

鉄骨コンクリート接合部のせん断耐力に 関する一実験

若林 実・松井千秋・南 宏一

AN EXPERIMENTAL STUDY ON THE ULTIMATE SHEARING STRENGTH OF BEAM-TO-COLUMN CONNECTION OF A STEEL CONCRETE STRUCTURE

By *Minoru WAKABAYACHI, Chiaki MATSUI, and Koichi MINAMI*

Synopsis

The purpose of this experiment was to determine the ultimate strength of the beam-to-column connections subjected to shearing forces in a steel concrete structure. A test specimen was composed of an entire column, either of steel covered with concrete or of steel alone, and two beam pieces welded to the column. Six specimens were tested with a variety of the column sections. A specimen was designed so that the failure took place due to the shear action in the connection. It was found that the concrete portion contributed significantly to the shear capacity of the connection panel. The concrete shearing stress sustained up to about 40% of the ultimate compressive stress.

1. 序

建築構造物の柱はり接合部は、部材が最大応力を受ける位置で、他の部材と接合される非常に重要な箇所であり、この柱はり接合部の挙動が、構造物の剛性、耐力に大きな影響をあたえることは、多くの研究で指摘されている。構造物に作用する外力は、鉛直荷重系の外力と、水平荷重系のものとに分けられる。地震力、風圧力などの水平荷重系のものに対応する外力が構造物に加わる場合、接合部では、せん断応力が他の応力に比して圧倒的に大きくなるので、接合部パネルのせん断変形と、せん断耐力の問題が、構造物の力学的挙動を支配する一つの大きな要素となる。

接合部パネルのせん断力による破壊現象は溶接鉄骨構造において、最も端的に見られる^{1),2),3)*}が、鉄骨鉄筋コンクリート構造の場合、通常の断面では、接合部パネル部分のコンクリートが、せん断力によく耐えて、せん断破壊を起さないことが確かめられている^{4),5)}。しかし、接合部パネルに特に不利な条件をあたえて、せん断破壊を起させる実験により、コンクリートのせん断抵抗力を定量的に確かめ、鉄骨コンクリート接合部パネルのせん断耐力を、累加強さ式によって計算出来ることが、既往の研究によって示されている⁶⁾。

柱部材を鉄骨コンクリート部材とするのは、コンクリートが、柱軸力の一部を負担すること、板要素の局部座屈を防ぐことなどの構造材と、耐火被覆材としての両機能をもっていることによるものだが、このように、柱部材にコンクリートを設けた場合、必然的に、接合部にコンクリートを充てんすることになる。そこで、地震荷重時などに生ずるせん断力の一部をコンクリートに負担させることが出来れば、接合部の設計を

*片括弧をともなう数字は、論文末の文献番号を示す。

(2) 試験体の材料、および作製

セメントは普通ポルトランドセメントを使用し、砂は 5.0mm 以下、砂利は 20mm 以下のものを使用した。調合は、全試験体とも、重量比で、セメント：砂：砂利＝1：2.10：2.23、水セメント比は53%とし、スランプは 15.6～21.0 cm である。

混練は、110 l 可搬傾胴型ミキサーを使用して行ない、コンクリートの打設は、柱材のみであり、木製型枠内の柱材を垂直に固定して接合部上端まで一度に打設した後、引き続いて柱上部を打継いだ。

コンクリート打設後、温度 20℃～30℃、湿度 55%～100%（外気温 -1℃～13℃）の状態ですら3日間養生を行ない、その後、養生小屋に実験日まで放置した。1週間後に脱型し、材令32日～41日で実験を行なった。

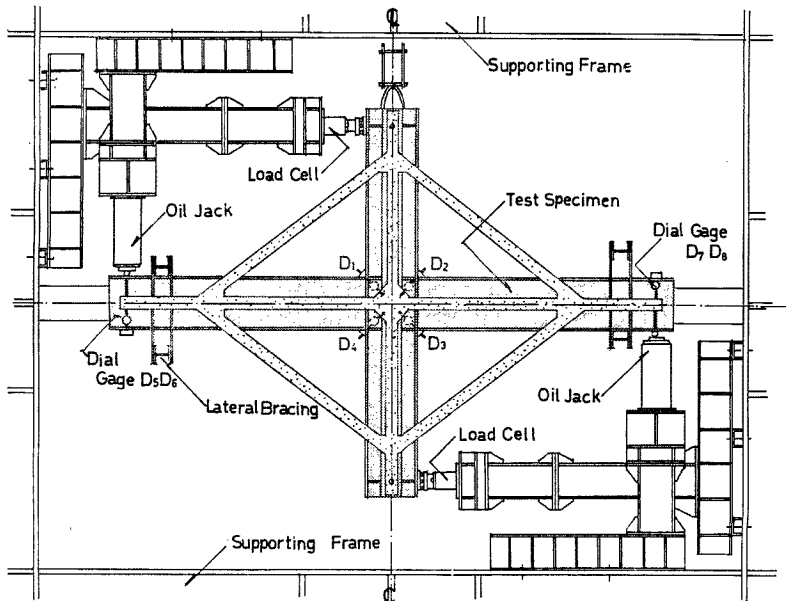


Fig. 3 Experimental Apparatus.

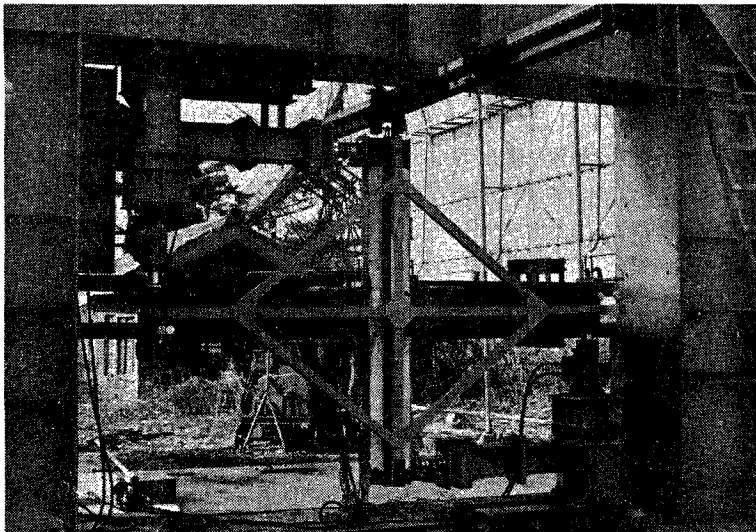


Photo. 1 Experimental Set-up.

