新素材によるコンクリート構造物の補修・補強についての講習会

平成7年3月20日

共　催　㈳日本コンクリート工学協会北海道支部
土木技術会コンクリート研究委員会 資料　No. 143

序

現在、コンクリート構造物の補修・補強が大きな問題となっている。　その理由として、20～30年以上経つ構造物が多くなったこと、重荷重の交通量が多くなったこと、また、荷重のレベルアップが必要になったことなどが挙げられる。補修は、塩害によるものが多く、また融氷剤などの使用の問題でＦＲＰ補強材の使用が検討されている。補強に対しては、長繊維シートあるいは外ケーブル用のロープが軽量、耐久性の面から適用、あるいは適用の可能性の研究が盛んである。　本講習会では、ＦＲＰを主体とした新素材を取りあげ、その種類、品質、試験方法、適用例、補強設計・施工方法についての最近の情報を提供するものである。今後、さらにこれらの情報の収集、新適用法の可能性などを探りたいと考えている。

ＪＣＩ北海道支部新素材研究委員会

委員長	佐伯　昇	北海道大学工学部
幹　事	堺　孝司	北海道開発局開発土木研究所
	千歩　修	北海道大学工学部
委　員	井野　智	北海道大学工学部
	大平　雅司	ドーピー建設工業㈱
	上田　多門	北海道大学工学部
	尾崎　訒	室蘭工業大学工学部
	温泉　重治	ショーボンド建設㈱
	角田　與史雄	北海道大学工学部
	ｶﾞﾝｻﾞﾃｨ ﾓｽﾀﾌｧ	北海道大学工学部
	岸　徳光	室蘭工業大学工学部
	熊谷　紳一郎	住友建設㈱
	後町　光夫	北海道立工業試験場
	佐藤　昌志	北海道開発局開発土木研究所
	佐藤　靖彦	北海道大学工学部
	志村　和紀	北海道大学工学部
	高橋　義裕	北海学園大学工学部
	中田　泰広	北海道開発コンサルタント㈱
	秦　滋康	日本高圧コンクリート㈱
	八戸　裕	㈱大林組
	花田　真吉	北海道開発コンサルタント㈱
	林　勝朗	北海道立寒地住宅都市研究所
	堀口　敬	北海道工業大学工学部

新素材によるコンクリート構造物の補修・補強についての講習会

目　次

第１章　ＦＲＰコンクリート補強材料の種類と品質

1.1　はじめに …… 1
1.1.1　ＦＲＰコンクリート補強材料の利用状況 …… 1
1.1.2　用語 …… 2
1.2　ＦＲＰコンクリート補強材料の分類 …… 3
1.2.1　繊維材料による分類 …… 3
1.2.2　マトリックス（結合材）による分類 …… 5
1.2.3　形状による分類 …… 6
1.3　ＦＲＰコンクリート補強材料の基礎物性 …… 8
1.3.1　引張性状 …… 8
1.3.2　圧縮性状 …… 10
1.3.3　せん断性状 …… 10
1.3.4　熱膨張係数 …… 10
1.3.5　高温・低温時の引張性状 …… 10
1.3.6　繰り返し引張時の性状 …… 12
1.3.7　引張クリープ性状 …… 12
1.3.8　付着・定着性状 …… 12
1.3.9　耐薬品性 …… 13
1.4　主なＦＲＰ補強材料の概要と基本物性 …… 14
1.5　パラレル・レイ・ロープ …… 16

第２章　試験方法

2.1　はじめに …… 18
2.2　ＦＲＰ材料の試験方法 …… 18
2.2.1　概要 …… 18
2.2.2　静的物性試験方法 …… 18
2.2.3　動的物性試験方法 …… 22
2.2.4　化学的特性試験方法 …… 22
2.2.5　熱的特性試験方法 …… 23
2.2.6　その他 …… 23
2.3　連続繊維補強材の試験方法 …… 24
2.3.1　概要 …… 24
2.3.2　連続繊維補強材の引張試験方法（試案） …… 27
2.3.3　連続繊維補強材の長時間リラクセーション試験方法（試案） …… 27
2.3.4　連続繊維補強材の熱膨張係数試験方法（試案） …… 28
2.3.5　連続繊維補強材の付着試験方法（試案） …… 28
2.3.6　連続繊維補強材の疲労試験方法（試案） …… 29

第３章　連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用例

3.1　建築における適用例 …… 30
3.1.1　はじめに …… 30
3.1.2　コンクリートの補強 …… 30
3.1.3　既存コンクリート構造物の耐震補強 …… 32
3.1.4　インテリジェント材料 …… 32
3.1.5　おわりに …… 32
3.2　土木における適用例 …… 34
3.2.1　はじめに …… 34
3.2.2　適用例 …… 34
3.3　連続繊維補強材による補強・補修実績 …… 37

第４章　新素材を用いたコンクリート構造物の補強設計・施工法

4.1　道路橋の設計荷重の変遷 …… 40
4.1.1　はじめに …… 40
4.1.2　設計荷重の変遷 …… 40
4.1.3　地震被害と橋梁耐震設計基準の変遷 …… 45
4.1.4　「道路橋示方書．Ⅴ耐震設計編」による耐震設計 …… 49
4.2　耐力評価 …… 50
4.2.1　桁の耐力評価 …… 50
4.2.2　橋脚の耐力評価 …… 57
4.3　補強設計 …… 62
4.3.1　はじめに …… 62
4.3.2　連続繊維を外ケーブルとして用いたはり部材の補強設計 …… 62
4.3.3　連続繊維シートを用いたはり部材の補強設計 …… 67
4.4　施工法 …… 72
4.4.1　はじめに …… 72
4.4.2　補強方法の選択と損傷度 …… 72
4.4.3　接着工法 …… 75
4.4.4　外ケーブル工法 …… 83
4.4.5　巻き付け工法 …… 87

第１章　ＦＲＰコンクリート補強材料の種類と品質

１．１　はじめに

コンクリート、モルタルといったセメント系材料は、引張強度が小さく、靭性に乏しい等の欠点があるが、鉄筋、アスベスト等の高引張強度材料と複合されることによりうまく利用されてきた。近年、炭素繊維、アラミド繊維等との新素材繊維が新しく登場し、セメント系材料の補強材料として利用されはじめている。これらの新素材繊維は、軽量で比強度・比弾性に優れ、かつ高耐久性であるといった特徴をもっており、セメント系材料との組合せにより建設材料に新しい可能性をもっているといえる。

新素材繊維をセメント系材料の補強材として利用する形態には、以下のものがある。

①　連続繊維として用いる方法

②　短繊維として用いる方法

①のなかには、a)鉄筋と同様に棒状の補強材として用いる方法、b)PC鋼材と同様に棒状のプレストレストコンクリート用の緊張材として用いる方法、c)ストランドにして、コンクリートを外側から緊張しながら被覆して補強する方法、d)布、２次元あるいは３次元の格子状あるいは織物として用いる方法等がある。

②の方法は、繊維を数mm～数10mmの長さに切断した短繊維を、コンクリートやモルタルのマトリックス中に分散して用いるものである。ここでは、①の連続繊維として用いる方法のうち結合材に合成樹脂を用いるＦＲＰコンクリート補強材料を対象とし、その種類と品質を解説する。

1.1.1　ＦＲＰコンクリート補強材料の利用状況

ＦＲＰコンクリート補強材料を中心とした連続繊維補強材の利用状況を図1-1 に示す。これらの利用の目的としては、部材重量の低減、曲げ強度の改善、高層ビルで問題となっている電波障害の解消、さび・塩害による劣化を防止することによる耐久性の向上、ひびわれ防止、作業性の向上等であり、今後、ますます新しい分野への利用が期待される。

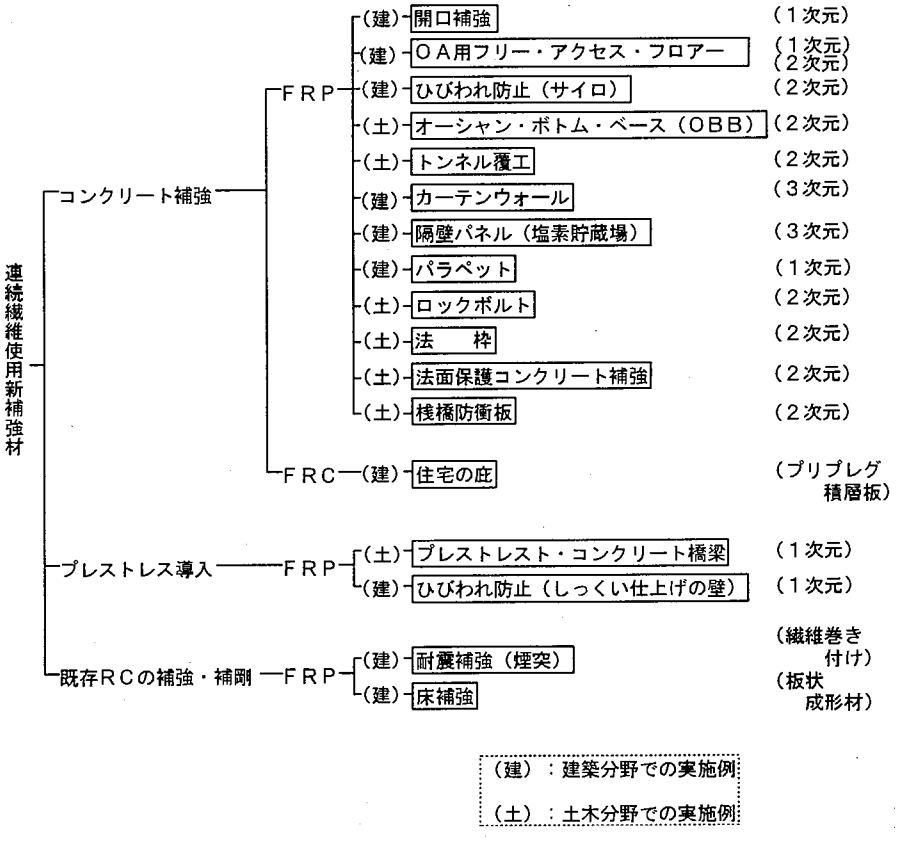


図1-1　連続繊維補強材の利用状況[1]

1.1.2 用語

新素材繊維に関連して各種の用語が用いられているが、新しい材料であるため用語の使われ方等はまだ統一されていないものも多い。ここでは、建築学会連続繊維複合材料研究委員会報告書にある基本的用語を**表1-1** に、土木学会コンクリートライブラリー72号にある用語を**表1-2**に示す。

表1-1 連続繊維複合材料に関連する基本的用語（建築）[1]

連続繊維	(Continuous Fiber) 連続した長い繊維
連続繊維筋	(Continuous Fiber Bars) 連続繊維を加工してコンクリートを補強に使うようにしたもので、比較的断面がコンパクトにまとまったもの。
連続繊維形材	(Continuous Fiber Shapes) 連続繊維を加工してコンクリート補強に使うようにしたもので、比較的断面に拡がりのあるもの。
連続繊維筋補強コンクリート	(Continuous Fiber Bar Reinforced Concrete) 連続繊維筋により補強されたコンクリート
連続繊維形材補強コンクリート	(Continuous Fiber Shape Reinforced Concrete) 連続繊維形材により補強されたコンクリート
繊維結合材	(Fiber Binding Material) 連続繊維を固めて連続繊維筋や連続繊維形材にする結合材。 繊維を束ねる集束材は除く。マトリックスはコンクリートを呼ぶのに使い、繊維結合材をマトリックスと呼ぶのは避ける。
フィラメント	Filament １本の連続繊維。なお短繊維はステープルという。
ストランド	Strand フィラメントの束。製造の最小単位。なお、ステープルの束はトゥという。
ローピング	Roving ２本以上のストランドを引きそろえたもの。
棒材	Bar 線状のもので、一軸方向に補強するもの。
格子	Grid 連続繊維で構成された二および三軸方向の補強用で、比較的断面が大きいもの。
メッシュ	Mesh 連続繊維で構成された二および三軸方向の補強用で、比較的断面が小さいもの。
より紐	Twisted String ストランド等の繊維をより合わせて作った線材。
組紐	Braided String 繊維を組み合わせて作った線材。
織物	Textile 線材を織った二および三軸方向の補強用のもの。
編物	Knitwork 線材を編んで構成したもの
プリプレグ	Prepreg ストランドやローピングに樹脂を含浸させて半硬化状にしたもの。

表1-2 連続繊維に関する用語（土木）[2]

連続繊維	コンクリート補強用の連続した繊維の総称。炭素繊維，ガラス繊維，アラミド繊維などがよく用いられる。
繊維結合材	連続繊維を固める結合材。多くはエポキシ樹脂などのプラスチックである。
繊維混入率	連続繊維補強材に含まれる連続繊維のうち，連続繊維補強材の強化方向に配置された繊維の有効体積混入率。
連続繊維補強材	連続繊維に繊維結合材を含浸，硬化等させて成形し，コンクリートを補強する目的で使用する一方向強化材や連続繊維のみを束ねた，または織ったものの総称。
連続繊維補強材の有効断面積	連続繊維補強材の体積をその長さで除したもの。
連続繊維棒材	連続繊維補強材のうち，鉄筋のような棒状のもの。
連続繊維形材	連続繊維のうち，形鋼のような形状のもの。
連続繊維緊張材	連続繊維補強材のうち，コンクリートにプレストレスを与える緊張材として使用するもの。棒状，ストランド状のものが多い。
連続繊維補強コンクリート	連続繊維補強材により補強されたコンクリート。
連続繊維プレストレストコンクリート	連続繊維緊張材によりプレストレスが導入されて補強されたコンクリート。

１．２　ＦＲＰコンクリート補強材料の分類

1.2.1　繊維材料による分類

ＦＲＰコンクリート補強材料の繊維材料による分類を図1-2に示す。この図に示すもののなかで、炭素繊維、ガラス繊維を用いたＦＲＰ補強材料は、現在、開発・研究がもっとも多く行われている材料である。これらの繊維材料の引張応力とひずみの関係を図1-3に、また性質を表1-3に示し、以下に概略的に説明を加える。

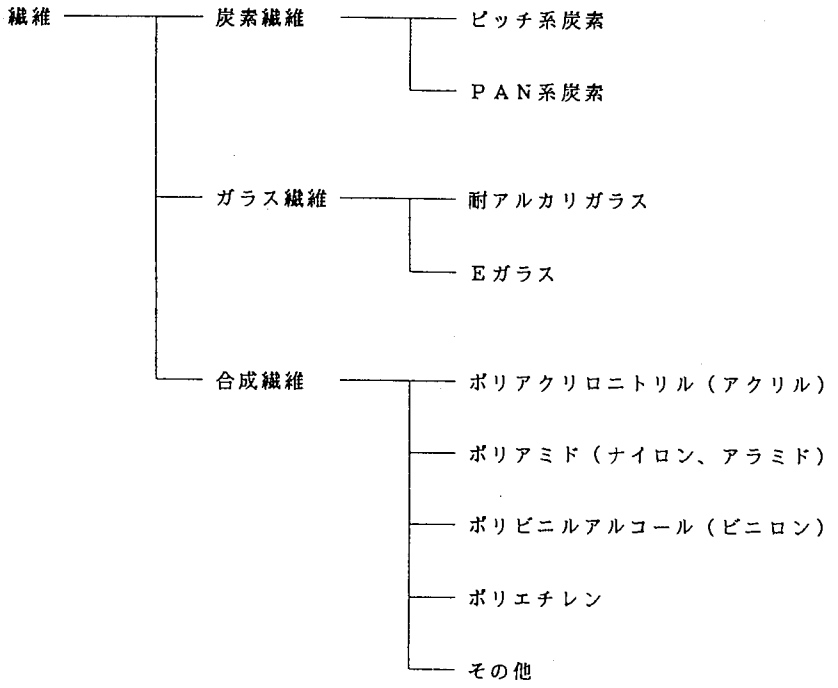


図1-2　ＦＲＰコンクリート補強材料の繊維材料による分類[1]

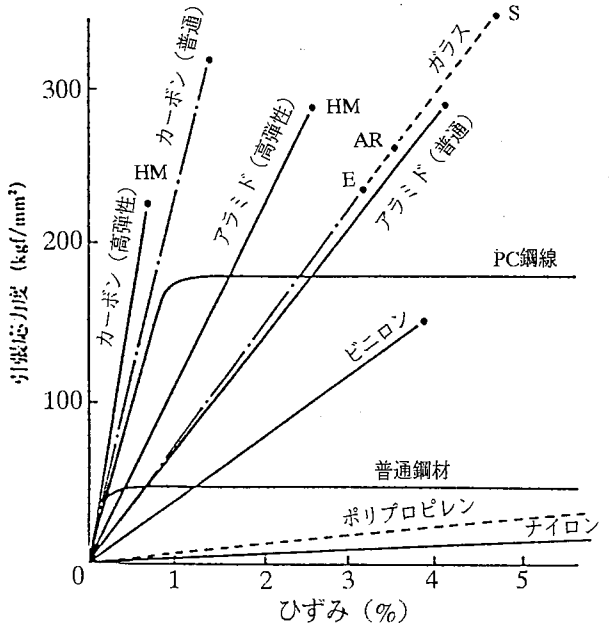


図1-3　各種繊維の引張応力－ひずみ関係[2]

（１）炭素繊維

炭素繊維は、軽量、高耐蝕性、高強度、高弾性等の特徴をもち、先端複合材料を支える繊維として中心的な役割を果している。原料としては、レーヨン、石油または石炭ピッチ、ポリアクリルニトリル（ＰＡＮ）の３つがあるが、原料によりそれぞれ特徴のある性質を示す。炭素繊維は、直径７μ程度で不完全な黒鉛微結晶の集合体からなり、炭素網面が繊維軸に平行に配列した構造をもつ。炭化程度が高い程、黒鉛結晶が成長して配向度が高くなり、弾性率が高くなる。ＰＡＮ系炭素繊維は、黒鉛結晶の網面が周方向に並んだ年輪構造を示し、外側ほど配向が進んでいるため、高価ではあるが、高強度の繊維が得られる。ピッチ系炭素繊維の場合は、紡糸条件により年輪構造になったり、放射構造になったりする。比較的低価格であり、汎用品から高弾性率品、低弾性率品まで性能のレベルを変えることができる。

（２）ガラス繊維

ガラス繊維の素材としては、硼珪酸ガラス系のＥガラスと耐アルカリガラス繊維の２種類がある。Ｅガラス繊維は硼酸とアルミン酸の含有率が高く、耐アルカリ性の小さいことが弱点である。耐アルカリガラス繊維は、1970年代にイギリスで開発されたもので、セメント系マトリックスのアルカリ性によるガラス繊維の侵食を防止するために、ジルコニア（ZrO_2）を多量に含有した組成をもっている。

（３）合成繊維

アラミド繊維は、炭素繊維と同様に化学抵抗性に優れているが、紫外線照射による強度低下が大きい。しかし、コンクリート中に使用される場合、問題はないと考えられている。また、アラミド繊維は、ガラス繊維と同様に破断時の伸びが２～５％を示し、強度もＰＣ鋼材と同等以上であるが、ヤング係数が鋼材の２／３～１／３と小さい。

ビニロン繊維は、従来のものに比べ高強度化、高弾性化されたもので、軽量で伸び能力はあるが、引張強度およびヤング係数は比較的小さい。また、アルカリに対しては安定している。

表1-3 各繊維材料の性質[3]

特性		単位	炭素繊維				アラミド繊維		ガラス繊維		ポリエチレン繊維	ポリビニルアルコール繊維	金属繊維
			GPグレードピッチ系	HPグレードピッチ系	HT型PAN系	HM型PAN系	ケブラー49	テクノーラ	Eーガラス	耐アルカリガラス	テクミロン	クラロン	スチール
物性的性質	単繊維直径	μ	7~20	8~14	7~8	7~8	12	12	8~12	8 ~12	50 ~100	14	13
	密　度	g/cm³	1.5~1.8	1.8~2.2	1.7~1.8	1.8~1.9	1.45	1.39	2.6	2.27	0.97	1.25 ~1.30	7.74
	引張強度	MPa	500~1200	2450~3430	3500~4500	2500~2700	2750	3040	3500	1800~3430	1500~3500	700 ~1500	4400
	引張弾性率	GPa	50~100	177~785	230~240	350~400	131	70	73	69~74	80~100	11 ~37	2000
	伸　度	%	2~2.5	0.4~1.5	1.4~1.5	0.6~0.8	2.3	4.4	4.8	2~3	4	7.0	——
耐化学薬品性	耐酸性												
	塩酸		○	◎	◎	◎	×	○	×	——	◎	○	×
	硫酸		◎	◎	◎	◎	×	○	×	——	◎	○	×
	硝酸		○	◎	◎	◎	×	○	×	——	◎	○	×
	耐アルカリ性												
	水酸化ナトリウム		◎	◎	◎	◎	○	○	△	○	◎	○	◎
	耐海水性		◎	◎	◎	◎	○	○	△	——	◎	○	×
	耐有機溶剤性												
	アセトン		◎	◎	◎	◎	◎	——	◎	——	◎	○	◎
	ベンゼン		◎	◎	◎	◎	◎	○	◎	——	◎	○	◎
	ガソリン		◎	◎	◎	◎	◎	○	◎	——	◎	○	◎

◎：非常に優れている　○：比較的良好　△：やや不良　×：不良

1.2.2 マトリックス（結合材）による分類

マトリックスによる分類を**図1-4**に示す。新素材繊維の集束された連続繊維を結合させる材料（マトリックス）としては樹脂系とセメント系の２種類のものがある。樹脂系のなかにも加熱して固まると再び加熱しても軟化しない熱硬化性の樹脂と、加熱すると軟化・溶融し、冷却すると固化する熱可塑性の樹脂に分けられる。熱硬化性樹脂では、エポキシ、ビニルエステル、不飽和ポリエステル、ポリイミド樹脂等が使われ、熱可塑性樹脂では、ポリフェニレンサルファイド（ＰＰＳ），ポリエーテルエーテルケトン（ＰＥＥＫ）等が使われている。また、セメント系の高性能無機質結合材（シリカフューム）等を用いて耐火被覆の効果をねらった使い方もみられる。繊維とマトリックスには相性のよいものとよくないものがあり、**表1-4**に繊維／マトリックスの組み合わせの適否を示す。

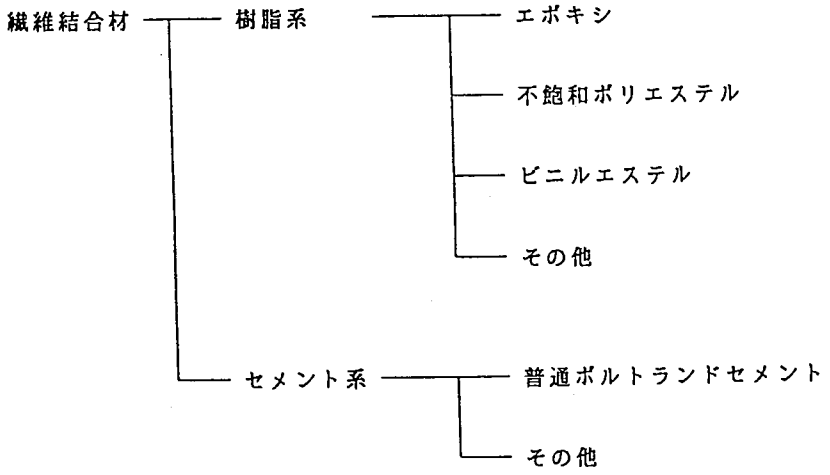


図1-4　マトリックスによる分類[1]

表1-4　繊維／マトリックスの組み合わせの適否[4]

	ガラス	アラミド	炭素	ボロン
熱硬化性樹脂				
不飽和ポリエステル	◎	△	△	△
エポキシ	○	◎	◎	○
ポリイミド	△	△	◎	△
熱可塑性樹脂				
Peek	△	○	○	×
汎　　用	○	△	△	×

1.2.3　形状による分類

ＦＲＰコンクリート補強材料の形状による分類を図1-5に、繊維の複合様式を表1-5に示す。加工形状については、棒材（１次元）、格子・メッシュ状や織物（２次元）、立体織物（３次元）等がある。製品化されたものの多くは１次元の棒材であり、この製造方法は、繊維に一定の張力を加えながら樹脂を含浸し、成形・硬化させるプルトルージョン法（連続引き抜き法）が主に用いられている。また、コンクリートの付着・定着をよくするために、この製造方法を基本にして繊維を組紐状に編み上げたもの、直線状に集束した繊維の表面にらせん状あるいは綾巻状に繊維を巻きつけたもの、さらに表面のコーティング層に硅砂や砥粒を固着させたもの等、さまざまな加工を施されたものがある。

格子状あるいはメッシュ状の加工材は、炭素繊維、アラミド繊維、ガラス繊維等の連続繊維を、一定の張力を加え、同時に樹脂を含浸させながらＸ方向、Ｙ方向に交互に積層したものを硬化させたものである。

また、立体織物は、各種繊維のロービングを三軸方向に織り上げた立体状の織物を樹脂に含浸させて形状保持する方法で製造されたものである。

表1-6に現在開発されている繊維加工材の形態および使用繊維の調査結果を示す。

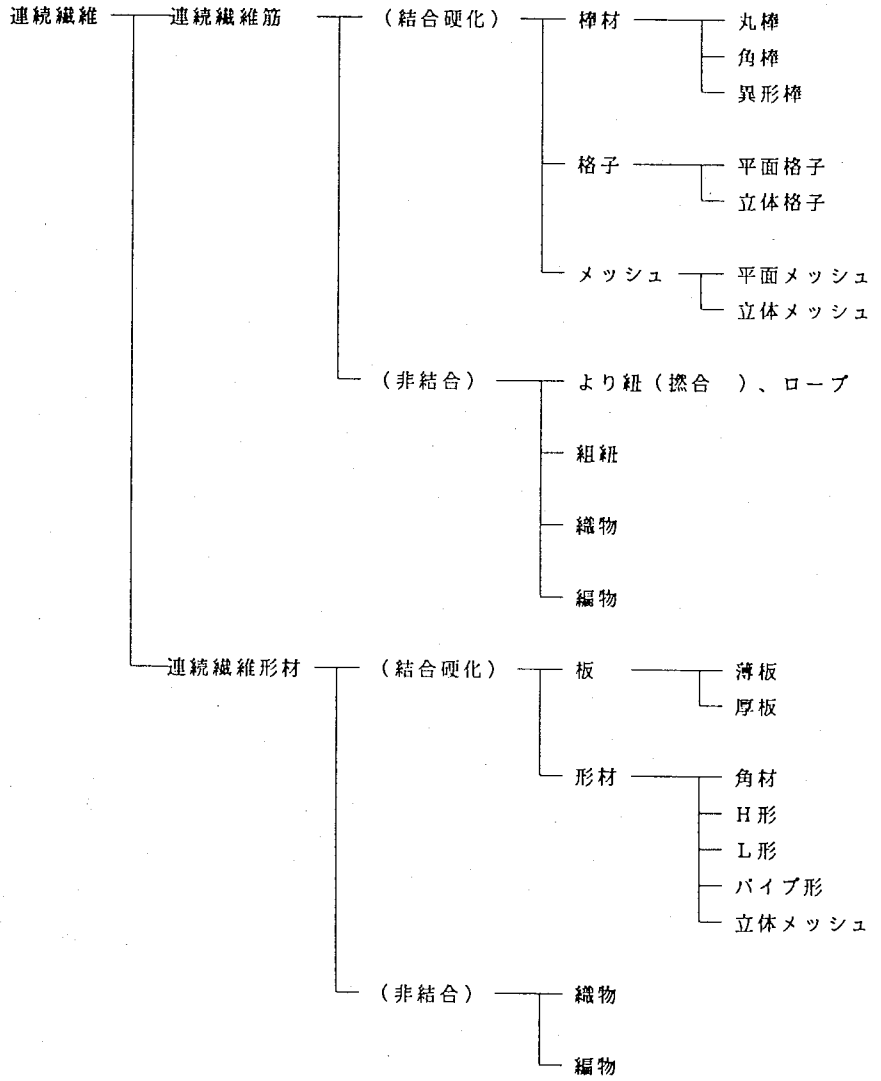


図1-5　ＦＲＰコンクリート補強材料の形状による分類[1]

表1-5　繊維の複合様式[4]

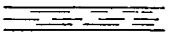
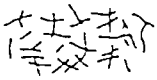
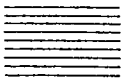
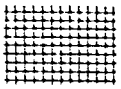
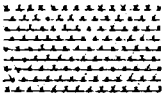
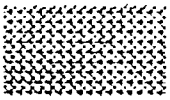
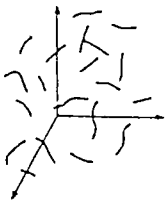
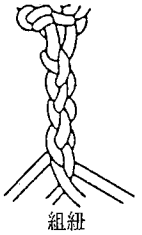
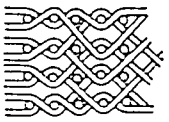
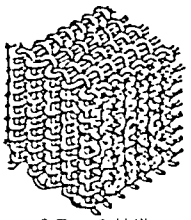
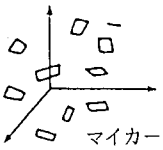
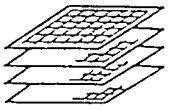
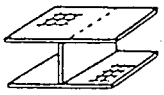
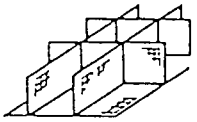
次元＼軸	0軸	1軸	2軸	3軸	多軸
一次元 (1D)		 ロービング、糸			
二次元 (2D)	 チョップド ストランドマット	 プリプレグシート	 面状織物	 3軸織物	 4軸織物
三次元 (3D) 一次元成分		 組紐	 多重織	 3D－3軸織	4軸、5軸・・・11軸織
三次元 (3D) 二次元成分	 マイカー	 積層型	 H型	 ハニカム型	

表1-6　現在開発されている繊維加工材の形態および使用繊維の調査結果[1]

利用方法の分類				使用繊維					
				炭素	ｱﾗﾐﾄﾞ	ｶﾞﾗｽ	ﾋﾞﾆﾛﾝ	ﾎﾟﾘｴﾁﾚﾝ	その他
長繊維の利用の現状	FRP	メッシュ、立体織物		○	○	○	○		○
		異形棒材	表面加工	○	○				
			砂　付	○					
			組　紐		○				
		緊　張　材		○	○				
		既存RCの補修・補剛	FRP板接着	○	○				
			巻付け	○					
	FRC	鉄筋代替		○					
		型　枠					○	○	
		無機複合材		○	○		○		

１．３　ＦＲＰコンクリート補強材料の基礎物性

1.3.1　引張性状

ＦＲＰ補強材料の引張強度、ヤング係数は、繊維素材、結合材（マトリックス）、繊維含有率、加工材の断面形状等に影響されるため、系統的に論ずることは難しい。各種の研究報告に記述されている繊維および補強材料の引張強度の範囲を表1-7に示す。この表に示すように、結合材は繊維素材よりも引張強度およびヤング係数が一般に小さく、繊維混入率を高めることが、ＦＲＰ補強材料としての強度および剛性を増し、補強材としての品質を向上させる。このため、補強材中にいかに多くの連続繊維を損傷させずに混入させて成形させるかといった製造の技術も重要になる。

ＦＲＰ補強材料の引張強度には、形状、加工等の影響がある。３次元立体織物の場合、引張強度は素線から計算した強度の約75％程度になるといわれている。また、曲げ加工部の引張強度は直線部よりも30～80％も低下する場合があり、注意が必要である。

表1-7　繊維および補強材料の引張強度の範囲[1]

繊維の種類 〔結合材の種類〕	繊維の引張強度 (kgf/cm^2)	結合材の種類	補強材料の引張強度 (kgf/cm^2)
炭素繊維 (炭素繊維ストランド)	8,000～44,000 (2,400～29,000)	エポキシ樹脂 ビニルエステル 樹脂 アクリルエポキシ樹脂	15,000 3,800～ 7,600 18,300
炭素繊維 ＋ガラス繊維	―――――	ビニルエステル 樹脂 ？	4,700 5,930～ 6,770
ガラス繊維	15,000～47,500	ビニルエステル 樹脂 アクリルエポキシ樹脂 ？	5,700～ 7,200 11,400 5,600～ 7,900
アラミド繊維	22,000～31,000	エポキシ樹脂 アクリルエポキシ樹脂 ？	12,800～14,500 15,200 28,000
ビニロン繊維	15,000	―――――	―――――
〔ビニルエステル 樹脂〕 〔エポキシ樹脂〕	850 850～ 8,000	――――― ―――――	――――― ―――――

繊維および補強材料の引張試験時の応力－ひずみ関係を図1-6に示す。この図からわかるように、単一の繊維素材からなるＦＲＰ補強材の応力－ひずみ曲線は、鋼材のように降伏挙動を示さず、最大応力すなわち破断時までほぼ弾性的な挙動を示している。炭素繊維を用いたＦＲＰ補強材料では、繊維素材に高弾性のものを用いることにより鉄筋に近い剛性を示すが、破断時の伸びが１％前後と小さくなるため、脆性的な破壊を示す。アラミド繊維またはガラス繊維を用いたＦＲＰ補強材料では、破断時の伸びが２～４％を示し、炭素繊維を用いたものと比べ、剛性は低いものの靭性は大きい。

応力－ひずみ関係をを改善する方法のひとつに２種類の繊維を併用する方法がある。図1-7は、炭素繊維またはガラス繊維のみ、および両者を併用したＦＲＰ補強材料の応力－ひずみ関係を示す。この図で２種類の繊維を併用したものでは、伸び能力の小さな炭素繊維からまず破断しはじめたあと、ガラス繊維が破断し、鉄筋の降伏に似た現象（ハイブリット効果）が生じているのがわかる。このような方法によりＦＲＰ補強材料の靭性を増す工夫もなされている。

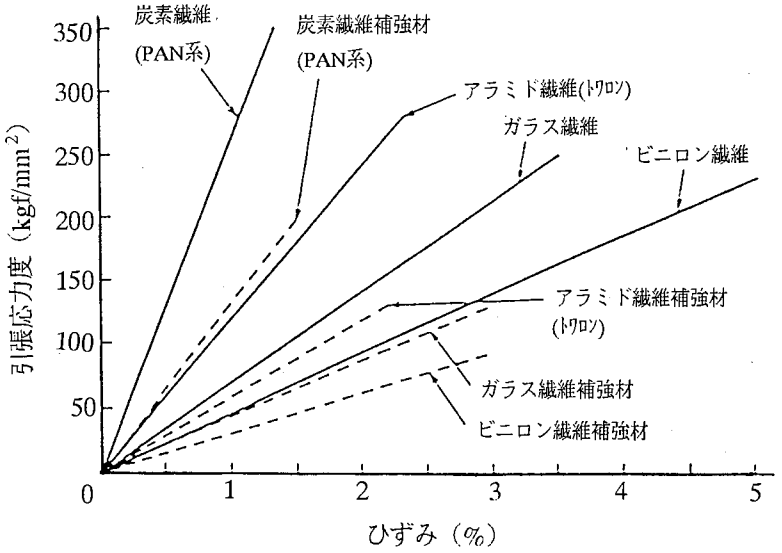


図1-6　繊維および補強材料の引張試験時の応力－ひずみ関係[2]

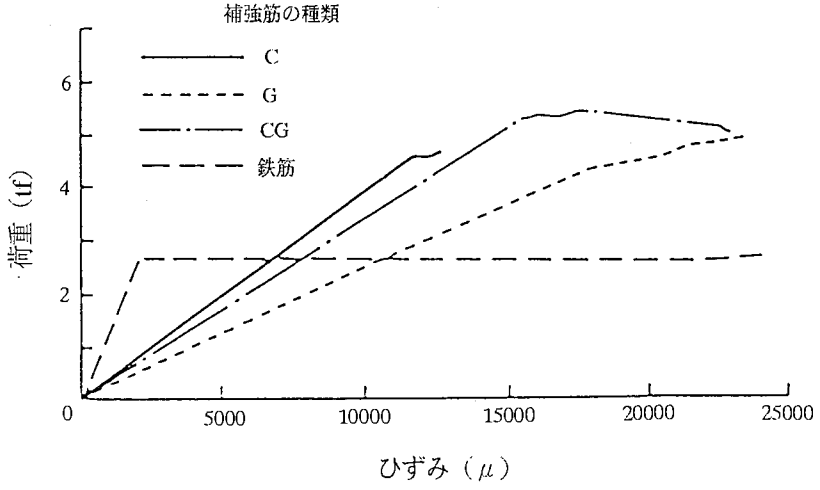


図1-7　炭素繊維またはガラス繊維のみ、および両者を併用したＦＲＰ補強材料の応力－ひずみ関係[5]

1.3.2　圧縮性状

圧縮性状を把握するための研究はきわめて少ないが、ガラス繊維のみのＦＲＰ補強材料の場合、圧縮強度は引張強度とほぼ等しいが、炭素繊維とガラス繊維とを併用したものの場合、圧縮強度は引張強度の約80％になるとの報告もある。

1.3.3　せん断性状

せん断性状を把握するための研究もすくないが、ガラス繊維のみのＦＲＰ補強材料の場合、せん断強度は引張強度の約40％であり、ガラス繊維と炭素繊維を併用したものの場合、せん断強度は引張強度の約50％になり、アラミド繊維を用いたものの場合、引張強度の約26％になるとの報告もある。

1.3.4　熱膨張係数

鉄筋コンクリートにおいては、鉄筋とコンクリートの熱膨張係数が、ともに10×10^{-6}／℃でほとんど同じであるため、温度応力に関しては鉄筋の影響を無視することができる。ところが、ＦＲＰ補強材料の場合の熱膨張係数は**表1-8**のような値となっている。このなかで、アラミド繊維補強材と炭素繊維補強材をコンクリートのなかに埋め込む場合、熱膨張係数が温度応力におよぼす影響を考慮する必要がある。

