

論文 地震力を受けるフラットプレート構造の柱-スラブ接合部における柱側面ねじりに関する研究

戸塚 真里奈^{*1}・高越 総一郎^{*2}・高橋 之^{*3}・市之瀬 敏勝^{*4}

要旨: 地震力を受けるフラットプレート構造の接合部における柱側面のねじり抵抗を検証するため、接合部を対象とした通常の試験体と柱前後にスリットを設け柱前後の曲げとせん断の影響を取り除いた試験体を作製し、実験を行った。通常の試験体はパンチング破壊、スリットのある試験体はねじり破壊した。また、スリットの有無により変形状が異なり、スリットのある試験体は柱側面に近い位置で集中的にねじり変形が生じた。計測データを元にねじり抵抗を検討すると、スリットの無い通常のフラットプレート構造では、RC 規準で想定するねじり算定断面よりも広い領域でねじり抵抗が発生していることがわかった。

キーワード: フラットプレート構造, パンチング破壊, ねじり破壊, RC 規準

1. はじめに

フラットプレート構造は、梁が無いいため空間利用に対する自由度が高く、施工面でもコスト低減等の利点がある。そのため、近年では集合住宅を中心にフラットプレート構造を採用する建物が増加している。しかし、この構造は地震時に柱とスラブの接合部でパンチング破壊する危険性がある。1980 年頃、狩野ら¹⁾により組織的な研究が行われ、それを基に RC 規準²⁾でパンチング破壊に関する設計方法が示された。地震力を受けるフラットプレート構造の接合部に伝達される応力を図-1 のように仮定し、パンチング強度 M_0 を次式のように定めている。

$$M_0 = M_f + M_s + M_t \quad (1)$$

- M_f : 柱前後面のスラブの曲げ抵抗
- M_s : 柱前後面のコンクリートによるせん断抵抗
- M_t : 柱両側面のねじり抵抗

式(1)は、柱周りの曲げモーメント、せん断力、ねじりモーメントを単純に合計したものとなっている。しかし、柱前後面で曲げ強度 M_f とせん断強度 M_s が同時に発揮するとは考えにくく、力学的に無理がある。例えば通常の梁の強度は、曲げ強度とせん断強度の低い方で決定される。よって、著者らは下式が合理的であると考える。

$$M_0 = \min(M_f, M_s) + M_t \quad (2)$$

式(2)を用いれば、柱の前後にせん断補強筋を入れてもパンチング強度が上昇しないという既往の実験結果¹⁾を説明できる。また、せん断補強筋による変形能力の向上¹⁾は、せん断補強筋により塑性変形後も $M_s > M_f$ が保持されるためと考えることにより説明できる。

本研究では、地震力を受けるフラットプレート構造の接合部において標準試験体と柱前後面のスラブにスリットを設け M_f と M_s の影響を取り除いた試験体の2種類について実験を行い、柱側面のねじり抵抗の寄与分を定量

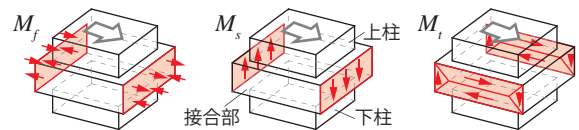


図-1 柱周りの伝達応力

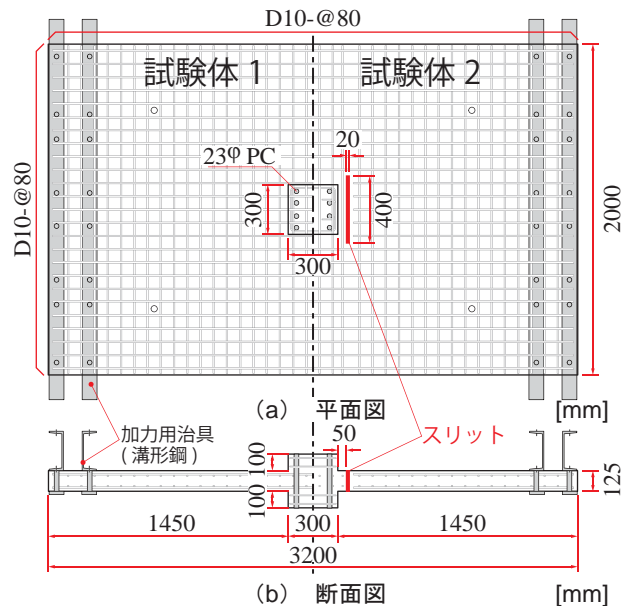


図-2 試験体図面

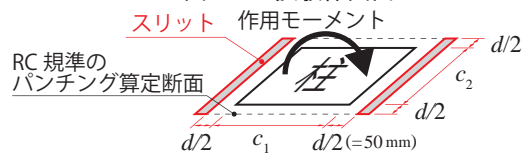


図-3 スリット位置

表-1 パンチング強度計算結果

試験体名	スリット	M_f [kNm]	M_s [kNm]	M_t [kNm]	M_0 [kNm]
試験体 1	無	26	27	38	91
試験体 2	有	0	0	38	38

