

(161) 主鉄筋段落しを有する矩形断面RC橋脚の強度に及ぼす軸力及び主鉄筋比の影響

建設省土木研究所 川島 一彦
〇建設省土木研究所 運上 茂樹
建設省土木研究所 飯田 寛之
阪神高速道路公団 松浦 康夫

1. はじめに

1978年宮城県沖地震及び1982年浦河沖地震では、RC橋脚の中間部に著しい損傷を受けた事例がある。このような被害の経験を踏まえ、昭和55年道路橋示方書IV下部構造編では、段落し部の主鉄筋の定着長を従来よりも長くする等の規定が設けられた。しかしながら、昭和55年道路橋示方書の改訂前に設計されたRC橋脚のうち主鉄筋の定着長が十分ではない橋脚については潜在的に段落し部に損傷を受ける可能性を有しており、多数の橋の中から耐震性に影響のある橋脚の抽出方法の開発が必要とされる。

本文は、主鉄筋段落し部の耐震性判定法の検討を目的として、主鉄筋の段落しを有する矩形断面RC橋脚の強度に及ぼす軸力及び主鉄筋比の影響について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RC橋脚模型

実験に用いたのは、図-1に示す正方形断面を有する3体の供試体(R-12, 15, 16)である。いずれの供試体も同一の寸法を有し、断面は50cm×50cmの正方形で、載荷高さ(橋脚基部から荷重載荷中心までの高さ)は2.6m、せん断支間比は5.6である。

供試体R-12の主鉄筋としては、D10(SD295)を載荷方向と直角な面に16本(1.5段)、載荷方向と平行な面に9本(1段)、合計46本を配筋している。主鉄筋比は1.31%である。主鉄筋の段落し位置は、橋脚基部から0.9mの高さとし、ここで、主鉄筋量を基部の48%に段落ししている。主鉄筋の定着位置は、計算上主鉄筋が不要となる断面位置よりも16cm低い断面となり、段落し部に著しい損傷を受ける可能性を有する橋脚である。帯鉄筋としては、SR235φ6mmを25cm間隔で配筋した。帯鉄筋比は0.05%である。また、供試体には上部構造重量に相当する荷重として11.5kgf/cm²の静的軸力を作用させた。

供試体R-15は、主鉄筋段落し部の強度に及ぼす軸力の影響を検討するための供試体である。寸法諸元、配筋及び段落し位置は、上記の供試体R-12と全く同一であるが、静的軸力を2倍(23kgf/cm²)にした。軸力が2倍になると、主鉄筋の定着位置は計算上主鉄筋が不要となる断面位置よりも1cm高い位置となる。

供試体R-16は、主鉄筋比の影響を検討するための供試体である。主鉄筋としては、D10(SD295)を載荷方向と直角な面に10本(1段)、載荷方向と平行な面に7本(1段)、合計30本を配筋した。主鉄筋比は、上記の2供試体の2/3の0.86%である。主鉄筋の段落し位置は、橋脚基部から高さ1mの位置とし、ここで、主鉄筋量を基部の47%に段落ししている。主鉄筋の定着位置は計算上主鉄筋が不要となる断面位置よりも2cm高い位置となる。静的軸力は、供試体R-12と同じ11.5kgf/cm²とした。

上記3体の供試体では、セメントとしては早強ポルトランドセメントを、また、最大寸法10mmの骨材を用いた。載荷実験実施当日のコンクリートの平均圧縮強度は380kgf/cm²~430kgf/cm²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。

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作用させた。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ます、降伏変位 δ_y とは異なるため、これと区別するために、ここでは載荷基準変位 δ_0 と呼ぶこととする。載荷基準変位 δ_0 は、供試体R-12及び供試体R-15に対しては共通して1.5cmとした。供試体R-16については1.3cmとした。

3. 損傷の進展状況

図-2は、上記3体の供試体R-12、15及び16の最終的な損傷状況を示したものである。ここでは、荷重の載荷方向と平行な面の損傷状況を示している。

供試体R-12では、1 δ_0 載荷で橋脚全体に水平の曲げひびわれが生じた。2 δ_0 載荷になると段落し部の曲げひびわれが進展するとともに、載荷方向と平行な面では、段落し部から基部に向けて斜めひびわれが高さ50cmにわたって発生した。3 δ_0 載荷では、斜めひびわれが進展するとともに、段落し部において載荷方向と直角な面にかぶりコンクリートが高さ約25cmにわたって剝離した。4~5 δ_0 載荷ではさらにかぶり

