

鉄道高架橋柱のポリエステル繊維巻き耐震補強に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON EARTHQUAKE STRENGTHENING USING POLYESTER FIBER SHEETS
OF RC RAILWAY VIADUCT COLUMNS

稲熊 弘*, 関 雅樹**

Hiroshi INAGUMA, Masaki SEKI

* 東海旅客鉄道㈱ 総合技術本部 技術開発部 構造物チーム研究員 (〒485-0801 愛知県小牧市大山 1545 番 33)

** 博 (工) 東海旅客鉄道㈱ 総合技術本部 技術開発部 構造物チームマネージャー (同上)

In this study, a cyclic loading test was carried out using the specimen column which simulated upper layer beam and the junction of railway viaducts. And the effect of polyester fiber sheets as a reinforcing method against earthquakes was verified through comparison with the steel jacketing retrofit.

As a result, it was confirmed that the method using polyester fiber sheets can suppress shear fracture without increasing rigidity. Consequently, the method, which can also improve deformability, was confirmed to be very effective, though it is not superior to the steel jacketing retrofit.

Key Words: railway viaduct, polyester fiber sheet, steel jacketing retrofit, cyclic loading tests

1. まえがき

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震による鉄道 RC ラーメン高架橋 (以下, 高架橋) の被害状況から, セン断破壊先行型の柱を対象に, 耐震補強を実施している。耐震補強の目的は, セン断破壊の防止と変形性能 (じん性率) の改善である。鉄道では, 各種の耐震補強工法の中から, 施工の標準化が図れ, また, 経済的であることから, 鋼板巻き補強¹⁾が最も合理的な補強工法として, JR 各社では主に採用されている。鋼板巻き補強の改善効果は, セン断耐力を補強できるとともに, じん性率を 10 程度に改善¹⁾できることである。

この鋼板巻き補強により, セン断破壊先行型の高架橋柱の耐震補強工事が推進されている。しかしながら, 高架下が店舗, 倉庫, 事務所として利用されている高架橋の柱の一部には, 施工上の支障物や, 工事に伴う営業補償, 移転補償等の多くの制約のために, 補強工事ができない箇所もある。このため, JR 各社では支障物の一時撤去や店舗の移転を行わずに施工可能なリブ工法²⁾, 一面鋼板補強工法³⁾等の検討も実施されている。また, 施工時間が容易で, 人力施工等の利点がある繊維巻き工法の検討もなされている。繊維巻き工法には, 使用材料の違いにより, 炭素繊維シート巻き補強⁴⁾やアラミド繊維巻き補強⁵⁾がある。これらの工法では, 鋼板巻き補強と同

等の変形性能 (じん性率 10 程度) を確保するためには, 繊維巻き材料の重ね併せが必要となり, 経済比較では鋼板巻き補強が合理的であった。

近年, 建築物の柱に, SRF 補強と呼ばれるポリエステル製繊維シートを巻く補強方法 (以下, ポリエステル補強) の研究報告⁶⁾がある。その特徴としては, 繊維材料が低廉な高弾性材料であり, 人力施工が可能なことから, 経済性並びに施工性に優れていることが挙げられる。この補強方法によれば, 鋼板巻き補強に比べ, 数十%コストが安くなるといわれている。また, 鋼板巻き補強と異なり, ポリエステル補強では柱の初期剛性がほとんど変わらないことが特徴として挙げられる。このことは, 耐震補強により高架橋躯体の振動特性が変わらないこと, 並びに鉄道の高架橋特有の床版, 梁と柱のハンチ接合部への影響⁷⁾が少ないという利点が予測される。したがって, 高架下利用箇所の補強工法として, ポリエステル補強に注目した。

そこで, 鋼板巻き補強との耐震性能の比較から, 高架下利用箇所の高架橋柱の耐震補強工法として, ポリエステル補強の適用の可能性を検討した。また, 大規模地震対策を目的として, ポリエステル補強を曲げ破壊先行型の高架橋柱に実施したことによる, 「鉄道耐震設計標準」⁸⁾に示される損傷レベル 4 の領域における耐震性能の改善効果についても検討した。

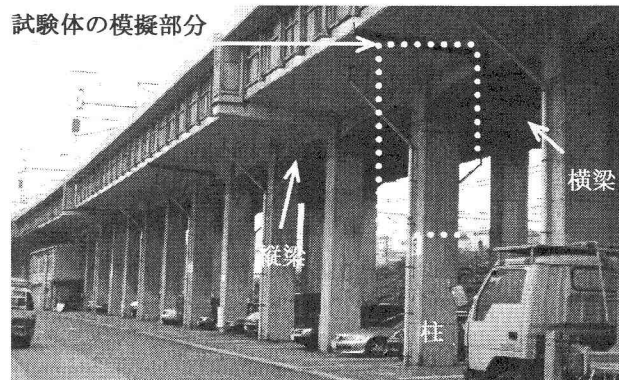


写真-1 試験体の模擬部分

表-1 試験体の種類

試験体 No	試験体柱の破壊形態と事前補強種別
No.1	曲げ破壊先行型柱の無補強試験体
No.2	曲げ破壊先行型柱にポリエステル補強を施した試験体
No.3	せん断破壊先行型柱にポリエステル補強を施した試験体
No.4	せん断破壊先行型柱に鋼板巻き補強を施した試験体

表-2 試験体の諸元

試験体 No	柱断面寸法 b×h (mm)	有効高さ d (mm)	せん断 スパン a (m)	せん断 スパン比 a/d	引張 鉄筋比 pt (%)	軸方向 鉄筋比 p (%)	帯鉄筋比 pw (%)
No.1 No.2	300×300	270	1.45	5.37	D16×4 0.981	D16×12 2.648	φ 4-1ctc50 0.168
No.3 No.4							φ 4-1ctc150 0.056

本研究では、高架橋の橋軸直角方向を模擬した高架橋柱の 1/2 模型試験体を用いて、軸力・荷重状態での静的正負交番荷重試験（以下、交番荷重試験）を実施した。交番荷重は、想定地震力には関係無く、軸力を保持できなくなるまで実施した。その結果、鋼板巻き補強に対するポリエステル補強の耐震性能、曲げ破壊先行型柱でのポリエステル補強による改善効果、並びに耐震補強によるハンチ接合部への影響に関する新たな知見を得た。

2. 模型試験の概要

2.1 試験体の概要

実際の高架橋の柱は、ハンチを有し、上層梁と剛結された不静定構造部材である。また、過去の地震による高架橋の被害では、接合部を有する柱上端部で損傷したケースが多い⁹⁾。このため、本研究における模型試験体は、写真-1に示す、高架橋スラブ、縦梁、横梁と柱との接合部を模擬したものとした。

