

筒状連続繊維棒材を用いたPCトラス桁の開発

濱田譲¹・井上真澄²・小林朗³・高木宣章⁴・児島孝之⁴

¹正会員 工修 ドービー建設工業(株) 技術センター(〒170-0004 東京都豊島区北大塚1-16-6)
²学生会員 工修 立命館大学大学院 理工学研究科総合理工学専攻(〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)
³正会員 工修 日鉄コンポジット(株) トウシート部(〒103-0025 東京都中央区日本橋小舟町3-8)
⁴正会員 工博 立命館大学教授 理工学部土木工学科(〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

本研究では、筒状連続繊維補強材を型枠および拘束体として用い、膨張材の混入によりケミカルプレストレスを導入した高強度コンクリート部材の製作方法およびトラスなどの構造部材に適用するための基本的特性について実験的に検討を行った。また、本部材を斜材に適用したPCトラス桁の静的載荷試験を行い、せん断耐力および変形性状などについて検討を行った。

その結果、筒状連続繊維補強材を用いたモルタル部材は、トラス部材として十分機能することが確認できた。引張斜材破断後もPCトラス桁は、耐荷機構が圧縮斜材と床版部材によるタイドアーチ機構に移行し、じん性的な破壊性状を示した。

Key Words : *cylindrical continuous fiber reinforcement, chemical prestress, PC truss, Shear strength, external cable*

1. はじめに

土木構造物は近年大型化する傾向にあり、コンクリート橋梁においても長大化・大断面化が進められている。わが国のような地震国においてコンクリート橋梁を大型化しようとする場合、上部工を軽量化して橋梁全体の耐震性を向上させることが極めて重要となる。また、上部工の軽量化により下部工の規模が縮小すれば経済性の向上なども期待できるので、最近では、軽量化、経済性および施工性を追求した新しい構造形式のプレストレストコンクリート橋(以下、PC橋)の開発が進められている。

国内におけるPCトラス橋の実績としては、鉄道橋として4橋あるが、これらは主に騒音および振動の低減と維持管理面の理由から採用されたものである¹⁾。最近では、PC橋を軽量化することを主目的とし、従来のPC箱桁のコンクリートウェブを高強度コンクリートトラス部材²⁾もしくは波形鋼板³⁾や鋼トラス部材⁴⁾に置き換えたPC橋に関する研究が活発に行われている。これらの研究は、外ケーブル技術の発展とともに加速されてきた。また、X型コンクリートトラスと波形鋼板ウェブを併用したPC橋に関する研究⁵⁾なども報告されており、ますます多様化していくことが予想される。

海外では、すでにX型コンクリートトラス部材⁶⁾

や台形プレキャストコンクリートパネル⁷⁾をウェブに用いた橋梁が施工された例もある。これらの部材には、工場で製作された高強度プレキャスト部材の使用が有効であると思われる。また、トラス部材を対象とした場合、高強度コンクリートを何らかの方法で拘束して部材をさらに高強度化すれば、プレキャスト部材の飛躍的な軽量化により橋梁の施工性が著しく改善される。さらに、トラス部材の小断面化によりプレストレスの導入効率も改善され、橋梁の経済性も向上するものと考えられる。

本研究では、優れた力学的特性と耐腐食性を有する筒状連続繊維補強材を型枠および拘束体として用い、膨張材を混入したモルタルおよびコンクリートを充填してケミカルプレストレスを導入した高強度コンクリート部材(以下、筒状連続繊維棒材)の製作方法およびトラスなどの構造部材に適用するための基本的特性について実験的に検討を行った。さらに、本部材を斜材に適用したPCトラス桁(桁高:1000mm, 支間長:9020mm)の静的載荷試験を行い、そのせん断耐力および変形性状などについて検討した。また、PCトラス桁の変形性状、応力状態等、力学的挙動の把握を目的として、有限要素法(FEM)解析を行い、実験結果との比較検討も行った。

表-1 実験要因

要因	シリーズI (φ36mm)		シリーズII (φ100mm)	
	炭素 繊維	アラミド 繊維	炭素 繊維	アラミド 繊維
繊維の種類	炭素 繊維	アラミド 繊維	炭素 繊維	アラミド 繊維
充填材	膨張モルタル		膨張コンクリート	
配合の種類	3		5	
養生期間	7日		10日	
試験の種類	圧縮(7), 曲げ(3) 引張(5)		圧縮(6), 曲げ(3)	

注) (): 試験供試体本数

表-2 配合要因

シリーズ	W (C+SF) (%)	SF (C+SF) (%)	EP (kg/m ³)	略称
I 〔膨張 モルタル〕	40	20	482 [80]	M40-482
	50		417 [80]	M50-417
	75		364 [80]	M75-364
II 〔膨張 コンク リート〕	40	20	576 [128]	C40-576
	50		576 [164]	C50-576
	50		532 [152]	C50-532
	50		486 [139]	C50-486
	60		576 [203]	C60-576

注) SF: シリカフューム, EP: 膨張材

[]: EP/(C+SF), %

2. 筒状連続繊維補強材の力学的特性

(1) 実験概要

表-1に実験要因を示す。筒状連続繊維補強材には、炭素繊維とアラミド繊維を使用し、内径がφ36mmとφ100mmの2種類を使用した。φ36mmの筒状連続繊維補強材(シリーズI)には膨張モルタルを充填した。一方、φ100mm(シリーズII)には、実構造部材に適用した場合を想定して、膨張コンクリートを充填した。筒状連続繊維棒材に導入されるケミカルプレストレスを求めるために、膨張ひずみの測定を行った。また、本部材をトラスなどの構造部材に適用することを想定し、圧縮強度試験、曲げ強度試験、引張強度試験を行った。

(2) 使用材料および配合

セメントに普通ポルトランドセメント(密度: 3.16g/cm³)、シリカフュームにノルウェー産粉体(940-U, 密度: 2.20g/cm³, 比表面積20m²/g, 平均粒径0.15μm, SiO₂=91.3%)、膨張材にCSA系(#20, 密度: 2.93g/cm³)、細骨材に野洲川産川砂(密度: 2.61g/cm³, FM=2.65)、粗骨材に高槻産硬質砂岩砕石(密度: 2.68g/cm³, FM=6.89, MS=13mm)を使用した。混和剤には、ポリカルボン酸系高性能AE減水剤を2種類、β-ナフタレンスルホン酸系高性能減水剤を1種類、助剤として消泡

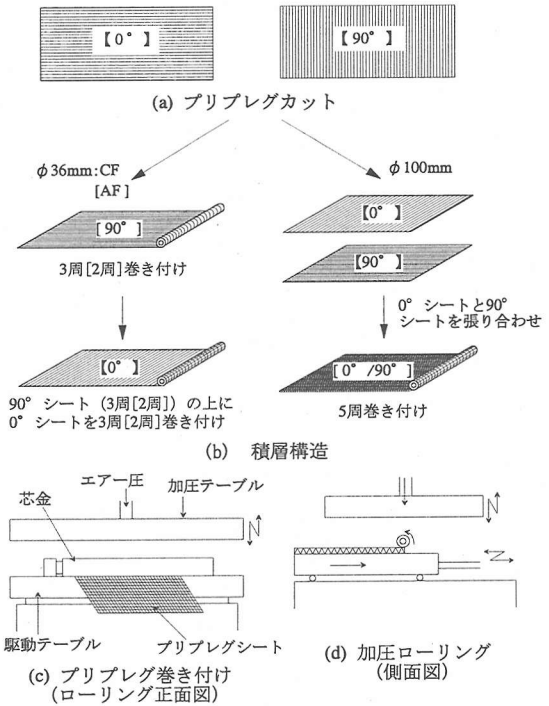


図-1 筒状連続繊維補強材の製作方法

剤(ポリエーテル系)を1種類使用した。

表-2に充填材の配合要因を示す。膨張モルタル(シリーズI)においては、水結合材比 $W/(C+SF)$ を40, 50, 75%の3水準とした。結合材質量に対する膨張材質量の比 $EP/(C+SF)$ を80%として、単位膨張材量 EP は364, 417, 482kg/m³と変化させた。目標フロー値は250以上、空気量は1~3%として配合設計を行った。膨張コンクリート(シリーズII)においては、水結合材比 $W/(C+SF)$ を50%に固定して単位膨張材量 EP を486, 532, 576kg/m³と変化させたものと、単位膨張材量 EP を576kg/m³に固定して水結合材比 $W/(C+SF)$ を40, 50, 60%と変化させた5配合とした。目標スランプフローは50±5cm, 目標空気量は2%とした。

