

オープンサンドイッチ梁の耐荷力に及ぼすスターラップと主桁間隔の影響に関する静的載荷実験

LOADING TEST OF THE INFLUENCE OF STIRRUPS AND GIRDER SPACING ON STATIC STRENGTH OF OPEN SANDWICH COMPOSITE BEAMS

太田貞次* , 清宮 理** , 清水功雄***
Teiji OHTA , Osamu KIYOMIYA , Isao SHIMIZU

* 工修 株式会社宮地鐵工所 技術開発部 (〒103 東京都中央区日本橋小伝馬町 15-18)
** 工博 運輸省港湾技術研究所 構造強度研究室 (〒239 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1)
*** 株式会社宮地鐵工所 技術開発部 (〒103 東京都中央区日本橋小伝馬町 15-18)

Composite beams with steel plate and reinforced concrete have excellent mechanical properties and has been applied to marine structures such as immersed tunnels, breakwater caissons and so on. Loading tests were carried out to know effect of ribs and stirrups on the mechanical properties. It is concluded that intervals of ribs and existence of stirrups have no effect on bending capacity, however shear lag of plate and constraint effect of the stirrup are important to calculate shear capacity of the composite beam.

Key Words: Composite beam, Loading test, Shear capacity, Shear lag

1. まえがき

近年、鋼コンクリート合成構造が靱性に優れた構造形式として、各種の土木構造物に用いられている。合成構造形式には、鋼板を圧縮、引張りの両側に設けたサンドイッチ構造、引張側のみに設けたオープンサンドイッチ構造、鋼管を使用したコンクリート充填鋼管柱などがあり実用に供されている。

海洋構造物の分野では護岸ケーソン、防波堤ケーソンや大阪南港トンネル、多摩川トンネル併合部分、神戸港島沈埋トンネル等の沈埋函に合成構造が用いられている。これら沈埋トンネルのうち、大阪南港トンネルではオープンサンドイッチ構造が採用され、鋼とコンクリートとの合成手段にスタッドを使用しているが、他の2例では鋼板を補剛する縦リブをシアコネクターとして利用している。

本報告では、鋼板を型枠として使用する際必要となる縦リブをシアコネクターとして活用するオープンサンドイッチ構造の沈埋トンネル床版部分を対象として、その一部をモデル化した梁の縮小モデル供試体を用いた静的載荷実験について述べる。オープンサンドイッチ部材の力学性状については既にいくつかの研究^{1) 2)}がなされ知見が得られている。今回の実験の目的は、沈埋トンネ

ルの設計に際して主桁間隔の決定に関する合理的な設計上のアプローチを得ることと、スターラップの効用に対して知見を得ることであり、以下の項目に着目して載荷実験を行った。

- ① 補剛材のジベル作用を活用したオープンサンドイッチ梁の強度を調べる。
- ② スターラップの省略を目的として、スターラップの有無による梁供試体の強度を比較する。
- ③ 主桁によるコンクリート側面拘束の効果を調べるために、主桁本数を変化させて、梁供試体強度の変化を調べる。
- ④ 主桁間隔を変化させたときの梁供試体強度の変化を調べるとともに、主桁間隔の違いに伴う底部鋼板のせん断遅れ現象に対する情報を得る。

2. 実験の概要

2.1 実験供試体

実験に使用した供試体を図-1及び図-2に示す。せん断実験供試体としてスターラップ有り無し各2種類、各々同じ種類で2体ずつ製作した。スターラップには6mm径の棒鋼を使用し、150mmピッチで溶接により底部鋼板に定着している。曲げ実験供試体ではせん断実験供

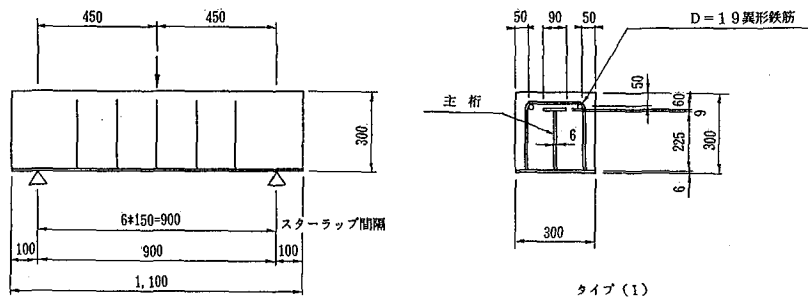


図-1 せん断実験供試体

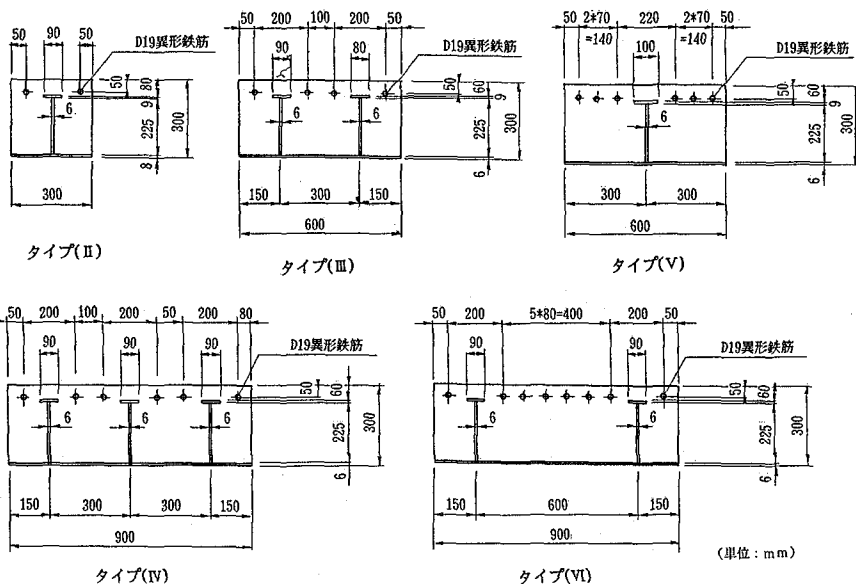
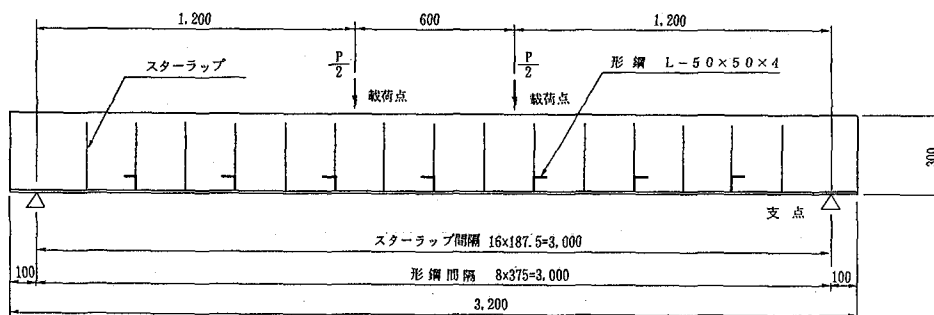


