

帯鉄筋と主鉄筋が離れて配置されている RC 橋脚の耐震性能に関する実験的考察

三井住友建設（株）土木設計部 正会員 ○村尾 光則，渡辺宗樹，澤井 淳司
三井住友建設（株）技術研究所 正会員 三上 浩，篠崎 裕生

1. はじめに

橋脚工事においては、鉄筋の太径化や過密な配筋に対応して、主鉄筋の継手に機械式継手を用いられることが多い。機械式継手のスリーブ径は、主鉄筋径よりも大きいため、継手位置を軸方向に相互にずらして配置する場合は、帯鉄筋と主鉄筋が離れている箇所が存在することになる。一般的に橋脚の設計では、耐震性能に与える影響が大きい塑性化を考慮する領域（塑性ヒンジ長の4倍の区間）には鉄筋の継手を設けてはならない旨の基準があるが、橋脚断面が大きい場合などでは、施工上その区間に継ぎ手を設ける場合がある。そこで、本研究では主鉄筋に D51 を用いる橋脚を対象に、塑性ヒンジ領域での主鉄筋と帯鉄筋の純離れが $1 \times D$ (D は主鉄筋の直径) の場合を想定して縮小模型供試体を製作し、正負交番載荷試験を実施した。そして、主鉄筋と帯鉄筋の離れがない模型試験体との比較により、その影響を検討した。

2. 実験の概要

供試体は、実物の約 1/4 で、基準供試体と帯鉄筋と主鉄筋の離れを模擬した離隔供試体の2体である。供試体の形状寸法を図-1に示す。帯鉄筋は D6 を用い、柱の高さ方向に 75mm 間隔で配置した。帯鉄筋と主鉄筋の離れは主鉄筋径である 13mm とした。2つの供試体の主鉄筋のかぶりとは同じとし、帯鉄筋の形状のみ変えている。使用したコンクリートの強度は、基準供試体が 31.3N/mm^2 、離隔供試体が 31.7N/mm^2 である。鉄筋は SD345 を用い、降伏強度は主鉄筋 D13 が 371N/mm^2 、D6 は 361N/mm^2 である。

軸力は 800kN (1.6N/mm^2) とした。降伏変位の設定および載荷パターンは文献¹⁾に従って行った。載荷パターンはタイプ I を想定し、各変位振幅で正負3回ずつの繰り返しを終局時まで行った。

3. 実験結果

図-2および図-3に載荷点の水平変位あるいは塑性率と荷重の関係を示す。図には、道路橋示方書 V 耐震設計編²⁾に基づいた終局耐力の計算値を併記した。この計算値は、材料試験結果を用いて計算した。

