投稿論文（和文）
PAPERS

土木学会論文集 No. 540／VI-31, 85-104, 1996.6

炭素繊維による段落し部を有する既存ＲＣ橋脚の耐震補強に関する研究

緒方紀夫[1]・安藤博文[2]・松田哲夫[3]・小畠克朗[4]・大野 了[5]

[1]正会員 工修 日本道路公団試験研究所 橋梁研究室（〒194 東京都町田市忠生1-4-1）
[2]正会員 工修 日本道路公団大阪建設局 西神戸事務所（〒651 兵庫県神戸市西区井噴台東町1-1-1）
[3]正会員 工修 日本道路公団高松建設局 構造技術課（〒194 香川県高松市朝日町西4-1-3）
[4]正会員 工博 ㈱大林組 技術研究所構造第一研究室（〒204 東京都清瀬市下清戸4-640）
[5]正会員 工修 ㈱大林組 土木技術本部設計第一部（〒113 東京都文京区本郷2-2-9）

通常のＲＣ橋脚には経済性を考慮して主鉄筋の段落し部が設けられているが，段落し鉄筋の定着長が短いものや帯鉄筋量が少ないものがあり，大規模地震が発生した場合損傷が生じる恐れがある．在来の対策工法には各種の問題点があるため，鉄筋と比較して引張強度が高く，軽量で耐久性のある炭素繊維を活用する耐震補強工法を考案した．この研究の目的は，段落し部を有する既存ＲＣ橋脚の炭素繊維による耐震補強の設計法を確立することである．筆者らは，炭素繊維補強材の材料諸特性，補強部材の曲げ強度やせん断強度，炭素繊維補強材のコンクリートとの付着強度，および補強橋脚の効果を確認する実験などを報告してきた．この論文は，これらの報告を統合して再整理し，新たな知見を加味して設計法を提案したものである．

Key Words : *bridge pier, carbon fiber, seismic retrofitting, design method, ductility, flexural strengthening, shear strengthening, shear reinforcement, bond strength*

1．はじめに

大規模地震対策特別措置法・同施行令で，東名高速道路などが東海地震に対する緊急輸送路に指定される社会情勢のなか，種々の地震対策が行われている．橋梁に関しては，橋台・橋脚の縁端拡幅，落橋防止装置の取付を完了し，現在，鉄筋コンクリート橋脚（以下，ＲＣ橋脚と呼ぶ）の耐震補強が行われている．

通常のＲＣ橋脚には，経済性から主鉄筋の段落し部が設けられているが，昭和５５年の道路橋示方書改訂前に設計された橋脚では，現行の道路橋示方書で照査すると，段落し鉄筋の定着長が十分でないものや，帯鉄筋量が少ないものがある．これらのＲＣ橋脚は，大規模地震が発生した場合，段落し部に致命的な損傷を生じる恐れがある．

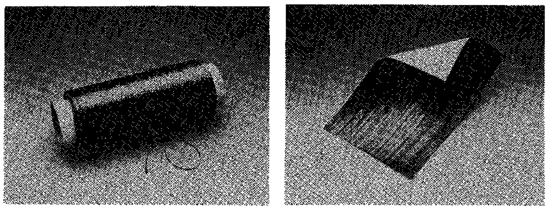
その対策として，現在「鋼板巻立て工法」や「ＲＣ巻立て工法」による耐震補強が行われている．前者には，ＲＣ巻立て工法と比較して補強による躯体重量や断面の増加は少ないが，鋼板の溶接や樹脂注入など施工が煩雑であり，工事費も高いという問題点がある．また，後者には，新旧コンクリート打継ぎ面のチッピング処理など施工が煩雑で，騒音などの環境問題が発生するばかりでなく，補強によって躯体重量が増加して基礎の増設が必要となる場合がある．

これらの問題点を解決できる既存ＲＣ橋脚の耐震補強工法として，鉄筋に比べ引張強度が高く，軽量で耐久性のある炭素繊維を活用する方法を考案した．この工法に関連した研究として，既存ＲＣ構造の建築の柱や煙突の耐震補強に関するものが報告されている[1),2)]．

この研究の目的は，段落し部を有する既存ＲＣ橋脚の炭素繊維による耐震補強工法を実用化するために，その設計法を確立することである．筆者らは，1989年から炭素繊維による段落し部を有する橋脚の耐震補強工法の研究を実施してきた．この論文は，筆者らが報告してきた主として実験的な数多くの研究を統合するとともに，新たな知見を加味してまとめたものである．

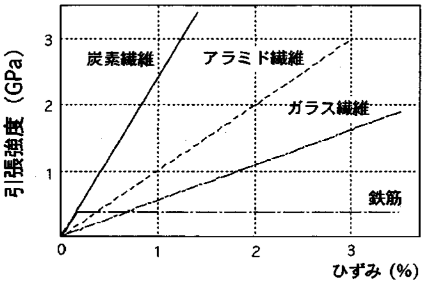
2．耐震補強工法の概要

炭素繊維による段落し部を有する既存ＲＣ橋脚の耐震補強工法（以下，炭素繊維耐震補強工法と呼ぶ）は，段落し部コンクリート表面の，部材軸主鉄筋方向に炭素繊維を貼り付け，さらに，段落し部と基部の帯筋方向にも巻き付け



炭素繊維ストランド　　　炭素繊維シート

写真－1　使用炭素繊維の使用形態



図－1　各種材料の応力～ひずみ関係の比較

て補強するものである．この2章では，使用する材料と施工法の概要を述べる．

(1) 使用炭素繊維

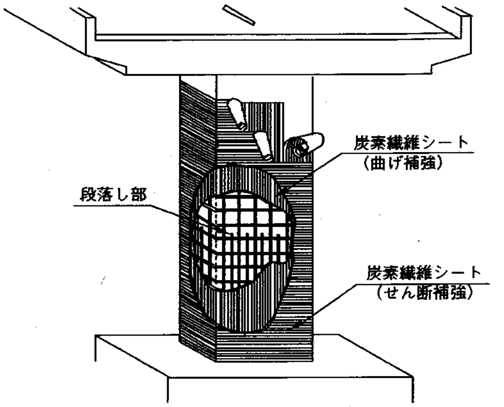
炭素繊維耐震補強工法で使用する炭素繊維は，直径が7～14μmの連続繊維で高強度・高弾性のものである．炭素繊維は，石油や石炭ピッチを原料とするピッチ系と，ポリアクリルニトリルを原料とするPAN系の両方があり，製品形態は，**写真－1**に示すように，炭素繊維ストランドと炭素繊維シートの2種類である．前者は，炭素繊維の素線を束ねて糸状にしたもので，後者は，素線を一方向に敷き並べてシート状にしたものである．

炭素繊維の応力～ひずみ関係の例を，鉄筋や他の繊維とともに**図－1**に示す．炭素繊維の力学的な特徴は，強度が鉄筋と比較して非常に高く，弾性係数が鉄筋とほぼ同じで他の繊維よりも高いが，鉄筋に見られるような降伏現象はなく伸びが小さい．一方，機能的な特徴は，鉄筋と比較して軽量で，錆びないので耐久性が高く，柔軟性がある．

このような特徴を有する炭素繊維を用いた既存RC部材の補強は，炭素繊維シートまたは炭素繊維ストランドのみを使用する場合と，両方を併用する場合とがある．この研究は，炭素繊維シートによる段落し部を有する既存RC橋脚の耐震補強に関するものであり，この研究で使用した炭素繊維シートは，ピッチ系2種類とPAN系1種類の計3種類である．

(2) 耐震補強の施工法

炭素繊維耐震補強工法の概念を**図－2**に示す．この図は，この研究対象としている炭素繊維シートのみを使用する場合であるが，帯筋方向には炭素繊維ストランドを巻き付ける研究も報告されている[3]．炭素繊維シートによる補強は，次の2種類が基本となる．



図－2　炭素繊維耐震補強構法概念図

① **「曲げ補強」**；コンクリート表面の部材軸方向に貼り付けて，主鉄筋を増設した効果を発揮させ，曲げ耐力を向上させる．

② **「せん断補強」**；表面の帯筋方向に巻き付けて，帯筋を増設した効果を発揮させ，せん断耐力を向上させる．

炭素繊維耐震補強工法は，段落し部の上下を①と②で補強して，その部分の耐力を向上させ，基部の曲げ破壊によって橋脚の靭性能を発揮させる方法である．基部のせん断耐力が不足する場合には，基部も②で補強して曲げ破壊させる．なお，②の補強では，巻き付けた炭素繊維シートがコンクリートを拘束するため，コンクリートの圧縮強度向上や破壊ひずみ増大の効果を期待できる場合がある．

この補強工法は，通常次のような順序で施工する．

1）**下地処理工**；炭素繊維シートがコンクリートと一体となるように，コンクリート表面の風化層の除去や凹凸を削り取って平滑にするなどの下地調整をする．なお，有害なコンクリートのひび割れ（通常0.3mm以上のひび割れ幅）や浮き，錆びた鉄筋がある場合には，下地調整を行う前に，それらを補修する．

2）**面取り工**；矩形断面橋脚の場合には，隅角部に半径5cm以上の面取りを行う．この値は，面取り半径と炭素繊維ストランドの引張強度との関係を試験した結果[4]に基づいて，面取り半径が3cmと5cmの引張強度が，角のない直線の場合と比較して約5％以内の低下にとどまることから決めている．

3）**プライマー工**；コンクリート表面を強化し，炭素繊維シートとコンクリートとの接着力を向上させるため，樹脂を塗布する．この際，コンクリート表面が十分乾燥していることを確認する．

4）**曲げ補強工**；エポキシを主成分とする含浸・接着樹脂で，炭素繊維シートを主筋方向に必要枚数貼り付けて積層する．含浸・接着樹脂は，炭素繊維シートに浸透し炭素繊維を一体化させて引張強度を発揮させる結合剤の役目と，コンクリート表面に接着させる接着剤の

役目を兼ねるものである．

5）**せん断補強工**；曲げ補強工と同じ含浸・接着樹脂を用い，また，同じ要領で必要枚数の炭素繊維シートを帯筋方向に巻き付ける．

6）**仕上げ工**；モルタルや塗装などで表面の仕上げをする．この仕上げ材は，炭素繊維シートを保護する役目も果たす．

炭素繊維橋脚耐震補強工法には，鋼板巻立て工法やＲＣ巻立て工法と比較して，次のような特徴がある．

(a) ＲＣ巻立て工法と比較して補強による橋脚重量の増加が少ないため，基礎への影響が少ない．

(b) 炭素繊維シートを貼り付けるだけなので，補強工事における騒音など環境問題への影響が殆どない．

(c) 既存の橋脚を傷めることなく補強できる．

(d) 補強による橋脚の形状変化がないので，景観を損なわない．

(e) 錆びない補強材を使用するため耐久性が向上する．

(f) 特殊な技能や資格を持たない作業員で施工できる．

(g) 施工に当たり重機を必要としないので，狭い場所でも補強工事ができる．

３．ＣＦＲＰシートの材料諸特性と拘束効果

（１）概要

この研究では，３種類の炭素繊維シートを使用していることを前述したが，それらは次のものである．

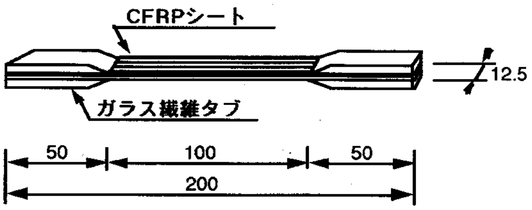
① 炭素繊維（ピッチ系）の素線を一方向（Uni Directional, 以下ＵＤ）に敷き並べてシート状にし，エポキシ樹脂を含浸させたもの（以下，ＵＤプリプレグ）

② 炭素繊維（ＰＡＮ系）を①と同じようにシート状にし，ガラス繊維でクロス状に編んだもの（以下，ＵＤクロス）

③ 炭素繊維（ピッチ系）を①と同じようにシート状にし，エポキシ樹脂を含浸させていないもの（以下，ＵＤシート）

これらの炭素繊維シートは，単位m^2当たりの炭素繊維量（目付量という）で区別される．目付量が多いと，樹脂を含浸させるのが難しくなり，反対に目付量が少ないと，所要の引張強度を得るのに必要な積層枚数が多くなる．そのため，樹脂を容易に含浸できる範囲で目付量は多い程よいことになる．この研究では，ＵＤプリプレグとＵＤシートが175グラム，ＵＤクロスが200グラムの目付量のものをそれぞれ使用している．

炭素繊維のストランドとシートは，エポキシ樹脂を含浸させ硬化させた炭素繊維強化プラスチック（Carbon Fiber Reinforced Plastics：以下，ＣＦＲＰと呼ぶ）の状態で，炭素繊維自体の持つ強度を発揮する．この章では，炭素繊維シートをＣＦＲＰ化したもの（以下，ＣＦＲＰシートと呼ぶ）の材料諸特性とコンクリートの拘束効果について述べる．



図－３　積層数が少ない引張試験体

表－１　CFRPシート試験結果一覧

炭素繊維シートの種類	目付量 グラム	1層の厚さ mm	引張強度 GPa		弾性係数 GPa	
			平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
UDプリプレグ	175	0.0972	3.17	0.24	241	11
UDクロス	200	0.115	2.90	0.15	242	6
UDシート	175	0.0972	4.07	0.23	234	15