試験体のモデルは、東海道新幹線の複線の標準高架橋であり、試験体の柱、梁および接合部の断面寸法は、実構造物の1/2に縮小したものである。

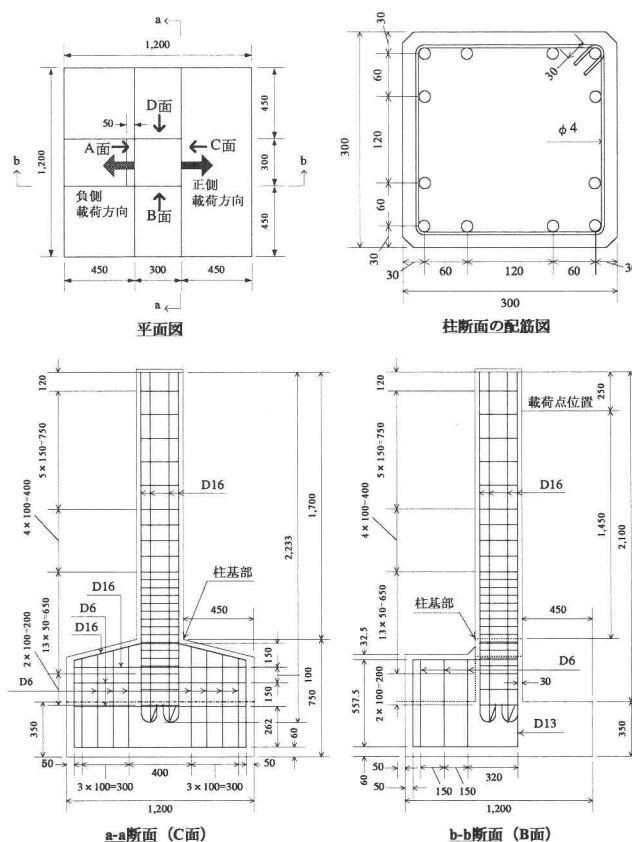


図-1 試験体 No.1, No.2 の配筋図

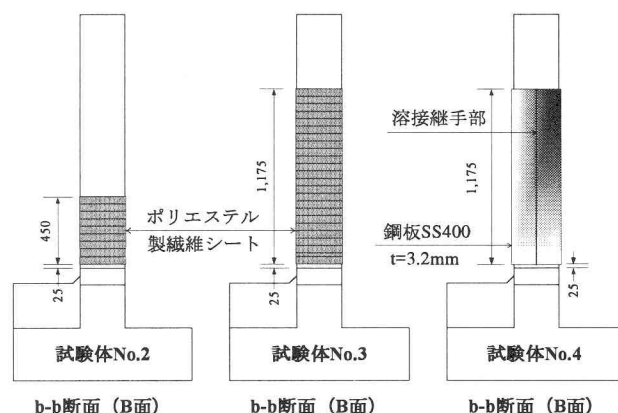


図-2 ポリエステル補強と鋼板巻き補強の補強範囲

なお、柱の帯鉄筋の配筋については、曲げせん断耐力比を合わせた。また、縦梁および横梁の主鉄筋および帯鉄筋の配筋についても、鉄筋径、鉄筋のかぶり、鉄筋の間隔、鉄筋の定着長、鉄筋のフックの折曲げ端からの長さも1/2とした。帯鉄筋の径はφ9に対してφ4を、スターラップはD13に対してD6を使用した。試験体数は、表-1に示す4体である。なお、これらの試験体は、図-1に示すように、高架橋の軌道側と外側では、横梁の有無により、非対称になっているのが特徴である。

試験体の諸元を表-2に示す。試験体 No.1 と試験体 No.2 は同一配筋であり、曲げ破壊先行型柱を模擬した。

表-3 柱部材のコンクリートの材料試験値

試験体 No	材料の種類	材令 (日)	f_c (N/mm ²)	E_c (kN/mm ²)	ポアソン比
No.1	コンクリート	22	26.7	28.3	0.210
No.2		55	28.4	28.5	0.208
No.3		62	28.7	28.5	0.208
No.4		37	27.6	28.4	0.207
	無収縮モルタル	18	47.9	22.9	0.204

表-4 鋼材の材料試験値

試験体 No		f_{sy} (N/mm ²)	f_{su} (N/mm ²)	E_s (kN/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	破断伸び (%)
主筋	D16	379.4	553.6	186.8	2,030	25.2
帯筋	$\phi 4$	534.0	588.9	205.5	2,600	13.6
鋼板	t=3.2	288.8	403.4	210.0	1,375	44.1

表-5 ポリエステル製繊維シートの材料試験値

シート名	厚さ (mm)	幅 (mm)	破断強度 (N/mm ²)	破断時歪 (%)	弾性係数 (kN/mm ²)
SRF450	4	45	478	11.4	6.27

表-6 試験体の曲げせん断耐力比

試験体 No	曲げせん断耐力比 (V_{yd}/V_{mu})	破壊形態の種別
No.1, No.2	1.817	曲げ破壊
No.3, No.4	0.991	曲げ降伏後のせん断破壊

試験体の配筋を図-1に示す。また、試験体No.3と試験体No.4は同一配筋であり、せん断破壊先行型柱を模擬した。図-1の配筋に対し、柱の帯鉄筋の配置間隔が柱全長で150mmであることを除き、その他の配筋は同一である。

試験体 No.2 と試験体 No.3 にはポリエステル補強を、試験体 No.4 には鋼板巻き補強を実施した。これらの補強範囲を図-2に示す。

鋼板巻き補強の仕様は、兵庫県南部地震以降の鋼板巻き補強の仕様¹⁾に準拠したものである。試験体のスケールに合わせ、鋼板厚さを除き、実際の補強仕様の1/2としている。

なお、実高架橋における鋼板巻き補強の鋼板厚さは、柱断面が100cm以内については、既設せん断補強鉄筋量に関係なく、鋼板厚は6mmとされている。計算上、補強に必要とされる鋼板厚は1mm程度でよいが、施工性を考慮して、最小鋼板厚は6mmと定めてある¹⁾。本研究の試験体では、1/2縮尺として3.2mmの厚さの鋼板を用いた。

ポリエステル補強の仕様は、柱全面にエポキシウレタン系の接着材を塗布した後、厚さ4mm、幅45mmのポリエステル製繊維シートを重ねないように、人力で引っ張りながら、らせん状に貼り付けた。このポリエステル補強の原理は、コンクリートの柱外周を弾性材料であるポ

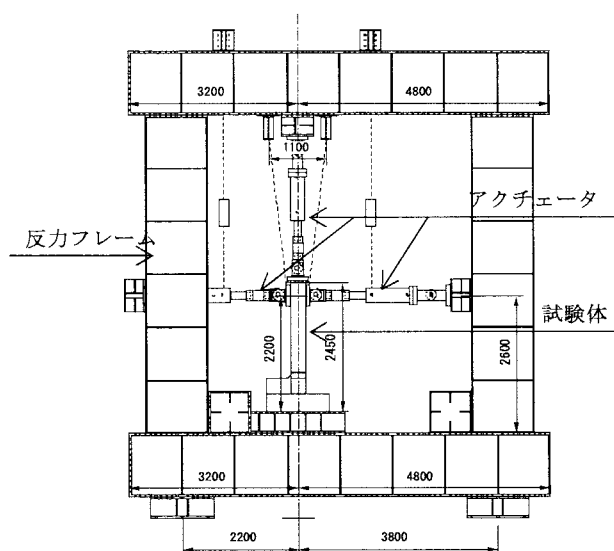


図-3 荷重装置の概要図

リエステル製繊維シートを巻き付けることにより、かぶりコンクリートの剥落を防止させるものであり、帯鉄筋と同様に、せん断耐力に寄与するものである。

また、試験体のポリエステル製繊維シートの厚さは、既研究報告⁶⁾で用いられたシート厚さを基本とし、巻付け層数をパラメータとした事前解析を実施し、せん断破壊を防止できる最小補強量の1層巻きとした。なお、柱部材のせん断耐力の算定にあたっては、既設の帯鉄筋も有効とした。

試験体の柱部材のコンクリートの材料試験値を表-3、鋼材の材料試験値を表-4、ポリエステル製繊維シートの材料試験値（構造品質保証研究所⁷⁾から提供）を表-5、試験体の曲げせん断耐力比を表-6にそれぞれ示す。

なお、表-3のコンクリートの材料試験値は、各試験体の荷重試験実施日の値であり、現状の東海道新幹線の実強度と同等の値に合わせた。また、表-6の曲げせん断耐力比は、無補強時の試験体のものである。

2.2 交番荷重試験

荷重装置の概要を図-3に示す。交番荷重は、試験体を上下方向に逆にした状態で実施した。水平荷重の荷重位置は、試験体の柱長さをせん断スパンとしているため、実高架橋の柱の中間部となる位置とした。

荷重方法は変位制御であり、荷重方向は橋軸直角方向、繰り返し回数は4試験体とも共通で、正負1回ずつとした。

なお、繰り返し回数を正負1回ずつとしたのは、本試験体は荷重終了後、補修した後、再度、交番荷重試験を実施するため、軸方向鉄筋の低サイクル疲労による破断を懸念したためである。

降伏変位の設定は、鉄筋の材料試験結果を用いた試験体の事前解析を行い、降伏変位および降伏荷重を予測した。この解析値を参考に、交番荷重時において、柱基部

の最外縁の主鉄筋に貼り付けたひずみゲージの測定値が、事前の鉄筋の引張試験により求めた降伏ひずみ $2,030\mu$ に達した時点の変位とした。

荷重パターンについては、試験体No.1、試験体No.2、及び試験体No.3は、計算降伏荷重の75%の予備荷重と降伏変位($1\delta_y$)の整数倍の変位($\pm 1\delta_y, \pm 2\delta_y, \pm 3\delta_y, \dots$)での正負交番荷重である。一方、試験体No.4は、計算降伏荷重の75%の予備荷重と降伏変位の整数倍の変位を $\pm 4\delta_y$ まで荷重した後、偶数倍($\pm 6\delta_y, \pm 8\delta_y, \pm 10\delta_y, \dots$)での正負交番荷重とした。試験体No.4の荷重サイクルについては、鋼板巻き補強を施すことにより、じん率が大きく改善されることが事前解析によりわかっていたため、荷重回数の増加により、終局に至る前に、軸方向鉄筋が破断する可能性があることから、 $\pm 4\delta_y$ 以降、偶数倍の正負交番荷重とした。一方、試験体No.2と試験体No.3については、事前解析から、降伏変位は無補強の試験体No.1と同等であり、じん率が向上しても、荷重サイクルの回数は多くならないと予測したため、試験体No.1と同パターンとした。

