

論文 主鉄筋段落し部を有する橋脚のせん断補強に関する実験的研究

渡部 太郎^{*1}・森山 智明^{*2}・小林 薫^{*3}

要旨: 主鉄筋段落し部を有する橋脚外周に補強鋼材を配置して隅角部で定着する耐震補強工法について、同補強方法で補強された短辺:長辺=1:3 の断面形状を有する橋脚の縮小模型試験体を用いた交番載荷実験を行った。補強鋼材として PC 鋼材を使用して、同補強量および同緊張力を変化させた実験を行った結果、本耐震補強方法で補強することによって、Cutoff 点を起点としたせん断破壊を防止でき、PC 鋼材緊張力の有無や補強量によらず基部・Cutoff 点間において、Cutoff 鉄筋の付着劣化が発生した。これにより、試験体の水平耐力は低下するものの、大きな変形性能が得られることが確認された。

キーワード: 段落し、Cutoff 点、Cutoff 鉄筋、連続鉄筋、曲げせん断耐力比、じん性率

1. はじめに

兵庫県南部地震や新潟県中越地震などの過去の大地震における被災状況を踏まえ、鉄道構造物の耐震補強工事は、RC ラーメン高架橋柱とともに RC 橋脚の耐震補強工事を順次施工している。RC 橋脚は、1)軸方向鉄筋の途中定着（以下「段落し」という）を有するものがあること、2)断面が非常に大きいこと、3)壁式橋脚などでは断面高さとの辺長比が 1:3~6 の長方形となるなど、鉄道ラーメン高架橋柱とは形状、配筋が相違するため、これらの特性を踏まえ、RC 橋脚に適した補強工法を選定する必要がある。特に、段落しを有する橋脚は、橋脚の高さ方向で引張鉄筋量が不連続となっていること、段落しのためカットオフされた鉄筋が引張側コンクリートで定着されるため、地震時に大きな交番繰り返し荷重が作用した場合の弱点箇所となり、耐震性能が低下する場合がある。この弱点を解消し、RC 橋脚の耐震性能を高めるために、RC 柱と同様に RC 巻立て工法や鋼板巻き工法が広く適用されている。

しかし、大断面である RC 橋脚への耐震補強工法は、橋脚く体部分の補強のみで工事費が割高

になるのに加え、重機や資材搬入用の仮通路等の設備も必要となるため、工事費が相当高くなるといった問題点がある。

そこで、運搬、組立てが容易となるように補強用鋼材や隅角部補強材を比較的小部材化し、橋脚の外周に配置する耐震補強工法を考案した。本工法は、補強用鋼材を橋脚断面外周に配置し、橋脚の四隅に補強用鋼材に発生する引張力を橋脚く体断面内に伝達するための隅角部補強鋼材（L型鋼材を加工したもの）を配置するものである。この隅角部補強鋼材によって、補強用鋼材の引張力を断面内に横拘束力として与えることで、段落し部に損傷が発生した場合でも、せん断破壊の防止と変形性能の向上による耐震性能の改善を期待するものである。

本論文は、提案した耐震補強工法で補強した主鉄筋段落し部を有する RC 橋脚の耐震補強効果に関して、既報¹⁾に加えて行った実験結果について述べるとともに、補強鋼材の補強量や緊張力が破壊性状や変形特性に与える影響についてさらに検討を加えた結果について述べたものである。