本実験では、部材の高強度化を図ることを目的として、膨張モルタルおよび膨張コンクリートにシリカフュームを混入した。シリカフュームを混入することにより、ケミカルプレストレスの導入効果が著しく向上するとの報告⁸⁾を参考に、膨張モルタルおよび膨張コンクリートのシリカフューム置換率 $SF/(C+SF)$ は20%一定とした。

(3) 筒状連続繊維補強材の製作方法および物性

シートワインディング法による筒状連続繊維補強材の製作方法の概要図を図-1に示す。この方法は、工場において、繊維シートに予めエポキシ樹脂を含

表-3 プリプレグシートの性状

繊維の種類別	シリーズI		シリーズII	
	CF	AF	CF	AF
繊維目付量 (g/m ²)	75	140	125	140
樹脂質量含有率	37%	40%	35%	40%
繊維体積含有率	53%	55%	55.6%	55%
設計厚さ (mm)	0.079	0.175	0.125	0.175

注) CF: 炭素繊維, AF: アラミド繊維

表-4 筒状連続繊維補強材の力学的特性

繊維の種類別	シリーズI		シリーズII	
	CF	AF	CF	AF
外径 (mm)	37.0	37.4	102.5	103.5
厚さ (mm)	0.475	0.70	1.25	1.75
積層構成	0°/0°/0° /90°90°90°	0°/0° /90°90°	0°/90°0°/90°0° /90°0°/90°0°/90°	
繊維目付量 (g/m ²)	225/225*	280/280*	625/625*	700/700*
弾性係数 (kN/mm ²)	64.9	40.0	67.6	40.0
引張強度 (N/mm ²)	1030	635	1250	635
破断ひずみ (μ)	15100	17100	18500	17100
引張剛性 (kN)	385	350	1056	875

注) CF: 炭素繊維, AF: アラミド繊維, *: 軸方向/周方向
引張剛性 = 幅(12.5mm) × 厚さ × 弾性係数

浸させたプリプレグシートを、設計に基づいた配向角で芯金に巻き付けて筒状の棒材を成形する方法である。本方法により超薄肉連続繊維補強部材の成形が可能となり、現在、釣竿やゴルフシャフトがこの方法で製造されている。

本実験に用いたプリプレグシートの性状を表-3に示す。筒状連続繊維補強材に導入されるケミカルプレストレス量は、充填材の膨張圧とそれを拘束する補強材の剛性によって決まる。ここでは、充填材の膨張圧が一定である場合、シリーズIおよびIIにおいて、筒状連続繊維補強材の周方向に同程度のケミカルプレストレスが導入されるように、筒状連続繊維補強材の内径に比例して繊維目付量を変化させた(表-4)。

筒状連続繊維補強材の製作に際しては、まず、同じ目付量のプリプレグシートから、軸方向用および周方向用プリプレグシート(0度シートおよび90度シート)を所定の寸法に裁断した。φ36mmの場合、最初に90度シートを、炭素繊維では3周、アラミド繊維では2周それぞれ芯金(φ36mm)に巻き付けた。次に、0度シートを、炭素繊維では3周、アラミド繊維では2周それぞれ巻き付けてプリプレグシートを積層した。一方、φ100mmの場合、最初に0度シートと90度シートを繊維方向が直行するように張り合わせた。次に、その積層シートを5

周芯金(φ100mm)に巻き付けてプリプレグシートを積層した。シートの積層方法は異なるものの、筒状連続繊維補強材の軸方向および周方向の繊維目付量は等しくなる。その後、芯金に巻き付けた積層シートは、加圧ローリングを行うことによりシート厚の均一化を図った(図-1(d)参照)。なお、プリプレグシートを芯金に巻き付ける際には、ラップ長を確保してシートを定着した。

筒状連続繊維補強材の力学的特性を表-4に示す。引張強度をはじめとする力学的特性は、筒状連続繊維補強材と同じ積層構造を有する幅12.5mmの板状供試体を用いて実施した引張試験結果によるものである。引張試験は、JIS K 7073「炭素繊維強化プラスチックの引張試験方法」に従って実施した。また、引張剛性は、補強材の断面積に弾性係数を乗じて算出した。

各筒状連続繊維補強材の軸方向および周方向の繊維目付量は等しいので、表-4に示す試験結果は、筒状連続繊維補強材の軸方向あるいは周方向の一方に引張力を加えた場合の引張強度や弾性係数を示していることになる。炭素繊維およびアラミド繊維の引張剛性を各シリーズで比較すると、アラミド繊維の引張剛性は、シリーズIおよびIIでそれぞれ炭素繊維の91%および83%となった。

(4) 供試体の製作方法および実験方法

図-2に筒状連続繊維棒材および各種強度試験に用いた供試体の概要図を示す。供試体の製作においては、最初に筒状連続繊維補強材(拘束体)の両端部内側にねじ切りを設けた鋼管をエポキシ樹脂系接着剤で接着した。モルタルおよびコンクリートは、専用の漏斗を用いて筒状連続繊維補強材に充填し、つき棒を用いて締固めた。充填材打設後、この鋼管に金属製キャップを締め込み、膨張を拘束することにより筒状連続繊維棒材を製作した。筒状連続繊維棒材に導入されるケミカルプレストレスを把握するために、充填材打設後、図-2(a)に示す位置において、補強材の軸方向および周方向膨張ひずみの経時変化を測定した。棒材は、恒温恒室内(20±1°C, 90±5%R.H.)で鉛直に立てた状態で養生し、充填材打設後から各シリーズの載荷試験材齢まで膨張ひずみを測定した。

圧縮強度および曲げ強度試験は、膨張ひずみ測定終了後コンクリートカッターで棒材を所定の長さに切断して製作した。3軸拘束解放後、2時間以内ではコンクリートの力学的特性に及ぼす拘束解放の影響は少ないと報告⁹⁾されているので、圧縮強度試験は切断後30分以内に、曲げ強度試験は1時間以内に試験を実施した。曲げ強度試験の載荷方法は、スパン

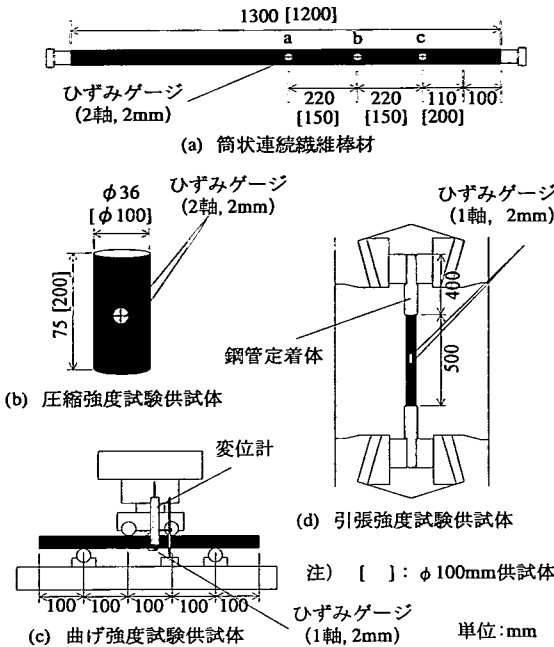


図-2 筒状連続繊維棒材および各種強度試験供試体の概要図

300mm, 曲げスパン100mmの対称2点載荷とした。引張強度試験に関しては、膨張モルタルM40-482を充填したφ36mm供試体のみ製作した。引張強度試験供試体は、棒材との間に静的破砕材を充填して棒材端部に取り付けた長さ400mmの鋼管定着体を、万能試験機の油圧つかみ装置で直接つかんで実施した。

