

矩形要素を組合せた超大断面トンネル工法 における接続部材の性能

請川 誠¹・土田克美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 アーバンネットワークスPJ (〒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 本社 土木工事技術部 (〒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 臨床トンネル工学研究所 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2-16-1)

本研究は、矩形要素を組合せた超大断面シールドトンネル工法に用いる鋼殻部材の接続方法について実験的な評価を試みたものである。特に、シールド施工の誤差をある程度許容できる構造とするため、接続部をRC構造とし、その際における荷重-変位関係や、接続部鉄筋と鋼殻部材との力の伝達等の諸特性について検討を試みた。さらに、本論ではコンクリートを介した鋼殻と鉄筋のラップによる接続方法に対し、鋼殻あるいは鉄筋の引張降伏強度に基づく接続部の定着設計方法を示した。また、接続部が所要の曲げ耐力を有すること、及び各応力材が許容応力度法で求めたひずみ値と概ね一致することを実験により確認した。

Key Words : shield tunneling method, box shield, connection of hybrid segment, stress-transmission

1. はじめに

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(MMB工法: Micro Multi Box-shield)は、比較的小断面の矩形シールド機^{1),2)}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、躯体に沿って矩形シールドが掘進するため、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で転用できるため、初期コストを押さえることが可能となるなどの特徴を有する工法である。しかしながら、大断面トンネルの構成部材は、鋼殻にコンクリートを打設充填した鋼・コンクリート合成部材(鋼殻部材)をRC部材で接続した複雑な構造形式であり、特に接続部における力学特性の把握は必須といえよう。

前報³⁾においては、鋼殻部材自身を対象として、内的・外的条件を組み込んだ載荷実験を通して、曲げ・せん断耐力の確認を行うとともに、荷重-変位関係やひずみ分布に対する諸要因の影響度について検討した。本研究では、MMB工法に主眼をおいた前報³⁾の研究成果を踏まえ、RC構造となる鋼殻部材間の接続部材の耐力試験を実施し、各種要因が及ぼす影響について検討を試みた。さらに、許容応力度設計法で求めたひずみ値と比較することにより、通常のRC構造物の設計と同様に取り扱えることを検証した。

2. 鋼殻部材の接続部の課題

MMB工法では、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、その接続の有利性から鋼製を基本としている。前報³⁾において対象とした鋼・コンクリート合成部材(鋼殻部材)は、この鋼殻の内部にコンクリートを打設充填し、鋼殻内部に設けた主桁を外殻構造部材の応力材としたものであった。

一方、予め応力材を配さない鋼殻部材間(接続部)には、接続部における地山掘削後、新たに応力材を配することとなる。ここで、その応力材は鋼殻部材の応力材である主桁と直接・間接を問わず力が伝達される構造であることが必要とされる。しかしながら、シールドトンネルの施工にあたり、一般に50mm前後の掘進施工誤差が生じるとされているが、その場合、必ずしも接続すべき鋼殻部材間の設計上の位置関係を保持できない問題が浮上する。それゆえ、接続部における応力材の配置は、鋼殻部材の応力材に確実に力が伝達できるとともに、ある程度施工誤差にも対応できるような構造形式であることが求められる。

ここで、応力材の力の伝達方法としては、既製部材を機械的に連結する方法や間接的にコンクリートを介して力を伝達させる方法などが挙げられる。鋼殻部材内の応力材と機械的に連結する方法は、力の

