

(96) RC橋脚耐震補強のためのPC巻立て工法

オリエンタル建設(株)技術研究所	○廣瀬 茂
オリエンタル建設(株)建築支店	石澤 紀明
オリエンタル建設(株)技術研究所	正会員 吉岡 民夫
同 上	正会員 狩野 誠一郎

1. はじめに

昭和55年以前の基準で設計された鉄筋コンクリート(RC)橋脚は、特に軸方向鉄筋段落し部の曲げ耐力、橋脚全体のせん断耐力および靱性の不足が指摘され、兵庫県南部地震をはじめ、宮城県沖地震、浦河沖地震等の巨大地震において、多大な被害を受けてきた。

これらの橋脚の補強方法としては、「RC巻立て工法」、「鋼板巻立て工法」、「連続繊維シート(テープ)巻付け工法」、「PCストランド巻付け工法」等があり、研究、実施されている^{1), 2), 3)}。

RC橋脚補強の基本は、①鉄筋段落し部の曲げおよびせん断補強を行い、段落し部を弱点としないこと、②補修が困難な基礎が破壊することなく、補修が可能な橋脚が計画的に曲げ破壊することである。

せん断耐力の増加と靱性の改善のためには、帯鉄筋を増やし、帯鉄筋内部のコアコンクリートを確実に拘束するために、帯鉄筋の定着を確実に行うことである。しかるに既設橋脚周辺の薄いコンクリート増厚部分で、確実にフックにより帯鉄筋を定着することには大きな困難が伴い、また、現場において帯鉄筋をフレア溶接により接続することには、現場における溶接の不確実性が懸念される。

帯筋として鉄筋の代わりにPC鋼材を用いると、①フックによる定着や溶接による接続と異なり、定着具や接続具を用いて確実に定着・接続される、②鋼材の降伏点が高く、鉄筋よりも長く拘束効果が持続し、せん断耐力や靱性の改善が期待される、③円形断面の場合に帯筋を緊張・定着すると、新旧コンクリートの一体化や、せん断ひび割れの性状が改善されるなどの効果が期待される。

補修可能な橋脚を計画的に曲げ破壊させるためには、橋脚基部の一部に空洞を設け、巨大地震時にその部分が最初に破壊してスリットを形成すると、橋脚が大変形してもフーチングを破壊することなく、計画的に橋脚基部に塑性ヒンジを形成することができると考えられる。また、フーチングにケミカルアンカーされた軸方向鉄筋の付着長をコントロールすることにより、軸方向鉄筋のフーチングからの拔出し量が増大し、変形性能の高い塑性ヒンジを橋脚基部に確実に形成することができると考えられる。

そこで、PC鋼材を帯筋として用い、橋脚基部に計画的に塑性ヒンジを形成して、円形断面RC橋脚の耐震補強を行う方法について、16体のコンクリート橋脚供試体を作製し、正負交番曲げ載荷実験を行った。本論では、その実験結果と考察について報告する。

2. 実験の概要

2.1 供試体

供試体の一覧を表-1に示す。供試体はスリット幅(橋脚基部に設ける空洞の厚さ、図-2参照)、軸方向鉄筋のボンドコントロール長、帯筋の配置方法、帯筋の材質、横方向プレストレスの有無、帯筋のピッチおよび曲げ補強の有無をパラメータとして、全部で16体製作した。そのうち、C-0供試体は、補強前の旧橋脚モデルで、軸方向鉄筋が橋脚中間部で段落しされており、段落し部でせん断破壊もしくは曲げ破壊するように設計されている。その他のすべての供試体は、このC-0供試体をベースに、増厚したり、鋼材を直接巻付けたりして補強している。C-RC供試体は、いわゆるRC巻立て工法に相当するもので、スリットを設けたり、軸方向鉄筋のボンドコントロールなどは一切行っていない。表-1における帯筋の材質の項で、鉄筋とあるのはφ6丸鋼(SR235)、PC鋼棒とあるのはφ7.1mm細径異形PC鋼棒(SBPDN1275/1420)、

