

論文 ねじりが作用するせん断破壊型 RC 柱の耐力算定式に関する一考察

小西 亮太*1・中田 裕喜*2・渡辺 健*3

要旨: せん断破壊型 RC 柱において、ねじりモーメントが複合的に作用する場合、非常に多くの要因を受ける複雑な破壊であることや、せん断耐力のように損傷過程に応じた算定式となっていないため、耐力算定式は過度に安全側になっている可能性がある。本論文では、有限要素解析において離散鉄筋モデルを用いて既往の実験の再現解析を実施し、既往の構成則の適用性を確認した。また、せん断補強鉄筋量、せん断スパン、偏心量をパラメータとし、純ねじり状態と、曲げモーメント・せん断力・ねじりモーメントが複合载荷された際の損傷過程を確認し、耐力算定式を用いる際、過度に安全側にしないための留意点をまとめた。

キーワード: ねじりモーメント、せん断破壊、RC 柱、損傷過程、耐力算定式、有限要素解析

1. はじめに

既往の知見¹⁾では、補強鉄筋がある場合の純ねじり耐力の算定式は、軸方向鉄筋とせん断補強鉄筋の両方が降伏する前提となっている。また、ねじりモーメントとせん断力を同時に受ける場合の耐力算定式は、曲げ破壊と比較して非常に多くの要因を受ける複雑な破壊であり、せん断耐力算定式と比較して、せん断補強鉄筋の降伏範囲やコンクリートの損傷過程に応じた損傷過程を考慮した算定式となっていないため、過度に安全側となっている可能性がある²⁾。また、複合的に作用した RC 柱の知見は曲げ破壊型であることを前提にした検討が多く、せん断破壊型での知見が少ない。不整形な構造物等のように地震時にねじりが発生する場合、ねじりモーメントを考慮することでせん断破壊すると判定される場合もあるが、既往の知見において、せん断破壊形態の柱に対してねじりモーメントが複合する場合、算定される耐力よりも大きな耐力であることが実験的に確認³⁾されている。補強鉄筋量やせん断スパン比が損傷過程に及ぼす影響を明らかにし、現行の耐力算定式が想定している適用範囲を拡大することで、実態に応じた破壊形態の判定が可能になると考えられる。

RC 部材の性能評価に関する非線形有限要素解析の取組みでは、鉄筋をトラス要素で離散的にモデル化⁴⁾し、鉄筋形状がラーメン高架橋の柱梁接合部耐力を検討した事例を報告している⁴⁾。柱梁接合部と柱を一体として評価するためには、既往の報告と同様の構成則において、柱のねじりに対する適用性を確認する必要がある。また、分散鉄筋を用いた場合の検討では文献⁵⁾によって実施されている。

本論文では、せん断力が卓越して破壊する RC 柱にねじりモーメントが生じた場合において、既往の文献の FEM 構成則の適用性を検証した。また、検証したモデル

を活用して、補強鉄筋量等の違いによる耐荷機構の変化や補強量の影響を明らかにすることを目的とした。そして、試験体の応力状態を把握することで破壊形態や損傷過程を言及した。

2. 実験概要³⁾

2.1 実験条件

図-1に実験概要を、表-1に材料特性を示す。損傷過程をせん断破壊型にするために、せん断力が作用した時のねじり耐力の計算値が、曲げモーメントが作用した時のねじり耐力の計算値¹⁾よりも小さくなるように、柱上部に設けた梁の载荷点位置、すなわちねじりモーメントと軸方向鉄筋量、せん断補強鉄筋量を決定した。梁は降伏しないように、十分な量の鉄筋を配置されている。計測項目は、図-1に示した変位と鉄筋のひずみである。载荷方法は、地震時に発生する軸方向力を想定して

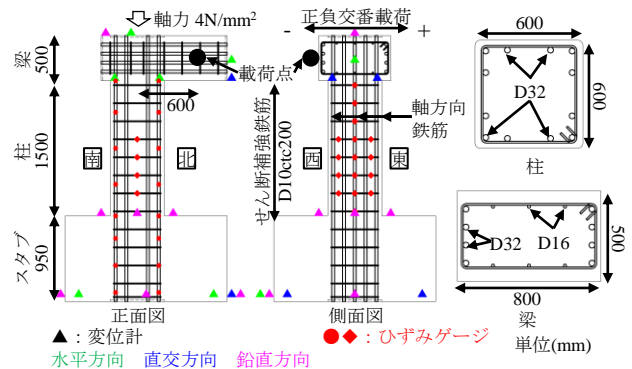


図-1 実験概要

表-1 材料特性

| | (a) コンクリート | | | (b) 鉄筋 | | |
|-----|------------|--------|-------|----------|-------|-------|
| | f'_c | f'_t | E_c | f_{sy} | E_s | |
| スタブ | 54.2 | 2.97 | 28.7 | 軸方向鉄筋 | 392.6 | 192.0 |
| 柱・梁 | 37.0 | 2.77 | 22.7 | せん断補強鉄筋 | 392.0 | 184.0 |

f'_c :圧縮強度(N/mm²) f'_t :引張強度(N/mm²) E_c :ヤング係数(kN/mm²)
 f_{sy} :降伏強度(N/mm²) E_s :ヤング係数(kN/mm²)