図-2に示す計測位置でそれぞれのひずみおよび変位を測定した。

(5) 実験結果および考察

a) 充填材の膨張特性

ケミカルプレストレスの経時変化の一例として、図-3にシリーズIの膨張モルタルM40-482を充填した筒状連続繊維棒材のケミカルプレストレスの経時変化を示す。棒材の軸方向および周方向に導入されるケミカルプレストレスは、式(1)および式(2)より算出した。

$$\sigma_{cpt} = E_a \varepsilon_{at} A_{at} / A_{ct} \quad (1)$$

$$\sigma_{cpt} = E_a \varepsilon_{at} A_{at} / A_{ct} \quad (2)$$

ここに、

$\sigma_{cpt}, \sigma_{cpt}$: 軸方向, 周方向のケミカルプレストレス (N/mm²)

E_a : 筒状連続繊維補強材の弾性係数 (N/mm²)

$\varepsilon_{at}, \varepsilon_{at}$: 軸方向, 周方向の実測膨張ひずみ

A_{at} : 軸方向補強材の断面積 (mm²)

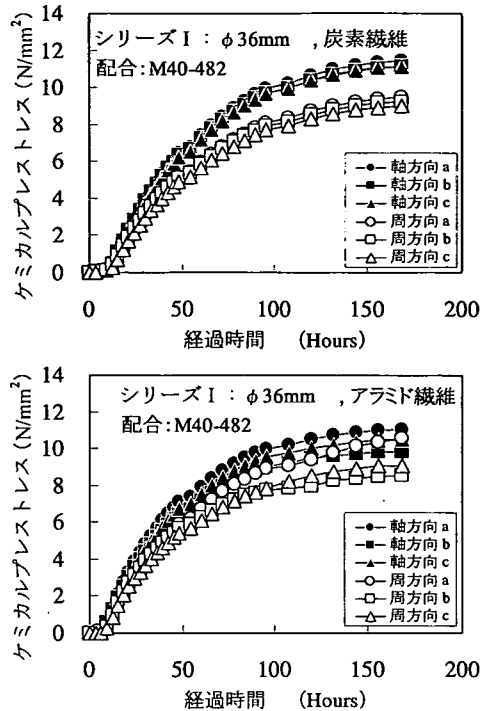


図-3 ケミカルプレストレスの経時変化 (シリーズI)

A_{at} : 軸方向単位長さ当たりの周方向補強材断面積の2倍 (mm²)

A_{ct} : モルタルあるいはコンクリートの断面積 (= $\pi d^2 / 4$) (mm²)

A_{ct} : $d \times 1$ (d : モルタルあるいはコンクリート断面の直径) (mm²)

繊維の方向あるいは測定位置で幾分の変動はあるものの、棒材にはほぼ一様のプレストレスが導入されていることが分かる。

最終測定時の最大ケミカルプレストレスと単位膨張材量の関係を図-4に示す。なお、ケミカルプレストレス量は各部位の平均値とした。アラミド繊維を用いた筒状連続繊維補強材の軸方向および周方向の引張剛性は、表-4に示す引張剛性と同様に、シリーズIおよびIIでそれぞれ炭素繊維の91%および83%となる。しかし、同じ単位膨張材量で比較した場合、各供試体の周方向および軸方向のケミカルプレストレス量に顕著な差は認められなかった。シリーズIの場合、ケミカルプレストレスは膨張モルタルM40-482 (単位膨張材量: 482kg/m³) を充填した供試体で最大となった。その時のケミカルプレストレス量は、炭素繊維で軸方向が11.2N/mm², 周方向が9.2N/mm², アラミド繊維で軸方向が10.5N/mm², 周方向が9.4N/mm²であった。一方、シリーズIIで

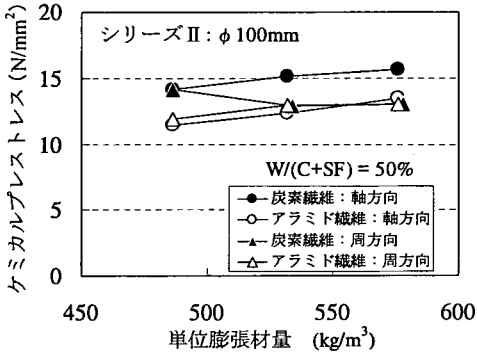
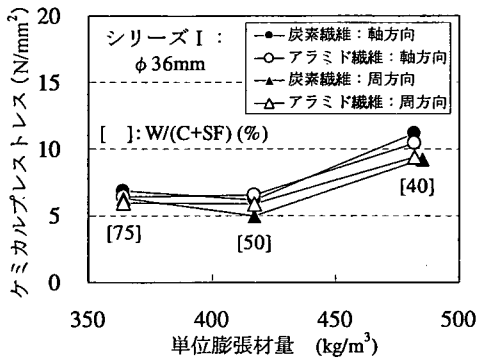


図-4 ケミカルプレストレスと単位膨張材量の関係

は、水結合材比を50%に固定した場合、単位膨張材量の増加に伴い、ケミカルプレストレスは増加する傾向にある。

図-5にφ36mm供試体とφ100mm供試体のケミカルプレストレスの比較を示す。ここでは、単位膨張材量がほぼ等しい膨張モルタルM40-482を充填したφ36mm供試体と、膨張コンクリートC50-486を充填したφ100mm供試体を比較した。φ100mm供試体(材齢10日)のケミカルプレストレス量は、両供試体の材齢差を考慮しても、φ36mm供試体(材齢7日)と同程度の値が得られている。したがって、実構造物において膨張コンクリートを使用する場合は、コンクリート中の骨材量を少なくして、モルタルとほぼ同じ単位膨張材量を混入することにより、モルタルとほぼ同じ膨張特性が得られることが明らかとなった。

b) 強度特性

圧縮強度試験は拘束解放30分以内に、曲げ強度試験は1時間以内にそれぞれ実験を行った。3軸拘束解放後2時間以内では、コンクリートの力学的特性に及ぼす拘束解放の影響が少ないとの報告⁹⁾があるので、本実験では拘束解放の影響は考慮していない。

表-5に圧縮強度および曲げ強度試験結果を示す。膨張モルタルM40-482を充填したφ36mm供試体の圧縮強度は、炭素繊維で約159N/mm²、アラミド繊維

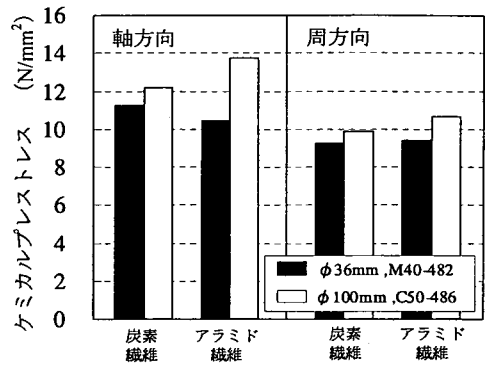


図-5 ケミカルプレストレスの比較

表-5 圧縮強度および曲げ強度試験結果 (N/mm²)

繊維の種類別	配合	圧縮強度	曲げ強度	
シリーズ I	炭素繊維	M40-482	159	135
		M50-417	151	119
		M75-364	89.9	88.7
	アラミド繊維	M40-482	137	128
		M50-417	132	125
		M75-364	92.0	116
シリーズ II	炭素繊維	C40-576	150	71.1
		C50-576	133	70.2
		C50-532	137	68.2
		C50-486	147	71.1
		C60-576	146	69.6
		C40-576	145	76.4
	アラミド繊維	C50-576	142	69.2
		C50-532	143	72.1
		C50-486	147	76.4
		C60-576	146	73.0