Table 1 Material Properties of Test Specimens

Test Piece	Yield Point σ_y (kg/cm ²)	Tensile Strength (kg/cm ²)	Elongation (%)
㊦-6	2317	3869	34.5
㊦-15	2252	3689	38.8
㊦-19	1926	3545	41.8

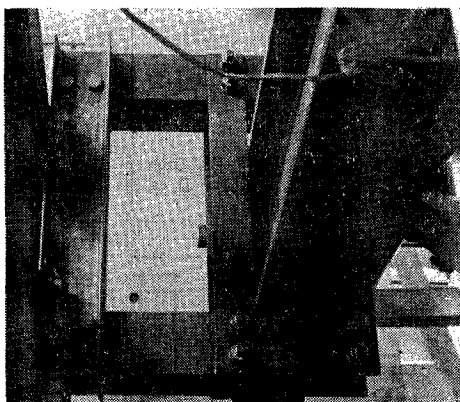


Photo. 2 Lateral Bracing.



Photo. 3 Measurement of Shear Deformation at Connection Panel.

試験体に使用した鋼材は SS41 材で、フランジおよびウェブから作製した引張試験片 3 個による平均的な機械的性質を **Table 1** に示す。コンクリートの標準試験体は、各試験体に対して、4 個作製し、圧縮試験を行なった。**Table 2** にその平均値を示す。

(3) 載 荷

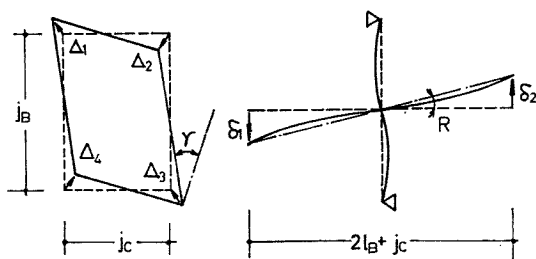
載荷装置の概略を、**Photo. 1** および **Fig. 3** に示す。上下の柱端を支持し、左右のはり端を加力点として、逆対称荷重を載荷した。試験体の柱上部を吊り下げることにより、試験体の自重が、各加力用ジャッキに負荷されないようにした。加力は 50 t 手動式オイルジャッキによって行ない、荷重の測定は、柱端の支持点に設置したロードセルによって行なった。

また、はり部材の横座屈を防ぐために横座屈防止装置を、左右のはり材に設置した。

(**Photo. 2** を参照)

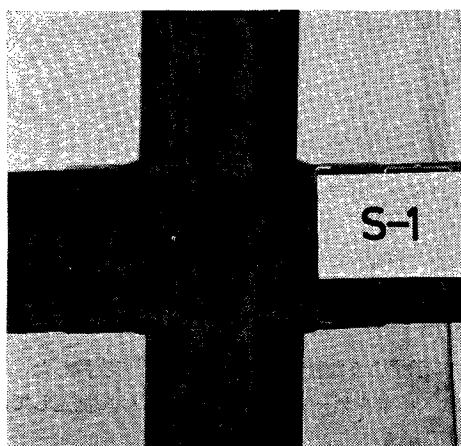
(4) 測 定

接合部パネルのせん断変形角 γ は、パネル対角線方向の伸び量 Δ_1, Δ_3 、および縮み量 Δ_2, Δ_4 を、**Photo. 3** に示すように取り付けたダイヤルゲージ D_1, D_2, D_3, D_4 によって測定して求めた。せん断によって、接合部パネ

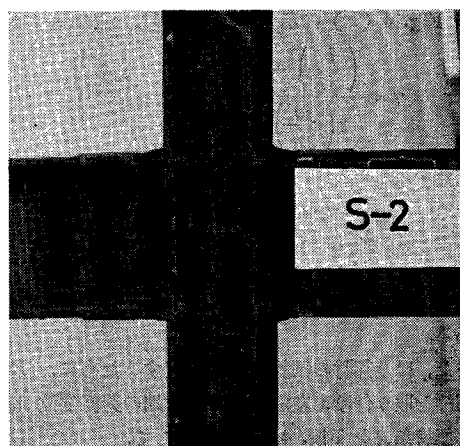


(a) Shear Deformation of Connection Panel. (b) Deformation of Frame Member.

