

大断面シールドトンネルに適した 場所打ち鉄骨コンクリートライナーの 構造性能と設計法*

Structural Characteristics and Design Method of In-situ Steel Framed Concrete Liner Suitable for Large Section Shield Tunnel



大久保 浩弥
Hiroya Okubo
建材技術部
技術室兼鋼構造研究所
主査(課長補)



西澤 信二
Shinji Nishizawa
建材技術部
技術室
主査(課長)

要旨

特に大断面のシールドトンネルへの適用を目指して開発を進めてきた、鋼枠と場所打ちコンクリートからなる合成構造の覆工体（場所打ち鉄骨コンクリートライナー）について、構造性能と設計法、ならびに鋼枠内へのコンクリートの充てん性を検証した。その結果、次の結論が得られた。(1) 本体部の曲げ、ならびにせん断の設計には、鉄筋コンクリート構造と同様の設計法が適用可能である。(2) 継手部の曲げ設計には、RC セグメントの継手部と同様の設計法が適用可能である。(3) 実施工を想定して鋼枠内にコンクリートを打設し、その充てん性を曲げ実験によって検証した結果、密閉された鋼枠内へのコンクリートの充てんが十分可能であった。

Synopsis:

An innovative tunnel lining system has been developed with the aim of the application to a shield tunnel of large cross section. The present study verified the structural characteristics and design method of the proposed liner, and the degree of the filling of a concrete to the steel form. The studies confirmed the following: (1) For the design of bending and shear in the main member, the design method equal to that for reinforced concrete structure is applicable. (2) For the bending design of the joint member, the design method equal to that for the joint member of the RC segment is applicable. (3) As a result of the bending experiment of a test specimen by placing a concrete in the steel form on the assumption of actual construction, the filling of a concrete to a sealed steel form was found to be practicable.

1 緒 言

近年、シールドトンネルの大断面化が進んでいる。このような大断面トンネルに従来の RC セグメントを適用する場合、分割数が多くなるため、現地への運搬費を含めた工費削減が課題となる。

このような背景のもとで、この課題を解決するひとつの工法として、鋼枠と場所打ちコンクリートからなる合成構造の覆工体（場所打ち鉄骨コンクリートライナー）を開発してきた (Fig. 1)¹⁾。

鋼枠とコンクリートからなる合成構造に関する主な既往の研究としては、ずれ止めなどの突起物のない鋼板で完全に密閉された箱とその中に充てんされたコンクリートに関する研究²⁾、ずれ止め部材として形鋼などからなるシアコネクタを鋼板に分散配置した構造に関する研究³⁾がある。

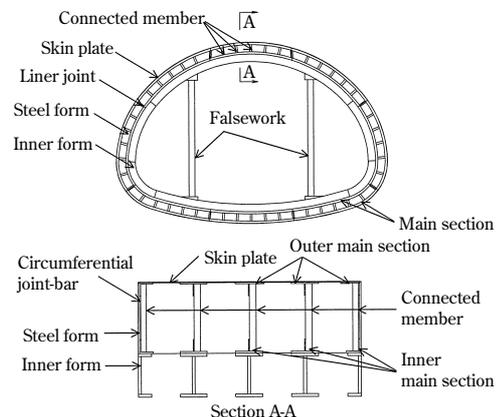


Fig. 1 Schema of in-situ steel framed concrete liner

今回提案した合成構造は、(1) スキンプレート、リング継手板、ライナー継手板からなる半密閉状態の箱でコンクリートを拘束す

* 平成14年7月18日原稿受付

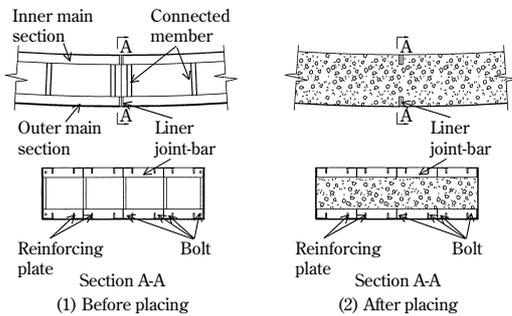


Fig. 2 Schema of liner joint

る、(2) 打設したコンクリートが硬化するまで、土水圧や裏込め圧などの外荷重を内型枠に伝達するための連結材が分散配置されており、これがずれ止めにも寄与する構造である。このように既往の研究で対象とされた構造と差異があるため、本構造における鋼枠とコンクリートとの一体化の度合いを評価するとともに、設計法を検討する必要があった。そこでこれらを明らかにすることを目的に、本体部を対象とした曲げ実験ならびにせん断実験を行った。

