

CFRPで補強した永久型枠を用いた合成梁の力学性状と栈橋床版への適用

廣田孝夫¹・清宮 理²・鹿籠雅純³・横井聰之⁴

¹正会員 工修 (財)国際臨海開発研究センター 理事長
(元 (財)沿岸開発技術研究センター 理事長)
(〒100 東京都千代田区霞ヶ関3-2-4 霞山ビル)

²正会員 工博 運輸省港湾技術研究所 構造部構造強度研究室長

³正会員 工修 運輸省第四港湾建設局 博多港工事事務所長

⁴正会員 工博 (株)ピー・エス 営業本部 副本部長

鉄筋コンクリート部材の構成材料である鉄筋を、炭素繊維を用いたCFRPに代替することにより、耐久性、耐候性に優れた部材を製作でき、かつ現場作業の省力化を図れる。本研究では、塩害の被害の起きた栈橋上部工にCFRPのプレキャスト部材を適用するための合成梁の確認実験の結果について報告する。また、設計・施工法の整備を進め、実構造物への適用例について報告する。

Key Words : CFRP, pre-cast, durability, labor saving, composite structure, U-shaped permanent form

1. まえがき

コンクリート製の港湾および海洋構造物は海洋環境下に建設されるため、構造設計での検討課題が多く、かつ施工条件が非常に厳しい。今回これらの課題の中で構造物の耐久性の向上に関するものおよび施工の省力化に関するものに着目して、検討を行った。

構造物の耐久性に関するものとして、塩害による鋼材腐食に伴う構造物劣化が挙げられる。特に干満帯および飛沫帯に建設される港湾構造物である栈橋上部工は、非常に厳しい腐食環境下に曝されている(図-1参照)。鉄筋およびPC鋼材の腐食によるコンクリートのひびわれ・剥離および剥落が生じ、劣化の程度が著しい栈橋が多く見られる。このような劣化度の大きい鉄筋およびプレストレストコンクリート(以下RCおよびPCと略記する)構造物の耐久性を向上させる一施策として、繊維補強プラスチック(以下FRPと略記する)の適用が提案される。このFRPは連続繊維を多数本束ね、それを樹脂により結合させ棒状あるいは格子状に成形した複合材料であり、高張力、高耐久性、軽量等の優れた性質を有しており、腐食環境の厳しい場所に建設されるコンクリート構造物の鉄筋あるいはPC鋼材の代替材料と

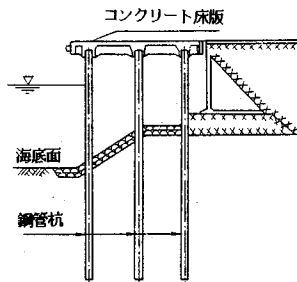


図-1 直杭式横栈橋

(1) 合成梁の基礎的載荷実験

[検討事項]

- ・打ち継ぎ面の処理方法
- ・Pca版の厚さの影響
- ・場所打ちコンクリートの配合

(2) U形Pca型枠を用いた合成梁の載荷実験

[確認事項]

- ・合成効果
- ・終局耐力
- ・変位(部材剛性)等

(3) 限界状態設計法での限界状態の設定

[検討事項]

- ・ひびわれ、変位、合成度
- ・鋼材の降伏、終局耐力
- ・設計・施工指針(案)

(4) 実証施工

- ・CFRP緊張材を用いた合成床版の適用

図-2 フローチャート図

しての使用が検討されている。今回取り上げた炭素繊維補強プラスチック(以下CFRPと略記する)は、鋼材と同程度以上の引張力を有し、引張ヤング係数も鋼材の2/3~3/4と鋼材に類似している。また、耐久性においても、耐海水性、耐アルカリ性および耐紫外線等で良好な結果が報告さ

れている⁹⁾。

もう一つの技術課題である施工方法に関するものとして部材のプレキャスト（以下P c aと略記する）化が挙げられる。栈橋上部工の施工は大半が海上部での作業であり、気象海象などに左右されることが多く、工期が長期化する傾向にある。また、近年の社会環境の中で高齢化・若年層の建設業離れ等に伴う労働力不足により、現地で熟練作業員を確保することが困難な状況化にある。

そこで、本研究では上記二つの課題を解決し、栈橋上部工のメンテナンスフリーおよび施工の合理化による省力化に資するために、CFRPで補強されたP c aコンクリート永久型枠上面に場所打ちコンクリートを打設した合成部材の栈橋上部工（受梁とスラブで構成されている）を提案し、この合成効果を確認するため次の二つの载荷実験を行った。

①合成梁の基礎的载荷実験

②U形P c a型枠を用いた合成梁の载荷実験

①はスラブを対象とし、プレキャスト部材の打設面の処理および場所打ちコンクリートの乾燥収縮が部材の合成におよぼす影響の程度を確認し、②は栈橋受梁の形状に相似させたU形のプレキャスト部材を用い、その側壁部が底部のプレキャスト部材と場所打ちコンクリートとの合成におよぼす影響の確認を行った。②の場合、側壁部は場所打ちコンクリートと同様な変形状態になり打継面に剥離が生じにくく、そのため、底部の打継面に生じたせん断応力度によりずれようとする変形が側壁によって拘束され、①の場合よりもより合成が増すものと考えられる。

本論文は、それらの結果ならびに解析結果をまとめ、さらに実証施工による検証を行ったものである。

今回の研究の流れを図-2のフローチャートに示す。

(1) 合成梁の基礎的载荷実験

本実験は、CFRPで補強されたP c a版と場所打ちRCとを合成した合成梁の力学的挙動を検証するために、曲げ载荷を行った。実験のパラメータは、打ち継面の処理方法、P c a版の厚さおよび場所打ちコンクリートの配合である。

(2) U形P c a型枠を用いた合成梁の载荷実験

CFRPで補強されたU形P c aコンクリート

表-1 実験ケース（実験①）

ケース	プレキャスト型枠		場所打ちコンクリート		
	厚さ	打継面処理方法	配合名	スラブ	膨張剤
1	8cm	網目状の型	場所打	8cm	無
2	8cm	網目状の型	場所打	18cm	無
3	5cm	網目状の型	場所打	8cm	無
4	8cm	骨材の洗い出し	場所打	8cm	無
5	8cm	網目状の型	場所打	8cm	添加

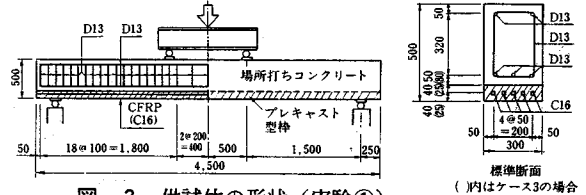


図-3 供試体の形状（実験①）

型枠と中詰めコンクリートとを合成した合成梁に曲げおよびせん断载荷を行った。また、供試体の諸条件は(1)の载荷実験により検証された結果を踏まえ設定した。実験により確認する項目としては、合成効果、耐力、ひびわれ幅および変位である。