［注］試験片の断面積＝炭素繊維シート１層の厚さ×試験片の幅（12.5mm）

（２）ＣＦＲＰシートの力学的特性

ＣＦＲＰの断面は炭素繊維と樹脂とで構成されるが，炭素繊維のみが引張強度を発揮し樹脂はそれを助ける役目を果たす．そのため，ＣＦＲＰシートの引張強度は，炭素繊維自体の引張強度や成形法の違いによって決まることになる．また，同じ引張強度の炭素繊維の場合には，断面内に含まれる繊維の量（繊維率という）によって決まる．ＰＣストランドや鉄筋の代替として使用されるＣＦＲＰは，工場で生産されるため繊維率がほぼ一定となる．しかし，炭素繊維耐震補強工法で使用するＣＦＲＰは，現場で貼り付け作業を行って製造することになるため，繊維率が一定とならない．そのため，この研究では，ＣＦＲＰの断面内に含まれる炭素繊維の断面積のみで，その材料特性を評価することとしている．なお，既往の研究でも同じように評価している．この節では，ＣＦＲＰシートに関する２種類の引張試験[5]による引張強度と弾性係数の概要を述べる．

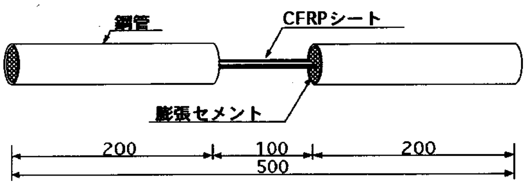
a）炭素繊維シート１層で製作したＣＦＲＰシートの引張試験

試験片を**図－３**に，試験結果一覧を，炭素繊維シート１層の目付量と密度から求めた炭素繊維断面積のみの厚さも含め，**表－１**に，それぞれ示す．試験片の製作と試験の方法は，JIS K 7073「炭素繊維強化プラスチックの引張試験方法」に準拠して行った．

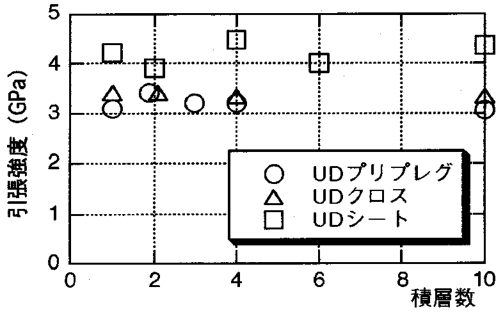
引張強度の平均値（試験片合計50本）は，3.17GPa，2.90GPa，および4.07GPa，弾性係数の平均値は，241GPa，242GPa，および234GPaである．引張強度は，炭素繊維シートの違いで差があるが，弾性係数は３種類とも近似した値となっている．

b）炭素繊維シートを２層以上積層したＣＦＲＰシートの引張試験

1層～10層積層したＣＦＲＰシートの引張強度と弾性係数を把握することを目的として行った．積層数が1～6層の試験片は，**図－３**と同じである．10層の試験片は，**図－４**



図－4　積層数が多い引張試験片



図－5　積層数～引張強度関係

に示すように，鋼管の中央にＣＦＲＰシートを設置し，両者の空隙に膨張セメントを充填したものである．

引張試験から得られた積層数と引張強度との関係を，**図－5**に示す．プロットした値は，試験片5体の平均である．この図から，積層数の違いによる引張強度の顕著な差はないことが分かる．この結果から，1～10層を積層したＣＦＲＰシートの引張強度はほぼ同じで，１層の試験によって評価することができるといえる．なお，ＣＦＲＰシートの弾性係数も，引張強度と同じような試験結果であった．

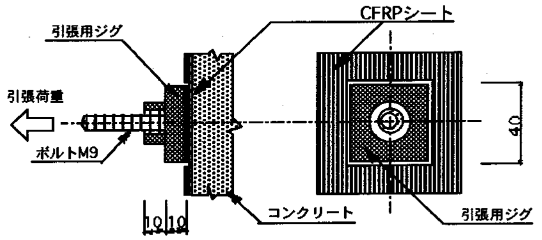
曲げ補強やせん断補強の設計に使用するＣＦＲＰシートの破断時引張強度としては，その強度をほぼ100％確保するために［平均値－3×標準偏差］とするのが適切であるといえる．この場合，この研究で使用したＵＤプリプレグ，ＵＤクロス，およびＵＤシートのＣＦＲＰシートとしての破断時引張強度は，それぞれ2.45GPa，2.45GPa，および3.38GPa（**表－１**参照）で，最小値は2.45GPaとなる．

（3）ＣＦＲＰシートの付着性状

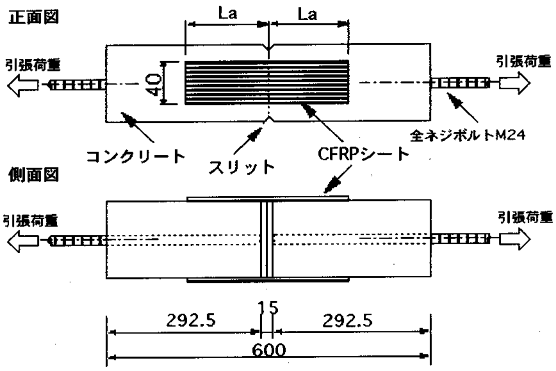
炭素繊維耐震補強工法による段落し部の曲げ補強は，コンクリート表面に炭素繊維シートを貼り付けて行うものである．曲げ補強効果を発揮するためには，ＣＦＲＰシートとコンクリートとが一体化し，その界面での付着力が十分あることが必要となる．この節では，界面の接着試験と付着試験について述べる．

ａ）接着試験

ＣＦＲＰシートとコンクリートとの接着性を確認する試験で，JIS A 6909「薄付け仕上げ塗料」の付着強さ試験に準拠して行った．試験は，**図－６**に示すように，40mm×40mmで厚さ10mmの引張用ジグ（鋼製）をＣＦＲＰシー



図－６　接着試験の方法



図－７　付着試験体の形状・寸法

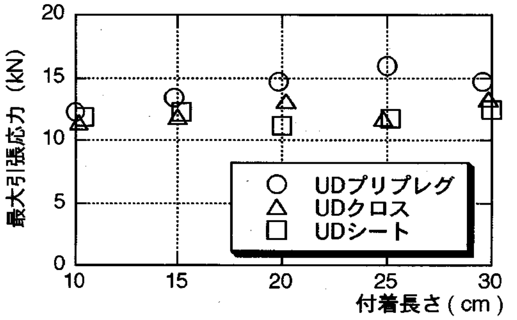
トの表面に貼り付け，そのジグを引張ることによって行う．接着強度は，破壊時の引張力を接着面積で割って求める．なお，ＣＦＲＰシートの断面内やコンクリートとの界面で破壊しないで，コンクリート内で破壊したものが良好な結果である．

試験時のコンクリート圧縮強度は30.4MPaで，接着強度（５体の平均）は0.87MPa～1.60MPaであった．コンクリート内で破壊し，良好な結果のものが殆どであったが，接着面の全面やその一部分がコンクリートとの界面で破壊したものもあった．接着強度はコンクリートの圧縮強度によって決まることになるが，この試験は，ＣＦＲＰシートとコンクリートとの接着性の現場での品質管理に利用することができる．

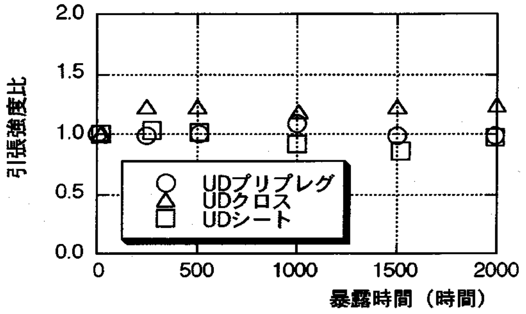
ｂ）付着試験

この項では，コンクリートに貼り付けたＣＦＲＰシートに引張力が作用した場合の，付着面での強度を把握することを目的として実施した試験[6)]の概要を述べる．試験体の形状・寸法を**図－７**に示す．試験のパラメーターは，ＣＦＲＰシートの付着長さLaと炭素繊維シートの種類である．付着長さ（単位cm）は，10,15,20,25,30の５種類，炭素繊維シートは前記の３種類である．試験時のコンクリート圧縮強度は38.6MPaであった．

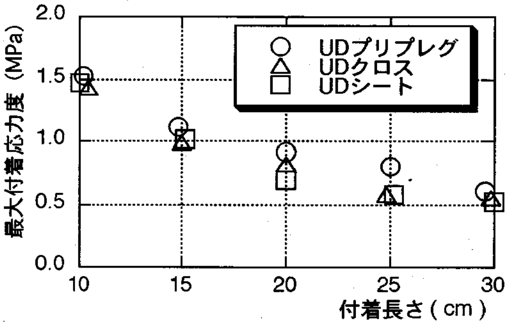
試験体合計45体の内，UDプリプレグで付着長さ30cmのもの１体のみＣＦＲＰシートが破断したが，その他のものはすべて付着破壊した．付着長さと最大引張力との関係を**図－８**に，付着長さと最大付着応力度との関係を**図－９**



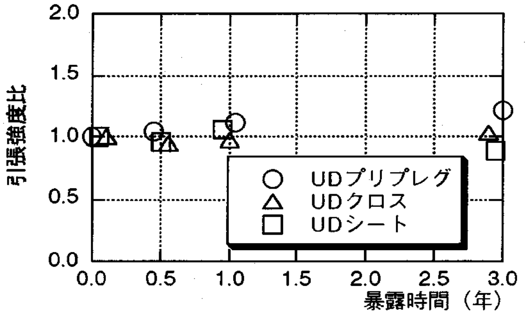
図－８　付着長さ～最大引張力関係



図－10　促進暴露時間～引張強度関係



図－９　付着長さ～最大付着応力度関係



図－11　屋外暴露時間～引張強度関係

に，それぞれ示す．最大付着応力度は，最大引張力を付着面積で割った値である．

最大引張力（付着面のせん断力）は，炭素繊維シートの違いで多少の差異があるが，ほぼ一定の値となっている．また，最大付着応力度（付着強度）は，付着長さが長くなるに従って低下しており，付着長さが30cmの場合には，0.5～0.6MPaとなっている．参考文献に示した付着・定着性状に関する研究[7]でも，同じような結果が報告されている．付着性能は補強する部材の位置や応力状態によって相違するため，付着強度についてはさらに検討する必要がある．なお，曲げ補強した部材におけるＣＦＲＰシートとコンクリートとの付着強度の算定については，6章で述べる．

（4）ＣＦＲＰシートとその接着面の耐久性

炭素繊維耐震補強工法による橋脚の補強では，通常，ＣＦＲＰシートの表面をモルタルなどで仕上げをするため，ＣＦＲＰシートは保護されていることになる．この研究では，促進暴露試験と屋外暴露試験により，仕上げがない場合の耐久性について検討した．

ＣＦＲＰシートの耐久性は，**図－３**に示した試験片のＣＦＲＰ部分のみを暴露した．ＣＦＲＰシートとコンクリート面との接着面の耐久性は，促進暴露ではモルタル板に，屋外暴露では10cm×10cm×20cmのコンクリート塊に，それぞれ炭素繊維シートを貼り付けた試験体を暴露した．なお，炭素繊維シートは前記3種類を用いた．

促進暴露試験は，JIS A 1415に基づく，サンシャインカーボンタイプのウエザロメーターを用いて2千時間まで行った[8]．また，屋外暴露試験は，日本道路公団試験研究所（東京都町田市）の建屋屋上で1991年から実施中である．この節では，促進暴露試験と3年間の屋外暴露試験の概要と接着面の耐久性について述べる．

ａ）ＣＦＲＰシートの耐久性

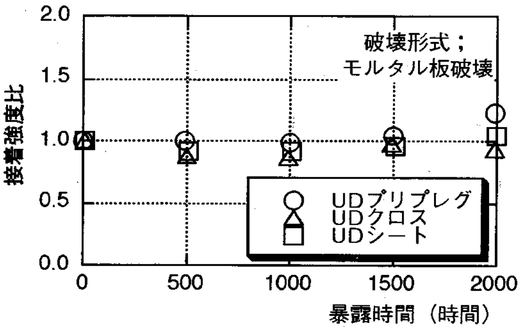
暴露時間と引張強度との関係について，促進暴露を**図－10**に，屋外暴露を**図－11**に，それぞれ示す．プロットした値は，5体の平均である．促進暴露，屋外暴露両者とも，炭素繊維シートの違いで経過がやや相違しているが，暴露による顕著な引張強度の低下はないといえる．

ｂ）接着面の耐久性

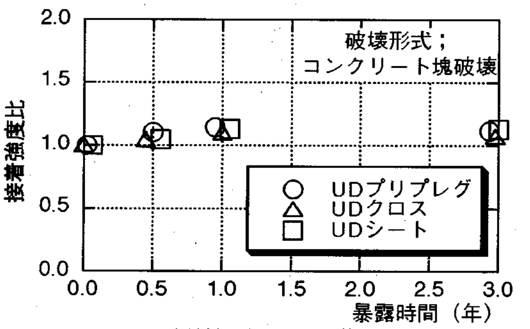
暴露時間と接着強度（5体の平均値）との関係について，促進暴露を**図－12**に，屋外暴露を**図－13**に，それぞれ示す．促進暴露では炭素繊維シートの違いによって経過がやや相違しているが，屋外暴露では経過が近似している．この試験結果からは，暴露による顕著な接着強度の低下はないといえる．