*1 公益財団法人 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 (正会員)

*2 公益財団法人 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 博士 (工学) (正会員)

*3 公益財団法人 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 博士 (学術) (正会員)

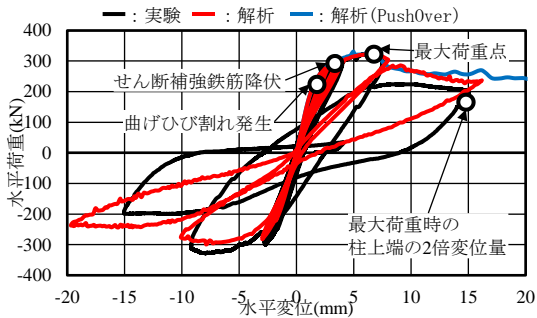
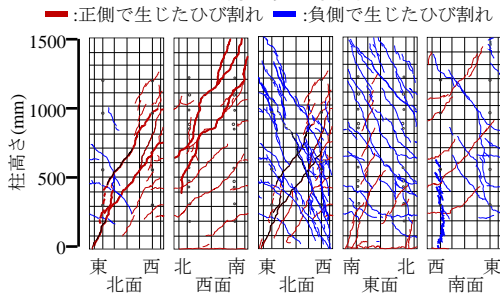


図-2 荷重変位関係



(a) 正側最大荷重時 (b) 負側最大荷重時
図-3 水平荷重最大点でのひび割れ図

1440kN (圧縮応力 4N/mm^2) で保持し、せん断スパン $a=1750\text{mm}$ で水平方向に正負交番荷重を行っている。なお、各サイクルの繰返し回数は1回である。

2.2 実験結果

図-2 に実験および解析により得られた荷重点位置における水平荷重と柱上端で計測した水平変位の関係を示す。正側荷重時と負側荷重時の最大荷重では大きな差はなく、正側荷重時に発生した損傷や、せん断補強鉄筋の降伏範囲が異なっても、負側荷重時の最大荷重に影響しないことが示されている。

図-3 に、正負それぞれの最大荷重時におけるひび割れ図を示す。顕著なひび割れは、太線で示している。図-4 に、荷重サイクルごとの鉄筋のひずみを示す。せん断補強鉄筋は最初に降伏した位置 (柱下面から 450mm) を、軸方向鉄筋はねじりモーメントによるひび割れが顕著となった位置 (柱下面から 1150mm) のひずみを示している。

正負側ともに、南北面にはせん断力による、斜めひび割れが生じ、全面的にねじりモーメントによるひび割れが発生していることが確認されている。北面は、ねじりモーメントによるひび割れと発生する方向が同様であるため、ひび割れが顕著となっていることが示されている。また、正側荷重では、北面に生じた斜めひび割れの延長で西面にもねじりモーメントによるひび割れが卓越しているため、北面と西面のせん断補強鉄筋が先行して降伏ひずみに達し最大耐力に達していることがかくにんされている。負側荷重時も同様のひび割れが生じており、北面に生じた斜めひび割れの延長で東面にもひび割れが生じており、最終的には全面のせん断補強鉄筋が降伏ひずみ達したことが示されている。

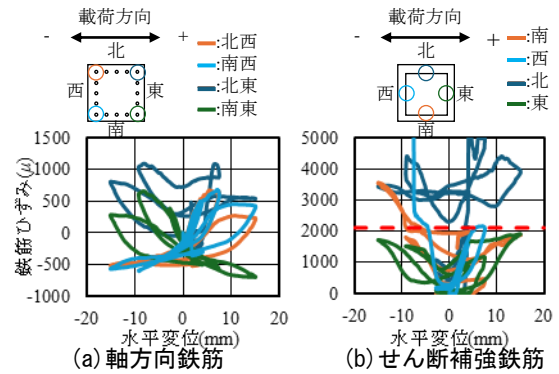


図-4 水平変位鉄筋ひずみ関係

最大荷重に達した後も荷重を続けると、正側荷重では東面の基部が圧壊していることを確認されている。負側荷重時では、南西側の柱基部に軸方向鉄筋に沿ったひび割れと基部の圧壊が確認された。このひび割れは、文献⁹⁾と同様の損傷と考えられており、軸方向鉄筋のひずみは、せん断補強鉄筋降伏後も増加しているが降伏ひずみには達していないことを確認されている。