図-2 曲げ実験供試体

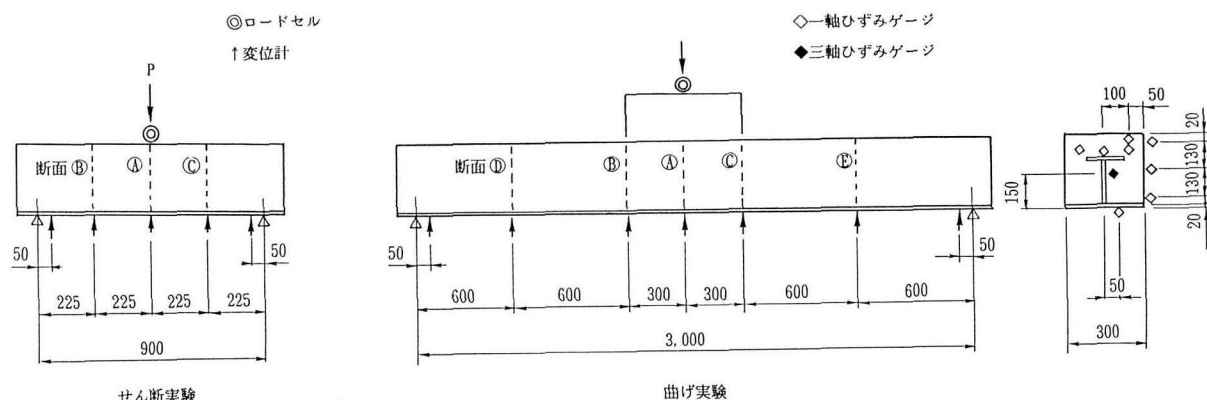
試体と同一断面形状のものを基準断面として設定し、スターラップ有り無し各々4体製作した。ズレ止めには、L-50×50×4の山形鋼を使用し375mm ピッチに設置している。スターラップはシアコネクター位置とその中間に187.5mm ピッチで設けた。また、基準断面の他に、比較用供試体として4種類各2体製作した。これらの供試体にはシアコネクターは設けるが、スターラップは設

けないこととした。

供試体に使用した材料を表-1に示す。コンクリートの圧縮強度 (σ_{28}) は 417～425 kgf/cm²、鋼材の引張強度は 4500kgf/cm² (t=9mm)、4160kgf/cm² (t=6mm) であった。実験は28日以降直ちに連続して実施した。

2.2 実験方法

実験は、2点で単純支持した供試体を、電動ポンプユ



図－3 計測要領

表－1 使用材料及びその特性値

名 称	材 料 特 性
上フランジ	SS400材(t=9mm) : $\sigma_y=3190\text{kgf/cm}^2$
腹板	SS400材(t=6mm) : $\sigma_y=3150\text{kgf/cm}^2$
底板	SS400材(t=6mm) : $\sigma_y=3150\text{kgf/cm}^2$
鉄筋	SD345材(D=19mm) : $\sigma_y=4100\text{kgf/cm}^2$
スターラップ	SS400材($\phi=6\text{mm}$)
コンクリート	早強ポルトランドセメントコンクリート スランプ=12cm 粗骨材の最大寸法=10mm 28日強度 $\sigma=420\text{kgf/cm}^2$

表－2 せん断実験結果

供試体 タイプ	最大荷重 (tonf)	変位置 (mm)	備 考
(I)N-1	86.9	5.7	スターラップ無し
(I)N-2	88.8	5.9	
(I)S-1	95.0	6.6	スターラップ有り
(I)S-2	90.0	6.1	

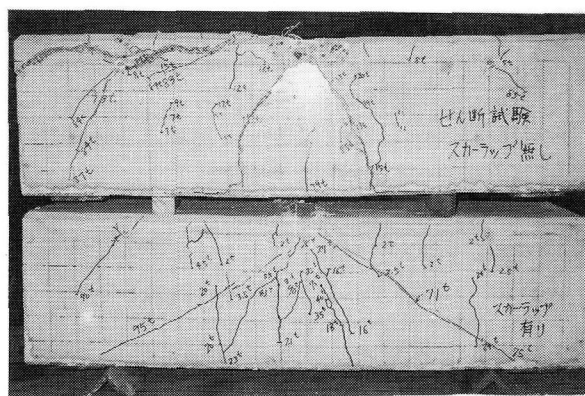
ニットで荷重載荷速度を一定にした油圧ジャッキで加圧する方法で実施した。せん断実験ではせん断スパン長 a と梁の有効高さ d との比 $a/d=1.5$ として1点載荷で、また曲げ実験では $a/d=4.0$ として2点載荷で実験を行った。ここで、 a/d はせん断スパン比である。

荷重の管理は、荷重載荷位置にセットしたロードセルで行った。また、計測は着目断面の鉛直たわみ、それぞれ鋼主桁、鉄筋、コンクリートのひずみ、ならびにひびわれの進展状況に対して行った。ひびわれについては目視で進展を追うとともに、 π ゲージによりひびわれ幅を計測した。変位計、ひずみゲージの設置状況を図－3に示す。