(3) 限界状態設計法での限界状態の設定

上記実験を基に限界状態設計法による設計・施工指針(案)の作成を行う上で、考慮すべき限界状態の検討を行った。

(4) 実証施工

本実証施工は、今回の試験研究を基に作成した設計・施工指針(案)^{10), 11)}により構造設計を行った。CFRPを緊張材に用いたP c a型枠による栈橋合成床版の実証施工である。北九州市葛葉地区の既設のRC栈橋は塩害により著しい劣化が発生しており、大規模な補修工事が実施された。そして、この補修工事の一部に本工法が採用された。合成構造形式として①と②の両方を考慮したが、現場の条件等により①の形式を採用した。

栈橋へのCFRPを用いた合成床版の適用は初めての試みであり、今後5年毎にRC床版と比較しながら、耐久性の評価を中心に現地調査を実地する予定である。

2. 実験供試体

(1) 合成梁の基礎的载荷実験

供試体の形状を図-3に、実験のケースを表-1に示す。P c a版厚は8.0cmと5.0cmの2種類、場所打ちコンクリートとの打継ぎ面の処理方法は

表-2 コンクリート配合 (実験①)

配合名	粗骨材の最大寸法 (mm)	目スランブ (cm)	目標空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)					
						W	C*	S	G	Ad	膨張剤
場所打ち	20	8	4.0	52	42.4	162	309	769	1060	0.973**	-
場所打ち	20	18	4.0	52	46.1	179	341	803	955	0.853**	-
場所打ち	20	8	4.0	52	42.3	162	309	769	1060	0.773**	15
プレキャスト	20	8	2.0	41	42.0	162	400	761	1066	4.00***	-

*: 早強セメント, **: A E減水剤, ***: 流動化剤

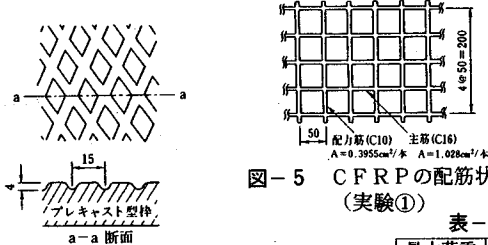


図-4 打継面処理方法 (実験①) (網目状の型)

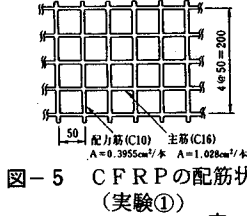


図-5 CFRPの配筋状況 (実験①)

表-3 コンクリートの力学特性 (実験①)

配合名	圧縮強度 (kgf/cm ²)		弾性係数 E (kgf/cm ²)
	材令7日*	σ**	
場所打	236	292	2.0×10 ⁵
場所打	223	331	2.1×10 ⁵
場所打	264	325	2.1×10 ⁵
プレキャスト	503	562	2.9×10 ⁵

*: 標準養生, **: 試験体と同一の養生条件下で載荷試験日に測定した値

表-4 主筋方向のCFRPの力学特性 (実験①)

最大荷重 (tf)	最大応力度 (kgf/cm ²)	断面積 (mm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)	重量 (g/m)	限界ひずみ (%)
12.3	12000	102.8	9.4×10 ⁵	146	1.2

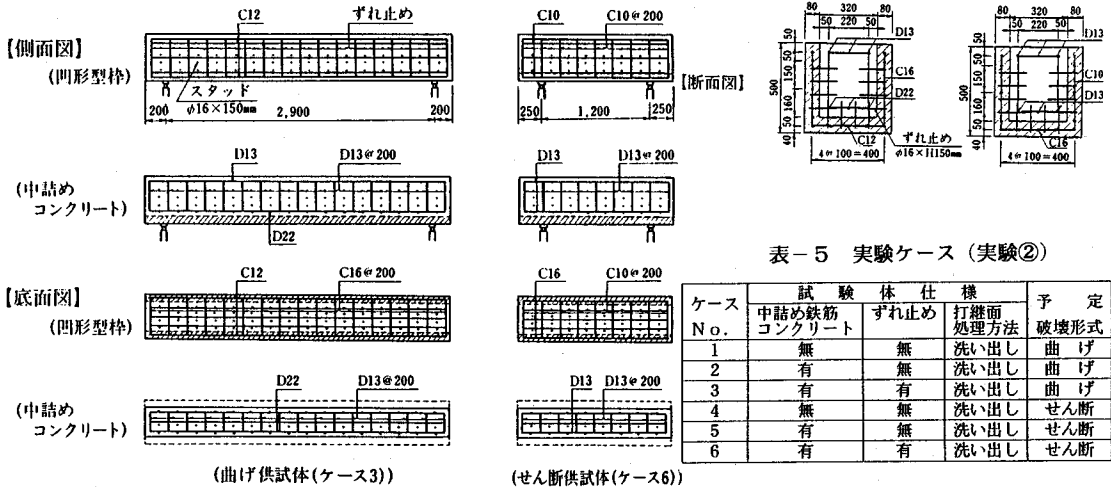


図-6 供試体の形状 (実験②)

表-5 実験ケース (実験②)

ケース No.	試験体仕様			予 定 破壊形式
	中詰め鉄筋コンクリート	ずれ止め	打継面処理方法	
1	無	無	洗い出し	曲 げ
2	有	無	洗い出し	曲 げ
3	有	有	洗い出し	曲 げ
4	無	無	洗い出し	せん断
5	有	無	洗い出し	せん断
6	有	有	洗い出し	せん断

図-4に示すような「網目状のもの」と「骨材の洗い出しを行ったもの」の2種類とした。また、場所打ちコンクリートは打設後の乾燥収縮量がPca版のそれに比較して大きく、付着切れによる合成度の低下が懸念される。この影響を評価する目的で「単位水量」や「膨張材の添加量」を変化させた3種類の配合を選定した。

供試体製作に使用したコンクリートの配合と力学特性を、表-2および表-3に各々示す。また、Pca版に配置したCFRPは図-5に示す平面格子状のものを使用し、その力学特性を表-4に示す。

(2) U形Pca型枠を用いた合成梁の載荷実験

供試体の形状および配筋を図-6に、実験のケースを表-5に示す。本供試体の打継ぎ処理は、合成の程度が供試体の力学的特性に及ぼす影響を調査するために、骨材の洗い出しのみのものと、その上さらに鋼製のずれ止め(φ16×H150mm)を20cm間隔で配置し、付着力を増加させたものの2種類とした。また、U形Pca型枠単体の強度を確認する目的で、中詰めコンクリートを打設しない供試体も製作し、合計6種類の供試体について実験を行った。供試体の製作使用したコンクリートおよびCFRPの力学特性を表-6および表-7に各々示す。

表-6 コンクリートの力学特性 (実験②)

