

軸力，曲げ及びねじりの複合荷重を受ける RC 部材の履歴復元力に関する実験的考察

大塚久哲¹・竹下永造²・王堯³・矢葺亘⁴・角本周⁵・吉村徹⁶

¹フェロー 工博 九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門
(〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1) E-mail:otsuka@doc.kyushu-u.ac.jp

²学生会員 九州大学大学院 工学府 建設システム工学専攻
(同上) E-mail:takeshita@doc.kyushu-u.ac.jp

³学生会員 九州大学大学院 工学府 建設システム工学専攻 (同上)

⁴正会員 修(工) 九州大学大学院 工学研究院建設デザイン部門 助手
(同上) E-mail:yabuki@doc.kyushu-u.ac.jp

⁵正会員 オリエンタル建設(株)
(〒810-0001 福岡市中央区天神4-2-31(第2サンビル)) E-mail:Meguru.Tsunomoto@oriken.co.jp

⁶正会員 オリエンタル建設(株)
(同上) E-mail:T.Yoshimura@ORIKEN.co.jp

本研究は、軸力、曲げ及びねじりの複合荷重を同時に受けるRC部材の耐震性能を把握し、その履歴復元力特性や相関関係を得ることを目的として行った。供試体は、一般的なRC橋脚をモデルとして、 $400 \times 400 \times 1600(\text{mm})$ の模型供試体を制作した。軸力は4Mpa(配合強度の10%)で一定とし、帯鉄筋間隔を30mmと60mm(それぞれ帯鉄筋比1.25%, 0.62%)の2通りとした。さらに、曲げモーメントとねじりモーメントの載荷比率をかえることにより、ねじり卓越型、曲げ卓越型、中間型の3パターンの実験を行った。

Key Words : combined loads , RC members , cyclic loading

1. はじめに

近年、立地条件の制約等から、橋軸直角方向に偏心した逆L字型のRC道路橋脚などが、また一方では橋梁の長大化に伴いRCアーチ橋などが目立つようになってきた。これらの構造物が地震力を受けた場合、部材には、曲げモーメントに加えてねじりモーメントが生じることになるため、ねじりモーメントの作用を適切に考慮しなければならない。しかしながらこれまで、コンクリート構造物においてねじりモーメントの影響は2次的なものとしてあまり重要視されてこなかったといえよう。

ここで、ねじりを含んだ複合荷重を考慮した既往の研究の概要を述べると以下のようなものである。

須田ら¹⁾は、高強度RC中空断面橋脚の耐震性能に及ぼすねじり加力の影響を把握するために、6自由度加力装置を用いた曲げ、せん断、ねじりの組み合わせ荷重による交番繰り返し載荷実験を行っている。その結果、せん断-ねじり破壊より、曲げ-ねじり破壊が先行するように設計した高強度軸方向鉄筋を有する試験体は、ねじり加力の有無に関わらず、軸方向鉄筋の

引張破断に先行してコンクリートの圧壊が起こり終局に至る破壊過程は曲げ破壊と同じである等の知見を得ている。

前川ら²⁾は、円筒試験体に内圧・水平先行ひび割れを生じさせた後、ねじり載荷による交番載荷により正負2方向の斜めひび割れを生じさせることで、多方向ひび割れ状態を発生させている。また、ねじりを加えねじり回転角を保持したまま曲げ/せん断力を加えている。その結果、提案された較正式を用いた有限要素モデルによって最大耐力に至るまでの履歴曲線を精度よく表現できるとの結論を得ている。

以上のように、ねじりを含んだ複合荷重を考慮した研究は、あまりなされておらず、RC部材の非線形復元力特性についての知見も少ないため、適切な復元力評価のための判断材料が乏しいのが現状である。

本研究では軸力、曲げ及びねじりの複合荷重を受けるRC部材の耐震性能を把握し、その相関曲線や履歴復元力特性を得るために、一般的なRC橋脚をモデルとした模型供試体を制作し、曲げとねじりに関する交

番載荷実験を行ったパラメータとしては、初期軸力・帯鉄筋間隔・載荷比率を選択した。ただし、本論文では初期軸力は以下に示すように同一のもののみを報告する。なお、筆者らが行った純ねじりに関する実験については、文献3)に掲載している。

2. 供試体諸元

(1) 実験供試体

実験に用いた供試体の外形寸法を図-1に示す。断面は正方形とし、局部破壊を避けるために両端はフーチングとした。なお、主鉄筋の両端はフーチング内に直角フックをつけて定着した。フーチングと柱の接合部における鉄筋の抜け出しの現象は観察されていない。

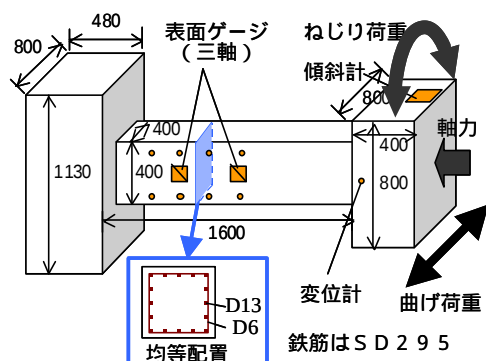


図-1 供試体概要(単位:mm)

(2) 検討ケース

検討ケースとしては、軸力を一定とし、帯鉄筋間隔、曲げとねじりの載荷比率の影響に着目した。

表-1に各供試体の特性、載荷条件を示す。

表-1 検討ケース一覧

No.	初期軸応力	目標載荷比率 (Mt/ Mb)	配合強度	帯筋間隔
1	4Mpa	10%	— (純ねじり)	40 N/mm ² 30mm
2	4Mpa	10%	1.73 (60°)	40 N/mm ² 30mm
3	4Mpa	10%	0.58 (30°)	40 N/mm ² 30mm
4	4Mpa	10%	— (純曲げ)	40 N/mm ² 30mm
5	4Mpa	10%	— (純ねじり)	40 N/mm ² 60mm
6	4Mpa	10%	1.73 (60°)	40 N/mm ² 60mm
7	4Mpa	10%	1.00 (45°)	40 N/mm ² 60mm
8	4Mpa	10%	0.58 (30°)	40 N/mm ² 60mm
9	4Mpa	10%	— (純曲げ)	40 N/mm ² 60mm

