

炭素繊維シートを用いた鋼製橋脚の耐震補強

Seismic Retrofit of Steel Piers with Carbon Fiber Sheets

渡辺貴之*, 石田圭吾**, 林 和彦***, 山口隆裕****, 池田尚治*****

Takayuki Watanabe, Keigo Ishida, Kazuhiko Hayashi, Takahiro Yamaguchi, Shoji Ikeda

- * 横浜国立大学大学院 工学研究科 計画建設学専攻 (〒240-8501 神奈川県横浜市保土ヶ谷区常盤台 79-5)
 ** 横浜国立大学大学院 工学府 社会空間システム学専攻 (〒240-8501 神奈川県横浜市保土ヶ谷区常盤台 79-5)
 *** 修(工), 横浜国立大学大学院助手, 工学研究院 (〒240-8501 神奈川県横浜市保土ヶ谷区常盤台 79-5)
 **** 博(工), 極東鋼弦コンクリート振興(株) 技術研究所 (〒254-0807 神奈川県平塚市代官町 37-31)
 ***** 工博, 横浜国立大学大学院教授, 工学研究院 (〒240-8501 神奈川県横浜市保土ヶ谷区常盤台 79-5)

Application of carbon fiber sheets for strengthening steel piers against severe earthquakes was proposed here. In this study, reversed cyclic loading and pseudo-dynamic loading tests were performed by using scaled column specimens together with the basic uniaxial tension and compression test on steel plate specimens glued with or without carbon fiber sheets.

A kind of elephant leg buckling phenomenon was seen in the middle height of steel piers in the damage by 1995 Kobe earthquake. It was found in the experiment that the cause of the elephant leg buckling was due to the reversed cyclic bending moment of post-yield level at the butt welded cross section where the thickness of the upper part of plate was decreased from the lower one in the steel column. From the experimental results, the seismic retrofit of steel piers with carbon fiber sheets was clarified to be sufficiently effective to prevent local buckling and eventually to improve the ductility of steel piers.

Key Words : carbon fiber sheet, steel pier, buckling, seismic retrofit of steel pier

: 炭素繊維シート, 鋼製橋脚, 座屈, 耐震補強

1. はじめに

1995年1月17日の兵庫県南部地震では、旧耐震設計基準に基づいて設計された橋脚は、地震力が想定されたレベルを大幅に超えたことにより、甚大な損傷を受けた。鉄筋コンクリート橋脚（以下RC橋脚）は数多く倒壊し、鋼製橋脚も多大な被害を受けた。これらの鋼製橋脚の中で角形断面の橋脚は、補剛板のパネル全般が座屈した結果大きく塑性変形が生じたものや、局部座屈したもの、局部座屈から割れが生じ完全に倒壊したものが見られた。また、円形断面の鋼製橋脚は板厚変化部や柱の基部において、提灯座屈と呼ばれる外側にはらみだすような局部座屈が生じ、その部分から発生した亀裂が周方向に進展しほぼ全周に渡って破断しているものも見られた。

鋼製橋脚は材料の特性からRC橋脚と比較して変形性能が優れていると考えられてきた。しかしながら、今回の類のない地震被災経験をする事となり、これを契機に耐震補強の研究が進められてきた¹⁾²⁾。現在までに鋼製橋脚の耐震補強にはコンクリート充填補強、縦リブ補強などが提

案、実用化されており、それらを用いた耐震補強工事が進められている。しかしながら、施工上の制限や自重の増加等の問題も存在する。

一方、炭素繊維シート(以下CFS)による耐震補強は、自重の増加が少なく、施工が容易で経済的である利点を生かし、RC橋脚への適用について研究がなされてきた³⁾⁴⁾。著者らはCFSの補強特性がRC橋脚と同様に鋼製橋脚でも適用可能であることを見出し、鋼製橋脚の耐震補強にCFSを用いる方法を考案した⁵⁾。本論文は兵庫県南部地震で被災した実橋脚を模した板厚変化を有する鋼製橋脚供試体へCFSによる補強を施し、その補強効果を検証したものである。

2. 実験概要

2.1 橋脚実験供試体

実験要因を、断面形状、板厚変化部の接合方法、CFS補強方法、および載荷方法とし、11体の供試体を作製した。断面形状は中空角形断面および中空円形断面の2種類と

表-1 供試体諸元

供試体名※1	板厚	使用材料	形状寸法	板厚変化部	実験方法	補強方法
S-C-N	6-9mm	SM 400	角形 397×397mm	軸合わせ	静的	-
S-C-CFL			角形 400×400mm	外面合わせ		縦方向5層-横方向1層
S-E-N						-
S-E-CFS						縦方向5層-横方向1層
S-E-CFL						縦方向5層-横方向1層
Sφ-N(R)	6.4-9.5mm	STK 400	円形 Φ406.4mm			
Sφ-CF5-0(R)				縦方向5層		
Sφ-CF0-5(R)				横方向5層		
Sφ-CF5-2(R)				縦方向5層-横方向2層		
Sφ-N(PD)				-		
Sφ-CF5-2(PD)				準動的	縦方向5層-横方向2層	

※1 S-: 角形断面, Sφ-: 円形断面, -C-: 軸合わせ, -E-: 外面合わせ, -N: 無補強, -CFS: 短いCFS補強範囲, -CFL: 長いCFS補強範囲, -CF○△: 縦方向○層, 横方向△層の補強, (R): 静的繰り返し載荷, (PD): 準動的載荷

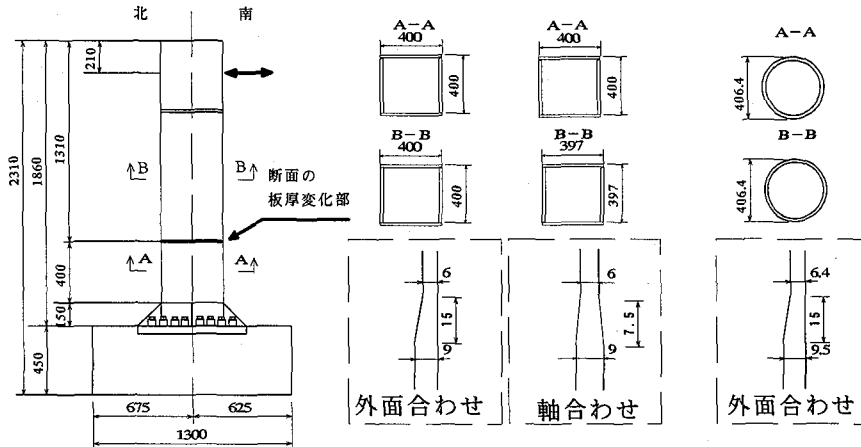


図-1 供試体形状

した。供試体の諸元を表-1, 形状を図-1 にそれぞれ示す。

2.1.1 無補強供試体

(1) 角形断面供試体

図-1 に示すように供試体はフーチング付き独立一本柱形式とし、1 辺が 400mm の中空の正方形断面とした。フーチング上面から 150mm の範囲は、板厚 12mm としリブで十分に補強し、その上端を基部とした。基部から載荷点までの距離は 1500mm で、実橋脚をモデル化して基部から 400mm の位置で 6mm-9mm の板厚変化を有している。供試体は板厚変化部の接合方法の違いにより 2 タイプ作製した。板厚変化部において外側が平らになるよう接合した「外面合わせ」の供試体が S-E-N、鋼板の中心軸を合わせた「軸合わせ」の供試体が S-C-N である。

