設計基準外事象に対する挙動を定性的予測可能な有メナーゼヒンジＲＣ構造の開発

五島　健斗[1]・植村　佳大[2]・高橋　良和[3]

[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:goto.kent.78e@st.kyoto-u.ac.jp
[2]学生会員　工修　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: uemura.keita.35a@st.kyoto-u.ac.jp
[3]正会員　工博　京都大学　教授（〒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

本研究では，設計基準外の地震動に対しても，柱の挙動の不確定性を最小限に留める鈍構造を実現させるために，メナーゼヒンジとスパイラル筋による補強をRC柱に導入した「有メナーゼヒンジRC柱」を提案し，正負交番載荷実験を行った．その結果，有メナーゼヒンジRC柱は，設計基準外の大変形が生じた場合でも，柱基部の軸変形，せん断変形を抑制し，柱基部においてメナーゼヒンジによるヒンジ形成と軸力の負担が確認された．以上より、有メナーゼヒンジRC柱は，柱基部の損傷が進行するにつれ，メナーゼヒンジによるヒンジ機構が発現し，挙動の不確定性を低下させた鈍構造であることがわかった．これにより，設計基準外の事象に対するRC柱の定性的な挙動予測が可能となり，この構造は危機耐性向上へ向けた一つのアプローチとなるといえる．

Key Words: *Anti-catastrophe, insensitive structural system, uncertainty , RC column, Mesnager Hinge*

1. 背景

2011年に発生した東北地方太平洋沖地震以降、確保されるべき安全性がたとえ損なわれた場合でも直ちに危機的な状況に陥らないようにするべきとされる危機耐性の概念が注目されている．

従来のRC柱は，強震時に柱基部で塑性ヒンジを形成し，エネルギー吸収や変形性能の向上を図り，安全性を確保している．そのため，塑性ヒンジの性能がRC柱の耐震性能に大きな影響を与えることが知られており，これまでにも，塑性ヒンジの性能向上に向けた様々な研究が行われてきた．石橋ら[1)] は，大変形領域におけるRC柱の耐震性能向上を目的として，内巻きスパイラル構造を提案した．この内巻きスパイラル構造は，RC柱基部に内巻スパイラル筋を配置し，コアコンクリートの拘束効果を高めることで，塑性ヒンジ部の性能を向上させており，従来のRC柱に比べて，変形性能が飛躍的に向上することが確認されている．

しかしその一方で，RC柱の危機耐性を実現するためには，設計基準外の地震動により，柱基部に形成した塑性ヒンジ部の損傷がさらに進行した場合についても耐震設計の中で考慮する必要があるといえる．従来のRC柱では，設計基準外の地震動が作用した場合には，塑性ヒンジ部の損傷が無秩序に進行し，予測不能な破壊が発生する恐れがある．これは，内巻スパイラル構造においても同様である．このような設計基準外事象における無秩序な破壊の発生は，大変形時におけるRC柱の挙動の不確定性を高めることにつながり，設計基準外の地震動への対応を困難にすると考えられる．

このような状況を受けて，本研究では「鈍構造」[2)]という概念に着目した．鈍構造とは，「構造物が提供する機能の損失に対して鈍感な構造」と定義され，地震外力や構造物自身の非線形挙動などの不確実性の高い要因に対し，鈍感である構造を指す．そしてこの鈍構造は，「想定と異なる外力に対する破壊挙動の不確定性を最小限に留めた構造」と解釈することができる．破壊が進行して構造物の非線形性が高まっていくにつれ，(たとえ不安定であっても)

定まった挙動を示す構造は，設計基準外の地震への対策や復旧性を考える上で有利であると考え，RC柱の危機耐性向上に資するといえる．

そこで本研究では，設計基準外の事象に対応するために，破壊挙動の不確定性を最小限に留める構造(鈍構造) を実現し，大変形時におけるRC柱の定性的な挙動予測を可能にすることを目指す．その際，現行の耐震設計の考え方のみで設計基準外の地震動に対する安全性を確保することは困難であると考え，RC柱基部にメナーゼヒンジを配置し，塑性ヒンジ形成とは別の新たなメカニズムによって挙動の不確定性を抑制することを狙った．以下，RC柱基部にメナーゼヒンジを配置した本構造を有メナーゼヒンジRC柱と称し，正負交番載荷実験によりその耐震性能について検討する．

2. 有メナーゼヒンジRC柱

(1) メナーゼヒンジとは

メナーゼヒンジとは，Augustin Mesnager[3] により1907 年に開発された擬似ヒンジ構造で，**図-1** のように開口部に交差させた鉄筋を配置したヒンジである．軸力，せん断力の伝達を行い，また曲げモーメントの伝達を抑制することで，構造物の応答を下げることができる．一方で，メナーゼヒンジは大変形を想定して提案された構造ではなく，メナーゼヒンジを大変形が想定される部分に組み込むことは，メナーゼヒンジ本来の適用範囲を逸脱していると考えることができる．そのような中，Li ら [4]は，柱下端をメナーゼヒンジで接合している柱(ロッカー橋脚)の大変形領域における耐震性能評価を行うため，橋軸方向の載荷実験を行っている．実験の結果，メナーゼヒンジは，大変形領域においても小さな抵抗モーメントを示す優れたヒンジ特性を持つ回転変形をしていることが確認された．この結果を受け，本研究では，大変形が想定される RC 柱基部にメナーゼヒンジを組み込む場合でも，安定したヒンジ機構の発現が期待できると考えた．

