

大型中空断面RC橋脚模型を用いた コンクリート充填補強に関する実験的検討

門谷 晃太¹・植村 佳大²・綾城 威歩生³・高橋 良和⁴

¹学生会員 京都大学大学院工学研究科 (〒615-8540 京都府京都市西京区京都大学桂)
E-mail: kadotani.kouta.32s@st.kyoto-u.ac.jp (Corresponding Author)

²正会員 京都大学助教 工学研究科 (〒615-8540 京都府京都市西京区京都大学桂)
E-mail: uemura.keita.3n@kyoto-u.ac.jp

³正会員 本州四国連絡高速道路株式会社 保全部 橋梁保全課 (〒651-0088 神戸市中央区小野柄通4-1-22 アーバンエース三宮ビル)
E-mail: ibuki-ayashiro@jp-honshi.co.jp

⁴正会員 京都大学教授 工学研究科 (〒615-8540 京都府京都市西京区京都大学桂)
E-mail: takahashi.yoshikazu.4v@kyoto-u.ac.jp

現行の中空断面RC橋脚の耐震設計では、橋脚基部を中実とするように規定されているが、それ以前の基準で設計された中空断面RC橋脚が多く残存している。この橋脚の補強としてコンクリート充填補強が主として進められているが、あと施工による充填補強を施したRC橋脚が一体打ち中実断面RC橋脚と同等の性能を有するかに関して検討の余地があり、充填補強による中実化の影響の把握が急務である。そこで本研究では、中空断面、基部中実断面、基部充填断面を有する3つの大型RC橋脚模型に対して、正負交番載荷実験を行った。実験の結果、基部充填断面供試体では一定の曲げ変形性能の向上が確認された一方で、既設部と充填部が分離して挙動することによって、急激な軸耐荷力の低下やせん断変形成分の増大といった、中空断面供試体に似た挙動が確認された。

Key Words: *hollow section, reinforced concrete column, seismic retrofitting, cyclic loading test*

1. はじめに

山間部に建設されるようなRC高橋脚を設計する際、橋脚の自重を軽減することで地震の慣性力低下や地盤基礎への負荷軽減、コスト削減が可能のため、中空断面が採用される場合がある。しかし、この場合、壁厚比を小さく内部を空洞とした柱構造のため、軸応力が大きくなり、柱基部のコンクリートの圧縮破壊が起きた際に軸耐荷力が急激に低下する可能性があることが指摘されている¹⁾。また、中空断面では大規模地震時において大変形を生じた際に、相対的に断面積が小さいことから、せん断力および軸応力に対する条件が厳しいものとなると同時に、ウェブ部における斜めひび割れの進行や柱基部のコンクリート損傷が断面外側、内側の両方で生じることによって、脆性的な破壊に至りやすいとの見解がなされている²⁾。しかしながら、このような中空断面特

有の事象や課題を適切に考慮した上で、耐力および変形性能を評価・把握するとともに、必要な安全余裕を設定する方法は現段階で明らかとなっていない。そのため、現行の平成29年度の道路橋示方書・同解説—耐震設計編—³⁾では、中空断面を有するRC橋脚については中空断面特有の構造特性を加味し、塑性変形能が確実に発揮できるような形状とするよう改定がなされている。具体的には、塑性ヒンジとその近傍で塑性ヒンジの影響を受ける領域においては中実断面とした上で、塑性ヒンジの影響を受けない部位のみを中空断面とし、さらに中実断面から中空断面へと変化する箇所が新たな損傷箇所とならないよう、構造的な配慮をするよう新たに構造細目が追加されている。

一方、中空断面に対してこのような規定が追加されたのは平成24年⁴⁾以降であり、それ以前に刊行されていた道路橋示方書においては、現在ほど中空に

関する構造細目の記述は多くない。そのため、現行の道路橋示方書に規定されているような構造細目が反映されていない中空断面RC橋脚が数多く存在し、高規格幹線道路等においても地震時に塑性ヒンジとなり得る橋脚基部まで中空断面を有するような橋脚も少なくないというのが現状である。

そのような橋脚が数多く存在するという問題を踏まえ、既存の中空断面RC橋脚に対して、中空断面となる基部にコンクリートを充填することによって橋脚基部を中実化するというコンクリート充填補強が、現在主として進められている。基部を中実化させることにより、塑性ヒンジ領域における軸方向鉄筋の内側への座屈抑制が可能となり、結果として曲げ変形性能の向上が見込まれる。加えて、コンクリートを充填する分、橋脚断面積が増大することにより、せん断への抵抗に寄与するウェブ幅が増大し、せん断力の向上にも繋がると考えられている。そのため、あと施工のコンクリート充填により中実断面となったRC橋脚は、一体打ちの中実断面RC橋脚と同様の性能を有するといったような扱われ方がなされており、耐力算定式等にも中実断面RC橋脚と同様のものが使用されているケースも存在する⁵⁾。一方で、中空断面RC橋脚にコンクリート充填補強を行う際、実際の施工においては人が中空内部に入って内面処理を行うことができないために充填部と既設部の付着は見込めないケースが考えられる。この場合、充填部と既設部が一体となって挙動しないと考えられ、充填断面と一体打ちした中実断面が果たして同等の耐荷性能を有するか否かに関しては検討の余地が残されているといえる。しかし、充填断面と中実断面の比較実験から性能の差異に関して焦点を当てた研究はこれまでに行われていない。

そこで本研究では、既設中空断面RC橋脚の配筋および断面を正確に再現できる規模の大きさを有する橋脚模型供試体を中空断面、中実断面、基部充填中空断面の3つの条件でそれぞれ製作し、それらのRC柱に対して正負交番荷重を行うことによって耐荷性能の比較検討を行う。加えて、供試体が終局したのち同一振幅における多数繰り返し荷重を実施し、繰り返し加力の影響によるせん断抵抗力の低下や基部の圧縮破壊による軸耐荷力の低下挙動、および破壊形態の把握を行う。とりわけ、中実断面供試体および基部充填中空断面供試体の性能の差異に関して詳細な検討を行い、あと施工による充填断面が理想的な使用状態である一体打ち中実断面に性能的にどれ程近いかなを確認する。

2. 実験概要

(1) 実験供試体概要

実験供試体概要を図-1に示す。また、使用した鉄筋の材料特性を表-1に示す。中空断面供試体では柱高さ0~3200mmの領域が中空断面であり、基部中実断面供試体では柱高さ0~1600mmの領域が一体打ち中実断面、1600~3200mmの領域が中空断面となっている。また、基部充填断面供試体では柱高さ0~1600mmの領域が充填断面(あと施工により中空部分へコンクリートを充填した断面)、1600~3200mmの領域が中空断面となっている。具体的には、充填まず始めに内型枠で囲まれた部分にコンクリートを打設することで中空断面を作成し、その後中空内部へ打設することによって、あと施工による橋脚既設部へのコンクリート充填を再現した。なお、充填コンクリートを打設する前に予め中空内面に養生テープを2重で貼り付けることによって、充填部と本体コンクリートの縁切り処理を行っている。これは、実際の施工において、中空内部へ人が入って内面処理することが難しい等の要因から充填部と既設部のコンクリート付着が見込めないこと、また実験においては、充填部が軸力を負担しないように配慮したものである。なお、すべての供試体の配筋は同様であり、以上のように基部断面構造のみそれぞれ異なっている。

また、全ての供試体において、軸方向鉄筋には異形鉄筋D10-SD345を用い、帯鉄筋及び中間帯鉄筋にはD6-SD345を用いた。軸方向鉄筋比と帯鉄筋比は中空断面部でそれぞれ2.78%と0.70%、中実断面部および充填断面部でそれぞれ0.169%と0.26%である。また、中空断面部における断面の壁厚比は0.188である。