水平交番荷重中の軸力は、4試験体とも一定軸力 294kN を荷重した。また、試験体No.3を除く3試験体については、一定軸力とは別に、水平交番荷重開始前と各荷重ステップにおける負側荷重後に、水平荷重を開放させ、残留変位の状態で 422kN まで軸力を一時的に増荷して鉛直変位を計測した。

なお、一定軸力 294kN は、地震時における実高架橋の柱1本当りに付加する荷重を想定したものであり、(死荷重+片線分の地震時列車荷重+2柱分の変動軸力)相当の荷重である。一方、増荷軸力 422kN は、列車が複線荷重した状態を想定したものであり、(死荷重+複線分の列車荷重+衝撃)相当に安全率を考慮した荷重である。増荷軸力は、高架橋柱の損傷程度と、列車走行時における軸力抵抗との関係を把握するために設定した軸力である。

交番荷重試験は、高架橋柱のポストピーク領域の損傷レベル4における損傷状況及び補強性能を確認するため、想定地震力には関係無く、軸力を保持できなくなるまで実施した。また、本研究における終局は、軸力を保持できなくなった時点と定義し、また、終局変位は軸力を保持できなくなった時点の変位と定義する。

3. 試験結果と考察

3.1 荷重－変位関係と損傷状況

(1) 試験体 No.1

降伏時および最大荷重時の荷重と変位を表－7に、荷重－変位履歴曲線を図－4に示す。なお、 $+2\delta_y$ 以降の荷重制御の変位は、変位の小さい 13.0mm を基準とした。

ポストピーク領域における降伏荷重に至った変位(以下、N点⁸⁾)を下回った荷重ステップは、正側、負側とも

に $7\delta_y$ であった。軸力を保持できなくなった時点(以下、終局)は、 $-7\delta_y$ であった。その状況は、かぶりコンクリート塊が剥落し、A面側の柱基部から1D区間内の帯鉄筋のフックが外れたため、柱の耐力が急激に低下し、軸力を保持することができなくなった。 $-7\delta_y$ 荷重後の終局時の損傷状況を写真－2、3に示す。

降伏時のひび割れは、柱とハンチ接合部内の広範囲に生じたが、残留変位は小さく、ひび割れ幅も極めて小さいものであった。

最大荷重時では、柱とハンチ接合部内のひび割れが進展したが、かぶりコンクリートの剥離、剥落は生じなかった。

かぶりコンクリートの剥落は、 $-6\delta_y$ 荷重時において、N点の変位の90%程度から始まった。

終局時のハンチ接合部の損傷については、接合部でもかぶりコンクリートの剥落が生じており、A面では柱基部から $1/6D$ (D :柱幅)区間、C面では柱基部から $1/3D$ 区間で剥落が生じた。しかしながら、ハンチ接合部の損傷は軽微なものであり、損傷箇所は柱部に集中していた。

なお、柱軸方向鉄筋の座屈の中心位置は、A面では柱基部から $1/2D$ 付近、C面では柱基部から $1/6D$ 付近の柱内であった。

上層梁については、予備荷重時に、梁側面に斜めひび割れが発生し、ひび割れは $+4\delta_y$ 荷重時まで進展したものの、それ以降の荷重ステップでは、進展は見られなかった。ひび割れ幅は小さく、注入補修により対処可能な損傷程度であった。

(2) 試験体 No.2

降伏時および最大荷重時の荷重と変位を表－8に、荷重－変位履歴曲線を図－5に示す。 $+2\delta_y$ 以降の荷重制御の変位は、変形性能の比較のため、試験体No.1と同一の降伏変位 13.0mm を基準とした。

N点を下回った荷重ステップは、正側、負側ともに $8\delta_y$ であった。終局は、 $+11\delta_y$ の荷重時に、降伏荷重の50%を下回り、水平荷重が増加せず、水平変位のみ増大したため、このステップで荷重を終了した。 $+11\delta_y$ 荷重後の終局時の損傷状況を写真－4、5に示す。

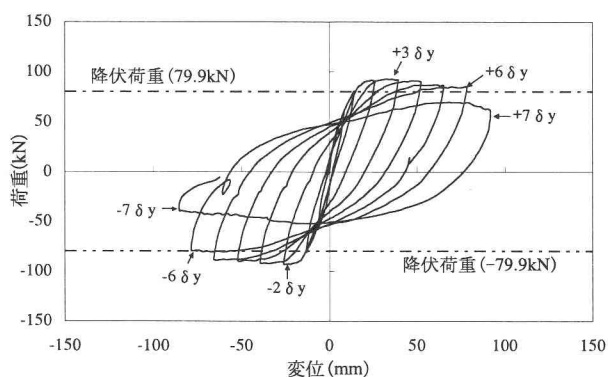
降伏時のひび割れは、ポリエステル補強を施していない柱基部から $1.5D\sim 3D$ の高さの範囲の柱、接合部内、横梁ハンチ部、縦梁ハンチ下面及び縦梁側面に生じたが、残留変位、ひび割れ幅ともに極めて小さいものであった。

最大荷重時では、柱基部から $1.5D\sim 3D$ の高さの柱と接合部内のひび割れが進展するものの、かぶりコンクリートの剥離、剥落は生じなかった。

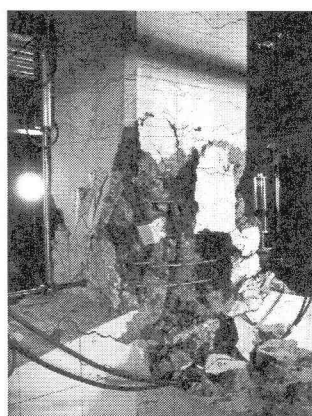
かぶりコンクリートの剥落は、 $+6\delta_y$ 荷重時に、N点の変位の85%程度から始まった。N点以降では、かぶりコンクリートの剥落は徐々に進展し、接合部内の帯鉄筋のフックが外れたものの、水平荷重に対する耐荷力の低下程度は緩やかであった。

表－7 試験体No.1の降伏荷重と最大荷重

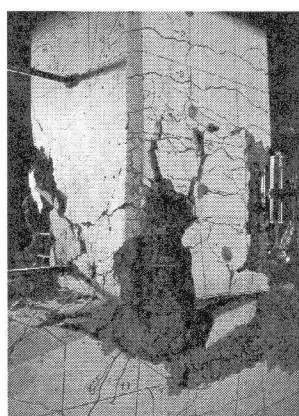
	正 側			負 側		
	ステップ	変 位	荷 重	ステップ	変 位	荷 重
降伏時	+1 δ_y	14.2mm	79.9kN	-1 δ_y	-13.0mm	-79.9kN
最大荷重時	+3 δ_y	32.3mm	93.1kN	-2 δ_y	-25.2mm	-92.8kN



図－4 試験体No.1の荷重－変位履歴曲線



写真－2 No.1 (A面)



写真－3 No.1 (C面)

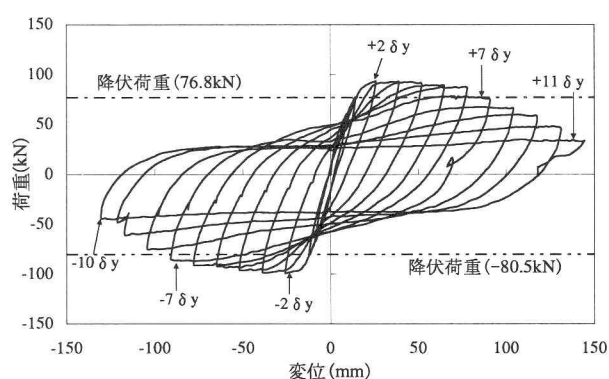
終局時のハンチ接合部の損傷については、A面ではポリエステル補強下端と横梁ハンチとの間の接合部内で、C面では柱基部から2/3D区間の接合部内で、かぶりコンクリートの剥落が生じた。また、柱軸方向鉄筋の座屈の中心位置は、A面では柱基部から1/2D付近の柱内であり、C面では柱基部から下面方向の1/6D付近の接合部内であった。このことから、弾性材料であるポリエステル製繊維シートを巻き付けることにより、C面側の損傷箇所は、接合部内に移行するといえる。しかしながら、接合部内の損傷は、試験体No.1よりは大きいものの、課題となるものではなかった。