*1 東日本旅客鉄道（株） JR 東日本研究開発センター フロントサービス研究所 工修（正会員）

*2 東日本旅客鉄道（株） 東京工事事務所 担当課(中央)副課長 博(工)（正会員）

*3 東日本旅客鉄道（株） JR 東日本研究開発センター フロントサービス研究所課長 博(工)（正会員）

表-1 試験体諸元

試験体 番号	断面寸法 (mm)	断面幅 (mm)	有効高 さ (mm)	せん断 スパン (mm)	a/d	軸方向鉄 筋(径-本 数) (鉄筋比%)	段落し部 鉄筋量 (鉄筋比%)	段落し 高さ (mm)	帯鉄筋 (径-間隔) (鉄筋比%)	軸圧縮 応力度 (N/mm ²)	補強方法	PC鋼棒 初期緊張 力 (kN)	P _{u,段} /P _{u,基} 曲げ耐力比
											PC鋼棒径-ピッチ 径(mm)-ピッチ(mm)		
B-1											無補強	—	1.17
B-2	350 × 1050	1050	317	1200	3.79	D13-21 (0.80)	D13-11 (0.42)	600	D6@100 (0.05)	0	φ13-160	0	1.15
B-3											φ13-180	40	1.16
B-4											φ13-80	40	1.16
B-5	500 × 1500	1500	460	1800	3.91	D16-20 (0.58)	D16-12 (0.39)	750 1300	D6@250 (0.01)	0.75	φ13-240	0	1.29
B-6											φ9.2-240	0	1.19

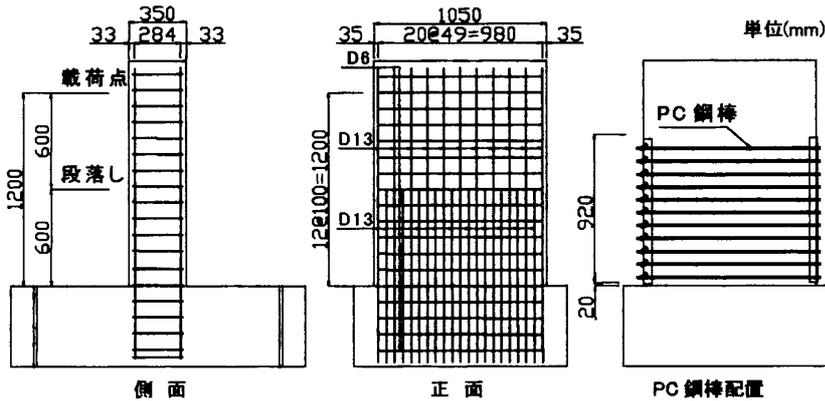


図-1 試験体概要図(B-4)

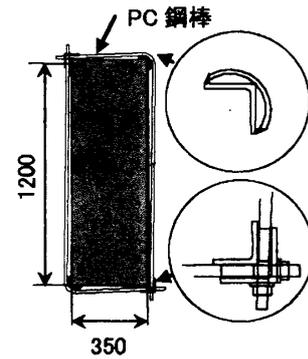


図-2 PC定着部

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表-1に試験体諸元を示す。試験体の基本的な諸元としては、実構造物での配筋等を参考に、縮尺を1/4程度に設定し、断面の辺長比を1:3に設定した。実際のRC橋脚の引張鉄筋比が0.3~0.6%程度であることを考慮し、引張鉄筋比を0.80%とし、カットオフ点での曲げせん断耐力比(V_y/V_{yu} :ここで V_y :段落し位置のせん断耐力, $V_{yu}=M_u/l_a$, M_u :基部曲げ耐力, l_a :せん断スパン)を1.0程度とした。表-1に記載されている $P_{u,段}/P_{u,基}$ は、Cutoff点の曲げ耐力と基部が曲げ耐力に達する時にCutoff点に発生する曲げモーメントとの比(以下、「Cutoff点の基部に対する曲げ耐力比」と呼ぶ)であり、基部とCutoff点のどちらが先に曲げ耐力に達するかを表す値であるが、試験体のCutoff点の高さおよび基部とCutoff点での軸方向鉄筋量を調整することで、この値を変化させている。

試験体に設定した主なパラメータは、補強鋼材の配置量と補強鋼材(PC鋼棒)の初期緊張力である。なお、B-1試験体は、各補強試験体との比較のために基本とした試験体で補強を行って

いない。断面への拘束力は、断面の4隅にL型鋼(50mm×50mm×6mm)を加工したPC鋼棒定着治具と、L型鋼と曲げ加工した鋼板で製作したコーナー材を取り付けたあと、PC鋼棒定着治具側でナットの締め付けによりPC鋼棒に緊張力を与えることで導入した。PC鋼棒の緊張力は、PC鋼棒に貼り付けたひずみゲージおよびナット締め付け用のトルクレンチの値から管理した。使用したPC鋼棒は、φ9.2とφ13mm(B種1号(SBPR980/1080))である。断面内に配置したせん断補強鉄筋は、組立筋との兼用とし、主鉄筋外周にD6鉄筋を鋭角フックにより定着した。図-1に試験体配筋図の一例および図-2にPC鋼棒定着部の概要を示す。