ここで、現行の道路橋示方書・同解説—耐震設計編—³⁾では、中間帯鉄筋は直角フックと半円形フックまたは鋭角フックの位置が外周面側と内面で千鳥状になるように配筋するよう規定されている。また、中間帯鉄筋は周長方向の帯鉄筋にかけることが標準とされている。それに対し、本実験供試体では、中間帯鉄筋は直角フックとし、フック部を軸方向鉄筋にかける配筋とした。これは、柱全断面が中空断面である中空断面RC橋脚が設計上許容されていた平成6年版の道路橋示方書—耐震設計編—⁶⁾では、中間帯鉄筋の形状配筋についての記載がなく、当時の基準で設計された中空断面RC橋脚が今なお現存していることから、それらの構造を念頭に置いた配筋を再現したためである。

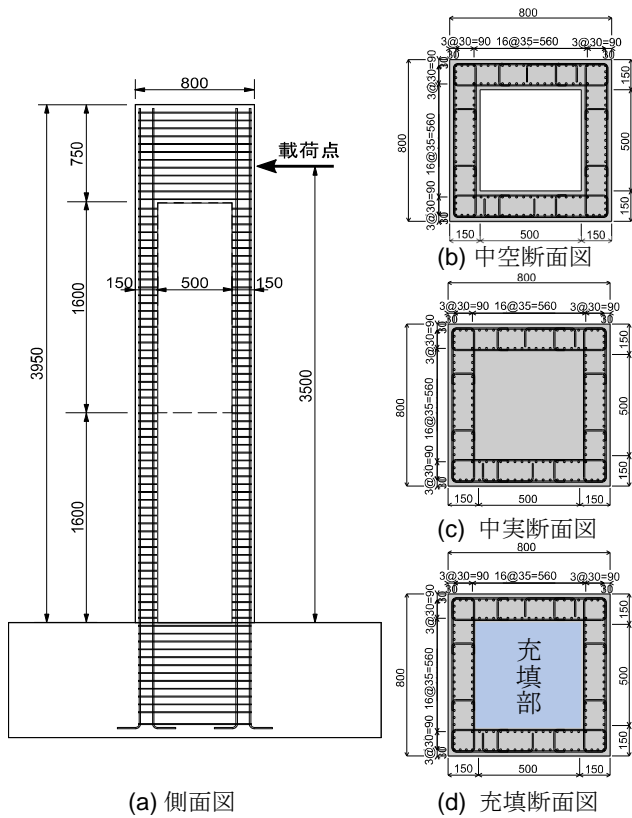


図-1 供試体概要(Unit:mm)

表-1 鉄筋の材料特性

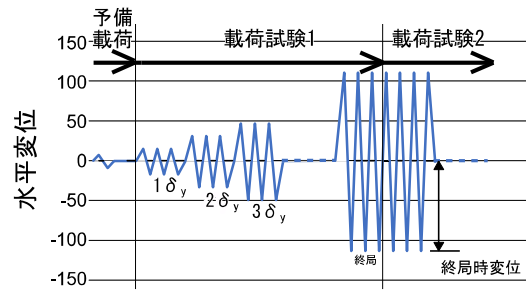
| 鉄筋の使用箇所 | 径 | 規格 | 降伏強度 (N/mm ²) | 弾性係数 (kN/mm ²) | 引張強度 (N/mm ²) | 破断伸び (%) |
|-----------|-----|-------|------------------------------|-------------------------------|------------------------------|-------------|
| 帯鉄筋・中間帯鉄筋 | D6 | SD345 | 367 | 200 | 587 | 25 |
| 軸方向鉄筋 | D10 | SD345 | 396 | 200 | 660 | 25 |

表-2 コンクリートの材料特性

| 供試体名 | 中空 | | | 基部中実 | | | 基部充填 | | | 充填部 |
|--------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | 1 | 2 | 3 | 1 | 2 | 3 | 1 | 2 | 3 | |
| リフト | 1 | 2 | 3 | 1 | 2 | 3 | 1 | 2 | 3 | 充填部 |
| 圧縮強度(N/mm ²) | 23.7 | 30.8 | 33.5 | 23.2 | 30.7 | 35.1 | 23.7 | 26.4 | 31.9 | 35.7 |



図-2 実験システム



ステップ
図-3 荷重パターン

(2) 荷重方法

図-2に本実験の実験システムを、図-3に荷重パターンを示す。本実験では、最外縁の軸方向鉄筋が初めて降伏した時点の水平変位を基準振幅 δ_y (=16mm)とし、その整数倍の水平変位において繰り返し回数3回の正負交番荷重を実施した(荷重試験1)。その際、荷重軸力は1150kNとした。

また本研究では、荷重面・荷重面裏側の軸方向鉄筋がともに座屈した時の変位を終局変位と定義し、終局後に終局変位において多数繰り返し荷重を行うことで、同一振幅下での多数繰り返し荷重が中空断面RC柱および基部充填断面RC柱の地震時性能に与える影響について検討した(荷重試験2)。

(3) 計測データ

ワイヤ式変位計により6つの断面高さの水平変位を計測、レーザー変位計によりフーチングの水平移動量を計測し、これらの差を柱部の水平変位量とした。加えて、柱側面に24の断面高さに設置した変位計により各柱高さの鉛直変位を測定し、その計測値を用いて各柱高さの柱の断面曲率を算出した(図-4)。なお、本実験では測定箇所の一部において計測不良が生じていたため、データの補完を行っている。

また、軸方向鉄筋、帯鉄筋のひずみをひずみゲージにより計測した。軸方向鉄筋のひずみは、荷重面と荷重面裏側において、外側軸方向鉄筋および内側軸方向鉄筋それぞれ3本ずつ、計12本において計測した。帯鉄筋のひずみは、荷重面、荷重面裏側、荷重側面、各面の外側および内側帯鉄筋の面中央部において計測した。

また、供試体のひび割れ損傷状況について、外面は各荷重ステップの3回目の正と負の最大変位時のタイミングでひび割れを観察し、写真撮影により記録した。さらに、中空内面にネットワークカメラを中空内部底面に設置し、常時映像をモニタリングすることにより状況を確認した。また、荷重実験終了後に、荷重面の中央から荷重面と直角方向に供試体を切断し、供試体内部の損傷状況を確認した。



図-4 鉛直変位計測の様子

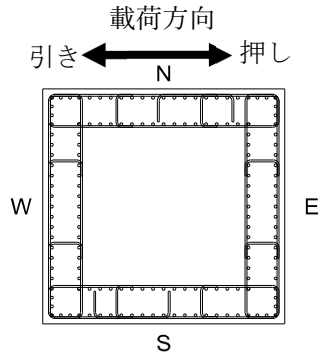


図-5 各面の名称

3. 実験結果および考察

本実験ではアクチュエータが供試体を引いている際の変位を正とし、例えば $+7\delta_{y0}$ の2サイクル目の載荷を「 $+7\delta_{y0}-2$ 」と表記することとする。また本章では、柱の損傷について述べる際、損傷の位置を柱側面の方角を用いて記述しており、図-5に柱側面の方角と載荷方向との関係を示す。

(1) 荷重－変位関係および鉛直変位－水平変位関係 (載荷試験1)

図-6に各供試体の荷重－変位関係を、図-7に各供試体の鉛直変位－水平変位関係を示す。図-6より、載荷試験1においては、3供試体いずれも履歴ループが紡錘型となっており、曲げ破壊型特有の復元力特性を示している。また、すべての供試体において、 $6\delta_{y0}$ までは概ね同様の履歴ループを示していることがわかる。しかし、中空断面供試体では $+7\delta_{y0}-3$ において軸沈下が発生し、それに伴い荷重が大きく低下した。これは、中空内面に設置したウェブカメラで撮影した映像から、中空断面供試体では $+7\delta_{y0}-3$ において圧縮側となるW面の内側軸方向鉄筋の内側座屈が発生し、それに伴って中空断面フランジ部の損傷が顕著となったことが要因であると考えられる。

一方で、基部充填断面供試体では大きな軸沈下が発生することなく安定して荷重を維持できており、基部中実断面供試体と類似した挙動を示していた。このように、基部中実断面、基部充填断面両供試体ともに載荷試験1における復元力特性は概ね同等であり、終局を迎えるまでは基部断面構造の違いによ