3. 実験結果及び考察

3.1 せん断実験

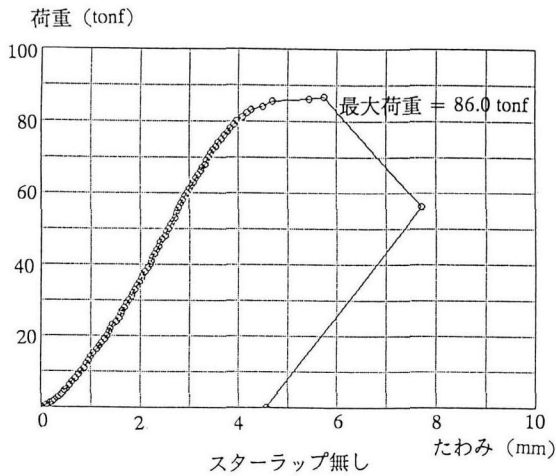
せん断スパン比 1.5 で実施したせん断実験の結果を表



写真－1 終局状態（タイプ(I)）

－2に、また終局状況を写真－1に示す。供試体のN、Sはそれぞれスターラップ無し、有りを示しており、変位量は最大荷重時の支間中央たわみ量である。

表－2より、スターラップの無い供試体では2体ともスターラップの有る供試体より5%程少ない最大荷重となり、また最大荷重時変位量も小さくなっている。ひびわれならびに破壊状況の比較では、スターラップが無い場合には、荷重載荷点前後の中立軸付近で発生した初期ひびわれの中で特に卓越した2本のひびわれが上下方向に進展する。その後上方は荷重載荷点に、また下方は底部鋼板に到達し、2本のひびわれで囲まれる部分が押し抜かれた状態となり、更に圧縮側のコンクリートが剥離して破壊する。その際、押し抜かれた前後の底部鋼板とコンクリートの間でも剥離が進んでおり、完全な押し抜きせん断破壊状態となっている。それに対してスターラップの有る供試体では、初期のひびわれ発生状況は同様であるが、ひびわれが分散する傾向を示し、最終的には荷重載荷点から両支点に向けて貫通する斜めひびわれが発生して破壊する。次に、荷重－支間中央たわみの関係を図－4に示す。荷重 80tonf まではスターラップの有無に関係なく同様な曲線を描くが、スターラップが無い



図－４ 支間中央たわみ曲線（タイプ（Ⅰ））

場合にはその後たわみの進行が早くなり、85tonfを越えたところで荷重の増加を伴わずたわみだけが急激に増大する状態になり破壊する。それに対し、スターラップを設けた供試体では比較的安定した状態で荷重が増大し最大荷重となる。本実験では主桁腹板のせん断耐力が大きく、コンクリートに初期ひびわれが発生した後は腹板で荷重に主に抵抗しており、腹板のせん断耐力を喪失した後にコンクリート断面が主に抵抗を負担する抵抗形態となっている。そのため、スターラップの有無に係わらず最大荷重の90%程度までは同様な挙動を示している。しかし、コンクリートに荷重が移行した後は、スターラップがある供試体ではスターラップの効果で梁全体にわたり鋼コンクリート間の拘束が強く、荷重載荷点から両支点に向けた斜めひびわれが貫通し破壊するまで両者一体化した挙動を示すのに対し、スターラップが無い場合にはせん断破壊に至る前に両者が剥離し、押し抜きせん断破壊される。

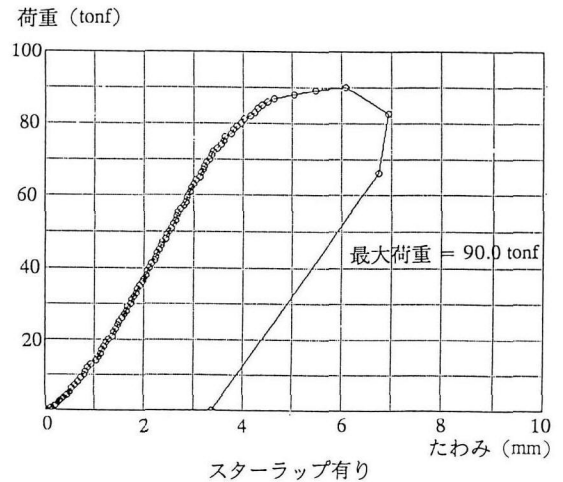
上記破壊状況の比較から、スターラップは鋼とコンクリートとの一体化を強める役割を担っており、局部的な押し抜きせん断破壊の防止に効果的であることが分かる。また、沈埋トンネル等の部材の設計において、腹板に余裕を持たせることにより主桁を囲むスターラップを省略しても強度、靱性の上で問題のないことが分かった。

3.2 曲げ実験

(1) スターラップの有無に着目した実験

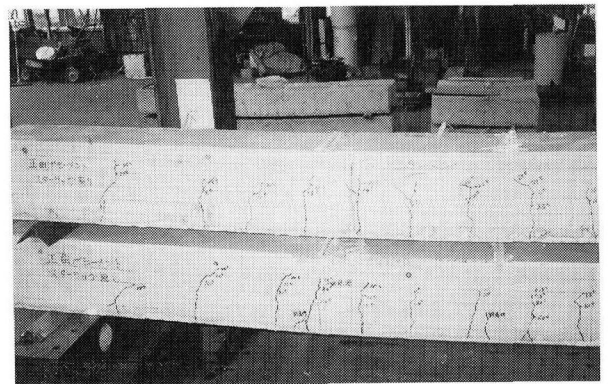
せん断実験に使用した供試体と同一の断面形状を有するタイプ（Ⅱ）供試体を使用して、せん断スパン比4.0で曲げ載荷実験を行い、スターラップの有無による正負曲げモーメントに対する曲げ耐力の差異を調べた。実験結果の一例として、最大荷重、支間中央断面上フランジと底部鋼板の荷重－ひずみ関係を表－3、図－5に、またひびわれの発生状況を写真－2、3に示す。

