.2	309 N/mm ²

a) 合成部材としての性能

鋼殻の主桁を合成構造の応力材とする場合, 先ず主桁とコンクリートの一体性が重要となる. この鋼殻の主桁は, コンクリートとの物理的付着のほか, 主桁間に溶接された縦リブによって機械的ずれ止め効果が作用し, 一体性を保つ構造形態をとっている.

類似構造として, 沈埋函等で実績があり, その力学的挙動が多くの実験等によって確認されている鋼コンクリートサンドイッチ構造が挙げられる⁵⁾. しかし, 鋼コンクリートサンドイッチ構造の引張材は主に外側の鋼板であるのに対して, 本構造の引張材は, 外側のスキンプレートに加え, コンクリート内に埋設した鋼殻の主桁である. そのため, MMB工法の根幹をなす鋼殻部材の曲げやせん断等の力学的挙動を実験的に把握することは, 極めて重要といえよう.

b) 仮設時に生じる曲げ応力の影響

鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案)^{a)}によると, コンクリート打設時の鋼板に生じる初期応力が耐力へ及ぼす影響は考慮しなくてもよいとされている. しかしながら, MMB工法の仮設時(シールド掘進後, 内部に打設されたコンクリートが硬化するまでの間)に生じる曲げ応力は, サンドイッチ構造とは異なり, 耐力に影響をおよぼす可能性が考えられる. 以下にその事由を列挙する.

① 鋼殻は, 内部掘削後の大断面トンネルにおける外殻構造の引張材として働くのに対し, 仮設時では

小断面の矩形トンネル覆工体の役目を果たすことから, 主として曲げ部材として働く. すなわち主桁断面内に引張および圧縮応力が作用した状態でコンクリートが打設されることを意味する.

② 硬化後は, RC構造の鉄筋同様に, 主として引張補強材として働くものの, 仮設時に生じた応力が本設時に生じる応力に足し合わされることになる. 仮設時の応力状態が圧縮部では, 本設時に大きな引張力とならないが, 仮設時の応力状態が引張部では, 本設時にさらに引張力が作用するため, 比較的小さな引張力の作用でも, 早期に降伏点に達する可能性が考えられる.

上記に示す見解から, 仮設時に生じる曲げ応力が部材耐力におよぼす影響について, 明確にする必要があるものと考えられる.

c) 内空スペースを有する部材の耐力

外殻部に作用する断面力が大きくない箇所では, 避難・管理通路や, インフラスペースを設定することにより, さらなる計画断面の合理化が望める. そこで梁内に内空スペースを設けた部材の耐力およびその挙動の把握が必要とされる.

d) コンクリートの充填性の影響

鋼コンクリートの合成部材とする鋼殻では, 上部の主桁や縦リブで囲まれた部分へのコンクリートの充填性が問題となる. MMB工法における鋼殻は, コンクリートの完全充填を基本としており, 空気孔の

設置や高流動コンクリートの使用など充填性を向上させる方策がとられる。しかしながら施工不良等により、鋼殻内にコンクリートの未充填部分が生じた場合、部材耐力等にどのような影響があるかを把握しておくことは極めて重要と考えられる。

3. 実験方法

(1) 実験供試体と実験項目の詳細

本研究で作製した実験供試体の基本構造を図-3に示す。これらの実験供試体は溝形鋼を主桁(高さ100mmまたは40mm)として4本使用し、溝形鋼を連結する縦リブを適度な間隔に配置した構造としている。また、主桁の外側には厚さ3.2mmのスンプレートを梁幅方向一面に配し、各供試体とも梁幅は500mm、梁高さは600mmとした。これらは、実構造物に対して概ね1/3~1/5サイズに相当するものであり、使用した鋼材は無塗装であるが、特に目立った錆などは認められなかった。図-3の(D)に示すように、主桁、縦リブ、スンプレートをおよびせん断補強材は、載荷試験中に破断することがないように、堅固に溶接を行った。このうち、せん断補強材は主桁フランジに溶接するものであるが、内空スペースを有する供試体については、その上下に隔てられた部材に、特にせん断補強は施していない。

なお、本研究は模型要素実験という位置づけから、充填に用いるコンクリートの代替として、圧縮強度40N/mm²と実施工を模擬したモルタルコンクリートを使用した。一般にモルタルコンクリートは、コンクリートに比してヤング率が小さいことから、剛性比に応じて鋼材の応力負担分が大きくなることが予想される。すなわち本研究における実験供試体は、実際の鋼・コンクリート合成の鋼殻に比して、過酷な条件下の応力状態に相当するものと考えられる。実際にMMB工法に適用する(高流動)コンクリートおよび試験に用いたモルタルコンクリートの配合条件を表-1に示すとともに、各々のヤング率を併せて示す。

本研究では、主桁高さや主桁鋼材量、縦リブピッチおよびその形状、内空スペースの有無、施工時の応力がおよぼす影響、さらにコンクリートの充填度等の影響を確認するため、表-2に示す14体の供試体を製作し載荷実験を行った。

(2) 載荷実験方法

載荷試験状況を図-3の(A)に示す。同図に示されるように本研究における載荷では、等曲げモーメント

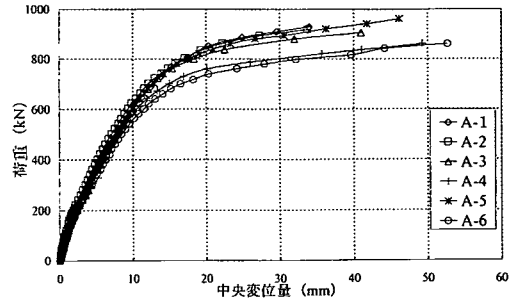


図-4 曲げ試験における荷重-変位曲線 (A-1~A-6)

