

論文 座屈拘束鉄筋を用いた柱構造の正負交番載荷実験

武田 篤史*1

要旨：東北地方太平洋沖地震以降，危機耐性という考え方の導入が提唱されており，危機耐性を実現するための技術が求められている。そこで，危機耐性に寄与する冗長性を大幅に向上しうる構造として，座屈拘束鉄筋を用いた柱構造を考案した。本構造は，軸方向鉄筋の一部に鋼管をかぶせ，軸方向鉄筋の座屈を抑制するものである。本論文においては，その成立性を確認する目的で行った正負交番載荷実験について示す。実験の結果，本構造は，通常 RC 構造に比して，変形性能を向上できること，鉛直力支持性能に優れていること，および鉄筋破断まで良好なエネルギー吸収性能を示すことが確認できた。

キーワード：危機耐性，座屈拘束鉄筋，耐震設計，正負交番載荷実験

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震以降，危機耐性という考え方の導入が提唱されている^{1),2),3)}。危機耐性は様々な定義・解釈がなされているが，著者らは「BDBE(Beyond Design Basis Event = 設計基準外部事象)に対しても社会への影響をより小さくする性質」と定義し，その対応方法を「第1段階：BDBEの回避と低減」「第2段階：構造機能の冗長性確保」「第3段階：コラプスコントロール（崩壊制御）」「第4段階：影響波及の抑制」の4段階に整理している⁴⁾。危機耐性の導入を進めるためには，各段階に対して必要な技術を進展させる必要があるが，本論文では，「第2段階：構造機能の冗長性確保」に着目し，BDBEが生じても保持すべき機能が喪失しにくくなる冗長性を確保した柱部材を実現しようとするものである。

柱構造の冗長性向上は，基本的には変形性能向上によってなされるものであり，これまでも多くの研究がされている。その最も基本的な方法は，帯鉄筋量を増加させることであるが，帯鉄筋の増加による変形性能の向上には限界がある⁵⁾。石橋ら⁶⁾は，危機耐性が提唱される以前より内巻きスパイラル構造を開発している。これは，柱コアコンクリート内にスパイラル筋を埋め込むなどした構造で，すでに多くの構造物に適用されている。しかし，最大耐力時変位が通常 RC 構造より小さくなるため通常 RC 構造と同様に設計することは困難であり，最大耐力以降のエネルギー吸収が小さいという課題もあった。また，五島らは柱コアコンクリート内にメナーゼヒンジを埋め込むことで変形性能向上を試みており⁷⁾，藤倉らはコアコンクリート内に CFT を埋め込んで変形性能の向上を図るとともに地震後の軸方向鉄筋取替が容易である構造を提案している⁸⁾。しかし，これらの構造は，柱基部に設置するデバイスが大がかりであり，冗長性の向上という目的に照らし合わせると，より低コストな構造が望まれる。

このような中で，著者は，危機耐性に寄与する冗長性を大幅に向上しうる構造として，座屈拘束鉄筋を用いた柱構造を考案した。本論文においては，座屈拘束鉄筋を用いた柱構造の成立性を検討するために行った，正負交番載荷実験の結果を示す。

2. 座屈拘束鉄筋を用いた柱構造

2.1 構造概要

一般に RC 構造の地震による曲げ破壊は，軸方向鉄筋の降伏後，軸方向鉄筋が座屈することに伴って進展する。そこで，軸方向鉄筋の座屈を拘束するために，基部の軸方向鉄筋に鋼管をかぶせることとした。鋼管は軸圧縮力が作用して座屈することを防ぐため，内外面に突起のない構造用鋼管を用いる。なお，座屈拘束鉄筋はコンクリートに対してアンボンドとなるが，全ての軸方向鉄筋がアンボンドとなると，基部に発生する1本のひび割れのみが開き，そのひび割れに変形が集中する。このような局所的な損傷を防ぐために，最小鉄筋量相当の軸方向鉄筋は鋼管をかぶせないボンド鉄筋とすることとした。図-1に本提案構造のイメージを示す。