(2) 円形断面供試体

角形断面と同様のフーチング付き独立一本柱形式で、φ 406.4mm の中空の円形断面とした。板厚の変化は 6.4mm-9.5mm で、基部以下は 12.7mm である。接合方法は「外面合わせ」のみ作製し、供試体名は Sφ-N である。

2.1.2 CFS により補強した供試体

前述の無補強供試体 (計 3 タイプ) に対して、CFS を板厚変化部に貼付して耐力補強を行った供試体を以下に述べる。使用した CFS の力学特性を表-2 に示す。なお CFS の接着にはエポキシ系樹脂を用いた。CFS は、炭素繊維をシート状に加工したものであり、繊維方向のみ剛性があ

表-2 CFS の力学特性

炭素繊維シート(製品規格値)				
繊維目付量 (g/m ²)	設計厚さ (mm)	引張強度 (MPa)	引張弾性係数 (GPa)	破断伸度 (%)
300	0.167	3480	230	1.5

*引張強度・弾性係数はシート単位あたりで測定し、設計厚さで割った値。

るため、単方向にのみ有効であり、補強する方向を限定することができる。また、CFS の貼付け枚数により補強量 (目付量) を制御することができる。本実験では、CFS の繊維方向を、供試体軸方向と同一とした「縦方向」と軸直角方向 (円周方向) とした「横方向」の 2 種類の貼付け方向とした。

なお、CFS と鋼材の弾性係数の比は 1.09 となりほぼ同じである。CFS による補強効果が 5000μ まで有効となると、そのときの応力度は 1160MPa となる。鋼材の規格降伏強度は 235MPa であるためそれらの強度比はおよそ 4.9 である。そのため、CFS1 枚の厚さ (0.167mm) は鋼材に換算するとおよそ 0.8mm に相当する。各供試体について、補強位置と補強長さ、補強方向と補強枚数の組み合わせを以下のように設定した。

CFS 補強によって柱の軸方向の剛性が CFS 端部に境に急激に変化するのを避ける目的で、縦方向の補強は CFS1 枚増加につき補強長さを 20mm ずつ増やしている。

表-3 CFS 貼付け範囲

供試体名	補強方法	CFS補強範囲(板厚変化部から)
S-E-CFS	縦方向5層—横方向1層	上下100mmで上下共20mmづつ延長 (横方向200縦方向240,280,320,360,400mm)
S-E-CFL	縦方向5層—横方向1層	上300mm下100mmで上下共20mmづつ延長 (横方向400縦方向440,480,520,560,600mm)
S-C-CFL	縦方向5層—横方向1層	上400mm下100mmで上下共20mmづつ延長 (縦方向500,540,580,620,660mm)
Sφ-CF5-0(R)	縦方向5層のみ	上400mm下100mm
Sφ-CF0-5(R)	横方向5層のみ	上400mm下100mm (横方向500,500,500,500,500mm)
Sφ-CF5-2(R)	縦方向5層—横方向2層	上400mm下100mmで上下共20mmづつ延長 (横方向500,500縦方向500,540,580,620,660mm)
Sφ-CF5-2(PD)	縦方向5層—横方向2層	上400mm下100mmで上下共20mmづつ延長 (横500,500縦方向500,540,580,620,660mm)

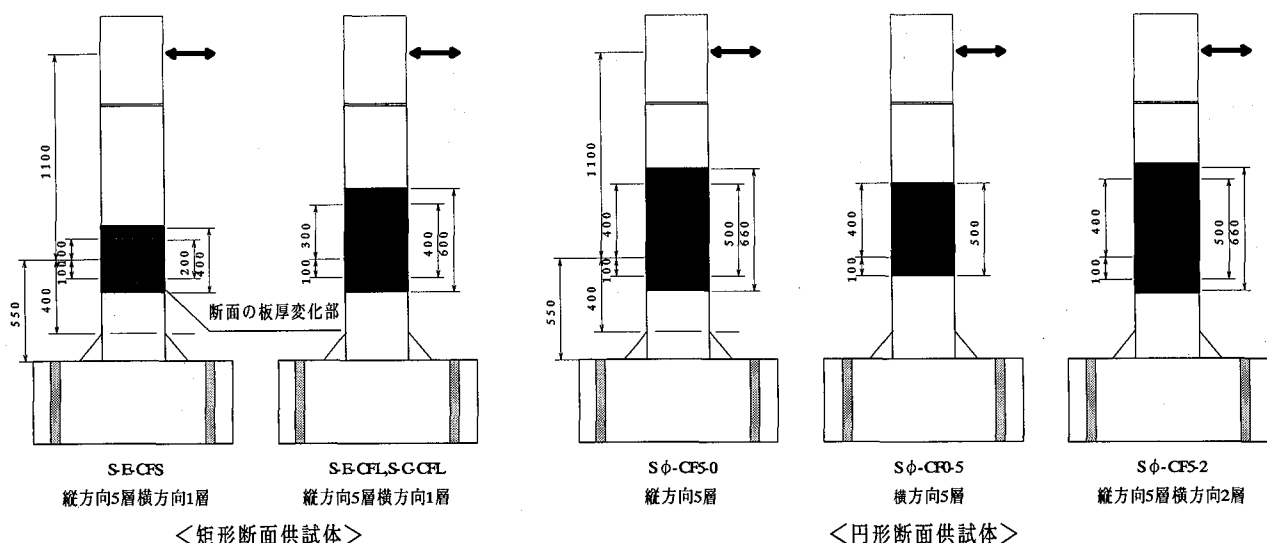


図-2 補強状況

CFS の貼付け詳細を表-3、図-2 に示す。

(1) 角形断面供試体

角形断面供試体には、補強長さの違いにより2タイプのCFS 補強を行った。共に補強枚数が縦方向5枚、横方向1枚で、1タイプ目は補強範囲を断面変化部上下100mmとした。2タイプ目は補強範囲を拡大した断面変化部上300mm、下100mmとした。

(2) 円形断面供試体

円断面供試体は補強範囲を断面変化部上400mm、下100mmとした。補強方向の組み合わせにより3タイプ作製した。1タイプ目は縦方向のみ5枚、2タイプ目は横方向のみ5枚、3タイプ目は縦方向に5枚、横方向に2枚とした。

2.2 荷重方法

供試体基部から1500mmの高さに設置した水平アクチュエーターにより、水平力または水平変位を与えた。荷重の計測にはアクチュエーターの荷重計、変位は外部変位計、ひずみの計測にはひずみゲージを用いた。荷重状況を図-3に示す。

