

炭素繊維による既存 RC 橋脚の耐震補強に関する研究 (その 2)

——静的および動的載荷試験による検証——

大野 了 小 嶋 克 朗
勝 俣 英 雄 岡 島 豊 行
(本社 土木技術本部
設計第 2 部)

Study on Earthquake-resistant Capacity of RC Bridge Piers Retrofitted by Carbon Fiber (Part 2)

——Verification by Static and Dynamic Loading Tests——

Satoru Ohno Yoshiro Kobatake
Hideo Katsumata Toyoyuki Okajima

Abstract

A new strengthening method for existing reinforced concrete bridge piers with cut-off reinforcing bars in seismic regions is proposed. In this method, rather than using reinforced concrete or steel tubes, carbon fiber is wrapped around the piers. This paper describes the verification tests with two one-third scale specimens and the basic guideline for approaching design. The test results demonstrate that the method using carbon fiber increases flexural strengths at cut-off points, shear strengths, and ductilities of existing bridge piers, and sufficiently improves the seismic capacities of the piers against severe earthquake ground motions.

概 要

既存の鉄筋コンクリート (RC) 橋脚の中には、主鉄筋の段落し部が設けられているものが多く、地震によりこの位置で被害を受けるケースが、多々報告されている。現在、橋脚の耐震補強として、RC 巻立てや鋼板巻立てに変わる新しい補強工法すなわち炭素繊維の貼付けと巻付けによる工法を開発し、検討を行なっている。

この報告は、橋脚の耐震補強工法に炭素繊維を利用する場合の耐震補強の効果を確認するために実施した橋脚の1/3モデルの試験体による静的および動的載荷試験と設計に適用する際の基本的な考え方について述べている。

実験の結果から炭素繊維を用いた橋脚の耐震補強工法が、「靱性指向型」の補強として十分な効果を得ることを確認した。

1. まえがき

既存の鉄筋コンクリート (以下、RC と略す) 橋脚の主鉄筋の段落し部 (橋脚中程で主鉄筋量を減らしている点) の耐震補強として、筆者らは、炭素繊維による補強工法を考案し、研究を続けている¹⁾。この補強工法は、構造物の耐震性能を、変形能力を向上させることにより改善させる手法であり、いわゆる靱性指向型補強である (図-1)。この工法は、炭素繊維の高強度 (鉄筋の降伏強度の約10倍)、高弾性 (鉄筋の弾性率とほぼ同等)、軽量 (鉄筋重量の約1/4)、高耐久性の利点を利用し、既存 RC 橋脚のコンクリート表面に炭素繊維をエポキシ系含浸・接着樹脂で材軸方向に貼り付けて曲げ耐力を高めると共に、フープ方向に巻き付けまたは貼り付けてせん断耐力を高

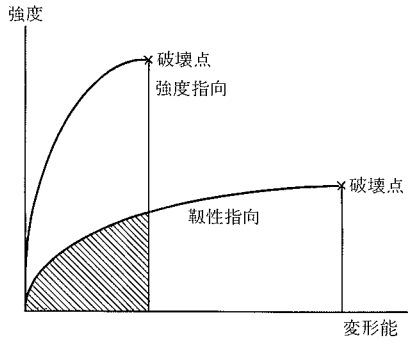
めるものである (図-2)。

前報 (その 1)²⁾では、耐震補強工法の基本的な考え方とフープ方向には炭素繊維ストランド (補強に用いる糸状の炭素繊維) を巻き付けた場合の耐震補強効果を確認するために実施した静的載荷試験について述べた。

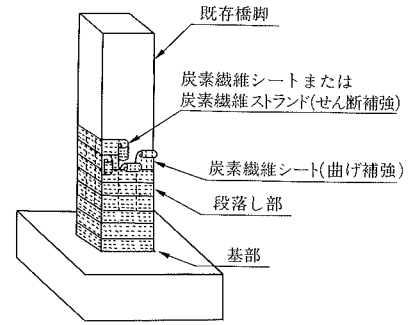
本報告では、フープ方向にも炭素繊維シート (炭素繊維を1方向に敷き並べたもの) を貼り付けた場合の耐震補強効果を確認するために実施した静的および動的載荷試験と設計に適用する際の考え方について述べている。