上層梁については、予備荷重から+3 δ_y 荷重時までひび割れは進展したが、試験体No.1と同様に、それ以降の進展は見られなかった。

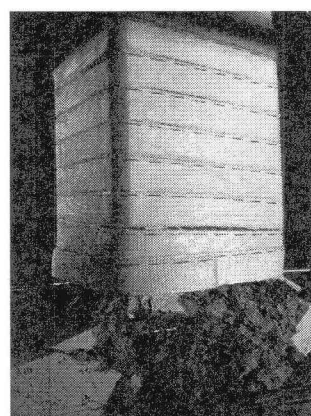
ポリエステル製繊維シートの損傷については、柱の軸方向鉄筋の座屈に伴い、柱基部から1/2D区間の補強材が伸び、柱の断面形状は角が取れて円形に変形した。また、写真－4に示すように、ポリエステル製繊維シート間に僅

表－8 試験体No.2の降伏荷重と最大荷重

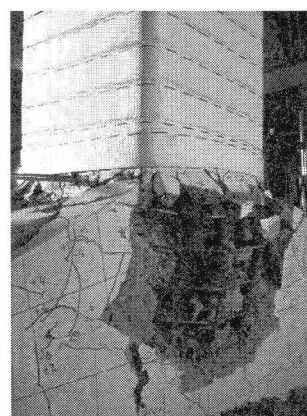
	正 側			負 側		
	ステップ	変 位	荷 重	ステップ	変 位	荷 重
降伏時	+1 δ_y	14.2mm	76.8kN	-1 δ_y	-12.0mm	-80.5kN
最大荷重時	+2 δ_y	25.0mm	92.9kN	-2 δ_y	-25.1mm	-99.0kN



図－5 試験体No.2の荷重－変位履歴曲線



写真－4 No.2 (A面)



写真－5 No.2 (C面)

かながら隙間が発生し、その部分に曲げひび割れが生じたが、ポリエステル製繊維シートには、亀裂、破断等の損傷は生じなかった。

(3) 試験体 No.3

降伏時および最大荷重時の荷重と変位を表－9に、荷重－変位履歴曲線を図－6に示す。+2 δ_y 以降の載荷制御の変位は、試験体No.2との変形性能の比較のため、降伏変位13.0mmを基準とした。

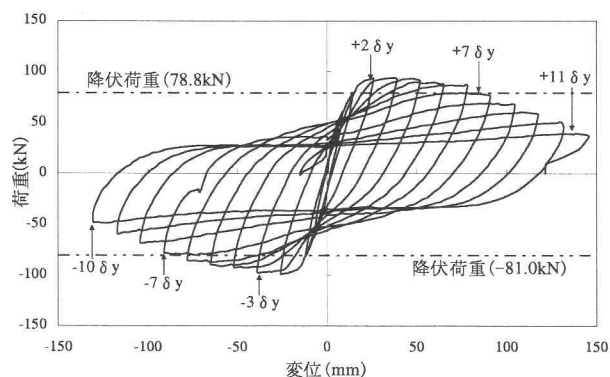
N点を下回った載荷ステップは、正側、負側ともに8 δ_y であった。終局は、試験体No.2と同様に、+11 δ_y の載荷時に降伏荷重の50%を下回り、荷重が上昇せず、水平変位のみ増大したため、このステップで載荷を終了した。+11 δ_y 載荷後の終局時の損傷状況を写真－6、7に示す。

降伏時のひび割れは接合部内、横梁ハンチ部、縦梁ハンチ下面と縦梁側面に発生するが、残留変位、ひび割れ幅ともに極めて小さいものであった。

最大荷重時では、柱基部のひび割れ幅が拡大し、接合

表－9 試験体No.3の降伏荷重と最大荷重

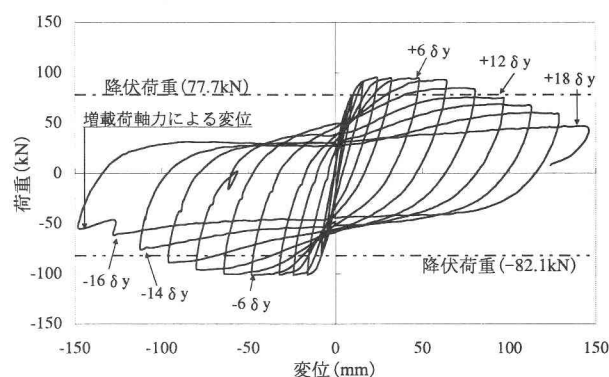
	正 側			負 側		
	ステップ	変 位	荷 重	ステップ	変 位	荷 重
降伏時	+1 δ_y	14.5mm	78.8kN	-1 δ_y	-12.1mm	-81.0kN
最大荷重時	+3 δ_y	37.6mm	93.9kN	-2 δ_y	-25.2mm	-99.3kN



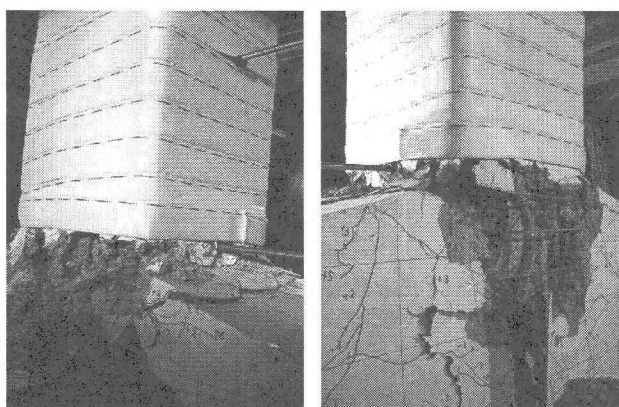
図－6 試験体No.3の荷重－変位履歴曲線

表－10 試験体No.4の降伏荷重と最大荷重

	正 側			負 側		
	ステップ	変 位	荷 重	ステップ	変 位	荷 重
降伏時	+1 δ_y	9.8mm	77.7kN	-1 δ_y	8.0mm	-82.1kN
最大荷重時	+6 δ_y	42.3mm	94.7kN	-6 δ_y	-44.3mm	-101.2kN

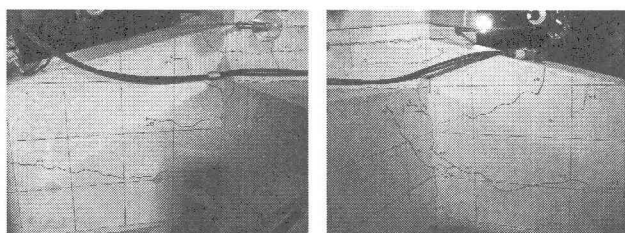


図－7 試験体No.4の荷重－変位履歴曲線



写真－6 No.3 (A面)

写真－7 No.3 (C面)



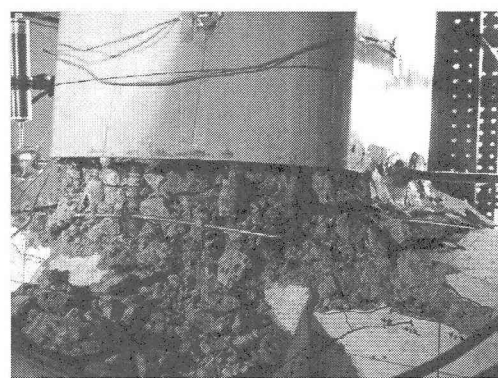
写真－8 No.3 (A面左側)

写真－9 No.3 (A面右側)