写真1 実験状況(B-2)

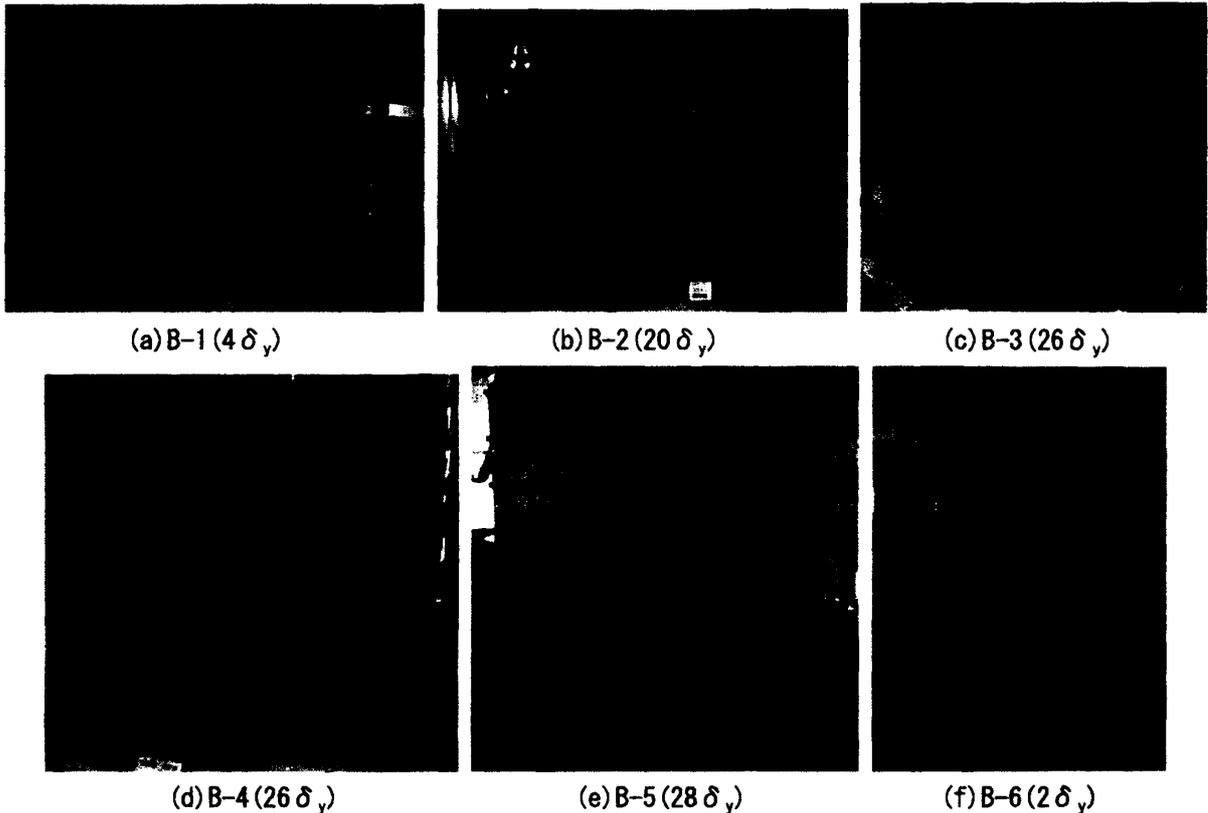


写真-2 試験体の主要な損傷状況

2.2 交番载荷試験概要

写真-1に、実験状況を示す。柱頭部の正負方向に静的に水平変位を作用させる交番载荷試験を行った。主鉄筋が降伏ひずみに達した時点を試験体の降伏変位 ($1\delta_y$) として、以降は降伏変位の整数倍の変位を、 $10\delta_y$ 以降は偶数倍の変位を各変位段階毎に正負方向 1 サイクルの载荷を行った。

3. 実験結果概要

3.1 破壊性状

写真-2に各試験体の損傷状況の写真を示す。

(1) B-1 試験体 (無補強)