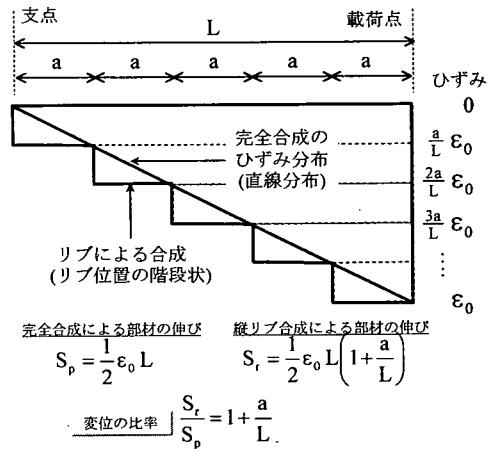


図-5 合成の違いによるひずみ分布模式図

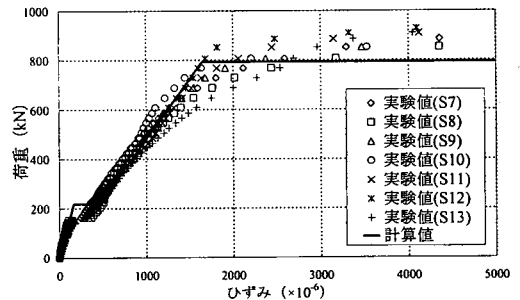


図-6 曲げ試験における荷重-ひずみ曲線(例:A-1)
(凡例記号は図-3 C) 参照)

区間を設けるため、2点単純支持および2点載荷法とした。なお、載荷は油圧ジャッキを用いて静的に加力し、供試体が終局状態となるまで単調載荷を試みた。実験供試体はスンプレートの上下面を覆われていることから、一般的なRC部材におけるコンクリートの圧壊といった明確な破壊現象は得られない。本研究において求まる最大荷重は、圧縮側スンプレートの座屈が確認された時点におけるものであり、便宜的な最大荷重である。さらに載荷荷重に応じて載荷点間の中央変位(たわみ)量を求めるとともに、主桁(梁部材軸方向)やせん断補強材(載荷方向)のひずみ(圧縮:-、引張:+)を計測した。

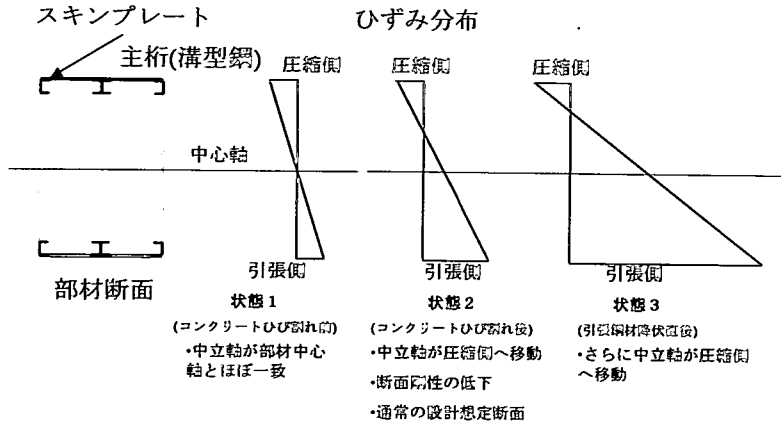


図-7 終局状態に至るまでのひずみ分布の推移

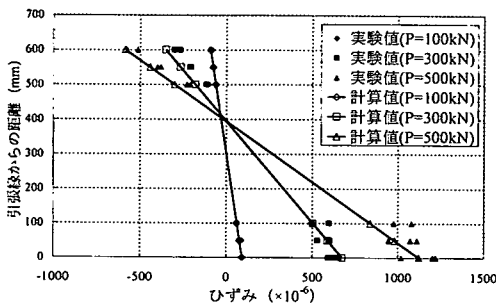


図-8 曲げ応力下におけるひずみ分布 (A-1 供試体)

4. 部材実験結果および考察

(1) 合成部材の曲げ性状

a) 曲げ耐力

A-1～A-6供試体を用いて行った合成部材曲げ試験の荷重-変位曲線を図-4に示す。なお、本研究で作製した合成部材供試体は、一般的なRC部材における圧潰等の明解な破壊形態が認められなかったことから、圧縮側スキンプレートが座屈した時点を実験上の終局荷重とした。なおこの終局荷重は、荷重-変位曲線の最終計測点に対応するものである。ここで、主桁およびスキンプレートの鋼材量をRC部材の鉄筋として換算した曲げ耐力計算(荷重換算値 PM_{uc})によると、主桁高さ100mmおよび40mmの場合で、各々747kN、629kNであったが、A-1～A-6供試体ではこれらの荷重換算値 PM_{uc} をいずれも上回る結果を得た(表-2参照)。ほとんどの実験において、実験値は荷重換算値の約1.3倍前後となっており、十分な曲げ耐力を保有しているものと考えられる。また、等曲げ区間(せん断力=0)に開口部を配した供試体(A-5および

A-6)の曲げ耐力は、開口部のない供試体(A-1およびA-4)に比して、ほとんど低下することはなかった。

図-4に示される荷重-変位曲線では、変位の大きさから、主桁高さが100mmと40mmの2つのグループに大別される。両グループにおける荷重-変位曲線の傾向を比較すると、設計荷重レベルである $P=600kN$ 程度までは有意な差異はみられないが、 $P=600kN$ を越えたあたりから変位量の相違が顕著となった。これらの相違は、鋼材量(主桁高さ100mm/主桁高さ40mm=1.33)の差による降伏荷重の大きさに起因するものである。また、開口部を有さないものに比べ、開口部を有し低剛性となるA-5(主桁高さ100mm)およびA-6(主桁高さ40mm)では、各主桁高さのグループ内で最も大きい変位がみられ、それぞれ46.2mmおよび52.7mm程度であった。さらに、縦リブ間隔を400mmとしたA-3供試体の変位は、基本形状A-1供試体に比して大きなものであったが、これは下記に示す事由によるものと考えられる(図-5参照)。

