

PC橋の緊張材への新素材の利用 に関する共同研究報告書 (総括編)

平成6年9月

建設省	土木部	木橋梁	研究所
構造橋梁	タ建建	林	組
(株)オ	ン	ル	(株)
五清住	中	工	(株)
(株)日本	コー	ク・	(株)
日(株)三	井	建設	店木(株)
			ス(株)

PC橋の緊張材への新素材の利用 に関する共同研究報告書 (総括編)

建設省土木研究所
構造橋梁部 橋梁研究室
(株)大林組
オリエントタル建設(株)
五洋建設(株)
清水建設(株)
住友建設(株)
(株)竹中工務店
(株)竹中土木
日本鋼弦コンクリート(株)
(株)ピー・エス
三井建設(株)

要 旨

コンクリート構造物の塩害による劣化損傷を防ぐ方法の一つとして、鋼材の代わりに腐食を生じない材料を用いる方法が挙げられる。FRP (Fiber Reinforced Plastics) 補強材は、鋼材の欠点である腐食を生じないことに加えて、従来の鋼材からなる緊張材と同等もしくはそれ以上の強度を有し、また軽量である等の特徴を有している。

本研究は、このようなFRP補強材の特徴に着目し、平成元年度から4年度にわたって建設省総合技術開発プロジェクト「建設事業への新素材・新材料の利用技術の開発」の一環として、PC橋の緊張材としてこれを利用するための技術を開発したものである。

本報告書は、平成元年度から4年度にかけて実施した一連の試験結果の概要をとりまとめたものである。

キーワード：FRP、PC橋、緊張材、鋼材、腐食、塩害

まえがき

コンクリート構造物の塩害による劣化損傷は、コンクリート表面のひびわれやはくり、錆汁などの形で発見されるが、これらはコンクリート中に塩分が浸入蓄積し、それによって鋼材が腐食するために生じる。したがって、この劣化損傷を防ぐには、鋼材に達する塩分を少なくしたり、鋼材自身を腐食しにくいものにしたたり、鋼材の代りに腐食を生じない材料を用いたりすることが必要となる。

近年、炭素繊維、アラミド繊維、ガラス繊維などの新素材の長繊維を樹脂類と複合して製造された補強材であるFRP (Fiber Reinforced Plastics) 補強材をPC部材の緊張材に適用するための技術開発が進められている。FRPは既に宇宙・航空の分野、自動車の分野などで利用されており、土木・建築の分野でも、コンクリート中に新素材の短繊維を混入することによってひびわれ発生の抑止を期待した繊維補強コンクリートの例がある。

FRP補強材は、鋼材の欠点である腐食を生じないことに加えて、従来の鋼材からなる緊張材と同等もしくはそれ以上の強度を有し、また軽量である等の特徴を有している。

本研究では、このようなFRP補強材の特徴に着目し、平成元年度から平成4年度にわたって建設省総合技術開発プロジェクト「建設事業への新素材・新材料の利用技術の開発」の一環として、PC橋の緊張材としてこれを利用するための技術を開発しようとするものである。

本報告書は、平成元年度から4年度において実施したFRP補強材を単体として用いた材料試験およびFRP補強材を用いたPCはり供試体の載荷試験に関する試験調査結果の概要をとりまとめたものである。

目次

まえがき

1. 研究の目的	1
2. 研究の全体計画	2
3. 研究の方法	3
3. 1 検討対象のFRP補強材とグループ構成	3
3. 2 検討対象のFRP補強材の主要諸元	3
4. 試験方法および試験結果	5
4. 1 試験長を変えたFRPケーブルの引張強度試験	5
4. 2 純リラクセーション試験	7
4. 3 見掛けのリラクセーション試験	9
4. 4 付着試験	11
4. 5 シースに関する試験	13
4. 6 定着効率試験	17
4. 7 劣化促進試験	19
4. 8 自然暴露試験	21
4. 9 プレテンションはり供試体の静的曲げ載荷試験	23
4. 10 ポストテンションはり供試体の静的曲げ載荷試験	25
4. 11 プレテンションはり供試体の曲げ疲労載荷試験	27
4. 12 ポストテンションはり供試体の曲げ疲労載荷試験	31
4. 13 プレテンションはり供試体のせん断載荷試験	33
4. 14 ポストテンションはり供試体のせん断載荷試験	39
5. 発表論文集	43
6. 担当者名簿	84

1. 研究の目的

FRP補強材をPC部材の緊張材として適用する際に要求される主だった性能およびそれらに関連する諸特性は次のようになる。

- ①コンクリートとの付着性能が良好なこと（付着強度等）。
- ②耐食性が良好なこと（耐塩性，耐水性等）。
- ③コンクリート中で化学的に安定であること（耐アルカリ性，耐酸性等）。
- ④高張力鋼からなる緊張材に近い品質特性をもつこと（引張強度，形状寸法，弾性係数，ポアソン比，リラクセーション等）。
- ⑤コスト面で大幅な増加がないこと（耐用年数，コスト等）。

本研究では、開発済あるいは今後近いうちに開発される各種FRP補強材を対象に、以上の諸特性について材料試験を行うとともに、各種FRP補強材を用いたはり供試体の静的曲げ，曲げ疲労，およびせん断載荷実験ならびに暴露試験等を行い、これらの結果を基に「FRP緊張材を用いたプレストレストコンクリート道路橋の設計・施工指針（案）」を作成することを目的としている。

2. 研究の全体計画

本研究は、平成元年度から平成4年度までの4ケ年にわたって、図－2. 1に示す研究フローで実施するものである。

元年度	2年度	3年度	4年度
	・FRP補強材の要求性能の調査 ・FRP補強材の品質特性の検討		
	・FRP補強材を緊張材として用いたPCげたのシースの検討		
	・FRP補強材を緊張材として用いたPCげたの定着方法の検討		
	・FRP補強材を緊張材として用いたPCげたの耐久性能の検討		
		・FRP補強材を緊張材として用いたPCげたの耐荷性能の検討	・設計・施工指針 (案)の作成

図－2. 1 PC橋の緊張材への新素材の利用に関する研究の研究フロー

(1) FRP補強材の必要性能および品質特性の検討（平成元年度～2年度）

PC部材等の緊張材に要求される主だった性能およびそれらに関連する諸特性値について、開発済あるいは今後近いうちに開発されるFRP補強材を対象に調査する。また、この結果に基づいて、PC部材等の緊張材に適用できる可能性の高いものを選定し、材料試験等を行ってそれらの品質特性を把握する。

(2) FRP補強材を用いたPC部材のシースの検討（平成2年度～3年度）

ポストテンション方式のPC部材では、緊張材を配置するためにコンクリート中にダクトが設けられるが、そのダクトの確保のために一般に鋼製シースが用いられている。PC部材の塩害による劣化損傷事例をみると、緊張材の腐食は、このシースの腐食によってコンクリートのひびわれが誘発され、その後の塩分の浸入が助長される結果生じている場合が多い。本検討では、こうした点を考慮してFRP補強材と同等の耐食性を有するシースを開発する。

(3) FRP補強材の定着方法の検討（平成2年度～3年度）

PC部材の緊張材は、一般に定着部と組み合わされて使用される。したがって、FRP補強材についても、それぞれの緊張材の特性に応じた定着部を開発する必要がある。本検討では、FRP補強材の定着部に必要な性能を明確にした上で、その性能を具備する定着部を開発する。

(4) FRP補強材を用いたPC部材の耐久性能の検討（平成2年度～4年度）

FRP補強材単体およびそれを用いたPC部材の劣化促進試験や暴露試験を行い、FRP補強材を用いたPC部材の耐久性能を把握する。

(5) FRP補強材を用いたPC部材の耐荷性能の検討（平成3年度～4年度）

FRP補強材を用いたPCげた等を対象に静的および繰返し載荷試験を行い、その曲げ耐荷力算定方法、せん断耐荷力算定方法および構造細目等を明らかにする。

上記の材料試験に対してGFRP補強材について試験を行ったが試験結果から部材に用いる試験には適用しなかった。

3. 研究の方法

3. 1 検討対象のFRP補強材とグループ構成

既往のFRP補強材に関する調査研究報告を参考に、FRP補強材をPC部材の緊張材として用いる場合の必要性能項目を検討し、その結果に基づいて開発済の炭素繊維補強材を2種類、アラミド繊維補強材を2種類、ガラス繊維補強材を1種類、計5種類のFRP補強材を選定した。表-3. 1に検討対象とした5種類のFRP補強材の共同研究におけるグループ構成ならびにそれらの材料メーカーおよび加工メーカーを示す。

表-3. 1 検討対象としたFRP補強材とグループ構成

材料	担当会社名	材料メーカー	加工メーカー
炭素繊維 CFRP (I)	土木研究所, 刈ヱンカ建設, 五洋建設, 清水建設 竹中工務店, 竹中土木, 日本鋼弦コンクリート, ビー・エス	東邦レーヨン	東京製鋼
炭素繊維 CFRP (II)	土木研究所, 大林組, ビー・エス	三菱化成	三菱化成
アラミド繊維 AFRP (I)	土木研究所, 竹中工務店, 竹中土木, 三井建設	東レジェボン	ファイベックス
アラミド繊維 AFRP (II)	土木研究所, 大林組, 住友建設	帝人	帝人
ガラス繊維 GFRP	土木研究所, 全10社	日本電気 ガラス	有沢製作

3. 2 検討対象のFRP補強材の主要諸元

FRP補強材をPC部材の緊張材に適用するにあたっては、FRP補強材単体としての品質特性およびPC部材に適用した場合のFRP補強材の品質特性について把握しておく必要がある。このうち、FRP補強材単体としての品質特性については、材料メーカーおよび加工メーカーによるデータにより検討し、本研究における材料試験等ではPC部材に適用した場合のFRP補強材の品質特性についての検討を行った。表-3. 2に、材料メーカーおよび加工メーカーによる各FRP補強材単体としての主要諸元を示す。

表-3.2 検討対象としたFRP補強材の品質特性（材料メーカー及び加工メーカーのデータによる）

FRPケーブル の種類 線材の性能項目			CFRP (I)			CFRP (II)		AFRP (I)		AFRP (II)	GFRP
			炭素繊維			炭素繊維		アラミド繊維		アラミド繊維	ガラス繊維
線材の 基本性能	線材構成	形状	より線 1×7			ロッド		ロッド(組紐状) 異形化ロッド		ロッド 異形化ロッド	ロッド
		呼び径 mm	7.5	10.5	12.5	3	8	8	12	6	8
		断面積 mm ²	30.4	55.7	76	7.1	49	50	90.5	28.3	50
		マトリックス材	エポキシ系樹脂			熱硬化性 エポキシ樹脂		エポキシ系樹脂		ビニルエステル系樹脂	エポキシ系樹脂
		繊維含有率 %	64			65		65		65	62
		重量 kg/m	0.064	0.114	0.151	0.014	0.08	0.06	0.12	0.036	0.13
	引張特性	引張強度 kgf/mm ²	191	176	191	155	157	128		180	130
		弾性係数 kgf/mm ²	14000			15000		6500		5400	4500
		破断時伸度 %	1.6			1.3	1.21	2.2		3.3	2.6
		純リラクスン %	3.5(30年推定値)			3.7(30年推定値)		7		7~14	—
		(初期荷重 :材令) Pu: hr	(0.8Pu:20℃)			—		(0.5~0.7Pu :100hr)		(0.6σu0.8σu 30年推定値)	—
	温度特性	線膨張係数 /℃	0.60×10 ⁻⁶ 以下			0.68×10 ⁻⁶		-5.21×10 ⁻⁶ (テクノーラ)		-5.70×10 ⁻⁶	3.00×10 ⁻⁶

4.1 試験長を変えたFRP補強材の引張試験

(1) 概要

本試験ではPC橋に用いるFRP補強材の強度特性を明らかにし、設計上必要となるFRP補強材の引張強度やヤング係数の特性値を明らかにすると共に、これらの材料特性値の評価方法の問題点を明らかにすることを目的としている。

(2) 試験方法

引張試験に用いる供試体の長さは、一般の試験機寸法や定着部の長さを考慮し、試験が可能となる40cm、100cmとなる2種類の試験区間を採用した。載荷試験方法は従来の研究を参考として、土木学会試験方法試案（コンクリートライブラリ-72、1992年4月）に準拠して実施した。

(3) 試験結果

図-4.1.1に各FRP補強材の引張強度の結果と、各メーカーが提示している保証強度の関係を示した。引張強度の実測値と保証強度とを比較すると、AFRP (I) の供試体を除いて、いずれも実測値が保証強度をかなり上回った。CFRP (I)、CFRP (II)、およびGFRPのFRP補強材の保証強度は試験結果の平均値からの標準偏差の3倍 (3σ) を差し引いた値よりも更に小さい値となっている。

一方、AFRP (II) の保証強度はおおよそ試験結果の平均値からの標準偏差の3倍 (3σ) を差し引いた値に近い値となっている。これに対し、AFRP (I) の試験結果は保証強度より僅かに低い値が得られるに留まった。この理由はAFRP (I) のほとんどの供試体が定着部の引き抜けや破断で最終的な強度が決まっていることが考えられる。このため、AFRP (I) のFRP補強材は本来の引張強度に達する前に定着部近傍あるいは定着部内でかなりの応力集中がおこり破断したものと考えられる。

なお、本試験では各FRP補強材について供試体の試験長が40cmと100cmと2種類のタイプについて試験を実施したが、図-4.1.1に示されるように本試験の範囲ではいずれのFRP供試体においても試験長の影響はほとんど認められなかった。

また、各FRP供試体の引張応力-ひずみ関係の一例（試験長40cm）は図-4.1.2(a)～(e)に示すように直線的な関係となっている（ひずみゲージ法では最大荷重までのひずみを完全に測定できていないため、図は最大荷重よりもやや低い値までの関係のみ示されている）。このグラフで最大荷重の3分の1のレベルで求めた各FRP補強材のヤング係数はCFRP (I)、CFRP (II)、AFRP (I) で、それぞれ各メーカーから提示されている値とほぼ同じ、 15.7×10^3 、 14.6×10^3 、 6.7×10^3 kgf/mm² の値となった。

一方、GFRPはメーカー提示の値よりやや大きい 4.5×10^3 kgf/mm² となり、反対にAFRP (II) のヤング係数の測定値は 3.5×10^3 kgf/mm² とメーカー提示値よりかなり小さい値となった。これらの原因は本試験でのひずみの測定を電気抵抗線ひずみゲージを用いて測定したために起こったものと考えられる。すなわち、一部のFRP補強材では表面の異形加工やコーティング加工のために、ひずみゲージによって真のひずみ値を測定することが困難なために差が生じたと思われる。こうした現象を防ぐためには補強材の形態や特性にあわせて最適なひずみ測定方法を選択することが重要である。

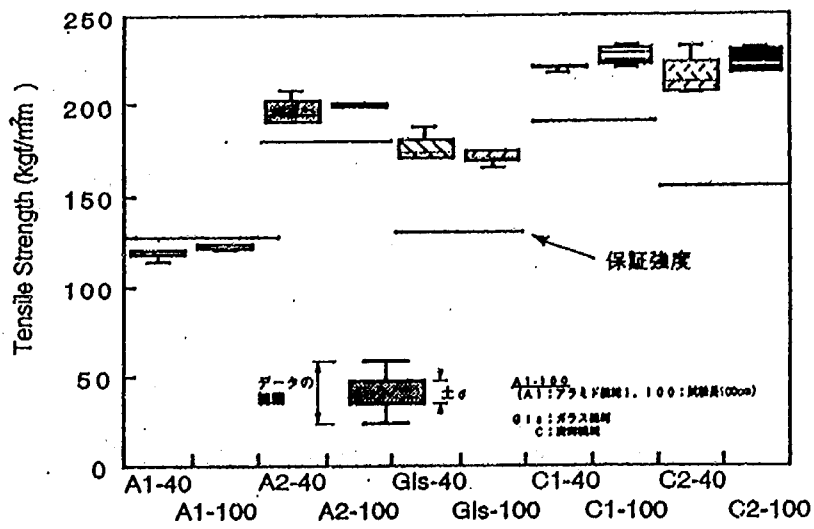
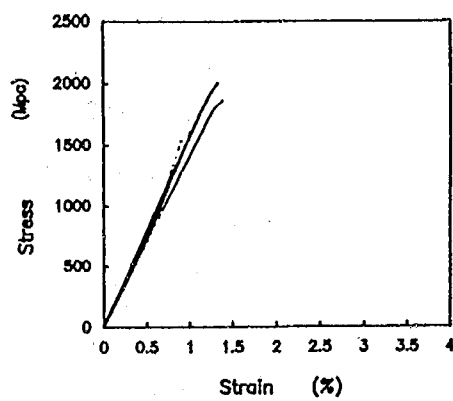
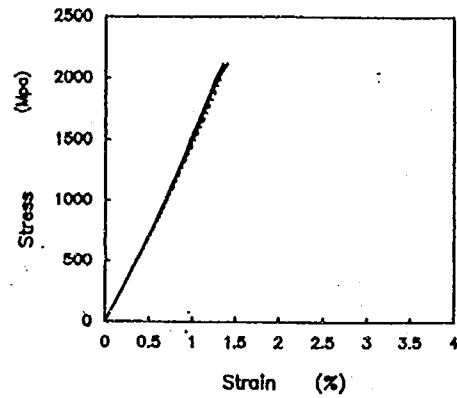


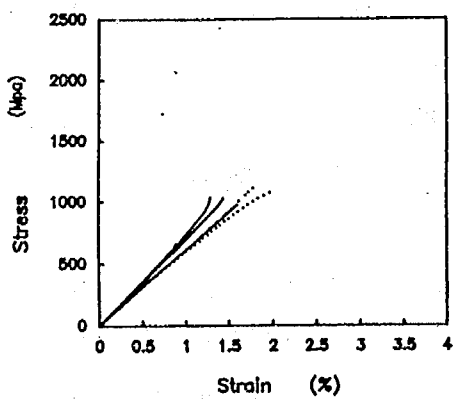
図-4.1.1 各FRP補強材の引張強度の比較



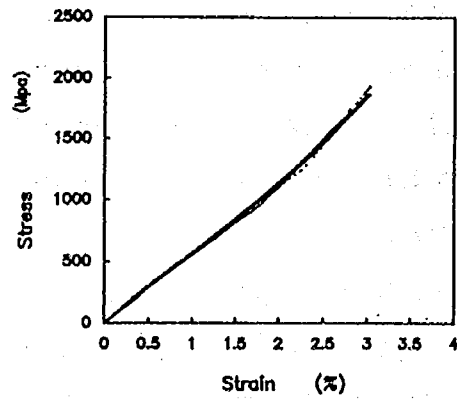
(a) 炭素繊維 I



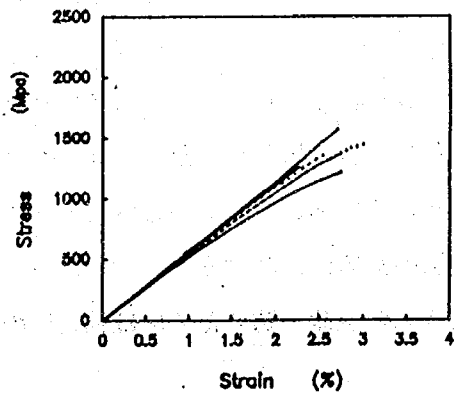
(b) 炭素繊維 II



(c) アラミド繊維 I



(d) アラミド繊維 II



(e) ガラス繊維

図-4.1.2 各FRP補強材の引張応力-ひずみ曲線
(試験長: 40 cm)

4. 2 純リラクセーション試験

(1) 概要

本試験は、各種FRP緊張材において純リラクセーション試験を実施し、FRPの材質と緊張力の違いによる純リラクセーション率を測定し、PC鋼棒およびPC鋼より線の値と比較し評価することを目的とした。

(2) 試験方法

試験は、図-4.2.1に示すように、20℃恒温室において長さ150cm×幅50cmの反力台に、緊張材をシングルで各緊張力レベルにつき3本ずつ緊張して実施した。緊張材は、表-4.2.1に示す炭素(CFRP(I)、CFRP(II))、アラミド(AFRP(I)、AFRP(II))、ガラス(GFRP)、PC鋼棒、PC鋼より線を用いた。メーカー保証引張荷重(P_u)に対する緊張力レベルは65%および緊張材ごとに設定した割合とした。それぞれ設定した割合は、CFRP(I)では35%、CFRP(II)では50%、AFRP(I)では40%、AFRP(II)では55%および75%、GFRPでは50%、PC鋼棒およびPC鋼より線では75%である。

測定は定着直後から2,000時間とし、緊張材の緊張力をロードセルで、緊張材のひずみをひずみゲージで、定着具での緊張材の抜け出し量を高感度変位計でそれぞれ測定した。

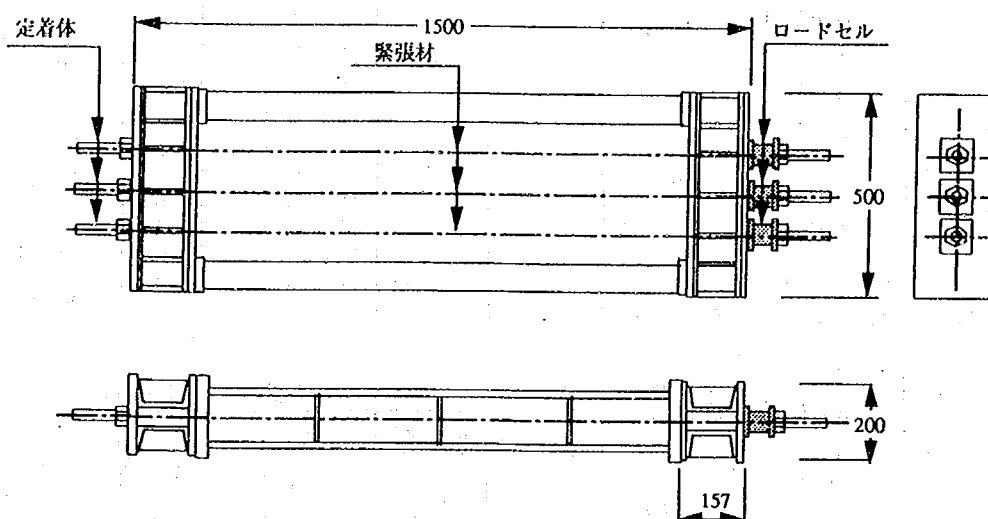


図-4.2.1 試験状況

表-4.2.1 緊張材の諸元

種 類		緊張材の断面積 (mm ²)	ヤング係数 (kgf/mm ²)	メーカー保証 引張荷重※ P_u (tf)
CFRP(I)	より線 1×7 12.5φ	76.0	1.40×10^4	14.5
CFRP(II)	ロッド φ8	49.0	1.50×10^4	7.69
AFRP(I)	ロッド [組紐状] φ8	50.0	0.65×10^4	6.40
AFRP(II)	異形ロッド φ6	28.3	0.54×10^4	5.1
GFRP	異形ロッド φ8	50.0	0.45×10^4	6.53
PC鋼棒	SBPR 90/110 φ9.2	66.48	2.04×10^4	7.31
PC鋼より線	SWPR 7A φ9.3	51.6	1.98×10^4	9.03

※PC鋼棒、PC鋼より線は規格引張荷重。

(3) 試験結果

表-4.2.2~表-4.2.8に、各緊張材における2,000時間後の純リラクセーション率を示す。

表-4.2.2 CFRP (I)

緊張のレベル	No.	純リラクセーション率 (%)	
65%	1-1	7.05	平均 5.03
	1-2	4.80	
	1-3	3.24	
35%	1-4	8.58	平均 6.51
	1-5	6.29	
	1-6	4.67	

表-4.2.3 CFRP (II)

緊張のレベル	No.	純リラクセーション率 (%)	
65%	1-1	5.53	平均 5.76
	1-2	6.75	
	1-3	4.99	
50%	1-4	7.80	平均 6.80
	1-5	6.79	
	1-6	5.82	

表-4.2.4 AFRP (I)

緊張のレベル	No.	純リラクセーション率 (%)	
65%	1-1	8.44	平均 8.10
	1-2	7.36	
	1-3	8.51	
40%	1-4	9.34	平均 9.20
	1-5	9.22	
	1-6	9.05	

表-4.2.5 AFRP (II)

緊張のレベル	No.	純リラクセーション率 (%)	
55%	2-1	12.8	平均 12.9
	2-2	13.4	
	2-3	12.4	
65%	2-4	12.9	平均 11.4
	2-5	10.8	
	2-6	10.5	
75%	2-7	13.2	平均 12.1
	2-8	11.8	
	2-9	11.3	

表-4.2.6 GFRP

緊張のレベル	No.	純リラクセーション率 (%)	
65%	1-1	32.5	平均 33.1
	1-2	35.5	
	1-3	31.1	
50%	1-4	28.1	平均 26.7
	1-5	25.2	
	1-6	データなし	

表-4.2.7 PC鋼棒

緊張のレベル	No.	純リラクセーション率 (%)	
65%	1-1	4.76	平均 4.61
	1-2	4.19	
	1-3	4.88	
55%	1-4	5.59	平均 4.26
	1-5	4.16	
	1-6	3.04	

表-4.2.8 PC鋼より線

緊張のレベル	No.	純リラクセーション率 (%)	
65%	1-1	3.45	平均 2.73
	1-2	2.52	
	1-3	2.22	
75%	1-4	4.02	平均 2.67
	1-5	1.92	
	1-6	2.06	

(4) まとめ

本試験では結果にばらつきがあったが、これらの原因として反力台の変形が考えられる。しかし、実測値の傾向としては炭素繊維系の材料は5%~7%、アラミド繊維系が8%~13%程度であった。また、PC鋼棒は4%~5%程度、PC鋼より線は2.5%~3%程度であり、純リラクセーション率の大きい順に記すと以下ようになる。

アラミド繊維系 > 炭素繊維系 > PC鋼材

また、緊張力レベルによる純リラクセーション率の違いは各材料ともあまり顕著に見られなかった。

GFRPの純リラクセーション率が異常に大きくなっているが、これは純リラクセーションによる緊張力の減少というよりも定着具に問題があり緊張力が保持できなかったことが原因でこの値になった。従って、GFRPの純リラクセーション率は正当な評価ができなかった。

4. 3 見かけのリラクセーション試験

(1) 概要

本試験は、各種FRPのマルチケーブルにおける見かけのリラクセーション試験を実施し、その結果を用いて種々の解析を試みることにより、長期的な見かけのリラクセーション率を推定することを目的とした。なお、GFRPも試験を実施したが、定着具に問題が発生したため試験を中止した。

(2) 試験方法

試験では、表-4.3.1に示すようにCFRP (I)、CFRP (II)、AFRP (I)、AFRP (II)、PC鋼棒およびPC鋼より線の計6種類の緊張材を、図-4.3.1に示すコンクリート供試体の中央部にポストテンション方式で緊張定着した。導入緊張力は、供試体に対してコンクリート応力度が 50kgf/cm^2 程度となるようにした。なお、コンクリートの乾燥収縮度を測定するために、緊張材を配置しないダミー供試体も同時に製作した。

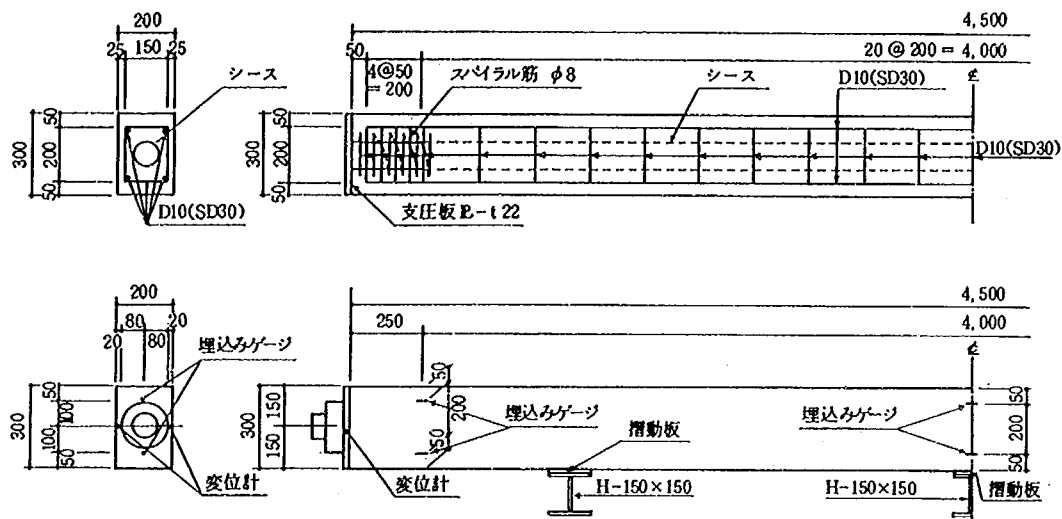


図-4.3.1 試験状況 (単位: mm)

表-4.3.1 供試体および測定項目

供試体名	使用緊張材	緊張力 (ton)	測定点数				
			緊張力	桁ひずみ	桁変位	桁温度	外気温
ダミー桁	—	—	—	6	4	6	1
CFRP (I)	CFCC 1×7 φ12.5mm マルチシステムとして6本使用	3.1	1	6	4	—	—
CFRP (II)	CFRPロッド φ8mm マルチシステムとして8本使用	3.1	1	6	4	—	—
AFRP (I)	FIBRA (組紐) φ12mm マルチシステムとして6本使用	3.1	1	6	4	—	—
AFRP (II)	AFRP異形ロッド φ6mm マルチシステムとして7本使用	2.6	1	6	4	—	—
PC鋼棒	SBPR 95/110 φ23mm	3.1	1	6	4	—	—
PC鋼より線	SWPR 7A φ21.8mm	3.1	1	6	4	—	—

(3) 試験結果

試験結果は、A解法 (クリープ係数 (ϕ) と乾燥収縮度 (ϵ_s) を別々に解析して、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮度による緊張材応力度の減少量 ($\Delta \sigma_p (c+s)$) を導き出す方法) とB解法 (コンクリー

ト供試体のひずみ量（短縮量）から算出される緊張材応力度の減少量を、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮度による緊張材応力度の減少量（ $\Delta \sigma_{p(c+s)}$ ）として、見かけのリラクセーション率を導き出す方法）の2種類の解析を行い、そのそれぞれについて対数関数、双曲線型飽和曲線および指数型飽和曲線に回帰させ、60年後の見かけのリラクセーション率と有効係数を考察した。

表-4.3.2~表-4.3.7に、その結果を示す。

表-4.3.2 CFRP (I)

CFRP (I)	見かけのリラクセーション率(%)		有効係数
	A解法	B解法	
対数関数	8.15	4.33	0.658
双曲線型飽和曲線	10.47	6.97	0.690
指数型飽和曲線	7.35	4.79	0.747
平均	7.01		0.698

表-4.3.3 CFRP (II)

CFRP (II)	見かけのリラクセーション率(%)		有効係数
	A解法	B解法	
対数関数	7.84	3.70	0.671
双曲線型飽和曲線	5.84	3.07	0.757
指数型飽和曲線	5.17	2.84	0.781
平均	4.77		0.736

表-4.3.4 AFRP (I)

AFRP (I)	見かけのリラクセーション率(%)		有効係数
	A解法	B解法	
対数関数	27.39	25.95	0.568
双曲線型飽和曲線	27.16	22.79	0.639
指数型飽和曲線	21.36	20.57	0.681
平均	24.20		0.629

表-4.3.5 AFRP (II)

AFRP (II)	見かけのリラクセーション率(%)		有効係数
	A解法	B解法	
対数関数	36.23	36.06	0.587
双曲線型飽和曲線	31.07	30.97	0.648
指数型飽和曲線	25.63	25.55	0.708
平均	30.92		0.648

表-4.3.6 PC鋼棒

PC鋼棒	見かけのリラクセーション率(%)		有効係数
	A解法	B解法	
対数関数	10.15	4.92	0.600
双曲線型飽和曲線	8.40	4.02	0.680
指数型飽和曲線	6.51	3.07	0.729
平均	5.92		0.670

表-4.3.7 PC鋼より線

PC鋼より線	見かけのリラクセーション率(%)		有効係数
	A解法	B解法	
対数関数	6.89	3.02	0.658
双曲線型飽和曲線	5.89	2.52	0.729
指数型飽和曲線	5.34	6.45	0.769
平均	5.02		0.719

(4) まとめ

本試験結果において、60年後の見かけのリラクセーション率は以下のとおり推定される。

CFRP (I) : A解法においては7%~11%、B解法においては4%~7%

CFRP (II) : A解法においては5%~8%、B解法においては2%~4%

AFRP (I) : A解法においては21%~28%、B解法においては20%~26%

AFRP (II) : A解法においては25%~37%、B解法においては25%~37%

PC鋼棒 : A解法においては6%~11%、B解法においては3%~5%

PC鋼より線 : A解法においては5%~7%、B解法においては2%~7%

総じて、B解法の方がA解法よりも大きな値となっているが、アラミド系においては解法による差は殆どなかった。また、概して対数関数に置換した場合が最も大きく、指数型飽和曲線が最も小さくなる傾向が認められた。

一方、60年後の見かけのリラクセーション率を繊維の種類によって評価すると炭素系は4%~8%、アラミド系は24%~31%程度になると推定できる。

次に、有効係数の評価について述べる。試験結果より、60年後における有効係数は、およそ以下の範囲に入ると予想できる。

CFRP (I) : 0.65~0.75

CFRP (II) : 0.65~0.80

AFRP (I) : 0.55~0.70

AFRP (II) : 0.55~0.75

PC鋼棒 : 0.60~0.75

PC鋼より線 : 0.65~0.80

アラミド系は、若干低めの値になっているものの、全体的にはほぼPC鋼材の値程度は確保できるようである。これは、アラミド系の見かけのリラクセーション率は、前述したようになりに大きな値を呈するが、ヤング係数が、炭素系やPC鋼材と比べて非常に小さいためコンクリートの乾燥収縮およびクリープによる緊張力の損失量が他の材料と比べて少なくなるためと推察される。

4. 4 付着試験

(1) 概要

FRP補強材をPC部材の緊張材として適用するに当たっては、補強材単体としての特性のみならず、PC部材に適用した場合のFRP補強材の品質特性について把握しておく必要がある。RC、PCいずれの利用形態においてもコンクリート中でFRP補強材がコンクリートとの間で十分な付着力を有し、補強材の応力がコンクリートに確実に伝達されることは、部材設計の面から考えても補強材が有すべき最も重要な性能の一つである。このような観点から補強材の付着試験を行い、その特性を検討した。

(2) 試験方法

(社)日本コンクリート工学協会の試験方法「引抜き試験(案)」に準じて、一辺10cmのらせん筋を有する立方体のコンクリート供試体を作製した。使用したコンクリートは圧縮強度が357~465kgf/cm²のものである。

(3) 試験結果

最大付着応力度をまとめた結果を図-4.4.1に示す。CFRP(Ⅱ)、AFRP(Ⅰ)については、補強材の表面が丸鋼と同様で付着応力度も5~8(kgf/cm²)と極端に小さいので除外した。その他の補強材についてはいずれも付着応力度は40(kgf/cm²)以上であった。

図-4.4.2に各補強材の20℃の場合における付着応力度を基準とした各温度でのすべり量0.05mm時の付着応力度の比(付着応力比)を示す。GFRP補強材を除いた補強材は、いずれもその比は0.7以上であり、温度および温度サイクルの影響が小さいことが理解される。また、GFRP補強材については、温度が60℃でその比は0.3まで低下している。これはGFRP補強材に使用されている樹脂マトリックスが軟化したことによると推定される。しかしながら、GFRP補強材の温度サイクル履歴後の付着応力比は0.9~1.25であり、温度サイクルによる付着の低下は認められなかった。

形状が異形棒鋼と類似しているCFRP(Ⅱ)、AFRP(Ⅱ)、GFRPについて、異形棒鋼の20℃における付着応力度を基準とした付着応力比を図-4.4.3に示す。すべり量が0.05mmにおいてGFRP補強材を除く2つの補強材とも付着応力比は各温度において0.4程度であるが、すべり量の増大とともに大きくなり、最大付着応力時には1.0前後となり異形棒鋼と同程度の付着力を有することがわかる。

形状がPC鋼より線と類似しているCFRP(Ⅰ)、AFRP(Ⅰ)について、PC鋼より線の20℃における付着応力度を基準とした付着応力比を図-4.4.4に示す。異形棒鋼の場合と異なり、すべり量が0.05mmからすべての補強材が付着応力比1.0以上となり、特にCFRP(Ⅰ)は、いずれのすべり量においても付着応力比は2.0以上の値を示している。

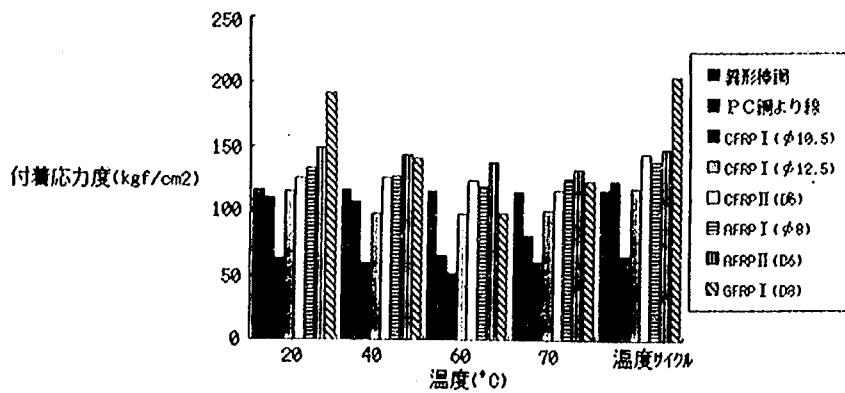


図-4.4.1 PC鋼材およびFRP補強材の最大付着応力度

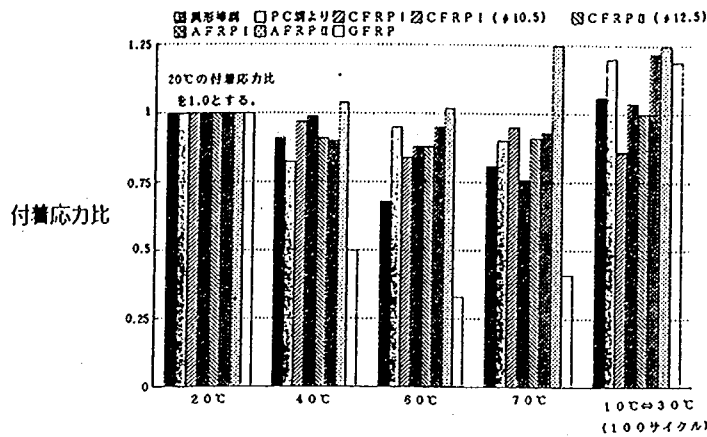


図-4.4.2 PC鋼材およびFRP補強材の20℃における付着応力度を基準としたすべり量0.05mm時の付着応力比

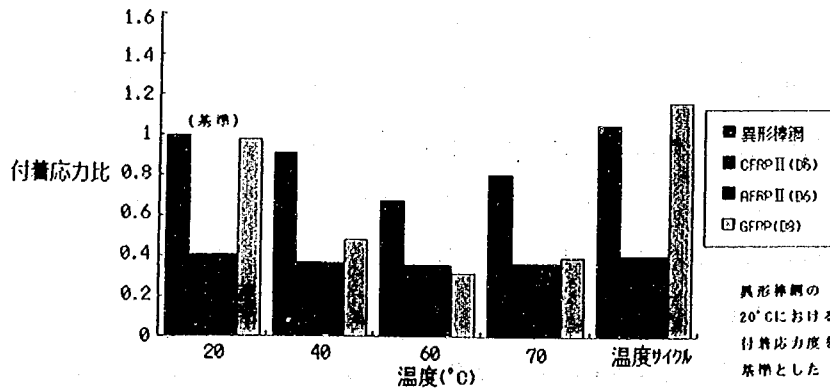


図-4.4.3 20℃における異形棒鋼の付着応力度を基準としたすべり量0.05mm時の付着応力比

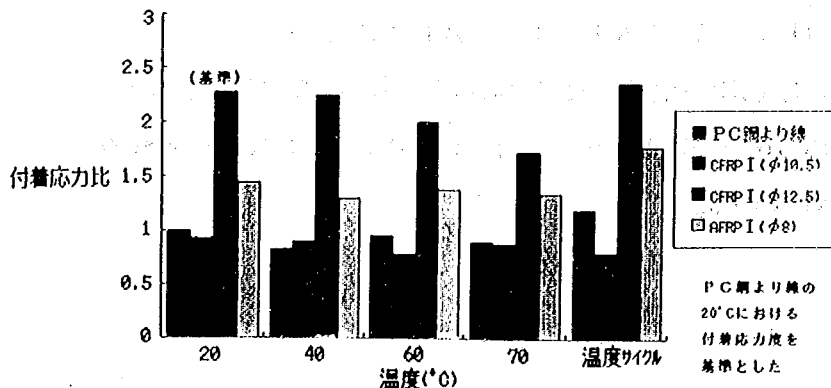


図-4.4.4 20℃におけるPC鋼より線の付着応力度を基準としたすべり量0.05mm時の付着応力比

4. 5 シースに関する試験

(1) 概要

本試験では、P C用の防食シースとして検討されている合成樹脂製電線管、特にここでは埋設用波付き硬質ポリエチレン管（以下F E P管という）を対象に、その利用適応性について調査するため、以下の3試験を行った。

- 1) 外力に対する抵抗力試験（局部的外力、等圧外力）
- 2) 熱膨張試験
- 3) 付着試験（引き抜き、押し抜き）

表-4.5.1にF E P管の素材特性を示す。

表-4.5.1 F E P管の素材特性

項 目	デ ー タ	備 考
密 度	0.95g/cm ³	規格JIS K-6760
Vicat 軟 化 点	120℃	JIS K-7206
融 化 温 度	< -70℃	JIS K-7216
熱 膨 張 率	1.3×10 ⁻⁴ /deg ⁻¹	ASTM D-695
降 伏 抗 張 力	2.4kg/mm ²	JIS K-6760
降 伏 伸 び	10%	JIS K-6760
切 断 抗 張 力	2.7kg/mm ²	JIS K-6760
切 断 伸 び	800%	JIS K-6760
耐油性抗張力残率	>85%	JIS K-6723 (JIS2号油)
耐油性伸張率	>85%	JIS K-6723 70℃×4H
加熱老化抗張力残率	>85%	JIS K-7212 90℃×96H
加熱老化伸張率	>80%	JIS K-7212
耐環境亀裂性	>200hr	JIS K-6760

薬 品 名	温 度		
	25°	50°	75°
30%塩 酸	○	○	○
20%塩 酸	○	○	○
10%硝 酸	○	○	○
20%硝 酸	○	○	○
20%カセイソーダ	○	○	○
10%アンモニア水	○	○	○
JIS 2号絶縁油	○	○	○
海 水	○	○	○
50%ホルマリン	○	○	○
ベンゼン	○	○	○
ガソリン	○	○	○
エタノール	○	○	○