$1\delta_y$ で橋脚躯体基部から柱上部にかけて曲げひび割れが発生した。曲げひび割れは Cutoff 点位置にも発生した。 $2\delta_y$ で、Cutoff 点の曲げひび割れが斜めひび割れに急速に進展し、 $3\sim 4\delta_y$ で斜めひび割れが開いてせん断破壊の性状を示した。

(2) B-2 試験体

$1\delta_y$ で基部から柱上部にかけて曲げひび割れ

が発生し、Cutoff 点にも曲げひび割れが発生した。その後、B-1 試験体同様、Cutoff 点付近に発生した曲げひび割れが斜めひび割れに進展した。変位が大きくなると、Cutoff 点から基部にかけて、主鉄筋ははらみ出すとともに、かぶりコンクリートが剥落した。実験後の破壊面を調べたところ、橋脚躯体の正面から見ると、躯体の中央付近では、Cutoff 点付近と基部から 150mm 程度の高さに破壊面が観測された。一方、躯体の端部付近では 150mm 高さ位置の破壊面だけが観測された。側面から見ると、150mm 高さから対向する基部に至る斜めひび割れに沿った破壊面が形成されており、Cutoff 点付近からの斜め方向の破壊面は見られなかった。

(3) B-3, B-4 試験体

$1\delta_y$ では B-2 同様、Cutoff 点も含めた箇所に曲げひび割れが発生したが、その後、Cutoff 点の曲げひび割れが斜めひび割れに大きく進展することはない、PC 鋼材に導入した緊張力による効果が見られた。変位が大きくなると、橋脚躯体前面から見て躯体中央部を中心として、基部から

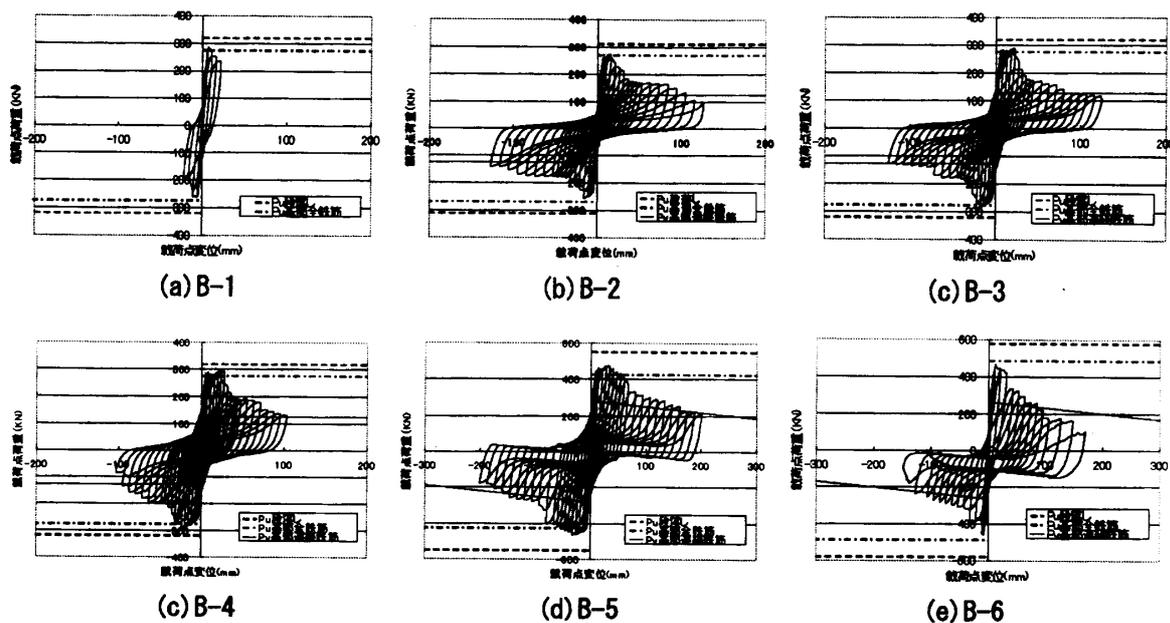


図-3 載荷点荷重-変位関係

1D 付近にかけてのかぶりコンクリートが剥落したが、B-2 のように、Cutoff 点付近まではコンクリートの剥落は発生しなかった。B-2 とは異なり、実験終了時まで側面のひび割れは、基部を除いてほとんど発生することはなかった。破壊面は、B-1 で述べた基部から 150mm 高さを起点とする斜めひび割れ面に沿って形成されており、Cutoff 点から基部に至る斜め破壊面は形成されていなかった。