表1-8　ＦＲＰ補強材料の場合の熱膨張係数

ＦＲＰ補強材料の種類	熱膨張係数
アラミド繊維補強材	-6 ～$-$ 2×10^{-6}／℃
炭素繊維補強材	約 1×10^{-6}／℃
ガラス繊維補強材	約10×10^{-6}／℃
ビニロン繊維補強材	4.4×10^{-6}／℃

1.3.5　高温、低温時の引張性状

引張強度やヤング係数は、温度の影響を受ける場合があり、これには温度の範囲と繊維・結合材の種別が大きく係わる。各種ＦＲＰ補強材の引張強度および弾性係数の温度依存性を**図1-8**に示す。この図にみられるように一般的には温度の上昇につれて引張強度および弾性係数が低下する。

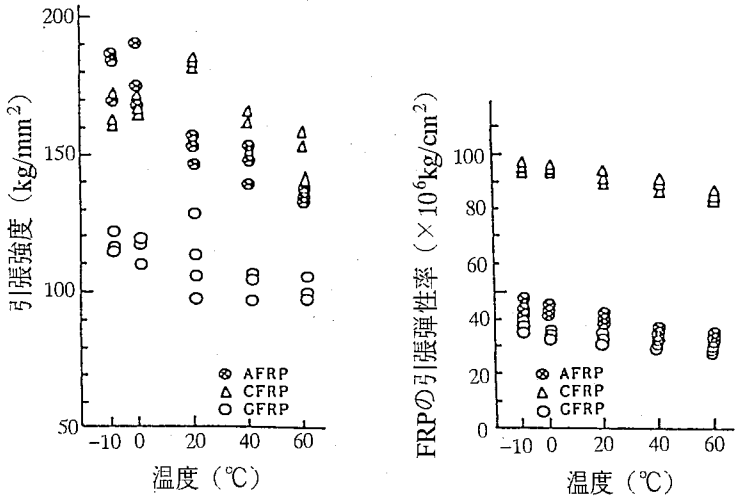
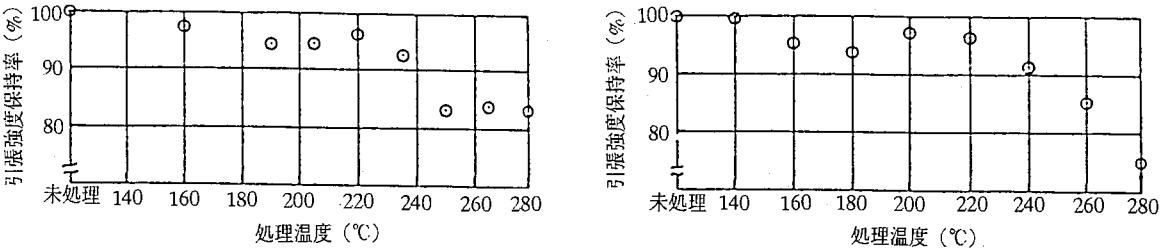


図1-8　各種ＦＲＰ補強材の引張強度および弾性係数の温度依存性[1]

以下、耐熱性が良好とされるものの一部を紹介する。

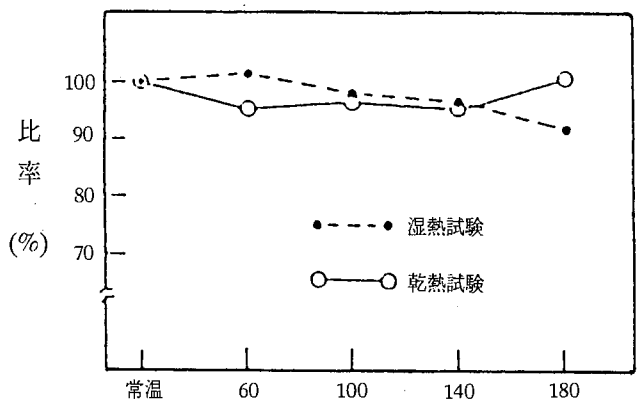
アラミド繊維は、他の繊維と比較して高温に曝されたときの引張強度の保持率が良好とされ（図1-9 、220 ℃までの引張強度保持率95%前後）、また、低温になるに従い強度は増大するが脆性にならないとの報告もある。



（乾熱試験）　　（湿熱試験）

図1-9　アラミド繊維組紐状棒材の耐熱試験結果（結合材：ｴﾎﾟｷｼ樹脂）[1]

ＰＡＮ系の炭素繊維をエポキシ樹脂で固めた異形のＦＲＰ補強材料の耐熱性試験結果を図1-10に示す。この材料はこの程度の温度ではほとんど引張強度が低下しないことがわかる。



加熱温度と強度低下率

図1-10　炭素繊維補強材料の耐熱性試験結果[1]

Ｅガラスを不飽和ポリエステルで固めたＦＲＰ補強材料（緊張材Polystal）では、 500℃における引張強度が、プレストレスト用鋼材と同様、常温における値の約50%であり、 300℃までの温度ではガラス繊維補強材料の方が鋼材よりも良好であったとの報告もある。

1.3.6　繰り返し引張時の性状

アラミド繊維をビニルエステル樹脂で固めたＦＲＰ補強材料の引張疲労試験結果を図1-11に示す。ここでは、下限応力を引張強度の10％として 100万回疲労強度を求めた結果、引張強度の約60％であり、ＰＣ鋼材とほぼ同様であることが報告されている。

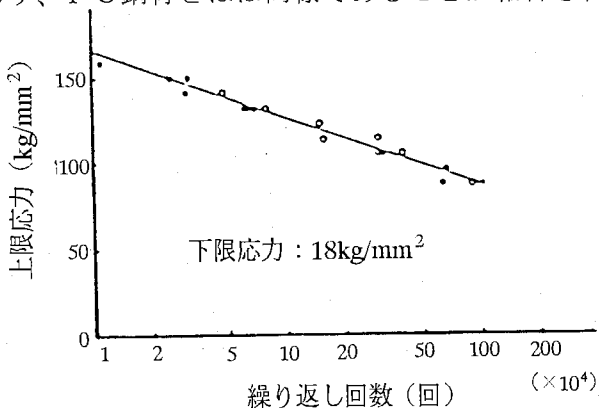


図1-11　アラミド繊維ビニルエステル樹脂ＦＲＰ補強材料の引張疲労試験結果[1]

1.3.7　引張クリープ性状

アラミド繊維をエポキシ樹脂で固めた組紐状の棒材のクリープ試験結果の一例を図1-12に示す。なお、このときの作用応力は、引張強度の 0.5と 0.6の２種類である。この図では、1000時間前後でのクリープ率（弾性変形に対するクリープ変形の割合）は 9.9～10％となっている。この値は、作用応力（引張強度の 0.5と 0.6）によらず、また、経過時間の対数とクリープ量とに比例関係がある。

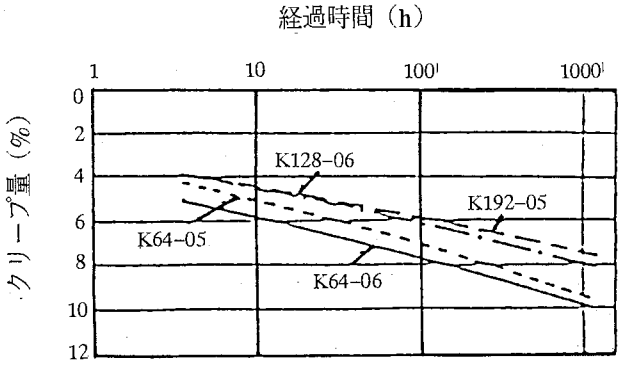


図1-12　アラミド繊維をエポキシ樹脂で固めた組紐状の棒材のクリープ試験結果[1]

1.3.8　付着・定着性状

鉄筋と同様にコンクリートにＦＲＰ補強材料を埋め込む場合、直線状のＦＲＰ加工材のコンクリートに対する付着性状は、丸鋼よりもさらに小さく、期待できない。このため付着性状を改善する工夫として以下のようなものがある。[6]

①支圧抵抗型　らせん糸巻状、綾巻状、異形筋形状、２次元・３次元格子、立体織物

②摩擦抵抗型　組紐状、ストランド状（より線状）

③全面抵抗型　砂接着、砥粒固着

付着強度はコンクリートの強度にも影響されるが、これまでの研究報告に述べられている繊維およびＦＲＰ補強材料の付着強度の範囲を表1-9に示す。異形および砂付の付着改善効果がわかる。

表1-9　繊維およびＦＲＰ補強材料の付着強度の範囲[1]

ＦＲＰ補強材料の種類		母材	付着強度 (kgf/cm²)
繊維	炭素繊維ストランド	コンクリート	25 ～ 45
	〃	モルタル	10 ～ 13
ＦＲＰ補強材料	炭素繊維＋エポキシ樹脂	コンクリート	10 ～ 130
	〃 ＋ ？ （異形）	コンクリート	189 ～ 209
	アラミド繊維＋エポキシ樹脂（砂付）	コンクリート	75 ～ 150
	〃 ＋ 〃 （砂なし）	コンクリート	15 ～ 75

1.3.9　耐薬品性

アラミド繊維をエポキシ樹脂で固めた組紐状棒材の耐薬品性試験結果を表1-10に示す。薬品は、酸、アルカリ、人工海水等であり、温度25℃で30日間浸漬した後、引張試験を行っている。引張強度保持率は比較的高く、この材料の耐薬品性は良好であるといえる。

表1-10　アラミド繊維組紐状棒材の耐薬品性試験結果[1]

薬品名	重量増加率 (%)	引張強度保持率 (%)	薬品名	重量増加率 (%)	引張強度保持率 (%)
NaOH(30%)	-0.25	92	H_2SO_4(30%)	1.46	80
NaOH(5%)	-0.27	90	H_2SO_4(10%)	1.38	85
NaClO(5%)	-0.73	95	トリエル	-0.36	96
$Ca(OH)_2$	-0.26	96	トリクレン	0.61	93
人工海水（全体浸漬）	-0.10	100	ジメチルホルムアミド	1.53	99
人工海水（半分浸漬）	-0.20	93	灯油	-0.09	93

1．4　主なＦＲＰ補強材料の概要と基本物性

主なＦＲＰ補強材料の概要と基本物性を表1-11および表1-12に示す。

表1-11　主なＦＲＰ補強材料の概要[6]

開発会社 [加工メーカー] (素線メーカー)	使用繊維	結合材	名称	形状	寸法
①大林組 [三菱化成] (〃)	炭素繊維（ピッチ系） （ダイアリード）	エポキシ樹脂	CFRPロッド UDプレプレグ	直線状 平面状	φ3, 8, 11
②奥村組 [昭和高分子] (東レ)	炭素繊維（ピッチ系） （トレカ）	ビニルエステル樹脂	らせん糸巻きカーボン補強筋	らせん状	φ6, 10
	アラミド繊維 （ケブラー49）	ビニルエステル樹脂	らせん糸巻きアラミド補強筋	らせん状	〃
	ガラス繊維（Eガラス） （旭ファイバーガラス）	ビニルエステル樹脂	らせん糸巻きガラス補強筋	らせん状	〃
③鹿島建設 [有沢製作所] (特定せず)	炭素繊維（PAN系） （パイロフィルTR 30）	ビスフェノールA型エポキシ樹脂（アミン硬化）	三次元織物		ピッチ，径は任意
	アラミド繊維 （テクノーラHM-50） ビニロン繊維		三次元織物		〃
[アクゾ] (〃)	アラミド繊維 （トワロン）	エポキシ樹脂	板状ロッド（アラプリ）		
④熊谷組 [有沢製作所] (特定せず)	炭素繊維（PAN系）	エポキシ樹脂（熱硬化性）	FRP補強筋（CFRP）	らせん巻き	φ4, 6, 8, 10, 13
	炭素繊維（PAN系） ガラス繊維（Eガラス）	PPS（熱可塑性） エポキシ樹脂（熱硬化性）	FRP補強筋（CFRTP） FRP補強筋（GFRP） （耐アルカリコーティング）	砥粒固着 らせん巻き	〃 〃
	ガラス繊維（Eガラス）	PPS（熱可塑性）	FRP補強筋（GFRTP） （耐アルカリコーティング）	砥粒固着	〃
⑤佐藤工業 (〃)	炭素繊維（PAN系）	エポキシ樹脂（熱硬化性）	直線状ロッド	表面加工なし	φ3, 6
⑥清水建設 [大日本硝子工業] [東邦レーヨン・旭ファイバーガラス]	炭素繊維（PAN系） （ベスファイト，トレカ，パイロフィル）	ビニルエステル樹脂	ネフマック(NEFMAC)	二次元，三次元格子状補強筋，閉合型補強筋	ピッチ，径は任意
	ガラス繊維（Eガラス，Tガラス） （グラスロン）	ビニルエステル樹脂	ネフマック(NEFMAC)	〃	〃
	アラミド繊維 （ケブラー49，テクノーラHM 50）	ビニルエステル樹脂	ネフマック(NEFMAC)	〃	〃
	（熱硬化性，熱可塑性樹脂可）		（炭素繊維，アラミド繊維，ガラス繊維を混合したハイブリッド化も可）		
⑦住友建設 [帝人] (〃)	アラミド繊維 （テクノーラHM 50）	ビニルエステル樹脂	アラミド繊維PCロッド	異形丸棒，丸棒	
⑧大成建設 [東邦レーヨン] (〃)	炭素繊維（PAN系） （ベスファイト）	特殊水硬性無機系硬化物 （特殊セメント）	炭素繊維複合無機材	板材，曲面板 直線状ロッド	任意 φ3, 5, 8, 10, 12
⑨竹中工務店 [〃] (特定せず)	炭素繊維（ピッチ系/PAN系）		二次元メッシュ 炭素繊維ロッド	二軸からみ織り 直線ロッド，組紐状	ピッチ，径は任意
	アラミド繊維 （ケブラー，テクノーラ）		三次元織物（BE 3 D） アラミド繊維ロッド	三軸からみ織り 直線ロッド，組紐状	〃
	ガラス繊維 ビニロン繊維		二次元メッシュ 二次元メッシュ	二軸からみ織り 二軸からみ織り	〃 〃
⑩東急建設 [東燃] (〃)	炭素繊維（ピッチ系） （FT 500） 炭素繊維（ピッチ系） （FT 700） 炭素繊維（PAN系） （M 40） 炭素繊維（PAN系） （T 300）		CF補強筋		サイズは任意
⑪間組 [〃] (東レ，帝人)	炭素繊維（PAN系） （トレカT 300） アラミド繊維 （テクノーラHM-50）		三次元織物		
⑫三井建設 [アイシーエス] (東レ)	炭素繊維（PAN系） （トレカ）	エポキシ樹脂	フィブラ(FIBRA)ロッド	組紐状 （砂付き可）	φ3, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16
	アラミド繊維 （ケブラー49）	エポキシ樹脂	フィブラ(FIBRA)ロッド	組紐状 （砂付き可）	〃
	ガラス繊維	エポキシ樹脂	フィブラ(FIBRA)ロッド	組紐状 （砂付き可）	〃
⑬東京製綱 [東京製綱] (東邦レーヨン)	炭素繊維（PAN系） （ベスファイト）	エポキシ樹脂 ビスマレイミド樹脂	CFCC（炭素繊維複合材料ケーブル）	（より線状）	φ6～40
⑭大阪ガス [大阪ガス] (〃)	炭素繊維（ピッチ系）	エポキシ樹脂	カーボン補強筋	組紐状 直線状	φ3～8
			二軸メッシュ	ネット状	ストランドφ1～3 メッシュ間隔15～20 mm
⑮クラレ [クラレ] (〃)	ビニロン繊維	エポキシ樹脂	異形ロッド	綾巻状 組紐状	
⑯新日本製鉄 [鐘紡] (〃)	炭素繊維（ピッチ系）	エポキシ樹脂		メッシュ状	
	アラミド繊維	エポキシ樹脂			
⑰東レ [東レ] (〃)	炭素繊維（PAN系） （T 300）	エポキシ樹脂	CF筋	綾巻状	φ3, 5, 8
⑱三菱レイヨン [三菱レイヨン] (〃)	炭素繊維（PAN系） （パイロフィル）	エポキシ樹脂	異形筋ロッド	異形筋形状	

表1-12　主なＦＲＰ補強材料の基本物性[2]

開発会社 〔加工メーカー〕 〔素線メーカー〕	使用繊維 （製品名）	繊維含有率 V_f（%）	単位体積重量 (kg/cm³)	引張強度 (kgf/mm²)	ヤング係数 (kgf/mm²)	伸び率 (%)	付着強度 (kgf/cm²)
①大林組 〔三菱化成〕 （〃）	炭素繊維（ピッチ系） （ダイアリード）	65	1.6	184	15×10^3	1.2	
②奥村組 〔昭和高分子〕 （東レ）	炭素繊維（ピッチ系） （トレカ）	47	1.43	110	11×10^3	1.0	150
	アラミド繊維 （ケブラー49）	43	1.27	135	5.9×10^3	2.3	110
	ガラス繊維（Eガラス） （旭ファイバーガラス）	57	1.92	90	4.5×10^3	2.0	130
③鹿島建設 〔有沢製作所〕 （特定せず）	炭素繊維（PAN系） （パイロフィルJR 30）	50～70	1.3～1.5	150×200	$10\sim13\times10^3$	1.5	
	アラミド繊維 （テクノーラ）	50～70	1.3～1.5	130～180	$3\sim4\times10^3$	4.4	
〔アクゾ〕 （〃）	アラミド繊維 （トワロン）	40		130	6×10^3		
④熊谷組 〔有沢製作所〕 （特定せず）	炭素繊維（PAN系） CFRTP	55	1.6	180	12.8×10^3	1.5	130
	GFRTP	60	2.0	115	4.5×10^3	2.7	150
	CFRP	65	1.5	160	12.5×10^3	1.5	130
	GFRP	65	2.0	130	4.4×10^3	3.0	180
⑤佐藤工業 （——）	炭素繊維（PAN系）	60		180	14×10^3	1.3	
⑥清水建設 〔大日本硝子工業〕 〔東邦レーヨン・旭ファイバーガラス〕	（ネフマック・Hタイプ） 炭素繊維（PAN系） （ベスファイト） ＋ ガラス繊維（Eガラス） （グラスロン） （ネフマック・Hタイプ）	38～44	1.64～1.73	64	3.9×10^3	1.7	
	炭素繊維（PAN系） （トレカ） ＋ ガラス繊維（Eガラス） （グラスロン） （ネフマック・Hタイプ（H 8））	38～44	1.64～1.73	57	3.8×10^3	1.5	
	炭素繊維（PAN系） ＋ ガラス繊維（Eガラス） （グラスロン） （ネフマック・Gタイプ）	47	1.8	70	4.5×10^3	1.56	
	ガラス繊維（Eガラス） グラスロン （ネフマック・Gタイプ（G 6））	38～44	1.67～1.77	73	3.1×10^3	2.4	
	ガラス繊維（Eガラス） グラスロン （ネフマック・Cタイプ）	55 38～44	1.9 1.38～1.43	110 121	4.2×10^3 9.3×10^3	2.65 1.3	
⑦住友建設 〔帝人〕 （〃）	アラミド繊維 （テクノーラHM 50）	65		180	5.4×10^3		150
⑧大成建設 〔東邦レーヨン〕 （〃）	炭素繊維（PAN系） （ベスファイト） （ロッド）	14	1.8	25～40 （ロッド径により異なる）	4×10^3	1.2	
⑨竹中工務店 〔——〕 （特定せず）	炭素繊維（ピッチ系）						
	炭素繊維（PAN系）						
	アラミド繊維 （ケブラー）						
	アラミド繊維 （テクノーラ） （三次元織物）						
	炭素繊維						
	アラミド繊維						
	ガラス繊維						
	ビニロン繊維						
⑩東急建設 〔東燃〕 （〃）	炭素繊維（ピッチ系） （FT 500）	60		130	30×10^3		
	炭素繊維（ピッチ系） （FT 700）	60		110	40×10^3		
	炭素繊維（PAN系） （M 40）	60		120	21×10^3		
	炭素繊維（PAN系） （T 300）	60		195	13×10^3		
⑪間組 〔——〕 （東レ、帝人）	炭素繊維（PAN系） （トレカT 300）						
	アラミド繊維 （テクノーラHM 50）						
⑫三井建設 〔アイシーエス〕 （東レ）	炭素繊維（PAN系） （トレカ）	65	1.4	125	12×10^3	1.1	
	アラミド繊維 （ケブラー49） ガラス繊維	60	1.2	135	6×10^3	2.2	100
⑬東京製綱 〔東京製綱〕 （東邦レーヨン）	炭素繊維（PAN系） （ベスファイト）	64	1.5 (1.4)	180 (210)	14×10^3	1.57	
⑭大阪ガス 〔——〕 （大阪ガス）	炭素繊維（ピッチ系）	60		100	10.5×10^3 (15×10)	0.8	
⑮クラレ 〔クラレ〕 （〃）	ビニロン繊維　（綾巻）	72		78	3.7×10^3		同径の異形鉄筋と同等
	（組紐）	78		60			
⑯新日本製鉄 〔——〕 （錬精）	炭素繊維（ピッチ系）	46.5		98～127	$13.7\sim13.5\times10^3$		
⑰東レ 〔東レ〕 （〃）	炭素繊維（PAN系） （T 300）	55～60	1.5	180	12.5×10^3	1.4	180
⑱三菱レイヨン 〔三菱レイヨン〕 （〃）	炭素繊維（PAN系）	50～55	1.5	64	11×10^3	0.3	

１．５　パラレル・レイ・ロープ

パラレル・レイ・ロープ（Parallel Lay Ropes:PLR）はＦＲＰのように連続繊維を樹脂で固めるのではなく、繊維を平行に並べたものをポリエチレンシースで包んだ形状をしており、フレキシブルなロープ状のものである。

ＰＬＲは1960年代中頃に北太平洋のプラットフォームの建設が計画されたときに、それを繋ぐためのケーブルとして開発された。深さ3km～5kmの深海上に繋ぎ止めるために、その重量および腐食に対する抵抗性から鋼材に代わるものとして、合成繊維を用いることが検討された。当初、繊維をより合わせたより線をさらにより合わせてロープを作製したが、このより合わせる形状のものは強度が低い上に伸び・クリープも大きく、引張に対する疲労性状についても劣っており、プラットフォーム係留用には適さないものであった。そこで、繊維をより真っ直ぐに並べるようにすることで強度を大きく、伸びとクリープを小さくすることを達成して行った。

ＰＬＲの繊維として、当初ポリエステルが用いられていたが、その伸びの大きさから建設用には使用されなかった。そこで、より強くヤング率の大きな材料として、アラミド繊維を用いたＰＬＲが開発された。

表1-13にＰＬＲの引張特性を、**図1-13**に応力－ひずみ関係について他の補強用鋼材、緊張材と合わせて示す。

表1-13　パラレル・レイ・ロープの引張特性[11]

(ICI trade literature)

ロープ	引張強さ (MPa)	静弾性係数 (MPa)	破断ひずみ (%)
Type A	617	12000	5.1
Type F	1926	77700	2.5
Type G	1926	126500	1.5

Type A: Polyester Fiber Rope
Type F: Aramid Fiber Rope
Type G: Aramid Fiber Rope

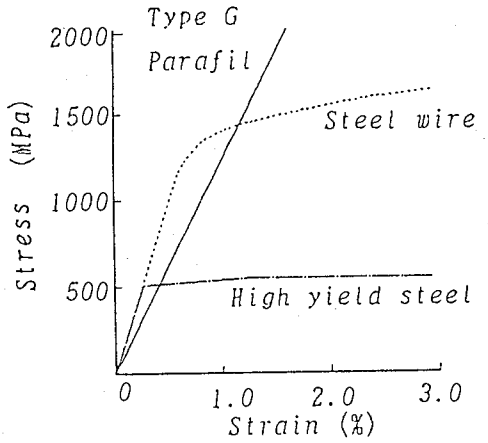


図1-13　パラレル・レイ・ロープの応力－ひずみ関係[11]

図1-13に示すようにアラミド繊維を用いたＰＬＲの引張強さは鋼材よりも高く、その静弾性係数は鋼材の約2/3である。このような材料をコンクリート構造物へ適用する場合、プレストレストコンクリートの緊張材としての適用が考えられるが、ポリエチレンシースで包まれているためコンクリートとの付着は期待できない。従って、アンボンドＰＣ、特にＰＬＲの特長である可撓性、軽量、高強度、高耐食性を利用し、外ケーブル方式の緊張材として利用することが施工性の面からも有利と考えられる。また、外ケーブル方式は既存構造物の補強工法としての適用も考えられる。

（千歩　修）

【参考文献】

[1] 連続繊維複合材料研究委員会：新補強材のコンクリート構造材への利用の現状と問題点、日本建築学会、1989.3　および他２編の同委員会報告書

[2] 土木学会コンクリート委員会連続繊維研究小委員会報告：連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用、コンクリートライブラリー72、1992.4

[3] 栗田：高分子加工、Vol.39, No.6, 1990

[4] 高分子学会編：高性能高分子系複合材料、丸善、1990.2

[5] 辻、斉藤、関島、小川：ＦＲＰで補強したコンクリートはりの曲げおよびせん断性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.10, 1988

[6] 藤沢正視：連続繊維によるコンクリート補強材料に関する知識、コンクリート工学Vol.29, No.11, 1991.11

以上の他、以下の文献も参考にした。

[7] 角田、松井：補強繊維の開発の現状、コンクリート工学　Vol.29, No.11, 1991.11

[8] 辻：コンクリート最新技術 (2)繊維補強コンクリート、コンクリート工学　Vol.32, No.5, 1994.5

[9] 今井：長繊維－炭素繊維補強材、コンクリート工学　Vol.33, No.1, 1995.1

[10] 建設省建築研究所：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　No.H4-1 非金属系分科会、1993.3

[11] D. Kingston: Development of Parallel Fibre Tensile Members, Symposium on Engineering Applications of Parafil Ropes, Imperial College of Science and Technology, 1988

第２章　試験方法

２．１　はじめに

新素材を用いたコンクリート構造物の補修・補強方法は、大別すると次の３つの方式に分類される。

①連続繊維を樹脂などの結合材で１次元棒材、格子状、３次元織物などに成形したものをコンクリートの補強材やＰＣコンクリートの緊張材として使用する。

②１次元棒材や連続繊維束をポリエチレン樹脂で被覆したものを用いて外ケーブル方式により補強する。

③連続繊維シートに樹脂を含浸してコンクリート構造物に接着補強する。

一般に用いられる繊維は、炭素繊維、アラミド繊維、ガラス繊維、ビニロン繊維などで、樹脂としてはエポキシ樹脂やビニルエステル樹脂が多く用いられる。現在、各社から非常に数多くの種類の材料が開発されており、繊維と樹脂からなる繊維強化プラスチック（Fiber Reinforced Plastics：ＦＲＰ）は、その形状、使用繊維、樹脂、製造方法などにより特性が大きく異なるため、使用目的や使用方法を十分に考慮し、それにあった評価試験を行って適切に使用する必要がある。

本章では、新素材をコンクリート構造物の補修・補強材料として使用する上で基本となるＦＲＰ材料の一般的な試験方法とコンクリート構造物の補強材または緊張材として用いる連続繊維補強材の試験方法について概説する。

２．２　ＦＲＰ材料の試験方法

2.2.1　概　要

従来、ＦＲＰの諸特性試験には、JIS K 6911「熱硬化性プラスチックの一般試験方法」が使用されるとともに，ＩＳＯ規格、ＡＳＴＭ規格、ＤＩＮ規格など国外の規格を参考に評価されてきたが、1985年以降ガラス繊維強化プラスチック（ＧＦＲＰ）と炭素繊維強化プラスチック（ＣＦＲＰ）について試験法のＪＩＳ規格の制定が進められている。しかし、すべての物性に対してＦＲＰ独自の規格があるわけではなく、適宜プラスチックや金属用の規格の準拠することになる。

ここでは、コンクリート構造物の補修・補強用材料の評価に参考になると思われる試験方法について簡単に紹介する。

2.2.2　静的物性試験方法

（１）引張試験

ＦＲＰの引張試験方法としては、JIS K 7054「ガラス繊維強化プラスチックの引張試験方法」とJIS K 7073「炭素繊維強化プラスチックの引張試験方法」がある。

図2-1と**表2-1**、**図2-2**と**表2-2**にそれぞれＧＦＲＰとＣＦＲＰの引張試験片形状と寸法を示した。ＧＦＲＰでは一方向強化材料と面内等方性に近い材料にはＡ形試験片、一方向強化材料と異方性の顕著な材料にはＢ形試験片を用いる。ＣＦＲＰについても繊維基材の形態と試験方向により試験片形状を選定する。

試験速度については、ＧＦＲＰの場合は毎分 1mm、ＣＦＲＰの場合はゲージ部のひずみ速度が毎分 1～2%を標準としているが、必要に応じて試験速度を選定する。試験項目としては、引張弾性率、ポアソン比、引張強さ、引張最大ひずみなどを計測する。

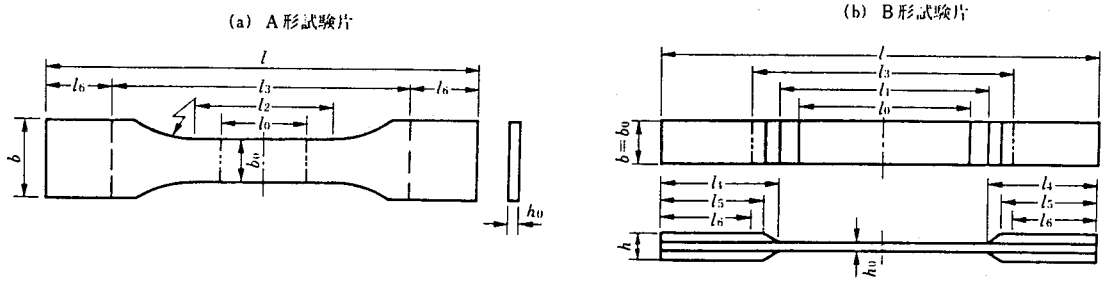


図2-1　ＧＦＲＰの引張試験片形状

表2-1　ＧＦＲＰの引張試験片寸法

単位 mm

試験片の部位 ＼ 試験片の種類		A　形	B　形	
			I　形	II　形
全　長（最小）	l	250	200	250
標線間距離	l_0	50±0.5	50±0.5	100±0.5
補強部間距離	l_1	–	70	120
平行部分の長さ	l_2	80±0.5	–	–
つかみ具間距離	l_3	170	–	150
補強部長さ	l_4	–	65	65
補強部平行部分の長さ	l_5	–	55	55
つかみ部分の長さ（最小）	l_6	40	50	50
両端の幅	b	45±0.5	10±0.5	25 又は 50±0.5
平行部分の幅	b_0	25±0.5	10±0.5	25 又は 50±0.5
厚　さ	h_0	2～10	1～3	2～10
つかみ部分の厚さ	h	–	$3h_0$ 以下	$3h_0$ 以下
肩の丸みの半径	r	60±0.5	–	–

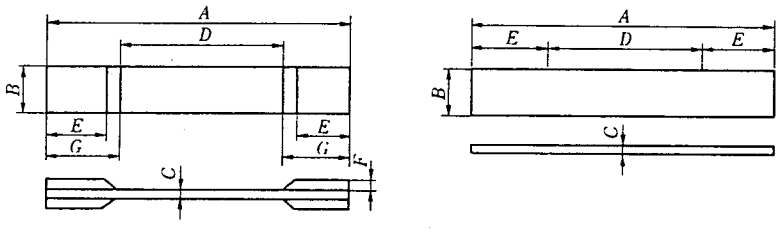


図2-2　ＣＦＲＰの引張試験片形状

表2-2　ＣＦＲＰの引張試験片寸法　単位 mm

試験片の部位 ＼ 試験片の種類	I　形	II　形	III　形	IV　形
	一方向 0°	織　物	一方向 90°（タブ付）	一方向 90°（タブなし）
A　全長	200 以上		160 以上	130 以上
B　両端の幅	12.5	25	15～25	
C　厚さ（望ましい厚さ）	約 1	2～3		
D　ゲージ超	100 以上		60 以上	
E　つかみ部の長さ	35 以上			
F　タブの厚さ	1～2			
G　タブの長さ	50 以上			

備考　タブテーパ部の長さ（$G-E$）は、1520 mm が望ましい。

JIS K 7011「構造用ガラス繊維強化プラスチック」では、ＧＦＲＰを面内方向性と板厚方向の構造によって第Ⅰ類、第Ⅱ類及び第Ⅲ類の３種類に分け、さらに引張強さの限界値と空洞率の最大値によって**表2-3**のように区分している。

表2-3　引張強さの限界値と空洞率の最大値

種　類	区　分	呼び記号	引張強さの限界値 MPa	空洞率の最大値 %
第Ⅰ類	1　種	GL-5	50 以上	3.0
	2　種	GL-10	100 以上	2.5
	3　種	GL-15	150 以上	2.0
	4　種	GL-20	200 以上	1.5
	5　種	GL-25	250 以上	1.5
第Ⅱ類	1　種	GM-2.5	25 以上	—
	2　種	GM-5	50 以上	—
	3　種	GM-10	100 以上	—
	4　種	GM-15	150 以上	—
第Ⅲ類	1　種	GU-20	200 以上	3.0
	2　種	GU-40	400 以上	3.0
	3　種	GU-60	600 以上	2.0
	4　種	GU-80	800 以上	1.0
	5　種	GU-100	1 000 以上	1.0

ここで、引張強さの限界値は次式によって算出し、試験片の数は20個以上採ることが望ましいとしている。

$$X=\bar{X}-3\sigma$$

$$=\frac{1}{n}\Sigma X_i-3\sqrt{\frac{\Sigma\left(\bar{X}-X_i\right)^2}{n-1}}$$

ここに，X　：引張強さの限界値（MPa）
$\bar{X}$　：引張強さの平均値（MPa）
X_i　：引張強さの測定値（MPa）
n　：試験片の数
σ　：標準偏差

また、構造用ＦＲＰの設計基準例としては、JIS K 7012「ガラス繊維強化プラスチック性耐食貯蔵」の設計の場合の限界値（特性値）を**表2-4**のように定めており、長期荷重に対してはクリープ等を考慮して短期荷重に対する限界値の(1/1.5)倍としている。

表2-4　静的特性値及び限界値

破壊強さの種類	使用温度での静的特性値	限界値	弾性率の種類	使用温度での静的特性値	限界値
引張強さ	F_t	$0.7\times F_t$	引張弾性率	E_t	$0.8\times E_t$
曲げ強さ	F_b	$0.6\times F_b$	曲げ弾性率	E_b	$0.8\times E_b$
面内せん断強さ	F_s	$0.7\times F_s$	面内せん断		
層間せん断強さ	F_{IS}	$0.7\times F_{IS}$	弾性率	G	$0.8\times G$
横せん断強さ	F_T	$0.6\times F_T$			
面圧強さ	F_B	$0.7\times F_B$			
圧縮強さ	F_c	$0.7\times F_c$			

（２）圧縮試験

ＦＲＰの圧縮試験方法は、JIS K 7056「ガラス繊維強化プラスチックの圧縮試験方法」とJIS K 7076「炭素繊維強化プラスチックの面内圧縮試験方法」が面内（ｴｯｼﾞﾜｲｽﾞ）圧縮試験方法として制定されている。しかし、試料の形状、試験方向などにより、JIS K 7208「プラスチックの圧縮試験方法」とJIS K 6911「熱硬化性プラスチックの一般試験方法」を参考にして適切に試験方法を設定する必要がある。

（３）曲げ試験

ＦＲＰの曲げ試験方法としては、JIS K 7055「ガラス繊維強化プラスチックの曲げ試験方法」とJIS K 7074「炭素繊維強化プラスチックの曲げ試験方法」がある。いずれも、３点曲げ試験（Ａ法）と４点曲げ試験（Ｂ法）があり、図2-3に負荷ジグを示した。

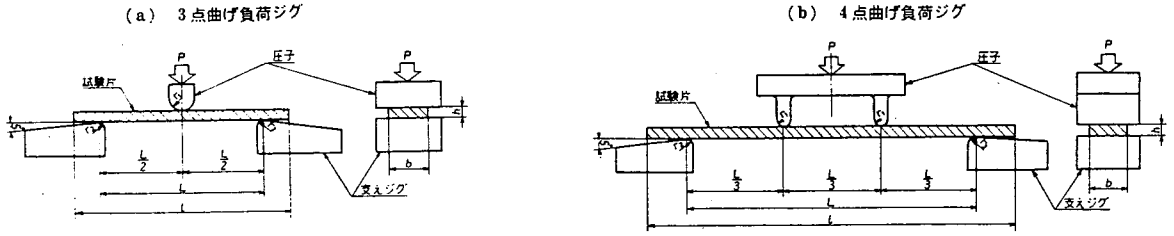


図2-3　曲げ試験ジグ

支点間距離(L)は、試験片の厚さ(h)により設定し、ＧＦＲＰの３点曲げ試験（Ａ法）と４点曲げ試験（Ｂ法）ではそれぞれ16hと28h、ＣＦＲＰの場合はいずれも40hを標準としている。

曲げ強さσ_bは、破壊時の荷重または最大荷重P_bから次式により算出する。

３点曲げ試験（Ａ法）：

$$\sigma_b = \frac{3P_bL}{2bh^2} \tag{2.1}$$

４点曲げ試験（Ｂ法）：

$$\sigma_b = \frac{P_bL}{bh^2} \tag{2.2}$$

さらに、たわみ量(δ)が支点間距離(L)の10%以上になった時は、次式を用いる。

３点曲げ試験（Ａ法）：

$$\sigma_b = \frac{3P_bL}{2bh^2}\left\{1+4\left(\frac{\delta}{L}\right)^2\right\} \tag{2.3}$$