2. 実験概要

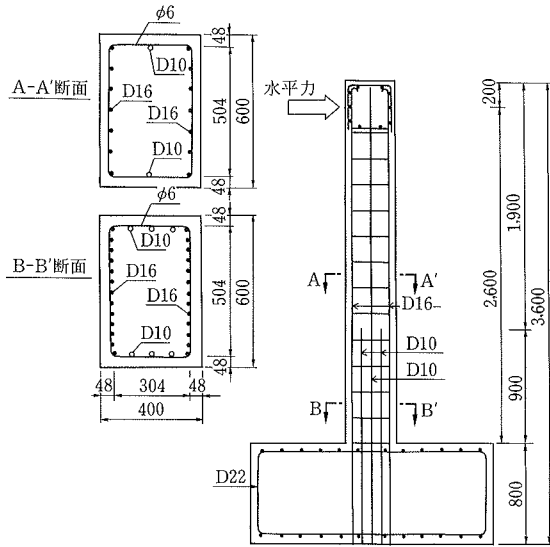
試験体は、実橋脚の約 1/3 スケールの静的載荷 (No. 1) と動的載荷 (No. 2) の 2 体で、寸法・配筋は図-3 に示す通りである。炭素繊維による補強は、曲げ耐力とせ



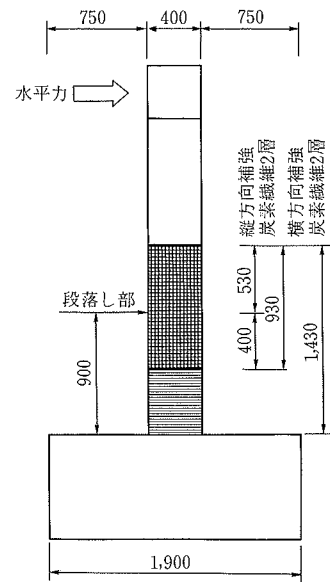
図一 靱性指向型補強の概念



図二 炭素繊維による橋脚補強



図三 試験体の寸法・配筋



図四 炭素繊維補強範囲

ん断耐力の向上を目的とし、曲げ補強は、段落し部に炭素繊維シートを含浸・接着樹脂で橋脚の材軸方向に貼り付けて主筋を増設したものと同等の効果を得る。また、せん断補強は、曲げ補強と同様に炭素繊維シートを橋脚のフープ方向に貼り付けてコンクリートを拘束させる。炭素繊維の補強範囲を図-4に示す。なお、No.1試験体は、震災後を想定して事前に $3\delta_y$ (δ_y ; 鉄筋降伏時の変位)の変位まで水平加力し、段落し部および基部に損傷を受けた試験体をエポキシ樹脂注入によるひび割れ補修を行ない、その上に炭素繊維シートで補強することにした。使用した材料の強度を表-1に示す。

载荷は、事前の加力による変位 δ_y を基準にその整数倍の変位振幅で変位制御による水平正負交番载荷とし、No.1試験体については文献2と同様に静的载荷とした。No.2試験体についてはアクチュエーターを用いた動的载荷とし、同一変位振幅での繰り返しを10波 (sin波, 0.35 Hz~1.76 Hz, 平均速度 15.9 cm/sec) 入力した。

3. 実験結果

実験結果の一覧を表-2に示す。また荷重～変位関係

表一-1 材料強度 (kgf/cm²)

鉄筋降伏強度(破断強度)	D16	3,590(5,110)
	D10	3,600(5,070)
	φ6	3,400(4,660)
コンクリート圧縮強度	フーチング部	388
	橋脚部	286
	橋脚補修部	520
シート状CFRP引張強度(1層175gf/m ²)		29,700

表一-2 実験結果一覧

	降伏			終局		
	荷重(tf)	変位(mm)	CF(micro)	荷重(tf)	変位(mm)	CF(micro)
基本試験体	11.3	22.8	—	11.7	68.3	—
No.1	10.0	22.3	195 (3,634)	11.7	111.7	4,384 (6,580)
No.2	9.8	25.0	265 (2,380)	11.6	90.2	9,435 (12,399)

*基本試験体は、文献2)の無補強の試験体(HCP-0)の結果である。
 *CF(micro)は材軸方向シート状CFRPの引張ひずみ最大値を示す。
 ()内は、フープ方向の引張ひずみ最大値を示す。
 *終局は、主鉄筋の座屈によりかぶりコンクリートがはらみだし炭素繊維が破断した時点と定義する。