初期軸力欄の「%」は、供試体の配合強度に対する載荷軸力の百分率である。

目標載荷比率 M_t / M_b (M_t : ねじりモーメント, M_b : 曲げモーメント) とは、同時載荷時の M_t と M_b の増加比率のことである。括弧で示している角度は、載荷比率を $\tan^{-1}(M_t / M_b)$ の式により、角度に変換したものである。目標載荷比率の決定に関しては、精度ある相関曲線を書くために値を決めた。

(3) 使用材料

表-2、表-3に供試体使用材料の強度試験結果を示す。コンクリートの配合強度は40N/mm²とした。鉄筋はSD295を使用した。

表-2 コンクリートの材料試験結果

	材齢	圧縮強度	引張強度	静弾性係数
	(日)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/mm ²)
No. 1	11	35.3	4.1	23.9
No. 2	32	49.3	3.4	30.1
No. 3	49	47.5	3.7	31.6
No. 4	6	40.6	2.9	24.6
No. 5	15	45.7	4.2	27.3
No. 6	38	60.4	4.8	36.6
No. 7	27	35.2	3.4	30.0
No. 8	37	51.6	3.8	31.0
No. 9	6	41.1	3.3	26.2

表-3 鋼材の材料試験結果

鋼材	降伏点 (N/mm ²)	降伏ひずみ $\epsilon_y (\times 10^{-6})$	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
D6	322	1823	497	169
D13	340	1885	489	174

3. 実験方法

(1) 載荷装置

図-2に、装置の図面を示す。載荷フレームに12本のPC鋼棒で供試体基部フーチングを固定し、20本の高力ボルトで供試体の頭部を頭部架台に固定する。

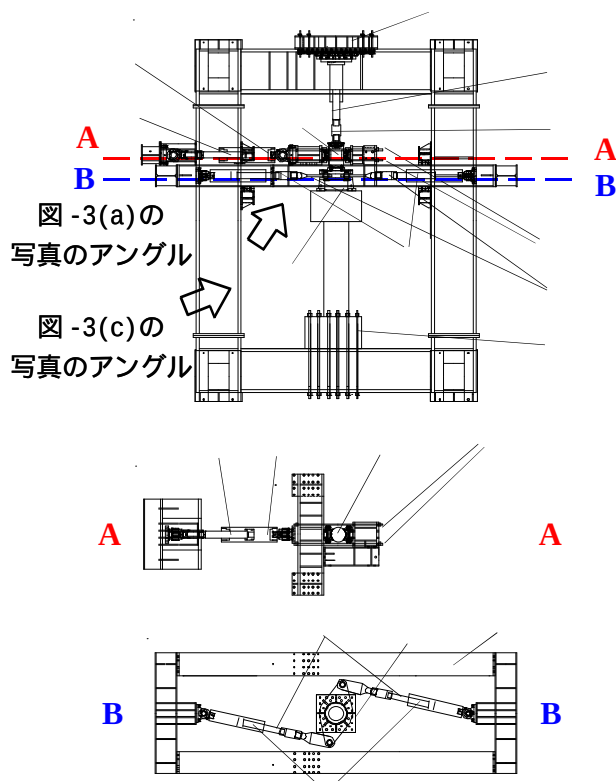
軸力載荷は、軸力用ジャッキ (図-2中の番号を示す。以下同様) から頭部架台用軸受けと頭部固定用架台を介して行う。頭部架台用軸受けはシャフトケースの中で軸方向にスライド移動でき、供試体の軸方向長さが変化しても一定軸力を作用させ続けることができる。さらに、曲げ荷重により供試体頭部が動いても、軸力ジャッキスライド装置と頭部架台用軸受けによって、供試体頭部に垂直に軸力をかけることができる。

ねじり荷重載荷は、供試体を設置した頭部固定用架台に、ポンプからの油圧を2本のねじり載荷用ジャッキに等しく伝達させることで、ねじり荷重を発生させて行う。その際、頭部架台用軸受けがスムーズに回転することによって、滑らかに交番載荷を行うことができる。

曲げ荷重載荷は、ねじり荷重用ジャッキと頭部架台用軸受け、頭部固定用架台などをのせたねじり荷重載荷用フレームを押すことによって行い、ねじり荷重とは独立して曲げ荷重交番載荷を行うことができる。その際、頭部架台用軸受けがピンになっているため、頭部固定用架台は供試体頭部に対し同じ向きを取りつづけることができる。

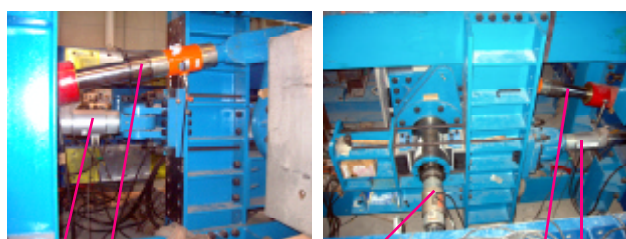
図-3(a),(b)に各ジャッキ位置関係,図-3(c)に載荷風景を示す。

↓ 図-3(b)の写真の角度



軸力用ジャッキ	P C 鋼棒
曲げ荷重用ジャッキ	軸力用ロードセル
ねじり荷重用ジャッキ	曲げ荷重用ロードセル
頭部固定用架台	ねじり荷重用ロードセル
ねじり荷重載荷用フレーム	基部固定用 P C 鋼棒
頭部架台軸受け	軸力ジャッキスライド装置