従来の RC セグメントの継手は、コンクリートの縁が切れており、配置するボルト本数として継手 1ヶ所当たり 2本が一般的である。これに対して、提案した構造のライナー間継手は、Fig. 2 に示すように (1) 地山側と坑内側のおおののライナー継手板間の空間を通じて、場所打ちのコンクリートが連続的に充てんされる、(2) 地山側と坑内側のおおのの主材近傍位置に複数本のボルトが分散配置される構造である。このように従来の RC セグメントの継手構造と異なるため、本構造における構造性能、および設計法を検討する必要があった。そこでこれらを明らかにすることを目的に、継手部の曲げ実験を行った。

施工面での課題としては、鋼枠内へのコンクリートの充てん方法の確立があった。本構造が所要の性能を発揮するためには、コンクリートが鋼枠内の全断面に充てんされる必要があるが、これを鋼枠内の密閉空間に内型枠に設けた数ヶ所の打設孔からコンクリートを順次打設する現地作業において実現することが課題であった。そこで実施工を想定したコンクリート打設実験を実施するとともに、この試験体を対象にした曲げ実験を行い、充てん度を評価した。

本論文では、提案した工法の概要を紹介するとともに、本体部および継手部の構造性能、設計法を検証した載荷実験の結果、ならびにコンクリート打設実験の結果について述べる。

2 場所打ち鉄骨コンクリートライナーの概要

2.1 構造ならびに施工概要

場所打ち鉄骨コンクリートライナーは、軽量で簡易な骨組構造の鋼枠と場所打ちコンクリートからなるシールドトンネル用の覆工体である。鋼枠は、CT 形鋼や山形鋼からなる地山側および坑内側主材と、スキンプレート、リング継手板、ライナー継手板、および地山側と坑内側の主材をつなぐ溝形鋼からなる連結材によって構成される。各覆工体は、複数のボルトと場所打ちコンクリートからなるライナー継手によっておおのが連結される。

本工法の施工手順の概要を以下に列挙する (Fig. 3)。

- (1) シールドテール内で鋼枠ピースを環状に組み立て、その内側に内型枠ピースと支保材を組み立てる。
- (2) 鋼枠および内型枠組み立て後、シールドを内型枠に反力を取

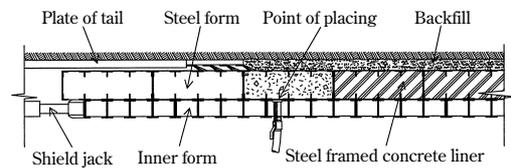


Fig. 3 Longitudinal section on construction

り掘進させる。

- (3) コンクリートは、鋼枠・内型枠組み立て、ならびにシールド掘進作業と並行して打設する。
- (4) 覆工体として外荷重に耐え得るコンクリート強度が発現した後に、シールドの推進反力として必要なリング数を残して内型枠を取り外す。取り外した内型枠は、シールドテール部に搬送して順次転用する。

このような構造ならびに施工手順において、各構成要素は以下の機能を有する。

- (1) 鋼枠の構成要素の一部である主材、スキンプレート、リング継手板は、仮設時および完成時に土水圧や裏込め圧などの外荷重に対して、圧縮部材の一部ならびに引張部材として抵抗する。
- (2) 連結材はコンクリート硬化までの仮設時に、外荷重を内型枠に伝達する機能とともに、コンクリート硬化後にはずれ止めとしての機能も発揮する。
- (3) 内型枠は、型枠の機能の他に、コンクリート硬化までの仮設時に鋼枠との重ねばりとして外力に抵抗する機能も持つ。シールド掘進時のジャッキ推力はこの内型枠で受け、その反力は内型枠のスキンプレートと鋼枠内のコンクリート間の付着力によって、鋼枠内のコンクリートに伝達される。

2.2 場所打ち鉄骨コンクリートライナーの特徴

場所打ち鉄骨コンクリートライナーは、前述のように、(1) 鋼枠がジャッキ推力を受けず、外荷重を主に内型枠に受け持たせるため、軽量で簡易な構造である。(2) 鋼枠が軽量であるため、RC セグメントに比べて鋼枠 (覆工) の寸法を大きくできる (ピース分割数を削減できる)。そのため、(3) 鋼枠の現地への運搬が RC セグメントに比べて効率的である。これらの特徴によって本工法は、(4) 特に大断面シールドトンネルにおいて従来の工場製作の RC セグメントよりも経済的になると考えられる。また、(5) コンクリートを鋼枠内に打設するため、シールドの掘進や地下水に影響されることなく打設でき、良好な品質を確保できる。

