

(162) 主鉄筋段落しを有する中空円形RC橋脚の鋼板巻立てによる耐震補強法

建設省土木研究所 川島一彦
 建設省土木研究所 運上茂樹
 ○建設省土木研究所 飯田寛之
 首都高速道路公団技術センター 山田 実

1. まえがき

宮城県沖地震（1978年）及び浦河沖地震（1982年）では、RC橋脚の中間部に著しい損傷を受ける事例がみられた。これは、主鉄筋を橋脚の中間高さで定着する（以下、段落しと呼ぶ）際に、鉄筋の定着長が十分ではないため生じたものである。このように途中定着している主鉄筋の定着長が不足し、段落し部に損傷を受ける可能性を有する橋脚に対しては適切な補強対策を行うことが必要とされる。

本文は、中空円形断面を有するRC橋脚の主鉄筋段落し部の補強方法の検討を目的として、鋼板巻立て工法による補強効果を実験的に検討した結果をまとめたものである。

2. 実験に用いた供試体

実験に用いたのは、図-1に示す中空円形断面を有する供試体4体（R-4～R-7）である。4体の供試体は、いずれも同じ寸法諸元を有し、断面は外径60cm、内径41.6cmの中空円形で、載荷高さ（橋脚基部から荷重載荷中心位置までの高さ）は2.6m、せん断支間比は4.9である。

主鉄筋としては、D13(SD295)及びD16(SD295)を20本ずつ、合計40本を1段配筋している。主鉄筋比は4.43%である。主鉄筋の段落し位置は、基部から1.03mの高さであり、ここで、鉄筋量を基部の39%に段落ししている。帯鉄筋としては、SR235φ9mmを25cm間隔で配筋した。帯鉄筋比は0.28%である。セメントとしては早強ポルトランドセメントを用い、最大寸法10mmの骨材を用いた。載荷実験当日のコンクリートの平均圧縮強度は、供試体R-4、R-6及びR-7では360kg/cm²であり、供試体R-5では408kg/cm²とやや大きい。また、供試体には上部構造重量に相当する荷重として21.3kgf/cm²の軸力を作用させた。

上記4体の供試体では鋼板巻立てによる補強方法を変化させた。鋼板の巻立て幅及び鋼板～橋脚間への注入材の有無（鋼板と軀体の付着効果）に着目した。供試体R-4は補強を施していない供試体であり、計算上主鉄筋が不要となる断面位置よりも22cm低い位置で段落ししている。このため、段落し部において著しい損傷を受ける可能性を有する供試体である。

供試体R-5は、幅1D（D:断面の直径、60cm）、厚さ1mmの鋼板（冷間圧延鋼板）を用いて段落し位置を中心に上下0.5Dずつとなるように巻立てたものである。鋼板と橋脚軀体の間には、エポキシ樹脂を3mmの厚さで注入した。載荷実験当日のエポキシ樹脂の圧縮降伏強度は760kgf/cm²である。

供試体R-6は、鋼板の巻立て幅の影響を検討するための供試体である。鋼板の巻立て幅を1.5D(90cm)とし、段落し位置の上側に1D、下側に0.5Dとなるように巻立てた。鋼板の厚さ、施工方法及び鋼板～橋脚軀体間へのエポキシ樹脂の注入は供試体R-5と同じ条件とした。

供試体R-7は、鋼板～橋脚軀体間への注入材の影響を検討するための供試体である。鋼板の厚さ及び巻立て範囲は供試体R-6と同じ1.5Dであるが、注入材を用いずに単純に鋼板を巻立てて補強したものである。