（5）ＣＦＲＰシートで拘束したコンクリートの性状

炭素繊維耐震補強工法では，橋脚に炭素繊維シートを巻き付けてせん断補強を行なう．巻き付けられたＣＦＲＰシートは，コンクリートを拘束する効果も発揮することになる．ＣＦＲＰシートを巻き付けたコンクリートの圧縮性状を検討するために，圧縮試験を実施した[8]．この節では，圧縮試験とその結果の概要，および圧縮性状について述べる．



図－12　促進暴露時間～接着強度関係



図－13　屋外暴露時間～接着強度関係

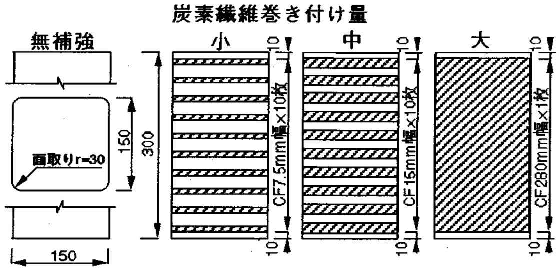
a）試験概要

試験体の形状・寸法と炭素繊維シート巻き付け要領を**図－14**に示す．試験体は，15cm×15cmの正方形断面をした高さ30cmの無筋コンクリートで，4隅を半径3cmの面取りをしている．試験のパラメーターは，炭素繊維シート巻き付けの有無とその量および炭素繊維シートの種類である．巻き付け量は，小，中，大の3種類で，おのおのの体積比（炭素繊維体積／コンクリート体積）が0.07%，0.13%，0.27%である．炭素繊維シートは前述の3種類を使用した．ＣＦＲＰシートの引張試験結果を**表－2**に示す．試験は，一軸圧縮試験とし，最大圧縮強度以後の応力～ひずみ関係を把握するため，変位制御とした．

b）試験結果

巻き付けたＣＦＲＰシートが破断した後コンクリートが破壊した．圧縮強度は，無補強の試験体が31.1MPaに対して，ＣＦＲＰシートで補強した試験体は，29.9～32.3MPaであった．補強による圧縮強度の増大はあまりなく，巻き付け量や炭素繊維シートの違いによる差もほとんどなかった．ＣＦＲＰストランドを巻き付けた場合の研究[9]によれば，巻き付け量が多くなるに従って，圧縮強度が増大している．この試験で強度が増大しなかったのは，既往の研究と比較して巻き付け量が少ないためと考えられる．

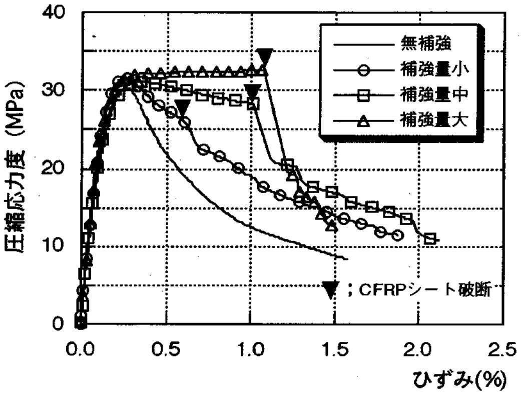
コンクリートの圧縮応力度～ひずみ関係の例（UDクロス）を**図－15**に示す．ひずみが0.25～0.30％で最大強度に達しているが，この強度までは全ての試験体は近似していた．その後の挙動が相違し，無補強の試験体は急激に強度が低下しているのに対して，補強した試験体は強度の低下が緩やかである．特に，巻き付け量が中または大のものは，ひずみが1%に達した後急激に強度が低下しており，圧縮靭性が期待できる．



図－14　試験体の形状・寸法と巻き付け要領

表－2　CFRPシート試験結果［単位：GPa］

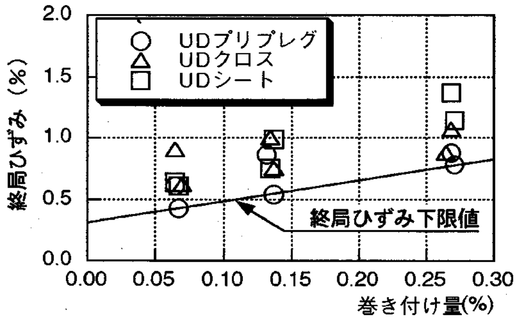
炭素繊維シートの種類	UDﾌﾟﾘﾌﾟﾚｸﾞ	UDクロス	UDシート
引張強度	3.02	3.33	3.93
弾性係数	246	262	227



図－15　圧縮応力度～ひずみ関係の例

ＣＦＲＰシートの巻き付け量とコンクリートの終局ひずみ（荷重が急激に低下し始めるときのひずみ）との関係を**図－16**に示す．巻き付け量が増大するに従って，コンクリートの終局ひずみも増大している．これはＣＦＲＰシート巻き付けによる拘束効果と考えられ，巻き付け量の小，中，大に応じて，終局ひずみの下限値はそれぞれ0.43%，0.51%，0.77%と大きくなっている．コンクリート標準示方書および道路橋示方書では，コンクリートの終局ひずみを0.35%としている．しかし，ＣＦＲＰシートを巻き付けて補強した場合には，その補強量に応じて終局ひずみを大きくできるといえる．

以上述べた結果は，正方形断面による試験の場合であるが，円形断面の場合にはさらに効果が大きくなることが確認されている[9]．炭素繊維耐震補強工法による補強対象となる橋脚は，通常の場合，長方形断面が多いため，前述の効果も小さくなる．そのため，8章で述べる耐震補強の設計では，圧縮強度や終局ひずみの増大を考慮しないこととしている．しかし，円形断面の場合には，長方形断面と相



図−16　CFRP巻き付け量〜終局ひずみ関係

違して巻き付けたＣＦＲＰシートが断面全体を均等に拘束するため，それらの効果を期待できるといえる．

４．補強部材の曲げ耐力算定

（１）概要

炭素繊維耐震補強工法による段落し部を有する既存ＲＣ橋脚の補強では，大規模地震時の曲げモーメントとせん断力に対して，次の３種類の破壊が生じないように設計しなければならない．

① ＣＦＲＰシートの引張破断による曲げ破壊
② ＣＦＲＰシートの破断によるせん断破壊
③ ＣＦＲＰシートとコンクリートとの付着破壊

この４章で①の，５章で②の，６章で③の設計法について，それぞれ述べる．

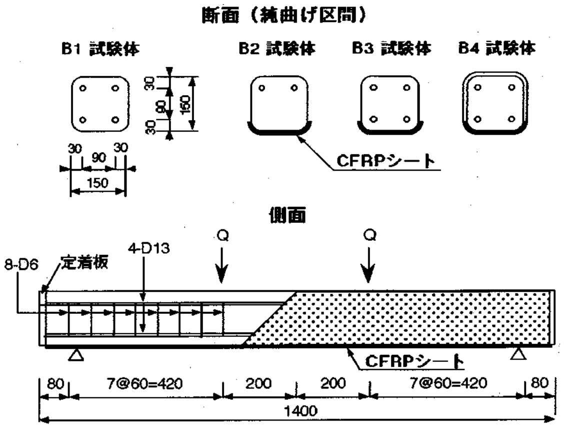
橋脚段落し部の曲げ補強は，コンクリート表面の部材軸方向に貼付けたＣＦＲＰシートに，既存橋脚の主鉄筋と共に曲げモーメントによる引張力を負担させるものである．従って，ＣＦＲＰシートは，かぶりコンクリートのない状態で，曲げ補強効果を果たすことになる．棒状に加工したＣＦＲＰを，通常の主鉄筋と同じように，コンクリート内に配置した部材の構造性能に関する研究は，数多く報告されている[10]．しかし，ＣＦＲＰシート貼り付けによるＲＣ部材の曲げ補強に関する研究の報告はあるが[11]，非常に少ない．

この４章では，ＣＦＲＰシートで曲げ補強したＲＣ部材の構造性能を把握するために，筆者らが行った実験[8]の概要と結果を述べると共に，補強部材の曲げ耐力の算定法を検討する．

（２）実験概要

ａ）試験体

試験体の形状・寸法と配筋を**図−17**に，試験体一覧を**表−３**にそれぞれ示す．試験体は，幅，高さとも15cmの正方形断面をした，長さ140cmの梁型模型である．試験パラメーターは，曲げ補強の有無と使用する炭素繊維シートの種類などである．貼付ける炭素繊維シートは全て１層で，３章で述べた３種類を使用している．試験体は次の４種類である．



図−17　試験体の形状寸法と配筋

表−３　試験体一覧

試験体記号	引張主鉄筋	炭素繊維シートによる補強法	使用炭素繊維シート
B1	2-D13	無補強	なし
B2	なし	曲げ補強１層	各試験体ともUDプリプレグ，UDクロス，UDシートを使用
B3	2-D13	曲げ補強１層	
B4	2-D13	曲げ補強１層+せん断補強１層	

①Ｂ１試験体：基準となる無補強
②Ｂ２試験体：Ｂ１試験体の純曲げ区間には，軸方向引張鉄筋を配筋しないで，炭素繊維シート１層を貼り付けて曲げ補強
③Ｂ３試験体：Ｂ１試験体を炭素繊維シート１層を貼り付けて曲げ補強
④Ｂ４試験体：Ｂ３試験体を，さらに部材軸と直角（帯筋）方向にも炭素繊維シート１層巻き付けて補強

曲げ補強したＢ２・Ｂ３・Ｂ４各試験体は，おのおの前記３種類の炭素繊維シートで補強しており，試験体としては合計10種類である．なお，試験は，各種類おのおの２体とし総合計20体行った．

ｂ）使用材料

使用した鉄筋とＣＦＲＰシートの試験結果を**表−４**に示す．試験時のコンクリートは，圧縮強度35.7MPa，弾性係数25.2GPaである．

ｃ）試験方法

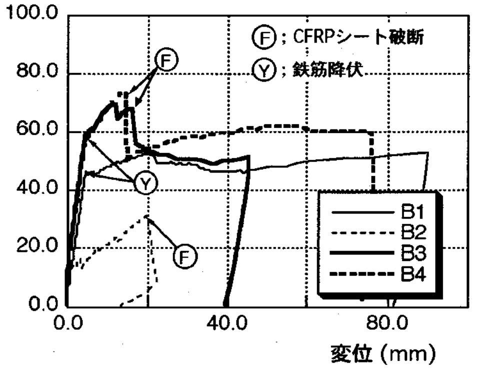
載荷は，単純梁形式で中央部２点での集中荷重で行い，一方向に荷重を漸増させた．試験体の支点では，ＣＦＲＰシート部分を直接支持している．

（３）実験結果とその検討

荷重と変位との関係の例（UDプリプレグ）を**図−18**に示す．荷重は，試験体に加えた全応力でせん断力の２倍，変位は，純曲げ区間中央での変位である．また降伏荷重は

表－4　使用材料試験結果［単位：GPa］

材料の種別	鉄筋		CFRPシート		
	D13	D6	UDプリプレグ	UDクロス	UDシート
降伏荷重	0.347	0.349	―――	―――	―――
引張強度	0.440	0.481	3.02	3.32	3.93
弾性係数	187	208	246	262	227



図－18　荷重～変位関係の例

主鉄筋が引張降伏した荷重である．

各試験体の実験経過と破壊状況は次のようである．

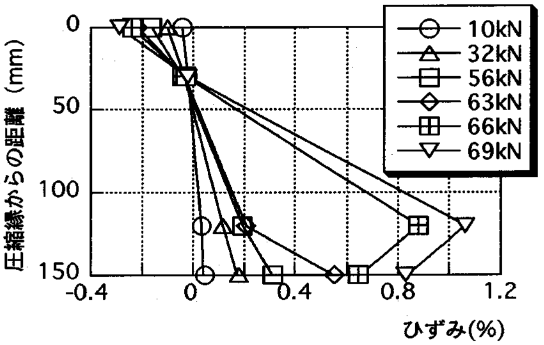
a）**B１試験体**（無補強）：曲げひび割れが発生して剛性がやや低下し，主鉄筋が降伏した後，荷重はあまり増大せず変位が急激に進行し始めた．そして，大きく変位した状態で純曲げ区間のコンクリートが圧壊した．

b）**B２試験体**（曲げ補強・純曲げ区間引張鉄筋無し）：曲げひび割れが発生すると剛性が大きく低下するが，荷重は増大し変位も進行し始める．そして，UDプリプレグとUDクロスの４体は突然ＣＦＲＰシートが破断し，UDシートの２体は付着破壊して，それぞれ荷重を保持できなくなった．

c）**B３試験体**（曲げ補強・帯筋方向補強無し）：Ｂ１試験体と近似した経過であるが，曲げひび割れ発生後の剛性低下がやや小さい．主鉄筋が降伏した後も変位が急激に進行しないで荷重が増大した．そして，ＣＦＲＰシートが突然破断して荷重が低下したが，Ｂ１試験体とほぼ同じ荷重を保持し，その後の経過も同じであった．

d）**B４試験体**（曲げ補強・帯筋方向補強有り）：Ｂ３試験体と近似した経過をし，ＣＦＲＰシートが突然破断して荷重が低下し，Ｂ１試験体とほぼ同じ荷重を保持した．しかし，その後の経過が相違し，荷重がやや増大しながら変位が大きく進行した．

ＣＦＲＰシートによる曲げ補強の有無で比較すると，曲げ補強有りの試験体は，無いものよりも，降伏荷重と最大荷重（曲げ耐力）が高くなっている．また，純曲げ区間に軸方向引張鉄筋を配筋しないで，ＣＦＲＰシートのみで曲げ補強した試験体が，曲げひび割れ発生後荷重が増大している．これらの点から，ＲＣ部材のコンクリート表面に貼り付けたＣＦＲＰシートは，曲げモーメントによる引張力を負担でき，ＲＣ部材の曲げ補強に有効であるといえる．