表-1 供試体の主要パラメータ

試験体番号	断面形状	スリット幅 (cm)	ボンドコントロール長 (cm)	帯筋の配置法	帯筋の材質	プレレストの有無	帯筋のピッチ (cm)	曲げ補強の有無
C-0 (旧橋脚)	円形	----	----	帯筋	鉄筋	ノンプレスト	30.0	----
C-1	円形	2.5	5.0	帯筋	鉄筋	ノンプレスト	10.0	鉄筋
C-2	円形	2.5	0.0	帯筋	PC鋼棒	ノンプレスト	10.0	鉄筋
C-3	円形	2.5	5.0	帯筋	PC鋼棒	ノンプレスト	10.0	鉄筋
C-4	円形	2.5	5.0	帯筋	PC鋼棒	ノンプレスト	15.0	鉄筋
C-5	円形	2.5	10.0	帯筋	PC鋼棒	ノンプレスト	10.0	鉄筋
C-6	円形	2.5	-5.0	帯筋	PC鋼棒	ノンプレスト	10.0	鉄筋
C-7	円形	2.5	10.0	帯筋	ストランド	プレレスト	10.0	鉄筋
C-8	円形	2.5	10.0	帯筋	ストランド	プレレスト	12.0	鉄筋
C-9	円形	2.5	10.0	帯筋	ストランド	プレレスト	18.0	鉄筋
C-10	円形	----	0.0	帯筋	ストランド	プレレスト	5.0	無
C-11	円形	----	0.0	帯筋	ストランド	プレレスト	10.0	無
C-12	円形	----	0.0	スパイラル	ストランド	ノンプレスト	10.0	無
C-13	円形	----	0.0	スパイラル	ストランド	ノンプレスト	5.0	無
C-14	円形	2.5	10.0	スパイラル	ストランド	ノンプレスト	10.0	鉄筋
C-RC	円形	0	0.0	帯筋	鉄筋	ノンプレスト	10.0	鉄筋

ストランドとあるのはアンボンド加工された 2.9mm 3本よりPC鋼より線 (SWPD3N) を意味する。

帯筋の配置法の項で、帯筋とあるのは各帯筋が独立して閉鎖したもの、スパイラルはストランドを連続的に巻付けたものを意味する。細径異形PC鋼棒はカップラーで接続した。ストランドは定着具周辺のコンクリートが破壊しても閉鎖性を維持できる、RC橋脚耐震補強用に開発された特殊な定着具を用いている。

曲げ補強の有無の項で、鉄筋とあるのは、軸方向鉄筋を配置してコンクリートを増厚することを意味し、無とあるのはコンクリートの増厚がないこと、すなわち旧橋脚モデルに直接PC鋼材を巻付け、曲げ耐力を増大させることなく、せん断耐力と靱性のみを改善することを意味する。

旧橋脚部およびフーチングは、呼び強度 25.5MPa のレディミクストコンクリートを、増厚部では、薄い増厚部に確実にコンクリートを充填するために、設計強度 40.0MPa の高流動コンクリートを用いた。

図-1には供試体の主要寸法を、図-2には橋脚基部のスリットおよびボンドコントロールの概念を示す。図-3には代表的な供試体として、C-0、C-5、C-7およびC-12の配筋を示す。