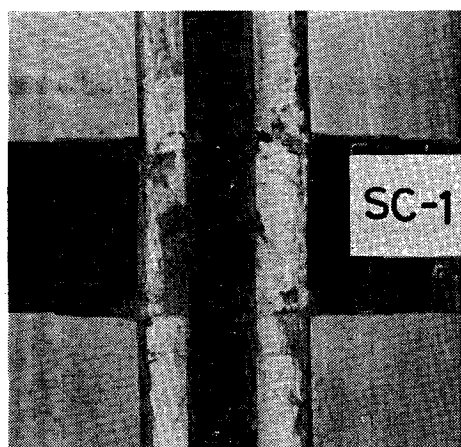
Fig. 4 Deformation



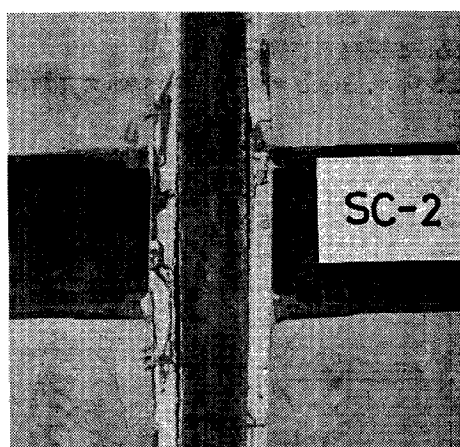
(a) S-1



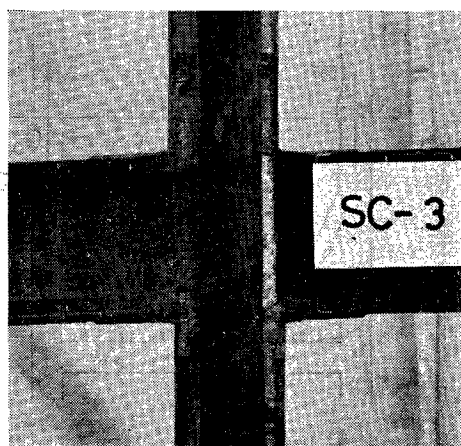
(b) S-2



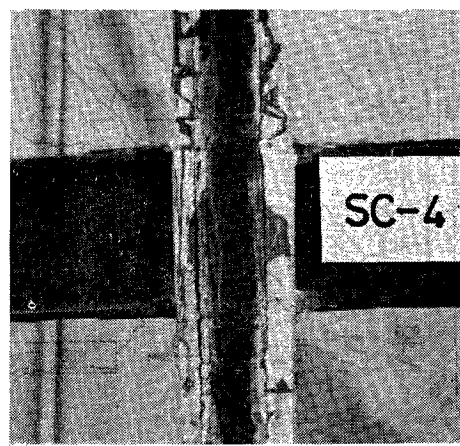
(c) SC-1



(d) SC-2



(e) SC-3



(f) SC-4

Photo. 4 Beam-to-Column Connections after Test

ルが Fig. 4 (a) に示すように変形したと仮定すると、せん断変形角 γ は、近似的に、

$$\gamma = \frac{\left(\frac{j\sigma}{jR}\right)^2 + 1}{2\left(\frac{j\sigma}{jR}\right)} (\epsilon_1 + \epsilon_2)$$

の関係から求められ、この値を計算値と比較する。ここで、

$$\epsilon_1 = \frac{\Delta_1 + \Delta_3}{\sqrt{jR^2 + j\sigma^2}} \quad (\text{伸びひずみ})$$

$$\epsilon_2 = \frac{\Delta_2 + \Delta_4}{\sqrt{jR^2 + j\sigma^2}} \quad (\text{縮みひずみ})$$

である。

また、はり部材の部材角 R を測定するために、Fig. 3 に示すような柱頭脚の支点の位置で支持した、測定用枠を取り付け、左右のはり部材端の鉛直変位 δ_1, δ_2 をダイヤルゲージ D_5, D_6, D_7, D_8 で測定して、はり部材角 R を Fig. 4 (b) を参照して、

$$R = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2l_R + j\sigma}$$

と求め、この値を計算値と比較する。

鉄骨パネル、およびコンクリートパネルの表面に抵抗線型ひずみ計 (W. S. G) を貼付してひずみを測定した。

(5) 破壊状況、および観察

各試験体の実験終了後の状態を Photo. 4 (a), (b), (c), (d), (e), (f) に示し、SC-1, SC-3 のコンクリートパネルの亀裂状況を Fig. 5 (a), (b) (図中の数字は柱頭の作用せん断力を表わす) に示す。

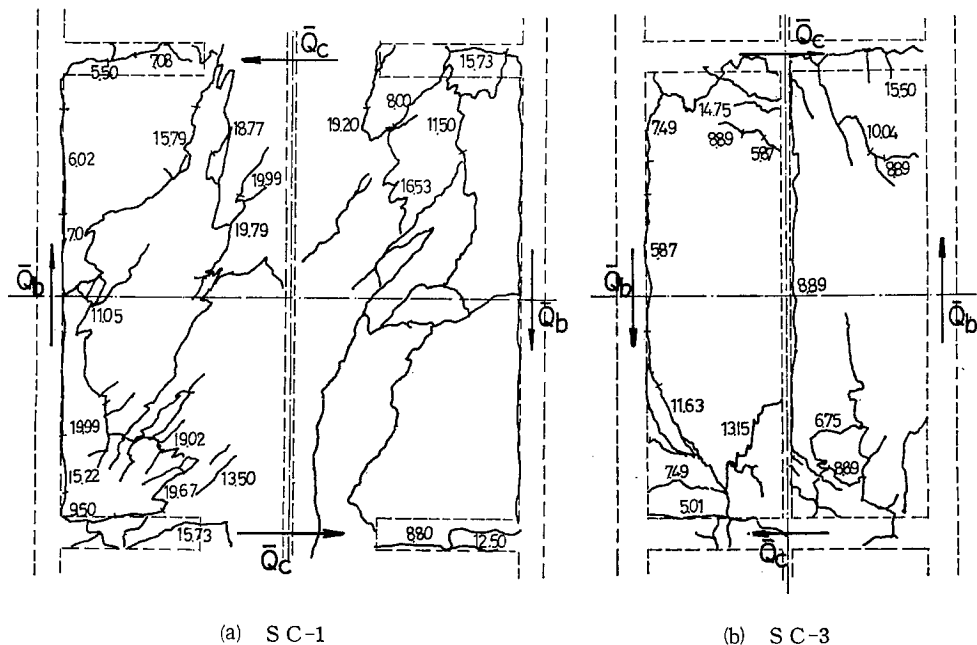


Fig. 5 Development of Concrete Crack

各試験体とも、接合部パネルの変形は著しく、残留変形は、柱、はり部材には、ほとんど見られず、接合部パネルに集約している。また、各試験体とも、荷重面に平行した柱フランジに、ねじれ変形が見られた。(Photo. 5 を参照)

コンクリートパネルの亀裂状況の概略について述べる。

SC-1 においては、まず、引張側隅角部より曲げひび割れが、鉄骨フランジ部の附着面に沿って伸展し、荷重の増加にともなって、対角線方向に圧縮側隅角部付近に斜張力によるひび割れが発生する。その後、鉄骨フランジとの附着面全体にわたって、ひび割れが伸展し、圧縮側隅角部にコンクリートの圧壊、剝離が生じて耐力に達する。