コンクリートの剝離が進展し、6 δ 載荷では段落し部において主鉄筋が6本破断した。7 δ 載荷では、段落し部の鉄筋が6本（累計で12本）破断し最終状態となった。

軸力を2倍にした供試体R-15では、1 δ 載荷で橋脚全体に水平の曲げひびわれが発生した。ただし、軸力が大きい供試体R-12に比較して水平のひびわれの数は少ない。2 δ 載荷では、段落し部から基部に向けて高さ約70cmにわたって斜めひびわれが発生した。斜めひびわれの長さは供試体R-12よりも長い。3 δ 載荷では、斜めひびわれが進展するとともに、載荷方向と直角な1方の面において段落し部でかぶりコンクリートが高さ約30cmにわたって剝離した。4 δ 載荷では斜めひびわれがさらに進展し、かぶりコンクリートの剝離の範囲が広がった。5 δ 載荷では、段落し部のもう一方の面のかぶりコンクリートが剝離し、段落し部の鉄筋が3本破断した。6 δ 載荷では、段落し部の内部コンクリートが圧壊して軸方向に約10cm縮むとともに、中心軸が約10cm加振機側にずれて最終状態となった。

主鉄筋比を2/3にした供試体R-16では、1 δ 載荷で橋脚全体に水平の曲げひびわれが発生した。2 δ 載荷では、曲げひびわれが進展するとともに、段落し部において高さ30cm程度の範囲で斜めひびわれが数本発生した。3 δ 載荷では、斜めひびわれが段落し部から基部に向けて高さ約90cmにわたって進展するとともに、載荷方向と直角な面において段落し部のかぶりコンクリートが剝離寸前となった。4 δ 載荷では斜めひびわれが進展して基部に到達するとともに、段落し部のかぶりコンクリートが高さ約30cmにわたって剝離した。5 δ 載荷では段落し部のかぶりコンクリートの剝離が進展し、剝離の範囲が高さ30cm～40cmに広がるとともに段落し部で主鉄筋が3本破断した。6 δ 載荷では、段落し部の主鉄筋がさらに6本破断（累計で9本）し、最終状態となった。

供試体R-12とR-15の損傷の進展を比較してみると、かぶりコンクリートの剝離はともに3 δ 載荷で生じている。主鉄筋の破断は、供試体R-12では6 δ 載荷で生じたのに対し、供試体R-15では5 δ 載荷と1 δ 分早くなっている。供試体R-12では、7 δ 載荷の段階で段落し部の主鉄筋が合計12本破断して最終状態となったのに対し、供試体R-15では、これよりも1 δ だけ早い載荷段階で段落し部のコンクリートが砕け、高さが約10cm縮むとともに、軸線が約10cmずれるという著しい損傷が生じた。

供試体R-12とR-16の損傷の進展状況を比較してみると、かぶりコンクリートの剝離は同じ3 δ 載荷において生じた。主鉄筋の破断は供試体R-12よりも1 δ 分早い5 δ 載荷で生じた。せん断破壊の特徴である段落し部から基部に向けた斜めひびわれの発生はいずれの供試体にも見られる。

4. 主鉄筋の軸ひずみ分布

図-3は、上記の3体の供試体の主鉄筋に生じた軸ひずみ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。

供試体R-12では、1 δ 載荷において基部で降伏ひずみ(1,800 μ)に達し、この時の段落し部における主鉄筋のひずみは約2,400 μ である。2 δ 載荷以降は基部のひずみは1 δ 載荷とほとんど変わらないが、段落し部においてひずみが増大し、最終的に生じた段落し部における破壊性状に対応している。

軸力を2倍にした供試体R-15では、1 δ 載荷で主鉄筋のひずみは基部及び段落し部においてともに約1,800 μ となり降伏している。段落し部におけるひずみは供試体R-12よりも約25%小さい。2 δ 載荷以降は、基部におけるひずみは約2,000 μ とわずかに大きくなるが、段落し部ではひずみが増大し、最終的に生じた段落し部における破壊性状に対応している。ひずみの分布形状は、供試体R-12とほぼ同様であるが、軸力の影響により段落し部より上方でひずみが小さい。

主鉄筋比を2/3にした供試体R-16では、面によって値が異なるが1 δ 載荷で基部の一方の面において降伏に達し、この時の段落し部のひずみは一方の面で約1,000 μ 、もう一方で1,500 μ となる。2 δ 載荷では、基部のひずみは降伏ひずみを越えて大きくなるが、段落し部では約2,000 μ である。3 δ 載荷以降は基部及び段落し部において降伏ひずみを越えて大きくなる。

5. 帯鉄筋のひずみ

図-4は、上記3供試体の帯鉄筋に生じたひずみ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。供試体R-12及びR-15では、2 δ 載荷で段落し部におけるひずみが降伏に達し、その後載荷の進行とともにひずみは増大する。上記2体を比較してみると、軸力を2倍にした供試体R-15の方がひずみが大きく、特に、供試体R-15では損傷の著しかった段落し部から基部にかけてひずみがより大きくなっている。供試体R-16では、3 δ 載荷の段階で段落し部におけるひずみが降伏に達し、ひずみの増大は他の2体よりも遅いが、ひずみの分布形状は供試体R-12とほぼ同様である。

