

[112] 繰返し加力を受けるSFR C造柱梁接合部の耐力・変形状

正会員 ○中 村 信 行 (日本鋼管技術研究所)

正会員 坂 井 正 美 (日本鋼管技術研究所)

1. はじめに

筆者らは鋼繊維(SF)を混入した鉄筋コンクリート建築物の研究を行っており、柱にそれを適用した場合、せん断耐力および靱性が增大することを明らかにしてきた。^{1),2)} さらに地震時における骨組全体の安全性を追求するためには柱梁接合部の挙動を明らかにする必要があると考え、繰返し水平せん断力を受けた場合のSFR C造柱梁接合部の耐力、変形状を実験的に検討することにした。また通常の現場打ちRC構造では1階分ごとにコンクリートの打継ぎ部を床面位置の柱に設けるので、SFが不連続となる。そこで、その影響もあわせて調べることにした。

2. 供試体と使用材料

2.1 供試体 本実験に用いた供試体の形状は柱が25×25cm、梁が20×30cmの十字形であり、詳細を図1に示す。また供試体の種類は表1に示す4種類各1体である。No.2~4のSFを混入してある供試体は接合部を含む柱のすべてと梁の端部(柱面から15cm)にSFR Cを用いている。また各供試体とも柱、梁の主筋は端部の鋼板に溶接してあり、しかも柱上端の鋼板にはコンクリート打設用の穴をあけてある。コンクリートの打設方法はNo.1、No.2は平打ち(供試体を横にして打設する)とし、No.3、No.4は縦打ち(柱を直立させて打設する)としたうえ、さらに梁上端部位置の柱部分でSFR Cを打継いだ。

打継ぎは最初の打設から7日後に行ない、打継ぎ面の処理はワイヤーブラシでレイトランスを清掃し、目荒しを行った。

2.2 使用材料 コンクリートはセメントが普通ポルトランド、細骨材が木更津産の山砂、粗骨材は奥多摩産硬質砂岩を用いた。骨材の物理的性質を表2に、コンクリートの配合を表3に示す。SFは0.5×0.5×30mmのものを用い、表3の配合に1.0% vol.混入した。SFの混入によりスランプが低下するため高

表1 供試体種類

供試体	コンクリート打設方法	SF混入率 % vol.	コンクリート打継ぎ	接合部内補強筋
NO.1	平打ち	0.0	無	有
NO.2	平打ち	1.0	無	有
NO.3	縦打ち	1.0	有	有
NO.4	縦打ち	1.0	有	無

表2 骨材の物理的性質

種別	最大寸法 mm	粗粒率 FM	比重	単位重量 kg/m ³	吸水率 %	洗い試験 %
粗骨材	20	6.69	2.63	1590	1.4	0.6
細骨材	5	2.75	2.59	1640	2.2	1.0

表3 コンクリートの配合

水セメント比 %	細骨材率 %	セメント kg/m ³	水 kg/m ³	細骨材 kg/m ³	粗骨材 kg/m ³	A E減水剤 kg/m ³
62.0	50.0	275	170	923	938	2.75

表4 コンクリートの性質

種別	スランプ cm	空気量 %	圧縮強度 kg/cm ²	割裂強度 kg/cm ²	弾性係数 ×10 ⁵ kg/cm ²
普通コンクリート	13.0	3.6	244	16.3	2.48
SFR C	8.5	2.8	225	21.5	2.51
後打ちSFR C	8.0	3.0	265	24.5	2.60

表5 鉄筋の力学的性質

種類	直径 mm	断面積 cm ²	降伏点 kg/cm ²	引張強さ kg/cm ²	弾性係数 ×10 ⁶ kg/cm ²	伸び %
梁用丸棒	5.77	0.262	4183	5631	2.04	30.6
柱用丸棒	7.50	0.442	3470	4657	2.06	27.8
異形棒鋼	公称16	公称1.99	3882	5717	1.89	29.0