正曲げモーメントに対する実験では、スターラップの有無に係わらず曲げひびわれがジベル位置から発生する。スターラップを設けた供試体では、ジベル位置の他にス

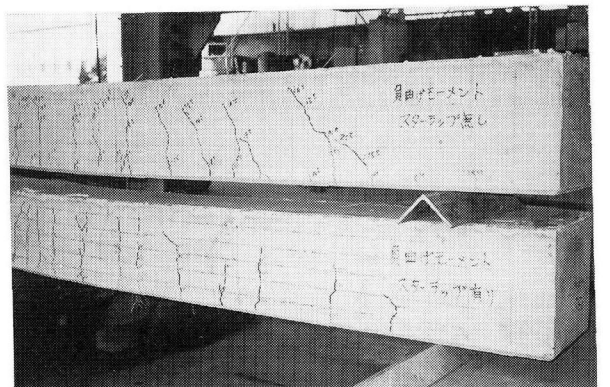


表－3 曲げ実験結果

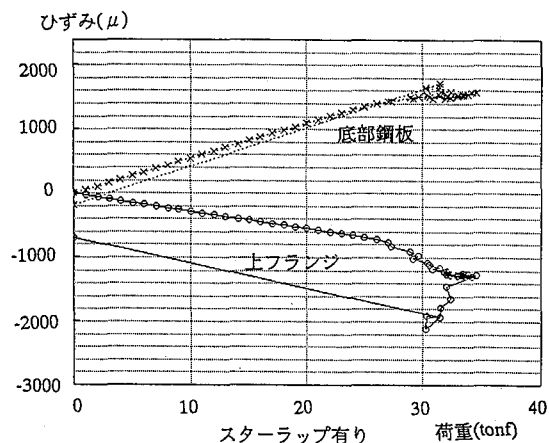
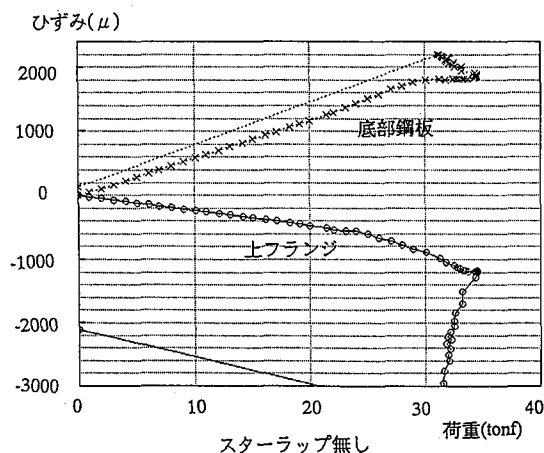
供試体 タイプ	最大荷重 (tonf)	備考
正曲げ (Ⅱ)N-1	33.5	スターラップ無し
(Ⅱ)N-2	34.7	
(Ⅱ)S-1	34.6	スターラップ有り
(Ⅱ)S-2	33.0	
負曲げ (Ⅱ)N-3	28.3	スターラップ無し
(Ⅱ)N-4	28.1	
(Ⅱ)S-3	27.1	スターラップ有り



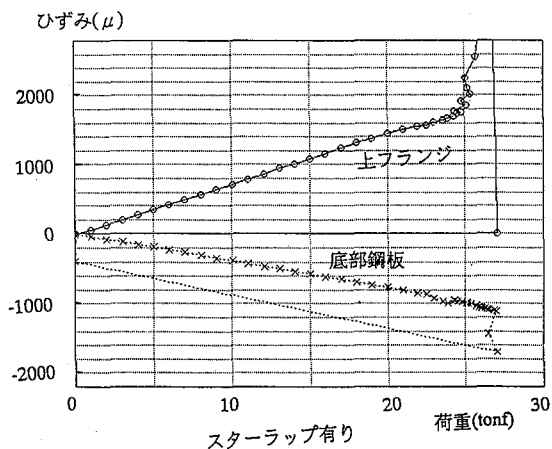
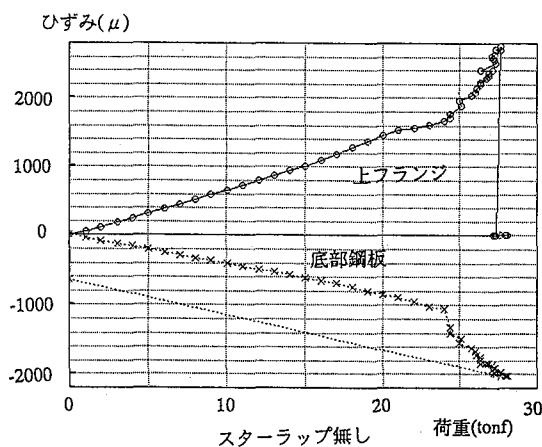
写真－2 正曲げ終局状態（タイプ（Ⅱ））



写真－3 負曲げ終局状態（タイプ（Ⅱ））



正曲げモーメント



負曲げモーメント

図-5 支間中央断面 上フランジ、底部鋼板ひずみ図 (タイプ(Ⅱ))

ターラップ位置からも規則的にひびわれが発生するが、それぞれスターラップを貫通することなく、圧縮側コンクリートが圧壊する典型的な曲げ破壊性状を呈した。それに対し、スターラップを設けない供試体では、シアコネクター位置以外のひびわれ発生位置に規則性は見出せないものの、斜めひびわれは進展せず、スターラップを設けた供試体と同様に曲げ破壊により終局状態となった。荷重-上フランジ、底部鋼板ひずみ曲線の比較においても、スターラップの有無による差異は見られない。

次に、負曲げモーメントに対する実験では、正曲げモーメントと異なり曲げひびわれが発生する断面に規則性がないものの、スターラップを設けた供試体ではひびわれがスターラップを貫通することなく、ほぼ鉛直上方に進展している。それに対し、スターラップを設けない供試体では、支点から荷重載荷点方向への斜めひびわれの進展が見られるが、最終的には曲げ破壊性状を示し、最大荷重でも両者にあまり差異は見られない。次に、支間

中央断面上フランジ、底部鋼板における荷重-ひずみ曲線を比較すると、上フランジ(引張側)が降伏する以前の状態ではスターラップの有無により違いを生じないが、スターラップの無い供試体では上フランジの降伏と同時に底部鋼板(圧縮側)でも急激にひずみが増加するのに対し、スターラップを設けた供試体ではそのような現象は現れない。これは、せん断実験でも見られたように、底部鋼板とコンクリートとがこの段階で剥離し、底部鋼板に急激に力が働いたためと考えられる。

通常の設計においては、上フランジ、底部鋼板とも許容応力度内に収まるように設計しており、その範囲では正負のどちらの曲げモーメントに対してもスターラップの有無による影響は少ないことが分かった。