SC-3 においては、隅角部引張側に曲げひび割れが発生し、その後、各隅角部付近に、斜張力によるひび割れが生じ、長辺方向の端部に圧壊が見られた。SC-1 と異なり、直交するウェブ材との附着面に沿って、ひび割れが見られ、パネル中央部には、ほとんどひび割れは発生しない。

SC-1, SC-3 については、両者とも、かなりの変形時においても、柱ウェブ材によるコンクリートパネルの分断にもかかわらず、柱フランジ、および、水平スチフナーの拘束によって、コンクリートパネルは、ほぼ鉄骨パネルと一体化して挙動している。

SC-2, SC-4 においては、柱フランジで拘束されない接合部パネル部分のコンクリートは、耐力時には、完全に剝離し、その影響は、上下の柱材部分にまでおよんでいる。

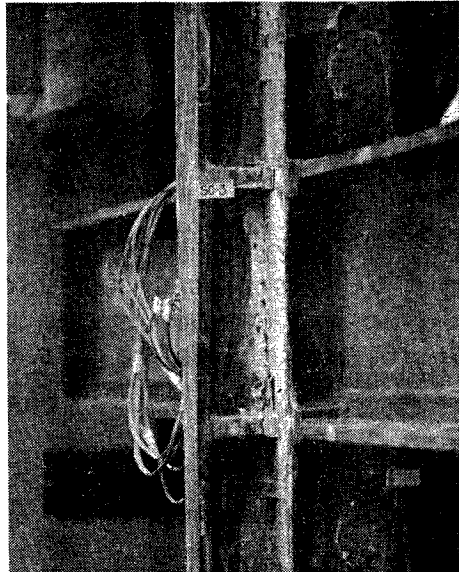


Photo. 5 Torsional Deformation of Column Flanges.

3. 理 論

(1) 接合部パネルの初期剛性

Fig. 6 (a) のような十字形骨組が逆対称荷重を受けた場合、接合部パネルに作用するせん断力 $\bar{Q}_c$, $\bar{Q}_B$ は、部材の曲げモーメントが柱、はりフランジのみによって伝えられると仮定すると、Fig. 6 (b) を参照して

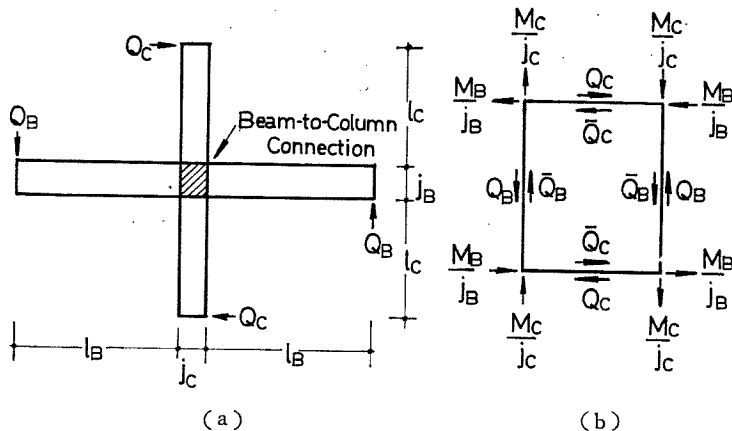


Fig. 6 Stress Distribution Assumption.

$$\bar{Q}_R = 2 \frac{M_O}{j_O} - Q_R = \frac{2Q_O l_O - Q_R j_O}{j_O}$$

$$\bar{Q}_O = 2 \frac{M_R}{j_R} - Q_O = \frac{2Q_R l_R - Q_O j_R}{j_R}$$

である。接合部内部の局部的な応力集中を無視して、鉄骨パネル、およびコンクリートパネルに生ずるせん断応力度 τ_s , τ_c は一様に分布すると仮定すると、せん断変形角 γ は、

$$\gamma = \frac{\bar{Q}_O}{(G \cdot A)_p}$$

$$\text{または } \gamma = \frac{1}{(G \cdot V)_p} \cdot \frac{4 - \alpha\beta}{\alpha + \beta} l_O Q_O \quad \dots\dots\dots (1)$$

である。ここで、 $(G \cdot A)_p = G_s A_s + G_c A_c$ で、 $(G \cdot V)_p = (GA)_p \cdot j_O$ である。 A_s は鉄骨パネルの断面積、 A_c はコンクリートパネルの断面積で、初期剛性に関しては、Fig. 7 に示すように鉄骨フランジで拘束されたコンクリートのみが有効であるとする。 G_s , G_c は鉄骨、およびコンクリートのせん断弾性係数で、引張、圧縮試験から求めた弾性係数 E_s , E_c からそれぞれ $G_s = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)}$, $G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu_c)}$ として求めた。ここで ν はポアソン比で $\nu_s = 0.3$, $\nu_c = 1/6$ とした。なお $\alpha = \frac{j_R}{l_O}$, $\beta = \frac{j_O}{l_R}$ である。

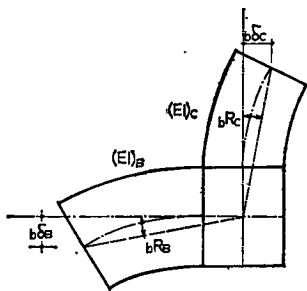
(2) 十字形構造物としての初期剛性

この構造物の変形を Fig. 8 (a), (b), (c) に示すように、接合部パネルを剛体とした柱はり部材の曲げ、せん断変形、および接合部パネルのせん断変形の、3つの片持ばりとしての変形モードを仮定する。

