# 論文 フラットプレート構造の柱-スラブ接合部におけるせん断補強筋の 評価手法の提案

佐多 将樹\*1·市之瀬 敏勝\*2·田口 孝\*3·深津 尚人\*4

要旨:フラットプレート構造におけるパンチング破壊を防ぐ方法の1つとして,せん断補強筋による補強法 が用いられ一定の効果が確認されているが,その定量的評価法は確立されていない。本研究では,柱-スラ ブ接合部周辺に配置したせん断補強筋の効果を評価するための提案を行い,既往の実験結果との比較により, 提案の妥当性を検証した。また,RC規準による設計式では説明がつかない柱側面での捩れ破壊モードを, 理論的に説明可能であることを確認した。

キーワード:フラットプレート構造, せん断補強筋, RC 規準, パンチング破壊, 捩れ破壊

#### 1. はじめに

フラットプレート構造を用いると, 広い開口や比較的 自由な空間計画が実現可能となるため、集合住宅への転 用が望まれる。しかし、通常のラーメン構造に比べて柱 とスラブの接合部面積が小さいため、地震時において柱 - スラブ接合部周辺に応力が集中し、スラブのパンチン グ破壊を起こしやすい。パンチング破壊を抑止する方法 として,米国では,柱の周辺スラブにせん断補強筋やス タッド等を用いた補強がよく行われている。鉛直荷重の みが加わる場合,その効果は明瞭であり,米国の規準1) では補強効果を考慮した設計式が用いられている。一方, 鉛直荷重に比べて遥かに大きい地震荷重が加わる場合, せん断補強の効果は現在のところ不明瞭であり, 地震力 の大きい日本の RC 規準<sup>2)</sup> では、補強効果は設計式に反 映されていない。しかし、 せん断補強により地震荷重時 の変形能力が向上する実験例<sup>3),4)</sup>もあり,評価方法の確 立が望まれている。

本研究では、フラットプレート構造の柱-スラブ接合 部におけるせん断補強筋の効果を適切に評価する新たな 手法の提案を行う。

#### 2. 鉛直荷重下におけるせん断補強筋の評価

これまでの研究<sup>5), 0</sup> から,フラットプレート構造に鉛 直荷重のみが作用する場合,柱-スラブ接合部(図-1 参照)の破壊に対するせん断補強筋の効果は確認されて いる。しかし,その定量的評価法は確立されていないの が現状である。RC規準では,鉛直荷重による接合部の せん断破壊は算定断面において生じるものとし,その終 局強度を以下の式によって定めている。

$$V_0 = \tau_c A_c$$

$$A_{c} = 2(c_{1} + d)d + 2(c_{2} + d)d$$
(2)  

$$\tau_{c} = 0.335\sqrt{\sigma_{B}}$$
(3)

 $V_0$ :接合部が負担できる終局鉛直力  $\tau_c$ :コンクリートが負担するせん断応力度  $\sigma_B$ :コンクリートの圧縮強度

一方筆者らは、川崎ら<sup>6)</sup>の実験(柱の周囲8箇所に鉛 直荷重を加えてせん断補強筋の効果を検討)について、 実際の接合部の鉛直耐力 V<sub>0(test)</sub>をRC規準を用いて評価 可能か検討を行った。検討結果を図-2に示す。

図-2より, 接合部周りにせん断補強筋を施した場合, RC規準ではその鉛直耐力を適切に評価できていないこ とが明らかとなった。このような事実を受けて, 鉛直荷



\*1 元名古屋工業大学大学院 工学研究科社会工学専攻 (正会員)
\*2 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科教授 工学博士 (正会員)
\*3 矢作建設工業(株)地震工学技術研究所主席研究員 博士 (工学)(正会員)
\*4 矢作建設工業(株)地震工学技術研究所主任研究員 (正会員)

-457-

(1)

重下におけるせん断補強筋の影響を,以下の式によって 表す。

$$\tau_{s(test)} = \tau_{(test)} - \tau_c = \frac{V_{0(test)}}{A_c} - \tau_c \tag{4}$$