ケース No.	圧縮強度 (kgf/cm ²)		曲げ強度 (kgf/cm ²)		弾性係数 × 10 ⁵ (kgf/cm ²)	
	凹形型枠	中詰め	凹形型枠	中詰め	凹形型枠	中詰め
1	435	—	50.0	—	3.07	—
2	442	293	52.4	44.5	3.01	2.59
3	442	293	52.4	44.5	3.01	2.59
4	465	—	52.1	—	3.11	—
5	438	278	47.1	47.4	3.04	2.43
6	438	278	47.1	47.4	3.04	2.43

表-7 FRPの力学特性 (実験②)

FRP筋 の呼び名	1本当り の断面積 (mm ²)	引張強度 × 10 ⁴ (kgf/cm ²)	伸び (%)	弾性係数 × 10 ⁵ (kgf/cm ²)
C-10	39.6	1.68	1.8	9.82
C-12	55.4	1.58	1.9	8.24
C-16	102.8	1.59	1.8	9.14

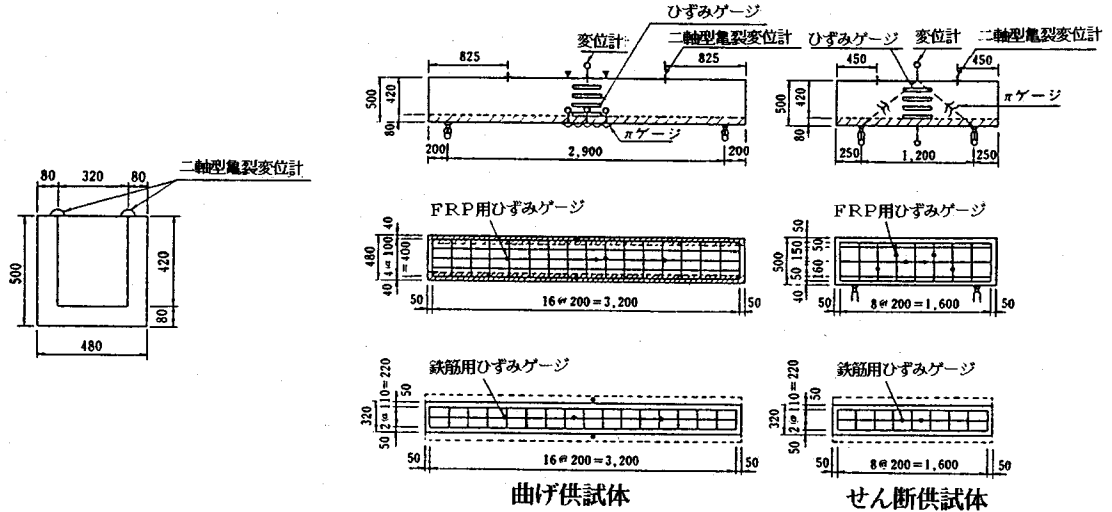


図-7 計測器の設置位置 (実験②)

3. 実験方法

(1) 合成梁の基礎的載荷実験

載荷実験は、変位制御で破壊まで単調載荷した。計測は、各荷重段階で供試体の変位、コンクリート表面のひずみ、鉄筋のひずみ、CFRPのひずみおよびひびわれ。

(2) U形Pca型枠を用いた合成梁の載荷実験

載荷実験は、曲げおよびせん断載荷を行った。曲げ載荷実験は2点載荷(a/d=3.15)、せん断載荷実験は1点載荷(a/d=1.30)で行い、何れもひびわれ発生時および破壊予想荷重の1/2程度で一端除荷した後、破壊まで静的単調載荷を行った。計測位置は、図-7に示す通りであり、供試体の変位、コンクリートの表面ひずみ、鉄筋ひずみ、CFRPのひずみ、コンクリートのひびわれ幅とひびわれ状況およびU形Pca型枠と中詰めコンクリートとのズレと剥離について二軸亀裂変位計により測定した。

4. 実験結果と考察

(1) 合成梁の基礎的載荷実験

a) 破壊性状とひびわれ状況

表-8に各供試体の「ひびわれ荷重」, 「型枠と場所打ちコンクリートの境界にひびわれが発生した荷重」とその時の「境界面のせん断応力度(=SQ/bI)」, 「破壊荷重と破壊形式」を示す。さらに、代表的な供試体のひびわれ状況を図-8に、ひびわれ幅は図-22に示す。これらの実験結果より次のことが言える。

- ①供試体にひびわれが発生する荷重は、ケース1~4は「4.0~4.38tf」でありケース5の場合は「3.75tf」であった。これらの荷重は、コンクリートの曲げ強度を基に算出した値の約半分であった。
- ②曲げひびわれは、いずれの位置においても「プレキャスト型枠」から「場所打ちコンクリート」に進展しており、比較的初期の段階で場所打ちコンクリートに配置されている鉄筋位置にひびわれが到達しているものと判断される。

表-8 実験結果 (実験①)

ケース	1		2		3		4		5		計算値*	
	1体目	2体目	1体目	2体目	1体目	2体目	1体目	2体目	1体目	2体目		
ひびわれ荷重 (tf)	4.35	4.40	-	4.00	4.24	4.00	3.75	4.50	3.75	3.75	8.5	
剥離	4.38		4.00		4.12		4.13		3.75		-	
	荷重 (tf)	20.3	18.7	21.6	25.3	16.0	20.0	20.9	21.0	19.0		26.7
	せん断応力 (kgf/cm ²)	6.50	5.93	6.72	7.90	3.64	4.54	6.64	6.68	5.91		8.33
破壊	6.19		7.31		4.09		6.66		7.12		-	
	荷重 (tf)	29.2	25.6	29.5	32.0	23.6	21.8	31.8	26.9	31.9		31.8
	形式	27.4	27.4	30.8	30.8	22.7	22.7	29.4	29.4	31.9		31.9
	形式	剥離	剥離	圧壊	圧壊	剥離	剥離	圧壊	剥離	圧壊	圧壊	-

計算値* : ひびわれ荷重は、コンクリート標準示方書に示された曲げ強度の値を差に算出した。破壊荷重は、圧縮コンクリートひずみが「0.0035」となるときの荷重で、材料係数を1.0としてコンクリート標準示方書に示された等価応力ブロック (I) を用いて計算した値。

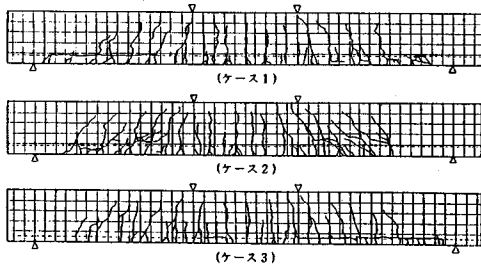


図-8 ひびわれ発生状況 (実験①)