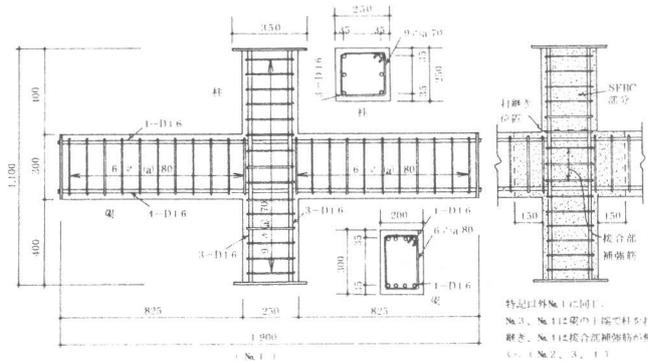


図1 供試体の詳細

性能減水剤をセメント量の0.5%wt.混入した。得られたコンクリートの性質を表4に示す。ただし力学的性質は材合28日(気中養生)のものである。鉄筋は柱、梁ともせん断補強筋が丸棒で、主筋は異形棒鋼である。鉄筋の力学的性質を表5に示す。

3. 実験方法

3.1 荷重装置および加力方法 実験に用いた装置を図2に示す。供試体は柱上下にあるピンで支持されており、しかも上側は柱に軸圧縮力を導入するため、鉛直方向はローラー支持になっている。加力は16.4t($\sigma_0=26.25\text{ kg/cm}^2$)の一定軸力を加えた後、両梁先端上下に備えたジャッキ4台により、逆対称繰返し加力を行った。

3.2 変形および歪の計測 接合部の変形計測は図3に示すように柱梁の主筋交点を対角に電気式変位計を用いて測定した。また梁端での主筋の歪を予め鉄筋に貼布したW.S.G.により測定した。

4. 実験経過および結果

4.1 経過 第1回目の繰返し荷重は±5t(荷重の正負は図2における記号Pが正方向で、その逆が負方向である。)としたが、梁、柱の曲げひびわれおよび接合部パネルのせん断ひびわれは1回目の繰返しですべての供試体に生じた。第2回目の加力は梁の主筋が降伏ひずみに達するまでとし、その後繰返し回数を増やすごとに変形を漸増させ、計8~9回の繰返しを行なった。すべての供試体が2回目の繰返しで最大耐力に達し、繰返し回数が増大とともに接合部パネルの破壊が進行した。最終破壊でのコンクリートの剥落状態を写真1(a)、(b)に示すが、SFRCを用いたNO.2~4はいずれもNO.1に比べてその剥落が小さかった。

4.2 結果 表6に梁、柱、接合部パネルの初ひびわれ荷重と最大荷重の実験値を示す。また荷重P(図2参照)と接合部パネルの変形角 r との関係を図4(a)~(d)にそれぞれ示した。ただし、 r は(1)式により求めた。

$$r = \Delta l \cdot l / (b \cdot c) \quad (1)$$

ここに b : 梁の主筋間隔 230mm

c : 柱の主筋間隔 180mm

l : 対角の長さ 292.1mm

Δl : 対角線長さの増分で図3の $(G_1-G_2)/2$

これらの結果から接合部パネルのせん断ひびわれ荷重はSFRCが普通コンクリートに比べ1~2割程度大きく、また最大荷重も1割程度大きくなることがわかった。NO.3、NO.4は柱にコンクリート打継ぎ部を有しているものであるが、最終破壊状態に至っても、打継ぎ部のないものとの違いはほとんどみられなかった。またNO.4