2.2.1 静的正負繰り返し荷重実験

1/200に整数を乗じた部材回転角を管理回転角とし、水平力または水平変位を与えた。なお、荷重の繰り返しは正負1回とした。すべての供試体において、部材降伏付近ま

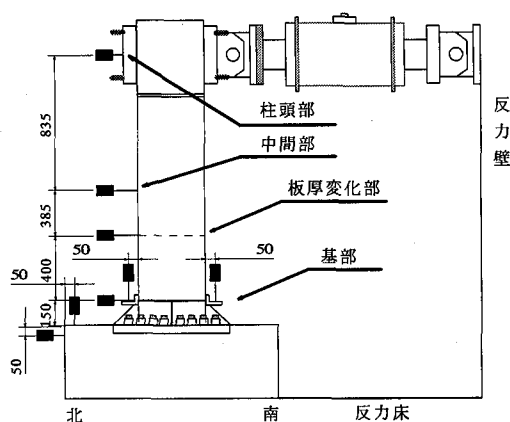


図-3 荷重状況

では荷重制御で、それ以降は変位制御にして、部材回転角が $\pm 8/200 \sim \pm 10/200 \text{ rad}$ に達するまで荷重を行った。

2.2.2 準動的荷重実験

円形断面供試体2体に対し、準動的荷重実験⁹⁾により地震波を作用させた。この実験によって地震時における構造物の挙動を擬似的に再現すると共に映像化して視覚的に確認することができる。初期条件を以下に示す。

(1)地震波：入力地震波は兵庫県南部地震の際にJR 鷹取駅で観測された加速度波形⁷⁾のEW成分を基本とした。その

初期微動および後半部分を省略し、時間間隔を 0.01 秒として 15 秒間入力した。この場合、最大加速度の生起時刻は 1.65 秒時となる。

(2)初期剛性：初期剛性 K は、静的正負繰返し载荷実験により得られた荷重-変位履歴曲線を用い原点と正側の降伏荷重の点を結ぶ割線剛性とし、23.0kN/mm とした。

(3)固有周期：地震波の応答スペクトルを参照し $T=1$ sec とした。仮想質量 M は、1 質点 1 自由度にモデル化していることから、固有周期と初期剛性を用いて求めた。

(4)減衰定数：減衰定数 h は 0.03 とし降伏後は 0 とした。

供試体の設計震度 $k=0.20$ とし、設計地震力を仮想質量で除した加速度の値がこの $k(=0.20)$ に相当すると考え、比例計算により加速度レベルに相当する入力最大加速度を求めた。

3. 実験結果と考察

3.1 静的正負繰返し载荷実験

3.1.1 角形断面供試体

(1) 耐荷挙動

荷重-回転角の包絡線を図-4 に示す。

外面合わせの無補強供試体 S-E-N では、回転角 $+2/200$ rad の载荷途中で圧縮側の板厚変化部から上 200mm 付近で局部座屈が生じた。S-E-N の最大耐力は、正側で 395kN ($+3/200$ rad 载荷途中)、負側で 375kN ($-2/200$ rad) であった。载荷終了時の座屈域は板厚変化部上 50~300mm となり、耐力は最大時の約 40% まで低下した。

外面合わせタイプの CFS 補強供試体では、補強範囲の短い S-E-CFS が回転角 $+2/200$ rad の载荷途中で CFS 補強部上側の板厚 6mm 部分で局部座屈が生じたのに対し、範囲の長い S-E-CFL は基部周辺に座屈が移行した。最大耐力は、S-E-CFS が、正側で 376kN ($+3/200$ rad 载荷途中)、負側で -380kN ($-2/200$ rad)、S-E-CFL は、正側で 424kN ($+2/200$ rad 载荷途中)、負側で -419kN ($-3/200$ rad 载荷途中) となった。S-E-CFL は、载荷終了時の耐力が最大時の約 70% 程度であり、最大耐力後の耐力低下が緩やかとなり、靱性能の改善が見られた。载荷終了時の座屈域はそれぞれ、板厚変化部上 200mm~350mm、基部上 50~200mm となった。

軸合わせの S-C-N も同様に回転角 $-2/200$ rad の载荷途中で断面の板厚変化部から上 200mm 付近で局部座屈が観測

された。S-C-N の最大耐力は、正側で 383kN ($+3/200$ rad 载荷途中)、負側で -377kN ($-2/200$ rad) であった。载荷終了時の座屈域は板厚変化部上 50~200mm となった。

軸合わせで補強範囲が長い S-C-CFL では、板厚変化部付近で座屈することはなく、座屈位置が基部より上 100mm 付近に観測された。S-C-CFL の最大耐力は、正側で 429kN ($+3/200$ rad 载荷途中)、負側で -429kN ($-3/200$ rad 载荷途中) であり、CFS を貼った供試体の耐力が増加した。

座屈発生状況を図-5 に示す。全ての供試体において座屈変形は、フランジが内側に凹むように、ウェブが外側にはらむような形となった。座屈発生箇所のコーナー部では割れが発生したが、CFS 補強範囲及びそのコーナー部に目立った剥離は見られなかった。

(2) 断面の板厚変化部周辺の応力状態(外面合わせの供試体 S-E-N, S-E-CFS, S-E-CFL)

供試体 S-E-N, S-E-CFS, S-E-CFL の载荷直交面(北面)における断面の板厚変化部上 250mm, 150mm, 板厚変化部上下 50mm, 基部から 50mm の位置で得られた鋼板または CFS 表面のひずみ(引張を正とする)の値を図-6, 図-7, 図-8 に示す。

水平荷重 100kN の载荷段階における断面の板厚変化部上下 50mm での外側のひずみの値は、S-E-N においてそれぞれ -145μ と -454μ であり、弾性領域における断面の板厚変化部上 50mm の板厚の薄い方がひずみの値は小さくなった。また、S-E-CFL においては、それぞれ -108μ と -334μ と