(4) B-5 試験体

主鉄筋段落し部を基部から 750mm、1300mm 位置の 2 箇所にて設けた B-5 試験体では、 $1\delta_y$ に基部から 750mm 位置の Cutoff 点にて曲げひび割れが発生した。その後、Cutoff 点にて発生した曲げひび割れが斜めひび割れに進展することにはなかったが、B-2 同様、750mm 位置の Cutoff 点より下部のコンクリートは全て剥落した。1300mm 位置の段落し部には、実験終了時までひび割れは発生しなかった。実験終了時まで躯体側面に斜めひび割れは発生せず、破壊面は橋脚根元の曲げひび割れに沿って形成されていた。

(5) B-6 試験体

$1\delta_y$ において、Cutoff 点も含めた基部からの広い範囲に曲げひび割れが発生した。 $2\delta_y$ において、Cutoff 点の曲げひび割れが斜めひび割れに大

きく進展するとともに開いた。その後は Cutoff 点から基部にかけてのせん断破壊の性状を示し、変位が大きくなると Cutoff 点から基部にかけてのかぶりコンクリートが剥落した。

3.2 荷重-変位関係

図-3 に載荷点の水平荷重-水平変位関係を示す。図中には、基部および Cutoff 点が曲げ耐力に達する時点の水平荷重および基部の連続鉄筋のみを考慮しかぶりコンクリートなしの断面としたときの降伏曲げ耐力時水平荷重の値（ともに計算値）を横線で示している。連続鉄筋のみによる降伏荷重の計算値は、軸力を考慮した線としている。B-2~5 は、ある変位段階から水平荷重が徐々に低下し、連続鉄筋のみを考慮した曲げ耐力に漸近していくことがわかる。荷重が低下し始める変位段階は、B-2 が $4\delta_y$ 、B-3 が $6\delta_y$ となり、PC 鋼材に緊張力を導入することによって、大きくなった。緊張力が同じで、B-3 と比べて PC 鋼材量を増やした B-4 試験体は、荷重が低下し始める変位段階が $7\sim 8\delta_y$ となり、B-3 に比べて荷重が低下する変位段階が大きくなった。B-5 試験体は、荷重が低下し始めるのが、 $10\sim 12\delta_y$ となった。B-5 は B-2~4 と比べて、Cutoff 点の基部に対する曲げ耐力比が 1.29 倍と大きいことが原因として考えられる。B-2~5 全てにお

いて、かぶりコンクリートの剥落時期と水平荷重が低下する変位段階とに相関が見られた。

B-1 および B-6 試験体は斜めひび割れが開いた変位段階と荷重が低下する変位段階とが概ね一致しており、その時点での荷重が低下する度合いは大きい。

3.3 主鉄筋ひずみ分布

図-4 に B-2 および B-4 試験体の各変位段階における、鉄筋ひずみの基部からの距離に応じた分布を連続鉄筋と Cutoff 鉄筋とについて、それぞれ示す。B-2 は断面長辺方向の端部に位置する鉄筋のひずみを、B-4 は断面の長辺中央位置付近の鉄筋のひずみを示している。

B-2 試験体では、 $4\delta_y$ において、Cutoff 鉄筋のひずみが基部からのひずみ計測点の全てにおいて減少に転じている。一方、連続鉄筋のひずみは同変位段階において大きく伸びており、 $4\delta_y$ で Cutoff 鉄筋の付着劣化が進行したものと考えられる。

B-4 では、Cutoff 鉄筋のひずみは降伏ひずみを超えて大きく伸びるが、 $7\delta_y$ から $8\delta_y$ にかけて、減少に転じており、この段階で Cutoff 鉄筋の付着劣化が発生したのではないかと推測される。

B-2, B-4 試験体とも、Cutoff 鉄筋のひずみが低下した変位は、荷重-変位関係において、荷重が低下した変位段階と一致するものであり、水平荷重の低下は、Cutoff 鉄筋の付着劣化に起因するものと思われる。