を図-5 および図-6(a)~(f)に示す。以下、各試験体の破壊状況を述べる。

No. 1 試験体；6 δy の正載荷時に曲げ補強下端（フーチング天端から 50 cm 付近）のせん断補強用シート状 CFRP（炭素繊維シートを含浸・接着樹脂で硬化させたもの）が破断し始め、その後、基部の主鉄筋の座屈、コンクリートの圧壊が進行し、耐力が徐々に低下した。

No. 2 試験体；3 δy (run4) の載荷時に段落し部からその下にかけてコンクリートがはらみだし、4 δy (run5) (実験では 4.5 δy の変位となっている) の載荷時に段落し部付近の主鉄筋の座屈、コンクリートのはらみだしにより曲げ補強用シート状 CFRP の一部が破断し、耐力が低下

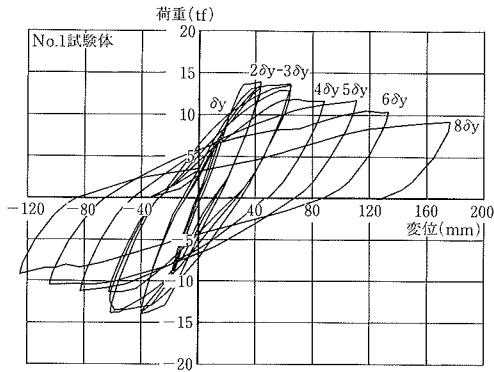


図-5 荷重～変位関係

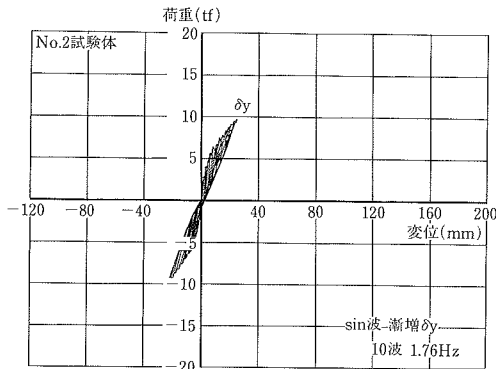


図-6(a) 荷重～変位履歴関係 (run1)

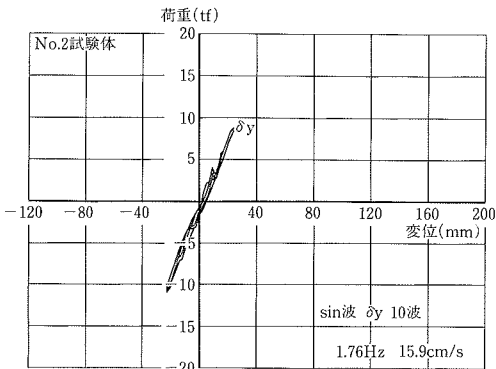


図-6(b) 荷重～変位履歴関係 (run2)

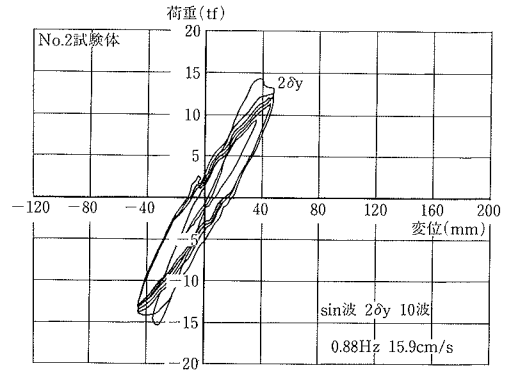


図-6(c) 荷重～変位履歴関係 (run3)

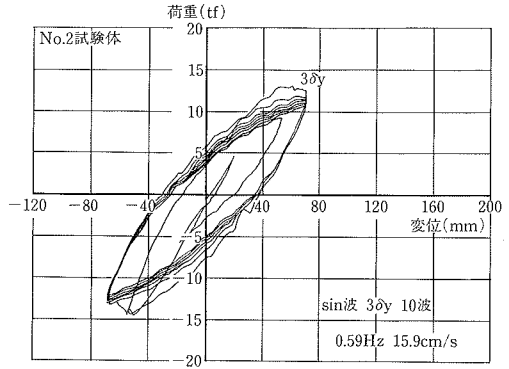


図-6(d) 荷重～変位履歴関係 (run4)