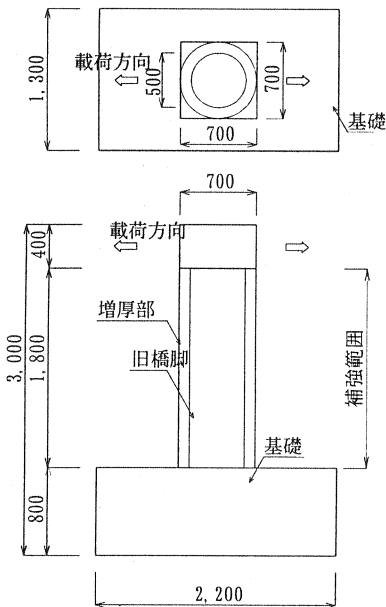


図-1 供試体の主要寸法

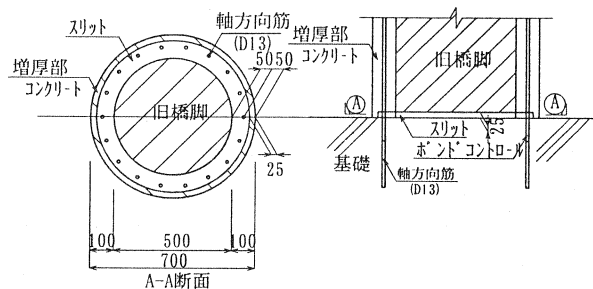


図-2 橋脚基部詳細図

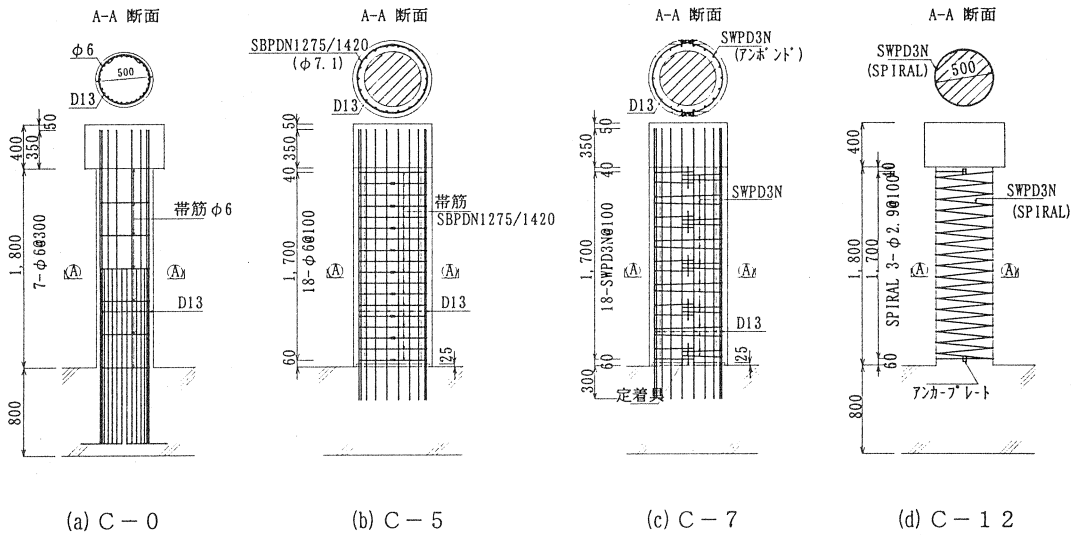


図-3 代表的供試体の配筋

2.2 載荷荷重

載荷は、正負交番曲げ載荷とする。先ず、旧橋脚モデルにおいて1.0MPaに相当する軸力を導入し、続いて軸方向筋が最初に降伏するまで、徐々に荷重を増しながら荷重管理で載荷し、軸方向筋のひずみが予め行っていた引張試験の結果より、降伏したと判定できるまで載荷する。この点を降伏変位とする。その後は、供試体載荷位置での変位が降伏変位の整数倍になるように、変位管理で載荷する。同じ管理変位量で3回連続して載荷し、一度0に戻した後に、次の載荷ステップへ進む。載荷は供試体の断面破壊（一般に軸方向鉄筋の破断）まで行う。図-4に載荷ステップを示す。