図－19　断面のひずみ分布例

使用した炭素繊維シートの違いで比較すると，引張鉄筋を配筋していないＢ２試験体以外の実験経過と破壊状況に顕著な差はない．しかし，ＣＦＲＰシートの引張強度の違いによって，最大荷重は相違している．この強度の評価については，次項で検討する．また，帯筋方向の補強の有無で比較すると，補強した試験体は，曲げ補強のＣＦＲＰシートが破断して荷重が低下した後，無補強のものよりも荷重がやや増加している．これは，巻き付けたＣＦＲＰシートが圧縮側のコンクリートを拘束し，コンクリートの圧縮靱性を発揮させたためと考えられる．

実験で計測された純曲げ区間における断面のひずみ分布の例（Ｂ３試験体の純曲げ区間中央）を**図－19**に示す．ＣＦＲＰシートは，荷重の低い段階から引張力を負担し，断面のひずみ分布は，ほぼ平面保持の状態となっている．引張鉄筋が降伏した直後のひずみ分布は，ＣＦＲＰシートのひずみが引張鉄筋よりも大きくなっているが，最大荷重近くでは反対にＣＦＲＰシートのひずみが小さい状態となっている．なお，ＣＦＲＰシートを貼り付けて補強した，ＲＣ梁模型試験体の200万回疲労試験[12)]によって，繰り返し回数が増加しても平面保持の状態が成立することを確認している．

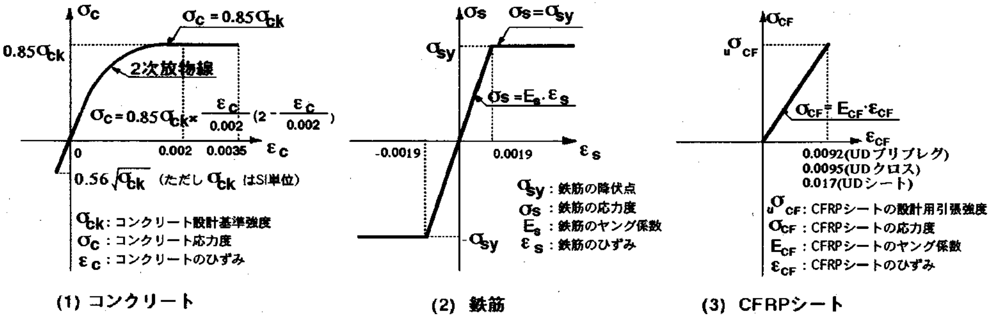
（４）曲げ補強効果の検討

曲げ破壊した試験体の破壊抵抗曲げモーメント（曲げ耐力）の実験値と計算値との関係を**図－20**に示す．曲げ耐力の計算値は，**図－21**に示す材料の応力度～ひずみ曲線を使用し，次の規定により算出している．この規定は，道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編に基本的には準拠し，ＣＦＲＰシートに関する事項を追加している．

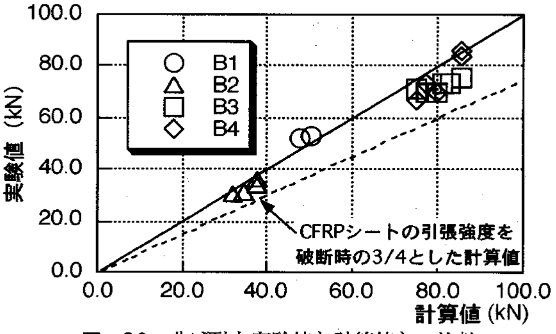
1）ひずみは中立軸からの距離に比例する．

2）コンクリートの圧縮応力度～ひずみ曲線は，**図－21－(1)**のとおりとする．圧縮応力度の最大値は0.85 σck（σck：コンクリートの設計基準強度）とする．

3）鉄筋の応力度～ひずみ曲線は，**図－21－(2)**のとおり



図－21　材料の応力度σ～ひずみε曲線



図－20　曲げ耐力実験値と計算値との比較

とし，鉄筋のひずみ硬化を考慮しない．

4）ＣＦＲＰシートの圧縮強度は無視する．

5）ＣＦＲＰシートの引張応力度～ひずみ曲線は，図－21－(3)のとおりとし，完全弾性体とする．

図に示した計算値は，前述の材料試験結果を用いて求めたもので，ＣＦＲＰシートの引張応力度の最大値を，材料試験での破断時の応力度としている．図の実験値と計算値とを比較すると，無補強の試験体は両者の値がよく一致している．しかし，ＣＦＲＰシートで曲げ補強した試験体で曲げ破壊したものは，実験値と計算値との比が0.86～0.99（平均0.90)であり，実験値がやや低くなっている．既往の実験[11)]でも，実験値と計算値の比が0.71～0.90（平均0.82）となっている．

この低下する原因として，コンクリートのひび割れ面で作用するせん断応力や応力集中の影響が考えられる．それは，ＣＦＲＰには，軸方向の引張力には強いが直交方向の力には弱い性質があることや，数万本以上の素線の集合体に樹脂を含浸・硬化させたもので，応力集中を受け易いことなどのためと考えられる．

これらの点を考慮すると，曲げモーメントによる引張力を負担するＣＦＲＰシートは，材料試験による破断時の引張強度を発揮できないといえる．そこで，負担できる引張応力度を，破断時引張応力度の4分の3に低減して求めた計算値を，図－20に示した．この場合には，実験値が計算値よりも15％以上大きくなっており，前記低減率で安全側に実験値を評価できるといえる．なお，この低減率（4分の3）は，前述の実験と既往の実験[8)]における実験値と計算値との比の平均値が0.87になることから，安全側に定めたものである．

以上の検討は，1層の炭素繊維シートで補強した試験体による実験結果についてである．補強する曲げモーメントが大きくなると，炭素繊維シートの積層数も多くなる．積層数が多い場合については，10層までの実験を行なっており，補強したＲＣ部材の曲げ耐力は前記の低減率で計算できることを確認している[5)]．また，これらの実験は，一方向の繰り返し荷重であり，地震時の正負繰り返しの影響が考慮されていない．しかし，補強したＲＣ梁の200万回の疲労試験[12)]で，ＣＦＲＰシートとコンクリートとの接着面が健全であったことや，8章で述べる補強橋脚の正負繰り返し加力実験で，曲げ補強部が耐力を発揮していたことなどを考慮すると，正負繰り返し荷重に対しても適用できると考えられる．

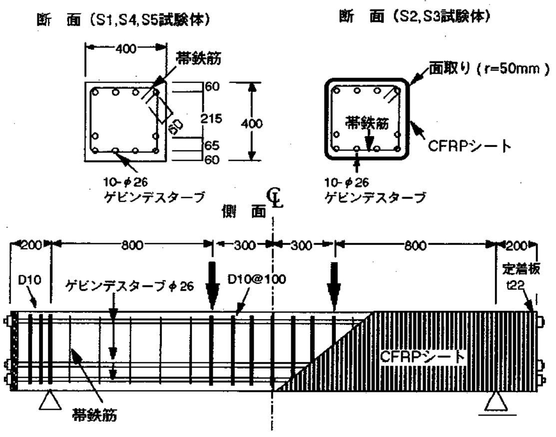
以上の結果から，ＣＦＲＰシートを貼り付けて曲げ補強したＲＣ部材の曲げ耐力は，ＣＦＲＰシートの引張強度を，3章の2節で述べた破断時引張強度の3/4に低減し，ＲＣ部材に適用されている塑性理論に基づいて算定できるといえる．

5．補強部材のせん断耐力算定

(1) 概要

段落し部を有する既存ＲＣ橋脚の耐震補強では，段落し部および基部のせん断補強を必要とする場合がある．炭素繊維によるＲＣ部材のせん断補強は，炭素繊維のストランドまたはシートを，帯筋またはスターラップ方向に巻き付けて行なう．この際，曲げ補強した部材では，貼り付けた炭素繊維シートの表面に，また，曲げ補強しない部材では，コンクリート表面に直接，それぞれ巻き付ける．炭素繊維ストランド巻き付けによるせん断補強については数多くの研究報告[1),4)]がある．しかし，炭素繊維シート巻き付けによるせん断補強については，研究報告が少ない．

筆者らは，炭素繊維シート巻き付けによるＲＣ部材のせ



図−22 試験体の形状寸法と配筋

表−5 試験体一覧とせん断耐力実験値

試験体記号	せん断補強筋							せん断耐力実験値 kN
	帯鉄筋			CFRPシートによる帯筋			合計	
	配筋@mm	p_w%	$p_w \cdot \sigma_{wy}$	補強層数	p_{cf}%	$p_{cf} \cdot \sigma_{cf}$	$\Sigma p \cdot \sigma$	
S 1	D6@150	0.11	3.77	無補強	——	——	3.77	310
S 2				0.5 層	0.029	7.25	11.02	436
S 3				1 層	0.058	14.30	18.10	535
S 4	D10@150	0.24	8.58	無補強	——	——	8.58	434
S 5	D10@100	0.36	12.90				12.90	458

[注] 0.5層とは、1層の炭素繊維量（目付量）を半分にしたものである。

ん断補強効果を把握することを目的として実施した実験を報告した[13]。この5章では，この実験と結果の概要を述べると共に，補強部材のせん断耐力算定法を検討する．

（2）実験概要

a）試験体

試験体の形状・寸法と配筋を**図−22**に，その一覧を**表−5**に，それぞれ示す．試験体は，40cm×40cmの正方形断面で，断面の4隅を半径5cmで面取りをした長さ260cmのＲＣ梁模型である．試験のパラメーターは，炭素繊維シート巻き付けによるせん断補強の有無，および鉄筋，炭素繊維シート両者のせん断補強（帯筋）量である．試験体は合計5体で，無補強で帯鉄筋量が少ない基準となるもの（Ｓ１試験体），Ｓ１試験体に炭素繊維シートを巻き付けてせん断補強したもので，その補強量が少ないもの（Ｓ２試験体）と多いもの（Ｓ３試験体），無補強で帯鉄筋量が中間のもの（Ｓ４試験体）と多いもの（Ｓ５試験体）である．なお，炭素繊維シートは10cm重ね継手している．

試験体の軸方向引張鉄筋比は全て同じで，2.53％である．また，帯鉄筋比およびＣＦＲＰシートによるせん断補強筋（以下，ＣＦＲＰ帯筋，その量をＣＦＲＰ帯筋比と呼ぶ）は，それぞれ次式で求めている．

$$p_w = A_w / (b \cdot a_w) \times 100 \quad (1)$$

$$p_{cf} = A_{cf} / (b \cdot a_{cf}) \times 100 \quad (2)$$

表−6 使用材料試験結果

使用種別	使用材料の諸元	降伏点 GPa	引張強度 GPa	弾性係数 GPa
帯鉄筋	D6	0.35	0.48	208
	D10	0.36	0.52	193
CFRP 帯筋	UD クロス 0.5 層	——	2.45	260
	UD クロス 1層	——	2.42	236
主鉄筋	φ26 B種1号	1.00	1.13	203

［注］0.5層：表−５参照

ここに，

p_w，p_{cf}：それぞれ帯鉄筋比，ＣＦＲＰ帯筋比

A_w：帯鉄筋の断面積（cm^2）

A_{cf}：ＣＦＲＰ帯筋の幅１cmに含まれている炭素繊維のみの断面積（cm^2）

b ：部材の幅（cm）

a_w：帯鉄筋の配置間隔（cm）

a_{cf}：ＣＦＲＰ帯筋の配置間隔で，ＣＦＲＰシートの場合にはA_{cf}に対応させて1cmとする．

b）使用材料

試験時におけるコンクリートは，圧縮強度30.0MPa，弾性係数28.3GPa，引張強度3.03MPaである．鉄筋は，主筋にはＢ種１号のＰＣ鋼棒を，スターラップにはＳＤ345を，また，炭素繊維シートは，３章で述べたＵＤクロス（厚さ0.115mm）を使用した．それらの材料試験結果を**表−6**に示す．

c）試験方法

載荷は，単純梁形式で中央２点での集中荷重で行い，一方向に荷重を漸増させた．

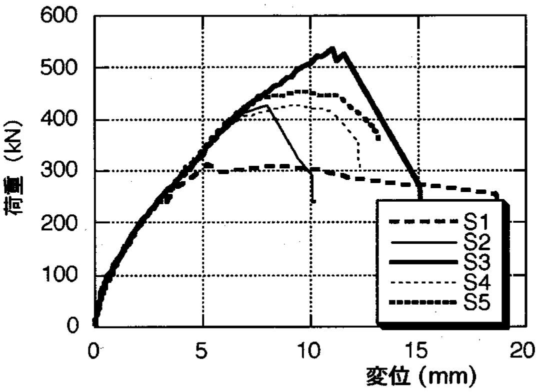
（3）実験結果とその検討

各試験体のせん断力と変位との関係を図−23に示す．なお，各試験体のせん断耐力実験値は表−6に示した．各試験体の実験経過と破壊状況は，次のようである．

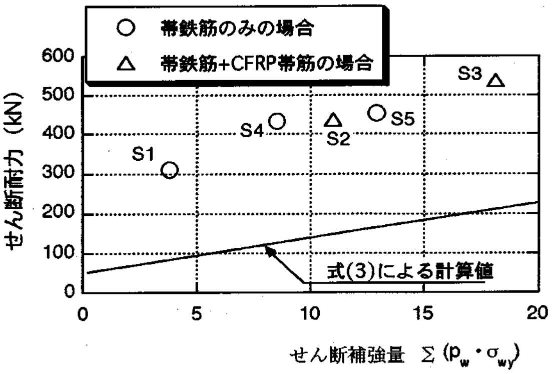
a）**無補強のＳ１・Ｓ４・Ｓ５各試験体**：曲げひび割れが，次いでせん断ひび割れが発生した後，帯鉄筋が降伏してせん断ひび割れが大きく開きせん断破壊した．各試験体の帯鉄筋が降伏する荷重とせん断耐力は，帯鉄筋比が大きくなるに従って増大している．

b）**せん断補強したＳ２・Ｓ３両試験体**：無補強のものと近似した経過を示すが，帯鉄筋が降伏した後荷重が増大し，衝撃音と共にＣＦＲＰ帯筋が突然破断してせん断破壊した．ＣＦＲＰ帯筋のひずみは，帯鉄筋が降伏した後急激に増大し始め，荷重の増大と共に大きくなっていた．また，実験終了後，ＣＦＲＰシートを撤去して調査したところ，ＲＣ部分には無補強のものと近似したひび割れが発生しており，ＣＦＲＰ帯筋がコンクリートのひび割れが開くのを拘束していたといえる．