3 場所打ち鉄骨コンクリートライナーの曲げ性能と設計法

3.1 はりの曲げ実験の概要

本体部および継手部の曲げ性能、ならびに設計法を検証する目的で実施したはりの曲げ実験の概要について述べる。

試験体の形状および寸法を Fig. 4 に示す。試験体は、別途実施した試設計で得られた断面をほぼ 1/2 の大きさに縮小したものとした。ただし、曲げ破壊を先行させることを目的として、せん断区間にせん断補強鉄筋を配置した。鋼枠の材質は SS400 である。試験体には、試設計結果に基づいて軸力 (2156 kN) を導入した。軸力は試験体の断面内に挿入した PC 鋼棒によって、コンクリート硬化後に、曲げモーメントなどの載荷に先立って導入した。本体部を対象

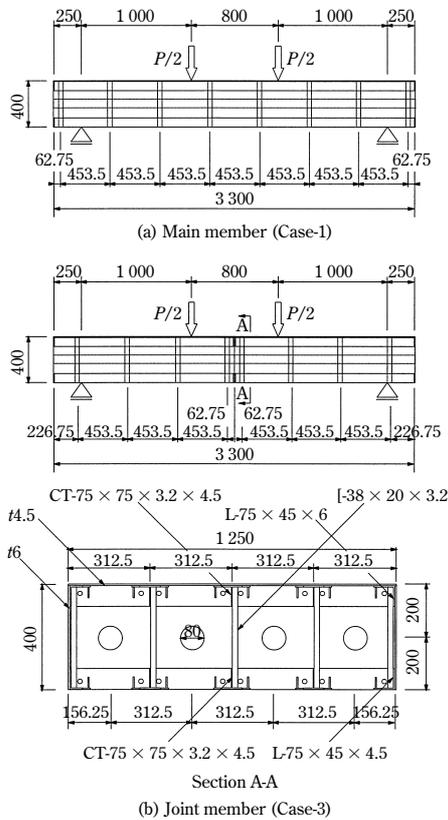


Fig. 4 Bending test specimen

にした正曲げ実験 (Case-1) および負曲げ実験 (Case-2) と、継手部を対象にした正曲げ実験 (Case-3) および負曲げ実験 (Case-4) の合計 4 ケースを実験した。

コンクリートは、本体曲げ実験が呼び強度 30 N/mm²、継手曲げ実験が呼び強度 24 N/mm² のレディーミクストコンクリートを使用した。コンクリートは、鋼枠をスキンプレートが下側に位置するように横置きにした状態で上から打設した。実施工では鋼枠に何らかの荷重が作用している状態でコンクリートが打設されることになるが、今回の実験では鋼枠が無荷重の状態で行った。

荷重は等曲げ区間 80 cm、せん断区間 100 cm の 2 点荷重とした。

3.2 本体曲げ実験の結果と考察

Fig. 5 に、荷重と支間中央点のたわみの関係を示す。ひび割れ発生前までのたわみの実験値は 2 ケースとも、試験体の全断面を有効とした計算値と良く一致した。Case-1 では 1400 kN あたりでわずかながらグラフの傾きが急になっているが、これはスキンプレートが座屈し始めたためであった。今回の試験体は、主材 (CT 形鋼、山形鋼) とスキンプレートを 250 mm ピッチで溶接したが、この溶接位置がすべての主材で同じであったため、等曲げ区間内の溶接していない 250 mm の長さで、ほぼ試験体の幅に近い範囲でスキンプレートが膨れ上がるような座屈が起こった。このような正曲げ区間の座屈が想定されるような箇所では、座屈耐荷力を向上させる改良策として、たとえば溶接位置を千鳥配置にする、あるいは後述するコンクリート打設実験の試験体で採用した全長溶接にするなどの溶接仕様への変更を予定している。

Case-1 で許容荷重の 1.8 倍の荷重でスキンプレートの座屈が発生したものの、荷重はその後も順調に増加し続け、2052 kN (許容荷重の 2.6 倍) で圧縮側のコンクリートが圧壊して破壊にいたった。Case-2 も座屈が起こらなかった以外は Case-1 と同様で、主鋼材が