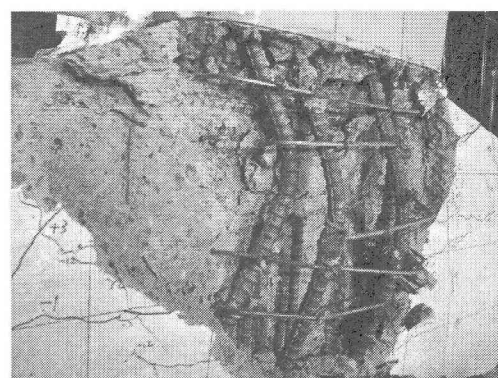
部内のひび割れが進展するが、かぶりコンクリートの剥離、剥落は生じなかった。

かぶりコンクリートの剥落は、 $-6\delta_y$ 載荷時に、N点の変位の88%程度から始まった。N点以降では、試験体No.2と同様に、かぶりの剥落が進展し、接合部内の帯鉄筋のフックが外れたが、水平荷重に対する耐荷力の低下程度は緩やかであった。

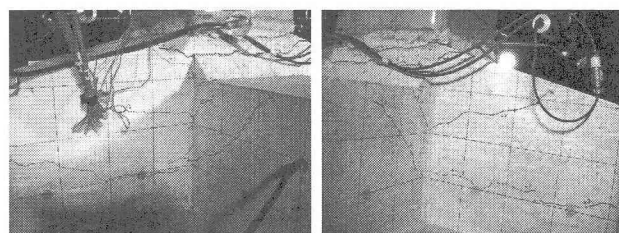
なお、終局時のハンチ接合部内、上層梁、ポリエステル製繊維シート損傷状態および柱軸方向鉄筋の座屈の中心位置は、概ね試験体No.2と同一であった。 $+3\delta_y$ 載



写真－10 No.4 (A面)



写真－11 No.4 (C面)



写真－12 No.4 (A面左側)

写真－13 No.4 (A面右側)

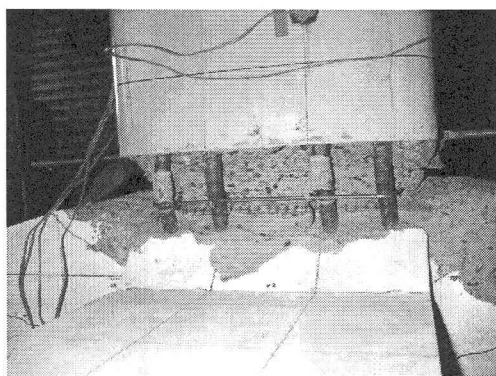


写真-14 No.4 (A面)

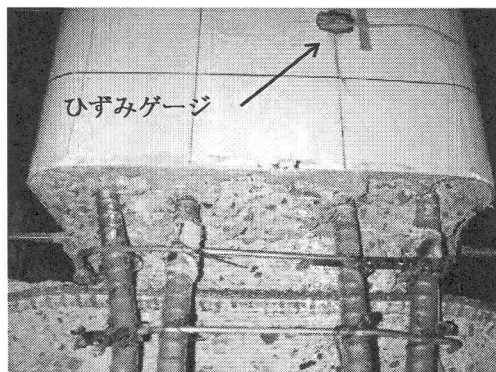


写真-15 No.4 (C面)

荷後のA面上層梁のひび割れ状況を写真-8, 9に示す。

(4) 試験体 No.4

降伏時および最大荷重時の荷重と変位を表-10に、荷重-変位履歴曲線を図-7に示す。+2 δ_y 以降の荷重制御の変位は、変位の小さい8.0mmを基準とした。

N点を下回った荷重ステップは、正側は+12 δ_y 荷重時であり、負側は-14 δ_y 荷重時であった。終局は-16 δ_y であり、-16 δ_y 荷重後の422kNの軸力増荷時に、軸力保持不能となった。なお、正側は、+16 δ_y 荷重時においても著しい荷重低下が見られなかったため、+18 δ_y の荷重を実施したが、水平荷重は上昇せず、水平変位だけが進行したため、ここで荷重を終了した。+18 δ_y 荷重後の終局時の損傷状況を写真-10, 11に示す。

降伏時では、ハンチ接合部にひび割れが集中的に発生したが、残留変位、ひび割れ幅ともに極めて小さいものであった。

最大荷重時では、接合部内の1箇所のひび割れが大きく開口するものの、かぶりコンクリートの剥離、剥落は生じなかった。

かぶりコンクリートの剥落は、+10 δ_y 荷重時において、N点の変位の70%程度から始まった。N点以降では、かぶりコンクリートの剥落は徐々に進展し、接合部内の帯鉄筋のフックが破断したものの、水平荷重に対する耐荷力の低下程度は緩やかであった。

終局時のハンチ接合部の損傷については、接合部内で

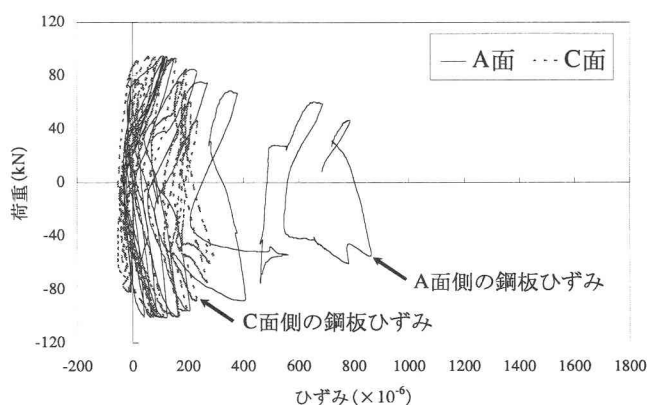


図-8 鋼板のひずみ履歴

かぶりコンクリートの剥落が生じており、A面では鋼板と横梁ハンチとの間で、C面では柱基部から4/3D区間の接合部全域で剥落が生じた。また、柱軸方向鉄筋の座屈の中心位置は、A面では柱基部であり、C面では柱基部から下方の1/2D付近の接合部内中央付近であった。したがって、鋼板巻き補強の場合では、接合部内の損傷箇所は、ポリエステル補強の場合よりも、さらに接合部内に移した結果となった。

なお、上層梁については、予備荷重時に発生した梁側面の斜めひび割れは、+6 δ_y 荷重時まで進展したものの、それ以降の荷重ステップでは、進展は見られなかった。ひび割れ幅および長さも、その他の試験体に比べ大きかったが、水平荷重ゼロ時では、ひび割れは閉じる程度のものであった。+6 δ_y 荷重後のA面上層梁のひび割れ状況を写真-12, 13に示す。

試験終了後の鋼板内部のコンクリート柱の損傷状態を写真-14, 15に示す。鋼板の損傷については、 $\pm 3\delta_y$ 荷重終了後の打音検査で、1D区間の範囲の柱4面で軽微な浮きを確認したが、それ以上の進展は見られず、1Dよりも上方の範囲では、最後まで浮きは生じなかった。また、鋼板下端から150mm上方における鋼板のひずみ履歴を図-8に示す。C面では終局時においても、鋼板のひずみは 300×10^{-6} 程度であり、A面では-14 δ_y から若干大きくなっているが、終局時でも 900×10^{-6} 程度であった。本試験における柱上端部を模擬した試験体では、鋼板には大きな応力は発生しなかった。

3.2 軸方向変位の比較

無補強の試験体 No.1 と曲げ破壊先行型柱にポリエステル補強した試験体 No.2、並びに、せん断破壊先行型柱にポリエステル補強した試験体 No.3 と鋼板巻き補強の試験体 No.4 との水平変位と軸方向変位(荷重点位置での鉛直変位量)の履歴曲線の比較を図-9, 10に示す。

試験体 No.1 の軸方向変位は、負側の方が正側よりも1mm程度大きい、軸方向変位の低下が始まるまでは、概ね左右対称であり、また、軸変形の水平方向のスリップはなく、横梁の有無による試験体形状の影響は顕著に

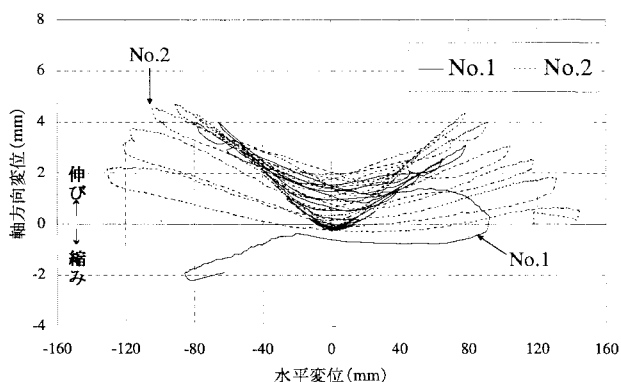


図-9 水平変位と軸方向変位の履歴曲線 (No.1, No.2)