軸方向鉄筋に鋼管をかぶせる構造としては，平石らが提案する降伏機構分離型鉄筋コンクリート構造⁹⁾がある。

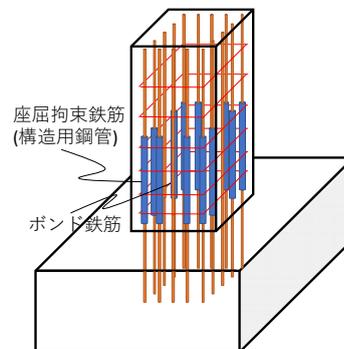


図-1 座屈拘束鉄筋を用いた柱構造

*1 (株)大林組 技術研究所構造技術研究部 主任研究員 博士(工学) (正会員)

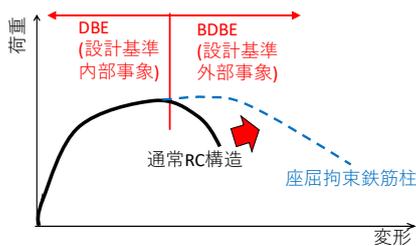


図-2 荷重変位関係のイメージ

しかし、降伏機構分離型鉄筋コンクリート構造は、鋼管と軸方向鉄筋の一体化や鋼管外面でのコンクリートとの付着の必要などから、施工性やコストの面で課題を有する。本提案構造においては、冗長性の向上に主眼を置くことから、コストの上昇を最小限に抑えるために、単に鋼管をかぶせるだけとした。

また、全ての軸方向鉄筋をアンボンドとすることにより、変形性能の増大やせん断破壊の防止につながるなどの研究もなされている¹⁰⁾¹¹⁾¹²⁾。しかし、アンボンド化によるひび割れや変形の局所化は、エネルギー吸収能の低下や座屈範囲の縮小をもたらすことが指摘されている¹⁰⁾。また、一般的な橋梁構造物においてはひび割れが生じる基部は埋め戻しにより地中となるため、震災後の点検において損傷を確認するのが困難である。そこで、本構造においては、全ての鉄筋をアンボンドとはしなかった。なお、一部の鉄筋をアンボンド化することは、川島らも検討しており、全ての軸方向鉄筋を付着させた通常RC構造と全ての軸方向鉄筋をアンボンド化させた場合との中間的な挙動を示す¹⁰⁾とされている。

2.2 本構造の狙い

本構造は、前述の通り BDBE (設計基準外部事象) に対する冗長性確保を目的とする。そのため、図-2 に示す通り、設計基準内 (DBE: 設計基準内部事象) における挙動は通常 RC 構造とほとんど変えずに、設計限界変位以上の変位に対しての耐倒壊性能を高めようとするものである。DBE における性能向上を図るものではないため、コストは最小限でなければならない。そこで、座屈拘束鉄筋の鋼管を加えるだけにとどめた。

鋼管は、軸方向鉄筋の座屈を抑制することにより、かぶりコンクリートの剥落を遅らせたり、耐力低下の勾配を緩やかにすることを期待する。さらに、繰返し載荷に対して鋼管内で軸方向鉄筋が圧縮・引張降伏することにより、良好なエネルギー吸収性能、すなわち紡錘形の荷重-変位履歴を期待する。

3. 実験方法

3.1 試験体

(1) 試験体の構造

試験体は、通常 RC 構造と比較するため、武村・川島

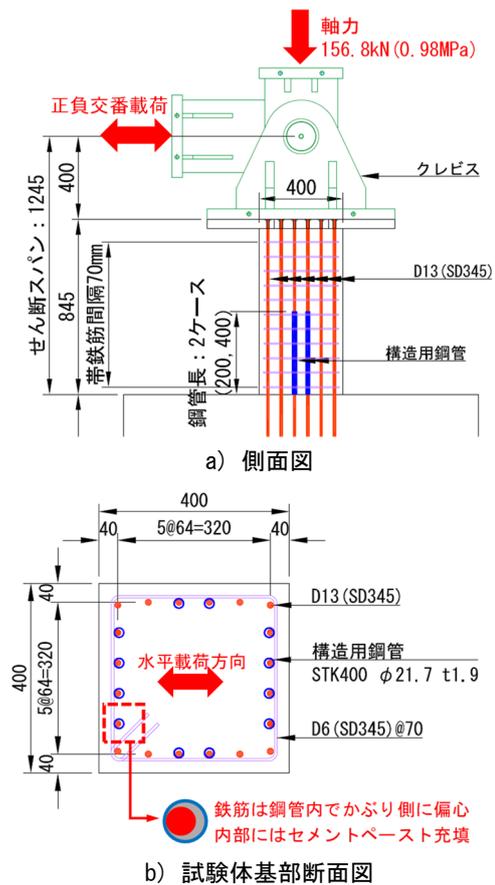


図-3 試験体諸元および荷重方法

の実験¹³⁾と同様の諸元を基本とし、座屈拘束鉄筋用の鋼管を加えた。武村・川島の実験の一部は、平成 24 年道路橋示方書¹⁴⁾に示される変形性能評価の根拠データとされる土研資料¹⁵⁾においてデータソースの一つとされており、一般性のある諸元である。