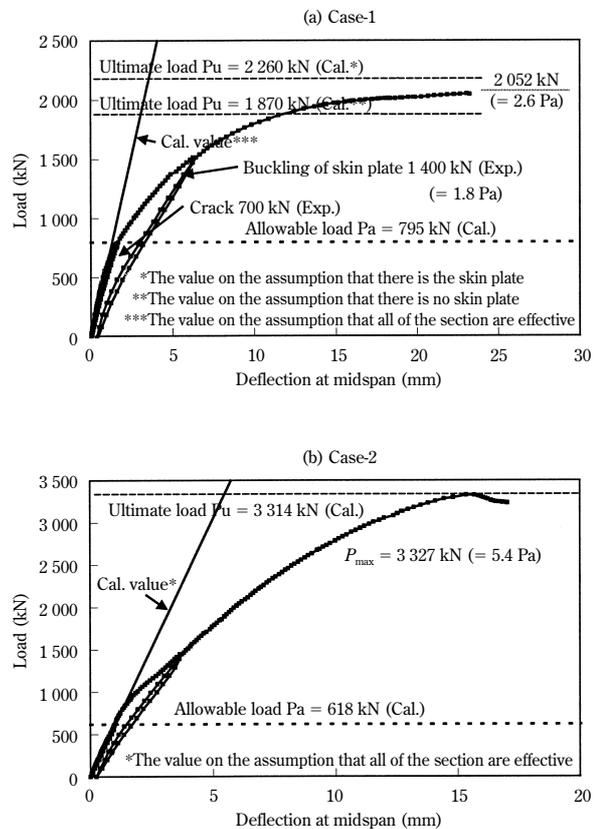


Fig. 5 Load and deflection curves (Case-1, 2)

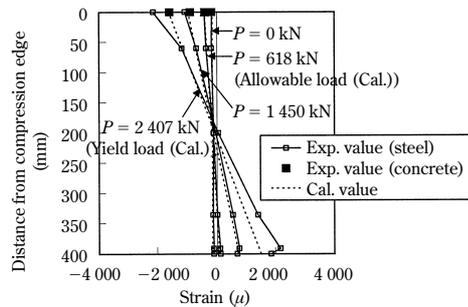


Fig. 6 Strain distributions at the midspan (Case-2)

降伏した後、3327 kN (許容荷重の 5.4 倍) で圧縮側のコンクリートが圧壊して破壊にいたった。

Case-2 における支間中央断面での主鋼材とコンクリートの歪み分布を Fig. 6 に示す。図中には実験値の他に、主鋼材とコンクリートの断面保持を仮定した、鉄筋コンクリート構造に適用されている方式 (RC 方式) による歪み分布の計算値も併記した。許容荷重の 3.9 倍の荷重レベルである 2407 kN で主鋼材の一部の歪みが計算値と異なってきたものの、許容荷重の 2.3 倍の荷重レベルである 1450 kN までは計算値とほぼ一致しており、主鋼材とコンクリートの歪みはほぼ一直線上に分布していた。一方、Case-1 でも、座屈発生前の 1300 kN まで主鋼材とコンクリートの歪みは計算値とほぼ一致していた。

なお、計算値の算出にあたっては、圧縮側および引張側主材、スキンプレート、リング継手板すべてを有効とし、試験体を高さ方向に 50 分割して各要素ごとに、鋼材を断面積が等価な鉄筋に置換して RC 方式を適用した。ここで、鋼材の応力と歪みの関係は、ひずみ硬化域もモデル化したトリリニアモデルとした。

Table 1 Summary of calculated value obtained with SC system (Case-2)

Legend	RC system	SC system
Ultimate load (kN)	3 314 (1.00)*	2 328 (0.70)*

*The ratio of the Ultimate load is shown in the parenthesis

この RC 方式によって各試験体の耐荷力を計算した結果をFig. 5 に併記した。Case-1 の終局荷重の実験値は、スキンプレートが座屈しない場合と座屈した場合の計算値の間にあった。一方、Case-2 の終局荷重の実験値は、計算値と非常によく一致した。