４点曲げ試験（Ｂ法）：

$$\sigma_b = \frac{P_bL}{bh^2}\left\{1+\frac{4644}{529}\left(\frac{\delta}{L}\right)^2-\frac{169}{23}\left(\frac{h}{L}\right)\left(\frac{\delta}{L}\right)\right\} \tag{2.4}$$

曲げ弾性率は、荷重－たわみ曲線の初期傾斜(P/δ)を用いて、次式により算出する。

３点曲げ試験（Ａ法）：

$$E_b = \frac{1}{4}\cdot\frac{L^3}{bh^3}\cdot(P/\delta) \tag{2.5}$$

４点曲げ試験（Ｂ法）：

$$E_b = \frac{23}{108}\cdot\frac{L^3}{bh^3}\cdot(P/\delta) \tag{2.6}$$

（４）せん断試験

ＦＲＰのせん断試験は、JIS K 7057「ガラス繊維強化プラスチックの層間せん断試験方法」とJIS K 7078「炭素繊維強化プラスチックの層間せん断試験方法」に規定されているショートビーム３点曲げによる層間せん断試験がよく行われている。その他に、横せん断試験としてJIS K 7058「ガラス繊維強化プラスチックの横せん断試験方法」、面内せん断試験としてJIS K 7059「ガラス繊維強化プラスチックの面内せん断試験方法」とJIS K 7079「炭素繊維強化プラスチックの面内せん断試験方法」が規定されている。

2.2.3 動的物性試験方法

（１）衝撃試験

ＦＲＰの衝撃試験は、JIS K 7061「ガラス繊維強化プラスチックのシャルピー衝撃試験方法」、JIS K 7062「ガラス繊維強化プラスチックのアイゾット衝撃試験方法」、JIS K 7077「炭素繊維強化プラスチックのシャルピー衝撃試験方法」にシャルピー衝撃試験とアイゾット衝撃試験方法について規定されている。これらの試験は、金属材料の試験方法として確立されていることなどからＦＲＰでも行われているが、最近ではJIS K 7084「炭素繊維強化プラスチックの３点曲げ衝撃試験方法」やJIS K 7085「炭素繊維強化プラスチックの多軸衝撃試験方法」に規定されているような落錘衝撃試験方法もよく行われている。

（２）疲労試験

ＧＦＲＰの疲労試験方法は、まだ規格として確立しているものはないが一般にはJIS K 7119「硬質プラスチック平板の平面曲げ疲れ試験方法」やJIS Z 2273「金属材料の疲れ試験方法通則」に準じて行われる。ＣＦＲＰについては、JIS K 7082「炭素繊維プラスチックの両振り平面曲げ疲れ試験方法」とJIS K 7083「炭素繊維プラスチックの定荷重引張一引張疲れ試験方法」が最近制定されている。

（３）クリープ試験

ＦＲＰのクリープ試験は、JIS K 7115「プラスチックの引張クリープ試験方法」とJIS K 7116「プラスチックの曲げクリープ試験方法」の中に規定されている。JIS K 7116の曲げクリープは３点曲げクリープ試験としている。

2.2.4 化学的特性試験方法

（１）耐薬品性

ＦＲＰの耐薬品性に関しては、浸漬試験方法を規定したJIS K 7070「繊維強化プラスチックの耐薬品性試験方法」がある。これは、温度を一定に保った環境液中に試験片を浸漬し、適当な時間毎に取り出して試験片の外観変化、曲げ強さ、曲げ弾性率、バーコル硬さ、試験板の厚さ、質量、さらに試験片溶液の変色や沈澱物の有無等の観察を行うものである。

また、実際の使用状態を考慮したものとしては、負荷状態での耐環境性がある。JIS K 7107「定引張変形下におけるプラスチックの耐薬品性試験方法」とJIS K 7108「定引張荷重下におけるプラスチックの耐薬品性試験方法」にそれぞれ応力緩和試験方式とクリープ試験方式が規定されており、その装置の一例を**図2-4**と**図2-5**に示した。

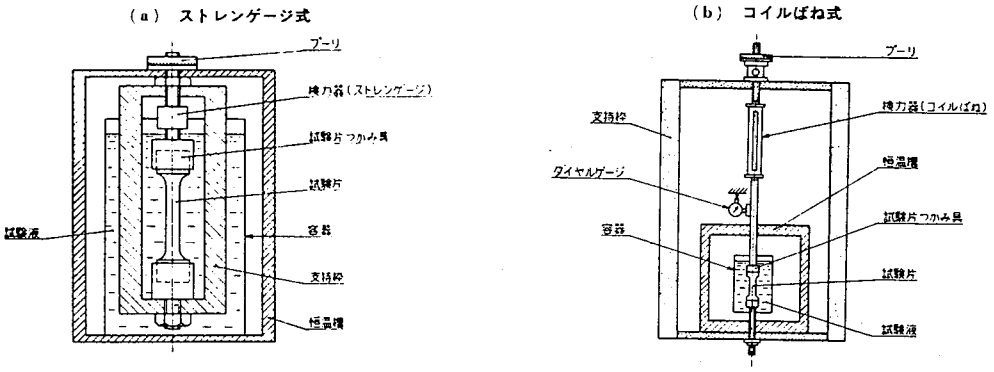


図2-4　応力緩和試験装置

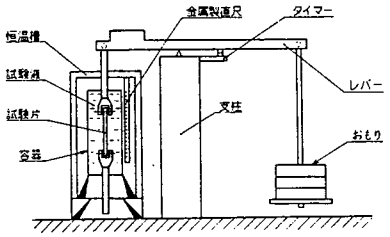


図2-5　定荷重引張試験装置

（2）耐候性

耐候性についてＦＲＰ材料を対象とした規格はない。したがって、一般にはJIS K 7219「プラスチックの屋外暴露試験方法通則」やJIS A 1415「プラスチック建築材料の促進暴露試験方法」などを参考にして試験が行われている。

2.2.5　熱的特性試験方法

（1）熱膨張率

ＦＲＰの熱膨張率については、JIS K 6911「熱硬化性プラスチックの一般試験方法」には測定原理のみが述べられており、実際にはJIS K 7197「プラスチック熱機械分析による線膨張率試験方法」が参考になる。ＦＲＰの熱膨張率には著しい異方性があるので、測定方向に十分注意をする必要がある。

（2）荷重たわみ温度

熱変形温度とも呼ばれ、プラスチック材料の耐熱性を表す因子の一つとしてしばしば測定され、JIS K 6911「熱硬化性プラスチックの一般試験方法」の中に規定されている。

2.2.6　その他

（1）繊維含有率と空洞率

繊維含有率と空洞率は、ＦＲＰの物性に大きく影響を及ぼし、それらの測定についてはJIS K 7052「ガラス繊維強化プラスチックの繊維含有率の測定方法」、JIS K 7053「ガラス繊維強化プラスチックの空洞率測定方法」、JIS K 7075「炭素繊維強化プラスチックの繊維含有率及び空洞率試験方法」に規定されている。

ＧＦＲＰのガラス含有率は、2g以上の試験片を625℃の電気マッフル炉で樹脂分を完全に分解除去し、ガラス繊維重量を測定して質量含有率を算出する。ＣＦＲＰの繊維含有率の測定は、樹脂分の分解除去法として、燃焼法、硝酸分解法、硫酸分解法のいずれかの方法で行う

が、燃焼法が最もよく行われる。燃焼法は、**図2-6**のように試験片をブンゼンバーナーの還元炎に接触させずに、還元炎の少し上の部分の炎の中に試験片全体が入るように水平に入れて燃焼した後、急冷して炭素繊維重量を測定して質量含有率を算出する。繊維体積含有率は、質量含有率と試験片、繊維及び樹脂の密度から算出する。

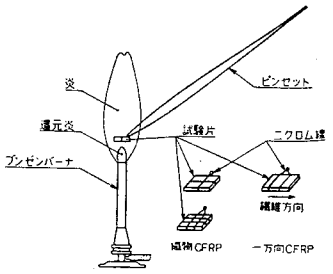


図2-6　ＣＦＲＰの繊維含有率の測定（燃焼法）

空洞率V_v(%)は、繊維体積含有率V_fと樹脂体積含有率V_rから次式から算出する。

$$V_v = 100 - \left(V_f + V_r\right)$$

（２）密度と比重

ＦＲＰの密度と比重の測定方法は、特には規定されていないが、一般にJIS K 7112「プラスチックの密度と比重の測定方法」に従って測定する。JIS K 7112には、4種類の測定方法があるが、Ａ法（水中置換法）が最も一般的である。

２．３　連続繊維補強材の試験方法

2.3.1　概　要

近年、連続繊維に樹脂などの結合剤を含浸、硬化させて成形した一方向強化材や連続繊維を束ねた連続繊維補強材を、鉄筋コンクリートにおける鉄筋代替の補強材、あるいはＰＣコンクリートの緊張材として使用するための技術開発と研究が活発に行われている。その連続繊維補強材は、国内においても１０数社が様々な素材を使用して様々な形態の製品が開発されており、その材料特性は、各社が独自に定めた試験法により試験が行われている。

表2-5と**図2-7**に現在国内で市販されている連続繊維補強材の物理的性質と引張試験方法を示した。

土木学会コンクリート委員会では、平成元年から連続繊維小委員会を設置し、３年間にわたり調査研究を重ね、コンクリート構造物を設計するために必要なデータを提供するための試験方法について提案した[1]。

ここでは、その土木学会コンクリート委員会連続繊維小委員会が提案した試験方法について概説する。

表2-5　市販連続繊維強化材の物理的性質[1]

建設，開発会社 〔加工メーカー〕 (素線メーカー)	使用繊維		V_f (%)	引張強度 (kgf/mm²)	ヤング係数 $\times 10^3$ (kgf/mm²)	破断ひずみ (%)	引張試験の概要 (図 1.4.1 参照) 引張試験方法	試験長	ひずみの測定方法	熱膨張係数 ($\times 10^{-6}$/℃)	クリープ性状	リラクセーション率 (%)	付着・定着 (kgf cm²)
① 大林組 (三菱化成)	ピッチ系炭素		65	約184 (8φロッド)	15	1.2	くさび方式 (8φロッド)	全長 100cm	ひずみゲージ	0.68		2～3 (20℃)	
② 鹿島建設 〔有沢製作所〕 (特定せず)	炭素 アラミド ビニロン (三次元織物)		50	使用繊維の材料特性を用いる。(樹脂については考慮しない。)		1.2	コンクリートによる定着と加力部の補強	20cm	ひずみゲージ				
〔アクゾ〕 (アクゾ)	アラミド (トワロン)		48	136	6.3	2.2	チャック方式	20cm	ひずみゲージ	−2	(0.5P_u) 1h 400μ 10h 550μ 100h 700μ	1h 2.5 10h 4.0 100h 7.0	140以上
③ 清水建設 〔大日本硝子工業〕	ガラス		35 ～45	57～72	3～3.5	2.0	樹脂充填方式	32cm	ひずみゲージ	9～10			
	ガラス＋ PAN系炭素		30 ～45	50～68	3.5～4.5	2.0							
	PAN系炭素		25 ～45	70～100	6～15	1.4							
④ 熊谷組 〔有沢製作所〕 (特定せず)	砥粒固着	PAN系炭素 CF/PPS	53	162	12.7	1.5	膨張材充填方式	50φ	ひずみゲージ				最大 113 0.002D 77
		ガラス GF/PPS	53	110	4.2	2.7	樹脂充填方式	50φ	ひずみゲージ				最大 116 0.002D 105
	らせん巻	PAN系炭素 CF/EP	60	158	12.2	1.2	膨張材充填方式	50φ	ひずみゲージ				最大 123
		ガラス GF/EP	65	134	4.39	3.0	樹脂充填方式	50φ	ひずみゲージ				最大 153 0.002D 35
	異形ロッド	PAN系炭素 CF/EP	60	155	13.5	1.2	膨張材充填方式	50φ	ひずみゲージ 変位計				
		ガラス GF/EP	70	160	5.3	3.2	樹脂充填方式	30cm	ひずみゲージ				
⑤ 大成建設 (東邦レーヨン)	PAN系炭素		20	63	4	1.2	樹脂充填方式	40cm	ひずみゲージ	1	クリープ変形しない		
⑥ 三井建設 (デュポン・東レ・ケブラー)	アラミド (ケブラー49)		65	130	6.6	2.2	樹脂充填方式 くさび方式	40cm	クリップ式変位計 ひずみゲージ	−5.71	(0.6P_u) 100h ＊ 7～8% 1 000h 9.5～10%	(0.7P_u) 1h 4 10h 7 100h 10	付着応力度 100より大
⑦ 東京製鋼 (東邦レーヨン)	PAN系炭素		64	180	14	1.6	樹脂充填方式	全長 160cm	ダイヤルゲージ式伸び計	0.6	(0.65P_u) 1 000h 68μ	20℃,0.6P_u, 10h 0.65 20℃→60℃, 16h →50℃, 0.6P_u, 2.5	CFCC 1×7 12.5φ 73.7
⑧ 住友建設 (帝人)	アラミド (テクノーラ)		65	190～195 保証強度 180	5.4	3.6	くさび方式	100cm	ひずみゲージ	長さ方向 −3		7～14	最大付着応力度 150以上
⑨ 三菱レイヨン	PAN系炭素		60	直線状 200	直線状 13	1.5	樹脂充填方式	20cm	ひずみゲージ				
⑩ 東レ	PAN系炭素		56 ～60	180	13	1.4	膨張材充填方式	60cm	ひずみゲージ				
⑪ 新日本製鐵 (鐘紡)	ピッチ系炭素 (メッシュ状)		46.5	98～127	13.5 ～13.7	1.1	薄肉のモルタル打設	直線部 10cm	ひずみゲージ				
	ピッチ系炭素		65	80～110 以上	15～21	0.5 以上							
⑫ クラレ	ビニロン 錘巻加工		72	78	3.7	3.0	樹脂充填方式	30cm	ひずみゲージ	4.4			同一太さの異形鉄筋と同等
	ビニロン 組紐状		78	60	2.8	3.0	樹脂充填方式	30cm	ひずみゲージ				
⑬ 奥村組 〔昭和高分子〕 (特定せず)	ピッチ系炭素		47	100～110	8～9	1.2	樹脂充填方式	30cm	クリップ式変位計				最大 150
	アラミド		43	85～125	4.5～5.0	2.3							最大 110
	ガラス		57	75～90	3.5～4.5	2.0							最大 130
⑭ 竹中工務店 (特定せず)	炭素		55 ～60	160～180	13～15	1.2	樹脂充填方式	60～ 100cm	クリップ式変位計			ロッドのみ 異形加工なし 40程度 異形加工あり 100以上	
⑮ 大阪ガス	ピッチ系炭素		60	100	10.5	0.8							

＊弾性ひずみ量に対するクリープひずみ量の割合

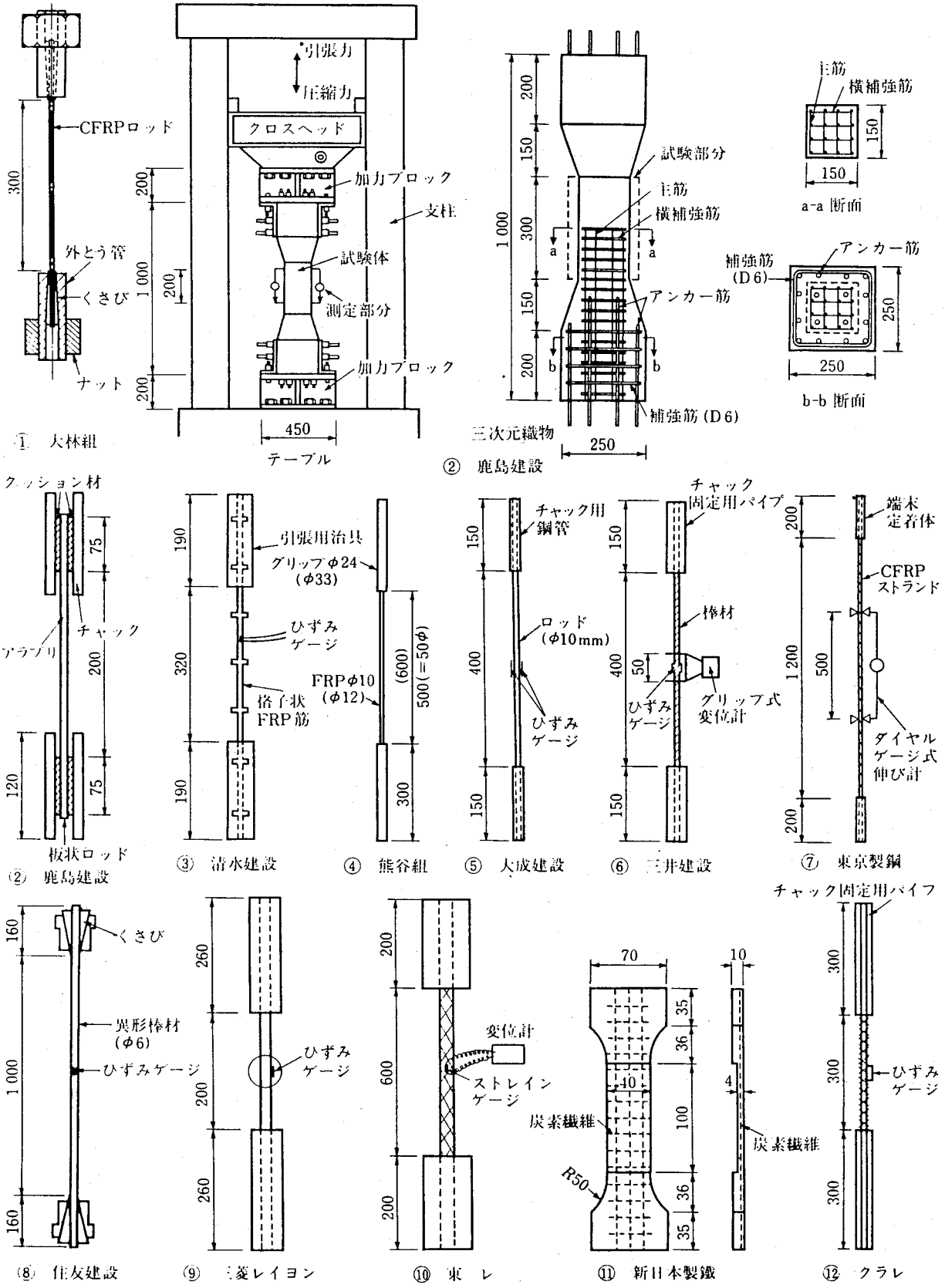


図2-7　市販連続繊維強化材の引張試験方法[1]

2.3.2 連続繊維補強材の引張試験方法（試案）

試験片は、実際の製品から製作し、加工を施さないことを原則とした。試験部の長さは、連続繊維補強材の標準径の40倍+100mm以上、連続繊維補強材がより線形状のものでは標準径の40倍+100mm以上でかつよりピッチの2倍+100mm以上とした。必要に応じて伸び計あるいはひずみゲージを取り付け、伸び計の標点距離は連続繊維補強材の標準径の4倍とする。

試験温度は、一般に5～35℃の範囲とし20±2℃を標準とする。そして、製造者と使用者との協定により、0℃および60℃での試験を行う。

載荷速度は、試験片に1分間につき$A \times V_f(50 \pm 5)kgf$の割合で載荷するのを標準とする。ここに、$A$は試験片の公称断面積($mm^2$)、$V_f$は引張力に抵抗する繊維の混入率である。

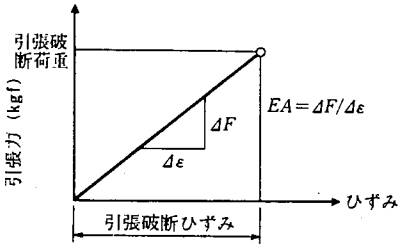
荷重－ひずみ曲線を記録し、破断時の荷重を測定する。引張剛性は、荷重－ひずみ曲線のうち引張破断荷重の保証値の10%から50%の範囲を用いて、次式によって計算する。

$$EA = \Delta F/\Delta\varepsilon$$

ここに、EA：引張剛性(kgf)

ΔF：直線上の２点間(引張破断荷重保証値の10%から50%)の荷重差

$\Delta\varepsilon$：同じ２点間のひずみ差



2.3.3 連続繊維補強材の長時間リラクセーション試験方法（試案）

土木学会基準「ＰＣ鋼材の長時間リラクセーション試験方法」に準じて定めたが、初期荷重を引張破断荷重保証値の70%から60%に減少させ、載荷速度を繊維混入率の関数にし、試験部の長さを長く定め、試験温度を厳しくした。

初期荷重は、製造者と使用者の間に特に定めない限り、連続繊維緊張材の引張破断荷重保証値の60%に相当する荷重とする。

試験片は、原則として加工を施さないこととし、試験部の長さは、連続繊維緊張材の標準径の40倍+100mm以上、連続繊維緊張材がより線形状のものでは標準径の40倍+100mm以上でかつよりピッチの2倍+100mm以上とした。

試験温度は、20℃を標準とし、温度変動は試験期間を通じて±2℃以内にしなければならない。連続繊維緊張材のリラクセーション特性が温度に大きく依存される場合や製造者と使用者との協定による場合には、0℃および60℃での温度についても試験を行うものとする。

試験片にひずみ検出器を取り付ける場合には、所定の初期荷重の10ないし40%の範囲の荷重を試験片に与えてまっすぐにした後、ひずみ検出器を取り付け、正しく調整するとする。

初期荷重は、試験片に衝撃および振動を与えないように、1分間につき$A \times V_f(50 \pm 5)kgf$の割合で載荷する。

荷重減少の測定は、試験片に初期荷重を載荷して、その荷重を120+2秒間維持した後、試験片のひずみを固定し、その瞬間より1000時間以上測定する。

2.3.4　連続繊維補強材の熱膨張係数試験方法（試案）

熱膨張係数の測定には、差動トランスを用いる方法について定めた。測定装置の概略を図2-8に示した。

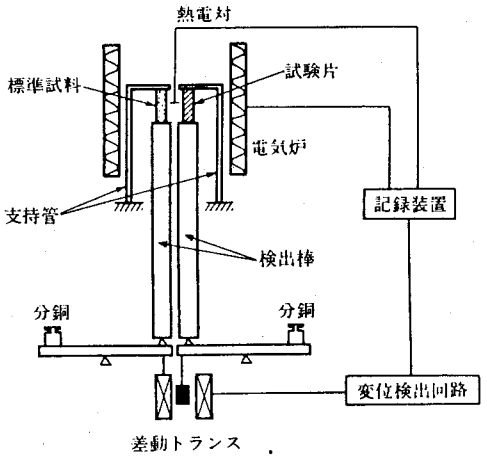


図2-8　熱膨張係数測定装置の構成例

試験片は、実際に用いられる連続繊維補強材をそのまま使用することとし、その長さは連続繊維補強材の全体が平均的に表せる長さとする。

試験は、試験片を初期設定温度（通常は室温）に調整した電気炉にセットして15分間放置した後、毎分2～5℃で昇温し、試験片の伸びを温度間隔が20℃を超えない温度毎に80℃まで測定する。

測定で得られた、試験片と標準試料（石英）との膨張量差から、式(A)によって試験片の膨張量を求め、さらに式(B)により熱膨張係数を求める。

$$dL(T) = dL'(T) + dL_a(T) \qquad (A)$$

ここに、$dL(T)$　：初期設定温度からT℃上昇したときの試験片の膨張量

$dL'(T)$　：初期設定温度からT℃上昇したときの試験片と標準試料（石英）の膨張量の差

$dL_a(T)$　：初期設定温度からT℃上昇したときの標準試料（石英）の膨張量

$$\alpha(T) = dL(T)/(L_0 \times T) \qquad (B)$$

ここに、$\alpha L(T)$　：初期設定温度からT℃上昇したときの試験片の熱膨張係数

L_0　：初期設定温度における試験片の長さ

2.3.5　連続繊維補強材の付着試験方法（試案）

土木学会基準「引抜き試験による鉄筋とコンクリートとの付着強度試験方法（案）(JSCE-1988)」および日本コンクリート工学協会の付着試験方法（案）を参考にして、連続繊維補強材の付着試験方法を提案した。本試験方法がこれらと大きく異なる点は、板状の連続繊維補強材にも適用できるようにした点である。

コンクリート供試体は、立方形とし、その寸法は試験する連続繊維補強材の寸法に応じて表2-6の様にする。板状の連続繊維補強材の付着長さを求める場合は、同じ断面積の円柱と考える。補強用らせん鉄筋の直径は6mm、らせんのピッチは4mmとし、らせん筋の端部は溶接するか余分に1.5巻とする。コンクリートは、粗骨材の最大寸法を20mmまたは25mmの普通骨材とし、スランプを10±2cm、材令28における圧縮強度を300±30(kgf/cm2)とする。コンクリートは、連続繊維補強材を水平の位置にして打ち込み、18～24℃の水中で養生を行い、試験を行う材令は、28日とする。

試験は、引張試験機を用い、供試体を載荷板上に正しく据え、その下に球座を置いて供試体に偏心荷重が加わらないようにして、荷重を衝撃を与えないようにして一様な速度で加え、自由端すべり量を破壊まで測定し、荷重ーすべり曲線を作成する。

自由端で0.05mm、0.10mm、0.25mmのすべり量が生ずる時の平均付着応力度、および最大荷重時における最大応力度を次式で計算する。

$$\tau_0 = \frac{P}{uL} \cdot \alpha$$

ここで、τ_0 ：付着応力度(kgf/cm^2)
P ：引張荷重(kgf)
u ：連続繊維補強材の周長(cm)
L ：付着長さ(cm)
α ：コンクリートの圧縮強度に対する補正係数$\alpha = 300/f'_c$
f'_c ：同時に作成した円柱供試体の材令28日における圧縮強度(kgf/cm^2)

表2-6　コンクリート供試体の寸法および強度

連続繊維補強材直径の範囲 (mm)	供試体の寸法 立方体 (cm)	付着長さ (4D) cm	非付着長さ (cm)	補強用らせん鉄筋の外径 (cm)
φ16以下	10×10×10	6.4	3.6	8～10
φ19～φ29	15×15×15	7.6～11.6	3.4～7.4	12～15

2.3.6　連続繊維補強材の疲労試験方法（試案）

硬質プラスチックや金属のＪＩＳ、および鉄筋の継手部における土木学会基準等を参考にして、連続繊維補強材単独で行う疲労試験方法について定めた。本試験方法がこれらと大きく異なる点は、載荷応力を連続繊維補強材が部材中で実際に受けるであろう状態を想定して２種類定めた点である。

試験片は、原則として円形断面または板状とし、試験片の長さは直径の20倍以上とする。ただし、板状試験片の場合は同じ断面積の円形と考える。

載荷応力は、下限応力を連続繊維補強材の引張強度の50%として応力振幅を変えていく方法と、部分片振りで下限応力を定め上限応力を変えていく方法の２通りあり、用途によって使い分ける。なお、載荷は軸引張りで行うことを原則とする。

繰り返し数の上限は、一般の場合200万(2×10^6) 回とし、JIS Z 2273「金属材料の疲れ試験方法通則」を参考にしてＳ－Ｎ線図を作成する。200万(2×10^6) 回疲労強度以下の一定の応力振幅で3本の試験片の200万(2×10^6) 回疲労試験を行っていずれも未破壊の場合、その応力振幅をその連続繊維補強材の確認疲労強度とする。

（後町光夫）

【参考文献】

[1] 土木学会ｺﾝｸﾘｰﾄ委員会連続繊維研究小委員会：連続繊維補強材のｺﾝｸﾘｰﾄ構造物への応用、ｺﾝｸﾘｰﾄﾗｲﾌﾞﾗﾘｰ72、1992

第３章　連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用例

３．１　建築における適用例

3.1.1　はじめに

近年、連続繊維を樹脂などの固着剤で集束した強化プラスティク材料（Fiber Reinforced Plastics：ＦＲＰ）をコンクリートの補強材として利用するための研究がさかんに行われている。コンクリートの補強材料として、軽くて、強く、耐久性があって非磁性という優れた特性をもつＦＲＰは、高価格である、使用実績が十分でないという二つの理由から、今のところ建築分野への適用はごく限られた範囲にとどまっている。新しい材料は、その利用技術が確立して初めて社会的に普及し浸透するものである。

ここでは、ＦＲＰの特性をよくいかしていると思われる適用例、または適用の可能性などについて、建築分野における現況を概説する[1]。

3.1.2　コンクリートの補強

（１）耐食性・耐久性

ガラス繊維、カーボン繊維、アラミド繊維などの高性能連続繊維を、化学的に安定な樹脂を含浸させながら棒状、シート状、格子状、または様々な立体形状に一体成形したコンクリート補強用複合材料として、種々のＦＲＰ製品が開発されている。

その用途として、軽量で鉄筋と同等以上の引張強度がある上に耐酸性、耐アルカリ性に優れ、錆びないことから海洋環境や温泉地域など過酷な環境下でのコンクリート構造物の補強材または緊張材としての利用がまず考えられる。

つぎにに考えられるのは、錆びないためかぶり厚を薄くできるＦＲＰをプレキャスト板や、サイロ、原子炉格納容器などのマスコンクリートのひび割れ防止筋に利用することである。縦筋と横筋の繊維を交差部で交互に積層した（クロスラミネート構造）格子状ＦＲＰは、縦筋と横筋が同一平面にあってかさばらず、直交筋のだぼ作用による付着効果が大きいなど、ひび割れ防止には理想的材料の一つであると思われる。

建築分野ではメンティナンスフリー、軽量化を必須の条件とする高層ビルのカーテンウォール用プレキャストパネルの補強材としての適用例が最も多い。同じように、パネル重量の軽減化、パネルの大型化による作業性向上と工期短縮を目的として、アラミド繊維の３軸メッシュで補強したセメント複合体パネルを発電所建屋の永久型枠に利用した例もある。

臨海ＲＣサイロの過大なかぶり部分にマスコンクリートの水和熱によるひび割れ防止のための格子状ＦＲＰを挿入した工事（**写真3-1**）や、コンクリート壁の開口専用の隅角部に斜め筋をもつ格子状ＦＲＰで配筋作業の短縮と壁厚の削減を図った工事（**写真3-2**）は、いずれも適材を適所に使用したよい事例といえよう。

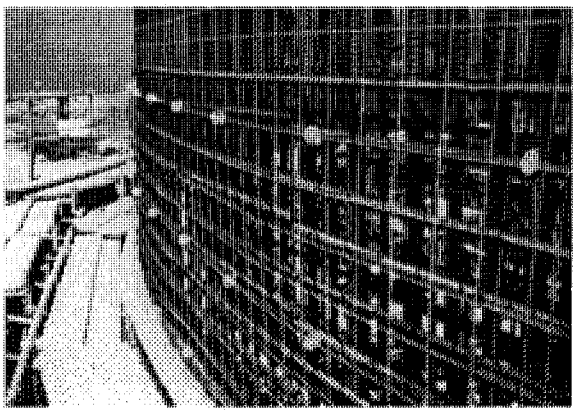


写真3-1　沿岸ｺﾝｸﾘｰﾄ・ｻｲﾛのひび割れ防止

（２）軽量性・切りやすさ

ＦＲＰは軽量でやわらかく鋸やグラインダーなどで容易に切断できる。南極昭和基地の諸施

設は、建築には素人の隊員達がプレファブ部材を現地で組み立てて建設してきたものであるが、1991年には耐久性と気密性のよい場所打ちコンクリートの管理棟が施工された。補強材は、日本から輸送した格子状のＦＲＰ（壁・床用）と立体格子状のＦＲＰ（柱・梁用）を現地で所定の寸法に切断し組み立てたものである（**写真3-3**）。比重が1.3～1.7のＦＲＰは軽量で運搬しやすく、作業足場の確保が難しい工事現場にも適した材料である。

（３）柔軟性

一般にＦＲＰは、鉄とくらべるとヤング係数がかなり小さく、たとえば建物周辺の急勾配の斜面を吹付けコンクリートで養生する場合の補強網を自然の地形にあわせて設置することができたり、ドレイン開口周辺の補強材など現場の要求に合わせた任意形状部品の成形ができ（**写真3-4**）、施工性の大幅な向上に役立つ。

（４）　非磁性

非磁性を要求されるコンクリート構造物への適用例として、地磁気絶対観測所基礎補強筋（**写真3-5**）、シャター開閉動作非磁性用床補強筋、ＯＡフロアーの補強筋（**写真3-6**）などがある。

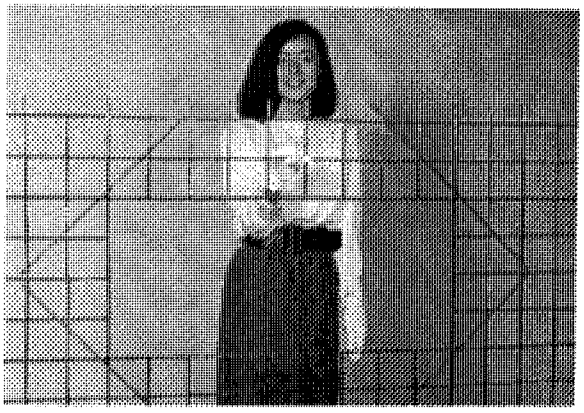


写真3-2　開口隅角部のひび割れ防止

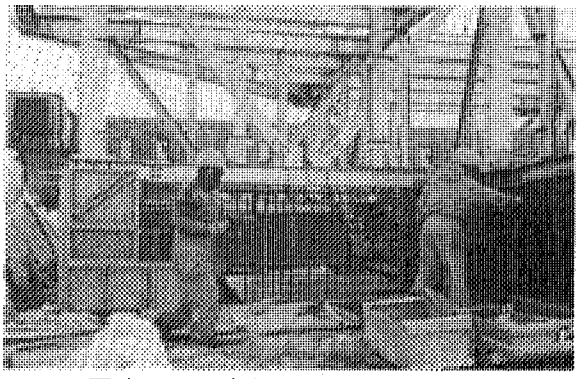


写真3-3　南極昭和基地の管理棟

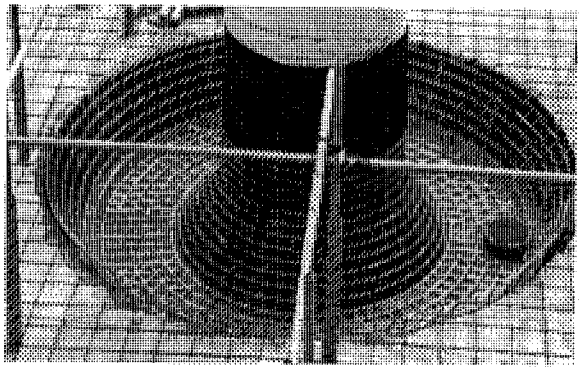


写真3-4　ﾄﾞﾚｲﾝ開口周辺のひび割れ防止

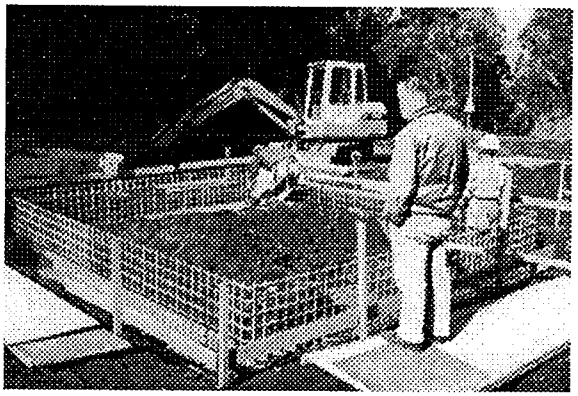


写真3-5　地磁気絶対観測所基礎補強

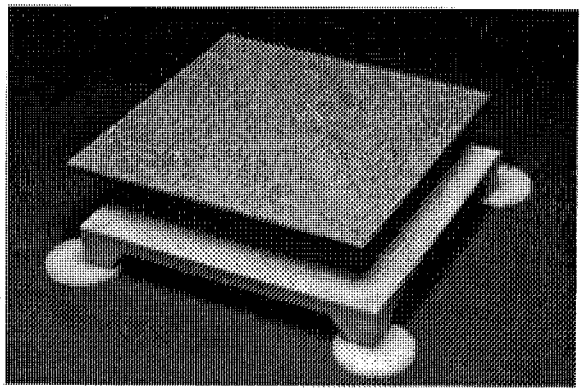


写真3-6　非磁性OAﾌﾛｱ

3.1.3 既存鉄筋コンクリート構造物の耐震補強

（1）鉄筋コンクリート柱の耐震補強

本年１月の兵庫県南部地震では、旧規準で設計された鉄筋コンクリート（以下、ＲＣと略記）建物が多数損壊した。ちなみに、建築学会のＲＣ規準は1968年の十勝沖地震を契機として、柱の帯筋間隔に関する計算外規定が300mmから100mmに改訂されている。現行の規準に照らし耐震性能上劣るものを既存不適格ＲＣ建物といい、このような建物の増改築に当たって以前は鉄板による補強、あるいはコンクリート打ち増しによる補強が行われてきた。最近は炭素繊維ストランド（ＣＦＲＰ）をＲＣ柱の外表面にエポキシ樹脂を含浸させながら巻きつけ、既存柱の靭性能とせん断強度を向上させようとする耐震補強工法が開発され[2][3]、既存不適格ＲＣ建物だけでなく地震被害建物の補修補強などの実施例も見られるようになってきた。