(2) メナーゼヒンジの設計

メナーゼヒンジは Parsons[5]によって，理論的解法が提案され，内山ら [6]によってその計算式が誘導されている．それらは鉄筋埋込み部分のコンクリートを無視し，交差鉄筋の基部が固定された三角トラスを形成していると仮定したものである．またメナーゼヒンジなどのコンクリートヒンジは，道路構造物では支承の 1 つとして取りまとめられ，その設計

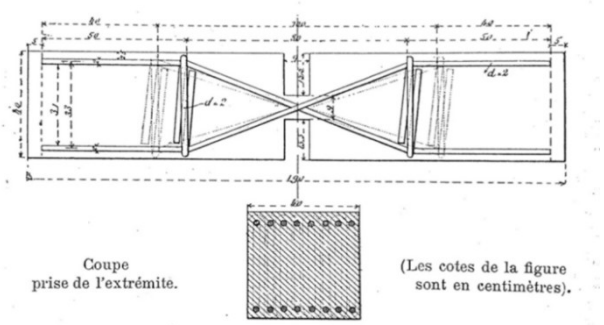


図-1 メナーゼヒンジ

基準が道路橋支承便覧 [7]に提示されている．そこでは，この内山ら [6]による計算式を参考に，簡易的な式によって鉄筋の圧縮応力度の算出式が規定されている．

$$\sigma_{sc} = \frac{N}{nAs\cos\theta} + \frac{S}{nAs\sin\theta} \tag{1}$$

ここに，Nは軸力(N)，Sはせん断力(N)，nは鉄筋本数 (本)，Asはヒンジ鉄筋1本の断面積(mm^2)，θはヒンジ鉄筋の部材軸方向に対する角度(°)である．なお**式**(2),**式**(3)より，メナーゼ筋によるコンクリートの支圧応力度が許容値を満足するような支圧幅を求める．

$$n = \frac{S}{2.5\,d^2\,\sigma_{ca}} \tag{2}$$

ここに，σ_{ca}はコンクリートの許容支圧応力度(N/mm^2)である．

$$\sigma_{ca} = \left(0.25 + 0.05\frac{P}{2d}\right)\sigma_{ck} \leq 0.5\sigma_{ck} \tag{3}$$

ここに，Pはメナーゼ鉄筋の中心間隔(mm)，dは支圧力の作用幅(mm), σ_{ck}はコンクリートの設計基準強度（N/mm^2)である．

これらの式を用いることで，メナーゼ筋の圧縮応力度，コンクリートの支圧応力度を計算し，必要な鉄筋径，支圧幅を算出することができる．

(3) 有メナーゼヒンジRC柱について

有メナーゼヒンジRC柱は，通常のRC柱にヒンジ機能を別途付加するために，**図-1**のように鉄筋をX字状に配筋した構造上のヒンジ(メナーゼヒンジ) [3]を柱基部に配置したRC柱である．通常のRC柱では，設計基準外の大変形が作用することで，柱基部の損傷が無秩序に進行し，柱の挙動の不確定性が高まっていく．それに対し有メナーゼヒンジRC柱では，設計基準内の変形には，塑性ヒンジを形成し，通常

のRC柱と同様の挙動を示した上で，設計基準外の大変形時には，柱基部における破壊性状を制御することでメナーゼヒンジにより想定したヒンジ構造へ誘導する．これにより，有メナーゼヒンジRC柱では，大変形時において定性的な柱の挙動予測が可能となる．

しかし，大変形時においてヒンジ機構を発現させるためには，RC柱の複雑で不確定な破壊挙動を適切に制御し，損傷をメナーゼ筋交叉部に集中させる必要がある．そのため，有メナーゼヒンジRC柱では，損傷が進行した際に，積極的にメナーゼ筋交叉部付近のかぶりコンクリートを損傷させ，狙った破壊モードへ誘導するための構造(**図-2**)を取り入れた．以下に破壊制御にあたっての有メナーゼヒンジRC柱の特徴を述べる．

a)　柱基部の帯鉄筋量の減少と90°フックを有する帯鉄筋の配置

有メナーゼヒンジRC柱では，塑性ヒンジとなる区間を限定化するために，塑性化を想定する区間での帯鉄筋量を通常の区間よりも小さい値に設定する．更に塑性化を想定する区間の中央部にのみ通常の帯鉄筋よりも座屈拘束力の小さい90°フックを有する帯鉄筋を使用することで，軸方向鉄筋の座屈変形の腹を塑性化を想定する区間の中央部に誘導する．

b)　メナーゼ筋曲げ加工部における断面の曲げ耐力減少による損傷箇所の誘導

有メナーゼヒンジRC柱では，メナーゼ筋の曲げ加工部において断面の曲げ耐力が減少している．通常のRC柱では，曲げ耐力が急激に変化するとその部分に損傷が集中し，思わぬ損傷が生じることが懸念される．しかし，曲げ耐力減少部分で曲げひび割れが発生し，損傷が集中するという現象は，柱基部に損傷を集中させたい本研究の狙いには適しているといえる．