○.....全く浸透なし ○.....わずかに浸透 浸透せず

(2) 試験内容および結果

1) 外力に対する抵抗力試験

a) 概要

本試験では、シースが製造、運搬、配置、コンクリートの打込み・締固め等において受けるさまざまな外力を想定し、その外力に対する抵抗力の確認を目的として、i) 局部的な外力に対する抵抗力試験および ii) 等圧外力に対する抵抗力試験の2試験を行った。

b) 試験方法

i) 局部的な外力に対する抵抗力試験

試験は、表-4.5.2および図-4.5.1に示すとおり、管径（長さ）および試験温度を変化させ、シース供試体（長さは内径の4倍、シース内径の0.8倍の直径を有する丸鋼を挿入。以下供試体という。）の中央部に、供試体長さ方向と直角に载荷して行った。荷重の载荷は100kgfで短時間载荷とし、φ9mm丸鋼の治具および20t万能アムスラー試験機を用いた。各組合せの供試体数は3体とした。なお、载荷後の供試体には、図-4.5.2に示すように水セメント比50%のセメントペーストを注入して30分間放置し、グラウトの漏れを調べた。

表-4.5.2 試験の組合せ

試験方法	局部的な外力に対する抵抗力試験	等圧外力に対する抵抗力試験
管径長さ	φ30×120mm、φ50×200mm、φ65×260mm	φ30×120mm、φ50×200mm、φ65×260mm
温 度	-10℃、20℃、50℃	常温（試験時19.8℃）

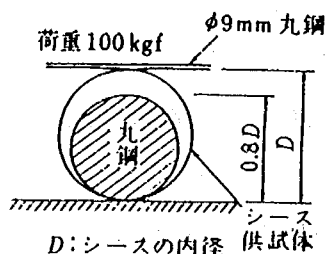


図-4.5.1 局部的な外力に対するシース供試体

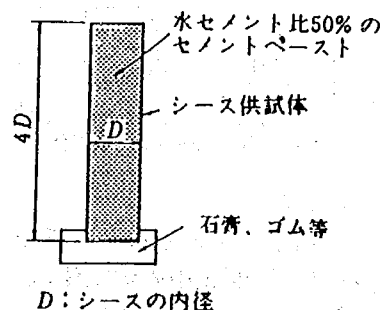


図-4.5.2 グラウトの漏れ試験

ii) 等圧外力に対する抵抗力試験

試験は、**図-4.5.3**に示すようにシース供試体（長さが内径 D (cm)の4倍。以下 供試体という。）の中央部（区間長 $2D$ ）に、載荷治具を用いて荷重 $P = \pi D^2$ (kgf) (**表-4.5.3**参照)を10分間載荷して行った。載荷時の温度は常温である。また、試験の組合せは、**表-4.5.2**に示すとおりとし、各組合せの供試体数は3体とした。なお、載荷後の供試体には局所的な外力に対する抵抗力試験と同様に、セメントペーストを注入後放置し、グラウトの漏れを調べた。（**図-4.5.2**参照）

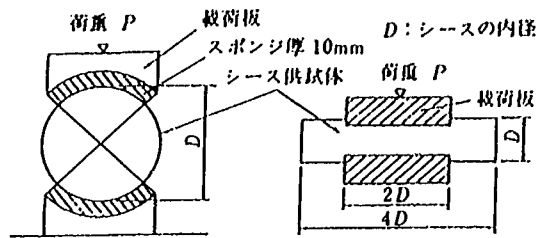


図-4.5.3 等圧外力に対するシース供試体

表-4.5.3 FEP管の等圧外力荷重

管内径	管外径D	載荷荷重 $P = \pi D^2$
30mm	40mm	50.3kgf
50	65	132.7
65	85	227.0

※FEP管は肉厚のため管外径で計算した。

c) 結果

試験の結果をまとめると以下の通りである。

i) 局所的な外力に対する抵抗力試験

- ① 載荷後の供試体の状況は、 $\phi 9$ mm鉄筋の当たった部分に多少傷がつく程度で、変形も時間の経過とともに回復し、ほとんど載荷前の状態と変わらなくなった。なお、FEP管の軟化点は 120°C 、脆化温度は -70°C であり、 $-10^{\circ}\text{C} \sim 50^{\circ}\text{C}$ の範囲で行った本試験に問題はないと思われる。
- ② また、載荷後の供試体にグラウトを注入し放置しても、いずれの供試体にもグラウトや水の漏れはなかった。

ii) 等圧外力に対する抵抗力試験

- ① 全供試体について、**表-4.5.3**に示す荷重を10分間保持することが出来た。また、上記と同様、載荷後の供試体にグラウト注入し放置しても、いずれの供試体にもグラウトの漏れはなかった。

2) 熱膨張試験

a) 概要

本試験では、熱膨張率がコンクリートと大きく異なるFEP管を埋め込んだ若材令コンクリート供試体を対象に、材令1日および7日で常温あるいは約 60°C で養生した場合のひびわれ発生の有無について確認を行った。

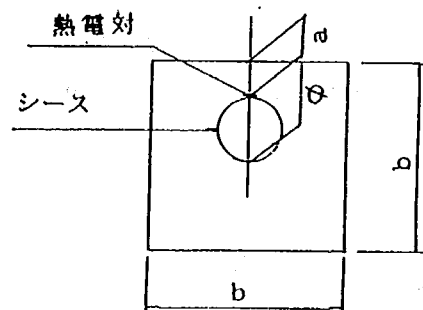
b) 試験方法

供試体の形状・寸法は**表-4.5.4**、**図-4.5.4**に示す通りである。コンクリートの設計基準強度は $f_{ck} = 400\text{kgf/cm}^2$ とした。なお、蒸気養生は供試体コンクリート打込み6時間後から行った。

表-4.5.4 供試体の寸法 (単位:mm)

	内径 ϕ	かぶりa 内径から	かぶりa' 外径から	b
No. 1	100	30	15	200
No. 2	"	50	35	"
No. 3	50	30	22.5	150
No. 4	"	50	42.5	"

※供試体長さは500mm 各3体



熱電対はシース $\phi 100$ で、内径に対するかぶり $a = 30, 50$ の供試体に取り付け常温と蒸気温について測定

図-4.5.4 熱膨張供試体

c) 試験結果

試験の結果をまとめると以下の通りである。

- ① 常温の雰囲気中の供試体は、シース径、かぶりに関係なくひびわれは生じなかった。
- ② 60°C では、シース内径 $\phi 50$ mmのものに 0.04mm 以下の微細なひびわれが生じた。 60°C でシース内径 $\phi 100$ mmのものには $0.15 \sim 0.6\text{mm}$ の大きなひびわれが生じた。

3) 付着試験

a) 概要

本試験では、FEP管およびCD管と比較用の鋼製スパイラルシース（以下鋼製シースという）の3種類を対象に、グラウトとシースおよびシースとコンクリートとの付着耐力の確認を目的として、i) 引き抜き試験（緊張材を引き抜き、シースの付着耐力を確認）、ii) 押し抜き試験（シース内のグラウトを押し抜き、シースの付着耐力を確認）の2試験を行った。試験に使用したシースは表-4.5.5に示すとおりである。また、コンクリートの呼び強度は400(kgf/cm²)、グラウトの呼び強度は200(kgf/cm²)である。なお、CD管は硬質ポリエチレン管に波を付けたものでJIS C 8411のCD管適合品である。

表-4.5.5 試験の組合せ

引き抜き試験	押し抜き試験
CD管 (φ16)	CD管 (φ16)
鋼製シース (φ16)	鋼製シース (φ16)
FEP管 (φ30)	FEP管 (φ30)
鋼製シース (φ30)	鋼製シース (φ30)

b) 試験方法

i) 引き抜き試験方法

引き抜き試験は、(社)日本コンクリート工学協会の試験方法(案)に準じて、図-4.5.5に示す供試体を、200tアムスラー試験機を用いて図-4.5.6に示すように載荷して行った。シース内への鉄筋の挿入およびグラウト注入はコンクリートの材令7日で行った。挿入した鉄筋はCD管(φ16)、鋼製シース(φ16)については、異形棒鋼D10とし、FEP管(φ30)、鋼製シース(φ30)については、異形棒鋼D13とした。なお、供試体数は1ケースにつき3体とし、合計で12体作成した。なお、試験はコンクリートの材令34日、グラウトの材令27日で行った。

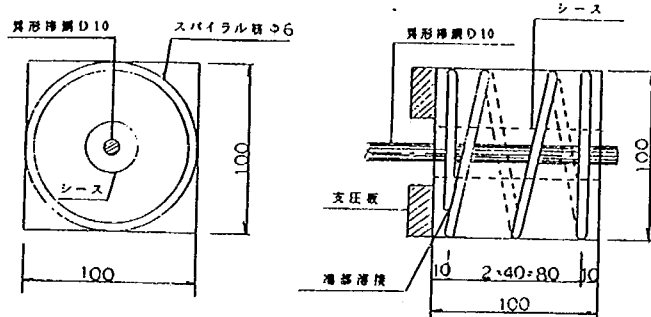


図-4.5.5 引き抜き試験供試体

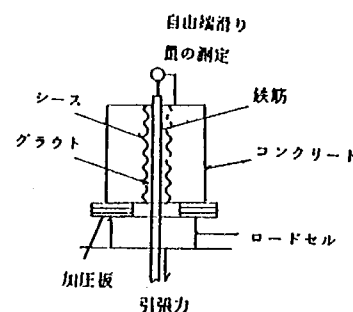


図-4.5.6 引き抜き試験装置

ii) 押し抜き試験方法

押し抜き試験は図-4.5.7、図-4.5.8に示すとおり、引き抜き試験と同様に200tアムスラー試験機を用いて行った。シース内へのグラウト注入はコンクリートの材令7日で行った。供試体数は、1ケースにつき3体とし、合計で12体作成した。なお、試験はコンクリートの材令35日、グラウトの材令28日で行った。

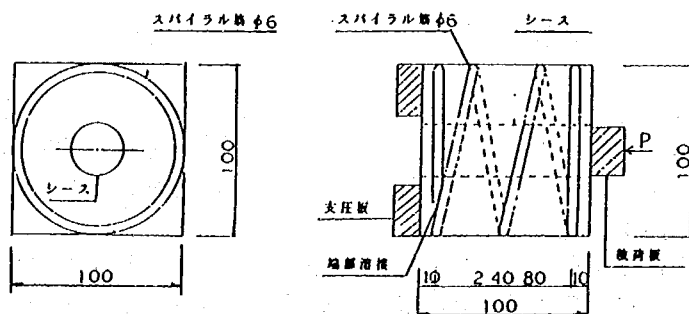


図-4.5.7 押し抜き試験供試体

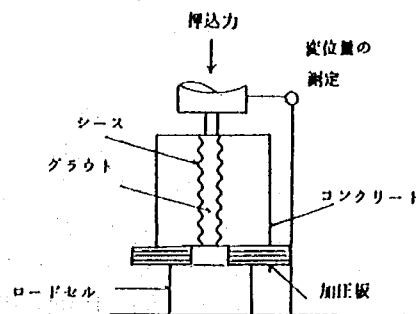


図-4.5.8 押し抜き試験装置

c) 試験結果およびその考察

i) 引き抜き試験

試験結果を図-4.5.9に示す。図によれば、最大付着応力度はCD管(φ16)、FEP管(φ30)、鋼製シース(φ16)の順に大きな値を示している。また、同口径で比較するとCD管(φ16)は鋼製シース(φ16)に比べて1.5倍程度、FEP管(φ30)は鋼製シース(φ30)に比べて2倍程度の最大付着応力度を示しており、CD管およびFEP管は鋼製シースと同等以上の付着耐力を有していることが理解された。

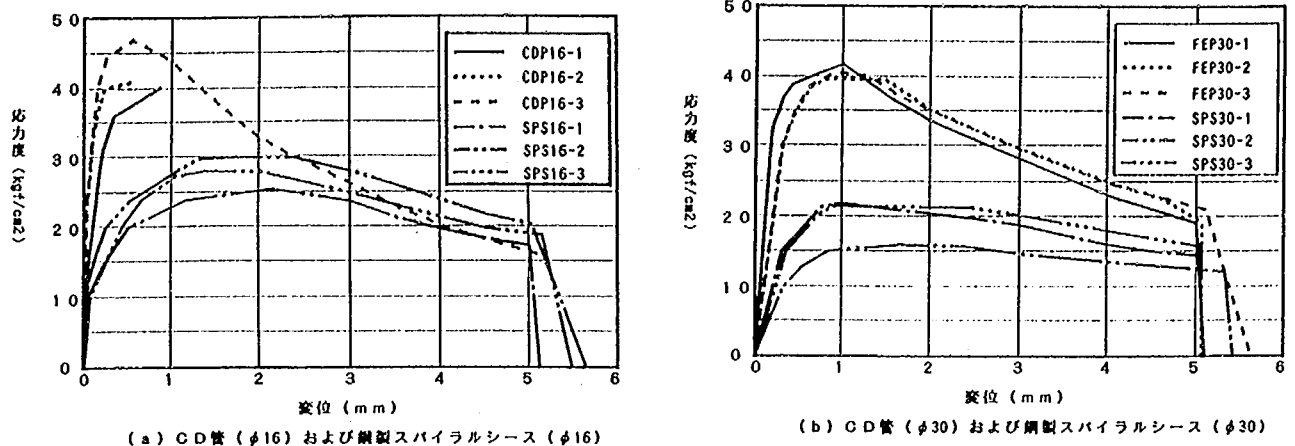


図-4.5.9 (引き抜き付着応力度-変位) 曲線

ii) 押し抜き試験

試験結果を図-4.5.10に示す。CD管(φ16)、鋼製シース(φ16)、FEP管(φ30)のいずれについても、載荷位置と反対側のシース自由端部には抜け出しは認められず、載荷位置グラウトの局所変形による変位のみが認められた。したがって、今回の押し抜き試験の範囲ではシースの変位を把握できず、正確なシースの付着応力を知ることは難しいと理解された。

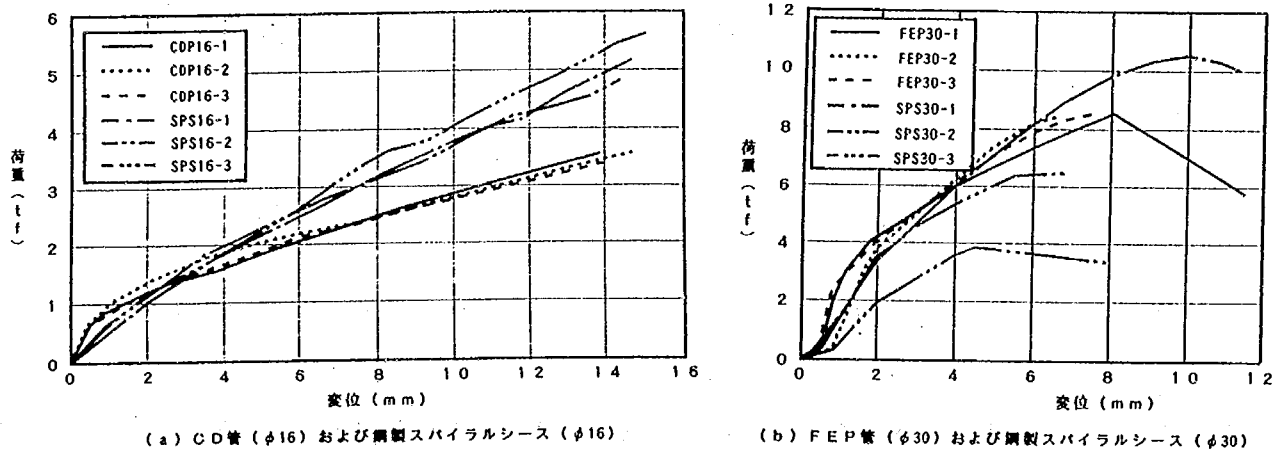


図-4.5.10 (押し抜き荷重-変位) 曲線

(3) まとめ

本試験では、波付硬質ポリエチレン管(FEP管)がPC構造物のシースとして利用できるかどうかについて調査を行った。その結果、試験の範囲内で以下の項目が理解された。

- 1) 土木学会制定のシースの試験である、外力に対する抵抗力試験(局所的な外力および等圧外力)では、満足な結果が得られた。
- 2) 熱膨張試験では、コンクリート打込み後、温度を60℃に上げた供試体にひびわれが生じたが、常温としたのものについてはひびわれは生じなかった。一般に、シースはポストテンション方式で用いられるため、60℃の蒸気養生を受けることはないが、コンクリート打込み後に大きな温度変化が生じるような場合にはかぶりの大きさや補強方法を検討する必要がある。
- 3) 付着試験では、引き抜き・押し抜き試験ともに正確なシース付着応力の把握は難しい。しかしながら、引き抜き試験によれば同口径の鉄筋、同配合のグラウトを使用した場合にはCD管、FEP管は鋼製シースと同等以上の付着耐力を有しているといえる。

以上より、波付硬質ポリエチレン管はPC用のシースとして十分利用できるものと思われる。

4. 6 定着効率試験

(1) 概要

新素材からなる緊張材をポストテンション方式のプレストレストコンクリート部材に適用するために、定着具の特性について、短期定着効率試験（20℃および40℃）および長期定着効率試験（20℃）の2種類の試験を行った。試験の内容は次の通りである。

① 定着効率：緊張材の最大引張強さの何%まで定着できるかを把握する。

短期定着効率試験の場合は、定着後5分間保持し、長期定着効率試験の場合には、緊張終了からグラウト施工までの期間として2週間を想定して試験を行った。

② 定着具の有害な損傷、変形および緊張材の抜け出しの有無などの測定

(2) 試験方法

試験に使用したマルチケーブルの種類および定着具の一覧表を表-4.6.1に示す。

載荷装置として図-4.6.1のような反力フレーム（全長3.0m）およびセンターホールジャッキを用いた。図中に計測項目について記載した。

表-4.6.1 使用材料

グループ名	緊張材構成	定着方式	保証引張荷重(tf)
CFRP (I)	6-φ12.5	くさび	68.5
CFRP (II)	8-φ8	くさび	35.0
AFRP (I)	6-φ12	くさび	40.0
AFRP (II)	7-φ6	モルタル充填	35.0

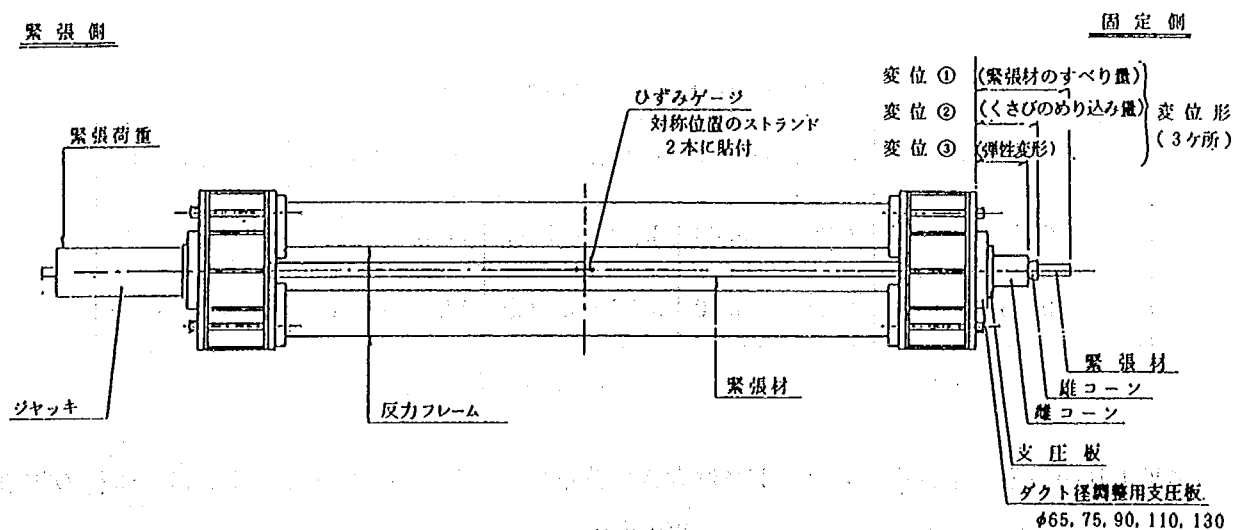


図-4.6.1 載荷装置

(3) 試験結果

本試験では、コンクリートライブラリー第66号「プレストレストコンクリート工法設計施工指針」土木学会編を準拠し、次のような判定基準を設けた。

- ・定着具は、定着されるFRP緊張材の規格引張荷重とFRP定着係数の積が、引張荷重の95%に達する前に破壊したり著しい変形を生じることのない構造および強さを有するものでなければならない。
- ・ここで、試験での定着効率 η は次のように定義した。

$$\eta = P_t / N \cdot P_u \cdot R$$

P_t : 緊張材の破断もしくは引き抜け時の荷重

N : 緊張材の本数

P_u : 緊張材1本あたりの規格引張荷重

R : マルチストランドとして使用する場合のFRP定着係数

各材料のFRP定着係数は、次の値とした。

CFRP (I) : 0.83, CFRP (II) : 0.57

AFRP (I) : 1.0, AFRP (II) : 1.0

- ・当該荷重作用時に定着具に有害な変形、損傷を生じず、定着部全長にわたる滑りが認められないこと
- ・定着具は当該荷重を5分間以上保持できること（短期定着効率試験）

試験の結果は次の通りである。

<短期定着効率試験>

短期定着効率試験の結果、定着効率95%を満足しない材料が1部あったが、定着具の改良により全ての材料で定着効率は、95%以上となった。また、緊張材の滑り込み量、定着具の弾性変形などの測定結果より、全ての材料に有害な変形、損傷などがみられなかった。

<長期定着効率試験>

長期定着試験の結果を表4.6.2に示す。これは、定着後2週間経過後のロードセルの荷重減少率である。

表4.6.2 長期定着効率試験結果（荷重減少率%）

定着時の荷重	CFRP (I)	CFRP (II)	AFRP (I)	AFRP (II)
0.65 P_u	2.89 ~ 3.88	3.12 ~ 3.82	17.6 ~ 20.2	11.9 ~ 13.4
0.75 P_u	1.87 ~ 5.70	3.53 ~ 4.41※	17.9 ~ 20.0	11.8 ~ 13.0

※定着時の荷重：1.0 P_u

以上の結果より炭素系は小さく、アラミド系は大きな荷重減少率となった。アラミド系は緊張材の初期リラクセーションが大きいことより、このような結果となったと考えられる。

4. 7 劣化促進試験

(1) 概要

本試験では、新素材5種類 {CFRP (I)、CRRP (II)、AFRP (I)、AFRP (II)、GFRP} およびPC鋼棒、PC鋼より線の計7種類の緊張材を対象に溶液浸漬試験(塩水浸漬、アルカリ浸漬)を行い、基準供試体(浸漬なし)および浸漬0.5年後、1年後、2年後の供試体の重量および引張強度の変化を確認し、浸漬2年間を通じた変化の傾向を検討した。

(2) 試験方法

1) 供試体

試験対象とした緊張材の種類および試験の組合せを表-4.7.1に示す。供試体数は、各水準とも5本で供試体長さは120cmとした。

表-4.7.1 緊張材の種類および試験の組合せ

緊張材の種類			溶液浸漬試験方法				浸漬期間 (塩水・アルカリ)			
			浸漬無				0.5年			
CFRP (I)	より線	φ 12.5mm	5本	5本	5本	5本	5本	5本	5本	5本
CFRP (II)	ロッド	φ 3 mm	5本	5本	5本	5本	5本	5本	5本	5本
AFRP (I)	組紐状	φ 8 mm	5本	5本	5本	5本	5本	5本	5本	5本
AFRP (II)	異径ロッド	φ 6 mm	5本	5本	5本	5本	5本	5本	5本	5本
GFRP	異径ロッド	φ 8 mm	5本	5本	5本	5本	5本	5本	5本	5本
PC鋼棒	SBPR95/110	φ 9.2mm	5本	5本	5本	5本	5本	5本	5本	5本
PC鋼より線	SWPR7A	φ 9.3mm	5本	5本	5本	5本	5本	5本	5本	5本

2) 溶液浸漬試験

溶液浸漬試験は、試験溶液の入った水槽を40℃恒温室内に配置し、この水槽内に長さ約 120cmのFRP緊張材を最長2年間浸漬して行った。

試験溶液は、塩水(人工海水3%)およびアルカリ溶液(生石灰飽和溶液)の2種類とした。浸漬期間は0.5年、1年、2年である。浸漬前および浸漬後には、緊張材の重量、直径、長さを測定した。

3) 引張試験

引張試験は、溶液浸漬試験(塩水浸漬・アルカリ浸漬)終了後の供試体を対象に、JIS Z 2241に準ずる方法で、アムスラー式万能試験機により行った。試験条件を表-4.7.2に示す。

表-4.7.2 引張試験の条件

緊張材の種類	塩水浸漬試験後		アルカリ浸漬試験後		載 荷 速 度	供試 体数
	試験区間長	定着長	試験区間長	定着長		
CFRP (I)	70±1.0cm	25±0.5cm	30±1.0cm	25±0.5cm	1500kgf/min	5本
CFRP (II)	90±1.0cm	15±0.5cm	50±1.0cm	15±0.5cm	140	5本
AFRP (I)	60±1.0cm	30±0.5cm	60±1.0cm	30±0.5cm	1000	5本
AFRP (II)	40±1.0cm	40±0.5cm	40±1.0cm	40±0.5cm	500	5本
GFRP	62±1.0cm	30±0.5cm	62±1.0cm	30±0.5cm	1000	5本
PC鋼棒	90±0.5cm	—	90±0.5cm	—	6000	5本
PC鋼より線	90±0.5cm	—	90±0.5cm	—	6000	5本

※浸漬後0.5年、1.0年、2.0年とも試験条件は同一とした。

※PC鋼棒の試験区間長はつかみ間隔、PC鋼より線の試験区間長は定着具の装着間隔である。

(3) 試験結果

2年間にわたって行った溶液浸漬試験（塩水浸漬、アルカリ浸漬）の結果を表4.7.3に示す。試験の範囲内で以下のことが理解された。

- 1) CFRP (I)、CFRP (II)、AFRP (II) では、塩水浸漬、アルカリ浸漬とも、2年程度の浸漬に対しては安定である。
- 2) AFRP (I) およびGFRPでは、塩水浸漬、アルカリ浸漬とも、引張強度に20%程度の低下が認められたが、重量変化はCFRP (I)、CFRP (II)、AFRP (II) の場合と同様に2%程度の増加であった。強度低下の原因としては、水分吸収に伴うFRP緊張材の膨潤や溶液温度によるマトリックスの変性の影響等も考えられるが、明確な原因は不明である。しかしながら、現在、試験当時に比べてさらに高い耐久性の材料が製造されており、浸漬に対する安定性は向上している。
- 3) PC鋼棒およびPC鋼より線では、塩水浸漬によって重量が4%程度減少したが引張強度には顕著な低下はなかった。またアルカリ浸漬では重量に変化はないが引張強度には10%程度の低下が認められた。この結果は一般に想定される結果と異なるが、アルカリ浸漬では塩水浸漬には観察されなかった気泡が緊張材表面に生じており、この部分には孔蝕が認められていた。

以上のとおり、FRP緊張材は塩水浸漬、アルカリ浸漬においてPC鋼棒、PC鋼より線に比べて優れた耐久性をもっていることが理解された。一部のFRP緊張材には劣化の傾向が認められたが、これらのFRP緊張材の性能も逐次向上しており、現在製造されているものは優れた耐久性をもっているといえる。

表4.7.3 浸漬試験結果一覧表（塩水浸漬、アルカリ浸漬）

緊張材の種類	浸漬期間	公称断面積 (cm ²)	塩水浸漬試験			アルカリ浸漬試験			備考
			引張強度 (kgf/cm ²)	浸漬前後強度変化	浸漬前後重量変化	引張強度 (kgf/cm ²)	浸漬前後強度変化	浸漬前後重量変化	
CFRP (I)	なし	0.76	21042	1.000	1.000	21042	1.000	1.000	
	0.5年	"	21074	1.002	1.006	20721	0.984	1.004	
	1.0年	"	20142	0.957	1.007	21000	0.998	1.006	
	2.0年	"	21592	1.026	1.008	21000	0.998	1.005	
CFRP (II)	なし	0.0707	22716	1.000	1.000	22716	1.000	1.000	
	0.5年	"	23140	1.019	1.002	23020	1.013	1.002	
	1.0年	"	22801	1.004	1.002	23395	1.016	1.003	
	2.0年	"	21924	0.965	1.002	22631	0.996	1.002	
AFRP (I)	なし	0.50	14120	1.000	1.000	14120	1.000	1.000	
	0.5年	"	13776	0.976	1.009	13804	0.978	1.010	
	1.0年	"	12488	0.884	1.013	12320	0.873	1.014	
	2.0年	"	11340	0.803	1.015	11220	0.794	1.017	
AFRP (II)	なし	0.283	19166	1.000	1.000	19166	1.000	1.000	
	0.5年	"	18558	0.968	1.009	18509	0.966	1.009	
	1.0年	"	19562	1.021	1.012	19774	1.032	1.014	
	2.0年	"	19152	0.999	1.014	18445	0.962	1.013	
GFRP	なし	0.50	13664	1.000	1.000	13664	1.000	1.000	
	0.5年	"	12176	0.891	1.003	11832	0.866	1.004	
	1.0年	"	11884	0.870	1.009	11520	0.843	1.011	
	2.0年	"	11100	0.812	1.007	11420	0.836	1.006	
PC鋼棒	なし	0.6648	12316	1.000	1.000	12316	1.000	1.000	
	0.5年	"	12051	0.978	0.996	11697	0.950	1.000	
	1.0年	"	12166	0.988	0.997	11841	0.961	0.999	
	2.0年	"	12121	0.984	0.987	11194	0.909	0.997	
PC鋼より線	なし	0.5161	18710	1.000	1.000	18710	1.000	1.000	
	0.5年	"	18524	0.990	0.989	17876	0.955	1.000	
	1.0年	"	19074	1.019	0.993	17400	0.930	1.002	
	2.0年	"	18492	0.988	0.964	16179	0.865	0.998	

※数値は3供試体の平均値である。

4. 8 自然暴露試験（かぶり無し）

(1) 概要

各種FRP緊張材をコンクリート製フレーム内にかぶり無しの状態でポストテンション方式で緊張固定した供試体を、3年間にわたり海洋環境で自然暴露し、劣化状況の観察と残存緊張力および残存耐久力を測定した。

(2) 試験方法

図-4.8.1のようなコンクリート製フレームの溝の中に表-4.8.1の各種緊張材を規格引張強度の65%と80%の緊張力を導入して静岡県大井川町沖合の海洋技術総合研究施設に設置した。暴露期間は約3年間で、供試体本数は各緊張材、導入緊張力ごとに3体とし、その内の2体の試験を行い、残り1体は暴露試験を継続している。

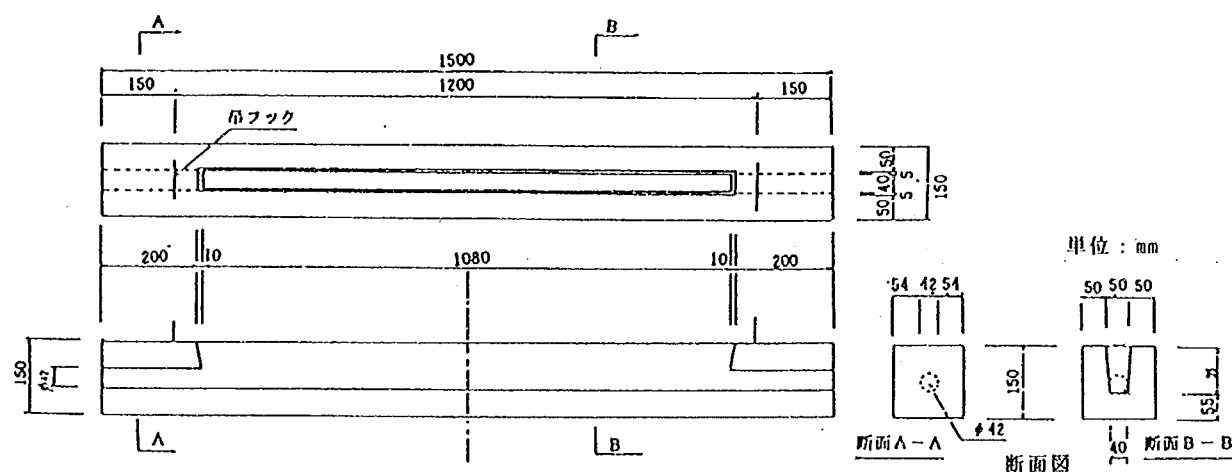


図-4.8.1 自然暴露供試体（かぶり無し）

表-4.8.1 緊張材の諸元

記号	緊張材名	形状	公称径 (mm)	有効 断面積 (mm ²)	規格 引張強度 (kgf/mm ²)	規格 引張荷重 (tf)
C 1	CFRP (I)	より線	10.5	55.7	176	9.80
C 2	CFRP (II)	ロッド	8.0	49.0	157	7.69
A 1	AFRP (I)	組紐状ロッド	8.0	50.0	128	6.40
A 2	AFRP (II)	ロッド	6.0	28.3	180	5.10
PW	PC鋼より線	SWPR 7A	9.3	51.61	175	9.05
P	PC鋼棒	SBPR/95/110	9.2	66.48	110	7.31

暴露後の引張試験は、コンクリート製フレームの端部にセンターホールジャッキを設置して行った。残存緊張力は定着具の移動開始荷重とし、残存引張耐力は最大引張荷重とした。

(3) 試験結果

図-4.8.2に規格引張荷重に対する暴露後の引張荷重の割合（残存耐力）を示す。これよりFRP緊張材は90%以上の残存耐力を示し、優れた耐久性を有していることがわかった。また、残存緊張力は定着具のトラブルがあったAFRP（I）を除き、全てのFRP緊張材がPC鋼材より優れた結果となった。

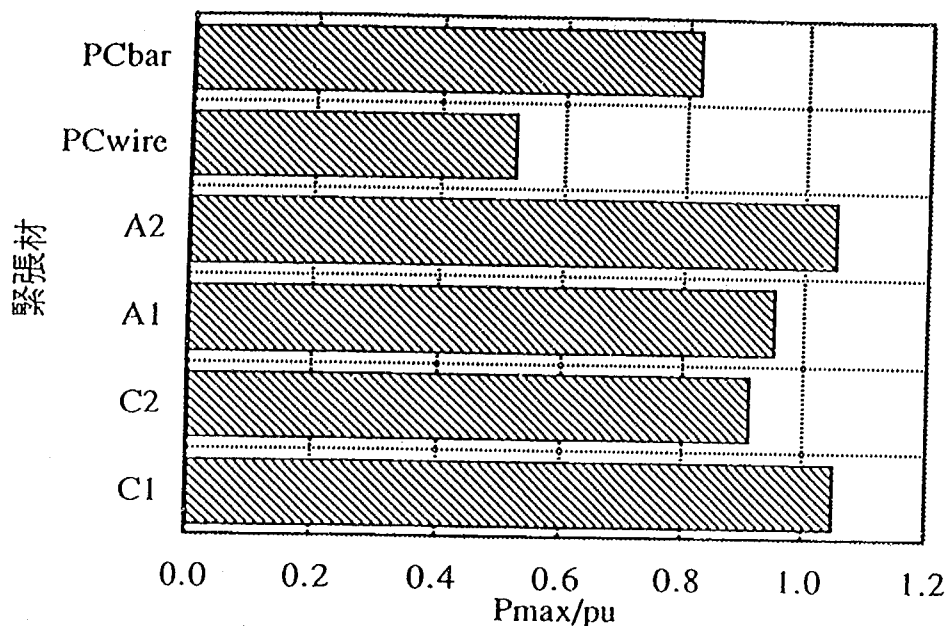


図-4.8.2 引張試験結果（規格引張荷重基準）

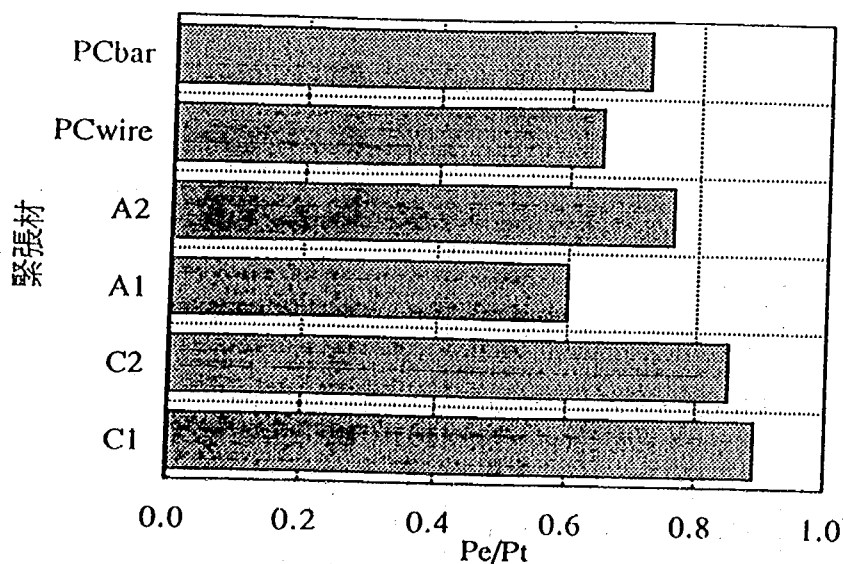


図-4.8.3 残存緊張力の初期導入緊張力に対する割合

4. 9 プレテンションはり供試体の静的曲げ載荷試験

(1) 概要

F R P緊張材は、その特性として応力ひずみ関係が破断まで直線的であるために、通常のP C鋼材を用いたP C部材と異なった曲げ耐荷特性を示すものと考えられる。本研究では、F R P緊張材の種類、配置量、配置段数、緊張力の大きさ等が曲げ耐荷力特性に与える影響を明らかにするために、その要因を考慮したプレテンションはり供試体を製作し、これらの静的曲げ載荷試験を行った。

(2) 試験方法

供試体の諸元および形状寸法をそれぞれ表-4.9.1および図-4.9.1に示す。供試体は、35×25×300cmのはり状の供試体に各F R P緊張材をプレテンション方式で配置した。コンクリートの圧縮強度は396~648kgf/cm²であった。試験水準としては、F R P緊張材を4水準(炭素繊維(CFRP(I))およびCFRP(II)、アラミド繊維(AFRP(I))およびAFRP(II))(表-4.9.1参照)、有効緊張力を2水準(0.4P_u, 0.6P_u(P_u:メーカー保証引張強度))、破壊形態を2水準(緊張材破断先行型・コンクリート圧壊先行型)、緊張材の配置段数を2水準(1段配置、2段配置)とした。供試体数は、これらの水準を組合せた供試体16体と、比較のため、形状・寸法が同じで緊張材としてP C鋼材を用いた供試体2体の合計18体とした。

載荷試験は、供試体を支間300cmで単純支持し、中央からそれぞれ25cmの2点に静的に荷重を加えた。

表-4.9.1 プレテンションはり供試体一覧

供試体名	緊張材の種類	緊張材の形状	導入緊張力(tf)	緊張材の配置
C1-0.8-T-1	CFRP(I)	より線	28.1	3φ12.5-1段
C1-0.4-T-1	CFRP(I)	より線	17.4	3φ12.5-1段
C1-0.8-T-2	CFRP(I)	より線	28.1	3φ12.5-2段
C1-0.8-C-1	CFRP(I)	より線	52.2	6φ12.5-1段
C2-0.8-T-1	CFRP(II)	異形化	25.2	8φ8-1段
C2-0.4-T-1	CFRP(II)	異形化	18.8	8φ8-1段
C2-0.8-T-2	CFRP(II)	異形化	25.2	8φ8-2段
C2-0.8-C-1	CFRP(II)	異形化	25.2	8φ8-1段
A1-0.8-T-1	AFRP(I)	組紐状	13.8	2φ12-1段
A1-0.4-T-1	AFRP(I)	組紐状	9.2	2φ12-1段
A1-0.8-T-2	AFRP(I)	組紐状	20.8	3φ12-1段
A1-0.8-C-1	AFRP(I)	組紐状	41.5	6φ12-1段
A2-0.8-T-1	AFRP(II)	異形化	12.2	4φ8-1段
A2-0.4-T-1	AFRP(II)	異形化	8.2	4φ8-1段
A2-0.8-T-2	AFRP(II)	異形化	18.4	8φ8-2段
A2-0.8-C-1	AFRP(II)	異形化	38.7	12(4φ3)-1段
PCV-0.8-Y-1	PC鋼より線	より線	29.3	3φ12.4-1段
PCV-0.8-Y-2	PC鋼より線	より線	29.3	3φ12.4-2段

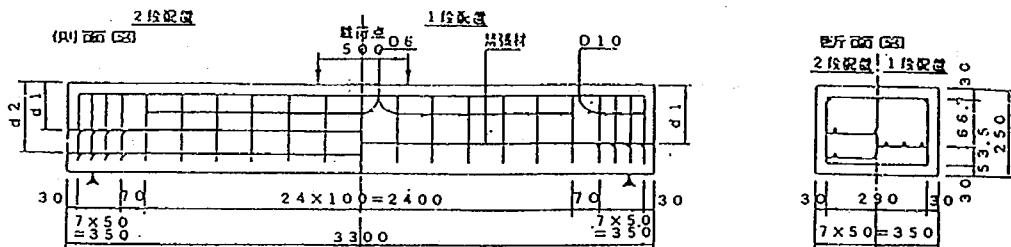


図-4.9.1 プレテンションはり供試体の形状・寸法

(3) 試験結果

曲げひびわれ発生荷重および曲げ破壊時荷重の計算値と実測値を表-4.9.2に示す。ここで、曲げひびわれ発生荷重計算値の算出は、コンクリートの引張強度としてコンクリート円柱供試体の割裂引張強度を用いた。また、曲げ破壊荷重の計算値は、最も曲げ引張側にあるP C鋼材またはF R P緊張材のひずみが破断ひずみに達した時、または、けた上面のコンクリートの圧縮ひずみが終局ひずみ(0.0035)に達した時の値とした。なお、P C鋼材やF R P緊張材の破断ひずみには引張試験での結果(平均値)を用いた。

曲げひびわれ発生荷重についてはいずれの供試体とも計算値と実測値がほぼ一致しており、各供試体には供試体の設計で考慮した有効プレストレスが作用していることが理解できた。

1段配置の場合と2段配置の場合の各供試体の曲げひびわれ発生荷重付近の荷重と曲げひびわれ幅の関係をそれぞれ図-4.9.2および図-4.9.3に示す。ひびわれ幅に及ぼす使用緊張材の影響については、ひびわれ発生後のひびわれ幅の増加がP C鋼材、CFRP(I)およびCFRP(II)は比較的緩やかであるのに対し、AFRP(I)およびAFRP(II)はひびわれの発生が比較的急激であることが理解される。これは、AFRP(I)およびAFRP(II)のヤング係数がP C鋼材、CFRP(I)およびCFRP(II)(14000~15000kgf/mm²)に比べて半分程度(5400~6500kgf/mm²)と小さいためと考えられる。曲げ破壊荷重については、計算値に対する実測値の比がCFRP(I)供試体で1.04~1.10、CFRP(II)供試体で1.13~1.30、AFRP(I)供試体で1.08~1.59およびAFRP(II)供試体で1.21~1.32であり、F R P緊張材を用いた供試体についてはいずれも同比が1.0以上となっている。