炭素繊維はＣＦＲＰストランドも含めて突起物に当たると切れやすく、方形断面の柱の角に半径30mm以上の丸みをつける必要がある。柱は防火上の内装制限を受けないが、巻き付けたＣＦＲＰは可燃物であり、しかも「基材同等」とならない場合が多いことや保護・仕上げの観点から、火災後のＣＦＲＰの最使用も考え、２時間耐火の性能をもつ被覆工法がとられている。

（2）鉄筋コンクリート造煙突の耐震補強

耐震性が問題となる既存ＲＣ煙突の改修時に、ひび割れ補修を行った後、高さ方向にシート状の炭素繊維をエポキシ樹脂で貼りつけ、さらに円周方向に炭素繊維ストランドをエポキシ樹脂を含浸しながら巻き付けることで、既存煙突の保有曲げ耐力を増大させようとする補強工事が行われている。

操業を止めることなく補修・補強工事ができ、軽量で腐食しないＣＦＲＰを用いることで、補修後の重量増加がほとんどなく、耐久性の向上が期待できる。

3.1.4 インテリジェント材料

繊維の組み合わせ効果を利用すると、任意の強度設計ができる上にインテリジェント機能をもたせることが可能となる。一般に、外的条件の変化に応じて材料が自らの特性や構造を変化させ、致命的な損傷を未然に防ぐような機能をもつ材料をインテリジェント材料という。

東大柳田研究室と清水建設は、炭素繊維とガラス繊維からなる複合材料「ＣＦ／ＧＦＲＰ」を共同で開発し、これをコンクリート構造物の補強材料として活用することで、電気抵抗測定という非常に簡単な方法により構造物の破壊予知が的確に行えることを確認している[4]。これは、導電性があり破断ひずみの小さい炭素繊維と非導電性で破断ひずみの大きいガラス繊維を１：８の割合で束ねたＣＦ／ＧＦＲＰが、一定以上の応力を受けると、炭素繊維の破断が先行し、応力に応じて電気抵抗が変化するという性質に着目したもので、近い将来、地中や海中の構造物、原子炉格納容器など保守点検が困難な場所の補強材として利用されよう。

3.1.5 おわりに

素材にとって最大の需要分野である建築業界は、使われる素材の種類も多い市場である。建築分野の素材は建築基準法、消防法などの規制下にあるため、その変化は比較的緩やかだが、これまで耐久性の向上や高強度・軽量化などのニーズに対応して種々の新素材が開発され、実際に施工される事例が増えてきている（表3-1）。

表3-1　土木・建築分野における長繊維補強コンクリートの用途

目　的	用　途	高強度	低線膨張	軽量	耐食性	柔軟性	切断容易	交差部薄厚	非磁性	インテリジェント
構造用緊張材	プレストレストコンクリート部材	○	○	○	○	○				
構造用補強材	吹き付けコンクリートの補強	○		○	○	○	○			
	地中構造物のライニング補強	○		○	○	○				
	極地のコンクリート建物の補強	○		○	○		○			
	沿岸コンクリート構造物の補強	○			○					
	温泉地域コンクリート構造物の補強	○			○					
	老朽化RC構造物の補強	○		○	○	○	○			
	既存不適格RC構造物の補強	○		○	○	○	○			
ひび割れ防止材	プレキャストパネル				○			○		
	コンクリート壁・床の開口部の補強				○	○		○		
	マスコン鉄筋被りのひび割れ防止				○	○				
非磁性要求部材	OAフロアパネル								○	
	地磁気観測所建物基礎の補強				○				○	
インテリジェント材料	大深度構造物等の破壊予知									○
地盤補強材	高盛土・急勾配盛土の補強	○		○	○	○	○			

このような建築材料の革新は、従来の建築物の形態や構成に変化をあたえ、より高度の機能性をもつ各種の構造物や新しい居住空間を創造するキーテクノロジーとして、新素材の量産と価格低下による浸透・普及が、建築技術の革新に大きな影響を及ぼすものと考えられる[5]。

（井野　智）

【参考文献】

[1] 真嶋光保、幸左賢二、大野定俊：繊維補強セメント／コンクリート複合材料、技報堂出版、1994

[2] 小畠克朗、勝俣英雄、田中恒雄：炭素繊維巻付けによる既存鉄筋コンクリート部材の耐震補強、コンクリート工学年次論文報告集、11-1、pp.861-866、1989

[3] 谷木謙介、田中常雄：技術資料／炭素繊維による鉄筋コンクリート構造物の耐震補強に関する研究、Mitsubishi Kasei R&D Review、Vol.4-2、pp.123-131、1990

[4] 柳田博明：特集センシング技術／ハイブリッド複合材料による破壊予知、化学工業、Vol.　44-10、pp.130-136

[5] 福島敏夫：新素材開発と建築／材料物性から地球環境まで、技報堂出版、1993

3．2　土木における適用例

3.2.1　はじめに

近年、連続繊維補強材の高耐食性、軽量、高強度、非磁性等の様々な特長を活かしたコンクリート構造物への適用についての技術開発ならびに研究が活発に行われており、施工例も増えてきている。ここでは主に施工実績を基に連続繊維補強材の土木構造物に対する適用例について概観することにする。

3.2.2　適用例

（1）プレストレストコンクリート用緊張材

連続繊維補強材の中でも炭素繊維補強材（CFRP）は引張強度、ヤング係数などの力学的性質が従来のＰＣ鋼線に近く、プレストレストコンクリート用緊張材としての開発が早くから始まり、施工実績も最も多い。**写真3-7**に示す新宮橋は1988年に世界で初めてCFRPを緊張材として用いた道路橋である。また、アラミド繊維補強材(AFRP)を用いたプレストレストコンクリート構造物の施工例も増えつつある（**写真3-8**）。

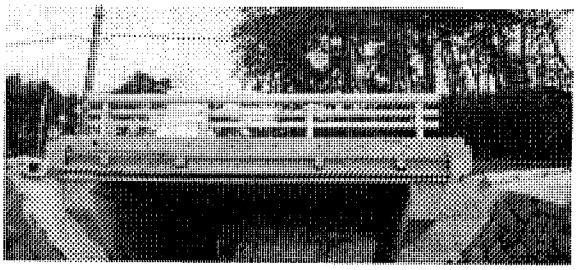


写真3-7　新宮橋（CFRP緊張材）

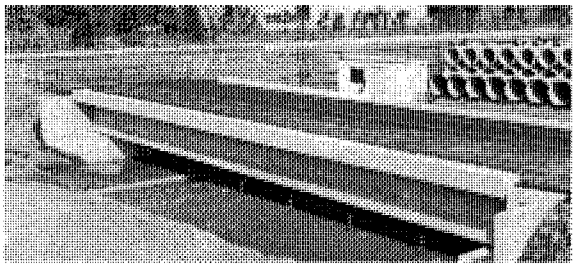


写真3-8　アラミドＰＣ橋（AFRP緊張材）

連続繊維補強材の特長である高耐食性を活かし、外ケーブル方式の緊張材として用いた例もある（**写真3-9**）。外ケーブル方式の利点として、1)ケーブルをコンクリートの外に配置するため、ウェブやスラブの厚さを小さくすることができ、自重の軽減が可能、2)ケーブルを桁断面外に配置するため、ウェブやスラブ内のシース取り付け作業が不要となることから、コンクリートの打設が容易となり、施工性の向上および工期の短縮が可能、3)ケーブルの再緊張および取り替えが可能、4)既設構造物の補修や補強にも利用できる等が挙げられ[2]、道路橋の活荷重の変更などに伴い、今後外ケーブル方式の技術開発が加速していくと考えられる。

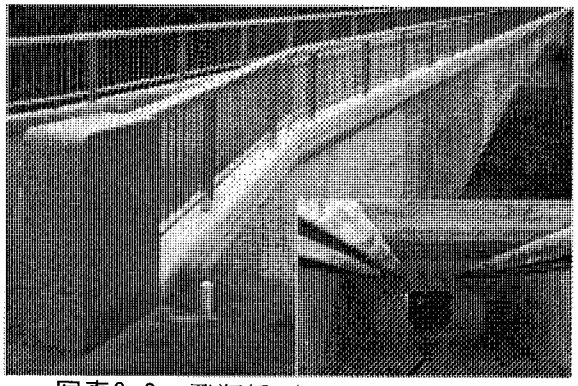


写真3-9　飛翔橋（CFRP外ケーブル）

（2）鉄筋や金網に代わる補強材

連続繊維補強材の高耐食性は、鋼材にとって厳しい塩分環境下にある海洋構造物に対し有効と考えられ、浮桟橋などへの適用例がある（**写真3-10**）。

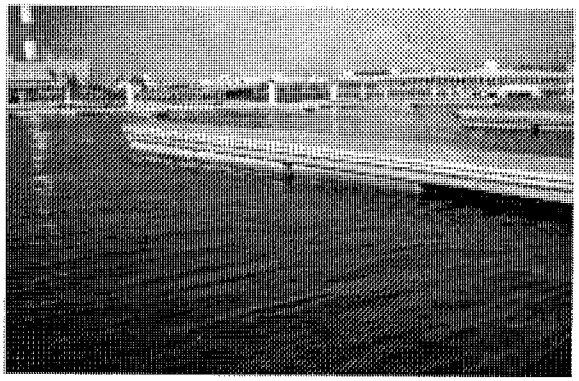


写真3-10　浮桟橋（格子状GFRP使用）

高耐食性に加えて軽量性は施工時の作業性、安全性の確保にとって有利であり、NATM工法

における吹き付けコンクリートの補強材（**写真3-11**）、法面補強（**写真3-12**）および永久型枠（**写真3-13**）などへの適用例がある。

連続繊維補強材の切り易さを利用した技術として、シールド工法における立坑のシールド機の発進・到達部分への適用がある。従来工法では、シールドの発進・到達のために防護工として地盤改良を行い、坑口の立坑土留め壁の人力による取り壊しが必要であったが、その部分に連続繊維補強コンクリートを用い、シールド機のカッタービットで直接切削するもので、安全性、作業性を高めることができる。

連続繊維補強材の非磁性を利用し、リニアモーターカー用レール桁に使用した例がある。これにより桁上面近傍を非磁性化することにより通信線を桁上面に直接取付けることができるため構造の簡略化ができ、且つ車両走行時の磁気効率を高めることができる。

連続繊維補強材は現場での曲げ加工が困難であったが、現場加工型のCFRPが開発されている（**写真3-14**）。これはCFRPを柔軟なロープ状で搬入し、任意の形状にセットし、通電することにより発生する熱で樹脂部分を硬化させるもので、せん断補強筋などに適用が可能と考えられる。

3）既存構造物の補修・補強

塩害、凍害などによりコンクリート構造物にひびわれ、かぶりコンクリートの剥離、鉄筋の腐食などが生じた場合の補修に連続繊維補強材が使用されている。補修方法としては、ひびわれ部にエポキシ樹脂を注入し、FRP版によるライニングを行い、表面保護・防水を行うものである。

先に述べた外ケーブル方式は、既存構造物の補強方法としても有効であると考えられる。緊張装置、定着装置の開発が進めば、今後使用されて行くと考えられる。

最近はシート状の連続繊維補強材が開発されており、桁のウェブに貼り付け、せん断補強、曲げ補強を行う研究も進められている。

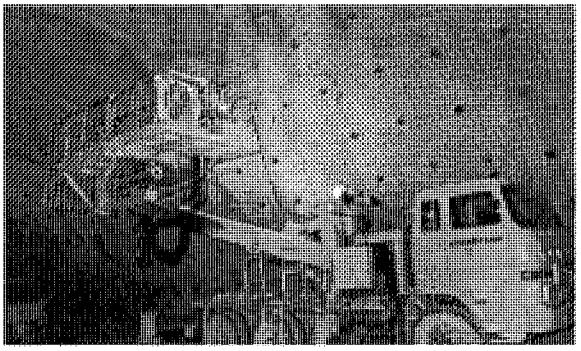


写真3-11　吹き付けコンクリート補強（格子状GFRP使用）

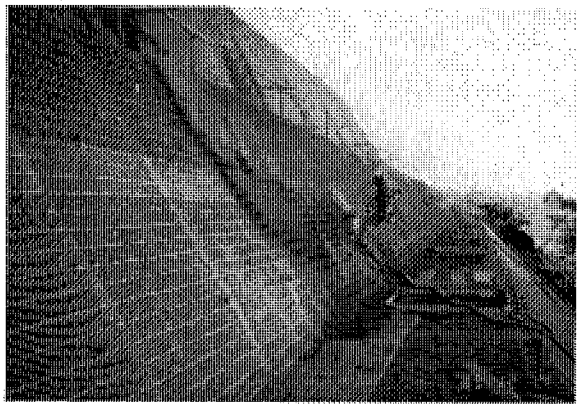


写真3-12　法面補強（格子状FRP使用）

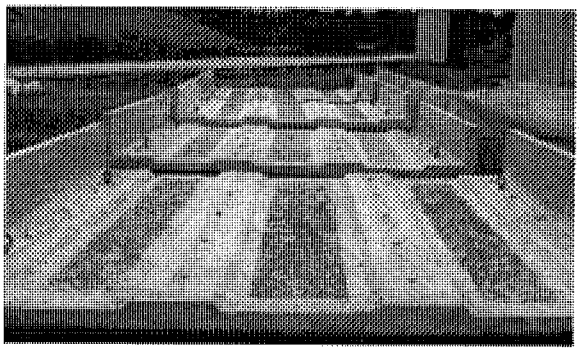


写真3-13　永久型枠（CFRP使用）

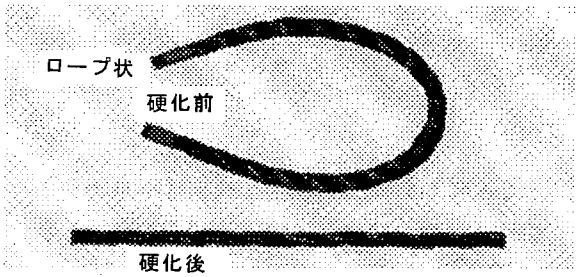


写真3-14　現場加工型ＣＦＲＰ

（３）　おわりに

連続繊維補強材のような新しい材料は、公共性の強い土木構造物に使用する場合は事前に十分な検討をすることが必要である。力学的性質を十分把握することに加え、長期的な耐久性、化学的抵抗性についても検討を続ける必要があり、官・産・学の緊密な協力のもとに研究、試験施工、実構造物における実績を積み重ね、信頼性の高い設計・施工体系の確立が望まれる。

（志村和紀）

【参考文献】

[1] ＡＣＣ倶楽部施工実績一覧表，平成７年１月

[2] 睦好、土田他、外ケーブルPC部材の曲げ性状および曲げ耐力算定法に関する研究、土木学会論文集，No.508/V-26、67-77、1995

[3] 連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用、コンクリートライブラリー72、土木学会、1992

3．3　連続繊維補強材による補強・補修実績

連続繊維補強材を用いた補強実績を表3-2に、橋梁に対する炭素繊維シートを用いた補強・補修実績を表3-3に示す。また、主に塩害を受けたコンクリート構造物の防水・表面保護を目的とした補修例を表3-4に示す。

表3-2　連続繊維補強材補強実績一覧[1]

名　称	施　主	所在地	用　途	使用材料	竣　工	備　考
HMS（六角形浮体）	運輸省	神奈川県	対角線の緊張材	ＣＦＲＰ	1987．8	浮桟橋
大島地磁気観測所	東京大学	東京都	基礎補強筋	ＧＦＲＰ	1988．2	
HMS（六角形浮体）	運輸省	福島県	対角線の緊張材	ＣＦＲＰ	1988．7	浮桟橋
新宮橋	石川県	石川県	プレテンション（主桁）	ＣＦＲＰ	1988.1	単純ｽﾗﾌﾞ
つくばｸﾘｴｰｼｮﾝｾﾝﾀｰ	三菱化学	茨城県	ポストテンション	ＣＦＲＰ	1988.1	
長津川歩道橋	千葉県船橋市	千葉県	プレテンション（主桁）	ＣＦＲＰ	1989．3	床版橋
浮桟橋	東京都	東京都	コンクリート補強網	ＧＦＲＰ	1989．5	
正門主梁	東京北ゴルフ倶楽部	栃木県	ポストテンション	ＣＦＲＰ	1989．9	3本ﾏﾙﾁ
撥川南橋	三菱化学	福岡県	ポストテンション	ＣＦＲＰ	1989．9	
導水路	北海道電力	北海道	コンクリート補強	ＧＦＲＰ	1989.12	
アラミドＰＣ橋	住友建設・帝人	栃木県	プレテンション（主桁） ポストテンション（横締） 補強筋（ｽﾀｰﾗｯﾌﾟ他）	ＡＦＲＰ ＡＦＲＰ ＡＦＲＰ	1990．7	PC合成
バーディ橋	サザンヤードＣＣ	茨城県	永久型枠補強筋 ポストテンション グラウンドアンカー	ＣＦＲＰ ＡＦＲＰ ＣＦＲＰ	1990．9	吊床版
タルバス橋	タルバスＣＣ	栃木県	プレテンション（主桁）	ＡＦＲＰ	1990.1	
ﾘﾆｱﾓｰﾀｰｶｰ用ﾚｰﾙ桁	中部ＨＳＳＴ開発	愛知県	桁上部補強筋 軸筋	ＣＦＲＰ ＣＦＲＰ	1991．2	
アラミドＰＣ橋	住友建設・帝人	栃木県	ポストテンション（主桁） 外ケーブル（主桁）	ＡＦＲＰ ＡＦＲＰ	1991．2	単純箱桁
羽咋健民自転車道 15号橋	石川県	石川県	プレテンション（主桁） 補強筋（ｽﾀｰﾗｯﾌﾟ他）	ＣＦＲＰ ＣＦＲＰ	1991．3	単純ｽﾗﾌﾞ
昭和基地管理棟	極地研究所	南極	壁・床・柱用の構造筋	ＣＦＲＰ	1991．3	
リニアビーム桁	鉄道総合技術研究所	宮崎県	プレテンション（主桁） 補強筋（ｽﾀｰﾗｯﾌﾟ）	ＣＦＲＰ ＣＦＲＰ	1991．4	ﾎﾛｰﾋﾞｰﾑ
地下石油備蓄施設	電源開発	鹿児島県	吹付けコンクリート補強	ＧＦＲＰ	1991．4	
オストラッセ橋	ＢＡＳＦ／ＡＧ	ドイツ	ポストテンション	ＣＦＲＰ	1991．6	4径間連続2主版
地下石油備蓄施設	電源開発	愛媛県	吹付けコンクリート補強	ＧＦＲＰ	1991．6	
クラブハウス	サンランドＧＣ	群馬県	ポストテンション（梁）	ＡＦＲＰ	1991．7	ﾌﾗｯﾄｽﾗﾌﾞ
地下石油備蓄施設	電源開発	岩手県	吹付けコンクリート補強	ＧＦＲＰ	1991．8	
菊本K-4バース	住友化学工業	愛媛県	プレテンション	ＡＦＲＰ	1991.1	単純ｽﾗﾌﾞ橋
橋梁立体交差仮設山留工事	ＪＲ四国	香川県	グラウンドアンカー	ＡＦＲＰ	1991.1	
羽咋健民自転車道甘田橋	石川県	石川県	プレテンション（主桁） 補強筋（ｽﾀｰﾗｯﾌﾟ他）	ＣＦＲＰ ＣＦＲＰ	1992．2	単純ｽﾗﾌﾞ橋
羽田空港ｺﾝﾊﾟｽ・ﾁｪｯｸ・ｿﾞｰﾝ	運輸省	東京都	ポストテンション	ＣＦＲＰ ＡＦＲＰ	1992．4	3本ﾏﾙﾁ，ｸﾞﾗｳﾄ定着，滑走路舗装
浮き橋	鷹彦スリーＣＣ	茨城県	プレテンション ポストテンション	ＡＦＲＰ ＡＦＲＰ	1992．5	
羽咋健民自転車道菱根川橋	石川県	石川県	プレテンション（主桁） 補強筋（ｽﾀｰﾗｯﾌﾟ他）	ＣＦＲＰ ＣＦＲＰ	1992．6	単純ｽﾗﾌﾞ
犬鳴ダム	九州電力	福岡県	法面吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ補強	ＧＦＲＰ	1992．6	
導水路	北海道電力	北海道	コンクリート補強	ＧＦＲＰ	1992．6	
海水揚水発電所設備	電源開発	沖縄県	吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ補強	ＧＦＲＰ	1992．7	
エムシーハイツ柏	三井建設	千葉県	プレテンション（小梁）	ＡＦＲＰ	1992．8	建築ｾﾝﾀｰ構造評定
ＬＰＧ地下タンク	東京ガス	神奈川県	吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ補強	ＧＦＲＰ	1992.1	
リニア軌道桁	ＪＲ総研	東京都	プレテンション（主桁）	ＡＦＲＰ	1992.11	
送水管継手支柱	静岡県	静岡県	補強筋（軸筋他）	ＣＦＲＰ	1992.12	
第４港湾建設局 葛ﾆ 岸壁桟橋床版	沿岸開発技術 研究ｾﾝﾀｰ	北九州市	プレテンション 補強筋（ｽﾊﾟｲﾗﾙ他）	ＣＦＲＰ	1993．3	ｸﾞﾗｳﾄ定着
つく 、ＣＣ飛翔橋	有楽観光	愛知県	ﾎﾟｽﾄﾃﾝｼｮﾝ（内ｹｰﾌﾞﾙ） ﾎﾟｽﾄﾃﾝｼｮﾝ（外ｹｰﾌﾞﾙ）	ＣＦＲＰ ＣＦＲＰ	1993．5	6本ﾏﾙﾁ，FCC工法
縦貫自動車道虻田工事区	北海道開発局	北海道	グラウンドアンカー	ＣＦＲＰ	1993．5	6本ﾏﾙﾁ
佐賀中部地区防災事業用水路	九州農政局	佐賀県	ポストテンション	ＡＦＲＰ	1993．5	
山中橋	栃木県	栃木県	プレテンション（主桁） ポストテンション（横締）	ＡＦＲＰ ＡＦＲＰ	1993．5	
ﾚｲﾝﾎﾞｰﾌﾞﾘｯｼﾞＰＣ床版	首都高速	東京都	プレテンション	ＡＦＲＰ	1993．8	ｽﾊﾟﾝｸﾘｰﾄ
吊り板版橋	長崎ﾊﾟｰｸＣＣ	長崎県	ポストテンション（主桁）	ＡＦＲＰ	1993.1	ﾏﾙﾁｹｰﾌﾞﾙ
ﾍﾞｯﾃﾞﾝﾄﾝ ﾄﾚｲﾙ橋	カルガリー市	カナダ	プレテンション	ＣＦＲＰ	1993.11	2径間連続Ｔ桁
中郷排水樋管工事	九州地方建設局	佐賀県	ポストテンション	ＡＦＲＰ	1993.11	
海洋構築物（仮称）		神奈川県	プレテンション	ＣＦＲＰ	1993.12	
新潟国道工事八ツ口防雪工	新潟地方建設局	新潟県	グラウンドアンカー	ＣＦＲＰ	1993.12	6本ﾏﾙﾁ
シールド立坑	東京電力	千葉県	コンクリート補強	ＣＦＲＰ	1994．6	
名神高速道路梶原工事	道路公団	大阪府	グラウンドアンカー	ＡＦＲＰ	1994．9	
山梨リニア実験線	鉄建公団	山梨県	コイル取付部補強	ＣＦＲＰ	1994.1	

表3-3　炭素繊維シートによる補強・補修実績（橋梁）[2]

対象	施主	竣工	内容
S地下駐車場	首都高速	1992. 3	天井ｽﾗﾌﾞ補強
S川橋梁	ＪＲ東海	1992. 4	ＰＣ桁のせん断ｸﾗｯｸ補修
T駅付近・高架橋	ＪＲ東日本	1992. 1	ｱﾊﾞｯﾄ沓座下部ｸﾗｯｸの補修
M駅・高架橋、H線	帝都交通営団	1992. 11	橋脚受台のｸﾗｯｸ補修
三の沢橋	長野県	1992. 12	橋桁欠損部を樹脂モルタルで復旧後補修
M架道橋（第１期）	神奈川県	1993. 2	ﾎﾞｯｸｽｶﾙﾊﾞｰﾄ型架道橋の天井部補強
ブロック高欄	ＪＲ貨物	1993. 3	外壁の剥落および劣化防止
日野橋，R20	建設省	1993. 5	床版配力筋不足の補強
N橋	神戸市	1993. 6	損傷したＰＣ桁の補強
橋梁	ＪＲ東日本	1993. 6	橋桁のﾓﾙﾀﾙに発生した座屈部の試験補修
桃介橋	長野県M町	1993. 7	ｺﾝｸﾘｰﾄ支柱の補修
O橋、名神高速	道路公団	1993. 11	張出し床版の補修
牛津大橋，R34	建設省	1993. 12	床版下面ﾓﾙﾀﾙが剥落したため補修・補強
歩道橋	建設省	1993. 12	基礎ｱﾙ骨の補強
ＰＣ橋	建設省	1993. 12	ＰＣ桁横締めﾎﾞﾙﾄの補強
O橋	長野県	1993. 12	橋脚の補修
M架道橋（第２期）	神奈川県	1994. 1	ﾎﾞｯｸｽｶﾙﾊﾞｰﾄ型架道橋の天井部補強
T橋，A橋	京都府	1994. 1	高欄の補修
H高架橋，東関東道	道路公団	1994. 3	床版の補強（TL-25対策）
H橋，東北道	道路公団	1994. 3	橋台ｸﾗｯｸ補修
暗渠	建設省	1994. 3	ﾎﾞｯｸｽｶﾙﾊﾞｰﾄのｸﾗｯｸ補修
H橋，九州道	道路公団	1994. 3	防風壁設置に伴う張出し床版の補強
K陸橋	群馬県	1994. 3	ｸﾗｯｸ補修
東京高架橋，東名高速（第１期）	道路公団	1994. 3	箱桁床版の補強（TL-25対策）
代田橋，R10	建設省	1994. 3	床版の補強（TL-25対策）
S駅前コンコース	ＪＲ東海	1994. 3	床版の補修
K橋，R23	建設省	1994. 4	床版の補強
T高架橋，R23	建設省	1994. 5	床版の補修・剥落防止
T橋	大阪市	1994. 5	ﾎﾞｯｸｽｶﾙﾊﾞｰﾄ型床版の補修
橋梁	ＪＲ東日本	1994. 5	橋脚の補修
K高架橋，R23	建設省	1994. 5	床版の補強（TL-25対策）
真琴橋，R9	建設省	1994. 7	支承交換に伴う桁の補強
東京高架橋，東名高速（第２期）	道路公団	1994. 8	箱桁側壁の補強

表3-4　塩害の補修例（防水・表面保護）[3]

橋梁	補修方法
島松沢橋	鋼板、ＦＲＰ塗装
第二床丹橋	超速硬セメント（グラスファイバー強化）、特殊ポリマーエマルジョン、ガラスクロス入りエポキシ樹脂塗装
塩釜橋	ポリマーセメントモルタル、ガラスクロス入りエポキシ樹脂塗装
中沢橋	ポリマーセメントモルタル、ガラスクロス入りエポキシ樹脂塗装
板橋	ポリマーセメントモルタル、ガラスクロス入りエポキシ樹脂塗装
茅沼橋	ポリマーセメントモルタル、ガラスクロス入りエポキシ樹脂塗装
千代志別橋	ポリマーセメントモルタル、ガラスクロス入りエポキシ樹脂塗装
幌満橋	鋼板接着工法、ガラスクロス入りエポキシ樹脂塗装
社台橋	遮塩性ゴム弾性型厚膜塗料、ＦＲＰクロスライニング工法
第１賀張跨線橋	グラスファイバー入りモルタル、ポリブタジェンゴム樹脂塗装
桜橋	グラスファイバー入りモルタル、エポキシ樹脂塗装
千鳥橋	グラスファイバー入りモルタル、ポリブタジェンゴム樹脂塗装
茂築別橋	ガラスクロス入りエポキシ樹脂塗装、ゴム支承の追加
霧多布大橋	ポリマーセメントモルタル、ガラスフレーク入りビニル樹脂
余別橋	ＦＲＰガラスクロスゴム系ライニング工法
大安在橋	ガラスクロス入りエポキシ樹脂塗装
白老橋	ＦＲＰ接着工法

（志村和紀）

【参考文献】

[1] ＡＣＣ倶楽部施工実績一覧表，1995年

[2] ＦＯＲＣＡトウシート技術資料，東燃（株），1994年

[3] ショーボンド建設（株）資料

第４章　新素材をを用いたコンクリート構造物の補強設計・施工法

４．１　道路橋の設計荷重の変遷

4.1.1　はじめに

道路橋の設計荷重には自動車やトラックを想定した活荷重や自重、土圧、浮力、雪荷重、温度変化の影響、地震荷重等の種々の荷重がある。この中で時代のニーズや技術の向上と共に大きな変遷を繰り返してきたものに活荷重と地震荷重がある。

設計活荷重は、供用されている自動車やトラックの大きさを反映させながらその時代のニーズに合わせて変遷を繰り返してきた。現在の活荷重体系は大正１５年道路構造に関する細則案（内務省）に始めて表れ、その後昭和３１年鋼道路橋設計示方書では戦後復興と共に著しく増大した自動車の重量に対応したＴＬ－２０が規定された。その後平成６年道路橋示方書改正までＴＬ－２０が用いられてきたが、その間経済高度成長と共に高速道路が整備され国内の輸送手段の大型化が進み、床版設計用の荷重の割増係数やＴＴ－４３荷重を新設してＴＬ－２０荷重を補完しながら進んできた。そして平成６年の示方書改正で今のＡ活荷重，Ｂ活荷重と改正された。

地震荷重は１９２３年の関東大震災を契機にして道路構造に関する細則案（内務省）の中に設計震度を用いて求める方法が初めて採用された。この手法は設計震度法と呼ばれ現在に引き継がれている。その後ＳＭＡＣが開発され地震波の記録が可能となり、１９６４年新潟地震、１９６８年十勝沖地震等の経験を踏まえて１９７１年に道路橋の耐震設計の体系化を目指した道路橋耐震設計指針が作成され、さらにその後の震災経験と研究成果を反映させながら現在の道路橋示方書・Ｖ耐震設計編（平成２年）に至っている。

以下に設計活荷重と地震荷重の変遷について述べる。尚地震荷重については、地震被害と設計基準の変遷を年代を追って記述し、さらに現在の設計思想について述べる。

4.1.2　設計活荷重の変遷

道路橋の設計活荷重の変遷は、**表4-1**のように示すとおりであり、示方書の改正のたびに車両荷重は大きくなり、車両の連行を想定した等分布荷重は小さくなってきている。特に昭和３１年示方書改正では車両荷重を従来の約５０％増として自動車重量の増大に対応している。一方、等分布荷重は自動車交通の実情を勘案して決定されている。

この様に変遷してきた設計活荷重によって主桁の曲げモーメント（大正１５年～平成６年）と床版の曲げモーメント（大正１５年～昭和４７年）がどの様に変わってきたかを**図4-1**に示す。比較は次式を用いてＴＬ荷重系へ変換して行った。

$$\text{ＴＬ荷重換算値} = 20 \times \frac{M}{M_{TL-20}} \qquad (4\text{-}1)$$

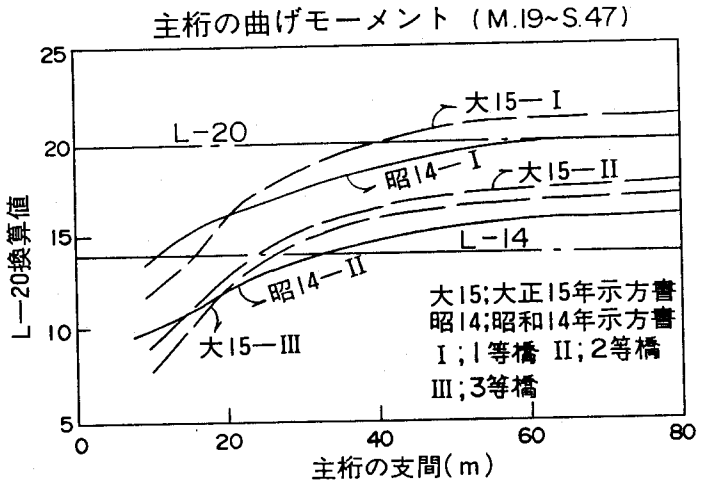
ここに、M　　：各示方書による曲げモーメント
　　M_{TL-20}　：$TL-20$による曲げモーメント

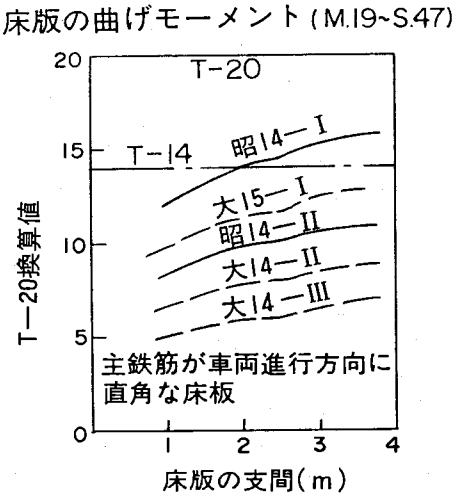
表4-1　道路橋示方書の主要規定の変遷

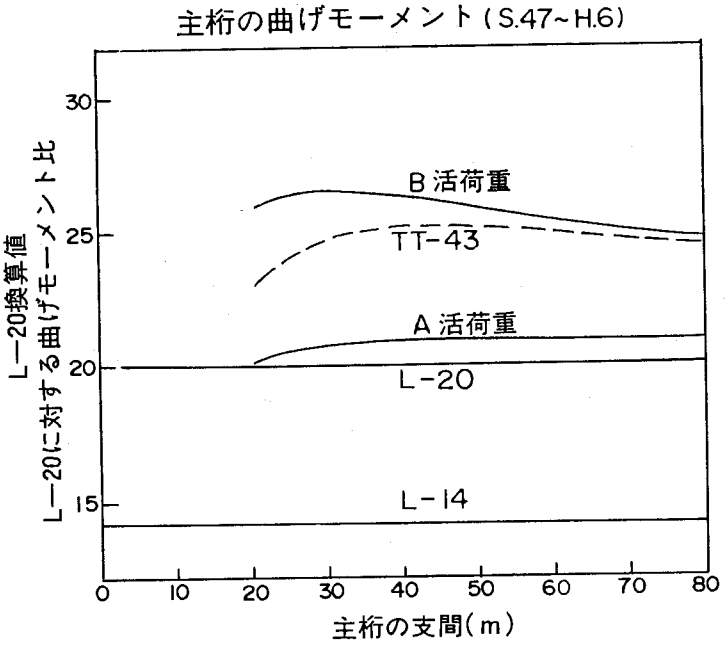
名称	橋の等級		活荷重				載荷の方法	衝撃係数
			車道			歩道		
	道路の種類	等級	車両荷重		等分布荷重（大正8年，15年では群集荷重と称す）	群集荷重（昭和14年では等分布荷重と称す）		
			自動車	転圧機				
明治19年8月(1886)国県道の築造標準（内務省訓令第13号）	国道 県道	規定なし	規定なし		車道・歩道の区分なし 400貫／坪（450kgf/㎡）		橋上満面に積載する	規定なし
大正8年12月(1919)道路構造令および街路構造令（内務省令）	街路	規定なし	3,000貫（11,250kgf）	15tf	15貫7尺²（≒613kgf/㎡） 径間に応じ相当軽減することを得			規定なし
	国道	規定なし	2,100貫（7,875kgf）	12tf	12貫／尺²（≒490kgf/㎡） 径間に応じ相当軽減することを得			
	府県道	規定なし	1,700貫（6,375kgf）	別に規定なし	12貫／尺²（≒490kgf/㎡） 径間に応じ相当軽減することを得			
大正15年6月(1926)道路構造に関する細則案（内務省土木局）	街路	一等橋	12tf	14tf	○主げた，主構 $\frac{120,000}{170+\ell}$ ≦600kgf/㎡ ○主げた，主構以外 600kgf/㎡	○主げた，主構 $\frac{100,000}{170+\ell}$ ≦500kgf/㎡ ○主げた，主構以外 500kgf/㎡	1. 自動車は橋梁の縦方向に1台とする。 2. 転圧機は1橋梁につき1台とし他の車両と同時に載荷しない。 3. 車両は横の方向に4台まで。 4．群集荷重は自動車転圧機の左右前後に等布する。	$i=\frac{20}{60+\ell}$ ≦0.3 〔群集荷重，転圧載荷重は衝撃を生ぜしめない〕
	国道	二等橋	8tf	11tf	○主げた，主構 $\frac{100,000}{170+\ell}$ ≦500kgf/㎡ ○主げた，主構以外 500kgf/㎡	○主げた，主構 $\frac{80,000}{170+\ell}$ ≦400kgf/㎡ ○主げた，主構以外 400kgf/㎡		
	府県道	三等橋	6tf	8tf	二等橋に同じ	二等橋に同じ		
昭和14年2月(1939)鋼道路橋設計示方書案（内務省土木局）	国道および小路(I)等以上の街路	一等橋	13tf	17tf	ℓ＜30m　500kgf/㎡ 30m≦ℓ≦120m　(545−1.5ℓ)kgf/㎡		1. 自動車は縦方向に1台、横方向に制限しない。 2. 転圧機は1橋1台で他の活荷重と同時に載荷しない。 3. 等分布荷重は自動車の前後左右に分布する。車道の床版縦げたの設計には考えない。	$i=\frac{20}{50+\ell}$ 〔歩道の等分布荷重，転圧機荷重は衝撃を生ぜしめない。〕
	府県道および小路(II)等以上の街路	二等橋	9tf	14tf	ℓ＜30m　400kgf/㎡ 30m≦ℓ≦120m　(430−ℓ)kgf/㎡			
			（注）小路（I）等 …… 幅員8m以上の街路 小路（II）等 …… 幅員4m以上8m未満の街路					