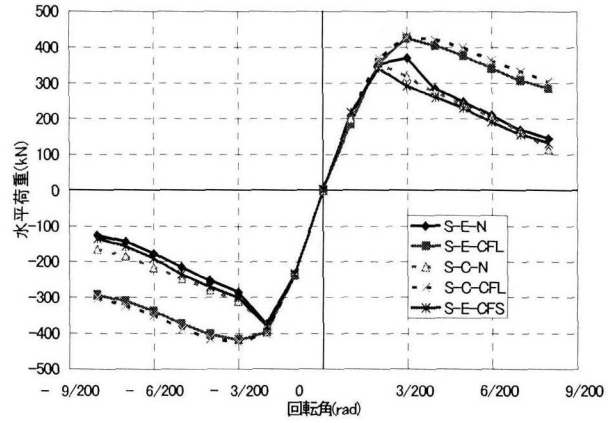


図-4 角形断面の荷重-回転角の包絡線

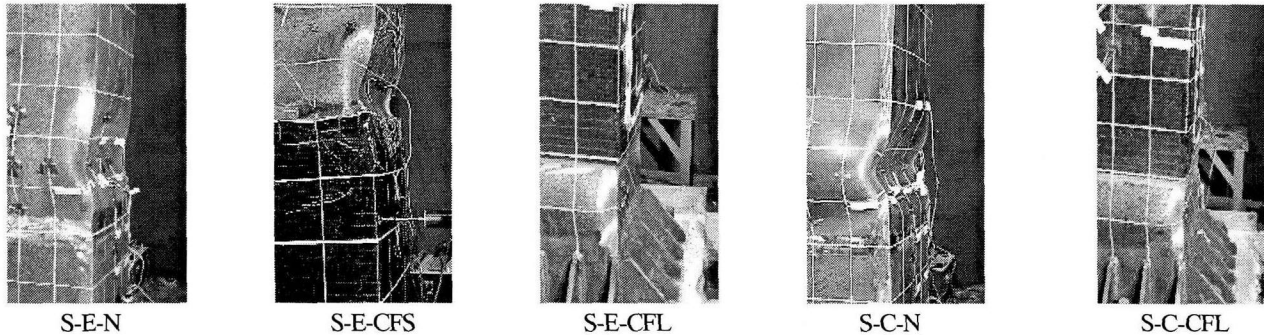


図-5 角形断面の座屈発生状況

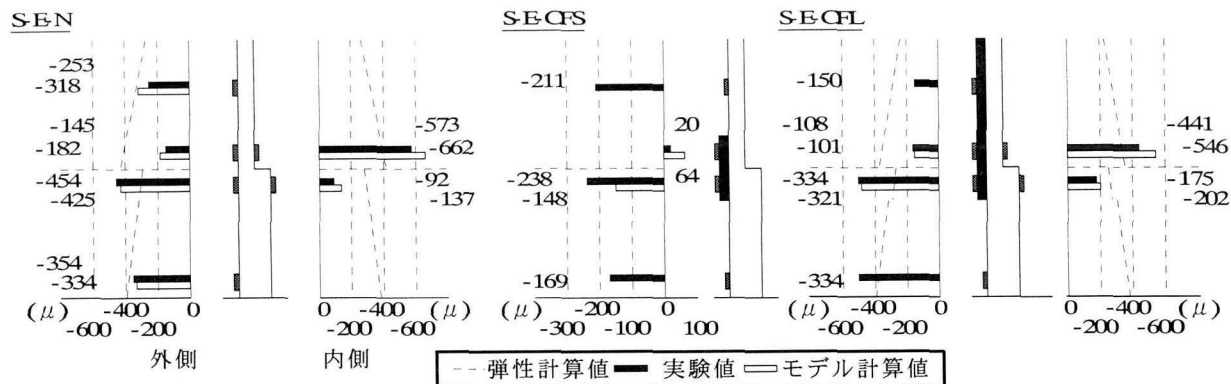


図6 S-E-N のひずみの値(100kN)

図7 S-E-CFS のひずみの値(49kN)

図8 S-E-CFL のひずみの値(100kN)

なった。

また、S-E-CFS は水平荷重 49kN の载荷段階における断面の板厚変化部上下 50mm での外側ひずみの値は、それぞれ+20μと-238μとなり、板厚の薄い方に引張のひずみの値が得られた。

一方、板厚変化部上下 50mm の位置の鋼板の内側のひずみの値は、外面合わせ 3 体の供試体で、S-E-N においてはそれぞれ-573μと-92μであり、S-E-CFL においては-441μと-175μであり、板厚の薄い方のひずみの値が厚い方の値に比べて極端に大きな値となっている。このような特異な現象は板の「外面合わせ」による偏心の影響であると考えられた。

そこで、この偏心の影響についてその部分をモデル化し、計算を行った。即ち、図-9 のように、断面の板厚変化部を抽出して、梁要素にモデル化し、軸方向断面力の偏心による曲げモーメントと、これにつりあう不静定反力を計算した。

供試体 S-E-N、S-E-CFL の断面の板厚変化部上 50mm の高さまで測定した鋼板外側の荷重-ひずみ関係の実験値とモデル計算値の比較をそれぞれ図-10、図-11、図-12、図-13 に示す。

S-E-N において、内側の降伏荷重の計算値以前の载荷段階では、荷重-ひずみ曲線とモデル計算値が近い傾向を示すことから、弾性領域での挙動、内側の降伏を評価できるものと思わせる。このことから断面変化部では板厚の小さい部分の内面の圧縮応力が増大して降伏応力に達し、座屈が早期に発生することが裏付けられたのである。また、CFS で補強した供試体 S-E-CFL に関しても同様な比較を行い、内側降伏荷重までの挙動について実験値の傾向をモデル計算によって概ね表すことができた。

(3) 外面合わせと軸合わせの比較(E タイプと C タイプ)

S-E-N、S-C-N の板厚変化部上 50mm のひずみ値を比較したグラフを図-14 に示す。

正の载荷時北面の断面の板厚変化部上下 50mm において、偏心の影響を受ける外面合わせの板厚 6mm 断面では内側が大きな値となり、板厚 9mm 断面では外側の値が大きくなった。また、偏心の影響をなくすために断面の板厚

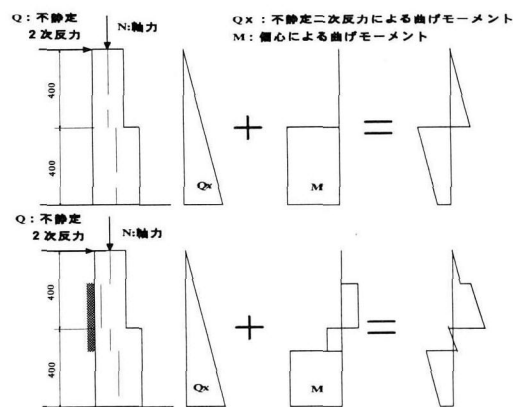


図-9 断面の板厚変化部でのモデル化

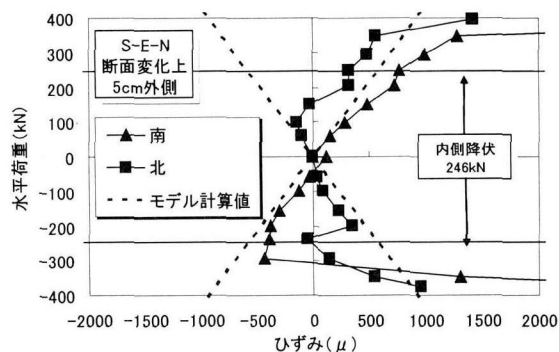


図-10 荷重-ひずみ関係(S-E-N 外側)

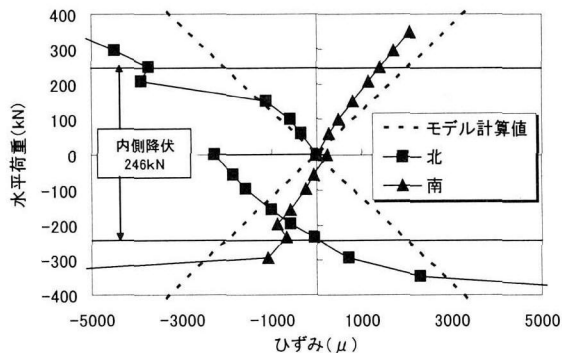


図-11 荷重-ひずみ関係(S-E-N 内側)

