

論文

[2125] プレキャスト中空 PRC 橋脚の地震時変形能力に関する基礎的研究

中井将博*¹・中野正則*²・高木繁*³・久保欣也*⁴

1. はじめに

近年、建設分野においても、現代社会の趨勢（高齢化・環境問題等）を鑑み、現場施工の省力化・省人化・合理化等の検討が、実施されている。その一施策として構造物のプレキャスト（以下 P c a と称す）化、施工の自動化・機械化が挙げられる。本研究は、橋梁基礎から橋脚に至る一連の下部構造において、特に地上部の橋脚に着目し、その P c a 化に係る基礎的検討を行ったものである。これまで、鉄筋コンクリート（以下 R C と称す）橋脚に関する研究は数多く実施されている[1]。しかし、P c a 化された中空プレストレスト鉄筋コンクリート（以下 P R C と称す）およびプレストレストコンクリート（以下 P C と称す）橋脚に関する研究は実施されておらず、それらの挙動は明確にされていない。そこで、本研究では接合部の有無・せん断キーの有無・プレストレスト量・横方向鉄筋の形状をパラメータとした、P c a 中空 P R C 橋脚の耐震性能に係る静的水平正負交番繰り返し載荷実験を行い、今後の検討課題の抽出を行った。検討内容は、下記の通りである。①破壊性状の評価、②軸方向鋼材のひずみ分布による塑性ヒンジの発生範囲の評価、③帯鉄筋のひずみ分布によるその拘束効果の評価、④荷重～変位・変形角等による耐力および変形性能の評価、⑤接合部の変位角・ひびわれ幅の変化等による接合部挙動の評価、⑥履歴吸収エネルギー・等価粘性減衰定数・累積吸収エネルギーによるエネルギー吸収能の評価、⑦既往の軸方向鉄筋の引き抜き量算定方法と実験値との比較、⑧既往の部材靱性率算定方法と実験値との比較。

2. 実験概要

2. 1 供試体

供試体の形状・寸法および配筋を図-1に示す。供試体は全て同様な形状・寸法である。NO.1はR Cの一体構造であり、NO.2,3はP R CのP c a構造である。NO.2,3の接合面には接着剤が塗布されていない。また、NO.3の接合面には既報[2]の実験で検証されたせん断キーが設置されている。縦方向の鋼材量は曲げ終局耐力が同様となるように決定された。横方向鉄筋は原則としてNO.1～3とも一断面当たり内外二重の帯鉄筋が配筋されているが、NO.3のみ最下段のブロックに編み込み状の鉄筋が、隔段に配筋されている。いずれもせん断破壊が先行しないように

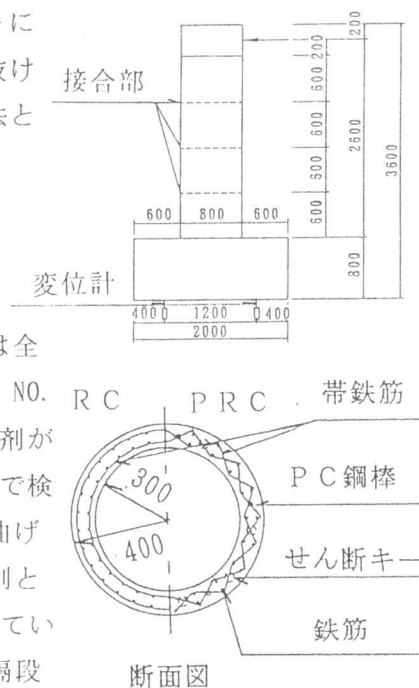


図-1 供試体形状・寸法

* 1 (株)ピー・エス本社開発技術部主任研究員、工修（正会員）
 * 2 建設省土木研究所構造橋梁部基礎研究室室長、工修
 * 3 建設省土木研究所構造橋梁部基礎研究室
 * 4 (株)ピー・エス本社開発技術部、工修（正会員）