- ① 鋼コンクリートの完全合成による線形的なひずみ分布に対して、実験供試体では縦リブの介在によりひずみ分布が階段状となる。
- ② ①の場合、同一荷重作用下においても、完全合成に比べ、引張鋼材のひずみの総和は $(1+a/L)$ 倍となる。但し、 a : 縦リブ間隔、 L : 支点から載荷点までの距離を表す。
- ③ ②の引張鋼材ひずみ総和に応じて曲げ剛性は、完全合成の $1/(1+a/L)$ 倍となる。すなわち、縦リブ間隔が広いほど曲げ剛性が小さくなり、同一荷重作用下での変位量も大きくなる。

b) ひずみ分布の推移

一例として、A-1供試体中央部の引張側主桁におけるひずみと荷重の関係を図-6に示す。ひずみ計測位置は、図-3 C)を参照されたい。同図より、ある荷重

レベル(ひび割れ発生荷重)程度まで、ほぼ線形な荷重－ひずみ関係にあり、以降曲線形状となっていることが分かる。なお本実験では、計算値に示されるような明確な降伏点はみられないものであった。

以下に、曲げ試験における実験供試体の破壊に至るまでの経路を、状態1～3に分けて示すとともに、各状態のひずみ分布を表す模式図を図-7に示す。なお以下では、P：荷重、Pc：コンクリートひび割れ発生荷重、Py：鋼材降伏荷重と表す。

【状態1：P≤Pc】状態1では、部材として引張側のコンクリートも含め全断面が有効となる。全断面有効なため、断面2次モーメントが大きく、図-8に示されるようにほぼ部材の中心軸に中立軸が位置する。さらに、荷重増加に伴うひずみ増分が比較的小さい状況下にある。

【状態2：Pc≤P<Py】引張縁応力がコンクリートの引張強度に達すると、コンクリート部にひび割れが発生するとともに、中立軸は圧縮側へ移動し、断面2次モーメントは急激に低下する。それに伴って各応力材のひずみは急増し、荷重の増分に対する各応力材の負担も大きくなる。

【状態3：Py≤P】さらに引張側の鋼材が降伏点に達すると、圧縮側部材の負担がいつそう増加し、やがて終局状態(スキンプレートの座屈)に至る。

図-6等 に示される計算値において、同一荷重下でひずみが増大するのは、上に示す荷重状態が推移することを示している。

c) 曲げに対する合成部材設計の考え方

本研究で比較に用いた計算値は、主桁中心軸位置に鉄筋が配されると模擬化することで、断面をRC断面に置換して算出したものである。ここで、状態1は全断面を有効とするとともに、状態2は引張側コンクリートを無効としたRCの慣用設計法に基づき計算を行った。さらに状態3は、圧縮縁コンクリートひずみが3500μで破壊すると終局状態を仮定し、終局荷重を求めた。図-6および図-8に示される実験および計算値の比較により、両者の挙動は概ね一致していることが分かる。このことより合成構造とした鋼殻要素を、本研究で示すような簡易手法でRC部材として設計しても大きな差異は生じないことが伺える。

(2) 合成部材に対するせん断補強材の影響

表-2に示されるせん断耐力の計算値は、コンクリート標準示方書(設計編)⁶⁾に記されるせん断耐力算定式に基づくものである。以下、本論文では同示方書および式を、それぞれ「示方書」および「せん断耐力式」と略記する。表-2に示される結果より、せん断補強材を配置しないAS-1供試体、あるいは少な

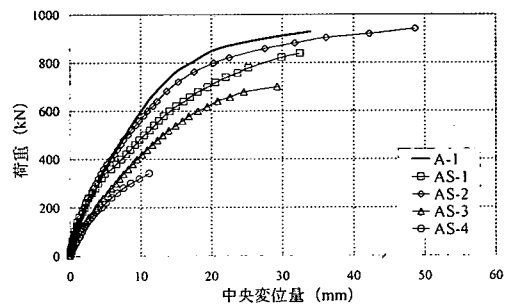


図-9 荷重－変位曲線に対するせん断補強材の影響

いAS-2供試体においても、その耐力はせん断耐力式値を上回っていることが分かる。

ここで、せん断補強材の影響を調べるため行った載荷実験(AS-1～AS-4)の荷重－変位関係を図-9に示す。なお、同図では比較のため、基本形状としたA-1供試体の荷重－変位関係も併記している。

せん断補強材を配置しないAS-1供試体に着目すると、P=300kN程度まではA-1供試体とほぼ同様の変位挙動を示すものの、それ以上の荷重では、A-1供試体に比べ急激に変位が大きくなっていることが分かる。AS-1供試体では、せん断補強材を有さないため、せん断ひび割れの発生により、供試体中央の変位が大きくなったものと考えられる。しかしながら、せん断補強筋を配さないRC部材では、一般にせん断スパン部において斜めひび割れが発生し、破壊に至るところであるが、AS-1供試体ではスキンプレートによるコンクリートの拘束効果によって剛性が増し、このような変位の推移になったものと思われる。