式(4)に対して, せん断補強筋の効果は一般の梁と同様に考え, 荒川式と同じく次式で評価することを提案する。

$$\tau_{s} = 0.85 \sqrt{p_{w} \cdot \sigma_{wy}} \tag{5}$$

τ<sub>s</sub>: せん断補強筋が負担するせん断応力度

*p<sub>w</sub>*: せん断補強筋比 σ<sub>wy</sub>: せん断補強筋降伏強度
 式(4)と式(5)の比較結果を図-3に示す。

図-3より,提案式(5)によって算出されるτ<sub>s</sub>は, 実験値と比較して安全側の評価とはなっているが,せん 断補強筋の効果の傾向を概ね良好に評価できている。こ れを受けて,接合部にせん断補強筋を配置した場合の鉛 直耐力の設計式として以下の式を提案する。

$$V_0 = (\tau_c + \tau_s) A_c \tag{6}$$

提案式(6)によって導かれる鉛直耐力と,実際の接合 部の鉛直耐力 *V*<sub>0(rest</sub>を比較した結果を図-4に示す。

図-4より,式(6)によって算出される接合部の鉛 直耐力は,RC規準式で算出される場合の図-2と比較 して,より適切に実験による耐力を評価できている。し たがって本研究では,鉛直荷重のみが作用する場合に接 合部に施されたせん断補強筋の評価式として,提案式



(5), (6) を用いる。

阿崎ら<sup>60</sup>の実験では、スラブ全面に渡ってせん断補強 筋が施されていた。そのため、スラブ面における鉛直強 度分布は一様であった。しかし、せん断補強範囲によっ ては、せん断補強が施されている外側で破壊が起こる可 能性も考えられる。その詳細な考察は後述する。

## 3. 水平荷重下におけるせん断補強筋の評価

## 3.1 水平荷重下における鉛直荷重の影響

フラットプレート構造が逆対称曲げモーメントを受け,柱-スラブ接合部でパンチング破壊を生じる場合, RC規準では接合部の耐力を以下の式で算定する。

$$M_{0} = M_{f} + Q_{s1} \cdot l_{1} + M_{t}$$
<sup>(7)</sup>

M<sub>0</sub>:算定断面が負担できるモーメント

*M<sub>f</sub>*:算定断面の曲げ強度

*Q*<sub>s1</sub>:算定断面のせん断強度

$$l_i$$
: 算定断面の幅 (図-1 中において  $l_i = c_i + d$ )

*M*<sub>t</sub>:算定断面の捩れ強度

また,接合部に伝達される全鉛直力 V<sub>u</sub> とモーメント M<sub>u</sub> の間に以下のような相関関係が成り立つとされている。

$$\frac{V_u}{V_0} + \frac{M_u}{M_0} = 1$$
 (8)

そこで,鉛直荷重と水平荷重が同時に作用する場合,接 合部の計算耐力を以下の式によって補正する。

$$M_{cal} = \left(1 - \frac{V_{test}}{V_0}\right) \cdot M_0 \tag{9}$$

M<sub>cal</sub>: 鉛直荷重を考慮した接合部の計算耐力

V<sub>test</sub>:接合部に伝達される鉛直力

本研究で主な考察の対象となる試験体(接合部にせん断 補強筋による補強が施されている試験体)において、鉛 直荷重の割合は $V_{test}/V_0 = 0 \sim 0.04$ と非常に小さい。

## 3.2 RC 規準の問題点

RC 規準では前述の通り,接合部でパンチング破壊が 生じることを前提とした設計式が用いられている。しか し,柱-スラブ接合部周辺にせん断補強筋を施した試験 体においてはパンチング破壊が生じない試験体が確認さ れている。その例として,柱の4周にせん断補強筋を施 した狩野ら<sup>30</sup>のH-3試験体では,図-5のように柱側 面で捩れによるせん断ひび割れが発生したが,柱前後面 でのせん断ひび割れは見られなかった。また,柱の両脇 にボイドを配置し柱の前後面にせん断補強筋を施した鈴 木ら<sup>40</sup>のFP2-SS試験体でも図-6に示すように柱側面 の捩れひび割れだけが観察された。2試験体ならびに狩 野ら<sup>30</sup>の論文中においてせん断補強筋が施されていない 試験体の接合部耐力を,RC規準の設計式を用いて計算 した結果を図-7に示す。図-7より,H-3では実験 値を過小評価,FP2-SS では過大評価する傾向が見られる。