所要の帯鉄筋が配置された。供試体の種類を表-1に示す。本来なら、P R CのP c a構造であるNO.2,3の接合部には、適当な鉄筋の継手が必要であるが、十分な性能を有する縮小された継手が無く、今回連続した一本の鉄筋を用い疑似継手とした。P C鋼棒はポストテンション方式とした。接合部は、最下段よりコンクリートを順次打ちたすことによって形成され、打設前に既設コンクリート表面のレイタンス処理のみが行われた。また、コンクリートの設計基準強度は400kgf/cm²とし、φ9.2mm P C鋼棒（降伏強度:125kgf/mm²、引張強度:140kgf/mm²）およびD10・D6異形鉄筋（SD295D）は市販のものを用いた。

2. 2 載荷形式および載荷履歴

載荷形式の一例を図-2に示す。橋脚の最外縁の主鉄筋に生じるひずみを計測し、基部において主鉄筋が降伏する時の橋脚天端に生じる水平変位（7-フックの回転による変位を除いた値）を降伏変位（以下 δy と略す）として、 δy の整数倍 $n \cdot \delta y$ （ $n=1, 2, \dots$ ）の変位振幅で、それぞれ、各5回の正負交番載荷を行った。7-フックの回転による変位は、7-フック下端に設置された二つの変位計より回転角を求め、橋脚天端水平変位に換算したものである（図-1参照）。また、NO.3はひびわれ荷重まで、荷重制御による単調漸増型載荷を行った。載荷終了は、載荷重が最大荷重の40%程度まで低下した時とした。橋脚基部から荷重載荷点までの高さ（有効高さ）は2.6mであり、せん断支間比（有効高さ/橋脚外径）は3.25である。

表-1 供試体の種類

供試体の種類	構造形式	せん断率	軸方向鉄筋比	横方向鉄筋比
No.1	R C一体打	-	1.9%	0.63%
No.2	P R C P c a	なし	1.4%	
No.3	P R C P c a	あり	1.4%	

注)7°リストは導入量は、全7°リストを全断面面積で除した値： $\sigma_{ce}=11.5\text{kgf/cm}^2$

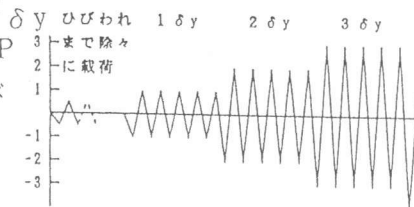


図-2 載荷形式

表-2 耐力・変形性能

供試体名	No.1	No.2	No.3	
耐力	降伏耐力 P_y (tf)	12.1	13.4	10.5
	最大耐力 P_m (tf)	19.7	20.6	19.6
	P_m/P_y	1.63	1.54	1.87
変形性能	降伏変位 δy (mm)	6.0	5.5	4.3
	終局変位 δu (mm)	72.0	77.0	68.8
	じん性率 $\delta u/\delta y$	12	14	16

注)終局変位(δu)は、載荷重が最大荷重の80%程度まで低下した時の水平変位とした。

3. 試験結果および考察

以下の図・表は、原則として各 $\delta y \cdot 5$ サイクル・正載荷の最大変形時の値を用いて作成された。

3. 1 破壊性状

図-3にひびわれ状況を示す。全供試体とも帯鉄筋位置（10cm間隔）でひびわれが発生している。NO.1は橋脚全域に、NO.2,3は基部より1.7~2.0mにのみ分布した。また、NO.3はNO.2より少し広い範囲に分布した。この理由としては、せん断キによるせん断力の伝達、編み込み筋による塑性ヒジク域の分散および7°リストの残存等が挙げられる。表-2に耐力および変形性能を示す。