注) シリーズ I : φ36mm, シリーズ II : φ100mm

で約137N/mm²、曲げ強度は炭素繊維で約135N/mm²、アラミド繊維で約128N/mm²となり、筒状連続繊維補強材による拘束効果により非常に高い強度が得られた。また、曲げ強度においても、ケミカルプレストレスの導入効果により、拘束されていない一般のコンクリートよりも高い強度が得られた。

図-6に圧縮強度および曲げ強度と単位膨張材量の関係を示す。水結合材比と単位膨張材量(結合材質量の80%)を変化させたシリーズ I (モルタル)では、単位膨張材量の増加(水結合材比の低下)に伴い、圧縮強度と曲げ強度は増加した。一方、単位膨張材量486kg/m³以上のシリーズ II (コンクリート)では、水結合材比を50%に固定して単位膨張材量を変化させた場合、また単位膨張材量を一定として水結合材比を変化させた場合においても、圧縮強度と曲げ強度に大きな差は観察されなかった。膨張材量がある量以上になると、膨張特性に差がなくなり、モルタルあるいはコンクリートの力学的特性に影響を及ぼさなくなるものと考えられる。

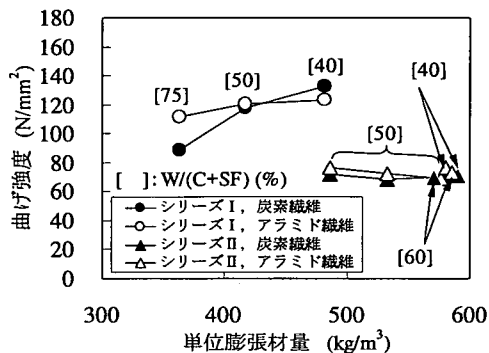
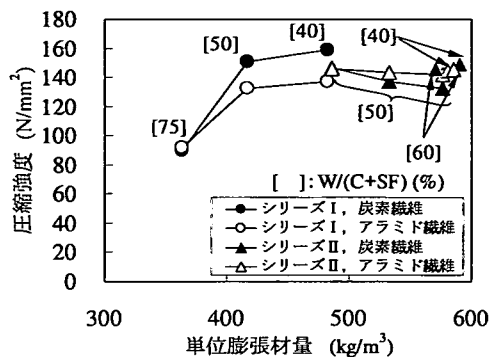


図-6 強度と単位膨張材量の関係

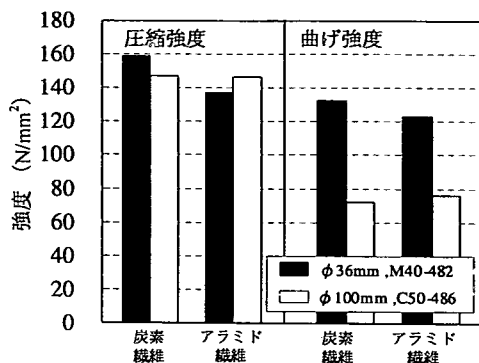


図-7 強度の比較

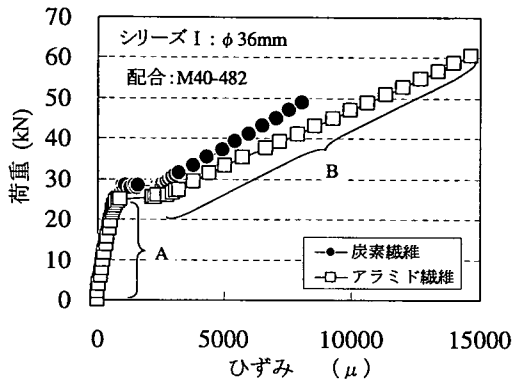


図-8 荷重～引張ひずみ曲線(引張強度試験)

図-7に圧縮強度と曲げ強度の比較を示す。図では、図-5と同様に、膨張モルタル M40-482を充填したφ36mm 供試体と膨張コンクリート C50-486を充填したφ100mm 供試体を比較した。圧縮強度は、供試体の径に関係なく同程度の値を示した。破壊性状もほぼ一致しており、周方向補強材が破断し破壊に至った。一方、曲げ強度を比較すると、φ100mm 供試体はφ36mm 供試体の値を大きく下回った。破壊性状も異なり、φ36mm 供試体が軸方向補強材で破断したのに対し、φ100mm 供試体は周方向補強材で破断し終局に至った。これは、筒状連続繊維補強材の製作過程(図-1参照)においてφ36mmとφ100mmでプリプレグシートの積層方法が異なることが影響しているものと推察される。一般に、一方向プリプレグシートの熱膨張特性は異方性を示し、繊維方向と繊維直角方向では熱膨張特性が異なる。したがって、繊維方向が異なるプリプレグシートを積層した場合、加熱硬化させた後、温度が低下して行く段階で積層板内に残留応力が発生する。この残留応力の大きさは、プリプレグシートの積層方法によって異なるが、軸方向シート(0度)を積層した後周方向シート(90度)を積層した場合(例:0/0/0°//90/90/90°)よりも軸方向シートと周方向シートを交互に積層した場合(例:0/90/0/90/0/90°)の方が大きくなる¹⁰⁾。プリプレグ

シートの積層数が比較的少ない筒状連続繊維補強材では、この残留応力の影響は比較的少ないと予想していたが、軸方向シートよりも周方向シートの方が残留応力の影響を受けやすいので、交互積層したφ100mm 供試体では、周方向補強材で破断が生じたと推察される。

図-8にシリーズIの荷重～引張ひずみ曲線の一例を示す。筒状連続繊維棒材は、荷重～ひずみ曲線の変曲点で内部モルタルにひび割れが発生し、その後補強材が破断して終局に至った。試験後の破断した供試体の観察により、内部モルタルには約30mm間隔で多数のひび割れが生じていることが確認できた。これらのひび割れは、充填材の膨張作用により、硬化した充填材と筒状連続繊維補強材が大きな付着強度を有しているため¹¹⁾、比較的小さな間隔で発生したと考えられる。また、充填材と筒状連続繊維補強材の付着により、部材軸方向にもケミカルプレストレスが確実に導入されていたと思われる。

引張強度試験結果を表-6に示す。ここで、モルタルのひび割れ強度およびひび割れ発生前の弾性係数(A部;E1)は、筒状連続繊維棒材の繊維部分とモルタル部分を合わせた全断面積を用いて算出した。

表-6 引張強度試験結果 (シリーズ I : $\phi 36\text{mm}$)

繊維の種類別	炭素繊維	アラミド繊維
モルタルひび割れ強度 *1 (N/mm ²)	24.0	19.9
引張強度 *2 (N/mm ²)	884	729
弾性係数 E ₁ (kN/mm ²)	37.8	33.7
弾性係数 E ₂ (kN/mm ²)	65.8	34.0
破断ひずみ (μ)	8430 (3200)	14900 (3300)

注) *1: 筒状連続繊維補強材の全断面積を用いて算出
 *2: 筒状連続繊維補強材の断面積を用いて算出
 E₁: A部 (図-8) の傾きより筒状連続繊維補強材の全断面積を用いて算出
 E₂: B部 (図-8) の傾きより筒状連続繊維補強材の断面積を用いて算出
 () : 軸方向膨張ひずみ

また、引張強度およびひび割れ発生後の弾性係数(B部; E₂)は、繊維部分のみの断面積を用いて算出した。モルタルのひび割れ強度は、炭素繊維で約24N/mm²、アラミド繊維で約20N/mm²であり、ケミカルプレストレスの導入により高いひび割れ強度が得られた。一方、ひび割れ発生後の引張強度と弾性係数を表-4に示す板状供試体の試験結果と比較すると、炭素繊維では、弾性係数は同程度であったが引張強度が14%低下したため、破断ひずみも小さくなった。これに対し、アラミド繊維では、引張強度は15%増加したが弾性係数が15%低下したため、破断ひずみは同程度となった。以上のように、引張強度および弾性係数は板状供試体の試験結果に対し15%程度変化したが、炭素繊維の強度低下率は比較的小さく、筒状連続繊維補強材は高い引張強度を有している。したがって、本部材は、高い圧縮強度ばかりでなく、高いひび割れ強度および引張強度を有しているので、高強度部材としてトラスなどの構造部材に適用が可能であることが推察される。