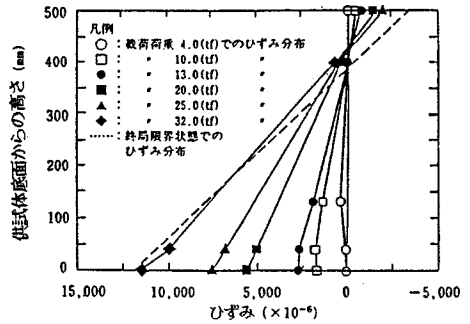


図-9 断面内のひずみ分布 (実験①)

③せん断ひびわれは、供試体により若干異なるが載荷荷重が15.0~17.0tf付近で顕著になり、その後の荷重増加でこのひびわれがプレキャスト型枠と場所打ちコンクリートの境界に沿うひびわれに進展していった。

④プレキャスト型枠と場所打ちコンクリートの境界に沿うひびわれが見られたのは、せん断スパン部分であり、載荷荷重では18.0~23.5tfであった。この荷重範囲より境界面のせん断応力度を算出すると7.2~9.7kgf/cm²であった。また、境界面の処理の違いによる影響は明確には見られなかった。

⑤破壊形式は大きく2種類に分類された。その1つはプレキャスト型枠と場所打ちコンクリートが完全に剥離する破壊である。いずれの供試体も載荷中に、せん断スパン部分で境界に沿うひびわれが見られたが、支点付近でのプレキャスト型枠と場所打ちコンクリートの付着が確保されているうちは供試体は破壊に至っていない。しかし、この部分の付着が切れると供試体は急激に破壊し、破壊荷重は限界状態設計法により算定される曲げ抵抗力に関する終局荷重より小さい値であった。

⑥他の破壊形式は、ケース2およびケース5に見られる圧縮側コンクリートの圧壊であった。この破壊となるためには、境界部の付着力が圧壊まで確保される必要があり、「コンクリート強度が高く付着が大きい場合(ケース2)」や「膨張材による乾燥収縮量の低減(ケース5)」などに起因していると考えられる。この場合、破壊荷重は計算値より若干小さいが、その破壊は急激なものではなかった。

b) 断面内のひずみ分布

断面内のひずみ分布を図-9に示す。同図は「圧縮側コンクリートの圧壊」によって破壊したケース2(2体目)の供試体の場合を例として示したものであるが、他の供試体においても同様であった。この図より次のことが言える。

①断面内のひずみ分布は、破壊直前まで平面保持がなされていた。

②曲げ耐力の算定において仮定される計算ひずみ分布(図中の破線)を、載荷試験での破壊時のひずみ分布(32.0tfの場合)と比較すると、コンクリートの圧縮ひずみは若干異なっているが、中立

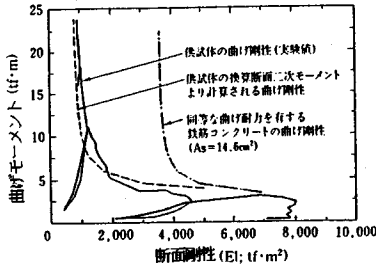


図-10 断面剛性の実験値と計算値の比較 (実験①)

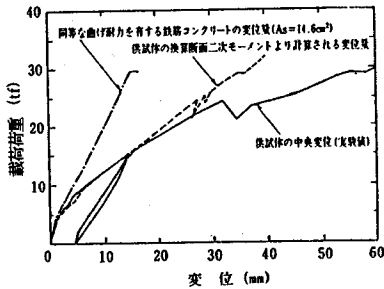


図-11 各ケースの供試体中央の変位 (実験②)

軸位置やCFRPのひずみ等は実験値と良く一致している。従って、終局限界状態の検討は、鉄筋コンクリートと同様に行うことができるものと判断される。

c) 断面剛性

圧縮側のコンクリートひずみ計と引張側の π ゲージの計測値から求めた部材の断面剛性(EI)を図-10に示す。ここでは、コンクリート標準示方書に示されるひびわれ発生後の換算断面二次モーメント(式-1参照)を用いて断面剛性の計算を行った。

$$I_e = \left[\left(\frac{M_{crd}}{M_{dmax}} \right)^3 I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{crd}}{M_{dmax}} \right)^3 \right) I_{cr} \right] \leq I_g \quad (1)$$

ここで、 I_e : 換算断面二次モーメント (m^4)

M_{crd} : 断面に曲げひびわれが発生する限界の曲げモーメントで、コンクリートの設計曲げ強度の60%となる曲げモーメント ($tf \cdot m$)

M_d : 変位・変形量計算時の設計曲げモーメント ($tf \cdot m$)

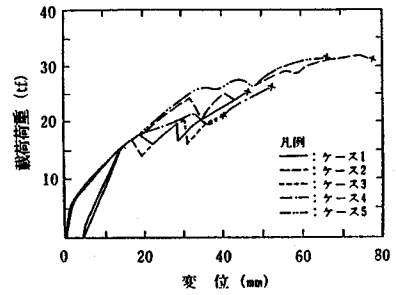


図-12 供試体中央変位の実験値と計算値の比較 (実験②)

M_{dmax} : 変位・変形量計算時の設計曲げモーメントの最大値 ($tf \cdot m$)

I_g : 全断面の断面二次モーメント (m^4)

I_{cr} : 引張応力を受けるコンクリートを除いた断面二次モーメント (m^4)

また、「供試体の断面剛性」と「同等の曲げ耐力 ($M_u=22.5tf \cdot m$)を有する鉄筋コンクリート断面(鉄筋量=14.6 cm^2)の断面剛性」も合わせて示している。この図より次のことが言える。

①実験値は計算で得られた供試体の剛性と良く一致しており、換算断面二次モーメントはCFRPを用いた部材にも適用できるものとする。

②しかし、同程度の曲げ耐力を有する鉄筋コンクリート部材と比較すると、CFRPを用いた部材の断面剛性が小さくなっており(約1/4)、従って同一荷重レベルではCFRPを用いた部材の変位量は鉄筋コンクリート部材と比較し、大きくなる。

d) 供試体中央の変位

各ケースの2体目の供試体中央の変位を比較したものを図-11に示す。また、ケース2の供試体について、c)で得られた断面剛性を用いて梁中央の変位量を計算した結果を図-12に示す。これらの図より次のことが言える。①供試体中央の変位量は、プレキャスト型枠と場所打ちコンクリートの境界に沿うひびわれが入る荷重(16.0tf)までは、いずれの供試体も同様な変位量を示している。②しかし、それ以降の荷重においては、ケース1, 3, 4の変位量が大きく増加しており、これらの供試体はいずれも比較的低い荷重で破壊した。③計算結果と実験値との比較においても(図-12)、プレキャスト型枠と場所打ちコンクリートの境界にひびわれが見られた荷重(25.3tf)までは両者は比較的良く一致しているが、その後の荷重では実験値が計算値を大きく上回っている。