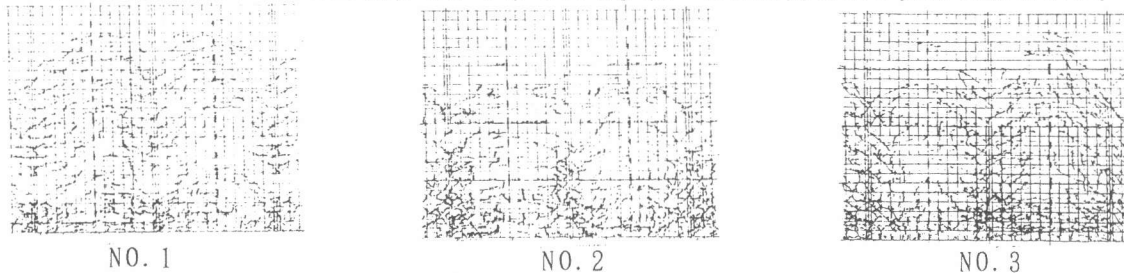


図-3 ひびわれ状況

3. 2 軸方向鋼材のひずみ分布

図-4, 5のひずみは7°リストによる初期ひずみを含まない。

(1) 軸方向鉄筋のひずみ分布

図-4に各供試体の任意の δ_v での、軸方向鉄筋のひずみ分布を示す。NO.1,2は、ほぼ同様な分布形状をしており、基部より20cmの範囲で鉄筋が降伏し、塑性ヒンジの形成が伺える。NO.3では、基部より80cmのより広い範囲で塑性ヒンジが形成されている。

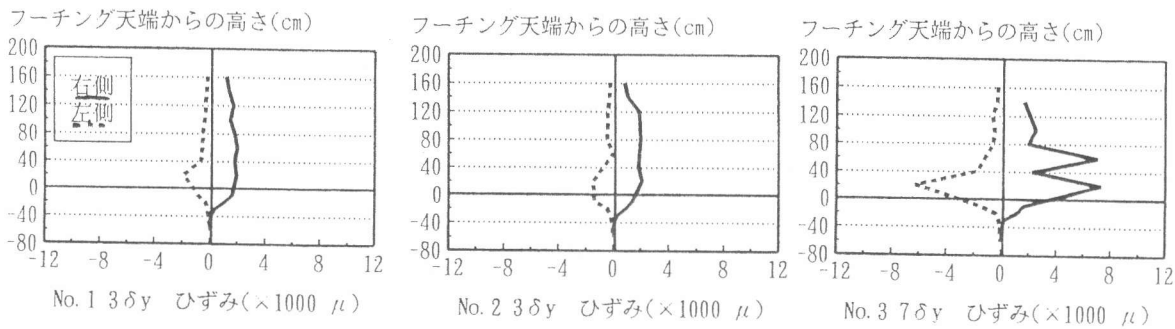


図-4 軸方向鉄筋のひずみ分布

(2) PC鋼棒のひずみ分布

図-5にNO.2,3のほぼ同様な天端変位での、PC鋼棒のひずみ分布および変遷を示す。PC鋼棒は降伏点が鉄筋に比較して高く、ひずみの分布形状がなめらかである。傾向としてNO.2のひずみは、NO.3に比較して大きい。

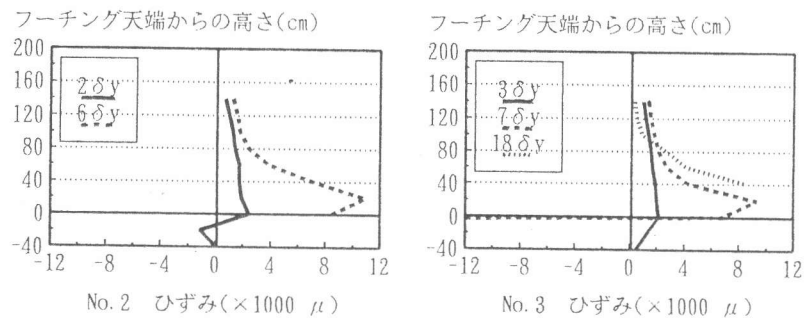


図-5 PC鋼棒のひずみ分布

3. 3帯鉄筋のひずみ分布

既報[1]により、中空円形RC橋脚において、内側のコンクリートの剥落による部材靱性の低下が報告されている。そこで、本研究では内側の軸方向鉄筋とかぶりコンクリートの間にも帯鉄筋を配置し、その効果の検証を行った。また、編み込み状の帯鉄筋を配置し、その軸方向鉄筋の座屈を抑制する効果の検証も行った。図-6に各供試体の同天端変位でのひずみの分布図を示す。全供試体とも内側の帯鉄筋のひずみが大きい。NO.3の最下段ブロックのひずみ分布は、NO.1,2に比較して小さい。これは編み込み鉄筋により軸方向鉄筋の変形が拘束され帯鉄筋のひずみが小さくなったものと思われる。最大ひずみは、NO.1で534 μ 、NO.2で455 μ 、NO.3で424 μ であった。また、NO.3の11 δ_v の分布図では、内側帯鉄筋の最大ひずみは814 μ であり、12 δ_v において基部より45cm以下で外側帯鉄筋のひずみが急激に増加し、ゲージが断線した。