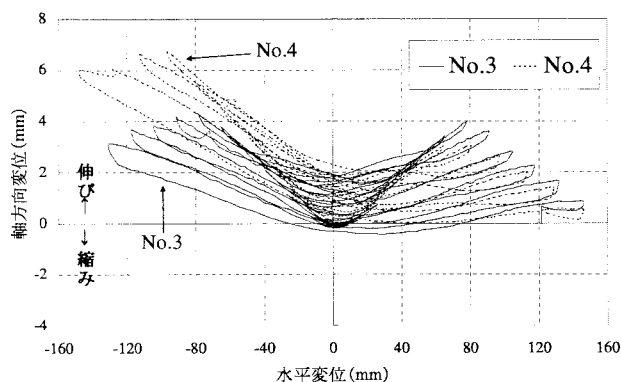


図-10 水平変位と軸方向変位の履歴曲線 (No.3, No.4)

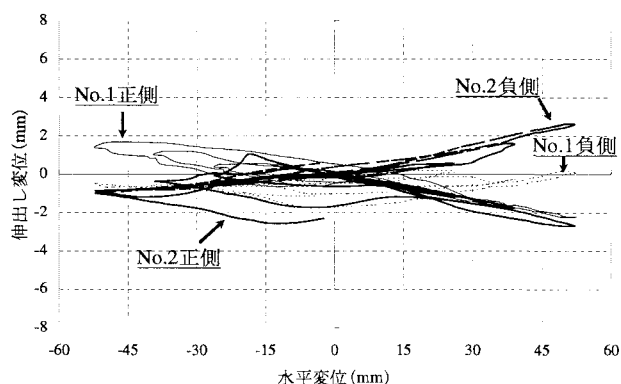


図-11 軸方向鉄筋の伸出し変位の推移 (No.1, No.2)

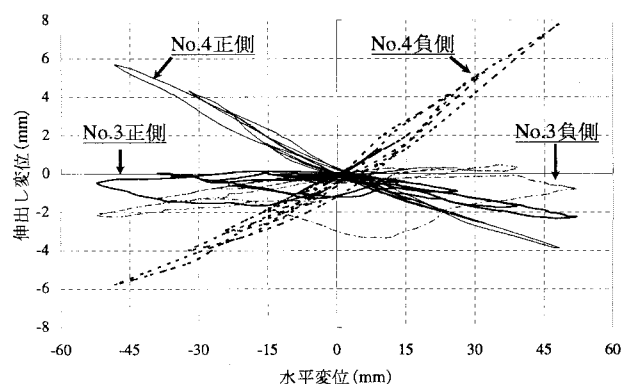


図-12 軸方向鉄筋の伸出し変位の推移 (No.3, No.4)

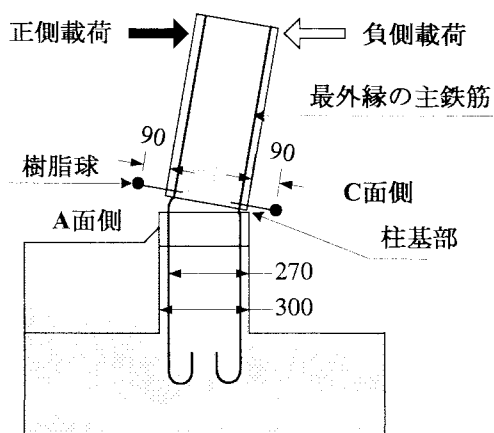


図-13 軸方向鉄筋の伸出し変位の計測方法の概要図

生じていない。軸方向変位の低下度合いについては、正側で急激に生じており、軸方向変位からも軸方向鉄筋の座屈が急速に進行したことが伺われる。

試験体 No.2 と試験体 No.3 については、履歴特性は概ね同じである。軸方向変位の低下が始まるまでは、概ね左右対称であり、左右バランスよく伸びている。正側、負側とも、水平変位 80mm を超えると、若干、接合部側の正側の方向に柱の軸変形がスリップしているが、荷重の低下度合いは緩やかである。

一方、試験体 No.4 については、負側の軸方向変位は、

正側に比べ顕著に伸びており、軸方向変位の低下が始まると、柱の軸変形が正側にスリップしている。これは、C 面の接合部内の軸方向鉄筋の座屈によるものと考えられ、軸方向鉄筋の座屈に対する抵抗力が小さい C 面側にスリップしていったものと推測される。

3.3 軸方向鉄筋の伸出し変位の比較

無補強の試験体 No.1 と曲げ破壊先行型柱にポリエステル補強した試験体 No.2、並びに、せん断破壊先行型柱にポリエステル補強した試験体 No.3 と鋼板巻き補強の試験体 No.4 との柱の軸方向鉄筋の伸出し変位の推移を図-11, 12 に示す。

鉄筋の伸出し変位は、試験体の柱基部から上方 30mm の柱部材のコンクリートにアンカーで固定し、これに樹脂球を取り付け、その鉛直方向の変位の計測値から、主鉄筋位置での変位を換算して求めた。計測方法の概要を図-13 に示す。

なお、図中における履歴曲線は、右肩上がりの曲線は A 面側の軸方向鉄筋、左肩上がりの曲線は C 面側の軸方向鉄筋であり、柱基部からの伸出し変位である。ここでの伸出し変位とは、付着切れによる鉄筋の拔出し量と、塑性後に鉄筋が伸出した量の変位である。

試験体 No.1 の伸出し変位は約 1.7mm であるのに対し、試験体 No.2 は約 2.6mm、試験体 No.3 は 1mm 弱であり、伸

表-11 初期剛性の比較

試験体 No	正側 初期剛性 (kN/mm)	負側 初期剛性 (kN/mm)	正負平均 初期剛性 (kN/mm)	比率※1) (%)
No.1	5.63	6.14	5.89	100
No.2	5.42	6.71	6.06	103
No.3	5.43	6.71	6.07	103
No.4	7.97	10.10	9.03	153

※1) 比率はNo.1の初期剛性を100%とした場合である。

出し変位による大差は見られない。一方、試験体 No.4 の出し変位は、水平変位-48mm 時で約 8mm である。試験体 No.4 の軸方向鉄筋の出し変位が大きいのは、鋼板巻き補強により柱躯体の剛性が向上し、試験体の変形は、鉄筋の出しによる柱基部の回転が支配的になったことによるものと考えられる。

3.4 初期剛性 (Ky) の比較

初期剛性の比較を表-11に示す。なお、ここでいう初期剛性とは、降伏点に対する割線剛性である。

鋼板巻き補強の試験体No.4の初期剛性は、無補強試験体No.1に対して1.5倍程度に向上している。これは、補強鋼板と、柱躯体と鋼板の隙間に充填した無収縮モルタルにより、柱部材の断面係数が向上し、柱部材の変形が小さくなったためである。

一方、ポリエステル製繊維シートを部分巻きした試験体No.2と、ポリエステル製繊維シートを柱全長に巻いた試験体No.3の初期剛性は、同じ値を示しており、また、無試験体No.1とも同等である。このことから、ポリエステル補強は柱の曲げ剛性を変えない補強工法であることを確認した。

なお、初期剛性が向上しないのは、表-3、5に示すように、ポリエステル製繊維シートの弾性係数がコンクリートの弾性係数の約1/4であることから、柱部材の曲げ剛性に与える影響が小さいためと思われる。

3.5 変形性能 (じん性率) の比較

N点に対するじん性率 μ_1 の比較を表-12に示す。なお、ここでいうじん性率 μ_1 とは、各試験体の荷重-変位履歴曲線から求めた包絡線におけるN点の変位と降伏点変位の比であり、部材のじん性率として以下の式で定義される。

$$\mu_1 = \delta_u / \delta_y$$

μ_1 : 部材のじん性率

δ_u : 最大荷重後のポストピーク領域における降伏荷重に到達した変位

δ_y : 降伏点変位

鋼板巻き補強の試験体 No.4 のじん性率は、既研究¹⁾

表-12 N点に対するじん性率 μ_1 の比較

試験体 No	載荷 方向	降伏変位 (mm)	N点変位 (mm)	じん性率 (μ_1)	正負平均 じん性率
No.1	正側	14.2	81.8	5.8	5.9
	負側	-13.0	-77.9	6.0	
No.2	正側	14.2	88.9	6.3	7.2
	負側	-12.0	-97.2	8.1	
No.3	正側	14.5	87.4	6.0	6.6
	負側	-12.1	-85.6	7.1	
No.4	正側	9.8	90.6	9.2	11.1
	負側	-8.0	-103.9	13.0	