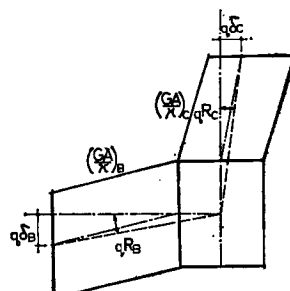
まず、接合部を剛体として、部材の曲げせん断変形による柱はり部材端のたわみは、Fig. 8 (a), (b) を参照して

$$\delta_O = \delta_O + \delta_O = (1 + \lambda_O) \frac{l_O^3}{3(EI)_O} Q_O$$

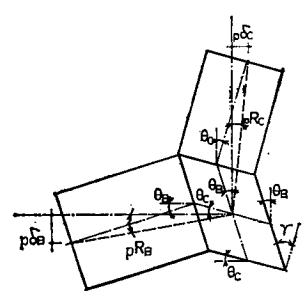
$$\delta_R = \delta_R + \delta_R = (1 + \lambda_R) \frac{l_R^3}{3(EI)_R} Q_R$$



(a) Bending Deformation of Members



(b) Shearing Deformation of Members



(c) Shearing Deformation of Connection Panel

Fig. 8 Frame Deformation

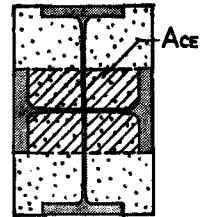


Fig. 7 Effective Area for Initial Stiffness.

となる。ここで $\lambda_o = 3 \left(\frac{\kappa EI}{AG} \right)_o \cdot \frac{1}{l_o^2}$, $\lambda_B = 3 \left(\frac{\kappa EI}{AG} \right)_B \cdot \frac{1}{l_B^2}$ を表わし, κ は断面形状に応じた係数である。柱, およびはり部材角は,

$${}_oR_o + {}_oR_o = \frac{2\delta_o}{2l_o + j_B}$$

$${}_BR_B + {}_BR_B = \frac{2\delta_B}{2l_B + j_o}$$

であり, 柱先端が支点である場合には, はり部材に生ずる部材角 ${}_IR$ は, 上式の値を累加した値となる。したがって, パネル中央点に対する曲げモーメントの釣合から求まる $Q_B = \frac{2l_o + j_B}{2l_B + j_o} Q_o$ の関係を用いて

$${}_IR = \frac{2}{3} \left[\frac{1 + \lambda_o}{(EK)_o} (2 + \beta)^2 + \frac{1 + \lambda_B}{(EK)_B} (2 + \alpha)^2 \right] \frac{l_o}{(2 + \beta)^2 (2 + \alpha)} Q_o \quad \dots\dots\dots (2)$$

と求まる。ここに $K = \frac{I}{l}$ は柱, はり部材の曲げ剛度である。

つぎに, 柱はり部材を剛体とした場合のパネルのせん断変形によるたわみ, ${}_p\delta_o$, ${}_p\delta_B$ は柱部材側, およびはり部材側の回転角を θ_o , θ_B とすると, Fig. 8 (c) を参照して

$${}_p\delta_o = -\frac{j_B}{2} \theta_B + l_o \theta_o = {}_pR_o \left(l_o + \frac{j_o}{2} \right)$$

$${}_p\delta_B = -\frac{j_o}{2} \theta_o + l_B \theta_B = {}_pR_B \left(l_B + \frac{j_B}{2} \right)$$

と求まり, パネルの中心点に対する柱, はりの部材角 ${}_pR_o$, ${}_pR_B$ より柱先端が支点である場合に, はりに生ずる部材角 ${}_IR$ は

$${}_IR = (\theta_B + \theta_o) \frac{4(1 - \alpha\beta)}{(2 + \alpha)(2 + \beta)}$$

と求まる。ここでパネルのせん断変形角 γ は $\theta_B + \theta_o$ に等しいから, (1) 式を用いて

$${}_IR = \frac{1}{(G \cdot V)_p} \frac{4(4 - \alpha\beta)(1 - \alpha\beta)}{(2 + \alpha)(2 + \beta)^2} \cdot l_o Q_o \quad \dots\dots\dots (3)$$

と求まる。したがって, 部材の曲げせん断変形, および接合部パネルのせん断変形を考慮した十字形構造物のはり部材に生ずる部材角 R は, (2), (3) 式より

$$R = \left[\frac{2}{3} \left\{ \frac{1 + \lambda_o}{(EK)_o} (2 + \beta)^2 + \frac{1 + \lambda_B}{(EK)_B} (2 + \alpha)^2 \right\} + \frac{4(4 - \alpha\beta)(1 - \alpha\beta)}{(G \cdot V)_p} \right] \frac{l_o Q_o}{(2 + \alpha)(2 + \beta)^2} \quad \dots\dots\dots (4)$$

となる。なお, 柱, はり部材の断面形状係数の値としては, 鉄骨に対しては, 断面積としてウェブ断面積のみをとって, $\kappa_s = 1.0$ とし, コンクリートに対しては全断面積をとり $\kappa_c = 1.5$ とした。

(3) 接合部パネルの終局耐力

接合部パネルの終局耐力 $\bar{Q}_u$ を, 鉄骨パネルの耐力 ${}_s\bar{Q}_u$ とコンクリートパネルの耐力 ${}_c\bar{Q}_u$ の累加が成立するものとし, 鉄骨, およびコンクリートパネルのせん断応力度 ${}_s\tau_u$, ${}_c\tau_u$ は, 断面に一樣に分布し, コンクリート断面積としては, 全断面積 A_c が有効であるとすれば,

$$\bar{Q}_u = {}_s\bar{Q}_u + {}_c\bar{Q}_u = {}_s\tau_u A_s + {}_c\tau_u A_c \quad \dots\dots\dots (5)$$

である。 ${}_s\tau_u$ は, せん断ひずみエネルギー説から求められる降伏せん断応力度 ${}_s\tau_y$ と等しいとすれば, ${}_s\tau_u = {}_s\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3} = \text{const}$ となり, ${}_s\bar{Q}_u$ は

$${}_s\bar{Q}_u = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} A_s \quad \dots\dots\dots (6)$$