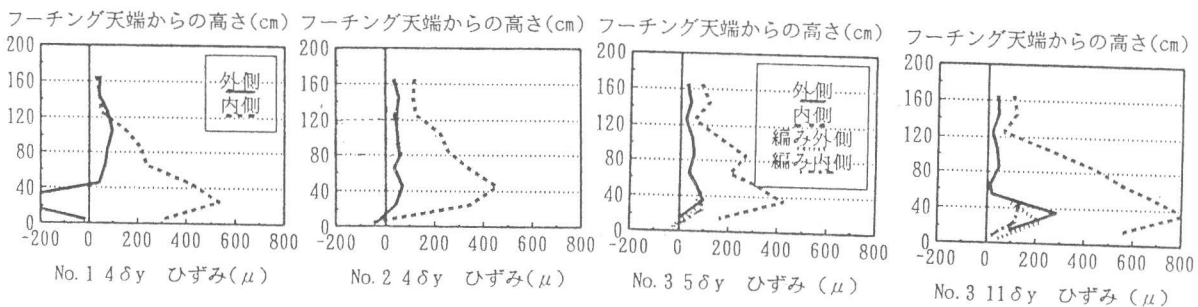


図-6 帯鉄筋のひずみ分布

3. 4 変形性能

(1) 包絡線

図-7に荷重～水平変位の関係を包絡線で示す。NO.1では $9\delta_y$ から内外部のコンクリートの剥落が生じ、その後 $11\delta_y$ において大きな剥落および軸方向鉄筋の破断が生じた。NO.2では $11\delta_y$ より鉄筋の膨れ出し、 $12\delta_y$ で鉄筋の破断、 $13\delta_y$ で内部コンクリートの顕著な剥落が生じた。NO.3では $16\delta_y$ よりコンクリートの剥落および鉄筋の破断が比較的同時期に生じた。また、図-8に荷重～変形角 ($\delta/2.6m*100$) の関係を包絡線で示す。変形角が1%で何れの供試体も終局荷重に達しており、また、2%で荷重の降下が始まっている。

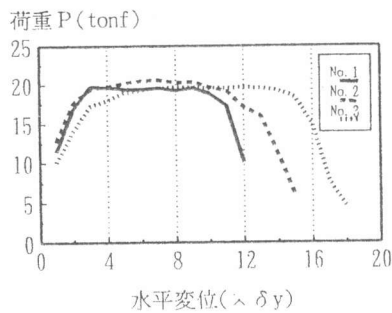


図-7 荷重～水平変位

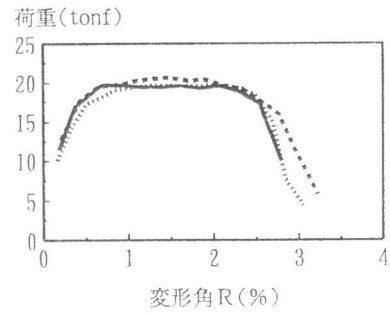


図-8 荷重～変形角

3. 5 接合部の挙動

接合部での載荷中のずれ量およびひびわれ幅に関して、RC・一体構造であるNO.1とPRC・Pca構造であるNO.2,3とで比較を行い、それらの挙動の差異の検討を行った。

(1) 接合部のずれ量

ずれ量は各接合部における、カンチレバ型変位計によって計測された値の平均値から部材の縦曲げによって生じるずれを差し引いた値であり、その計測位置は載荷方向に対し直角方向である供試体両側面である。図-9にずれ量と天端変位との関係を示す。最大ずれ量は、NO.1で0.04mm、NO.2で0.17mm、NO.3で0.08mmであった。NO.3がNO.2よりも小さい理由としては、接合部に設置されたせん断キーの効果が少なからず有ったものと思われる。NO.1,2では上から2段目の値が最も大きく、また、NO.3では上から1段目の値も大きいのが他と異なる点である。