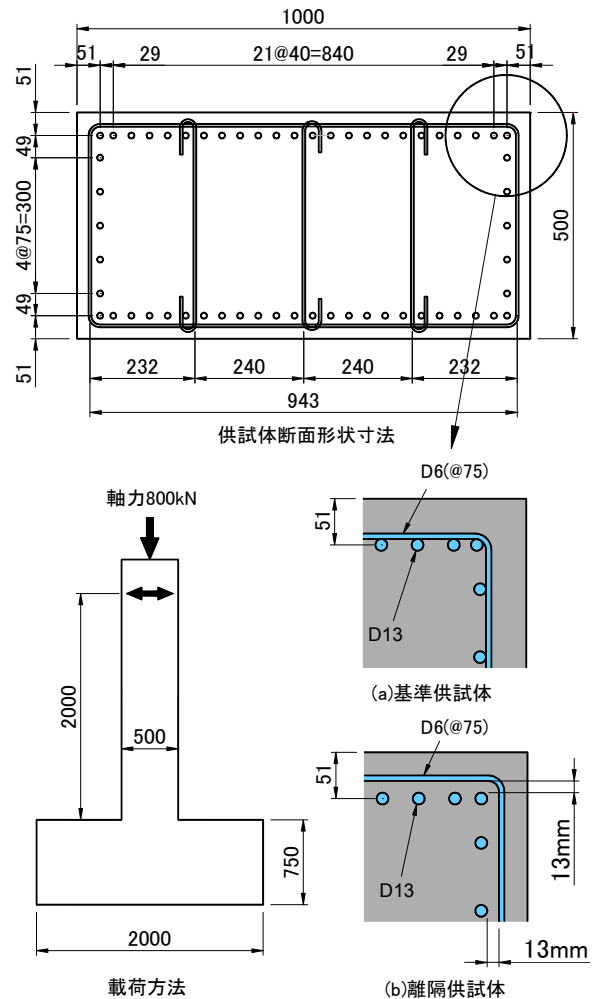


図-1 供試体および載荷試験の概要

基準供試体は、 $6\delta y$ の負側1回目の載荷時に、かぶりコンクリートの浮きが広い範囲で見られ、負側2回目主鉄筋の座屈によるはらみ出しが発生した。正側では $7\delta y$ の2回目の載荷で主鉄筋が座屈し、かぶりコンクリートのはらみ出しが発生するとともに、荷重が大きく低下した。 $8\delta y$ まで載荷したが、鉄筋の破断は見られなかった。

離隔供試体は、 $8\delta y$ の負側1回目の載荷時に主鉄筋の座屈にともなうかぶりコンクリートのはらみ出しが発生し、荷重が大きく低下した。正側では $9\delta y$ の1回目主鉄筋の座屈が発生し荷重が低下した。離隔供試体も $9\delta y$ 載荷終了まで鉄筋の破断は見られなかった。

終局水平変位を主鉄筋座屈にともない荷重が大きく低下

した時と定義すると³⁾、基準供試体の終局変位は正負の平均で $6.5\delta_y$ 、離隔供試体が $7.5\delta_y$ となる。降伏変位は2つの供試体ともに10mmであったので、終局変位はそれぞれ65mm、75mmとなる。いずれも計算終局変位である49mm(図-2の計算値(1))を大きく上回っており、また、終局変位まで計算耐力を下回ることとはなく、主鉄筋径に相当する量の離れが帯鉄筋と主鉄筋の間にあっても耐震性能に及ぼす影響はほとんどないことが分かった。

離隔供試体の終局変位が大きくなった要因を塑性ヒンジ長の違いから考察する。文献³⁾によれば、主鉄筋が座屈するポイントは、塑性化した主鉄筋が座屈する際に軸直角方向へ押し出す力と、それに対して帯鉄筋およびかぶりコンクリートが抵抗する力の釣り合いによって決まるとしている。帯鉄筋により抵抗する力は、帯鉄筋の曲げ剛性によるものが支配的としているが、離隔供試体の場合は、主鉄筋の力が13mmの厚さのコンクリートを介して伝わるため、この分だけ見かけ上帯鉄筋の曲げ剛性が増加しているものと見なせる。厚さ13mmのコンクリートと帯鉄筋の合成断面の剛性を以下の式(1)に代入して塑性ヒンジ長を計算すると、基準供試体は332mm、離隔供試体は459mmとなった。式(1)の α は断面補正係数で矩形断面は1.0、 σ_{sy} は主鉄筋の降伏強度、 β_n は帯鉄筋の曲げ剛性を含む係数、 ϕ は主鉄筋径である。

$$L_p = 8.5 \times \alpha \times \sigma_{sy}^{1/5} \times \beta_n^{-1/3} \times \phi \quad (1)$$

終局時にかぶりコンクリートが剥落した領域の高さを座屈長と定義すると、基準供試体の座屈長は337mm(最下段帯鉄筋高さ37mm+帯鉄筋4段分)、離隔供試体の座屈長は412mm(37mm+帯鉄筋5段分)となる。主鉄筋の座屈長と塑性ヒンジ長が一致すると考えると³⁾、式(1)による計算結果は実験で得られた塑性ヒンジ長と比較的良好に一致しており、主鉄筋と帯鉄筋の離れが座屈長に与える影響をある程度評価できることが分かった。