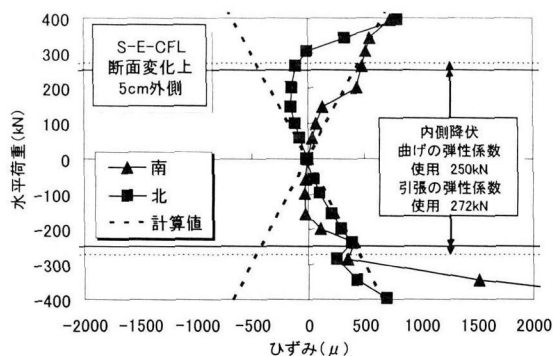


図-12 荷重-ひずみ関係(S-E-CFL 外側)

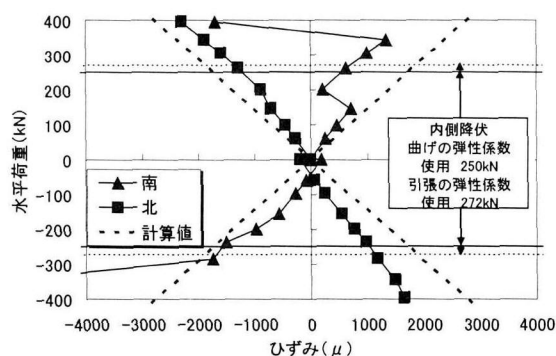


図-13 荷重-ひずみ関係(S-E-CFL 内側)

変化部の板厚を外側と内側で均等に溶接した軸合わせの S-C-N では、偏心の影響を受けないにもかかわらず断面の板厚変化部上下で内側のひずみが外側に比べて大きい傾向があることが確認できた。

鋼板の降伏については、断面の板厚変化部の上側では外面合わせの S-E-N が $+1/200\text{rad}$ の載荷途中に内側が降伏したのに対し、S-C-N は $-1/200\text{rad}$ の載荷途中に降伏した。断面の板厚変化部を軸合わせにすることにより鋼板内側の降伏耐力を高めることができた。しかしながら、2体の破壊形状はどちらも断面の板厚変化部より上側で局部座屈を起こしたことから変形性能には影響を与えるものではなかった。

図-15 に CFS 補強した供試体の荷重-ひずみ関係を示す。CFS 補強された供試体では内側の鋼板のひずみの値に大きな差が見られず、CFS 表面のひずみの値は S-E-CFL が小さい値となった。S-C-CFL は偏心の影響を受けないため鋼と CFS が一体となった挙動を示し、S-E-CFL は偏心の影響によって差が生じたものと考えられる。

3.1.2 円形断面供試体

(1) 耐荷挙動 (Sφ-N(R), S-CF5-0(R), S-CF0-5(R), S-CF5-2(R))

荷重-回転角の包絡線を図-16 に示す。

無補強の Sφ-N(R) は回転角 $+3/200\text{rad}$ の載荷途中で断面の板厚変化部から上 50mm 付近で局部座屈が観測された。最大耐力は、正側で 307kN ($+4/200\text{rad}$ 載荷途中)、負側

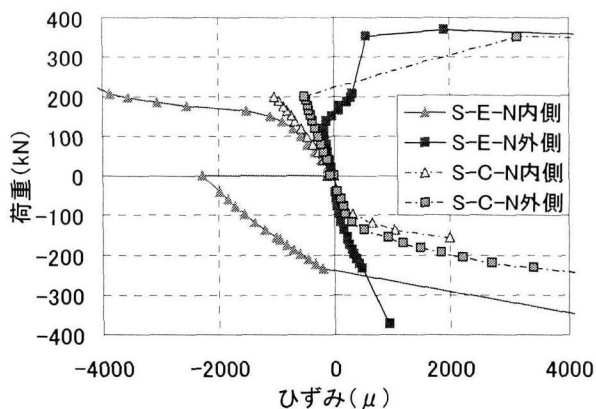


図-14 S-E-N, S-C-N の荷重-ひずみ関係比較

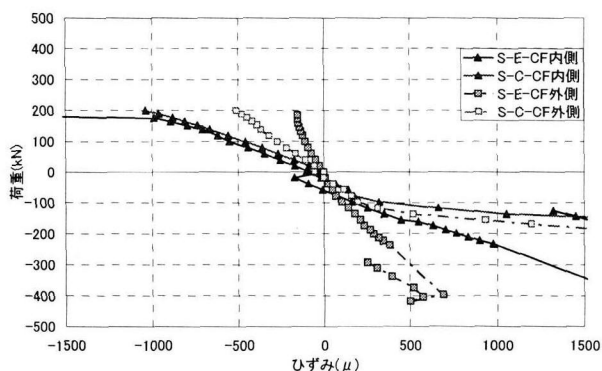


図-15 S-E-CFL, S-C-CFL の荷重-ひずみ関係比較

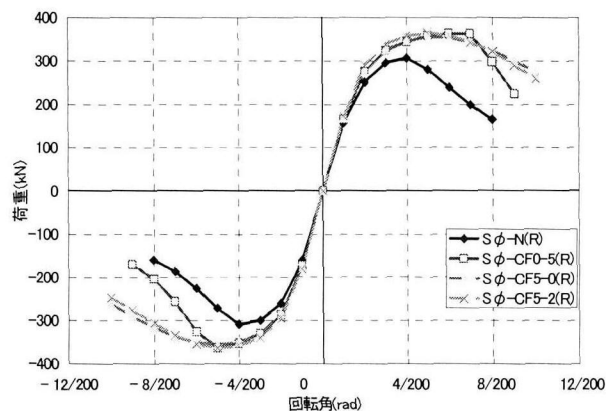
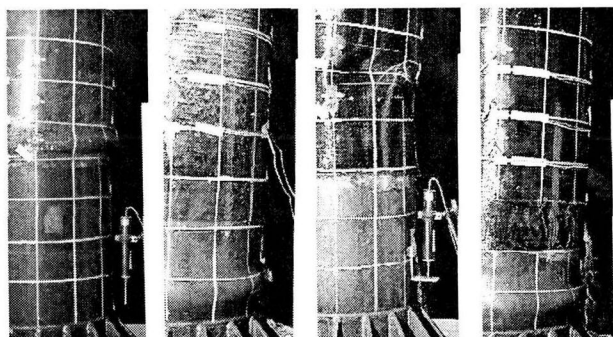


図-16 円形断面の荷重-回転角包絡線

で -310kN ($-4/200\text{rad}$) となり、その後、載荷を続けていくと座屈位置が 1 周していき断面の板厚変化部で提灯座屈を形成し、載荷終了時 ($\pm 8/200\text{rad}$) には最大耐力の 5 割程度となった。

縦方向のみ補強した Sφ-CF5-0(R) は $+5/200\text{rad}$ の載荷途中で基部から上 70~80mm 付近で局部座屈が観測された。最大耐力は、正側で 362kN ($+5/200\text{rad}$ 載荷途中)、負側で -365kN ($-5/200\text{rad}$) となり、その後、載荷を続けていくと座屈位置が 1 周していき基部で提灯座屈を形成し、その後は粘り強い挙動を示した。また、載荷終了時において



Sφ-N(R) Sφ-CF5-0(R) Sφ-CF0-5(R) Sφ-CF5-2(R)