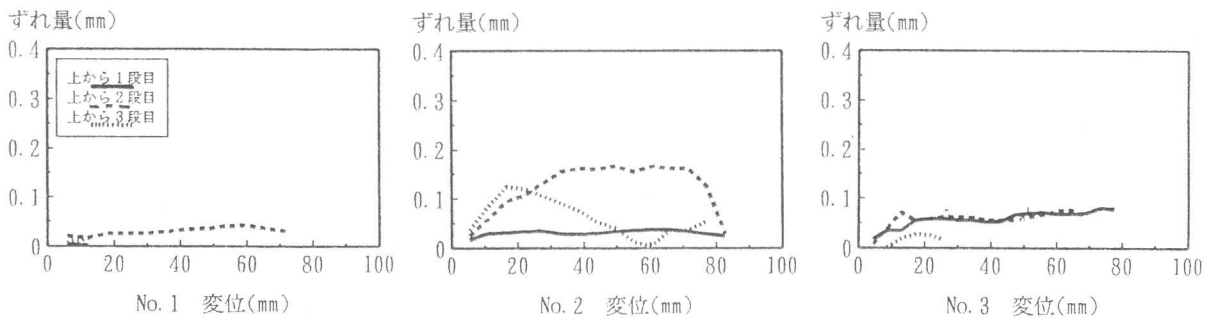


図-9 接合部のずれ量

(2) 接合部のひびわれ幅

ひびわれ幅は各接合部においてπゲージによって計測され、その測定位置は載荷方向の供試体両側面である。図-10に荷重最大時および荷重除荷時におけるひびわれ幅と天端変位との関係を示す。まず、最大変形時を比較すると、NO.1では最大1.33mmであり最下段(上から3段目)の値が他に比較し顕著に大きく、その増加はなめらかではない。NO.2では最大1.06mmでありNO.1と同様最下段の値が大きい、その増加はなめらかである。プレストレスの影響があったためと思われる。NO.3は、最下段およびその上の2段目の値が共に大きく、最大1.36mmであった。また、天端変位がNO.1で45mm・NO.2で60mm・NO.3で65mmにおいて、ひびわれ幅の急激な低下が生じた。次に、荷重除荷時を比較すると、NO.1では、天端変位25mmから最下段のひびわれ幅が急激に大きくなり、約0.8mmとなった。NO.2,3の値は、NO.1と比較して約1/2以下であった。NO.3の値は、NO.2に比較してやや大きく、最下段および上から2段目に残留ひびわれが分散している。