る耐荷性能に大きな差は見られなかった。

(2) 荷重－変位関係および鉛直変位－水平変位関係 (載荷試験2)

a) 中空断面供試体

載荷試験1の $+7\delta_{y0}-3$ で発生した急激な荷重低下および軸沈下がさらに進行した(図-6(a), 図-7(a))。ここで図-8(a)を見ると、W面側の内側軸方向鉄筋の座屈によって柱基部の内外面でフランジ部コンクリートが著しく損傷していることがわかる。一方、E面側では内側軸方向鉄筋の座屈は発生しておらず、負の変位時(E面側が圧縮領域となる時)においては急激な耐力低下は確認されなかった。このように正負の変位において荷重－変位関係の傾向に差が見られたのは、内側と外側の軸方向鉄筋が座屈した場合は両側のかぶりコンクリートが剥落するために、圧縮力に抵抗できるフランジ部のコンクリート断面積が大幅に減少するのに対して、外側の軸方向鉄筋のみ座屈している状態では、フランジ部コンクリートの大半が圧縮力に抵抗できる形で残存しているためであると考えられる。

以上より、軸方向鉄筋の内側座屈が中空断面供試体の急激な耐力低下の一因となっていることがわかった。また、この現象は、載荷変位増大によって生じたものではなく、同一振幅での繰り返し載荷によって生じたものである。そのため、柱全体が中空断面である柱構造では内側軸方向鉄筋の座屈が発生すると、最大変位が増大せずとも、その後の繰り返し応答により急激に荷重が低下する可能性がある。

b) 基部中実断面供試体

中空断面供試体が急激な耐力低下を起こした $7\delta_{y0}$ において顕著な荷重低下および軸沈下は発生しなかった(図-6(b), 図-7(b))。また、基部中実断面供試体では、 $8\delta_{y0}$ における多数繰り返し載荷を実施していないが、植村ら⁷⁾が行った中実断面RC柱に対する正負交番載荷実験によると、軸方向鉄筋が座屈した $7\delta_{y0}$ における10回の正負繰り返し載荷の後、続けて $8\delta_{y0}$ における10回の正負繰り返し載荷を実施したところ、急激な荷重低下および軸沈下は発生することなく、緩やかに耐力が低下したと報告されている。同様に、損傷が進行してもコンクリートの大半が圧縮力に抵抗できる形で残存している今回の中実断面供試体(図-8(b))においても、 $8\delta_{y0}$ において同一振幅繰り返し載荷を実施したとしても、急激な荷重低下が発生する可能性は低いと考えられる。

c) 基部充填断面供試体

基部中実断面供試体と同様、中空断面供試体が急激な耐力低下を起こした $7\delta_{y0}$ において顕著な荷重低

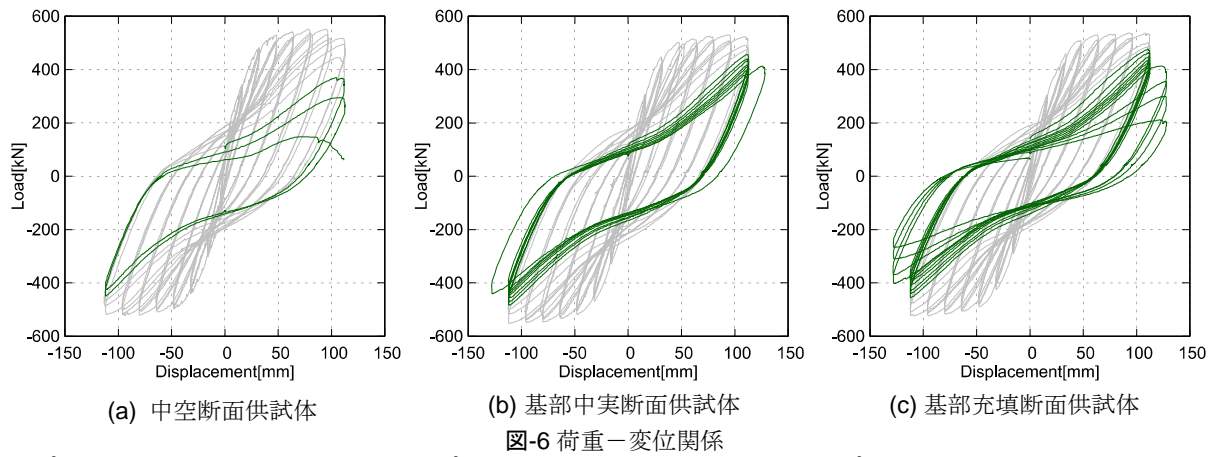


図-6 荷重—変位関係

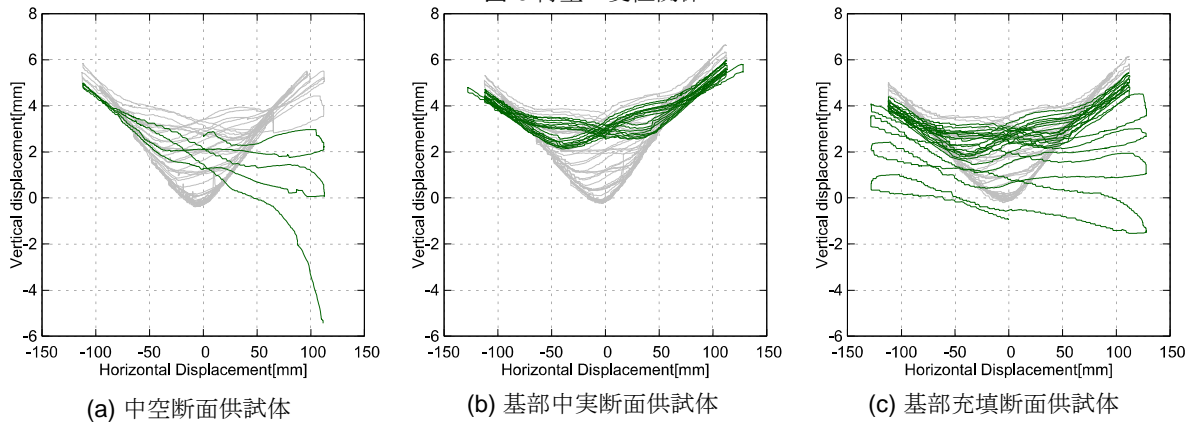


図-7 鉛直変位—水平変位関係



(a) 中空断面供試体



(b) 基部中実断面供試体



(c) 基部充填断面供試体

図-8 供試体内部損傷図

下および軸沈下は発生しなかった(図-6(c), 図-7(c)). このことから, 充填補強による曲げ変形性能向上が確認できたといえる. しかしながら, $8\delta_{y0}$ においては繰り返し荷重に伴って急激な荷重低下および軸沈下が発生し, $7\delta_{y0}$ における中空断面供試体と類似した挙動が確認された. これは, 軸方向鉄筋の座屈が発生した際, 充填コンクリート部が軸力支持に寄与せず既設部のみで圧縮力を負担した結果, フランジ部コンクリートの損傷が急激に進行したことが要因であると考えられる. 事実, 図-8(c)見ると, 軸力を支持するフランジ部コンクリートが著しく損傷しており, 軸耐荷力を喪失している様子が確認できる.

以上より, 基部充填断面供試体では, 内側軸方向

鉄筋の座屈抑制によって一定の曲げ変形性能向上効果が確認できたものの, 軸方向鉄筋座屈後の急激な軸沈下を伴う荷重低下挙動の発生は防止できないことが明らかとなった.

d) まとめ

中空断面供試体の基部を充填することで, 中空断面供試体の急激な耐力低下の要因である内側座屈を抑制することができ, 曲げ変形性能が向上することが明らかとなった.