ところで、本構造への適用可能性を検討した設計法としては上述の RC 方式の他に、SC 方式があった。これは以下の考えで曲げ耐力を計算したものである。

- (1) 曲げ耐力は、コンクリートと鋼材おのおのの耐力を足し合わせることで算出する。
- (2) コンクリートの曲げ耐力は、軸力による全断面圧縮状態から、曲げによって引張縁コンクリートにひび割れが発生するのに必要な曲げモーメントとする。ここで、軸力はすべてコンクリートに作用すると仮定する。
- (3) 鋼材の曲げ耐力は、鋼材の全塑性モーメントとする。

座屈が発生しなかった Case-2 を対象に、SC 方式で終局荷重を計算した結果を、RC 方式の結果と併せて Table 1 に示す。RC 方式では計算値と実験値が非常によく一致したのに対して、SC 方式の計算値は実験値と比べて 30% も小さかった。

これらの結果から、本構造は RC 方式による設計が適していると考えられる。

3.3 継手曲げ実験の結果と考察

まず、本継手部の計算値算出の考え方を述べ、次に実験結果を述べる。計算値は、以下の考えで算出した。

- (1) 継手部耐荷力は、圧縮域のコンクリートおよび主材（リング継手板およびスキンプレートは含まない）を圧縮部材とし、引張域のボルトを断面積が等価な鉄筋に置換した RC 方式によって計算した。ここで、引張鉄筋（高力ボルト 10.9）は、計算上の最大発生応力が破断強度（1127N/mm²）以下であったことなどから弾性体として取り扱った。
- (2) 目開き量は、まずボルト位置での値を、(1) の RC 方式によって計算される継手部引張力と、ボルトおよび継手板の複合ばね定数⁹⁾、および単位荷重当たりの継手板のたわみ量（弾性体と仮定）から計算した。その後、この値から試験体下端での目開き量を、中立軸からの距離に比例するとして導いた。ここで、中立軸は(1)のRC方式によって計算される値を用いた。
- (3) 回転ばね定数は、ボルト位置での目開き量を、ボルトと中立軸間の距離で除した回転角で、(1)のRC方式で計算される曲げモーメントを除すことで計算した。
- (4) 継手部（支間中央点）のたわみは、継手部に(3)で計算した回転ばね定数を与えたはり-ばねモデルと、継手部の剛性が本体部と同じと仮定した剛性一様モデルの2ケースで計算した。いずれのモデルも本体部の剛性の計算では、コンクリートのひび割れを考慮せず全断面を有効とした。

Fig. 7 に荷重と継手部（支間中央点）のたわみの関係の実験結果を示す。図中には、耐荷力の計算値も合わせて示した。計算では圧縮縁コンクリートの圧壊で終局にいたることが予想されたのに対して、実験ではボルトの破断で終局にいたったものの、以下に列挙する理由から耐荷力に関する設計法として RC 方式による設計がおお

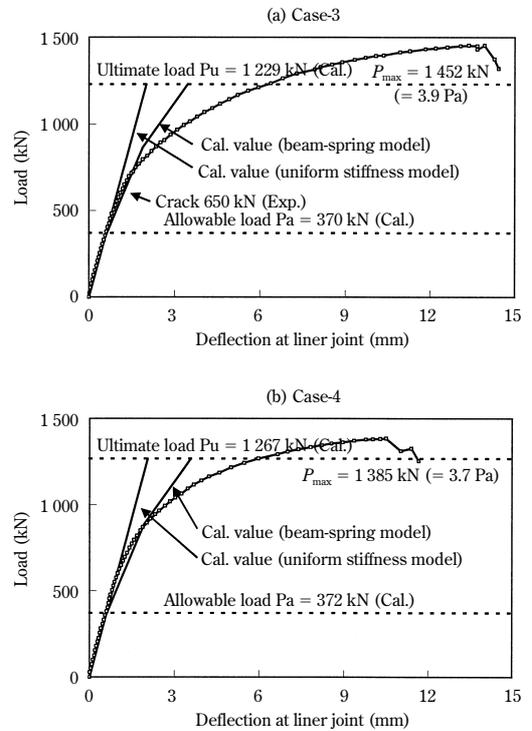


Fig. 7 Load and deflection curves (Case-3, 4)

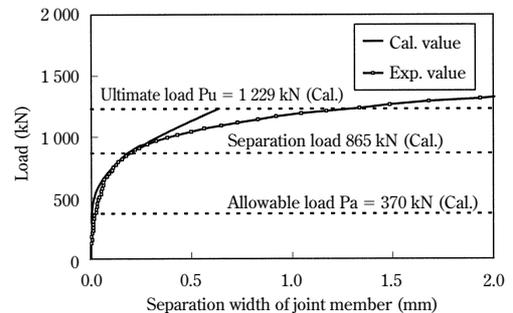


Fig. 8 Load and separation width curve (Case-3)