表-2 鉄筋引張試験結果 (4 本平均)

呼び名	材質	降伏強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [kN/mm ²]
D10	SD345	380	586	190

*1 名古屋工業大学大学院 工学研究科社会工学専攻 (学生会員)

*2 元名古屋工業大学大学院 工学研究科社会工学専攻 (会員外)

*3 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科助教 博(工) (正会員)

*4 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科教授 工博 (正会員)

的に把握する。

2. 実験方法

2.1 試験体概要

試験体は、正方形中柱とスラブの接合部を対象とした約 1/2.5 の縮尺模型で、スラブをスパンの中央で切り取った形状である。試験体数は計 2 体である。図-2 に試験体形状および配筋を示す。実験変数は、柱前後スラブのスリットの有無である。試験体 1 は通常の接合部を取り出したものであり、試験体 2 はスリットを設けた試験体である。試験体 2 のスリットは、図-3 に示すように RC 規準の算定断面（柱からスラブ有効せい d の 1/2 離れた位置の鉛直断面）位置から設けた。両試験体ともパンチング破壊先行型となるように設計し、せん断余裕度を試験体 1 は 0.62、試験体 2 は 0.37 とした。パンチング強度の計算結果を表-1 に示す。

表-2 に使用した鉄筋の引張試験結果を示す。コンク

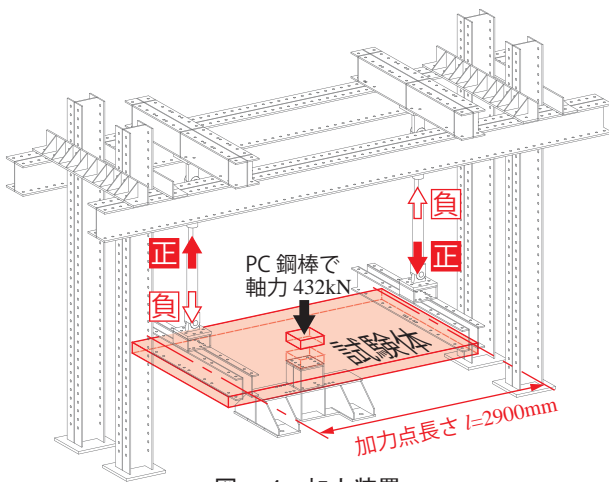


図-4 加力装置

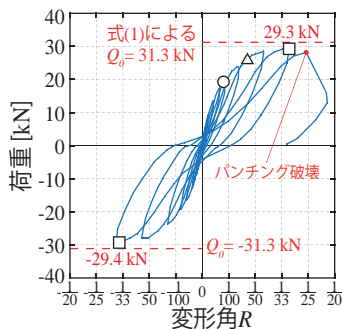


図-5 荷重-変形関係 (試験体 1)

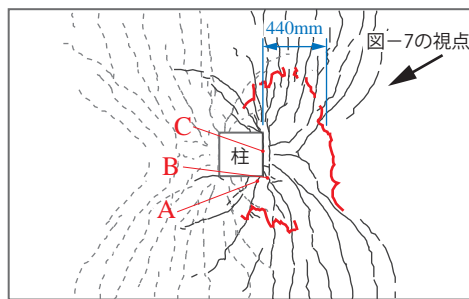


図-6 ひび割れ図 (試験体 1)

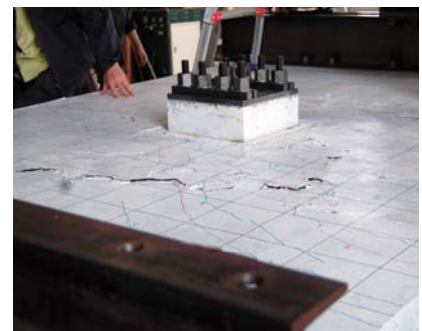


図-7 破壊写真 (試験体 1)

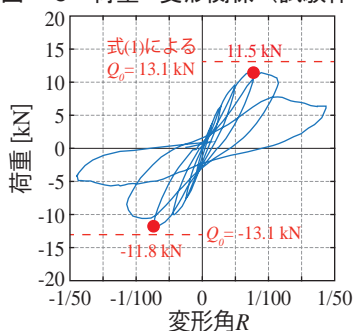


図-8 荷重-変形関係 (試験体 2)