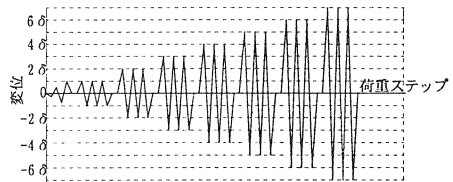


図-4 載荷ステップ

2.3 載荷装置

載荷は、供試体を水平に設置し、反力壁を用いて、一定軸力および正負交番水平載荷を行う。軸力の載荷は、偏心が生じたり、水平力が作用したりしないように、スライド装置を用いた。載荷装置を図-5に示す。

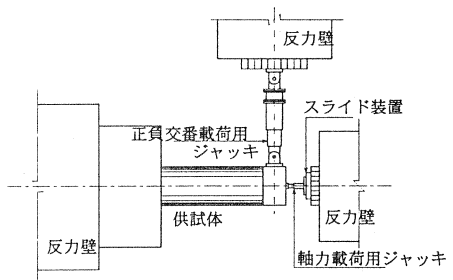


図-5 載荷装置

2.4 測定項目

鋼材のひずみは、ひずみゲージを用いて、軸方向鉄筋および帯筋で測定する。ただし、アンボンド鋼材を用いて帯筋を緊張する場合は帯筋のひずみは測定しない。変位は、変位計を用いて、載荷点、中間点、柱基部の水平変位および柱基部の鉛直変位（軸方向筋の抜け出し量）を測定する。

3. 測定結果と考察

3.1 破壊モード

各供試体の主要測定結果を表-2に、破壊状況の簡単な記述を表-3に示す。ここで、降伏変位とは最外

縁の軸方向筋が降伏したと考えられるときの変位、降伏荷重とは降伏変位の時の荷重、終局変位とは荷重が降伏荷重にまで低下したときの変位、終局荷重とは終局変位の時の荷重を意味する。

図-6には、代表的供試体の試験終了時の破壊およびひび割れ状況を示す。同図より、供試体C-0段落し部にX字状のかぶりコンクリートの剥落が見られ、せん断の影響が顕著であったことが判る。コンクリートを増厚した供試体はすべて橋脚基部で曲げ破壊し、段落し部には顕著なせん断ひび割れは発生しなかった。

橋脚基部にスリットを設けたり、軸方向筋のボンドコントロールを行った供試体では、確実に橋脚基部に塑性ヒンジが形成されたが、そうでない供試体では、フーチング上面に損傷が生じたものがあつた。

図-6において、スリットを設け、軸方向鉄筋のボンドコントロールを行い、最下段の帯筋(ストランド)が試験終了後も健全であつた供試体(C-7)と、そうでない供試体(C-RC)とでは、橋脚基部の被害状況に差が見られる。

旧橋脚モデル(C-0)に直接PC鋼材を巻き付けた供試体(C-12)は、段落し部で曲げ破壊した。供試体C-0と異なり、せん断の影響が観察されず、直接巻き付けたことによりせん断耐力が改善された。なお、プレストレスを導入したものとそうでないものとは、せん断ひび割れの性状にわずかな差が観察された。

3.2 履歴曲線
 図-7に、供試体C-0、C-7、C-12およびC-RCの履歴曲線を示す。同図より、コンクリートを増厚した供試体(C-7、C-RC)では、終局耐力および靱性が大幅に改善されていることが判る。また、プレストレスを導入した供試体(C-7)とそうでない供試体(C-RC)で、履歴曲線の形状や特性に有意な相違は観察されない。

3.2 履歴曲線

図-7に、供試体C-0、C-7、C-12およびC-RCの履歴曲線を示す。同図より、コンクリートを増厚した供試体(C-7、C-RC)では、終局耐力および靱性が大幅に改善されていることが判る。また、プレストレスを導入した供試体(C-7)とそうでない供試体(C-RC)で、履歴曲線の形状や特性に有意な相違は観察されない。