表-13 終局変位に対するじん性率 μ_2 の比較

試験体 No	載荷 方向	降伏変位 (mm)	終局変位 (mm)	じん性率 (μ_2)	正負平均 じん性率
No.1	正側	14.2	91.0	6.4	6.2
	負側	-13.0	-78.0	6.0	
No.2	正側	14.2	143.0	10.1	10.5
	負側	-12.0	-130.0	10.8	
No.3	正側	14.5	143.0	9.9	10.3
	負側	-12.1	-130.0	10.7	
No.4	正側	9.8	144.0	14.7	15.3
	負側	-8.0	-128.0	16.0	

と載荷サイクル及び繰り返し回数異なるため、直接比較することはできないが、じん性率 $\mu_1=11.1$ であり、柱上端部においても、じん性率は10以上確保できている。

一方、ポリエステル補強を施した試験体 No.2 と試験体 No.3 のじん性率は $\mu_1=7.2$ と $\mu_1=6.6$ であり、無補強の試験体 No.1 のじん性率 $\mu_1=5.9$ と比べ、大きな改善効果は見られていない。

つぎに、終局変位に対するじん性率 μ_2 の比較を表-13に示すが、試験体 No.2 と試験体 No.3 のじん性率 μ_2 は10以上であり、試験体 No.1 のじん性率 $\mu_2=6.2$ に対して、大きく改善されている。

したがって、曲げ破壊先行型柱へのポリエステル補強の変形性能は、N点までのじん性率では改善効果は少ないが、終局変位におけるじん性率としては、大きな改善効果が期待できる。また、せん断破壊先行型柱へのポリエステル補強の変形性能は、曲げ破壊先行型に破壊形態を移行させるとともに、終局変位においても、じん性率が10を超える大きな改善効果が得られることを確認できた。

3.6 包絡線の比較

本試験体は単柱であるが、実高架橋の橋軸直角方向の柱本数は2本以上であり、A面の横梁側とC面の接合部パネル側との両面が、引張側として水平荷重を受け持った

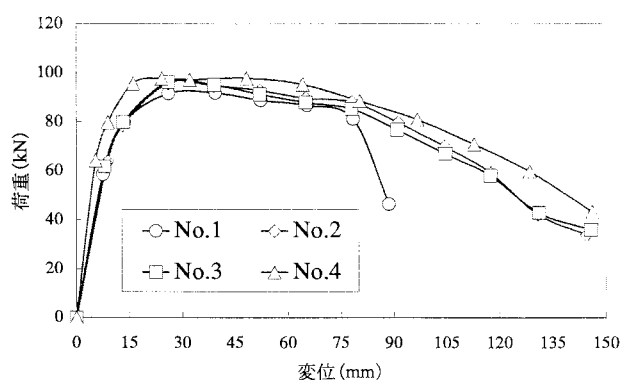


図-14 正側と負側の平均包絡線の比較

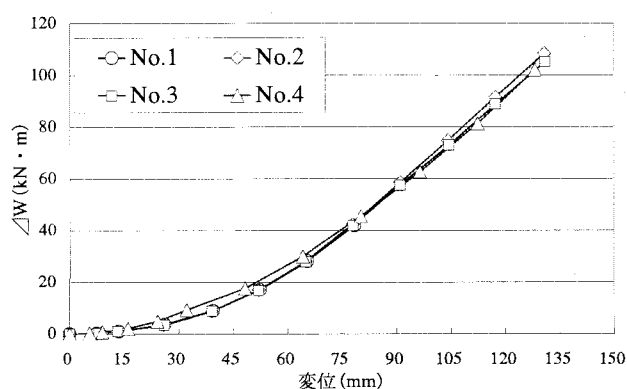


図-15 水平変位と累積吸収エネルギーとの関係

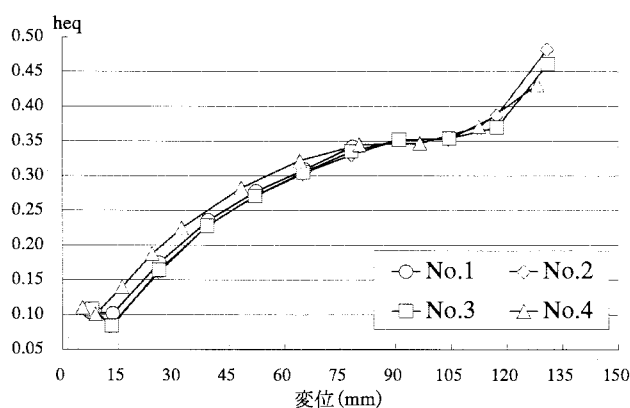


図-16 水平変位と等価粘性減衰定数との関係

表-14 N点変位における累積吸収エネルギーの比較

試験体 No	N点変位 (mm)	N点変位の 部材角 (rad)	N点変位の 正負平均値 (mm)	累積吸収 エネルギー (kN・m)
No.1	81.8	5.64×10^{-2}	79.9	41.9
	-77.9	5.37×10^{-2}		
No.2	88.9	6.13×10^{-2}	93.1	61.0
	-97.2	6.70×10^{-2}		
No.3	87.4	6.03×10^{-2}	86.5	51.9
	-85.6	5.90×10^{-2}		
No.4	90.6	6.25×10^{-2}	97.3	63.6
	-103.9	71.1×10^{-2}		

め、包絡線は正負の平均で比較する。正側と負側の平均した包絡線の比較を図-14に示す。

鋼板巻き補強の試験体No.4の初期剛性、最大荷重、ポストピーク領域における荷重低下程度は、他の試験体に比べ、最も優れた包絡線となっている。ポリエステル補強の試験体No.2と試験体No.3の初期剛性および最大荷重は、無補強の試験体No.1とほぼ同様であるが、荷重の低下程度については、試験体No.1は荷重が急激に低下しているのに対し、試験体No.2と試験体No.3は、試験体No.4と同様な低下度合いを示している。

本模型試験により、鋼板巻き補強とポリエステル補強について、ポストピーク領域における終局までの荷重と変位に関する剛性低下の状況が把握された。

3.7 エネルギー吸収能力 (ΔW) の比較

水平変位と累積吸収エネルギーとの関係を図-15に示す。なお、ここでいう累積吸収エネルギーは、接合部と柱部材でのエネルギー吸収量である。

累積吸収エネルギーの比較では、無補強の試験体No.1が水平変位80mmで終了していることを除けば、大きな差は見られない。変位が小さい範囲においては、鋼板巻き補強の試験体No.4は、少し大きい値であるが、これは小さな変位で载荷を行ったためと推測される。逆に、

120mm以上の大きな変形領域においては、ポリエステル補強の試験体No.3は、試験体No.4よりも大きな値を示している。これは、軸方向鉄筋の伸出し変位が小さいことから、柱の軸変形に大きなスリップが生じていないことから、载荷サイクルが厳しいにもかかわらず、優れた結果になったものと考えられる。

つぎに、各試験体のN点変位における累積吸収エネルギーの比較を表-14に示す。

N点変位における累積吸収エネルギーの比較では、ポリエステル製繊維シートを部分巻きした試験体No.2は、無補強試験体のNo.1に対し、145%である。また、ポリエステル製繊維シートを柱全長に巻いた試験体No.3および鋼板巻き補強の試験体No.4は、試験体No.1に対して、それぞれ124%、153%になっている。したがって、鋼板巻き補強は、累積吸収エネルギーの改善に大きく寄与していることが分かる。同様に、ポリエステル補強も、表-12のN点に対するじん性率 μ_1 の比較では、じん性率の改善はあまり見られなかったが、表-14の累積吸収エネルギーでは改善効果が見られ、N点での性能に対しても、耐震補強効果があるといえる。