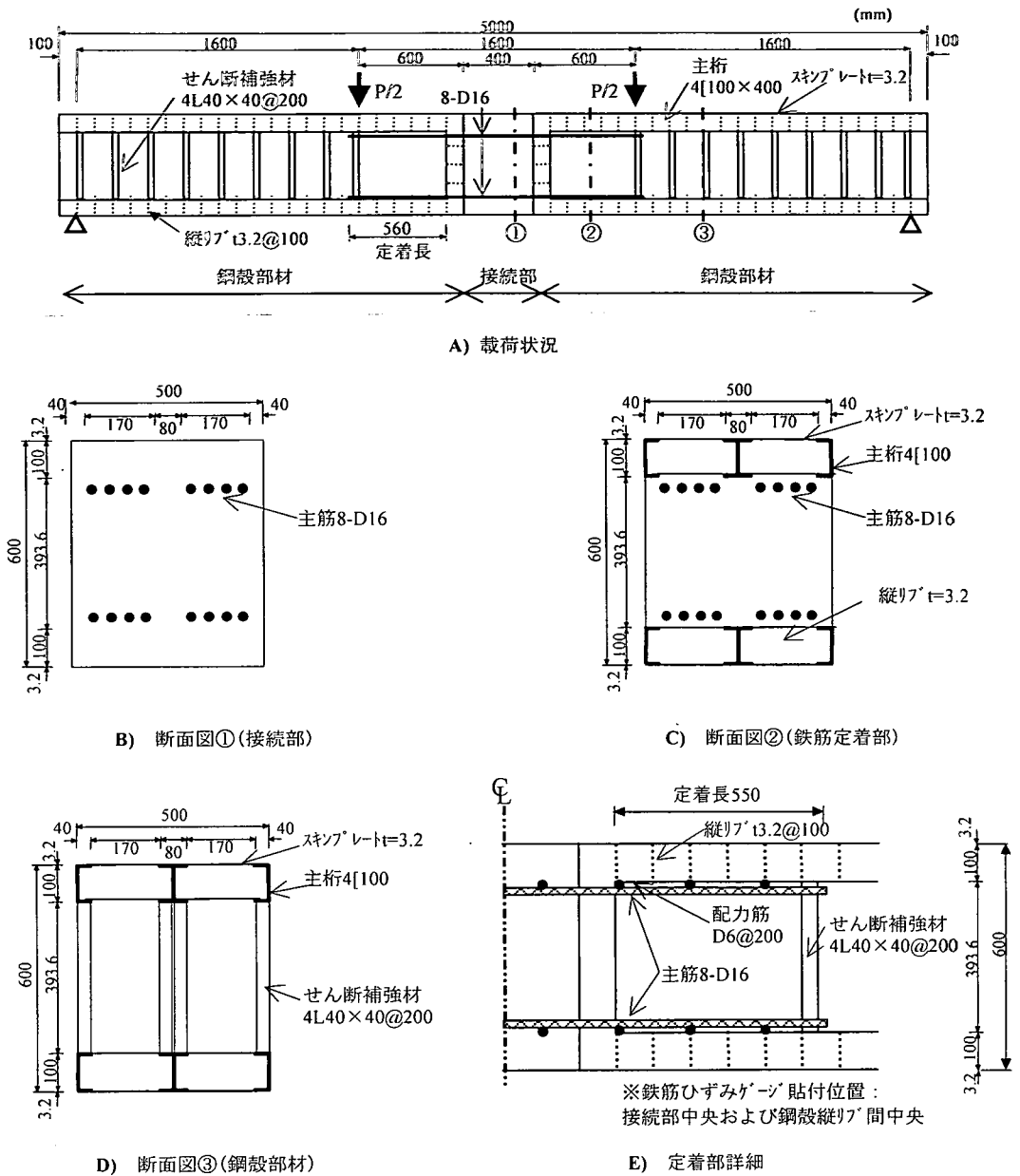


図-1 実験供試体の基本構造および載荷状況 (例: 供試体 B-1, 単位 mm)

伝達が明確である反面, 施工誤差の吸収能力に関して問題が残る. 例えば, これらの施工誤差を吸収するにあたり, 連結面に球面加工⁴⁾を施す方法も考えられるが, コストが高くなる. 一方, コンクリートを介して力の伝達を行う構造とする場合, 施工誤差の吸収性は良好なものとなるが, 様々な要因から応力伝達性は明確なものではなく, その設計に関する基礎的資料が必要とされる.

そこで本研究においては, 施工誤差の影響をある程度対応できるコンクリートを介した構造を対象とし, その応力伝達に影響を及ぼす鉄筋比, 鉄筋段数, 定着長, コンクリートの充填性といった実験パラメータを変化させることで, 接続部位における耐力や変形挙動に対する各因子の影響を調べた. さらに, 得られた実験結果を踏まえ, 定着方法や定着長といった定着部位の設計法の妥当性について検討を試みた.

表-1 実験供試体の詳細および耐力結果

供試体名	供試体形状		主桁	鉄筋径および段数	鉄筋比 %	設計荷重(kN) Pd	曲げ耐力 kN		安全率 Pue/Pd	曲げ耐力比 Pue/Puc	備考 (実験主目的)
	梁高 (mm)	梁幅 (mm)					実験 Pue	計算 Puc			
B-1	600	500	4[100×40	8-D16 1段	0.66	165	490	427	2.96	1.15	基本形状
B-2	600	500	4[40×40	8-D16 1段	0.59	192	579	440	3.02	1.32	主桁高さ40mm
B-3	600	500	4[100×50	8-D22 1段	1.30	306	820	714	2.68	1.15	高鉄筋比
B-4	800	400	4[100×40	8-D13 1段	0.37	155	480	397	3.10	1.21	梁高さ800mm
B-5	800	400	4[100×50	8-D13 1段	0.37	155	475	397	3.07	1.20	800mm, 鋼材量多
B-6	800	400	4[100×40	16-D13 2段	0.77	287	782	715	2.72	1.09	2段配筋
B-7	800	400	4[100×50	16-D13 2段	0.77	287	775	715	2.70	1.08	2段配筋, 鋼材量多
B-8	600	500	4[100×40	8-D16 1段	0.66	165	520	427	3.14	1.22	引張コンクリート未充填
BS-1	600	500	4[100×40	8-D16 1段	0.66	220	661	569	3.00	1.16	接続部位置
BS-2	800	400	4[100×40	8-D13 1段	0.37	206	675	529	3.27	1.28	800mm, 接続部位置
A-1	600	500	4[100×40	-----	-----	337	928	832	2.75	1.12	鋼殻部材基本形状

鋼殻部材の縦リブ間隔はB-8のみ400mm, その他は100mm
 鉄筋材質はSD345
 鋼殻材質はSS400
 設計荷重: 引張鉄筋が許容応力度 200N/mm²となる許容応力度設計法により求めた計算値
 圧縮強度: 39.6N/mm²(B-1,2,3,8,BS-1) 40.5N/mm²(B-4,5,6,7,BS-2)
 曲げ耐力は載荷荷重換算値
 接続幅は全て400mm
 破壊形態は全て接続部における曲げ破壊