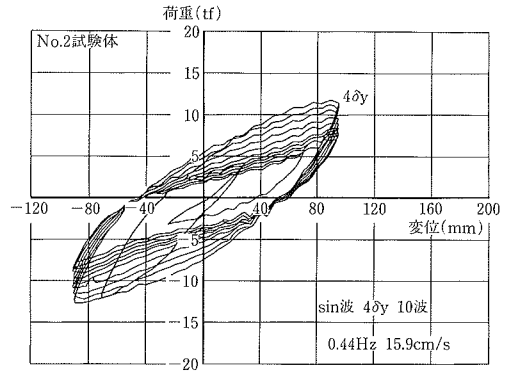


図-6(e) 荷重～変位履歴関係 (run5)

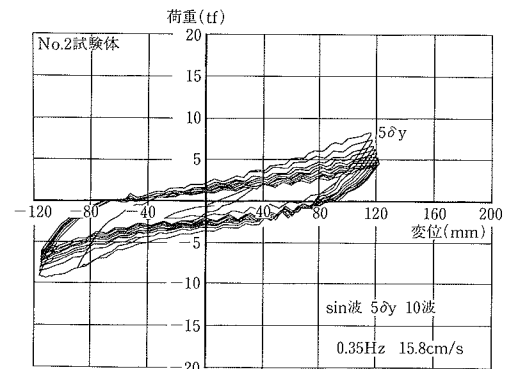


図-6(f) 荷重～変位履歴関係 (run6)

した。そのため、荷重～変形関係も太った紡錘形から徐々にやせたS字形に変化した。No. 2試験体では、No. 1試験体に比べ、最大耐力が約7%ほど上昇したが靱性は若干低下している。

4. 実験結果の考察

試験体各断面のモーメント～曲率関係を平面保持を仮定した通常の曲げ解析により求めた結果を図-7に示す。この結果に基づいて、基部の終局時曲げモーメント分布と各断面の鉄筋降伏および終局時の曲げモーメントとの関係を図-8に示す。この図で、外力線が鉄筋降伏線の内側であれば、基部のみに塑性変形が集中することになる。また、鉄筋降伏荷重および終局荷重の計算値と包絡線で示した実験結果との関係を図-9に示す。

4.1 最大耐力に関する考察

No. 1試験体：実験時の最大耐力は正負平均で13.9tfで、終局耐力計算値12.5tfに比べ約11%増加した。この理由として危険断面の移動が直接の原因ではないかと思われる。事前の加力により段落し部および橋脚付け根とその直上の部分に大きなひび割れが認められたので、これらのひび割れにエポキシ樹脂を注入した。そのため補修後の載荷時には、樹脂を注入した橋脚付け根部分には、ひび割れが入らず、付け根から30cm上のひび割れがもっとも開いた。ここが危険断面となり、危険断面の移動のためせん断スパンが約13%短くなった結果、耐力が増加したと考えられる。計算値と比較するために危険断面を橋脚基部付け根とした場合、実験値を補正すると最大耐力は12.3tfとなり、ほぼ計算値と一致する。

No. 2試験体：動的載荷では、run3の載荷時に最大耐力に達し、正負平均で14.7tfであった。この値は、終局耐力計算値12.5tfおよびNo. 1試験体の最大耐力(補正耐力12.3tf)に比べ、約19%増加していた。この理由としてひずみ速度の影響(ひずみ速度が大きくなると材料の強度が高くなること)ではないかと思われる。

4.2 終局変位に関する考察

終局変位の定義としてここでは、「構造物の耐力機構に著しい変化が生じて、その構造物に期待されていた荷重の負担能力を失った時点の変位」とした。これは、単にスケルトンカーブから荷重の低下程度だけを判断するよりも、ひずみ速度の影響で、設計で想定した以上に構造物の性能が上昇していると判断し、耐力機構の変化まで判断基準に取入れることにした。

両者の試験体とも、最大耐力に達した変位 $2\delta_y$ 以降徐々に耐力は低下したが、No. 1試験体では変位 $6\delta_y$ の載荷において、また、No. 2試験体では変位 $4\delta_y$ の載荷(run5)において、それぞれ主鉄筋の座屈が確認された。両者とも主鉄筋の座屈が耐力機構を著しく変化させており、この発生を考慮して終局変位を定めた。両者の終局変位を比較すると動的載荷の方が小さいが、これは、動的載荷では、繰り返し回数が多いことなどが影響していると考えられる。