## 3.3 せん断補強筋の評価法の提案

せん断補強筋の配置が接合部の破壊状況へ与える影響 の一つとして,破壊面の変化が考えられる。RC規準で は算定断面でのみ接合部破壊が起こるものとしている が,せん断補強筋の配置によって接合部周辺のスラブ強 度が増し,相対的に強度が小さくなる外側のスラブで破 壊が生じることが考えられる。

H-3を例にとって、各破壊面における各断面力の計 算方法を示す。H-3において、せん断補強筋は**図**-8の範囲、すなわちスラブ厚さtの3倍までの範囲に配筋 されている。ここで、せん断補強の範囲を $x \times y$ と表す。 この試験体では、 $x = y = c_1 + 3t$ である。

最初に、図-9のように、柱の近傍で破壊する場合を 考える。このとき、柱前後面での曲げモーメントは

 $M_{f} = 0.9 \sum a_{i}\sigma_{y}d$  (10) で計算する。ここで、 $a_{i}$ は破壊面を横切るスラブ鉄筋の 断面積であり、 $\Sigma$ は上端筋と下端筋の和を表す。前後面 のせん断力は、式 (3) の $\tau_{c}$ と式 (5) の $\tau_{s}$ を用いて次式 で与えられるものとする。

$$Q_{s1} = (\tau_{c} + \tau_{s})(c_{2} + d)d$$
(11)

側面の捩れ強度もせん断補強筋が $\mathbf{2} - 5,6$ のような斜め ひび割れに抵抗することを考慮して,次式のように $\tau_s$ を 追加する。

$$M_{t} = 6(\tau_{c} + \tau_{s})d^{2}\left[(c_{1} + d) - \frac{d}{3}\right]$$
(12)

第2の破壊面として、図-10のように、前後面のみ をせん断補強範囲の外側まで拡張する。前後面の曲げ モーメントは、図-11のような曲げモーメント分布を 考慮して、次式で算定する。

$$M_f = \frac{l_x - x}{l_x - c_1 - d} \times 0.9 \sum a_t \sigma_y d \tag{13}$$

ここで $l_x$ はスパン距離とする。前後面のせん断強度は, 式(11)の $\tau_s$ を0として算定する。側面の捩れ強度は, 式(12)の $c_1$ をxで置き換えて算定する。また,せん断 補強筋比は,拡張後の幅に応じて次式のように補正する。

$$p_w' = p_w \times \frac{x}{x+d} \tag{14}$$

pw':補正後のせん断補強筋比

pw: 補正前のせん断補強筋比

第3の破壊面として図-12のように側面のみをせん 断補強範囲の外側まで拡張する。前後面の曲げモーメン トは式(10)で算定する。ここで、破壊面が広がること により $a_i$ の値は増大する。前後面のせん断強度は、式(11) の $c_2 e_y$ で置き換えて算定する。また、せん断補強筋比 は、拡張後の幅に応じて次式のように補正する。

$$p_w' = p_w \times \frac{y}{y+d} \tag{15}$$



側面の捩れ強度は、式(12)のτ。を0として算定する。

第4の破壊面として、図-13のように、前後面、側 面ともせん断補強範囲の外側まで拡張する。前後面の曲 げモーメントは式(13)で算定する。ここで、破壊面が 広がることにより $a_i$ の値は増大する。前後面のせん断強 度は、式(11)の $c_2 e_y$ で置き換え、 $\tau_s e_0 e_1 c_2$ 定 する。側面のねじれ強度は、式(12)の $c_1 e_x$ で置き換 え、 $\tau_s e_0 e_1 c_2$ 定する。

以上の式を用いてH-3の強度を計算した結果を図-14に示す。実際の試験体は $p_w = 0.018$ であるが、せん 断補強筋の効果を視覚化するため、計算値は $p_w & 0$ から 0.02 まで変化させて横軸とした。すべての $p_w$ の値に対し て、破壊面(i)の計算値が最低値となった。ただし、(i) の計算値は実験値(図中の口)を大幅に上回った。