主桁および鉄筋の詳細

主桁	形状	降伏点強度
	[100*40*3.2 [40*40*3.2 [100*50*5	329 N/mm ² 334 N/mm ² 396 N/mm ²
鉄筋	D6	354 N/mm ²
	D13	430 N/mm ²
	D16	426 N/mm ²
	D22	415 N/mm ²

表-2 配合条件

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

※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

3. 実験方法

(1) 実験供試体と実験項目の詳細

MMB工法における接続部を模擬するため, 本研究では, 図-1に示すような基本構造の実験供試体を作製した. 表-1に示す10体の実験供試体を用いて, 鋼殻の主桁高さ, 鉄筋比, 梁高さ, 鋼殻の鋼材量, 配筋段数, コンクリート未充填, 接続部位置といった諸因子の及ぼす影響について, 主に曲げ耐力試験を通じて評価を行った. なお, 表-1中の曲げ耐力の計算値は, コンクリート標準示方書⁵⁾に示されるように, コンクリートの圧縮応力度を等価応力ブロックとして, 材料試験により得られた実強度を用いて算定した. これらの実験供試体における鋼殻には, 溝形鋼(高さ100mmまたは40mm)を主桁として4本使用し, 溝形鋼を連結する縦リブは実構造を模擬した間隔に配置した. さらに, 主桁の外側には厚さ3.2mmのスンプレート(スクリュー)を梁幅方向一面に配した構造とし, 鋼殻部材間の接続部における応力材としてD13~D22鉄筋を配した. 実験供試体は, 鋼殻部材内に鉄筋を埋設定着させ, コンクリートを介して鉄筋~鋼殻主桁の力の伝達を行う構造とした. また, 鋼殻部材の接続部側における妻部は, 実際の施工を考慮して, スンプレートを配さず主桁のみとした. なお, 鋼

殻部材内面~鉄筋間のあきは10mm, および2段配筋における1~2段目鉄筋のあきは13mmとし, 200mm間隔でD6異形鉄筋の配力筋を設置した.

なお前報³⁾同様に, 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, 圧縮強度約40N/mm²の実施工を模擬したモルタルコンクリート(以下, 便宜的にコンクリートと表現する)を使用した. 実際にMMB工法に適用する高流動コンクリートの通常の配合条件, および試験に用いたコンクリートの配合条件を表-2に示す.

(2) 載荷方法

図-1(A)に曲げ載荷試験の状況を示すとともに, 同B)~D)その接続部における断面図, さらにE)には接

表-3 実験供試体の定着長

供試体名	鉄筋			鋼殻			設計引張耐力 T (kN)	設計定着長(cm)			実施定着長(cm) Le	LelL
	鉄筋径および段数	A_r (cm ²)	T_{ry} (kN)	A_s (cm ²)	T_{sy} (kN)	V_{scd} (kN)		L_r	L_s	L		
B-1	8-D16 1段	15.888	548	37.052	889	104	548	55	53	55	55	1.00
B-2	8-D16 1段	15.888	548	29.372	705	121	548	55	45	55	55	1.00
B-3	8-D22 1段	30.968	1068	63.040	1513	144	1068	76	74	76	76	1.00
B-4	8-D13 1段	10.136	350	33.852	812	83	350	44	42	44	44	1.00
B-5	8-D13 1段	10.136	350	59.840	1436	93	350	44	38	44	44	1.00
B-6	16-D13 2段	20.272	700	33.852	812	83	700	44	84	84	84	1.00
B-7	16-D13 2段	20.272	700	59.840	1436	93	700	44	75	75	75	1.00
B-8	8-D16 1段	15.888	548	37.052	889	208	548	55	106	106	55	0.52
BS-1	8-D16 1段	15.888	548	37.052	889	104	548	55	53	55	55	1.00
BS-2	8-D13 1段	15.888	350	33.852	812	83	350	44	42	44	44	1.00

鋼殻縦リブ間隔は B-8 のみ 400mm, その他は 100mm
 鉄筋材質は SD345 (公称降伏応力度 $\sigma_{ry}=345$ N/mm²)
 鋼殻材質は SS400 (公称降伏応力度 $\sigma_{sy}=240$ N/mm²)

B-1,2,3,8,BS-1 供試体: $\sigma_{ck}=39.6$ N/mm²
 B-4,5,6,7,BS-2 供試体: $\sigma_{ck}=40.5$ N/mm²
 付着強度 $f_{bod}=2.5$ N/mm² (圧縮強度からの換算値)⁵⁾

続状況の詳細を示す。A)に示されるように、本載荷試験では、等曲げモーメントを負荷するため、スパン長4800mmの2点支持2点載荷とした。なお、載荷は油圧ジャッキを用いて静的に加力し、供試体の圧縮側コンクリートが圧壊するまで単調載荷を行った。