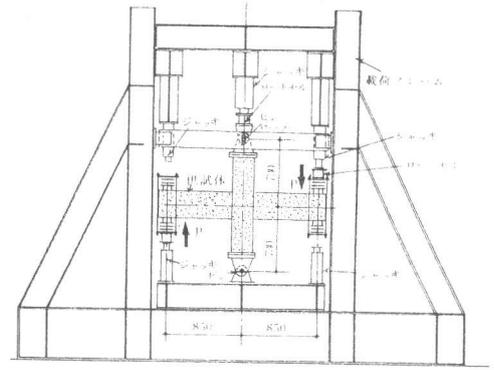


図2 荷重装置

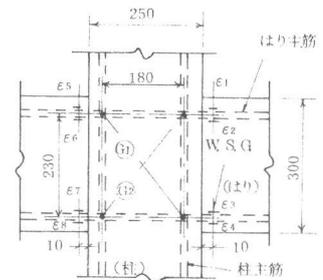


図3 接合部の計測方法

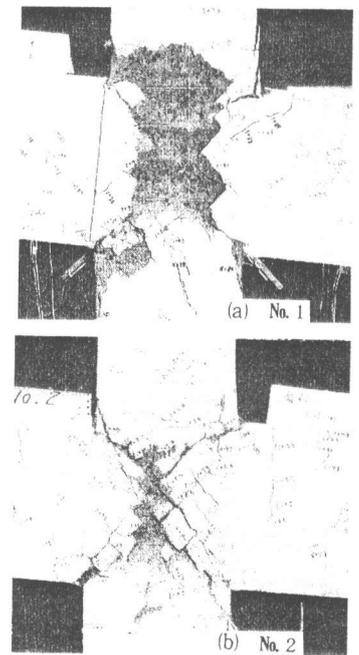


写真1 最終破壊状況

表6 実験結果(荷重はPの値)

供試体	初ひびわれ荷重						最大荷重		
	梁(曲げ)		柱(曲げ)		接合部(せん断)		実験値(t)		実/計
	実験(t)	実/計	実験(t)	実/計	実験(t)	実/計	正	負	
NO.1	2.7	1.35	3.0	1.07	3.3	0.92	8.8	8.5	1.04
NO.2	2.7	1.42	3.3	1.18	3.6	0.97	9.9	9.0	1.28
NO.3	2.7	1.42	3.0	1.07	3.6	0.97	10.0	9.8	1.29
NO.4	3.0	1.58	3.6	1.29	3.9	1.11	9.7	9.0	1.25