図-2 装置図面(上は平面図,下2つは断面図)



(a)

(b)



(c)

図-3 載荷装置写真

(a),(b) ジャッキ位置関係
(c) 載荷風景(最大変形時)
数字は図-2に対応

(2)載荷方法

載荷は,降伏まで載荷割合(前述の目標載荷比率のこと)を一定に保つことを目標に,曲げ,ねじりの変形

量を各載荷ステップで調整し行った.降伏以降は,降伏時の変位量の倍数で交番載荷を行った.また,載荷の増分に関して,ねじり荷重の増分を曲げ荷重の増分に対して大きくとったものをねじり卓越型,また,その逆を曲げ卓越型と呼ぶこととした.さらに,載荷比率が同じものを中間型と呼ぶこととした.例として,図-4にねじり卓越型載荷イメージ図を示す.この図に見られるように,制御した変位量は卓越するモーメント荷重による変位量である.

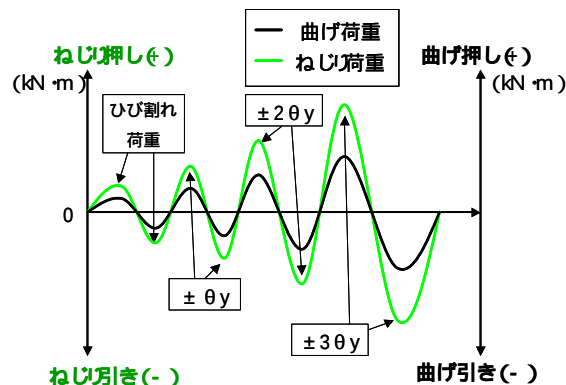


図-4 ねじり卓越型載荷イメージ図

(3)測定項目

鉛直荷重は,供試体に作用する荷重を,鉛直方向ジャッキに取り付けた鉛直方向ロードセルにより測定した.また,鉛直方向ロードセルにより荷重が一定に作用していることも確認した.

曲げ荷重は,供試体に作用する荷重を,曲げ荷重ジャッキに取り付けた曲げ荷重用ロードセルにより測定した.

ねじり荷重は,2本のねじり載荷用ジャッキに設置したロードセルの値をそれぞれ P_E , P_W とし,頭部治具の回転中心とジャッキ先端部の載荷ピンの中心を結んだ直線(長さ l)とジャッキの軸線に,回転中心から下した垂線とのなす角度 θ とし,以下の式よりねじり荷重 M_t を算出した.図-5にねじり荷重載荷方法を示す.

$$M_t = (P_E + P_W) \times l \times \cos \theta$$

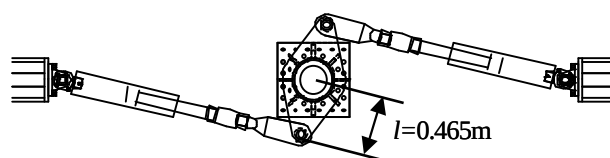


図-5 ねじり荷重載荷方法

また,変位計,傾斜計及び鉄筋ゲージ位置を図-6に示す.変位計は上下2段に設置しており,その変位計より,ねじり角を算出した.さらに,頭部フーチングに設けた変位計9番の値を曲げ変位として使用した.

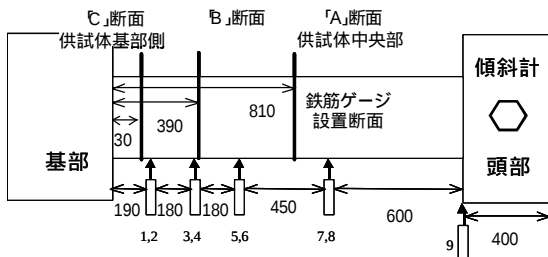


図-6 計測機器設置位置(平面図, 単位:mm)

4. 実験結果

(1) 荷重 - 変形関係

帯鉄筋間隔 30mm の供試体(No.1 ~ No.4)

図-7 ~ 図-10 に ctc30 の「ねじり荷重 - ねじり角関係」と「曲げ荷重 - 曲げ変位関係」のグラフをそれぞれ示す。ここで粗い破線は、同じパラメータで実験を行った純ねじり(No.1)と純曲げ(No.4)のデータであり、複合荷重時との比較のために掲載している。