炭素繊維シート巻き付けによるせん断補強の有無で比較すると，せん断補強したＳ２・Ｓ３両試験体は，補強していないＳ１試験体よりも，帯鉄筋が降伏する荷重とせん断



図−23　せん断力〜変位関係



図−24　せん断補強筋量〜せん断耐力関係

耐力が共に増大している．それらの増大する割合は，ＣＦＲＰ帯筋による補強量が多いＳ３試験体の方が大きくなっている．

以上述べた点を考慮すると，ＲＣ部材に巻き付けたＣＦＲＰシートは，帯鉄筋と同じように，せん断補強筋としての補強効果を発揮できるといえる．

（４）せん断補強効果の検討

せん断補強したＲＣ部材のせん断耐力を通常のＲＣ部材で使用されている各種の評価式を用いて比較検討した結果を報告した[13]．ここでは，設計に使用する評価式の提案を意図し，道路橋示方書Ｖ耐震設計編のせん断耐力式に準拠した，次式の適用性を検討する．

$$P_S = S_C + S_S + S_{cf} \qquad (3)$$

$$S_C = \tau_C \cdot b \cdot d$$

$$S_S = p_w \cdot \sigma_{sy} \cdot b \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)/1.15$$

$$S_{cf} = p_{cf} \cdot \sigma_{cf} \cdot b \cdot d \cdot (\sin\theta' + \cos\theta')/1.15$$

ここに，

P_S：補強した部材のせん断耐力（N）
S_C：コンクリートが負担できるせん断耐力（N）
S_S：帯鉄筋が負担できるせん断耐力（N）
S_{cf}：ＣＦＲＰ帯筋が負担できるせん断耐力（N）
τ_C：コンクリートの平均せん断応力度（MPa）
b, d：部材断面の幅，有効高（cm）
p_w：帯鉄筋比［式（１）］
σ_{sy}：帯鉄筋の降伏応力度（MPa）
θ：帯鉄筋と部材軸とのなす角度（rad.）
p_{cf}：ＣＦＲＰ帯筋比［式（２）］
σ_{cf}：ＣＦＲＰ帯筋の引張強度（MPa）
θ'：ＣＦＲＰ帯筋と部材軸とのなす角度（rad.）

この式は，補強した部材のせん断耐力は，コンクリー帯鉄筋，およびＣＦＲＰ帯筋各せん断耐力を累加できるものとし，帯鉄筋とＣＦＲＰ帯筋を同じ評価式としている．これらは，前述した実験や既往の研究結果[4]に基づいている．

前述した実験から得られたせん断耐力とせん断補強量の指標となる［$p_w \cdot \sigma_{sy} + p_{cf} \cdot \sigma_{cf}$］との関係を，前記評価式（３）による計算値と共に，**図−24**に示す．計算に用いた値は，τ_Cは道路橋示方書に規定されている値，σ_{sy}とσ_{cf}は材料試験結果による値で，θとθ'は（$\pi/2$）rad.（90度）としている．

図−24から，せん断耐力はせん断補強量が増加するに従って，ほぼ直線的に増加していることが分かる．このことは，ＣＦＲＰ帯筋が帯鉄筋と共同してせん断補強効果を発揮していたことを示しているといえる．実験値を式（３）による計算値と比較すると，実験値は計算値の2.35〜3.20倍で，実験によって得られたせん断耐力は非常に高い強度となっている．これは，評価式（３）ではコンクリートが負担できるせん断耐力を安全側に評価しているためと考えられる．

次に，道路橋示方書Ⅳ下部構造編の表−解3.4.1による，帯鉄筋の目安について検討する．この表では，軸方向引張鉄筋比に応じて，帯鉄筋比が規定されている．この研究では，σ_{sy}とσ_{cf}が大きく相違するため，［$p_w + p_{cf}$］を目安とすると過大となり，また不経済ともなる．せん断補強量の効果は，［$p_w \cdot \sigma_{sy} + p_{cf} \cdot \sigma_{cf}$］（記号は前記）で評価できることを前述した．鉄筋に換算した見掛けの帯筋比p_w'は，$p_w' \cdot \sigma_{sy} = p_w \cdot \sigma_{sy} + p_{cf} \cdot \sigma_{cf}$　から，$p_w' = p_w + p_{cf}(\sigma_{cf}/\sigma_{sy})$　となる．従って，p_{cf}を次式で鉄筋に換算したp_{cf}'を用いて，［$p_w + p_{cf}'$］を目安とすることができるといえる．

$$p_{cf}' = p_{cf} \times (\sigma_{cf}/\sigma_{sy}) \qquad (4)$$

この式で求めた値を目安に使用する場合には，帯鉄筋比の最大の目安値0.25％は，ＣＦＲＰ帯筋のみの場合で約0.03％程度となる．

以上の結果から，炭素繊維シートを巻き付けてせん断補

強したRC部材のせん断耐力は，CFRPシートの破断時引張強度を用いて，式（3）で十分安全側に評価できるといえる．しかし，せん断補強設計では，塑性領域がないCFRPの破壊状態を考慮すると，CFRPシートの引張強度を破断時の3/4に低減した，曲げ補強設計と同じ値とするのが当面適切であると考えられる．また，軸方向引張鉄筋比に応じた帯鉄筋比の目安値としては，CFRP帯筋比を式（4）で帯鉄筋比に換算した値とすることができといえる．

6．曲げ補強CFRPシートの付着強度算定

（1）概要

炭素繊維耐震補強工法による橋脚段落し部の曲げ補強は，コンクリート表面に貼り付けたCFRPシートに，既存橋脚の軸方向主筋と共に引張力を負担させるものである．CFRPシートとコンクリートとの界面が剥離して付着破壊が生じると，CFRPが所要の引張強度を発揮する前に，コンクリートとの一体化が損なわれ，橋脚の耐震補強効果が期待できないことになる．従って，段落し部の曲げ補強では，CFRPシートの補強量に応じて，コンクリートへの部材軸方向の貼り付け長さ（付着面積）を確保する必要がある．

CFRPシートとコンクリートとの付着破壊のメカニズムや付着強度を把握するために，曲げ補強したRC部材の各種実験を行って報告してきた[5),14)]．この6章では，代表的な実験の概要と結果を述べると共に，付着強度の算定法を検討する．

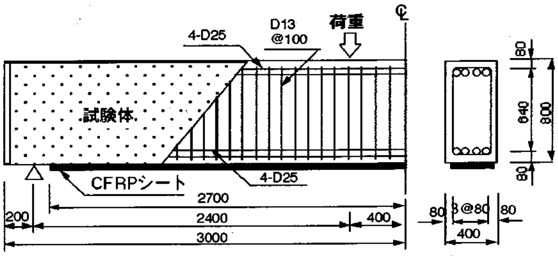
（2）実験概要

a）試験体

試験体の形状・寸法と配筋を**図－25**に，試験体一覧を**表－7**に，それぞれ示す．試験体は，幅40cm高さ80cm，長さ600cmの矩形断面をしたRC梁型模型で，断面の4隅を半径5cmで面取りしている．試験パラメーターは，曲げ補強の有無と炭素繊維シートの貼り付け積層数（曲げ補強量）である．試験体は合計4体で，無補強の基準となるF1試験体，炭素繊維シート貼り付けによる曲げ補強量が，4層のF2試験体，同6層のF3試験体，および同10層のF4試験体である．F4試験体は，10層の炭素繊維シートで補強しているが，その幅が他の2体の半分のものを使用しているため，曲げ補強量としてはF2とF3両試験体のほぼ中間の値となる．また，F3とF4両試験体は，曲げ補強のCFRPシートとコンクリートとの付着強度を向上させることを意図して，帯筋方向にもコの字型で炭素繊維シート3層を貼り付けて補強（以下，付着補強と呼ぶ）している．

b）使用材料

コンクリート，鉄筋，およびCFRPシートの材料試験結果を**表－8**に示す．炭素繊維シートは，UDプリプレグとUDシートを使用している．



図－25　試験体の形状寸法と配筋

表－7　試験体一覧

試験体記号	RC部の配筋 主鉄筋	RC部の配筋 せん断補強筋	CFRPシート補強法 曲げ補強	CFRPシート補強法 付着補強
F1	引張側 圧縮側とも4-D25	D10 @100mm	無補強	無補強
F2			UDプリプレグ4層	
F3	引張鉄筋比 0.70%	帯筋比 0.64%	UDプリプレグ6層	UDプリプレグ3層
F4			UDクロス10層	UDクロス3層

表－8　使用材料試験結果

試験体記号	コンクリート 圧縮強度 MPa	コンクリート 弾性係数 GPa	鉄筋 D25 GPa	鉄筋 D13 GPa	CFRPシート 引張強度 GPa	CFRPシート 弾性係数 GPa
F1	36.3	24.5	降伏強度 0.340	降伏強度 0.325	－	－
F2	34.8	23.8	引張強度 0.529	引張強度 0.486	3.66	253
F3			弾性係数 188	弾性係数 189	3.30	257
F4	32.9	22.9			2.81	252

c）試験方法

載荷は，単純梁形式で中央部2点での集中荷重で行い，一方向に繰り返して荷重または変位を漸増させた．なお，両端部の支点部分ではコンクリート表面を直接支持し，CFRPシートを拘束していない．

（3）実験結果とその検討

実験結果一覧を**表－9**に，各試験体の荷重と変位との関係を**図－26**に示す．荷重とは試験体に加えた全応力で，せん断力の2倍である．降伏荷重は主鉄筋が引張降伏した荷重，最大荷重は載荷履歴中に経験した最大の荷重を，それぞれ示している．計算値は，CFRPシートの引張強度を破断時引張強度として求めた曲げ耐力で，比は実験値を計算値で割った値である．

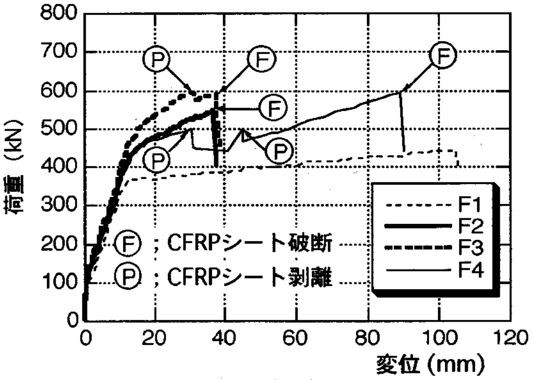
各試験体の破壊状況は次のようである．

a）**F1試験体**（無補強）：主鉄筋が降伏した後，荷重はあまり増大せず変位が急激に進行し始め，大きく変位した状態で加力点部のコンクリートが圧壊した．

b）**F2試験体**（4層補強・付着補強無し）：主鉄筋が降伏した後も変位が急激に進行しないで，CFRPシートの曲げ補強効果によって荷重が増大するが，突然大きな音と共にCFRPシートが破断した．

表－9　実験結果一覧

試験体記号	降伏荷重（kN）			最大荷重（kN）		
	実験値	計算値	比	実験値	計算値	比
F1	343	387	0.89	450	431	1.04
F2	377	424	0.89	546	673	0.81
F3	425	441	0.96	592	764	0.76
F4	383	436	0.88	592	662	0.89



図－26　荷重～変位関係

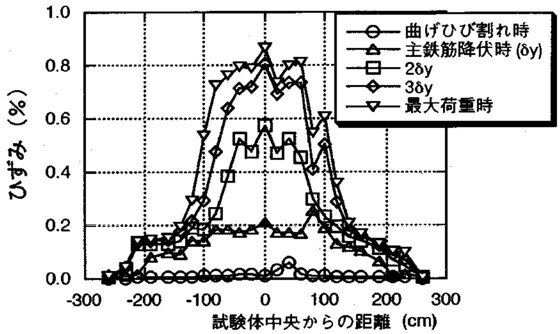
c）**F3試験体**（6層補強・付着補強有り）：F2試験体と近似した経過をしたが，付着切れが発生してやや荷重が低下した．その後，付着補強の拘束効果によって荷重を保持するが，変位があまり進行しないで曲げ補強用CFRPシートが破断した．

d）**F4試験体**（10層補強・付着補強有り）：F3試験体と近似した経過をしたが，主鉄筋降伏後の荷重の増大はごく僅かで，その荷重を保持しながら変位が大きく進行する過程で付着切れが発生した．さらに載荷すると，荷重と変位が徐々に増大した状態で，曲げ補強用CFRPシートが破断した．