3. 載荷実験方法

実験では、写真-1に示すように供試体を横に寝かせて反力壁に固定し、供試体頭部に軸力載荷装置により静的軸力を作用させた状態で、動的加振機により水平力を加えた。

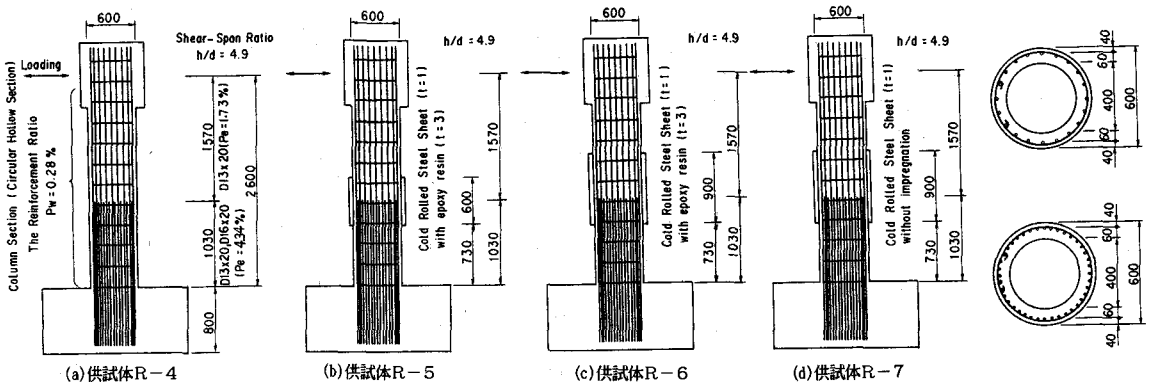


図-1 実験に用いた供試体

荷重は、載荷基準変位 δ_0 の整数倍の変位 ($n \times \delta_0$) で順次変位振幅を増加させながら載荷した。同一載荷振幅における載荷繰返し回数は10回とした。載荷基準変位 δ_0 は、橋脚基部の最外縁の主鉄筋が降伏する時の載荷位置における変位 (降伏変位 δ_y) とする。ただし、主鉄筋の段落しがある場合には、基部よりも先に段落し位置で主鉄筋が降伏する場合があり、必ずしも降伏変位とはならない。このため、ここでは供試体R-4に対して計算 (鉄筋の抜け出しを考慮) により求めた降伏変位 $\delta_y (= 10\text{mm})$ を載荷変位と呼び、4体の供試体に共通して用いた。なお、後述するが実験で測定した主鉄筋のひずみを見てみると、 $1\delta_0$ 載荷時における基部の最外縁の主鉄筋のひずみは約 800μ と計算で求めた降伏ひずみ ($1,800\mu$) の約半分であった。計算に用いたコンクリートの圧縮強度及び主鉄筋の降伏強度は材料試験結果とほぼ同じであったが、鉄筋の抜け出し量及びせん断変形による影響等により実際の降伏変位よりも小さくなったものと考えられる。このため、以下に示す載荷基準変位 δ_0 は降伏変位 δ_y の約半分になっていることに注意していただきたい。

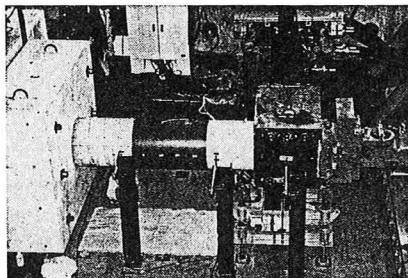


写真-1 載荷状況

4. 損傷の進展状況

図-2は、供試体R-4~R-7の最終段階における損傷状況を示したものである。ここでは、載荷方向に直角な方向から見た面 (上面) について示している。

補強を施していない供試体R-4では、 $1\delta_0$ 載荷において載荷方向と直行する面 (以下A, B面と呼ぶ) に曲げひび割れが、また、載荷方向と平行な面 (以下C, D面と呼ぶ) では斜めのひびわれが発生した。載荷の進行とともに、段落し部周辺の斜めのひびわれが増加し、ひびわれ幅が拡大した。 $5\delta_0$ 載荷においては、段落し部の一部でかぶりコンクリートが高さ30~40cmにわたって剝離した。 $6\delta_0$ 載荷の3サイクル目で段落し部周辺のかぶりコンクリートが剝離すると同時に軸力に耐えられずに折れるように圧壊し、最終状態となった。圧壊により供試体の高さは約20cm縮んだ。中空円形断面の場合には、かぶりコンクリートの剝離が断面の内側と外側で生じ、このように著しい損傷状況を示す。また、斜めのひびわれの発生が顕著であり、せん断破壊の特徴を呈する。