図-17 円形断面の座屈発生状況

耐荷挙動に影響は無かったものの、シートが剥離する現象が見られた。±10/200rad には最大耐力の 7 割程度となった。

横方向のみ補強した Sφ-CF0-5(R) は +5/200rad の載荷途中で基部から上 70~80mm 付近で局部座屈が観測された。最大耐力は、正側で 362kN (+6/200rad 載荷途中)、負側で -364kN (-5/200rad) となり、その後、載荷を続けていくと座屈位置が 1 周していき基部で提灯座屈を形成したが、断面の板厚変化部において内側にはらみだすような座屈が形成され急激に耐力が減少し ±9/200rad には最大耐力の 5 割程度となった。

横方向と縦方向の両方を補強した Sφ-CF5-2(R) は +5/200rad の載荷途中で基部から上 70~80mm 付近で局部座屈が観測された。最大耐力は、正側で 362kN (+5/200rad 載荷途中)、負側で -365kN (-5/200rad) となり、載荷を続けていくと座屈位置が 1 周していき基部で提灯座屈を形成し、その後は Sφ-CF5-0(R) と同様に粘り強い挙動を示し、±10/200rad には最大耐力の 7 割程度となった。

以上より、横方向の補強には拘束効果から、座屈変形の進展を抑える効果があり Sφ-CF0-5(R) において途中まで基部での座屈破壊モードが進んだことを考えればこれに縦方向の層を加えれば、その破壊モードを保持できたのではないかと考えられる。断面の板厚変化部の座屈発生状況を図-17 に示す。

(2) 断面の板厚変化部周辺の応力状態

載荷直交面における断面の板厚変化部上下 50mm の位置で得られた鋼板表面のひずみの値と荷重の関係を図-18 に示す。断面の板厚変化部の上下や表裏において同じ挙動を示しているため角形断面の場合と異なり断面の板厚変化部において偏心の影響があまり見られないことが示された。

3.2 準動的載荷実験

実験より得られた時刻歴応答変位曲線を図-19 に、復元力-応答変位関係を図-20 に示す。座屈状況を図-21 に示す。

Sφ-N に入力した地震波の最大加速度は 666gal (この地震波を以下、鷹取 EW666gal) であり、板厚変化部に局部座屈が見られたものの提灯座屈には至らなかった。同じ