3. 筒状連続繊維補強材を斜材に用いたPCトラス桁のせん断挙動

(1) 実験概要

$\phi 36\text{mm}$ の筒状連続繊維補強材を型枠および拘束体として用い、膨張モルタルを充填してケミカルプレストレスを導入した高強度コンクリート部材を斜材に適用したPCトラス桁を製作し、せん断耐力および変形性状などを実験的に検討した。PCトラス桁の製作に際しては、2章の試験結果を参考にして直径200mmの筒状連続繊維補強材を適用した支間60mのPCトラス単純道路橋の試設計を行い、斜材の傾斜角などの供試体形状を決定した。筒状連続

表-7 各種コンクリートの特性 (材齢28日)

コンクリートの種類	普通	軽量
圧縮強度 (N/mm ²)	71.3	58.6
弾性係数 (kN/mm ²)	33.3	23.1
引張強度 (N/mm ²)	3.73	2.42
曲げ強度 (N/mm ²)	7.23	5.22
単位容積質量 (kg/l)	2.35	1.85

繊維補強材には、モルタルのひび割れ強度がアラミド繊維より大きくなった炭素繊維を使用した。材料・構造の両面からPCトラス桁の軽量化を図ることを念頭に置き、上下床版コンクリートに普通コンクリートを用いた供試体と軽量コンクリートを用いた供試体の2体を製作した。プレストレスの導入には、外ケーブルと内ケーブルを併用した。また、PCトラス桁の変形性状、応力状態等、力学的挙動の把握を目的として、有限要素法(FEM)解析を行い、実験結果との比較検討も行った。

(2) 使用材料

筒状連続繊維補強材は、2章3節におけるシリーズIの炭素繊維を用いた補強材を使用した。筒状連続繊維補強材に充填する膨張モルタルの使用材料は、2章2節に述べたものと同様である。

PCトラス桁の上下床版コンクリートには、セメントに早強ポルトランドセメント(密度:3.16g/cm³)を、細骨材は登別産山砂(密度:2.66g/cm³, FM=2.73)を、粗骨材には白老敷生川産砕石(密度:2.66g/cm³, FM=6.60)を使用した。軽量コンクリートには、絶乾密度1.15g/cm³、24時間吸水率2.0%の高性能軽量粗骨材¹²⁾を使用した。混和剤には、普通コンクリートに β -ナフタリンスルホン酸系高性能減水剤を、軽量コンクリートにポリカルボン酸系高性能AE減水剤とAE助剤(主成分:変性アルキルカルボン酸化合物系陰イオン界面活性剤)を使用した。

(3) 膨張モルタルおよびコンクリートの配合

膨張モルタルの水結合材比[W/(C+SF)]は40%、シリカフェーム置換率[SF/(C+SF)]は20%、単位膨張材量は482kg/m³[EP/(C+SF)=80%]とし、目標フロー値は250以上、目標空気量は1%とした。

軽量コンクリートは、普通細骨材と高性能軽量粗骨材を使用した軽量1種コンクリートである。コンクリートの設計基準強度は、JIS A 5313(道路用プレレストレストコンクリート橋げた)に準じて、普通コンクリート、軽量コンクリートとも50N/mm²とした。また、打設時の目標スランプは8cm、目標空気量は5.5%とした。表-7に、材齢28日における各種コンクリートの強度特性を示す。

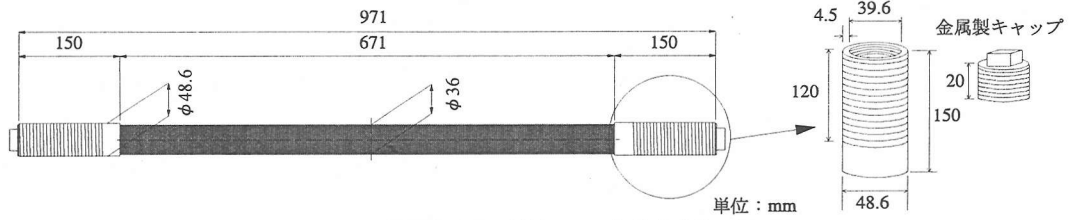


図-9 筒状連続繊維棒材および鋼管定着体の概要図

表-8 筒状連続繊維棒材の力学的特性

繊維の種類	炭素繊維
圧縮強度 (N/mm ²)	159
曲げ強度 (N/mm ²)	135
ひび割れ強度 * (N/mm ²)	27.5
引張強度 * (N/mm ²)	890
破断ひずみ (μ)	11400

注) * : ひび割れ強度および引張強度は、

表-6と同じ方法で算出

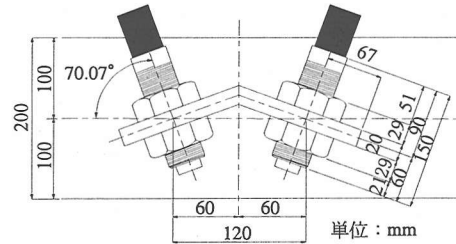


図-10 斜材接合部詳細図

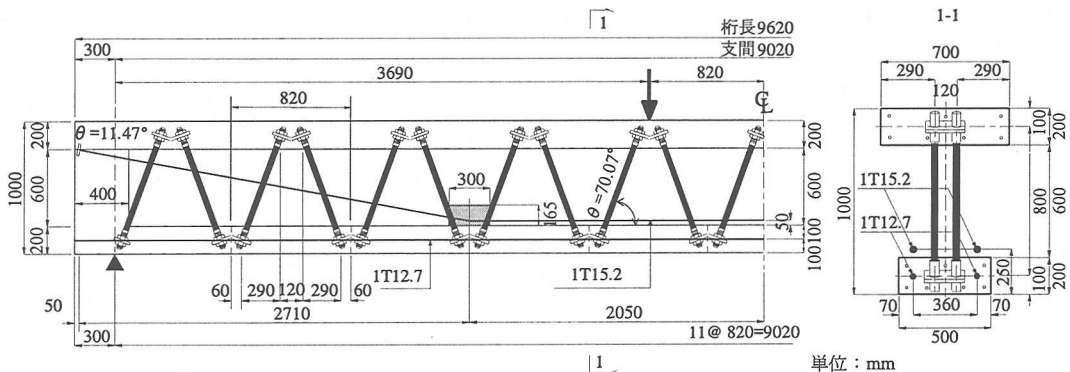


図-11 PCトラス桁の形状寸法

(4) 筒状連続繊維棒材の製作方法

図-9に筒状連続繊維棒材の概要図を、表-8に筒状連続繊維棒材の力学的特性をそれぞれ示す。筒状連続繊維棒材は、φ36mmの筒状連続繊維補強材を型枠および拘束体として用い、膨張モルタルを充填してケミカルプレストレスを導入した高強度部材である。製作方法は、筒状連続繊維補強材の両端に、長さ150mm(ねじ切り部120mm)の鋼管定着体をエポキシ樹脂系接着剤で接着した後、膨張モルタルを充填し両端に金属製キャップを締めつけることによりモルタルの膨張を拘束してケミカルプレストレスを導入した。打設後は、PCトラス桁製作開始まで鉛直な状態を確保したまま恒温恒湿室(20±1°C, R.H.=90±5%)に保管した。

(5) PCトラス桁の製作方法

a) 斜材接合部

図-10に斜材接合部の詳細を示す。斜材は、2

枚の鋼板を所定の角度に溶接して製作した定着プレート1枚に、隣接する斜材、合計4斜材をナットで固定して定着した。床版中心位置での斜材定着間隔は、上下床版とも120mmとした。なお、斜材定着プレートの形状寸法などを考慮し、上床版および下床版の厚さは、200mmとした。

b) 供試体の一般形状

図-11にPCトラス桁の形状寸法を示す。斜材の傾斜角は、PCトラス単純道路橋の試設計によりプレストレスの導入効果を検討し、約70度とした。桁高を1000mmとした場合、斜材の間隔(逆V字の幅)は820mmとなる。一方、試設計の結果によると、支間を60mとした場合、桁高は4.0mとなり、桁高/支間比は1/15となった。しかし、せん断破壊に先行して曲げ破壊が生じないように、一般の曲げせん断試験と同様に、桁高/支間比を大きくすることにした。逆V字型のトラス部材を11組配置した結果、供試体の桁長および支間長はそれぞれ