供試体R-5 (1D巻立て、エポキシ注入) では、 $1\delta_0$ の載荷においてB面に曲げひびわれが、C, D面にわずかに斜めひび割れが生じた。 $2\delta_0 \sim 5\delta_0$ 載荷においては、補強鋼板の上方の部分で斜めのひびわれが進展するとともに、ひびわれ幅が拡大した。 $6\delta_0$ 載荷においては、鋼板の上方でかぶりコンクリートが高さ約10cm~30cmの範囲で剝離した。 $6\delta_0$ 載荷終了後に、鋼板の上端部で軸力に耐えられず圧壊し最終状態となった。載荷終了後に鋼板を取り除くと、補強部分には斜めのひびわれが発生していた。

供試体R-6 (1.5D巻立て、エポキシ注入) では、 $1\delta_0$ 載荷においてA, B面に曲げひびわれが、C, D面では斜めのひびわれが発生した。ひびわれの量は供試体R-5よりも多い。 $2\delta_0$ 載荷以降は、鋼板より下方で斜めひびわれが進展した。 $4\delta_0$ 載荷では、鋼板が面外にわずかにはらみ出し、 $6\delta_0$ 載荷において鋼板で補強された内部からエポキシ樹脂と補強鋼板との付着切れと思われる音が生じ始めた。 $7\delta_0$ 載荷では、C, D面の鋼板の下方においてかぶりコンクリートが剝離寸前になり、 $8\delta_0$ 載荷では鋼板下端から基部までほぼ全周のコンクリート

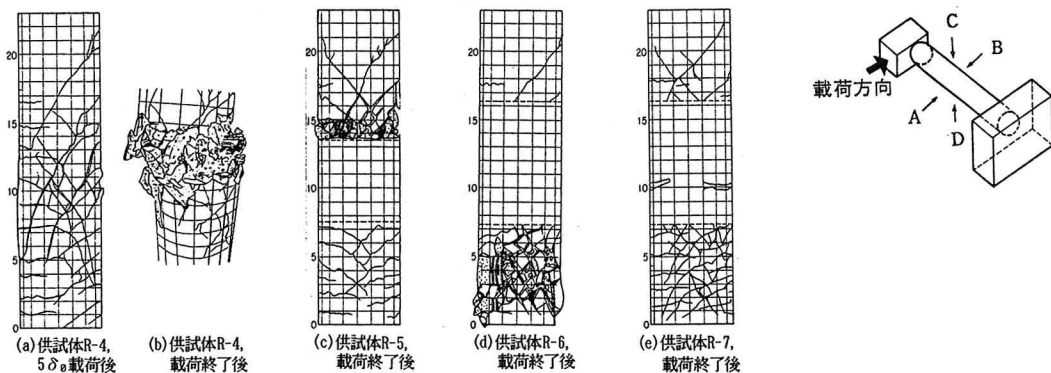


図-2 損傷状況

が剝離し、最終状態となった。載荷終了後に鋼板を取り除くと、補強部分には段落し部を中心に斜めのひびわれが生じていた。

供試体R-7(1.5D巻立て、注入材なし)では、1 δ 載荷においてA,B面に曲げひびわれが、C,D面には若干の斜めひびわれが発生した。載荷の進行に伴い、基部及び鋼板の上方において斜めのひびわれが進展した。4 δ 載荷では、鋼板が面外にはらみ始め、7 δ 載荷になると鋼板の面外へのはらみ出しが拡大した。8 δ 載荷では段落し部で高さ約3cm、約5~10mmはらみ出し最終状態となった。8 δ 載荷においては、鋼板内部で鉄筋が破断する音が発生し、載荷終了後に鋼板を取り除くと5~10cmの高さで段落し部のコンクリートが剝離するとともに、主鉄筋は8本破断していた。

5. 主鉄筋のひずみ分布

図-3は、最外縁の主鉄筋に生じた軸方向ひずみの分布を示したものである。ここでは、4 δ 載荷までを示している。段落し部で破壊した無補強の供試体R-4では、1 δ 載荷では基部で約800 μ となり、前述のように降伏ひずみ(1,800 μ)の約半分である。段落し部では基部よりも大きくなり約1,000 μ である。2 δ 載荷では、基部で約1,600 μ 、段落し部で2,400 μ となる。3 δ 載荷以降は基部のひずみはほとんど増加しないが、段落し部においてひずみが増加し破壊性状に対応している。