(3) 定着部の設計

定着部の構造においては、鉄筋の定着長の設定が極めて重要なポイントとなる。そこで、本研究では、故意に引張側コンクリートに未充填部を設けたB-8供試体以外において、以下に示す式(1)～(2)に基づいて鉄筋の定着長の設計を行った。

【最小引張耐力の算定】

$$T = \text{Min} [T_{ry}, T_{sy}] = \text{Min} [\sigma_{ry} * A_r, \sigma_{sy} * A_s] \quad (1)$$

【定着長の算定】

$$L = \text{Max} [L_r, L_s] = \text{Max} [T/(f_{bod} * rL), T/(V_{scd} / S)] \quad (2)$$

- T_{ry} : 鉄筋の降伏引張力
- T_{sy} : 鋼殻の降伏引張力
- σ_{ry} : 鉄筋の降伏応力度 (公称値345 N/mm²)
- σ_{sy} : 鋼殻の降伏応力度 (公称値240 N/mm²)
- A_r : 鉄筋の断面積
- A_s : 鋼殻の断面積
- T : 設計引張耐力
- L_r : 鉄筋付着強度から決まる必要定着長
- L_s : 鋼殻の構造から決まる必要定着長
- f_{bod} : 鉄筋の付着強度
- rL : 鉄筋周長

- V_{scd} : 縦リブ1枚あたりのせん断伝達耐力
- S : 縦リブ間隔
- L : 定着長

すなわち、上に示す式(1)～(2)の意味するところは、鋼殻部材側の応力材が降伏する引張力 T_{sy} 、あるいは接続部に配筋した鉄筋が降伏する引張力 T_{ry} のいずれか小さい引張耐力(設計引張耐力 T)に対して、鉄筋がコンクリートを介して十分に力が伝達できる定着長を算定することである。

ここで、鉄筋より決まる定着長 L_r は、設計引張耐力 T に対して、鉄筋とコンクリートとの付着強度 f_{bod} と鉄筋周長より算定される⁵⁾。また、鋼殻から決まる定着長 L_s は、設計引張耐力 T に対して、縦リブ1枚あたりのせん断伝達耐力 V_{scd} と縦リブ間隔 S によって求まる⁶⁾。定着長 L は、必要定着長 L_r または L_s のいずれか大きい値を採用するものとした(表-3参照)。

なお、鉄筋との付着性能が劣るモデルとして、供試体B-8(縦リブ間隔400mm)を設定した。この供試体では、引張側コンクリート部位に未充填区間(主桁高100mmの内、スキンプレート側の40mmに発泡スチロールを配置し対処)を設けるとともに、鉄筋の定着長は鋼殻部材構造から決まる必要定着長 L_s を無視して、鉄筋付着強度から決まる必要定着長 L_r を採用した。

4. 実験結果および考察

(1) 接続部RC部材の変形性状と曲げ耐力

B-1～B-8供試体の荷重-中央変位関係を図-2に示す。なお同図には比較のため、前報³⁾において示した接続部を含まない鋼殻部材のA-1供試体における荷

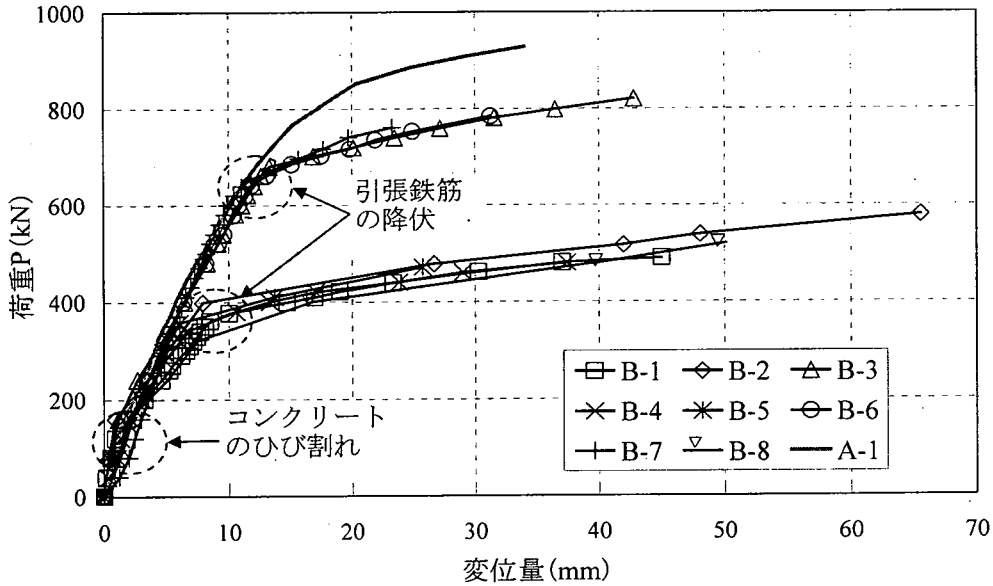


図-2 B-1～B-8 供試体における荷重－中央変位関係

重－中央変位関係を併せて示す。

図-2に示すようにB-1～B-8供試体の接続部材の変位挙動は、実験パラメータの相違に拘わらず、鉄筋量の差異による曲げ耐力で2つのグループに大別されるが、2グループとも、引張側コンクリートのひび割れ点および引張鉄筋の降伏点の2変曲点を有するトリリニアの挙動を示し、両グループの挙動は比較的類似したものであった。これに対して、鋼殻部材であるA-1供試体では、下縁部の主筋およびスキンプレートが主な引張応力材であるため、その降伏点が明確に現れず、丸みをおびた荷重－中央変位関係となる。接続部を含むB-1～B-8供試体では、一般的なRCはり部材とほぼ同様の挙動とみなすことができ、鉄筋降伏後においては変位が急増する傾向が認められた。