なお、P C鋼材を用いた供試体では2体とも同比が0.96となっているが、これはいずれの供試体についても

コンクリートの圧壊が先行しており、シリンダーによる圧縮強度と供試体の圧縮強度との差によって生じたものと推定された。

曲げ破壊荷重に及ぼす緊張材配置段数の影響については、1 段配置の供試体および 2 段配置の供試体の計算値に対する実測値の比がそれぞれ CFRP (I) 供試体で 1.08 と 1.10、CFRP (II) 供試体で 1.13 と 1.17、AFRP (I) 供試体で 1.54 と 1.59 および AFRP (II) 供試体で 1.21 と 1.26 であり、いずれも 2 段配置の場合に同比が若干大きくなっており、配置段数が多い場合に今回の曲げ破壊耐力の計算方法が安全側の値を与えることが理解された。

曲げ破壊荷重に及ぼす有効引張力の影響については、0.4 P_u の供試体および 0.6 P_u の供試体の計算値に対する実測値の比がそれぞれ CFRP (I) 供試体で 1.06 と 1.08、CFRP (II) 供試体で 1.13 と 1.13、AFRP (I) 供試体で 1.53 と 1.54 および AFRP (II) 供試体で 1.24 と 1.21 であり、今回の曲げ破壊耐力の計算方法を用いる場合にはそれほど考慮する必要のないことが理解された。

曲げ破壊耐力に及ぼす破壊形態の影響については、緊張材破断先行型の供試体およびコンクリート圧壊先行型の供試体の計算値に対する実測値の比がそれぞれ CFRP (I) 供試体で 1.08 と 1.04、CFRP (II) 供試体で 1.13 と 1.30、AFRP (I) 供試体で 1.54 と 1.08 および AFRP (II) 供試体で 1.21 と 1.32 で FRP 緊張材の種類によって同比の大小関係が異なっており、有意な差は認められなかった。

なお、例として CFRP (I) および PC 鋼材を用いたプレテンションはり供試体の荷重変位曲線を図-4.9.4 に示す。FRP 緊張材に用いた供試体では、PC 鋼材を緊張材に用いた供試体のような降伏現象は見られないが、破壊時まではりのたわみ変形量 ($\delta/L = 0.012 \sim 0.020$) がかなりあることが理解された。

(4) まとめ

曲げひびわれ発生荷重および曲げ破壊荷重については、計算値と実測値はほぼ一致しており、道路橋示方書に準じて計算する場合、安全側の値を与えることが理解された。

曲げ破壊荷重に及ぼす緊張材配置段数の影響については、いずれも 2 段配置の場合に同比が若干大きくなっており、配置段数が多い場合に今回の曲げ破壊耐力の計算方法が安全側の値を与えることが理解された。

曲げ破壊荷重に及ぼす有効引張力の影響については、今回の曲げ破壊耐力の計算方法を用いる場合にはそれほど考慮する必要のないことが理解された。

FRP 緊張材を用いた供試体では、PC 鋼材を緊張材に用いた供試体のような荷重の降伏現象は見られず、破壊時まではりのたわみ変形量がかなりあることが理解された。

以上の結果より、今回の試験で用いた FRP 緊張材をプレテンションはりに用いる場合、現行の道路橋示方書の手法で曲げモーメントに対する設計が可能であることが認められた。

表-4.9.2 静的曲げ載荷試験結果一覧

供試体名	曲げひびわれ発生荷重 (tf)			曲げ破壊荷重 (tf)			曲げ破壊状態
	TEST	CAL	T/L	TEST	CAL	T/L	
C1-06-T-1	3.20	5.52	0.58	12.80	11.71	1.08	破断
C1-04-T-1	4.00	3.81	1.05	12.82	11.98	1.06	破断
C1-06-T-2	5.80	5.41	1.07	12.26	11.18	1.10	破断
C1-06-C-1	8.20	8.27	0.99	17.80	17.04	1.04	圧壊
C2-04-T-1	3.40	4.30	0.79	14.82	13.11	1.13	破断
C2-06-T-1	0.00	5.50	1.09	14.88	13.14	1.13	破断
C2-06-T-2	5.80	5.41	1.04	13.70	11.07	1.17	破断
C2-06-C-1	1.80	1.88	1.08	5.20	4.01	1.30	圧壊
A1-04-T-1	2.80	2.75	0.95	7.50	4.90	1.53	破断
A1-06-T-1	3.20	3.73	0.86	7.20	4.67	1.54	破断
A1-06-T-2	4.62	4.88	0.95	10.57	8.86	1.59	破断
A1-06-C-1	6.40	7.15	0.90	15.80	14.47	1.08	圧壊
A2-04-T-1	4.20	3.79	1.11	7.85	6.40	1.24	破断
A2-06-T-1	4.80	4.40	1.09	7.78	6.41	1.21	破断
A2-06-T-2	5.80	5.81	1.00	10.80	8.44	1.28	破断
A2-06-C-1	8.60	6.71	1.28	17.88	13.53	1.32	圧壊
PCV-06-Y-1	5.50	5.52	1.00	12.85	13.15	0.96	圧壊
PCV-06-Y-2	6.40	5.78	1.11	12.40	12.98	0.96	圧壊

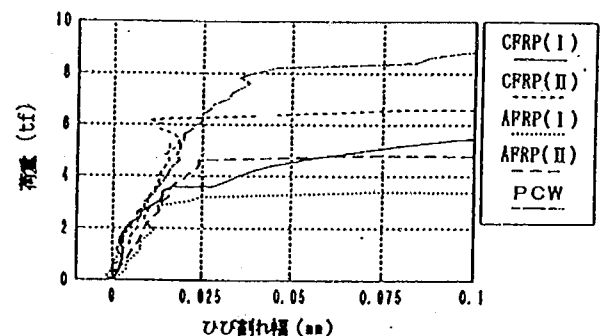


図-4.9.2 荷重-ひび割れ幅関係 (1 段配置)

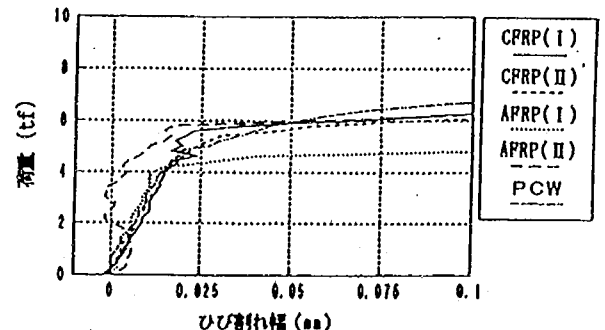


図-4.9.3 荷重-ひび割れ幅関係 (2 段配置)

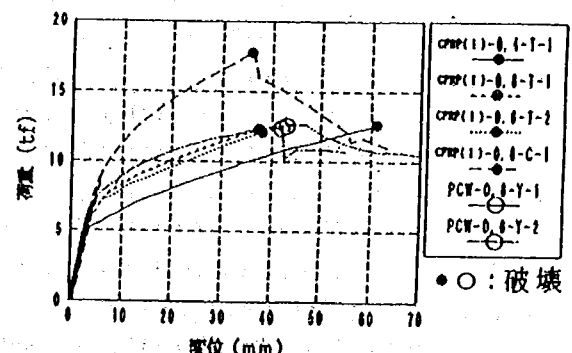


図-4.9.4 荷重-変位関係の例 (CFRP(I), PC)

4. 10 ポストテンションはり供試体の静的曲げ載荷試験

(1) 概要

FRP緊張材の応力ひずみ関係は線型であり、降伏棚を有していない。したがって、FRP緊張材を用いたプレストレストコンクリート部材は、PC鋼材を用いた部材と異なる曲げ性状を示すと考えられる。本試験は、マルチタイプのFRP緊張材を用いたポストテンションはりで、曲げ性状を明らかにし曲げ耐力の設計手法を提案することを目的とした。

(2) 試験方法

供試体の諸元と載荷方法を図-4.10.1に、使用した緊張材の諸元を表-4.10.1に示す。供試体は、T型断面で上フランジ幅800mm・桁高800mm・有効高さ700mmである。載荷方法は、変位制御による支間が8000mmで載荷スパンが1000mmの対称4点載荷である。使用した緊張材は、マルチタイプのFRP緊張材と比較用のPC鋼棒を用いた。緊張材の容量の関係で、C1, A1, PCは1本の緊張材を、C2, A2は2本の緊張材を使用している。マルチタイプのFRP緊張材は、各定着体毎に0.72から1.0までのFRP定着係数が設定されている。試験時の有効緊張力は、各緊張材の規格引張強度と断面積とFRP定着係数の積の60%とした。破壊は曲げ引張破壊で設計した。なお、シースは硬質ポリエチレン管を用い、試験緊張を行い緊張材の摩擦係数を測定した。

(3) 試験結果

1ラジアン当たりの摩擦係数を測定した結果を表-4.10.2に示す。各種FRP緊張材と硬質ポリエチレン管の摩擦係数は $\mu = 0.11 \sim 0.31$ 程度であり、既往のPC鋼材とシースの摩擦係数とほぼ同程度であり、PC鋼材の緊張管理手法を利用することができる。

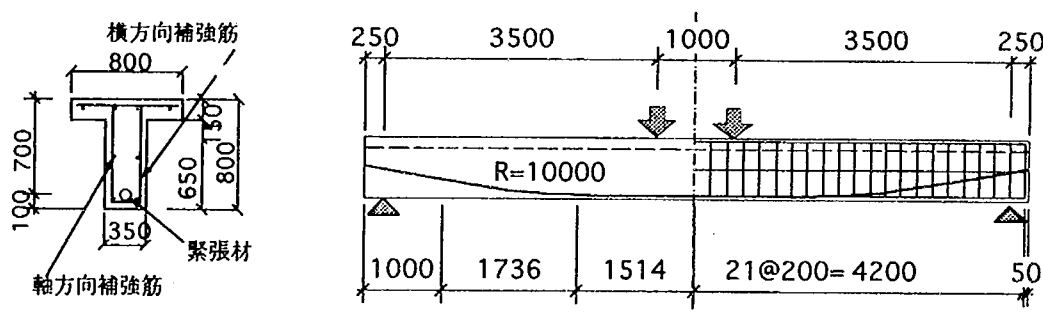


図-4.10.1 供試体断面および側面図

表-4.10.1 供試体の諸元

供試体	素材の諸元						緊張材				コンクリート
	種類	呼び径 (mm)	規格引張強さ (kgf/mm ²)	平均引張強さ (kgf/mm ²)	ヤング係数 (kgf/mm ²)	破断ひずみ (%)	緊張材構成	公称断面積 (mm ²)	FRP定着係数	有効プレストレス (tf)	
C1	CFRP (I)	12.5	191	223	14000	1.6	1x6 ϕ 12.5	456	0.80	418	547
C2	CFRP (II)	8.0	157	215	15000	1.2	2x8 ϕ 8.0	702	0.72	47.5	438
A1	AFRP (I)	12.0	128	1320	6500	2.2	1x6 ϕ 12.0	1086	0.84	34.8	489
A2	AFRP (II)	6.0	180	198	5400	3.3	2x7 ϕ 6.0	396	1.00	42.8	503
PC	PC鋼棒	32.0	950		20000	>5	1x1 ϕ 32.0	804	1.00	45.8	558

曲げひびわれ間隔はC 1, A 2, P C, A 1, C 2の順に大きくなる傾向である。破壊性状はすべて曲げ引張破壊であったが、P Cは鋼材の降伏後、コンクリートの圧縮破壊を伴った。

曲げ載荷試験時の諸荷重の実測値と計算値を表4.10.3に示す。ここで、曲げひびわれ荷重の計算値はコンクリートの引張強度としてシリンダー割裂強度を用いた値であり、曲げ破壊荷重の計算値は緊張材のひずみが規格破断ひずみに達した時の値とした。曲げひびわれ荷重の実測値と計算値の比はA 2供試体を除いてほぼ一定であり、ポストテンション方式の供試体もプレストレストコンクリートの論理が成立することが理解できる。曲げ破壊荷重は、計算値に対する実測値の比が0.89～1.48とばらつきが大きい。

この原因は、マルチケーブルの場合の緊張材全体での破断強度の評価方法の違いにある。今回、緊張力の導入に用いたマルチケーブルの保証引張耐力は規格引張強度と断面積にFRP定着係数を乗じて設定している。一方、曲げ破壊耐力の算定には、平均引張強度と断面積を乗じたFRP緊張材の引張耐力を用いていることにあり、マルチケーブルの部材内での真の引張強度の評価が必要である。

荷重－変位曲線を図4.10.2に示す。各FRP緊張材を用いた供試体の変位は、曲げひびわれ後、各緊張材の剛性に従い線形に増加し、破壊に到るのが特徴的である。また、最大荷重時のたわみ量は曲げひびわれ時の10～20倍生じており、曲げ破壊を十分予見できる。

(4) まとめ

本試験において、曲げひび割れ発生荷重はP C鋼材を用いた供試体と同様であり、FRP緊張材を用いたポストテンション方式の供試体もプレストレストコンクリートの論理が成立することが理解できた。

FRP緊張材を用いたポストテンションP Cはりの曲げ性状はP C鋼棒を用いたP Cはりとなわみ性状や破壊性状で一部異なるが、曲げひびわれ後のたわみ量は十分あり、プレストレストコンクリート部材としての靱性を有している。

以上の結果より、FRP緊張材をポストテンションはりに用いる場合、曲げモーメントに対する照査は、現行の道路橋示方書に準じて良いことが理解できた。

表-4.10.2 緊張材と硬質ポリエチレンシースの摩擦係数

供試体	μ (/rad)
C1	0.31
C2	0.18
A1	0.20
A2	0.11

表-4.10.3 実験結果の一覧

供試体	曲げひび割れ荷重			曲げ破壊荷重		
	Calc. (tf)	Meas. (tf)	Meas. / Calc.	Calc. (tf)	Meas. (tf)	Meas. / Calc.
C1	18.4	16.5	0.90	37.9	37.3	0.98
C2	18.6	16.5	0.89	56.7	50.7	0.89
A1	15.7	14.0	0.89	24.3	35.9	1.48
A2	18.8	13.5	0.72	29.5	33.6	1.14
PC	19.0	16.5	0.87	37.5	40.2	1.07

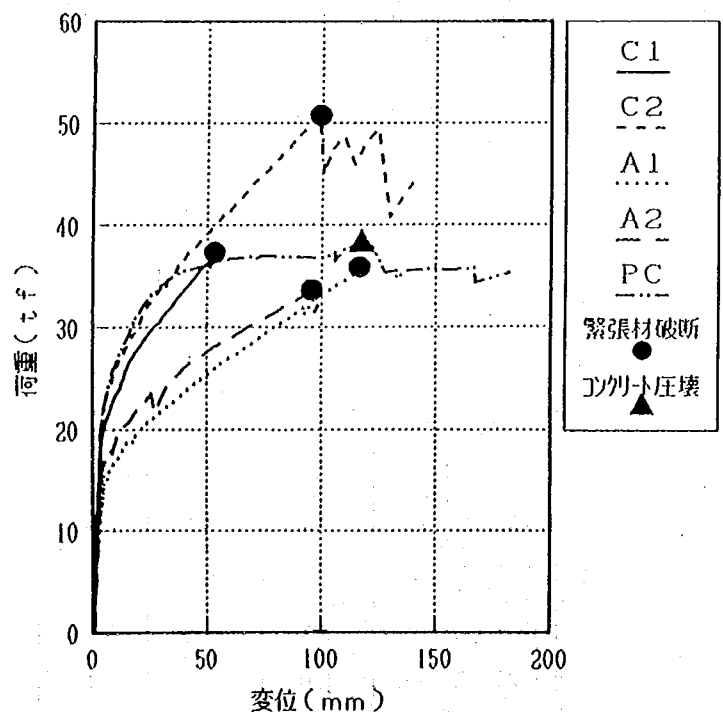


図-4.10.2 各供試体の荷重－たわみ曲線

4. 1 1 プレテンションはり供試体の曲げ疲労载荷試験

(1) 概要

道路橋示方書では、プレストレストレスコンクリート橋の使用状態の設計において荷重に対し曲げひびわれを許容しない計算手法をとっている。このことを考慮にいたした上で、本試験は、使用状態の荷重を上回りひびわれを生じた場合について、疲労試験を行い新素材を用いたはりの疲労特性を調べ、設計荷重を越えた疲労荷重に対しても、安全であることを確認することを目的とする。

(2) 供試体の形状・寸法

供試体の形状・寸法は図-4.11.1に示す高さ400mm、幅200mm、長さ3600mmの矩形断面はりである。供試体の種類は緊張材の異なる炭素繊維系CFRP(I)供試体、CFRP(II)供試体、アラミド系AFRP(I)供試体、AFRP(II)供試体、PC鋼棒の5タイプで、製作数は各1体計5体である。各供試体には、ほぼ同等のプレストレスが導入されている。

(3) 使用材料

コンクリートの設計基準強度は $\sigma_{ck}=500\text{kgf/cm}^2$ とした。圧縮試験の結果AFRP(I)の 650kgf/cm^2 を除き他の供試体の圧縮強度は 500kgf/cm^2 前後であった。また、ヤング係数はAFRP(I)の 340000kgf/cm^2 を除き $280000\sim 300000\text{kgf/cm}^2$ であった。鉄筋はJIS G 3112に規定するSD295相当のエポキシ樹脂塗装鉄筋を使用した。緊張材は、表-4.11.1に示す引張強度等の機械的性質を有するものを用いた。

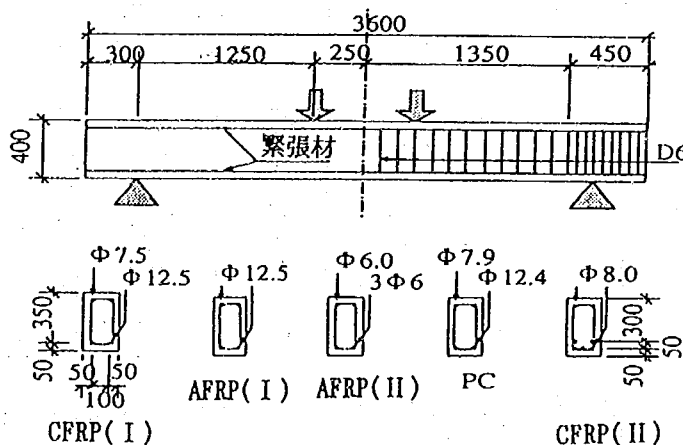


図-4.11.1 供試体の形状・寸法

(4) 供試体の計算

各供試体の諸計算の結果を表-4.11.1に示す。疲労下限荷重はデコンプレッションモーメントの75%になる荷重とし、上限荷重は各緊張材の保証荷重がそれぞれ異なるので、各緊張材に等価の疲労負荷が作用するように以下のように決めた。まずPC鋼材を用いた供試体を基準とし、PC鋼材の応力振幅が 10kgf/cm^2 となるモーメントを基準モーメントとする。この基準モーメントから基準供試体のデコンプレッションモーメント差し引いた値を算出する。この値を緊張材の保証耐力に比例させて配分し、その値に各供試体のデコンプレッションモーメントを加えた値を上限モーメントとし、その値から算出した荷重を上限荷重とする。

(5) 試験方法

試験機は50tf油圧サーボ疲労試験機を用いた。支持スパンを3000mmとし純曲げ区間が500mmとなるように一方向2点集中荷重を加え供試体に曲げモーメントを作用させる。まず、静的に上限荷重まで荷重を加えて

ひびわれを生じさせ、一旦除荷後 π 型ゲージを取付け、続けて載荷速度 2Hz, 繰り返し回数200万回の動的載荷を行った。動的載荷後、疲労荷重の影響によるはりの耐力の低下を調べるために、静的荷重により破壊まで載荷を行なった。変位, ひずみ等の計測は、繰り返し回数が10, 100, 1000, 1万回, 以降1万回間隔時に各々行った。データ計測のサンプリング周波数は、いずれの試験も100Hzとし、計測時間は5.12秒とした。

測定は、①はりの上下方向変位 ②緊張材の拔出し量 ③コンクリートのひずみ ④緊張材のひずみ ⑤ひびわれ幅について、データアナライザーを用いて行った。

表-4.11.1 各供試体一覧

	項 目	単 位	CFRP (Ⅰ)	CFRP (Ⅱ)	AFRP (Ⅰ)	AFRP (Ⅱ)	P C鋼材
緊張材 の物性	引張応力度	kgf/mm ²	216	184	146	197	175
	引張応力度 (実測)	〃	223	209	132	198	190
	有効応力	〃	114.5	95.3	76.9	108.2	105
	ヤング係数	〃	14000	15000	6200	5400	20000
コンクリート	プレストレス 上縁	kgf/cm ²	58.9	69.4	74.2	64.6	67.0
	〃 下縁	〃	1.4	-4.5	-6.4	-3.6	1.4
荷 重 条 件	上限荷重	tf	8.57	10.33	10.76	9.30	9.79
	下限荷重	〃	3.42	4.10	4.43	3.79	3.94
	緊張材の応力振幅	kgf/mm ²	8.05	11.25	5.58	5.13	10.0
動的載荷測定結果 10回から200万回時までの各実測値の増加量および増加率 (上限荷重)							
増加量	たわみ	mm	1.11	1.18	2.51	0.46	0.68
		%	61	54	88	28	37
	コンクリートひずみ (上縁)	μ	358	320	398	196	206
		%	86	63	71	69	50
	緊張材ひずみ	μ	489	165	351	107	42
		%	106	25	152	96	32
	ひびわれ幅	mm	0.281	0.517	0.448	0.149	0.068
		%	208	108	400	155	78
静的載荷測定結果 200万回疲労試験後							
耐力値	計算値	tf	17.6	21.3	19.1	17.6	16.3
	実測値	tf	19.6	22.2	23.2	21.1	19.4
	実測値/計算値	—	1.11	1.04	1.21	1.20	1.19
破壊時	最大ひずみ コンクリート	μ	2334	3131	3592	3305	1854
	〃 緊張材	μ	8160	6112	9702	11600	7252
	最大たわみ	mm	24.8	31.8	33.5	36.9	32.9

(6) 試験結果

1) 動的荷重によるはりの挙動

動的(疲労)載荷試験の主要な試験結果を表-4.11.1に示す。表中に示す値は、各供試体のたわみ、コンクリート上縁のひずみ、緊張材のひずみ、ひびわれ幅について、繰り返し回数 10回から200万回までの増加量(増加率)を示したものである。この結果に対し顕著な点は、FRP供試体はPC鋼材供試体に比べ、緊張材の増加ひずみおよび増加率がかなり大きい傾向にある。また、同様のことがひびわれ幅についても言える。しかし、これは、通常の設計荷重より大きい疲労荷重により生じたもので、注目する重要な点は、大きい疲労荷重に対しても、すべての供試体において緊張材が破断しなかったことである。表-4.11.1に示す各実測

値の増加量は、繰返し回数 10回(最初)と200万回(最後)の数値を示したものであるが、その中間の回数での挙動は、各実測値を縦軸に、繰返し回数の常用対数を横軸にグラフ化すると、繰返し回数10回と 200万回を結ぶ緩やかな下に凸の放物線状に各実測値が増加している。

繰返し回数 10回から200万回の中央変位の増加割合の変化を図-4.11.2に示す。繰返し回数が多くなるほど変位は増加するが、PC鋼材も同様の傾向にあり、また、緊張材の挙動には異常が認められていないため、特に問題はないと思われる。

2) 疲労試験後の静的耐力試験結果

200万回の繰返し載荷後に静的載荷試験を行った。その結果を各供試体の荷重-たわみ曲線については図-4.11.3に、耐力値、破壊時のコンクリートおよび緊張材のひずみについては表-4.11.1に示す。表中の

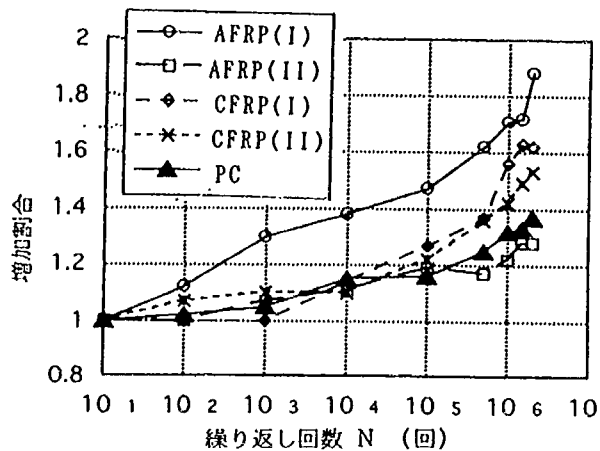


図-4.11.2 変位の増加割合

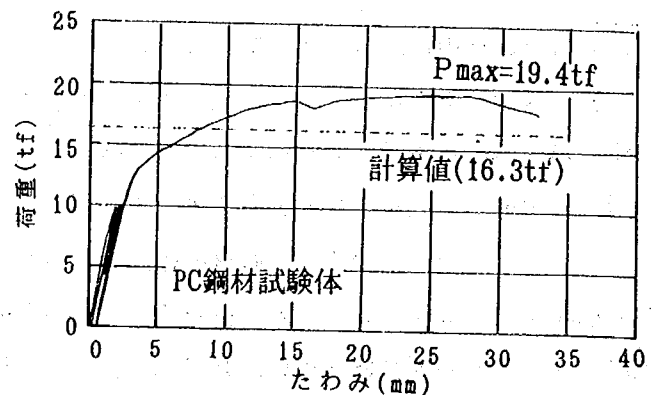
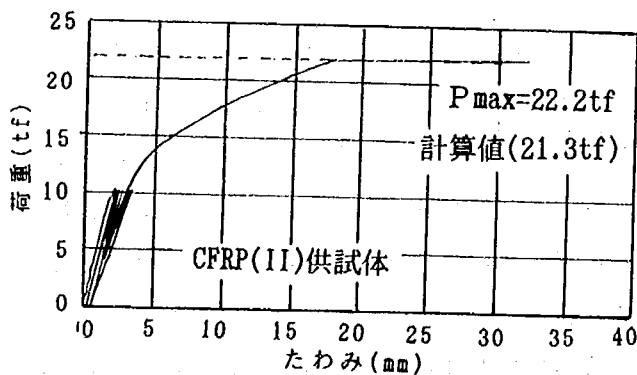
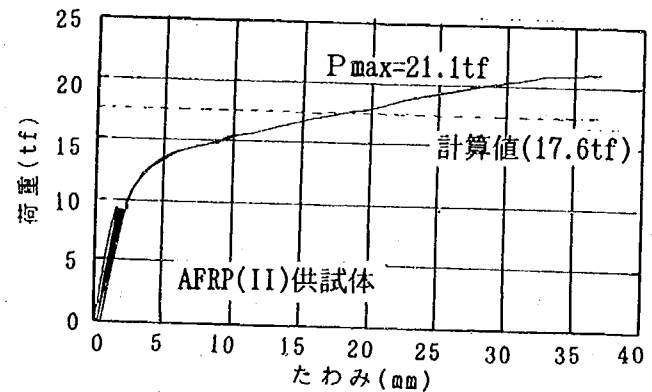
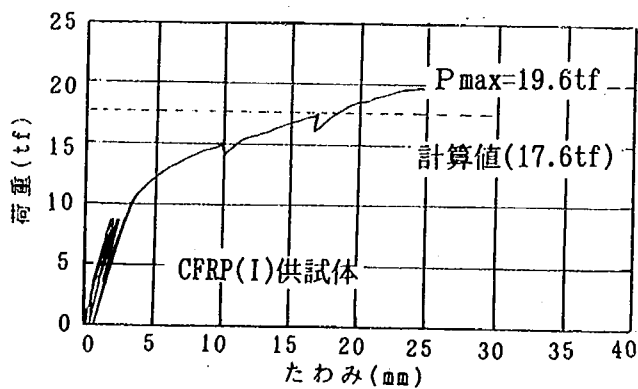
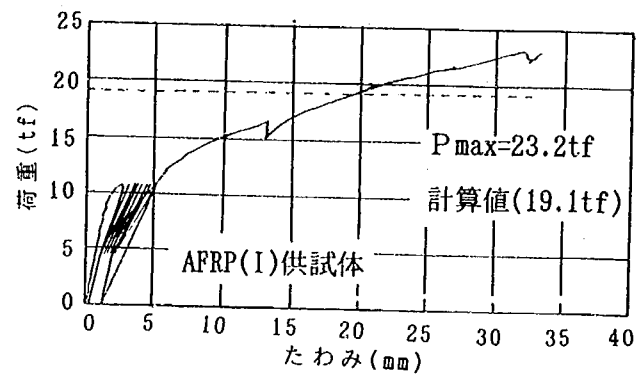


図-4.11.3 疲労試験後の荷重-たわみ曲線

計算耐力値の算定には、コンクリートおよび緊張材の強度、ヤング係数等は材料試験結果の実測値を用いた。破壊形態は、P C鋼材供試体がコンクリートの圧壊であったのに対し、F R P 供試体はすべて緊張材の破断によるものであった。

また、図-4.11.3の結果からわかるように、すべての供試体の破壊耐力は計算値を上回り、しかも緊張材の荷重とひずみの関係は破断に至るまで直線的で、降伏点がないにもかかわらず、図-4.11.3のように荷重と変形の関係は直線的でなく、P C鋼材供試体と同様のたわみ挙動を示し、弾性挙動後の荷重に対し十分大きな変形をすることが分かった。これは、ひびわれが生じている箇所付近の緊張材の荷重による伸びが大きくなり、ひびわれ幅の増加を助長し、変位が大きくなったものと考えられる。この他、F R P 緊張材の引き込み量を供試体の端部緊張材に変位計を取り付け測定したが、CFRP(I)で、荷重15tfにおいて、左側で0.705mm、15tfを少し上回って右側で、0.083mm緊張材が引き込まれている。また、AFRP(I)では、15tf付近で左側で、0.182mmの引き込みがあった。その他のものについては、破壊するまで、ほとんど変化が認められなかった。

ひびわれの変状図の代表的な例を図-4.11.4に示す。P C鋼材供試体を含め他の4供試体についてもひびわれ本数やひびわれ形状も同様な結果を示し典型的な曲げひびわれの性状を示している。

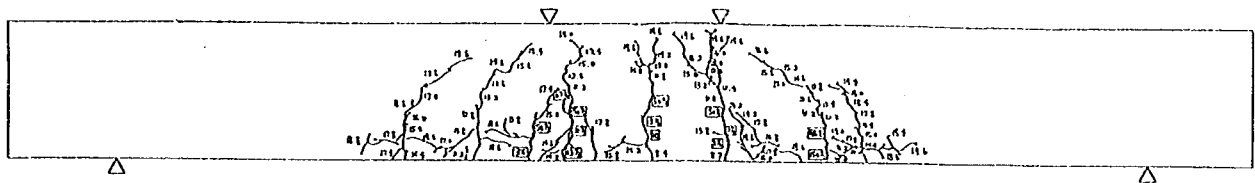


図-4.11.4 CFRP(I)供試体ひびわれ変状図

(7) まとめ

プレテンションP Cはりの疲労試験を行った結果、F R P 供試体はP C鋼材供試体に比べ、疲労荷重により繰り返し回数が増加すると緊張材および供試体のひびわれ幅の増加がかなり大きい。しかし、全ての供試体は、実際にはあり得ない、はりにひびわれを生じた荷重状態にもかかわらず、200万回の繰り返し載荷に対し破壊せず、また、疲労試験後の静的載荷試験においても、特に異常は認められずその耐力値は計算値を上回り、疲労荷重に対し十分安全であることが確認された。

また、疲労試験後の静的載荷試験結果に注目すると、F R P 供試体は、P C鋼材供試体と同様に、破壊に至るまでに大きな変形を示しており、実際の橋梁の破壊状況をモデル化したこの試験では、F R P 緊張材を用いた実橋が疲労荷重を受けて破壊する場合、破壊前に大きな変形を生じるという前兆があり、従来のP C橋と同様に破壊前の予測ができると考えてもよいことが確認された。特に今回の試験では、はりの破壊形態がコンクリートの圧壊ではなく、緊張材の破断であったことも考慮すれば、今後、緊張材の特性を生かした緊張材の破断型の設計をする場合の一参考資料となるものと思われる。

以上により、F R P 緊張材を用いたP C橋を設計する場合、疲労に対しては、特別なことを考慮する必要はなく、従来行っているP C鋼材に準じて設計してもよいものと思われる。

4. 1 2 ポストテンションはり供試体の曲げ疲労載荷試験

(1) 概要

道路橋示方書では、プレストレストコンクリート橋の使用状態の設計において荷重に対し曲げひびわれを許容しない設計法をとっている。このことより、ポストテンションはりで設計荷重が作用した場合を想定し、疲労試験を実施し新素材を用いたはりの疲労特性を調べ、設計荷重時において安全であることを確認する目的で本試験を実施した。

(2) 供試体の形状寸法

供試体の形状寸法を図-4.12.1に示す。供試体の種類は緊張材の異なるCFRP(I), CFRP(II), AFRP(I), AFRP(II)およびPC鋼棒の5種類である。

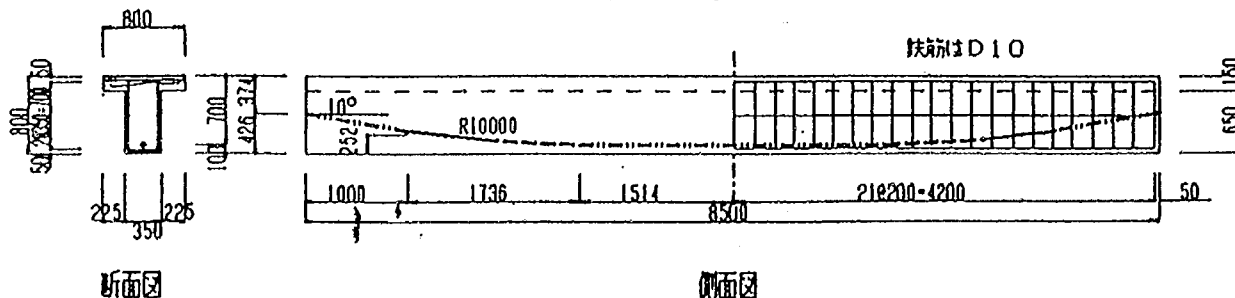


図-4.12.1 供試体の形状寸法

(3) 使用材料

1) コンクリート

設計基準強度 $f'_{ck} = 400 \text{ kgf/cm}^2$ とした。

2) 鉄筋

鉄筋は、G I S G 3112に規定するSD295を使用した。また、塩害劣化に強いFRP緊張材を使用する意義を踏まえ、エポキシ樹脂塗装鉄筋とした。

3) シース

シースは波付き硬質ポリエチレン管を使用した。

4) 緊張材

試験に用いた緊張材の設計基準値を表-4.12.1に示す。

表-4.12.1 緊張材の設計基準値

繊維	種類	規格引張強さ (kgf/mm^2)	ヤング係数 (kgf/mm^2)	純リラクセーション率(%)	線膨張係数 ($10^{-6}/^\circ\text{C}$)
炭素	CFRP(I)	191	14,000	5.0	0.6
	CFRP(II)	157	15,000	5.8	0.7
アラミド	AFRP(I)	141	7,000	8.1	-5.2
	AFRP(II)	180	5,400	11.4	-3.0
	PC鋼棒	120	20,816	1.5	10.0

注) AFRP(I)の規格引張強さおよびヤング係数は、平成4年に一部改良が行われた製品を用いた

(4) 荷重条件

各供試体の載荷荷重の上限値は各々の緊張材の剛性が異なることを考慮して載荷初期におけるコンクリート上下限応力が等しくなるように設定した。すなわち上縁応力度で $+20 \text{ kgf/cm}^2$ 、下縁応力度で -3.1 kgf/cm^2 とし、振幅荷重 5.93 tf ならびに振幅変位 1.92 mm を全供試体で一定とした。

(5) 載荷方法

図-4.12.2に載荷方法を示す。載荷は支持スパンを $8,000 \text{ mm}$ とし、純曲げ区間が $1,000 \text{ mm}$ となるように二点

集中荷重を作用させた。荷重の加力パターンは、まず静的に上限荷重を加えて除荷した後、荷重速度 2 Hz による繰返し回数 200 万回の動的荷重を行なった。

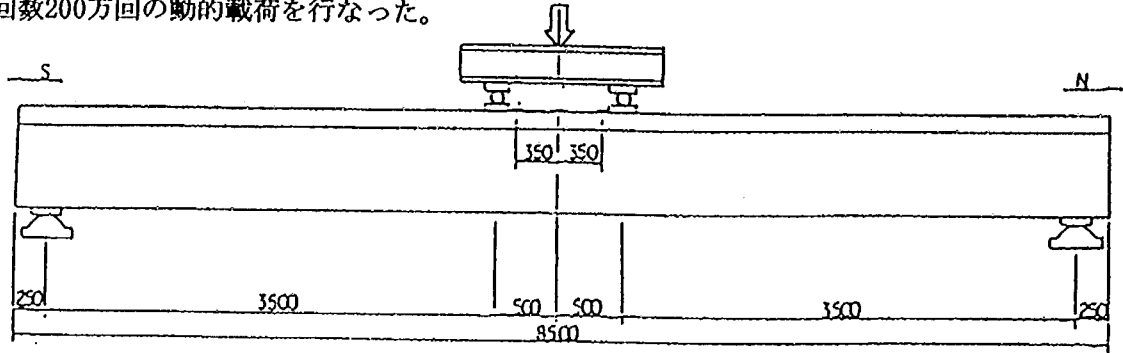


図-4.12.2 荷重方法

(6) 試験結果

繰返し回数と 100 回目の変位振幅からの増加割合の関係を図-4.12.3に示す。変位振幅の変化はほとんどなく、ひびわれの生じていないプレストレストコンクリートはりの疲労劣化は緊張材の種類に関わらず生じていないことが理解できる。疲労試験後の曲げ荷重試験および前年度行なった静的曲げ荷重試験の結果を表-4.12.2に示す。曲げひびわれ荷重および曲げ破壊荷重はほぼ同程度であり、コンクリートの強度や有効緊張力が静的荷重供試体と動的荷重供試体で若干異なっていることを考慮すると 200 万回繰返し後の供試体の曲げ耐荷挙動は繰返しによる影響をほとんど受けていないといえる。また、シーースとして波付き硬質ポリエチレン管を用いたがそのことによる疲労劣化は認められなかった。

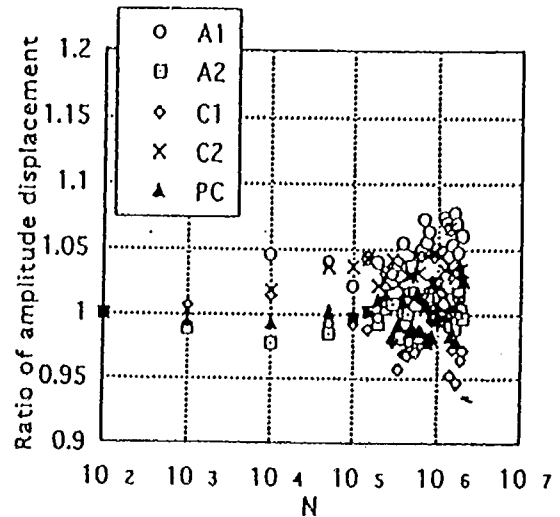


図-4.12.3 変位の増加割合

表-4.12.2 曲げ疲労試験後の静的荷重試験結果

緊張材の種類	曲げひびわれ発生時			曲げ破壊時		
	静的荷重* P_c (tf)	疲労試験後 P_{fc} (tf)	P_{fc}/P_c	静的荷重* P_u (tf)	疲労試験後 P_{fu} (tf)	P_{fu}/P_u
CFRP (I)	16.5	16.0	0.97	37.3	38.0	1.02
CFRP (II)	16.5	16.0	0.97	50.8	47.8	0.94
AFRP (I)	14.0	14.0	1.00	35.9	34.2	0.95
AFRP (II)	13.5	16.0	1.19	33.6	31.4	0.93
PC鋼棒	16.5	21.0	1.27	40.2	37.3	0.93

注) *は昨年度の静的曲げ荷重試験結果である

(7) まとめ

本試験において、各供試体は、繰返しによる変位振幅の変化はほとんどなく、ひびわれの生じていないポストテンションはりの疲労劣化は緊張材の種類に関わらず生じていないことが理解できた。さらに、疲労試験後の静的曲げ荷重試験と静的曲げ荷重試験の結果を比較した結果、曲げひびわれ発生荷重および曲げ破壊荷重はほぼ同程度であり、供試体は繰返しによる影響を受けていないといえる。

また、シーースとして波付き硬質ポリエチレン管を用いたがそのことによる疲労劣化は認められなかった。

以上の結果より、FRP緊張材を用いたPC橋を設計する場合、疲労に対しては、特別なことを考慮する必要はなく、従来行っているPC鋼材に準じて設計してもよいものと思われる。

4. 13 プレテンションはり供試体のせん断載荷試験

(1) 概要

新素材を緊張材に使用したプレテンションはりの曲げせん断試験を実施し、道路橋示方書(Ⅲ)に示されたせん断力が作用する部材の設計法について、その適用性を検討した。試験は5種類の緊張材(CFRP 2種類、AFRP 2種類および比較用のPC鋼材)に対して、有効プレストレスを3段階(各緊張材の規格引張荷重の0%, 30%, 60%)に変化させた計15体に対して行った。表-4.13.1に供試体の一覧表を、表-4.13.2に緊張材の試験結果をそれぞれ示す。またはり供試体の形状・寸法を図-4.13.1に示す。

(2) 試験方法

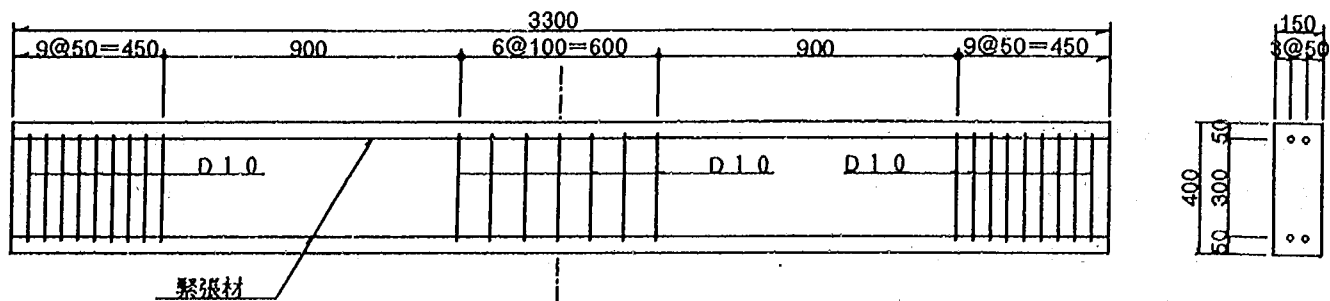
図-4.13.2にプレテンションはり供試体の載荷方法および計器取り付け位置を示す。試験は供試体に静的に荷重を加え、曲げひびわれ発生荷重において一端除荷し、曲げひびわれに π 型変位計を取り付けた。再度静的に荷重を加え、せん断ひびわれ発生荷重においても一端除荷し、せん断ひびわれに π 型変位計を取り付けた。その後、静的に荷重を加え破壊に至らしめた。なお試験時のコンクリートは、圧縮強度が492~645kgf/cm²、引張強度が32.4~45.2kgf/cm²、およびヤング係数が $2.77 \times 10^5 \sim 3.80 \times 10^5$ kgf/cm²であった。