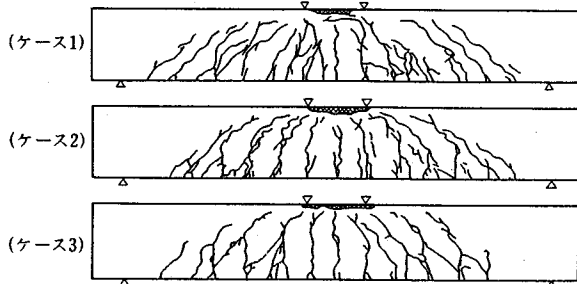


図-13 ひびわれ発生状況(曲げ供試体) (実験②)

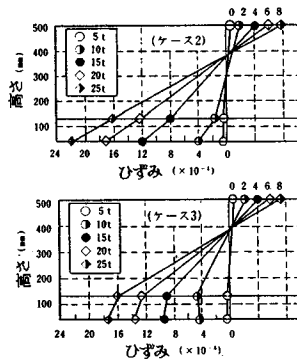


図-14 断面内ひずみ分布
(曲げ供試体) (実験②)

これは、プレキャスト型枠と場所打ちコンクリートの境界に沿うひびわれが原因と思われる。従って、境界面の付着力は確実なものにする必要がある。

④今回の供試体と同様な曲げ耐力を有する鉄筋コンクリート断面の変位量と比較すると、をCFRP用いた断面は変形しやすいことが理解される。従って、許容される変位量が小さい構造物に対しては、CFRPの量を多くする等の配慮が必要である。

e) まとめ

- ①打ち継ぎ面の処理方法
骨材の洗い出しによるものが、網目状の型によるものに比較し、合成度の保持がより確実であった。
- ②Pca版の厚さ
版厚5cmのものは、Pca版と場所打ちコンクリートとの剥離が顕著であり、耐荷力が最小であった。
- ③場所打ちコンクリートの配合
膨張剤の顕著な効果は見られなかった。

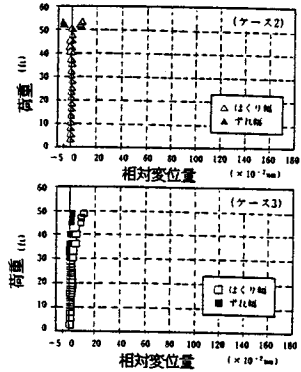


図-15 境界部の相対変位
(曲げ供試体) (実験②)

(2) U形Pca型枠を用いた合成梁載荷実験
a) 曲げ試験

①破壊性状及びひびわれ状況

曲げ供試体のひびわれ状況を図-13に示す。曲げひびわれ間隔は、(1)同様CFRP格子点間隔と一致していた。ただし、ひびわれ幅は通常の鉄筋コンクリートと同程度と考えられた。試験後コンクリートをはつり、いずれのひびわれも凹型枠から中詰め部分に達していたことを確認した。コンクリートのひびわれ発生後、剛性が低下し、鉄筋降伏後も鉄筋、FRPのひずみの増大に伴い変位は大きくなるが、FRPの破断はみられず、最終的には荷点付近のコンクリートが圧壊により破壊した。

②断面内のひずみ分布

梁中央断面内のひずみ分布を図-14に、凹型枠枠と中詰めRCの境界部でのズレ(図-7中の二軸型亀裂変位計によって計測された値)および剥離を図-15に示す。

本供試体では、境界面を洗い出し仕上げにしたものおよびずれ止めを配置したもの共に、(1)の供試体とは異なりズレおよび剥離は鉄筋の降伏まで見られず、降伏後も部分的な微細なひびわれ発生のみで止まった。この(1)との差異は、特に凹型枠側面と中詰めコンクリートとの付着および摩擦拘束により応力が効果的に伝達され、合成が保持されたため生じたものと思われる。

③供試体中央の変位

(1)と同様換算断面二次モーメントを適用し、

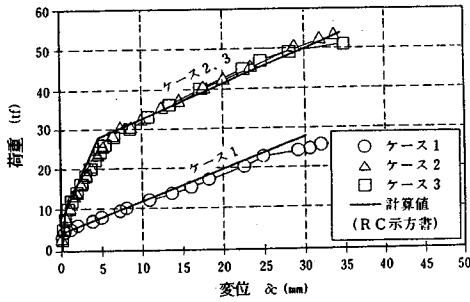


図-16 荷重-変位量 (実験②)

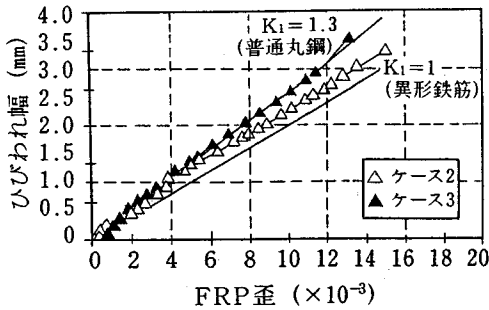


図-17 ひびわれ幅とFRPひずみの関係 (曲げ供試体) (実験②)

変位を算出した結果を図-16に示す。その結果、実験値と計算値はほぼ近い値であった。

④ひびわれ幅

図-17にFRPのひずみとひびわれ幅の関係を示す。同図より、コンクリート標準示方書の式を参考とし、ひびわれ間隔をCFRPの格子点間隔とした式(2)から算出された計算値と実験値が近似しており、式(2)よりひびわれ幅が算定可能であることがわかる。また、実験値はk値を1.0および1.3とした場合の計算値の間に存在し、設計的には1.3を用いることが適当と思われる。

$$w = k \cdot l \cdot \left(\frac{\sigma_f}{E_f} \right) \quad (2)$$

ここに、k：鋼材の付着性状の影響を表す定数で、一般に、異形鉄筋の場合に1.0、普通丸鋼の場合に1.3

l：ひびわれ間隔 (CFRP格子点間隔) (cm)

σ_f ：FRP応力度の増加量 (kgf/cm²)

E_f ：FRPのヤング係数 (kgf/cm²)

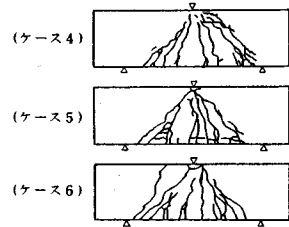


図-18 ひびわれ発生状況 (せん断供試体) (実験②)

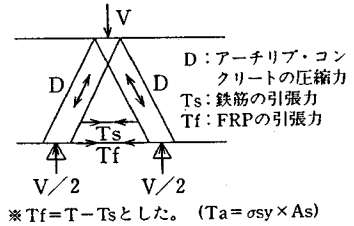


図-19 タイドアーチ耐荷機構 (実験②)