しかしその一方で, あと施工した充填コンクリート部には軸力が伝達されないため, 基部中実断面供試体と異なり, 軸方向鉄筋座屈後の柱基部の損傷が顕著となり, 耐力が急激に低下した. よって道路橋示方書・同解説—耐震設計編—³⁾にも示されている,

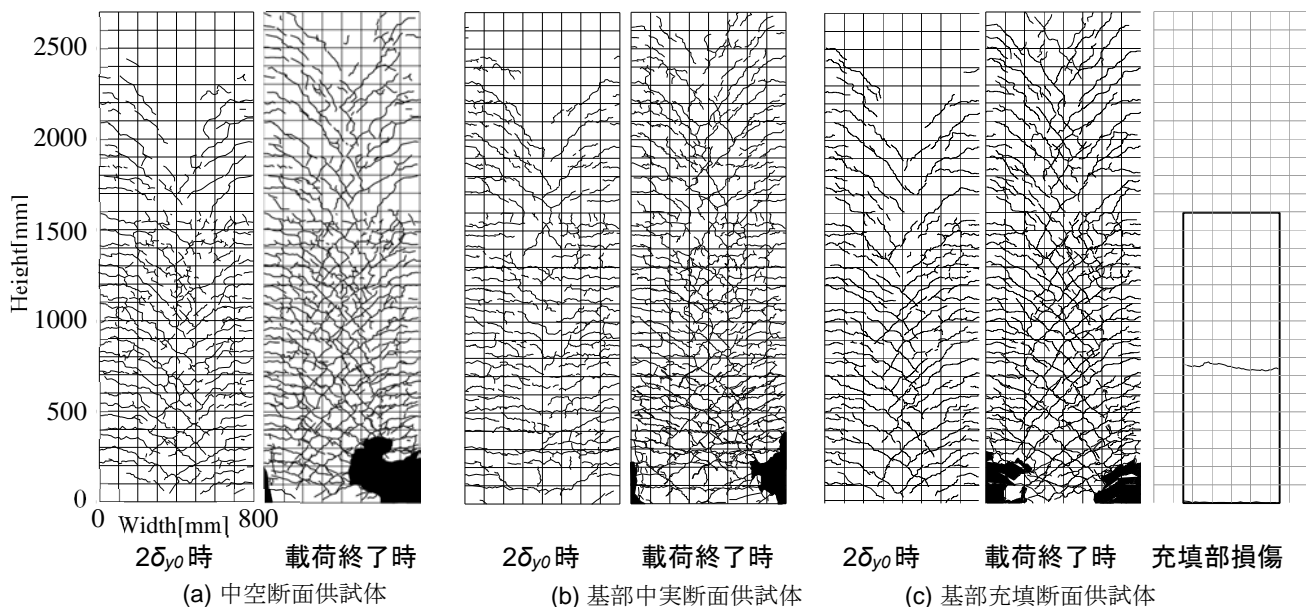


図-9 供試体側面のひび割れ図

「圧縮力を負担する壁部のコンクリートの圧縮破壊によって急激に軸耐荷力を失って最終的な破壊に至る」という現象は、コンクリート充填補強では防止できない可能性があるといえる。

(2) ひび割れ性状

図-9に各供試体側面のひび割れ図と載荷実験終了後の基部充填断面供試体を載荷面に対して直角方向に切断した際の充填部のひび割れ図を示す。全ての供試体においても、外側軸方向鉄筋の座屈は中空断面供試体のW面を除いて全て $7\delta_{y0}$ において発生しており、同一の変位振幅にて終局を迎えている。一方、断面構造が異なる柱高さ1600mm以下の領域では、各供試体間において載荷側面(N面、S面)で異なるひび割れ性状が確認された。着目すべきは、コンクリート充填により中実化した基部充填断面供試体においても、載荷側面にてフランジ部の水平ひび割れがウェブ部において斜め方向に進展するという、中空断面供試体と類似したひび割れ性状を示した点である。これは、中空断面RC柱に対してコンクリート充填をあと施工することで柱基部を中実化した高原・青木⁹⁾らの実験で確認されていた結果と類似しており、基部中実断面供試体で見られた結果とは異なるひび割れ傾向を示している。この結果から、基部充填断面供試体では充填コンクリート部が既設部のせん断抵抗へ寄与しないために、基部中実断面供試体ほどのせん断耐力は期待できない可能性があるといえる。そのため、基部が中実断面である中空断面RC橋脚の耐震性能と、コンクリート充填をあと施工することで柱基部を中実化した中空断面RC橋

脚の耐震性能を同一に評価することは適切ではないと考えられる。

(3) コンクリート充填補強と柱の軸耐荷力の関係について

図-10にN面(載荷側面)の損傷状況、断面のひずみ分布ならびに軸沈下量の関係を示す。なお、図-10における断面のひずみ分布は、載荷側面で計測した鉛直変位をもとに平面保持の仮定を用いて算出しており、断面図中の赤線の位置でのひずみ分布である。また、縦軸は変位換算ひずみ、横軸はW面(載荷側)を正とした断面高さを表している。鉛直変位に関しては、各サイクルに該当する部分のみ緑線で表している。

図-10より、中空断面供試体では内側座屈の発生した $+7\delta_{y0-3}$ において、中立軸位置がウェブ側に大きく移動してフランジ部が全圧縮状態になるとともに、大きな軸沈下が発生したことがわかる。対して、基部中実断面供試体では $7\delta_{y0}$ における繰り返し載荷に伴い、外面損傷の度合いが $+7\delta_{y0-3}$ における中空断面供試体よりも大きくなる一方で、中立軸位置に変化はなく、軸沈下も殆ど発生していない。そのため、基部中実断面供試体では外面の損傷が進行したとしても、コンクリートの大半が圧縮力に抵抗できる形で残存しているため、繰り返し載荷下においても安定して軸耐荷力を維持できていたことがわかる。

続いて、基部充填断面供試体に着目すると、繰り返し載荷に伴う外面損傷の度合いは中空断面供試体と同等またはそれ以上であるにも関わらず、中立軸位置に大きな変化が生じていないことが確認できる。

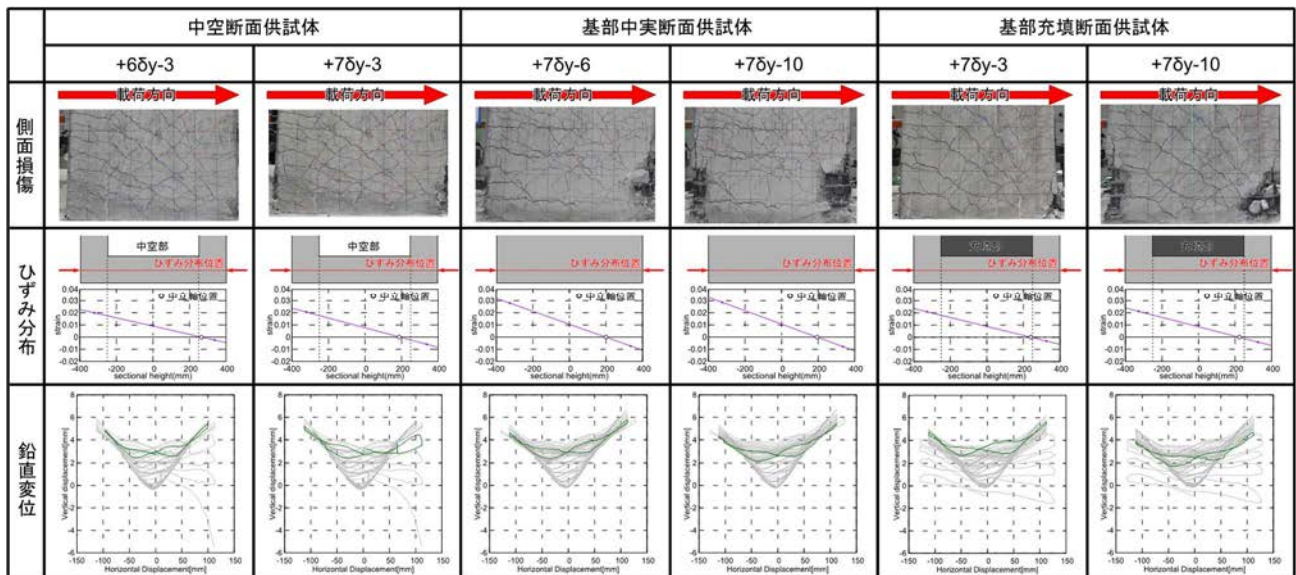


図-10 外面損傷と中立軸位置並びに軸沈下量の関係

また鉛直変位に関しても、繰り返し载荷に伴う軸沈下量は比較的小さく、同一サイクル内における軸沈下も殆ど発生していない。したがって、中空断面供試体と比較して外面損傷の程度が同等またはそれ以上であっても、コンクリート充填により内面損傷が抑制されることで、柱の軸耐荷力に明確な差異が現れているといえる。しかし、先述したように、8 δ_y 以降は繰り返し载荷に伴う急激な耐力低下が確認された。これは、载荷の進行に伴い、フランジ部における損傷が顕著になったためだと考えられる。基部中実断面供試体においては、中実部のコンクリートが圧縮力を負担するのに対して、基部充填断面供試体においては充填部が圧縮力の抵抗に寄与しないため、既設部のみで顕著に損傷が進行したと推測される。