試験体諸元を図-3 に示す。せん断スパン比 a/d は 3.46、軸方向鉄筋比 p_l は 1.58%、せん断補強筋比 p_w は 0.23% であり、曲げ破壊型の構造である。ボンド鉄筋は、最小鉄筋量相当とし、最外縁においては帯鉄筋の拘束が大きい角部に配した。

座屈拘束鉄筋用の鋼管は、構造用鋼管 STK400 の $\phi 21.7\text{mm}, t1.9\text{mm}$ とした。内径 $\phi 17.9\text{mm}$ に軸方向鉄筋 D13 を挿入するため、5mm 程度の余裕があるが、鉄筋がかぶり側に偏芯するように設置した。これは実構造物において耐久性上必要なかぶりを確保しつつ有効高さが最も大きくなるようにするためである。座屈鋼管の内部には、セメントペーストを充填した。これは、宇佐美らの座屈拘束ブレースに対する全体座屈防止条件式¹⁶⁾より 5mm 程度の余裕を空洞とすることにより全体座屈の危険性があると判断したものである。ただし、RC 構造内の座屈拘束鉄筋と座屈拘束ブレースは境界条件などが異なっているため、鋼管内部の充填が必要かどうかは今後の課題である。

表-1 材料試験結果

a) 鋼材

部位	サイズ	鋼種	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
軸方向鉄筋	D13	SD345	363	546	204
帯鉄筋	D6	SD345	351*	563	198
鋼管	φ21.7,t1.9	STK400	475*	504	202

*0.2%オフセット耐力

b) セメント系材料

部位	試験日	材齢 (d)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
柱	No.1 載荷日	29	34.3	25.3
	No.2 載荷日	36	33.7	26.6
充填セメントペースト	No.1 載荷日	35	42.8	-
	No.2 載荷日	42	実施せず	-

鋼管の位置は、フーチング上面からとした。鋼管の長さ L は、実験パラメーターとし、No.1 試験体は $L=200\text{mm}$ ($0.5D$, D は断面高さ)、No.2 試験体は $L=400\text{mm}$ ($1.0D$) とした。

(2) 使用材料

鋼管は、コンクリートや充填セメントペーストとの付着を除去するために、内外面に油性グリスを塗布した。

セメントペーストは、セメント、石灰石粉末および水を練り混ぜて製造した。収縮により鋼管内面での付着が減少することを期待して、収縮低減剤は使用しなかった。

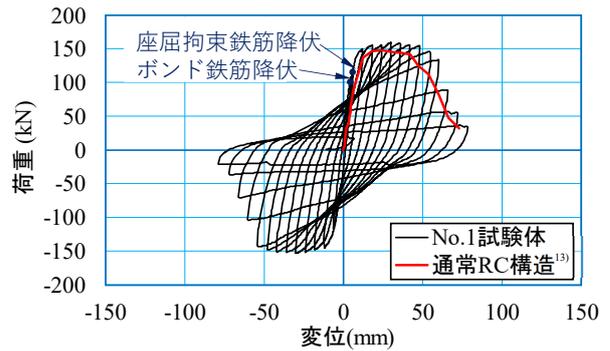
鋼材およびセメント系材料の材料試験結果を表-1 に示す。鋼管は、ダンベル型に成型せずに、鋼管形状のまま引張試験を行った。充填セメントペーストは、十分な材齢であることから No.2 試験体載荷日には強度試験を実施しなかった。

比較対象とする武村・川島の実験におけるコンクリートの圧縮強度は、 35.7N/mm^2 と示されている¹³⁾。鋼材の材料強度は文献¹³⁾には記載がないが、土研資料¹⁵⁾より軸方向鉄筋、帯鉄筋の降伏強度はそれぞれ 363N/mm^2 , 368N/mm^2 と推測される。従って、本実験と武村・川島の実験¹³⁾における材料強度にはほとんど差がなく、特別な換算等を行わずに比較が可能である。