さらに最大荷重に関すれば、AS-1供試体ではせん断(838kN)で破壊に至ったものの、その計算値482kNを大きく上回るものであった。両者の差異の理由として、せん断耐力の計算値はRC部材を基にするものであり、本実験の供試体で用いるスキンプレートによるコンクリートの拘束効果を考慮していないことが挙げられる。RC部材のせん断耐力計算値Vは、コンクリートおよびせん断補強筋によるせん断耐力Vc、Vsの和として表されるが、せん断補強材を配さないAS-1供試体では、その計算値はVcのみで求められる。RC部材の場合、せん断スパン部に斜めひび割れが発生することでコンクリートの剥離等により終局状態に至るが、本実験供試体においては、スキンプレートがコンクリートのせん断変形を拘束し、ひび割れ～剥離等が生じにくく、結果的にせん断耐力が向上したものと考えられる。なお同供試体の破壊時には、上下のスキンプレートの介在により上下方向の変形は拘束され、側面方向へのコンクリートのはらみ(ポアソン効果)がみられる程度の変状であった。

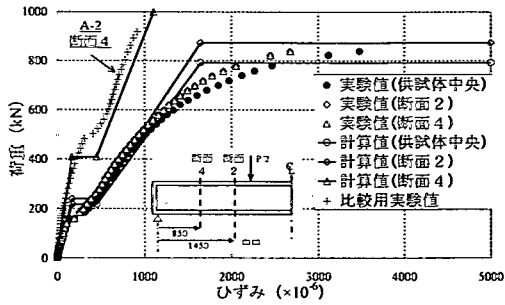


図-10 AS-1 供試体における荷重-ひずみ関係

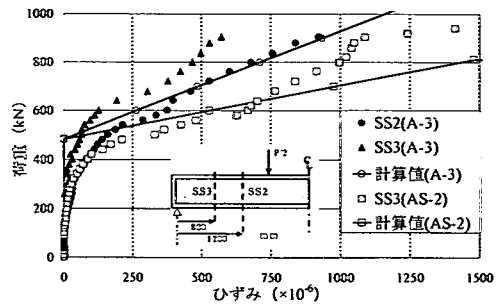
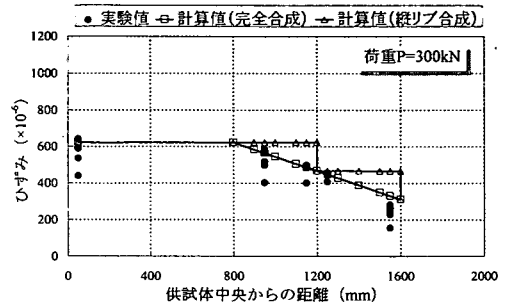


図-11 せん断補強材のひずみ

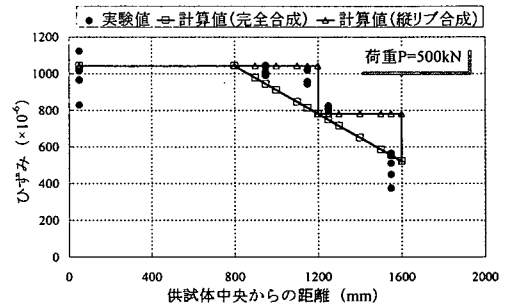
ここで図-10に、せん断補強材を配さないAS-1供試体の中央断面、せん断スパン部となる断面2(支点からの距離 $L=1450\text{mm}$)および断面4(支点からの距離 $L=850\text{mm}$)における引張側主桁の荷重-ひずみ曲線を示す。供試体中央断面における主桁では、計算値は概ね実験値と合っているものの、断面2や断面4などのせん断スパン部では、荷重が大きくなるにつれ、ひずみの計算値は実験値より小さい値を示している。これは、計算上ではシアコネクタとしての縦リブの介在により、健全とするコンクリートにせん断力が伝達されると仮定しているのに対して、実験におけるせん断スパン部では、斜めせん断ひび割れの発生・進展に伴って、主桁部とコンクリートの一体性が失われ、コンクリートにせん断力の伝達が十分にできないことに起因するものと考えられる。断面2や断面4における引張主桁ひずみが、中央断面におけるひずみとほぼ同等となったことは、主桁～コンクリート間の一体性の損失に伴うせん断力伝達不足の裏付けとも捉えられる。なお、同様の傾向は、せん断補強材の少ないAS-2供試体においてもみられた。実際の合成梁(コンクリート充填鋼殻)の設計では、せん断力に対して適切にせん断補強材が配置されれば、同図に併記するA-2供試体の断面4におけるひずみに示されるように、縦リブによりせん断力の伝達が十分になされ、実用上大きな問題は生じにくいものと考えられる。

図-11に、A-3供試体におけるせん断補強材の載荷方向のひずみ変化を示す。なお、同図において着目したせん断補強材はSS2およびSS3であり、それぞれ支点からの距離 L が、SS2： $L=1200\text{mm}$ 、SS3： $L=800\text{mm}$ である。

示方書⁹⁾によると、部材のせん断耐力は、コンクリートのせん断耐力 S_c と、せん断補強筋(材)のせん断耐力 S_s の和として表されている。本研究では計算の単純化のため、作用するせん断力 $S(=荷重P/2)$ が S_c 以下の応力域において、全てコンクリート部が負担するものと仮定した。さらにせん断力 S が S_c に達すれば、



A) P=300kN



B) P=500kN

図-12 縦リブによる応力伝達 (A-3 供試体)

せん断補強材が荷重を受け持つものとし、以降の応力増加分($S-S_c$)は全てせん断補強材に負荷されるものとして計算を行った。

ここで上記の仮定計算に基づけば、圧縮強度 $\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$ のコンクリートでは、せん断耐力 S_c が 241kN となることから、載荷荷重 P が $482\text{kN}(2 \times S_c)$ までせん断補強材には応力は作用しないものとなる。さらに、載荷荷重 $P > 482\text{kN}$ の応力域において、荷重超過分($P - 482$)のみが、せん断補強材に作用するものとなる。上記計算に基づくせん断補強材の発生応力を以下に示す。