ここで曲げ耐力に着目すると、表-1に示すように、いずれもRC部材として算出した曲げ耐力の計算値を8～32%ほど上回るものであった。

(2) 接続部RC部材のひずみ挙動

B-1, B-2, B-3, B-6供試体における供試体中央部の引張側鉄筋ひずみ曲線を図-3に示すとともに、図-4には圧縮側コンクリートのひずみ曲線を示す。

図-3に示す結果に着目すると、荷重 $P=150\text{kN}$ 程度までは引張側コンクリートにひび割れが生じておらず、荷重増分に対するひずみ増分は小さい。また、ひび割れ後においても引張鉄筋の降伏(計算値の折れ点)まで、RC部材の許容応力度設計法に基づいて

求めた計算値に沿う傾向が認められた。これに対して、図-4に示す圧縮側コンクリートのひずみ挙動では、鉄筋ひずみほどひび割れ前後の挙動に明確な変曲点は認められず、鉄筋降伏後においてひずみが急増するものとなった。

ここで一部の実験において、鉄筋ひずみの計測値が計算値より小さくなっているが、これは、ひび割れ発生位置とゲージ貼付位置との差異に起因する現象と思われる。しかしながら両図より、設計荷重レベルでひずみの実験値と計算値が概ね合っているものと捉えられることや、表-1に示したように、設計荷重(計算上引張鉄筋が許容応力度に達する荷重)に対して十分な曲げ耐力を有していることを勘案すれば、RC部材の接続部を許容応力度設計法に基づいて設計することができるものと思われる。

なお、本実験(梁高さ600～800mm)より大きい梁高さ1250mmとした同構造の実験⁷⁾においても、その曲げ耐力およびひずみ挙動に関する実験値と計算値の整合性は、本報で示すようにほぼ同様であったことから、同設計法の妥当性が裏付けられる。

(3) 定着部の挙動

前述のように、本構造における定着長の設計においては、公称値を用いた鉄筋の降伏引張力を設計引張耐力としている。本研究で用いた供試体における鉄筋および鋼殻の降伏応力度の試験値は、それぞれ約 400N/mm^2 、約 330N/mm^2 と公称値より大きいものであった。ここで、いずれの実験においても、定着