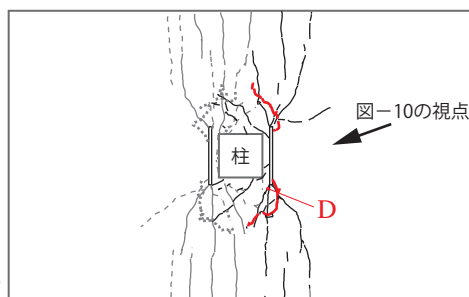


図-9 ひび割れ図 (試験体 2)

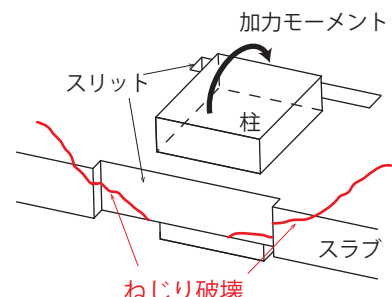


図-10 破壊形式 (試験体 2)

リートの圧縮強度は 21.4 N/mm^2 、ヤング係数は 23.1 kN/mm^2 であった。材料試験は、試験体 1 の加力終了 4 日後、試験体 2 の加力終了翌日にあたる材齢 38 日目に行った。コンクリート供試体は現場封緘養生とし、試験体は現場で型枠に収めたまま養生シートで覆い、散水によって湿潤を保った。

2.2 加力方法

図-4 に加力装置を示す。23 ϕ の PC 鋼棒 8 本を用いて柱と土台を固定し、さらにその PC 鋼棒を緊張させることで柱に軸力（軸力比 0.2 となる 432kN）を加えた。その後、溝形鋼を乗せたスラブ両端部に逆対称に鉛直力を加え、変形角 θ R を $\pm (1/500, 1/250, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50, 1/33, 1/25, 1/20)$ rad となるよう変位制御による正負繰返し载荷を行った。制御変形角 θ R は、左右のスラブ加力点変位の差を加力点長さ l で除した値とした。

3. 破壊経過

3.1 試験体 1 (標準試験体)

荷重-変形関係を図-5 に示す。同図中に、式(1)によるパンチング強度 Q_0 を破線で示す。ここで、横軸の変形角 R は、柱・土台回転の影響を取り除いたスラブのみの変位による変形角（算出方法は文献3）を参照）である。図-6 にスラブ上面のひび割れ図を示す。図-6 の実線は正加力時、破線は負加力時のひび割れである。また、赤色太線はパンチング破壊による浮き上がり部分を示している。変形角 $R = +1/242$ の時、柱隅から斜めにねじりひび割れ A、B が発生した。変形角 $R = +1/116$ の時に柱前面に曲げひび割れ C が発生した。その後、変形角 $R = +1/30$ (図中の□) で最大耐力を發揮し、変形角 $R = +1/25$

の時、図-7のようにパンチング破壊が生じた。なお、図-5中の記号(○, △)については後述する。

3.2 試験体2 (スリット有)

荷重 - 変形関係を図-8に示す。図-9にスラブ上面のひび割れ図を示す。変形角 $R = +1/690$ の時スリットの隅からひび割れDが発生し、変形角 $R = +1/202$ の時に柱隅からも斜めにねじりひび割れが発生した。その後、変形角 $R = +1/128$ (図中の●) で最大耐力を発揮した。変形角 $R = +1/88$ の時に図-9の赤色太線部分で浮き上がりが顕著となり、次のサイクルで浮き上がりがさらに拡大し、図-10のように柱側面でねじり破壊を生じた。試験体2のひび割れの生じた範囲は、柱側面のねじり変形する領域に集中しており、スリットより外側(加力位置側)にはひび割れはほとんど見られなかった。

4. スラブ筋の歪度分布

図-11に歪ゲージ位置とスラブ主筋の歪度分布を示す。歪ゲージはスラブ上端筋に貼り付けた。鉄筋の降伏歪は 2005μ であり、スラブ筋は降伏しなかった。

スラブ長辺方向の主筋では、両試験体とも柱芯から400 mmの位置で歪度が最大であった。変形角がおおよそ $1/130$ の時の○と●を比較すると、両試験体の歪度分布の傾向が近いことが分かる。試験体2はこの時に最大耐力を発揮していたが、試験体1はこの後も荷重が増え、最大耐力時の歪度は試験体2のおおよそ4倍となっていた。