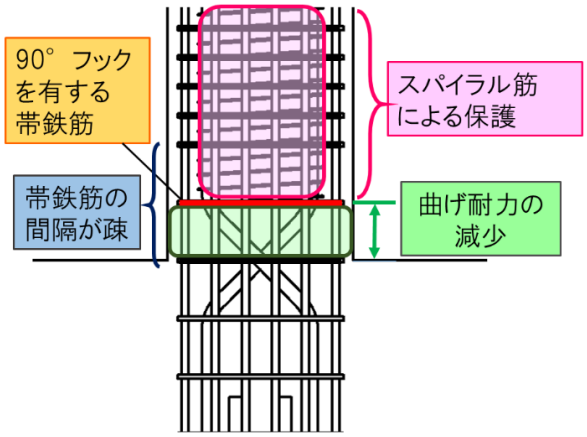


図-2　有メナーゼヒンジRC柱基部の配筋

c)　スパイラル筋による損傷の限定化

RC柱におけるスパイラル筋の配置はコアコンクリートの拘束力を高める効果を持つ．これによりコアコンクリートは無拘束の場合に比べて優れた耐力や靭性が得られることが知られており，その効果は石橋ら[1]の研究の中でも示されている．有メナーゼヒンジRC柱では，設計時に塑性化を想定している区間より上部の柱部分にスパイラル筋を配置することで，その区間のコアコンクリートを保護し，塑性化が柱上部へ進行することを防ぐ．これにより，柱の損傷を柱基部に限定化することを狙う．

以上の構造により，有メナーゼヒンジRC柱では，柱の破壊が進行していくにつれ，柱の挙動の不確定性が低下して定まった挙動を示す構造(鈍構造)を実現し，危機耐性の向上を目指す．

3. 正負交番載荷実験概要

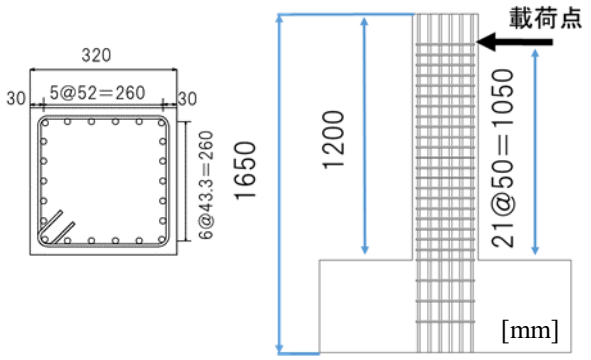
本研究では，大変形時において挙動の不確定性を最小限に留める有メナーゼヒンジRC柱に対して正負交番載荷実験を行い，柱基部での破壊性状の制御やヒンジ機構への移行などについて検討する．以下に実験についての詳細を示す．

(1)　実験供試体

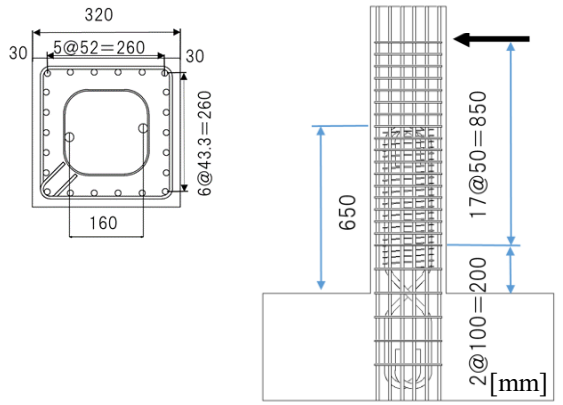
本研究において実験供試体は，現行の耐震基準を満たす通常のRC柱であるC50-STと、有メナーゼヒンジRC柱供試体であるC100-WMの2体を作成した．コンクリートには，セメントの種類が早強ポルトランドセメント，スランプ18cm，粗骨材の最大寸法15mmのものを用い，コンクリートの圧縮強度は，テストピースによる圧縮試験により34.1MPaと算出した．

a)　C50-ST

C50-STは，現行の耐震基準を満たすRC柱で，鉄道ラーメン橋を想定した供試体であり，軸方向鉄筋の座屈による曲げ破壊で終局を迎えるよう設計した．なお，帯鉄筋間隔は50mm，帯鉄筋比は0.8%，帯鉄筋間隔有効高さ比は0.172となっている．**図-4(a)**に道路橋示方書・同解説−耐震設計編[8]に基づいて算出した骨格曲線を示す．図中のプロットは，耐震性能2の限界状態に相当する変位εls2，耐震性能3の限界状態に相当する変位εls3を表している．C50-STではεls2が18mm，εls3が21mmとなっている．通常の耐震設計では耐震性能3に至るまでの挙動における安