名称	橋の等級		活荷重							衝撃係数
	道路の種類	等級	車道					歩道	載荷の方法	
			車両荷重	等分布荷重				群集荷重		
昭和31年5月(1956)鋼道路橋設計示方書(建設省道路局長)	一級国道,二級国道,主要地方道	一等橋	20tf (T−20)	荷重	線荷重	等分布荷重 $\ell \leqq 80$	等分布荷重 $\ell > 80$	500kgf/㎡ 主桁 350kgf/㎡	1. 床版および床組の車道部はT荷重とし、自動車は縦方向に1台,横方向に制限しない。 2. 主げたにはL荷重とし載荷範囲は制限しない。線荷重は1橋につき1個。	$i = \frac{20}{50+\ell}$ (歩道の群集荷重は衝撃を生ぜしめめない。)
				L−20	a×5,000 kgf/m	a×350 kgf/㎡	a×(430−ℓ) kgf/㎡			
	都道府県道 市町村道	二等橋	14tf (T−14)	L−14	一等橋の70%					
	(注) 床版および床組の設計…T荷重 主げたの設計……L荷重			(注) a=1−(W−5.5)/50 (ℓ≧a≧0.75) W=L荷重の載荷幅 (m)						
昭和39年8月(1964)鋼道路橋設計示方書(建設省道路局長)	同上		同上	荷重	主載荷荷重 (幅5.5m) 線荷重 P kgf/m	等分布荷重 Pkgf/㎡ $\ell \leqq 80$	等分布荷重 Pkgf/㎡ $\ell < 80$	従載荷荷重 主載荷荷重の50%	同上	同上	同上
				L−20	5,000	350	430−ℓ≧300			
				L−14	一等橋の70%					
昭和47年3月(1972)道路橋示方書I共通編(建設省都市局長,道路局長)	一般国道,都道府県道 市町村道	一等橋	20tf (T−20)	同上				床版および床組 500kgf/㎡ 主げたは下段にする	同上	橋種 / 衝撃係数 i / 備考 鋼橋 / $i = \frac{20}{50+\ell}$ /
	都道府県道 市町村道	二等橋	14tf (T−14)							鉄筋コンクリート橋 / $i = \frac{20}{50+\ell}$ / T荷重 $i = \frac{7}{20+\ell}$ / L荷重
	(注) 床版および床組の設計…T荷重 主げたの設計……L荷重			支間 (m)	$\ell \leqq 80$	$80 < \ell \leqq 130$	$\ell > 130$			プレストレストコンクリート橋 / $i = \frac{20}{50+\ell}$ / T荷重
				荷重 (kgf/㎡)	350	430−ℓ	300			$i = \frac{10}{25+\ell}$ / L荷重
昭和48年4月(1973)特定の路線にかかる橋,高架の道路等の技術基準について(建設省都市局長,道路局長)	湾岸道路 高速自動車国道 その他		43tf (TT−43)						1. 床版および床組の車道部はTT−43を縦方向1台,横方向2台とし横方向にT−20を載荷する。 2. 主げたにはL−20とし主載荷重部にTT−43を横方向に2台載荷する。	

<table>
<tr><th rowspan="3">名　称</th><th colspan="2">橋の等級</th><th colspan="6">活　荷　重</th><th rowspan="3">載荷の方法</th><th rowspan="3" colspan="3">衝撃係数</th></tr>
<tr><th rowspan="2">道路の種類</th><th rowspan="2">等級</th><th colspan="5">車道</th><th>歩道</th></tr>
<tr><th>車両荷重</th><th colspan="4">等分布荷重</th><th>群集荷重</th></tr>
<tr><td rowspan="6">昭和55年2月(1980)道路示方書Ⅰ共通編（建設省都市局長，道路局長）</td><td>一般国道，都道府県道，主市町村道</td><td>一等橋</td><td>20tf（T－20）</td><td rowspan="2">荷重</td><td colspan="3">主載荷荷重（幅5.5m）</td><td>従載荷荷重</td><td rowspan="3">床版および床組500kgf/㎡主げたは下段にする</td><td rowspan="5">1.床版および床組の車道部はT荷重とし自動車は縦方向に1台，横方向に制限しない。
2.主げたにはL荷重とし載荷範囲は制限しない。線荷重は1橋につき1個。</td><td>橋種</td><td>衝撃係数i</td><td>備考</td></tr>
<tr><td rowspan="2">都道府県道
市町村道</td><td rowspan="2">二等橋</td><td rowspan="2">14tf（T－14）</td><td>線荷重P kgf/m</td><td colspan="2">等分布荷重 Pkgf/㎡</td><td rowspan="2">主載荷荷重の50%</td><td>鋼橋</td><td>$i=\frac{20}{50+\ell}$</td><td></td></tr>
<tr><td>$\ell\leqq80$</td><td>$\ell>80$</td><td>鉄筋コンクリート橋</td><td>$i=\frac{20}{50+\ell}$</td><td>T荷重</td></tr>
<tr><td>L－20</td><td>5,000</td><td>350</td><td>$430-\ell\geqq300$</td><td rowspan="2">$i=\frac{7}{20+\ell}$</td><td>L荷重</td></tr>
<tr><td>L－14</td><td colspan="4">一等橋の70%</td><td rowspan="2">プレストレストコンクリート橋</td><td rowspan="2">$i=\frac{20}{50+\ell}$</td><td rowspan="2">T荷重</td></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="2">（注）床版および床組の設計…T荷重
主げたの設計……L荷重</td><td>支間（m）</td><td colspan="2">$\ell\leqq80$</td><td>$80<\ell\leqq130$</td><td>$\ell>130$</td></tr>
<tr><td>荷重（kgf/㎡）</td><td colspan="2">350</td><td>$430-\ell$</td><td>300</td></tr>
<tr><td>港湾道路
高速自動車国道
その他
（昭和48年4月(1973)特定の路線にかかる橋，高架の道路等の技術基準について（建設省都市局長道路局長））</td><td>43tf（TT－43）</td><td colspan="6"></td><td>1.床版および床組の車道部はTT－43を縦方向1台，横方向2台とし横方向にT－20を載荷する。
2.主げたにはL－20とし主載荷重部にTT－43を横方向に2台載荷する。</td><td colspan="3"></td></tr>
<tr><td>平成2年2月(1990)道路橋示方書Ⅰ共通編（建設省都市局長，道路局長）</td><td colspan="2">同上</td><td>同上</td><td colspan="6">同上</td><td>同上</td><td colspan="3">同上</td></tr>
<tr><td rowspan="5">平成6年2月(1994)道路橋示方書Ⅰ共通編（建設省都市局長，道路局長）</td><td rowspan="2">高速自動車国道
一般国道
都道府県道
市町村道</td><td rowspan="3">規定なし</td><td>B活荷重</td><td colspan="6">主載荷荷重（幅5.5m）</td><td rowspan="4">床版および床組500kgf/㎡主げたは下段にする</td><td rowspan="4">1.床版および床組の車道部はT荷重とし，T荷重は縦方向に1組とし，横方向には制限しない。
2.B荷重の場合床組はT荷重による断面力に下表の係数を乗じる。ただし，係数は1.5を超えてはならない。
<table><tr><td>部材の支間長L（m）</td><td>$L\leqq4$</td><td>$L>4$</td></tr><tr><td>係数</td><td>1.0</td><td>$\frac{L}{32}+\frac{7}{8}$</td></tr></table>
3.主桁にはL荷重とし，等分布荷重P1は1橋につき1個で，その載荷長はB活荷重で10m，A活荷重で6mとする。等分布荷重P2の載荷範囲は制限しない。</td><td colspan="3" rowspan="4">同上</td></tr>
<tr><td>等分布荷重P1（kgf/㎡）</td><td colspan="2">等分布荷重P2（kgf/㎡）</td><td rowspan="2">従載荷荷重</td></tr>
<tr><td>曲げモーメント用</td><td>せん断力用</td><td>$L\leqq80$</td><td>$80<L\leqq13$</td><td>$L>130$</td></tr>
<tr><td>市町村道</td><td>A活荷重</td><td>1,000</td><td>1,200</td><td>350</td><td>$430-L$</td><td>300</td><td>主載荷荷重の50%</td></tr>
<tr><td colspan="2">（注）床版および床組の設計…T荷重
主げたの設計……L荷重</td><td colspan="2">支間長L（m）</td><td>$L\leqq80$</td><td>$80<L\leqq130$</td><td>$L>130$</td></tr>
<tr><td colspan="2"></td><td colspan="2">等分布荷重（kgf/㎡）</td><td>350</td><td>$430-L$</td><td>300</td></tr>
</table>







$$TL\text{—}20換算値 = 20 \times \frac{M}{MrL-20}$$

M：各示方書による曲げモーメント

MrL：TL—20(S47示方書)による曲げモーメント

図4-1　各示方書によるTL-20換算曲げモーメント

図4-1より明らかのように、大正１５年示方書、昭和１４年示方書で設計された支間２０～３０m以上の主桁はＬ荷重換算値が１４以上あり先の示方書の２等橋以上の曲げモーメントで設計され、中には１等橋以上のものもある。これは主桁の曲げモーメントに支配的な等分布荷重が古い示方書ほど大きいからである。逆に床版では古い示方書ほど自動車荷重が小さいのでＴ荷重換算値は小さくなっている。

平成６年示方書のＢ活荷重は自動車荷重を２５tfとした設計荷重であり図4-1においても各支間でＬ－２５荷重相当以上示している。そしてＡ活荷重はＬ－２０荷重相当を示し先の示方書の１等橋相当荷重となっている。

4.1.3　地震被害と橋梁耐震設計基準の変遷

我国の耐震設計基準は地震被害と共に変遷を繰り返して来た（表4-2）。１９２３年の関東大震災以後、１９２６年（大正１５年）道路橋に関する細則案（内務省）に地域・地盤の因子を主とした水平震度を規定した設計震度法が採用された。その後水平震度の値の変更や鉛直震度の新設を行いながら変遷を繰り返し、１９７１年（昭和４６年）道路橋耐震設計指針が制定された。この指針は１９６４年新潟地震での砂質地盤での液状化や１９６８年十勝沖地震でのＲＣ柱のせん断破壊を受けた改訂であった。改訂の主な内容は (1)設計震度は地域・地盤の他に重要度を考慮して定める (2)鉛直震度は考慮しない (3)設計地盤面を定めた (4)高い橋脚は修正震度法による事 (5)設計細目を重視した等広く多岐にわたっており、始めて道路橋の耐震設計の体系化が行われた。その後１９７８年の宮城沖地震をへて上記指針の見直しとＲＣ部材の地震時変形性能の照査規定および動的解析の位置付けと入力規定を設けた道路橋示方書・Ｖ耐震設計編が１９８０年（昭和５５年）に制定された。さらに１９８２年浦河沖地震、１９８３年日本海中部沖地震を受けて１９９０年（平成２年）道路橋示方書・Ｖ耐震設計編の改訂が行われた。改訂の主な内容は (1)震度法と修正震度法を統合 (2)設計水平震度を求める地盤係数の変更と固有周期係数の新設 (3)連続桁の耐震規定の充実 (4)保有水平耐力の規定 (5)動的解析による照査規定の明確化等である。

この様に設計基準は被害経験と研究成果を反映しながら変遷を繰り返し、合理的な設計法を確立してきた。しかし設計水平震度がおおむね１９１６年に佐野利器により震度の概念が考案された時に言われた値であるKh=０．１～０．３の範疇であると言うことは大きな驚きである。さらに大きな特徴は構造物の動的解析による安全性の照査法の充実と巨大地震に対しても構造物にねばりを期待する保有水平耐力の照査および液状化に対する規定が取り入れられた事であろう。

表4-2　地震被害と橋梁耐震設計コード

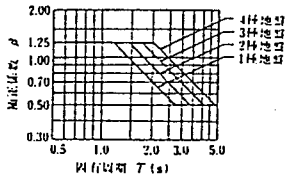
地震被害	橋梁耐震設計コード
1891年　濃尾地震（M=8.4）	
1916年　我国の耐震設計元年。 佐野利器による震度の概念。 （震度＝一般に0.1～0.3）	
1923年　関東大震災（M=7.9）	
	1926年「道路構造に関する細則案」（内務省） ・地域と地盤により Kh=0.1～0.3
	1939年「鋼道路橋設計示方書案」 ・設計震度の標準値を、水平0.2、鉛直0.1とし、地域と地盤により増減する。
1944年　東南海地震	
1946年　南海地震	
1948年　福井地震	
［SMAC開発］	
1952年　十勝沖地震	
	1956年「鋼道路橋設計示方書」 ・地域と地盤により Kh=0.1～0.35 ・鉛直震度kv=0.1を水平震度と同時
1964年　新潟地震 ・綿密な被害調査 ・液状化	
1968年　十勝沖地震 ・八戸記録T=2秒 ・RC柱せん断破壊	
	1971年「道路橋耐震設計指針」 ・道路橋の耐震設計の体系化 ・設計震度Kh=ν1・ν2・ν3・Kh ・修正震度法（橋脚h≧25m） ・鉛直震度は考慮しないのを原則
	1977年 新耐震設計法（案）←総プロの成果 ・道路、建築、河川の震度の統一
1978年　宮城沖地震 ・ライフライン ・RC橋脚の亀裂・剥離 ・支承部の破損	
	1980年「道路橋示方書・V耐震設計編」 ・道路橋の耐震設計の体系化 ・設計震度Kh=ν1・ν2・ν3・Kh ・修正震度法（地盤面h≧15m） ・液状化判定の定量化と設計の取扱い ・RC部材の変形性能 ・支承部・落橋防止構造の設計細目 ・動的解析の入力に関する諸項目
1982年　浦河沖地震 ・静内橋の橋脚被害 （円形独立RC橋脚）	
1983年　日本海中部沖地震 ・長周期地震動T=10秒	
［1988年　本四、児島・坂出間竣工］	
	1986年「共同溝設計指針」 ・地盤の地震時縦断方向変位を考慮 ・液状化による浮上がりの規定
［免震構造の研究］	
	1988年「道路震災対策便覧（震前対策編）」 「道路震災対策便覧（震災復旧編）」
	1990年「道路橋示方書・V耐震設計編改訂」 （震害経験と研究成果の反映） ・震度法と修正震度法の統合 ・設計震度Kh=cz・cG・cI・cT・Kh ・連続橋の耐震規定の充実 ・設計震度と設計スペクトルの見直し ・保有水平耐力の規定 ・動的解析による照査規定の明確化
	1992年「道路橋の免震設計マニュアル」 ・免震支承
	1992年「駐車場設計・施工指針」 ・地盤の地震時深さ方向変位を考慮 ・液状化による浮上がりの規定
1993年　釧路沖地震 （準直下型、震源深さ107km） 北海道南西沖地震	
1994年　北海道東方沖地震 三陸はるか沖地震	
1995年　兵庫県南部地震 （都市直下型地震）	

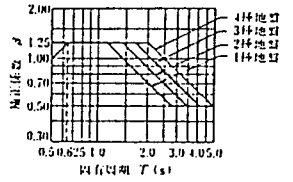
表4-3　道路橋の設計震度の変遷

<table>
<tr><th>制定年</th><th>規定名</th><th>設計水平震度の規定</th></tr>
<tr><td>1926年
(大正15年)</td><td>道路構造に関する細則案</td><td>
<table>
<tr><th></th><th>沖積層</th><th>洪積層</th></tr>
<tr><td>古来しばしば大地震に遭遇せし地域</td><td>0.30</td><td>0.15</td></tr>
<tr><td>大地震の記録ある地域</td><td>0.25</td><td>0.13</td></tr>
<tr><td>大地震の記録なき地域</td><td>0.20</td><td>0.10</td></tr>
</table>
</td></tr>
<tr><td>1939年
(昭和14年)</td><td>鋼道路橋設計示方書案</td><td>
<table>
<tr><th></th><th>沖積層</th><th>洪積層</th></tr>
<tr><td>古来しばしば大地震に遭遇せし地域</td><td>0.40</td><td>0.20</td></tr>
<tr><td>古来大地震に遭遇せし地域</td><td>0.30</td><td>0.15</td></tr>
<tr><td>その他の地域</td><td>0.20</td><td>0.10</td></tr>
</table>
</td></tr>
<tr><td>1956年
(昭和31年)</td><td>鋼道路橋設計示方書</td><td>
<table>
<tr><th></th><th>軟弱地盤</th><th>やや良好な地盤</th><th>良好な地盤</th></tr>
<tr><td>しばしば大地震が起こった地域</td><td>0.35 ～ 0.30</td><td>0.30 ～ 0.20</td><td>0.20 ～ 0.15</td></tr>
<tr><td>大地震が起こったことのある地域</td><td>0.30 ～ 0.20</td><td>0.20 ～ 0.15</td><td>0.15 ～ 0.10</td></tr>
<tr><td>その他の地域</td><td>0.20</td><td>0.15</td><td>0.10</td></tr>
</table>
</td></tr>
<tr><td>1971年
(昭和46年)</td><td>道路橋耐震設計指針</td><td>
設計水平震度：$k_h = u_1 \cdot u_2 \cdot u_3 \cdot k_0$

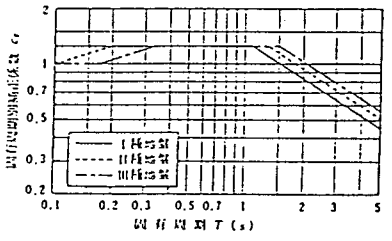
k_0 ：標準設計水平震度（＝0.2）
u_1 ：地域別補正係数　（＝1.00, 0.85, 0.70）
u_2 ：地盤別補正係数　（＝0.9, 1.0, 1.1, 1.2）
u_3 ：重要度別補正係数（＝1.0, 0.8）

修正震度法における設計水平震度：$k_{hm} = \beta k_h$（橋脚高さ25m以上）

β ：構造物の固有周期による補正係数


</td></tr>
<tr><td>1980年
(昭和55年)</td><td>道路橋示方書耐震設計編</td><td>
1971年道路橋耐震設計指針と基本的には同一，主な改訂点は以下のとおり。
1）地域区分の境界線を変更した。
2）地盤種別は地盤の特性値によるものとした。
3）修正震度法の摘要範囲を橋脚高さ15m以上とした。
4）修正震度法のβについて短周期側でのすりつけを考慮した。


</td></tr>
<tr><td>1990年
(平成2年)</td><td>道路橋示方書耐震設計編</td><td>
$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot k_{h0}$

k_h ：設計水平震度（少数点以下2桁に丸める）
k_{h0}：標準設計水平震度（0.2とする）
c_z ：地域別補正係数（＝1.0, 0.85, 0.7）
c_G ：地盤別補正係数（＝0.8, 1.0, 1.2）
c_I ：重要度別補正係数（＝1.0, 0.8）


</td></tr>
</table>

表4-4　液状化に対する規定の変遷

名　　称	道路橋の設計における液状化の取扱いの変遷
鋼道路橋設計示方書 昭和31年5月	液状化の規定無し。
道路橋耐震設計指針 昭和47年1月	流動化する砂質土層 ・現地盤面から10m以浅の飽和砂質土層。 ・N値が10以下 ・均等係数が6以下でD_{20}が0.04～0.5mm。 流動化する砂質土層の取扱い ・耐震設計上支持力を無視する。
道路橋示方書 V耐震設計編 昭和55年5月	液状化する砂質土層 ・地下水位が現地盤面から10m以内にある沖積層。 ・現地盤面から20m以内の範囲のD_{50}が0.02～2.0mmの飽和砂質土層。 ・土の動的せん段強度Rと地震時せん段応力比Lの比により求めた液状化に対する抵抗率F_Lが1.0以下。 液状化する砂質土層の取扱い ・F_Lの値に応じて耐震設計上土質定数を低減させる。
道路橋示方書 V耐震設計編 平成2年2月	液状化する砂質土層 ・液状化の判定の流れは昭和55年の道路橋示方書と同様である。 ただし、動的せん段強度Rの推定に細粒分の影響を考慮している。 液状化する砂質土質の取扱い ・昭和55年の道路橋示方書と同様F_Lの値に応じて耐震設計上土質定数を低減させる。

4.1.4 「道路橋示方書．Ⅴ耐震設計編」による耐震設計

現在用いられている道路橋の耐震設計は図4-2に示すように、構造物の耐用年数内に数回起こるであろう地震に対しては、マグニチュードM＝７、震央距離△＝５０Ｋｍを想定して許容応力度以内に収まる様に設計を行い、さらに構造物の耐用年数内に１度起こるか起こらない巨大地震に対しては、マグニチュードM＝８、震央距離△＝５０Ｋｍを想定して地震時保有水平耐力の照査を行うようになっている。さらに震度法の適応がふさわしくない構造物は動的解析によりその安全性を確かめる様になっている。

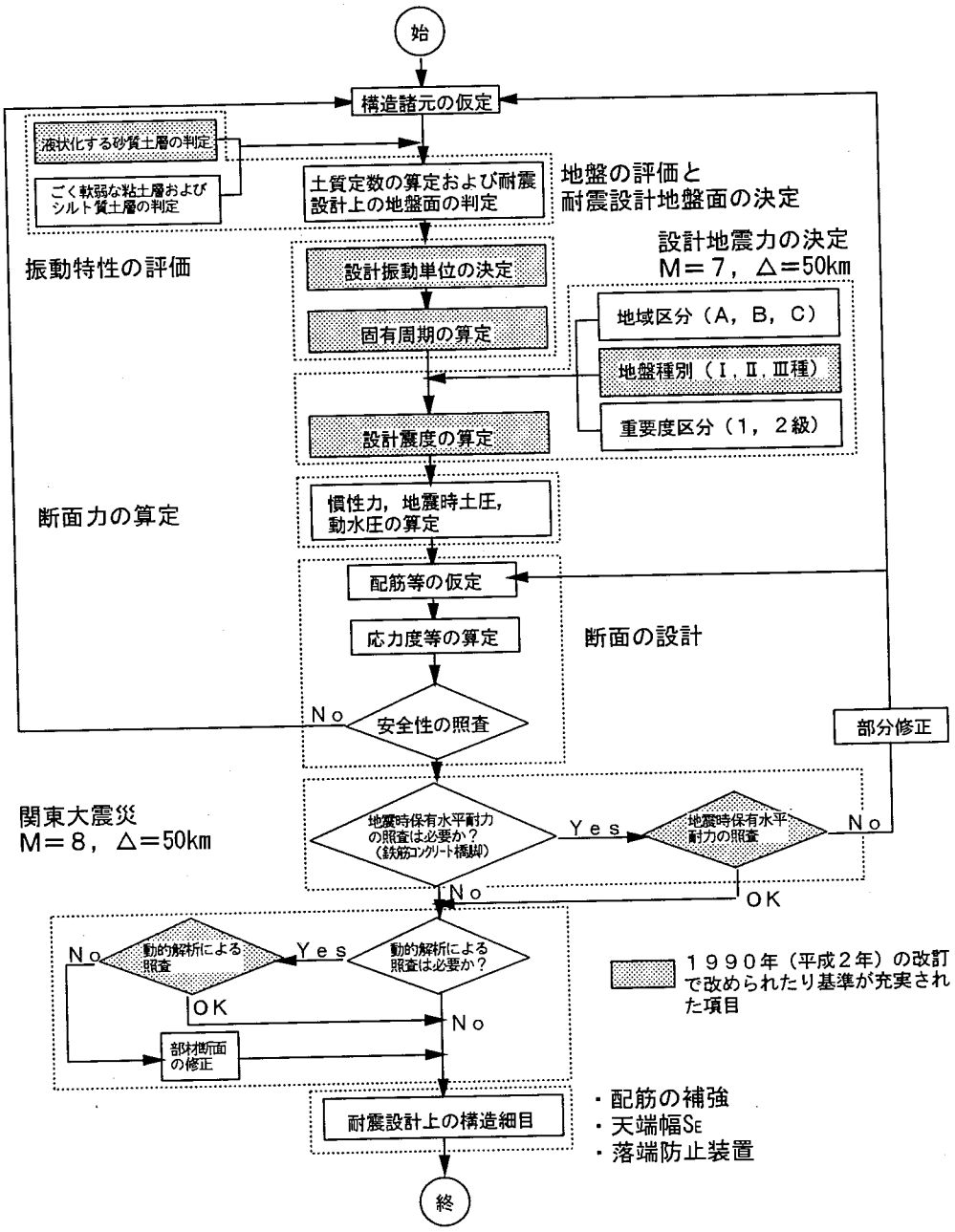


図4-2　耐震設計フロー

（花田真吉）

【参考文献】

[1] 橋梁と基礎74-10、道路橋の耐荷力判定、国広

[2] 道路橋示方書Ⅱ鋼橋偏　平成６年、日本道路協会

４．２　耐力評価

4.2.1　桁の耐力評価

（１）検討内容

構造物は、安全かつ経済的にその使用目的を達するものでなければならない。そのために、構造物は、構造物がうける荷重その他の作用に対して、その全体に過不足のないつりあいのとれた安全度を有するとともに、過大な変形を生じることがなく、気象その他の作用に対して十分に耐久的なものでなければならない。

現在わが国における設計は、弾性理論に基づいた許容応力度設計法であるが、すでに欧州各国で採用されている限界状態設計法を次期道路橋示方書に採用するため検討中である。この限界状態設計法とは構造物の破壊に対する安全度（終局限界状態）と同時にひびわれ・たわみ・振動等の使用面での便益（使用限界状態）を、同一レベルで確保しようとする設計法である。ここでは、主桁部材について、従来の許容応力度設計法と限界状態設計法による計算結果の相違点およびその傾向を示すとともに、現道路橋示方書の活荷重の見直しによる耐力評価についても検討するものである。比較検討にあたっては、ＰＣ道路橋のなかでも最も代表的な構造の一つであるプレキャスト桁を用いたポストテンション方式単純Ｔ桁橋（参考文献［1］　第２章　単純ＰＣＴ桁橋　より出典）を取り上げた。

（２）構造物の概要

対象構造物の一般形状寸法図は図4-3のようであり、ここでは、主桁の設計を行う。

主桁に使用している材料としては、コンクリートの設計基準強度が400kgf/cm^{2}のもの、ＰＣ鋼材にはSWPR7A（12-T12.4）を４ケーブル用いている。また、鉄筋はSD30Aである。

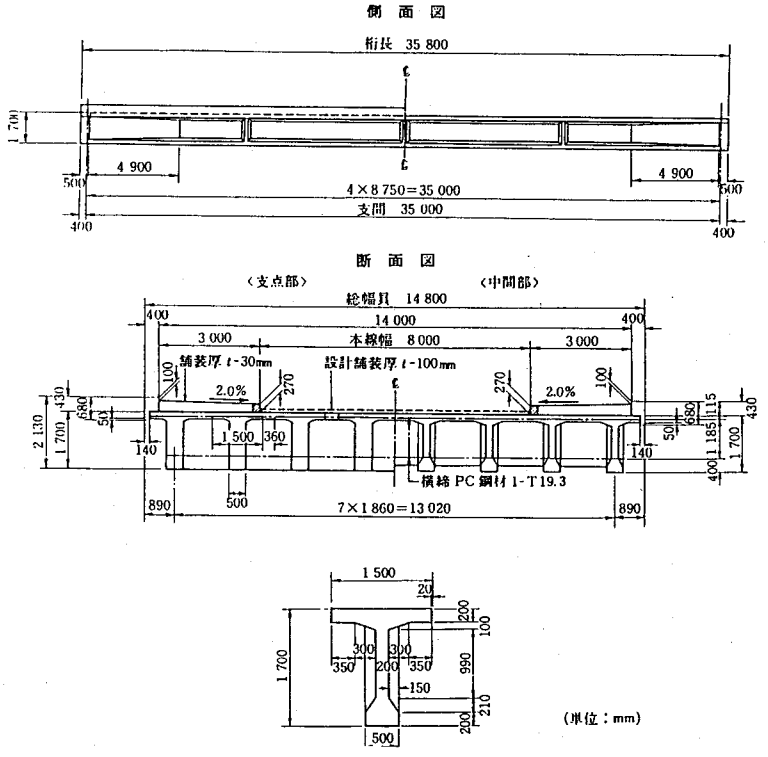


図4-3　形状寸法

（3）荷重

ここでは、L荷重についてのみ示す。

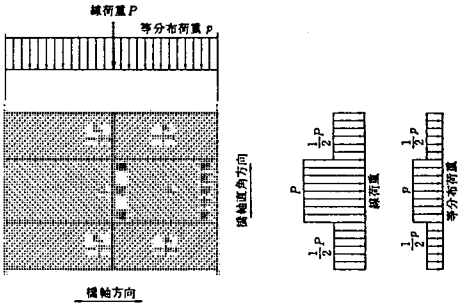


図4-4　L－２０

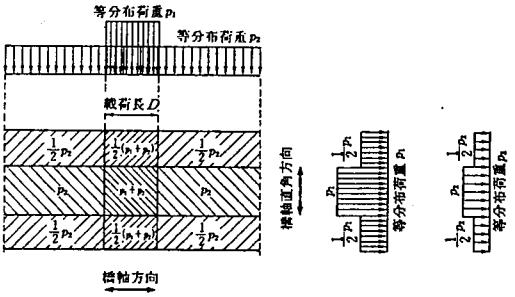


図4-5　B活荷重

表4-5　L－２０

橋の等級	荷重	主載荷荷重（幅5.5m）				従載荷荷重
		線荷重 P (kgf/m)	等分布荷重 p (kgf/m²)			主載荷荷重の50%
			L≦80	80<L≦130	L>130	
1等橋	L-20	5.000	350	430−L	300	
2等橋	L-14	1等橋の70%				

L：支間長（m）

表4-6　B活荷重

主載荷荷重（幅5.5m）						従載荷荷重
等分布荷重 p_1			等分布荷重 p_2			
載荷長 D(m)	荷重(kgf/m²)		荷重(kgf/m²)			
	曲げモーメントを算出する場合	せん断力を算出する場合	L≦80	80<L≦130	L>130	
10	1.000	1.200	350	430−L	300	主載荷荷重の50%

L：支間長(m)

（4）計算手法

許容応力度設計法については、道路橋示方書等により周知の事であるため、限界状態設計法についてのみ計算手法を示す。

(a) 主桁検討断面

曲げに対して：支間中央

せん断に対して： 支点から主桁高さ1/2の点

(b) 断面力の算出

道示Ⅲ7.1に示す直交異方性版理論（Guyon-Massonnet法）により算出する。

表4-7　活荷重による曲げモーメント

	TL-20	B活荷重
G_1	163.23	197.68
G_2	151.14	185.12
G_3	143.56	177.11
G_4	140.25	172.96

表4-8　活荷重によるせん断力

	TL-20	B活荷重
G_1	18.04	23.52
G_2	16.72	22.28
G_3	15.89	21.23
G_4	15.53	20.73

表4-9　死荷重＋活荷重の曲げモメント

	TL-20	B活荷重
G_1	612.84	647.29
G_2	618.58	652.56
G_3	607.43	640.98
G_4	602.47	635.18

単位：tf•m

表4-10　死荷重＋活荷重のせん断力

	TL-20	B活荷重
G_1	68.47	73.95
G_2	69.11	74.67
G_3	67.90	73.24
G_4	67.36	72.56

単位：tf

上表より、Ｇ２桁に着目して検討を行う。

(c) プレストレス力の算出

下図に示す配置により、プレストレッシング中から使用開始までの施工時の安全性を検討した。

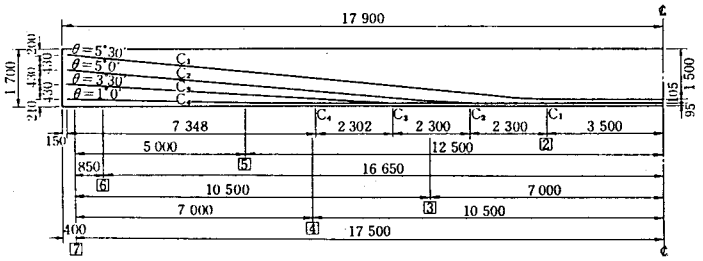


図4-6　ＰＣ鋼材配置

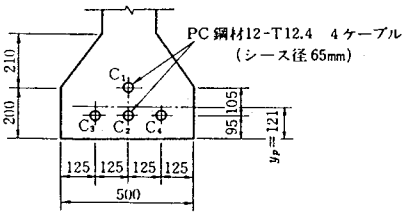


図4-7　中央断面ＰＣ鋼材配置

表4-11　施工時における曲げ応力度

上縁 σ_{to}	22
下縁 σ_{tu}	150
許容値	$-25 < \sigma_t < 175$
限界値	$-24.4 < \sigma_t < 200.0$

単位：kgf/cm^2

許容値：道示Ⅲ3.1および3.3による

限界値：限界状態設計法によるｺﾝｸﾘｰﾄ引張強度

$0.5f'_{ckt}{}^{2/3} / \gamma_{mc} = 24.4\text{kgf/cm}^2$

ｺﾝｸﾘｰﾄ曲げ圧縮応力度

$1/1.7 \times f'_{ckt} / 1.0 = 200.0\text{kgf/cm}^2$

(d) 設計荷重時または使用限界状態（変動荷重時）の検討

ここでは、以下に示す項目について検討を行う。

1）曲げモーメントおよび軸方向力に対する検討

曲げモーメントおよび軸方向力とプレストレス力によるコンクリートの曲げ応力度の和は、次の制限を満足しなければならない。

i)変動荷重作用時のコンクリートの曲げ引張応力度

$0.5f'_{ck}{}^{2/3} / 1.0$の値以上

2）せん断力に対する検討

せん断力のみを考慮する場合のコンクリートの斜め引張応力度は次の制限を満足しなければならない。

i)変動荷重作用時のコンクリートの斜め引張応力度

$0.75 \times 0.5f'_{ck}{}^{2/3} / 1.0$の値以上

使用限界状態の検討に用いる断面力の設計用値は次のように求める。

$$M_{dd} = \gamma_f \cdot M_d + \gamma_f \cdot \phi \cdot M_l \quad (4\text{-}2)$$

$$V_{dd} = \gamma_f \cdot V_d + \gamma_f \cdot \phi \cdot V_l \quad (4\text{-}3)$$

ここに、M_{dd}, V_{dd} ： 使用限界状態の検討に用いる設計曲げﾓｰﾒﾝﾄおよびせん断力

M_d, V_d ： 死荷重の特性値による曲げﾓｰﾒﾝﾄおよびせん断力

M_l, V_l ： 活荷重の特性値による曲げﾓｰﾒﾝﾄおよびせん断力

γ_f ： 使用限界状態のすべての荷重に対する荷重係数＝1.0

ϕ ： 使用限界状態に対する荷重組合せ係数＝1.0

表4-12　設計曲げモーメント

	TL-20	B活荷重
M_d	467.44	
M_l	151.14	185.12
M_{dd}	618.58	652.56

単位：tf･m

表4-13　設計せん断力

	TL-20	B活荷重
V_d	52.39	
V_l	16.72	22.28
V_{dd}	69.11	74.67

単位：tf

よって、設計荷重時または変動荷重時のコンクリートの曲げ応力度および斜め引張応力度は次のようになる。

表4-14　曲げ応力度

	TL-20	B活荷重
上縁 σ_{cu}	105	112
下縁 σ_{cl}	-24	-37
許容値	$-15 < \sigma < 140$	
限界値	$-27.1 < \sigma_c$	

単位：kgf/cm^2

許容値：道示Ⅲ3.3による

限界値：限界状態設計法によるｺﾝｸﾘｰﾄ引張強度

$0.5f'^{2/3}_{ck}/1.0=27.1\text{kgf/cm}^2$

表4-15　斜め引張応力度

	TL-20	B活荷重
σ_1	-1.6	-2.1
許容値	$-10 < \sigma_1$	
限界値	$-20.4 < \sigma_1$	

単位：kgf/cm^2

許容値：道示Ⅲ3.3による

限界値：ｺﾝｸﾘｰﾄの斜め引張応力度

$0.75\times0.5f'^{2/3}_{ck}/1.0=20.4\text{kgf/cm}^2$

（5）終局荷重時または終局限界状態の検討

ここでは、以下に示す項目について検討を行う。

1）曲げモーメントおよび軸方向力に対する検討

設計曲げモーメントM_{ud}の設計曲げ耐力M_{Rd}に対する比に構造物係数γ_iを乗じたものが1以下でなければならない。

2）せん断力に対する検討

設計せん断力V_{ud}の設計せん断耐力V_{yd}に対する比に構造物係数γ_iを乗じたものが1以下でなければならない。

上記項目の1）および2）について、その計算手法を示す。

1）について

i）設計曲げ耐力M_{Rd}の算出

①引張鋼材としてＰＣ鋼材のみを考慮する。このときＰＣ鋼材は多段に配置されているが、これをＰＣ鋼材図心位置に集中１段配置されているものとする。

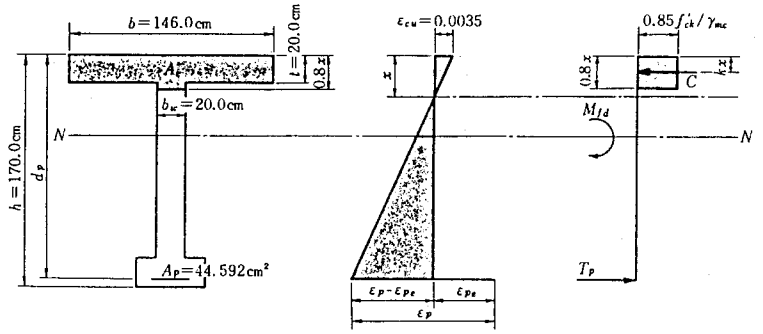
②主桁の断面寸法は、ハンチ部を無視した矩形断面の集合体とする。また、場所打床版部の主桁断面への合成は考えないものとする。