5. 耐力及び変形性能

図-5は、供試体R-12とR-15の荷重-変位の履歴曲線を示したものである。ここでは、各載荷段階における第1回目と第10回目の載荷の履歴曲線を示している。

供試体R-12では、1 δ 載荷においてはほぼ弾性的な挙動を示し、載荷の繰返しによらず履歴ループはほぼ等しい。2 δ 載荷になると履歴曲線の勾配が低下し、載荷の繰返しによる剛性の低下が大きくなり始める。3 δ 載荷以降になるとさらに勾配が低下し、段落し部においてかぶりコンクリートが完全に剝離した4 δ 載荷では、第1回目の載荷と第10回目の載荷における勾配の低下が大きくなる。主鉄筋が破断し始めた6 δ 載荷以降は剛性はほぼ0となる。

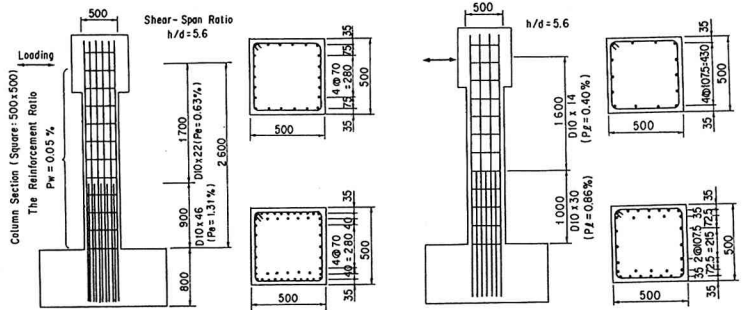
軸力を2倍にした供試体R-15では、2 δ 載荷までは供試体R-12とほぼ同様の特性を有している。かぶりコンクリートが剝離し始めた3 δ 載荷以降は、載荷繰返しによる剛性の低下が大きくなり、主鉄筋の破断が生じた5 δ 載荷では、第10回目の載荷の勾配はほとんど0となる。6 δ 載荷では、剛性の勾配は負となり、復元力を全く有せず加振機にひきずられるような特性を有している。これは、この段階で段落し部のコンクリートが砕けて、完全に破壊が生じていることに対応している。

表-1は、上記3体の供試体の耐力及び変形性能を示したものである。供試体R-12では、降伏荷重と最大耐力がほぼ等しくその比は1.03となり、降伏後の荷重の増加が小さい。じん性率は3.64である。軸力を2倍にした供試体R-15では、降伏荷重及び最大耐力は、供試体R-12よりもそれぞれ7%及び18%大きくなる。降伏荷重と最大耐力の比は1.14であり、供試体R-12より約10%大きい。じん性率は2.98となり供試体R-12よりも18%小さく、より壊れろい破壊性状を示す。供試体R-16では、降伏耐力及び最大耐力は供試体R-12に比較して約30%小さくなるが、降伏耐力と最大耐力の比は1.29となり、供試体R-12よりも約20%大きくなる。じん性率は4.48となり、供試体R-12よりも23%大きい。

6. 結 論

主鉄筋段落し部の強度に及ぼす軸力及び主鉄筋比の影響についてまとめると次のようになる。

- 1) 軸力が2倍になると、かぶりコンクリートの剝離はともに3 δ 載荷で生じるが、主鉄筋の破断は、1 δ 分早い載荷段階で生じる。また、最終状態は、段落し部のコンクリートが砕け、高さが約10cm縮むとともに、軸線が約10cmずれるという著しい損傷形態を示す。最大耐力は18%大きくなるが、じん性率は18%小さくなりより壊れろい破壊性状を示す。
- 2) 主鉄筋比を2/3にすると、かぶりコンクリートの剝離は同じ3 δ 載荷において生じたが、主鉄筋の破断は1 δ 分早い載荷段階で生じる。降伏荷重及び最大耐力は約20%小さくなるが、じん性率は23%大きくなる。



(a) 供試体R-12, 15 (b) 供試体R-16
図-1 実験に用いた供試体

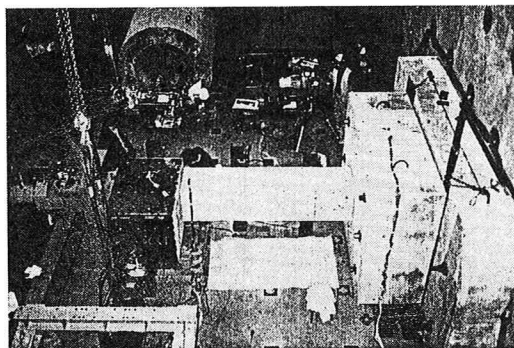
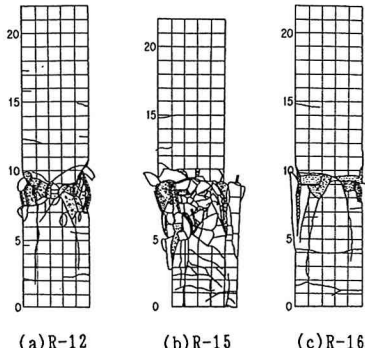