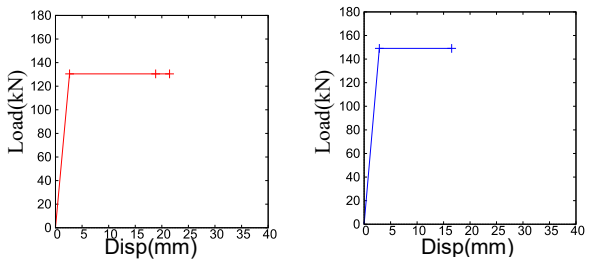


(a)　C50-ST



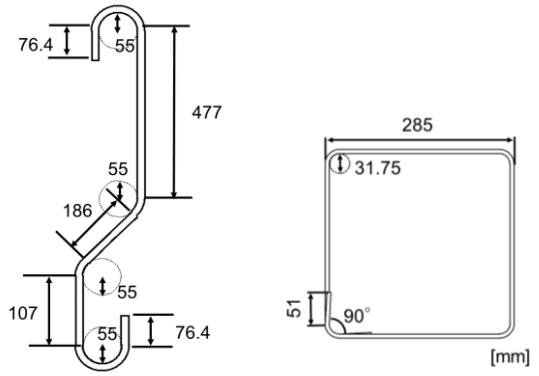
(b)　C100-WM

図-3　断面図および配筋図



(a)　C50-ST　　(b)　C100-WM

図-4　各供試体の骨格曲線



(a)　メナーゼ筋　　(b)　90°フックを有する帯鉄筋

図-5　メナーゼ筋及び90°フックを有する帯鉄筋寸法

全性を照査しており，それ以降の挙動に関しては耐震安全性が検討されていない．そのため，耐震性能3の限界状態を超える挙動は，耐震設計において設計基準外の挙動であるといえる．

b)　C100-WM

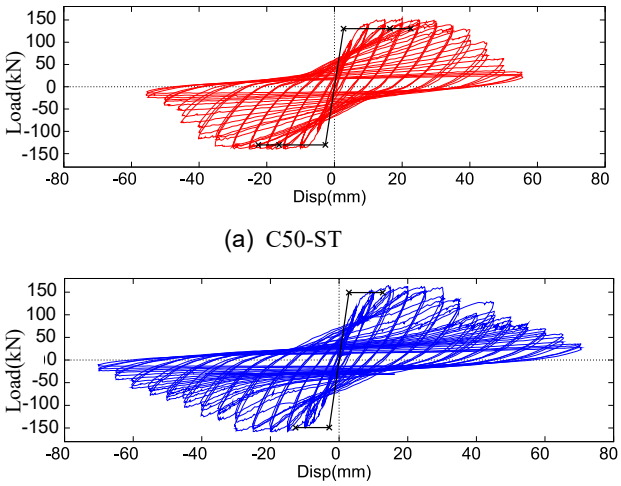
C100-WMはC50-STに対して，メナーゼ筋とスパイラル筋を軸方向鉄筋の内側に配置した有メナーゼヒンジRC柱供試体である．メナーゼ筋の交差部が柱高さ10mmの位置になるように配置し，スパイラル筋は，柱高さ100mmから上の区間に配置している．帯鉄筋間隔については，柱高さ200mmまでの区間では100mm，それより上の区間では50mmとした．また，柱高さ100mmの帯鉄筋にのみ90°フックを有する帯鉄筋を使用し，それ以外は，鋭角フックを有する帯鉄筋を使用している．**図-4(b)**に道路橋示方書・同解説耐震設計編[8]に基づいて算出した骨格曲線を示す．C100-WMでは，かぶりコンクリートが限界ひずみに達したことで終局を迎え，εls2，εls3が16mmとなっている．本供試体では，90°フックを有する帯鉄筋および，メナーゼ筋の曲げ加工部の曲げ耐力減少による柱基部の損傷位置の誘導や，大変形時におけるスパイラル筋による柱基部の損傷の限定化などといった破壊性状の制御と，メナーゼヒンジによる軸変形・せん断変形の防止とヒンジ機構の発現などについて検討する．

c)　メナーゼ筋，90°フックを有する帯鉄筋，スパイラル筋の詳細

図-5に本実験で使用するメナーゼ筋，90°フックを有する帯鉄筋の寸法を示す．メナーゼ筋には，SD345のD19の異形鉄筋を使用し，**式(1)**, **式(2)**, **式(3)**を用いて鉄筋径，支圧幅を算出し，支圧幅についてはメナーゼ筋に鉄のプレートを貼り付けて55mmとなるように調整した．スパイラル筋には，1S9.3PC鋼より線の芯線を使用した．なお，1S9.3PC鋼より線の芯材は材料試験の結果最大引張力16kNとなっており，矩形のスパイラル状にして配置した．また，スパイラル筋のピッチについては，石橋ら[1]の研究より，内巻き耐力比（内巻きスパイラルによる曲げ耐力に対するせん断耐力の余裕）が2.4程度で，ピッチが10mmから28mmの範囲でスパイラル筋を配筋することで最も効果的にコアコンクリートを保護できることが示されている．よって有メナーゼヒンジRC柱では，スパイラル筋のピッチを25mmとし，内巻き耐力比が2.4程度となるようにした．90°フックを有する帯鉄筋には，通常の帯鉄筋と同様にSD345のD6の異形鉄筋を使用し，フック先端の定着部の長さは51mm(8ϕ)とした．

(2)　載荷方法と測定データ

載荷方法は正負交番載荷とした．柱基部の軸方向鉄筋のひずみをモニターしながら載荷を行い，軸方向鉄筋の降伏した点を降伏変位δ_y(=5mm)とし，それを基準として，その整数倍の変位振幅での繰り返し載荷を行った．載荷回数は，繰り返し回数を3回とした．また載荷軸応力は約1.0MPaとした．測定データについては，供試体の各変形状態における復元力を得るため，アクチュエータに設置されているロードセルにより供試体の載荷位置における復元力及び軸力を測定した．また，供試体の載荷位置における水平変位を計測するため，供試体の載荷位置にワイヤ式変位計を設置した．



(a) C50-ST

(b) C100-WM

図-6　荷重−変位履歴関係

4.結果と考察

本章では，各供試体の正負交番載荷実験から得られた，荷重−変位関係，破壊性状，最大荷重の推移，に関して実験結果を整理し，考察を行う．その際，供試体のアクチュエータ側の面をW面(載荷面側)，その裏側の面をE面(載荷面裏側)と表記する．