以上により、基部充填断面供試体では充填コンクリート部によって内側座屈が抑制されることにより、フランジ部における軸耐荷力が比較的維持される一方で、载荷の進行に伴い中立軸がウェブ部に移動した際には、圧縮力を負担するコンクリート量に基部中実断面供試体と大きな差異が生じるため、中空断面供試体と同様に急激な軸耐荷力の低下は防止できない可能性が示されたといえる。

(4) 軸方向鉄筋のひずみの高さ分布

図-11に各供試体の引張時のW面外側軸方向鉄筋の高さ方向のひずみ分布を示す。なお図中の値は、W面(载荷面側)の外側に配置された3本の軸方向鉄筋のひずみを各断面高さで平均したものであり、図中の黒の実線は軸方向鉄筋の降伏ひずみの値

$\epsilon_y=0.00198$ を示している。各供試体とも3 δ_y までは主に500mmまでの高さにおいて急激に塑性化が進行し、変位振幅の増大に伴ってひずみの急増する領域が上方に拡大していく傾向が確認できる。最終的にすべての供試体においても、終局変位である7 δ_y 時にて外側軸方向鉄筋は高さ-100~1500mmの範囲で塑性化が確認された。この結果から、軸方向鉄筋のひずみの高さ分布の傾向は各供試体において類似しており、基部断面構造の違いによる軸方向鉄筋の塑性化範囲に大きな差は生じないことが確認できた。

(5) 帯鉄筋のひずみの高さ分布

本節では、ひずみゲージにより得られたデータをもとに、各供試体における帯鉄筋の高さ方向のひずみ分布について比較、考察を行う。各供試体の载荷側面の帯鉄筋の高さ方向のひずみ分布を図-12に示す。なお、図中の縦線は帯鉄筋の降伏ひずみの値 $\epsilon_y=0.00184$ を示している。

中空断面供試体では1 δ_y の時点で柱高さ0~500mmのひずみの値が増加しており、3 δ_y までは変位振幅の増大に伴い全断面高さにおいてひずみが大きく増大する様子が確認された。また、4 δ_y 以降ひずみの増大は比較的緩やかとなるが、N面外側帯鉄筋では7 δ_y において高さ500mmでのひずみが急増するとともに、降伏ひずみを上回った。同様に、7 δ_y ではひずみの値が複数の計測位置において降伏ひずみに達しており、終局時点でひずみを計測していた帯鉄筋44本のうち13本の帯鉄筋が降伏に至ったことを確認した。

一方、基部中実断面供試体では、1 δ_y の時点でひ

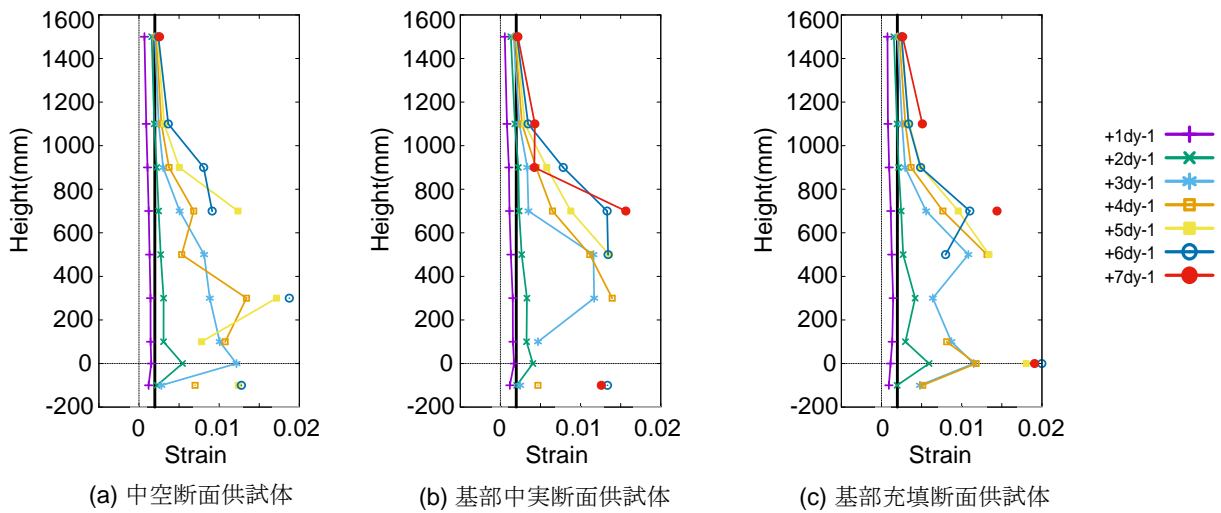


図-11 軸方向鉄筋ひずみの高さ方向分布

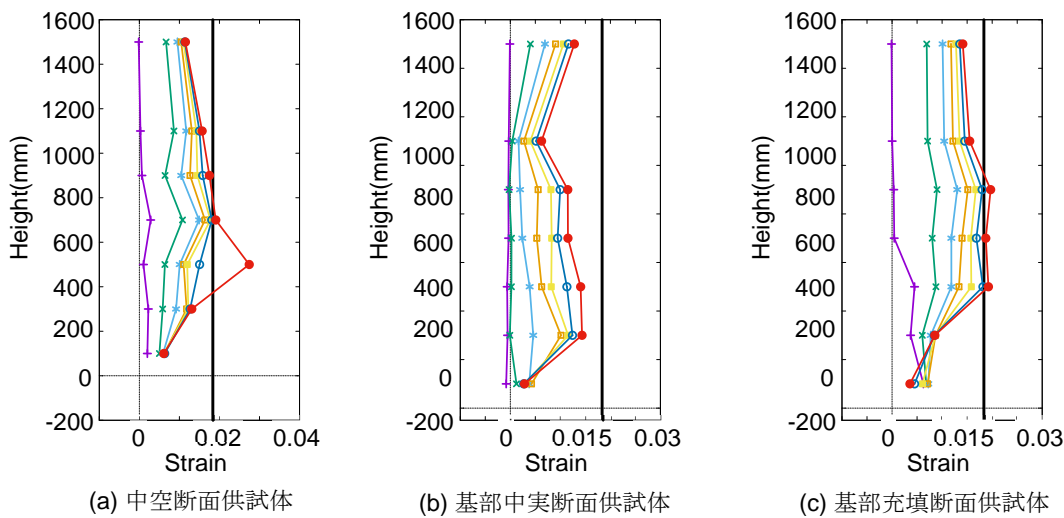


図-12 帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

ひずみの増大は確認されず、 $2\delta_{y0}$ 以降において主に柱上方からひずみの値が増大し始めていることがわかる。また、変位振幅の増大に伴いひずみは徐々に増大するものの、 $7\delta_{y0}$ におけるひずみの値は中空断面供試体と比較して全体的に小さく、終局時点において帯鉄筋が降伏に至ったのはひずみを計測していた帯鉄筋44本のうち2本のみであった。

続いて基部充填断面供試体では、 $1\delta_{y0}$ の時点で柱高さ500mmまでの範囲における帯鉄筋ひずみが大きくなり、 $3\delta_{y0}$ までは変位振幅の増加に伴いひずみが大きく増大するという、中空断面供試体と類似した傾向が確認された。 $4\delta_{y0}$ 以降、ひずみの増大は緩やかとなるが、 $7\delta_{y0}$ ではひずみの値が複数の計測位置において降伏ひずみに達し、終局時点ではひずみを計測していた帯鉄筋44本のうち11本の帯鉄筋が降伏していた。