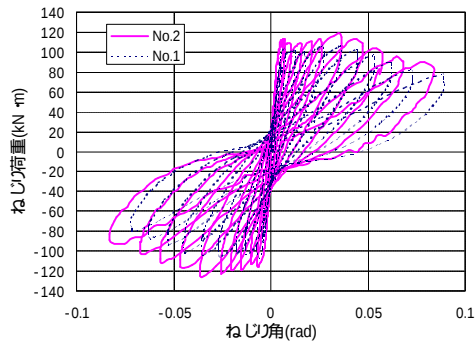


図-7 (ねじり卓越型)ねじり荷重 - ねじり角関係

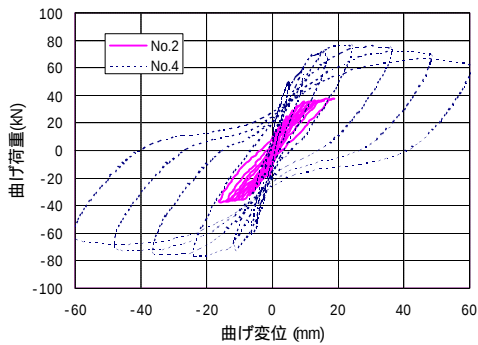


図-8 (ねじり卓越型)曲げ荷重 - 曲げ変位関係

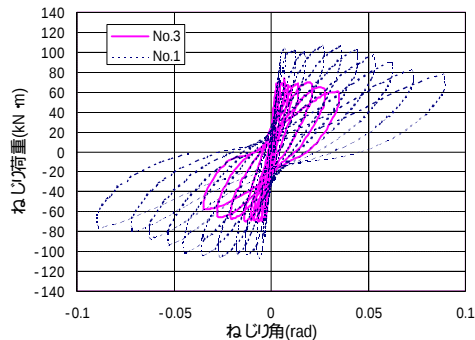


図-9 (曲げ卓越型)ねじり荷重 - ねじり角関係

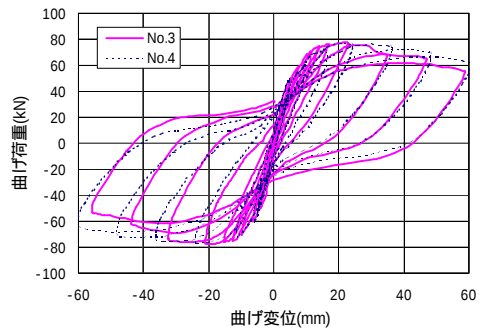


図-10 (曲げ卓越型)曲げ荷重 - 曲げ変位関係

ねじり卓越型の場合、ねじり荷重 - ねじり角関係は純ねじりと比較すると、最大耐力が複合時の方が大きくなる。これは、実コンクリート強度の違いの影響が出たものと思われ、強度が同じとすると、複合応力状態の方が小さくなるはずである。

各供試体の実コンクリート強度が異なるため、骨格曲線における最大値の評価はおいておくとし、ねじり卓越型の場合、複合時の「曲げ荷重 - 曲げ変位関係」の曲げ剛性の低下が大きく、ヒステリシスが、純曲げの場合と異なっているのに対し、曲げ卓越型の場合、複合時のねじりのヒステリシスは純ねじりの場合と同じ形状を保っていることが特徴的である。また、卓越している断面力に対するヒステリシスの形状は、ほぼ同様である。

帯鉄筋間隔 60mm の供試体(No.5 ~ No.9)

次に、図-11 ~ 図-16 に ctc60 の場合の各グラフをそれぞれ示す。ここでの粗い破線は、前述したように、純ねじり(No.5)と純曲げ(No.9)のデータである。

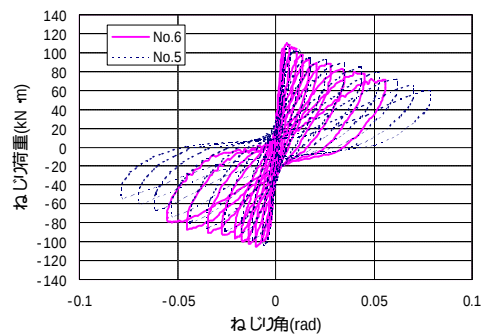


図-11 (ねじり卓越型)ねじり荷重 - ねじり角関係

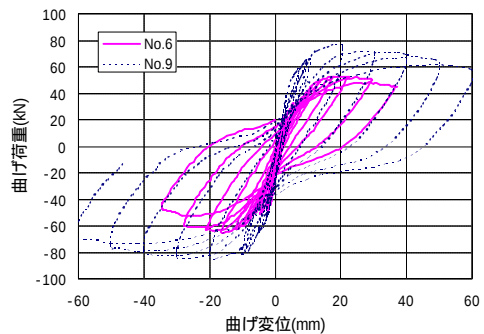


図-12 (ねじり卓越型)曲げ荷重 - 曲げ変位関係

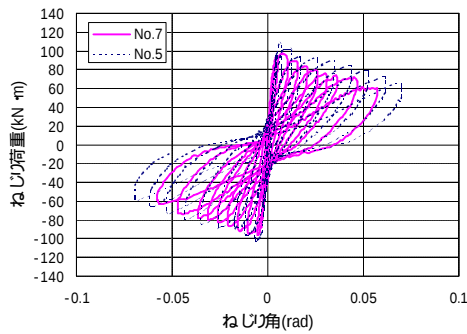


図-13 (中間型)ねじり荷重 - ねじり角関係

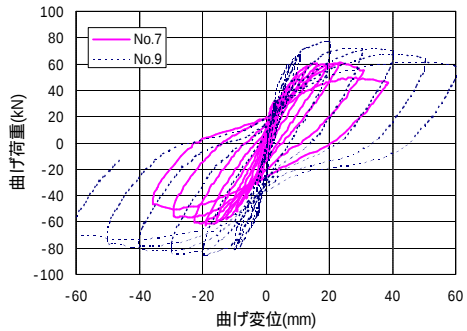


図-14 (中間型)曲げ荷重 - 曲げ変位関係

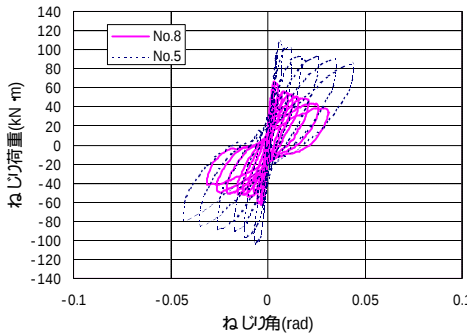


図-15 (曲げ卓越型)ねじり荷重 - ねじり角関係

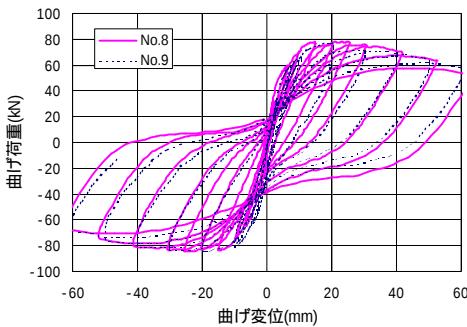


図-16 (曲げ卓越型)曲げ荷重 - 曲げ変位関係

帯鉄筋間隔が骨格曲線の形状に及ぼす影響は、ねじり卓越型の場合、ねじり荷重 - ねじり角関係に対しての方が大きい。このためか、ねじり卓越型であっても、複合時の曲げのヒステリシスは、純曲げの形状とほとんど変わっておらず相似形である。