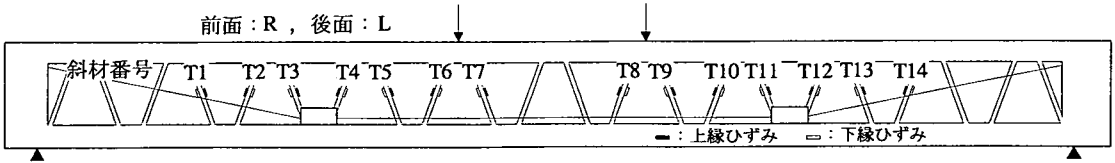


図-12 斜材番号

表-9 各種鋼材の詳細

使用箇所	材質および径	目標緊張力 (kN)
スターラップ	SD295, D10	—
軸鉄筋	SD295, D13	—
内ケーブル	SWPR7B, φ 12.7mm	91.7 (2)
外ケーブル	SWPR7B, φ 15.2mm	209 (2)

注) (): PC 鋼材本数

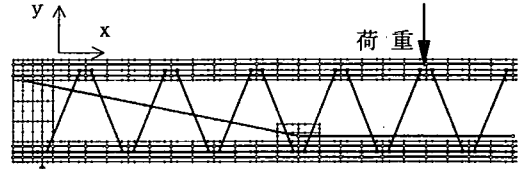


図-13 FEM 解析モデル

9620mm および 9020mm となり、桁高/支間比は 1/9 程度になった。せん断スパン/桁高比は、3.69 である。なお、上下床版コンクリートは、打設翌日の脱型まで常圧蒸気養生 (48℃) を行った。

c) ケーブル配置

波形鋼板ウェブ PC 橋のようにコンクリートウェブを用いない PC 橋では、一般に内ケーブルと外ケーブルを併用してプレストレスを導入する。そこで、PC トラス桁においても、プレストレスは、内ケーブルと外ケーブルを併用して導入した。表-9 に使用した各種鋼材の詳細を示す。内ケーブルには 1T12.7mm を 2 本用い、下床版圆心にそれぞれを配置した。内ケーブルによるプレストレスは、プレテンション方式により導入した。外ケーブルには、1T15.2mm を 2 本用いた。スパン中央から 2050mm 離れた下床版 (格点部) にそれぞれ偏向装置を設置した。偏向部の偏向管にはテフロンシートを挿入して外ケーブルの摩擦を低減した。定着システムには、ねじ式定着体と付着型定着体を併用した外ケーブル用定着システムを用いた。なお、PC トラス桁供試体では、自重によって発生するコンクリート応力度が実際の橋梁より小さくなる。そこで、プレストレス導入時に桁上縁に曲げひび割れが発生しないように、各 PC 鋼材の目標緊張力を決定した。

(6) 荷重方法および計測項目

PC トラス桁の荷重方法は、曲げスパン 1640mm、スパン 9020mm の対称 2 点荷重による静的荷重試験とした。荷重の荷重パターンは、最初に曲げひび割れ発生まで荷重し、一旦除荷した後、供試体の破壊まで荷重を単調増加した。さらに、最大荷重以降も荷重を継続し、破壊耐力、ひび割れ状況および破壊モードを確認した。

計測項目は、荷重荷重、供試体変位、そしてコン

クリート、各種鋼材および斜材の各ひずみとした。図-12 にひずみを計測する斜材の番号を示す。

(7) 解析モデル

FEM 解析モデルを図-13 に示す。本解析では、供試体の対称性を考慮し、桁端部からスパン中央までをモデル化した 1/2 モデルを用い、2 次元の弾性解析を行った。支点部分は y 軸方向、スパン中央部分はすべて x 軸方向の変位を固定した。解析に際して、上下床版コンクリートは 2 次のアイソパラメトリック 4 辺形要素に、斜材は曲げ剛性を考慮した 1 次のアイソパラメトリックはり要素に、各種 PC 鋼材は 1 次のトラス要素にそれぞれモデル化した。また、床版と斜材の接合部においては、定着プレートを部材としてモデル化し、コンクリートとの間に付着要素を挿入した。解析に用いる材料の物理特性値は、実験値を用いた。内ケーブル要素には目標プレストレス量 (91.7kN) を、外ケーブル要素には有効緊張力量 (普通: 250kN, 軽量: 192kN) をそれぞれ導入して解析を行った。

(8) 実験結果および考察

a) 斜材ひずみ

図-14 に荷重と引張斜材ひずみの関係の一例を示す。各斜材のひずみは、膨張モルタル打設時から荷重試験直前までの平均軸方向膨張ひずみ (4100 μ) と外ケーブルによるプレストレス導入時の各斜材ひずみを加算した値としている。なお、死荷重により生じる斜材のひずみは考慮していない。

引張斜材のひずみは、筒状連続繊維棒材の直接引張強度試験とほぼ同様の荷重～ひずみ関係が得られた。普通コンクリート、軽量コンクリートを用いた両供試体とも引張力が最大となるデビエータ部支点側の引張斜材 (T12 もしくは T3) で最初に内部モ