旧橋脚モデル(C-0)とそれに直接PC鋼材を巻き付けた供試体(C-12)の履歴曲線を比較すると、両者の耐力はほぼ同じであるが、供試体C-12ではC-0と比べて靱性が改善されている。

3.3 包絡線

図-8に履歴曲線の包絡線の一部を示す。同図(a)は、帯筋の材質の相違(鉄筋とストランド)を比較する

表-2 主要測定結果

供試体番号	コンクリート圧縮強度(MPa)	降伏変位(mm)	降伏荷重(kN)	最大荷重(kN)	終局荷重(kN)	終局変位(mm)	靱性率
C-0	19.9	-	14.2	123	-154	-131	3.0
C-1	21.9	35.8	6.5	-186	288	245	46.6
C-2	20.6	39.9	5.0	156	274	233	44.9
C-3	22.8	30.7	6.7	-196	-293	240	67.5
C-4	21.3	35.6	8.3	-197	275	234	49.9
C-5	24.3	33.5	11.4	256	302	257	45.1
C-6	23.5	35.1	9.3	-215	288	245	-74.5
C-7			9.3	194	-316	241	75.9
C-8			9.0	211	296	213	81.6
C-9	25.4	35.9	9.3	194	305	243	66.4
C-10			13.5	127	-156	147	91.8
C-11			13.7	118	-156	126	79.8
C-12			15.5	123	-147	130	79.8
C-13			13.0	108	-149	111	92.6
C-14			8.2	191	-176	213	81.5
C-RC	22.8	30.7	5.4	186	-309	192	97.5

表-3 各供試体の破壊状況

供試体番号	破壊状況の記述
C-0	段落部の曲げせん断破壊。軸方向筋が座屈しているが破断していない。
C-1	柱基部の曲げ破壊。最下段の帯筋が破断。軸方向筋が1~2段目帯筋間で座屈。
C-3	柱基部の曲げ破壊。1段目帯筋(PC鋼棒)のキャプラーはずれ。軸方向筋が2段目帯筋より下で座屈。
C-4	柱基部での曲げ破壊。軸方向筋が1段目帯筋より下および1~2段目帯筋間で座屈、破断。
C-5	柱基部で曲げ破壊。1段目帯筋(PC鋼棒)のキャプラーはずれ。軸方向筋が1段目より下および一部1~2段目帯筋間で座屈、破断。
C-6	柱基部で曲げ破壊。1段目帯筋(PC鋼棒)のキャプラーはずれ。軸方向筋が2段目帯筋より下で座屈、破断。フーチング上面の一部が破損。
C-7	柱基部の曲げ破壊。軸方向筋が1段目帯筋より下および一部1~2段目帯筋間で座屈、破断。
C-8	柱基部の曲げ破壊。軸方向筋が1段目帯筋より下および一部1~2段目帯筋間で座屈、破断。
C-9	柱基部の曲げ破壊。軸方向筋が1段目帯筋より下および一部1~2段目帯筋間で座屈、破断。
C-10	段落部の曲げ破壊。段落部で軸方向筋が座屈、破断。
C-11	段落部の曲げ破壊。段落部で軸方向筋が座屈。
C-12	段落部の曲げ破壊。段落部で軸方向筋が座屈。
C-13	段落部の曲げ破壊。段落部で軸方向筋が座屈、破断。
C-14	柱基部の曲げ破壊。軸方向筋が1段目帯筋より下および一部1~2段目帯筋間で座屈、破断。
C-RC	柱基部が曲げ破壊。1段目帯筋が破断。軸方向筋が1~2段目帯筋間で座屈、破断。フーチングに大きなひび割れが生じ、一部コンクリートに浮きが生じた。