4. 変形性能に関する考察

4.1 PC 鋼材のひずみ分布

図-5 に各試験体の補強鋼材(PC 鋼材)の基部からの高さに応じたひずみ分布を示す。

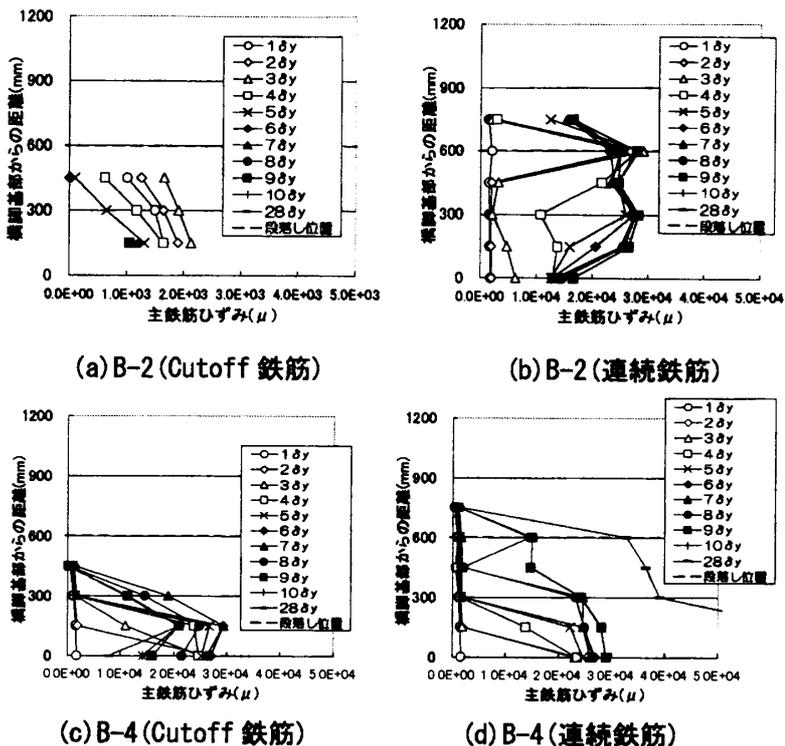


図-4 主鉄筋ひずみ分布

B-2 および B-5 は、PC 鋼材に緊張力を導入しないで、せん断破壊しなかった試験体であるが、実験終了時まで PC 鋼材のひずみは最大 $1,000\mu$ 程度の値に留まっている。B-3,4 では、実験終了時まで、初期に導入した PC 鋼材応力(約 1500μ 相当)にほとんど変化は見られなかった。一部、基部付近において、PC 鋼材応力の減少が見られるが、これはコンクリートの剥落による断面減少の影響と思われる。

せん断破壊の性状を示した B-6 試験体では、せん断ひび割れと交差する位置の PC 鋼材の一部において、 $2\delta_y$ で降伏ひずみを超えるひずみが計測されている。実験終了時まで最大 $4,000\sim 5,000\mu$ 程度のひずみが発生しており、同じく PC 鋼材の緊張力がなくてせん断破壊しなかった B-2,5 試験体よりもかなり大きな値になっている。

4.2 変形性能の検討

図-6 に基部の曲げせん断耐力比とじん性率との関係を示す。曲げせん断耐力比 $V_{y1} \cdot l_0/M_{u0}(V_{y1}=V_e+V_s)$: 補強後の基部のせん断耐力、 l_0 : せん断スパン(載荷点・フーチング天端間