中間型の場合、ねじり荷重 - ねじり角関係は、純ねじりと比較すると、複合時の方が最大耐力が下がっている。曲げ荷重 - 曲げ変位関係は、ねじり卓越型のループとほぼ同様であるが、耐力的には減少しているのが分かる。

曲げ卓越型の場合、ctc30の曲げ卓越型の場合と傾向は似ており、同様の結果を得ている。

(2)鉄筋ひずみ

図-17～図-20に変形 - 主鉄筋ひずみ関係(左)及び、変形 - 帯鉄筋ひずみ関係(右)を示す。ここで、AJ1,AY1とは、A断面の隅角部に配筋された鉄筋を表している。

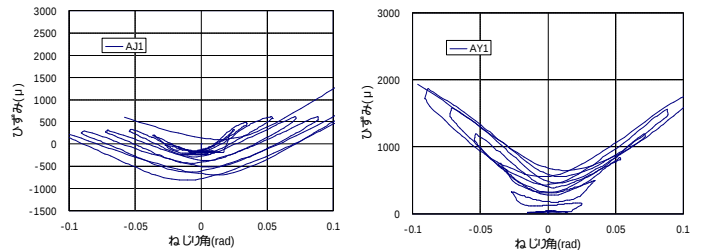


図-17 (純ねじり)ねじり角 - ひずみ関係(No.1)

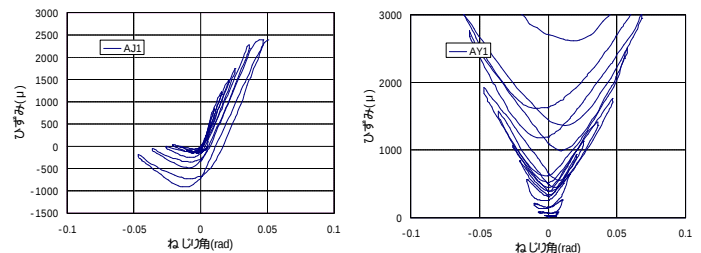


図-18 (ねじり卓越型)ねじり角 - ひずみ関係(No.2)

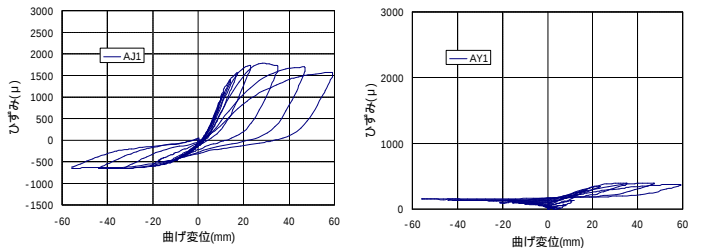


図-19 (曲げ卓越型)曲げ変位 - ひずみ関係(No.3)

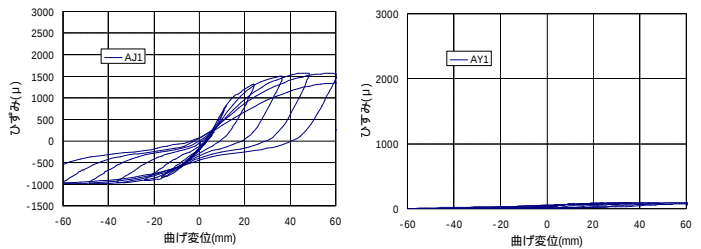


図-20 (純曲げ)曲げ変位 - ひずみ関係(No.4)

図から分かるように、複合荷重時にはねじりと曲げの影響が顕著に現れている。主鉄筋に関しては、ねじりと曲げの影響により引張ひずみが加算される場合と、相殺される場合が交互に生じる結果となっている。帯鉄筋に関しては、ねじり卓越型の場合、断面膨張の影響で引張ひずみが一様に増えているが、曲げ卓越型の場合、帯鉄筋に対し影響が少なく、引張ひずみも伸びない結果となっている。

(3)コンクリート表面ひずみ

図-21～図-26にひび割れ図と変形 - 最大主ひずみ、

変形 - 主応力方向のグラフを示す . ひび割れ図は , 上面と基部から見て左側面を示す .

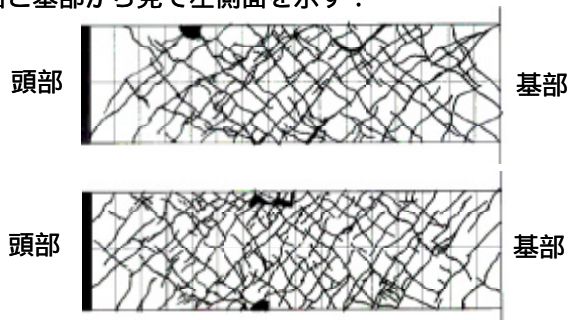


図-21 ねじり卓越型 - 上面(上段)及び側面(下段) ひび割れ図(No.2)

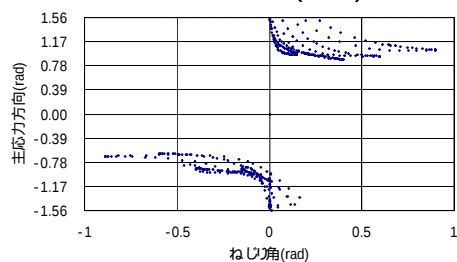


図-22 ねじり卓越型

主応力方向 - ねじり角(No.2: 基部から600mm)