(1)　荷重-変位関係

a)　C50-ST

C50-STの荷重-変位関係を図-6(a)に示す．図-6(a)より，C50-STでは，載荷振幅30mmまでは，履歴ループが紡錘型になっており，典型的な曲げ挙動を示していることが分かる．そして軸方向鉄筋の座屈を迎え，これを機に履歴ループが逆S字型に変化，さらに剛性が低下し，著しい荷重低下が発生した．その後載荷振幅55mmで載荷を終了した．また最大荷重は正負ともに載荷振幅20mmの1サイクル目で最大となり，正最大荷重が154kN，負最大荷重が140kNであった．

b)　C100-WM

C100-WMは，軸方向鉄筋座屈発生前までは，C50-STと同様に典型的な曲げ挙動を示していた．そして，軸方向鉄筋の座屈発生後は履歴ループは逆S字型へ移行し，剛性が低下したが，C50-STに比べて緩やかな荷重低下を見せた．その後，載荷振幅70mmで載荷を終了した．また，正最大荷重は載荷振幅15mmの1サイクル目で164kN，負最大荷重は載荷振幅20mmの1サイクル目で 158kN となった．

(2)　柱基部における破壊性状の制御

C100-WMでは，メナーゼヒンジによるヒンジ機構の発現のために柱基部での破壊性状を制御する工夫を施した．ここでは，C50-STとC100-WMでの破壊性状の違いを比較しながら，軸方向鉄筋の座屈発生前後の様子について検討する．

a)　C50-ST

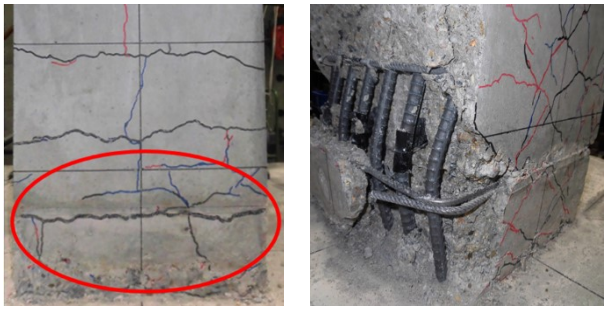
C50-STでは，柱基部に水平な曲げひび割れが発生し，その後座屈発生直前には柱基部に小さなひび割れが多数発生した．そして軸方向鉄筋の座屈を迎え，座屈発生点は，W面(載荷面側)で載荷振幅30mmの3サイクル目，E面(載荷面裏側)で，載荷振幅35mmの1サイクル目であった．軸方向鉄筋の座屈発生後は，柱基部の損傷が進むにつれてコアコンクリートが玉石状に崩壊し，載荷終了時にはコアコンクリートの損傷は柱高さ200mm付近まで及んだ．(図-8(a))

b)　C100-WM

C100-WMでは，まずメナーゼ筋の曲げ加工部である柱高さ100mmの位置に曲げひび割れが発生した(図−7(a))．その後，このひび割れが大きく開くことで，軸方向鉄筋の座屈を迎えた．座屈発生点はW面(載荷面側)，E面(載荷面裏側)ともに載荷振幅30mmの2サイクル目であった．

そして座屈発生時(図-7(b))にはこのように 90°フックを有する帯鉄筋の高さの位置が軸方向鉄筋の座屈変形の腹になっていることが確認された．これは，柱基部の水平ひび割れ発生によるかぶりコンクリートの座屈拘束力の低下と，通常の帯鉄筋よりも座屈拘束力が小さい 90°フックを有する帯鉄筋により，座屈発生位置がその位置に誘導されたことを示している．

また，軸方向鉄筋の座屈発生後から載荷終了時にかけて，かぶりコンクリートは柱高さ 300mm 付近まで剥落したが，スパイラル筋により保護された部



(a) 水平ひび割れ発生　　(b) 軸方向鉄筋座屈発生

図-7　C100-WMにおける柱基部の座屈発生前後の様子

(a)　C50-ST

(b)　C100-WM

図-8　載荷終了時の各供試体の柱基部の様子

分のコアコンクリートが損傷なく残存しており，スパイラル筋の配置によりコアコンクリートの損傷は柱高さ 100mm より下部に限定されていた．

c)　比較とまとめ

C50-ST では，軸方向鉄筋の座屈発生後，柱基部のコアコンクリートが大きく損傷し，柱高さ 200mm 付近まで損傷が進展していた．一方 C100-WM では，90°フックを有する帯鉄筋とメナーゼ筋の曲げ加工部における曲げ耐力の減少により軸方向鉄筋の座屈発生位置が誘導され，その後は柱高さ 100mm より上部に配置したスパイラル筋によって柱基部の損傷が限定化された．以上より，C100-WM では，軸方向鉄筋の座屈発生以降の柱基部での破壊性状が適切に制御され，メナーゼ筋の交叉部への損傷の集中が図られたことが確認された．