3. 既往実験の再現解析

3.1 解析モデル

図-5 に、試験体³⁾を有限要素で三次元に離散化した状況を示す。解析では、DIANA ver.10.5を用いた。コンクリートのかぶりである 50mm を基準にコンクリートはソリッド要素、鉄筋は軸方向の剛性のみ考慮したトラス要素により、離散的に配置した。材料構成則は、実績⁴⁾に基づき定め、コンクリートは、圧縮側には Parabolic のモデル⁷⁾を、引張側には Hordijk のモデル⁸⁾を用いた。また、ひび割れ面でのせん断力の伝達は、Al-Mahaidi のモデル⁹⁾を適用した。また、正負交番荷重に応じて生じる多方向複数のひび割れと、ひび割れ後の挙動を考慮するために、非直交固定ひび割れモデル¹⁰⁾とした。コンクリートや鉄筋の材料特性は、実験での材料試験結果と同一である。軸方向鉄筋においては、鉄筋とコンクリートの付着挙動を表現することとし、島ら¹¹⁾が提案した付着応力すべり関係に周辺のコンクリートの拘束が小さいことによる影響として、既往の研究⁴⁾を参考に $\alpha=0.4$ とした。

荷重は、荷重点と荷重版の各節点を剛なビーム要素で結び、既往の実験の変位量に基づき荷重点における強制変位を与えた変位増分とした。

3.2 再現解析結果

図-2 に荷重-変位関係を実験結果と比較して示す。図では、実験と同一の変位履歴を入力した結果、およびプッシュオーバー解析の結果を併記している。いずれの解析結果も、実験で得られた最大水平荷重や以降の荷重低下も概ね一致している。なお、解析では実験で得られた梁先端の水平変位を荷重点に変位させているため、柱上端ではやや水平変位に差が生じている。また、解析ツ

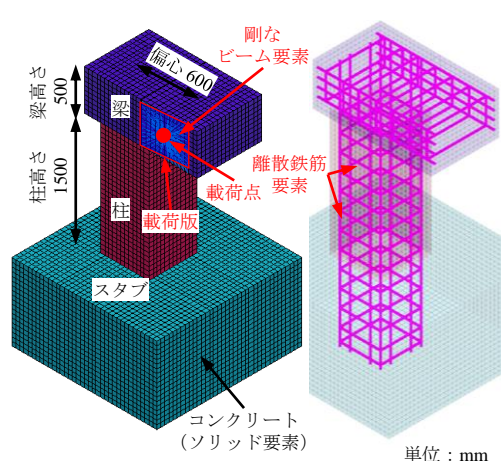


図-5 解析モデル図

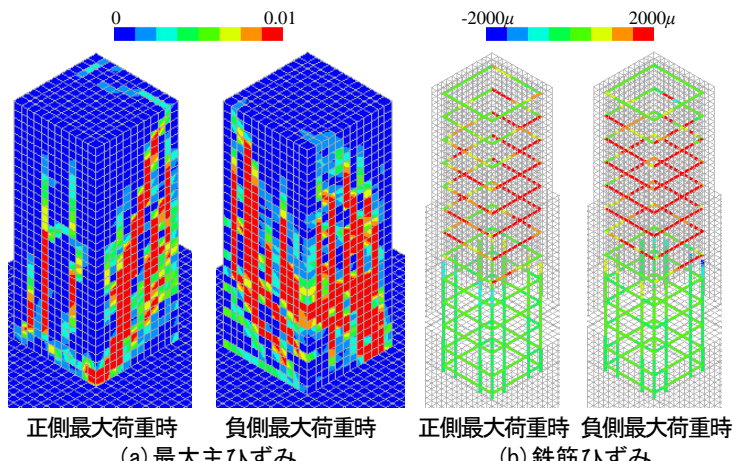


図-6 再現解析結果

ールの制約上、コンクリートの圧縮特性やせん断伝達モデルやなどの材料モデルは原点志向となっているため、残留変位は小さくなっているが、いずれの解析結果も最大水平力や耐力低下を再現できていることから、結果への影響は少ないと考えられる。