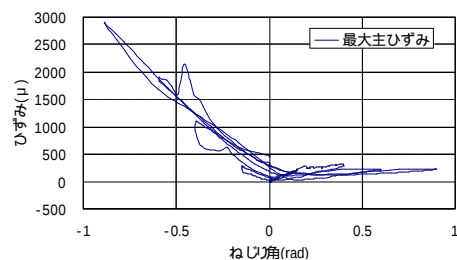


図-23 ねじり卓越型

最大主ひずみ - ねじり角(No.2: 基部から600mm)

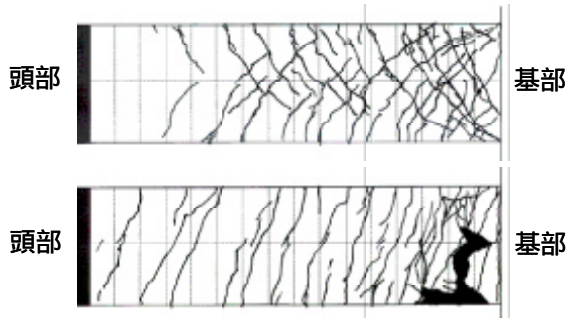


図-24 曲げ卓越型 - 上面(上段)及び側面(下段) ひび割れ図(No.3)

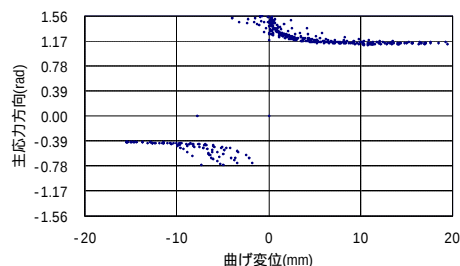


図-25 曲げ卓越型

主応力方向 - 曲げ変位(No.3: 基部から600mm)

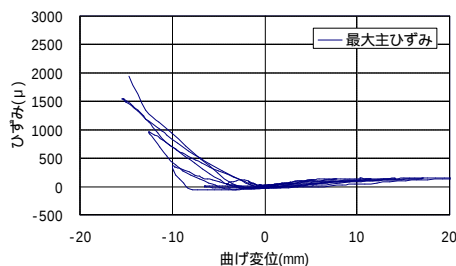


図-26 曲げ卓越型

最大主ひずみ - 曲げ変位(No.3: 基部から600mm)

図を見て分かるように , ねじり卓越型の場合 , ひび割れは水平から $\pm 0.78(\text{rad})$ 方向に現れているが , 曲げ卓越型の場合 , $+1.17(\text{rad})$ と $-0.39(\text{rad})$ 方向に現れる . 各ひび割れ図でも , その傾向は確認できる .

次に , 最大主ひずみは , 曲げ载荷では圧縮と引張を交互に生じるが , ねじり载荷では载荷方向によらず引張であるために , 引張側では加算され大きく , 圧縮側では相殺されるため , 小さな引張ひずみとなっていることが分かる .

(4) 曲率・ねじり率の分布

図-28 ~ 図-32 に曲率とねじり率の材軸方向分布を示す . プロット点は変位計設置場所により定まり , 各イベント時の分布である . なお , 各イベントは , 卓越する荷重側でのイベントを示す . 以下に , ねじり率・曲率の算出方法を述べる .

断面 i と断面 $i+1$ に挟まれた区間の平均ねじり率・平均曲率 ϕ_i は

$$f_i = (q_{i+1} - q_i) / l_i \quad (l_i: \text{断面 } i \text{ と断面 } i+1 \text{ 間の距離})$$

i 番目の断面の θ_i (ねじり角・たわみ角) を算出するに当たって以下の近似式を使用した .

$$q_i = \tan^{-1} \frac{d_i}{y_i}$$

ねじり角の場合

$$q_i = \tan^{-1} \frac{D_i}{L_i}$$

たわみ角の場合

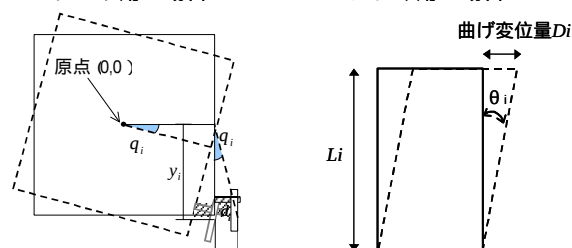


図-27 ねじり率・曲率算出方法

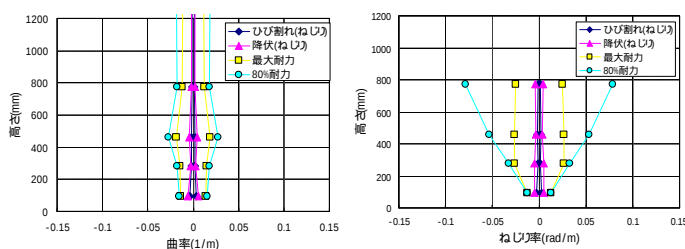


図-28 ねじり卓越型 - 曲率(左)・ねじり率(右)の分布(No.2)

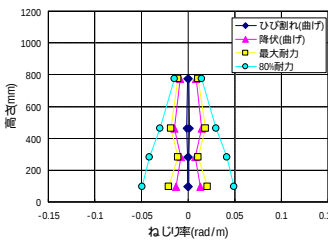
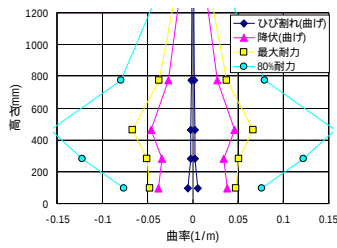


図-29 曲げ卓越型 - 曲率(左)ねじり率(右)の分布(No.3)