曲げ補強試験体と無補強試験体とを比較すると，前者の降伏荷重と最大荷重は，CFRPシートによる曲げ補強量が多くなるに従って増大しており，補強効果が認められる．各試験体の実験値と計算値との比は，4章で述べた内容と近似した結果となっている．

CFRPシートとコンクリートとの付着強度の面で見ると，曲げ補強量が4層で付着補強していないF2試験体は，CFRPシートが破断して最大荷重に達しており付着強度は十分であったといえる．一方，曲げ補強量が6層と10層で付着補強したF3とF4両試験体は，付着切れが発生した．既往の実験結果[5]によれば，付着切れが発生すると，荷重はほとんど増大しないで付着破壊し最大荷重に達している．この実験でも，付着補強をしていなかった場合には付着強度が不足し，付着切れが発生した後付着破壊したと考えられる．このことから，この実験で行った付着補強は効果があったといえる．

（4）付着強度算定法の検討



図－27　CFRPシートのひずみ分布例

曲げ補強したRC部材が曲げモーメントとせん断力を受けた場合，CFRPシートとコンクリートとの界面には，材軸方向のずれに対するせん断応力（付着応力）が発生する．この付着応力がある値に達すると，まず局部的な付着切れが発生し，その後全面が付着破壊すると考えられる．

前記の実験から得られた，CFRPシートの部材軸方向ひずみ分布の例を**図－27**に示す．ひずみは，ワイヤーストレインゲージで測定した値である．ひずみ分布は，試験体の中央から左右100cmの範囲では，ほぼ同じ値となっている．一方，その範囲外では，支点に近づくに従って小さくなっている．ひずみ分布のせん断スパン内における各測点間のひずみの差，すなわち，ひずみ分布曲線の勾配が付着応力度になっていると考えられる．前記の実験で付着切れが確認されたF3とF4各試験体においては，後で述べる式（5）に準じて求めた各測点区間の局部付着応力度は，1.20～1.80MPa程度となっている[14]．

曲げ補強効果を確保するために，CFRPシートとコンクリートとの必要な付着長さを規定する必要がある．この研究では，曲げ補強部材の最大曲げモーメント位置からCFRPシートの端部までの全体の貼付け長さに着目し，全付着面積から求めた平均付着応力度で設計する方法を検討することとした．

前記の実験結果から求めた平均付着応力度と曲げ補強量（積層数）との関係を，既往の実験結果[5),11)]も含めて**図－28**に示す．前記の実験で，付着切れが発生して後CFRPシートが破断したF3とF4両試験体は，付着切れ発生時の荷重から換算して求めた引張力を用いて求めている．なお，平均付着応力度は次式で算定した．

$$\tau_{cf} = T_{cf} / (b_{cf} \cdot \ell_{cf}) \qquad (5)$$

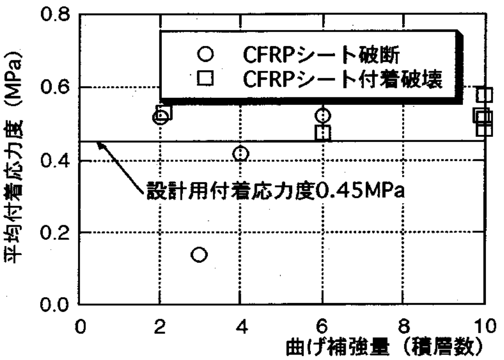
$$T_{cf} = \sigma_{cf} \cdot A_{cf}$$

$$\sigma_{cf} = E_{cf} \cdot \varepsilon_{cf}$$

$$A_{cf} = n \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}$$

ここに，

τ_{cf}：平均付着応力度（MPa）



図－28　曲げ補強筋量～平均付着応力度関係

表－11　使用炭素繊維の組合わせ

分　類	曲げ補強 (段落し部)	せん断補強 (橋脚全体)
Ⅰ	炭素繊維シート	炭素繊維シート
Ⅱ		炭素繊維ストランド

T_{cf}：曲げモーメント最大位置でのＣＦＲＰシートの引張力（N）

b_{cf}：ＣＦＲＰシートの幅（cm）

ℓ_{cf}：ＣＦＲＰシートの貼付け（付着）長さ（cm）

σ_{cf}：曲げモーメント最大位置でのＣＦＲＰシートの引張応力度（MPa）

E_c：ＣＦＲＰシートの弾性係数（MPa）

ε_{cf}：曲げモーメント最大位置でのＣＦＲＰシートのひずみ

A_{cf}：ＣＦＲＰシートの断面積（cm^2）

n：炭素繊維シートの積層数

t_{cf}：炭素繊維シート１枚の厚さ（cm）

この式で求めた平均付着応力度（τ_{cf}）は，ＣＦＲＰシートが破断して最大荷重に達した試験体では，0.14～0.52MPaとなっている．一方，付着破壊（付着切れ発生を含む）した試験体では，ＣＦＲＰシートの補強量の多少に関係なく，0.47～0.58（平均0.51）MPaと近似した値となっている．この値は，前記局部付着応力度の1/4～1/3である．

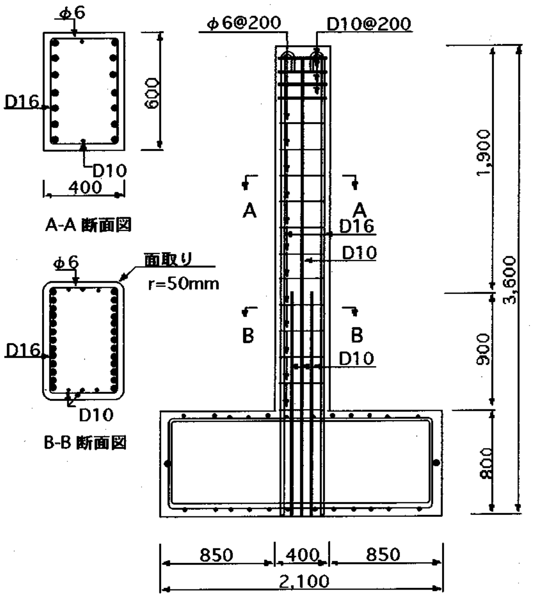
以上の結果から，炭素繊維シートで曲げ補強したＲＣ部材における，ＣＦＲＰシートとコンクリートとの付着強度は，前記の式（5）によって求めた平均付着応力度を，0.45MPaとして算定できるといえる．この結果に基づいて，橋脚における付着・定着の検討を８章で述べる．

7．耐震補強橋脚の水平加力実験

（1）概要

炭素繊維による既存ＲＣ部材の耐震補強に関する研究としては，炭素繊維ストランドを巻き付けてせん断補強する，建築物の柱を対象とした研究報告がある[1),4)]．段落し部を有する既存ＲＣ橋脚では，補強内容（補強部位）と使用する炭素繊維の組み合わせは，**表－10**に示す２種類となる．

筆者らは，炭素繊維シートによるせん断補強に関するする研究[15),16),17)]（分類Ⅰ）と炭素繊維ストランドによってせん断補強する研究[15),18),19)]（分類Ⅱ）を報告してきた．この論文は，分類Ⅰに関する研究である．この７章では，ＲＣ橋脚の代表的な模型試験体による実験結果に基づいて，補強効果と構造性能を述べると共に，橋脚の補強範囲や定着長について検討する．



図－29　試験体の形状寸法と配筋

表－11　試験体一覧

試験体記号	段落しの有無	CFRPシートによる補強範囲（mm）			CFRPシート補強量		
		段落し上部	段落し下部	基部	段落し部 曲げ補強	段落し部 せん断補強	基部 せん断補強
C1	有	無補強			－	－	－
C2		530	400	500	2層	2層	2層
C3	無	無補強		600	－	－	2層

（2）実験概要

a）試験体

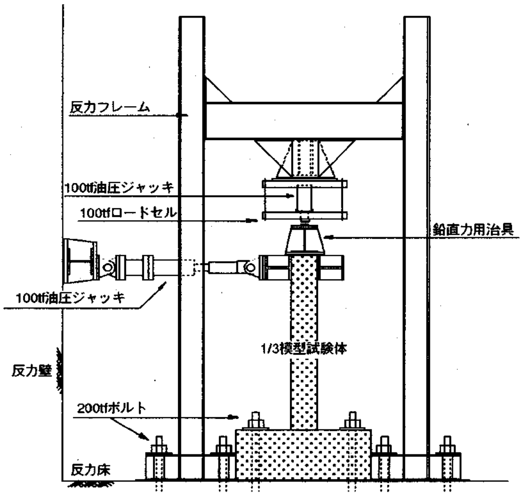
試験体の形状寸法と配筋を**図－29**に，段落し部の有無やＣＦＲＰシートの補強範囲と補強量の試験体一覧を**表－11**に，それぞれ示す．試験体は，東名高速道路の代表的な実橋脚を３分の１に縮小した模型で，相似則や寸法効果を考慮して決定した．基部の軸方向主鉄筋比は1.2％で，帯鉄筋はϕ6を20cmピッチで配置しており，帯鉄筋比は

表－12　使用材料試験結果

試験体記号	コンクリート 圧縮強度(MPa)	コンクリート 弾性係数(GPa)	鉄筋 種別	鉄筋 降伏強度(MPa)	鉄筋 引張強度(MPa)	鉄筋 弾性係数(GPa)	CFRPシート 引張強度(GPa)	CFRPシート 弾性係数(GPa)
C1	36.2	24	D10	353	510	190	CFRP シートによる補強無し	
			D16	353	520	190		
			φ6	363	471	190		
C2	28.1	22	D10	353	497	190	2.84	250
			D16	352	501	190		
C3	35.9	25	φ6	333	457	200	2.87	250

表－13　実験結果一覧［単位：荷重kN，変位mm］

試験体記号	主筋降伏時 荷重	主筋降伏時 変位 δy	終局時 荷重	終局時 変位 δu	最大荷重 荷重	最大荷重 変位 δm	保有靭性率 μ	破壊（終局）状況 位置	破壊（終局）状況 モード
C1	102	20.6	113	61.7	113	61.7	3.0	段落し部	曲げ破壊
C2	98	22.3	115	111.7	137	63.8	5.0	基部	曲げ破壊
C3	117	22.0	152	244.2	152	244.2	11.1	基部底面の曲げ変形	



図－30　載荷要領

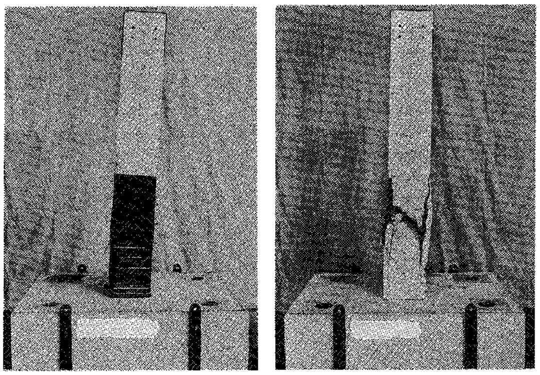
0.047%である．なお，橋脚のコーナー部を半径50mmで面取りを行なっている．

段落し部を有する試験体は２体で，無補強の基準となるＣ１試験体および段落し部と基部を補強するＣ２試験体である．段落し位置は実験の都合上からフーチング天端（基部底面）から90cmの位置とし，主鉄筋量は基部の約半分とした．段落し部が無いＣ３試験体は，段落し部が完全に補強された場合の基部のみの補強効果を検討するもので，橋脚全体を基部と同じ配筋とした．

炭素繊維シートによる補強範囲は，段落し部を有する試験体では段落し部と基部を，段落し部の無い試験体では基部のみをそれぞれ補強した．段落し部の曲げ補強および段落し部と基部のせん断補強は，それぞれ炭素繊維シートを２枚積層して行った．ＣＦＲＰシートによる曲げ補強のＣＦＲＰ引張筋比は0.055%，せん断補強のＣＦＲＰ帯筋比は0.065%となる．

ｂ）使用材料

炭素繊維シートは３章で述べたＵＤプリプレグ（厚さ



補強したＣ２試験体　　　無補強のＣ１試験体

写真－２　実験終了後の試験体状況

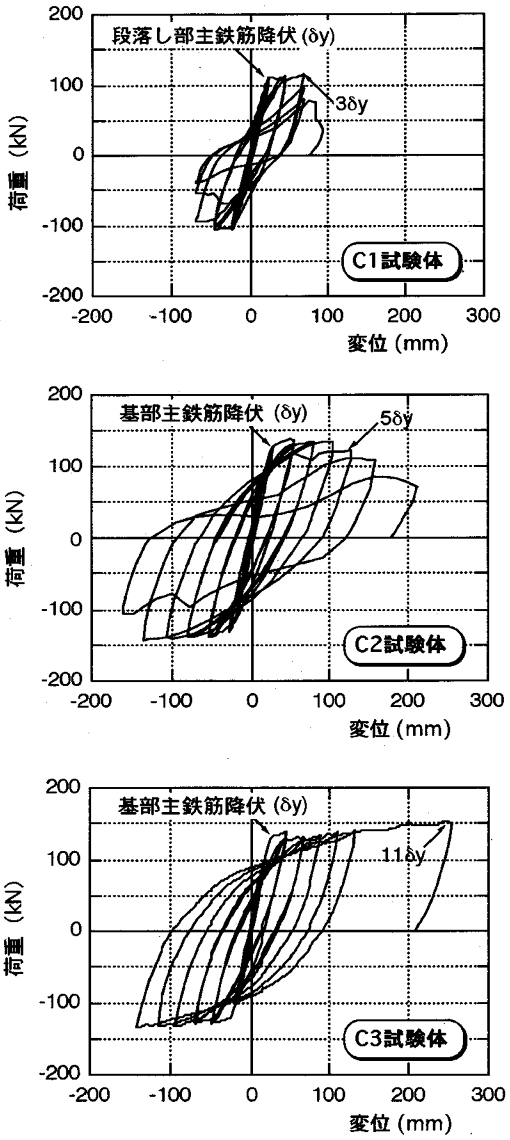
0.0972mm）を使用した．使用材料の試験結果を**表－12**に示す．

ｃ）試験方法

載荷要領を**図－30**に示す．載荷は，フーチング部を試験床にＰＣ鋼棒で固定し，片持ち梁形式で行った．上部工の死荷重に相当する軸力（平均圧縮応力度0.6MPa）を加えて，一定に保持しながら，水平力を静的に正負交番繰り返しで漸増させて行った．主鉄筋が降伏する荷重（その時の変位δy）までは，荷重制御で５回繰り返した．δy以後は変位制御とし，δy，２δy，３δyで３回，４δy，５δy，６δyで１回それぞれ繰り返した後，終局状態まで正方向に載荷した．