③ＰＣ鋼材の終局釣合ひずみに、有効引張応力度によるＰＣ鋼材のひずみを考慮する。このときのコンクリートひずみの影響は無視する。

④コンクリートの圧縮応力度の分布は、長方形圧縮応力度分布（等価応力ブロック）とする。

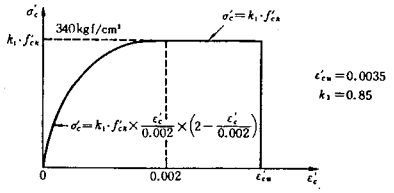
ii）部材の安全性の検討を次式により行う。

$$\gamma_i \cdot M_{ud} / M_{Rd} \leqq 1.0 \qquad (4\text{-}4)$$



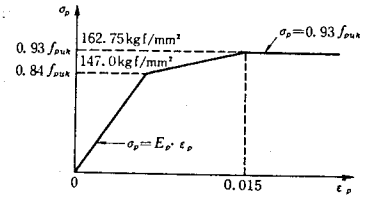
ここに、 d_p：PC 鋼材の図心位置
A_c：コンクリートの圧縮応力度が分布している部分の断面積
ε_{pe}：有効引張応力度による PC 鋼材のひずみ
ε_p：PC 鋼材の終局釣合ひずみ
x ：主桁圧縮縁から中立軸までの距離
M_{fd}：材料強度の計算値より求まる曲げ耐力
C ：コンクリートの圧縮応力度の合力
$= \frac{0.85 f'_{ck}}{\gamma_{mc}} A_c = \frac{0.85 \times 400}{1.3} \times A_c = 261.538 A_c$ kgf
f'_{ck}＝コンクリートの圧縮強度の特性値＝400kgf/cm²
γ_{mc}：コンクリートの材料係数＝1.3（表1.1より）
T_p：PC 鋼材の引張応力度の合力
$= \frac{\sigma_{pd}}{\gamma_{ms}} A_p = \frac{\sigma_{pd}}{1.0} \times 44.592 = 44.592 \sigma_{pd}$ kgf
σ_{pd}：PC 鋼材の終局釣合ひずみより求まる引張強度
γ_{ms}：鋼材の材料係数＝1.0（表1.1より）
A_p：PC 鋼材の断面積＝44.592cm²
kx：圧縮縁からコンクリートの圧縮応力度の合力Cの作用点までの距離

図4-8　断面内のひずみ及び応力分布



（注） σ'_cの値は f'_{ck}=400 kgf/cm² の場合を示す。

図4-9　コンクリートの応力ひずみ



（注） σ_p の値は f_{puk}=175 kgf/mm² の場合を示す。

図4-10　ＰＣ鋼材の応力ひずみ

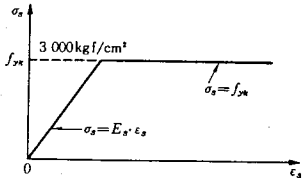


図4-11　鉄筋の応力ひずみ

2）について

ｉ）設計せん断耐力 V_{yd}の算出

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{ped} \qquad (4\text{-}5)$$

ここに、 V_{cd} ： せん断補強鉄筋を用いない設計せん断耐力$= f_{ucd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$

$f_{ucd} = 0.9 \beta_d \beta_p \beta_n \sqrt[3]{f'_{cd}}$

$\beta_d = \sqrt[4]{100d}$　　d:cm　　(β_{dmax}=1.5)

$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_w}$　　(β_{pmax}=1.5)

$\beta_n = 1 + M_0 / M_{ud}$　　(β_{nmax}=2.0)

M_o ： 軸力による引張側縁応力を打ち消すのに必要なモーメント

$= P_e \left(W_u / A_c + e_p \right) \gamma_{fp}$

P_e ： 有効プレストレス力による軸圧縮力

γ_{fp} ： 終局限界状態における永久荷重の荷重係数＝0.9

M_{ud} ： 終局限界状態の設計曲げﾓｰﾒﾝﾄ

γ_{bc} ： 部材係数＝1.3

f'_{cd} ： コンクリートの設計圧縮強度$= f'_{ck} / \gamma_{mc}$＝400/1.3＝307.69kgf/cm²

V_{sd} ： せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力

$= \left[A_w \cdot f_{wyd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s_s \right] z / \gamma_{bs}$

A_w ： 区間 s_sにおけるせん断補強鉄筋の総断面積

f_{wyd} ： せん断補強鉄筋の設計降伏強度＝ f_{yk} / γ_{ms}＝3000/1.0＝3000kgf/cm²

γ_{bs} ： 部材係数＝1.15

V_{ped} ： 有効ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ力のせん断力に平行な成分

$= P_{ed} \cdot \Sigma \sin \alpha_p / \gamma_{bs}$

ii) 部材の安全性の検討を次式により行う。

$$\gamma_i \cdot V_{ud} / V_{yd} \leqq 1.0 \tag{4-6}$$

終局限界状態の検討に用いる断面力の設計用値は次のように求める。

$$M_{ud} = \gamma_{fp} (\rho_f \cdot M_d) + \gamma_{fr} \cdot \phi (\rho_{fl-2} \cdot M_l) \tag{4-7}$$

$$V_{ud} = \gamma_{fp} (\rho_f \cdot V_d) + \gamma_{fr} \cdot \phi (\rho_{fl-2} \cdot V_l) \tag{4-8}$$

ここに、M_{ud}, V_{ud} ： 終局限界状態の検討に用いる設計曲げﾓｰﾒﾝﾄおよび設計せん断力

M_d, V_d ： 使用限界状態における死荷重の特性値による曲げﾓｰﾒﾝﾄおよびせん断力

M_l, V_l ： 使用限界状態における活荷重の特性値による曲げﾓｰﾒﾝﾄおよびせん断力

γ_{fp} ： 終局限界状態における永久荷重に対する荷重係数＝1.1

γ_{fr} ： 終局限界状態における変動荷重に対する荷重係数＝1.2

ρ_f ： 終局限界状態における活荷重以外の荷重修正係数＝1.0

ρ_{fl-2} ： 終局限界状態における活荷重の荷重修正係数＝1.2

ϕ ： 終局限界状態における荷重組合せ係数＝1.0

以上より、終局荷重時または終局限界状態の検討を行った結果を以下に示す。

表4-16 終局荷重時（許容応力度法）の曲げモーメントおよび軸方向力に対する検討

	TL-20	B活荷重
曲げ耐力 M_r	1076.99	1076.99
M_u	1051.59	1109.35
M_r/M_u	1.02	0.97
	＞ 1.0	＜ 1.0

※$M_u = 1.7(M_d + M_l)$ 単位：tf･m

表4-17 終局荷重時（許容応力度法）のせん断力に対する検討

	TL-20	B活荷重
設計せん断力 S_R	146.45	146.45
終局時せん断力 S_u	117.49	126.94
S_R / S_u	1.25	1.15
	＞ 1.0	＞ 1.0

単位：tf

表4-18 終局限界状態（限界状態設計法）の曲げモーメントおよび軸方向力に対する検討

	TL-20	B活荷重
M_{Rd}	936.51	936.51
M_{ud}	731.83	780.76
M_{Rd}/M_{ud}	1.28	1.20
	＞ 1.2	≧ 1.2

※$M_{ud} = 1.1M_d + 1.2(1.2M_l)$ 単位：tf･m

表4-19 終局限界状態（限界状態設計法）のせん断力に対する検討

	TL-20	B活荷重
設計せん断耐力 V_{yd}	113.75	113.75
終局時せん断力 V_u	81.71	89.71
V_{yd} / V_u	1.39	1.27
	＞ 1.2	＞ 1.2

単位：tf

ただし、スターラップ配置間隔は15cmとして計算した。

（6）設計結果の比較

ここまで、今回取り上げたポストテンション方式単純T桁橋について、道路橋示方書の許容応力度設計法からみたコンクリート標準示方書の限界状態設計法による相違点や計算結果の傾向をまとめると次のようになる。

① 使用限界状態における限界値の取り方が許容応力度法に比べて非常に緩いものとなっている。これは、通常の供用または耐久性に関連する限界状態であり、荷重レベルは低く、頻繁に作用する荷重によって発生するものであるから、限界状態に達する発生確率をある程度大きくとっているためと思われる。

② 終局限界状態については、構造物の耐荷力にとって極めて重大な事態が生じる限界の状態であり、発生確率を0に近くまで小さくし限界値を設定したものである。許容応力度設計法による終局時の検討は計算過程こそ異なるが、この終局限界状態に基づいているため、下表に示す計算結果の比較からわかるように安全係数に対する余裕比はほとんど差がない。

表4-20　曲げモーメントおよび軸方向力に対する検討

		TL-20	B活荷重
許容応力度設計法	$(M_r/M_u)/F$	1.02	0.97
限界状態度設計法	$(M_{Rd}/M_{ud})/\gamma_i$	1.07	1.00

表4-21　せん断力に対する検討

		TL-20	B活荷重
許容応力度設計法	$(S_R/S_u)/F$	1.25	1.15
限界状態度設計法	$(V_{yd}/V_u)/\gamma_i$	1.16	1.06

また、TL-20による設計値に対して、B活荷重による設計時の耐力評価について今回の計算結果をまとめると、次のようになる。

① 活荷重による断面力は、曲げﾓｰﾒﾝﾄが22%でせん断力が33%の増加率である。

② 設計荷重作用時または変動荷重作用時での設計断面力は、曲げﾓｰﾒﾝﾄが５%でせん断力が８%の増加率である。

③ 終局荷重時（許容応力度法）での設計断面力は、曲げﾓｰﾒﾝﾄが５%でせん断力が８%の増加率であり、終局限界状態（限界状態設計法）では、それぞれ７%および10%の増加率となっている。若干ではあるが、活荷重の修正に対しては限界状態設計法の方が耐力の評価が厳しい結果が得られることがわかる。

（中田泰広）

【参考文献】

[1] 西澤紀昭（主査）・石橋忠良・鈴木素彦・米田利博、コンクリート橋の設計、新示方書によるコンクリート構造物の設計例シリーズ第１巻、技報堂出版、1987年

4.2.2 橋脚の耐力評価

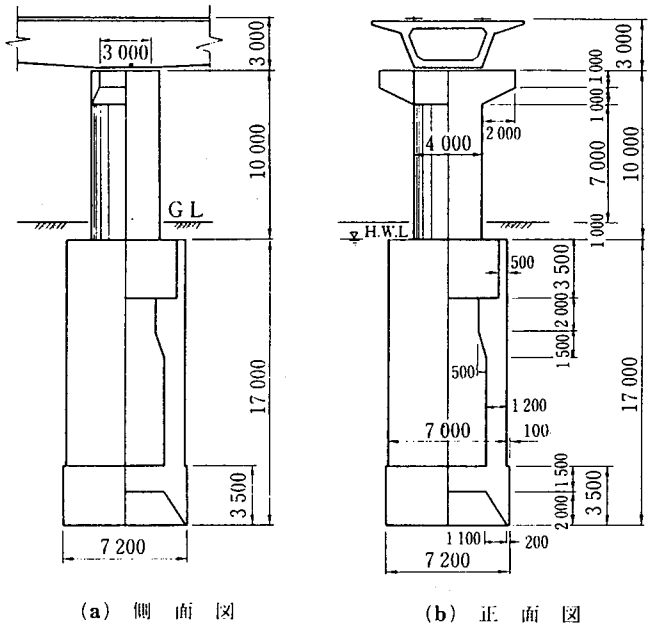
（1） 検討内容

先日の阪神大震災（正式には阪神・淡路大震災）で日本の土木構造物も未曾有の損害を受けた。日本の耐震設計は世界でもっとも厳しいものの一つと考えられるが、知識の蓄積とともに耐震設計も進歩し、古い耐震設計に基づいて構築された構造物ほど耐震性は一般的に劣ると言える。阪神高速道路、新幹線のコンクリート橋脚が脆く破壊した第一の理由に、当時の耐震設計が今から見れば不十分であったことが挙げられる。その意味で、高速道路、鉄道等の既存の橋梁の補強が進められつつあり、阪神大震災後は益々その要請は強まっている。

ここでは、新旧の耐震設計でどの程度設計の結果に差が出るかを検討するために、現行の鉄道構造物の設計基準である「鉄道構造物等設計標準・同解説　コンクリート構造物」（1992年10月）と一世代前の「国鉄建造物設計標準解説　鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物　プレストレストコンクリート鉄道橋」（1983年4月）とで比較を行っている。両者の大きな違いは、設計水平震度の基準値であり、1.0と0.2と大きく異なっている。また、前者は限界状態設計法に基づいているのに対し、後者は、許容応力度設計法に一部終局強度設計法を取り入れたものとなっている。なお、限界状態設計法に基づいている土木学会の「コンクリート標準示方書（平成３年制定）」による設計との比較も併せて行った。現行コンクリート標準示方書に基づく設計例を示した既往の文献［1］を参考に、新幹線用の複線プレストレストコンクリート連続箱桁橋（スパン50m程度）を支える鉄筋コンクリート単柱橋脚（円形中実断面）を対象構造物として取り上げた。

（2） 構造物の概要

対象構造物の一般形状寸法図は図4-12のようである。また、設計断面を図4-13に示す。



（a） 側 面 図　　（b） 正 面 図

図4-12　一般形状寸法図［1］

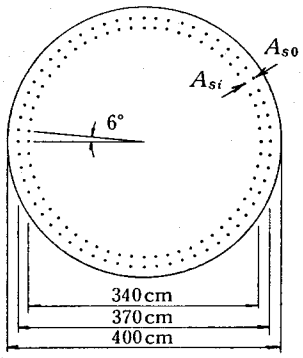


図4-13　橋脚の設計断面［1］

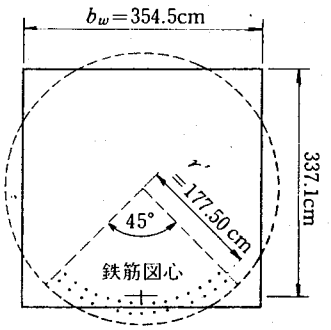


図4-14　等価な正方形断面［1］

構造物に使用している材料としては、コンクリートは設計基準強度が270kgf/cm^{2}のもの、鉄筋はSD345である。断面寸法は図4. 13に示すとおり直径4.0mであり、軸方向鉄筋はD32を外側、内側に60本づつ、帯鉄筋はD25を外側、内側に200mm間隔で配置してある。

構造物が設置される場所の条件として、地震活動程度が平均的な地域で、砂質土の地盤を考える。

（3）　荷重

荷重としては、地震の影響としての慣性力、変動荷重としての列車荷重、自重等の永久荷重を考慮する。なお、慣性力としては、水平方向のみを考慮することとする。

（4）　計算手法

a）鉄道構造物等設計標準・同解説　コンクリート構造物（以下、新設計標準）

地震の影響としては、水平方向の慣性力を考える。想定している構造物の固有周期は概ね0.4秒であり［1］、設計塑性率を2.0と設定すれば、水平方向の慣性力は次式で表される設計水平震度K_hを用いて計算される。

$$K_h = \nu_1 \nu_2 \nu_3 K_{h0} \qquad (4\text{-}9)$$

ここで、K_{h0}　：設計水平震度の基準値で1.0である。

ν_1　：地域別補正係数で、平均的な地震活動地域であるので1.0となる。

ν_2　：応答特性別補正係数で、固有周期が0.4秒であり、地盤が砂質土であるので0.85となる。

ν_3　：設計塑性率別補正係数で、設計塑性率が2.0であるので0.58となる。

上式より、K_{h0}は0.493となる。考慮する永久荷重W_dは上部工の自重W_{d1}と橋脚自身の重量W_{d2}で次のようである。

$W_d = W_{d1} + W_{d2}$=2200tf+385tf=2585tf

上記の永久荷重の他に列車荷重（1線のみに載荷）L_aと地震時土圧E_eを考える。

L_a=265tf

E_e=10tf

従って、橋軸直角方向の水平方向の慣性力は永久荷重と列車荷重に設計水平震度を乗じて次のように求められる。

$E_q=K_h(W_d+L_a)=0.493\times(2585\text{tf}+265\text{tf})=1405\text{tf}$

なお、各々の慣性力の作用位置は上部工自重が橋脚下端から12.0m、橋脚自重が同じく5.0m、列車荷重が15.3mのところである。

以上より、橋脚下端で橋軸直角方向においては以下のような断面力（軸方向力N_d'、せん断力V_d、曲げモーメントM_d）が計算される。

$N_d'=\gamma_{fp}W_d+\gamma_{fv}L_a=1.0\times2585\text{tf}+1.0\times265\text{tf}=2850\text{tf}$

$V_d=\gamma_{fa}(E_q+E_e)=1.0\times(1405\text{tf}+10\text{tf})=1415\text{tf}$

$M_d=\gamma_{fa}K_h(12.0W_{d1}+5.0W_{d2}+15.3L_a)=1.0\times0.493\times(12.0\times2200+5.0\times385+15.3\times265)=15963\text{tf}\cdot\text{m}$

なお、γ_{fp}、γ_{fv}、γ_{fa}は地震の影響を考慮する際の永久荷重、活荷重、偶発荷重に対する荷重係数である。

一方、橋脚下端での橋脚の断面耐力は次のように求められる。曲げ耐力の設計用値M_{ud}は図4-8より次式で表される。

$M_{ud}=M_{uk}/\gamma_b=9492.1/1.0=9492.1\text{tf}\cdot\text{m}$

ここに、M_{uk}は曲げ耐力の特性値、γ_bは部材係数である。従って、安全性の照査は構造物係数をγ_iとすれば、

$\gamma_i\times M_d/M_{ud}=1.0\times15963/9492.1=1.68>1.0$　NOT OK

となり、耐力が不足している。また、せん断耐力の設計用値V_{yd}は等価な正方形断面を考え（図4-14）、式（4-5）より、

$V_{yd}=V_{cd}+V_{sd}=V_{ck}/\gamma_{b1}+V_{sk}/\gamma_{b2}=335.4/1.15+1039.8/1.0=1331.5\text{tf}$

ここに、V_{cd}、V_{ck}はコンクリートが受け持つせん断耐力の設計用値と特性値であり、V_{sd}、V_{sk}はせん断補強鉄筋が受け持つせん断耐力の設計用値と特性値である。また、γ_{b1}、γ_{b2}はそれぞれの部材係数である。安全性の照査は、

$\gamma_i\times V_d/V_{yd}=1.0\times1415.0/1331.5=1.06>1.0$　NOT OK

となりこちらも耐力が不足している。

なお、実際のせん断補強鉄筋比は0.3%は、設計塑性率に相当する靭性を確保するために必要なせん断補強鉄筋比（新設計標準の付属資料11）としては足りている。

b）国鉄建造物設計標準解説　鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物
プレストレストコンクリート鉄道橋（以下、旧設計標準）

地震の影響は水平方向の慣性力であり、次式で表現される設計水平震度を用いて計算される。

$$K_h=\Delta_1\Delta_2\Delta_3K_0 \qquad (4\text{–}10)$$

ここで、K_0 ： 基準水平震度で0.2である。

Δ_1 ： 地域別係数で、平均的な地震活動地域であるので1.0となる。

Δ_2 ： 地盤別係数で、砂質土であることより1.0となる。

Δ_3 ： 地盤の特性ごとに定まる構造物の応答特性に応じた補正係数で、砂質土で構造物の固有周期が0.4秒であることより1.136となる。

以上より、設計水平震度は0.227となる。これより、橋脚下端で橋軸直角方向に作用する断面力は、許容応力度の照査に対しては、

$N_d'=W_d+L_a=2585+265=2850\text{tf}$

$V_d=E_q+E_e=K_h\times W_d+E_e=0.227\times2850+10=657.0\text{tf}$

$M_d=K_h(12.0\times W_{d1}+5.0\times W_{d2}+15.3\times L_a)=0.227\times(12.0\times2200+5.0\times385+15.3\times265)=7350.1\text{tf}\cdot\text{m}$

である。この断面力を用いて、部材の各応力度を計算し、許容応力度と比較すると、

$\sigma_c'=M_d/I\times y_c=7350.1\times10^5/(2.95\times10^8)\times72.9=181.8\text{kgf/cm}^2>100\times1.5=150\text{kgf/cm}^2$ NOT OK

$\sigma_s=nM_d/I\times y_t=15\times7350.1\times10^5/(2.95\times10^8)\times264.2=9873\text{kgf/cm}^2>2000\times1.5=3000\text{kgf/cm}^2$ NOT OK

$\tau=V_d/(bd)=657.0\times10^3/(354.5\times337.1)=5.50\text{kgf/cm}^2<1.5\times4.2=6.3\text{kgf/cm}^2$ OK

つまり、せん断応力度に対しては満足されているが、曲げ応力度に対して、許容応力度は満足されていない。

次に、部材断面の破壊に対する検討に際して用いる断面力は、

$N_d'=1.0\times W_d+1.0\times L_a=1.0\times2585+1.0\times265=2850\text{tf}$

$V_d=1.5\times(E_q+E_e)=1.5\times(K_h\times W_d+E_e)=1.5\times(0.227\times2850+10)=985.4\text{tf}$

$M_d=1.5\times K_h(12.0\times W_{d1}+5.0\times W_{d2}+15.3\times L_a)=1.5\times0.227\times(12.0\times2200+5.0\times385+15.3\times265)=11025.2\text{tf}\cdot\text{m}$

なお、上式中の右辺各項の1.0、1.5という数値は部材断面の破壊に対する検討に用いる荷重組合せ係数である。一方、断面の耐力は、

$M_u=9492.1\text{tf}\cdot\text{m}$

$V_u=V_c+V_s=4.2\times354.5\times337.1+1039.8=501.9+1039.8=1541.7\text{tf}$

すなわち、曲げ耐力は不足し、せん断耐力は足りている。

$M_d/M_u=1.16>1.0$ NOT OK

$V_d/V_u=0.64<1.0$ OK

なお、構造細目としての耐震上必要な帯鉄筋比は0.05%であり、実際の帯鉄筋比0.3%はそれ以上となっており、満足している。

c）コンクリート標準示方書［1］

地震の影響は、ここでも設計水平震度で考慮し、次式で表される。

$$k_h=\nu_1\nu_2\nu_3\nu_4\nu_5k_0 \qquad (4\text{–}11)$$

ここに、k_0 ： 標準設計震度で0.2である。

ν_1 ： 地域別補正係数で、平均的な地震活動地域であることより0.85となる。

ν_2 ： 地盤別補正係数で、砂質土であることより1.0となる。

ν_3 ： 構造物の固有周期による補正係数で、砂質土地盤上にあり固有周期が0.4秒であることより、2.0となる。

ν_4 ： 設計想定地震時における構造物の限界状態による補正係数で、軽微な損傷（設計塑性率=2.0に相当する）を限界状態とするので0.7となる。

ν_5 ： 計算上考慮しない部材の耐震効果に関する補正係数で、1.0とする。

以上より、設計水平震度は0.238となる。この値を用い、橋脚下部での橋軸直角方向の断面力を求めると、

$N_d'=\gamma_{fp}W_d+\gamma_{fl}L_a=1.0\times2585+1.0\times265=2850.0\text{tf}$

$V_d=\gamma_{fa1}E_q+\gamma_{fa2}E_a=\gamma_{fa1}k_hW_d+\gamma_{fa2}E_a=1.0\times0.238\times2850+1.1\times10=689.3\text{tf}$

$M_d=\gamma_{fd}k_h(12.0\times W_{d1}+5.0\times W_{d2}+15.3\times L_a)=1.0\times0.238\times(12.0\times2200+5.0\times385+15.3\times265)=7706.3\text{tf}\cdot\text{m}$

一方、断面耐力は、

$M_{ud}=M_{uk}/\gamma_b=9492.1/1.15=8254.0\text{tf}\cdot\text{m}$

$V_{yd}=V_{cd}+V_{sd}=V_{ck}/\gamma_{b1}+V_{sk}/\gamma_{b2}=335.4/1.56+1039.8/1.38=215.0+753.5=968.5\text{tf}$

従って、

$\gamma_i M_d/M_{ud}$=1.0×7706.3/8254.0=0.93<1.0　OK

$\gamma_i V_d/V_{yd}$=1.0×689.3/968.5=0.71<1.0　OK

つまり、曲げおよびせん断に対し条件は満足されている。

靭性を確保するために必要なせん断補強鉄筋比として示されている値は、0.2%以上であり、実際のせん断補強鉄筋比0.3%はそれを満足している。

（5）　設計結果の比較

前節での結果の通り、土木学会のコンクリート標準示方書で設計された場合を除き対象とした橋脚では安全でない結果となった。旧設計標準では、せん断では問題なかったが、曲げで安全性が満足されていないという結果となり、新設計標準では曲げ、せん断ともに安全性が満足されていない。このような差異が生じた大きな理由は、地震の影響を考慮するための設計水平震度の大きさである。コンクリート標準示方書では0.238であり、旧設計標準では0.227であるが破壊の検討に際し荷重組合せ係数として1.5が乗じられるので0.341に相当する。また、新設計標準では0.493である。鉄道構造物の新旧設計標準を比較すると、新設計標準の場合の方が断面耐力の断面力に対する比が小さく、数値の上からも地震に対しより安全な設計となっていることが明らかである。

（上田　多門）

【参考文献】

[1] 町田篤彦（主査）、石原重孝、今井義明、古川毅：橋梁下部・基礎構造物の設計、新示方書によるコンクリート構造物の設計例シリーズ第3巻、技報堂出版、1987年

4．3　補強設計

4.3.1　はじめに

現在、コンクリート構造物の早期劣化および道路橋の設計荷重の変更により、現存するコンクリート構造物の力学的性能の再評価およびその結果に応じた適切な補修および補強が急務な課題となってきている。また、阪神大震災はその流れを益々早めている。現在行われている補強方法には、（a）内ケーブル方式や外ケーブル方式によるプレストレス導入工法、（b）鋼板接着方法、（c）上面増し厚工法、（d）下面増し厚工法等があるが、これらの補強方法の中では、（a）ＰＣ鋼材を用いた外ケーブル方式によるプレストレス導入工法と（b）鋼板接着方法による補強が主として行われている。

（a）および（b）による補強は、十分な補強効果を有するが、施工性や耐腐食性の面で改良すべき点も多い。近年このような背景から、高強度、高耐久性、軽量等の優れた特徴を有する連続繊維補強材をＰＣ鋼材や鋼板の代替材としてコンクリート構造物の補修・補強材として用いることが検討され、その補強実績も増えつつある。

本章では、連続繊維を外ケーブルとして用いる場合の補強設計および連続繊維シートをコンクリート部材に貼り付ける場合の補強設計に関する考え方の一例を示す。なお、ここで言う連続繊維には、繊維のみを束ねたものおよび繊維を樹脂で硬化させたものの両者を含む。

4.3.2　連続繊維を外ケーブルとして用いたはり部材の補強設計

（１）曲げに対する設計方法

外ケーブル方式によりプレストレスを導入したコンクリートはり（以下「外ケーブル式ＰＣはり」と言う）の変形および曲げ耐力は、変形の適合条件および外ケーブルの位置変化を考慮した精算法により精度良く予測できる［1］。しかしながら、実際の設計で用いるには計算が複雑であり、より簡単な設計方法が要求される。ここでは、外ケーブル式ＰＣはりの実用的な曲げ耐力の算定方法の一例を述べる。

外ケーブル式ＰＣはりの曲げ耐力を考える上で重要なことは、如何にして外ケーブルの有効高さの変化量と終局時の外ケーブルの応力を算定するかである。睦好ら［1］は、２点集中荷重を受ける外ケーブル式ＰＣはり（図4–15参照）の外ケーブルの終局時の有効高さおよび応力を以下に示す式により求めることができるとしている。

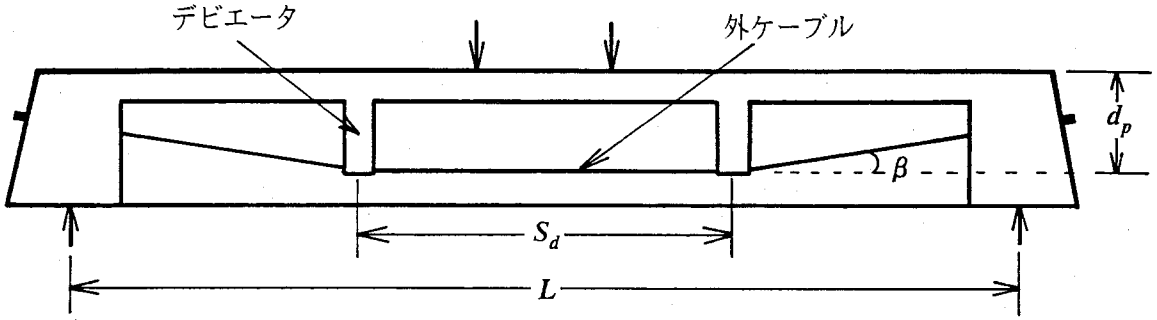


図4–15　２点集中荷重を受ける外ケーブル式ＰＣはり

＜終局時の外ケーブルの有効高さ$d_{p.u}$＞

$$d_{p.u}=R_d\,d_p \tag{4–12}$$

ここで、d_p：外ケーブルの有効高さ（cm）、R_d：有効高さ低減係数。

$$R_d=1.0-0.022\left(\frac{L}{d_p}-5\right)\left(\frac{S_d}{L}-0.2\right)+0.0186p_m\frac{L}{d_p} \tag{4-13}$$

ここで、L：スパン長（cm）、S_d：デビエータ間隔（cm）、p_m：補強筋比。

$$p_m=A_s\frac{f_{sy}}{bd_sf_c'} \tag{4-14}$$

ここで、A_s：引張補強鉄筋の断面積（cm^2）、f_{sy}：引張鉄筋の降伏強度（kgf/cm^2）、b：断面幅（cm）、d_s：引張鉄筋の有効高さ（cm）、f_c'：コンクリートの圧縮強度（kgf/cm^2）。

式（4-13）は、２点載荷の場合のケーブル有効高さの低減係数であり、１点載荷の場合のケーブル有効高さの低減係数R_{dl}は、次式で表される。

$$R_{dl}=0.71+0.29R_d \tag{4-15}$$

＜終局時の外ケーブルの応力$f_{p.u}$＞

$$f_{p.u}=f_{pe}+\Omega_uE_p\varepsilon_{cu}'\left(\frac{d_p}{c}-1\right) \tag{4-16}$$

ここで、f_{pe}：有効プレストレス（kgf）、Ω_u：歪み低減係数、E_p：外ケーブルの弾性係数（kgf/cm^2）、ε_{cu}'：コンクリートの終局歪み。

$$\Omega_u=4.36\frac{d_p}{L}-0.084\frac{S_d}{L} \tag{4-17}$$

$$c=\frac{-B+\sqrt{B^2-4A_1C_1}}{2A_1} \tag{4-18}$$

$$A_1=0.85f_c'b_wB_1 \tag{4-19}$$

$$B_1=A_p\left(E_p\varepsilon_{cu}'\Omega_u\frac{L_1}{L_2}-f_{pe}\right)+A_s'f_{sy}'-A_sf_{sy}+0.85f_c'(b-b_w)h_f \tag{4-20}$$

$$C_1=-A_pE_p\varepsilon_{cu}'\Omega_ud_p\frac{L_1}{L_2} \tag{4-21}$$

ここで、h_f：フランジ厚さ（cm）、b_w：ウェブ幅（cm）、A_s'：圧縮補強鉄筋の断面積（cm^2）、f_{sy}'：圧縮補強鉄筋の降伏強度（kgf/cm^2）。

最終的に、外ケーブル式ＰＣはりの曲げ耐力は、式（4-12）（4-16）を用い、通常の曲げ理論により求めることができる。なお、式（4-16）は、Naaman［2］により提案されているアンボンド式ＰＣはり（「付着のないプレストレストコンクリートはり」を言う）の終局時におけるケーブル応力の算定式に基づいたものであり、式（4-16）中の歪み低減係数Ω_uは、外ケーブル式ＰＣはりではデビエータ間においてケーブルが直線となるために、アンボンド式ＰＣはりに比べケーブルの伸びが小さくなることを表したものである。終局時の外ケーブルの応力を与えるその他の方法として、佐伯ら［3］は、Pannell式［4］をもとに塑性ヒンジ長に関する係数などを修正した式を提案している。また、表4-22［5］は、その他の研究者により提案されているアンボンド式ＰＣはりの終局時のケーブル応力の算定式を示すものであるが、これらの式も適切な修正を行うことにより外ケーブル式ＰＣはりにおける外ケーブルの終局応力算定式として用いることができる。

表4-22　アンボンド式ＰＣはりにおけるケーブルの終局応力予測式［5］

	Approach I	Approach II
Harajli and Hijazi	(VI) $f_{ps} = f_{pe} + \gamma_s f_{pu}(1 - 1.8\frac{c}{d_p}) \leq f_{py}$ $c = \frac{\mu_p A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A'_s f_y - C_f}{0.85\beta_1 f'_c b_w + 1.8\gamma_s A_{ps} f_{pu}/d_p}$ $C_f = 0.85 f'_c (b - b_w) h_f$ if $\beta_1 c < h_f$; $C_f = 0$, $b_w = b$ $\gamma_s = (0.1 + \frac{2.0}{S/d_p})(\frac{n_o}{n})$ $\mu_p = \frac{f_{pe}}{f_{pu}} + \gamma_s$ If compression reinforcement is taken into account when calculating f_{ps}, then c/dp shall be taken not less than 0.25 and d's shall be no grater than $0.15d_p$	$f_{ps} = f_{pe} + \gamma_s f_{pu}\left(1 - \frac{2.1}{\beta_1}[\rho_p \frac{\mu_p f_{pu}}{f'_c} + \frac{d_s}{d_p}(\omega_s - \omega'_s)]\right) \leq f_{py}$ $\gamma_s = (0.1 + \frac{2.0}{S/d_p})(\frac{n_o}{n})$ $\mu_p = \frac{f_{pe}}{f_{pu}} + \gamma_s$ If compression reinforcement is taken into account when calculating f_{ps}, then the term: $\rho_p \frac{\mu_p f_{pu}}{f'_c} + \frac{d_s}{d_p}(\omega_s - \omega'_s)$ shall be not less than 0.17 and d's shall be no greater than $0.15d_p$
Harajli	(VII) $f_{ps} = f_{pe} + (10{,}000 + \frac{f'_c}{100\rho_p})(0.4 + \frac{8}{S/d_p}) \leq f_{py}$ or $f_{pe} + 60{,}000$ (psi)	

Source	Method		
Warwaruk et al	(I)	$f_{ps} = f_{pe} + 30{,}000 - \frac{\rho_p}{f'_c} \times 10^{10}$ (psi)	
Mattock-ACI 318-89	(II) for S/dp < 35	$f_{ps} = f_{pe} + 10{,}000 + \frac{f'_c}{100\rho_p} \leq f_{py}$ or $f_{pe} + 60{,}000$ (psi)	
	(II) for S/dp > 35	$f_{ps} = f_{pe} + 10{,}000 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$ (psi) $\leq f_{py}$ or $f_{pe} + 30{,}000$ (psi)	
Tam and Pannell	(III) $f_{ps} = q_u f'_c/\rho_p$ $q_u = \frac{q_e + \lambda}{1 + \lambda/\alpha} - \frac{q_s \lambda}{\alpha + \lambda}$ $\lambda = \frac{10.5\rho_p \varepsilon_{cu} E_{ps} d_p}{S f'_c}$ $q_e = \frac{A_{ps} f_{pe}}{b d_p f'_c}$ $q_s = \frac{A_s f_y}{b d_p f'_c}$ $\alpha = \frac{\text{compressive force at ultimate}}{f'_c b c}$	Equivalent to:	$f_{ps} = f_{pe} + \gamma_s(1 - \frac{c}{d_p})$ $c = \frac{\mu_p A_{ps} + A_s f_y - A'_s f_y - C_f}{0.85\beta_1 f'_c b_w + \gamma_s A_{ps}/d_p}$ $C_f = 0.85 f'_c (b - b_w) h_f$ if $\beta_1 c < h_f$; $C_f = 0$, $b_w = b$ $\gamma_s = \frac{10.5 E_{ps} \varepsilon_{cu}}{S/d_p} = \frac{900}{S/d_p}$ $\mu_p = f_{pe} + \gamma_s$
Canadian Code CAN3-A23.3-M77	(IV) $f_{ps} = f_{pe} + \frac{725}{S_e}(d_p - c_y)$ $c_y = \frac{\phi_{ps} A_{ps} f_{py} + \phi_s A_s f_y}{0.85\phi_c \beta_1 f'_c b}$	Equivalent to:	$f_{ps} = f_{pe} + \gamma_s(1 - \frac{c_y}{d_p})$ $c_y = \frac{\phi_{ps} A_{ps} f_{py} + \phi_s A_s f_y}{0.85\phi_c \beta_1 f'_c b}$ $\gamma_s = \frac{725}{S_e/d_p}$
Du and Tao	(V) $f_{ps} = f_{pe} + 114 - 280 q_o \leq f_{py}$ ... for $q_o < 0.3$ $q_o = \frac{A_{ps} f_{pe}}{b d_p f'_c} + \frac{A_s f_y}{b d f'_c}$		

ここで、外ケーブルにより補強した単鉄筋Ｔ形断面はりを取り上げ、終局曲げモーメントの算定方法を具体的に考えてみる。

外ケーブル式ＰＣはりの曲げ破壊モードとしては、圧縮部コンクリートでの圧縮破壊と外ケーブルの破断による破壊が考えられる。両者ともに脆性的な破壊形式であるが、一般的には、外ケーブルの破断による部材の破壊をけることを第一に考えるべきであると思われる。