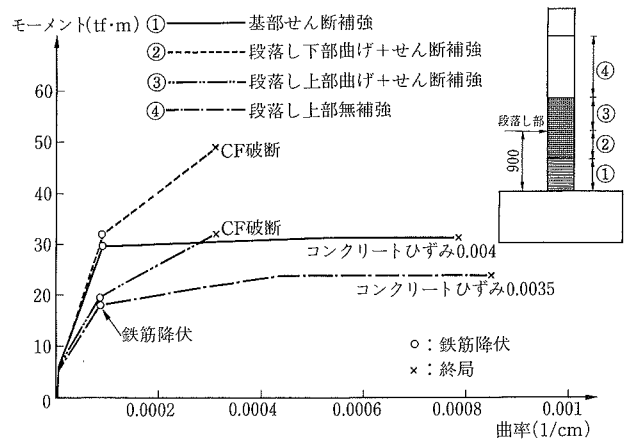


図-7 モーメント～曲率関係 (解析値)

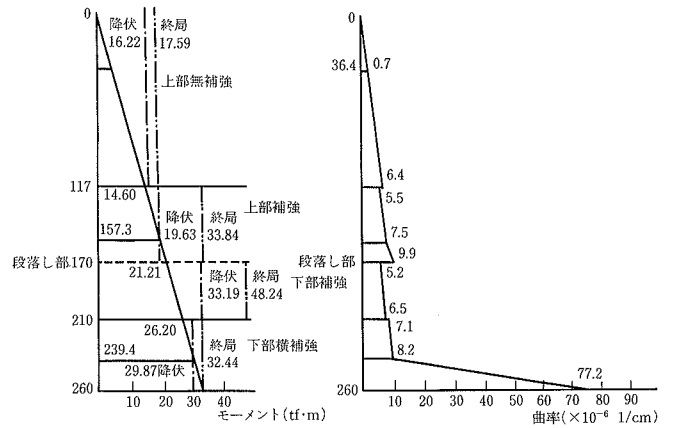


図-8 基部終局時のモーメント分布と曲率

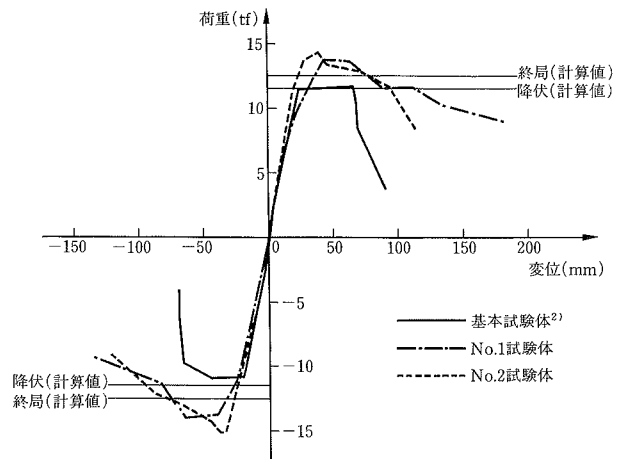


図-9 荷重～変位包絡線

4.3 破壊モードに関する考察

No. 1 試験体および No. 2 試験体の終局状況を写真-1, 写真-2 にそれぞれ示す。

両者の試験体とも、最大耐力は基部の主鉄筋の曲げ降伏により規定されており、計算値との対応もとれているため、最大耐力を規定する破壊形式として「基部における曲げ」が「破壊モード」となっていると見える。一方、終局変位を規定する破壊の形式は、「段落し下部での主鉄筋（基部から頭部まで連続している主鉄筋）の座屈」であり、この载荷時に耐力が低下した。主鉄筋の座屈を防止して終局変位を増大させるためには、段落し部の補強方法についてさらに検討する必要がある。