スラブ短辺方向の主筋では、試験体2の最大耐力時程度の変形角において、両試験体とも同様の傾向となったが、試験体2が柱側面のねじり領域において試験体1よりも大きい歪度であった。最大耐力時で両試験体と比較すると、歪度分布のピーク位置に違いが見られた。試験体1のピーク位置はスリットの外側であるのに対し、試験体2はスリットの内側であった。試験体1は、試験体2に比べて柱よりも遠い位置でねじり抵抗が生じていた。

5. スラブの変形

5.1 計測方法

図-12に変位計測位置を示す。床からマグネットスタンドを使い、変位計をスラブ下面にあて、各点の鉛直変位を計測した。

5.2 スラブの変形状

柱・土台の回転を取り除いた各変位計の値 D_i (修正方法は文献3) 参照) を用いて、スラブの変形状を立体化した。図-13に変形倍率を100倍とした変形角 $R = +1/126$ の試験体1と $R = +1/128$ (最大耐力時) の試験体2のアイソメ図を示す。試験体1はスラブ全域で緩やかに変形しているが、試験体2は柱側面のスラブが柱近傍で局所的に変形しており、その他の部分は変形が小さく

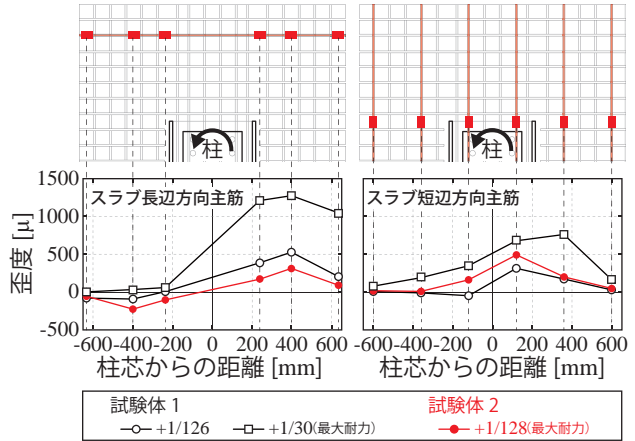


図-11 スラブ筋の歪度分布

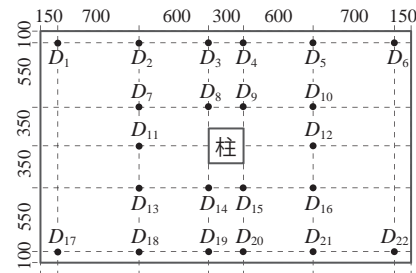
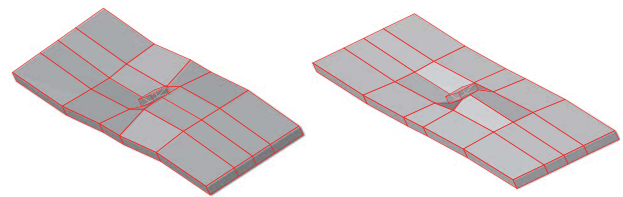
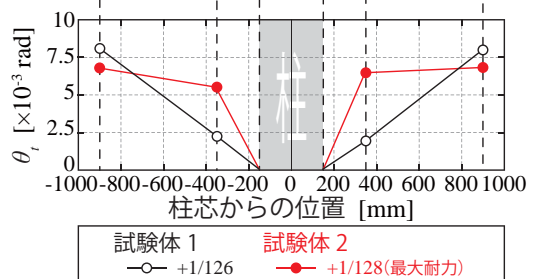
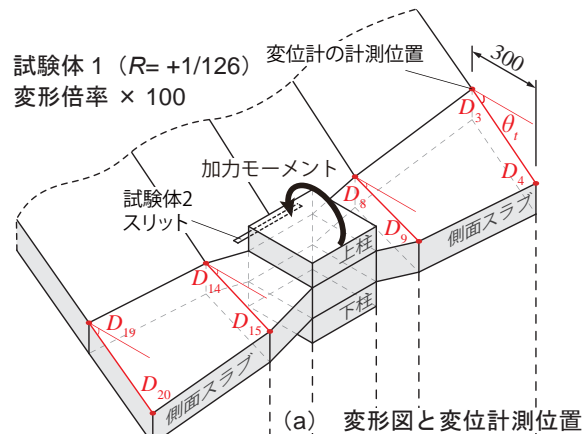


図-12 変位計測位置



(a) 試験体1 $R = +1/126$ (b) 試験体2 $R = +1/128$ (最大耐力時)

図-13 スラブの変形状 (変形倍率 × 100)