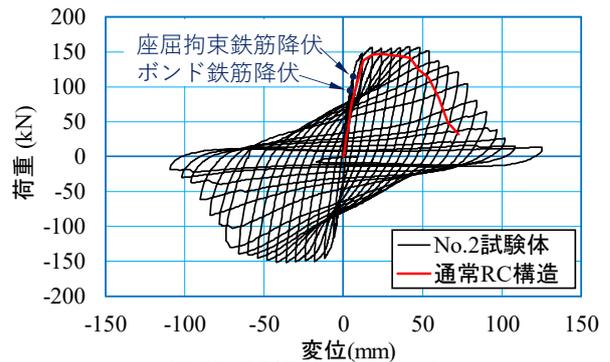
3.2 載荷方法

載荷方法も、武村・川島の実験¹³⁾に合わせ、一定の鉛直荷重 156.8kN (0.98N/mm^2) を与えた状態で、正負交番繰返し載荷を行った。

正負交番載荷は、基本変位 δ_0 の整数倍で各 1 サイクルの載荷とした。武村・川島の実験¹³⁾においては、基本変位を初降伏変位の計算値 δ_y としているが、本論文では座屈拘束鉄筋を付加したことにより降伏変位が変化するため δ_0 と表すが、値は武村・川島の実験¹³⁾と同様の 6mm とした。繰返し回数を 1 回としたのは、大変形域での低サイクル疲労などを考慮したためであり、武村・川島の実験における「タイプ 2」¹³⁾に相当する。



a) No. 1 試験体 ($L=0.5D$)



b) No. 2 試験体 ($L=1.0D$)

図-4 荷重-変位関係

表-2 初降伏点

試験体	初降伏耐力(kN)		初降伏変位(kN)	
	ボンド鉄筋	座屈拘束鉄筋	ボンド鉄筋	座屈拘束鉄筋
No.1($L=0.5D$)	101.3	115.0	4.5	6.0
No.2($L=1.0D$)	94.8	114.7	4.2	6.2
通常RC計算値	113.0		3.3	

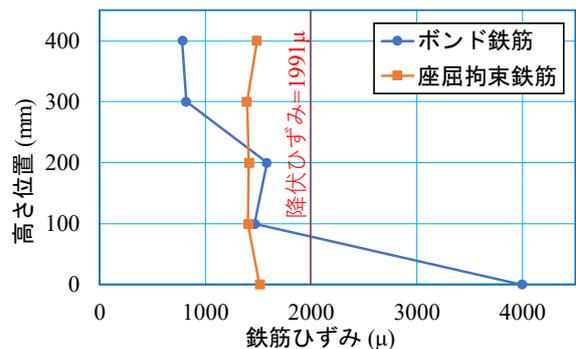


図-5 鉄筋のひずみ分布 (No. 2 試験体, $1\delta_0$)

4. 実験結果

4.1 荷重-変位関係と破壊過程

荷重-変位関係を図-4 に示す。通常 RC 構造と示しているのは、武村・川島の実験結果¹³⁾である。

いずれの試験体も、ボンド鉄筋が降伏した後に座屈拘束鉄筋が降伏した。表-2 に、材料強度に No.1 試験体載荷時の試験値を用いて道路橋示方書⁵⁾に従い平面保持の過程に基づき計算した通常 RC 構造の降伏耐力との比較