表-4.13.1 供試体一覧

素材の種類	供試体名称	緊張材の種類	有効プレストレス
CFRP (I) 炭素繊維	CRBN I-00	炭素より線 $\phi 7.5 \times 2$ $\phi 12.5 \times 2$	0.0Pu
	CRBN I-30		0.3Pu
	CRBN I-60		0.6Pu
CFRP (II) 炭素繊維	CRBN II-00	炭素ロッド $\phi 8.0 \times 6$	0.0Pu
	CRBN II-30		0.3Pu
	CRBN II-60		0.6Pu
AFRP (I) アラミド繊維	ARMD I-00	アラミド組紐 $\phi 10.4 \times 4$	0.0Pu
	ARMD I-30		0.3Pu
	ARMD I-60		0.6Pu
AFRP (II) アラミド繊維	ARMD II-00	アラミドロッド $1 \phi 6 \times 2$ $3 \phi 6 \times 2$	0.0Pu
	ARMD II-30		0.3Pu
	ARMD II-60		0.6Pu
PC鋼材	PCW-00	PC鋼より線 $\phi 9.3 \times 2$ $\phi 10.8 \times 2$	0.0Pu
	PCW-30		0.3Pu
	PCW-60		0.6Pu

註) Pu は、FRP緊張材の規格引張荷重

【供試体；CRBN I・ARMD I・ARMD II・PCW】



【供試体；CRBN II】

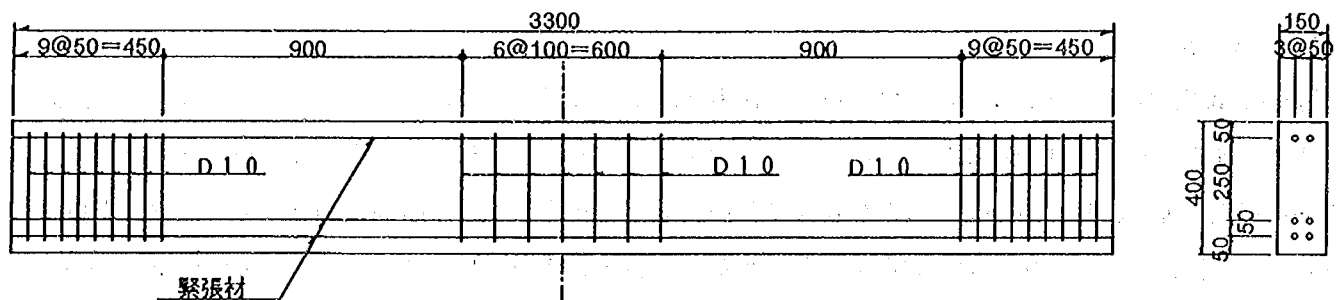
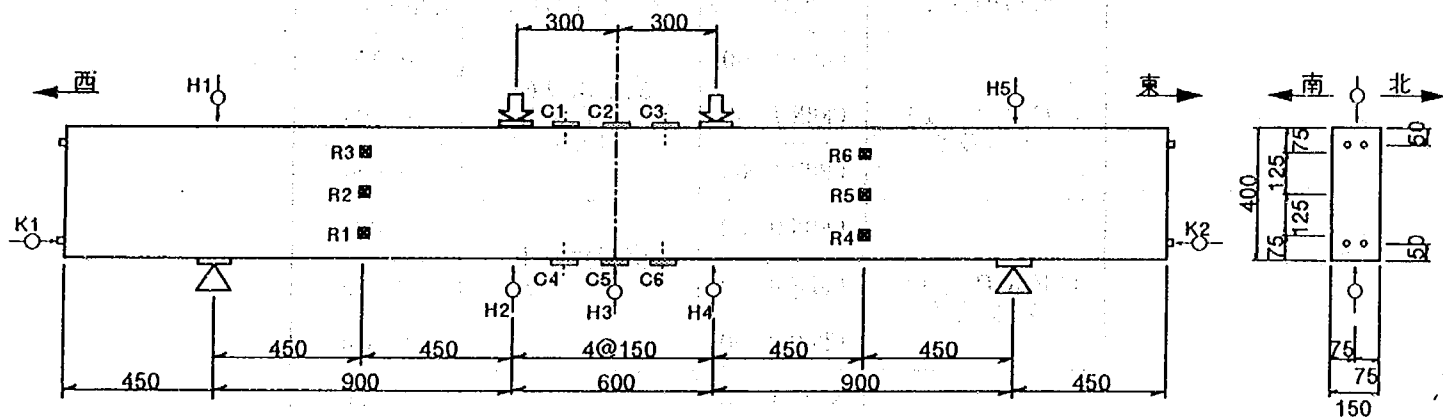


図-4.13.1 プレテン供試体の形状・寸法



註) 1. 【凡例】

- : 変位計 (H1～H6はたわみ、K1、K2は緊張材の引き込み量をそれぞれ測定
なおK1は南面側、K2は北面側の緊張材の引き込み量をそれぞれ測定した)
- : 3軸コンクリートゲージ (ゲージ長30mm)
- : 単軸コンクリートゲージ (ゲージ長60mm)

2. 3軸ゲージの貼付方向 (R1～R6全て)



図-4.13.2 プレテン供試体の載荷方法・計器取り付け位置図

表-4.13.2 緊張材の引張強度試験結果

素材 グループ	使用した FRP緊張材	最大荷重 (tf)	引張強度 (kgf/mm ²)	ヤング係数 ×10 ⁴ (kgf/mm ²)	断面積 (mm ²)
CFRP (I)	上側 φ 7.5	6.55	216	1.578	30.4
	下側 φ 12.5	16.64	219	1.477	76.0
CFRP (II)	φ 8.0	9.19	209	1.534	44.0
AFRP (I)	φ 10.4	14.40	169	0.728	85.0
AFRP (II)	φ 6.0	5.54	19576	0.580	28.3
PC 鋼より線	上側 φ 9.3	9.31	18046	2.38	51.61
	下側 φ 10.8	12.3	17652	2.36	69.68

(3) 試験結果

1) 変位性状

各供試体の荷重と変位の関係を包絡線で、図-4.13.3(1)~(3)にそれぞれ示す。各供試体とも曲げひびわれ発生後、変位が増大し、その後最大荷重に達し破壊している。

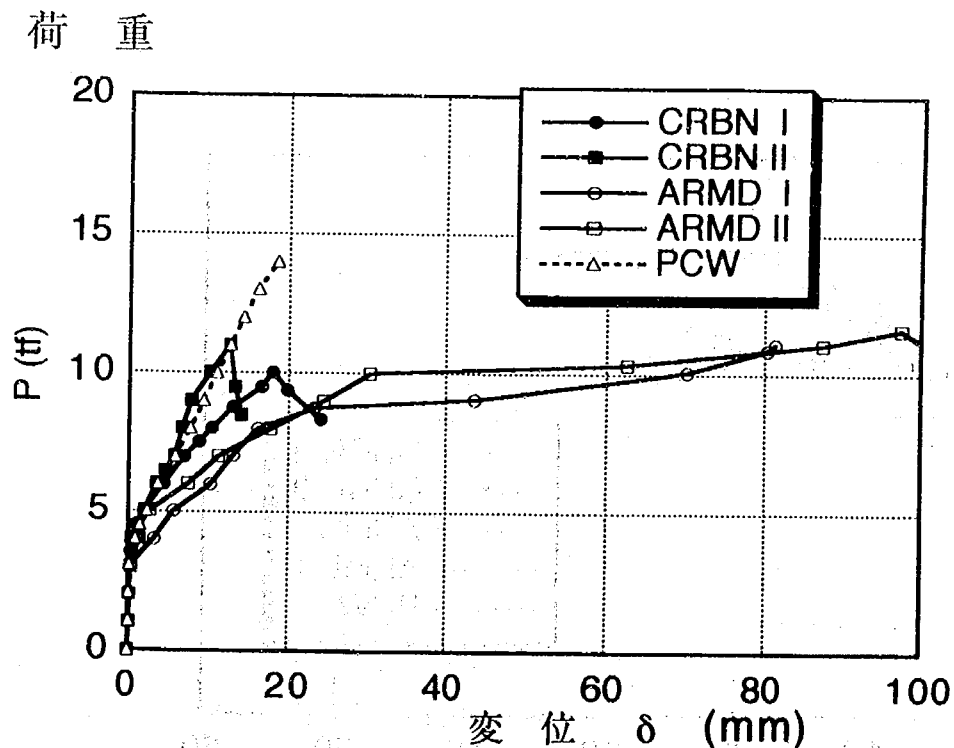


図-4.13.3 (1) 荷重-変位関係 (プレストレス0%)

荷 重

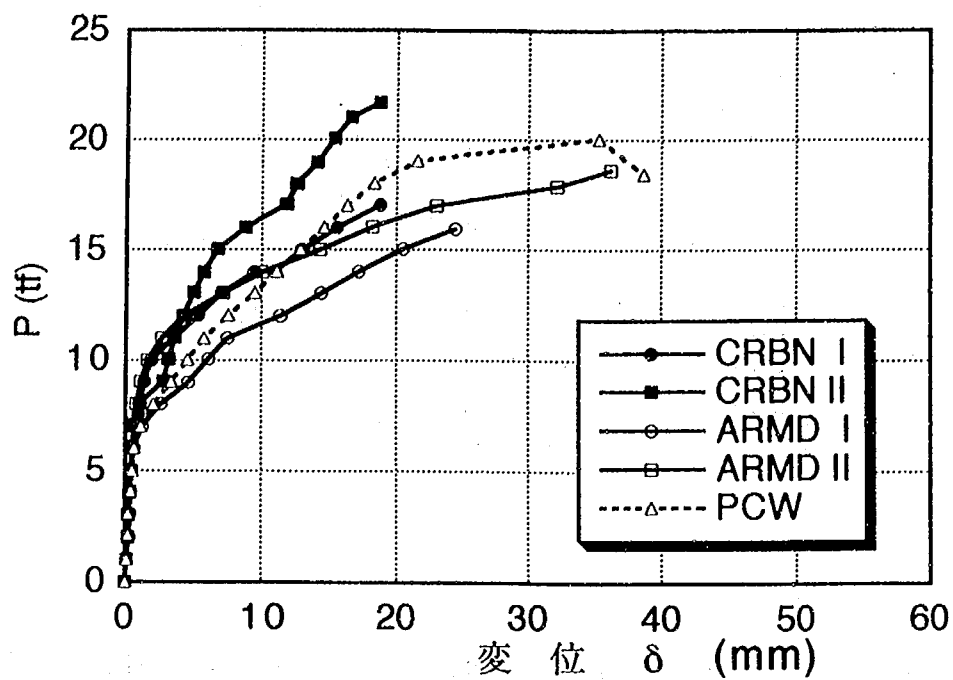


図-4.13.3 (2) 荷重-変位関係 (プレストレス30%)

荷 重

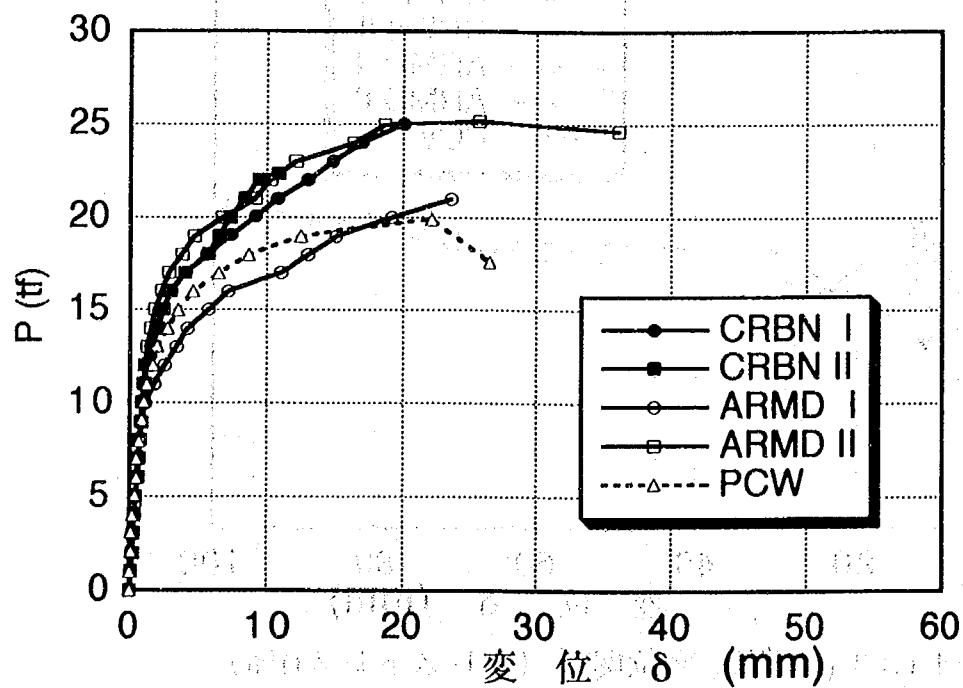


図-4.13.3 (3) 荷重-変位関係 (プレストレス60%)

2) 試験結果の一覧

試験結果の一覧を計算値とともに表-4.13.3に示す。各供試体とも有効プレストレスは緊張材の規格引張荷重のそれぞれ30%および60%導入されているものと想定し、計算値を算出した。

曲げひびわれ発生荷重の計算値は、弾性計算により断面下縁の応力がコンクリートの割裂引張強度とプレストレスの合計を越える荷重とした。プレストレスを導入した供試体での実測値の計算値に対する比は0.90～1.27であり、ほぼ設計通りプレストレスが導入されたと考えられる。曲げ破壊荷重の計算値は、緊張材破断の場合、最も引張側にある緊張材の応力が引張強度試験により得られた引張強度に達する荷重とし、コンクリート圧壊の場合、圧縮側コンクリートのひずみが3500マイクロに至った荷重とした。

せん断破壊荷重の計算値 P_{u1} は道路橋示方書による式 (4.13.1) により、 P_{u2} は既往の研究※¹を参考に式 (4.13.2) により、それぞれ計算した。

$$P_{u1} = 2 \{ \tau_c (1 + M_o / M_d) b_w d + A_w f_{vw} d / (1.15 S_d) \} \dots \dots \dots \text{式 (4.13.1)}$$

$$P_{u2} = 2 \{ 0.94 f_c^{1/3} (100 A_s / (b d))^{1/3} (100 / d)^{1/4} (0.75 + 1.4 / (a / d)) \times b_w d + A_w f_{vw} d / (1.15 S_d) + 2 M_o / a \} \dots \dots \dots \text{式 (4.13.2)}$$

せん断耐力の実測値は道路橋示方書の式 (4.13.1) により求めた計算値と比較し1.50～2.81倍であり、部材のせん断耐力を十分安全側に評価していると言える。また、実測値を式 (4.13.2) により求めた計算値と比較すると、0.97～1.62となり実測値により近い値であった。

表-4.13.3 試験結果の一覧 (プレテンションはり)

供試体名	曲げひびわれ発生荷重			破 壊 荷 重							※1 破壊形態		
	実測値 tf	計算値 tf	実測値 ／ 計算値	実測値 tf	計 算 値		せん断 P _{u1} tf	実測値 ／ 計算値	せん断 P _{u2} tf	実測値 ／ 計算値		曲げ tf	実測値 ／ 計算値
					せん断 P _{u1} tf	せん断 P _{u2} tf							
CRBN I-00	3.56	4.02	0.89	10.23	6.83	1.50	9.49	1.08	18.79	0.54	A		
-30	7.05	7.07	1.00	17.20	7.91	2.17	16.61	1.11	19.26	0.89	A		
-60	10.01	9.89	1.01	26.12	8.95	2.81	21.91	1.15	19.75	1.27	C		
CRBN II-00	2.01	3.80	0.53	11.02	6.83	1.61	9.18	1.20	19.92	0.55	A		
-30	7.01	6.88	1.02	21.69	7.86	2.76	16.60	1.39	20.35	1.07	A		
-60	12.46	9.80	1.27	22.82	8.86	2.58	21.88	1.04	20.59	1.11	C		
ARMD I-00	3.04	3.80	0.80	11.39	6.83	1.67	9.70	1.17	17.61	0.65	A		
-30	6.06	6.62	0.92	16.95	7.96	2.00	16.58	1.02	17.61	0.91	A		
-60	8.53	9.45	0.90	21.39	9.11	2.35	21.37	1.00	17.55	1.22	AB		
ARMD II-00	3.52	3.20	1.10	11.62	6.83	1.70	9.20	1.26	18.37	0.63	AB		
-30	8.00	7.64	1.06	19.04	8.01	2.38	16.84	1.13	21.37	0.89	AB		
-60	12.55	11.00	1.14	25.21	8.99	2.80	24.20	1.04	23.48	1.07	B		
PCW	3.54	2.88	1.23	14.00	6.83	2.05	8.64	1.62	18.12	0.77	A		
-30	6.49	6.60	0.98	20.01	7.93	2.62	14.61	1.37	18.24	1.10	B		
-60	10.06	9.64	1.04	19.90	9.02	2.21	20.65	0.97	18.30	1.09	B		

註) ※1: 凡例 A:せん断破壊
B:曲げ破壊 (コンクリート圧壊)
C:曲げ破壊 (緊張材破断)

破壊荷重と有効緊張力との関係を図-4.13.4に示す。この図より、次の事がわかる。

- プレストレスの大きい方がせん断耐力は高く、式 (4.13.2) で評価すると比較的よく整合する。
- 道路橋示方書の式 (4.13.1) で実用上、十分安全側に設計できる。
- 曲げ破壊とせん断破壊の計算値が比較的近い範囲で、試験結果は曲げとせん断の破壊形態が混在しており、計算結果を裏付ける結果となっている。

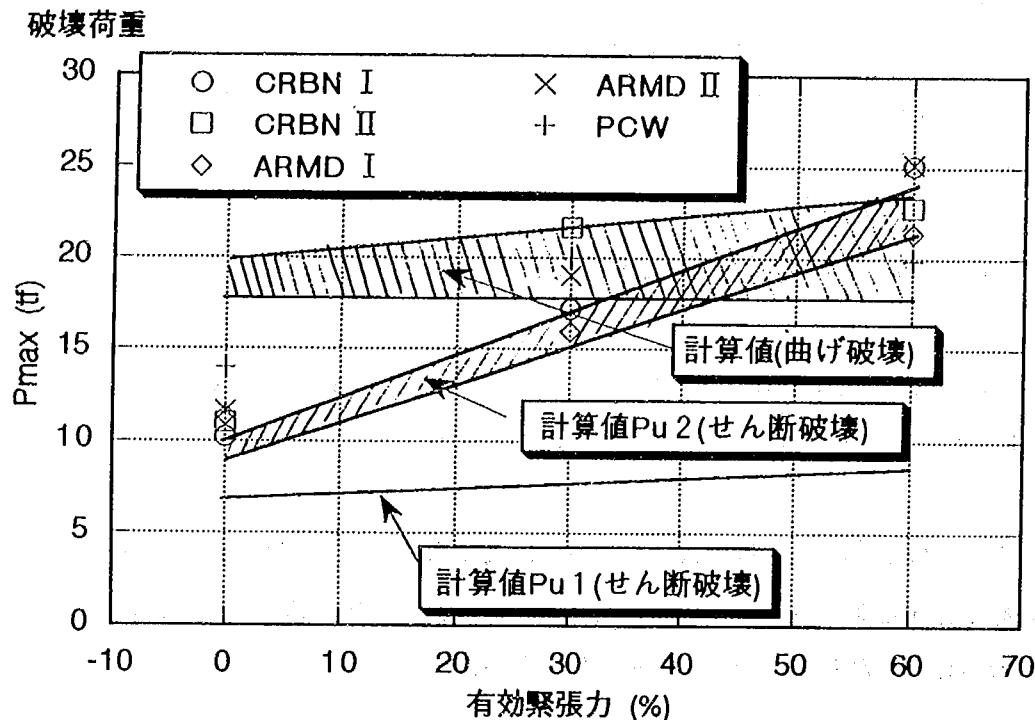


図-4.13.4 破壊荷重と有効緊張力との関係

(4) 試験結果のまとめ

本試験において、道路橋示方書の式により求めたせん断耐力の計算値は、部材のせん断耐力を十分安全側に評価していると言える。さらに、既往の研究を参考にした式により求めた計算値は、実測値により近い値であった。また、曲げ破壊およびせん断破壊荷重の計算値が比較的近い範囲での試験結果は曲げとせん断の破壊形態が混在しており、計算結果を裏付ける結果となっていた。

FRPを緊張材に使用し、せん断補強筋のないプレストレストコンクリートはり型供試体で曲げせん断試験を実施した結果、緊張材がヤング係数の低いAFRP、CFRPであっても、既往の研究を参考にした式でせん断耐力は実用上評価でき、道路橋示方書の設計式が適用できることがわかった。

註) ※ 鳥取誠一 他: 「FRPロッドを引張補強筋およびせん断補強筋として用いたRC、PCはりのせん断試験」 連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用に関するシンポジウム講演論文報告集

4. 1 4 ポストテンションはり供試体のせん断載荷試験

(1) 概要

道路橋示方書に準拠して設計したポストテンションはりの曲げせん断試験を実施し、新素材を緊張材に用いた場合の破壊性状を調べ、設計手法の確認を行った。試験は5種類の緊張材（CFRP 2種類、AFRP 2種類および比較用にPC鋼材）を使用したポストテンションはり供試体5体に対して行った。表-4.14.1には各供試体に使用したFRP緊張材を、表-4.14.2に緊張材の引張強度試験結果を示す。また、図-4.14.1、図-4.14.2には供試体の形状・寸法や、緊張材の配置を示す。

表-4.14.1 供試体一覧

素材グループ	供試体名称	緊張材の種類
CFRP (I)	CRBN I	炭素より線 : 6φ12.5
CFRP (II)	CRBN II	炭素ロッド : 2×(8φ8)
AFRP (I)	ARMD I	アラミド組紐 : 6φ10.4
AFRP (II)	ARMD II	アラミドロッド : 2×(7φ6)
PC鋼材	PCBAR	PC鋼棒 : φ32

表-4.14.2 緊張材の引張強度試験結果

	最大荷重 (tf)	引張強さ (kgf/mm ²)	ヤング係数 ×10 ⁴ (kgf/mm ²)	断面積 (mm ²)
CFRP (I) φ12.5	16.86	221.84	1.537	76.0
CFRP (II) φ8.0	10.23	208.87	1.534	49.0
AFRP (I) φ10.4	14.40	169.00	0.728	85.0
AFRP (II) φ6.0	5.54	195.76	0.580	28.3
PC鋼棒 φ32	106.91	129.64	2.078	824.6

註) PC鋼棒 (B種2号) については、ミルシートのデータを用いた。

(2) 試験方法

図-4.14.1、図-4.14.2に供試体の形状・寸法、載荷方法及び計器取り付け位置を示す。試験は供試体に静的に荷重を加え、曲げひびわれ発生荷重およびせん断ひびわれ発生荷重において一度除荷し、せん断ひびわれにπ型変位計を取り付けた後、再度静的に荷重を加え破壊に至らしめた。なお、コンクリートの材料試験結果は、圧縮強度が平均 438kgf/cm²、引張強度が平均31.5kgf/cm²、ヤング係数が平均2.89×10⁵kgf/cm²であった。

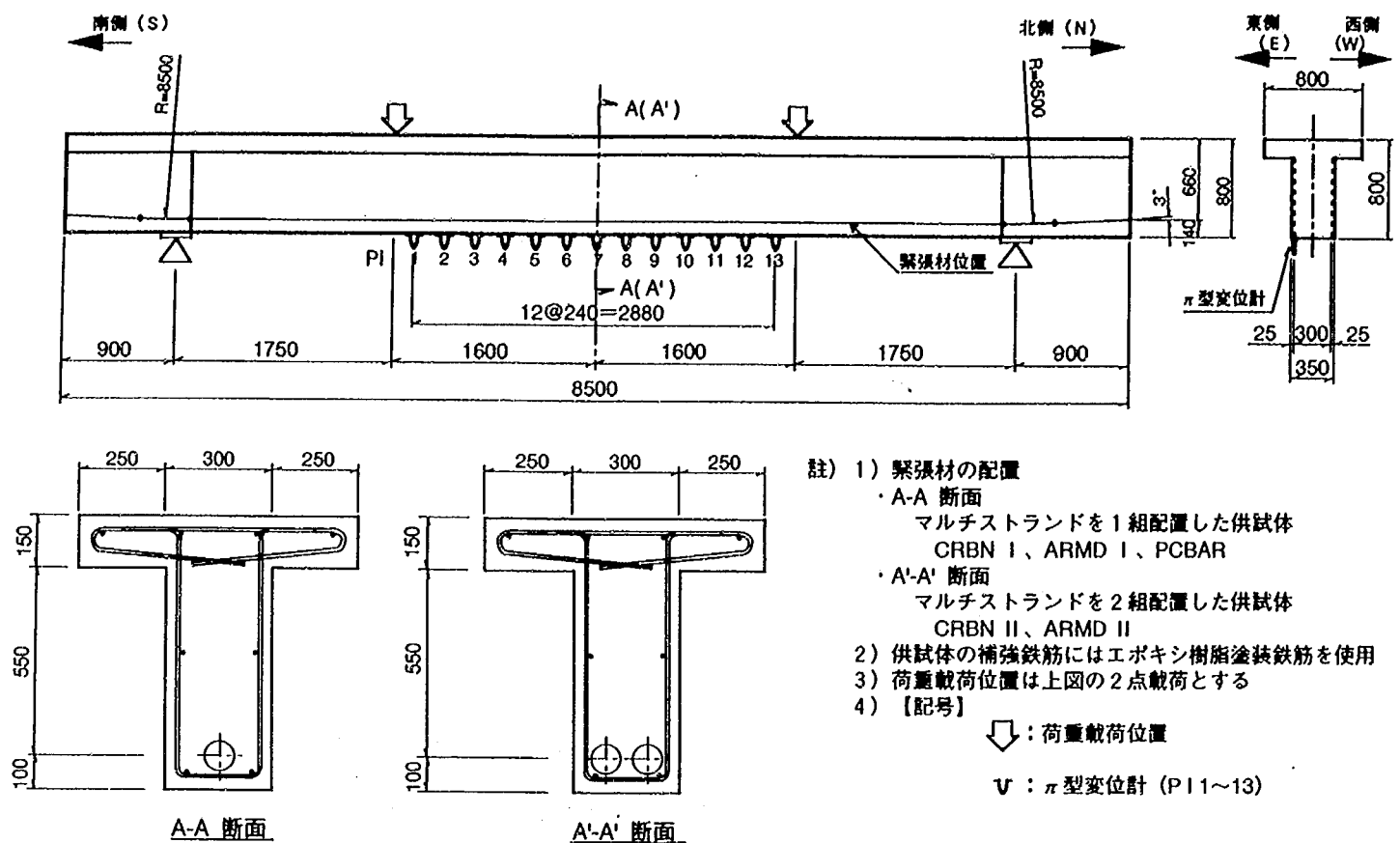


図-4.14.1 供試体形状・寸法および計器（ π 型変位計）取り付け位置

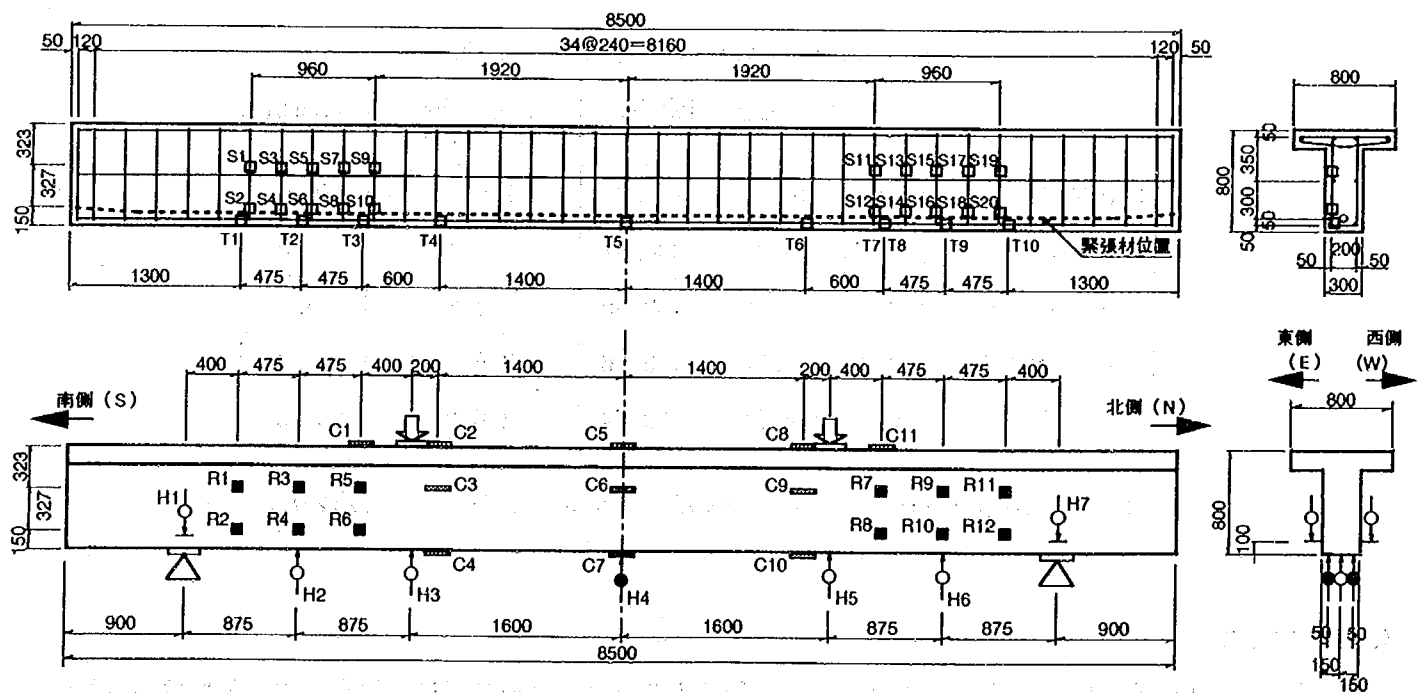


図-4.14.2 供試体形状・寸法および計器取り付け位置（ π 型変位計を除く）

(3) 試験結果

1) ひびわれ発生と破壊形態

各供試体とも曲げひびわれが発生、進展した後、FRPを緊張材に使用した供試体は緊張材の破断で、P C鋼棒を用いた供試体はコンクリートの圧壊により、それぞれ破壊した。せん断ひびわれはCRBN I 供試体のみ発生した。

2) 変位性状

各供試体の荷重と変位の関係を包絡線で図-4.14.3に示す。各供試体とも曲げひびわれ発生後、変位が急激に増大し、その後最大荷重に達し破壊している。ひびわれ発生後の変位の増大の度合は、AFRPがもっとも大きく、次いでCFRP、P C鋼材の順であるが、これは緊張材の軸剛性の違いが原因と考えられる。

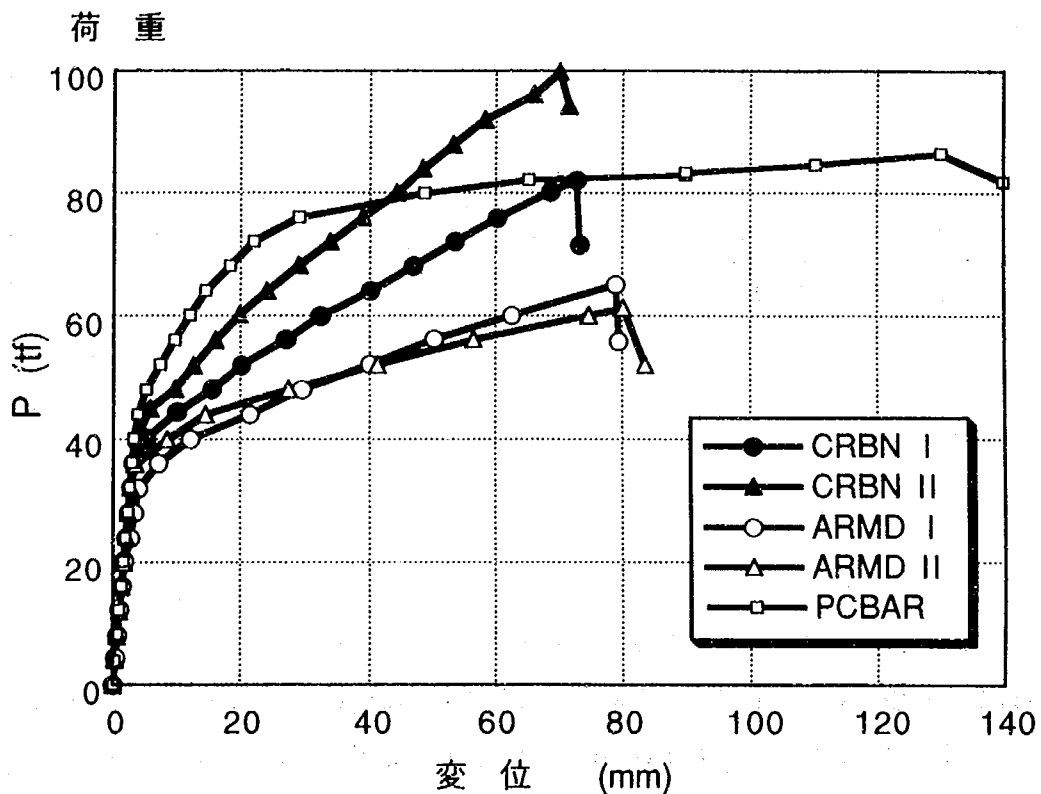


図-4.14.3 荷重-変位関係 (ポストテンション)

3) 曲げひびわれ発生荷重、破壊荷重

試験結果の一覧を計算値とともに表-4.14.3に示す。各供試体の有効プレストレスは、それぞれCRBN I : 42.0tf、CRBN II : 47.9tf、ARMD I : 34.8tf、ARMD II : 42.8tfおよびPCBAR : 45.8tfで計算した。

曲げひびわれ発生荷重の計算値は、弾性計算により断面下縁の応力がコンクリートの割裂引張強度とプレストレスの合計を越える荷重とした。プレストレスを導入した供試体での実測値の計算値に対する比は0.89～1.02であり、ほぼ設計通りプレストレスが導入されたと考えられる。

曲げ破壊荷重の計算値は、緊張材破断の場合は緊張材の応力が材料の引張試験による破断強度に達する荷重とし、コンクリート圧壊の場合は圧縮側のコンクリートのひずみが3500マイクロに至った荷重とした。

実測値は計算値の1.02～1.18倍であり精度良く曲げ破壊荷重を推定できた。

せん断破壊荷重の計算値は、プレテンションはりと同様に、式(4.13.1)による P_{u1} と式(4.13.2)による P_{u2} をそれぞれ計算した。破壊形態が曲げであるためせん断耐力は特定できないが、せん断耐力の実測値は道路橋示方書の式(4.13.1)による計算値の0.96～1.63倍以上、また実測値を式(4.13.2)により求めた計算値と比較すると、0.59～0.87倍以上であった。

試験ではせん断ひびわれの発生も1体のみであり、道路橋示方書の式で設計したはりではせん断破壊せず、PC鋼材を使用した供試体と比較して強度的には特別問題はないことがわかった。

表-4.14.3 試験結果の一覧(ポストテンションはり)

供試体名	曲げひび割れ発生荷重			破 壊 荷 重							※1 破壊形態
	実測値 (tf)	計算値 (tf)	実測値 ／ 計算値	実測値 (tf)	計 算 値						
					せん断 Pu1 (tf)	実測値 ／ 計算値	せん断 Pu2 (tf)	実測値 ／ 計算値	曲 げ (tf)	実測値 ／ 計算値	
C R B N I	39.00	39.81	0.98	82.07	62.11	1.32	104.26	0.79	75.36	1.09	C
C R B N II	41.16	43.13	0.95	100.05	61.28	1.63	115.50	0.87	98.15	1.02	C
A R M D I	33.76	35.76	0.94	65.08	62.87	1.04	97.67	0.67	55.21	1.18	C
A R M D II	35.80	40.26	0.89	61.69	64.10	0.96	103.90	0.59	60.05	1.03	C
P C B A R	42.70	41.95	1.02	87.55	62.23	1.41	114.67	0.76	81.67	1.07	B

注) ※1: 凡例 B: 曲げ破壊(コンクリート圧壊)
C: 曲げ破壊(緊張材破断)

(4) まとめ

本試験において供試体は、曲げひびわれが発生後に緊張材の破断で曲げ破壊しており、道路橋示方書の式で設計したはりではせん断破壊せず、PC鋼材を使用した供試体と比較して強度的には特別問題はないことがわかった。また、曲げひびわれ発生荷重および曲げ破壊荷重の計算値は、実測値とよく近似しており道路橋示方書を用いることで精度良く推定できた。

FRPを緊張材に使用したプレストレストコンクリートはり供試体で曲げせん断試験を実施した結果、緊張材がヤング係数の低いAFRP、CFRPであっても、道路橋示方書の設計式で特別問題はないことがわかった。

5. 発表論文集

- ・「コンクリート橋への新素材の利用に関する研究」
土木学会 コンクリート技術シリーズ 1
連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用に関する
シンポジウム講演論文報告書 pp1~10
- ・「FRPケーブルを緊張材に用いたプレテンションPC
部材の曲げ耐荷力特性」
土木学会第47回年次学術講演会講演概要集 第5部
pp252~253
- ・「FRPケーブルを緊張材に用いたPC部材のせん断耐
力特性」
土木学会第48回年次学術講演会講演概要集 第5部
pp342~343
- ・「Material Properties of FRP Prestress Tendons」
FIP Symposium '93 Modern Prestressing Techniques
and Their Applications Vol.11 pp687~694
- ・「Dynamic Properties of Prestressed Concrete Beams
using Various FRP Tendons」
FIP Symposium '93 Modern Prestressing Techniques
and Their Applications Vol.11 pp695~702
- ・「Applications of FRP Materials to Prestressed
Concrete Bridges and Other Structures in Japan」
PCI JOURNAL Vol.38 No.4 pp50~58

建設省土木研究所	正会員	西川	和廣
同	正会員	箕作	光一
同	正会員	杉山	純
同		内田	賢一

1. まえがき

近年、炭素繊維、アラミド繊維、ガラス繊維などの新素材の長繊維を樹脂類と複合して製造されたケーブルをPC部材の緊張材に適用するための技術開発が進められている。樹脂補強繊維複合材（以下：FRPと略）は既に宇宙・航空の分野、自動車の分野などで利用されており、土木・建築の分野でも、コンクリート中に新素材の短繊維を混入することによってひびわれ発生の抑止を期待した繊維補強コンクリートの例がある。FRPケーブルは、鋼材の欠点である腐食を生じないことに加えて、従来の鋼材からなるケーブルと同等もしくはそれ以上の強度を有し、また軽量で非磁性体である等の特徴を有している。

本研究は、こうしたFRPケーブルの特徴に着目し、平成元年度から4年度にわたって実施している建設省総合技術開発プロジェクト「建設事業への新素材・新材料利用技術の開発」の一環として、PC橋の緊張材としてこれを利用するための技術を開発するために実施しているものである。

本文では、これまでの試験調査によって得られたFRPケーブルの引張強度や付着強度等の物理的特性および曲げ耐荷特性に関する試験結果を中心に本研究の概要について述べる。なお、本研究は民間会社10社（（株）大林組、オリエンタル建設（株）、五洋建設（株）、清水建設（株）、住友建設（株）、（株）竹中工務店、（株）竹中土木、日本鋼弦コンクリート（株）、（株）ピー・エス、三井建設（株））と共同で実施しているものである。

2. 研究の全体計画

FRPケーブルをPC部材の緊張材として適用する際に要求される主だった性能およびこれらに関連する諸特性は次のようになる。

- ①コンクリートとの付着性能が良好なこと（付着強度等）。
- ②耐食性が良好なこと（耐塩性、耐水性等）。
- ③コンクリート中で化学的に安定であること（耐アルカリ性、耐酸性等）。
- ④高張力鋼からなるケーブルに近い品質特性をもつこと（引張強度、形状寸法、弾性係数、線膨張係数、ポアソン比、リラクセーション等）。
- ⑤コスト面で大幅な増加がないこと（耐用年数、コスト等）。

表-1に検討の対象としたFRPケーブルの材料メーカーと加工メーカーおよび今回の共同研究におけるグループ構成を示す。FRPケーブルとしては、PC橋の緊張材として適用できる可能性が高い炭素繊維樹脂補強複合材（以下、CFRPと略）ケーブルを2種類、アラミド繊維樹脂補強複合材（以下、AFRPと略）ケーブルを2種類、ガラス繊維樹脂補強複合材（以下、GFRPと略）ケーブルを1種類の計5種類を対象にしている。なお、表-2に検討対象としたFRPケーブルの品質特性を示す。

図-1に本研究における研究フローを示す。本研究では、平成元年度および2年度の2か年で主にFRPケーブル単体の物理特性、耐食性、定着方法および耐食性シースについて検討し、平成3年度および4年度2か年で主にはり部材の静的荷重および繰返し荷重に対する曲げ耐力等について検討を行い、これらの結果を基にFRPケーブルを用いたPC橋の設計・施工のための指針（案）を作成しているところである。

元年度	2年度	3年度	4年度
・FRPケーブルの要求性能の調査	・FRPケーブルを緊張材として用いたPCげたのシースの検討 (载荷試験による確認)	・FRPケーブルを緊張材として用いたPCげたの定着方法の検討 (载荷試験による確認)	・FRPケーブルを緊張材として用いたPCげたの耐久性の検討
・FRPケーブルの品質特性の検討			
		・FRPケーブルを緊張材として用いたPCげたの耐荷力の検討	・設計・施工指針(案)の作成

図-1 コンクリート橋への新素材の利用技術の開発における研究フロー

表-1 検討対象としたFRPケーブルとグループ構成

材 料	担 当 会 社 名	材 料 メーカー	加 工 メーカー
炭素繊維Ⅰ (CFRPI)	土木研究所, オリエンタル建設, 五洋建設, 清水建設 竹中工務店, 竹中土木, 日本鋼管コンクリート, ピー・エス	東邦レーヨン	東京製鋼
炭素繊維Ⅱ (CFRPⅡ)	土木研究所, 大林組, ピー・エス	三菱化成	三菱化成
アラミド繊維Ⅰ (AFRPI)	土木研究所, 竹中工務店, 竹中土木, 三井建設	東レジェボン	A I C S
アラミド繊維Ⅱ (AFRPⅡ)	土木研究所, 大林組, 住友建設	帝 人	帝 人
ガラス繊維 (GFRP)	土木研究所, 全 1 0 社	日本電気ガラス	有沢製作所

3. 研究成果の概要

3.1 FRPケーブルの物理特性に関する検討

FRPケーブルの物理特性に関する試験については、引張試験、リラクセーション試験、付着強度試験等を行っている。以下に、これらの試験結果の概要について述べる。

3.1.1 引張試験

(1) 試験方法

FRPケーブルの引張強度の試験で考慮すべき主要な要因としては、温度、湿度、試験本数、载荷速度、試験長等が挙げられる。これらの要因の中で温度や湿度および载荷速度の影響については既往の研究でかなり明確になってきているが、試験長の影響について十分に把握されていない状況にある。この試験は、主としてこのFRPケーブルの引張強度に及ぼす試験長の影響を明確にすることを目的に行ったものである。