## 3.4 スラブ分割による釣合条件の考察と捩れ破壊の考慮

上記の過大評価の原因として,破壊形式の考察を無視 していたことが考えられる。そこで,図-15に示すよ うに,太田ら<sup>n</sup>の研究を参考にスラブを要素分割する。 このとき,図-15中の断面力の間には以下のような釣 り合い式が成り立つ。

・要素③でのモーメントの釣り合い

$$2Q \cdot l_2 + Q_{s1} \cdot l_2 - 2M - \frac{M_f}{2} = 0$$
(16)

- ・要素③での鉛直力の釣り合い  $Q_{s1} + 2Q - V = 0$  (17)
- ・要素②でのモーメントの釣り合い

$$2M + Q \cdot l_1 - \frac{M_t}{2} = 0 \tag{18}$$

- ・要素①でのモーメントの釣り合い  $M_f + M_i + Q_{s1} \cdot l_1 - Ph = 0$  (19)
- ・部分架構全体でのモーメントの釣り合い  $Ph = Vl_x$  (20)
- ここで
  - Q:分割断面でのせん断力
  - M: 分割断面での曲げモーメント
  - *M*,: 柱側面でのねじりモーメント
  - M<sub>r</sub>: 柱前後面での曲げモーメント
  - V: スラブ支持反力 P:水平荷重 h: 加力間距離
  - $l_1 = c_1 + d \pm t \pm t + d$
  - $l_2 = (l_x l_1) /2$

接合部が RC 規準による破壊(パンチング破壊)を生 じる場合, 釣り合い式(16)~(20)(以下, 連立方程式) 中において,  $M_p$ ,  $M_p$ ,  $Q_{s1}$ の値は既知であり, その他の 断面力 Q, M, Vについては未知である。柱前後面での せん断力  $Q_{s1}$ は式(11)による。H-3試験体について, 連立方程式を解いた結果を**表-1**に示す。

表-1より,多くの破壊面において要素②でのせん断



図-15 スラブ断面力の釣り合い

表-1 H-3の計算結果

破壊面	$M_{f}$	$Q_{s1}$	$M_{\rm t}$	Q	$M_0$
	kNm	kN	kNm	kN	kNm
(i)	10	86	37	-28	71
( ii )	9	38	78	4	109
(iii)	21	170	17	-67	86
(iv)	18	80	36	-19	101

カ*Q*が負の値になるが,要素③の変形を考えれば,*Q*が 負になることは考えられない。式(17)-(20)に*Q*=0を代 入して柱前後面のせん断力*Q*<sub>s1</sub>を逆算すると,次式(21) が得られる。

$$Q_{s1} = \frac{M_f + M_t}{2l_2} \tag{21}$$

この場合, *Q*<sub>s1</sub>は式(11)のせん断強度に達していないため, 本仮定は柱前後面の曲げ降伏と柱側面の捩れのみによる 破壊モードを提案していることになる。

なお,要素②の前後面の曲げモーメント*M*は,側面の捩 れモーメント*M*,により要素①へ伝達される。



式 (21) を式 (7) に代入し,  $l_2 = (l_x - l_1) / 2 を考慮す$ ると式 (22) が得られる。

$$M_{0} = \frac{l_{x}}{l_{x} - l_{1}} \left( M_{f} + M_{t} \right)$$
(22)

H-3において捩れ破壊が生じると想定し、Q = 0として連立方程式を解いた結果を図-16に示す。図-16より、Q = 0として連立方程式を解くことで、捩れ破壊



表-2 FP2-SSの計算結果

破壊面	$M_{f}$	$Q_{s1}$	$M_{\rm t}$	Q	$M_0$
	kNm	kN	kNm	kN	kNm
(i)	98	222	170	-38	447
( ii )	68	188	310	12	650
(iii)	138	330	91	-83	502
(iv)	96	285	162	-31	684