今、外ケーブル式ＰＣはりの終局限界状態としてコンクリートの曲げ圧縮破壊を考える場合、式（4-16）により得られる終局時の外ケーブルの応力が、連続繊維の一軸引張強度（f_u）より小さくなることを確認する必要がある。

$$f_{p.u} < f_u \tag{4-22}$$

式（4-22）の条件が満足される場合、Ｔ形断面はりの終局曲げモーメントは、（a）中立軸がフランジ内にある場合と（b）ウェブ内にある場合に分けて以下のように求めることができる。ただし、コンクリートと鉄筋の応力ひずみ関係は、土木学会コンクリート標準示方書［6］の規定に準ずる。すなわち、コンクリートの圧縮応力度の分布として図4-16に示す等価応力ブロックを仮定し、鉄筋の応力－ひずみ曲線は図4-17に示す完全弾塑性モデルとする。また、連続繊維の応力－ひずみ曲線は完全弾性モデルとする（図4-17）。

（a）中立軸がフランジ内にある場合（$0.8x<t$）

水平方向の力の釣り合い式より中立軸位置を求める。

$$0.68f_c'bx=A_pf_{p.u}+A_sE_s\frac{d_s-x}{x}\varepsilon_{cu}' \tag{4-23}$$

ここで、f_c'：コンクリートの一軸圧縮強度、A_p：外ケーブルの断面積、$f_{p.u}$：終局時の外ケーブルの応力、A_s：鉄筋の断面積、E_s：鉄筋の弾性係数、d_s：鉄筋の有効高さ、x：中立軸の高さ、ε_{cu}'：コンクリートの終局歪み（=0.35%）。

ただし、鉄筋が降伏している場合は、式（4-23）は次式となる。

$$0.68f_c'bx=A_pf_{p.u}+A_sf_{sy} \tag{4-24}$$

ここで、f_{sy}：鉄筋の降伏応力（kgf/cm^2）。

終局曲げモーメントM_uは、次式により求められる。

$$M_u=A_pf_{p.u}(d_{p.u}-0.4x)+A_sE_s\frac{(d_s-x)}{x}\varepsilon_{cu}'(d_s-0.4x) \tag{4-25}$$

ここで、$d_{p.u}$：終局時の外ケーブルの有効高さ（cm）。

ただし、鉄筋が降伏している場合は、式（4-25）は次式となる。

$$M_u=A_pf_{p.u}(d_{p.u}-0.4x)+A_sf_{sy}(d_s-0.4x) \tag{4-26}$$

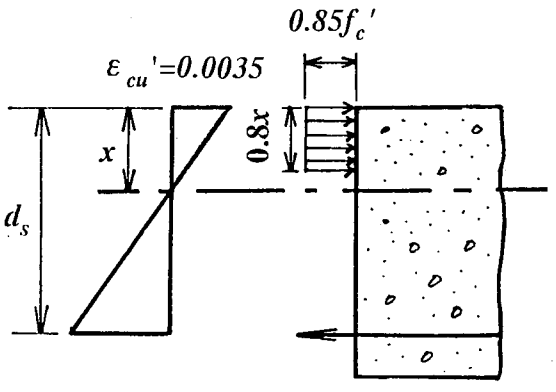


図4-16　コンクリートの圧縮応力度分布

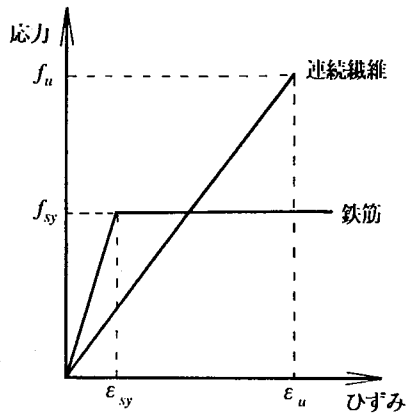


図4-17　鉄筋および連続繊維の応力－ひずみ関係

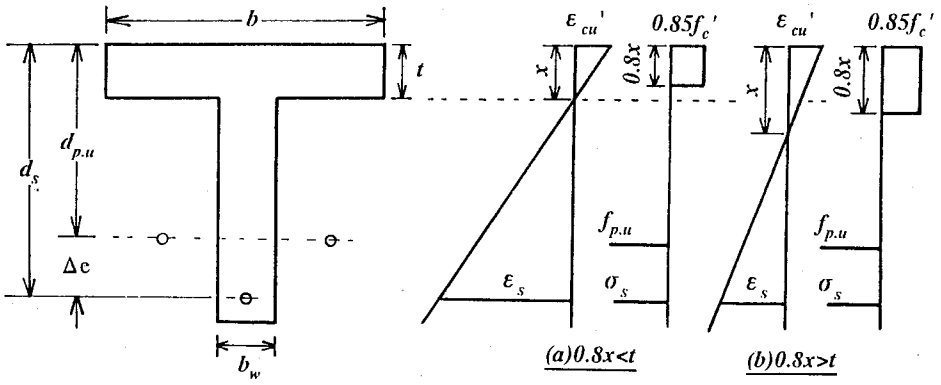


図4−18　はり断面の終局状態

（b）中立軸がウェブ内にあるとき

水平方向の力の釣り合い式より中立軸位置を求める。

$$0.68f_c'bt+0.68f_c'b_w(0.8x-t)=A_pf_{p.u}+A_sE_s\frac{d_s-x}{x}\varepsilon_{cu}' \tag{4-27}$$

ここで、t：フランジの厚さ（cm）。

コンクリート内部の鉄筋が降伏している場合は、式（4−27）は次式となる。

$$0.68f_c'bx+0.68f_c'b_w(0.8x-t)=A_pf_{p.u}+A_sf_{sy} \tag{4-28}$$

終局曲げモーメントM_uは、次式により求められる。

$$M_u=A_pf_{p.u}(d_{p.u}-x_0)+A_sE_s\frac{(d_s-x)}{x}\varepsilon_{cu}'(d_s-x_0) \tag{4-29}$$

ただし、鉄筋が降伏している場合は、式（4−29）は次式となる。

$$M_u=A_Pf_{P.u}(d_{P.u}-x_0)+A_sf_{sy}(d_s-x_0) \tag{4-30}$$

$$x_0=\frac{bt^2+b_w(0.8x^2-t^2)}{2[bt+b_w(0.8x-t)]} \tag{4-31}$$

実際の補強設計では、コンクリートの劣化または設計荷重の増加に伴い不足する曲げモーメントに対し、外ケーブルの断面積および導入プレストレス量を求めることになる。

（２）せん断に対する設計方法

外ケーブル方式ではり部材を補強する場合のせん断耐力の増加量として、導入されるプレストレスによるものとデビエータで生ずる上向き（作用せん断力と逆向き）の力によるものが考えられる。ここでは、外ケーブル式ＰＣはりのせん断耐力を、土木学会コンクリート標準示方書［6］の棒部材の設計せん断耐力式を基準とした以下の式により考える。

$$V=V_c+V_s+V_p \tag{4-32}$$

V_c：コンクリートが受け持つせん断力

$$V_c=0.9f_c^{1/3}(100/d)^{1/4}(100p_s)^{1/3}(1+2\frac{M_0}{M_u})b_wd \quad (4\text{–}33)$$

ここで、f_c'：コンクリートの圧縮強度（kgf/cm^2）、$\mathbf{d}$：有効高さ（cm）、p_s：鉄筋比、M_0：デコンプレションモーメント、M_u：抵抗曲げモーメント、b_w：ウェブ幅（cm）。

V_s：せん断補強筋が受け持つせん断耐力

$$V_s=A_wf_{wy}(\sin\alpha+\cos\alpha)\frac{z}{s} \quad (4\text{–}34)$$

ここで、A_w：１組のせん断補強筋の断面積（cm^2）、f_{wy}：せん断補強筋の降伏強度（kgf/cm^2）、z：圧縮応力の合力の作用位置から引張補強材図心までの距離（cm）（$=d/1.15$）、α：せん断補強筋が部材軸となす角度、s：せん断補強筋の配置間隔（cm）。

V_p：デビエータでの外ケーブル張力の鉛直力

$$V_p=P_0\sin\beta \quad (4\text{–}35)$$

ここで、P_0：導入プレストレス力（kgf）、β：外ケーブルの曲げ上げ角度。

先に述べたように、外ケーブルの張力は、作用せん断力の増加とともに大きくなる。すなわち、抵抗力V_pが、増加することになる。しかしながら、せん断破壊する時のケーブル張力を予測することは難しいため、式（4–35）では、安全側の近似としてプレストレス導入時の外ケーブルの張力を用いている。

実際の補強設計では、コンクリートの劣化または設計荷重の増加に伴い不足するせん断力に対し、外ケーブルの断面積および導入プレストレス量を求めることになる。

（３）　デビエータ設計時の留意点

デビエータの設計は、外ケーブル張力の鉛直成分の力に対して行う必要がある。この場合の外ケーブルの張力は、式(4–16)により求めることができる。

連続繊維は、繊維を一方向に並べた一方向強化材であり、曲げ成形した場合や曲げ上げた場合には、一軸引張強度以下の応力で破断する場合がある［7］。よって、デビエータの設計を行う際に、連続繊維製ロープの強度低下が起こらないように曲げ半径の大きさおよびデビエータの配置位置を決定する必要がある。一般的な曲げ半径の大きさについては、４．４にて説明する。

一般に、外ケーブルの有効高さと鉄筋の有効高さの差を△e（図4–18参照）とすると、プレストレスが作用することによる同じひび割れ幅に対する曲げモーメントの増加量は、△eを小さくするほど大きくなる［8］。供用時のひび割れに対する配慮から、△eをできるだけ小さくするように外ケーブルの有効高さ、すなわち、デビエータの位置を決定する必要がある。

4.3.3　連続繊維シートを用いたはり部材の補強設計

（１）　曲げに対する設計方法

連続繊維シートではり部材を補強する場合には、連続繊維シートをはり部材の底面に貼り付ける（曲げ補強シート）方法と側面に貼り付ける（せん断補強シート）方法がある（図4–19参照）。前者は、曲げ耐力の向上を目的とし、後者は、せん断耐力の向上を目的とした補強方法である。

ここでは、はり部材の底面に連続繊維シートを貼り付けた場合の曲げ耐力算定方法の考え方の一例を示す。

連続繊維シートで曲げ補強したはり部材の曲げ耐力は、連続繊維シートが剥離（連続繊維シートの付着破壊）するかどうかにより大きく異なる。すなわち、連続繊維シートが剥離せず破断する場合および連続繊維シートが剥離せずコンクリートが圧縮破壊する場合の耐力は、従来の曲げ理論により評価するすることができるが、連続繊維シートが剥離する場合には、連続繊維シートが破断もしくはコンクリートが圧縮破壊するとして曲げ理論により求めた耐力より小さくなる。ただし、連続繊維シートが剥離する場合の曲げ耐力は、剥離が起こる時のシートの引張応力を算定できれば、曲げ理論に剥離時のシートの引張応力を用いてその耐力を概ね評価できる。したがって、どのような条件でシートの剥離が発生するか定量的に把握することができれば、剥離の有無によらず連続繊維シートで補強したはり部材の曲げ耐力を、従来の曲げ理論により算定できることになる。

現在までの連続繊維シートの剥離に関する研究成果として、連続繊維シートの平均付着応力がある限界値に達した時に剥離が起こると考えたもの［9］（図4-20参照）や平均付着応力とすべり量との関係により剥離が起こるかどうかを考えることができるとしたもの［10］（図4-21参照）等が報告されている。しかしながら、現時点では統一的な見解は得られおらず、明確な剥離の発生基準は明らかにされていない。

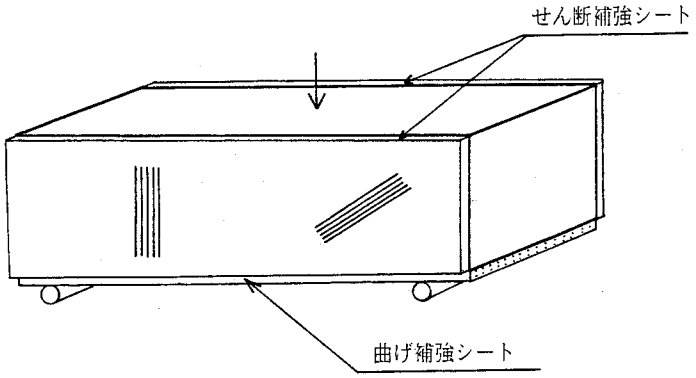


図4-19　連続繊維シートによるはり部材の補強

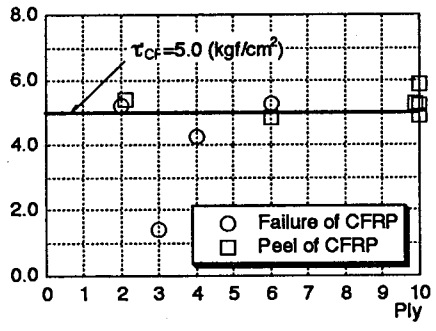


図4-20　シートの層数と平均付着応力

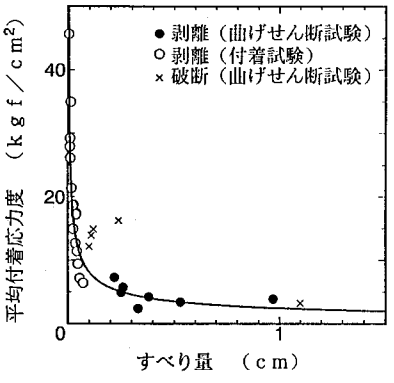


図4-21　平均付着応力とすべり量

今、連続繊維シートが剥離するときの平均付着応力が与えられていると仮定した場合の曲げ耐力の算定方法を、単鉄筋矩形はりを例に考えてみる。この場合、終局限界状態として連続繊維シートの剥離を伴わないコンクリートの曲げ圧縮破壊を想定する。ただし、ここで用いるコンクリート、鉄筋および連続繊維シートの応力ひずみ関係は、図4-16および図4-17に示すものである。

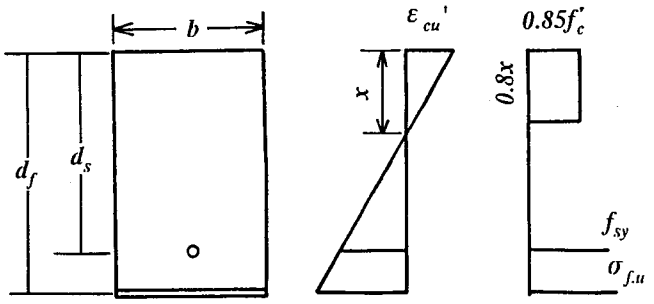


図4-22　はり断面の終局状態

連続繊維シートが剥離しないと仮定した場合、コンクリートの圧縮破壊と連続繊維シートの破断が同時に起こる時の連続繊維シートの補強量は、水平方向の力の釣り合いより求められ、次式で与えられる。

$$A_f=\frac{0.68k_b d_f bf_c'-A_s f_{sy}}{f_u} \tag{4-36}$$

$$k_b=\frac{\varepsilon_{cu}'}{\varepsilon_f+\varepsilon_{cu}'} \tag{4-37}$$

ここで、A_f：連続繊維シートの断面積（cm^2）、f_u：連続繊維シートの破断強度（cm^2）、d_f：連続繊維シートの有効高さ（cm）、b：断面幅（cm）、f_c'：コンクリートの圧縮強度（kgf/cm^2）、A_s：引張補強鉄筋の断面積（cm^2）、f_{sy}：引張補強鉄筋の降伏強度（kgf/cm^2）、ε_{cu}'：コンクリートの終局歪み（=0.35%）、ε_f：連続繊維シートの破断歪み。

ここでは、コンクリートの曲げ圧縮破壊を想定しているため、連続繊維シートの補強量を式（4-36）により計算される値以上とする必要がある。

中立軸は、以下に示す水平方向の力の釣り合いより求めることができる。

$$0.68f_c'bx=A_s f_{sy}+A_f E_f\frac{d_f-x}{x}\varepsilon_{cu}' \tag{4-38}$$

上式より計算された中立軸位置xより、終局時のシートの引張応力$\sigma_{f.u}$は、次式で表される。

$$\sigma_{f.u}=E_f\frac{d_f-x}{x}\varepsilon_{cu}' \tag{4-39}$$

今、剥離が起こる限界の平均付着応力を$\tau_{b.u}$、連続繊維シートの貼り付け面積をA_bとすると、剥離が起こる時のシートの引張応力は、

$$\sigma_{b.u}=\frac{\tau_{b.u}A_b}{A_f} \tag{4-40}$$

と表される。ここで、終局時に連続繊維シートの剥離が起こらない為には、

$$\sigma_{f.u}<\sigma_{b.u} \tag{4.41}$$

なる条件を満足する必要があり、式（4-40）を満たすように補強量A_fを求めなければならない。

最終的に終局曲げモーメントM_uは、次式により求められる。

$$M_u=A_s f_{sy}(d_s-0.4x)+A_f E_f \frac{(d_f-x)}{x}\varepsilon'_{cu}(d_f-0.4x) \tag{4.42}$$

実際の補強設計では、コンクリートの劣化または設計荷重の増加に伴い不足する曲げモーメントに対し、連続繊維シートの補強面積を求めることになる。ただし、上述した方法は、剥離が起こる時の平均付着応力を既知として考えたものであり、平均付着応力を明確に定義できる基準が存在しない現時点では、適切な実験により剥離が起こる限界の付着応力を確認した上で上述の方法により補強設計を行うことが望ましい。この場合、補強を行う構造物に格子状のひび割れおよび亀甲状の貫通ひび割れがあり、ひび割れ界面のずれ変形やすり磨き作用が予想される場合には、十分な補強効果を期待できないことがあるため、連続繊維シートを貼り付けることによる補強が可能な範囲の損傷度であることを確かめておく必要がある［11］。なお、損傷度の評価に関しては、4．4において詳述する。

（2）せん断に対する設計方法

ここでは、連続繊維シートをはり部材の側面に貼り付けた場合（図4-19参照）のせん断耐力の算定方法の考え方の一例を示す。

連続繊維シートでせん断補強したはり部材の破壊形式としては、（a）シートが破断することによるせん断破壊、（b）せん断補強シートが剥離することによるせん断破壊、（c）せん断補強シートが剥離する前にコンクリートが圧縮破壊する場合が考えられる。既往の実験結果で観察されている破壊モードは、そのほとんどが（b）であり、破壊モード（a）および（c）に対するせん断耐力の算定方法を検討することができないため、ここでは（b）の破壊モードに対するせん断耐力の算定方法についてのみ述べる。

既往の実験結果［12］より、（b）の破壊モードに対するせん断耐力は、土木学会コンクリート標準示方書［6］に準じた以下の式により求めることができるものと考えられる。

$$V=V_c+V_s+V_{sheet} \tag{4-43}$$

ここで、V_cはコンクリートが受け持つせん断力、V_sはせん断補強筋が受け持つせん断力で、それぞれ式（4-33）（4-34）により求めることができる。なお、式（4-43）においては、曲げ補強シートおよびせん断補強シートのコンクリートが受け持つせん断力（斜めひび割れ発生耐力）に対する寄与分は考慮しないものとしている。

V_{sheet}：連続繊維シートが受け持つせん断力で次式により求める。

$$V_{sheet}=A_{sheet}\sigma_u \tag{4-44}$$

ここで、A_{sheet}：連続繊維シートの断面積（cm^2）、σ_u：終局時の連続繊維シートの引張応力（kgf/cm^2）、z：圧縮応力の合力の作用位置から引張補強材図心までの距離（$=d/1.15$）。なお、式（4-44）は、斜材の角度を45度と仮定したトラスモデルに基づいものであり、連続繊維シートの断面積は、区間$d/1.15$内の面積を意味する。

式（4-44）により連続繊維シートが受け持つせん断力を計算する場合、終局時の連続繊維シートの引張応力が与えられなければならない。しかし、現在のところ、剥離時のせん断補強シートの引張応力を予測できる合理的な方法は見あたらない。よって、実際に補強設計を行う場合は、連続繊維シートで補強したはり部材の曲げせん断試験等によりそのせん断補強効果を確認しておくことが望ましい。

なお、鋼板接着によるコンクリート構造物の許容応力度法に基づいた補強設計例が、文献［13］に詳述されており、連続繊維シートによる補強設計を行う際にその基本的な設計概念を参考とすることができる。

（佐藤　靖彦）

【参考文献】

[1] 睦好宏史・土田一輝・MATUPAYONT Songkiat：外ケーブルＰＣ部材の曲げ性状および曲げ耐力算定法に関する研究、土木学会論文集、No.508/V-26、pp.67-78、1995年

[2] Antoine E. Naaman and Fadii M. Alkhair : Stress at Ultimate in Unbonded Post-Tensioning Tendons - Part 1 : Evaluation of the State-of-the Art, ACI Structual Journal, Vol.88, No.5, pp.641-650, 1991

[3] 佐伯昇他：アラミドロープを用いた外ケーブルＰＲＣ部材の挙動、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.15、No.2、pp.777-782、1993

[4] F. N. Pannell : The Ultimate Moment of Resistance of Unbonded Prestressed Concrete Beams, Magazine of Concrete Research, pp.43-54, 1969

[5] M. H. Harajli and M. Y. Kanj : Ultimate Strength of Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons, ACI Structual Journal, pp.663-673, 1991

[6] コンクリート標準示方書（平成３年版）設計編、土木学会、1991年

[7] 連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用、コンクリートライブラリー72、土木学会、1992年

[8] 横道英雄：コンクリート橋、技報堂

[9] 大野了他：曲げを受けるシート状CFRPとコンクリートとの付着性状、土木学会第49回年次学術講演会講演概要集、pp.914-915、1994年

[10] 当目雅人他：連続繊維シートを用いたコンクリート部材の設計手法について、土木学会北海道支部論文報告集、第51号（A）、pp.494-497、1995年

[11] ショーボンドＣＦＲＰ接着工法　設計・施工マニュアル、ショーボンド建設

[12] 宇治公隆：シート状連続炭素繊維補強材を用いた既存鉄筋コンクリート部材のせん断耐力向上効果に関する研究、コンクリート工学論文集、Vol.3、No.2、pp.37-46、1992年

[13] ショーボンド技術資料シリーズ、No.G-005、ショーボンド建設株式会社

4．4　施工法

4.4.1　はじめに

本章の目的は、寒冷地に適した新素材を用いたコンクリート構造物の補修・補強工法に関する施工指針を作製することである。ところが、この工法は新しい手法であり、現時点では従来ある工法に比較して未だ施工実績に乏しく不明確のところも多いのが現状である。そこで、本章では、今後の施工指針の確立を目指して、その資料をまとめることにした。本章で取り扱う補修・補強工法は、現時点での代表的な工法である以下の3工法である。

a) 炭素繊維シートによる接着工法

b)アラミド繊維を用いた外ケーブル工法

c) 炭素繊維・アラミド繊維シートによる巻き付け工法

従来から実施されてきたコンクリート構造物の補修・補強工法には、種々の工法があり、構造物の種類によっても異なるが、代表的な補修工法としては、以下のようなものがある。まず、補修工法として、

1) ひび割れ注入による補修工法

2) 断面修復による補修工法

3) 表面処理による補修工法

があり、補修・補強工法としては、

4) 増桁による補修・補強工法

5) 増厚による補修・補強工法

6) 鋼板接着による補修・補強工法

7) 鋼板またはRC巻立工法

8) 合成桁または重ねばりにする方法

9) プレストレス導入工法

10) 打換え工法

11) 置き換え工法

などが挙げられる。このうち補修・補強工法としては、4) ～7) の工法が一般的であり、多くの実績がある。また、6) の鋼板接着工法については、その特性からFRP接着工法とともに補修工法として分類される場合もあるが［1］、ここでは補修・補強工法として整理している。

本章で取り扱う工法のうち、炭素繊維シートによる接着工法は 6) の範疇に入り、アラミド繊維による外ケーブル工法は 9) に分類される。また、炭素繊維やアラミド繊維を橋脚や柱に巻き付けて耐震補強を行う方法は7) の工法に対応するものである。

4.4.2　補強方法の選択と損傷度

コンクリート構造物の補修・補強工法にあたっては、対象とする構造物の損傷度を的確に把握することが施工上特に重要となる。**図4-23**は、一般的な損傷レベルに応じた対策工法と検査の流れを示したものである［2］。図から、一般的な補強工法は重度の損傷レベルに対応していることがわかる。

新素材による補修・補強工法と損傷レベルとの対応については、現在までのところ明確な規定は無いが、炭素繊維シートによる補修・補強工法については、以下のような資料がある［3］。すなわち、**表4-23**

による損傷度［4］でⅢ～Ⅳのレベル、表4-24による損傷度［5］でⅠ～Ⅱのレベル、および表4-25による損傷度［6］でB～Cのレベルが提案されている。いずれにしても、各損傷レベルにあって、最悪な状態である”緊急に補修・補強が必要な著しい損傷レベル”以前の状態までが適用範囲であると考えられる。

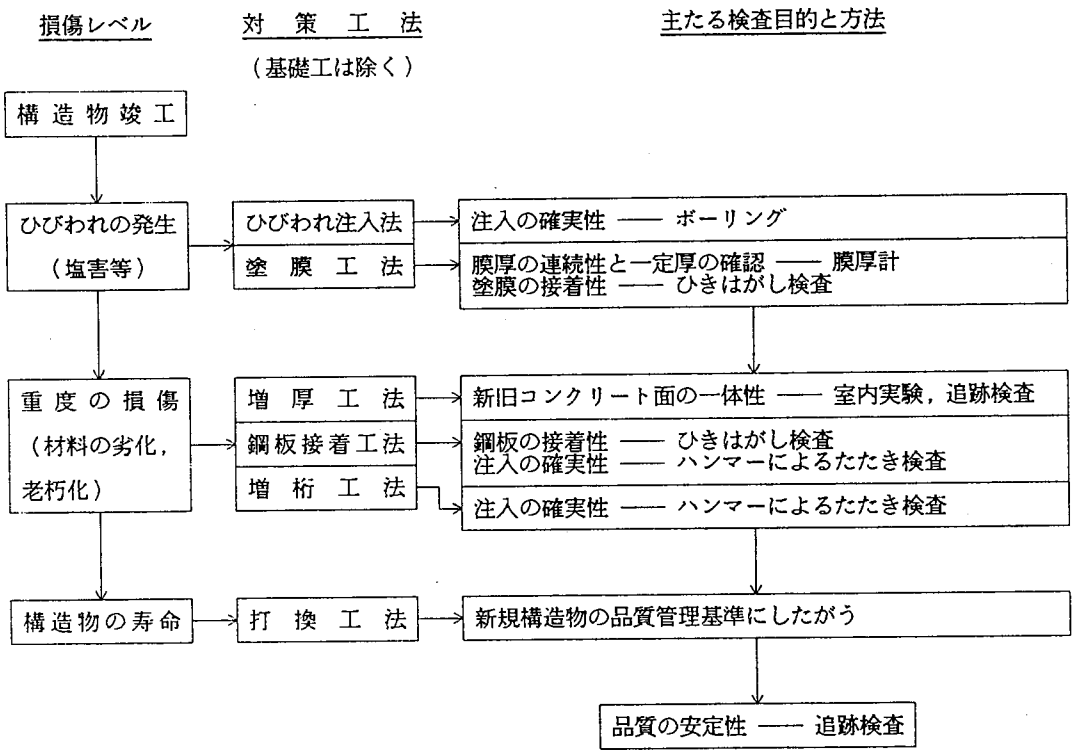


図4-23　損傷レベルに応じた対策工法と検査の流れ

表4-23　RC床版の損傷度の区分

損傷度	損傷状況
Ⅰ	亀甲状のひびわれが50cm程度未満の最小間隔で発生しており、角欠けを伴ったひびわれが多く、錆汁、漏水および遊離石灰がかなり認められる場合
Ⅱ	二方向のひびわれが生じ、漏水や遊離石灰が認められる場合
Ⅲ	部分的に二方向のひびわれが発生しており、漏水や遊離石灰が認められる場合
Ⅳ	一方向のひびわれが発生しているが、漏水や遊離石灰が認められない場合

表4-24　詳細調査パネルの損傷度判定基準

項目／ランク	ひびわれ間隔・形状	ひびわれ幅	ひびわれ密度
Ⅰ	○1.0m以上 ○一方向のみ	0.5mm以下 （ヘアークラック程度）	
Ⅱ	○1.0m～0.5m ○一方向が主で直角方向は従、かつ格子状でない	0.1mm以下が主であるが一部に0.1mm以上も存在する。	2～4 m／m^2
Ⅲ	○0.5m程度 ○格子状直前のもの	0.2mm以下が主であるが一部に0.2mm以上も存在する。	4 m/m^2程度
Ⅳ	○0.5m～0.2m ○格子状に発生	0.2mm以上かなり目立ち部分的な角落ちも見られる。	4～8 m/m^2
Ⅴ	○0.2m以下 ○格子状に発生	0.2mm以上が目立ち連続的な角落ちが生じている。	8 m/m^2程度

表4-25　パネル別床版の損傷度判定標準（遊離石灰）

損傷度	床版の状況		判定の標準
A	一般部	遊離石灰が２方向に発生しており、両方向ともその間隔が50cm以下で、かつ、遊離石灰が泥水，錆汁で変色している。また、「B」でその進行が早いもの。	損傷が著しい。 緊急な補修が必要。
	継目部	施工継目部において、遊離石灰が泥水，錆汁で変色している。	
B	一般部	遊離石灰が２方向に発生しており、両方向ともその間隔が50cm以下で、その色が白いもの。また、「C」でその進行が早いもの。	損傷が大きい。 早急な補修が必要。
	継目部	施工継目部において、遊離石灰が発生しており、その色が白いもの。	
C	遊離石灰が２方向に発生しており、いずれかの方向の間隔が50cm以上となっている。 （亀甲状となっていない、またはその間隔が大きい。） また、「D」の損傷度でその進行の早いもの。		損傷が大きくなりつつある。 適時な補修が必要。
D	遊離石灰が１方向に発生している。		損傷は小さい。 定期的な点検が必要。
E	遊離石灰が認められない。		――――

4.4.3 接着工法

（1）一般事項

新素材による接着工法では、補強材として炭素繊維シートやアラミド繊維シートが用いられる。ここでは、代表的な接着工法である炭素繊維シートによる工法を中心に述べる。

（2）使用材料と品質規格

(a) 使用材料

補強材として用いられる炭素繊維の種類、およびその品質については第１章で詳しく述べている。ここでは表4-26に、補修・補強材として用いられる炭素繊維の特性の一例を示す［7］。また、それらを用いた材料の試験方法については、第２章に述べられているので、ここでは省略する。

(b) 品質規格

現在までのところ、補強材である炭素繊維シート、含浸接着剤、およびプライマー、あるいは炭素繊維強化プラスチックス(CFRP)の品質規格は、特に決まったものは無いが、各社で個々に施工マニュアルを作製して施工時の目安としている段階である。表4-27は、炭素繊維シート、含浸接着剤、プライマー、および炭素繊維強化プラスチックス(CFRP)の品質規格の一例である［8］。

表4-26 炭素繊維クロス（シート）の諸特性

一般分類		ＣＦストランド	ＣＦＵＤプリプレグ		ＣＦＲＰロッド	（参考）
名称		ダイアリード	リベラーク		リードライン	普通鋼材
結合材料		－－	エポキシ樹脂		エポキシ樹脂	化学組成
比重		1.8～2.1	1.6	1.6	1.6	7.85
引張強度 (Kg/cm2)		2.7～4.0 *E4	2.7 *E4	4.0 *E4	2.1 *E4	0.4 *E4
弾性係数 (Kg/cm2)		2.4～8.0 *E6	6.5 *E6	2.4 *E6	1.5～3.0 *E6	2.1 *E6
伸び (%)		0.4～1.7	0.4	1.7	1.3	20.0
形状		連続繊維	幅 250～330mm	厚 0.1～0.2mm	異形丸棒 D 5～D17	任意
特性	加工性	△	○	○	△	△
	非発錆	○	○	○	○	×
	非磁性	○	○	○	○	×
	耐久性	○	○	○	○	×

表4-27 使用材料の品質規格の一例

(1) カーボン繊維の品質規格

試験項目	試験方法	単位	規格値
目付	－	g／m²	300＋(0～25)
比重	JIS R 7601	g／cm³	1.80 ± 0.04
引張強度	JIS R 7601	kgf／mm²	460以上
引張弾性率	JIS R 7601	kgf／mm²	23500 ± 1000

表4-27　使用材料の品質規格の一例（続き）

(2) 含浸接着剤の品質規格

試験項目	試験方法	単位	試験条件	規格値
曲げ強度	JIS K 7203	kgf／cm²	20℃、7日間	400以上
引張強度	JIS K 7113	kgf／cm²	20℃、7日間	300以上
引張せん断強度	JIS K 6850	kgf／cm²	20℃、7日間	100以上

(3) プライマーの品質規格

試験項目	試験方法	単位	試験条件	規格値
接着強度	建研式または JIS A 6910	kgf／cm²	20℃、7日間	20以上

(4) CFRPの品質規格

試験項目	試験方法	単位	規格値
引張強度	JIS K 7073	kgf／mm²	350以上
引張弾性率	JIS K 7073	kgf／mm²	20000以上

強度および弾性率の算出に際しては、カーボン繊維のみの断面積とする。

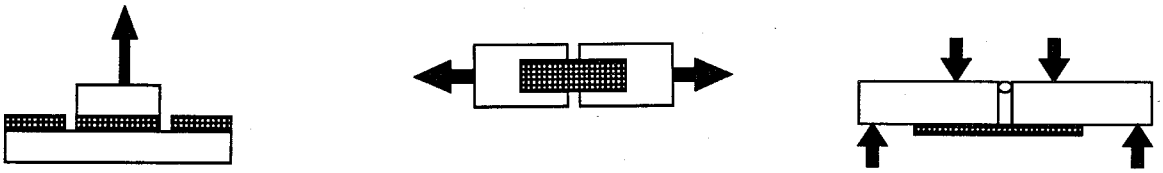
（3）施工方法

(a) 準備工

準備工の重要な役割は、その後に続く各工程が迅速かつ確実に進行することを可能にするためのものである。ここでは、大きく二種類の作業が必要となる。一つは、施工場所の損傷度を確認し、炭素繊維シートによる接着工法が適切かどうかを再度現場で確認することである。他の一つは、使用材料の受け入れ、施工位置の確認写真撮影などである。

接着強度による既存コンクリート構造物の損傷度の判定

新素材繊維による接着工法の大きな特徴は、接着剤の役割が大きく、コンクリートの品質や損傷度が工法の寿命に大きく寄与することである。従って繊維とコンクリートとの接着力を算定することは、非常に重要である。接着力を求める試験方法は、図4-24に示すように、接着面に直角な方向に引く試験と、面に対して平行に引く試験、および曲げ載荷試験による方式の３種類の方法に分けられる。現場における試験としては、図中のi)の方法が便利であるが、実際の接着工法における状態はii)又はiii)の状態に近い場合が多いため、両者の関係を把握することも必要であろう。i) の方法であるJIS A 6909 、および建研式付着試験による試験結果の一例を表4-28に示す［9］。同じく、ii) の方式による試験結果を図4-25および図4-26に示す［10］。



i) 接着面に垂直に引く試験
JIS A 6909 建研式

ii) 接着面に平行に引く試験

iii) 曲げ載荷による試験

図4-24　３種類の付着試験方法

表4.28　付着強度試験結果

糸のタイプ	試験片番号	CFRPの下地	破壊荷重 (kg)	付着強度 (kg/cm²)	破壊状況
T-300	①	プレパックドコンクリート	920	57.5	プレパックドコンクリートの凝集破壊
	②	コンクリート	800	50.0	コンクリートの凝集破壊
	③	厚膜型ポリブタジエン樹脂	120	7.5	パテとポリブタジエン塗膜の間の剥離
T-700SC	④	プレパックドコンクリート	940	58.5	プレパックドコンクリートの凝集破壊
	⑤	コンクリート	700	43.8	コンクリートの凝集破壊
	⑥	厚膜型ポリブタジエン樹脂	260	16.3	パテとポリブタジエン塗膜の間の剥離

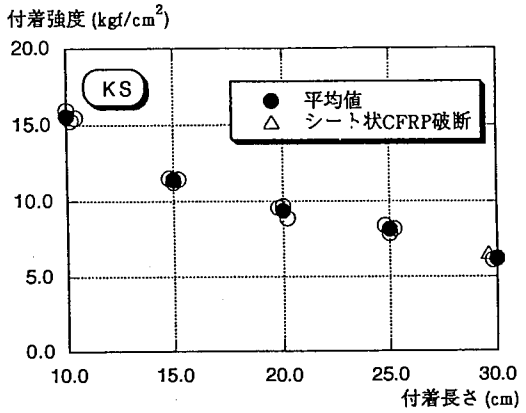


図4-25　シート状CFRPの付着強度と付着長さの関係

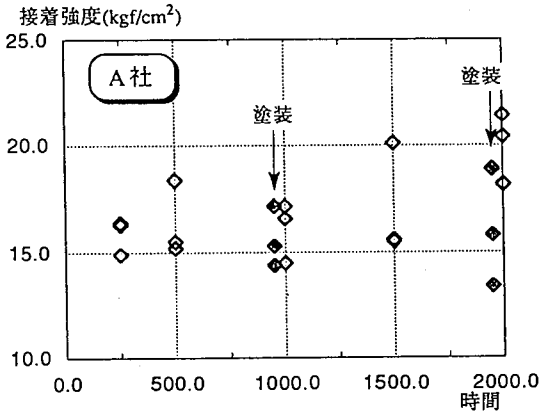


図4-26　促進暴露試験後のJIS A 6909による炭素繊維シートの接着強度

(b) 下地処理工

炭素繊維シートがコンクリート表面と一体となって接着されるようにコンクリート表面の汚れ、レイタンス、凹凸などを処理する。個々では、同時に断面修復工やひび割れ注入工についても実施する。ひび割れ注入におけるひび割れ幅の規定値としては、PC構造物では0.2mm以上、RC構造物では0.3mm以上のひび割れに低圧注入工法で注入を行う［11］。注入材は、表4-29に示すもののひび割れ追従性を考慮して、伸び率の大きい柔軟型を標準としている［11］。