3.8 等価粘性減衰定数 (heq) の比較

図-16に示す水平変位と等価粘性減衰定数との関係に

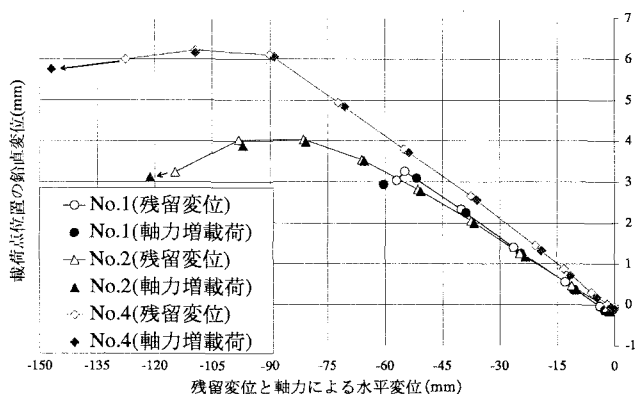


図-17 残留変位と軸力増載荷時の鉛直変位の関係

おいては、4試験体とも同様な傾向であり、大きな差は見られない。無補強の試験体No.1を除く3試験体は、水平変位80mm～100mmの間で、等価粘性減衰定数は同じ値であった。この水平変位の間では、3試験体ともにハンチ接合部付近でのかぶりコンクリート塊の剥落が顕著に生じており、この影響によるものと思われる。また、その後の100mm以降では、等価粘性減衰定数は再び上昇し、45%程度まで上昇している。

よって、鋼板巻き補強とポリエステル補強は、ハンチ接合部付近でのかぶりコンクリートの剥落や鉄筋の座屈が生じても、履歴ループはスリップ型に移行することなく、柱部及び接合部全体としては、紡錘型を維持できていることが確認された。

3.9 軸力抵抗の比較

無補強の試験体No.1、曲げ破壊先行型柱にポリエステル製繊維シートを部分巻きした試験体No.2および鋼板巻き補強の試験体No.4の負側の各载荷ステップにおける残留変位（軸力294kN载荷時）と軸力増載荷時（422kN）の载荷点における鉛直変位との関係を図-17に示す。

3試験体ともに共通であるが、残留変位時の鉛直変位が大きくなっている過程では、軸力を294kNから422kNまで増しても、水平変位は残留変位を戻す方向に推移している。逆に、残留変位時の鉛直変位が低下した以降での軸力増載荷時では、水平変位は残留変位よりも大きな水平変位になっている。これは、軸力による水平成分の荷重に抵抗できなくなったことによる。

なお、軸力増載荷による鉛直変位の低下程度は、最大で0.25mm程度であった。

また、軸力422kNを保持できるせん断スパンに対する変形角は、試験体No.1は1/26、試験体No.2は1/15、試験体No.4は1/13であった。

4. まとめ

本研究により得られた知見は、以下のとおりである。

4.1 鋼板巻き補強とポリエステル補強との耐震性能の比較

1) 無補強の柱に対する初期剛性の向上率は、鋼板巻き補強は153%、ポリエステル補強は103%であり、ポリエステル補強は、剛性を向上させない。変形性能の改善については、N点におけるじん性率 μ_1 は、鋼板巻き補強は $\mu_1=11.1$ （無補強柱の約1.8倍）であり、ポリエステル補強は $\mu_1=6.6$ （無補強柱の約1.1倍）であり、N点におけるポリエステル補強の変形性能の大きな改善はみられない。しかしながら、N点における累積吸収エネルギーについては、ポリエステル補強は51.9kN・m（無補強柱の約1.2倍）と改善効果が伺える。

2) 終局点におけるじん性率 μ_2 としては、鋼板巻き補強は $\mu_2=15.3$ （無補強柱の約2.5倍）、ポリエステル補強は $\mu_2=10.3$ （無補強柱の約1.7倍）であり、ポリエステル補強は、この段階においてはじん性率を10に改善できている。また、軸力を保持できる絶対変位量としては、鋼板巻き補強と同等であり、エネルギー吸収能力についても同等である。このため、鋼板巻き補強の施工ができない条件下の高架橋柱に、ポリエステル補強を改善の対策として選択することは可能である。

3) 本試験でのポリエステル補強は、せん断補強効果、エネルギー吸収能力および終局におけるじん性率の改善が確認できた。また、この場合のポリエステル補強は単層補強であり、その施工費用は鋼板巻き補強と比較すると数十%安い。

4) 鋼板巻き補強の柱では、柱躯体が剛体変形するため、柱の軸方向鉄筋の伸出し変位が8mmとなった。また、ポリエステル補強に比べ、ハンチ接合部内に大きな損傷が生じた。

4.2 曲げ破壊先行型柱へのポリエステル補強の効果

1) N点までの変形性能としては、ポリエステル補強のじん性率は $\mu_1=7.2$ （無補強柱の約1.2倍）であったが、終局状態である軸力を保持できなくなった時点でのじん性率としては $\mu_2=10.5$ （無補強柱の約1.7倍）であり、変形性能は大きく改善された。

また、エネルギー吸収能力についても、N点における累積吸収エネルギー量は61.0kN・m（無補強柱の約1.5倍）であり、大きな改善効果がみられた。したがって、曲げ破壊先行型柱へのポリエステル補強の有効性が確認された。

2) 無補強の曲げ破壊先行型の柱が、早い段階で軸力を保持できなくなった理由として、帯鉄筋のフックが外れたことによることが大きい。ポリエステル補強は、かぶりコンクリートの剥落を防止することにより、軸方向鉄筋の座屈の進行を遅らせることができ、コアコンクリートの損傷防止に効果があることが分かった。

3) ポリエステル補強は、曲げ破壊先行型柱の変形性能の補強として適用する場合、塑性化領域のみの補強で効果

を発揮しており、補強していない柱部への改悪は生じない。

4) 本模型試験では、一定軸力(294kN)とは別に、各載荷ステップにおける残留変位時に、被災後の列車載荷状態での使用性能を確認するために、複線分の活荷重を考慮した 422kN を一時的に増載荷している。したがって、ポリエステル補強による終局時の曲げ破壊に対する使用性能は、一定軸力状態ではさらに向上すると考えてもよい。

4.3 今後の課題

今後の課題として、本研究は、多くの標準高架橋の柱断面の中から、60cm×60cm の柱寸法とその鉄筋量での事例を模擬した 1/2 サイズの模型試験体での試験結果である。今後、大断面をはじめ、各種断面において同様な性能確認試験が必要であると考えている。この結果を受けて、ポリエステル補強の適用可能条件が定められる。

一方、今回の試験では、ポリエステル製繊維シートは、厚さ 4mm、幅 45mm のものを使用している。また、経済性並びに施工性を考慮して、補強材の巻き数は単層で実施している。今後、ポリエステル製繊維シートの厚さとじん性率の改善度との関係を検討する必要がある。

謝 辞

本模型試験を行うにあたり、清水建設㈱技術研究所の滝本氏から貴重な助言を受けた。また、ポリエステル補強(SRF 補強)については、構造品質保証研究所㈱から貴重な助言を受けた。ここに記して、感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所編：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 鋼板巻立て補強編，1999.7.
- 2) 津吉 毅，石橋忠良，小林将志，田附伸一：鉄筋を柱外周に配置し柱の四隅で定着する既設 RC 柱の耐震補強方法に関する研究，土木学会論文集，No.662，V-49，pp.205-216，2000.11.
- 3) 小林 薫，石橋忠良：RC 柱の一面から施工する耐震補強工法の鋼板の補強効果に関する実験的研究，土木学会論文集，No.683，V-52，pp.75-89，2001.8.
- 4) 鉄道総合技術研究所編：炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針，1996.7.
- 5) 鉄道総合技術研究所編：アラミド繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針，1999.11.
- 6) たとえば，田村 玲，田才 晃，壁谷澤寿海，五十嵐俊一：ポリエステル製繊維シートによりせん断補強された RC 柱の構造性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.1507-1512，2003.
- 7) 稲熊 弘，関 雅樹：RC ラーメン高架橋柱の耐震補強に伴う柱と梁の接合部の耐震補強に関する研究，土木学会地震工学論文集，Vol.27，No.203，2003.12.
- 8) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，1999.10.
- 9) 鉄道総合技術研究所 地震対策プロジェクト：兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書，鉄道総研報告一特別第 4 号，1996.4.

(2003 年 9 月 12 日受付)