むね妥当であると考えられる。

- (1) 終局時のボルト発生応力の計算値は Case-3 が 1016N/mm²、Case-4 が 1015N/mm² であり、ボルト破断強度の90.2%、90.1% にまで到達している。
- (2) 実験値と計算値の終局荷重を比較すると、Case-3 ならびに Case-4 の両ケースとも、実験値が計算値と比べて同等以上であった。
- (3) 終局荷重（実験値）と許容荷重（計算値）との比をみると Case-3 が 3.9、Case-4 が 3.7 であり、両ケースとも大きな安全率であった。

次に Fig. 8 に、載荷荷重と継手部下端の目開き量の関係を示す。離間荷重程度以下の荷重が小さい段階での目開き量は、実験値が計算値よりも大きいですが、その差は小さく、両者はおおむね一致していた。ただし、離間荷重を大きく越える頃には、実験値と計算値の差が徐々に大きくなり、実験値の増加割合の方が大きかった。この要因としては、(1) ボルト引張応力度が計算値よりも大きかったこと、(2) ライナー継手板が局部的に降伏し、その影響が徐々に大きくなり、継手板のたわみ量（変形量）が増加したことが考えられる。

最後に、継手部（支間中央点）のたわみに関して述べる。たわみ

の計算値は Fig. 7 に併記した。継手部を回転ばねでモデル化したはり - ばねモデルであっても、前述のとおり、目開き量の実験値が離間荷重を越える頃から計算値を大きく上回り始めたこと、また、本体部のひび割れ発生後の剛性低下を考慮していないこともあって、離間荷重程度よりも荷重が大きいレベルではたわみの実験値が計算値を大きく上回っている。ただし、離間荷重程度よりも小さい、ひび割れ発生荷重以下 (Case-3 では許容荷重の 1.8 倍程度以下) までは、はり - ばねモデル、ならびに剛性一様モデルの両モデルとも実験値は計算値と良く一致しており、実用上はこれらの方法でたわみを計算しても良いと考えられる。

4 場所打ち鉄骨コンクリートライナーのせん断性能と設計法

4.1 はりのせん断実験の概要

本体部のせん断性能、ならびに設計法を検証する目的で、はりのせん断実験を実施した。試験体ははりの曲げ実験の Case-2 試験体とほぼ同様であるが、(1) せん断補強鉄筋の代わりに、地山側と坑内側の各主材間に、せん断補強鋼材 (12.7 mm の角鋼 (SS400)) を、試験体長手方向に 150 mm 間隔で配置したこと、また、(2) せん断破壊を先行させることなどに配慮して、スキンプレートを板厚 22 mm、材質 SM490 に変更するとともに、(3) 軸力を負荷しないため、シーソ管を配置しないことが異なる。載荷は等曲げ区間 120 cm、せん断区間 60 cm の 2 点載荷とした。

4.2 本体せん断実験の結果と考察

荷重と支間中央点のたわみの関係を Fig. 9 に示す。外観から判断する限り損傷が認められない状態で荷重が順調に増加し続け、最大荷重時にリング継手板が座屈し、その後荷重が徐々に低下した。Fig. 10 にリング継手板の相当応力を示す。荷重の初期段階から相当応力は順調に増加し続け、荷重の増加とともに降伏域に到達する領域が増え、最大荷重時には計測した高さ方向の 3 点すべてが降伏域に達した。

これらの結果からリング継手板が本構造のせん断耐力の一部を担っていたのは明らかであるが、設計としてこれを期待するには実験ケース数が必ずしも十分ではないので、現時点ではリング継手板を除く、(1) コンクリート、(2) 連結材、(3) せん断補強鋼材を対象に設計を行うことにした。これらの 3 項目から鉄筋コンクリート構造と同様の手法で許容せん断力⁶⁾、せん断耐力⁷⁾を計算するとそれぞれ 1 437 kN、4 427 kN で、実験結果の最大値の 1/6.0、1/1.9 と十分小さく、安全側の設計である。