(b) ねじれ角の分布

図-14 柱側面スラブのねじれ角

直線的となっていた。

5.3 柱側面スラブのねじり角

変形図と変位計の計測位置を図-14(a)に示す。変位計の値 D_i を用いて、柱に対する柱側面のスラブの相対回転角（ねじり角 θ_i ）を次式により求めた。

$$\theta_i = \frac{D_3 - D_4}{300} \quad (3)$$

D_3, D_4 だけでなくその他の計測箇所でも同様に回転角を算出した。ねじり角 θ_i の分布を図-14(b)に示す。試験体1は柱から離れるに従いねじり角は増加していたが、試験体2はねじり変形が柱芯から±350 mmまでの範囲に集中しており、その外側はねじり角が一定となっていた。試験体2の±350 mmでのねじり角 θ_i は 6.0×10^{-3} rad であり、試験体1の約3倍であった。

5.4 ねじりせん断歪

試験体1 ($R = +1/126$)、試験体2（最大耐力時、 $R = +1/128$) のアイソメ図と赤色で塗り潰した部分の断面図を図-15に示す。断面図の破線は、元の断面形状である。実線で描かれた断面は、スラブ短辺方向の傾きを修正した変位計の値 D_i' （修正方法は文献3）参照）から作成したものである。この実線による断面の変形を次式によって、せん断歪度 γ に変換した。

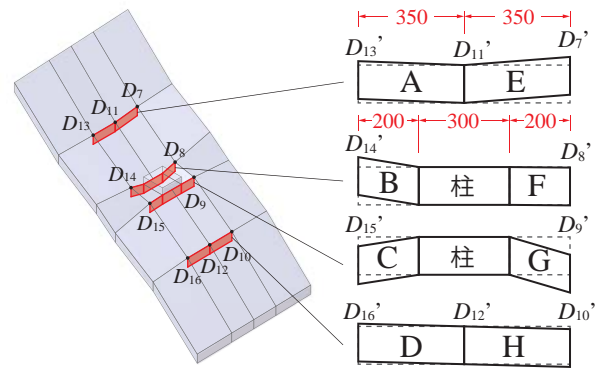
$$\gamma_A = \frac{D_{13}' - D_{11}'}{350} \quad (6)$$

$$\gamma_B = \frac{D_{14}'}{200} \quad (7)$$

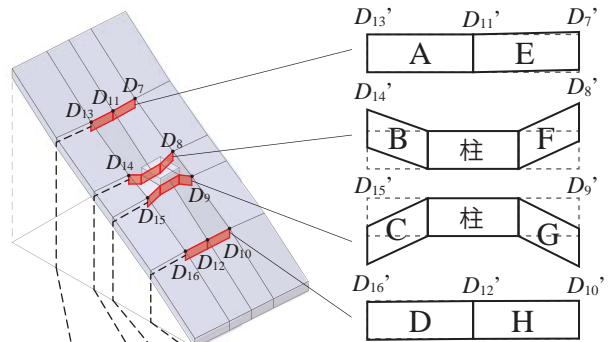
残りのC～H断面でも同様にせん断歪度を算出した。図-16に断面A～D側のせん断歪度の分布を示す。試験体1の変形角 $R = +1/126$ ではB, C断面のせん断歪度は±1600 μ であった。一方、試験体2では3500 μ 、-5000 μ であり試験体1の約2.7倍となった。

次に、各サイクルのピーク時におけるA～H断面（図-15中）のせん断歪度を算出し、プロットしたねじりせん断歪度 - 変形関係を図-17に示す。黒色実線は、試験体1のB, C, F, G断面を平均したせん断歪度である。破線は試験体1のA, E, D, H断面を平均したものである。赤色実線は、試験体2のB, C, F, G断面を平均したものである。図-17の記号（○, △, □, ●）は、図-5, 8の記号と対応する。

試験体1のB, C, F, G断面（黒色実線）では、変形角 $R = +1/59$ の時（図中の△）、試験体2の最大耐力時（図中の●）と等しいせん断歪度となっていた。最大耐力時である変形角 $R = +1/30$ の時（図中の□）、せん断歪度は11900 μ であり、試験体2の最大耐力時のせん断歪度の約2.4倍であった。また、試験体1のA, E, D, H断面のせん断歪度（破線）は常に小さな値を推移していた。



(a) 試験体1 ($R = +1/126$)



(b) 試験体2（最大耐力時、 $R = +1/128$)