- $0 \leq P \leq 2S_c$ の場合： $\sigma_s = 0 \text{ kN}$
- $P > 2S_c$ の場合： $\sigma_s = (P/2 - S_c) \times p / (A_w \times d \times j)$

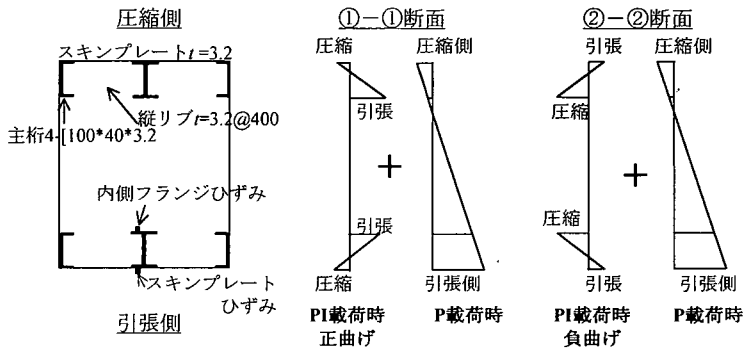
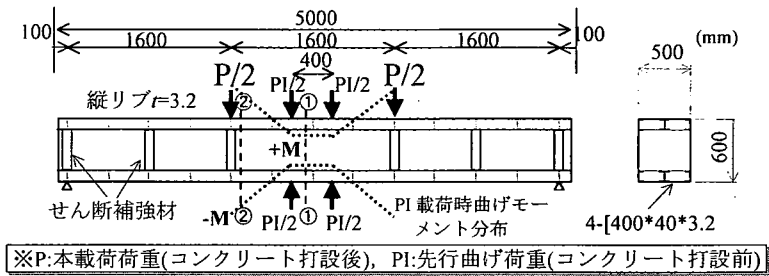


図-13 仮設時応力の導入

但し σ_s : せん断補強材の応力

p : せん断補強材のピッチ (40cm)

A_w : せん断補強材の断面積 (9.344cm²)

d : 有効高さ (55cm)

j : 7/8

ここで図-11に示されるように、適切にせん断補強材を配したA-3供試体では、上記の仮定に基づいた計算値と実験値の比較より、両者は概ね合っていることが分かる。

以上より、せん断補強材を設計する場合、示方書と同様に、部材せん断耐力はコンクリートと補強材のせん断耐力の和として推定可能と考えられる。またRC部材の設計同様、作用するせん断力からコンクリートのせん断耐力を差し引いた値から、補強材の設計が可能であると考えられる。

(3) 鋼・コンクリートの一体性(シアークネクター)

縦リブおよびせん断補強材は、鋼・コンクリートの一体性確保のためのシアークネクターの役割を担う。ここで、鋼材とコンクリート間の物理的付着が極めて小さく無視できるものと仮定すると、両者間では縦リブやせん断補強材によってのみ、せん断伝達が行われることになる。この場合、部材軸方向における鋼材のひずみは直線分布とならず、図-12に示されるように、縦リブ位置ごとに変化のみられる階段状のひずみ分布となる。同図は、各断面における(引張側)主桁ひずみをプロットしたものであり、比較のために、完全合成およびリブのみの合成による

計算値を併記している。

完全合成とする場合の計算値は、いずれの位置においてもせん断力の伝達が可能となるため、ひずみ分布は直線状となる。また、リブのみによる合成では、縦リブまたはせん断補強材にてせん断の伝達が行われ、ひずみ分布は縦リブあるいはせん断補強材の位置にて変化する階段状となる。

図-12に示される実験値のひずみ分布では、 $P=300\text{kN}$ 程度と比較的小さい荷重レベルにおいて、完全合成にみられる直線分布形状を呈している。これは、コンクリート～鋼材間の物理的な付着に起因するものと考えられる。また、これらの荷重レベルを超え両者間の付着が損なわれると、リブのみのせん断伝達となるため、局所的に両者の一体性が失われることになる。したがって、同リブ間にある3断面(中央からの距離 $L_c=950\text{mm}$)と4断面(同 $L_c=1150\text{mm}$)のひずみは、ほぼ同程度の値となるとともに、逆に $L_c=1200\text{mm}$ 位置に縦リブが介在する5断面($L_c=1250\text{mm}$)では、極めて小さなひずみとなるような階段状ひずみ分布を形成する。

(4) 仮設時曲げ応力の影響

鋼殻は、内部に打設されたコンクリートが硬化するまで、仮設として矩形トンネル覆工体の役目を果たす。鋼殻の主桁は、主にトンネル内部掘削後の外殻構造部材として働くものであるが、この仮設時においては、土圧による曲げ応力(以下、仮設時応力と略記)が作用することになる。そのため、打設コ

ンクリートの硬化時点で、本設時に生じる引張力に対し、仮設時応力が付与されることになる。そこで本研究では、この仮設時応力が部材耐力に与える影響を確認する目的から、(模擬)仮設時応力を導入したAI-7およびAI-8供試体、さらに比較用のA-7およびA-8供試体について载荷試験を行った。

ここで、仮設時応力の導入方法および試験方法について以下のA)~C)に示す。

- A) 図-13中の①-①断面の内側フランジ(SS400材；仮設時許容応力度 210 N/mm^2 相当)に対し、先行ひずみ 1000μ を与えるため、ひずみを計測しながら先行荷重PI(=50kN)を負荷する。ここで先行荷重PIは、①-①断面における正曲げ(+M)と、②-②断面(P載荷点位置)における負曲げ(-M)が同じ大きさとなる位置とする。
- B) 先行荷重PIを負荷した状態で、コンクリートを打設し、硬化後は先行荷重の除荷を行う。
- C) 計測ひずみをもとに先行導入した曲げ応力を確認後、2点载荷曲げ試験を実施する。