(2) 主桁本数、間隔に着目した実験

前項の実験結果より、曲げ載荷(せん断スパン比4.0)時の梁供試体の耐荷力に及ぼすスターラップの影響は小さいことから、以下の実験においてはスターラップを設

表-4 供試体別最大荷重, 破壊形式

供試体 タイプ	最大荷重 (tonf)①	計算耐荷力(tonf)		①	破壊形式	供試体形状
		②曲げ	③せん断	②		
(Ⅱ)-1	33.5	37.2	37.2	0.90	曲げ破壊	幅 300mm, 主桁1本
(Ⅱ)-2	34.7	37.2	37.2	0.93	曲げ破壊	幅 300mm, 主桁1本
(Ⅲ)-1	69.0	74.4	74.4	0.93	曲げ破壊	幅 600mm, 主桁2本
(Ⅲ)-2	65.0	74.4	74.4	0.87	曲げ破壊	幅 600mm, 主桁2本
(Ⅳ)-1	106.1	111.6	111.6	0.95	曲げ破壊	幅 900mm, 主桁3本
(Ⅳ)-2	103.0	111.6	111.6	0.92	曲げ破壊	幅 900mm, 主桁3本
(Ⅴ)-1	55.9	63.6	49.4	0.88	せん断破壊	幅 600mm, 主桁1本
(Ⅴ)-2	55.0	63.6	49.4	0.86	せん断破壊	幅 600mm, 主桁1本
(Ⅵ)-1	93.0	101.0	86.5	0.92	曲げ破壊	幅 900mm, 主桁2本
(Ⅵ)-2	91.0	101.0	86.5	0.90	曲げ破壊	幅 900mm, 主桁2本

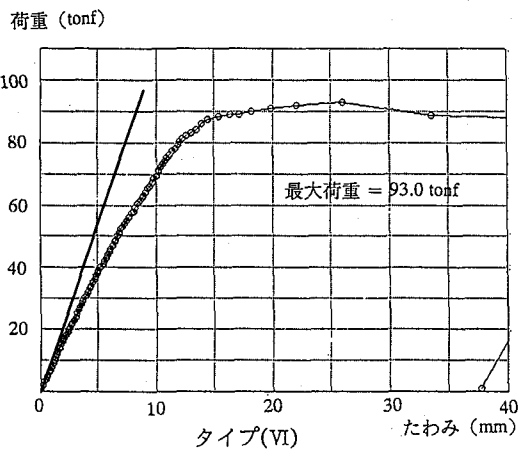
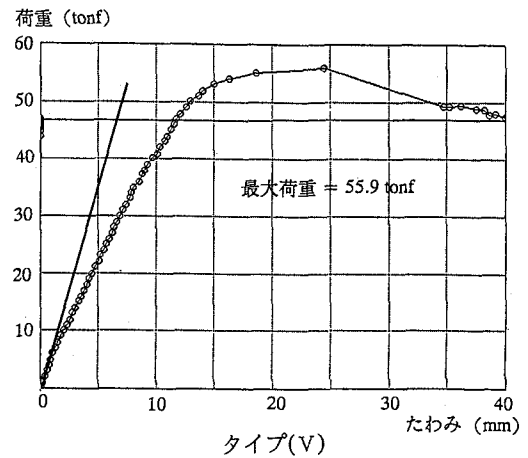
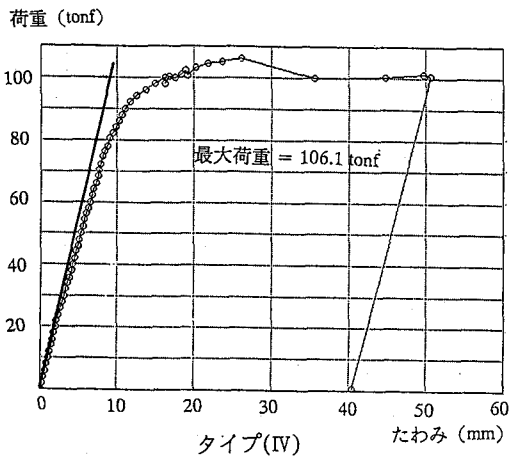
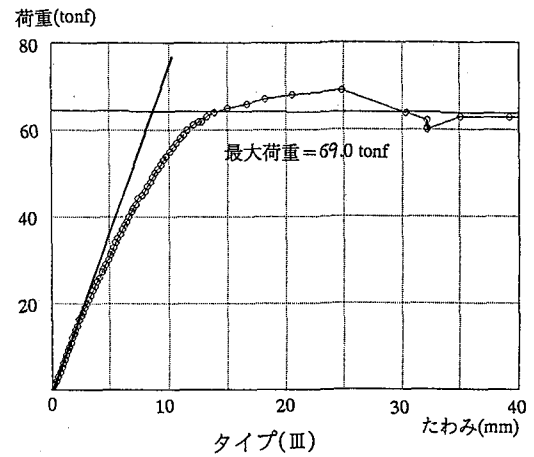
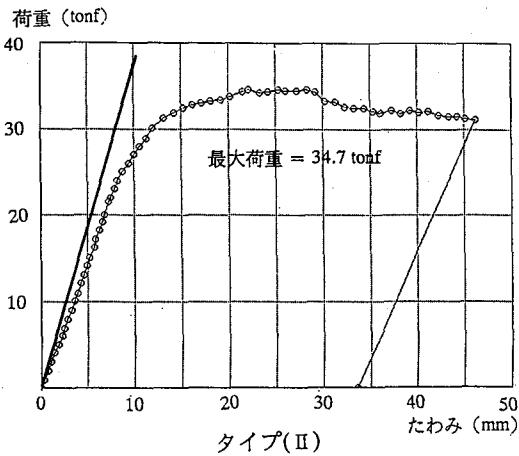
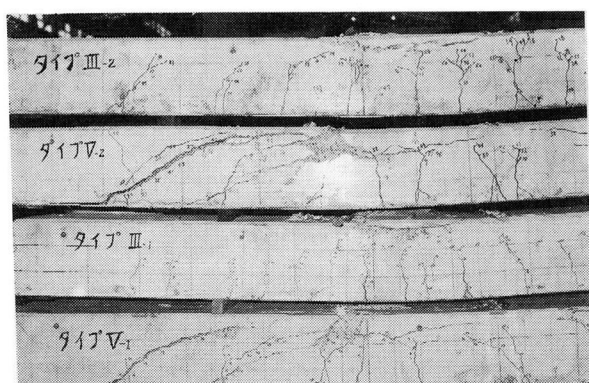
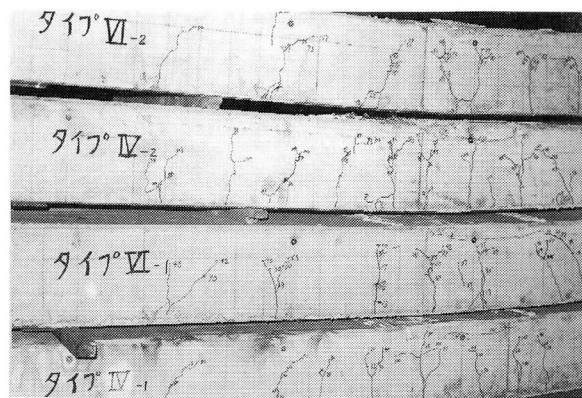