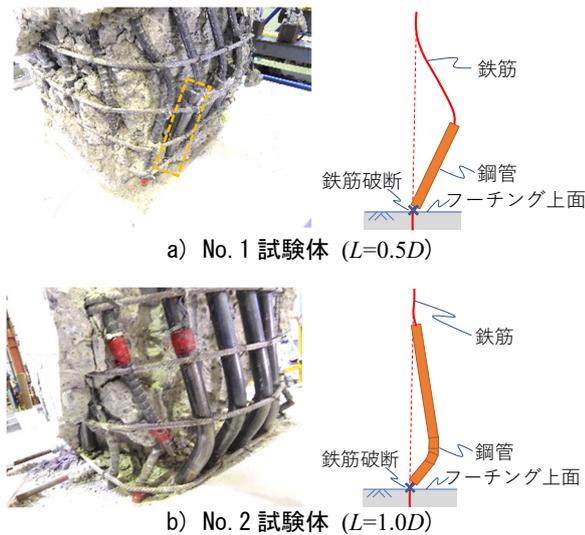


図-6 座屈拘束鉄筋の変形

を示すが、いずれの試験体も、ボンド鉄筋は通常 RC 構造より小さい荷重で、座屈拘束鉄筋は通常 RC 構造よりも大きい荷重で降伏していることがわかる。これは、図-5 の鉄筋ひずみ分布に示される通り、座屈拘束鉄筋がアンボンドでありその区間でひずみが平均化されるため、座屈拘束鉄筋の降伏が遅れ、その分ボンド鉄筋の負担が大きくなったことによるものである。なお、初降伏変位については、計算値においてフーチングからの伸び出しの影響などが考慮されていないため、参考値として記載したものである。また、武村・川島の実験¹³⁾は変形性能に着目したものであり、軸方向鉄筋降伏時の荷重値の記載はなく、降伏変位が計算値に対して非常に大きな値であることの説明もないため、初降伏点の比較は行わなかった。

最大荷重には、No.1 試験体(L=0.5D)が $5\delta_0$ (変位 $\delta=30\text{mm}$)で、No.2 試験体(L=1.0D)が $6\delta_0$ ($\delta=36\text{mm}$)でそれぞれ到達した。この時点におけるひび割れは、基部のひび割れが比較的大きく開いていたものの、座屈拘束鋼管を配置した範囲内にもひび割れが発生しており、ボンド鉄筋のひび割れ分散効果が確認された。

最大荷重後、ボンド鉄筋はいずれの試験体においても、 $9\delta_0$ ($\delta=54\text{mm}$)程度で通常 RC と同様の座屈が生じ、 $12\delta_0$ ($\delta=72\text{mm}$)程度で破断した。

座屈拘束鉄筋の挙動は両試験体で大きく異なっていた。No.1 試験体(L=0.5D)では、 $10\delta_0$ ($\delta=60\text{mm}$)程度で図-6a)に示す形状で座屈が生じた。すなわち、鋼管の下端及び上端の位置で鉄筋が大きく屈曲し、鋼管上端が最もはらみ出す形状での座屈であった。その結果、 $13\delta_0$ ($\delta=78\text{mm}$)程度で鋼管下端位置で鉄筋が破断し、大きく耐力が減少した。

No.2 試験体(L=1.0D)では、ボンド鉄筋の座屈・破断に伴い、耐力が下がりながらも、 $12\delta_0$ ($\delta=72\text{mm}$)までは座屈

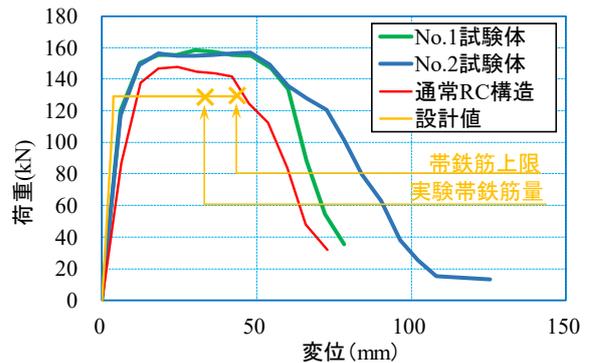


図-7 スケルトンカーブの比較

拘束鉄筋に大きな変化はなかったが、 $13\delta_0$ ($\delta=78\text{mm}$)で $1.0D$ を超える範囲のかぶり剥落が生じた。これは、図-6b)に示す変形が生じたためである。鋼管に貼付したひずみゲージにおいて大きな軸ひずみは計測されていないことから座屈ではなく、曲率に沿って曲げ変形を受けたものである。この曲げ変形によって、鋼管下端において鉄筋が大きく屈曲することとなり、 $15\delta_0$ ($\delta=90\text{mm}$)以降鉄筋破断が生じた。

4.2 変形性能

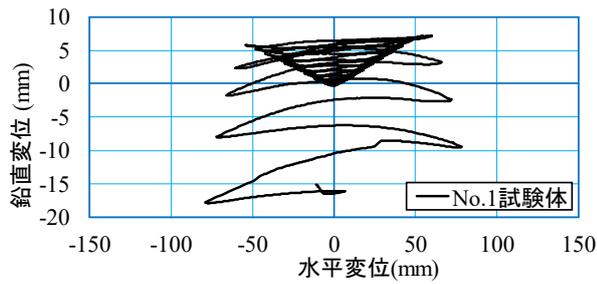
荷重変位関係のスケルトンカーブについて、通常 RC 構造¹³⁾および設計値との比較を図-7に示す。