(3)　柱基部での軸変形，せん断変形の防止とヒンジ機構への移行

各供試体の柱基部での軸変形，せん断変形について検討する．

a)　C50-ST

C50-STでは，軸方向鉄筋の座屈発生後，載荷振幅40mm以降の挙動で柱基部でのせん断変形が生じた．このせん断変形は載荷振幅が大きくなるにつれて増加し，載荷振幅55mm終了時には約40mmのせん断変形が確認された．また軸変形についても，載荷振幅45mm以降で大幅な増加がみられ，載荷振幅55mm終了時には21.6mmの沈下が確認された（**図-11(a)**）．

b)　C100-WM

C100-WM では，軸方向鉄筋の座屈発生後，かぶりコンクリートが剥落し，柱基部のコアコンクリートの損傷が進んだ状態においてもせん断変形は確認されなかった．（**図-10**）

軸変形についても，C50-STで軸変位の増大が起こった載荷振幅45mm以降も大きな変化は見られず，沈下量は最大で3.9mmであった．また載荷振幅65mm以降では，軸方向鉄筋の破断が発生したが，その際も大きな軸変形，せん断変形は発生しておらず，メナーゼヒンジにより，柱基部の軸変形，せん断変形が防止されている様子が確認された．

c)　比較とまとめ

塑性ヒンジ部では安定して軸力とせん断力が伝達され，柱基部での軸変形とせん断変形が防止されている必要がある．しかしC50-STでは，塑性ヒンジ部の損傷が進むにつれ，柱基部において軸変形およびせん断変形といった無秩序な破壊が発生した．一方，C100-WMでは，大変形時において，柱基部でのせん断変形，軸変形が防止され，メナーゼヒンジによるヒンジ機構の発現が確認された．

(4)　メナーゼヒンジにかかる軸力，曲げモーメント及びヒンジ機構への移行

ここでは，メナーゼヒンジにかかる軸力と曲げモーメントを，メナーゼ筋交叉部のひずみデータをもとに算出し、メナーゼヒンジによるヒンジ機構への移行について，より詳細な検討を行う。

鉄筋は完全弾塑性体のバイリニア型と仮定し，ひずみデータから求めた断面のひずみ分布からメナーゼ筋が発揮する応力及び曲げモーメントを算出した．ただし，W面側（載荷面側）のメナーゼ筋のひずみゲージにデータ欠損がみられたため，ここではE面側（載荷面裏側）のメナーゼ筋でのひずみデータを用い

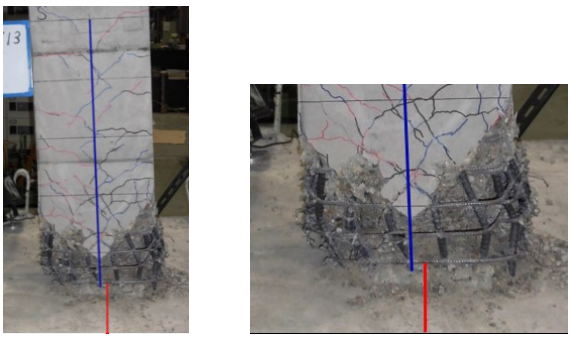


図-9　C50-STにおける柱基部のせん断変形の様子

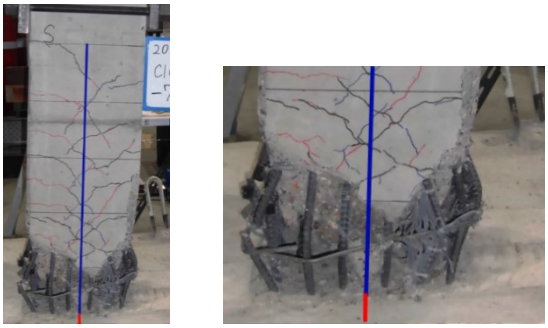


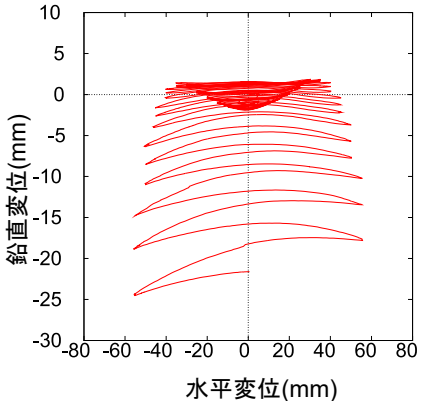
図-10　C100-WMにおける柱基部での
せん断変形防止の様子

て考察していく．

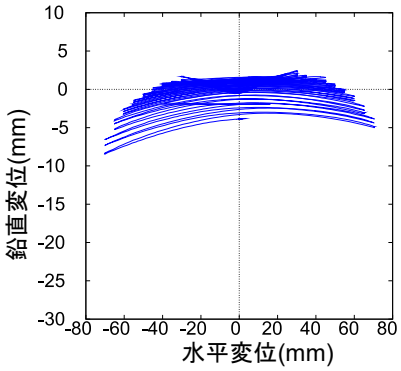
図-12(a)はメナーゼ筋にかかる曲げモーメントを示している．図-12(a)より，求めた曲げモーメントを柱にかかる水平力に換算すると0.1kN程度となり，実際に柱にかかる水平荷重に比べて極めて小さな値となっていることが分かる．従ってメナーゼヒンジの曲げモーメントによる柱の挙動への影響は少ないと考えられ，これによりメナーゼヒンジが小さな抵抗モーメントを示す優れたヒンジ特性をもつ回転変形をしていることが確認された．