図-6 に再現解析でのコンター図を示す。最大主ひずみコンター図では、北側に斜めひび割れは卓越している箇所や、西面や東面にねじりモーメントによる斜めひび割れも再現できていることが確認できる。鉄筋ひずみでは、柱のせん断補強鉄筋が全周にわたって降伏していること、軸方向鉄筋が降伏していないことから、せん断破壊型の解析が再現できていることが確認できる。

これら損傷過程や、損傷状況が実験と同様となっていることを確認できたため、以降はこの構成則を用いてパラメータスタディを実施する。また、正負交番載荷とプッシュオーバー解析でせん断力の最大値の差が小さい。よって、以降の検討では、ねじりを考慮した耐力に着目するため、プッシュオーバー解析を用いて実施する。

表-2 解析パラメータ

| 載荷方法 | p_w (%) | 軸応力 (N/mm ²) | a/d | 偏心量 (mm) |
|------------|-----------|--------------------------|------|----------|
| 純ねじり | 0.12 | 4.0 | 2.73 | — |
| | 0.33 | 4.0 | 2.73 | — |
| | 0.65 | 4.0 | 2.73 | — |
| | 0.84 | 4.0 | 2.73 | — |
| | 0.12 | 4.0 | 1.55 | — |
| | 0.12 | 4.0 | 2.00 | — |
| 曲げ・せん断 | 0.12 | 0.0 | 2.73 | — |
| | 0.12 | 4.0 | 1.55 | 0 |
| | 0.12 | 4.0 | 2.00 | 0 |
| 曲げ・せん断・ねじり | 0.12 | 4.0 | 2.73 | 0 |
| | 0.12 | 4.0 | 1.55 | 600 |
| | 0.12 | 4.0 | 2.00 | 600 |
| | 0.12 | 4.0 | 2.73 | 600 |
| | 0.12 | 4.0 | 2.73 | 300 |
| | 0.12 | 4.0 | 2.73 | 900 |

いずれの p_w でも、水平荷重が 200kN あたりで剛性が変化しており、斜めひび割れの発生が推察される。 p_w の増加に伴い、斜めひび割れ発生後の剛性は高く¹⁾、ピーク以降は破壊が脆性的に生じたことが確認できる。図-9 において、 p_w の増加によりせん断補強鉄筋の降伏箇所が減少し、圧縮応力が卓越する範囲が増加したことから、せん断補強鉄筋の降伏より先にコンクリートの圧壊が生じ、脆性的に破壊していると考えられる。

また、 a/d の減少に伴い耐力は増加した。最小主応力を確認すると、 a/d が大きい場合は、トラス機構の圧縮斜材に対応した圧縮ストラットを確認できるが、小さい場合は、載荷点と基部を結ぶ圧縮ストラットを確認できる。 a/d が小さい場合、柱基部に圧壊が生じており、せん断補強鉄筋が一部降伏しているが、 a/d が大きい場合と比較して、降伏範囲が小さいため、コンクリートの圧縮にて耐力が決定していると考えられる。

軸力の影響について、軸方向鉄筋の応力を確認すると軸力がないことで、軸方向鉄筋が分担している引張応力が大きくなり、ねじり耐力の低下に繋がっていると考えられる。また、一般的に軸応力が作用する場合の圧縮ストラットの角度が小さくなることが知られている。これにより、圧縮斜材として抵抗できるコンクリートは少な

4. 有限要素解析でねじり耐力の算出と算定式との比較

4.1 解析の内容

表-2 に、複数の因子やそれらの相互作用を勘案して設定した解析ケースを示す。すなわち、既往の文献にてねじり耐力に寄与するとされている因子を参考に²⁾、載荷方法、ねじり補強鉄筋量としてせん断補強鉄筋量 (以降、 p_w とする)、せん断スパン比 (以降、 a/d とする)、軸応力、偏心量に着目した。なお、せん断破壊型を確保するために、 p_w の増加に伴い軸方向鉄筋量や強度を調整している。プッシュオーバー解析を実施し、載荷方法 (純ねじり) では、柱の左右から正負の強制変位 (図-7 (a)) とし、その他では梁の載荷位置 (図-7 (b)) を調整した。