を生じた試験体の接合部耐力を, RC 規準と比較して精 度良く評価することができた。破壊面に関しても,実験 による破壊形状と良く一致する結果となった。

# 4. ボイドを有する試験体への適用

## 4.1 Q = 0 を考慮しない場合の計算

鈴木ら<sup>4)</sup>の試験体 FP2-SS は、次の3点においてH-3 と大きく異なる。

(1) スラブの自重を減らすためのボイドを設けている(図-5および図-17参照)。

(2) 柱の側面にせん断補強筋を施していない(図-17 参照)。

(3) 柱の前後面のせん断補強筋は, 1.2%から 0.2%まで 段階的に減少させている(図-17参照)。

そこで,破壊面を図-18のように設定する。

(1)より,せん断補強範囲yの値は, $y = c_2 + 2t$ となる。(2) より,全ての破壊面において,式(12)中の $t_s = 0$ となる。 (3)より,せん断補強範囲xの値は,せん断補強筋比が 減少する一段階目で破壊が起こることを想定し, $x = c_1$ + 4t とする。破壊面(iii)における捩れモーメントは, 図-19に示すようにボイド上下部分のコンクリートの みが捩れに抵抗するものとして,以下の式を用いて計算 を行う。

$$M_{t} = 6\tau_{c} \cdot \frac{(c_{1} + d)(t - \phi)}{2} \cdot \frac{(t + \phi)}{2} \cdot 2$$
(23)

破壊面(iv)の場合は,式(23)の*c*<sub>1</sub>を*x*で置き換えて 算定する。



以上の3点を踏まえて,H-3の場合と同様の考え方 でFP2-SSの強度を計算した結果を図-20に,連立方程 式を解いた結果を表-2に示す。

図-20より, FP2-SS においてもH-3と同様に, すべての $p_w$ の値に対して, 破壊面(i)の計算値が最低値となり, その値は実験値を大幅に上回った。

**表-2**においてもH-3と同様に、多くの破壊面にお いて分割断面でのせん断力がQ<0となる結果となった。 4.2Q=0を考慮する計算

上記の結果より, FP2-SS においても,前後面での曲げ と側面での捩れにのみよる破壊モードが生じるものとし て連立方程式を解いた。計算結果を図-21 に示す。

図-21より, FP2-SS においてもとして Q=0として 連立方程式を解くことで,接合部耐力を RC 規準と比較 して精度良く評価することができた。破壊面に関しても, 実験による破壊形状と良く一致する結果となった。

## 5. 接合部耐力の計算法

これまでの考察よりせん断補強筋が施されている接合 部の耐力は,パンチング破壊を起こす場合は式(7),捩 れ破壊を起こす場合は式(24)によって決定される。以 上より,接合部の耐力は以下の式によって導かれる。

$$M_{0} = \min \left\{ \frac{M_{f} + M_{s} + M_{t}}{l_{x}} \left\{ \frac{I_{x}}{l_{x} - l_{1}} \left( M_{f} + M_{t} \right) \right\}$$
(24)

式(24)を用いて2試験体の接合部耐力を評価した結果 を図-22に示す。図-22より、せん断補強筋のある2 試験体について、提案式を用いて接合部の耐力を計算す ることによって、RC規準と比較してより高い精度で実 験値を評価できることが分かった。

## 6. 結論

本研究の範囲において、以下の知見が得られた。

- (1) フラットプレート架構に鉛直荷重のみが作用する場合,提案式によって,接合部周辺に施されたせん断補強筋の効果を良好に評価することができた。
- (2) フラットプレート架構に水平荷重が作用する場合, せん断補強筋を施した接合部の耐力に関して,破壊 面が変化する可能性を考慮し,スラブ分割法を導入 することによって,RC規準では説明がつかない捩 れ破壊の現象をうまく説明することができた。

## 参考文献

- 1) American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structual Concrete and Commentary ACI-318", 2008
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同 解説, pp.89-100, 1999
- 3) 狩野芳一,吉崎征二: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 建築学論文報告集,1980~1981
- 4) 鈴木浩章他:ボイドスラブを用いたフラットプレート構造の柱-スラブ接合部補強法に関する実験研究, コンクリート工学年次大会論文集, Vol.31, No.2, pp. 481-486, 2009
- 5) 河崎喜之他:フラットプレートの押し抜きせん断試 験(その1~その2),日本建築学会大会学術講演梗 概集,pp.255-258,1990
- 6)河崎喜之他:フラットプレートの押し抜きせん断に 関する実験的研究(その4 フック型せん断補強筋), 日本建築学会大会学術講演梗概集,pp315-316,1992
- 7)太田義弘他:壁柱・フラットプレート架構の水平荷 重に対する力学的特性に関する研究,コンクリート工 学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.499-504, 2008