供試体の数量については5種類のケーブルを対象にそれぞれ12本で計60本とし、引張試験は各々12本のうちの6本ごとに試験長を変えて行った。具体的な試験長については、一般の試験機の寸法および定着部の寸法等を考慮して40cmおよび100cmの2種類とした。なお、载荷速度については、既往の研究を参考に50～60kgf/mm²/minとした。また、試験場所の温度および相対湿度については特に設定していないが、それぞれ11.5℃～16.4℃および41%～76%であった。

表-2 検討対象としたFRPケーブルおよびPC鋼材の品質特性

(材料メーカー及び加工メーカーのデータによる)

FRPケーブルの 種類				CFRPI	CFRPII		AFRPI		AFRPII	GFRP	PC鋼棒	PC鋼より線	【参 考】 異形棒鋼
線材の性能項目				炭素繊維	炭素繊維		アラミド繊維		アラミド繊維	ガラス繊維			
線材の性能項目	線材	線材	より線 ロッド、より線	より線 1×7 12.5φ	ロッド		ロッド(組紐状) 異形化ロッド		ストレートロッド 異形化ロッド	ロッド	SBPR 95/100 φ9.2	SWPR7A φ9.3	SD30A D10
				呼び径 mm	12.5	3	8	8	12	6	8	9.2	9.3
	断面	面積 mm ²	76.0	7.1	49	50	90.5	28.3	50	66.48	51.61	71.33	
	マトリックス材		エポキシ系樹脂	熱硬化性エポキシ樹脂		エポキシ系樹脂		ビニルエステル系樹脂	エポキシ系樹脂	—	—	—	
	繊維含有率	%	64	65	65	65	65	65	62	—	—	—	
	成重	量 kg/m	0.151	0.014	0.08	0.060	0.12	0.036	0.13	0.52	0.405	0.56	
	引張強度	kg/mm ²	191	155	157	128	128	180	130	110	175	49-63	
	弾性係数	kg/mm ²	14000	15000	15000	6500	6500	5400	4500	20000	20000	21000	
	破断時伸度	%	1.6	1.3	1.21	2.2	2.2	3.3	2.6	5	3.5	18	
	特性	純リラクセーション	%	3.5(30年推定値)	3.7(30年推定値)		7		7-14	—	1.5	3.0	—
(初期荷重:材令)		Pu:hr	(0.8Pu:20℃)	—		(0.5-0.7Pu :100hr)		(0.6σu,0.8σu 30年推定値)	—	—	—	—	
性能	温度特性	線膨張係数	/℃	0.6×10 ⁻⁶ 以下	0.68×10 ⁻⁶		-5.21×10 ⁻⁶		-5.7×10 ⁻⁶ (テクノーラ)	3×10 ⁻⁶	11.0×10 ⁻⁶	11.0×10 ⁻⁶	11.7×10 ⁻⁶

(2) 試験結果

引張強度の実測値と各メーカーが提示している保証強度との関係については、一部のケーブルを除いていずれも実測値が保証強度を上回った。中でもCFRPⅡケーブルおよびGFRPケーブルについては、保証強度に対する実測値の平均値の比がそれぞれ1.15程度および1.32程度であった。なお、一部のケーブルが実測値の平均値が保証強度を若干下回った原因については、定着具内でのすべりや破断を生じた試験片が多かったためと考えられる。

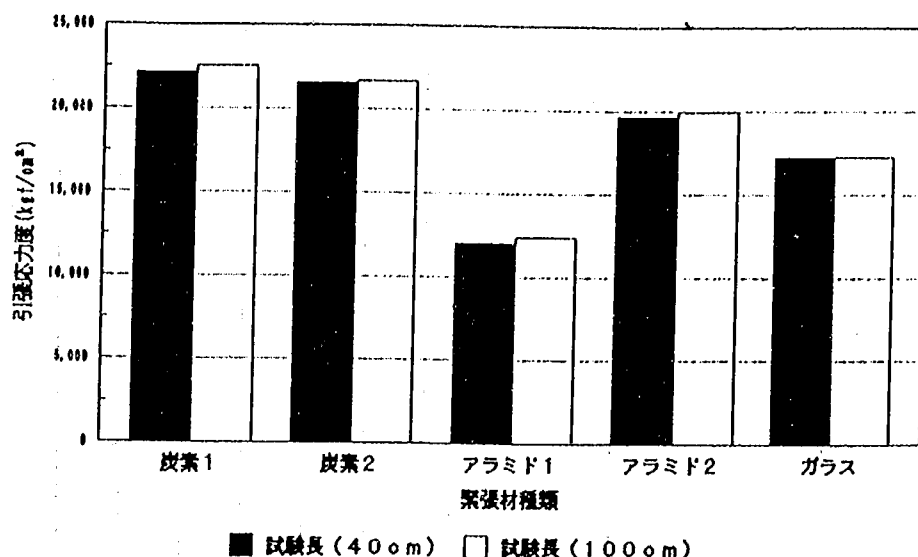


図-2 FRPケーブルの引張試験結果

引張強度に及ぼす試験長の影響をみるために、試験長が異なる各々の供試体6本の平均値の結果を図-2に示す。試験長が400cmと1000cmの場合を比較すると、いずれのFRPケーブルとも1000cmの場合の値が大きくなっているが、その程度は大きい場合でも1%程度となっている。

3. 1. 2 リラクセーション試験

(1) 試験方法

長期にわたるFRPケーブルのリラクセーション特性を把握するために、ケーブル単体を対象とした純リラクセーション試験とコンクリートはり供試体を対象とした見かけのリラクセーション試験を行っている。純リラクセーションでは、20℃の恒温槽において長さ150cmのケーブルを反力架台に設置し、それぞれの保証荷重の65%およびケーブルごとに設定した荷重(保証荷重の35%から70%)で定着した。見かけのリラクセーション試験では、20×30×450cmのはり状のポストテンション方式のコンクリート供試体の中央部に各ケーブルを配置した。なお、この試験では試験期間を2年間としている。

また、この長期リラクセーション試験に先だって、30日間にわたるリラクセーション試験を10×10×150cmのコンクリート製反力架台を用いて行っている。これらの試験では、温度20℃で湿度70%および温度40℃で湿度70%の恒温槽にて供試体を設置し、それぞれFRPケーブルには加工メーカーが保証する引張強度の50%、65%、80%の緊張力を導入した。

(2) 試験結果

FRPケーブルの純リラクセーション率は、PC鋼材の値に比べて一般に大きくなる傾向が見られている。例えば、試験結果の評価について今後の検討を要するが、定着から84日間経過時点で緊張力が加工メーカーが保証する引張強度の65%の場合にPC鋼材の値が2.7%程度に対してCFRPⅠケーブルが5.0%、CFRPⅡケーブルが5.7%程度、アラミドⅠケーブルが8.1%程度、GFRPケーブルが33.1%程度となっている。なお、アラミドⅡケーブルについては試験上の支障により再試験を実施しており、また、GFRPケーブルについては定着部の異常によりこのような大きな純リラクセーション率を示しているものと考えられる。この他、30日間にわたるリラクセーション試験より、リラクセーション率については高温になるほど大きくなる傾向があり、また緊張力の大きさの影響については比較的小さいことが理解されている。

3. 1. 3 付着試験

(1) 方法

(社)日本コンクリート工学協会の試験方法「引き抜き試験(案)」に準じて、一辺が10cmのらせん鉄筋を有する立方体のコンクリート供試体を対象に試験を行った。試験条件としては、供試体の温度を20℃、40℃、60℃、70℃とした場合および10℃と30℃の間で10回の温度繰返しを行った場合とした。

(2) 試験結果

CFRPⅡケーブル(異形タイプ)、AFRPⅡケーブルおよびGFRPケーブルについては異形棒鋼と、CFRPⅠケーブルおよびAFRPⅠケーブルについてはPC鋼より線とほぼ同等の付着強度を有することが確認された。このうち、GFRPケーブルについては、温度が高温になるにつれてコンクリートとの付着強度が低下する傾向にあったが、他のFRPケーブルについては温度の影響はほとんど見られなかった。また、温度の繰返しが付着強度に及ぼす影響については、いずれのFRPケーブルともほとんど見られなかった。

3. 1. 4 FRPケーブルの定着方法に関する試験

(1) 試験方法

ポストテンション方式のPC部材等では、緊張材は一般に定着部と組み合わされて使用されることを考慮して、マルチケーブルを対象に短期的および長期的な定着効率試験を実施した。短期定着効率試験では、20℃および40℃の恒温室においてそれぞれのマルチケーブルの破断または引き抜けまで緊張し、それらの荷重を測定した。長期定着効率試験では、20℃の恒温室においてマルチケーブルを保証荷重の65%の荷重および75%の荷重で緊張定着し、14日間にわたってケーブルの緊張荷重、すべり量、定着部での抜き出し量およびひずみを測定した。

(2) 試験結果

GFRPケーブルの定着体を除くと、各FRPケーブルの定着体はその設計強度が短期的にも長期的にもほぼ満足されていることが理解された。なお、GFRPケーブルの定着体については設計強度よりかなり小さな荷重段階ですべり現象が見られた。

3. 2 FRPケーブルの耐食性に関する検討

FRPケーブルの耐食性に関する試験については、塩水およびアルカリ水溶液を用いた浸漬試験、凍結融解試験、海洋暴露ステーションでの長期暴露試験等を実施している。なお、ポストテンション方式のPC部材等では一般に鋼製のシースが用いられているが、PC部材の塩害による劣化損傷事例をみると、緊張材の腐食はこのシースの腐食によってその後の塩分の浸入が助長される結果生じている場合が多い。本検討では、こうした点を考慮して耐食性が優れるポリエチレン管(以下、FEP管と略)シースの性能についても試験調査を実施している。以下に、これらの試験結果の概要について述べる。

3. 2. 1 緊張力を受けた状態での劣化促進試験

(1) 試験方法

FRPケーブルに加工メーカーが保証する引張強度の0.65倍の緊張力を与えながら試験溶液に浸漬する試験を行った。なお、比較のため同一諸元を有するFRPケーブルを対象に無緊張で試験溶液に浸漬する試験も行っている。試験溶液は水酸化カルシウム飽和溶液に3%の塩化ナトリウムを加えたものとし、この溶液に300時間浸漬した後に引張試験を行った。

(2) 試験結果

緊張力の有無にかかわらずGFRPケーブルを除いた各FRPケーブルとも引張強度が保証強度を満足し

ており有意な劣化は認められなかった。なお、GFRPケーブルについてはアルカリの影響による劣化が見られた。

3. 2. 2 凍結融解試験 および長期劣化促進試験 (1) 試験方法

凍結融解試験では、長さ80cmのケーブルを凍結融解試験機に設置し、ASTMに準じた試験方法で300サイクルの試験を行った。長期劣化促進試験では、試験温度40℃の塩水（3%人工海水溶液）およびアルカリ水溶液（消石灰飽和溶液）に長さ120cmのケーブルを2年間の予定で浸漬している。

(2) 試験結果

いずれのFRPケーブルも、凍結融解試験の劣化促進に対して引張強度および重量の減少がほとんど見られなかった。

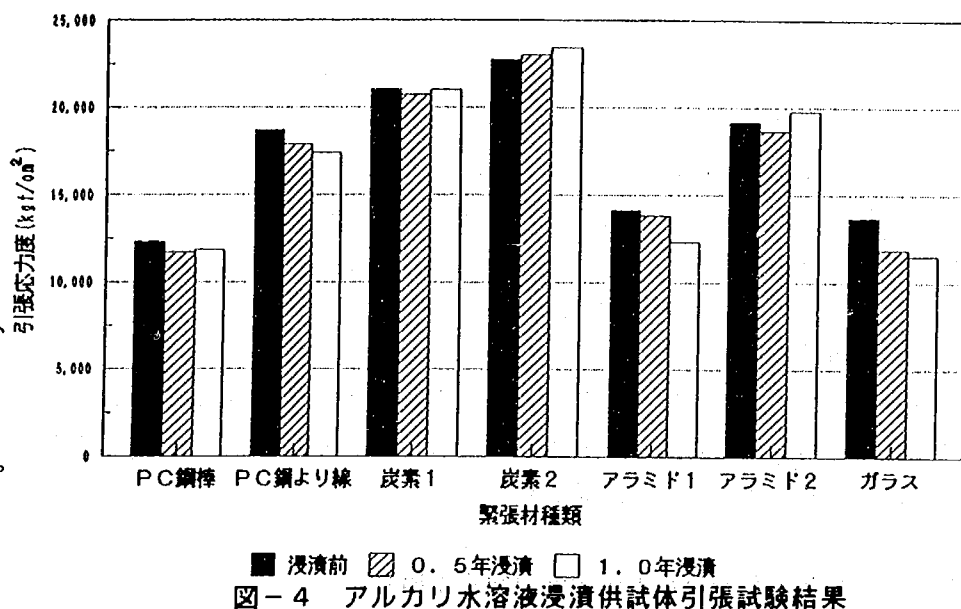
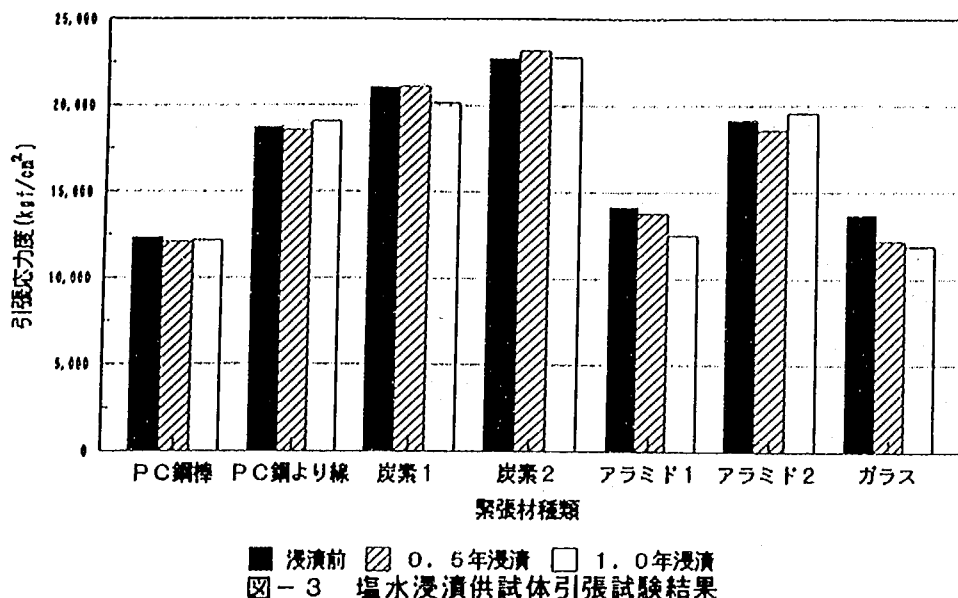
図-3および図-4にそれぞれ長期劣化促進試験における浸漬溶液が塩水及びアルカリ

水溶液の場合の中間的な結果を示す。なお、これらの結果は試験片5本の試験値の平均値を示している。浸漬前、0.5年浸漬、1.0年浸漬における各FRPケーブルの引張強度を比較すると、AFRP1ケーブルとGFRPケーブルについてはいずれの溶液の場合にも強度の低下傾向が認められる。なお、PC鋼棒およびPC鋼より線については軽微な腐食が認められているが、FRPケーブルについては一年経過時点において外観上変状は認められていない。したがって、これらの強度の低下傾向は単に強度のバラツキで生じた可能性があるため、浸漬2年間後の結果を含めて詳細な検討を行い、この強度の低下傾向の原因を明確にする予定である。

3. 2. 3 海洋暴露ステーション等での長期暴露試験

供試体は、ポストテンションはりおよびプレテンションはりの2種類とした。FRPケーブルについては前者についてはかぶりを設けずに、また後者については2.5cmのかぶりを設けて配置した。また、緊張力については加工メーカーが保証する引張強度の0.65倍と0.80倍の2水準を設定した。暴露は、静岡県大井川沖と土木研究所構内に3年間の予定で行っている。

3. 2. 4 シースに関する試験



(1) 試験方法

耐食性を有するFEP管のシースとしての適用性をみることを主たる目的として、シース単体を対象とした試験およびFRPケーブルとシースの摩擦特性を把握するための試験を行った。シース単体を対象とした試験では、局部的な外力に対する抵抗力試験、等圧外力に対する抵抗力試験、付着試験および熱膨張試験を行った。FRPケーブルとシースの摩擦試験は、FEP管および鋼製スパイラルシースを埋め込んだ曲げ角度が30°および15°の載荷用架台を用いて行った。

(2) 試験結果

FEP管は、局部的載荷および等圧載荷後のグラウトを入れても漏れはなく、コンクリートとの付着強度も良好であり、ポストテンション方式の防食用シースとして利用できる可能性が高いことが理解された。また、FEP管に対するFRPケーブルの摩擦係数は、従来の鋼製シースの摩擦係数に比べて一般に小さいことが理解された。

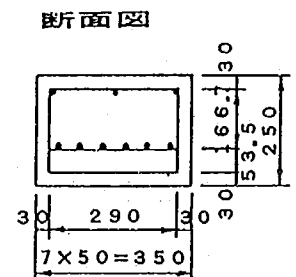
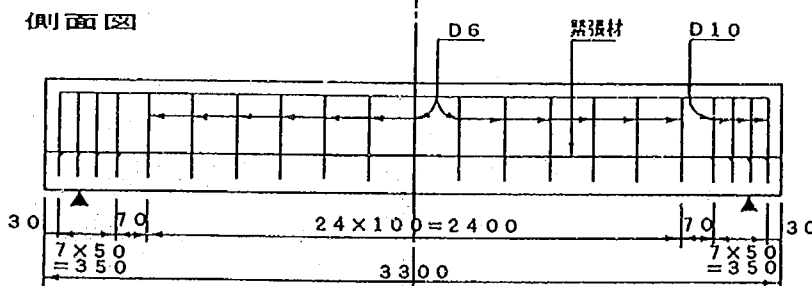
表-3 静的曲げ載荷試験供試体の諸元

プレテンション供試体			
供試体名	緊張材の種類	緊張力 (tf)	緊張材の配置
CRBN10.6-T-1	炭素素線 I	26.1	3φ12.5-1段
CRBN10.6-T-1	炭素素線 II	17.4	3φ12.5-1段
CRBN10.6-T-2	炭素素線 I	26.1	3φ12.5-2段
CRBN10.6-C-1	炭素素線 I	52.2	6φ12.5-1段
CRBN10.6-T-1	炭素素線 II	25.2	6φ6-1段
CRBN10.6-T-1	炭素素線 II	16.8	6φ6-1段
CRBN10.6-T-2	炭素素線 II	25.2	6φ6-2段
CRBN10.6-C-1	炭素素線 II	25.2	6φ6-1段
ARMD10.6-T-1	アラミド I	13.8	2φ12.5-1段
ARMD10.6-T-1	アラミド II	9.2	2φ12.5-1段
ARMD10.6-T-2	アラミド I	20.8	3φ12.5-2段
ARMD10.6-C-1	アラミド I	41.5	6φ12.5-1段
ARMD10.6-T-1	アラミド II	12.2	4φ6-1段
ARMD10.6-T-1	アラミド II	8.2	4φ6-1段
ARMD10.6-T-2	アラミド II	18.4	6φ6-2段
ARMD10.6-C-1	アラミド II	36.7	12(4φ3)-1段
P.C.W.6-Y-1	P.C.より線	29.3	3φ12.4-1段
P.C.W.6-Y-2	P.C.より線	29.3	3φ12.4-2段

3.4 FRPケーブルを用いたPCばりの静的曲げ耐力に関する検討

FRPケーブルの特性として、応力ひずみ関係が破断まで直線的であるために、通常のPC鋼材を用いたPC部材と異なった曲げ耐荷特性を示すものと考えられる。本検討では、FRPケーブルの配置量、配置段数、緊張力の大きさ等の要因を考慮してプレテンションはり供試体およびポストテンションはり供試体を製作し、これらの静的曲げ載荷試験を行った。はり供試体の諸元および形状寸法をそれぞれ表-3および図-5に示す。以下にその結果の概要について述べる。

プレテン（ば）た供試体(例:CRBN10.6-T-1)



ポストテン（ば）た供試体

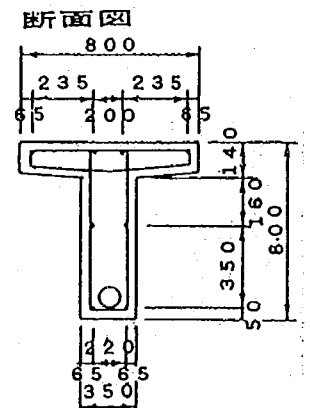
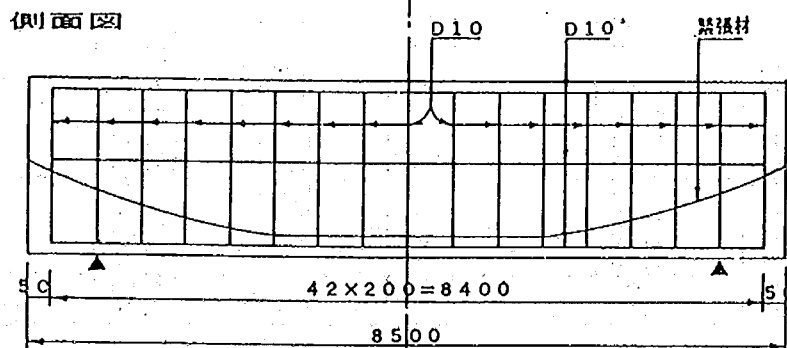


図-5 静的曲げ載荷試験供試体の形状・寸法

3. 4. 1 プレテンションばりの静的曲げ載荷試験

(1) 試験方法

プレテンションばり供試体については、 $35 \times 25 \times 330$ cmのはり状の供試体に各FRPケーブルを配置した。コンクリートの圧縮強度は $39.6 \sim 64.8$ kgf/cm²である。試験水準としては、有効緊張力を2種類（0.4 Pu、0.6 Pu（Pu：破断強度））、破壊形態を2水準（緊張材破断先行型、コンクリート圧壊先行型）、ケーブルの配置段数を2水準（1段配筋、2段配筋）とし、これらの水準の組合せで供試体を計16体製作した。なお、比較のため、形状・寸法が同じでケーブルとしてPC鋼材を用いた供試体を2体製作し、同様な載荷試験を行った。

試験に際しては、供試体中央に埋設した埋め込みゲージでコンクリートのひずみを、またケーブルに貼付したひずみゲージでケーブルのひずみを測定し、製作時から試験時までの間のプレストレスの減少量を測定した。載荷方法については、供試体を支間300 cmで単純支持し、中央からそれぞれ25 cmの2点に静的に荷重を加えた。

(2) 試験結果

曲げひびわれ発生荷重および曲げ破壊荷重を表-4に示す。ここで、曲げひびわれ発生荷重の計算値は、コンクリートの引張強度としてシリンダー割裂引張強度を用いた場合の値である。また、曲げ破壊荷重の計算値は、最も曲げ引張側にあるPC鋼材またはFRPケーブルのひずみが破断ひずみに達した時の値とし、PC鋼材やFRPケーブルの引張強度には引張試験等での結果（平均値）を用いている。

曲げひびわれ荷重についてはいずれの供試体とも計算値と実測値がほぼ一致しており、各供試体には供試体の設計で考慮した有効プレストレス力がほぼ導入されていることが理解される。

曲げ破壊荷重については、計算値に対する実測値の比がCFRPI供試体で1.04～1.10、CFRPII供試体で1.13～1.30、AFRPI供試体で1.09～1.59およびAFRPII供試体で1.21～1.26であり、FRPケーブルを用いた供試体についてはいずれも同比が1.0以上となっている。なお、PC鋼材を用いた供試体では2体とも同比が0.96となっているが、これはいずれの供試体についてもコンクリートの圧壊が先行しており、シリンダーによる圧縮強度と供試体の圧縮強度との差によって生じたものと推定される。

曲げ破壊荷重に及ぼすケーブル配置段数の影響については、1段配置の供試体および2段配置の供試体の計算値に対する実測値の比がそれぞれCFRPI供試体で1.04と1.10、CFRPII供試体で1.13と1.17、AFRPI供試体で1.54と1.59およびAFRPII供試体で1.21と1.26であり、いずれも2段配置の場合に同比が若干大きくなっており、配置段数が大きい場合に今回の曲げ破壊耐力

表-4 プレテンションばり供試体の曲げひびわれ発生荷重および曲げ破壊荷重

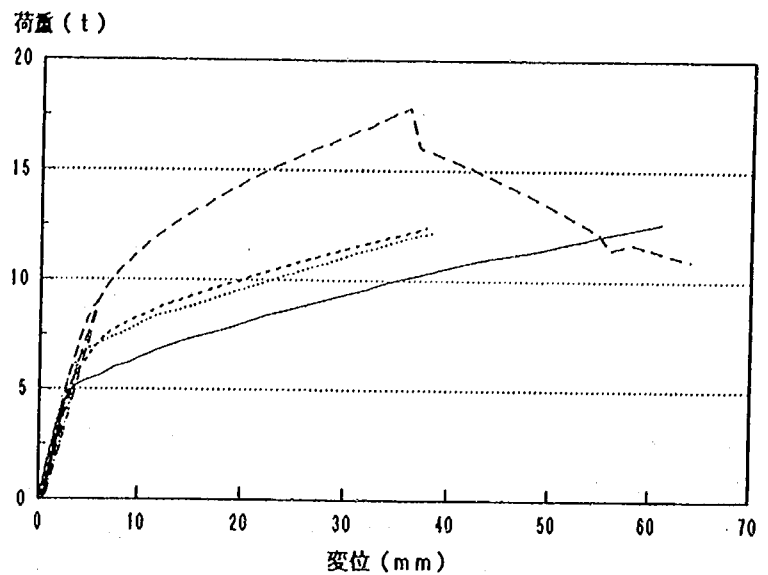
供試体	曲げひびわれ発生荷重 (tf)			曲げ破壊荷重 (tf)		
	計算値	実測値	実験値 / 計算値	計算値	実測値	実験値 / 計算値
CRBNI0.4-T-1	3.81	4.00	1.05	11.96	12.62	1.06
CRBNI0.6-T-1	5.52	3.20	0.58	11.71	12.60	1.08
CRBNI0.6-T-2	5.41	5.80	1.07	11.18	12.26	1.10
CRBNI0.6-C-1	8.27	8.20	0.99	17.04	17.80	1.04
CRBNI0.4-T-1	4.30	3.40	0.79	13.11	14.82	1.13
CRBNI0.6-T-1	5.50	6.00	1.09	13.14	14.86	1.13
CRBNI0.6-T-2	5.41	5.60	1.04	11.67	13.70	1.17
CRBNI0.6-C-1	1.66	1.80	1.08	4.01	5.20	1.30
ARMDOI0.4-T-1	2.75	2.60	0.95	4.90	7.50	1.53
ARMDOI0.6-T-1	3.73	3.20	0.86	4.67	7.20	1.54
ARMDOI0.6-T-2	4.88	4.62	0.95	6.66	10.57	1.59
ARMDOI0.6-C-1	7.15	6.40	0.90	14.47	15.60	1.08
ARMDOI0.4-T-1	3.79	4.20	1.11	6.40	7.95	1.24
ARMDOI0.6-T-1	4.40	4.80	1.09	6.41	7.76	1.21
ARMDOI0.6-T-2	5.81	5.80	1.00	8.44	10.60	1.26
ARMDOI0.6-C-1	6.71	8.60	1.28	13.53	17.86	1.32
PCW0.6-Y-1	5.52	5.50	1.00	13.15	12.65	0.96
PCW0.6-Y-2	5.78	6.40	1.11	12.96	12.40	0.96

の計算方法が安全側の値を与えることが理解される。

曲げ破壊荷重に及ぼす有効引張力の影響については、 $0.4 P_u$ の供試体および $0.6 P_u$ の供試体の計算値に対する実測値の比がそれぞれ CFRP I 供試体で 1.06 と 1.04, CFRP II 供試体で 1.13 と 1.13, AFRP I 供試体で 1.53 と 1.54 および AFRP II 供試体で 1.24 と 1.21 であり、今回の曲げ破壊耐力の計算方法を用いる場合にはそれほど考慮する必要がないことが理解される。

曲げ破壊耐力に及ぼす破壊形態の影響については、緊張材破断先行型の

の供試体およびコンクリート圧壊先行型の供試体の計算値に対する実測値の比がそれぞれ CFRP I 供試体で 1.04 と 1.04, CFRP II 供試体で 1.13 と 1.30, AFRP I 供試体で 1.54 と 1.09 および AFRP II 供試体で 1.21 と 1.32 で FRP ケーブルの種類によって同比の大小関係が異なっており、有意な点は認められなかった。なお、例として CFRP I のプレテンションはり供試体の荷重変位曲線を図-6 に示す。プレテンションはり供試体とポストテンションはり供試体の共通的な点として、FRP 供試体では曲げひび割れ発生後においても荷重の漸増現象が見られ、PC 鋼材供試体のような降伏現象(変位のみが大きくなる)が認められなかった。



CRBNI-0.4-T-1 CRBNI-0.6-T-1 CRBNI-0.6-T-2 CRBNI-0.6-C-1

図-6 FRP はり供試体の荷重変位関係の例
(プレテンションはり, CFRP ケーブル)

3. 4. 2 ポストテンションばりの静的曲げ載荷試験

(1) 試験方法

ポストテンションはり供試体については、 $80 \times 80 \times 850$ cm のはり状の供試体に各 FRP ケーブルをマルチケーブルとして配置した。供試体は各 FRP ケーブルに対して 1 体ずつ計 4 体とした。コンクリートの圧縮強度は $43.8 \sim 55.8$ kgf/cm² である。シースには FEP 管を用いた。なお、比較のため、形状・寸法が同じでケーブルに PC 鋼材を用いた供試体を一体製作し、同様な載荷試験を行った。

試験に際しては、プレテンションはりと同様に供試体中央に埋設した埋め込みゲージでコンクリートのひずみを、またケーブルに貼付したひずみゲージでケーブルのひずみを測定し、製作時から試験時までの間のプレストレスの減少量を測定した。載荷方法については、供試体を支間 800 cm で単純支持し、中央からそれぞれ 50 cm の 2 点に静的に荷重を加えた。

(3) 試験結果

表-5 ポストテンションはり供試体の曲げひびわれ荷重および曲げ破壊荷重

曲げひびわれ発生荷重および曲げ破壊荷重を表-5 に示す。ここで、これらの荷重はプレテンションはり供試体の場合と同様な方法で求めた

供試体	曲げひび割れ発生荷重 (tf)			曲げ破壊荷重 (tf)		
	計算値	実測値	実験値/計算値	計算値	実測値	実験値/計算値
CRBNI	18.40	16.50	0.90	37.90	37.30	0.98
CRBNI II	18.60	16.50	0.89	56.70	50.70	0.89
ARM DI	15.73	14.00	0.89	24.30	35.90	1.48
ARM DI II	18.78	13.50	0.72	29.50	33.60	1.14
PC	18.97	16.50	0.87	37.48	40.21	1.07

ものである。

曲げびわれ発生荷重については、計算値に対する実測値の比がCFRPI供試体で0.90, CFRPII供試体で0.89, AFRPI供試体で0.89, AFRPII供試体で0.72, PC鋼材供試体で0.87であり、ばらつきが多少みられるが従来からのPC部材に対する方法で求め得ることが理解された。

曲げ破壊荷重については、計算値に対する実測値の比がCFRPI供試体で0.98, CFRPII供試体で0.89, AFRPI供試体で1.48, AFRPII供試体で1.14、PC鋼材を用いた供試体で1.26であり、FRPケーブルの種類によって同比のバラツキが大きく、またPC鋼材を用いた供試体の比に比べてかなり小さくなる場合があることが理解される。この原因としては、それぞれのFRPケーブルのヤング係数の違い、マルチケーブルの場合のケーブル全体での破断強度の評価の違い等が挙げられ、今後特に計算値に対する実測値の比が1.0を下回ったCFRPIおよびCFRPIIの場合については、これらの影響について検討を要することが理解される。なお、今回用いたマルチケーブルの引張強度についてはそれぞれ1本あたりの引張強度に本数を乗じた値にそれぞれ低減係数を乗じて設定しているが、この低減係数についてはそれぞれCFRPI供試体で0.80, CFRPII供試体で0.68, AFRPI供試体で0.84およびAFRPII供試体で1.00としている。

4. あとがき

FRPケーブル単体としての材料特性については平成2年度までの各種試験によってかなり把握され、CFRPIIケーブルおよびAFRPIIケーブルについてはかなり実用レベルに達していることが確認された。今後、これらのFRPケーブルを用いたPC部材の耐荷特性および耐久性を把握することが必要となるが、平成3年度の静的曲げ載荷試験はその基礎となるものである。平成4年度には、さらにFRPケーブル定着部の疲労試験、はり供試体の疲労載荷試験等を行い、これらの結果に基づいて「FRPケーブルを用いたPC橋の設計・施工指針(案)」を作成する予定である。

建設省土木研究所 正会員 西川 和廣
 国土庁地方振興局 正会員 笑作 光一
 建設省土木研究所 正会員 杉山 純
 同 正会員 〇内田 賢一

1. まえがき FRPケーブルは、その特性として応力ひずみ関係が破断まで直線的であるために、通常のPC鋼材を用いたPC部材と異なった曲げ耐力特性を示すものと考えられる。本研究では、FRPケーブルの種類、配置量、配置段数、緊張力の大きさ等が曲げ耐力特性に与える影響を明らかにするために、その要因を考慮したプレテンションはり供試体を製作し、これらの静的曲げ載荷試験を行った。以下にその結果の概要について述べる。なお、本研究は(株)大林組、オリエンタル建設(株)、五洋建設(株)、清水建設(株)、住友建設(株)、(株)竹中工務店、(株)竹中土木、日本鋼弦コンクリート(株)、(株)ピー・エス、三井建設(株)と共同で行ったものである。

2. 試験方法 供試体の諸元および形状寸法をそれぞれ表-1および図-1に示す。供試体は、 $35 \times 25 \times 330$ cmのはり状の供試体に各FRPケーブルをプレテンション方式で配置した。コンクリートの圧縮強度は $39.6 \sim 64.8$ kgf/cm²である。試験水準としては、FRPケーブルを4水準(炭素繊維(CRBN IおよびCRBN II)、アラミド繊維(ARMD IおよびARMD II)(表-1参照)、有効緊張力を2水準(0.4Pu、0.6Pu(Pu:メーカー保証引張強度))、破壊形態を2水準(緊張材破断先行型、コンクリート圧壊先行型)、ケーブルの配置段数を2水準(1段配置、2段配置)とした。供試体数は、これらの水準の組合せた供試体16体と、比較のため、形状・寸法が同じでケーブルとしてPC鋼材を用いた供試体2体の合計18体とした。

載荷試験は、供試体を支間300 cmで単純支持し、中央からそれぞれ25 cmの2点に静的に荷重を加えた。

3. 試験結果 曲げひびわれ発生荷重および曲げ破壊荷重の計算値と実測値を表-2に示す。ここで、曲げひびわれ発生荷重計算値の算出は、コンクリートの引張強度としてコンクリート円柱供試体の割

裂引張強度を用いた。また、曲げ破壊荷重の計算値は、最も曲げ引張側にあるPC鋼材またはFRPケーブルのひずみが破断ひずみに達した時、または、けた上面のコンクリートの圧縮ひずみが終局ひずみ(0.0035)に達した時の値とした。なお、PC鋼材やFRPケーブルの破断ひずみには引張試験での結果(平均値)を用いている。

曲げひびわれ発生荷重についてはいずれの供試体とも計算値と実測値がほぼ一致しており、各供試体には供試体の設計で考慮した有効プレストレス力が作用していることが理解される。

1段配置の場合と2段配置の場合の各供試体の曲げひび割れ発生荷重付近の荷重と曲げひび割れ幅の関係をそれぞれ図-2および図-3に示す。ひび割れ幅に及ぼす使用緊張材の影響については、ひび割れ発生後のひび割れ幅の増加がPC鋼材、CRBN IおよびCRBN IIは比較的緩やかであるのに対し、ARMD IおよびARMD IIはひび割れの発生が比較的急激であることが理解される。これは、ARMD IおよびAR

表-1 供試体の諸元

供試体名	緊張材の種類	緊張材の形状	緊張力(t)	緊張材の配置
CRBN I 0.6-T-1	炭素 I	より線	26.1	3φ12, 5-1段
CRBN I 0.4-T-1	炭素 I	より線	17.4	3φ12, 5-1段
CRBN I 0.6-T-2	炭素 I	より線	26.1	3φ12, 5-2段
CRBN I 0.6-C-1	炭素 I	より線	52.2	6φ12, 5-1段
CRBN II 0.6-T-1	炭素 II	異形化	25.2	6φ6-1段
CRBN II 0.4-T-1	炭素 II	異形化	16.8	6φ6-1段
CRBN II 0.6-T-2	炭素 II	異形化	25.2	6φ6-2段
CRBN II 0.6-C-1	炭素 II	異形化	25.2	6φ6-1段
ARMD I 0.6-T-1	アラミド I	細結状	13.8	2φ12-1段
ARMD I 0.4-T-1	アラミド I	細結状	9.2	2φ12-1段
ARMD I 0.6-T-2	アラミド I	細結状	20.8	3φ12-2段
ARMD I 0.6-C-1	アラミド I	細結状	41.5	6φ12-1段
ARMD II 0.6-T-1	アラミド II	異形化	12.2	4φ6-1段
ARMD II 0.4-T-1	アラミド II	異形化	8.2	4φ6-1段
ARMD II 0.6-T-2	アラミド II	異形化	18.4	6φ8-2段
ARMD II 0.6-C-1	アラミド II	異形化	36.7	12(4φ3)-1段
PCW 0.6-Y-1	PCより線	より線	29.3	3φ12, 4-1段
PCW 0.6-Y-2	PCより線	より線	29.3	3φ12, 4-2段

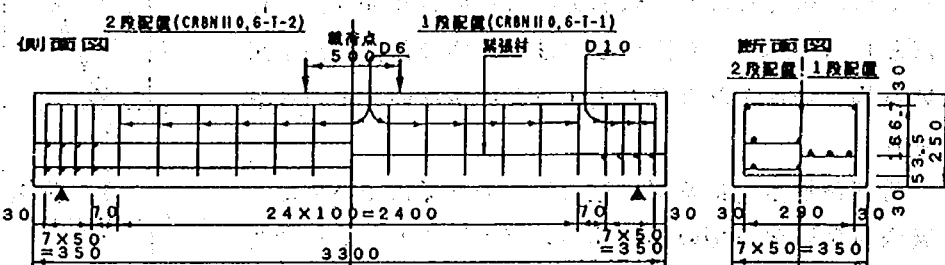


図-1 供試体の形状・寸法の例(CRBN II 0.6-T-1, 2)

MD II の弾性係数が PC 鋼材、CRBNI および CAB N II (14000~20000 kg/mm²) に比べて半分程度 (5400~6500 kg/mm²) と小さいためと考えられる。

曲げ破壊荷重については、計算値に対する実測値の比が CRBNI 供試体で 1.04~1.10, CRBNI 供試体で 1.13~1.30, ARMD I 供試体で 1.08~1.59 および ARMD II 供試体で 1.21~1.32 であり、FRP ケーブルを用いた供試体についてはいずれも同比が 1.0 以上となっている。なお、PC 鋼材を用いた供試体では 2 体とも同比が 0.96 となっているが、これはいずれの供試体についてもコンクリートの圧壊が先行しており、シリンダーによる圧縮強度と供試体の圧縮強度との差によって生じたものと推定される。

曲げ破壊荷重に及ぼすケーブル配置段数の影響については、1 段配置の供試体および 2 段配置の供試体の計算値に対する実測値の比がそれぞれ CRBNI 供試体で 1.08 と 1.10, CRBNI 供試体で 1.13 と 1.17, ARMD I 供試体で 1.54 と 1.59 および ARMD II 供試体で 1.21 と 1.26 であり、いずれも 2 段配置の場合に同比が若干大きくなっており、配置段数が大きい場合に今回の曲げ破壊耐力の計算方法が安全側の値を与えることが理解される。

曲げ破壊荷重に及ぼす有効引張力の影響については、0.4 Pu の供試体および 0.6 Pu の供試体の計算値に対する実測値の比がそれぞれ CRBNI 供試体で 1.06 と 1.08, CRBNI 供試体で 1.13 と 1.13, ARMD I 供試体で 1.53 と 1.54 および ARMD II 供試体で 1.24 と 1.21 であり、今回の曲げ破壊耐力の計算方法を用いる場合にはそれほど考慮する必要がないことが理解される。

曲げ破壊耐力に及ぼす破壊形態の影響については、緊張材破断先行型の供試体およびコンクリート圧壊先行型の供試体の計算値に対する実測値の比がそれぞれ CRBNI 供試体で 1.08 と 1.04, CRBNI 供試体で 1.13 と 1.30, ARMD I 供試体で 1.54 と 1.08 および ARMD II 供試体で 1.21 と 1.32 で FRP ケーブルの種類によって同比の大小関係が異なっており、有意な差は認められなかった。

なお、例として CRBNI および PC 鋼材を用いたプレテンションはり供試体の荷重変位曲線を図-4 に示す。FRP ケーブルを緊張材に用いた供試体では、PC 鋼材を緊張材に用いた供試体のような降伏現象は見られないが、破壊時までにはりのたわみ変形量 ($\delta/L=0.012\sim0.020$) がかなりあることが理解される。

表-2 曲げひびわれ発生荷重及び曲げ破壊荷重

供試体	ひび割れ荷重 (tf)		曲げ破壊荷重 (tf)		曲げ破壊状態
	計算値	実測値	計算値	実測値	
CRBNI 0.4-T-1	3.81	4.00	11.96	12.62	1.06 破断
CRBNI 0.6-T-1	5.52	3.20	11.71	12.60	1.08 破断
CRBNI 0.6-T-2	5.41	5.80	11.18	12.26	1.10 破断
CRBNI 0.6-C-1	8.27	8.20	17.04	17.80	1.04 圧壊
CRBNI 0.4-T-1	4.30	3.40	13.11	14.82	1.13 破断
CRBNI 0.6-T-1	5.50	6.00	13.14	14.86	1.13 破断
CRBNI 0.6-T-2	5.41	5.60	11.67	13.70	1.17 破断
CRBNI 0.6-C-1	1.66	1.80	4.01	5.20	1.30 圧壊
ARMD I 0.4-T-1	2.75	2.60	4.90	7.50	1.53 破断
ARMD I 0.6-T-1	3.73	3.20	4.67	7.20	1.54 破断
ARMD I 0.6-T-2	4.88	4.62	6.66	10.57	1.59 破断
ARMD I 0.6-C-1	7.15	6.40	14.47	15.60	1.08 圧壊
ARMD II 0.4-T-1	3.79	4.20	1.11	7.95	1.24 破断
ARMD II 0.6-T-1	4.40	4.80	6.41	7.76	1.21 破断
ARMD II 0.6-T-2	5.81	5.80	8.44	10.60	1.26 破断
ARMD II 0.6-C-1	6.71	8.60	13.53	17.86	1.32 圧壊
PCW 0.6-Y-1	5.52	5.50	13.15	12.65	0.96 圧壊
PCW 0.6-Y-2	5.78	6.40	12.96	12.40	0.96 圧壊