表4-29　ひび割れ注入材の仕様

試験項目	試験条件	単　位	エポキシ樹脂(接着型)	エポキシ樹脂(柔軟型)
粘　　度	20℃	CPS	500±200	600±200
比　　重	20℃・7日養生	kgf/cm²	1.15±0.15	1.15±0.15
圧縮降伏強度	〃　〃	〃	500以上	−
圧縮弾性係数	〃　〃	〃	1.0×10⁴〃	−
引張強度	〃　〃	〃	300　〃	70以上
伸　び　率	20℃	%	2.0　〃	100　〃
引張せん断強度	20℃・7日養生	kgf/cm²	100　〃	70　〃

(c) プライマー工

プライマー工は、コンクリート表面の水分の多少がその成否に大きく影響する。従って原則として雨天では実施しないこと。表面含水率を水分計で測定し、使用するプライマーを用いて十分な接着強度が得られることを確認した後に実施する。また、北海道のような寒冷地においては、温度条件も重要であり、プライマーの温度依存性を予め把握しておくことが重要である。通常は5℃～10℃以上の環境で実施することが指示されている。

(d) 炭素繊維接着工

短繊維接着工には、大きく分けて曲げ補強用の接着工とせん断補強用の接着工がある。炭素繊維接着工の場合も、5℃～10℃以上の環境で実施することが指示されている。接着方法は、ローラ刷毛によって実施する、いわゆるハンドレイアップ法で実施される。表4-30に、一般的なCFRPの成型法の分類を示す［12］。

最大積層数について

炭素繊維接着工は、上述のようにハンドレイアップ法により順次積層して行くが、最適な積層数については明確な規定はない。鋼板接着工法や下面増厚工法などの他工法と経済性を比較した結果から判断すると、炭素繊維シートの最大積層数は、5層が現状では妥当な値となろう。

コンクリート梁による実験結果によれば、許容設計範囲内では積層数に比例して補強効果が得られることが確認され、最大8層までは、計算終局耐力の約80%が報告されている［13］。また、図4-27に示すように平均接着強度は、積層数が増加しても低下しないことが確認されている［13］。

表4-30　CFRPの成型法の分類

繊維形態＼工程			成形材料	プリフォーム	硬化法
短繊維			チョプドファイバ BMC (TP 系)	射出成形	
			チョプドファイバ BMC (TS 系)	スプレーアップ	ホットプレス CM*
				ハンドレイアップ	
			フェルト，マット，ペーパ，シート (SMC)	ハンドレイアップ	ホットプレス CM*
長繊維	連続系		連続糸のまま	湿式フィラメントワインディング	加熱（加圧）
		プリプレグ 連続糸		フィラメントワインディング	
		プリプレグ テープ		テープワインディング，テープハンド，オートレイアップ	加熱，加圧 (ホットプレス，オートクレーブなど)
		プリプレグ		シートラッピング，ハンド，オートレイアップ	
			連続引抜成形（プルトルージョン）		（加熱，加圧）
	織物（シート・リボン状テープ）		織物，リボン素材のまま	湿式ハンドレイアップ	加熱，加圧
			プリプレグ	ハンドレイアップ オートレイアップ テープワインディング	

＊　コンプレッションモールディング

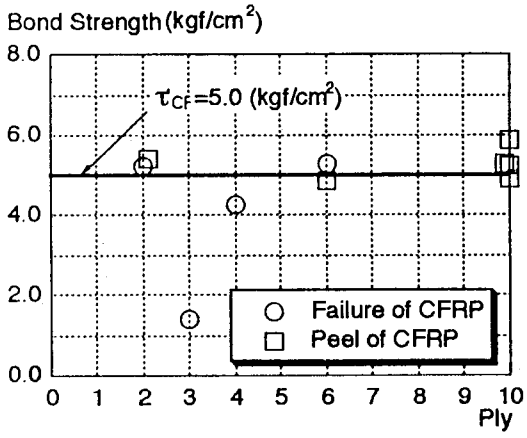
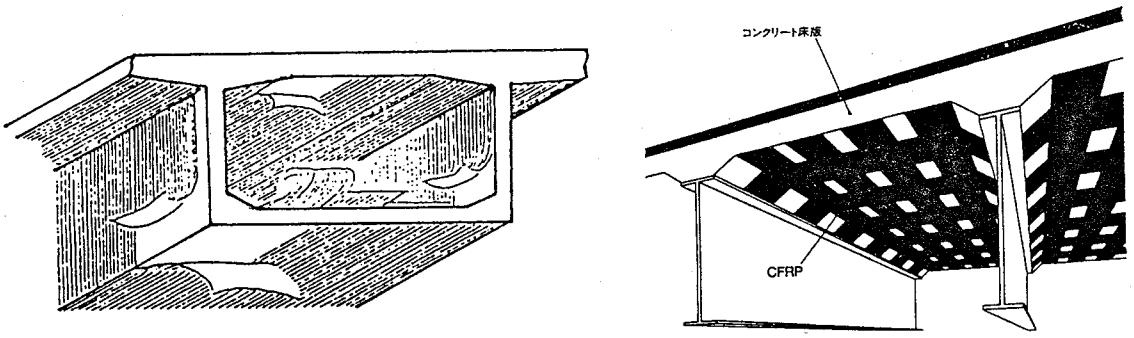


図4-27　炭素繊維シートの積層数と平均付着強度との関係

炭素繊維シートの接着配置

RC床版のような比較的広い範囲を炭素繊維シートで補修・補強する場合は、図4-28の右図に示すような直交する２方向に積層するのが標準である［14］。また、図4-29および表4-31は、鋼板接着工法によるRC床版の補修・補強の場合の鋼板の配置による特徴［3］を比較したものである。基本的に炭素繊維シート接着工法では、広幅方式の利点である２方向に補強することが可能であり、同時に補強後のひび割れの変状も観測が可能となる。この点が炭素繊維シート接着工法の有利な点でもある。

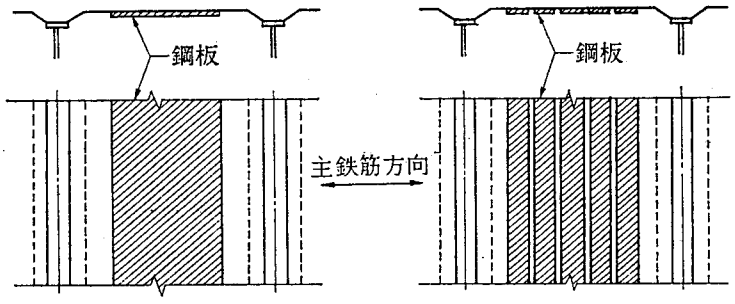


PC箱桁への適用　　RC床版への適用

図4-28　炭素繊維シートによる接着工法の概略図

表4-31　鋼板の配置による特徴

事　項	① 広幅方式	② 短冊方式
主たる補強の方向	・主鉄筋方向，配力鉄筋方向ともに直接的に補強	・配力鉄筋方向を補強。効果として主鉄筋方向の曲げモーメントも減少する。
適用性	・小支間の床版に適。ひびわれの方向に左右されない。	・大支間の床版に適。主鉄筋方向のひびわれが支配的な場合に適。
長　短	・床版下面が一様に平坦であること。 ・圧着法では均等な加圧に，注入法では一様な充てんに要注意 ・注入法において，シール線延長が短い。	・平坦性は①ほどきびしくない。 ・圧着，注入の作業は①より容易 ・注入法において，シール線延長が長い。 ・補強後のひびわれの変状観測が可能



①　広幅方式　　②　短冊方式

図4-29　RC床版の補修・補強における鋼板の配置

応力伝達機構

新素材繊維による接着工法の応力伝達機構は、鋼板によるそれと異なることが報告されている［15］。図4-30および図4-31は、直接引張試験における炭素繊維のひずみ分布を長さ方向に測定したものである。両図から、コンクリート表面に接着された炭素繊維のひずみは仕切り板から6cm程度で急激に低下していることがわかる。この傾向は、供試体の寸法が異なる場合でも同様である。従って、CFRPの場合、端部やひび割れ部分での応力集中が顕著に認められ、定着長6 cm程度で応力を負担していることがわかる。

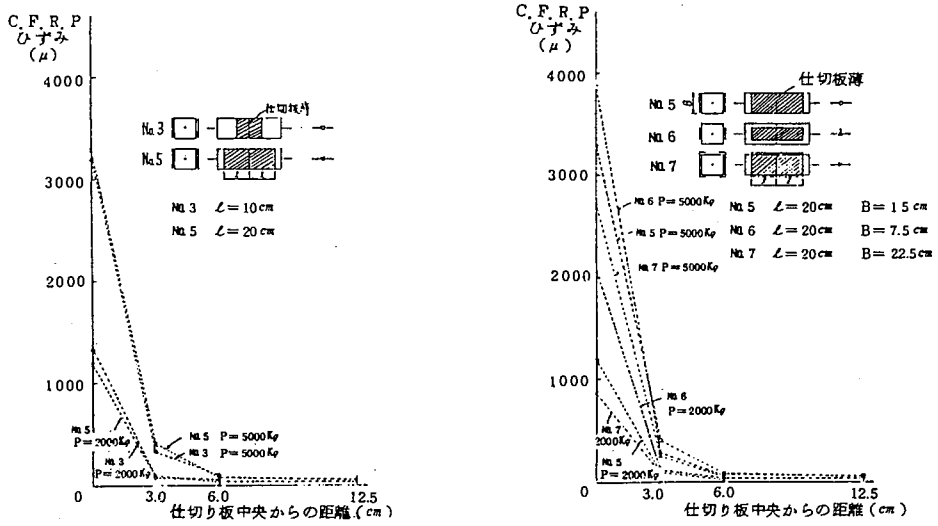


図4-30　小型引張試験によるCFRPのひずみ分布

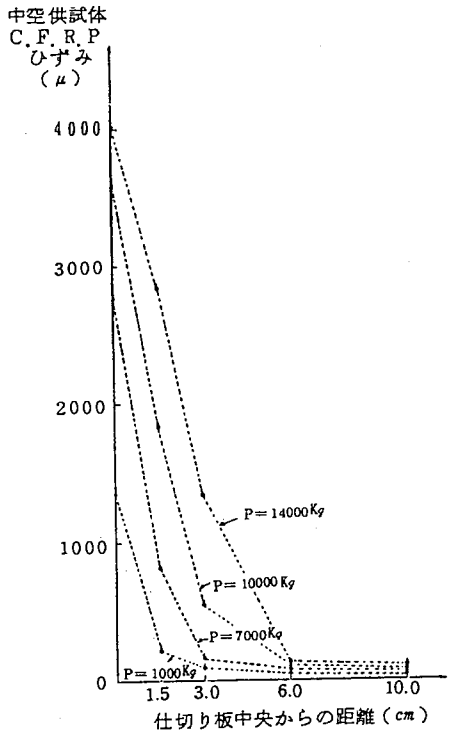


図4-31　中空供試体によるCFRPのひずみ分布

(e) 定着工

鋼製定着具を用いる場合は、前もってアンカーを埋設する必要がある。アンカーの施工は、前述した準備工の後に行うと良い。炭素繊維シート接着工法における定着具の必要性および定着工の施工は今後の課題であろう。

(f) 養生工

含浸接着剤等の硬化が迅速に進行するための養生が必要で、通常はシート養生が行われる。養生期間は、使用材料、温度等によって異なるが、プライマー工、炭素繊維接着工においては、環境温度が20℃において7日～2週間程度、10℃においては4週間程度までの養生が標準である。

(g) 仕上げ工

仕上げ工には、樹脂系塗料による表面塗装やメタルラスとモルタル（吹き付け）による被覆工法などがある。これらの表面被覆工法は、炭素繊維接着工法における含浸接着剤の紫外線劣化対策として重要であり、適切な施工が必要である。**表4-32**は、鋼板接着用のエポキシ樹脂の品質基準と長期暴露試験後の物性値とを示したものである［16］。これらの結果から、暴露期間が10年後の強度において多少の低下が認められるものの、顕著な低下は認められない。また、当初の品質基準を10年後においても十分満足していることがわかる。

（4）品質管理・検査

品質管理・検査項目としては、含浸接着剤のテストピースを現場で採取し、**表4-32**に示されるような、比重、圧縮降伏強度、曲げ強度、引張強度、および引張せん断強度などがある。また、プライマーや含浸接着剤の使用量を検査し、炭素繊維シートの接着状況を検査する。必要に応じて炭素繊維強化プラスチックス(CFRP)としての引張強度試験を実施する。

準備工で述べた、接着試験を実施し、含浸接着剤の性能を検査するとともにコンクリート表面の損傷についても再度確認する。

（5） 安全管理

労働災害防止の対策、労働安全衛生法に基づく資格者の設置などを規定する。

表4-32 エポキシ樹脂の品質基準と長期暴露試験後の物性値との比較

	品質基準	データ数	試験結果（上から最大、最小、平均）			
			0年	2年	5年	10年
比重 (JIS K 7112)	1.0-1.3	359	1.14 1.12 1.14	1.14 1.13 1.14	1.15 1.13 1.14	1.15 1.14 1.14
圧縮降伏強度 (JIS K7208)	600以上 kgf/cm²	395	1197 675 892	1095 901 986	1140 807 1021	1092 913 999
曲げ強度 (JIS K 7203)	600以上 kgf/cm²	379	1048 615 802	1263 504 1022	1220 512 914	1195 517 911
引張り強度 (JIS K 7113)	300以上 kgf/cm²	373	634 339 494	729 256 542	714 260 453	738 271 472
引張りせん断強度 (JIS K 6850)	100以上 kgf/cm²	396	220 127 156	205 99 106	194 101 147	170 91 126

4.4.4 外ケーブル工法

（1） 一般事項

新素材を用いた外ケーブル工法による構造物の補修・補強は、非常に新しい工法であり、今後その適用が大いに期待される分野である。しかしながら、現時点では具体的な施工指針を作製するに足る資料は蓄積されていない。基本的には、既存の緊張材を用いた工法に準じた施工を行えばよいものと考えるが、ここでは、新素材を用いた外ケーブルによる補修・補強工法を施工する際に問題となる幾つかの項目を中心に述べることにする。

（2）外ケーブル工法による補修・補強の概要

表4-33および表4-34に既存の緊張材を用いた外ケーブル工法による補強例を示す［17］。

表4-33 外ケーブル工法による補強例（上部工）

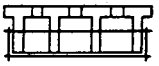
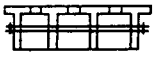
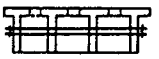
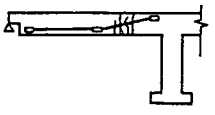
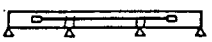
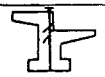
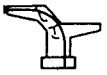
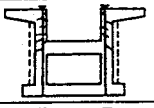
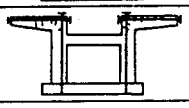
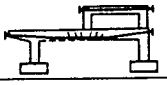
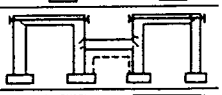
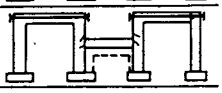
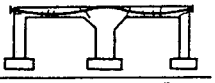
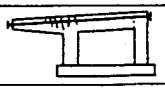
	対称構造物		損傷状況	補強方法	補強概要図
上部工	PC3径間連続箱げた		インフレクションポイント付近の箱げた下面のひびわれ，主げた内の温度勾配による内部応力と，これによる不静定応力がおもな原因と推定	PCアウトケーブルを配置し，追加プレストレスを導入，主げたの耐力を増加	
	PC単純Tげた	①	主げた，横げた，床版のひびわれ，主げたは，鉛直方向にひびわれが発生，横げたのひびわれは，すべて主げたとの接合部に発生，床版のひびわれは，橋軸直角方向に多く発生	主げたは，プレストレスの不足をPCアウトケーブルで補強，耐力を増加，横げたは，PCアウトケーブルにより，主げたと一体化させ，荷重分配性能を復元	
		②	横げた，床版のひびわれ，横げたのひびわれは，すべて主げたとの接合部に発生，床版のひびわれは，橋軸直角方向に多く発生し，主げたとの接合部にも，これに沿って発生	横げたは，ボンドタイプのPCアウトケーブルにより主げたと一体化させ，荷重分配性能を復元，床版については，全面鋼板接着工法にて補強	
		③	損傷状況は，②と同様	補強方法は，②とほぼ同様，アンボンドタイプのPCアウトケーブルを使用したことだけが異なる	
	PCプレキャストTげた＋場所打ち箱げた		平面形状が台形状で，けた配置が複雑，かつ，中央橋脚と一体の場所打ち箱げたとプレキャストTげたを連結するという複雑な構りょうであり，プレストレストTげたと場所打ち箱げたの打継ぎ部に鉛直方向と斜め方向のひびわれが発生	主げたにPCアウトケーブルを配置し，追加プレストレスを導入することにより，主げたの耐力を増加	
	PC3径間連続Tげた（単純げた連結方式，連結部RC構造）		中間支点上のプレキャストTげたと現場打ち部の打継ぎ目に鉛直方向のひびわれが発生。クリープ，温度差等に対して，現場打ち部分のけた下側の鉄筋量不足のため，ひびわれが発生したと推定	不足鉄筋を補うことを目的として，主げたにPCアウトケーブルを配置し，追加プレストレスを導入，および中間支点上に沓を追加	

表4-34　外ケーブル工法による補強例（下部工）

	対称構造物		損傷状況	補強方法	補強概要図
下部工	RC張出し式橋脚	①	片持ちばりと柱の隅角部に斜め方向のひびわれが発生，隅角部における配筋上の問題がおもな原因と推定	柱方向に，フーチングから片持ちばり天端へPCアウトケーブルを配置し隅角部の耐力を増加	
		②	片持ちばりと柱の隅角部に斜め方向のひびわれが発生	フーチングより片持ちばり先端に，PCアウトケーブルを配置し，隅角部の耐力を増加	
	RC逆π形橋脚	①	片持ちばりと柱の隅角部に斜め方向のひびわれが発生，隅角部における配筋上の問題がおもな原因と推定	柱方向に，フーチングから片持ちばり天端へPCアウトケーブルを配置し，隅角部の耐力を増加，さらに柱断面をRCで増断面し片持ち長を短くした	
		②	片持ちばりと柱の隅角部，および片持ちばり部にひびわれが発生	柱方向，およびはり方向にPCアウトケーブルを配置し，隅角部，柱部材，および片持ちばり部の耐力を増加	
	RC逆L形橋脚		片持ち部，柱部に網上ひびわれが発生，沓の拘束による応力が付加された点が，おもな原因と推定	沓の拘束による応力には，はり方向にPCアウトケーブルを配置，耐力を増加	
	RC2層ラーメン式橋脚		柱とはりの隅角部に鉛直方向のひびわれが発生	はりに生じた曲げ引張応力に対し，上下のはりにPCアウトケーブルを配置し，隅角部の耐力を増加	
	RCラーメン式橋脚	①	柱とはりの隅角部に斜め方向のひびわれが発生	上ばりは，はり方向にPCアウトケーブルを配置し，隅角部の耐力を増加，中ばり，中間柱は，増断面し耐力を増加	
		②	はり部下面にひびわれが発生	補強方法は，①とほぼ同様，隅角部にPCアウトケーブル定着の補強として，鋼板接着を行っていることだけが異なる	
		③	はり部下面，側面にひびわれが発生。また，隅角部にも斜め方向のひびわれが発生	はり方向にPCアウトケーブルを配置し，はり部の耐力を増加	
	RCT形RCラーメン式橋脚		はり部に，鉛直方向，隅角部に斜め方向のひびわれが発生，隅角部における配筋上の問題がおもな原因と推定	はり方向にPCアウトケーブルを配置し，はり部の耐力を増加	

（3）緊張材

緊張材に使用するFRP、あるいは連続繊維に関しては、第１章において詳しく述べられているのでここでは省略する。施工時において一般のPC鋼材と比較して特に注意が必要な項目は以下の様である。

a) 運搬および保管：一般のPC鋼材と違い、傷つき易く、熱等による材質の変化も考えられるため、施工時の取り扱いは注意が必要である。特に、新素材の端部に定着具が取り付けられてあるものは、端部が屈曲しやすいので注意が必要である。保管は、直射日光や雨水を避け、屋内に保管するのが望ましい。

b) 加工：ガス等による加熱切断は行わない。

c) 端部処理：端部の緊張材を切断する場合は、定着部に悪影響を与えないようにする。

（4）コンクリート打設および養生

定着ブロックなどを現場打設する場合に考えられる新素材に及ぼす悪影響は、損傷と温度劣化である。コンクリートを投入する際に、緊張材に衝撃を与えないことに注意し、緊張材と接触する可能性がある場所では、棒状振動機の使用は避け、型枠振動機を用いるのがよい。また、養生は、原則として湿潤養生で、加熱しない。蒸気養生を行う場合では、温度を60℃以下とする。

（5）緊張

新素材による定着方式は、種類により異なるため、必ず所定の定着具を使う。緊張力の管理は、荷重

計と緊張材の伸び量で行う。図4-32は、アラミド繊維ロープによる初期緊張力の変化を疲労試験により示したものである［18］。200万回の疲労試験後において、プレストレス損失量は6～10%程度の値を取るものと考えられる。

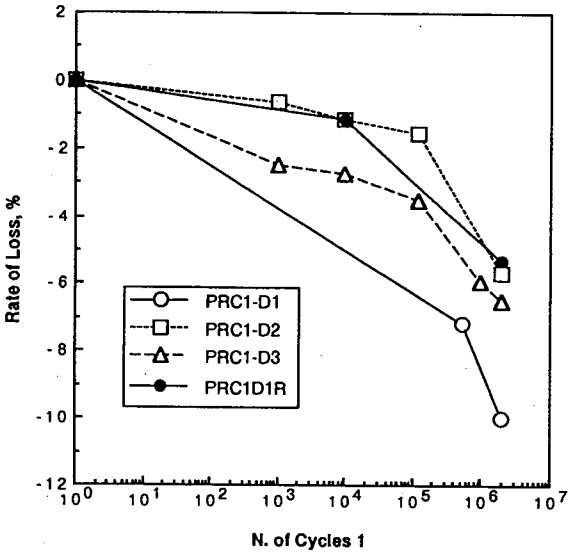


図4-32　疲労試験によるアラミドロープのプレストレスの損失

（6）　定着ブラケット・デビエータ

(a) ブラケットの剛性

新素材による定着ブラケットの設計法は確立されていない。従って、ブラケットの剛性に関する規定は無いが、その剛度が不足した場合、定着部が弾性変形により浮き上がったり、横締め力がブラッケット全面に均等に作用しなかったりするため、注意が必要である。

(b) 横締め応力

定着ブラケットの横締め応力については、現在までのところ明確な規定は定められていない。横締め応力の設定は、次項の摩擦係数と関連している。既往の文献によれば、摩擦係数μを0.5とした場合の横締め応力を40kgf/cm^{2}以上と規定しているものがある［19］。

(c) コンクリートの表面処理と摩擦係数

定着ブラケットを設置する面のコンクリートの表面処理は、上述した横締め応力の設定にも影響し、重要な項目である。これに関する規定は国内では定められていない。通常の施工では定着ブラケットを設置する場合には、表面のレイタンスを除去し、サンドブラスト等による表面処理を行い十分な摩擦力を得るための施工を行っている。海外の規定では、コンクリート表面の荒さを数値で規定している国もある。アメリカ［20］およびカナダ［21］では、表面の凹凸が1/4インチ（約6.4mm）以上である表面を「荒い（rough）表面」と定義している。スウェーデンの規定では、その深さが2mm以上である表面を「荒い（rough）表面」と定義している。これらのコンクリート表面処理による特性値と摩擦係数との関係について、表4-35から表4-37に示す。また、表4-35および4-36で、λは定着ブラケットの品質であり、普通コンクリート（λ=1.0）、軽量コンクリート（I）（λ=0.85）、および軽量コンクリート（II）（λ=0.75）である。

表4-35　コンクリート表面の状態と摩擦係数（ACI318-89）

表面の状態	摩擦係数, μ
一体化したコンクリート	$\mu=1.4\lambda$
表面を荒く処理したコンクリート	$\mu=1.0\lambda$
特に処理をしていないコンクリート	$\mu=0.6\lambda$
鋼製のブラケット	$\mu=0.7\lambda$

表4-36　コンクリート表面の状態と摩擦係数（CSA A23.3-M84）

表面の状態	摩擦係数, μ
一体化したコンクリート	$\mu=1.25\lambda$
表面を荒く処理したコンクリート	$\mu=0.9\lambda$
特に処理をしていないコンクリート	$\mu=0.5\lambda$
鋼製のブラケット	$\mu=0.6\lambda$

表4-37　コンクリート表面の状態と摩擦係数（NS3473 E:1992）

表面の状態	摩擦係数, μ
歯のようなギザギザのコンクリート表面	$\mu=1.80\lambda$
表面を荒く処理したコンクリート表面	$\mu=1.50\lambda$
特に処理をしていないコンクリート表面	$\mu=0.70\lambda$

(d) デビエータ

外ケーブルが方向を変えるのはこのデビエータ（変向装置）により行われる。そのため、通常この変向部には、大きな力が作用することになる。さらに、デビエータの構造上の特徴として、主桁やスラブの部材から外にでているため、部材に偏心モーメントが作用するとともに、接合面には大きなせん断力が作用する。国内では、デビエータの構造に関する明確な規定はないが、ケーブルの曲げ半径、曲げ角度などを使用する新素材の特性を考慮して決定する必要がある。外国では、偏向部での最小曲げ半径を２～4mと規定している国もある［22］。あるいは、ケーブルの取り替えが可能な構造を推奨しているところもある［23］。

4.4.5 巻き付け工法

（1）一般事項

新素材による補修・補強方法には、上述した２工法のほかに、炭素繊維やアラミド繊維をシート状あるいはストランドとして用いた巻き付け工法が注目されている。ここでは、これらの巻き付け工法の概要について述べる。**図4-33**は、炭素繊維シートとストランドを併用した橋脚の耐震補強方法の一例を示したものである［24］。同じく、**図4-34**は、アラミド繊維シートによる巻き付け工法の一例を示したものである［25］。

（2）使用材料および品質規格

巻き付け工法に使用する補強材には、現在、炭素繊維およびアラミド繊維がある。炭素繊維に関してはシート状あるいはストランドの状態のものを用いる。アラミド繊維に関しては、シート状のものが用いられる。それらの品質規格については、第２章で述べており、ここでは省略する。

（3）施工方法

炭素繊維シートおよびアラミド繊維シートの巻き付け工法については、基本的には接着工法と同様の施工形態をとる。炭素繊維をストランドで巻き付ける場合は、**図4-35**に示す方法で実施し、施工順序は、

a) 整形工：矩形柱の場合は、隅各部の面取りや局面化を行う

b) 下地処理工：コンクリート表面の処理

c) 巻き付け工：炭素繊維ストランドを巻き付ける

d) 仕上げ工

である。

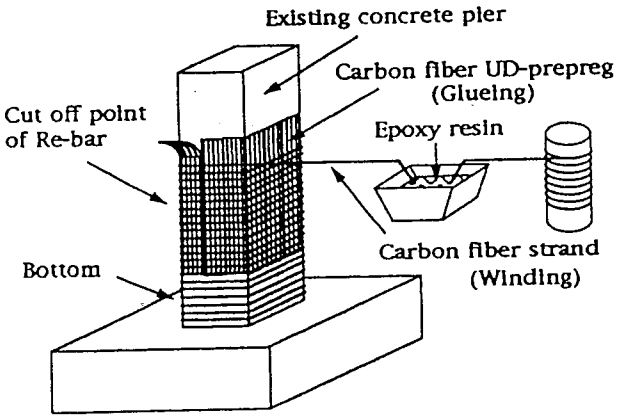


図4-33 炭素繊維シートとストランドを併用した橋脚の耐震補強方法の一例

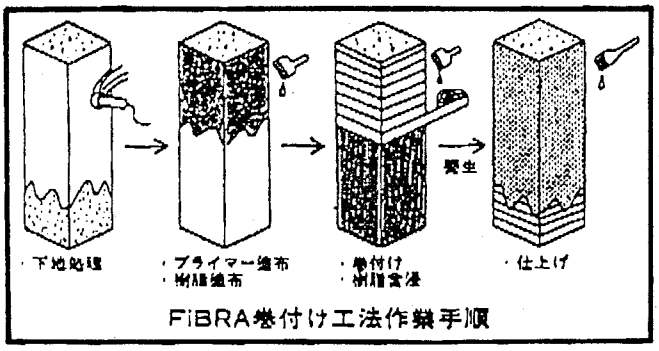


図4-34　アラミド繊維シートによる巻き付け工法の一例

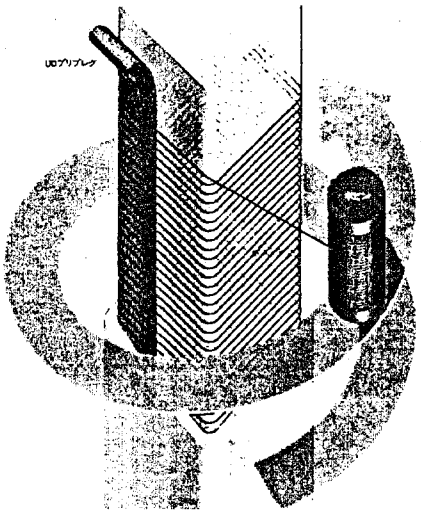


図4-35　炭素繊維ストランドによる巻き付け工法の一例

（4）耐震補強としての巻き付け工法

阪神大震災の直後でもあり、耐震補強の需要は今後益々増大するものと思われる。現在、主に実施されているＲＣ橋脚の耐震補強には、「ＲＣ巻き立て工法」および「鋼板巻き立て工法」がある。ＲＣ巻き立て工法は、他工法に比較して工費は安いものの、躯体重量が増すために基礎のチェックも必要になることや、表面処理のために実施するチッピングやアンカー処理などによる騒音問題等の欠点がある。鋼板巻き立て工法の場合は、躯体重量の増加はそれほどでもないものの、工費が高い点や工程が複雑である等の欠点がある。

炭素繊維やアラミド繊維を用いた巻き付け工法は、上述したＲＣ巻き立て工法や鋼板巻き立て工法の欠点をほぼ補う特徴を有している。図4-36は、耐震補強試験による補強効果を検討した結果の一部を示したものである［26］。図から、炭素繊維による巻き付け工法により、震災後の補強が効果的に実施できることを示しており、今後期待される工法であろう。図4-37も、同様の結果を示したもので、図から新素材に補強した耐震効果が顕著に認められる［24］。

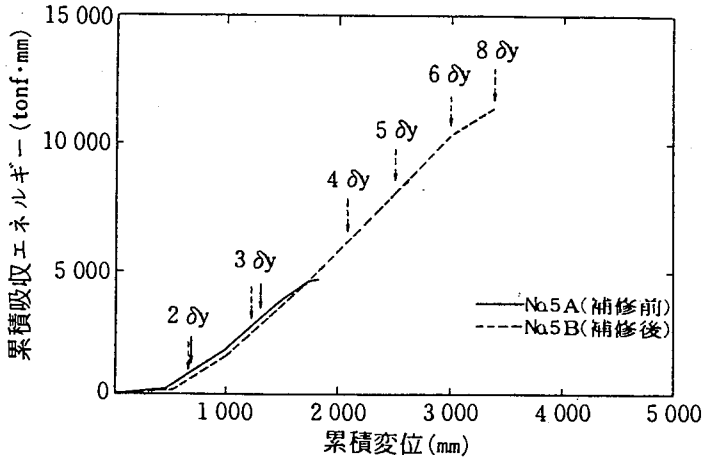


図4-36　累積変形ー累積エネルギー吸収量

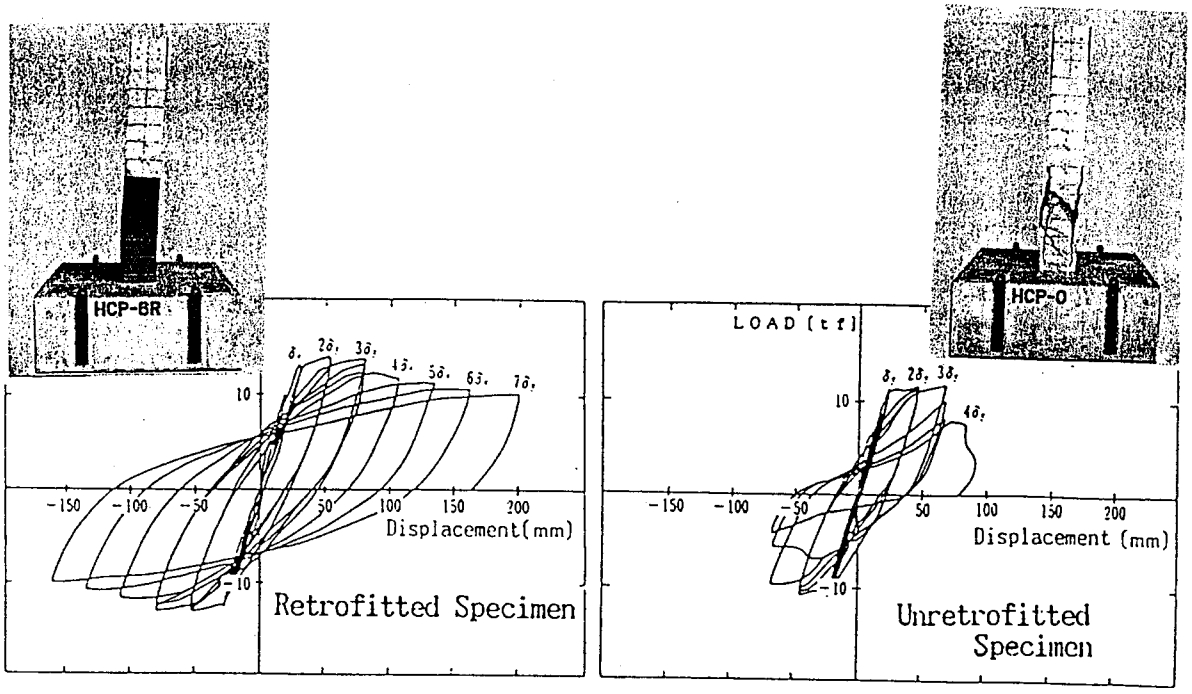


図4-37　荷重と加力位置水平変位の関係

（堀口　敬）

【参考文献】

[1]　コンクリート標準示方書（平成３年版）施工編、土木学会、p.305、1991年

[2]　コンクリート構造の設計施工の基本（施工編）、土木学会関西支部、p.365、1987年

[3]　ショーボンドＣＦＲＰ接着工法　設計・施工マニュアル、ショーボンド建設、p.2

[4] 既設橋梁の耐久性評価・向上技術に関する調査研究、土木研究所資料、第2420号、p.156、1986年
[5] ＲＣ床版の損傷対策マニュアル、建設省近畿地方建設局、p.82、1976年
[6] 維持修繕要領　橋梁編　第３編　コンクリート構造物、日本道路公団、pp.4-17、1988年
[7] 古賀・谷木：炭素繊維による構造物の補修・補強工法、日米ワークショップ、p.4
[8] ＣＦＲＰ接着工法、ショーボンド建設　製品カタログ
[9] 三浦他：カーボンクロス接着による塩害コンクリート橋の補強、土木施工35巻4号、p.87、1994年
[10] シート状ＣＦＲＰとコンクリートとの付着試験、大林組技術研究所、1994年
[11] 杉江他：アルカリ骨材反応と補修、コンクリート工学、Vol.31、No.7、pp.72-73、1993年
[12] 坂谷他：ＣＦＲＰの成型法の現状と展望、日本複合材料学会誌、2、p.152、1976年
[13] 大野他：曲げを受けるシート状ＣＦＲＰとコンクリートの付着性状、第49回土木学会年次学術講演会講演概要集、pp.914-915、1994年
[14] 太田・飯野：道路橋の補修・補強、コンクリート工学、Vol.14、No.12、p.8、1976年
[15] 佐野：ＣＦＲＰによるひび割れ拘束効果確認試験、ショーボンド建設・技報、第3･4号、pp.101-105、1987年
[16] 山口他：鋼板接着用エポキシ樹脂と長期耐久性、橋梁と基礎、Vol.94、No.8、p.113、1994年
[17] 堀米、高架橋コンクリートの変形と補修・補強、コンクリート工学、Vol.31、No.7、pp.37-42、1993年
[18] N. Saeki et. al, : Strengthening of damaged concrete beams by external prestressing of aramid fiber cable, ACI SP-138, pp.913-932, 1993
[19] 首都高速道路技術センター「ＰＣ桁補修設計施工要領（案）」
[20] ACI Committee 318, Building code requirements for reinforced concrete, ACI 318-89, ACI 318R-89(Revised 1992), ACI, pp.318/318R-151-157, 1992
[21] S.U.Pillai and D. W. Kirk : Reinforced concrete design, McGraw-Hill Ryerson Limoted, pp.207-211, 1988
[22] Précontrainte extérieur service d'études techniques des routes et autoroutes, PE/SETRA
[23] CEB-FIP Model Code 1990
[24] 古賀他：炭素繊維によるコンクリート構造物の補修・補強、日米ワークショップ、p.4
[25] 建設通信、平成5年6月4日付け
[26] 松田他：炭素繊維を用いた橋脚の耐震補強効果、日本道路公団試験所報告、Vol.28、pp.73-84、1991年