図-6 支間中央たわみ曲線
(タイプ(Ⅱ)~(Ⅵ))



写真－４ 終局状態（タイプ(Ⅲ), (Ⅴ))



写真－５ 終局状態（タイプ(Ⅳ), (Ⅵ))

けないこととする。

基準タイプ(Ⅱ)を含め、各タイプ供試体の最大荷重、破壊形式等を表－４に示す。また、タイプ(Ⅲ)～(Ⅵ)の終局状態をそれぞれ写真－４，５に、荷重－支間中央たわみ曲線を図－６に示す。図中実線はコンクリートの全断面を有効とした時の合成断面のたわみを示している。タイプ(Ⅲ)，(Ⅳ)は基準タイプ(Ⅱ)をそれぞれ２本，３本並べたものであり、タイプ(Ⅴ)はタイプ(Ⅲ)と同幅で上フランジと腹板を２本から１本に減じた断面、またタイプ(Ⅵ)はタイプ(Ⅳ)から中央の上フランジと腹板を減じた断面である。

主桁本数を変化させたタイプ(Ⅱ)～(Ⅳ)の比較では、主桁の本数が２倍，３倍になると最大荷重、初期曲げ剛性ともに２倍，３倍となっている。次に、ひびわれの発生から破壊への過程を比較すると、タイプ(Ⅲ)，(Ⅳ)とともに底部鋼板側から曲げひびわれが発生し鉛直上方に進展する。ひびわれ進展状況ならびに一部ひびわれが荷重載荷点に向けて斜めひびわれとして進展するが、斜めひびわれが十分に貫通しない中で上面コンクリートの圧縮破壊により耐力を喪失する状況ともに、タイプ(Ⅱ)～(Ⅳ)の供試体の破壊形状にはほとんど差異が見られない。以上のことから、曲げ載荷実験においては、両側を主桁で拘束されていても、片側のみ拘束されていてもコンクリート部分の強度に差が現れないことが分かる。

次に、主桁の間隔の変化に着目して考察する。主桁間隔を変化させたタイプ(Ⅳ)～(Ⅵ)の終局状態を比較すると、タイプ(Ⅳ)，(Ⅵ)は支間中央のコンクリートが圧縮破壊する曲げ破壊であり、タイプ(Ⅴ)では支点から荷重載荷点へ斜めひびわれが貫通する曲げせん断破壊となっている。最大荷重と計算曲げ耐力の比を比較すると、タイプ(Ⅳ)，(Ⅵ)ではともに 90～95%の範囲にあり同程度の値となっているが、曲げせん断破壊したタイプ(Ⅴ)では少し小さな値となっている。また、タイプ(Ⅵ)では最大荷重が計算せん断耐力より大きな値となっており、計算値が小さな耐力評価を与えている事が分かる。表－４中の耐力計算値は、鋼

表－５ 下フランジの片側有効幅

供試体タイプ			(Ⅳ)	(Ⅴ)	(Ⅵ)
設計荷重時	荷重(tonf)		40	20	30
	有効幅(mm)	内側	297(300)	—	240(270)
		外側	142(150)	242(270)	135(150)
	有効幅	内側	0.990	—	0.800
		外側	0.947	0.807	0.900
	全 幅		0.947	0.807	0.900
降伏時	荷重(tonf)		60	30	40
	有効幅(mm)	内側	293(300)	—	241(270)
		外側	142(150)	251(270)	136(150)
	有効幅	内側	0.977	—	0.803
		外側	0.947	0.837	0.907
	全 幅		0.947	0.837	0.907

() 内数値は道路橋示方書による計算値

桁、鉄筋の強度として降伏応力を、またコンクリート強度には実際の圧縮強度を使用し、部材係数を 1 として計算したものである。計算曲げ耐力は通常の鉄筋コンクリート梁と同様に求めた。また、計算せん断耐力は主桁腹板のせん断耐力とコンクリートのせん断耐力を単純に加算して求めたものである。

図－６をみると、初期曲げ剛性における実験値と計算値との乖離はタイプ(Ⅳ)ではほとんど生じていないのに対して、タイプ(Ⅴ)，(Ⅵ)ではその差が顕著となっている。このことは、このような合成構造においては底部鋼板のせん断遅れを考慮する必要があることを意味している。

タイプ(Ⅳ)～(Ⅵ)の支間中央断面底部鋼板の断面方向のひずみ分布状況を図－７に示す。また、断面の最大ひずみが許容応力に対応するときの荷重状態(設計荷重時と呼ぶ)と降伏応力に近い荷重状態時の、図－７に基づいて計算した底部鋼板の有効幅を、表－５に示す。表中の片側有効幅 λ は次式により計算した。

$$\lambda = \int \sigma(y)dy / \sigma_0$$

ここに、 $\sigma(y)$ は実際のひずみ状態をもとに計算される応力度であり、 σ_0 は腹板位置のひずみから得られる応力度である。また、積分範囲は腹板位置から腹板間の 1/2 または底部鋼板の突出幅を取っている。表－５より、設計荷重載荷時、降伏応力時のどちらの状態においても