No.1 試験体(L=0.5D)と No.2 試験体(L=1.0D)は、 $10\delta_0$ ($\delta=60\text{mm}$)まではおおむね同様であり、その後の座屈拘束鉄筋の変形状況によって差が出ていることがわかる。

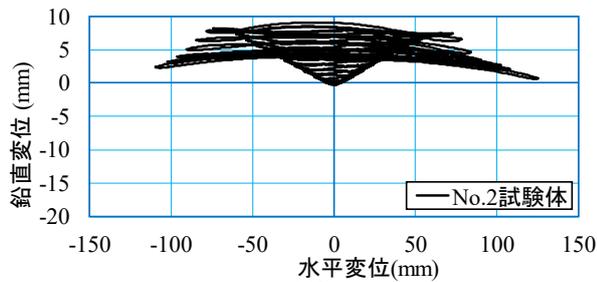
通常 RC 構造と比較すると、最大耐力付近における耐力が安定していることや、明確な耐力低下が始まる変位が大きくなっていることがわかる。また、No.2 試験体(L=1.0D)については、最大耐力後の耐力低下勾配も若干緩やかである。最大耐力の差については、理由が明確ではないが、本構造は座屈拘束による圧縮鉄筋の確実な降伏が影響している可能性がある。

設計値は道路橋示方書⁵⁾に基づいて、荷重-変位関係を計算した。材料強度にはNo.1 試験体載荷時の材料試験結果を用い、安全係数は考慮していない。図中、限界状態 3 (耐荷力を完全には失っていない状態の限界) に達する点をプロットしているが、実験の帯鉄筋量に対して求めた点に加えて、帯鉄筋量を最大限としたときの点も示している。本構造や通常 RC 構造の限界状態 3 は、荷重が設計耐力(地震時保有水平耐力)まで低下した点とすることができる。限界状態 3 の設計変位は通常 RC 構造よりも小さく、算定式自体に安全性が考慮されていることがわかるが、帯鉄筋を最大限加えたとしても、本構造の変形性能のほうが優れていることが想定される。

本実験では、両試験体とも $10\delta_0$ ($\delta=60\text{mm}$)以降に座屈拘束鉄筋が変形し、鋼管下端における鉄筋屈曲部が発生したことにより、最大耐力後の耐力低下勾配に関して通常 RC 構造と大きな差異を与えることができなかった。鉄



a) No. 1 試験体 (L=0.5D)



b) No. 2 試験体 (L=1.0D)

図-8 鉛直変位-水平変位関係

筋の屈曲による破断を防止することができれば、より緩やかな耐力低下勾配を実現できるものと考えられる。

4.3 鉛直力支持性能

鉛直変位と水平変位の関係を図-8 に示す。鉛直変位は上方を正としている。

いずれの試験体も、 $10\delta_0$ ($\delta=60\text{mm}$)程度まではひび割れの発生に伴い水平変位の増加とともに鉛直上方に伸びあがっている。しかし、No.1 試験体(L=0.5D)では、座屈拘束鉄筋の座屈が発生した $10\delta_0$ ($\delta=60\text{mm}$)以降、鉛直変形が下方に進んでおり、最終的に荷重前に比して 18mm 程度の沈下が生じた。このような沈下は、一般的な通常 RC 構造でも見られる挙動であり、水平耐力の低下とともに鉛直力支持性能も喪失するものである。

一方、No.2 試験体(L=1.0D)では、座屈拘束鉄筋の変形発生時の $13\delta_0$ ($\delta=78\text{mm}$)以降、伸びあがる挙動は見られなくなるものの、水平耐力が最大耐力の 5%程度まで低下している $20\delta_0$ ($\delta=120\text{mm}$)においても、鉛直変位が荷重前に比して沈下する挙動は見られなかった。これは、座屈拘束鉄筋の鋼管が鉛直力を支持したためである。水平耐力の低下に伴って発生する曲げ圧縮が低下していることや鉛直荷重が比較的小さいことにも起因しているが、座屈拘束鉄筋の鋼管は変形していても座屈していないことから鉛直力支持が可能であったと考えられる。