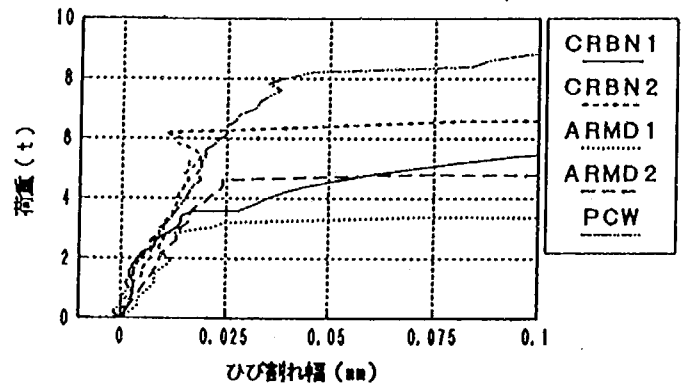


図-2 荷重-ひび割れ幅関係 (1 段配置)

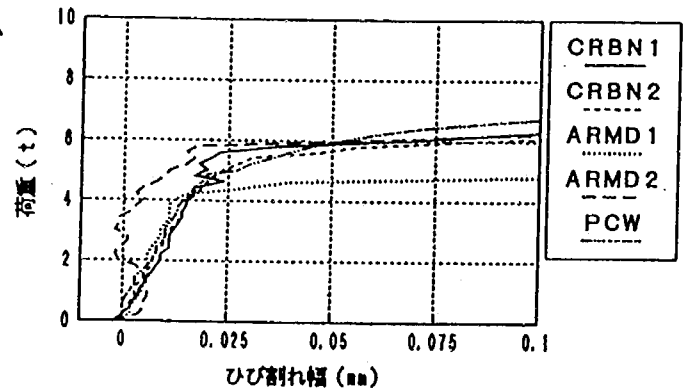


図-3 荷重-ひび割れ幅関係 (2 段配置)

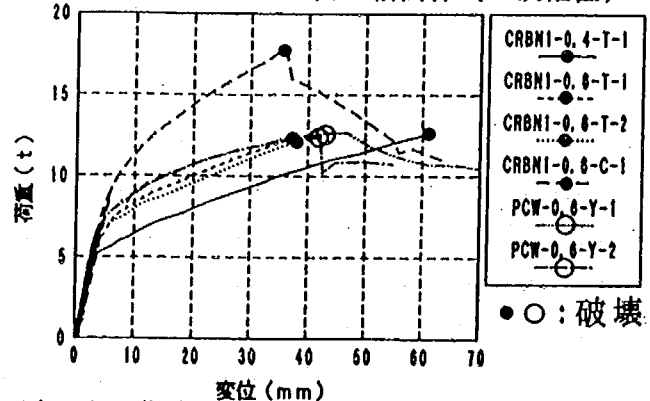


図-4 荷重-変位関係の例 (CRBNI, PC)

建設省土木研究所	正員	西川 和廣
同	正員	神田 昌幸
建設省関東地方建設局	正員	杉山 純
建設省土木研究所	正員	○内田 賢一

1. まえがき FRPケーブルを緊張材に用いたPC部材は、FRPの特殊な性能のために、通常のPC鋼材を用いた場合と異なった耐荷特性を示すものと考えられる。本研究では、終局荷重作用時にFRPを緊張材に用いたはりのコンクリートが負担できるせん断力を明らかにするために、せん断破壊を生じさせる設計条件を与えたプレテンションはり供試体によるせん断実験を行った。また、道路橋示方書に準拠して設計したポストテンションはり供試体を用いて静的載荷実験を行い、FRPを緊張材に用いた場合の破壊性状を調べ、設計手法の確認を行った。以下にその結果の概要について述べる。なお、本研究は(株)大林組、オリエンタル建設(株)、五洋建設(株)、清水建設(株)、住友建設(株)、(株)竹中工務店、(株)竹中土木、日本鋼弦コンクリート(株)、(株)ビー・エス、三井建設(株)と共同で行ったものである。

2. 試験方法 プレテンションはり供試体の形状・寸法および載荷方法を図-1に示す。供試体は、高さ40cm、幅15cmの矩形断面で長さ330cmのはり状の供試体に各緊張材をプレテンション方式で配置した。載荷方法は、供試体を支間240cmで単純支持し、せん断スパン比を2.75とした2点に静的に荷重を加えた。実験は、緊張材5種類(炭素繊維2種類、アラミド繊維2種類、比較用にPC鋼材)、有効プレストレス3段階(各緊張材の保証引張強度の0%、30%、60%)の計15体に対して行った。

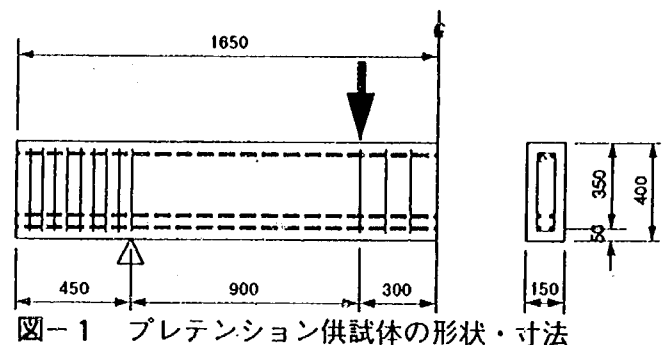


図-1 プレテンション供試体の形状・寸法

ポストテンションはり供試体の形状・寸法および載荷方法を図-2に示す。供試体は、高さ80cm、ウェブ厚さ30cm、上フランジ幅80cmのT形断面で長さ850cmのはり状の供試体に各緊張材をポストテンション方式で配置した。載荷方法は、供試体を支間670cmで単純支持し、せん断スパン比を2.5とした2点に静的に荷重を加えた。実験は、緊張材を5種類(炭素繊維2種類、アラミド繊維2種類、比較用にPC鋼材)の各1体計5体に対して行った。

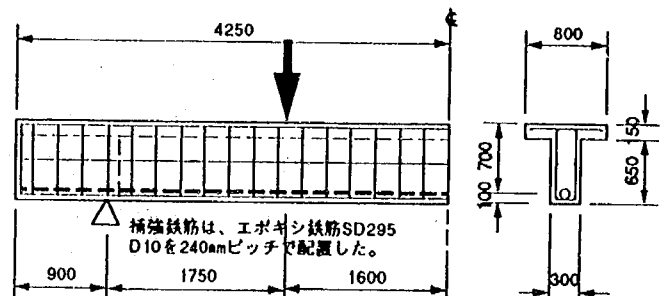


図-2 ポストテンション供試体の形状・寸法

3. 試験結果

曲げ破壊性状 図-3に参考としてプレテンションけた供試体CRBN1-00~60(00~60は、それぞれ有効プレストレスを示す)の荷重-変位関係のグラフを示す。ここで、炭素繊維FRPは伸び性能が小さく、かつ、せん断変形に追従しにくい性質を有しており、CRBN1およびCRBN2供試体ではせん断ひび割れ部での緊張材の破断によるせん断破壊、もしくは破断型の曲げ破壊が生じる傾向が見られた。一方、伸び性能が大きく、比較的せん断変形に追従できるアラミド繊維FRPを用いたARMD1および

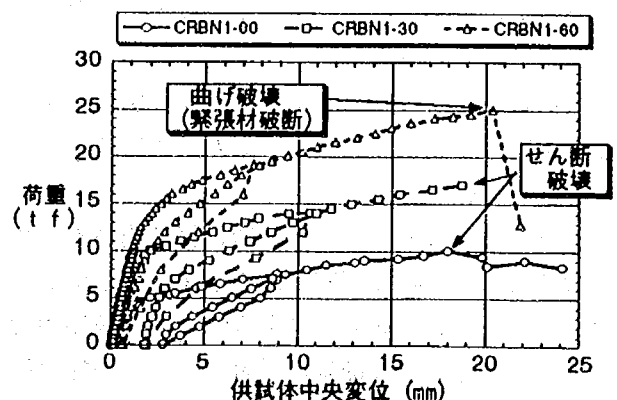


図-3 荷重-変位関係(CRBN1-00~60)

ARMD2供試体では、コンクリート上縁の圧縮破壊により耐力を失う傾向が見られた。これらより緊張材の

伸び性能およびせん断変形能がせん断破壊形式に影響を与えることが理解される。

道路橋示方書に基づき設計したポストテンションはり供試体の破壊性状は、CRBN1供試体以外ではせん断ひび割れは生じず、FRP緊張材を用いた供試体は破断型の曲げ破壊、PC鋼棒を用いた供試体は、コンクリートの圧縮破壊を伴う曲げ破壊にて耐力を失った。

破壊荷重の実測値と計算値 プレテンションはり供試体の破壊荷重の実測値および計算値を表一に、ポストテンション供試体の破壊荷重の実測値および計算値を表二に示す。ここでせん断破壊荷重の計算値(Pu^{*1})は道路橋示方書による式(1)で、せん断破壊荷重の計算値(Pu^{*2})は、既往の研究¹⁾を参考に式(2)で計算した。

$$P_{u^{*1}} = 2 \left\{ \tau_c \left(1 + \frac{M_o}{M_d} \right) b_w d + \frac{A_{sv} f_{sv} d}{1.15 s_d} \right\} \dots (1)$$

$$P_{u^{*2}} = 2 \left\{ 0.94 f_c^{1/3} \left(\frac{100 A_s}{b d} \right)^{1/3} \left(\frac{100}{d} \right)^{1/4} \left(0.75 + \frac{1.4}{a/d} \right) b_w d + \frac{A_{sv} f_{sv} d}{1.15 s_d} + 2 \frac{M_o}{a} \right\} \dots (2)$$

なお、曲げ破壊荷重の計算値は、最も引張側にある緊張材の応力が実験に先立ち引張試験によって求められた平均引張強度に達した時、または上縁のコンクリートの歪みが0.0035に到った時の値とした。

プレテンションはり供試体の式(1)によるせん断破壊荷重の計算値は、破壊荷重の実測値に対して大きく下回り、また緊張力の増加に対しても耐力の増加は少なく、緊張力の増加によるコンクリートの負担するせん断耐力の増加を小さく評価しており、安全側の値を与えていることがわかる。一方、式(2)によるせん断破壊荷重の計算値は破壊荷重の実測値および緊張力の増加に対しても概ね評価出来ることがわかった。プレテンションはり供試体の破壊荷重の実測値と計算値の比較を図一4に示す。ここで、破壊荷重の実測値は緊張力の増加に伴い増加していることが理解できる。緊張力の高い供試体のせん断破壊荷重の計算値は曲げ破壊荷重の計算値を上回っており、これは実験での破壊性状がせん断ひび割れを伴う曲げ破壊に移行したと一致する。

ポストテンションはり供試体の破壊荷重の実測値は、曲げ破壊荷重の計算値にほぼ一致しており、全ての供試体が曲げ破壊したと整合する。また、式(1)によるせん断破壊荷重の計算値は安全側の値を与えている。

4. まとめ FRPケーブルを緊張材に用いたPC部材に関するせん断破壊荷重の計算値は、式(1)を用いる場合ほぼ全ての供試体で安全側の値を与えている。また、式(2)に関しては、実測値と式(2)によるせん断破壊荷重の計算値との比および実験値と曲げ破壊荷重の計算値との比が共に1を超える場合には、せん断ひび割れの発達を伴う曲げ破壊、後者が1以下の場合にはせん断破壊、前者が1以下で後者が1を超える場合は、せん断ひび割れの発達があまり生じない曲げ破壊となった。実験結果より直接的なせん断耐力の評価において式(2)は有効であると考えられる。

参考文献 1) 鳥取誠一・桶井一向・谷地誠一:「FRPロッドを引張補強筋およびせん断補強筋として用いたRC,PCはりのせん断試験」『コンクリート構造物への適用に関するシンポジウム講演論文報告集』JSCCE, Apr.1992, PP199-204

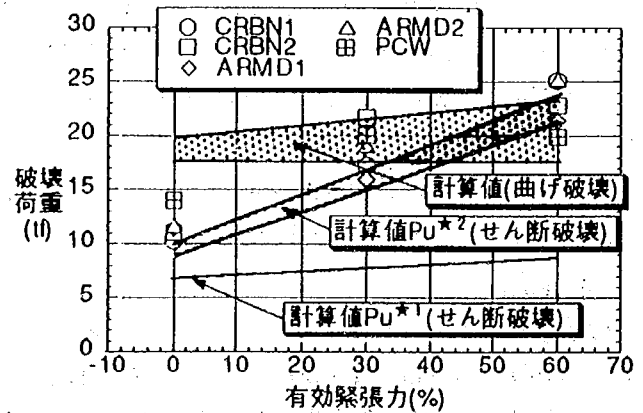
表一 プレテンション供試体のせん断試験

供試体名	曲げひび割れ発生荷重 実測値	破壊荷重							備考	
		実測値	計算値				曲げ	実測値		
			せん断 Pu*1	実測値 計算値	せん断 Pu*2	実測値 計算値				
CRBN1-30	1-00	3.56	10.23	6.83	1.50	9.49	1.08	18.79	0.54	A
		7.05	17.20	7.91	2.17	15.51	1.11	19.26	0.89	A
	1-60	10.01	25.12	8.95	2.81	21.91	1.15	19.75	1.27	C
CRBN2-30	2-00	2.01	11.02	6.83	1.61	9.18	1.20	19.92	0.55	A
		7.01	21.69	7.86	2.76	15.60	1.39	20.35	1.07	A
	2-60	12.46	22.82	8.86	2.58	21.88	1.04	20.59	1.11	C
ARMD1-30	1-00	3.04	11.39	6.83	1.67	9.70	1.17	17.61	0.65	A
		6.06	15.95	7.96	2.00	15.58	1.02	17.61	0.91	A
	1-60	8.53	21.39	9.11	2.35	21.37	1.00	17.55	1.22	AB
ARMD2-30	2-00	3.52	11.62	6.83	1.70	9.20	1.26	18.37	0.63	AB
		8.00	19.04	8.01	2.38	16.84	1.13	21.37	0.89	AB
	2-60	12.55	25.21	8.99	2.80	24.20	1.04	23.48	1.07	B
PCW-30	-00	3.54	14.00	6.83	2.05	8.64	1.62	18.12	0.77	A
		6.49	20.01	7.93	2.52	14.61	1.37	18.24	1.10	B
	-60	10.06	19.90	9.02	2.21	20.55	0.97	18.30	1.09	B

表二 ポストテンション供試体のせん断試験

供試体名	曲げひび割れ発生荷重 実測値	破壊荷重							備考
		実測値	計算値				曲げ 実測値 計算値	実測値 計算値	
			せん断 Pu*1	実測値 計算値	せん断 Pu*2	実測値 計算値			
CRBN I	39.00	82.07	62.11	1.32	104.26	0.79	75.36	1.09	C
CRBN II	41.16	100.05	61.28	1.63	115.50	0.87	98.15	1.02	C
ARM I	33.76	65.08	62.87	1.04	97.67	0.67	55.21	1.18	C
ARM II	35.80	61.69	64.10	0.96	103.90	0.59	60.05	1.03	C
PCBAR	42.70	87.55	62.23	1.41	114.67	0.76	81.67	1.07	B

A:せん断破壊
B:曲げ破壊 (コンクリート圧壊)
C:曲げ破壊 (緊張材破断)



図一4 破壊荷重の実測値と計算値の比較(プレテンション)



Material Properties of FRP Prestress Tendons

Masayuki Kanda
Public Works Research Institute
Japan

Sadatoshi Ohno,
Takenaka Corp.

Kunio Hihara,
Shimizu Corp.

Yukihiro Kawamoto,
P.S. Corp.
Japan

Sunao Kondo,
Oriental Const.

Akira Iizumi
Nippon Kougen.

SUMMARY

This paper reports the experimental results of the materials properties of the FRP prestress tendons. Using five types of FRP prestress tendon, tensile properties, durability, relaxation, and bonding properties were investigated. In the tensile tests, the main factor was the test length of the specimens. In the bond tests, the influence of temperature on bonding properties were studied. Durability of the FRP tendons was evaluated by various environmental conditions such as immersion in highly alkalified solution, the freezing and thawing tests etc.. Two different tests were carried out to assess the relaxation properties of the FRP tendons, the first is a test measuring the relaxation of FRP tendons anchored in the steel frames and the second is a simulation test assessing the FRP relaxation including shrinkage and creep effects of concrete with the post-tension concrete beams. Additionally, the anchorage efficiency and coefficient of friction between the tendons and sheath were investigated. From the experimental results, it was considered that these FRP tendons can be practically used as prestressing tendons.

1. INTRODUCTION

Recent years have seen a great deal of research into the use of fiber-reinforced plastics (FRP) as an alternative to conventional prestressing tendons and reinforcing bars in concrete. The characteristics of FRP—high strength, lightness, and corrosion-resistance—are expected to lead to its use as a reinforcing material for concrete structures constructed in severe environments, where conventional reinforcing bars and prestressing tendons quickly lose functionality due to corrosion. The aim of this study is to develop a technology for the use of FRP as prestressing tendons in prestressed concrete; it is part of a Comprehensive Research and Development Project; "Development of New Base Materials and New Materials Utilization Techniques in Construction Projects", which has been run under the auspices of the Ministry of Construction since 1989. The purpose of this paper is to clarify what characteristics are required of the FRP as regards design, and to elucidate any problems with regard to methods of evaluating these characteristics. The tests were carried out on five types of FRP tendon that have potential for use as prestressing tendons in PC bridges.

2. OVERALL PROGRAM

The FRP specimens chosen for testing are five varieties of carbon fiber, aramid fiber, and glass fiber. Details of each reinforcing material and the manufacturers' nominal characteristic values are given in Table 1. The conducted tests covered characteristics including tensile strength, bonding, relaxation, durability, anchorage, and coefficient of friction against the sheath. In some of the tests, a comparison was also made with PC steel and PC stranded wire.

Table 1. Nominal Properties of Prestressing Tendons (FRP & Steel)

Tendon Name	Type of FRP cable				Nominal Size		Mechanical properties				Coefficient of thermal expansion (10 ⁻⁶ /°C)
	Type	Fiber	Blinder	Fiber Content (%)	Dia-meter (mm)	Section Area (mm ²)	Tensile strength (MPa)	Elastic Modulus (GPa)	Ultimate strain (%)	Relaxation (%)	
CFPR-I	strand	Carbon	Epoxy resin	64	12.5	76.0	1885	138	1.6	3.5 [*] 1)	0.60
CFPR-II	rod			65	3 8	7.1 49	1529 1550	148	1.21	3.7 [*]	0.68
AFPR-I	braided rod	Aramid	Vinyl-ester	65	8 12	50 90.5	1263	64	2.2	7 ²⁾	-5.21
AFPR-II	rod			65	6	28.3	1777	53	3.3	7-14 [*] 3)	-5.70
GFRP	rod	Glass	Epoxy resin	62	8	50	1480	44	2.6	—	3.00
PC-rod	SBPR 95/110	Steel	—	—	9.2 23	66.5 415.5	1086	197	5	1.5	—
PC strand	SWPR 7A			—	9.3 15.2	51.6 138.7	1727 1629	197	3.5	3.0	—

* : prediction value for 30 years later,

1): initial load ; 0.8 Pu, 2): initial load ; 0.5-0.7Pu (100hour), 3): initial load ; 0.6-0.8Pu

3. TENSILE TESTS

3.1 Test program and methods

The main factors affecting the tensile strength of FRP tendons are the environmental conditions—temperature, humidity, etc.—the loading rate, the specimen size (diameter and length), the composition, and the anchorage method. From the point of view of establishing a practical means of evaluating the physical properties of FRP tendons, the effects of loading rate and the specimen length are particularly important. Since the effects of loading rate have been reported in past studies related to the types of FRP tendons currently under development[1], this test focuses on the effects of specimen length on the tensile strength.

Two test lengths, 40 cm and 100 cm, were selected as specimens for these tests; these test lengths will fit into ordinary test equipment and provide adequate length for anchoring. The test method used conformed with the provisional method proposed by the Japan Institute of Civil Engineers [2]. However, a loading rate of $A \times 5-6$ MPa/min (A : cross sectional area of FRP tendons, mm²) was chosen since the amount of fiber in each tendon was approximately the same; the results of past studies have indicated that there is no discrepancy as long as the loading rate is within the range $A \times 2-10$ MPa/min. Although no particular control was exercised over temperature and relative humidity, the temperature was in the range 11.5-16.4°C and relative humidity 41-76%.

Table. 2 Tensile test results

Tendon Name	Test length (cm)	Elastic Modulus		Tensile Strength	
		(GPa)	Std. div. (MPa)	(MPa)	Std. div. (MPa)
CFRP-I	40	152	6.0	2182	26.6
	100	152	10.4	2226	50.5
CFRP-II	40	140	2.4	2126	98.4
	100	149	1.7	2137	186.0
AFRP-I	40	64	1.7	1360	62.1
	100	65	2.6	1245	45.6
AFRP-II	40	56	1.4	1941	70.4
	100	58	1.2	1968	26.3
GFRP	40	55	1.5	1739	71.5
	100	56	1.3	1705	60.6

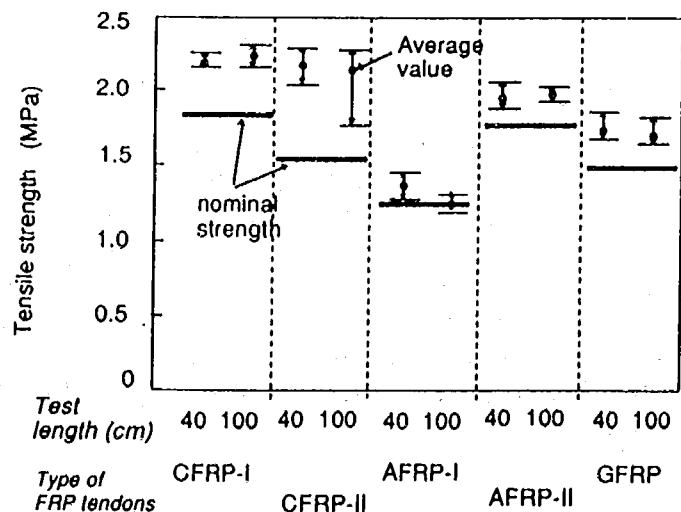


Figure 1. Comparison between the experimental results and the nominal values of tensile strength

3.2 Test results and discussion

Figure 1 and Table 2 show the measured tensile strength of each variety of FRP tendon and its relationship with the nominal strength as specified by the manufacturer. Comparing the measured values with the nominal tensile strength, all actually measured values exceeded the nominal values. The nominal strength of the tendons made of carbon fiber I, carbon fiber II, and glass fiber was even found to be less than the average of the test results minus three standard deviations (3d). In contrast, the nominal strength of aramid fiber II was found to be close to the test average minus three standard deviations (3d). Results for 100 cm lengths of aramid fiber I were near the nominal strength; a result considered attributable to damage to the anchorage which allowed the FRP rod to slip out, thus preventing it displaying its full strength. Although it is difficult to form a comprehensive judgment with just six specimens, the fact that the results for carbon fiber and glass fiber are much higher than the nominal strength implies that there was a large scatter in tensile strength among the mother group of these tendons, as compared with aramid fiber tendons. As mentioned above, two specimen lengths—40 cm and 100 cm—were tested for each FRP variety; however, within the range of this test, length had practically no effect except in the case of aramid I. In addition, the relationship between tensile stress and strain for each FRP specimen was linear; and the elastic coefficient of each FRP prestressing tendon was approximately the same as that indicated by each respective manufacturer.

4. BONDING TESTS

4.1 Test program and methods

To examine the bonding strength between each FRP variety and concrete, pull-out tests were implemented. The thermal expansion of FRP differs greatly from that of concrete, so stresses due to temperature fluctuations arise at the bonding interface. Accordingly, the test parameters were designed with particular attention to the temperature dependence. They are given below.

- (1) Rod material (FRP varieties, steel)
- (2) Temperature (standard temperatures: 20°, 40°, 60°, 70°C)
- (3) Temperature cycling (100 cycles $\leftarrow \rightarrow 30^\circ\text{C}$)

Figure 2 illustrates the size of the specimens and the set-up of the tests. A round steel bar of spiral form was embedded in each specimen to prevent the concrete from cracking. Testing was in conformance with Pull-out Testing (Proposed) of the Japan Concrete Institute, Inc. The concrete strength at the time of testing was 35-46 MPa.

4.2 Test results and discussion

Figure 3 shows the relationship between the bond stress and slippage (amount of caving-in on the reverse of the specimen). The maximum bonding stress, although differing according to the type of rod material, is in all cases greater than 6 MPa at normal temperatures. This is more than three times the allowable bonding stress of 2 MPa provided for in the Specifications for Highway Bridge[3] (in the case of a deformed bar, $\sigma_c = 50$ MPa). Figure 4 shows the ratio of the bond strength of each FRP

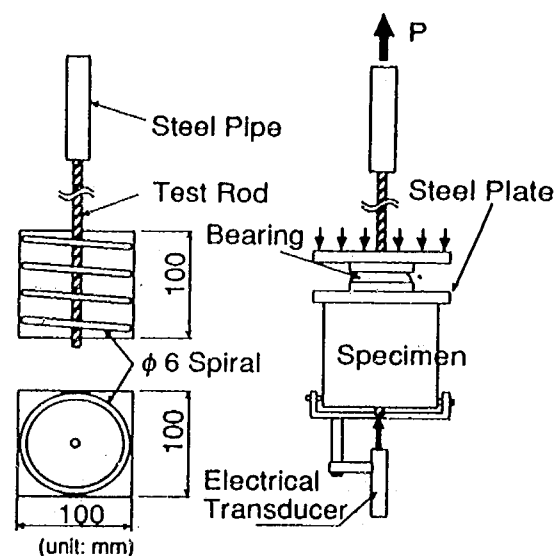


Figure 2. Bond specimen and set-up of pull out tests

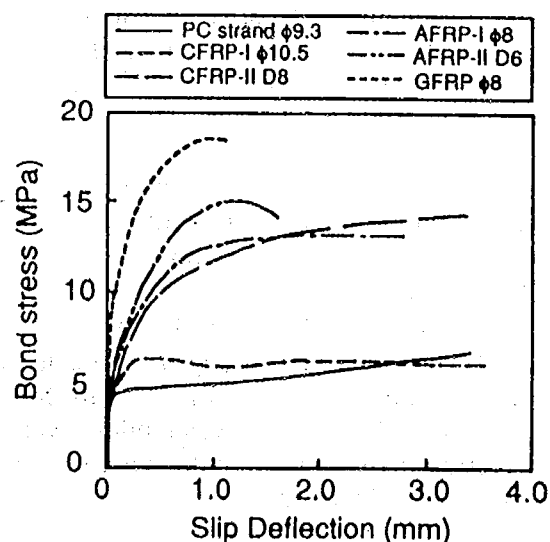


Figure 3. Bond stress-slip relationship for FRP tendons

tested under conditions of various temperature to the values at normal temperature (20°C). It can be seen that the bond stress ratio dropped dramatically at 40-70°C in the case of glass FRP, but with other types of FRP the tendency was for some degree of reduction depending on the tendon type. The bond stress ratio after temperature cycling was almost unchanged for all types from the value measured under normal temperature conditions. These results indicate that bonding ability should present no problems in practical applications, except in some special cases.

5. RELAXATION TESTS

5.1 Test program and methods

In the design of PC bridges, the gradual loss of prestressing force due to relaxation of the reinforcing material and concrete shrinkage constitutes an important issue. However, data on this subject is scarce in the case of PC prestressing tendons. For this reason, we carried out two types of test in this study in an effort to clarify the relaxation characteristics of tensioned FRP tendons over a long period of time. Firstly, relaxation tests were carried out to measure the characteristics of basic tendon materials. Secondly, simulated relaxation tests, in which we evaluated characteristics affecting relaxation, such as concrete creep and drying shrinkage, were carried out on test specimens consisting of concrete beams. This tests is to ensure the characteristics for conditions as close to those of an actual PC bridge as possible.

Relaxation tests : The FRP tendons, each 150 cm long, were anchored to a reaction rack placed in a temperature-controlled room at 20°C, as shown in Figure 5-(a). The prestressing force was 65% of the nominal strength of each tendon. In addition to the five types of FRP tendon indicated in Table 1, specimens made with 9.2 mm Steel prestressing bar (SBPR 95/110) and 9.3 mm Steel prestressing strand (SWPR7A) as tendons were also tested. The prestressing force, strains, and slippage of the prestressing tendon from the anchorage were measured from when the prestress was introduced until 2,000 hours had passed.

Simulated relaxation tests : The reinforcing materials tested were of six types as shown in Table 3. Each was cast in the center of a concrete beam test section (20 x 30 x 450 cm) as shown in Figure 5-(b). The FRP tendons were prestressed and anchored such that the post-tension prestressing force—induced by

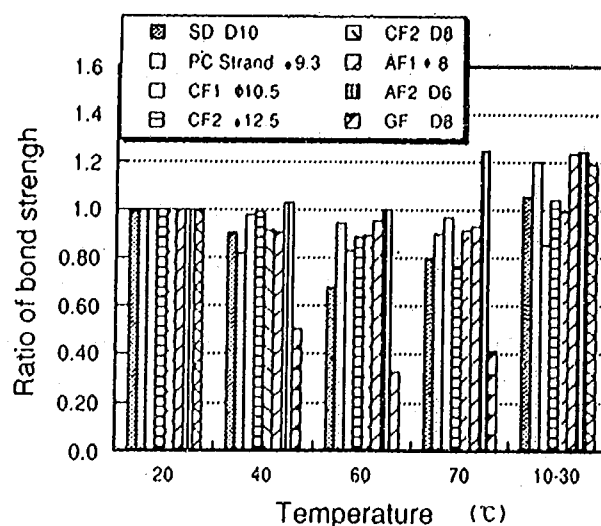
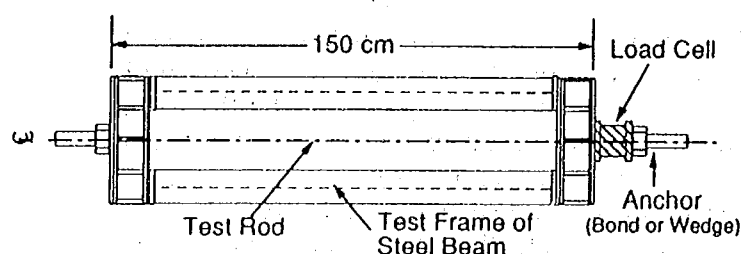
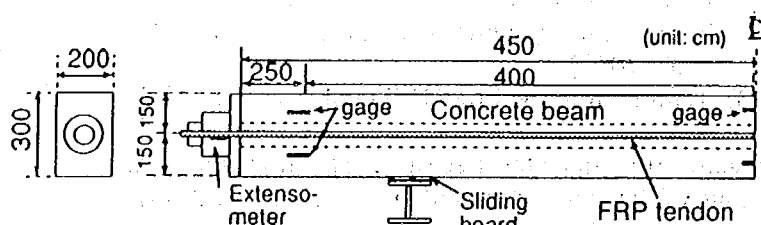


Figure 4. Effect of temperature on bond strength



(a) reaction frame for relaxation tests



(b) concrete beam specimen for simulated relaxation tests

Figure 5. Relaxation test specimens

the multiple-cable method—was 5 MPa . For control purposes, simple concrete beams of the same size were also produced and the strain on the concrete caused by drying shrinkage was measured under the same environmental conditions. The changes in prestressing force applied by each tendon, the deformation and strain of the concrete beams, and the temperature of the specimens were all measured until 2,000 hours after the introduction of prestress.

5.2 Test results and discussion

Relaxation tests : The relaxation ratio at 2000 hr obtained from the strain measurements for each tendon is shown in Table 3. Also, Figure 6 shows the time-dependent change of relaxation ratio. The relaxation ratio of the FRP tendons was greater than the 4.6% for PC steel material at 2000 hours. The values 2,000 hours after initial anchoring were 5-6% for carbon fiber tendons and about 8.1-11.4 % for aramid fiber tendons, respectively. The value for PC strand tendon was much smaller, at 2.7%, because of the low-relaxation steel material used. On the other hand, the reason for the relaxation of GFRP tendons being so large is thought to be some kind of unusual behavior, such as slippage of the tendon from the anchorage.

Simulated relaxation : Preliminary testing up to 720 hours indicated that the relaxation ratio increased as the temperature rose . However, the effects of the size of the prestressing force were relatively small. Using the results collected up to 2,000 hours, the simulated relaxation ratio was calculated using the following two methods:

- The drying shrinkage was obtained from strain measurements of the control beam, and the creep coefficient analyzed. The relaxation ratio was then calculated in consideration of the effects of creep.
- The fall in stress in the prestressing tendon, as calculated from the strain on the specimen beam, was considered to be a result of creep and drying shrinkage, and from this the relaxation ratio was calculated.

Although details of calculation are omitted here, the results are shown in Table 3. Comparing these results with the results of actual relaxation measurements, the relaxation is somewhat smaller for carbon fiber while it is about 5% larger for aramid fibers; the cause of this behavior is not clear. Insufficient data on the relaxation of FRP tendons has been accumulated to date, and we consider it necessary to further examine this area in the future. Any future work should also examine the evaluation method used. Even though our results show that the relaxation value differs greatly according to the type of FRP tendon, we have clarified that the effective prestressing force retained by each FRP tendon after the elapse of 2,000 hours is about 80%, the same as for steel PC materials as shown in Table 3.

6. ACCELERATED DETERIORATION TESTS

6.1 Test program and methods

To check the corrosion resistance of FRP prestressing tendons, four tests of accelerated deterioration

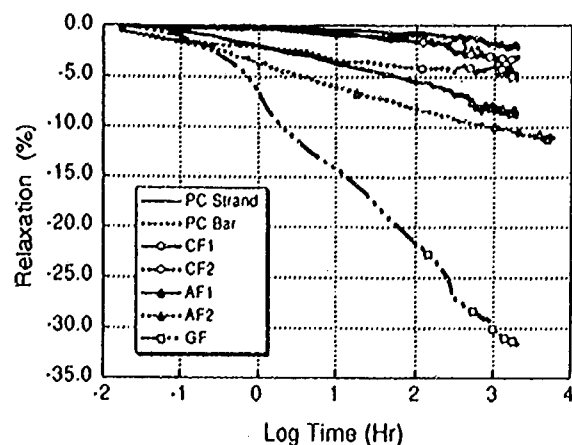


Figure 6. Time dependent change of relaxation

Table 3. Results of relaxation tests

Tendon type	Relaxation ratio (%)			Simulated relaxation test Effective prestressing force (%)
	Relaxation test	Simulated relaxation test		
		A method	B method	
CFRP-I	5.0	4.7	3.6	84.5
CFRP-II	5.8	3.2	2.2	86.0
AFRP-I	8.1	16.1	15.8	77.5
AFRP-II	11.4	15.5	15.5	82.4
GFRP	33.1	—	—	—
PC rod	4.6	2.6	1.0	84.2
PC strand	2.7	2.8	1.7	86.2

* values are at 2(XX) hr

were implemented: a freezing and thawing test, a neutral salt spray test, an immersion test with prestressing force, and a long-term salt and alkali solution immersion test.

Freezing and thawing test : Using specimens 80 cm in length, a 300-cycle test conforming to ASTM standards was carried out.

Neutral salt spray test : This test was conducted in conformity with JIS Z2371.

Immersion test with prestressing force : The applied prestressing force was 65% of the strength specified by each respective manufacturer and the prestressing tendon was immersed in a test solution. The test solution was prepared by adding 3% sodium chloride to a saturated solution of calcium hydroxide; the temperature of the solution was held at 50°C. For comparison, an unstressed specimen was also tested under approximately the same conditions of immersion. For all specimens, tensile tests were conducted before immersion and after 300 hours of immersion.

Long-term salt and alkali solution immersion test : Two types of solution were used in this test: an artificial 3% salt water solution and a saturated solution of calcium hydroxide. The temperature of the solutions was 40°C. Each specimen, 80 cm in length, was immersed in the solution and tensile tests were conducted after six months and one year, respectively.

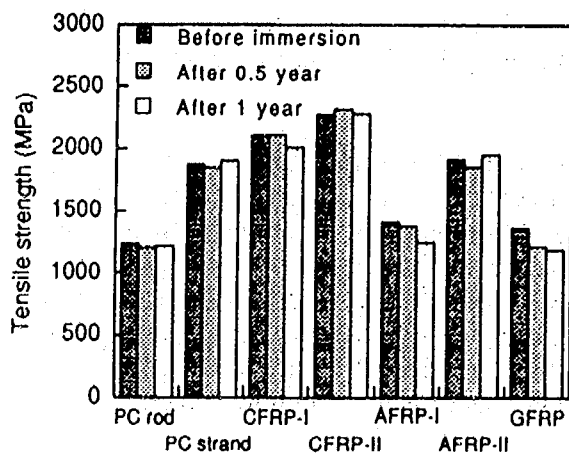
6.2 Test results and discussion

Freezing and thawing and neutral salt spray tests : The results of the neutral salt spray test and the freezing and thawing tests are shown in Table 4 in the form of the ratio of weight and tensile strength loss. Decreases of about 4% in weight and 7% in tensile strength were seen in the case of steel prestressing bar and strand wire in the neutral salt spray test, while a weight decrease of 0.1% occurred in the case of freezing and thawing test. In contrast, FRP prestressing tendons exhibited no loss in tensile strength nor in weight in either test, regardless of type.

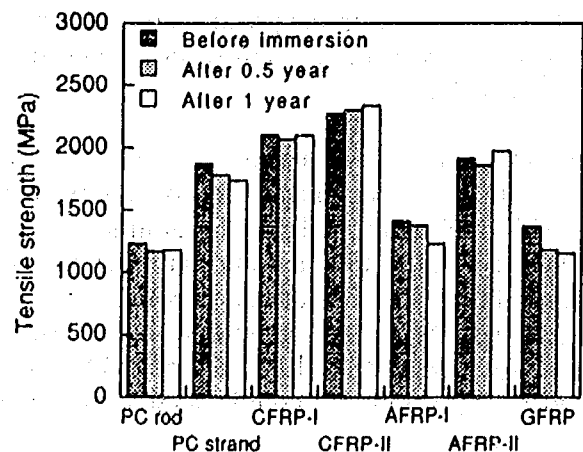
Immersion test with prestressing force : According to tensile measurements after 300 hours of immersion, the tensile strength of all FRP prestressing tendons except GFRP exceeded the nominal strength regardless of the application of a prestressing force, and no significant deterioration was seen. As regards the GFRP prestressing tendon, its tensile strength was found to fall to 89% of the nominal

Table 4. Test results of neutral salt spray test and freezing & thawing test

Tendon type	Neutral salt spray test		Freezing & thawing test	
	weight loss (%)	Strength loss (%)	weight loss (%)	Strength loss (%)
CFRP-I	0	0	0	0
CFRP-II	0	0	0	0
AFRP-I	0	0	0	0
AFRP-II	0	0	0	0
PC rod	4.8	6.7	0.1	0
PC strand	3.7	7.0	0.1	0



(a) Salt solution immersion test (40°C)



(b) Alkali solution immersion test (40°C)

Figure 7. Change of tensile strength in the long-term salt and alkali solution immersion test

strength regardless of whether prestressing was applied or not; this is considered due to deterioration of the glass fiber under the alkali action.

Long-term salt and alkali solution immersion test : Figure 7 (a) shows the results of tensile measurements for tests of immersion in salt water, while Figure 7 (b) is for the alkali solution. The values shown in these figures are average values for five specimens. Comparing the tensile strength of each prestressing tendon before immersion, after six months of immersion, and after one year of immersion, it can be seen that there is a slight tendency for the strength of both AFRP prestressing tendon and GFRP prestressing tendon to decrease. However, observations of the appearance of each FRP prestressing tendon and the steel material indicated that slight corrosion had occurred on the steel prestressing bar and strand wire, while there was no change in the external appearance of the FRP prestressing tendons. Consequently, we believe the decrease in strength seen for both types of FRP prestressing tendon may simply reflect a scatter in the measurements. With respect to this question, however, a full answer will be obtained only after examining in detail the results after two years of immersion. For the present, however, the four types of test carried out so far indicate no significant deterioration of FRP prestressing tendons within the scope of our experimental procedure, allowing us to confirm that these materials have excellent corrosion resistance.

7 EXAMINATION OF FRP PRESTRESSING TENDON ANCHORAGE

7.1 Test program and methods

When a PC member is fabricated by the post-tensioning method, a special anchorage suitable for use with the FRP prestressing tendon is generally used. When multiple strands of a material with no yield domain, such as FRP, are anchored in this way, they often fail to have a tensile strength equal to the nominal strength of each tendon multiplied by the number of tendons in use. For this reason, the nominal tensile strength times the number of FRP prestressing tendons in use is multiplied by a reduction coefficient, R , to obtain the guaranteed strength of the system as a whole, including the anchorage. R depends on the design of the anchorage. As part of this study, an anchorage efficiency test was implemented to confirm the upper limit of loading for the safe implementation of stressing operations, using the multi-grip anchorage shown in Table 5. The maximum load bearing strength of each anchorage system with 3 m-lengths of FRP material in a test section was measured in a temperature-controlled room at 20°C and 40°C.

7.2 Test results and discussion

If the ratio, η , of test measurements to guaranteed strength as established by the manufacturer is defined as the anchorage efficiency, it must be borne in mind that the anchorage efficiency will also be affected by the length of the anchorage. In this test, the deformation of the anchorage and the slippage between the FRP and the anchorage were measured; the results indicate that no problems will arise from the viewpoints of design and construction. Multi-grip anchorage systems are still under development, and the reduction coefficient differs according to the design. In the future, it is expected that the reduction coefficient will approach 1.0 as improvements are made.

Table 5. Results of efficiency test of multi-grip anchoring system

Tendon Name	Type of anchoring system	Nominal reduction coefficient R	Efficiency of anchor system η
CFRP-I	wedge system Multi-grip $\phi 12.5 \times 6$	0.83	0.91 - over 1.0
CFRP-II	wedge system Multi-grip $\phi 8 \times 8$	0.57	over 1.0
AFRP-I	wedge system Multi-grip $\phi 12 \times 6$	0.58	over 1.0
AFRP-II	cement grouting anchor Multi-grip $\phi 6 \times 7$	1.00	0.94 - over 1.0

8. COEFFICIENT OF FRICTION TESTS

8.1 Test program

The purpose of this test was to clarify frictional losses resulting from bending of the sheath, a problem which arises when FRP is used in the post-tensioning mode. In the tests, the concrete specimens embedded steel sheaths at the curvature of 15° and 30° were used. The

contact length between the tendon and sheath is controlled to be 3.14 m. Load at the tensioning end and at the fixed end of the tendon was measured during the loading. The coefficient of friction was calculated from the test results using the following equation:

$$\mu = (\log_e (P_i) - \log_e (P_x)) / (\alpha + 0.012 t)$$

where μ is the coefficient of friction per radian; P_i is the force acting on the tensioning end of the tendon; P_x is the tensioning force at the fixed end of the tendon; α is the angular change; and t is the length of contact between the tendon and sheath.