と求められる。コンクリートパネルの終局耐力は, 同一せん断変形角に対する鉄骨コンクリート, および鉄骨パネルの負担せん断力 ${}_c\bar{Q}$, ${}_s\bar{Q}$ から, Fig. 9 を参照して

$$c\bar{Q} = s\bar{c}\bar{Q} - s\bar{Q}$$

をコンクリートパネルの負担せん断力として、その最大値 $c\bar{Q}_{max}$ をコンクリートパネルの終局耐力 $c\bar{Q}_u$ とした。したがってコンクリートの終局時のせん断応力度は

$$c\tau_u = \frac{c\bar{Q}_{max}}{A_c} \quad \dots\dots\dots (7)$$

と求まる。

4. 実験結果とその考察

接合部パネルの作用せん断力 $\bar{Q}_0$ と、せん断変形角 γ の関係を Fig. 10 に示す。縦軸は接合部に作用するせん断力を、横軸は接合部パネルのせん断変形角を表わす。各接合部パネルの初期剛性を (1) 式によって計算した結果を実線で示す。比較のため、鉄骨コンクリートパネルに対しては、鉄骨パネルのみの初期剛性を点線で示す。S-1, S-2, SC-2, SC-4 においては、実験値と計算値はよく一致しているが、SC-1, SC-3 に対しては、実験値は計算値よりも、かなり低い値を示している。その理由としては、SC-1, SC-3 のコンクリートの打設は、水平三角スチフナーで囲まれたわずかの開口部から行なったために、他の試験体に比してコンクリートの充てんが良好ではなく、鉄骨付着面で初期応力の状態ですべりなどを生じたことによるものと考えられる。

十字形構造物としてのはり部材角 R と、柱に作用するせん断力 $\bar{Q}_0$ との関係を Fig. 11 に示す。縦軸は柱頭柱脚のせん断力の相加平均で、横軸は、はり部材角である。(4) 式による理論値を実線で示し、比較のため、接合部パネルのせん断変形を無視した (2) 式による理論値を点線で示す。部材の曲げせん断変

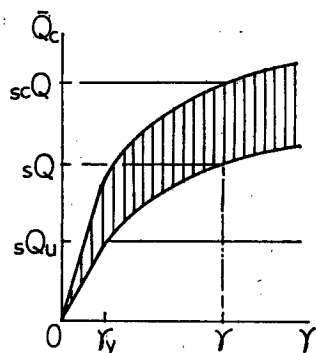


Fig. 9 Contribution of Concrete.

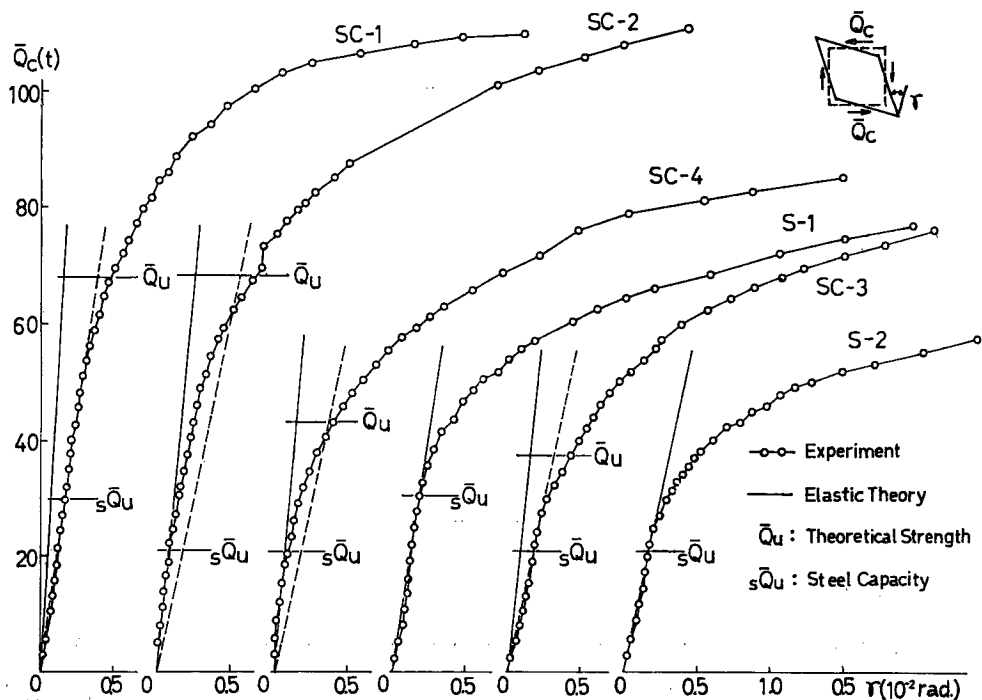


Fig. 10 Experimental Results for Connection Behavior.

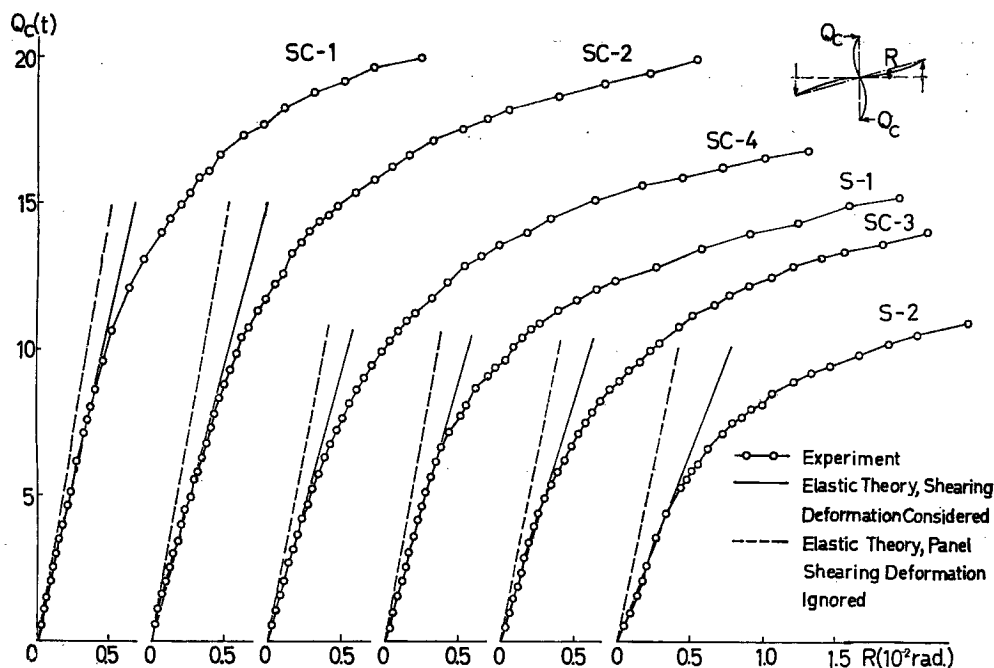


Fig. 11 Experimental Results for Frame Behavior.