危機耐性の観点からすると、社会への影響をより小さくできる構造物として、鉛直力支持性能は重要である。橋脚自体の水平耐力がほとんど喪失していたとしても、橋台にもたれかかるなどの形で倒壊を免れる可能性はあり、その時に鉛直力を支えられるかが重要だからである。

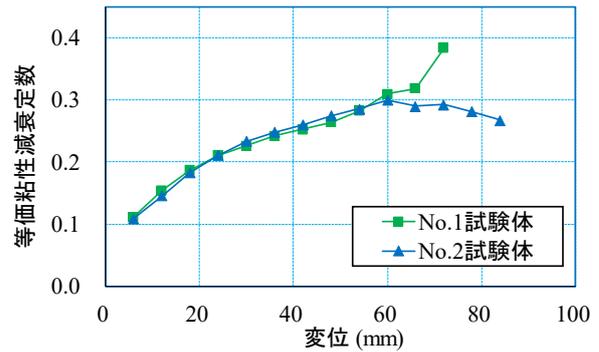


図-9 等価粘性減衰定数

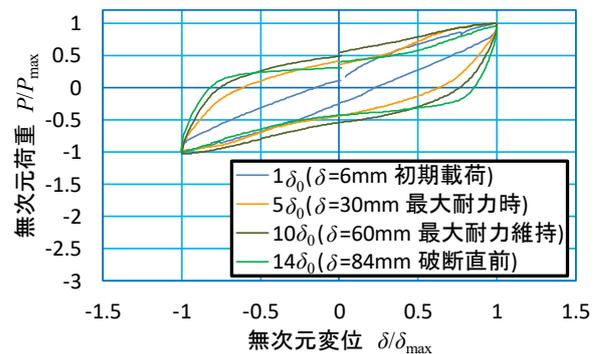


図-10 荷重変位履歴形状 (No. 2 試験体)

本実験の結果、座屈拘束鉄筋を座屈させなければ、倒壊まで鉛直力支持性能を失わないことが分かった。

4.4 エネルギー吸収性能

本構造の狙いの一つである良好なエネルギー吸収性能に関して、図-9 に各荷重サイクルにおける等価粘性減衰定数を示す。良好なエネルギー吸収性能は、座屈拘束鉄筋の圧縮・引張降伏に起因するものを期待しているため、座屈拘束鉄筋の破断前のサイクルまでを示している。

No.1 試験体(L=0.5D)では、 $11\delta_0$ ($\delta=66\text{mm}$)で耐力が大きく低下するまで等価粘性減衰定数が上昇し続けていることがわかる。なお、 $12\delta_0$ ($\delta=72\text{mm}$)では、不自然に上がっているが、これは負側で耐力が急減少したことに起因しているものであり、エネルギー吸収性能の増加を示すものではない。

No.2 試験体(L=1.0D)では、ボンド鉄筋の破断によって耐力が低下しても、等価粘性減衰定数はほとんど低下することなく、座屈拘束鉄筋の破断までほぼ同等の値となった。等価粘性減衰定数を決定づける荷重-変位関係の履歴形状を図-10 に示す。 $1\delta_0$ ($\delta=6\text{mm}$)のほか、最大耐力時の $5\delta_0$ ($\delta=30\text{mm}$)、最大耐力程度を維持した最大変位の $10\delta_0$ ($\delta=60\text{mm}$)、座屈拘束鉄筋破断直前の $14\delta_0$ ($\delta=74\text{mm}$)の各ループに関して、正側の最大荷重および最大変位で無次元化して表している。すなわち、等価粘性減衰を求める際の分母をそろえて示したものである。変形に占める

弾性変形分が大きい $1\delta_0(\delta=6\text{mm})$ は履歴吸収エネルギーが小さいのは当然であるが、最大荷重に到達する $5\delta_0(\delta=30\text{mm})$ に比して、 $10\delta_0(\delta=60\text{mm})$ はより大きな履歴吸収エネルギーを示しており、座屈拘束鉄筋破断直前の $14\delta_0(\delta=74\text{mm})$ までその形状はほとんど変わらない紡錘形を示している。一般に、通常 RC 構造で軸方向鉄筋が座屈すると、履歴形状が逆 S 字になることを考慮すると、座屈拘束鉄筋の鋼管が曲げで変形を受けた後も鉄筋の圧縮・引張降伏が繰り返されていたものと考えられる。