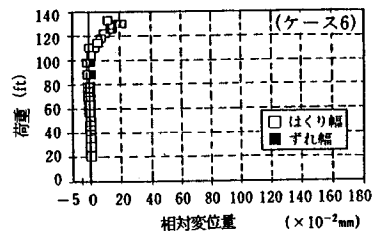
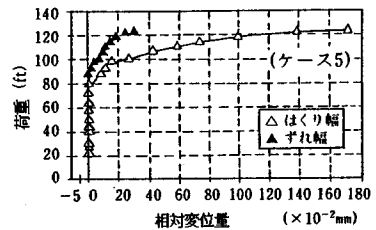


図-20 境界部の相対変位 (せん断供試体) (実験②)

b) せん断試験

①破壊性状及びひびわれ状況

図-18にひびわれ発生状況を示す。載荷重が小さいときは供試体中央に曲げひびわれが生じ、せん断ひびわれ発生後、タイドアーチによるせん断耐荷機構となった。最終的にはアーチ部分のコンクリートが圧壊することにより終局に至ったが、FRPの破断、鉄筋スターラップの降伏は見られなかった。

表-9 実験値と計算値との比較(曲げ供試体)(実験②)

実験 ケース	ひびわれ発生 荷重 (tf)		耐力 (tf)		終局時FRP主筋 の歪 ($\times 10^{-6}$)		主筋降伏荷重 (tf)		破壊形式
	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	
1	4.6	9.2	25.7	27.9	17400	14100	-	-	曲げ圧縮 破壊
2	8.0	15.7	53.8	52.8	15100	17100	28.0	22.3	"
3	7.5	15.7	51.6	52.8	13200	17100	28.0	22.3	"

表-10 実験値と計算値の比較
(せん断供試体)(実験②)

実験 ケース	耐力 (tf)		終局時FRP主筋 の歪 ($\times 10^{-6}$)		破壊形式
	実験値	計算値	実験値	計算値	
4	52.2	44.7	6000	6100	せん断破壊
5	123.0	101.8	12000	11500	"
6	131.0	101.8	13500	11500	"

②断面内のひずみ分布

凹型型枠と中詰めコンクリートのズレおよび剥離を図-20に示す。ずれ止めを配置した供試体は明瞭なズレや剥離は無く、一体となって挙動した。一方、ずれ止めを配置しない供試体は、載荷荷重80tfより徐々に剥離が生じ、終局時には2mm程度の大きな剥離を二軸型亀裂変位計取付位置(部材端部より450mm位置の部材上縁)に生じた。しかし、それまでは十分な合成度を保っており、底面のみにプレキャスト型枠を設けた実験2)に比較し、十分な合成度を確保している。この原因としてプレキャスト型枠の側面のずれ耐力への寄与が考えられる。また、せん断に対する凹型型枠と中詰め部分との合成度は、骨材の洗い出してほぼ確保できるが、ずれ止めを配置することによりさらに確実になると思われる。

③実験値と計算値の比較

表-9に曲げ供試体における実験値と計算値の比較表を示す。計算値では各材料の特性値を用いている。ひびわれ発生荷重は全断面を有効として凹型枠コンクリートの曲げ強度の実験値から求めた。実験値は計算値の約1/2であり、その原因は辻らの実験³⁾と同様、ノッチ効果およびFRPのふしがないことによる付着力・ひびわれ分散性能の低下により、格子点へひびわれが集中するものと思われる。破壊形式はコンクリートの圧縮破壊であり、このときのFRPの作用力および終局時のFRPのひずみは、圧縮縁コンクリートのひずみが0.0035になった時の値である。鉄筋の降伏荷重は平面保持の原則より中立軸を求め、鉄筋の降伏応力度から求めた。ここで、凹型型枠と中詰めRCは一体なものと仮定し、コンクリート強度

は各々の面積比率から求めた。これらの条件のもとで、耐力の実験値と計算値は良く一致した。表-10にせん断供試体における実験値と計算値の比較表を示す。耐力および終局時のFRPのひずみはせん断耐力機構をタイドアーチと仮定して、それぞれ式(3)、(4)に示す二羽式⁴⁾のコンクリートのせん断耐力(V)、主筋に作用する引張(T)および式(5)から求めた(図-19参照)。

$$V = k f_c'^{2/3} b_w d (1 + 3.33r/d) (1 + \sqrt{p_w}) / (1 + (a/d)^2) \quad (3)$$

$$T = V / \tan \alpha \quad (4)$$

$$\epsilon_f = \frac{T - T_s}{A_f \cdot E_f} \quad (5)$$

ここに、k：定数 (= 0.53)

f_c' ：コンクリートの圧縮強度 (tf/m²)

b_w ：供試体の幅 (m)

d：有効高さ (m)

p_w ：主筋(鉄筋+FRP)比

a/d：せん断スパン比 (= α)

r：支圧板の高さ (m)

ϵ_f ：FRPの終局ひずみ

T_s ：鉄筋降伏時の引張力 (tf)

A_f ：FRPの断面積 (m²)

E_f ：FRPのヤング係数 (tf/m²)

ここで、せん断補強筋については、せん断スパン比が小さい梁においてその効果が少ない。また、載荷実験で実測されたせん断補強筋のひずみ量が小さかったことから、今回は考慮しなかった。耐力は実験値が計算値よりやや大きく、鉄筋とFRPを使用したせん断スパン比の小さい合成梁において、タイドアーチ理論による設計手法を適用すれば20~30%程度安全側に設計出来ることがわかった。主筋の引張ひずみの実験値は計算値と比較的良く一致したが、耐力の実験値から算出した値(約15000 $\times 10^{-6}$)と比較すると小さかった。これは主に格子状に配置したFRPのくさび効果⁵⁾によるものと思われる。

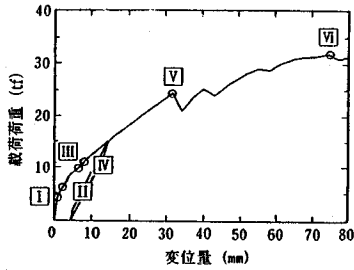


図-21 供試体中央変位と各限界状態 (実験①)

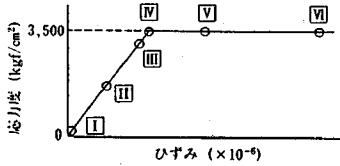


図-23 鉄筋のひずみと各限界状態 (実験①)

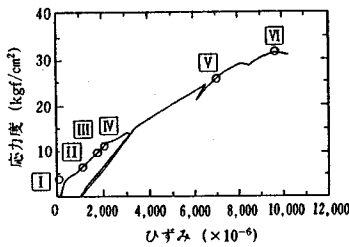


図-25 CFRPのひずみと各限界状態 (実験①)

c) まとめ

①合成効果

曲げおよびせん断供試体とも終局時まで合成が保持されていた。

②終局耐力

実験値が計算値よりやや大きく、既往の式(3)により算定できる。

③変位

換算断面二次モーメント式(1)により算定可能である。

(3) 限界状態設計法での限界状態の設定

実験の結果「CFRPの応力-ひずみ関係」や、「プレキャスト型枠との附着特性」などが部材全体の力学的特性に大きな影響を与えることがわかる。(1)で用いた供試体を例に取ると、図-21～図-25に示す限界状態を通過して破壊に至った