以上より、せん断に抵抗できるコンクリート面積の減少が帯鉄筋の負担増大に繋がったといえる。事

実、3.(2)で述べたように、基部充填断面供試体では中空断面供試体と同様、斜めひび割れが多く発生していた。そこで次節にて、柱側面のひび割れ性状と帯鉄筋ひずみの関係について考察する。

(6) 柱側面のひび割れ性状と帯鉄筋ひずみの関係

帯鉄筋高さ方向ひずみ分布の内、基部中実断面供試体と基部充填断面供試体とのひずみの差が特に大きかった、N面における柱高さ878mm、1118mmの外側帯鉄筋について、そのひずみサイクル歴を図-13に示す。この図では、横軸が $+1\delta_{y0}-1$ 、 $-1\delta_{y0}-1$ 、 $+1\delta_{y0}-2$ 、...のように载荷サイクルを表しており、各サイクルで変位がピークとなる際のひずみを折れ線で結んでいる。加えて、各载荷振幅3サイクル目におけるN面柱高さ600mm~1400mmのひび割れ図を同図に示している。

図-13から、载荷側面のウェブ部において斜めひび割れが増大および進展するにつれ、帯鉄筋ひずみ

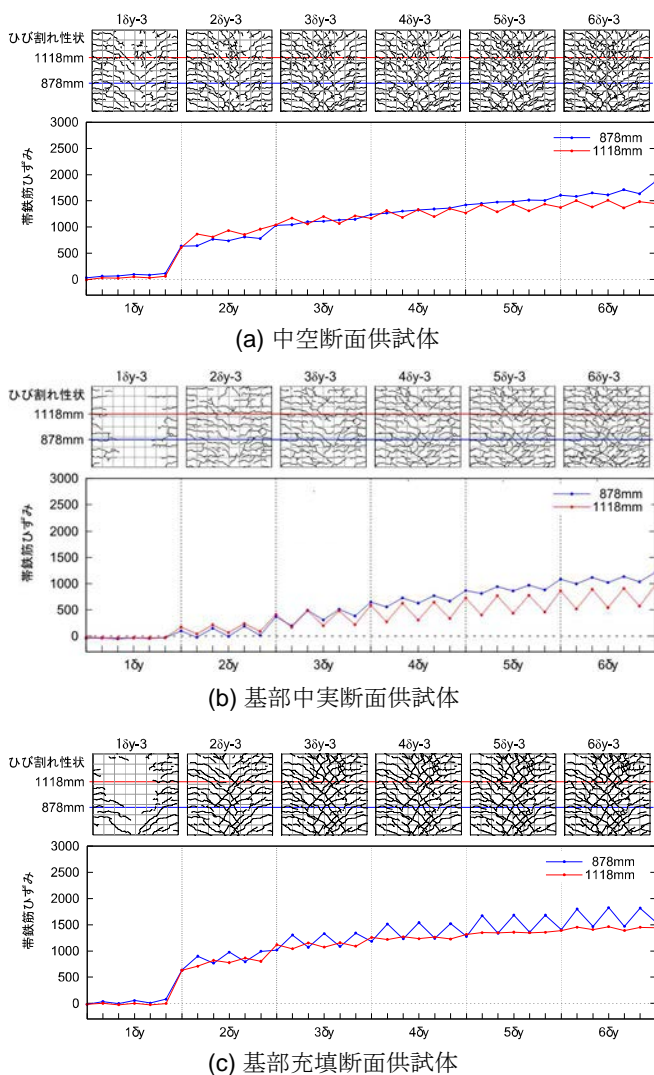


図-13 ひび割れ性状と帯鉄筋ひずみのサイクル歴の比較

も増加する傾向にあることがわかる。基部中実断面供試体では変位振幅が小さい段階では斜めひび割れは殆ど発生しておらず、主に $3\delta_{y0}$ から斜めひび割れの増大、進展に伴って帯鉄筋ひずみの値も徐々に増加している様子が確認できる。このことから、変位振幅の小さい段階では主にコンクリートがせん断力に抵抗し、その後、帯鉄筋も徐々にせん断力抵抗に寄与し始めたと考えられる。また、 $7\delta_{y0}$ 時点において帯鉄筋降伏の発生箇所が比較的少なかったことから、中実断面供試体ではせん断による変形が比較的小さかったと判断できる。

対して、基部充填断面供試体および中空断面供試体では、変位振幅の小さい段階から斜めひび割れが卓越しており、 $2\delta_{y0}$ においてひずみが大きく増加している。また、 $7\delta_{y0}$ ではひずみの値が複数の計測位置において降伏ひずみに達し、帯鉄筋の降伏に至った。この結果から、基部充填断面供試体では充填部が既設部と別々に挙動するためにせん断への抵抗に寄与せず、中空断面供試体と同様にウェブ幅の薄さ

に起因するせん断抵抗力の低下が発生したと思われる。

したがって、3.(2)でも述べた、フランジ部で発生したひび割れがウェブ面において斜め方向に進展するという結果と合わせて、基部充填断面供試体では基部中実断面供試体ほどのせん断耐力が期待できない可能性が示されたといえる。

(7) 曲げ・せん断・回転変形の影響

供試体に発生する水平変位は、曲げ変形による変位、せん断変形による変位、回転による変位の3種類の变位に分解することができる。すなわち、 δ を柱全体の水平変位量、 δ_b を曲げによる水平変位量、 δ_s をせん断による水平変位量、 δ_r を回転による水平変位量とすると、

$$\delta = \delta_b + \delta_s + \delta_r \quad (1)$$

と表すことができる。ここで、各変形に起因する水平変位量の算出方法を下記に述べる。

a) 各変形量の算定方法

● 回転変形

回転変形は軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出しによって発生する。ここで図-14に示す村田ら⁹⁾の検討を参考に、フーチングからの軸方向鉄筋の抜け出し量を算出する。軸方向鉄筋の抜け出しによる水平変位を δ_r とすると、以下の式(2)により算出することができる。

$$\delta_r = h \cdot \theta - \varphi \cdot h \cdot H \quad (2)$$

ここで、 $\theta = \frac{\Delta_t - \Delta_c}{L}$ であり、 Δ_t, Δ_c は計測区間における引張縁近傍および圧縮縁近傍の相対変位(mm)、 L は引張縁側と圧縮縁側に配置された変位計の距離(mm)、 a, h, φ は図-14に示す距離(mm)や曲率(1/m)である。

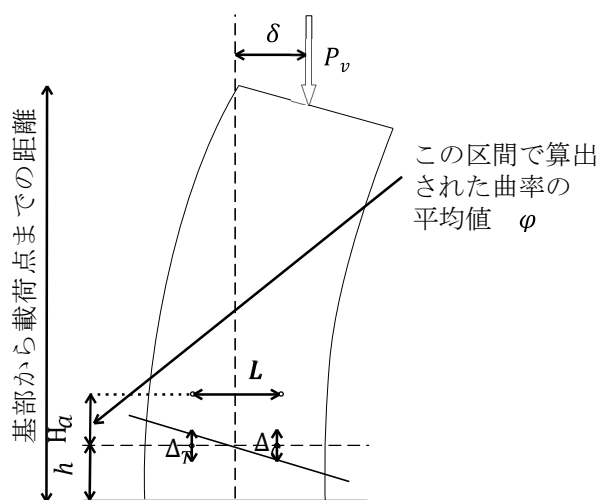


図-14 軸方向鉄筋の抜け出し変形量の算出方法

● 曲げ変形

曲げ変形による水平変位量は、以下の式(3)のように各断面曲率を柱高さ方向に積分することで算出することができる。

$$\delta_b = \sum \varphi_i(h - y_i) \Delta y \quad (3)$$

ここで、 φ_i はi番目の区間で測定された曲率、 h は基部から水平変位計測点の高さ(2500mm)、 y_i はi番目の測定区間の中心の高さ(mm)、 Δy は区間の長さ(mm)である。