続いてメナーゼ筋にかかる軸力のグラフについて検討する．図-12(b)は，メナーゼ筋にかかる軸力を示している．グラフ中のY軸の正の部分ではメナーゼ筋が引張力，負の部分では圧縮力が発揮していることを示している．図-12(b)から，軸方向鉄筋の座屈発生を機に，メナーゼ筋の発揮する応力が次第に圧縮側に転じていることが分かる．これは変形が大きくなり柱基部の損傷が激しくなると，メナーゼ筋が柱にかかる軸力の一部を負担していることを示している．これによりC100-WMでは軸変形が抑制されたと考えられる．

4．(3)と本節より，C100-WMでは，柱基部の損傷が進行した大変形時において，メナーゼヒンジが柱基部での軸変形，せん断変形を防止した上で，曲げモーメントの伝達を抑制しており，メナーゼヒンジによるヒンジ機構が発現したことがわかった．

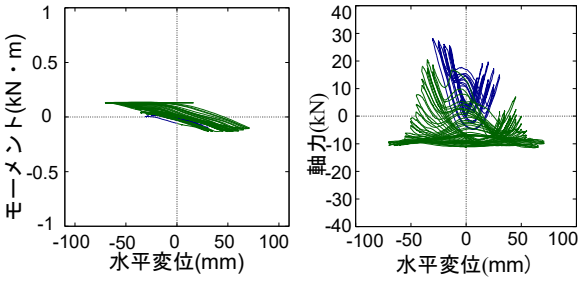


(a)　C50-ST



(b)　C100-WM

図-11　各供試体の水平変位-鉛直変位関係



(a) 曲げモーメント　(b) 軸力

図-12　メナーゼ筋にかかる曲げモーメント，軸力

従って，C100-WMは，設計基準外の大変形時においては，挙動の不確定性を最小限に留める安定したヒンジ機構へ移行することが確認された．

(5)　軸方向鉄筋の挙動の安定による荷重低下改善

軸方向鉄筋の座屈発生後，C50-STでは，著しい荷重低下が発生していたのに対し，C100-WMでは，荷重低下が緩やかになっていた．4. (2) で述べたように，この際C50-STでは，柱基部におけるせん断変形が発生していたが，C100-WMではせん断変形が防止されていた．ここで柱基部でのせん断変形と軸方向鉄筋の引張抵抗力発揮との関係を図-13，図-

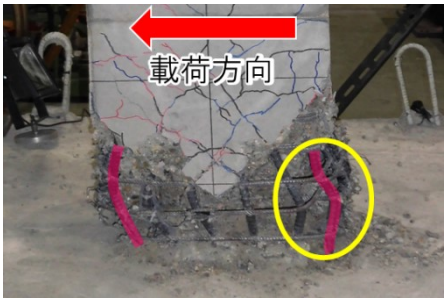


図-13　C50-STにおける軸方向鉄筋の様子

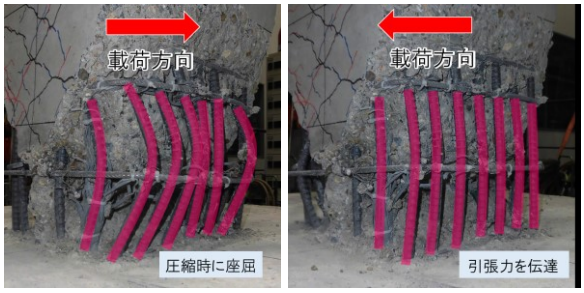


図-14　C100-WMにおける軸方向鉄筋の様子

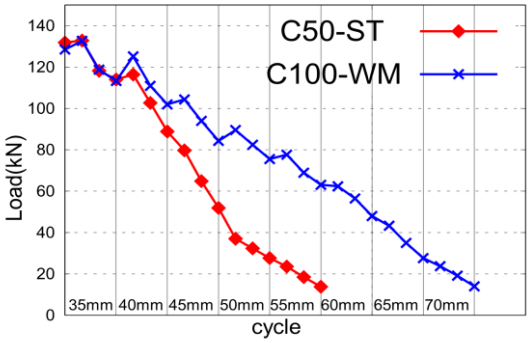


図-15　載荷振幅35mm以降の最大荷重の推移の比較

14に示す．C50-STでは，柱基部での横ずれが発生したことで，**図-13**のように圧縮により座屈した軸方向鉄筋が，引張側に転じても曲がったままとなっており引張力が発揮できておらず，これにより顕著な荷重低下が発生したと考えられる．一方，C100-WMでは柱基部での横ずれ防止により，**図-14**のように圧縮により座屈した軸方向鉄筋が，引張側に転じた際にまっすぐになり引張抵抗力を発揮し，これにより軸方向鉄筋座屈後のRC柱の荷重低下が改善されたと考えられる．これは，軸方向鉄筋の座屈後の柱の荷重がピンチング的に増加していることからも判断できる．以上より，柱基部でのせん断変形が防止されることで，座屈した軸方向鉄筋の挙動が安定し，引張抵抗力が発揮され，その結果，軸方向鉄筋座屈後の荷重低下改善につながることがわかった．以上の結果から，有メナーゼヒンジRC柱では，設計基準外の変形領域において，柱の耐力を緩やかに低下させながら，ヒンジ機構による定まった挙動へ移行することが可能であることがわかった．

5. 結論

本研究では，大変形時においても破壊性状が制御され，最終的にメナーゼヒンジによるヒンジ機構へ移行し，挙動の不確定を最小限に留めた鈍構造が実現できる構造として，「有メナーゼヒンジRC柱」を提案し，その耐震性能を検証した．以下に，本研究で得られた知見を示す．