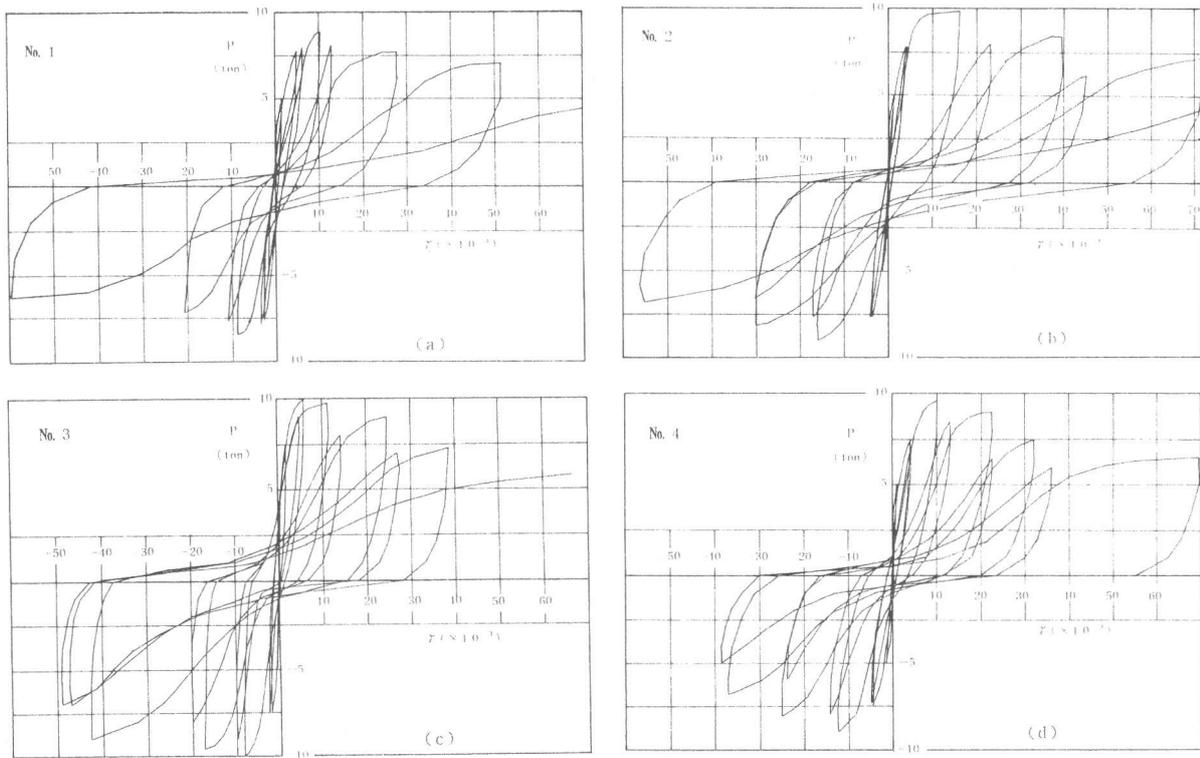


図4 梁せん断力(P)と接合部変形角(r)の関係

はパネル内にせん断補強筋を有しないものであるが、最大耐力、変形能力などから考えて補強筋の効果は小さいと言える。図5は接合部の初期剛性を比較したもので、また図6はP~r関係の正荷重時の包絡線を比較したものである。これらの結果をみると、SFRCは接合部の初ひびわれ後の剛性低下は小さいが、大変形時では普通コンクリートに比べ大きな差はないと言える。

5. 理論値との比較

5.1 曲げひびわれ荷重および曲げ終局荷重

梁および柱の曲げひびわれモーメント bMc 、 cMc は(2)式により、また曲げ終局モーメント bMu 、 cMu は(3)式より求めた。

$$\left. \begin{aligned} bMc &= \sigma_t \cdot Ze = 7.2.5 \cdot bPc \\ cMc &= (\sigma_t + N/Ae) Ze = 6.7.5 \cdot aPa \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

$$\left. \begin{aligned} bMu &= 0.9 \text{ at } \sigma_y d = 7.2.5 \cdot cPu \\ cMu &= 0.8 \text{ at } \sigma_y D + 0.5 ND(1 - N/bDFc) = 6.7.5 \cdot cPu \end{aligned} \right\} \dots\dots (3)$$

ここに bPc 、 cPc 、 bPu 、 cPu ; 梁および柱の曲げひびわれ荷重
および曲げ終局荷重

σ_t ; コンクリートの引張強度、ここでは $1.8\sqrt{Fc}$ を採用

Fc ; コンクリートの圧縮強度

Ae 、 Ze ; 梁および柱の等価断面積、等価断面係数

N ; 軸圧縮力 a ; 引張側鉄筋断面積

σ_y ; 降伏点 D ; 柱のせい b ; 柱の幅

d ; 梁の圧縮側縁から引張側鉄筋の距離

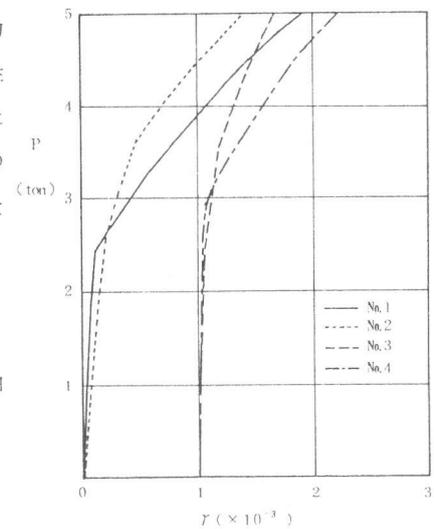


図5 初期剛性の比較

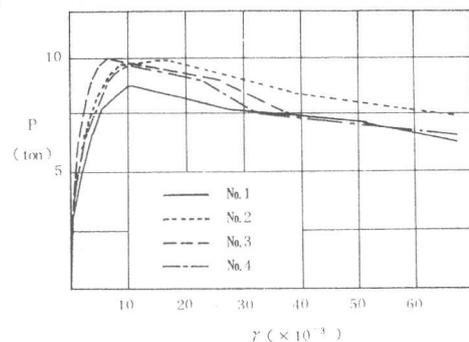


図6 P~rの包絡線比較

5.2 接合部パネルのせん断ひびわれ発生荷重および最大荷重

(1)接合部パネルに生ずるせん断力 pQ およびせん断応力度 $p\tau$ は図7を参照して、(4)、(5)式で求める。これによりせん断ひびわれ発生荷重 pP_c はせん断ひびわれ発生応力度 $p\tau_c$ として(6)式で求まる。

$$pQc = 2 M_B / j_B - Q_c \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$p\tau_c = pQc / (pb \cdot j_c) \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$pP_c = p\tau_c \cdot pb \cdot j_c / (145 / j_B - 1.164) \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここに $p\tau_c$: 最大主応力説より $\sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_t \sigma_0}$ 、 $\sigma_t = 1.8\sqrt{Fc}$