4.2 解析結果

(1) 純ねじり耐力に関する結果

図-8 に、純ねじりでのねじりモーメント-ねじり角の関係を、図-9 にコンター図を示す。

くなっているためことも耐力低下に繋がっていると考えられる。

(2) 純ねじり耐力算定における算定式との比較

ねじり補強鉄筋がある場合の純ねじり耐力の算定は、式(1)~(5)で算定する¹⁾

$$M_{tyd} = 2A_m \sqrt{q_w \cdot q_l} / \gamma_b \quad (1)$$

ここに、 M_{tyd} : ねじり補強鉄筋の降伏により定まる設計ねじり耐力、 A_m : ねじり有効断面積、 γ_b : 部材係数である。

q_w , q_l については、式(2)(3)で算定する

$$q_w = A_{tw} \cdot f_{wyd} / s \leq 1.25 q_l \quad (2)$$

$$q_l = \Sigma A_u \cdot f_{lyd} / u \leq 1.25 q_w \quad (3)$$

ここに、 A_{tw} : ねじり補強鉄筋として有効に働く横方向鉄筋の片側の断面積、 ΣA_u : ねじり補強鉄筋として有効に

働く軸方向鉄筋の全断面積、 f_{wyd} , f_{lyd} : 横方向鉄筋、軸方向鉄筋の設計引張降伏強度、 s : ねじり補強鉄筋として有効に働く横方向鉄筋の軸方向間隔、 u : 横方向鉄筋の中心線の長さである。

$$M_{tcd} = K_t \cdot f_{wcd} / \gamma_b \quad (4)$$

$$f_{wcd} = 1.25 \sqrt{f_{cd}} \quad (5)$$

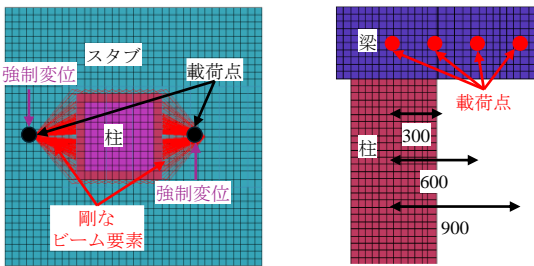
ここに、 M_{tcd} : ねじりモーメントに対する腹部コンクリートの設計斜め圧縮破壊耐力、 K_t : ねじり係数、 f_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度である。

式(1)は、立体トラス類似解析²⁾に基づいている。軸方向鉄筋と横方向鉄筋の両者が降伏することを前提としており、片方のみ降伏する場合は、概ね1.25倍まで補強鉄筋として効果があるとされている。今回の柱ではせん断補強鉄筋量が少なく、軸方向鉄筋がねじり補強鉄筋として考慮できる量はせん断補強鉄筋量の1.25倍となる。

式(4)は、ねじり補強鉄筋が降伏する前に斜め圧縮力によりコンクリートが圧壊してしまうことを想定した式である。

図-10に式(1)(4)で算定した値と解析で得られた結果と、軸方向鉄筋の応力について式(3)から算出した値とFEMで算定した値を記載した。式(3)鉄筋応力を算出する際は上限値に達しているため1.25 q_w を用いて算出した。

ねじり耐力の比較では、 p_w が小さいほうがFEMで得た耐力と差が大きくなっている。これは、耐力算定式において、せん断補強鉄筋が降伏した後に軸方向鉄筋が耐力に影響する量が1.25倍に制限されていることが原因である。せん断補強鉄筋量の1.25倍から逆算した応力をFEMで確認した応力と比較するとおおよそ2倍の差があった。また、耐力算定式では、補強鉄筋のみで耐力を評価していることでコンクリートの貢献分を考慮していな