以上より、座屈拘束鉄筋破断まで良好なエネルギー吸収性能を発揮することが明らかとなった。

5. まとめ

危機耐性に寄与する冗長性を向上しうる構造として、座屈拘束鉄筋を用いた柱構造を考案し、その成立性を検討するために、正負交番載荷実験を行った。本実験によって得られた結論を以下に示す。

- a) 本構造は、最大耐力を迎えた後、ボンド鉄筋の座屈や破断などによってボンド鉄筋分の耐力低下が生じ、最終的には座屈拘束鉄筋の変形や破断が生じて耐力が大幅に減少する。
- b) 本構造は通常 RC 構造に比して、最大耐力付近における耐力を安定させることや、明確な耐力低下が始まる変位を大きくすることができる。さらに、鉄筋の屈曲による破断を防止することができれば、最大耐力後の耐力低下勾配も緩やかとできる可能性がある。
- c) 本構造によって得られる変形性能は、通常 RC 構造に帯鉄筋を最大限加えたときより大きくできる可能性が高い。
- d) 座屈拘束鉄筋を座屈させなければ、倒壊まで鉛直力支持性能を失わない。
- e) 本構造は、座屈拘束鉄筋破断まで良好なエネルギー吸収性能を発揮する。

今回は、成立性を確認するための実験であり、ディテールについてはより適切な構成があるものと考えられる。今後は、構造の改善を行ったうえで、定量的な評価を行う予定である。

参考文献

- 1) 土木学会 東日本大震災フォローアップ委員会 原子力安全土木技術特定テーマ委員会原子力土木委員会：原子力発電所の耐震・耐津波性能のあるべき姿に関する提言(土木工学からの視点)(案), 2013.7
- 2) 本田利器, 秋山充良, 片岡正次郎, 高橋良和, 野津厚, 室野剛隆:「危機耐性」を考慮した耐震設計体系一試案構築にむけての考察一, 土木学会論文集 A1

- (構造・地震工学), Vol.72, No.4, pp.I_459-I_472, 2016.5
- 3) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 2012.9
- 4) 武田篤史, 西村隆義: 橋梁耐震を対象とする危機耐性の概念整理, 土木学会安全問題討論会'19, 講演概要集, 2019.11
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 平成 29 年, 2017.3
- 6) 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正負交番載荷実験, 土木学会論文集, No. 795/5-68, pp. 95-110, 2005.8
- 7) 五島健斗, 植村佳大, 高橋良和: 設計基準外事象に対する挙動が定性的に予測可能な埋め込みメナーゼヒンジ RC 構造の開発, 土木学会論文集 A1, Vol.75, No.4, I_506-I_519, 2019.9
- 8) 藤倉修一, 忍田祥太, 臼井祐太, NGUYEN Minh Hai, 中島章典, 浦川洋介: レベル 2 地震損傷後に修復可能な RC 橋脚の提案および実験的検証, 土木学会論文集 A1, Vol. 75, No. 4, pp. I_591-I_601, 2019.9
- 9) 平石久廣, 西尾浩平, 山田宗徳, 斉藤亮平, 高木仁之, 越路正人: 降伏機構分離型鉄筋コンクリート造の開発(梁の耐震実験), 日本建築学会構造系論文集, 69 巻 580 号, pp.99-104, 2004.6
- 10) 川島一彦, 細入圭介, 庄司学, 堺淳一: 塑性ヒンジ区間で主鉄筋をアンボンドした鉄筋コンクリート橋脚の履歴特性, 土木学会論文集, No.689, I-57, pp.45-64, 2001.10
- 11) 睦好宏史, 牧剛史, Govinda Raj PANDEY, 杉田清隆: 鉄筋の付着を制御することによる RC 柱部材の耐震性状改善に関する研究, 土木学会論文集, No.802, V-69, pp.155-169, 2005.11
- 12) 伊東典紀, 桑木野耕介, 大郷貴之: 丸鋼鉄筋を用いた RC 部材の変形性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, 2015.7
- 13) 武村浩志, 川島一彦: 載荷履歴が鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.849-858, 1997.3
- 14) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 平成 24 年, 2012.4
- 15) 星隈順一, 堺淳一, 小森暢行, 坂柳皓文: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究, 土木研究所資料, 第 4262 号, 2013.3
- 16) 宇佐美勉, 佐藤崇, 葛西昭: 高機能座屈拘束ブレースの開発研究, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.719-729, 2009.3