σ_0 : 軸圧縮応力で $26.25 (kg/cm^2)$

pb : 接合部パネルの厚さ(柱幅)

j_B, j_c : 梁、柱の応力中心間距離で $j_B = 23.2cm$ 、 $j_c = 18.8cm$

M_B : 梁の曲げモーメントで $72.5P (kg \cdot cm)$

Q_c : 柱のせん断力で $1.164P (kg)$

(2)最大耐力については図8に示すように接合部パネルのコンクリートが斜め圧縮斜材として作用し、これの圧縮破壊で決定すると考える。この場合の有効幅 h は柱や梁の圧縮領域で囲まれたものとする。中立軸の位置は断面の平面保持を仮定して、 e 関数法⁵⁾によって求めた。この供試体では $X_b = 9.01cm$ 、 $X_c = 8.36cm$ 、 $h = 12.1cm$ を得た。力の釣合式は(7)式となり、パネル破壊時の最大荷重 pP_u は(8)式で求まる。

$$(2 M_B / j_B - Q_c) \cos \theta + (2 M_c / j_c - Q_b) \sin \theta = pb \cdot h (Fc - \sigma_0 \sin \theta) \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$pP_u = (Fc - \sigma_0 \sin \theta) pb \cdot h / 8.005 \quad \dots\dots\dots (8)$$

5.3 以上より求めた理論値と実験値の比較を表6に示した。これによると初ひびわれ荷重のうち、梁や柱の曲げひびわれはいずれも実験値の方が大きく、接合部は逆に小さ目となった。最大荷重の理論値は梁、柱、パネルのそれぞれの計算値のなかでもっとも小さいものを採用した。NO.1の供試体を例にとると、(梁 $P = 10.2t$) > (柱 $P = 9.57t$) > (パネル $P = 8.48t$) となり、パネルの強度で決定され、他の供試体でも同様となった。NO.1の供試体は理論値とよく一致しているものの、NO.2~4はいずれも実験値が20%以上うまわっている。この理由としてSFのひびわれ拘束効果のため圧縮斜材の有効幅が大きくなること、またSFRCの破壊応力条件が普通コンクリートと異なることなどが考えられる。

6. 結 び

柱梁接合部にSFRCを用い、繰返し加力を行なった結果、次のことが明らかとなった。

- (1) 柱のコンクリート打継ぎ部には、とくに異常が認められず、一体打ちと変化のないことが明らかとなった。
- (2) 接合部耐力はSFを1.0% vol.混入することにより、10%程度上昇することがわかった。
- (3) 初ひびわれ後の剛性低下はSFRCの方が普通コンクリートに比べ小さく、ひびわれの拘束効果がみられた。
- (4) 大変形での $P \sim r$ 関係は普通コンクリートとSFRCの間で大きな差異は認められなかった。
- (5) 接合部でのコンクリート剥落は非常に小さく、これらの防止に有効であることが判明した。

〔参考文献〕

- 1) 坂井、中村；鋼繊維補強コンクリート柱の曲げせん断実験、JCI SFRCシンポジウム、1977年11月
- 2) 坂井、中村；鋼繊維による鉄筋コンクリート柱の靱性向上、JCI 1st conf., 1979年
- 3) 坂井、中村；SFRC構造建物のためのポンプ施工実験、JCI 3rd conf., 1981年
- 4) 中村、坂井、岡田；鋼繊維補強コンクリートの収縮ひびわれ抵抗性、JCI 3rd conf., 1981年
- 5) 武藤 清；鉄筋コンクリート構造物の塑性設計、丸善

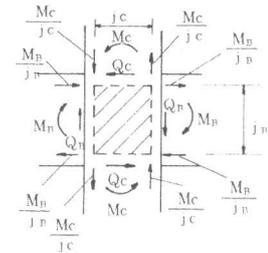


図7 接合部の応力関係

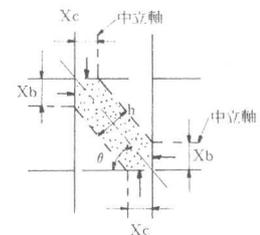


図8 有効圧縮域の仮定