図-15 アイソメ図と断面（変形倍率 × 100）

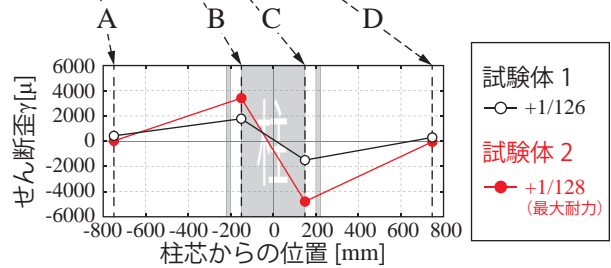


図-16 ねじりせん断歪度分布

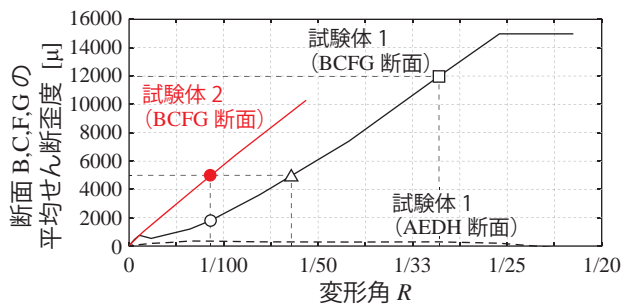


図-17 ねじりせん断歪 - 変形関係

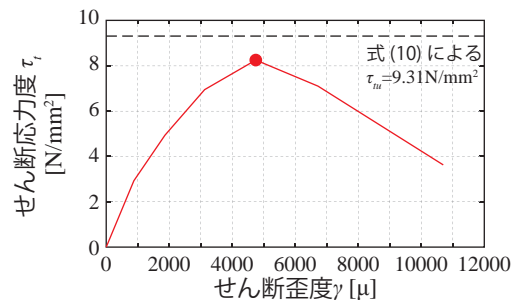


図-18 試験体2から推測した $\tau_t - \gamma$ 関係

6. 試験体 2 から推測するねじりせん断応力度

スリットを有する試験体 2 は柱両側面のねじりのみで抵抗していた。そこで、試験体 2 の実験結果を用いて、柱側面のねじりせん断応力度 - 歪度関係を導出した。RC 規準による柱両側面のねじり抵抗 M_t の算定式を示す。

$$M_t = \tau_u \frac{d^2}{2} \left\{ (c_1 + d) - \frac{d}{3} \right\} \times 2 \quad (8)$$

式 (8) を式 (9) に式変形し、 M_t の項に試験体 2 の実験値を代入することで、ねじりせん断応力度 τ_t を算出した。

$$\tau_t = \frac{P \times l}{d^2 / 2 \{ (c_1 + d) - d / 3 \} \times 2} \quad (9)$$

P : スラブ両端の平均荷重 (試験体 2 の実験値)
せん断歪度 γ は、図 - 17 のように算出した B, C, F, G 断面 (正負両載荷を考慮) を平均したねじりせん断歪度を用いた。図 - 18 に導出したねじりせん断応力度 - 歪度関係を示す。同図中に RC 規準によるコンクリートのねじりせん断強度 τ_u も併せて示す。

$$\tau_u = 6\tau_u = 6 \times 0.335 \sqrt{\sigma_B} \quad (10)$$

τ_u : コンクリートの直接せん断強度

σ_B : コンクリートの圧縮強度

導出されたせん断応力度 τ_t の最大値は、歪度 γ が 4745 μ の時の 8.26 N/mm² であり、計算値 τ_u と概ね一致した。

7. 試験体 1 のねじりせん断抵抗

式 (2) が正しいとすれば、試験体 1 はスラブの曲げ抵抗とねじり抵抗が混在している。そこで、試験体 1 のねじり抵抗を以下のふたつの方法で算出し、比較を行った。

- ・方法 A : 実験結果から曲げ抵抗の寄与分を差し引いて間接的にねじり抵抗を算出する。

- ・方法 B : 試験体 2 の結果から得られたせん断応力度 - 歪度関係 (図 - 18) を用いて直接、RC 規準が定める算定断面でのねじり抵抗を算出する。

7.1 方法 A : 柱前後スラブを梁とみなした場合

試験体 1 を図 - 19 のように柱前後のスラブとそれ以外の 2 つの部材に分ける。曲げ抵抗する柱前後のスラブを梁とみなし、骨格曲線を描く。柱フェイスを降伏位置として、文献 4) を参考に曲げひび割れ強度と曲げ終局強度を算出する。初期剛性は片持ち梁を想定して求めた。剛性低下率は、菅野式を用いた。

試験体 1 の実験結果、算出した柱前後のスラブの骨格曲線、実験結果から骨格曲線を差し引いたものの 3 つを図 - 20 に示す。実験結果から骨格曲線を差し引いたもの (図中の赤色実線) が、式 (1) では M_s と M_t の和であるとされているが、著者らは式 (2) のように想定しているため、ねじり抵抗の寄与分であると考える。