8.2 Test results and discussion

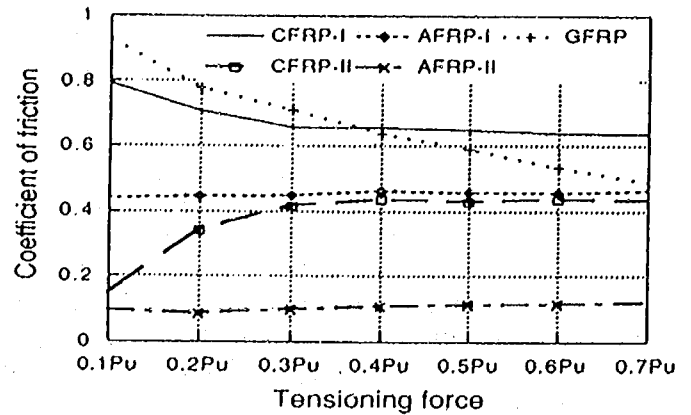
Figure 8 shows the relationship between load at the tensioning end and the coefficient of friction when the curvature is 30° and 15°. When the stress was 0.6 P_u - 0.7 P_u , μ was 0.2 to 0.3 in tests at the curvature of 30°, while at 15° it was 0.1 to 0.7. The coefficient of friction was larger than with PC steel materials, except in the case of aramid II. One reason for this could be that when an FRP tendon is anchored using the multi-grip system, the tensioning force is not equal in each FRP tendon; rather, it depends on the individual tendons and the tendon torsion against the sheath, etc.

9. CONCLUSION

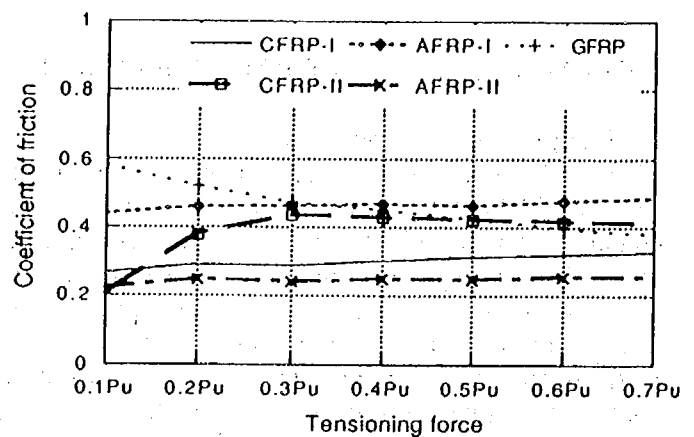
The material characteristics of FRP prestressing tendons have been clarified considerably through this study. We have shown that FRP prestressing tendons using carbon fibers and aramid fibers are suitable for practical applications. Although some issues remain to be fully solved, including improvements to the testing method and anchorages, solutions to these problems appear to be well within the capabilities of the design process. The results of this study are scheduled to be combined with the results of structural member tests and published as "Guidelines for the Design and Construction of PC Bridges Using FRP Tendons."

REFERENCE

- [1] Japan Association for Building Research Promotion, Study of Continuous Fiber Reinforced Concrete, Vol. 2, (Internal Report), March, 1992
- [2] Japan Society of Civil Engineer, Research Subcommittee on Continuous Fiber Reinforcing Materials, Application of Continuous Fiber Reinforcing Materials to Concrete Structures, Concrete Library of JSCE, No. 72, JAPAN, 1992
- [3] Japan Road Association, Specifications for Highway Bridge, Vol. III, Concrete bridges, Feb., 1990
- [4] Itoh H., Maruyama M. and Okamura H., Study on Bond Characteristics of Deformed Fiber Reinforced Plastic Rod, Proc. of J.C.I., Vol. 11, No.1, 1989



(a) curvature 15°



(b) curvature 30°

Figure 8. Relationship between tensioning force and coefficient of friction



Dynamic Properties of Prestressed Concrete Beams using Various FRP Tendons

Kazuhiro Nishikawa
Public Works Research Institute, Ministry of Construction
Japan

Hiroshi Nakai Hiroshi Mikami Motoyuki Okano Katutoshi Hamazaki Shinnichirou Andou
Sumitomo Const. Mitsui Const. Obayashi Corp. Penta-Ocean Const. Takenaka Cvl.Eng.& Const.
Japan

SUMMARY

The data necessary for the design of bridges could be obtained from the tests of the bending and shearing, and the bending fatigue for the prestressed concrete beams using various FRP tendons. It is possible to calculate flexural capacity according to the plane holding's law. When shear capacity is calculated based on the Japan specifications for highway bridge, it is within the limits of safe side well. The properties of bending fatigue assumed serviceability limit state was good. Further, the bending fatigue produced bending cracks, it had good flexural capacity.

1. INTRODUCTION

FRP materials are receiving attention as reinforcement materials in concrete members, because of their high strength, light weight, non-magnetic and resistance to corrosion. Its application has been studied at various fields. Among the rest, the method using FRP prestressing tendon is supposed to be superior on the material properties of FRP and the cost. The object of this study is to develop a new technique for the tendons of prestressed concrete bridges, as a part of Comprehensive Research and Development Project "Development of New Base Materials and New Materials Utilization Techniques in Construction Project", Ministry of Construction since 1989.

This paper describes the dynamic properties of the prestressed concrete beams using various FRP tendons, and intends to propose design technique.

2. SPECIFICATIONS OF FRP TENDONS

The specifications of the FRP tendons used for this study are shown in Table 1. There are five types in the FRP tendons applied for prestressed concrete as tendons: two types using carbon fibers, two types using aramid fibers and one type using glass fibers. For the experiment, we used four types except glass fibers.

Table 1 Characteristics of FRP tendons

Tendon	Shape	Nominal Diameter (mm)	Nominal Tensile Strength (MPa)	Average Tensile Strength (MPa)	Young's Modulus (MPa)	Elongation (%)
C1	Strand	12.5	1885	2188	137000	1.6
C2	Rod	8.0	1550	2109	148000	1.2
A1	Braid	12.0	1263	1295	60800	2.2
A2	Rod	6.0	1777	1942	53000	3.3
G	Rod	8.0	1480	1687	44100	2.6

3.STATIC BENDING TEST

Stress-strain relations of FRP tendons are different from that of steel, and they have linearity up to break. Therefore, it has been considered to show flexural properties different from that of prestressed concrete members using prestressing steel. In order to clarify the flexural properties and the calculating method of the flexural capacity of the prestressed concrete beams using FRP tendons, the static bending tests of the prestressed concrete beams made by pre-tensioning and post-tensioning systems were performed.

3.1 Outline of Experiment

The section and loading method of the pre-tensioning beams are shown in Fig.1. The section of the beams was rectangular: 250mm deep and 350mm wide. In order to adjust failure mode, the quantities of FRP tendons and effective depth of beams were changed. The loading method was the symmetric four-point loading of 3000mm span. The parameters and results of the experiment are shown in Table 2. As for the parameters, there are five levels by the types of tendons, two levels of 40% (0.4Pu) and 60% (0.6Pu) of the nominal tensile strength as the magnitude of effective prestressing force,

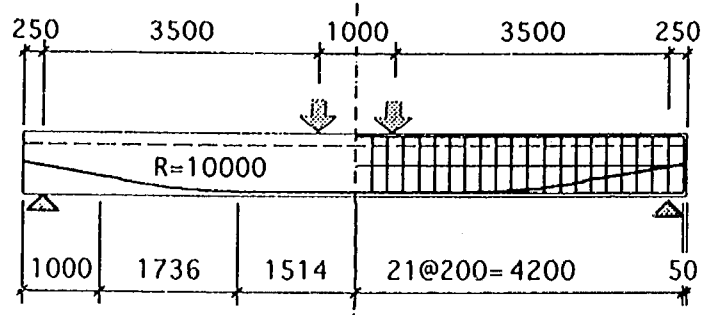
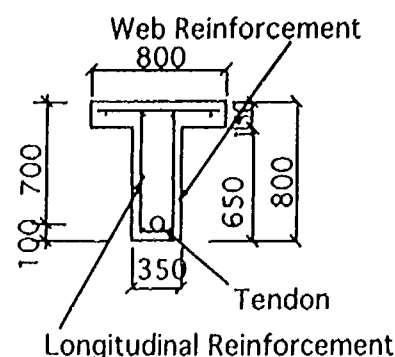
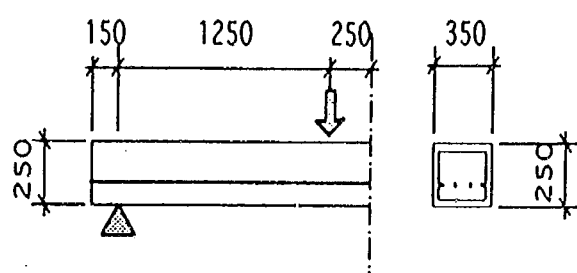


Fig.1 Pre-tensioning beam specimens

Fig.2 Post-tensioning beam specimens

Table 2 Summary of pretensioning beams data in static bending test

Specimen tendon- prestress - failure- stage	Specimen details				Bending crack load			Bending ultimate load		
	f_c (MPa)	A_p (mm ²)	Prestress- ing force (kN)	Effectiv depth (mm)	Calculated (kN)	Measured (kN)	Calculated Measured	Calculated (kN)	Measured (kN)	Calculated Measured
C1-06-T-1	48.9	228	256	167	37.4	39.2	1.05	117	124	1.06
C1-04-T-1	58.7	228	171	167	54.2	31.4	0.58	115	124	1.08
C1-06-T-2	48.9	228	256	167	53.1	56.9	1.07	110	120	1.10
C1-06-C-1	42.6	456	512	167	81.1	80.4	0.99	167	175	1.04
C2-06-T-1	53.4	264	247	167	42.2	33.4	0.79	129	145	1.13
C2-04-T-1	54.8	264	165	167	54.0	58.9	1.09	129	146	1.13
C2-06-T-2	42.4	264	247	167	53.1	54.9	1.04	114	134	1.17
C2-06-C-1	54.5	264	247	75	16.3	17.7	1.08	39	51	1.30
A1-06-T-1	46.5	180	135	167	27.0	25.5	0.95	48	74	1.53
A1-04-T-1	47.7	180	90	167	36.6	31.4	0.86	46	71	1.54
A1-06-T-2	49.5	270	204	167	47.9	45.3	0.95	65	104	1.59
A1-06-C-1	45.1	540	407	167	70.1	62.8	0.90	142	153	1.08
A2-06-T-1	38.8	113	120	200	37.2	41.2	1.11	63	78	1.24
A2-04-T-1	63.6	113	80	200	43.2	47.1	1.09	63	76	1.21
A2-06-T-2	42.4	170	181	183	57.0	56.9	1.00	83	104	1.26
A2-06-C-1	53.5	340	360	167	65.8	84.4	1.28	133	175	1.32
PC-06-Y-1	52.3	279	287	167	54.2	54.0	1.00	129	124	0.96
PC-06-Y-2	50.3	279	287	167	56.7	62.8	1.11	127	122	0.96

two levels of a tendon break mode(T) and concrete compressive failure mode(C), and two levels of one stage and two stages arrangement of tendons.

The section and loading method of the post-tensioning beams are shown in Fig.2. The section was a T-beam:with an effective depth of 700mm,compressive flange width of 800mm. Each FRP tendon was multi-cables. FEP pipes are used for the sheathes. The loading method was a symmetric four-point loading of 8000mm span. The parameters and results of the experiment are shown in Table 3. The experimental parameters have five levels as the types of tendons.

3.2 Results of Experiment

The calculated values in the Table 3 were calculated by the following way. The flexural crack load is the load which brings the stress of the lower edge concrete up to the tensile strength (cylinder crack-split tensile strength). The flexural capacity is a smaller load either which brings the stress of the tendons at the most tensile side up to its average tensile strength or which brings the strain of the upper edge concrete up to 0.0035.

Pre-tensioning beam specimens

The calculated value of the flexural crack load of every specimen almost agrees with the measured value. Therefore, it is understandable that the concrete compressive stress due to prestressing in each specimen is almost introduced. The calculated value of the flexural capacity is within a safety side, though it indicates the amount of scatter. The scatter is due to the indistinctness of the tensile strength of FRP tendons in the members of the pre-tensioning beams. It is considered that the result of tensile test, as it is, is not equivalent to the tensile strength of the FRP tendons in the members. And the specimens lost capacity with the compressive failure of concrete including the members using prestressing steel also vary widely. As for the influence of the arrangement number of stages on flexural capacity, the two stages specimens are a little larger than that of one stage specimens. In the case of multiple stages, the calculating method of this paper is within the safety side. Therefore, the method using the effective depth of beam is supposed to be dangerous because FRP tendons have no plastic range. As for the influence of effective tensile force on flexural capacity, the ratios of the calculated value to the measured one at the specimens of 0.4 and 0.6 P_u are almost equal. This conforms well to the ordinary calculating method. And, the properties of deformation of all the FRP tendons at the flexural ultimate load, compared with the beams using the PC steel, showed the deformation properties to make the prediction of failure possible.

Post-tensioning beam specimens

The ratios of the measured value to the calculated one of the flexural crack load are almost constant except A2 specimen. Consequently, it is understandable that the theory of prestressed concrete is applicable to the beams of post-tensioning system also. The ultimate loads vary widely: the ratios of measured value to calculated one are 0.89 to 1.48. This is due to the difficulty of the evaluation way for tensile strength of whole cable in the case of multi cables. This time, the nominal tensile strength of the multi cables used in the introduction of prestressing is set up with the product

Table 3 Summary of posttensioning beams data in static bending test

Tendon	Speciment details			Bending crack load			Bending ultimate load		
	f_c (MPa)	A_p (cm ²)	Prestress- ing force (kN)	Calc. (kN)	Meas. (kN)	$\frac{Meas.}{Calc.}$	Calc. (kN)	Meas. (kN)	$\frac{Meas.}{Calc.}$
C1	53.7	4.56	410	181	162	0.90	372	366	0.98
C2	43.0	7.02	466	182	162	0.89	556	497	0.89
A1	48.0	10.86	342	154	137	0.89	238	352	1.48
A2	49.3	3.96	420	184	132	0.72	289	330	1.14
PC	54.7	8.04	449	186	162	0.87	368	394	1.07

of nominal tensile strength per each one and reduction factor. While, as to the calculation of the flexural capacity, the tensile strength of the FRP multi cables is the average tensile strength of one cable. Therefore, the evaluation of the true tensile strength of multi cables in the members is necessary.

3.3 Design Technique

The flexural capacity of the prestressed concrete beams using FRP tendons can be evaluated with the strict application of the plane holding's law. However, the evaluation way of the material characteristics of each FRP tendon differs from each other. Therefore, its standardization is required.

4. BENDING FATIGUE TEST

According to the Japan specifications for highway bridge, the flexural crack of prestressed concrete bridges is unacceptable to design. Consequently, in order to clarify the bending fatigue properties of the beams using FRP tendons, we carried out the bending fatigue tests of the pre-tensioning beams assumed the high load state produced flexural cracks by unexpected load, and of the post-tensioning beams assumed serviceability limit state.

4.1 Outline of Experiment

The section and loading method of the pre-tensioning beams loaded under the state produced flexural cracks are shown in Fig.3. The standard effective depth of beam was 350mm, and the beam width was 200mm. Effective prestressing force was 60% of the nominal tensile strength of tendons. The loading method was a symmetric four-point loading of 3000mm span. The parameters of the experiment and ultimate loads after the fatigue test are shown in Table 4. The lower limit flexural moment is 75% of the decompression moment at each specimen. The upper limit moment, so as to receive equal fatigue damage, is set up as follow. First, on the basis of the specimen using prestressing steel as tendon, the moment that the amplitude stress of prestressing steel becomes 98.1MPa is set up as standard moment. Next, the moment subtracted the decompression moment of the specimen using prestressing steel from the standard moment is distributed proportionately with the magnitude of the nominal tensile strength of the tendons arranged in each specimen. The moment added the distributed moment to the decompression moment of each specimen is regarded as the upper limit

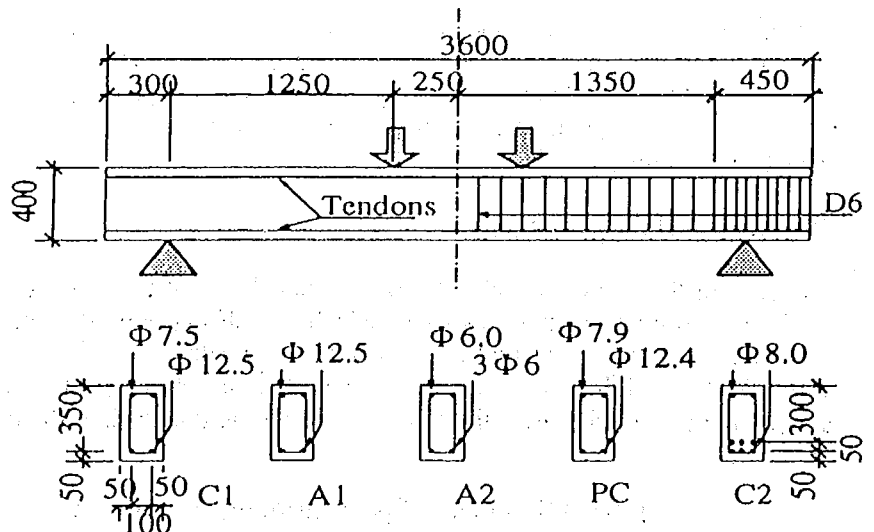


Fig.3 Pre-tensioning beam specimens

Table 4 Summary of pretensioning beams data in bending fatigue test

Tendon	Specimen details				Loading condition				Ultimate load after fatigue	
	f_c (MPa)	A_p (cm ²)	d (cm)	M_{u-cal} (kN m)	M_{lower} M_{u-cal}	M_{upper} M_{u-cal}	$\Delta \sigma_p$ (MPa)	$\Delta \sigma_c$ (MPa)	M_{u-meas} (kN m)	M_{u-meas} M_{u-cal}
C1	47.09	1.50	35.0	108	0.21	0.51	78.97	16.97	120	1.12
C2	50.23	2.20	32.5	134	0.20	0.49	110.36	19.82	136	1.02
A1	65.43	2.72	35.0	117	0.25	0.58	54.74	21.39	141	1.20
A2	48.36	1.69	35.0	108	0.23	0.55	50.33	20.40	129	1.20
PC	52.68	1.86	35.0	100	0.26	0.62	98.10	17.56	119	1.19

moment for each. The tests were repeated up to 2 millions times with the loading speed of 2Hz. The do-not-rupture specimen was forced to be failed with applying static load after the fatigue test.

The specifications of the post-tensioning beams assumed serviceability limit state were same as that of the static bending test. Moreover, FRP materials were used as web reinforcement of the specimens of C1, A1 and A2. The experimental parameters and results are shown in Table 5. The upper and lower limit flexural moment are set up so that the lower edge stress of the concrete of the beams will come to same value. That is, the lower limit moment is set up at the compression of 2MPa, and the upper limit moment is set up at the tension of 0.3MPa (The tensile stress block of concrete corresponds to the yielding load of the lower edge tension reinforcing bars.). Therefore, the amplitude load (58.2kN) of all specimens and amplitude displacement (0.96mm) are equal. The tests were repeated up to 2 millions times with the loading speed of 5Hz. The specimens were forced to be failed with applying static load after the fatigue test.

4.2 Results of Experiment

Pre-tensioning beam specimens

All the specimens did not rupture even with the loading of 2 million times. They were forced to be failed with applying static load after the fatigue test. The typical relationship between load and displacement is shown in Fig.4. From the figure, it is understandable that a fatigue loading does not worsen the deformation performance of the specimens. The relationship between the increasing ratio of the maximum displacement to the 10th data and the number of repetitions is shown in Fig.5. The maximum displacement has a tendency to increase in the whole specimens. The increasing ratios of the deformation after two million times are distributed widely: 1.3 to 1.8. Even from the comparison of the static ultimate loads after the fatigue loading with the calculated value, a tendency to worsen with the fatigue loading is

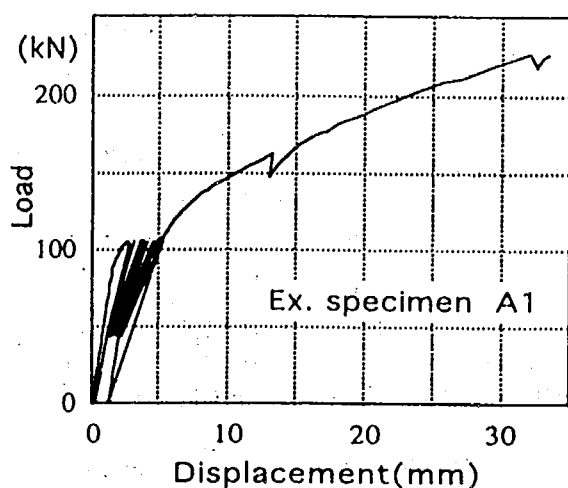


Fig.4 Example of load -displacement curve

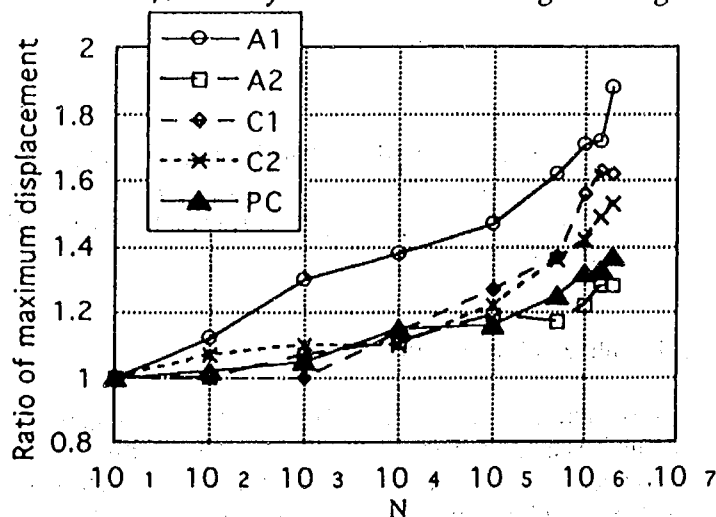


Fig.5 Relationship between times and increase of maximum displacement

Table 5 Summary of post-tensioning beams data in bending fatigue test

Tendon	Cyclic load (kN)		Bending crack load (kN)			Bending ultimate load (kN)		
	Maximum load	Minimum load	No fatigue	Fatigue	Fatigue No fatigue	No fatigue	Fatigue	Fatigue No fatigue
C1	27.6	85.7	161.9	157.0	0.97	365.9	372.8	1.02
C2	43.4	101.5	161.9	157.0	0.97	497.4	468.9	0.94
A1	8.4	66.6	137.3	137.3	1.00	352.2	335.5	0.95
A2	30.3	88.6	132.4	157.0	1.19	329.6	308.0	0.93
PC	38.7	96.9	161.9	206.0	1.27	394.4	365.9	0.93

not recognized.

Post-tensioning beam specimens

The relationship between the increasing ratio of the amplitude displacement to 100th data and the number of repetition is shown in Fig.6. From the figure, it is recognized that there is not very much change of the amplitude displacement, and that the fatigue damage of the prestressed concrete beams without crack does not occur irrespective of tendons. From Table 5, the flexural crack load and maximum load are almost same degree. Considering that the strength of concrete and effective prestressing force so on are a little different between a static loading specimen and a fatigue specimen, it may be said that the flexural properties and capacities after 2 million times repetition is not affected very much with the fatigue damage.

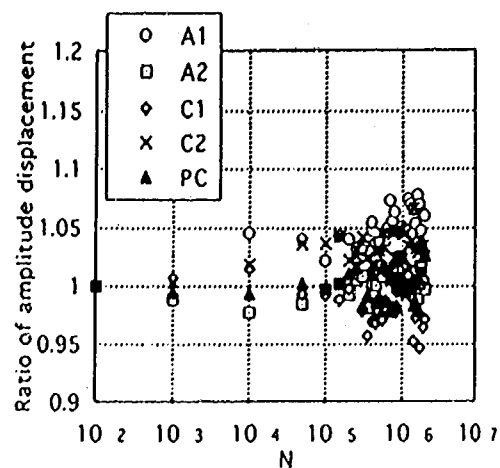


Fig.6 Relationship between fatigue times and ratio of amplitude displacement

4.3 Design Technique

The prestressed concrete beams using FRP tendons for the bending fatigue assumed serviceability limit state have an excellent durability. And, for the bending fatigue by the upper limit moment of the degree of cracking moment also, there was no deadly damage. Therefore, it is considered in the present circumstances that the prestressed concrete beams using FRP tendons should not produce flexural cracks.

5. SHEARING TEST

In the pre-tensioning beams experiment, in order to clarify the shear capacity of linear member using FRP tendons without web reinforcement and component of effective tensile force of tendons to parallel to the shear force. Furthermore, we performed the static loading test of the post-tensioning beams of the shear failure mode designed according to the Japan specifications for highway bridge. As a result, the shearing properties were studied, and the design technique was confirmed.

5.1 Outline of Experiment

The section and loading method of the pre-tensioning beam specimens are shown in Fig.7. The beams had rectangular section: the effective depth of 350mm and the web thickness of 150mm. It was loaded with the symmetrical four point loading system of 2400mm span and 2.57 shear-span ratio (a/d). The experimental parameters and result are shown in Table 6. The experimental parameters are the types of tendon and prestressing force. The effective prestressing force of a lower

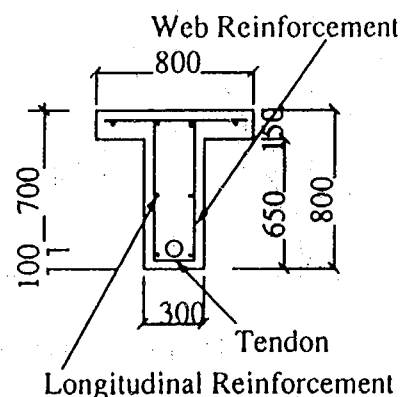


Fig.7 Pre-tension beam specimens

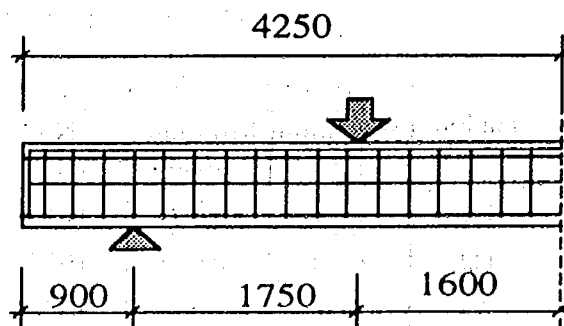


Fig.8 Post-tension beam specimens

edge side tendons is set at 0%, 30% and 60% of the guarantee tensile strength of each tendon. The stress due to prestressing is zero at the upper edge, and the lower edge is shown in Table 6.

The section and the loading method of the post-tensioning beam specimens are shown in Fig.8. The specimens were T-beam:effective depth of 700mm, web thickness of 300mm and upper flange width of 800mm. It was loaded with the symmetry four points of 6700mm-span and 2.5-shearing span ratio. The experimental parameter and result are shown in Table 6. The experimental parameter is the types of tendon. The shear capacity(*1) was calculated with the Eq.(1) according to the Japan specifications for highway bridge, and the shear capacity (*2) was calculated with the formula based on the past study [1]. The flexural capacity was calculated with the method described in Chapter 3.

Table 6 Summary of data in shearing test

Beam	f_c (MPa)	σ_{pl} (MPa)	A_p (cm ²)	$P_{mea.}$ (kN)	P_{c*1} (kN)	$M_{ca.}$ Cal.	P_{c*2} (kN)	$M_{ca.}$ Cal.	$P_{bcal.}$ (kN)	$M_{ca.}$ Cal.
C1-00	63.2	0.00	1.52	100	67	1.50	93	1.08	184	0.54
C1-03	59.1	3.43	1.52	168	78	2.16	152	1.10	189	0.89
C1-06	62.6	6.86	1.52	246	88	2.81	215	1.15	194	1.27
C2-00	49.3	0.00	1.76	108	67	1.61	90	1.20	195	0.55
C2-03	52.5	3.43	1.76	213	77	2.76	153	1.39	199	1.07
C2-06	53.6	6.86	1.76	224	87	2.57	214	1.04	202	1.11
A1-00	56.5	0.00	1.81	112	67	1.67	95	1.17	174	0.64
A1-03	55.3	3.28	1.81	156	76	2.05	153	1.02	174	0.90
A1-06	52.5	6.57	1.81	210	85	2.45	209	1.00	173	1.21
A2-00	51.5	0.00	1.70	114	67	1.70	90	1.26	180	0.63
A2-03	53.9	4.14	1.70	187	79	2.38	165	1.13	209	0.89
A2-06	48.2	8.28	1.70	247	88	2.81	235	1.05	230	1.07
PC-00	51.7	0.00	1.40	137	67	2.05	85	1.62	178	0.77
PC-03	52.0	3.28	1.40	196	78	2.52	143	1.37	179	1.10
PC-06	51.7	6.57	1.40	195	88	2.21	201	0.97	179	1.09
C1-PS	42.9	5.17	4.56	804	609	1.32	1022	0.79	739	1.09
C2-PS	42.9	5.90	7.02	980	601	1.63	1132	0.87	962	1.02
A1-PS	42.9	4.28	5.43	638	602	1.06	957	0.67	541	1.18
A2-PS	42.9	5.27	3.96	605	628	0.96	1018	0.59	588	1.03
PC-PS	42.9	5.65	8.04	858	610	1.41	1124	0.76	800	1.07

σ_{pl} : Concrete stress due to prestressing at lower edge A_p : Area of tendons in beam
 $P_{mea.}$: Measured ultimate load P_{c*1} P_{c*2} : Calculated with Eq(1) or (2) Shear capacity
 $P_{bcal.}$: Calculated flexural capacity

$$P_{u*1} = 2 \left\{ \alpha \left(1 + \frac{M_0}{M_t} \right) b_w d + \frac{A_w f_{wy} d}{1.15 s_t} \right\} \quad (1)$$

$$P_{u*2} = 2 \left\{ 0.20 f_c^{1/3} \left(\frac{100 A_s}{b d} \right)^{1/3} \left(\frac{100}{d} \right)^{1/4} \left(0.75 + \frac{1.4}{a/d} \right) b_w d + \frac{A_w f_{wy} d}{1.15 s_t} + 2 \frac{M_0}{a} \right\} \quad (2)$$

5.2 Results of Experiment

Pre-tensioning beam specimens

The comparison of measured ultimate load of pre-tensioning beams to its calculated value are shown in Fig.9. It is understandable that the measured ultimate loads are increased according to the increase of prestressing force. The calculated shear capacity (*1) increases only a little comparing with the increase of prestressing force. Therefore, it doesn't appraise the increased shear capacity of linear member according to the increase of prestressing force adequately. On the other hand the calculated shear capacity (*2) can appraise the measured ultimate loads efficiently. The ultimate loads of high prestressing group approach to the calculated flexural capacity, and the failure mode also is transferred to the mixed mode of bending and shearing.

The comparison of ultimate loads by the type of tendons are shown in Fig.9. X-axis is a converted sectional area ($A_p \cdot E_p / E_s$): the product of the sectional area of the lower edge side tendons and the rate of Young's modulus based on prestressing steel. Y-axis is ultimate load. The solid marks in the figure show the failure caused by the break of the tendons. The effective prestressing force of each specimen illustrates the amount of scatter a little, but the qualitative trend of ultimate load seems to be judged. In this experiment, no remarkable effect from the converted sectional area was observed on the level of each prestressing force. However it is considered that

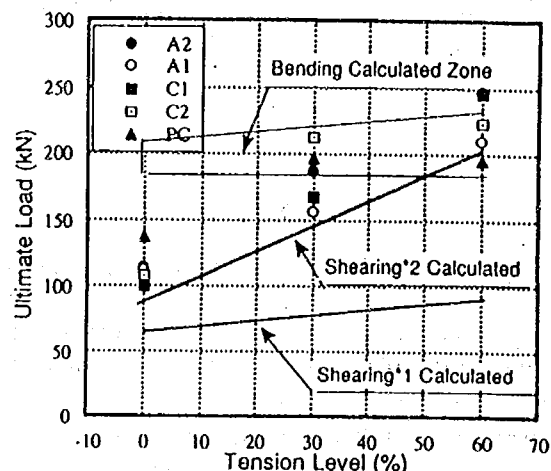


Fig.9 Relationship of Ultimate Load to prestressing

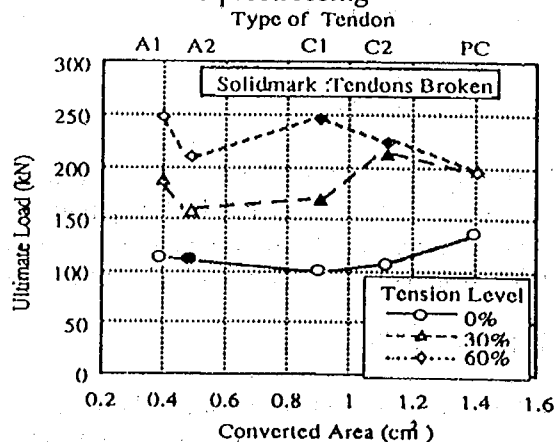


Fig.10 Sensitivity of Ultimate Load to Converted Area

the failure mode is influenced by the elongation-ability of tendon or its own shearing deformation. In the level of C1 and C2, where tension is introduced and the tendon with low residual elongation-ability are used, capacity is lost by the tensile break of the tendon at the part of the shearing crack or the flexural tensile failure. But in the level of PC, A1 and A2, where the tendon with high elongation-ability and capability to follow shearing deformation are used, the capacity is lost by the compressive failure at the upper edge of the concrete beams. Furthermore, in the case of C1 and C2 where tension is not introduced, it was caused by diagonal tensile failure. The factors which affect the mode of shearing failure are mostly elongation-ability, shearing deformability ability, bond ability and so on of tendons, and qualitative analysis remained untouched.

Post-tensioning beam specimens

As for the failure properties of the post-tensioning beams, no shearing crack was observed except for C1 specimens. As for the beams using FRP tendons, capacity was lost by bending tensile failure. And, as for the beam using prestressing steel, it was lost by bending compressive failure. Fig.11 shows the comparison of the measured ultimate load of the post-tensioning beams with the calculated value. From the figure, the ultimate load almost agrees to the calculated flexural capacity. Consequently, it is understandable that all the beams lost capacity by bending. While, the calculated shear capacity (*1) is within the safety side well.

5.3 Design Technique

Fig.12 shows the ratio of the measured ultimate load to the calculated one. When the ratio of the calculated flexural capacity to the measured one exceeds 1.0, flexural failure occurs, and the calculation method has a high reliability. While, the calculated shear capacity (*1) is within the safety side at all the specimens. Furthermore, when the ratio of the calculated shear capacity(*2) to the experimental one exceeds 1.0, it is a shearing mode failure. When both it and the calculated flexural capacity exceed 1.0, it becomes failure mode mixed bending and shearing. If the ratio of the calculated value(*2) to the experimental value is less than 1.0, the specimens will be destroyed with bending. In this experiment, the failure mode depends on the type of tendons, but the evaluation of shear capacity is considered to be covered by the Eq.(2).

6. CONCLUSION

Basic experiments have been carried out for the construction of prestressed concrete highway bridges using FRP tendons. Prestressed concrete highway bridges using FRP tendons designed based on the Japan specifications for highway bridge has been assured to have sufficient safety. So, in order to extend their application, we will make the guide to apply FRP tendons for highway bridges.

REFERENCES

1. Seiichi Tottori et al.: Shearing Ultimate Load of RC and PC beams using FRP rods with axis and web reinforcements, Proceeding of symposium about Application Continuous Fiber Reinforcement Materials to Concrete Structures, JSCE, Apr. 1992, pp199-204

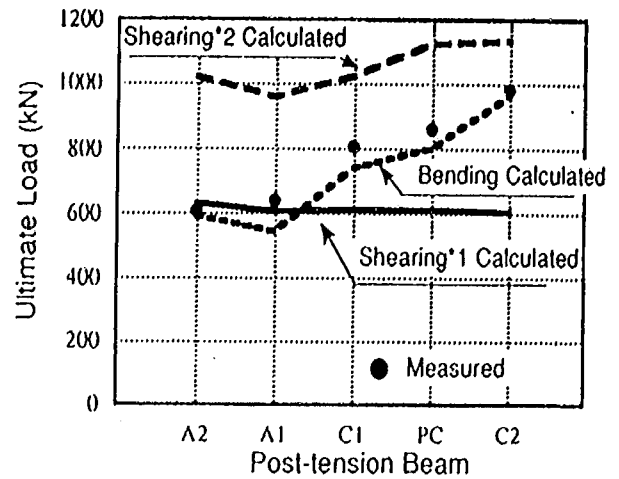


Fig.11 Comparison measured ultimate load with calculated capacity

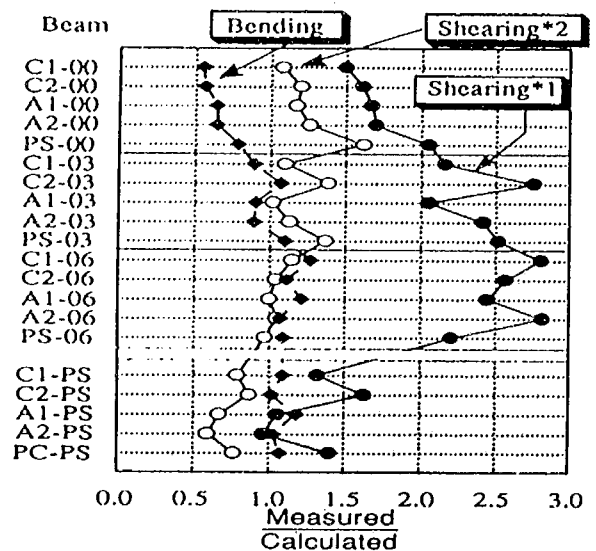


Fig.12 Ratio of measured ultimate load by calculated capacity

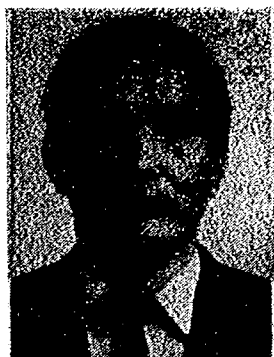
Applications of FRP Materials to Prestressed Concrete Bridges and Other Structures in Japan



Yukikazu Tsuji, Dr. Eng.
Professor
Department of Civil Engineering
Gunma University
Gunma, Japan

After reviewing the characteristics and properties of fiber reinforced plastics (FRP), this article outlines the series of research and development programs that are being conducted in Japan on FRP materials. Authors discuss the design and construction experiences that have been gained from using FRP materials as a replacement of conventional reinforcement in prestressed concrete bridges and other civil engineering structures. It is concluded that with the experience gained so far, and as fabrication costs are lowered, there will be increasing applications of FRP materials in the construction market.

Masayuki Kanda, M. Eng.
Research Engineer
Bridge Division
Public Works Research Institute
Ministry of Construction
Tsukuba, Japan



Tomio Tamura, B.Sc.
Deputy General Manager
Technical Research Institute
Mitsui Construction Co., Ltd.
Chiba, Japan

Fiber reinforced plastic (FRP) materials have received considerable attention in the last decade. Research and development of these materials has been carried out in Europe, the United States and Japan in a bid to use them as alternative reinforcement for concrete in place of conventional mild steel bars and prestressing steel tendons. Indeed, Japan is advancing rapidly toward practical applications of FRP materials and has become the first country to use carbon FRP strands and aramid FRP bars as prestressing tendons in the construction of concrete bridges.

In this article, the characteristics of FRP materials are described. The experiences of using FRP materials in Japan are discussed together with an outline of the series of national projects conducted on the use of FRP materials in the construction of prestressed concrete bridges. Applications of FRP to other civil engineering structures are reviewed.

TYPES AND PROPERTIES OF FRP

FRP materials are generally made up of millions of organic or inorganic continuous fibers bundled together and bonded with resins and special cement pastes. They have different physical properties depending on the fiber content and constituent material characteristics, as well as their cross-sectional shapes and configurations. Fiber content is defined as the ratio of the volume of actual fibers to the volume of the FRP material in the direction of strength measurement.

Configurations of the FRP materials are classified as bars (or rods), grids and fabrics. FRP bars (or rods) are made of continuous fibers in a straight, twisted or braided form, with fibers wound round, or silica sand adhered to, the surface to improve their bond to concrete. Carbon, glass, aramid and polyvinyl alcohol (PVA) fibers are generally used in Japan, with epoxy and vinylester mostly used as resins. A detailed classification of FRP materials¹ is shown in Fig. 1.

At present, there are more than 10 companies in Japan that manufacture and supply various types of FRP materials. Figs. 2 to 7 show some of the FRP rods and tendons available. Since the physical properties of FRP vary and can be influenced by the manufacturing process, standard testing methods are, therefore, urgently required. In response to this need, the Japan Society of Civil Engineers has proposed five test methods¹ for determining the tensile strength, relaxation, thermal expansion, bond and fatigue properties of FRP materials containing continuous fibers. Some basic properties of FRP materials, prestressing steel and conventional mild steel reinforcement are given in Table 1.

NATIONAL PROJECTS FOR USING FRP PRESTRESSED CONCRETE BRIDGES

A series of national projects to develop the necessary technology for utilizing FRP materials as tendons for prestressed concrete bridges was conducted over a four-year period in

Japan, from 1989 to 1992. The projects were carried out by the Public Works Research Institute of the Ministry of Construction in conjunction with 10 general contractors. Tests and studies on the properties of the various types of FRP tendons and the required anchorage systems were performed. Static and fatigue tests were carried out to investigate the load carrying capacities and durability of prestressed concrete members reinforced with FRP tendons.

The test results were used to establish draft guidelines for the design and construction of prestressed concrete bridges using FRP materials as tendons. These guidelines cover material properties, design concepts and allowable stresses, testing and inspection of materials, and construction procedures for concrete bridges using FRP tendons. There is a plan to provide an English edition of these guidelines. Details of the program for the national projects in Japan are shown in Fig. 8.

APPLICATIONS OF FRP TO PRESTRESSED CONCRETE BRIDGES

The use of FRP materials for prestressed concrete structures in Japan has been described elsewhere.² Here, the experience of applying these materials to prestressed concrete bridges is described (see also Table 2).

In 1988, carbon FRP (CFRP) strands were first used as prestressing tendons for the Shinmiya Bridge in the Ishikawa Prefecture. The bridge has a 7.0 m (22.9 ft) wide pretensioned concrete slab deck spanning 5.76 m (18.9 ft) across the supports. It is located in the same prefecture where the oldest prestressed concrete bridge in Japan was constructed about 40 years ago.