供試体R-5では、1 δ 載荷では高さ方向にほぼ等しく500~850 μ である。2 δ 載荷においては段落し部において最も小さく約1,300 μ 程度であり、鋼板の上方で最も大きく2,000 μ となり降伏する。3 δ 載荷になると全体的にひずみが大きくなり約2,000 μ となり、主鉄筋の降伏が橋脚全体で生じる。4 δ 載荷において、鋼板上端位置におけるひずみが大きくなり、最終的に生じた破壊性状に対応する。

供試体R-6では、1 δ 載荷において基部で900 μ となる。ただし、供試体R-5と違い基部からの高さが高くなるとひずみは小さくなる。2 δ 載荷においては、ひずみが全体的に大きくなり基部で約2,000 μ 、段落し部で約1,500 μ となる。3 δ 載荷以降は、段落し部と基部の両方でひずみが大きくなるが、基部のひずみが段落し部より大きく、最終的に生じた基部の破壊に対応する。

供試体R-7のひずみは、1 δ 載荷においては補強を施していない供試体R-4に似た分布となり、基部で800 μ 、段落し部で1,000 μ となる。2 δ 載荷では、基部で1,800 μ 、段落し部で2,000~2,200 μ となり降伏ひずみを越えるが、供試体R-4の場合よりも小さい。3 δ 載荷になると、段落し部のひずみが大きくなり、破壊性状に対応している。

6. 鋼板のひずみ分布

図-4は、載荷方向に直角な面における鋼板の軸方向ひずみを示したものである。エポキシ樹脂を注入した供試体R-5及びR-6では、鋼板に生じたはらみ出しの影響で一様な分布とはなっていないが、軸方向のひずみが生じ、鋼板が軸方向に対しても主鉄筋の一部として寄与していることを示している。一方、注入材を用いない供試体R-7では、載荷変位によらず100 μ 程度であり、ほとんど軸方向には寄与していない。

7. 耐力及び変形性能

図-5は、上記4体の供試体の荷重~変位の履歴曲線の包絡線を示したものである。表-1は、4体の供試体の耐力及び変形性能をまとめたものである。

降伏荷重は、いずれの供試体もほぼ等しいが、コンクリート圧縮強度が高かった供試体R-5が最も大きい。補強を施していない供試体R-4では、降伏後の履歴曲線の包絡線がほぼ水平となり、降伏後の耐力の向上がほとんどみられない。鋼板により補強することにより、降伏荷重と最大耐力の比は、1.2~1.4になり、1.5Dの幅の鋼板で補強した供試体R-6で最も大きい。最大耐力は、鋼板による補強により供試体R-5で29%、R-6で33%、R-7で17%向上する。

じん性をみてもみると、無補強の供試体R-4では2.0であるが、鋼板による補強により供試体R-5で28%、供試体R-6で100%、供試体R-7で44%向上する。

図-6は、累積吸収エネルギー及び履歴減衰定数を示したものである。3 δ 載荷までは、いずれの供試体もほぼ同じであるが、4 δ 載荷以降はわずかながら供試体R-5が大きい。また、履歴減衰定数は、3 δ 載荷までは供試体R-4が最も大きい但其後は供試体R-5が最も大きい。ただし、累積吸収エネルギー及び履歴減衰定数には、補強効果は明確には認められない。

8. 結論

円形中空断面を有するRC橋脚の鋼板巻立て工法による補強効果についてまとめると以下ようになる。

- ① 中空断面を有する場合には、かぶりコンクリートの剝離は断面の内側と外側の両方で進行するため、最終的に軸力に耐えられなくなり圧壊するという著しい破壊性状を示す。このため、十分な補強対策が必要とされる。
- ② 本検討で対象とした供試体の段落し部を鋼板巻立てにより補強する場合には、段落し部の上側に1D、下側に0.5D合計1.5Dの幅の鋼板で補強すれば、最終的な破壊は基部に移行し、最大耐力で33%、じん性で100%向上する。ただし、橋脚軀体と鋼板の付着が重要なポイントとなり、エポキシ樹脂等の接着剤による付着を確実にすることが重要である。