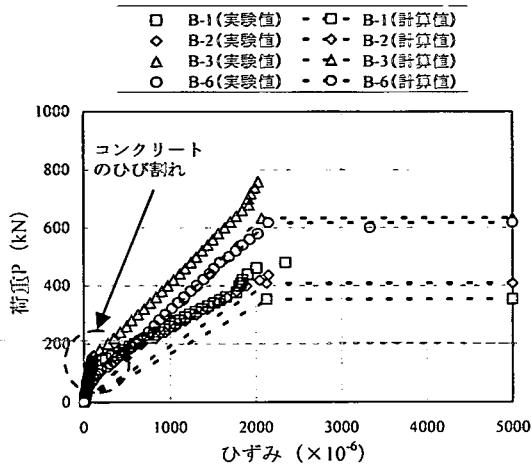


図-3 引張側鉄筋における荷重-ひずみ曲線

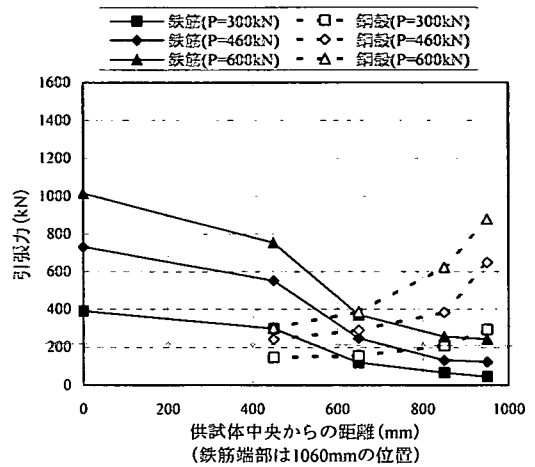


図-5 B-3 供試体における応力伝達状況

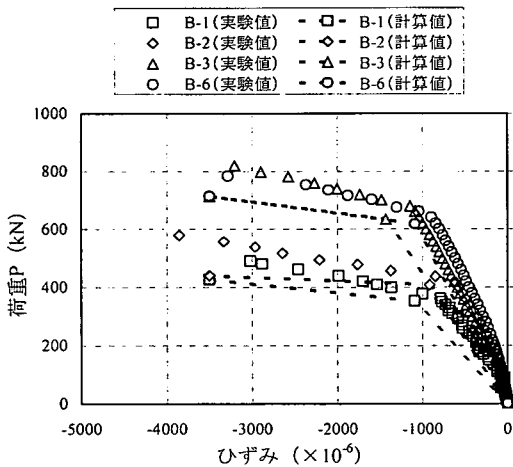


図-4 圧縮側コンクリートにおける荷重-ひずみ曲線

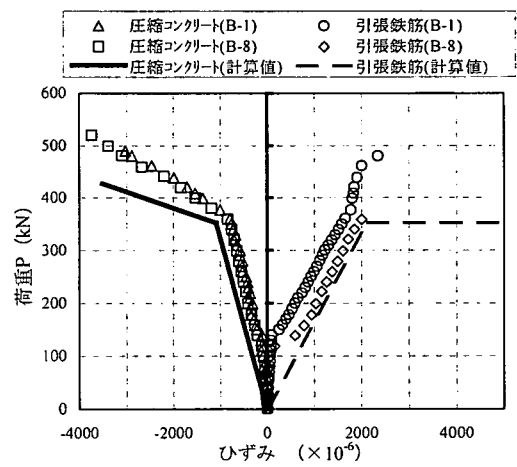


図-6 コンクリート未充填の影響

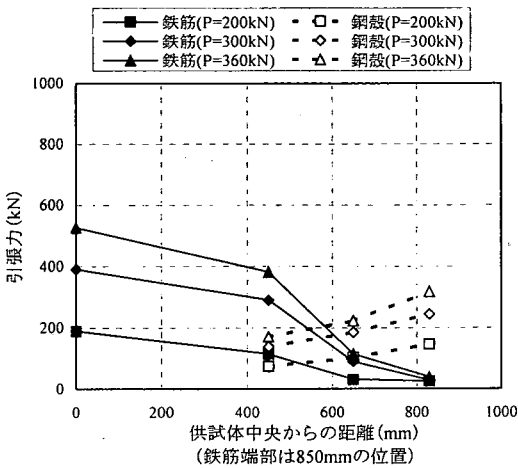
長の設計で用いた設計引張耐力より大きな引張力が作用した場合においても、鉄筋が引き抜けることなく、引張鉄筋の降伏～圧縮側コンクリートの圧壊という過程を辿るものであった。このことより本研究で示した定着長設計の妥当性が確認されるものであった。

図-5は、B-3供試体の引張側定着部における鉄筋と鋼殻主桁について、各荷重段階(P=300, 460, 600kN)におけるひずみ値に鋼材断面積とヤング係数(200kN/mm²)を乗じることで求めた引張力をプロットしたものである。ここに示す結果は、鉄筋端部に近づくにつれ、鉄筋引張力が小さくなるとともに、鋼殻主桁が負担する引張力が大きくなる傾向があり、結果的にコンクリートを介して力の伝達が行なわれている様子を表している。

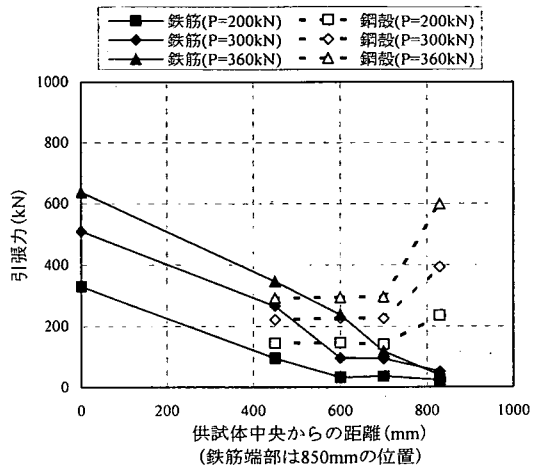
(4) コンクリート未充填と縦リブ間隔の影響

本研究では前報³⁾同様に、引張側の鋼殻主桁内にコンクリートの未充填部(40mm)を設けたB-8供試体を作製し、同様の載荷試験を実施した。なお、B-8供試体は、鋼殻の縦リブ間隔を400mmとすることで、鉄筋と鋼殻との応力伝達性を低減させたものであり、鉄筋の定着長においても、他の設計定着長の約50%にあたる $L_f=55\text{cm}$ とするなど、その曲げ耐力に対して、最も過酷な実験条件を与えたものであった。しかしながら、B-8供試体の曲げ耐力は520kNであり、本研究の基本形状としたB-1供試体の490kNよりむしろ大きいものであった。