(a) 純ねじり耐力算定時 (b) 偏心量の影響確認
図-7 パラスタごとの荷重方法

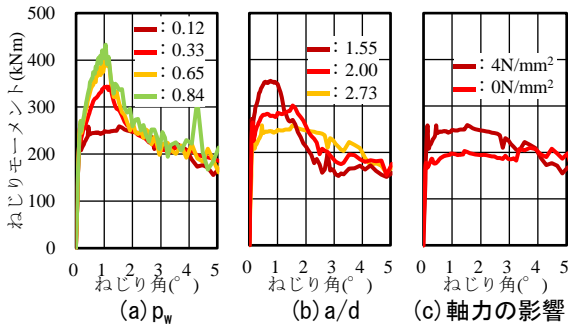


図-8 純ねじりでの荷重変位関係

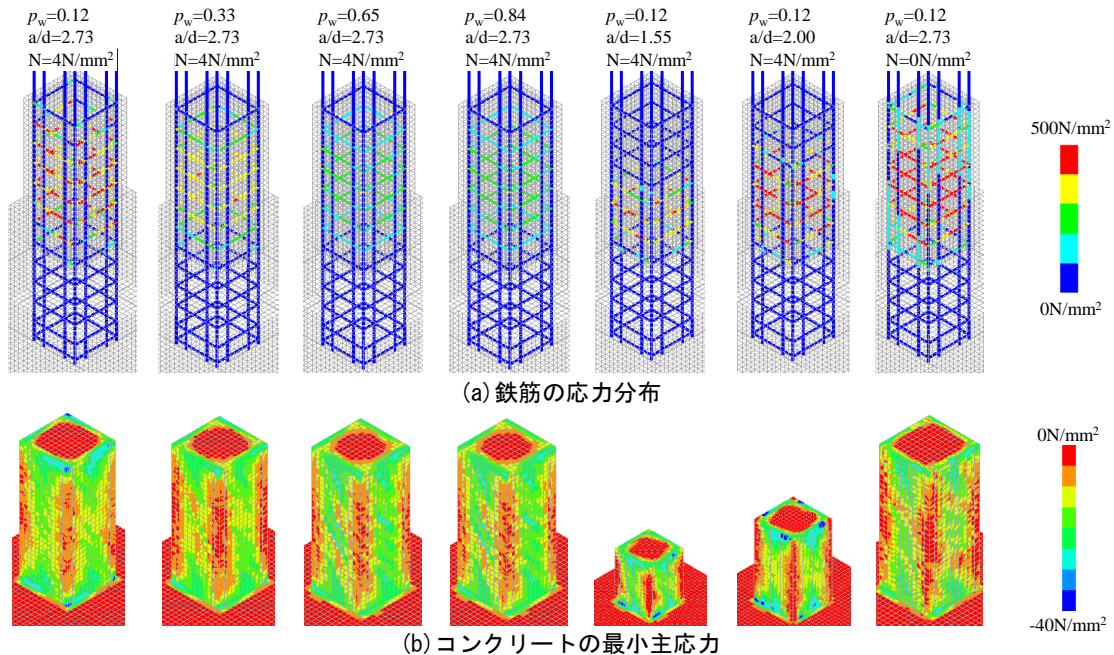
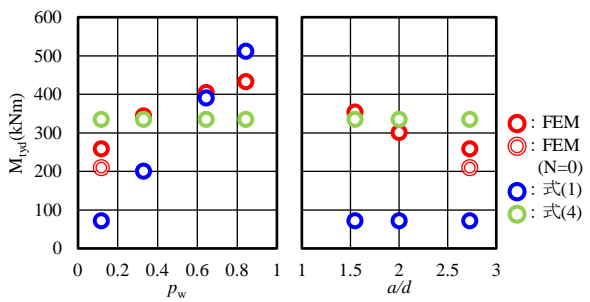


図-9 純ねじりでのカウンター図 (最大ねじりモーメント時)

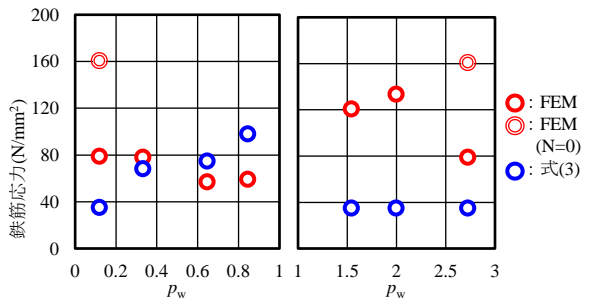
いことも、差が生じている原因と考えられる。現状の耐力算定式では、 p_w が小さく、軸方向鉄筋が多量に配置されている場合は、先行して降伏する補強鉄筋量の1.25倍しか補強鉄筋として影響しないという設定は、過度に安全側になっている可能性がある。

p_w が大きくなると、せん断補強鉄筋が降伏していないため、コンクリートの圧縮破壊が生じて最大ねじりモーメントに達している。耐力算定式においても、 M_{tcutd} の方が大きくなっている。これは補強鉄筋が増えたことで、コンクリート圧縮破壊先行となっていることが原因である。最小主応力でも圧縮ストラットの幅が広がっていることが確認できる。