7.2 方法 B : せん断応力度 - 歪度関係から推定した場合

試験体 1 のねじりせん断歪度 - 変形関係 (図 - 17 黒色実線) に、試験体 2 の実験結果から導出したねじりせん断応力度 - 歪度関係 (図 - 18) を用いて、試験体 1 の RC 規準が想定する算定断面でのねじりモーメントを算出した。具体的には、式 (8) の τ_u に図 - 17 中の黒色実線のせん断歪度に対応する、図 - 18 から読み取ったねじりせん断応力度を代入して算出した。

7.3 方法 A・B によるねじりモーメントの比較と考察

図 - 21 に方法 A による算定結果を赤線で、方法 B による算定結果を黒線で示す。方法 B は方法 A を大きく下回っている。この両者の差 (図中の薄い赤色で塗られた部分) は、RC 規準による算定断面外の領域によって負担されているねじりモーメントを表している。算定断面が最大せん断応力度に達した時 (図中の Δ)、算定断面外では全体のねじりモーメントのおよそ 4 分の 1 を負担している。その後、算定断面の負担ねじりモーメントが低下するとともに、算定断面外の負担ねじりモーメント

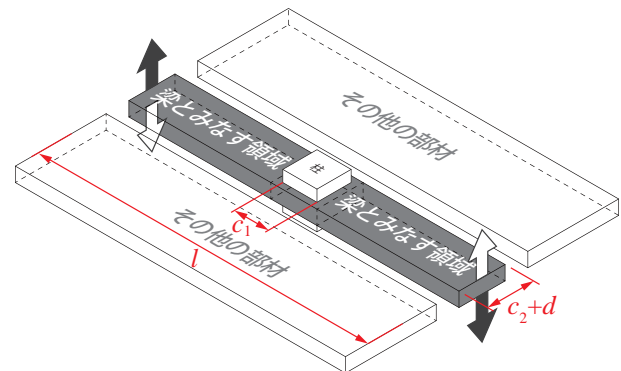


図 - 19 方法 A の領域説明図

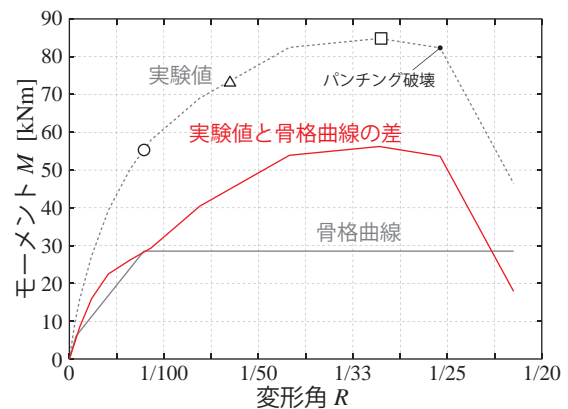


図 - 20 方法 A : 実験値と骨格曲線の差

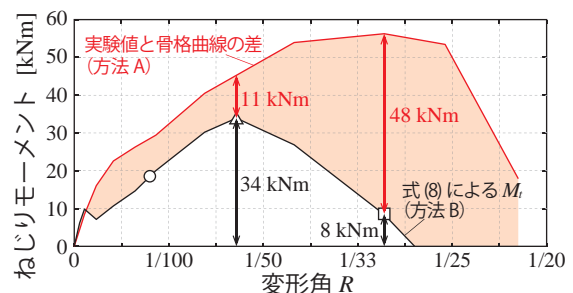


図 - 21 ねじりモーメント - 変形関係 (試験体 1)

が増加する。試験体1が最大耐力に達した点(図中の□)では、算定断面外では48 kNmのねじりモーメントが負担されていた。これは、算定断面が負担できるねじりモーメント(34 kNm)よりも大きな値であり、最大ねじりモーメントのおよそ85%に相当する。算定断面外で負担されているねじりモーメントは大きく、パンチング破壊の耐力を算定するためには、この領域を推定する必要がある。

8. ねじり算定断面の検討

ねじりに関する算定断面と応力状態を図-22のように仮定し、試験体1の実験結果において追加断面がどの程度あったのかを検証する。算定断面は、RC規準の算定断面外にスラブ有効せい d の α 倍の長さの断面を追加したものである。追加断面に働くせん断応力度は、コンクリートの直接せん断応力度 τ_u としている。追加断面のみによるねじりモーメント M_o は、下式により算出する。

$$M_o = \tau_u \alpha d^2 (c_1 + d + \alpha d) \times 2 \quad (11)$$

ここで、図-21の赤線と黒線の差(薄い赤色で塗られた部分)が追加断面のねじりモーメント M_o によるものであると仮定した時の α - R 関係を図-23に示す。図-23によると、変形角 $R = +1/59$ の時(図中の△)、つまりRC規準で規定されている算定断面内が最大せん断応力度に達した時の追加断面の長さは $0.68d$ であった。実験値の最大耐力時である変形角 $R = +1/30$ の時、追加断面の長さは $2.20d$ であった。