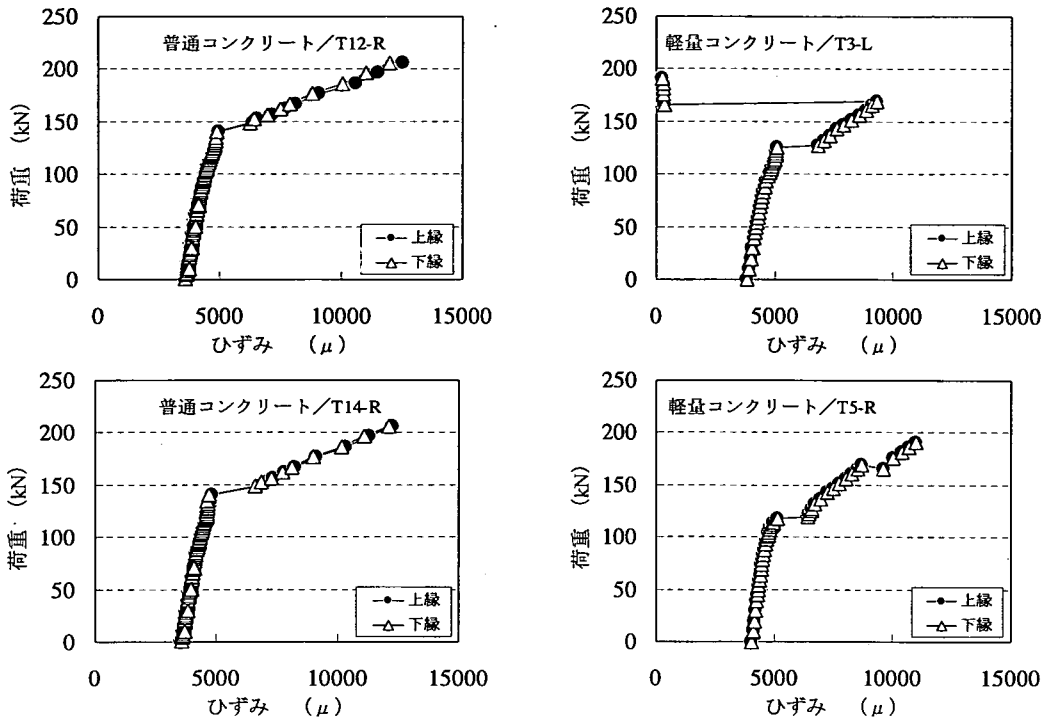


図-14 荷重と引張斜材ひずみの関係

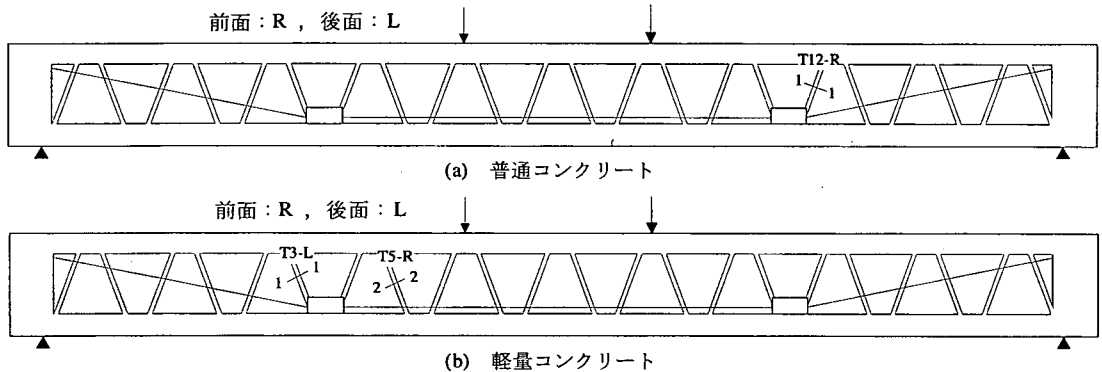


図-15 最大荷重時における引張斜材の破断状況

ルタルのひび割れが発生した。引張斜材のひび割れ発生荷重は、普通コンクリートを用いた供試体では約 132kN であったのに対して、軽量コンクリートを用いた供試体では約 102kN と幾分小さくなった。これは、軽量コンクリートを用いた供試体における外ケーブルの有効緊張力が普通コンクリートを用いた供試体の場合より小さかったために（表-10 参照）、引張斜材に導入される圧縮軸力が小さくなったためと考えられる。なお、引張斜材のひび割れ発生荷重は、荷重～引張斜材ひずみ曲線の変曲点より推定した。その後の荷重の増加により、引張斜材に

は順次多数のひび割れが発生した。筒状連続繊維棒材の直接引張試験時と同様に、試験後の破断した斜材の観察により、内部モルタルには約 30mm 間隔で多数のひび割れが生じていることが確認できた。

図-15 に、最大荷重時における引張斜材の破断位置を示す。普通コンクリートを用いた供試体は引張斜材 T12-R が破断し、最大荷重に達した。一方、軽量コンクリートを用いた供試体は、最初に引張斜材 T3-L が破断し一旦荷重が降下したが、荷重は再び増加し、引張斜材 T5-R が破断した時点で最大荷重に達した。最大荷重時の引張斜材破断ひずみは普

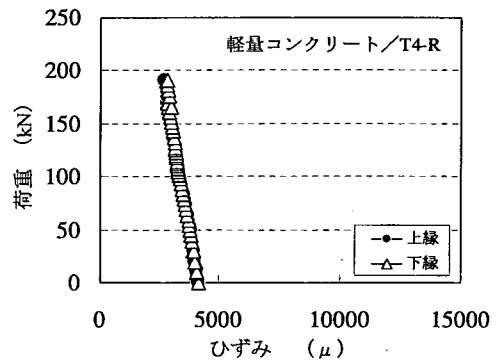
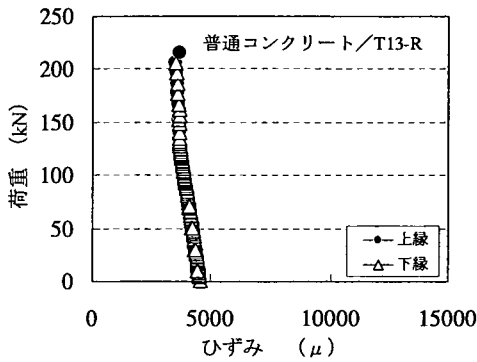


図-16 荷重と圧縮斜材ひずみの関係 (上縁・下縁の位置は図-12参照)

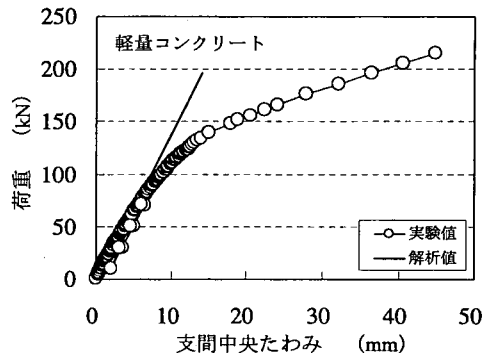
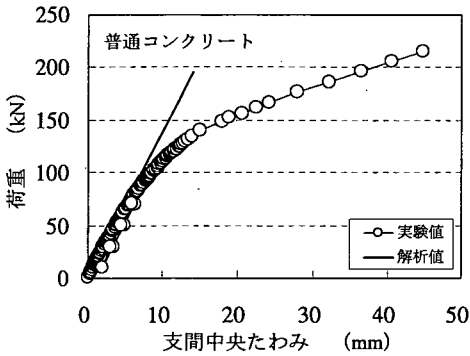


図-17 荷重-支間中央たわみ曲線

普通コンクリートを用いた供試体で 12800μ 、軽量コンクリートを用いた供試体で 10700μ であり、斜材の引張強度試験より得られた破断ひずみ 11400μ (表-8参照) に近い値を示した。最大荷重到達後、その他の引張斜材も順次破断し、荷重終了時には、最初に引張斜材が破断したせん断スパンの全引張斜材に破断が確認された。

図-16 に最大圧縮軸力が作用する圧縮斜材の荷重とひずみの関係の例を示す。両供試体とも線形的な曲線を示し、最大荷重到達前に破壊する圧縮斜材は観察されなかった。最大荷重後も荷重を続けた供試体では、荷重終了時にせん断スパンの数本の圧縮斜材で圧壊が確認された。

b)変形状

荷重と支間中央たわみの関係を、解析値とあわせて図-17 に示す。たわみは、両供試体ともに載荷荷重が 100kN 程度まで解析値とほぼ一致するが、それ以降は荷重が大きくなるにつれて解析値より大きくなった。これは、両供試体とも最大引張軸力が作用する斜材に初期ひび割れが発生した後に順次他の引張斜材にもひび割れが発生し、供試体の剛性が徐々に低下していくためである。最大荷重時の支間中央部のたわみは、普通コンクリートを用いた供試

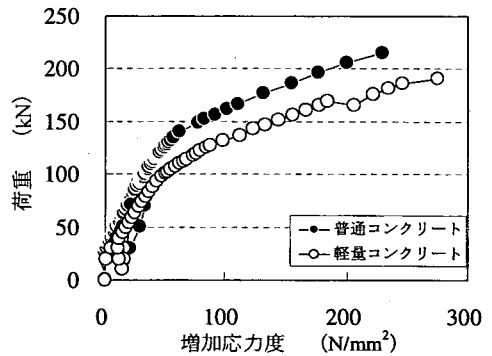
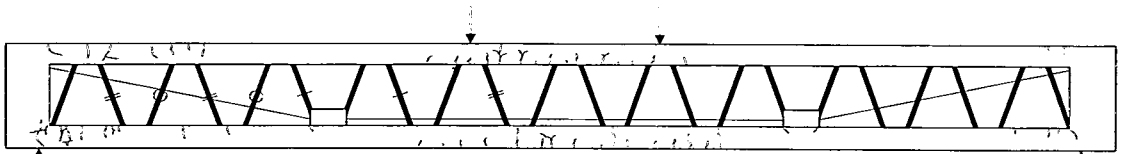


図-18 外ケーブルの増加応力度履歴

体で 44.7mm 、軽量コンクリートを用いた供試体で 49.3mm であった。両供試体ともこの時点で変位の計測は終了した。最大荷重到達後も荷重を継続すると、断面力の再分配に伴う他の引張斜材の破断に伴い荷重は低下するものの、たわみは増加し、供試体は最大荷重の 70% 程度の荷重を保持した。これは、引張斜材破断後、耐荷機構が圧縮斜材と床版部材によるタイドアーチ機構に移行したためである。本実験の荷重の範囲内では、PC トラス桁は最終崩壊に