a/d が小さい場合は、 p_w が小さい場合と同様に、FEM

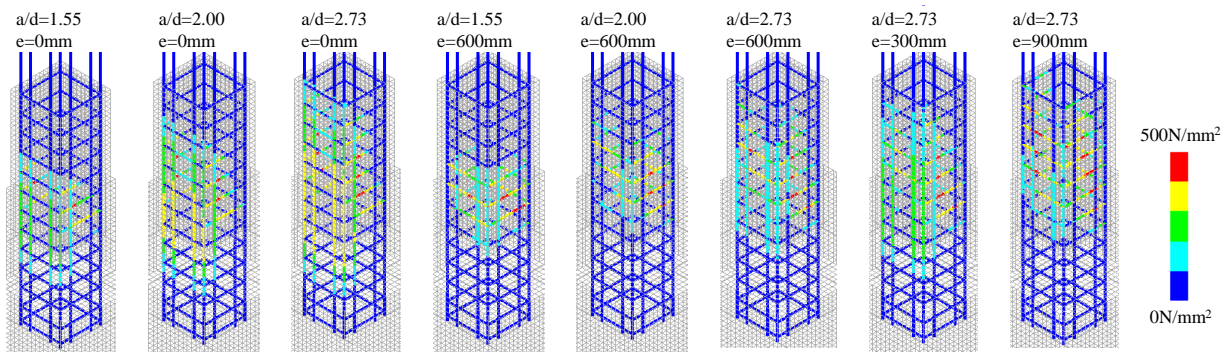


(a) ねじり耐力の比較

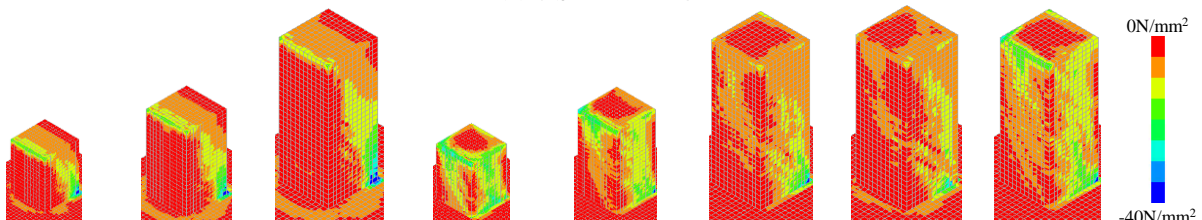


(b) 鉄筋応力の比較

図-10 純ねじりでの比較



(a) 鉄筋の応力分布



(b) コンクリートの最小主応力

図-12 複合載荷でのコンター図 (最大水平荷重時)

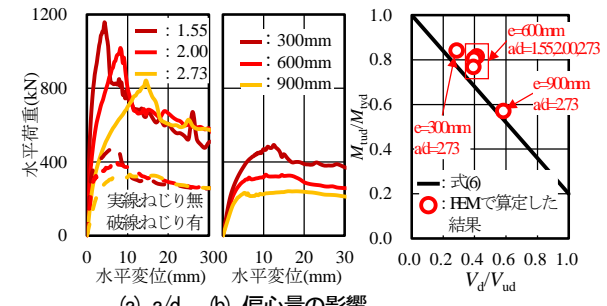
の耐力と M_{tcutd} の値が近い。 a/d が小さい場合でもコンクリート圧縮破壊先行となっていることが原因である。よって、ディープビームのような、 a/d が小さい場合は M_{tcutd} で評価してよいと考えられる。

軸力の影響について、軸力がないことで、軸方向鉄筋の負担する応力が、ねじりモーメントの影響のみとなるため、軸力ありと比較して大きくなる。よって、せん断補強鉄筋と軸方向鉄筋の応力差が小さくなるため、耐力算定式との差が縮小する。よって、軸方向鉄筋が負担する応力は、軸力が影響する応力を適切に評価する必要があることを確認した。

(3) 複合載荷におけるねじり耐力に関する結果

図-11に、載荷点位置での水平荷重-水平変位関係をパラメータごとに示す。既往の文献¹⁾の通り、ねじりモーメントが作用することで耐力の低下を確認している。

図-12に、最大水平荷重時のコンター図を示す。 a/d が1.55~2.73で偏心量が0mmの場合、既往の知見通り、せん断力が作用した際の損傷過程に違いがある。 a/d が大きくなることで、せん断補強鉄筋の応力が大きくなり、コンクリートの圧縮破壊先行からせん断補強鉄筋の降伏によりコンクリートの圧壊が生じる損傷過程となってい



(a) a/d (b) 偏心量の影響

図-13 複合載荷での耐力算定式との比較

る。また、軸方向鉄筋の降伏は確認されていない。

ねじりモーメントを複合載荷した場合既往の知見と同様、耐力の低下が確認された。また、ねじりモーメントが生じることで柱全面にねじりひび割れが生じるため、軸方向鉄筋の応力も増加している。

偏心量の影響については、偏心量が大きくなることでせん断耐力が低下した。これは既往の文献¹⁾と同様であり、ねじりモーメントが作用することで斜めひび割れが卓越し、耐力低下となっている。最小主応力を確認しても、偏心量の増加に伴いねじりモーメントによる応力が柱全体に分布することが確認できる。

(4) 複合載荷時の耐力算定における算定式との比較

ねじり補強鉄筋のある場合において、せん断力を同時に受ける場合のねじり耐力は式(6)の通りである。

$$M_{tud} = M_{tumin} \cdot (1 - \gamma_i \cdot V_d / V_{yd}) + 0.2 M_{tcd} \cdot \gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \quad (6)$$