B-1およびB-8供試体の引張鉄筋と圧縮側コンクリ

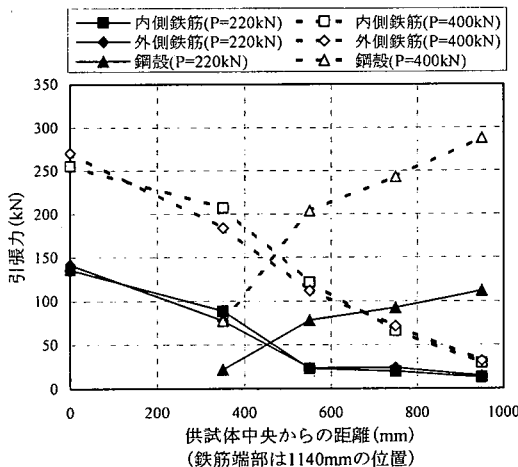


A) B-1 供試体

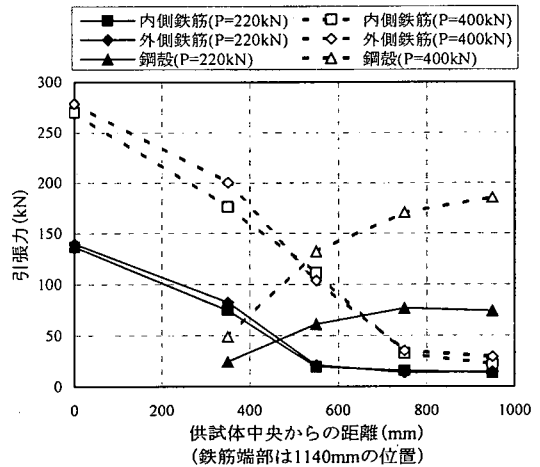


B) B-8 供試体

図-7 鉄筋・鋼殻の引張力におよぼす縦リブの影響



A) B-6 供試体



B) B-7 供試体

図-8 2段配筋による鉄筋・鋼殻の引張力

ートの荷重-ひずみ曲線を図-6に併せて示す。B-8 供試体の引張鉄筋は、 $P=120\text{kN}$ の荷重レベルで、鉄筋ひずみゲージ貼付位置にある引張側コンクリートに曲げひび割れが生じた。そのため、ひび割れ発生後、計算値に沿う形で鉄筋ひずみは増加し、荷重 360kN 付近で降伏する結果となった。一方、B-1供試体は、ひび割れ発生位置がゲージ位置と異なったため、ひび割れ後のひずみ増加挙動は、計算値より若干小さいものであった。なお、荷重 380kN 付近でひずみ増分が小さくなっているのは、ひび割れ当該位置の鉄筋が降伏したためである。両供試体とも設計荷重 $P_d=165\text{kN}$ 付近では、引張鉄筋、圧縮コンクリートとも、許容応力度法で求めた計算値より実験値の方

が小さい値を示している。

以上より、降伏荷重やひずみ挙動においても、両供試体間に有意な差異が認められなかったことから、本研究で示した実験条件の範囲内では、コンクリートの未充填と縦リブ間隔の影響はあまりないものと考えられる。なお、未充填部が及ぼす部材耐力への定量的な影響は不明な点もあり、完全充填が設計の必要条件といえよう。

図-7は、B-1およびB-8供試体の引張側定着部における鉄筋と鋼殻のひずみ値から求めた引張力をプロットしたものである。いずれも供試体中央から 400mm の位置に縦リブがあり、そこからB-1供試体は 100mm 間隔に、B-8供試体は 400mm 間隔に縦リブを配

置している。そのため、B-1供試体における鋼殻の引張力は、供試体中央からの距離に応じて段階的に大きくなっていくのに対し、B-8供試体の鋼殻では、縦リブの存在しない400～800mm間の引張力はほとんど増加せず、800mm位置にある縦リブを過ぎた850mm位置において、引張力が増加するものとなっている。これらの結果は、鋼殻が縦リブにより引張力を伝達している状況を示すものと解釈される。

(5) 2段配筋の性状

B-6およびB-7供試体は、鉄筋を2段に配筋したものであり、鋼殻主桁をそれぞれ、[100×40, [100×50に配するものである。また、いずれの供試体も1～2段目鉄筋のあきは13mmとしている。

曲げ耐力に関しては、表-1に示されるように計算値715kNに対して、B-6供試体が782kN、B-7供試体では775kNと約10%程度上回るものであり、安全率は2.7倍を有した。ここで、図-5や図-7と同様に、2段配筋を施したB-6、B-7供試体における鉄筋・鋼殻の引張力を求めると、図-8に示す結果が得られた。

この図より、2段配筋における鉄筋の内・外側間には、負担する引張力にほとんど差異はみられず、また鋼殻部材との応力交換においても、1段配筋の場合とほぼ同様の挙動をとることが確認された。

(6) セン断スパン部の接続部性状

本工法の外殻構造部材は、前報³⁾で対象とした鋼・コンクリート合成構造の鋼殻部材と本研究で対象としているRC部材の接続部が混在した構造であり、接続部にせん断力が作用する場合も少なくない。本研究では、せん断スパン部において、接続部を設けた際における力学的性質を把握する目的から、はり高さの異なるBS-1およびBS-2供試体を作製し、載荷試験を試みた。図-9に載荷状況の模式図を示す。

表-1に示すように、実験による曲げ耐力は、計算値に対して20%ほど、また安全率は3倍を上回ることが確認された。このことは、接続部を本研究で示すようなRC構造とすることで、鋼殻部材間をほぼ十分に一体化できることを意味するものと思われる。なお、同区間にはせん断力が卓越するため、接続部においてせん断ひび割れが生じるケースも考えられるが、本実験の範囲内では、他の供試体同様にいずれも曲げによる破壊形態を辿った。