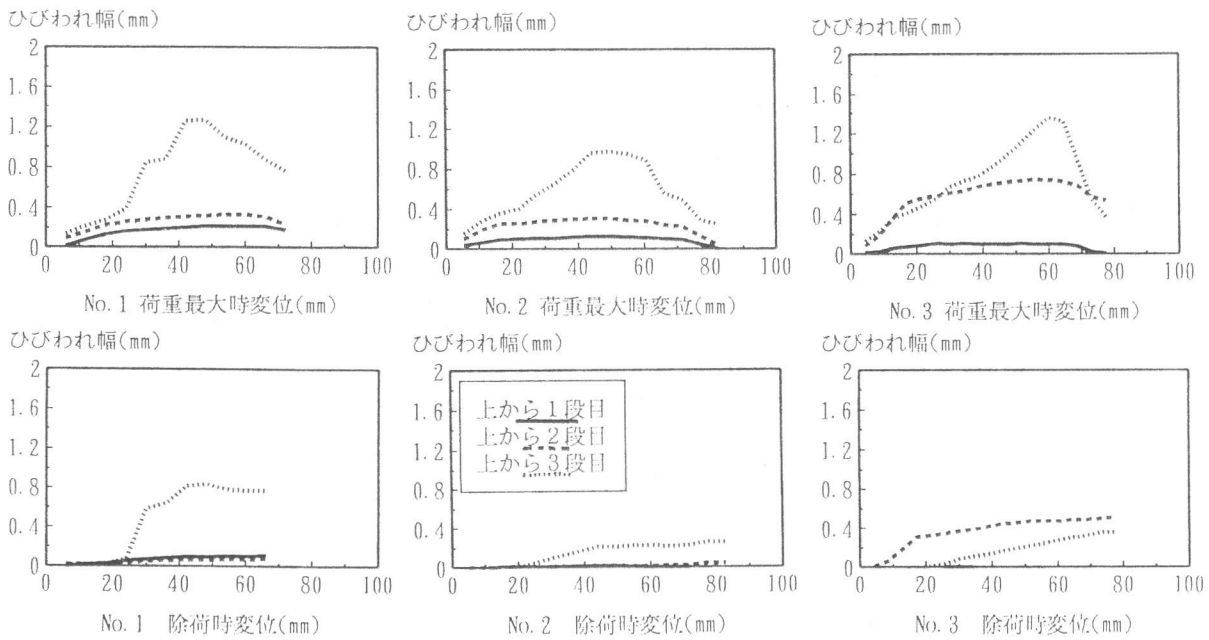


図-10 接合部のひびわれ幅

3. 6 エネルギー吸収能

図-11に各供試体の $3\delta_y$, $6\delta_y$, $9\delta_y$ および最終 δ_y の荷重-変位曲線を示す。図-12に履歴吸収エネルギー、等価粘性減衰定数および累積吸収エネルギーを示す。各供試体の $1\delta_y$ の値が異なるため、各図の勾配に差異があるが、履歴吸収エネルギーの低下開始変位(約66mm)はほぼ同様であり、それまでの変化は急激な低下もみられず安定している。等価粘性減衰定数および累積吸収エネルギーにおいても、各供試体同様な傾向を示す。累積吸収エネルギーは、最終的に若干No.3が他に比較して、大きいように思われる。

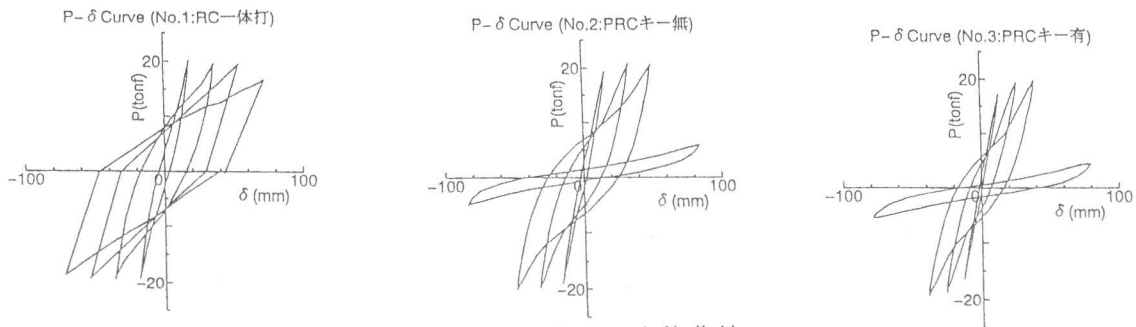


図-11 荷重～変位曲線

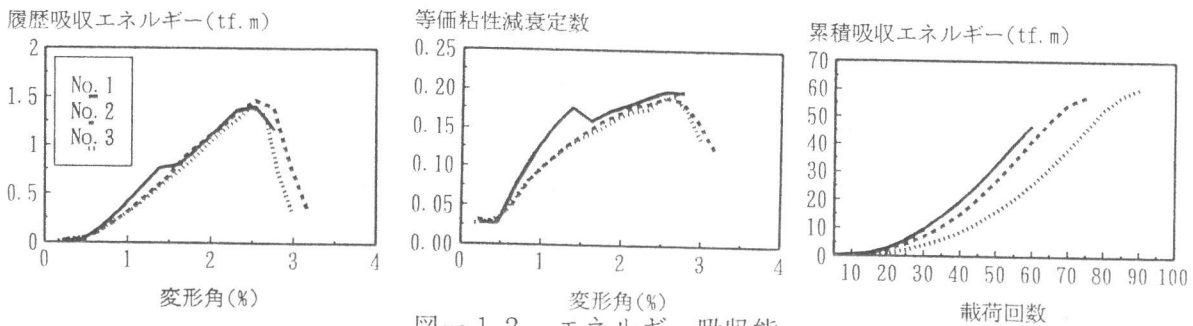


図-12 エネルギー吸収能

3. 7 軸方向鉄筋の引き抜け量の算定

引き抜けによる変位量は、鉄道構造物設計標準・同解説コンクリート構造物(以下鉄設と称す)