ここに、 M_{tud} ：設計ねじり耐力、 M_{tumin} ： M_{tcd} と M_{tyd} のうち小さい値、 V_d ：設計せん断力、 V_{yd} ：棒部材の設計せん断耐力、 M_{tcd} ：設計純ねじり耐力、 γ_i ：構造物係数である。式(7)はねじりとせん断の相関関係を直線関係で表し、合わせてねじり無視限界との整合性を考慮した式である。

図-13に耐力算定式で算定した相関関係と、解析で得られた各耐力で正規化したグラフを示す。

各パラメータにおいて、概ね耐力算定式での耐力と一致していることを確認した。また、すべて耐力算定式より高い耐力があることが確認され、この傾向は既往の文献¹⁾とも一致している。

また、耐力算定式では棒部材のせん断耐力 V_{yd} のみで算定している。 $a/d=1.5\sim 2.0$ では、ディープビームとなりせん断耐力算定式はせん断圧縮破壊耐力 V_{dd} が採用される。有限要素解析を用いず、耐力算定式のみで部材の照査等を行う場合は、せん断力が作用した際の損傷過程に着目することで、過度に安全側の評価にならず適切な照査が行えると考えられる。

6. まとめ

- (1) 再現解析を用いて、既往の知見に基づく離散鉄筋モデルを用いた構成則の適用性を確認した。
- (2) せん断破壊型のRC柱について、純ねじり状態では p_w や a/d ごとに補強鉄筋が降伏する範囲が異なり、コンクリートの圧壊が先行する場合がある等、異なる損傷過程を確認した。
- (3) p_w が低く、軸方向鉄筋が多量に配置されている場合は、軸方向鉄筋に生じている応力が、耐力算定式の補強鉄筋の上限で想定される応力より小さいため、耐力に差が生じている。これにより、現行の耐力算定式が過度に安全側となっている可能性を示した。
- (4) p_w が高い場合や、 a/d が小さい場合は既往の知見と

同様に、補強鉄筋が降伏する前にコンクリートの圧壊が生じることを確認した。

- (5) ねじりモーメントが作用することや、偏心量が増加することで、既往の文献通りせん断耐力が低下することを確認した。ただし、 a/d によってせん断補強鉄筋の降伏範囲が異なる等、損傷過程が異なるため、 $a/d < 2.0$ の場合においては、耐力算定式に用いるせん断耐力をせん断圧縮破壊耐力 V_{dd} することでねじり耐力を評価できた。

参考文献

- 1) 土木学会コンクリート委員会：コンクリート標準示方書（設計編），（公財）土木学会，2022
- 2) 土木学会コンクリート委員会：コンクリート標準示方書（昭和61年制定）改訂資料，（社）土木学会，1986
- 3) 小西亮太，中田裕喜，渡辺健：せん断破壊型RC柱におけるねじりモーメントが耐力に及ぼす影響の実験的検証，土木学会全国大会第79回年次学術講演会，V-539，2024
- 4) 小西亮太，中田裕喜，渡辺健：ラーメン高架橋柱梁接合部における2方向水平力が作用した場合の圧縮ストラットと耐力に関する解析的評価，構造工學論文集，Vol.70A，pp877-884，2024
- 5) 土屋智史，小笠原政文，津野和宏，市川衡，前川宏一：常時偏心軸力が作用する鉄筋コンクリート柱の多軸曲げ挙動と非線形解析，土木学会論文集，No.634/V-45，pp.131-143，1999
- 6) 田所敏弥，谷村幸裕，中田裕喜：ねじりと曲げを受けるラーメン高架橋柱の変形性能と地震被害，土木学会論文集E2，Vol.68，No.3，pp.166-177，2012
- 7) Feenstra, P.H.:Computational Aspect of Biaxial Stress in Plain and reinforced Concrete PhD thesis , Delft University of Technology, 1993
- 8) Hordijk , D.A.:Local Approach to Fatigue of Concrete.PhD thesis,Delft University of Technology,1991
- 9) AL-MAHAIDI,R.S.H.,“Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members,” Tech.Rep.79-1, Department of Structural Engineering, Cornell University, 1979
- 10) 福浦尚之，前川宏一：非線形支配ひび割れ面の三次元同定と空間平均化構成則の高度化，土木学会論文集E，Vol.65，No.1，pp.118-137，2009
- 11) 島弘，周礼良，岡村甫：マッシュなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係，土木学会論文集，第378号/V-6，pp.165-174，1987