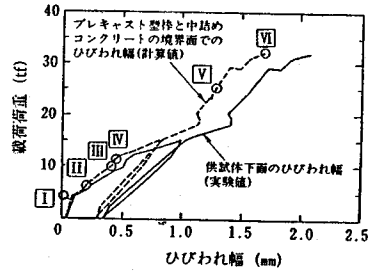


図-22 ひびわれ幅と各限界状態 (実験①)

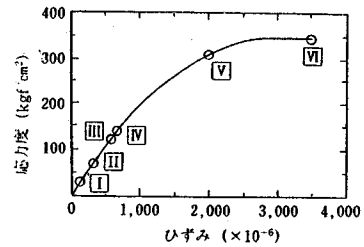


図-26 施工手順

ものと判断される。今後、設計・施工指針(案)を作成する上で考慮すべき限界状態は、以下の様に考えられる。

I : ひびわれ発生から評価される限界状態：プレキャスト型枠にひびわれが発生する状態。

II : ひびわれ幅から評価される限界状態：場所打ちコンクリート中の鉄筋が耐久性上許容されるひびわれ幅に達した時の状態で、ここではプレキャスト型枠と場所打ちコンクリートの境界面での許容ひびわれ幅を0.2mmとした。

III : 部材の変位量から評価される限界状態：変位量が使用限界に達した時の状態で、変位量の制限値が使用条件によって異なるため、ここでは変位量をスパン長/600と仮定した。

IV : 鉄筋の応力度から評価される限界状態：場所打ちコンクリート中の鉄筋が初めて降伏点($f_y = 3500 \text{ kgf/cm}^2$)に達した状態。

V : 合成度から評価される限界状態：プレキャスト型枠と場所打ちコンクリートとの附着応力が限界値に達した状態で、境界面にひびわれが見られた時の状態。

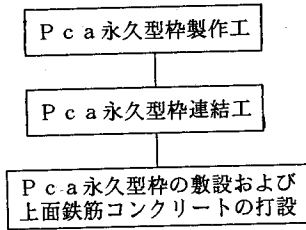
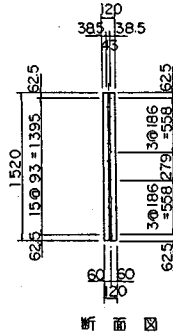


図-26 施工手順



断面図

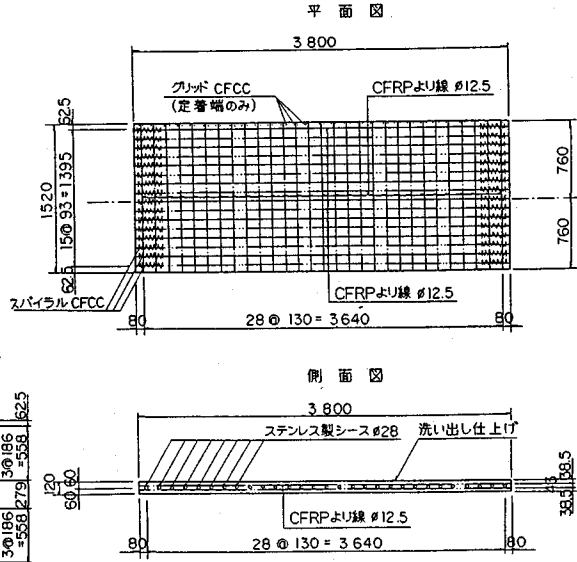


図-27 P c a 永久型枠の形状

VI: コンクリートの応力度から評価される限界状態: 圧縮縁コンクリートのひずみが限界値(ϵ_{cu} = 0.0035)に達した時の状態。

設計時には、使用条件を考慮してそれぞれの限界状態を検討する必要がある。使用限界状態としては一般的に「Ⅱ～Ⅲの状態」を考慮する必要があると思われる。この場合、Ⅱの状態に対応するために「型枠にプレストレスを導入する」「CFRPの量を増加する」などの対策が必要となる。また、終局限界状態の検討においても、Vの状態を引き上げ、VIの状態に近づけることにより、同程度の耐力力が得られるよう、境界面の付着力等を向上させる対策が必要であると思われる。すなわち、コンクリートのひずみが限界値に達するまで合成度を満足しておく必要がある。

5. 実構造物への適用例8)

(1) 設計手法

以上の研究結果をもとに、北九州葛葉地区区内において栈橋の実施工を実施した。本栈橋は、最も塩害腐食が予想される床版下面においてはCFRPを緊張材に使用したP c a床版とし、その上に設した。本研究の課題である、CFRPによる永久型枠を用いた合成床版構造を採用している。

設計荷重によって、中央部下縁に発生する引張応力は、P c a永久型枠のプレストレスが受け持

ち、端部上縁に発生する引張応力は、現場打ちコンクリートの鉄筋によって抵抗させるものとした。

P c a永久型枠は、現場敷設後は、場所打ちコンクリートの底型枠代わりおよび鉄筋組立等の現場作業においても、仮設足場代わりに使用できるので、通常の現場打ち施工に伴う作業足場や型枠の組立作業を完全に省略することができ、現場作業における工期短縮に最も効果的である。

P c a永久型枠に導入する有効プレストレスは、長手方向が71.8kgf/cm²、短手方向が54.1kgf/cm²である。

(2) 施工手順

施工は、図-26に示す工種の手順で実施した。

a) P c a永久型枠製作工

P c a永久型枠は、図-27に示すものを工場内において6枚製作した。この版の長手方向は、プレテンション方式とし、緊張材は、緊張作業に適したCFRPより線を用いた。また、短手方向は、現地におけるポストテンション作業に備えて、耐食性ステンレスシースを配置した。その他、プレストレス導入時における割裂ひび割れ防止用のスパイラル筋、およびポストテンション作業時の支柱部の補強用グリッド筋も、耐食性の観点より、CFRPを用いた。