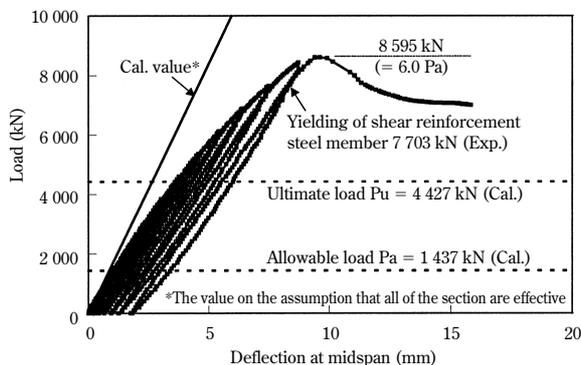


Fig. 9 Load and deflection curve (shear test)

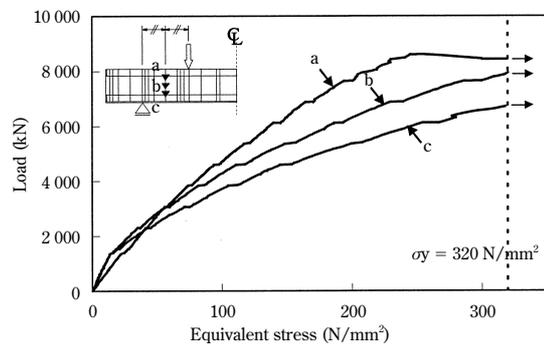


Fig. 10 Equivalent stress of circumferential joint-bar

5 場所打ち鉄骨コンクリートライナーのコンクリート充てん性

前述の曲げ実験、ならびにせん断実験の各試験体は、鋼枠をスキンプレートの下側に位置するように横置きにした状態で上からコンクリートを打設したものであったが、ここでは、Photo 1 に示したように、実施工を想定したコンクリートの打設を行うとともに、この試験体を対象にした曲げ実験を実施し、充てん度を評価した。

実験はコンクリートの充てんが他の部位に比べて難しい、トンネル頂部に位置する本体部を対象とした。この試験体の鋼枠の仕様は、はりの曲げ実験における Case-1 試験体の鋼枠を、試験体下面での曲げ半径が 4 550 mm の円弧状にしたものを基本とし、これにいくつかの変更を加えたものである。まず、スキンプレートと主材との溶接は全長隅肉溶接とした。この他に、コンクリート打設時のエア抜きのために、スキンプレート側の主材、ならびにリング継手板の上端近傍の複数箇所に直径 10 mm 程度の孔を設けるとともに、先端に切り欠きを設けた内径 7.5 mm の管を、スキンプレート下面にこの先端が位置するように型枠側から複数本挿入した。

コンクリートの配合を Table 2 に示す。コンクリートは高流動で、ブリージング、自己収縮のないものを事前の配合試験によって選定した。

曲げ実験は、等曲げ区間 80 cm の 2 点載荷で行った。軸力は負荷していない。Fig. 11 に荷重と支間中央点のたわみの関係を示す。スキンプレートと主材間の溶接仕様を改良したにもかかわらず、1 200 kN でスキンプレートが座屈し始めた。ただし、この座屈は主材位置では発生せず、主材と主材の間が膨れ上がったものであり、はりの曲げ実験における Case-1 試験体に比べて、座屈の度合は小さかった。座屈発生後も荷重は順調に増加し続け、最大値は終局荷

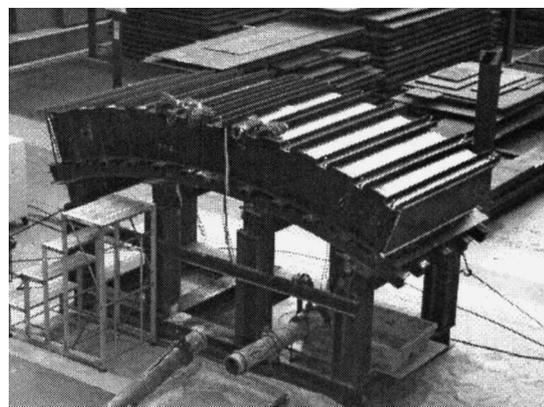


Photo 1 Situation of the concrete filling experiment

Table 2 Mix proportion

Maximum size of coarse aggregate (mm)	Slump flow (cm)	Air content (%)	W/(C+F) (%)	S/(S+G) (%)	Unit content (kg/m ³)					
					Cement	Admixture mineral [*]	Water	Fine aggregate	Coarse aggregate	Chemical admixture ^{**}
					C	F	W	S	G	A
20	65 ± 5.0	0 ~ 2.0	33.0	50.9	486	30	170	858	892	11.36