● せん断変形

せん断変形量は式(1)より柱全体の水平変位量から曲げによる水平変位量と回転による水平変位量を引くことにより求めた。

b) 変形成分割合の算定結果

両供試体での柱全体の水平変位量に占める曲げ・せん断・回転による水平変位量の割合を図-15に示す。中空断面供試体ではせん断変形量が柱全体の水平変位量の約13~28%、基部中実断面供試体では約7~22%、基部充填断面供試体では約15~34%を占めており、中空断面供試体および基部充填断面供試体では基部中実断面供試体と比較してせん断による変形成分が比較的大きいことがわかる。すなわち、基部充填断面供試体では充填部が既設部と別々に挙動するためにせん断への抵抗に寄与せず、中空断面と同様にウェブ幅の薄さに起因するせん断変形成分の増大が発生したと考えられる。なお、中空断面供試体では基部充填断面供試体と比較して変位が小さい時の回転変形成分の割合が大きく、代わりにせん断変形成分の割合が低減されていることがわかる。同様に、中空断面供試体および基部充填断面供試体では、基部中実断面供試体と比較して回転変形成分の割合が大きいことが確認できる。このように各供試体によって回転変形成分が異なるのは、基部断面構造条件によって軸方向鉄筋の伸び出し量に差異が生じたためであると考えられる。しかし、本研究では伸び出し量に差異が生じるメカニズムを解明するには至らなかったため、今後さらなる検討を行っていく必要がある。

続いて、各供試体における曲げ・せん断・回転による水平変位の絶対量のグラフを図-16に示す。縦軸は各変形による変位量、横軸は载荷サイクルを表している。図-16から分かるとおり、载荷サイクルの進行につれて、各供試体いずれも曲げによる変形量が顕著に増大していることがわかる。また、基部充填断面供試体では基部中実断面供試体と比較して曲げ変形量が小さいものの、せん断変形量および回転変形量が増大しており、中空断面供試体と類似し

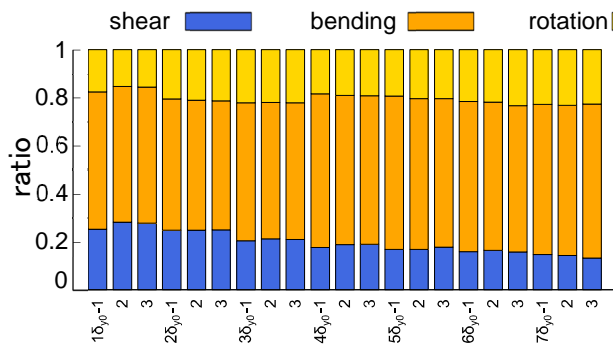
た傾向を示していることがわかる。一方で、本供試体はいずれも曲げ破壊先行型であるため、基部充填断面供試体においてせん断変形量が増大しているとはいえ、基部中実断面供試体との差異は数mmとわずかである。しかしながら、せん断破壊先行型RC柱であればせん断変形量の差異がより顕著になることも考えられるため、今後、せん断破壊先行型RC柱に対する検討を合わせて行っていく必要があると考えられる。

以上より、基部の断面構造の違いにより柱全体の水平変位量に占める各変形成分に変化が生じることが明らかとなった。特に、基部充填断面供試体においては中空断面供試体と類似した傾向が確認され、せん断変形成分が基部中実断面供試体と比較して大きいことから、コンクリート充填によるせん断抵抗力向上は見込めない可能性があるといえる。

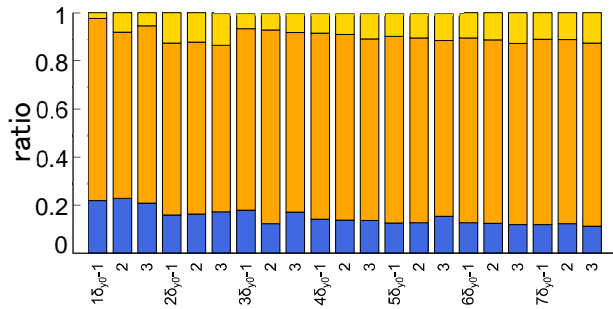
(8) 現行設計との比較

現行の道路橋示方書³⁾では、中空断面RC橋脚の問題点として、圧縮力を負担する壁部のコンクリートの圧縮破壊によって急激に軸耐荷力を失って最終的な破壊に至ることを挙げており、中空断面RC橋脚を新設する際は、「塑性ヒンジ領域とその近傍で塑性ヒンジの影響を受ける領域(高さ $4 \times L_p$)は充填とする」(L_p : 塑性ヒンジ長)と記載されている。事実、本実験においても、柱全体を中空断面とした中空断面供試体で、内側軸方向鉄筋の座屈後に急激な荷重低下を示したのに対し、中実断面と塑性ヒンジ領域とその近傍(高さ $2 \times D$)を中実断面とした基部中実断面供試体では、軸方向鉄筋の座屈以降、多数繰返し载荷を行っても急激に荷重が低下することはなく、大きな損傷が起きることもなかった。これらのことから、中空断面RC橋脚の柱基部を中実断面とすることは、柱の耐震性を考える上で重要であるといえる。

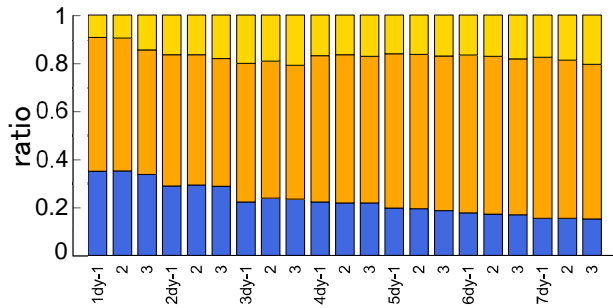
一方で、今回の実験では基部中実断面供試体、中空断面供試体ともに、柱高さ900mmまでの領域で軸方向鉄筋が大きく塑性化しており、柱の曲率に関しては、中空断面供試体が720mm、基部中実断面供試体では840mmの高さまで値が増大していた。また、軸方向鉄筋の座屈長を比較すると、中空断面供試体では300mm、基部中実断面供試体では280mmであった。ここで、現行の道路橋示方書³⁾に倣うと、基部中実断面供試体の塑性ヒンジ長 L_p は364mmと算出でき、現行の基準で中実断面とすべき柱高さは1456mmと算定される。そのため、どの高さまでの断面を中実化させるかについての現行の構造細目は安全側の規定であるといえ、橋脚部の重量低減を図



(a) 中空断面供試体

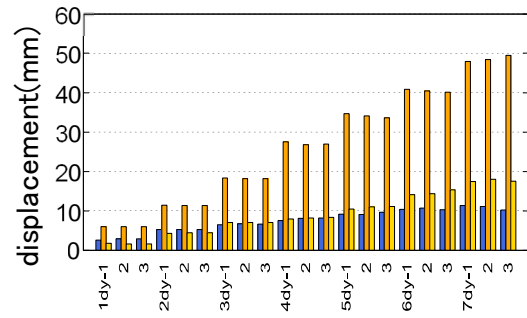


(b) 基部中実断面供試体

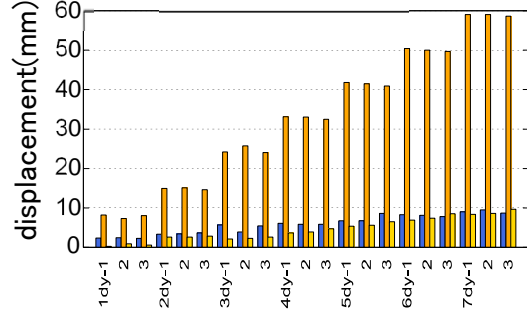


(c) 基部充填断面供試体

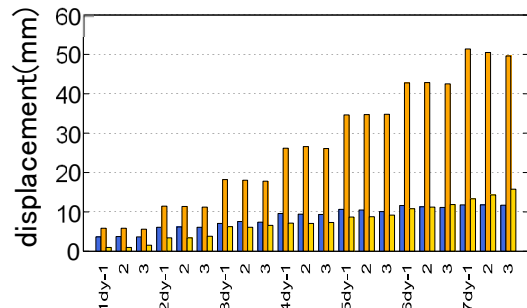
図-15 水平変位量の割合



(a) 中空断面供試体



(b) 基部中実断面供試体



(c) 基部充填断面供試体

図-16 水平変位量

るといふ点で、より合理的な中実化高さの設定が可能であるといえる。

4. 結論

本研究では、中空断面 RC 橋脚に対するコンクリート充填補強効果の把握に向けて、柱の全断面が中空である供試体(中空断面供試体)、柱基部のみ中実断面である供試体(基部中実断面供試体)、中空断面供試体に対してコンクリート充填補強を施した供試体(基部充填断面供試体)の3種類の大型 RC 橋脚模型に対して正負交番載荷実験を行い、耐荷性能の比較検討を行った。加えて、供試体終局後の変形領域における同一振幅での多数繰り返し載荷を実施し、繰り返し加力の影響による耐荷力低下挙動および破壊形態の把握を行った。以下に本研究で得られた知見を示す。