4.4 主鉄筋の座屈に関する考察

主鉄筋の座屈は、一般的にコンクリートの圧壊後に生じる現象であり、耐力や変形性能を規定するものではない。しかし、今回の試験および耐震補強に関する一連の研究では、主鉄筋の座屈が代表的な破壊モードとなっている。今回の試験では、段落し部下側で段落し部を越えて基部から頭部へ連続する鉄筋（連続鉄筋）のみが座屈し、段落し部で止まった鉄筋（段落し鉄筋）は座屈しなかった。この原因として連続鉄筋の降伏、付着破壊および曲げ補強量が考えられる。No. 1 試験体では危険断面の変化、No. 2 試験体ではひずみ速度の影響による耐力上昇があり、段落し部にも想定以上の外力が入力され、鉄筋が座屈した。炭素繊維により座屈を防止する対策としては、①縦方向炭素繊維の増量（連続鉄筋を降伏させない程度に曲げ補強を行なってみる）②縦方向炭素繊維の補強範囲の拡大（付着破壊の防止につながる）③横方向炭素繊維の増設（効果はさほど有効ではないがコンクリートの剝落の防止）が考えられ、今後の検討課題である。

5. 設計への適用

ここでは、段落し部が耐震上の弱点となっている橋脚に適用する場合についてのみ示す。補強のフローを図-10に示す。作用外力等は道路橋示方書に準拠して定めることとする。なお、段落し部の耐力に余裕がある場合やせん断破壊する場合などについてもここに示す方法を適宜適用する。設計を行なう際の補強目標は、以下のとおりとする。

- ① 補強は靱性能を向上させるいわゆる「靱性指向型」の補強とする。
- ② 破壊位置を段落し部から基部に移行させる。
- ③ 橋脚基部で曲げ降伏を生じさせ、十分な変形性能を保有させる。

使用する材料の設計上の仮定として、炭素繊維シートあるいは炭素繊維ストランドの破断強度を材料試験結果の下限値をもとに 250 kgf/mm^2 とし、構造物に貼り付けるあるいは巻き付ける場合の設計用引張応力度 σ_{CF} は、破断強度に $2/3$ を乗じて 167 kgf/mm^2 とする（図-11）。コンクリートおよび鉄筋の応力～ひずみ曲線は、土木学

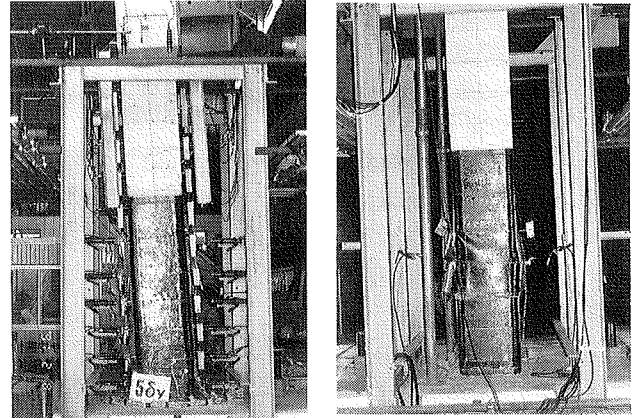


写真-1 No. 1 試験体終局 写真-2 No. 2 試験体終局
状況 (5δy) 状況 (4δy)

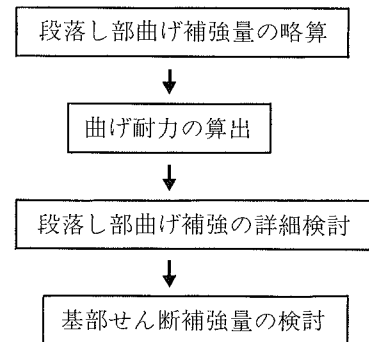


図-10 補強フロー

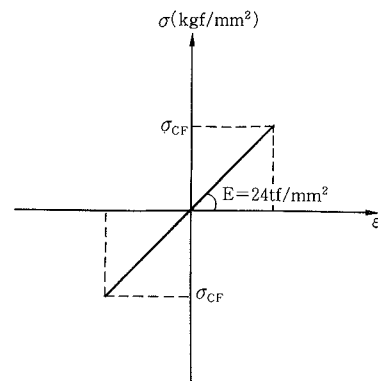


図-11 炭素繊維応力～ひずみ関係

会コンクリート標準示方書に従うが、コンクリートの終局ひずみは、炭素繊維シートあるいはストランドでせん断補強された場合、炭素繊維がコンクリートと主鉄筋を拘束するため炭素繊維の補強量に応じて 0.004 以上（コンクリート標準示方書では通常 0.0035 ）とする。また、曲

げ補強炭素繊維シートを貼り付けた部分については、設計上、炭素繊維の設計用引張応力度 σ_{CF} を破断と考えてその応力度に達した時点を終局と定義することとする。