写真-1 実験状況



(a) R-12 (b) R-15 (c) R-16
図-2 最終破壊状況

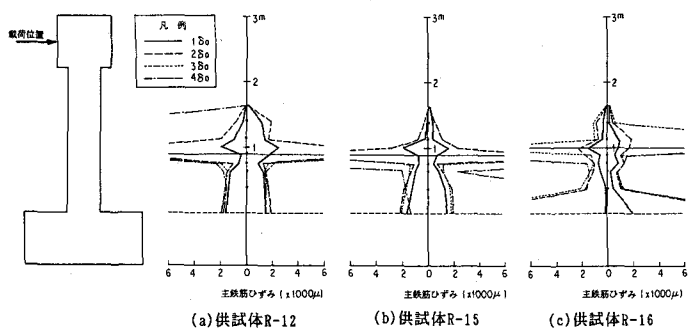


図-3 主鉄筋の軸ひずみ分布

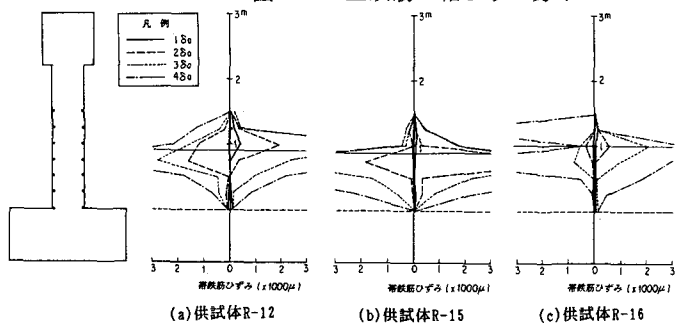


図-4 帯鉄筋のひずみ分布

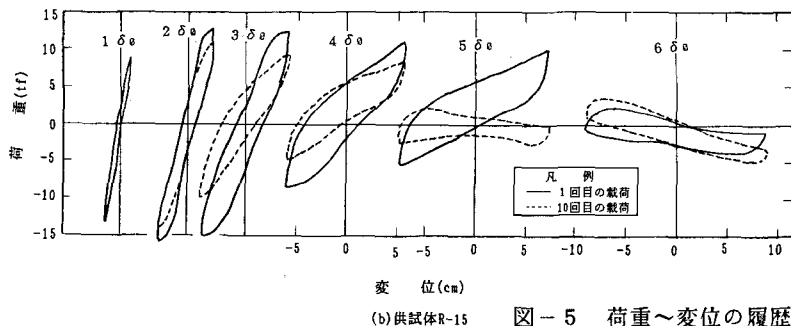
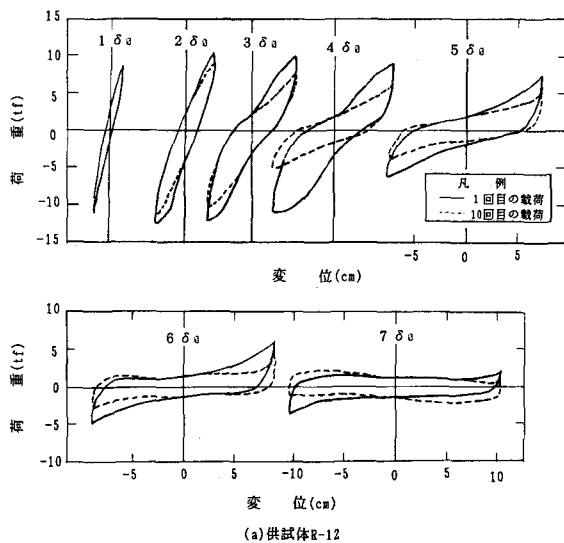


表-1 実験供試体の耐震性能

供試体	R-12	R-15	R-16
降伏荷重 P_y (tf)	12.2	13.1	8.4
最大耐力 P_u (tf)	12.6	14.9	10.8
P_u/P_y	1.03	1.14	1.29
降伏変位 δ_y (mm)	16.2	18.1	13.3
終局変位 δ_u (mm)	59.0	54.3	59.3
じん性率 δ_u/δ_y	3.64	2.98	4.48

図-5 荷重～変位の履歴曲線