道路橋示方書の式(2)²⁾に式(1)で計算した塑性ヒンジ長 L_p を代入して終局変位 δ_u を算出すると、それぞれ61.0mm、72.4mm(図-2の計算値(2))となり、離隔供試体の方が基準供試体と比べて終局変位が大きくなることを表現できる。また、その値自体も比較的实验値と良く一致している。

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y)L_p(h - L_p/2) \quad (2)$$

ここに、 δ_y は降伏変位、 ϕ_y と ϕ_u はそれぞれ降伏、終局時曲率でいずれも計算値、 h は柱基部から載荷点までの距

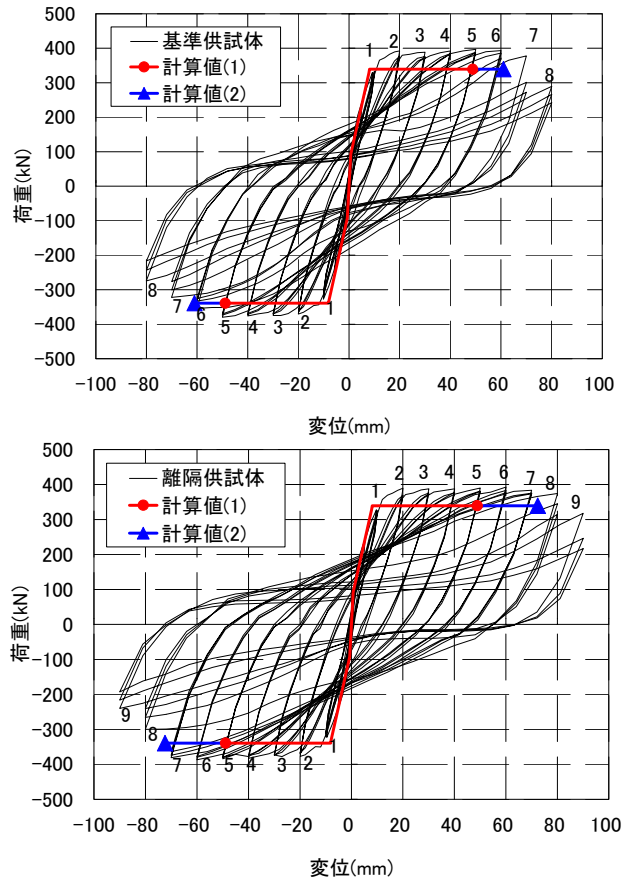


図-2 荷重-載荷点変位の関係

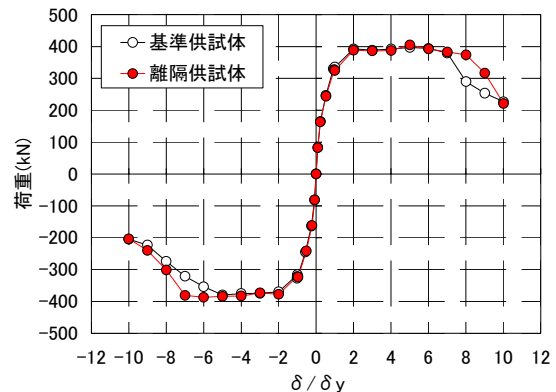


図-3 荷重-載荷点変位振幅包絡線

離である。

帯鉄筋と主鉄筋に1D以上の離れがある場合については別途検討が必要であるが、1D程度であれば橋脚の耐震性能に与える影響はほとんどないことが本実験結果から明らかとなった。

参考文献

- 1) 土木研究所資料：橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン，2006.8
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編，2002.3
- 3) 浅津，運上，星限，近藤：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究，土木学会論文集，No.682/I-56，177-194，2001.7