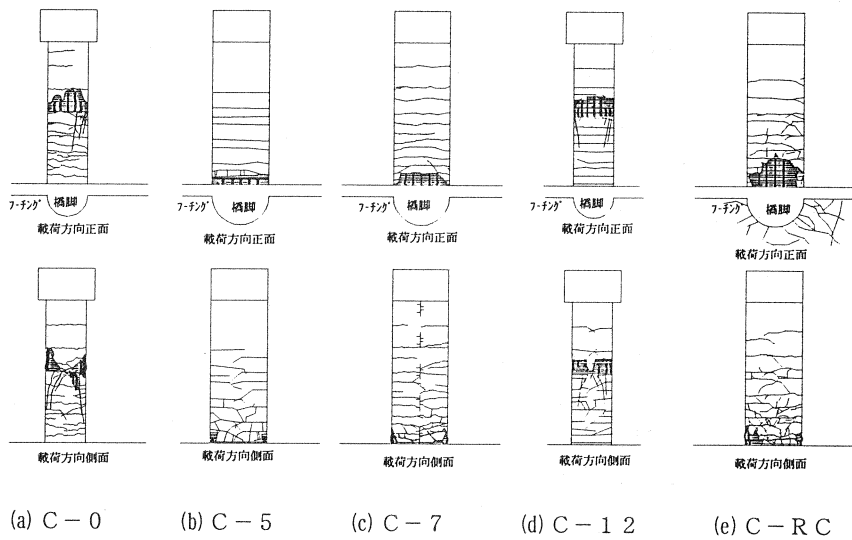


図-6 ひび割れおよび破壊状況図

ためのもので、ストランドの方がやや耐力および靱性で鉄筋よりよい傾向を示している。同図(b)は、橋脚基部にスリットを設けて弱点を作ったことの影響を見ようとするもので、スリットを設けて断面が欠損しているにもかかわらず、それが耐力および靱性に及ぼす影響は小さいことを示している。同図(c)は、帯筋のピッチ(10、12および18cm)の影響を見ようとするもので、同図に関する限り、帯筋のピッチの差の影響は顕著ではない。これは、RC橋脚の靱性は、曲げ破壊先行型であれば、橋脚基部に形成された塑性ヒンジの靱性により定まるからではないかと考えられる。同図(d)は、帯筋を緊張してプレストレスを導入した場合の影響を見ようとするもので、両者にはほとんど差がなく、プレストレスが耐力や靱性に与える影響はあまり無いものと考えられる。

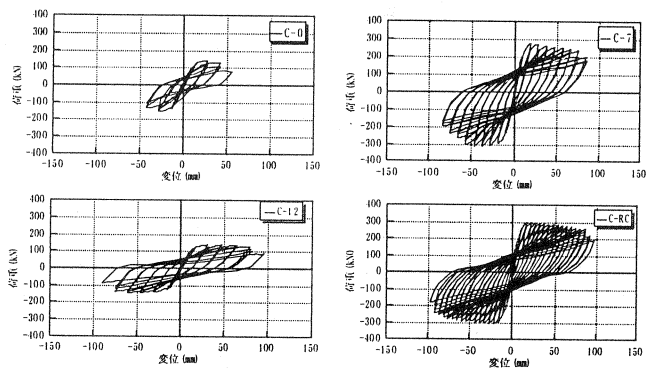


図-7 履歴曲線

4 結論

途中に軸方向鉄筋の段落しがあるRC橋脚を耐震補強するために、PC鋼材を帯筋として用い、橋脚基部に計画的に塑性ヒンジを形成して、円形断面RC橋脚の正負交番曲げ載荷実験を行った。その結果、以下のような知見が得られた。

- (1) RC橋脚の靱性は、曲げ破壊先行型であれば、塑性ヒンジの靱性によって定まると考えられる。
- (2) 塑性ヒンジの靱性は、その部分の帯筋の強度とピッチに依存すると考えられ、定着・接続が確実で、降伏点の高いPC鋼材を帯筋として用いることの有用性が期待される。
- (3) 橋脚基部にスリットを設けて、計画的に塑性ヒンジを形成させる方法では、スリットを設けて断面が