5.1 曲げ補強

曲げ補強に必要な炭素繊維量(断面積 a_{CF})は、段落し部から基部に危険断面を移動させ、基部で曲げ降伏破壊させるために必要な耐力を段落し部で確保することを目的とし、段落し部での主鉄筋の不足分(断面積 a_s)から次式で換算して略算する。

$$a_{CF} = a_s(\sigma_y / \sigma_{CF}), \quad \sigma_y: \text{主鉄筋の降伏応力度}$$

この後、前述の材料特性の仮定でモーメント～曲率関係を求め、曲げ耐力を算出し、補強量が適切であることを確認する。曲げ補強範囲は、段落し部上部については安全を考慮して基部の最大(終局)時の作用モーメントと段落し部の降伏モーメントとの交点の90%以下のモーメントになる位置までとする。段落し部下部については、既往の実験^{2),3),5)}および本報で示した実験の補強範囲を参考に1.0D(D;橋脚せい)とする(図-12)。

5.2 せん断補強

せん断補強に必要な炭素繊維量は、原則として作用せん断力をすべて炭素繊維で受け持たせ、既存の帯鉄筋とコンクリートの寄与分を無視することとして算出する。実験結果では、 P_f (炭素繊維比)=0.03%(文献2)のHP-3試験体)の場合では変位 $5\delta y$ (δy ;降伏変位)で炭素繊維が破断し、 $P_f=0.06\%$ (文献3)のNo.4試験体)では $10\delta y$ 以上まで破断しないことから、現在では安全側を考慮して $P_f=0.06\%$ とするのが望ましい。補強範囲は、現在データが不足しており、新素材であることも考慮して安全側になるよう基部から段落し部上部までとする。

6. まとめ

炭素繊維を用いて耐震補強した橋脚の静的および動的載荷試験の結果から以下のことが分かった。

① 静的載荷試験の結果、炭素繊維シートによる曲げ補強の効果として橋脚の破壊形式が段落し部の曲げ破壊から基部の曲げ降伏先行型破壊へと移行させることができ、また、せん断補強の効果としてコンクリートおよび主鉄筋を拘束して高い靱性を保有させることができる。

② 動的載荷試験の結果、静的載荷試験体と比較してひずみ速度の影響により最大耐力は高くなるが、靱性はやや低下する。

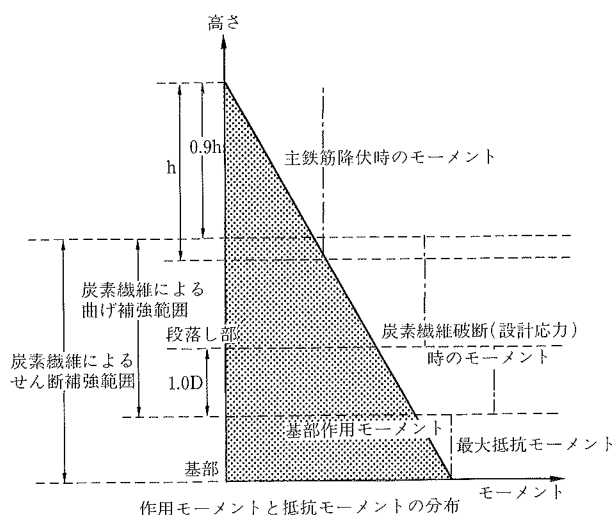


図-12 モーメント分布と補強法

③ 炭素繊維を耐震補強に使用する際は、前述の設計方針に基づき実施するが、炭素繊維が新素材でもあることから現状では、十分に安全側の設計を行なう必要がある。

謝辞

本研究は、日本道路公団試験所の委託により実施したものであり、関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 勝俣, 小島, 他: 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工法, セメント・コンクリート, No. 497, p. 20~29, (1988. 7)
- 2) 大野, 小島, 他: 炭素繊維による既存 RC 橋脚の耐震補強に関する研究(その1) —補強法と効果の確認実験—, 大林組技術研究所報, No. 43, p. 33~38, (1991)
- 3) 多久和, 石田, 他: RC 橋脚の補強効果について, 土木学会第45回年次学術講演会概要集, p. 662~663, (1990)
- 4) 勝俣, 小島, 他: 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回年次学術講演会概要集, p. 822~823, (1990)
- 5) 岡島, 勝俣, 他: 炭素繊維による既存 RC 橋脚の耐震補強(その2 載荷実験), 土木学会第45回年次学術講演会概要集, p. 824~825, (1990)