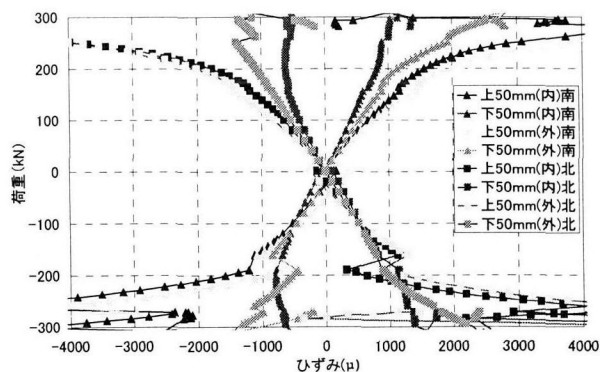


図 18-(a) Sφ-N(R) 荷重-ひずみ関係

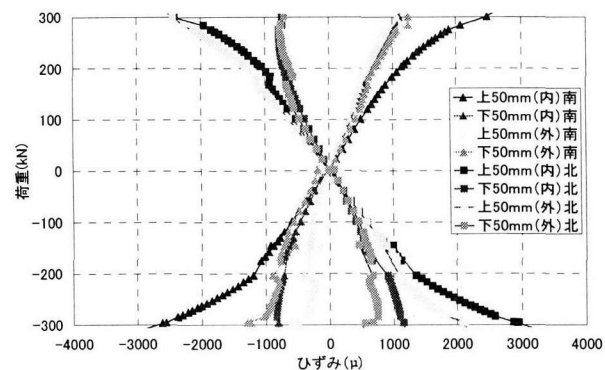


図 18-(b) Sφ-CF5-0(R) 荷重-ひずみ関係

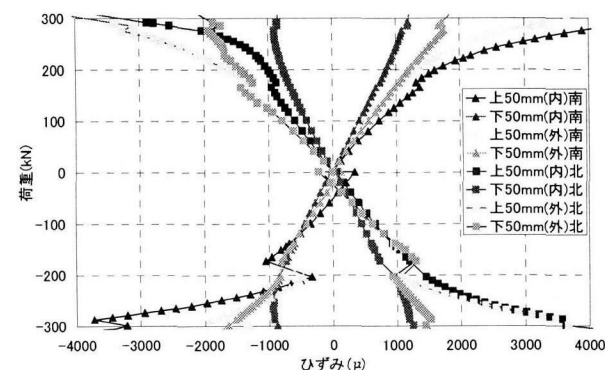


図 18-(c) Sφ-CF0-5(R) 荷重-ひずみ関係

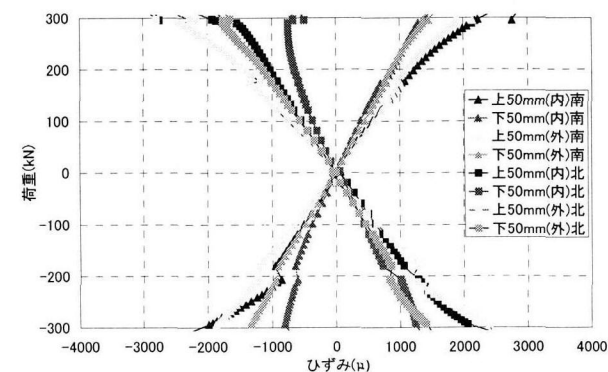


図 18-(d) Sφ-CF5-2(R) 荷重-ひずみ関係

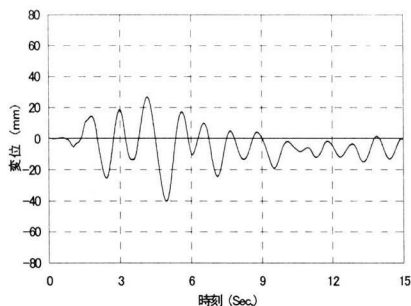


図 19-(a) Sφ-N(PD) (鷹取 EW 666gal)の時刻歴応答変位

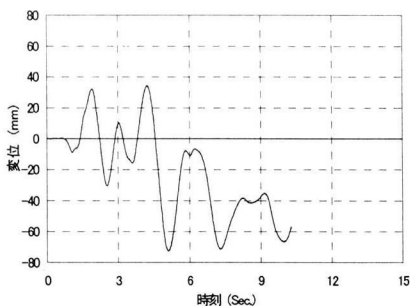


図 19-(b) Sφ-N(PD) (鷹取 EW 1000gal)の時刻歴応答変位

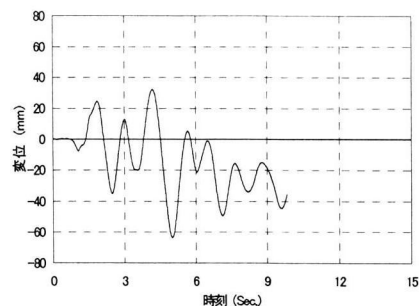


図 19-(c) Sφ-CF5-2(PD) (鷹取 EW 1000gal)の時刻歴応答変位

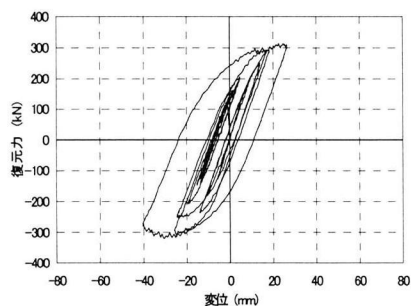


図 20-(a) Sφ-N(PD) (鷹取 EW 666gal)の復元力-変位関係

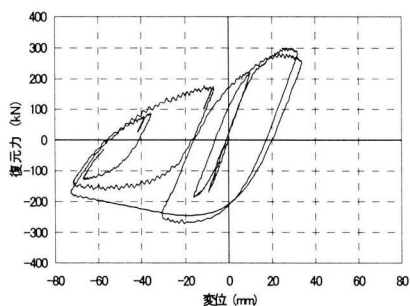


図 20-(b) Sφ-N(PD) (鷹取 EW 1000gal)の復元力-変位関係

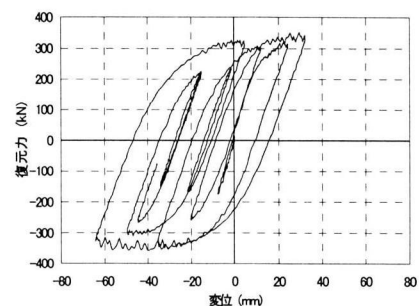
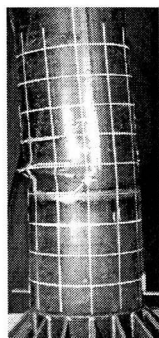
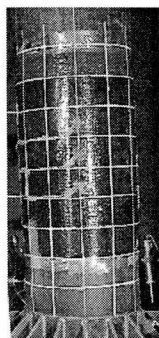


図 20-(c) Sφ-CF5-2(PD) (鷹取 EW 1000gal)の復元力-変位関係



Sφ-N (PD)



Sφ-CF5-2(PD)

図-21 鷹取 EW 1000gal 载荷終了後座屈状況

応答しか得られないと考えられたため、比例計算により最大加速度が 1000gal になるように調整した地震波（鷹取 EW1000gal）を再度 Sφ-N に入力した。応答の結果、断面変化部に提灯座屈が形成された。

補強供試体 Sφ-CF5-2 には最大加速度 1000gal の地震波を入力した。その結果、板厚変化部は健全であり、座屈位置は基部に移行できた。このことは CFS 補強が板厚変化部での座屈位置を基部へ移行し、耐力を向上させ、変形性能の改善を果たしたことを示すものである。

4 鋼-CFS 複合材料試験

4.1 実験概要

地震波を CFS 貼付け補強供試体に入力しても弾性範囲の

柱部材の板厚変化部での挙動を把握するために、角形断

表4 供試体諸元

供試体寸法	板厚	使用材料	板厚変化部	載荷方法	補強方法	CFS補強範囲	
1タイプ 240×900mm	6mm	SM400	-	単純引張	-	-	
				単純圧縮	-	-	
				引張降伏後圧縮	-	-	
				単純引張	片面2層	120mm (板厚変化無し)	
				単純圧縮			
				引張降伏後圧縮	両面1層		
				単純引張			
				単純圧縮	片面1層		
				単純引張			
				単純圧縮	両面2層		
単純引張							
2タイプ 320×70mm	6-9mm	SM400	外面合わせ 軸合わせ	片面2層	板圧変化部から60mm		
			外面合わせ	単純引張	片面1層	板厚変化部から100mm	
片面3層							
片面5層							
片面1層	板厚変化部から150mm						
片面3層							
片面5層							
片面1層	板厚変化部から200mm						
片面3層							
片面5層							

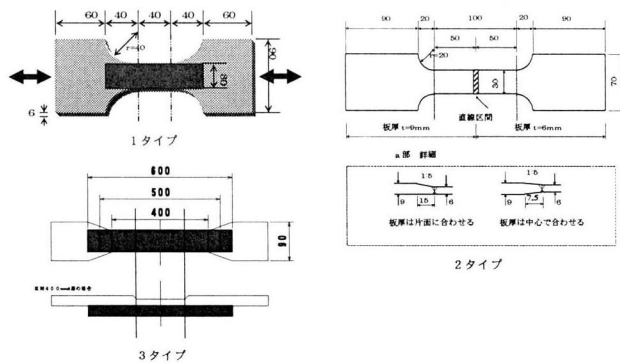


図-22 供試体の形状

面供試体と同じ材料を用いて供試体を作製し、荷重試験を行った。3 タイプの実験を行い、それらの諸元を表4 に、形状を図-22 に示す。

1 タイプ目の実験は、CFS と鋼材の複合効果を調べるために、板厚変化を有しない試験片に対して、CFS 片面・両面の違い、補強枚数を変えた供試体を作製し、単純引張、単純圧縮、引張降伏後圧縮の3 種類の荷重を行った。

2 タイプ目の実験は、6mm-9mm の板厚変化を有し、軸合わせと外面合わせの2 種類の試験片を作製し、片面にCFS を貼付けたものである。

3 タイプ目の実験は、9mm-6mm-9mm の板厚変化を有した試験片に対し、CFS の枚数と長さを変化させたものである。

4.2 実験結果及び考察

タイプ1 の引張試験の結果を図-23 に示す。引張領域では、CFS を貼付けた方が、若干剛性が大きくなり降伏後はCFS が破断するまで耐力が増加した。圧縮側の場合は塑性座屈に伴う大きな変形の影響で、降伏後直ちにCFS は剥離した。しかし、降伏ひずみ近くでは剛性に差が生じ、耐力も増加した。これは、CFS の圧縮領域における効果と考えられる。さらに、引張降伏後に圧縮試験を行った結果から、バウシinger効果による塑性化点の低下はCFS の付着破壊には大きな影響を与えないことが分かった。

タイプ2 の引張試験の結果を図-24 に示す。発生するひずみは、外面合わせタイプにおいて、板厚が小さい6mm ではCFS 補強面のひずみが大きく、鋼材面のひずみが小さい。また、板厚の大きい9mm ではCFS 補強面のひずみが小さく、鋼材面のひずみが大きくなった。また、軸合わせタイプでは、6mm-9mm の間においてひずみの差は生じるがCFS 補強面と鋼材面のひずみの差は見られなかった。よって、荷重軸のずれによる発生する偏心の影響は大きいことが確認できた。

タイプ3 の引張試験の結果を図-25 に示す。付着長・層数とも多く取ったものほど、CFS 面のひずみの値は板厚の大きい方が大きく、鋼材面のひずみの値は板厚の大きい方が小さいという偏心による特性を確認できた。