なお、図-13には先行荷重PIおよび本载荷荷重Pが付与された際のひずみ分布模式図を示している。

ここで表-2に示される部材耐力に着目すると、A-7供試体(主桁高さ100mm)における部材耐力 $PM_{ue}=931 \text{ kN}$ に対して、仮設時応力を導入したAI-7供試体では部材耐力 $PM_{ue}=916 \text{ kN}$ であり、A-8供試体(主桁高さ40mm)の部材耐力 $PM_{ue}=816 \text{ kN}$ に対して、AI-8供試体では部材耐力 $PM_{ue}=796 \text{ kN}$ と、若干ながら耐力低下傾向は認められるものの、その影響は顕著でないことが分かる。なお、仮設時応力を導入したAI-7およびAI-8供試体においても、その部材耐力は、RC部材として求めた設計終局耐力(AI-7→ 747 kN 、AI-8→ 629 kN)を十分に上回るものであった。

ここで、仮設時応力の有無に伴う荷重-変位曲線の比較を図-14に示す。同図では、仮設時応力導入の有無に拘わらず、ほぼ同様の曲線形状をなしていることが分かる。

また、図-15はA-7およびAI-7供試体の①-①断面における引張鋼材(フランジ&スキンプレート)ひずみを示すものである。1000 μ の先行ひずみが導入されたAI-7供試体では、内側フランジが比較的早期($P \approx 300 \text{ kN}$, 降伏ひずみ $\epsilon_y = 1567 \mu$)に降伏ひずみに達する。しかしながら、その場合のスキンプレートでは、曲げによるひずみが150 μ 程度であり、これらの降伏領域に達しない部分の存在により、内側フランジのひずみは降伏点に達しても、ひずみが急激に増大することはなかった。

以上のように、部材が引張力を受けた場合、仮設時応力による引張応力側では、比較的早期に降伏ひ

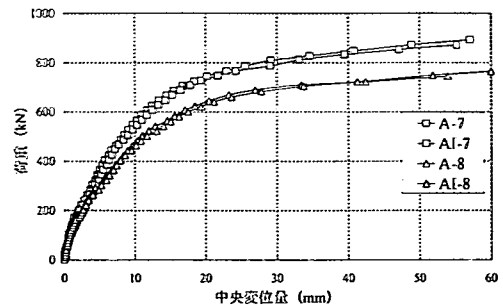


図-14 仮設時応力が荷重-変位曲線におよぼす影響

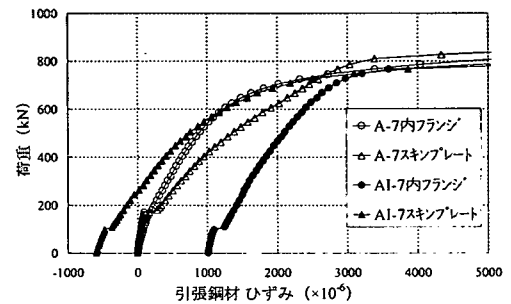


図-15 仮設時応力が引張鋼材ひずみにおよぼす影響

ずみに達するものの、圧縮側は未だ弾性域にあるため、変位が極端に増大することはないものと考えられる。換言すれば、先行圧縮応力部分も含める全断面が降伏ひずみに達して、はじめて変位が増大することを意味するものである。上記の結果を総括すれば、 210 N/mm^2 の仮設時曲げ応力が主桁に作用しても、部材耐力および変形性能に対してあまり影響がないものと推察される。

(5) 開口部を有する合成部材の挙動

MMB工法は、外殻の形状に合わせて矩形シールドを施工し構造物を構築するため、合理的な断面を確保できる。さらに断面力が大きくない躯体部では、避難・管理やインフラスペースを設定することで、さらなる計画断面の合理化が図れる特徴を有する。

本節において対象とする開口部を有する供試体は、A-5、A-6、AS-3、AS-4の4供試体であるが、それぞれ開口部の位置、すなわち等曲げ区間部やせん断スパン部によって、その力学的挙動が大きく異なるものであった。その例として、A-5およびAS-3供試体の詳細を図-16に示すとともに、表-3に開口部を有する供試体の仕様を示す。なお、開口部の外周は、特に鋼材等は配置しておらず、コンクリートが直接露出した状態である。

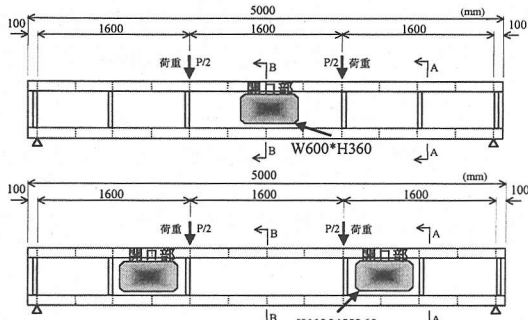


図-16 開口部を有する供試体の一例
(上段：A-5 供試体，下段：AS-3 供試体)

供試体名	主桁高さ	開口部位置	開口規模
A-5	100mm	等曲げ区間	W 600
A-6	40mm		×
AS-3	100mm	せん断スパン部	H 360
AS-4	40mm		(mm)