（３）実験結果とその検討

実験結果の一覧を**表－13**に，荷重と変位との関係を**図－31**に，載荷終了後の試験体の状況を**写真－２**に，それぞれ示す．主筋降伏時とは，軸方向の主鉄筋が引張り降伏したときである．終局時とは，Ｃ１試験体は段落し部のコンクリートが圧壊したとき，Ｃ２試験体はＣＦＲＰシートが破断したときである．なお，Ｃ３試験体は載荷装置の最大変位能力までに破壊しなかったため，載荷終了時点を終



図－31　荷重と変位の関係

局時とすることとした．荷重とは加えた水平荷重で，最大荷重とは載荷履歴中に経験した最大の荷重である．変位とは，載荷位置でのフーチング部に対する相対変位である．また保有靭性率（μ）とは，終局時の変位（δu）を主筋降伏時の変位（δy）で割った値である．

各試験体の破壊状況をまとめると次のようである．

a）**Ｃ１試験体**（無補強）：δyの載荷時に段落し部のひび割れが進展し，３δy１回目の負方向載荷時に，段落し部コンクリートの破壊により荷重が低下した．

b）**Ｃ２試験体**（段落し部と基部を補強）：６δyの正方向載荷時に，段落し部を曲げ補強したＣＦＲＰシートの下端（フーチング天端から50cm）付近のかぶりコンクリートがはらみだすとともに，せん断補強のＣＦＲＰシートが破断し始めた．その後，主鉄筋が座屈し始め，コンクリートの圧壊と破壊が進行し荷重も徐々に低下した．

c）**Ｃ３試験体**（段落し部がなく基部のみ補強）：フーチング天端の基部コンクリート部分が曲げ圧壊する兆候が見られた．しかし，ＣＦＲＰシートがコンクリートを拘束し，載荷装置の最大変位能力（11δy)まで載荷したが破壊には至らなかった．

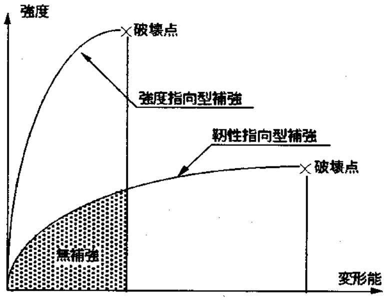
各試験体の実験値と計算値を比較すると，降伏荷重時の［実験値／基部での計算値］はＣ１が0.93，Ｃ２が0.96，Ｃ３が1.10で，降伏荷重の実験値は計算値とよく近似している．一方，最大荷重の［実験値／基部での計算値］は，Ｃ１が0.88，Ｃ２が1.08，Ｃ３が1.19である．無補強のＣ１試験体の最大荷重実験値は，段落し部が破壊したため計算値に達していない．しかし，段落し部と基部を補強したＣ２試験体は基部が曲げに近い破壊をし，段落し部がなくて基部のみを補強したＣ３試験体は，基部底面の曲げ変形によって大変形しており，両試験体の実験値は計算値とよく対応している．

耐震補強したＣ２とＣ３試験体を無補強のＣ１試験体と比較すると，鉄筋降伏荷重までは近似した経過であるが，破壊状況と最大荷重（Ｐm)，保有靭性率（μ）が相違している．無補強のＣ１試験体では段落し部が破壊したのに対して，段落し部を補強したＣ２試験体では先行破壊位置が段落し部から基部に完全には移行していないが，Ｐmが高く（1.22倍）なり，μが大きく向上（1.67倍）している．また，段落し部がなく基部のみを補強したＣ３試験体は，基部底面が大きく曲げ変形して，Ｐmが高く（1.35倍）なり，μが大幅に向上（3.70倍）している．このことは，段落し部を有する橋脚を適切に耐震補強することによって，非常に大きい靭性能を発揮させ得ることを示唆している．

（4）補強範囲と定着長の検討

段落し部の有害な損傷を防止し，基部を曲げ破壊させて強度と靭性能を発揮させるために必要な，ＣＦＲＰシートの曲げ補強範囲と定着長について述べる．なお，せん断補強については８章で述べる．

段落し部を補強した橋脚の模型試験体による既往の実験結果[15),16)]によれば，段落し位置から上側の補強範囲よりも，下側の補強範囲の影響が大きい結果となっている．即ち，段落し位置からの補強範囲が長くなるに従って，荷重が低下し始める変位が大きくなり，靭性能も増大している．そして，照査段落し位置（８章参照）まで補強したＣ２試験体では，保有靭性率が５に達する変位まで強度がほとんど低下していない．Ｃ２試験体は基部側へのＣＦＲＰシートの定着長さが不足していたため，基部が完全には曲げ破壊しなかったものと考えられる．これらの結果から，照査段落し位置での不足曲げモーメントに対して曲げ補強し，かつ，段落し位置からＣＦＲＰシートの応力を基部側に十分定着する必要があるといえる．



図－32　構造物の耐震性能向上方法

一方，照査段落し位置から上側の補強範囲は，基部が破壊抵抗曲げモーメントに達したときの作用曲げモーメントが，段落し部降伏抵抗曲げモーメントと同じになる位置までとなる．この位置からの定着長の設計法については，８章の４節で述べる．

以上の結果から，ＣＦＲＰシートによる段落し部の曲げ補強とその定着長および橋脚のせん断補強を適切に設計すれば，十分な構造性能が得られるものと考えられる．

８．橋脚耐震補強設計法の概要

（１）基本方針

構造物の耐震性能を向上させる耐震補強には，**図－32**に示すように，強度指向型補強と靭性指向型補強の両者がある．前者は強度を高くさせて，また，後者は変形能力（靭性）を向上させて，それぞれ構造物のエネルギー受容能力を高める方法である．炭素繊維橋脚耐震補強工法は，先行破壊断面を段落し部から基部の曲げ破壊に移行させて靭性能を発揮させるものであり，靭性指向型補強の一種類といえる．

段落し部を有する既存ＲＣ橋脚の耐震補強設計は，道路橋示方書に準拠して行う．設計のフローを**図－33**に，橋脚の配筋と，基部が破壊抵抗曲げモーメントに達した時の作用曲げモーメントと段落し部の降伏抵抗曲げモーメント，および補強範囲の相互関係を**図－34**に，それぞれ示す．段落し部の照査する断面位置は，道路橋示方書Ⅳ下部構造編3.4.2に規定されている，鉄筋の重ね継手長さを考慮した位置（以下，照査段落し位置と呼ぶ）とし，重ね継手長さを次式で算定する．

$$\ell_a = \sigma_{sa} \cdot \phi / (4\tau_{0a}) \text{ かつ } 20\phi \qquad (6)$$

ここに，

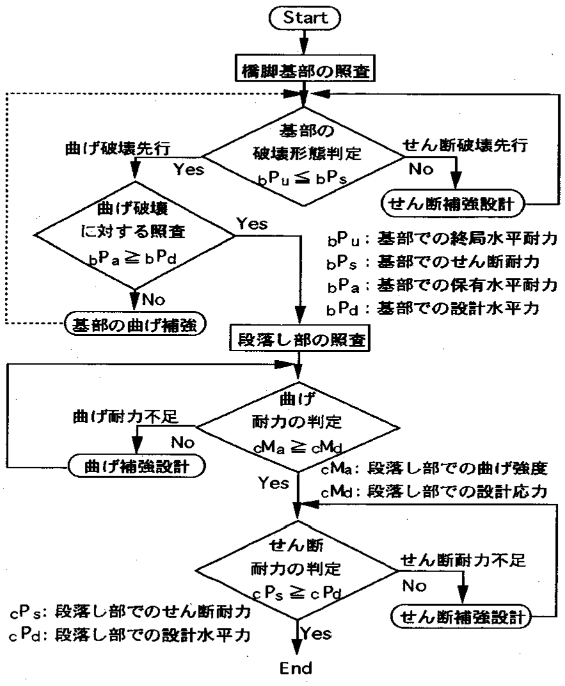
ℓ_a：鉄筋の重ね継手長さ（cm）

σ_{sa}：鉄筋の許容引張応力度（MPa）

τ_{0a}：コンクリートの許容付着応力度（MPa）

ϕ：鉄筋の直径（cm）

橋脚の地震時水平力に対する照査は，道路橋示方書Ｖ耐震設計編の５章鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に準拠して，設計水平震度に相当する慣性力（以下，設計水平力）に基づき次のように行う．



図－33　段落し部を有する橋脚の耐震設計フロー

ａ）基部の破壊形態の判定と補強

① 基部の先行する破壊形態を判定する．

② 曲げ破壊が先行すると判定された場合には，保有水平耐力($_bP_a$)が設計水平力($_bP_d$)以上であることを確認する．$_bP_a < {}_bP_d$の場合には，$_bP_d$以上の耐力となるように基部の曲げ補強を行う．

③ せん断破壊が先行すると判定された場合には，基部が曲げ破壊するように，設計水平力または基部が破壊抵抗曲げモーメントに達する水平力に対して，基部のせん断補強を行う．

ｂ）段落し部の耐力の判定と補強

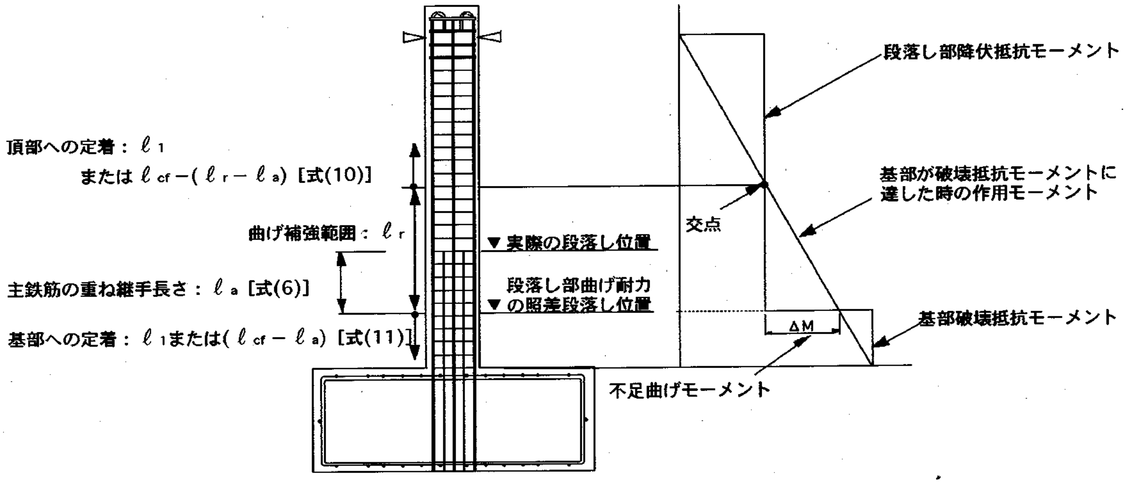
① 段落し部の曲げ耐力とせん断耐力を判定する．

② 照査段落し位置における主筋が引張降伏するときの曲げ強度(降伏抵抗曲げモーメント$_cM_a$)が，基部が曲げ破壊するときにその位置に作用する設計応力($_cM_d$)以上であるかを判定する．$_cM_a < {}_cM_d$の場合には，$_cM_d$以上の強度となるように段落し部の曲げ補強を行う．

③ 段落し部におけるせん断耐力が基部が曲げ破壊するときの設計水平力未満の場合には，段落し部のせん断補強を行う．

ｃ）補強後の保有水平耐力の照査

炭素繊維シートによるａ）項とｂ）項の補強設計が完了した後，道路橋示方書Ｖ耐震設計編に基づいて地震時水平力に対する照査を行い，補強量が適切であることを確認する．筆者らは，基部の地震時保有水平耐力が不足する場合の基部曲げ補強の例を報告した[20]が，基部の曲げ補強設計



図−34　橋脚の配筋と抵抗・作用モーメント

についてはこの論文の範囲外とする．この9章では，段落し部の曲げ補強設計，段落し部と基部のせん断補強設計，および構造細目について述べる．

（2）段落し部の曲げ補強設計

段落し部を有する橋脚が地震で損傷を受けた場合，段落し部の主筋が一度降伏に達すると，以後の損傷は基部よりも段落し部で早く進行するとの報告がある[21]．基部が曲げ破壊して靭性能を発揮するまでに，段落し部に有害な損傷が発生しないように補強する必要がある．すなわち，照査段落し位置において，補強後の曲げ強度（破壊抵抗曲げモーメント）が，設計応力（作用曲げモーメント）以上となるように，段落し部の曲げ補強を行う．