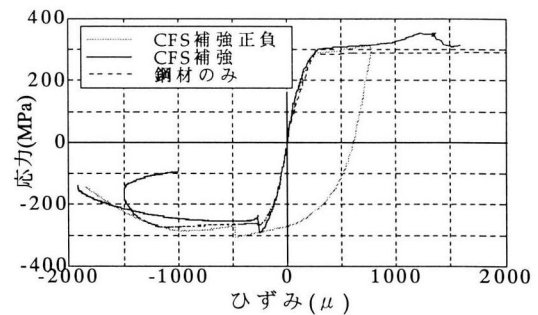


図-23 CFS 補強した鋼板の挙動

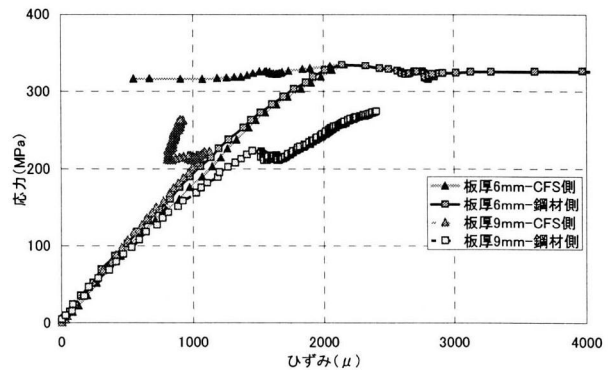


図-24(a) Cタイプ応力-ひずみ関係

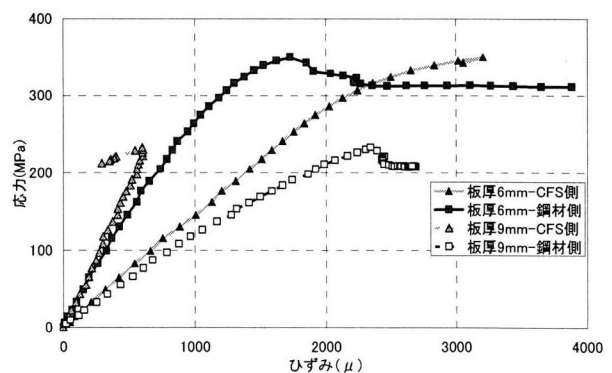


図-24(b) Eタイプ応力-ひずみ関係

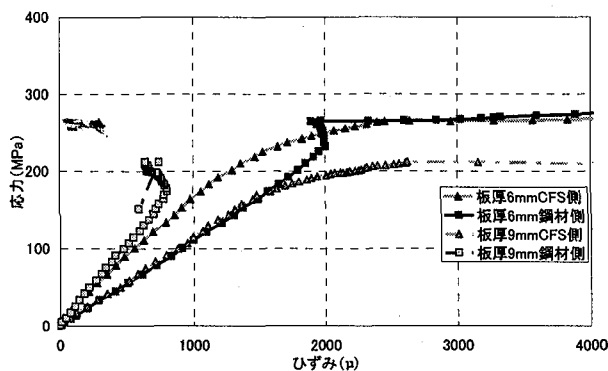


図-25 3タイプ目の応力-ひずみ関係

5. 結論

鋼製橋脚に対する CFS による耐震補強方法を考案し、実橋脚をモデル化した板厚変化を有する供試体を用いて載荷実験を行った。その結果以下の結論が得られた。

- 1) 板厚変化を有する円形断面鋼製橋脚は、軸力を加えなくとも、水平の繰返し載荷のみで提灯座屈が生じることが実験によって示された。同様なことは角形断面鋼製橋脚についても生じたがこの場合にはウェブ部分で外側に凸に、フランジ部分(圧縮および引張を受ける板部分)は外側に凹のようなモードの局部座屈となった。
- 2) 板厚変化を有する鋼製橋脚は、板厚変化部を CFS で適切に補強することにより、座屈位置を基部に移行させることができた。即ち、鋼製橋脚の高い位置での危険な座屈を CFS 補強によって防止できることが実証された。なお、基部に移行した座屈に対しては種々の補強方法によって基部の安全度を比較的容易に高めることができる。
- 3) 断面の板厚変化部において横方向のみに CFS 補強した鋼製橋脚は、外側にはらみ出ようとする力を CFS が拘束することで座屈を遅らせ最大耐力を増加させることができたものの、最終的には CFS 補強部分において内側に向かって座屈を起こし耐力が低下した。
- 4) 断面の板厚変化部において縦方向のみに CFS 補強した鋼製橋脚は CFS が断面の板厚変化部で剛性を高め、板厚変化部での座屈を防ぐことができた。その結果、座屈位置が基部に移行しより安定した挙動を示した。しかし、CFS の剥離が見られたため横方向にも若干補強することが望ましいと考えられた。
- 5) 板厚変化部の接合方法として、「外面合わせ」と「軸合わせ」を考え、実験をした結果、角型断面の外面合わせ

の場合に特異な応力状態となることを見出した。これに関しては、独特の梁モデルを考案して局所的な応力現象を解明することができた。しかしながら、円形断面の板厚変化部については、その接合方法の違いは接合部近傍の応力状態に顕著な影響を与えるものではないことがわかった。

- 6) 準動的載荷実験において兵庫県南部地震で損傷を受けた鋼製橋脚の設計当時の設計条件で製作した鋼製橋脚は最大加速度を 1000gal に設定した JR 鷹取 EW 波によって断面の板厚変化部において局部座屈を生じた。一方、断面の板厚変化部を CFS 補強した鋼製橋脚に同じ地震波を作用させた結果は板厚変化部では座屈せず、僅かながら基部が座屈し、座屈位置を基部に移行させることができた。

謝辞

供試体の作製においては横河工事(株)の山崎正直氏にご協力を頂いた。また、CFS の補強においては日鉄コンポジット(株)の小林朗氏にご協力を頂いた。本研究を行うにあたり、技官の森下豊氏、卒業生の松沼政明氏、井上貴之氏、大城勇人氏に参加協力を得た。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 井浦雅司, 熊谷洋司, 小牧理: 繰返し横力を受ける円形鋼製橋脚の強度と変形性能に関する研究, 土木学会論文集, No.598, I-44, pp.125-135, 1998.7
- 2) 三木千壽, Jorge MÜLLER, 佐々木哲也: 断面変化部を有する円形断面鋼製橋脚の耐震性能の検討, 土木学会論文集, No.605, I-45, pp.117-127, 1998.10
- 3) 長田光司, 山口隆裕, 池田尚治: 軸方向鉄筋量と断面の肉厚が変化する中空円断面 RC 橋脚の耐震性能とその耐震補強, コンクリート工学論文集, Vol.10, No.1, pp.13-24, 1999.1
- 4) 長田光司, 矢嶋尚彦, 寺田光太郎, 池田尚治: 鉄筋コンクリート高橋脚の炭素繊維シートによる耐震補強, コンクリート工学論文集, Vol.11, No.3, pp.39-48, 2000.9
- 5) 松沼政明, 山口隆裕, 池田尚治: 橋脚の複合化による補強とその耐震性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.21, No.1, pp.409-414, 1999.6
- 6) 山口隆裕, 武村浩志, 平陽兵, 池田尚治: 鉄筋コンクリートの準動的載荷実験における歪速度および粘性減衰の影響, コンクリート工学論文集, Vol.7, No.2, 1996.7
- 7) (財)鉄道総合技術研究所: 1995 年兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析(Ⅱ), JR 地震情報 No.23d, 1996.3

(2001 年 9 月 14 日受付)