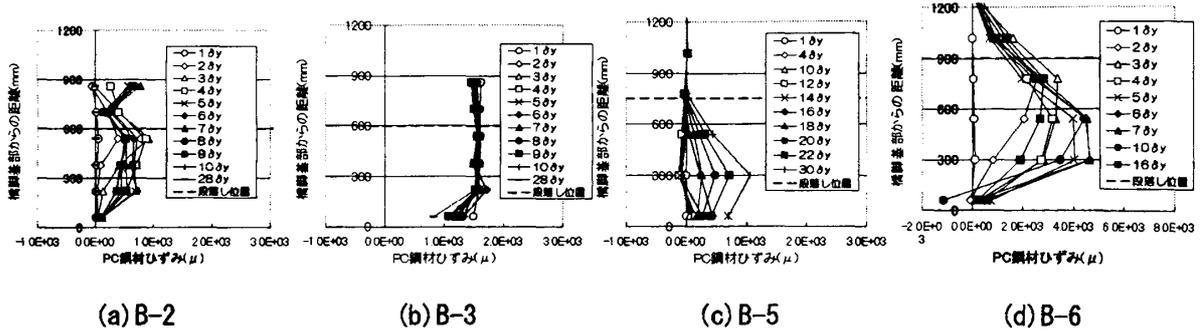


図-5 PC 鋼棒ひずみ分布

の距離), M_{ult} : 補強後の基部の曲げ耐力)は, 実材料強度を用いて曲げ耐力およびせん断耐力を算定して求めた。せん断耐力 V_{y1} のうち PC 鋼材が負担するせん断耐力 V_s は, PC 鋼材の発生応力が $200\sim 300\text{N/mm}^2$ 程度であったことを勘案し, せん断補強鋼材の降伏強度を 300N/mm^2 と仮定して, トラス理論により求めた値である。コンクリートが負担するせん断耐力 V_c と曲げ耐力 M_{ult} については, 基部・Cutoff 点間において Cutoff 鉄筋の付着劣化が発生し, かぶりコンクリートが剥落した破壊性状を踏まえ, 連続鉄筋のみを考慮し, かつ断面はかぶりコンクリートを無視した断面で計算した値である。また, じん性率 μ は, δ_u / δ_y (δ_u : 終局変位, δ_y : 降伏変位)で求めた。ここに, 終局変位 δ_u は, 曲げ耐力の計算と同様に連続鉄筋のみ考慮し, かぶりコンクリートを無視した断面における実材料強度を用いた降伏荷重の計算値を下回らない実験上の最大変位とした。 δ_y も同様の断面による降伏変位の計算値であり, 鉄道構造物等設計標準 耐震設計²⁾によって求めた。すなわち, 図-6 は Cutoff 鉄筋の付着劣化が進行した後の特性を示すものである。

図-6 より, 無補強の試験体 (B-1 試験体) を, PC 鋼材を橋脚外周に配置して補強することにより (B-2~4 試験体), 連続鉄筋のみを有効と考えた場合の曲げせん断耐力比が 2.3~2.4 程度以上とすることで, じん性率 $\mu=18$ 以上の大きな変形性能を付与できることがわかる。この程度の補強量があれば, 今回の試験体諸元においては, Cutoff 鉄筋の付着劣化に起因する耐力低下は発生するものの, せん断破壊を防止でき, かつ変

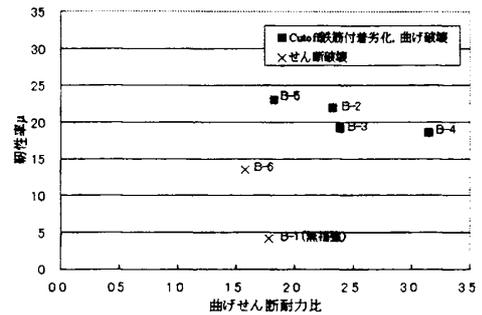


図-6 曲げせん断耐力比とじん性率との関係
形性能を改善できることが確認された。

5. おわりに

主鉄筋段落し部を有する橋脚外周に PC 鋼材を配置して隅角部で定着する耐震補強工法に関する縮小模型試験体を用いた交番載荷実験を行った。今回の試験体諸元の範囲内で得られた知見を示すと以下の通りである。

- (1) PC 鋼材に導入された緊張力の有無に関わらず, 基部・Cutoff 点間で Cutoff 鉄筋の付着劣化が発生し, 試験体の水平耐力は低下する。
- (2) 本耐震補強工法は, Cutoff 点を起点としたせん断破壊を防止でき, 基部連続鉄筋のみの特性となった後は, 大きな変形性能が得られることが確認された。

参考文献

- 1) 森山智明, 小林薫; 軸方向鉄筋の途中定着部をせん断補強した橋脚の変形挙動の実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.142~155, 2003
- 2) 運輸省鉄道局監修, 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, 丸善, pp.142~155, 1999.10