- 各振幅における繰り返し回数を3回とした正負交番載荷実験において、中空断面供試体では軸方向鉄筋の内側座屈に伴い軸沈下および耐力の低下が発生した。一方で、基部充填断面供試体においては、終局まで大きな軸沈下が生じることなく安定して荷重を維持できており、その復元力特性は基部中実断面と概ね同等であった。
- 終局変位(振幅 $7\delta_{y0}$)における多数繰り返し載荷実験にて、中空断面供試体では繰り返し載荷に伴う急激な耐力低下が確認された一方で、基部充填断面供試体では荷重低下および軸沈下が抑制されていた。これは、中空基部へのコンクリート充填により、軸方向鉄筋の内側座屈および内面かぶりコンクリートの剥落が抑制され、フランジ部の残存性が高まったためだと考えられる。事実、繰り返し載荷に伴う外面損傷の度合いが中空断面供試体以上であるにも関わらず、

中立軸位置に大きな変化は確認されなかった。したがって、コンクリート充填により内面の損傷発生を抑制することで、一定の曲げ変形性能の向上につながる事が明らかとなった。

- 基部充填断面供試体について、終局変位(振幅 $7\delta_{y0}$)では安定した挙動を示していたものの、 $8\delta_{y0}$ の繰り返し載荷によって、急激な荷重低下および軸沈下が発生し、中空断面供試体と類似した傾向が確認された。これは、充填コンクリート部が軸力の支持に寄与せず、フランジ部における損傷が顕著となったためであると考えられる。結果として、基部中実断面供試体とは軸力を負担するコンクリート断面積が異なるため、充填補強は中空断面RC橋脚特有のフランジ部圧壊による急激な軸耐荷力低下挙動の改善に寄与しないことが明らかとなった。
- 引張時軸方向鉄筋の高さ方向ひずみ分布を見ると、各供試体いずれも類似した分布を示しており、基部断面構造の違いによる軸方向鉄筋の塑性化範囲に大きな差異は生じないことが確認できた。
- 基部充填断面供試体では、載荷側面においてフランジ部の水平ひび割れがウェブ部において斜め方向に進展するという、中空断面供試体と類似したひび割れ性状を示した。また、載荷側面における帯鉄筋ひずみに着目すると、基部中実断面供試体では、載荷振幅の増大に伴いひずみが徐々に増加し、終局段階で降伏に至った帯鉄筋が少なかったことに対して、基部充填補強供試体では、変位振幅が小さい段階で急激にひずみが増大しており、終局段階では複数の帯鉄筋の降伏が確認された。さらに、コンクリート充填補強を施したとしても、全変形に占めるせん断変形成分の割合がコンクリート充填補強前の中空断面供試体と同程度であったことも確認された。そのため、充填コンクリート部と既設中空部の一体性が図られていない場合、充填部は柱のせん断抵抗向上へ寄与せず、中実断面RC橋脚と同等の柱のせん断耐力は見込めないと考えられる。

以上のことから、中空断面RC橋脚の基部をあと施工で充填断面にすることは曲げ変形性能の向上につながるものの基部中実断面橋脚と同様の変形性能は見込めないということが分かった。

謝辞： 本研究は、西日本高速道路株式会社との共同研究として実施し、一部は「2020年度京都大学と

西日本高速道路株式会社における共同研究」の助成を受けて実施した。謝意を表します。

REFERENCES

- 1) 家村浩和, 高橋良和, 田中克直, 前堀伸平: 中空断面 RC 高橋脚の耐震性能に関する載荷実験, 第 10 回日本地震工学シンポジウム, pp.2105-2110, 1998. [Iemura, H., Takahashi, Y., Tanaka, K. and Maehori, S.: Loading Tests on Seismic Performance of Hollow Section RC High Piers, *The 10th Japan Earthquake Engineering Symposium*, pp.2105-2110,1998.]
- 2) 八ツ元仁, 堺淳一, 星隈順一: 高軸力を受ける高軸方向鉄筋比の中空断面 RC 橋脚の正負交番繰り返し荷重下における破壊特性, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.69, No.2, pp.139-152, 2013. [Yasumoto, H., Sakai, J. and Hoshikuma, J.: Failure characteristics of reinforced concrete column with hollow section and high longitudinal steel ratio under high axial loading, *Transaction of the Japan Society of Civil Engineers*, Vol.69,No.2,pp.139-152,2013.]
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 2017. [Japan Road Association: *Dorokiyoshihosyo & Doukaisetsu V Taishinsekkei-hen*, 2017.]
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 2012. [Japan Road Association: *Dorokiyoshihosyo & Doukaisetsu V Taishinsekkei-hen*, 2012.]
- 5) 植木博, 佐々木一哉, 大谷真生: コンクリート充てんによる既設橋脚の耐震性向上工事, コンクリート工学, Vol37, No.3, pp.29-34, 1999. [Ueki, H., Sasaki, K. and Otani, M.: Improvement of earthquake resistance of existing piers by concrete filling, *Concrete Engineering*, Vol37, No.3, pp.29-34, 1999.]
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 1994. [Japan Road Association: *Dorokiyoshihosyo & Doukaisetsu V Taishinsekkei-hen*, 1994.]
- 7) 植村佳大, 高橋良和, 山本伸也: 軸方向鉄筋の座屈抵抗特性を変化させた RC 柱のポストピーク挙動に関する検討, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.74, No.4(地震工学論文集), pp.220-236, 2018.[Uemura, K.,Takahashi, Y. and Yamamoto, S.: Cyclic loading test of RC columns with various buckling resist of longitudinal bars, *Transaction of the Japan Society of Civil Engineers*, A1, Vol.74, No.4, pp.220-236, 2018.]
- 8) 高原良太, 青木圭一: RC 中空断面橋脚の耐震性能に関する実験的検討, 土木学会第 70 回年次学術講演会, pp.235-235, 2015. [Takahara, R. and Aoki, K.: Experimental Study on Seismic Performance of RC Hollow Section Piers, *The 70th Annual Academic Lecture of the Civil*

Engineering Society, pp.235-235, 2015.]

- 9) 村田裕志, 渡辺典男, 水谷正樹, 小尾博俊, 福浦尚之 : SD490 を用いた高鉄筋比の RC 橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.928-937, 2010.[Murata, H., Watanabe, N., Mizutani, M.

Obi, H. and Fukuura, N.: Experimental study on seismic performance of RC pier with high reinforcement ratio using SD490, *Transaction of the Japan Society of Civil Engineers*, Vol.56A, pp.928-937, 2010.]

EXPERIMENTAL STUDY ON CONCRETE-FILLED RETROFITTING USING LARGE RC PIER SPECIMENS WITH HOLLOW SECTION

Kota KADOTANI, Keita UEMURA, Ibuki AYASHIRO and Yoshikazu TAKAHASHI

Although the seismic design of hollow-section RC piers after 2012 stipulates that the base of piers should be solid, hollow-section RC piers based on earlier standards still remain. However, there is still room for further investigation as to whether RC piers with post-construction fill-in reinforcement have the same performance as solid-section RC piers. In this study, cyclic loading tests were conducted on three large RC pier specimens with a hollow section, a solid section, and a filled section. The results of the tests showed that while the filled section specimens exhibited a certain improvement in bending deformation performance, the separation of the existing section from the filled section caused a large decrease in axial load carrying capacity and an increase in the ratio of the shear deformation, which were similar to the behavior of the hollow section specimens.