— : 最大荷重時引張破断 - - : 載荷終了時引張破断 ○ : 載荷終了時圧縮破断
 図-19 供試体のひび割れおよび斜材の破壊状況図 (軽量コンクリート)

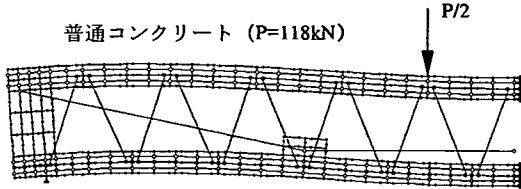


図-20 弾性 FEM 解析による変形モード図

表-10 載荷試験結果

コンクリートの種類	普通	軽量
外ケーブルの有効緊張力(kN)	250	192
斜材のひび割れ発生荷重(kN)	132	102
最大荷重(kN)	(190)	(140)
最大荷重(kN)	216	191

注) (): 弾性 FEM 解析値

至ることはなく、じん性的な破壊性状を示した。したがって、筒状連続繊維補強材に膨張モルタルを充填した高強度部材は、PC トラス桁の斜材として十分機能することが確認できた。

c) 外ケーブル増加応力度履歴

荷重と外ケーブルの増加応力度の関係を図-18に示す。増加応力度は、外ケーブルの支間中央部で計測したひずみより算定した。各供試体とも引張斜材にひび割れが発生した後に、外ケーブル応力度の増加量が大きくなっている。最大荷重時における外ケーブルの増加応力度は、普通コンクリートを用いた供試体で約 229N/mm²、軽量コンクリートを用いた供試体で約 275N/mm²となり、軽量コンクリートを用いた場合の方が大きくなった。一般の外ケーブル構造と同様¹³⁾、PC トラス桁においても変形が大きくなれば、外ケーブルの増加応力度が大きくなることが確認できた。

d) ひび割れ性状および最大耐力

軽量コンクリートを用いた供試体の上下床版のひび割れ状況および載荷終了時の斜材破壊位置を図-19に示す。ひび割れは載荷点付近および支間中央に集中している。また、各供試体とも支点付近の上下床版コンクリートには、上縁からひび割れが発生していることが分かる。図-20に弾性 FEM 解析による供試体の変形モード図の一例を示す。解析結果においても、支点付近の上下床版コンクリートの上縁に引張応力が作用していることが分かる。なお、斜材接合部付近の上下床版には、斜材定着プレートを介して押抜き力や引抜き力等が作用していると考えられるが、それらに起因すると思われるひび割れは発生しなかった。

表-10にひび割れ発生荷重、最大荷重および外ケーブルの有効緊張力を示す。両供試体ともに、ひび割れ発生荷重の解析値は実験値を大きく上回った。

これは、本解析において曲げひび割れ発生にともなう上下床版コンクリートおよび斜材の軟化を考慮していないためである。

斜材のひび割れ発生荷重と同様に、供試体の最大荷重は普通コンクリートを用いた供試体の方が大きくなった。これは、普通コンクリートを用いた供試体の外ケーブルの有効緊張力が軽量コンクリートを用いた供試体よりも大きくなり、引張斜材に導入された軸圧縮力が大きくなったためである。

4. 結論

- (1) 筒状連続繊維補強材に膨張モルタルおよび膨張コンクリートを充填して、部材にケミカルプレストレスを導入することにより高強度コンクリート部材を製作することができる。
- (2) 筒状連続繊維補強材に膨張モルタルを充填した高強度部材を斜材に用いたPCトラス桁の静的載荷試験を行った結果、高強度部材は、PCトラス桁の斜材として十分機能することが確認できた。
- (3) PCトラス桁は、引張斜材破断後もじん性に富んだ挙動を示した。これは、耐荷機構が圧縮斜材と床版部材によるタイドアーチ機構に移行したためである。

謝辞：本研究は、立命館大学、ドーピー建設工業(株)および日鉄コンポジット(株)が共同で実施している研究の一部を報告するものである。また、軽量コンクリートの使用に関しては太平洋セメント(株)に、FEM解析に関しては立命館大学大学院の日比野憲太氏にご協力頂いた。ここに、関係各位に感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 石橋忠良, 峯好武, 中村一樹: PC トラス橋の設計・施工の技術, 橋梁と基礎, Vol.27, No.8, pp.59-64, 1993.
- 2) 則武邦具, 島弘, 河野清: 高強度コンクリートを有効利用して PC 橋を軽量化する新構造の提案, 土木学会論文集, No.490/V-23, pp.21-30, 1994.
- 3) 例えば, 石黒互, 村田嘉宏, 須合孝雄: 松の木7号橋(銀山御幸橋)の設計と施工, プレストレストコンクリート, Vol.38, No.5, pp.5-14, 1996.
- 4) 例えば, Pham, X. T. and Viallon, J. P.: A New Generation of Composite Bridges -The BOULONNAIS VIADUCTS IN FRANCE-, Proc. of the International Conference on NEW TECHNOLOGIES IN STRUCTURAL ENGINEERING, Lisbon, Vol.2, pp.909-916, July, 1997.
- 5) 安森浩, 蛭名貴之, 上平謙二, 園田恵一郎: Xトラスを有する波形鋼板ウェブ PC 橋の力学的特性に関する研究, 第8回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.43-48, 1998.
- 6) Giacomelli, D. and Greunerat, Y.: Les Viaducs de Glacières et de Sylans, Travaux, pp.105-114, Juillet-Aôut, 1989.
- 7) Paulik, L., Wissocq, M., Placidi, M. and Vassord, J.: Vecchio Bridge (Corsica), Proc. of the *fib* SYMPOSIUM on STRUCTURAL CONCRETE - THE BRIDGE BETWEEN PEOPLE, Prague, Vol.1, pp.121-126, October, 1999.
- 8) 加藤弘義, 高木宣章, 宮川豊章, 藤井学: 膨張材を混入したシリカフェームコンクリートの特性について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.1, pp.111-116, 1990.
- 9) 国分正胤, 小林正凡, 長滝重義, 岡村甫, 町田篤彦: 膨張性セメント混和材を用いたコンクリートの標準試験方法に関する研究, 土木学会論文報告集, No.225, pp.93-99, 1965.
- 10) Stephen W. Tsai: Composite Design, 4th edition, Chapt 15 Residual stress and strains, Think Composites(USA), 1988.
- 11) 原田哲夫, 出光隆, Myo Khin, 副田孝一, 渡辺明: 定着用膨張材による連続繊維緊張材の定着法に関する研究, 土木学会論文集, No.627/V-44, pp.77-90, 1999.
- 12) 岡本享久, 石川雄康, 棚木隆, 笹嶋昌男: 高性能軽量コンクリート, コンクリート工学, Vol.37, No.4, pp.12-18, 1999.
- 13) 睦好宏史: 外ケーブルを利用した橋りょう架設と補修・補強, コンクリート工学, Vol.35, No.12, pp.3-11, 1997.

(2000. 11. 29受付)

DEVELOPMENT OF PC TRUSS BEAMS WITH CYLINDRICAL CONTINUOUS FIBER REINFORCEMENT DIAGONAL

Yuzuru HAMADA, Masumi INOUE, Akira KOBAYASHI,
Nobuaki TAKAGI and Takayuki KOJIMA

In this study, the fundamental properties and mechanical behaviors of cylindrical mortar members reinforced by fiber sheet were examined. This member has compressive strength of 159MPa and tensile cracking strength of 27MPa. This high-strength member was used not only as compression diagonal member but also as tension diagonal member of PC truss beam, and then the loading test of PC truss beam was carried out. These high-strength members worked well as tension diagonals until the maximum load, and PC truss beam showed the ductile behavior even after the break of some tension diagonal members.