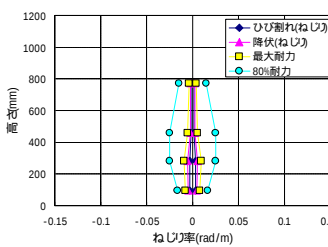
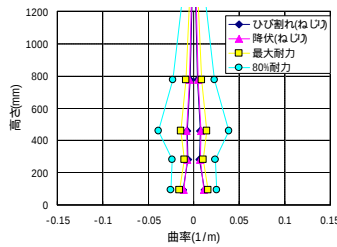


図-30 ねじり卓越型 - 曲率(左)ねじり率(右)の分布(No.6)

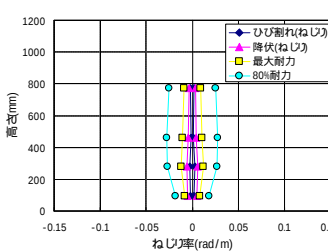
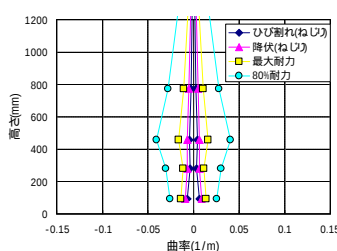


図-31 中間型 - 曲率(左)ねじり率(右)の分布(No.7)

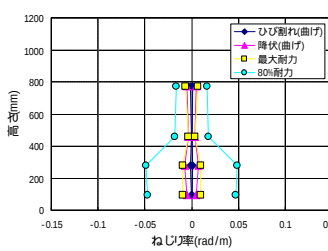
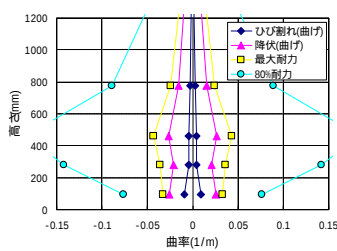


図-32 曲げ卓越型 - 曲率(左)ねじり率(右)の分布(No.8)

高さ:基部からの高さを表す

ctc30(No.2, No.3)の場合, ねじり卓越型では, ねじり率は中央付近が一番大きくなっている。これは, 前に示した図-21のひび割れ図からも分かるように, 中央付近が一番損傷が激しいことからであろう。次に, 曲げ卓越型では, 400 ~ 600mmの間で曲率が一番大きくなっている。これも, 図-24のひび割れ図に見られるように, 基部から400mmの部分の損傷が激しいことより分かる。この部分にいわゆる塑性ヒンジが発生していると考えられる。さらに, ねじり率は, ねじり卓越型とは異なり, 基部側で大きな値を示している。これは, 曲げ破壊された部分で, ねじり変形が大きく生じることを示している。

ctc60(No.6 ~ No.8)の場合, ねじり率はctc30とは異なり, 中央付近で小さい。これは, ctc60の場合, 小さいねじり角で最大耐力に至るためである。また, 最大耐力までは同じようなねじり率分布となっているが, 最大耐力以降は, ねじり卓越型と中間型の場合, 一様な分布になっている。しかし, 曲げ卓越型の場合, 基

部側で大きな値を示している。曲率は, 曲げ荷重の載荷比率が大きくなるほど, 400 ~ 600mmの間で大きな値となっており, この部分に塑性ヒンジが発生していることが分かる。

(5)エネルギー吸収量・等価減衰定数

図-33 ~ 図-40にエネルギー吸収量と等価減衰定数を示す。凡例に示す括弧付きのものは, 複合時の各グループでのエネルギー吸収量を表しており, 括弧のないものは, ねじりと曲げを足したものである。

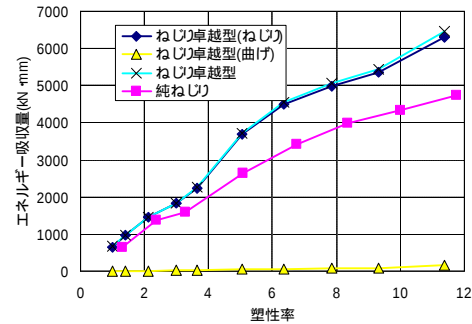


図-33 ねじり卓越型 - エネルギー吸収量(No.2)

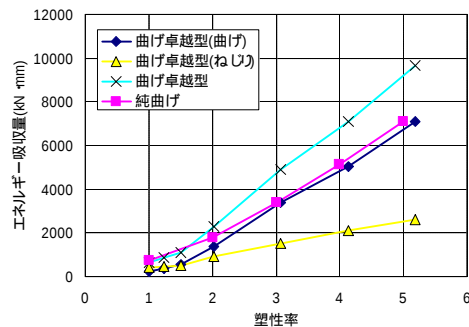


図-34 曲げ卓越型 - エネルギー吸収量(No.3)

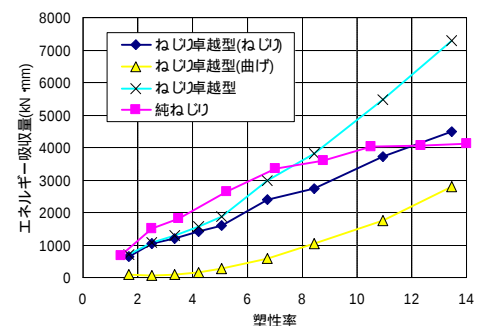


図-35 ねじり卓越型 - エネルギー吸収量(No.6)

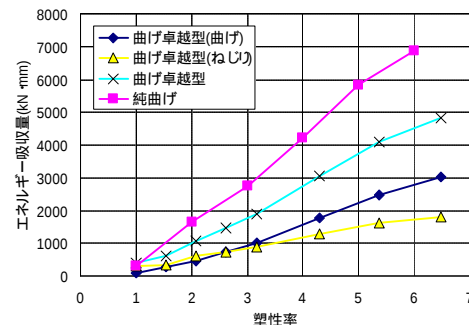


図-36 曲げ卓越型 - エネルギー吸収量(No.8)