P c a永久型枠上面は、実験結果からも分かる

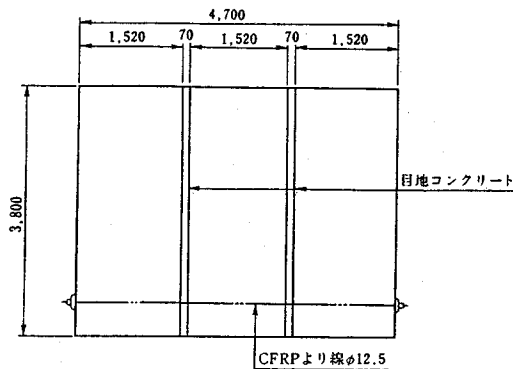


図-28 Pca永久型枠の連結

ように、骨材の洗い出し処理で十分終局近くまで、付着を確保できるので、洗い出し仕上げのみとした。

b) Pca永久型枠連結工

図-28に示すように、現地ヤードにおいて工場製作した永久型枠を3枚敷き並べ、シーams間をジョイントシーamsにより接続し、目地コンクリートを打設した。そして、目地コンクリートの強度発現を待って、CFRPより線をポストテンション工法により緊張定着し、3枚の版を一体化した。本施工においては、このように一体化した版を2枚製作した。

特に、永久型枠版において、定着体の腐食を防止する目的で、シーams内充填グラウトの硬化後定着体を除去し、グラウトとCFRPより線の付着により緊張力を保持した。

c) Pca永久型枠の敷設および上面鉄筋コンクリートの打設

一体となった永久型枠を、図-29に示すようにトラッククレーンにより現場に敷設し、それを型枠替わりに上面鉄筋を組み立て、コンクリートを打設した。

6. 結論

本研究で得られた結果は、以下のとおりである。

(1) 合成梁の基礎的実験

Pca版と場所打ちコンクリートの境界面において剥離が生じ合成断面が成り立たなくなると、たわみが大きくなり、曲げ破壊耐力が急激に減少する。従って、合成断面を保持するためには、強度が高く、乾燥収縮の少ない場所打ちコンクリートを打設する必要がある。

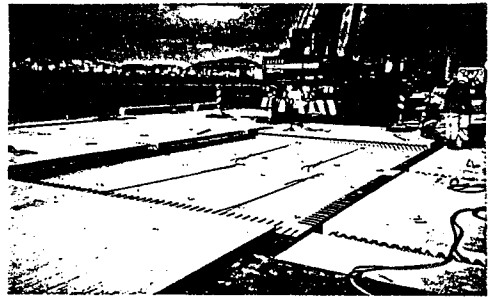


写真-1 施工状況

(2) U形Pca型枠を用いた合成梁の実験

合成梁では十分な終局耐力が得られなかったが、U形Pca型枠を用いることにより所定の終局耐力が得られた。これは、U形Pca型枠の側壁の存在により合成度が大幅に向上したためと考えられる。

U形Pca型枠は、内側側面の付着力と抵抗力は有効であり、ずれ止めが無くても骨材の洗い出し処理のみで十分な合成が確保できた。また、載荷による破壊耐力はタイドアーチ理論で、曲げ抵抗力は既存の計算方法で算出可能である。ただし、曲げひび割れ荷重は、CFRPの格子点へ応力が集中するため計算値の1/2程度である。

これらの実験成果をもとに構造設計を行い、北九州葛葉地区内の合成床版棧橋が実験内に施工された。これは、CFRPを引張補強材に用いた合成床版の最初の施工例である。実際の施工を通じて、当初の目的の一つである施工性は、従来のRCより向上し十分満足する成果が得られた。耐久性の向上については、長い年月をかけて評価される課題であり、今後継続して劣化状況を調査する予定である。

7. あとがき

本研究は「繊維系素材(FRP)を用いた港湾構造物の研究開発に関する研究会」(運輸省港湾技術研究所, 運輸省第四港湾建設局, (財)沿岸開発技術研究センター, 五洋建設(株), 東亜建設工業(株), 東洋建設(株), オリエンタル建設(株), ドーピー建設工業(株), (株)ピー・エス, (株)富士ピー・エス)の共同研究の一環として実施されたものである。

本研究により限界状態設計法による「CFRP

を補強材または緊張材として用いた港湾コンクリート部材の設計の手引き(案)」および「CFRPを補強材または緊張材として用いたPC栈橋の設計・施工の手引き(案)」〔(財)沿岸開発技術研究センター報告書 平成5年3月〕を作成した。

これにより、今後の栈橋施工に関し本工法が一般的に適用することができると考えられる。

最後に、本研究を遂行するにあたり多大の御協力と御指導を賜った関教授(早稲田大学)、大即教授(東京工業大学)および関係者の方々に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書(平成3年版)設計編
- 2) 辻 幸和, 関島謙蔵, 中島規道, 齊藤 等：格子状FRPで補強したコンクリートはりの力学的性状とケミカルプレストレスによる改善効果, コンクリート工学論文集, Vol. 2, No. 1, pp. 85-94, 1991.
- 3) 廣田孝夫, 大即信明, 守分敦郎, 羽淵貴士：CFRPで補強されたプレキャスト版を永久型枠として用いた梁の曲げ特性, コンクリート工学年次論文報告

- 集13-2, pp. 789-794, 1991.
- 4) 二羽淳一郎：FEM解析に基づくディープビームのせん断耐力算定式, 第2回RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp. 119-126, 1991. 10.
- 5) 廣田孝夫, 大即信明, 内藤英晴, 浜崎勝利：格子状FRPを用いたRC梁の曲げ特性に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集13-2, pp. 795-800, 1991.
- 6) 末岡英二, 清宮 理, 山田昌郎, 鹿籠雅純：鉄筋とFRPを用いた合成梁の曲げひびわれ性状について, 土木学会第47回年次学術講演会(1992.9), pp. 216-217.
- 7) 鹿籠雅純, 清宮 理, 山田昌郎, 末岡英二：FRPを用いた合成梁の力学的性状, コンクリート工学年次論文報告集14-2, pp. 679-684, 1992.
- 8) 片岡真二, 清宮 理, 酒井徳久, 中村 修：炭素繊維で補強されたCFRP栈橋の試験施工, 橋梁 VOL. 29 No. 5 pp. 19-24, 1993.
- 9) 二口俊郎, 駒田秀一, 松本一昭：新素材を用いたPC橋の設計・施工, 第19回日本道路会議一般論文集, pp. 1022-1023.
- 10) (財)沿岸開発技術研究センター, PC栈橋の設計に関する技術資料, 1989. 4.
- 11) (財)沿岸開発技術研究センター, PC栈橋の施工に関する技術資料, 1989. 4.
- 12) (社)日本道路協会, 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, pp. 104-105, 1990. 2.

(1994.5.30 受付)

MECHANICAL PROPERTIES OF THE COMPOSITE BEAM USING THE PERMANENT FORM REINFORCED WITH CFRP AND ITS APPLICATION TO THE PIER

Takao HIROTA, Osamu KIYOMIYA,
Masazumi SIKAMORI and Toshiyuki YOKOI

When CFRP using carbon fiber is applied instead of steel bar in the concrete structures such as piers and bridges, excellent durability is secured in marine environment. This paper describes about results of loading test of composite beams and forms and design procedure of the super structures of the pier. As an example of field application, a composite pier deck was built using pre-cast CFRP reinforced concrete slab as a permanent form for the steel reinforced concrete deck floor.