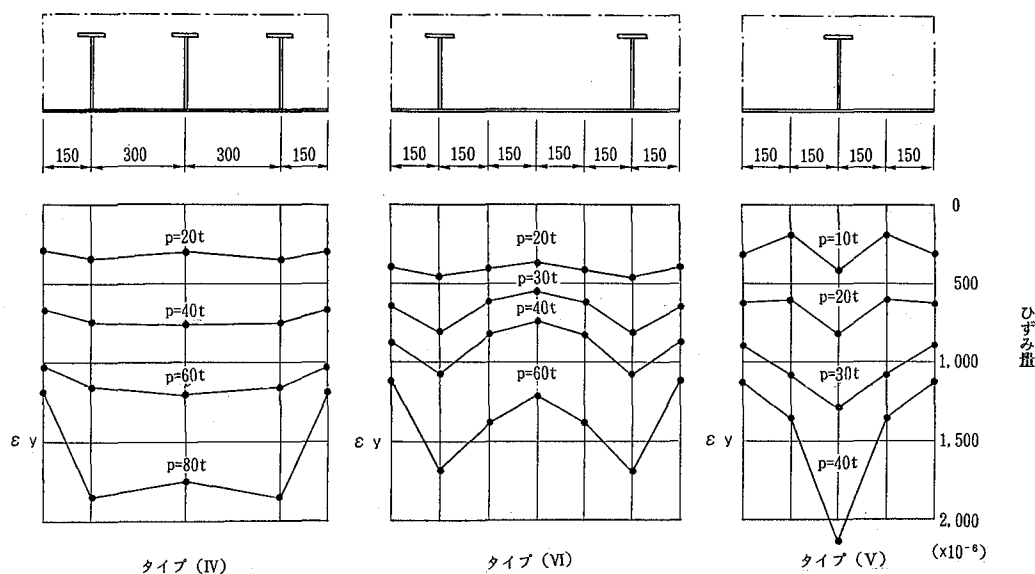


図-7 支間中央断面 底部鋼板ひずみ分布図

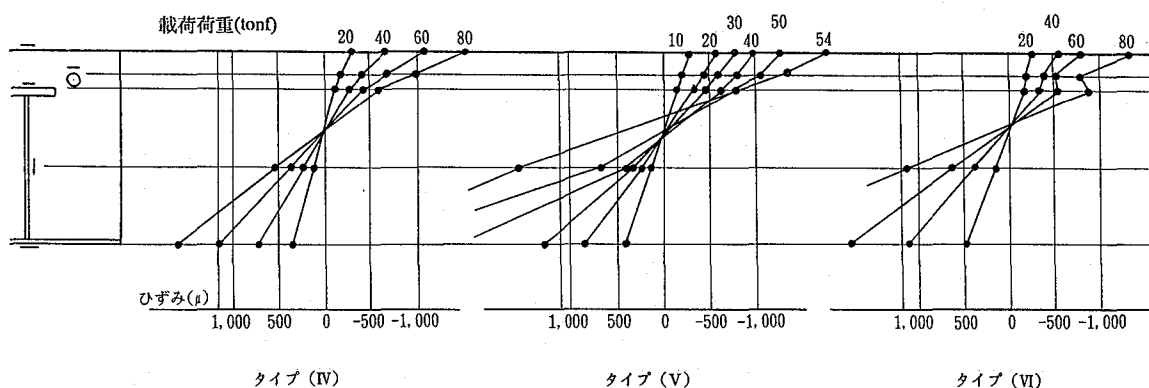


図-8 支間中央断面 鉛直方向ひずみ分布図

底部鋼板の有効幅に差異は見られない。そこで、設計荷重時の有効幅を用いて考察する。

タイプ(Ⅳ)の内側の有効幅が大きいのは、主桁間のひずみを計測しておらず、外桁と内桁のそれぞれ腹板上の値を使用しているためであり、除外して考えると、支間長 3.0m で片側張出し長が 150mm の場合には片側有効幅は 90～95 % に低下している。それに対し、片側張出し長が 300mm の場合には片側有効幅は 80 % まで低下する。道路橋示方書により計算すると、前者では全断面が有効、後者では 90 % が有効となるから、実験結果からは有効断面を少なく評価する必要が生じる。なお、いずれの供試体においても終局時には腹板下のひずみが増大して大きくなる。

次に、タイプ(Ⅳ)～(Ⅵ)の断面内鉛直方向のひずみ分布について考察する。支間中央断面におけるコンクリート上面、鉄筋、主桁の上フランジ、腹板、底部鋼板の 5 カ所のひずみを用いた断面内における鉛直方向のひずみ分布を図-8 に示す。図中タイプ(Ⅳ)では中央

の主桁位置の値を用いている。曲げ破壊を生じたタイプ(Ⅳ)と(Ⅵ)との比較では、鋼部分が弾性範囲内にある荷重強度に対してはともに断面の平面保持をほぼ満足するようにひずみが進行するが、底部鋼板が降伏ひずみを越えると両者に差が現れる。すなわち、タイプ(Ⅳ)では最大荷重に近い荷重状態においても平面保持が成り立つひずみ状態になっているのに対し、タイプ(Ⅵ)では底部鋼板のひずみ増加の割合がコンクリートや鉄筋より大きく、平面保持が成り立たない。このことは、タイプ(Ⅵ)においては、鋼とコンクリートとが合成断面として挙動していない事を意味している。すなわち、底部鋼板の幅は両タイプとも 900mm と同一であるが、主桁を 3 本から 2 本に減らした事によりせん断耐力が減るとともに、真ん中の主桁とコンクリートとの付着による合成作用が小さくなり、底部鋼板の降伏後早期にズレを発生したものと考えられる。せん断破壊を生じたタイプ(Ⅴ)では、底部鋼板が弾性応力内にある荷重状態では平面を保持したひずみ状態を保つが、その後底部鋼板の

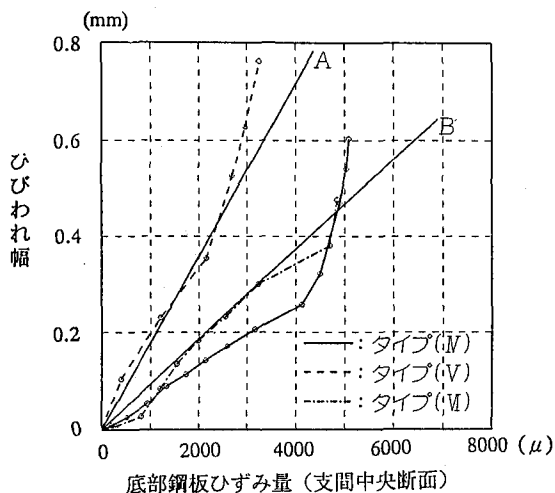


図-9 ひびわれ幅進展図

ひずみが急激に増加する中で、ひびわれによるコンクリート断面の欠損に伴い中立軸が上方に移動する様子が現れる。これらの傾向は、2体の供試体に共通であり、終局状態まで鋼コンクリート合成断面として有効に活用するためには、せん断耐力を勘案した適切な主桁配置が必要であることが実験的に確認された。