レオンハルトの理論⁷⁾によると、開口を有するRC部材に対して、以下の設計手法が示されている。

- ① 開口のない全断面を仮定した作用曲げモーメントMによる照査
- ② 上下弦部（開口部の上下部分）の軸方向力CおよびTによる照査

$$-C = T = M/z \quad (1)$$

但し、C：圧縮力，T：引張力，M：曲げモーメント，z：上下弦の中心線距離

- ③ せん断力Qによって作用する上弦材（圧縮側）のせん断力 Q_U ，下弦材（引張側）のせん断力 Q_L に対する照査（圧縮側の上弦材がせん断力の大半を負担するとしている）

$$Q_U = \alpha Q \quad (2)$$

$$Q_L = (1 - \alpha) Q \quad (3)$$

但し、 $\alpha = 0.8 \sim 0.9$

- ④ 上弦材および下弦材に対して、軸方向力を伴う曲げについて照査

$$M_U = \pm Q_U \cdot L/2 \quad (4)$$

$$M_L = \pm Q_L \cdot L/2 \quad (5)$$

$$N_U = C \quad (6)$$

$$N_L = T \quad (7)$$

但し、L：開口部の長さ

ここで、A-5およびA-6供試体における開口部は、等曲げ区間にあり、せん断力は作用しない。したがって、④に示されるせん断力Qによる付加的な曲げモーメントは作用せず、①および②の照査を行えばよいことになる。図-17は、A-5供試体の各荷重作用下における断面ひずみ分布を示したものであり、比較用の計算値として、上記の①および②の照査値を示

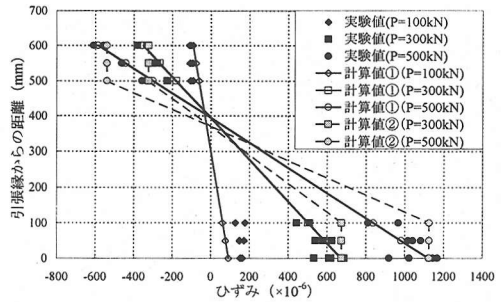


図-17 等曲げ区間に開口部を有する部材の断面ひずみ分布 (A-5 供試体)

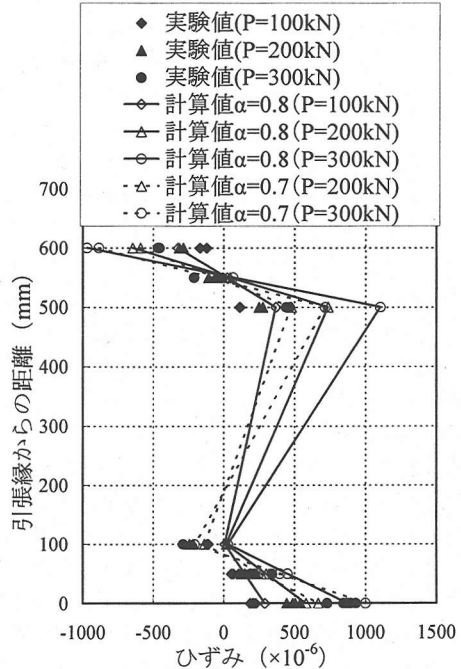


図-18 せん断スパン部に開口部を有する部材の断面ひずみ分布 (AS-3 供試体)

している。実験値は、高さ600mmの梁部材であるが、ひずみ分布はほぼ直線的であり、開口部がないものとして算出した計算値に対して概ね合っていることが分かる。また、主桁高さ100mmの開口部を有さないA-1供試体の耐力 $PM_{ue} = 928kN$ に対し、開口部のあるA-5供試体の耐力は $PM_{ue} = 962kN$ であり、また主桁高さ40mmの開口部のないA-4供試体の耐力 $PM_{ue} = 861kN$ に対し、開口部のあるA-6供試体は $PM_{ue} = 860kN$ であった。このことから、等曲げ区間に開口部を有する部材においては、その影響はほとんど見られないことが伺える。

一方、せん断スパン部に開口を有する場合、④に示されるように、開口部の上下に分けられた梁に対して、せん断力Qによる付加的な曲げモーメントが作用することになる。このような部材では、上下に分

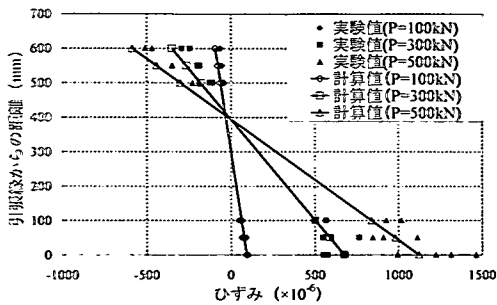


図-19 未充填部のひずみ分布に対する影響(A-2 供試体)

けられた梁は別々の挙動を示し、ひずみ分布もそれぞれ独立したものとなる(図-18参照, 例. AS-3)。

開口部を有する梁の挙動に関しては、レオンハルトによる式(3)により概ね表現できるとされているが、同式においては負担率 α の設定が問題となる。レオンハルトによると、下弦側の部材は引張力が作用することによって剛性が低下し、せん断力のほとんどが圧縮側の上弦材に負担されると考え、負担率 $\alpha = 0.8 \sim 0.9$ としている。AS-3供試体においては、開口によって分けられた梁高さ120mmの大部分を溝型鋼100mmがカバーしているため、上弦材に比べても著しい剛性の低下にはなりにくい。図-18に示す結果から、負担率 α は概ね0.6~0.7程度であった。このように上弦材および下弦材の剛性により α が異なるため、設計段階で十分な検討が必要であると思われる。

以上のことから、せん断力の大きく作用する断面に開口部を設けることは、開口部によって隔てられる上下の梁部に付加的な曲げモーメントの影響が著しくなるため構造的に不利となるが、せん断力作用の影響が小さい断面には、大幅な補強を施す必要もなく、開口部を設けても大きな支障になりにくいものと考えられる。