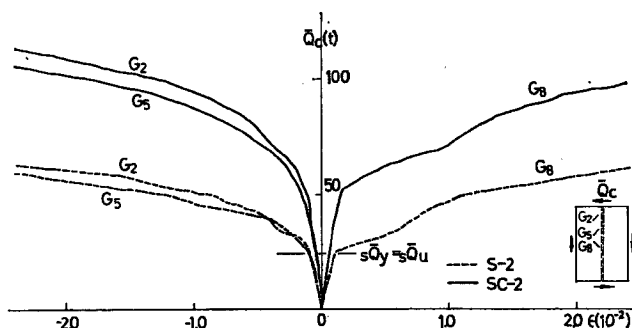


Fig. 12 Strain Measurement for Steel Panel.

形、および接合部パネルのせん断変形を考慮した理論値は実験値とよく一致し、このような形状の鉄骨コンクリート構造物の初期剛性を検討する場合、接合部パネルのせん断変形は無視出来ないことを示している。

Fig. 10 に (5) 式によって求めた鉄骨パネルの終局耐力 $s\bar{Q}_u$ 、鉄骨コンクリートパネルの終局耐力 $\bar{Q}_u$ を示す。鉄骨パネルの終局耐力値は、降伏せん断力とよく一致していることが示されるが、降伏時のせん断変形角 γ_v の 10 倍の変形量に対して、耐力は 2.5 倍以上に増大しており、(6) 式で求めた鉄骨パネルの終局耐力はかなりの余裕をもったものとなっている。

接合部パネルのひずみを W. S. G. によって測定した結果の一例を Fig. 12 に示す。縦軸は接合部パネルに作用するせん断力を表わし、横軸は、S-2、および SC-2 の鉄骨パネルの 45° 方向のひずみを表わす。実線は SC-2、点線は S-2 の鉄骨パネルの、 G_2 、 G_5 、および G_8 におけるひずみを表わす。S-2 において、(6) 式によって求めた降伏せん断荷重とよく一致している。SC-2 においては、接合部のせ

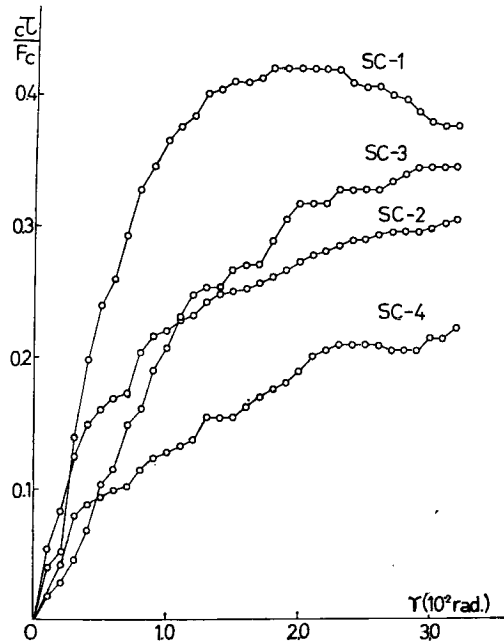
Table 2 Experimental Results

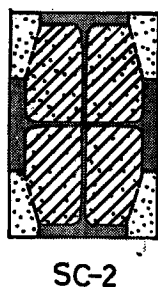
Specimen Number	Compressive Strength of Concrete F_c (kg/cm ²)	The Ratio of Shearing Stress at Initial Crack to F_c σ_{cr}/F_c (%)	The Ratio of Ultimate Shearing Stress to F_c σ_{tu}/F_c (%)	Steel Capacity sQ_u (t)	Theoretical Strength $\bar{Q}_u$ (t)
S-1				30.3	30.3
S-2				20.9	20.9
SC-1	302	0.14	0.42	29.7	67.7
SC-2	309	0.12	0.31	20.7	68.1
SC-3	271	0.10	0.35	20.7	37.4
SC-4	298	0.10	0.22	20.7	43.4

せん断抵抗力は、コンクリートパネルによって、増大していることは明らかであるが、鉄骨パネルのひずみが降伏ひずみに達した状態では、明確な降伏現象は見られない。しかし、コンクリートパネルに初期ひび割れが発生する以前に、鉄骨パネルは降伏していると考えられる。各試験体の初期ひび割れ発生時のコンクリートのせん断力 σ_{cr} を Table 2 に示すが、初期ひび割れは、 $\sigma_{cr}/F_c=0.10$ 程度で発生する。