- 有メナーゼヒンジRC柱は，軸方向鉄筋の座屈発生前における挙動では，通常のRC柱と同傾向の荷重‐変位関係を示した．そのため，有メナーゼヒンジRC柱は，設計基準内の変形に対しては，通常のRC柱と類似した挙動を示すことがわかった．
- 有メナーゼヒンジRC柱では，メナーゼ筋の曲げ加工部の曲げ耐力減少と，その部分に配置した90°フックを有する帯鉄筋による効果により，その位置に柱の損傷を集中させることができた．その結果，軸方向鉄筋の座屈発生位置をその位置に誘導することに成功した．
- 標準RC供試体では，軸方向鉄筋座屈後，柱基部のコアコンクリートの損傷が進展し，柱高さ200mm付近まで玉石状に破壊されていた．一方，有メナーゼヒンジRC柱では，スパイラル筋が柱上部のコアコンクリートを保護することで，塑性部の柱上部へ進行を抑制した．その結果，柱に大変形に加わった場合も，柱の損傷をスパイラル筋の配置区間より下の部分に限定化できることが分かった．
- 標準RC供試体では，柱の大変形時における柱基部周辺の損傷の進行により，柱基部において軸変形およびせん断変形といった無秩序な破壊が生じていた．それに対し，有メナーゼヒンジRC柱では，標準RC供試体に比べ，大変形時における柱基部の軸変形，せん断変形が大幅に抑制された．さらに，柱基部において，メナーゼ筋にかかる軸力及び曲げモーメントの検討により，メナーゼ筋の交差部を支点としたヒンジ機構が明確に発現している様子が確認された．このことから柱基部にメナーゼヒンジを配置することで，大変形時においても，安定したヒンジ機構が発現し，定まった挙動を示すことが確認された．
- 標準RC供試体では柱基部にせん断変形が生じ

ることで，座屈した軸方向鉄筋が引張力を発揮することができず，結果としてRC柱の顕著な荷重低下につながった．一方，有メナーゼヒンジRC柱では柱基部に配置されたメナーゼヒンジにより，柱基部でのせん断変形が防止されるため，軸方向鉄筋座屈後のRC柱の挙動が安定し，座屈した鉄筋の引張抵抗力が発揮された．その結果，軸方向鉄筋座屈後のRC柱の荷重がピンチング的に増加していることが確認でき，標準RC供試体に比べ，荷重低下改善効果が確認できた．

以上より有メナーゼヒンジRC柱は，設計基準外の大変形が生じた場合でも，RC柱の破壊性状を適切に制御し，柱基部の軸変形・せん断変形を防止しながら，最終的にヒンジ機構へ移行する構造であることが確認された．よって有メナーゼヒンジRC柱は，柱基部の損傷が進行するにつれ，破壊挙動の不確定性が低下するという点で鈍構造であるといえる．つまり，破壊時の定性的な挙動予測が可能な構造であり，これは危機耐性向上へ向けた一つのアプローチとなることがわかった．

謝辞： 本研究の一部は一般財団法人大成学術財団および科学研究費補助金基盤研究(B)18H01522 の助成を受けて実施した．謝意を表します．

参考文献

1) 石橋忠良，菅野貴浩，木野淳一，小林薫，小原和宏：軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の地震時変形性能，コンクリート工学論文集，Vol.20，No.2，pp.1-12， 2009.
2) 高橋良和，日高拳：不確定性の高い地震作用に対する構造戦略としての鈍構造の提案とその適用事例に関する一考察，土木学会論文集A1，Vol．70，No.4，pp.535-544，2014.
3) Mesnager：Experiences sur une semi-articulation pour voutes en B´eton arm´e，Annales de Ponts de Chaussees，2，pp.180-201，1907.
4) Li,S., Ikawa,Y., Ohshiro,T., Takahashi,Y., and Hashinoki, M.：An examination of the seismic performance of rocker pier bridges in Japans oldest expressway, Proc. of International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, 2016
5) Parsons，D.E. and Stang，A.H.：Test of Mesnager hinges，Journal of ACI，Vol.31，No.1， pp.304-325，1935.
6) 内山実：メナーゼ鋏の圧縮試験について，土木学会誌，Vol.23，No.5，pp.471-487，1937.
7) 日本道路協会: 道路橋支承便覧, 2004.
8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編，2012

DEVELOPMENT OF RC STRUCTURE WITH MESNAGER HINGE CAPABLE OF PREDICTING BEHAVIOR QUALITATIVELY FOR BEYOND DESIGN BASIS EVENTS

Kento GOTO, Keita UEMURA and Yoshikazu TAKAHASHI

In this study, we propose a RC pillar reinforced by Mesnager Hinge and spiral muscle, and performed Cyclic loading test. This structure have a insensitive structural system that keeps the uncertainty of the behavior of the column to a minimum even against earthquake beyond the design basis, and enable behavior prediction of RC columns.As a result, the RC pillar with Mesnager Hinge suppressed the axial deformation and the shear deformation of the column base and formed a hinge at the column base even when a large deformation beyond the designed basis occurred.

From the above results, it was found that the RC pillar with Mesnager Hinge has a structure in which the hinge mechanism by the Mesnager Hinge appears and the uncertainty of the behavior declines as the damage of the column base progresses. Therefore, it is possible to predict the behavior of pillars, and this structure can be said to be one approach toward improving Anti-catastrophe.