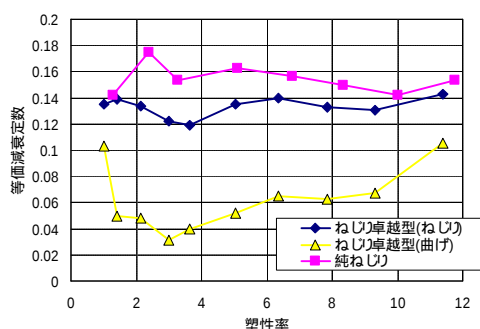


図-37 ねじり卓越型 - 等価減衰定数(No.2)

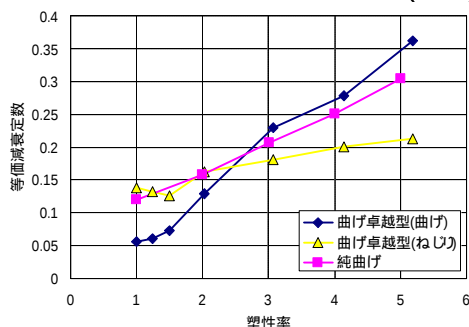


図-38 曲げ卓越型 - 等価減衰定数(No.3)

ctc30の場合のねじり卓越型は,純ねじりよりも大きなエネルギー吸収量を示しており,ctc60の場合のねじり卓越型は,降伏直後は純ねじりの方が吸収量は上だが,最終的にはctc30の場合と同様の結果になった。さらに,ctc30の場合の曲げ卓越型も同様に,純曲げよりも大きくなっている。しかし,ctc60の場合の曲げ卓越型は,純曲げよりもエネルギー吸収量は小さくなるという結果になった。

等価減衰定数は,ねじり卓越型と曲げ卓越型で特徴が異なっており,ねじり卓越型の場合は,純ねじりよりも値が小さくなっているが,曲げ卓越型の場合は,純曲げとほぼ同様の値となった。

5. 結論

本研究の結果,複合荷重時の履歴復元力特性は,卓越する荷重側では純ねじり・純曲げ状態と比較してあまり影響が見られないが,卓越しない荷重側では,荷

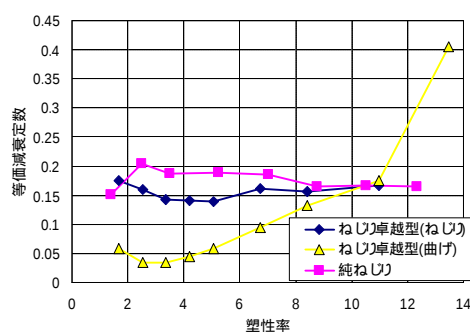


図-39 ねじり卓越型 - 等価減衰定数(No.6)

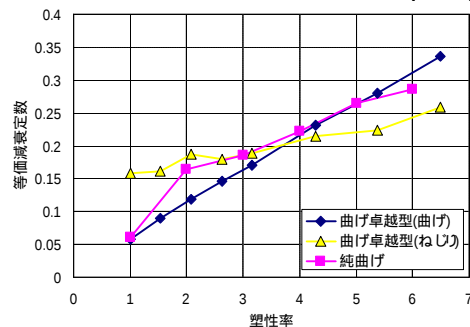


図-40 曲げ卓越型 - 等価減衰定数(No.8)

重の増加が小さくなり,また,エネルギー吸収能力・減衰定数などに複合応力の影響が大きく生じる結果となった。また,帯鉄筋間隔が与える影響は,曲げ荷重卓越型ではほとんどなく,ねじり荷重卓越型では,曲げ荷重のループの形状に大きく影響を及ぼす結果となった。

参考文献

- 1) 須田・天野・増川・一宮「高橋脚の耐震性能に及ぼすねじり加力の影響」コンクリート工学年次論文報告集 Vol.19, No.2, 1997
- 2) 土屋智史,津野和宏,前川宏一:常時偏心軸力と交番ねじり・曲げ/せん断力を複合載荷したRC柱の非線型三次元有限要素立体解析,土木学会論文集, No.683, V-52, pp.131-143, 2001.8
- 3) 大塚・王・高田・吉村:純ねじりを受けるRC部材の履歴特性に影響を及ぼすパラメータに関する実験的研究,土木学会論文集, 2003.8 予定

(2003.10.20 受付)

STUDY ON THE SEISMIC PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS SUBJECTED TO TORSIONAL MOMENT, BENDING MOMENT AND AXIAL FORCE

Hisanori Otuka, Eizou Takeshita, Wan Yao, Wataru Yabuki, Meguru Tunomoto, Toru Yoshimura

Seismic performance of reinforced concrete columns subjected to torsional moment, bending moment and axial force are clarified by experimental research. During seismic excitation RC elements in three dimensional structures such as arch ribs and L shape bridge piers, not only bending moments and axial forces but also torsional moments affect those members. Interaction curves among those three sectional forces, which is necessary in nonlinear time history analysis, has not been proposed yet. In this study 9 specimens with different rate of bending and torsional moments, pitch of hoop reinforcement are tested by new developed loading system. The test specimen has 400*400 mm cross section and 1600 mm length. The axial force is 10% of concrete compressive strength, i.e. 4 MPa. Pitch of hoop reinforcement are 30mm and 60mm. (volume ratios are 1.25% and 0.62% respectively) Type of loading are pure bending, pure torsion and combined loading of bending moment and torsional moment. Bending and torsional moments are cyclic loadings, but axial forces are maintained to be constant during test. Hysteresis loops, skeleton, and interaction curves for bending moment and torsional moment are obtained due to these loading test.