次に、鋼板のひずみとひびわれ幅の関係について、タイプ(Ⅳ)～(Ⅵ)の実験結果を考察する。ひびわれ幅の比較は純曲げスパン内の形鋼位置で行った。これら3タイプの底部鋼板のひずみとひびわれ幅の関係を図-9に示す。図中の直線は、文献(3)に提案されている次式により計算したものである。

$$w = \varepsilon \cdot L$$

ここに、 ε は鋼板のひずみ量であり、 L はスターラップ間隔である。本実験ではスターラップは設けておらず、スターラップ間隔の代わりにひびわれ間隔を採用している。タイプ(Ⅴ)ではL形鋼位置で、またタイプ(Ⅳ)、(Ⅵ)では更にその中間に1本程度のひびわれが発生しているため、L形鋼間隔でひびわれが発生する場合(実線A)、更にその中間に1本ひびわれが発生する場合(実線B)について計算した。図より、タイプ(Ⅴ)、(Ⅵ)についてはかなり良い一致を示しているが、タイプ(Ⅳ)では実験値が計算値より小さい値となっている。タイプ(Ⅳ)ではタイプ(Ⅴ)、(Ⅵ)と比較してせん断耐力が大きいことから、曲げひびわれの進展が小さいと考えられる。なお、底部鋼板のひずみが降伏域を越えて大きくなると、3タイプとも急激にひびわれ幅が増大し、計算値を上回る。

最後に、タイプ(Ⅴ)がせん断破壊を生じ、他の2タイプが曲げ破壊を生じた原因について考察する。主桁の腹板断面がせん断力に対して有効に抵抗すると仮定して、全断面積に占める腹板断面積の比(せん断補強板断面積

表-6 全断面に占めるせん断補強材断面積比

供試体 タイプ	せん断補強材断面積 (cm ²) ①	全断面積 (cm ²) ②	① ②
(Ⅳ)	40.50	270	0.150
(Ⅴ)	13.50	180	0.075
(Ⅵ)	27.00	270	0.100

比)を表-6に示す。タイプ(Ⅴ)はせん断補強板断面積比が7.5%とタイプ(Ⅳ)、(Ⅵ)と比較して小さい値となっている。図-5より、タイプ(Ⅴ)は底部鋼板のひずみが降伏ひずみ(約1500 μ)を越え2000 μ付近になると曲げひびわれ幅が急激に進展し、最終的にせん断破壊となる。それに対し、タイプ(Ⅳ)、(Ⅵ)では底部鋼板のひずみが4000 μ付近まで安定的な曲げひびわれ幅の進展を示し、曲げ破壊となる。このことから、せん断補強板の断面積比が底部鋼板の降伏後の曲げひびわれの進展と終局状態に影響する事が分かる。

4. まとめ

実験では、実際の沈埋トンネルの約1/4の縮小梁モデルを使用している。すなわち、実際の沈埋トンネルとしては、構造高1.2m、スパン12mの構造寸法を持っている。縦リブ間隔30cm、60cmの供試体は実際には主桁間隔1.2m、2.4mに対応することになる。

本実験から分かったことを整理すると、次のようにまとめられる。

- ① 縦リブをシアコネクタとして活用したオープンサンドイッチ梁の曲げ耐力は、鋼コンクリート合成梁としての耐荷力を有する。
- ② スターラップの有無に着目した曲げ載荷実験、せん断載荷実験結果から、スターラップを設けることにより局所的な押し抜きせん断破壊防止に対して効果を発揮するが、弾性範囲内の荷重載荷に対してはスターラップの有無による差異は生じない。
- ③ 曲げ載荷実験において縦リブ本数を2倍、3倍とすると最大荷重、初期曲げ剛性とも2倍、3倍となり、主桁がコンクリートを両側から拘束することの曲げ耐力に及ぼす効果は特に見出せない。
- ④ 主桁間隔が広い場合には底部鋼板のせん断遅れを評価するために有効幅を考慮する必要がある。なお本実験から得られた有効幅は、道路橋示方書から求まる値より小さい傾向を示す。
- ⑤ ひびわれ間隔と鋼板のひずみ量によりひびわれ幅の進展を推定することが出来る。なお、ひびわれ幅の進展はせん断耐力の影響を受けるため、主桁間隔を決定する場合には、せん断耐力が大きく低下しないよう配

慮する必要がある。

- ⑥ 適切な縦リブ配置のもとでせん断力に対して余裕のある腹板厚、鉄筋量とすることにより、スターラップは設けなくとも良い。

本実験で使用した供試体は実験の1/4程度の縮小梁モデルであり、主桁間隔についてのバリエーションも少ないため、有効幅等に対する設計式の提案には到らなかった。しかし、今回の実験から、凡そ構造高と同程度の主桁間隔の場合にはせん断に対して特に対処する必要のないこと、また構造高の2倍程度の主桁間隔の場合でも設計で問題とする範囲では特にせん断補強の必要がないことが分かった。

今後は、本実験結果を踏まえて、主桁間隔を変化させたときに適切な抵抗断面を与える有効幅計算式の提案、せん断耐力に対するより厳密な評価を与えられるよう、より大きな供試体による実験を継続する予定である。

最後に、本実験は運輸省港湾技術研究所、新日本製鐵株式会社、三菱重工業株式会社、日本鋼管株式会社および株式会社宮地鐵工所で共同で研究を進めている「合成構造に関する5者共同研究」の一環として実施したものであり、各社の研究員との議論の中で内容を検討したも

のであることを付記する。

【参考文献】

- (1) 小沢一雅、田中征登、上田多門；鋼コンクリート合成構造のせん断耐荷機構、第8回コンクリート工学年次講演会論文集、pp.777～780、1986年6月
- (2) 中井勝彦 他3名；T型せん断補強材を有するオープンサンドイッチ構造のせん断耐荷機構に関する解析的研究、第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集、pp.71～75、1995年11月
- (3) 横田 弘、清宮 理；鋼コンクリートハイブリッドばりの力学特性に関する研究、土木学会論文集 No.451/v-17、pp.149～158、1992年8月
- (4) 沿岸開発技術研究センター；合成版式ケーソン設計マニュアル、pp.202、1991年3月
- (5) 土木学会；平成3年度版・コンクリート標準示方書〔設計編〕、1991年9月
- (6) 沿岸開発技術研究センター；沈埋トンネル技術マニュアル、平成6年4月

(1995年9月18日受付)