*Expansive admixture

**High-range air-entraining and water-reducing agent

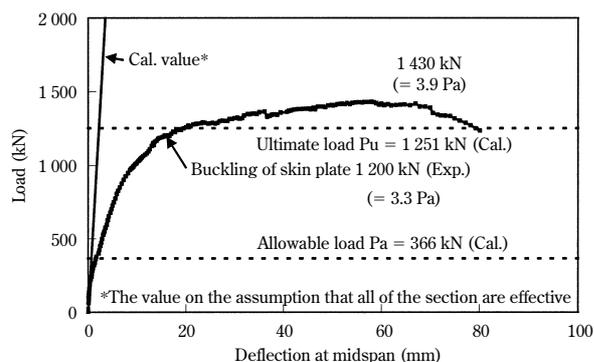


Fig. 11 Load and deflection curve (bending test)

重の計算値の 1.1 倍にまで達した。

スキンプレーットの座屈が発生したにもかかわらず、実験値が座屈を考慮しない計算値を上回ったことから、計算方法を見直す余地があるが、ここで用いた RC 方式で実用上は十分な精度であると考えている。座屈が発生した荷重が、許容荷重の計算値の 3.3 倍で、終局荷重の計算値の 0.96 倍という大きな荷重レベルであったこと、また、座屈以後も荷重が増加し続け、最大値が終局荷重の計算値を上回ったことから、本溶接仕様によって十分な座屈防止効果があったと考えている。

曲げ実験を行う前に、打音によって充てん度を確認したところ、スキンプレーットとコンクリート間がはくりしていると考えられる部分があったものの、曲げ実験後にスキンプレーットを切り取り肌隙量

を測定したところ、その値は最大でも 0.25 mm とわずかであった。前述のとおり、実験結果の最大値が計算値を上回っていたことから、これらの肌隙は耐力に悪影響を及ぼすレベルのものではなかったと考えている。

以上の結果から、密閉された鋼枠内へのコンクリートの充てんが十分可能であることを確認した。

6 結 言

特に大断面のシールドトンネルへの適用を目指して開発を進めてきた場所打ち鉄骨コンクリートライナーについて、本体部および継手部の構造性能と設計法、ならびに鋼枠内へのコンクリートの充てん性を検討した結果、本実験の範囲内では以下の結論が得られた。

- (1) 本体部の曲げ、ならびにせん断の設計には、鉄筋コンクリート構造と同様の設計法が適用可能である。
- (2) 継手部の曲げ設計には、RC セグメントの継手部と同様の設計法が適用可能である。
- (3) 実施工を想定して鋼枠内にコンクリートを打設し、その充てん性を曲げ実験によって検証した結果、密閉された鋼枠内へのコンクリートの充てんが十分可能であった。

本研究は、大豊建設(株)との共同研究であることを付記するとともに、ご指導いただいた足立紀尚京都大学名誉教授、および関係各位に深く感謝の意を表します。鋼枠の製作は、川商ジェコス(株)長沼工場(工場長 高比良慎一)の協力を受けました。

参 考 文 献

- 1) H. Okubo, S. Nishizawa, N. Kondo, T. Hamada, and Y. Suzuki: "Structural Characteristics and Design Method of In-situ Steel Framed Concrete Liner", Modern Tunneling Science and Technology, Kyoto (Japan), (2001) Oct., 663-668
- 2) 森屋敏司, 鈴木寛久, 川本英人, 小泉 淳: 「密閉式合成セグメントの曲げ耐荷機構に関する研究(その9)」, 土木学会第52回年次学術講演会講演概要集 第3部(B), (1997)9, 238-239
- 3) 土木学会コンクリート委員会鋼コンクリートサンドイッチ構造研究小委員会: 「鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案)」, (1992)
- 4) 土木学会コンクリート委員会コンクリート標準示方書改定小委員会: 「コンクリート標準示方書[設計編]」, (1996)
- 5) 村上博智, 小泉 淳: 「シールド工用セグメントのセグメント継手の挙動について」, 土木学会論文報告集, 第296号, (1980)4, 73-86
- 6) 土木学会トンネル工学委員会: 「トンネル標準示方書[シールド工法編]・同解説」, (1996)
- 7) 石橋忠良, 吉野伸一: 「鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究」, 土木学会論文集, 第390号, (1988)2, 57-66