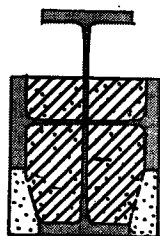
コンクリートパネルに生ずるせん断応力度とせん断変形角との関係を Fig. 13 に示す。理論の項で述べた方法によって求めたコンクリートの平均せん断応力度を圧縮強度 F_c で除した値を縦軸にとり、せん断変形角を横軸にとった。SC-1 は $\tau/F_c=0.42$ で終局耐力に達しており、その後、耐力は下降し、圧縮側コンクリートに圧壊が生じている。SC-2, SC-3, SC-4 に対しては、明らかな圧壊現象は見られないが、ほぼ、終局耐力に達していると考えられる。各試験体の σ_{tu}/F_c の値を Table 2 に示す。SC-1, SC-3 に対しては、ほぼ $\sigma_{tu}/F_c=0.40$ の値を示しているが、SC-2, SC-4 に対しては、かなり低い値を示している。これについては次の考察を試みる。SC-2, SC-4 の破壊状況を観察すると、Fig. 14 に示すように、フランジ部とフランジ部を結んだ方向に亀裂は進展し、終局耐力時付近では、ハッチしない部分のコンクリートは完全に剥離している。終局耐力時では、フランジ間を結んだ内部の断面が抵抗しているものと仮定して、 σ_{tu}/F_c の値を求めると、SC-2 に対して 0.40, SC-4 に対しては 0.27 となる。SC-4 の断面形は、ねじれ変形をともしやすく、十分な耐力を発揮しないために、他の試験体に比して低い値を示すと考えられる。以上の考察から、コンクリートの終局せん断応力度として $\sigma_{tu}/F_c=0.40$ の値は期待出来る。

実際の接合部パネルの断面形としては、Fig. 15 に示すように、四隅に鉄筋を配置し、フープ筋を柱フランジを囲むように設けて、コンクリートの

Fig. 13 Evaluation of $\left(\frac{\sigma_{\tau}}{F_c}\right)$ -value.



SC-2



SC-4

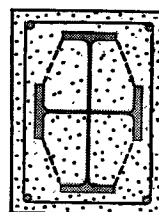


Fig. 15 Ordinary Column Section.

Fig. 14 Effective Area for Ultimate Strength.

剝離を阻止するように配慮されるのが一般的であり、コンクリートパネルの終局耐力時において、有効に抵抗する断面は、柱フランジ間を結んだ内部の断面よりも大きい断面をとれることが期待出来、このような形式のコンクリートパネルの終局耐力を、柱フランジを結んだ内部のコンクリート断面を有効断面とし、終局せん断応力度を $0.40 F_c$ として算定した値は、下限値をあたえと考えられる。

5. 結 語

(1) 鉄骨コンクリート構造物の初期剛性を検討する場合、接合部パネルのせん断変形の影響は無視出来ないものであり、接合部パネルの初期剛性に寄与するコンクリート断面としては、荷重面に直交する柱フランジで拘束された部分のみを採用するのが妥当のように思われる。

(2) 十字形鉄骨柱断面をもつ鉄骨コンクリート構造物の接合部パネルのうち、コンクリートパネルの終局耐力を算定する場合、コンクリートの有効断面として、柱フランジを結んだ内部の断面をとり、かつ、終局せん断応力度として $\sigma_{tu} = 0.40 F_c$ をとった場合、その値は下限値をあたえと考えられる。

謝 辞

本実験を行なうにあたって、型枠、および鉄骨試験体は、間組 K.K., 日本鋼管 K.K., の御協力によって製作された。また、実験は京都大学建築学科四回生片本院也氏（現）の惜しめない助力によって行なわれた。本紙上を借りて、甚深の謝意を表します。

記 号

A : 断面積

E : 弾性係数

EI : 曲げ剛性

F_c : コンクリート圧縮強度

G : せん断弾性係数

$\frac{AG}{\kappa}$: せん断剛性

I : 断面 2 次モーメント

j : 部材のフランジ中心間距離

K : 曲げ剛度

l : 部材長

M : 部材端曲げモーメント

Q : 部材に作用するせん断力

Q : 接合部パネルに作用するせん断力

$\bar{Q}_v$: 降伏せん断力

$\bar{Q}_u$: 終局せん断力

R : 部材角

V : 接合部パネルの体積

$$\alpha = \frac{jn}{l_o}$$

$$\beta = \frac{j\sigma}{l_R}$$

γ : 接合部パネルのせん断変形角

δ : 部材のたわみ

θ : 部材端部の回転角

κ : 断面形状係数

$$\lambda = 3 \left(\frac{\kappa EI}{AG} \right) \frac{1}{l^2}$$

ν : ポアソン比

σ_v : 降伏応力度

τ : せん断応力度

τ_v : 降伏せん断応力度

τ_u : 終局せん断応力度

添 字 c : 柱材に関するもの
 R : はり材に関するもの
 c : コンクリートに関するもの
 s : 鉄骨に関するもの
 b : 部材の曲げ変形に関するもの
 q : 部材のせん断変形に関するもの
 p : 接合部パネルのせん断変形に関するもの

参 考 文 献

- 1) A. A. Topractsoglou, Lynn S. Beedle and Bruce G. Johnston, "Connections for Welded Continuous Portal Frames" Welding Journal, Jul. 1951, pp. 359—384. S, Aug. 1951, pp. 397—405. S, Nov. 1952, pp. 543—560. S.
- 2) 仲威雄, 斎藤光: 水平荷重を受ける柱はり接合部の実験 (全溶接鉄骨構造の耐力に関する研究—その15), 日本建築学会論文報告集, 第66号, 昭和35年10月, pp. 569—572.
- 3) 仲威雄, 加藤勉, 湯浅丹, 田中淳夫, 佐々木哲也: "水平荷重を受ける鋼構造柱, はり, およびその接合部の挙動について" 日本建築学会論文報告集, 第101号, 昭和39年8月, pp. 31—38., 第104号, 昭和39年10月, pp. 13—20.
- 4) 仲威雄, 斎藤光, 吉本昌一也: "鉄骨鉄筋コンクリート構造に関する実験的研究 (柱, はり接合部の実験)" 日本建築学会論文報告集, 第69号, 昭和36年10月, pp. 613—619.
- 5) 高田周三: "鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部に関する一実験" 日本建築学会論文報告集, 第69号, 昭和36年10月, pp. 617—620.
- 6) 横尾義貫, 若林実, 末永保美: "H形鋼を用いた鉄骨コンクリートに関する研究—No. 6 鉄骨コンクリート仕口パネル部分の強さに関する研究", 日本建築学会論文報告集, 第137号, 昭和42年7月, pp. 1—8.
- 7) 建築学体系, 18巻「鉄骨鉄筋コンクリート構造, 工作物の構造」接合部の設計 pp. 225—257.