に示された次式にて算定され、軸方向鉄筋のひずみ分布の積分値によって求められた実験値と比較された。また、ひずみの上限値は降伏ひずみである 2000μ とした。

$$\begin{aligned} \Delta l_y &= 0.070 - 0.0054(D/\phi) + 0.00017(D/\phi)^2 & (1) \\ \Delta l_u &= 0.083 - 0.0054(D/\phi) + 0.00015(D/\phi)^2 \end{aligned}$$

ここに、 Δl_y ：降伏時の抜け出し量 (cm)
 Δl_u ：終局時の抜け出し量 (cm)
 D ：鉄筋中心間隔 (cm)、 ϕ ：鉄筋径 (cm)

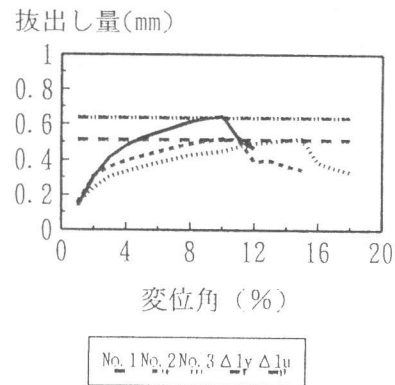


図-13 抜け出し量

式(1)より Δl_y は 0.511mm 、 Δl_u は 0.638mm となり、図-13に各供試体の実験値との比較を行った。降伏時の抜け出し量は、何れの供試体の実験値も計算値の1/5程度であり、かなり小さい。また、終局時の抜け出し量は、No.1の実験値がほぼ計算値と同様であり、No.2,3の実験値はそれよりも小さく両者とも同様な値であった。

3. 8 靱性率の算定

部材靱性率は、鉄設に示される次式にて算定され、実験値との比較が行われた。

$$\mu = \delta_u / \delta_y = (\mu_o \cdot \delta_{y0} + \delta_{u1}) / (\delta_{y0} + \delta_{y1}) \quad (2)$$

ここに、 μ ：部材靱性率、 δ_u ：終局変位、 δ_y ：降伏変位、 μ_o ：躯体の靱性率、
 δ_{y0} ：降伏時の躯体変形による変位、 δ_{y1} ：降伏時の軸方向鉄筋の抜け出しによる回轉變位、 δ_{u1} ：終局時の軸方向鉄筋の抜け出しによる回轉變位

式(2)によると、 μ は7.6となり、実験値は全供試体ともそれ以上であった。

4. まとめ

本研究より得られた主な結果をまとめると以下のようなになる。

本載荷形式において、鉄筋の横断する・接着剤の塗布されていないP R C橋脚の接合部に、顕著なずれは生じなかったが、せん断キーの設置されている供試体がやや小さい傾向にある。耐力・変形性能は3供試体ともほぼ同程度であり、既往の式によって算定が行えるものと思われる。本帯鉄筋の配置方法により補強された供試体は、内部コンクリートの早期剥落もなく、十分なエネルギー吸収能を保持していたものと思われる。また、編み込み鉄筋により基部の剛性が向上したものと思われる。今後、せん断支間および軸方向鉄筋比の低減、プレストレス量の増加を行い、施工を考慮したP R C・P c a構造の挙動を確認する必要があるものと思われる。

参考文献

- 1) 川島一彦：中空円形R C橋脚の動的耐力および変形性能、土木技術資料34-10、pp. 34-39、1992
- 2) 中井将博・島弘・阿部宗人：後設置モルタル充填方式せん断キーの検討、土木学会第48回年次学術講演会第5部、pp. 672-673