炭素繊維シートによって曲げ補強する不足曲げモーメントは，次式となる．

$$\Delta M = M_{ut} - M_y \qquad (7)$$

ここに，

ΔM：照査段落し位置の不足曲げモーメント

M_{ut}：基部が破壊抵抗曲げモーメントに達した時の照査段落し位置での作用曲げモーメント

M_y：照査段落し位置での補強前の降伏抵抗曲げモーメント

段落し部のＣＦＲＰシートによる曲げ補強量は，式(7)による不足曲げモーメントに対して，4章で述べた算定法に基づいて設計する．なお，ＣＦＲＰシートの設計に用いる引張強度としては，3章の2節（ＣＦＲＰシートの力学的特性）および4章（補強部材の曲げ耐力算定）に基づいて，1.84GPaとする．

（3）せん断補強設計

この研究の設計は，橋脚をせん断破壊させないで，基部を曲げ破壊させるものである．ＣＦＲＰシート巻き付けによって，橋脚をせん断補強しなければならない応力は，次式となる．

$$\Delta P_s = P_u - P_s \qquad (8)$$

ここに，

ΔP_s：不足せん断力

P_u：橋脚基部が破壊抵抗曲げモーメントに達する時の水平力

P_s：橋脚の補強前せん断耐力

橋脚のＣＦＲＰシートによるせん断補強量は，式（8）による不足せん断力に対して式（3）に基づいて設計する．なお，ＣＦＲＰシートの設計に用いる引張強度としては，3章の2節（ＣＦＲＰシートの力学的特性）および5章（補強部材のせん断耐力算定）に基づいて，1.84GPaとする．また，軸方向引張鉄筋比に応じた帯筋比の目安値は，式（4）でＣＦＲＰシートを帯鉄筋比に換算して求めた値とする．

（4）構造細目

a）補強範囲

炭素繊維シート貼り付けによる曲げ補強範囲は，照査段落し位置から，段落し部降伏抵抗曲げモーメントと基部が破壊抵抗曲げモーメントに達したときの作用モーメントとの交点までとする（**図−34**参照）．

b）定着長さ

曲げ補強ＣＦＲＰシートの長さは，前記の曲げ補強範囲

と，所要の定着長さの２種類から決まる．ＣＦＲＰシートで曲げ補強した部材が所要の耐力を発揮するために必要となる長さ，すなわちＣＦＲＰシシートの応力が最大となる位置（段落し位置に相当）からの付着（貼り付け）長さは，前述の式（５）から次式となる．

$$\ell_{cf} = (\sigma_{cf} \cdot n \cdot t_{cf}) / \tau_{cf} \qquad (9)$$

ここに，

ℓ_{cf}：ＣＦＲＰシートの付着（貼り付け）長さ(cm)

σ_{cf}：ＣＦＲＰシートの引張強度（MPa)

n：ＣＦＲＰシートの積層数

t_{cf}：ＣＦＲＰシートの厚さ（cm）

τ_{cf}：ＣＦＲＰシートとコンクリートとの平均付着応力度（MPa）

σ_{cf}は，曲げ補強の場合に用いる引張強度で，前2項で述べた1.84GPaとする．t_{cf}は，炭素繊維の断面積のみで求めた厚さで，また，τ_{cf}は，6章に基づき0.45MPaとする．

照査段落し位置における不足曲げモーメントに対して補強したＣＦＲＰシートの引張応力は，実際にはコンクリートを介して段落し位置から主鉄筋に伝達されていることになる．従って，段落し部での定着長さは，式（９）で求めたℓ_{cf}以上を段落し位置から両側に確保すればよいと考えられる．このことは，曲げひび割れが発生する部分での定着ではあるが，ＣＦＲＰシートの拘束効果によってひび割れ幅が開かないことや，補強したＣＦＲＰシートに生じる引張応力は段落し部で最大になるという既往の実験結果[15,16]からいえる．以上の考察から，曲げ補強範囲から頂部と基部への定着長さは次のように定める（**図－34参照**）．

頂部への定着

$$\left.\begin{array}{ll} \ell_{cf}-(\ell_r-\ell_a)\leqq\ell_1 \text{の場合} & \ell_1 \\ \ell_{cf}-(\ell_r-\ell_a)>\ell_1 \text{の場合} & \ell_{cf}-(\ell_r-\ell_a) \end{array}\right\} \qquad (10)$$

基部への定着

$$\left.\begin{array}{ll} \ell_{cf}-\ell_a\leqq\ell_1 \text{の場合} & \ell_1 \\ \ell_{cf}-\ell_a>\ell_1 \text{の場合} & \ell_{cf}-\ell_a \end{array}\right\} \qquad (11)$$

ここに，

ℓ_{cf}：式（９）で求めた付着（貼り付け）長さ(cm)

ℓ_r：曲げ補強範囲の部材軸方向の長さ(cm)

ℓ_a：式（６）による鉄筋の重ね継手長さ(cm)

ℓ_1：ＣＦＲＰシート１層の定着長さ(cm)

最小の定着長さℓ_1は安全側になるように定めたものである．なお，以上に述べた定着長さの設計については，さらに検討する必要があると言える．

ｃ）重ね継手長さ

炭素繊維シートを巻き付けてせん断補強する場合の，ＣＦＲＰシートの重ね継手長さは20cm以上とする．この継手長さは，既往の研究結果[6),22)]に基づいて安全側に定めている．

ｄ）最小帯筋比

軸方向引張鉄筋比に応じた最小帯筋比とその範囲は，道路橋示方書の規定を満足させるものとし，ＣＦＲＰ帯筋を含めた最小帯筋比は５章の４節に基づいて算定する．なお，ＣＦＲＰシートで曲げ補強した部分には，既存の帯鉄筋で最小帯筋比を満足していても，その外側に必ず１層のＣＦＲＰシートを巻き付ける．

９．結　論

段落し部を有する既存ＲＣ橋脚の炭素繊維シートによる耐震補強工法を実用化するために，その設計法を確立することを目的として行なった研究について述べた．この研究成果をまとめると，次のようである．

（１）炭素繊維シートによる耐震補強工法は，段落し部を有する既存ＲＣ橋脚に対して補強効果を発揮し，有効な補強工法に成り得る．

（２）ＣＦＲＰシートを貼り付けて曲げ補強したＲＣ部材の曲げ耐力は，ＣＦＲＰシートを完全弾性体とし，その引張強度を破断時の3/4に低減させて，ＲＣ塑性理論によって算定できる．ただし，ＣＦＲＰシートとコンクリートとの付着強度とその定着長さを確保する必要がある．

（３）既存ＲＣ部材に巻き付けたＣＦＲＰシートは，せん断補強筋としての補強効果を発揮できる．せん断補強したＲＣ部材のせん断耐力は，ＣＦＲＰシートの破断時引張強度を用いて，式（３）で安全側に評価できる．

（４）ＣＦＲＰシートを貼り付けて曲げ補強したＲＣ部の，ＣＦＲＰシートとコンクリートとの付着強度は，式（５）で求めた平均付着応力度を，0.45MPaとして算定することができる．

（５）この研究で，補強する炭素繊維シートとして使用したＵＤプリプレグ，ＵＤクロスおよびＵＤシートの３種類は，ＣＦＲＰシートとしての材料特性は良好で，耐震補強材料として同等に使用できる．

（６）炭素繊維シートを2～10層積層したＣＦＲＰシートの引張強度や弾性係数は，1層のものと同等である．

（７）ＣＦＲＰシートとそのコンクリートとの接着面の耐久性は，2千時間の促進暴露と3年の屋外暴露の試験結果からは，特に問題とはならないといえる．

謝辞：この研究に協力していただいた日本道路公団，㈱大林組の各位，およびＣＲＳ研究会の会員各位に深謝いたします．

付録

ＣＲＳ研究会は炭素繊維による既存ＲＣ構造物の補強工法の研究，改善，普及並びに技術基準の整備などを目的に，1991年１月１日に発足した．当初の会員は，㈱大林組，三菱化学（旧三菱化成）㈱，東レ㈱，東燃㈱，ショーボンド建設㈱，㈱サンメイ，三信建設工業㈱で，現在の会員は40社となっている．

参考文献

1) 勝俣英雄，小畠克朗：炭素繊維の巻付けによる既存鉄筋コンクリート柱の耐震補強方法，セメント・コンクリート，No.497，pp.517-522，1988.
2) 小畠克朗，木村耕三：炭素繊維による既存煙突の耐震補強，建築保全，No.37，pp.37-42，1988.
3) 小畠克朗，勝俣英雄，大野了：ＣＦＲＰ巻付け工法で耐震補強された既存ＲＣ橋脚の靭性能，土木学会第49回講演概要集第５部，pp.918-919，1994.
4) 小畠克朗，勝俣英雄，田中常雄：炭素繊維の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，Vol.11，No.1，pp.861-866，1989.
5) 大林組技術研究所：多積層のシート状ＣＦＲＰで補強されたＲＣ部材の曲げ性状，ＣＲＳ研究会技術資料，No.4，1993.
6) 大林組技術研究所：シート状ＣＦＲＰとコンクリートとの付着試験，ＣＲＳ研究会技術資料，No.3，1994.
7) 木村耕三，小畠克朗，大野了：炭素繊維シートとコンクリートとの付着・定着性状に関する研究，日本建築学会構造工学論文集，Vol.41B，pp.527-536，1995.
8) ＣＲＳ研究会：炭素繊維シートを貼付けて補強したＲＣ部材の要素試験，ＣＲＳ研究会技術資料，No.１，1992.
9) 勝俣英雄，小畠克朗，武田寿一：炭素繊維による既存鉄筋コンクリート柱の耐震補強に関する研究（その３）－炭素繊維によって拘束されたコンクリートの圧縮性状－，大林組技術研究所報，No.38，pp.54-58，1989.
10) 土木学会編：連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用，土木学会，コンクリートライブラリー第72号，1992.
11) 木村耕三，小畠克朗：シート状炭素繊維による既存鉄筋コンクリートの曲げ補強，土木学会・連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用に関するシンポジウム講演論文報告集，pp.119-122，1992.
12) 安藤博文，松田哲夫，緒方紀夫，岡野素之，小畠克朗：炭素繊維による桁補強の検討，土木学会第48回講演概要集第５部，pp.28-29，1993.
13) 安藤博文，前田良文，緒方紀夫，岡野素之，小畠克朗：炭素繊維によるせん断補強効果に関する研究，土木学会第49回年次学術講演概要集第５部，pp.934-935，1993.
14) 大野了，安藤博文，緒方紀夫，小畠克朗：曲げ補強用シート状ＣＦＲＰの付着性状に関する研究，第９回日本地震工学シンポジウム論文集第２分冊，pp.2167-2172，1995.
15) 松田哲夫，藤原博，東田典雄：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28巻，pp.73-84，1991.
16) 藤原博，東田典雄，大野了，岡島豊行：炭素繊維によるＲＣ橋脚の耐震補強効果について（その１載荷実験），土木学会第46回講演概要集第５部，pp.770-771，1991.
17) 松田哲夫，東田典雄，勝俣英雄，小畠克朗：同上題目（その２設計法），土木学会第４６回講演概要集第５部，pp.772-773，1991.
18) 松田哲夫，村山陽，大野了，小畠克朗：炭素繊維により耐震補強された既存ＲＣ橋脚の靭性率，土木学会第47回講演概要集第５部，pp.738-739，1992.
19) 小畠克朗，勝俣英雄，八木謙介：炭素繊維による既存ＲＣ橋脚の耐震補強（その１補強方法），土木学会第45回講演概要集第５部，pp.822-823，1990.
20) 松田哲夫，水上秀夫，山本忠久，岡島豊行：橋梁拡幅における炭素繊維による橋脚補強工法，土木学会第47回講演概要集第５部，pp.734-735，1992.
21) 川島一彦，運上茂樹，飯田寛之：主鉄筋段落しを有するＲＣ橋脚の耐震性判定法，土木学会第46回講演概要集第１部，pp.1122-1123，1991.
22) 岡野素之，木村耕三，小畠克朗：炭素繊維貼付けによる既存部材の補強に関する研究（その１）－シート状炭素繊維補強材の基礎的試験－，大林組技術研究所報，pp.29-32，1991.

(1995.2.14 受付)

SEISMIC RETROFITTING USING CARBON FIBER FOR EXISTING RC BRIDGE PIERS

Norio OGATA, Hirofumi ANDOH, Tetsuo MATSUDA,
Yoshiro KOBATAKE and Satoru OHNO

This paper presents a study carried out for the development of seismic retrofitting technique using carbon fiber for existing reinforced concrete bridge piers with longitudinal rebar cut off section. Chap. 2 introduces a newly developed method of seismic retrofitting. Chap.3 describes the test results on material properties and durability of carbon fiber reinforced plastic (CFRP) and confined effect of wrapping CFRP. Chapters 4 through 6 deal with the design methods of member retrofitted by CFRP. Chap. 4 takes up flexural strength, Chap. 5 shear strength and Chap. 6 bonding strength. Chapters 7 and 8 deal with the bridge pier retrofitted using CFRP. Chap. 7 describes the tests on seismic performance. Chap. 8 proposed design procedure, methods and details.