The prestressing tendons used in the Shinmiya Bridge were 12.5 mm (0.5 in.) diameter CFRP strands. Six of these strands were placed in the bottom of the slab, with two strands located near the top. Epoxy-coated re-

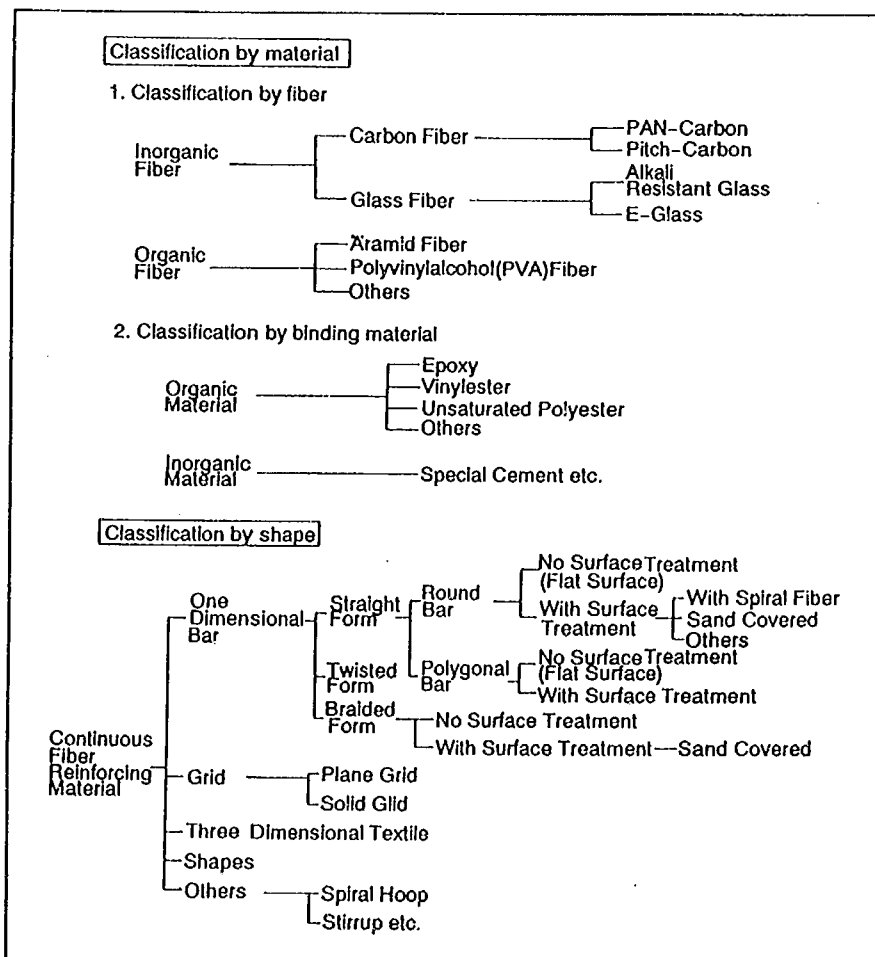


Fig. 1. Classification of FRP materials.

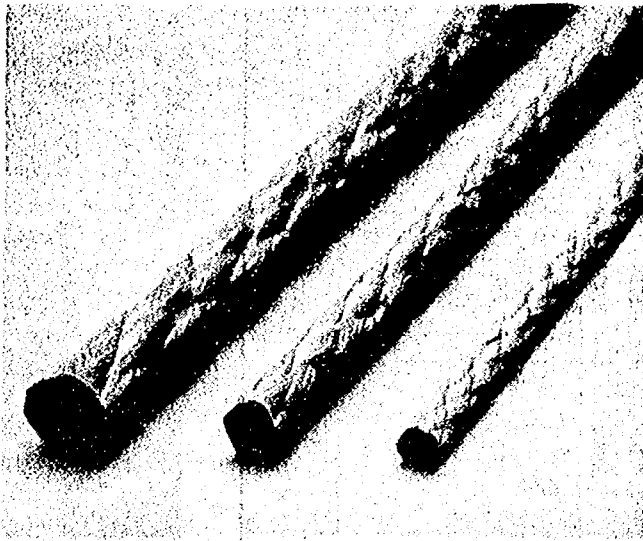


Fig. 2. FIBRA rods.

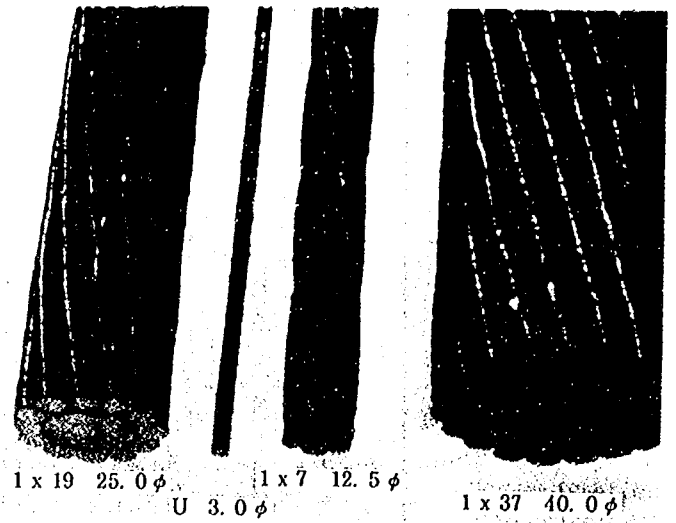


Fig. 5. CFRP rods and cables.

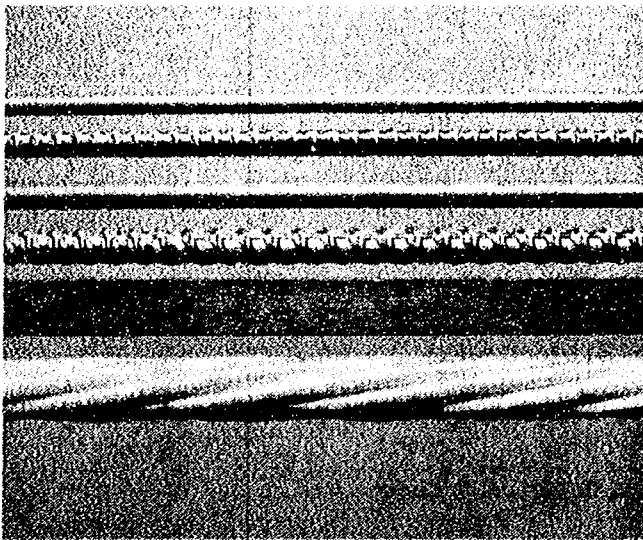


Fig. 3. Technora rods and strands (AFRP).

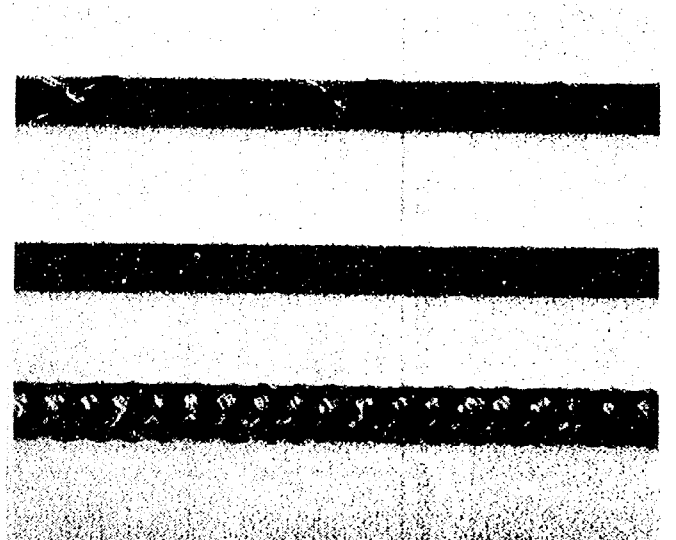


Fig. 6. CFRP rods with different surface treatment.

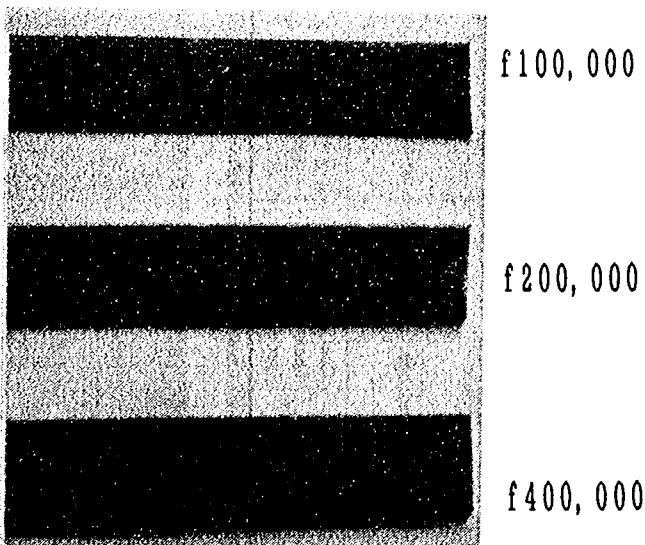


Fig. 4. Arapree tendons (AFRP).

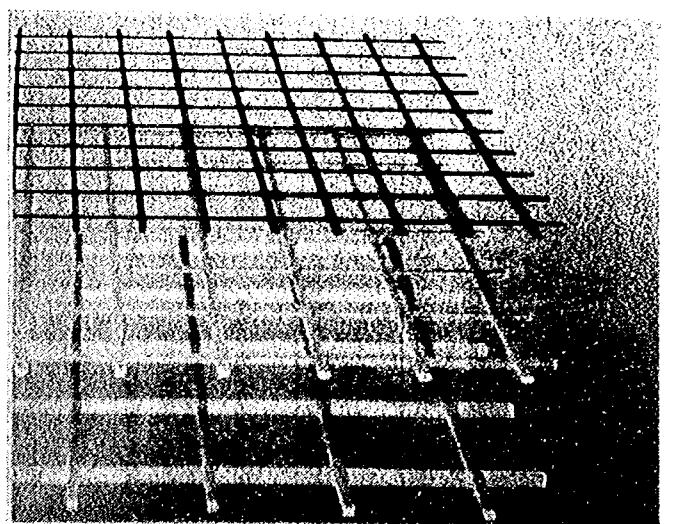


Fig. 7. Grid type FRP, formed by fiber bundles impregnated with vinyl ester resin.

Table 1. Basic characteristics of FRP rods and cables, and prestressing steel (manufacturers' data).

Performance of wire material			Type of FRP cable					PC steel bar	PC stranded steel wire	(Reference) Deformed steel bar	
			CFRP I Carbon fiber	CFRP II Carbon fiber	AFRP I Aramid fiber	AFRP II Aramid fiber	GFRP Glass fiber				
Basic characteristics of wire material	Composition of wire material	Rod and stranded wire	Stranded wire 1 x 7 12.5 ϕ	Rod	Braided rod and deformed rod	Straight rod	Rod	SBPR 95/100 9.2 ϕ	SWPR7A 9.3 ϕ	SD30 D10	
		Nominal diameter (mm)	12.5	8	8	6	8	9.2	9.3	10	
		Sectional area (mm ²)	76.0	49	50	28.3	50	66.48	51.61	71.33	
		Matrix material	Epoxy resin	Thermosetting epoxy resin	Epoxy resin	Vinylester resin	Epoxy resin	—	—	—	
		Fiber content (percent)	64	65	65	65	62	—	—	—	
		Weight (kg/m)	0.151	0.08	0.060	0.036	0.13	0.52	0.405	0.56	
	Tensile characteristics	Tensile strength (kg/mm ²)	191	157	128	180	130	110	175	49-63	
		Elastic modulus (kg/mm ²)	14000	15000	6500	5400	4500	20000	20000	21000	
		Elongation at failure (percent)	1.6	1.21	2.2	3.3	2.6	5	3.5	18	
		Pure relaxation (percent)	3.5 (estimated over a period of 30 years)	3.7 (estimated over a period of 30 years)	7	7 ~ 14	—	1.5	3.0	—	
		Initial load: age (P_u ; hr)	0.8 P_u ; 20°C	—	0.5 ~ 0.7 P_u ; 100 hr	0.6 σ_u , 0.8 σ_u (estimated over a period of 30 years)	—	—	—	—	
		Temperature characteristics	Coefficient of linear expansion (per deg C)	Under 0.6 x 10 ⁻⁶	0.68 x 10 ⁻⁶	-5.21 x 10 ⁻⁶	-5.7 x 10 ⁻⁶	3 x 10 ⁻⁶	11.0 x 10 ⁻⁶	11.0 x 10 ⁻⁶	11.7 x 10 ⁻⁶

Note: 1 mm = 0.0394 in.; 1 mm² = 0.00155 sq in.; 1 kg/m = 0.672 lb per ft; C = 5/9 (F-32).

1989	1990	1991	1992
- Investigation of the required performances of FRP cables. - Study of the qualitative characteristics of FRP cables.			
	Study of a sheath of a prestressed concrete girder using FRP cables as tendons, through loading tests.		
	Study of the method of anchoring a prestressed concrete girder using FRP cables as tendons, through loading tests.		
	Study of the durability of a prestressed concrete girders using FRP cables as tendons.		
		Study of the load-bearing capacity of a prestressed concrete girder using FRP cables as tendons.	
			Establishment of draft guidelines for the design and construction of prestressed concrete bridges.

Fig. 8. Program for the development of the technology of utilizing new types of materials as prestressing tendons for concrete bridges.

inforcing bars were used as stirrups. CFRP strands were also used as prestressing tendons for the Hishinegawa Bicycle Bridge at the same prefecture in 1992 (see Fig. 9). Pre-bent CFRP rods were used as stirrups.

CFRP rods were first used as prestressing tendons in a simple two-span post-tensioned concrete highway bridge in 1989 as part of the Bachi-gawa-Minami-Bashi Bridge in Kitakyusyu City. The two-span bridge is

12.3 m (40.5 ft) wide and 35.8 m (117.5 ft) long. The deck structure comprises an 18.25 m (59.9 ft) span with pretensioned girders and a 17.55 m (57.6 ft) span with post-tensioned girders. Details of the bridge are shown in Fig. 10.

CFRP rods were used in one of the two post-tensioned girders with a solid rectangular cross section. Eight multi-cable tendons with eight 8 mm (0.3 in.) diameter CFRP rods each were used in the post-tensioning. The wedge-type steel anchorage system used in the bridge is shown in Fig. 11.

On another interesting project, braided aramid FRP (AFRP) tendons were used in the construction of a composite deck-and-girder bridge. Situated in a picturesque golf course, in the Tochigi Prefecture, the bridge was completed in 1990. It has three spans of 11.98 m (39.3 ft), with a width of 2.40 m (7.8 ft). Fig. 12 shows an overall view of the bridge under construction. The deck and girders were designed in accordance with the JIS specifications. Braided AFRP tendons of 14.0 mm (0.55 in.) diameter were used in three of the 21 girders.

Fig. 13 shows details of a prestressed concrete highway bridge using AFRP rods as prestressing tendons. The bridge was erected at the

Table 2. Some examples of prestressed concrete bridges in Japan using FRP materials.

Bridge name	Fiber	Structural type	Span (m)	Width (m)	Tendon	Reinforcement	Completion
Pedestrian	Glass Grid	Pretensioned slab	5.0	1.2	Grid 15 cm	Grid GFRP	1988
Shinmiya	Carbon (PAN) Strand	Pretensioned slab	5.6	7.0	ϕ 12.5	Epoxy reinforcing bar	1988
Nagatsugawa	Carbon (PAN) Strand rod	Pretensioned slab	8.0	2.5	ϕ 12.5	Rod CFRP	1989
Bachigawa minami	Carbon Rod	Post-tensioned slab	17.55	12.3	8 ϕ 8 Multiple	Reinforcing bar Steel	1989
Tulvas	Aramid Braided	Pretensioned slab	11.98	2.4	ϕ 14	Reinforcing bar Steel	1990
Aramid PC	Aramid Deformed rod Aramid Deformed rod	Pretensioned slab	12.39	4.59	3 ϕ 6 Multiple	Deformed rod AFRP	1990
		Post-tensioned Box girder	24.88	4.59	19 ϕ 6, 7 ϕ 6 Multiple	Reinforcing bar Steel	1990
Birdie	Aramid Polygonal	Post-tensioned Suspended slab	46.5	2.1	8 $\square$ 4.86 x 19.5	Strand CFRP	1990
Hakui	Carbon (PAN) Strand	Pretensioned Hollow slab	10.5	3.5	ϕ 12.5 CFRP	Strand	1991
Takahiko	Aramid Braided	Pretensioned floating	54.87	4.0	ϕ 14 AFRP	Braided	1992

Note: 1 m = 3.28 ft; 1 cm = 0.394 in.

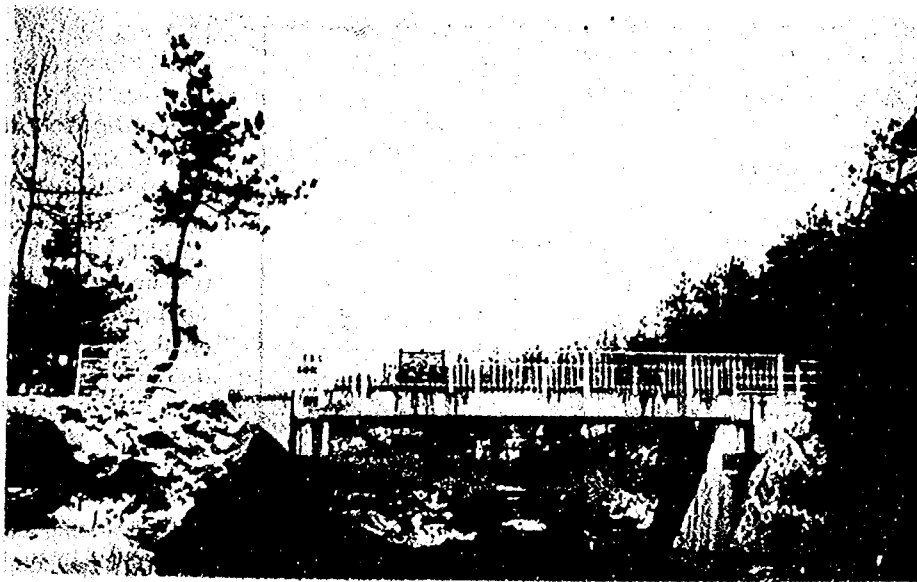


Fig. 9. General view of concrete bridge prestressed with CFRP strands.

freight entrance to a concrete products manufacturing plant during 1990 to 1991. The bridge has a pretensioned composite deck-and-girder spanning 12.5 m (41.0 ft) and a post-tensioned box girder spanning 25.0 m (82.0 ft).

AFRP rods were used for both the prestressed and non-prestressed reinforcement. Both wedge and mold-type anchorages were used in this bridge. A multi-wedge type anchorage system is illustrated in Fig. 14. Anchorages for

single rods and multiple cables containing three to 19 rods are available for the prestressing system adopted in this project.

AFRP bands were used as prestressing tendons in a pedestrian bridge

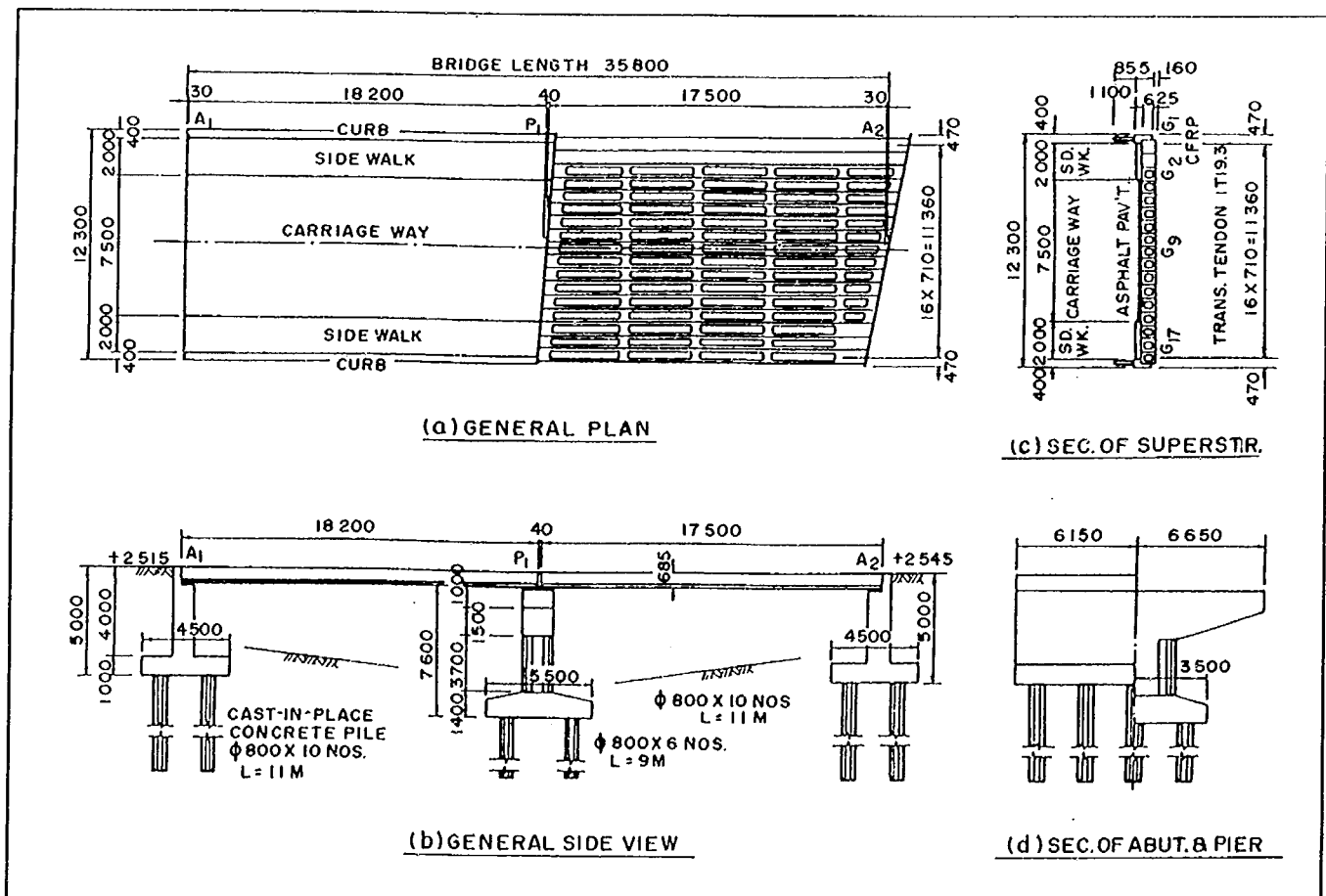


Fig. 10. General details of Batigawa-Minami-Bashi Bridge.

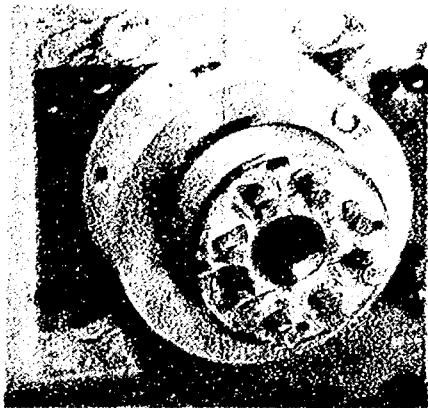


Fig. 11. Anchor head for CFRP rods.

built on a golf course in 1990 in the Ibaraki Prefecture. The bridge has a post-tensioned suspended slab that is 54.5 m (178.8 ft) long and 2.1 m (6.9 ft) wide. All the AFRP bands have a cross section of 4.86 x 19.5 mm (0.19 x 0.77 in.), each with a guaranteed strength of 118 kN (13.2 ton f). Eight of these bands were combined to form a single tendon; a total of 16 tendons were used.

A pretensioned, prestressed concrete floating bridge (see Fig. 15) using aramid and vinylon FRP materials was constructed on a pond inside a golf course in 1992. The bridge is 56.37 m (184.9 ft) long and 4.0 m (13.1 ft) wide. Six precast, prestressed pontoon units were transported by truck from the precasting plant to the project site. The units were launched on the pond and assembled using externally post-tensioned AFRP tendons. The same tendons were used in pretensioning the individual units and as reinforcing mesh in the upper deck of the pontoons. Vinylon FRP rods were used as stirrups in the webs.

Monitoring systems have already been installed in some of these bridges. They consist of gauges which measure the effective compressive stress in the concrete, thermocouples and load cells at the ends of the FRP tendons. From these measurements, it is possible to determine the differential tensile stresses in the rods, evaluate the reliability of the anchorage sys-

tem and the elastic behavior of the FRP tendons, and predict the overall structural behavior of the bridge under service loads. Reliable data have been gathered to check the performance of the bridges. Preliminary readings show that the performance of the bridges is excellent.

APPLICATIONS OF FRP TO OTHER STRUCTURES

Since corrosion of FRP is unlikely, the application of these materials as prestressing tendons, reinforcing bars and ties for marine or waterfront structures is now attracting attention. Recently, CFRP grid material was used as reinforcement for fenders attached to an existing pier.

Another area of application of FRP materials can be found in the construction of floating piers and breakwaters. Lately, a polygonal floating structure, code-named "HMS," was developed by the Japanese Ministry of Transport for marines. The HMS was formed by

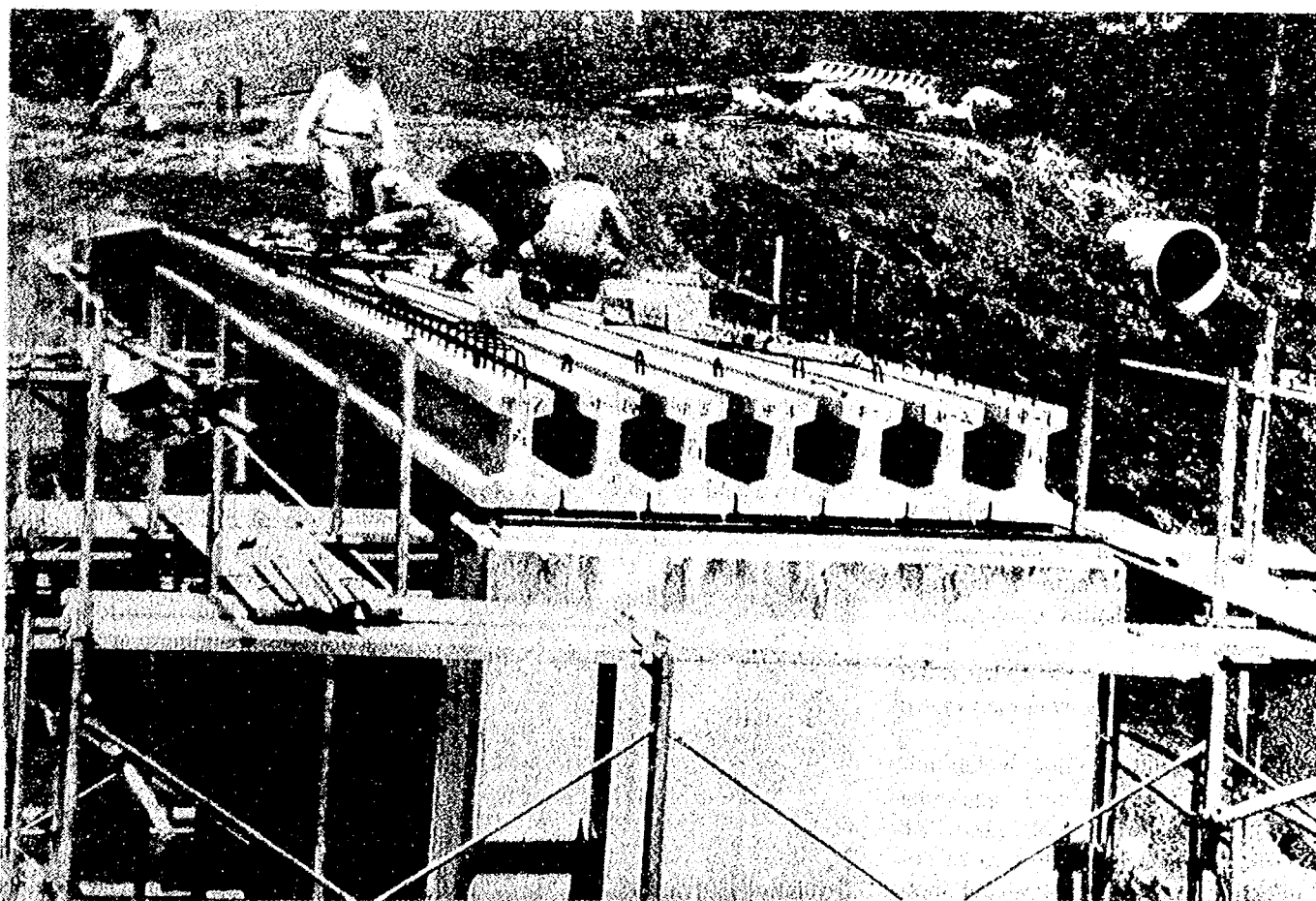


Fig. 12. Overall view of concrete bridge prestressed with braided AFRP tendons during construction.

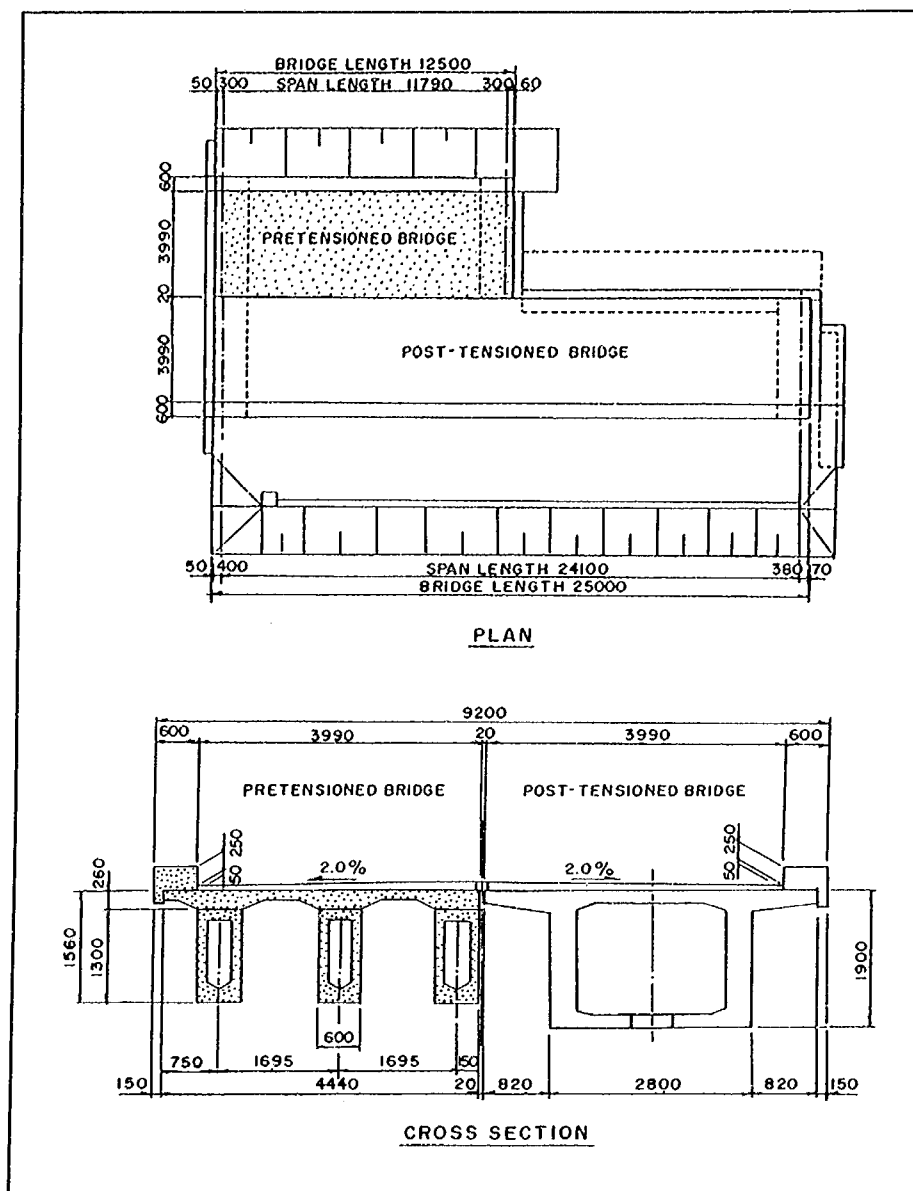


Fig. 13. Prestressed concrete highway bridge using AFRP rods.

six reinforced, prestressed concrete pontoons tensioned together using 8 mm (0.3 in.) diameter CFRP rods.

A further example of using FRP materials in a similar application is the construction of a concrete wharf in the Ehime Prefecture of Japan in 1991. Seventeen hollow concrete girders were prestressed together to form the wharf deck using AFRP rods. General details of the wharf are shown in Fig. 16.

FRP materials are now widely utilized in other areas of civil engineering construction. For example, glass FRP (GFRP) materials are used as substitutes for welded-wire mesh for shotcreting tunnel surfaces. In such appli-

cations, FRP materials have the advantage of being lightweight and easy to handle; they are practically corrosion-free and can easily be molded to the tunnel surface.

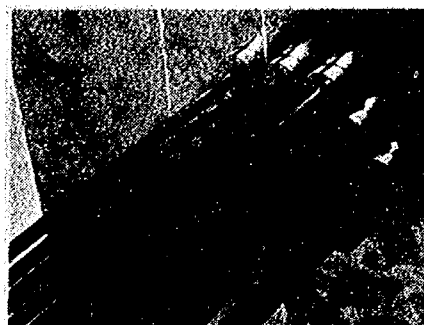


Fig. 14. Multi-wedge type anchor.

Both GFRP and AFRP materials have been used as rock bolts in tunneling as well as ground anchors for retaining structures. Other successful applications of FRP materials include reinforced earth construction for embankments, external prestressing of tall chimneys, and in building construction. In a building constructed in Japan in 1989, all major beams spanning 21 m (68.9 ft) were post-tensioned with FRP tendons.

CONCLUSION

Some experiences in using FRP materials in Japan are documented in this article. In 1992, the Concrete Commit-

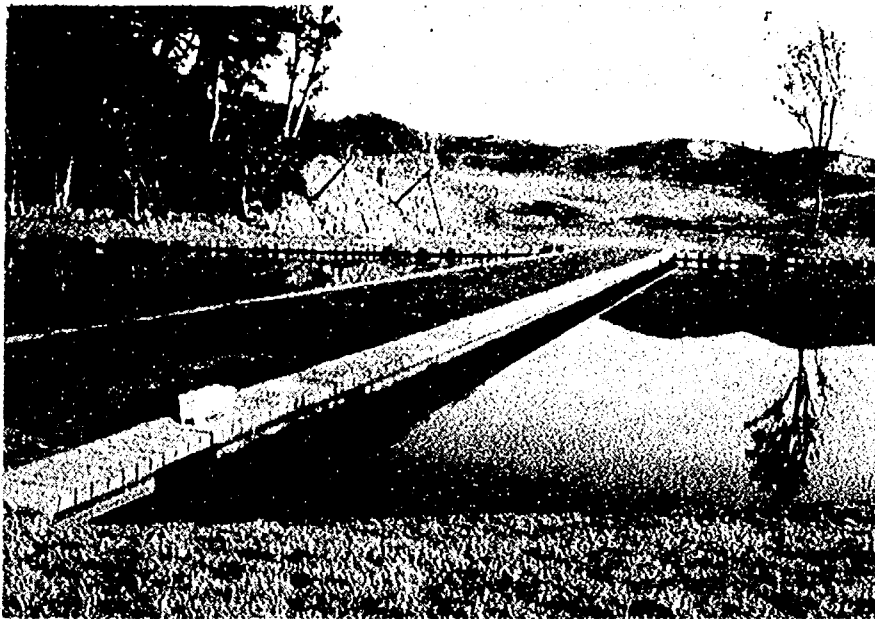


Fig. 15. Overall view of prestressed concrete floating bridge.

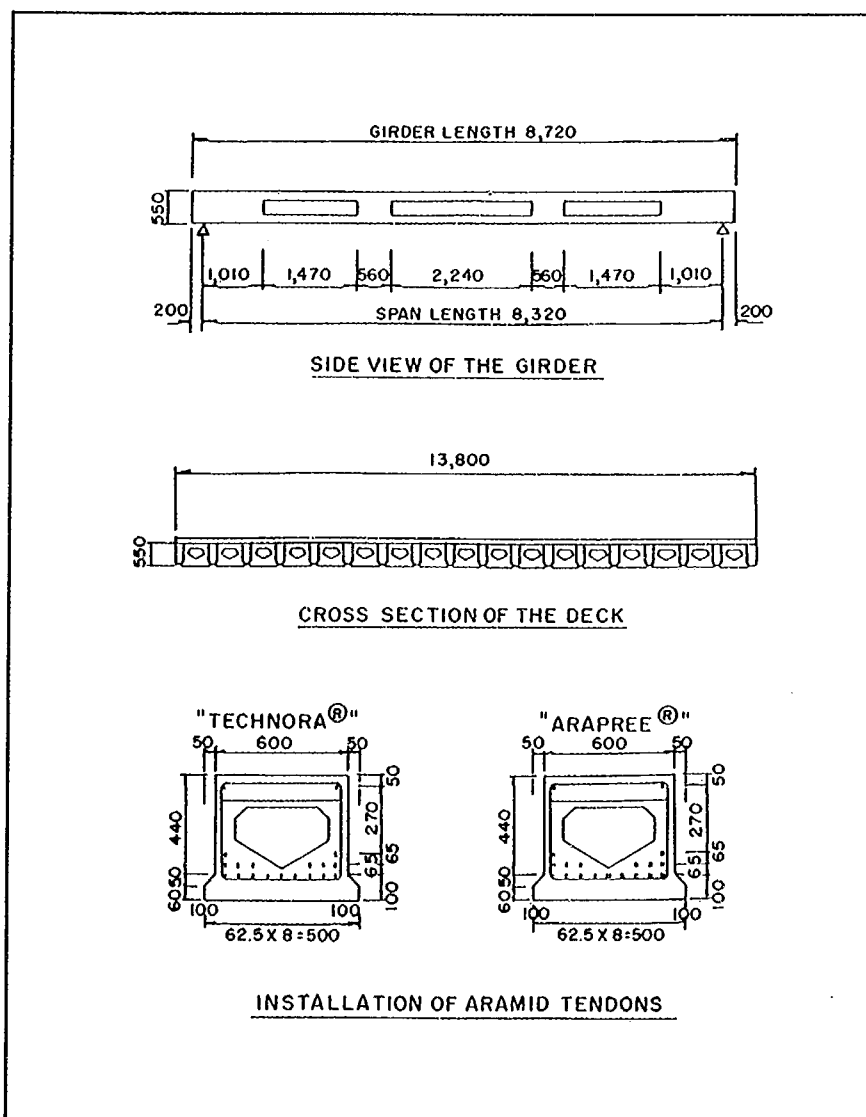


Fig. 16. General details of prestressed concrete wharf.

tee of the Japan Society of Civil Engineers set up a subcommittee for establishing "Recommendations for the Design and Construction of Concrete Structures Using FRP Materials." It is expected that a committee report will be published in 1995 on the outcome of the subcommittee's deliberations.

Considering the fact that FRP materials are practically corrosion-free, it can be expected that these materials will find increasing use in the construction of offshore structures and waterfront facilities. Since the materials are non-magnetic, they are highly desirable in the development of support structures for magnetic levitation transport systems.

With the experiences gained so far, and as fabrication costs are lowered, there will be increased applications of FRP materials in the construction market.

ACKNOWLEDGMENT

The authors wish to express their appreciation to all those that contributed data and photographs for this article. The authors also wish to express their gratitude to each member of the national projects team who used FRP in prestressed concrete bridges and for their contributions to this article.

REFERENCES

1. JSCE Research Subcommittee on Continuous Fiber Reinforcing Materials, "Application of Continuous Fiber Reinforcing Materials to Concrete Structures," Concrete Library of JSCE, No. 19, June 1992, pp. 89-130.
2. Minosaku, K., "Using FRP Materials in Prestressed Concrete Structures," *Concrete International*, V. 14, No. 8, August 1992, pp. 41-44.

6. 共同研究者名簿

藤原 稔 (建設省 土木研究所 構造橋梁部)
 西川 和廣 (建設省 土木研究所 構造橋梁部 橋梁研究室)
 箕作 光一 (現 国土庁 地方振興局)
 神田 昌幸 (建設省 土木研究所 構造橋梁部 橋梁研究室)
 杉山 純 (現 建設省 首都国道工事事務所)
 内田 賢一 (建設省 土木研究所 構造橋梁部 橋梁研究室)
 淵上 優子 (" " " ")
 清水 俊一 (" " " ")

古賀 政二郎 ((株)大林組)
 伊奈 義直 (")
 岡野 素之 (")

近藤 順 (オリエンタル建設(株))
 手塚 正道 (")
 今井 昌文 (")

内藤 英晴 (五洋建設(株))
 浜崎 勝利 (")
 山口 憲司 (")

三藤 重剛 (清水建設(株))
 武川 芳広 (")
 日原 邦夫 (")

迎 邦博 (住友建設(株))
 熊谷紳一郎 (")
 中井 祐司 (")

吉岡 保彦 ((株)竹中工務店)
 大野 定俊 (")
 柿沢 忠弘 (")

神崎 靖 ((株)竹中土木)
 伊藤 孔一 (")
 安藤慎一郎 (")

中條 友義 (日本鋼弦コンクリート)
 飯泉 章 (")
 東山 弘明 (")

原 千里 ((株)ピー・エス)
 川本 幸広 (")
 鈴木 雅博 (")

田村 富雄 (三井建設(株))
 三上 浩 (")
 中島 規道 (")

※所属は、平成6年4月1日現在

PC橋の緊張材への新素材の利用に
関する共同研究報告書（総括編）

共同研究報告書第107号
平成6年9月（1994）

要 旨 コンクリート構造物の塩害による劣化損傷を防ぐ方法の一つとして、鋼材の代わりに腐食を生じない材料を用いる方法が挙げられる。FRP（Fiber Reinforced Plastics）補強材は、鋼材の欠点である腐食を生じないことに加えて、従来の鋼材からなる緊張材と同等もしくはそれ以上の強度を有し、また軽量である等の特徴を有している。

本研究は、このようなFRP補強材の特徴に着目し、平成元年度から4年度にわたって建設省総合技術開発プロジェクト「建設事業への新素材・新材料の利用技術の開発」の一環として、PC橋の緊張材としてこれを利用するための技術を開発したものである。

本報告書は、平成元年度から4年度にかけて実施した一連の試験結果の概要をとりまとめたものである。

キーワード：FRP、PC橋、緊張材、鋼材、腐食、塩害

建設省土木研究所
構造橋梁部 橋梁研究室
鶴 大 林 組
オリエント建設鶴
五洋建設鶴
清水建設鶴
住友建設鶴
鶴 竹 中 工 務 店
鶴 竹 中 土 木
日本鋼弦コンクリート鶴
鶴 ビ ー ・ 工 ス
三 井 建 設 鶴

郵便はがき

3 0 5 - □ □

五十円切手
をはって下
さい

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

橋梁研究室

御中

No. 27

No. 27

配布先氏名

配布先住所



共同研究報告書第107号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印



共同研究報告書第107号
P C 橋の緊張材への新素材の利用に関する
共同研究報告書（総括編）