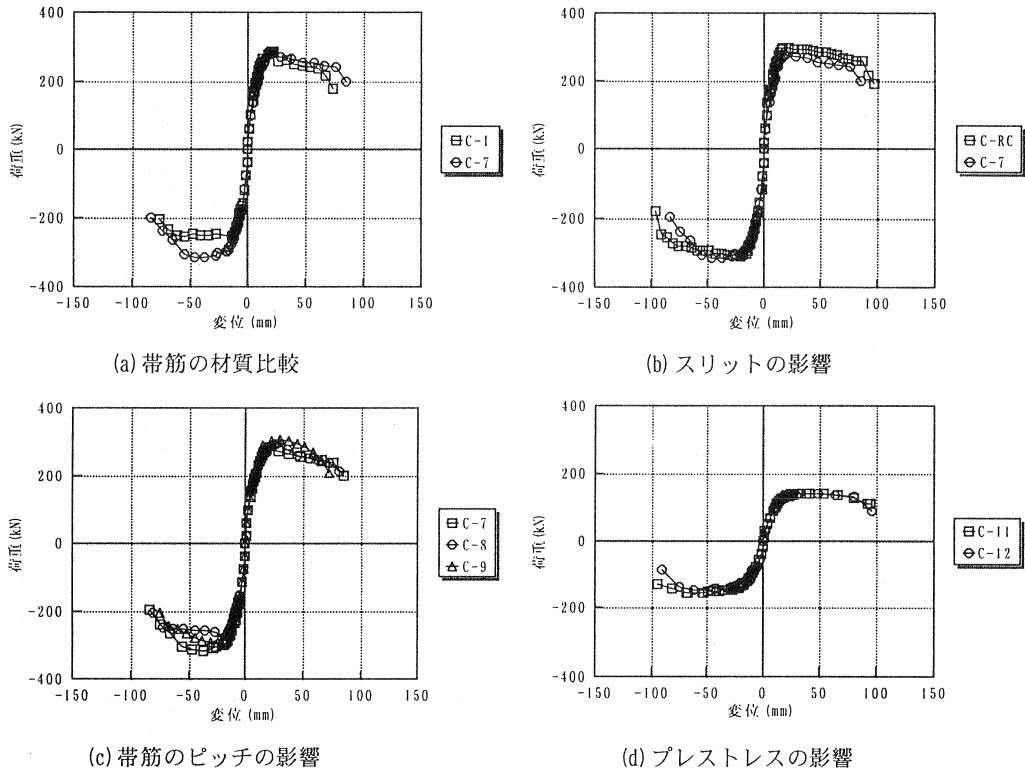


図-8 包絡線

欠損したにもかかわらず、耐力および靱性に及ぼす影響は小さいと言ってよいであろう。

(4) 橋脚基部にスリットを設け、軸方向鉄筋のボンドコントロールを行った場合、確実に橋脚基部に塑性ヒンジを形成することができ、また、その部分に的確に帯筋を配置することにより、塑性ヒンジの靱性を制御することができる。一方、スリットを設けなかった場合には、フーチングに損傷が発生する可能性がある。その場合には、塑性ヒンジがフーチング上部に形成され、その部分に帯筋を配置できないことから、塑性ヒンジの靱性を制御することが困難である。

(5) 円形断面RC橋脚の帯筋を緊張して、橋脚にプレストレスを導入した場合と、そうでない場合とでは、せん断ひび割れの性状に相違があったものの、有意な差は観察されなかった。

参考文献

- 1) 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」の準用に関する参考資料(案), 日本道路協会, 平成7年6月
- 2) 既存RC橋脚の耐震性向上設計要領(案), 首都高速道路公団保全施設部, 平成7年11月
- 3) 川島, 運上, 飯田: 鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法及び耐震補強法に関する研究, 土木研究所報告, 平成5年9月