(6) コンクリート充填欠陥部の影響

MMB工法における部材は、鋼殻内にコンクリートが十分に充填され、鋼殻とコンクリートが一体となって挙動することが前提となっている。ここで木村らの研究によると、鋼コンクリートサンドイッチ構造を適用した沈埋函の部材試験においては、未充填部の影響はあまりないことが報告されている⁸⁾。しかしながら、本構造は鋼コンクリートサンドイッチ構造と類似してはいるものの、未充填部を有した場合の部材の挙動は確認されていないため、コンクリート未充填部を有する供試体を製作し、未充填の影響について確認実験を試みた。

A-1供試体と同形状であるA-2供試体では、圧縮側の主桁内に厚さ $t = 20\text{mm}$ の発泡スチロールが予め貼

られ、コンクリートの未充填箇所(主桁高の1/5、荷重位置は除く)を設けたものである。A-1供試体における耐力 $PM_{ue} = 928\text{kN}$ に対して、A-2供試体の $PM_{ue} = 918\text{kN}$ となり曲げ耐力の低下はみられなかった。また、図-19は、供試体中央部の断面ひずみ分布を示したものであるが、本研究で設けた程度の未充填であれば、部材の耐力や挙動に与える影響はあまりないといえる。

5. まとめ

本研究は、矩形要素のボックスシールドトンネルで組合せ構成される大断面トンネル工法に対し、各要素がさらされる内的・外的条件を組み込んだ荷重実験を実施するとともに、その諸特性について検討を試みたものである。さらに、これらの鋼殻要素の設計に活用すべく、RC構造物の一般設計法である許容応力度法に基づく設計値と実験値の比較・確認を試みた。本研究の範囲内で得られた知見を以下に要約する。

- ① 鋼殻内にコンクリートを打設充填した合成部材は、RC部材として求めた設計値と同等以上の耐力を有するとともに、ひずみの分布もほぼ同程度のものであった。これらのことより、本構造をRC部材として設計することの妥当性が伺えた。
- ② 本構造は、低荷重域において鋼コンクリートの完全合成構造と同様の挙動を示し、ひずみ分布は直線状となった。さらに高荷重域においては、縦リブあるいはせん断補強材の位置にて変化する階段状を呈した。
- ③ 仮設時曲げ応力を考慮した実験において、部材の引張応力側では、比較的早期に降伏ひずみに達するものの、圧縮側は未だ弾性域にあり、変位が極端に増大することはない。 210N/mm^2 の仮設時応力が主桁に作用しても、部材耐力および変形性能に対してあまり影響はみられない。
- ④ せん断力の大きく作用する断面に開口部を設けることは構造的に不利となるが、せん断力作用の影響が小さい断面には、大幅な補強を施す必要もなく、開口部を設けても大きな支障になりにくい。
- ⑤ コンクリートの未充填を想定し、圧縮側の主桁内に20mmのコンクリート欠損部を設けても、部材の耐力や挙動に与える影響は極めて小さいものであった。

本論文では、主に鋼殻部材に関する構造的諸問題について、その性能に関する検討を試みたものであ

る。また同工法では、鋼殻部材の接合部性能が極めて重要な項目であることから、部材接合部の諸性能についても引き続き検討・報告を行う予定である。

参考文献

- 1) 多田幸司, 谷口 徹, 古川浩平, 中川浩二: ボックスシールド機の開発と施工性に関する実験的検討, 土木学会論文集, No.480/VI-21, pp.157~166, 1993.12.
- 2) 多田幸司, 中川雅弘, 古川浩平, 中川浩二: ボックスシールド工法における裏込め注入に関する実験的研究, No.504/VI-25, pp.51~60, 1994.12.
- 3) 谷口 徹, 請川 誠, 多田幸司, 中川浩二: 円弧状隅角部を持つ矩形コンクリートセグメントの設計と載荷試験結果, 土木学会論文集, No.595/VI-39, pp.17~26, 1998.6.
- 4) 請川 誠, 谷口 徹, 元木 実, 中川浩二: 矩形断面スチールセグメントの合理的構造と設計に関する提案と検証, 土木学会論文集, No.651/VI-47, pp.47~60, 2000.6.
- 5) コンクリートライブラリー 鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案), 土木学会, 1992.
- 6) 土木学会コンクリート標準示方書(設計編), 土木学会, 1996.3.
- 7) F.レオンハルト, E.メニッヒ(成井信, 上坂康雄共訳): レオンハルトのコンクリート講座③鉄筋コンクリートの配筋, 鹿島出版会, 1984.5.
- 8) 木村秀雄, 酒井浩次, 清宮理, 渡辺英夫: 一様な未充填部を有する鋼コンクリートサンドイッチばりの曲げ試験, 第50回土木学会年次学術講演会, 1995.7.

(2001. 11. 8 受付)

MECHANICAL PROPERTIES OF STEEL-CONCRETE HYBRID SEGMENT APPLIED TO MICRO MULTI BOX SHIELD METHOD

Makoto UKEGAWA, Minoru MOTOKI, Isamu YOSHITAKE and Koji NAKAGAWA

The object of this study is the large-scale rectangular tunnel by combining plural box-shield tunnels. This study aimed at the steel-concrete hybrid segment for the tunnel, carried out the loading test for obtaining the fundamental data of its design. This study ascertained the basic mechanical properties of hybrid segment, and examined the influence of the external conditions, e.g. initial bending stress, or internal conditions, e.g. non-filling of concrete. The obtained results were compared with calculated value based on the allowable stress design. As the results, it was certain that the calculated value was generally well fit to the experiments.