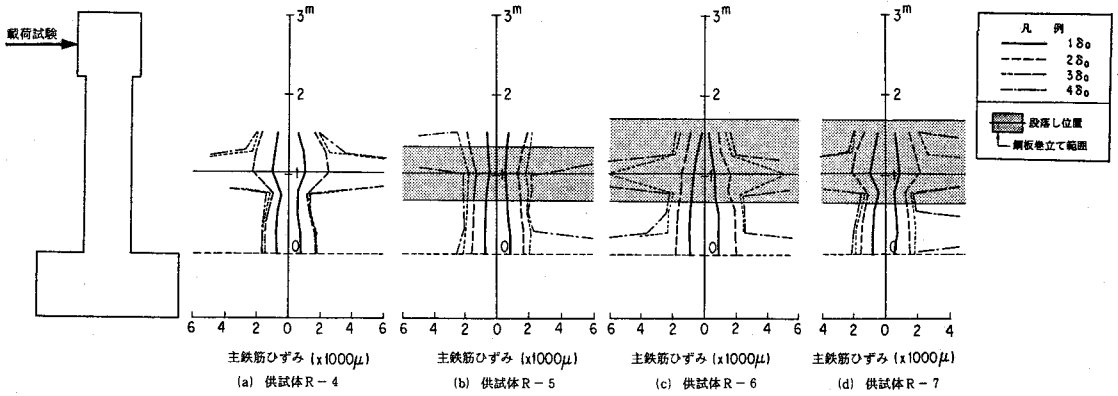


図-3 最外縁主鉄筋に生じたひずみ

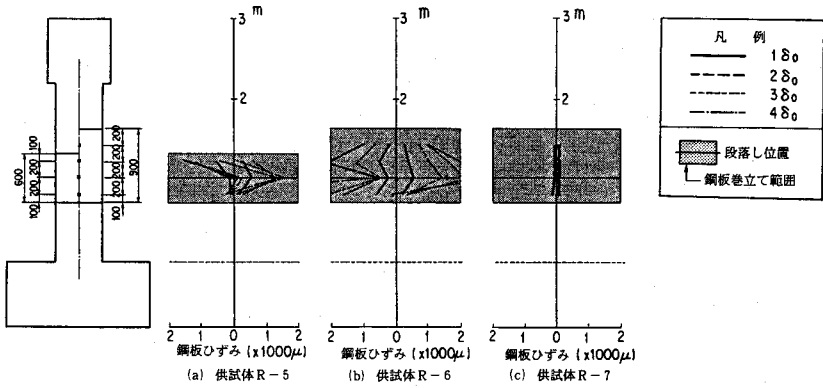


図-4 補強鋼板に生じたひずみ

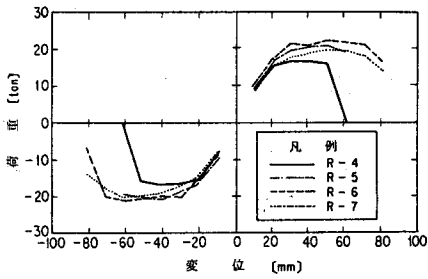


図-5 荷重～変位の包絡線

表-1 耐力及び変形性能

供試体	R-4	R-5	R-6	R-7
降伏荷重 P_y (tf)	16.3	18.0	16.4	16.8
最大耐力 P_u (tf)	17.0	21.9	22.6	19.9
P_u/P_y	1.04	1.22	1.38	1.18
降伏変位 δ_y (mm)	25.3	23.7	19.0	25.4
終局変位 δ_u (mm)	51.1	61.3	76.9	73.6
じん性率 δ_u/δ_y	2.02	2.59	4.05	2.90

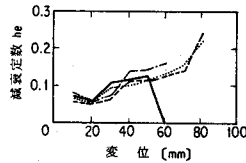
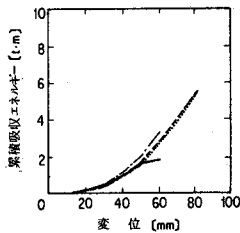


図-6 累積吸収エネルギー及び履歴減衰定数