ここでBS-1供試体について、せん断スパン部に配した接続部の引張鉄筋、同圧縮側コンクリートおよび供試体中央の引張主桁における荷重-ひずみ曲線を図-10に示す。この結果より、鉄筋降伏に至るまでの計算値は、実験値に対して概ね合っており、接続

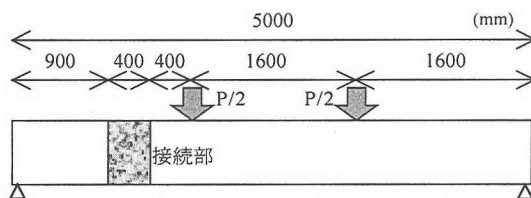


図-9 セン断スパンに接続部を有する際の載荷模式図

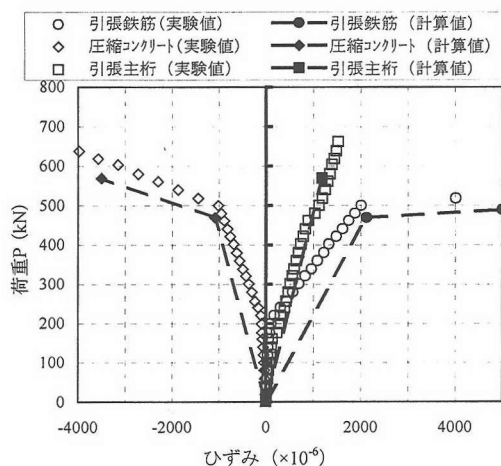


図-10 BS-1 供試体における荷重-ひずみ曲線

部にせん断力が卓越作用するような構造形態であっても、鋼殻部材間に十分な応力伝達がなされていることが確認された。

4. まとめ

本研究は、前報³⁾において課題に掲げた鋼殻部材間を接続する部材の力学特性について検討を試みたものである。特に、本研究ではシールド施工の誤差をある程度許容できる構造とするため、接続部をRC構造とし、その際における荷重-変位関係や、接続部鉄筋と鋼殻との力の伝達等の諸特性について実験的評価を試みた。本研究の範囲内で得られた結論を以下に要約する。

- ① 接続部の応力材である鉄筋および鋼殻主桁間に対して、コンクリートを介して応力伝達するRC構造とすることで、接続部を有するいずれの供試体においても所要の曲げ耐力を有し、許容応力度設計法で求めたひずみ値と各応力材の値が概ね一致する結果が得られた。
- ② 引張鉄筋あるいは鋼殻の降伏強度に基づく接続部鉄筋の定着設計方法を示した。また、その

設計法に基づく各供試体は、最大荷重まで鉄筋が引き抜けることなく、引張鉄筋の降伏～圧縮側コンクリートの圧壊という破壊機構であった。

- ③ RC接続部材における荷重-変位関係は、引張側コンクリートのひび割れ点および引張鉄筋の降伏点の2変曲点を有するトリリニアの挙動を示した。
- ④ 定着部の鉄筋引張力と鋼殻主桁の引張力の分布から、定着部において力の伝達が行われていることが確認された。また、それらの応力伝達においては、縦リブが重要な役割を果たすことが伺えた。
- ⑤ 2段配筋における鉄筋の内・外側間には、負担する引張力にほとんど差異はみられず、また鋼殻との応力交換においても、1段配筋の場合とほぼ同様の挙動を示した。
- ⑥ せん断スパン部に接続部を設けた供試体において、計算値を20%ほど上回る曲げ破壊形態であったことから、RC構造により鋼殻部材間を十分に一体化できることが確認された。

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，土木学会論文集，No.504/VI-25，pp.51～60，1994.12.
- 3) 請川 誠，元木 実，吉武 勇，中川浩二：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，土木学会論文集，No.714/VI-56，pp.165～177，2002.9.
- 4) 山崎祐介，大澤一郎，山中宏之，石原美光，古市耕輔：MMST 合成部材を高強度鉄筋により機械式接続した部材の基本特性，土木学会第 53 回年次学術講演会，V-417，pp.834-835，1998.10.
- 5) 土木学会コンクリート標準示方書（構造性能照査編），土木学会，2002.
- 6) 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.
- 7) 大内慎也，斎藤 亮，加納宏一，榊 利博，請川 誠：MMST 工法における鉄筋重ね継手方式による接続部の特性，土木学会第 53 回年次学術講演会，V-412，pp.824-825，1998.10.

参考文献

- 1) 多田幸司，谷口 徹，古川浩平，中川浩二：ボックス

(2002. 5. 17 受付)

MECHANICAL PROPERTIES OF THE CONNECTED RC MEMBER APPLIED TO MICRO MULTI BOX SHIELD METHOD

Makoto UKEGAWA, Katsumi TSUCHIDA,
Isamu YOSHITAKE and Koji NAKAGAWA

The present study focused on the large-scale rectangular tunnel by combining plural box-shield tunnels. Especially, reinforced concrete structure was discussed as a connection of the hybrid segment and proposed the design method of bond length of reinforcement. The loading test was carried out in order to obtain the fundamental data of its design. The fundamental properties of connection were ascertained from the load-displacement relationship or stress-transmission. The obtained strain data were compared with the calculated value based on the allowable stress design, and application of the design method was ascertained.