上記のように算定断面外にもねじり抵抗領域を考慮することで、実験結果と適合する。図-24に変形性状からねじり抵抗領域を概算したものを示す。試験体2では図-24(a)のようにRC規準の算定断面のみからスラブに力が伝わることで局所的に変形していた事がわかる。一方、試験体1では図-24(b)のように追加断面を含む広い領域で力が伝わることにより、柱側面のスラブで柱から遠い位置でもねじり変形していた。試験体1の最終破壊位置が試験体2と違って柱からスラブ有効せい d の4倍程度遠い位置であった(図-6)ことから、ねじり抵抗領域がRC規準の想定よりも大きいと言える。

9. まとめ

標準試験体と柱前後面にスリットを設けた試験体の2種類について実験を行い、以下の知見が得られた。

- (1) 標準試験体の強度はRC規準による計算値と概ね一致したが、RC規準が定める算定断面より広い領域でねじり抵抗が生じた。
- (2) スリットを設けた試験体は、RC規準が定める算定断面の領域でねじり抵抗しており、強度も計算値と概ね一致した。
- (3) パンチング強度の計算式として式(2)が正しいとす

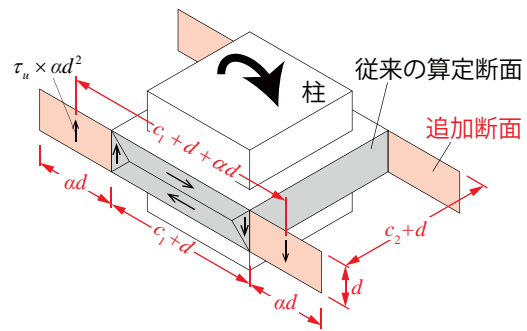


図-22 柱両側面のねじりによるモーメント

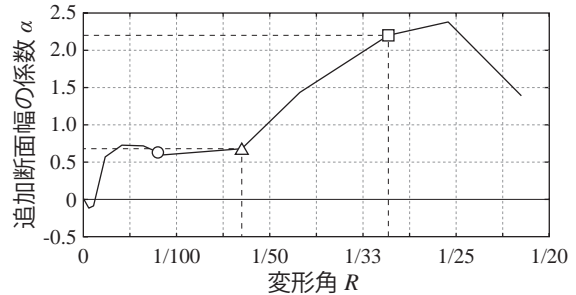
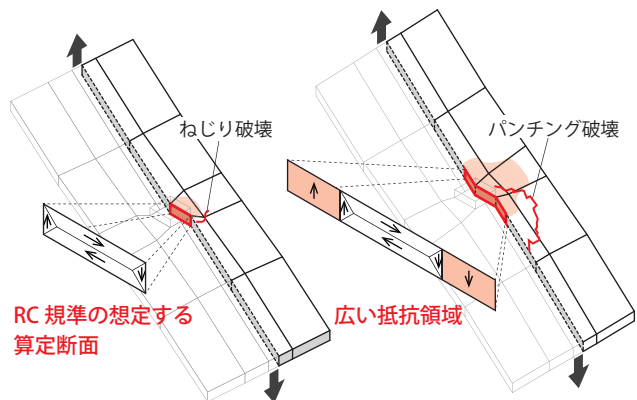


図-23 α - R 関係



(a) 試験体2 ($R = +1/126$) 変形倍率 $\times 100$ (b) 試験体1 ($R = +1/30$) 変形倍率 $\times 25$

図-24 ねじり抵抗領域

れば、ねじり抵抗領域はスラブの変形と共に増大し、スラブ有効せいの2倍程度に達する。このとき、RC規準が想定する柱側面のねじり抵抗はほぼゼロにまで低下すると考えられる。

参考文献

- 1) 狩野芳一, 吉崎征一: フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する研究(その1~その4), 日本建築学会論文報告集, No.288, No.292, No.300, No.309, 1980-1982
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.102-114, 2010
- 3) 戸塚真里奈, 高越総一郎, 高橋之, 市之瀬敏勝: 地震力を受けるフラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する実験研究(その1~その3), 日本建築学会東海支部研究報告集, 第52号, No.256-258, 2014
- 4) 国土交通省住宅建築指導課: 2007年度版建築物の構造関係技術解説書, pp.620-625, 2007