

繰返し荷重を受ける鉄骨コンクリート柱はり 接合部の弾塑性性状に関する実験的研究

若林 実・松井千秋・南 宏一

AN EXPERIMENTAL STUDY ON THE ELASTO-PLASTIC BEHAVIOUR OF THE BEAM-TO-COLUMN CONNECTION OF A STEEL CONCRETE STRUCTURE UNDER REPEATED LOADING

By *Minoru WAKABAYASHI, Chiaki MATSUI and Koichi MINAMI*

Synopsis

To investigate the elasto-plastic characteristics of the beam-to-column connection of a steel concrete structure, twelve specimens were tested with a variety of the cross section under repeated and monotonous loading. The test specimens used in this experiment were beam-type and the loading apparatus was designed to realize the state of stress in the actual connection panel. Their strength, stiffness, energy absorption and damping were discussed. Test results indicate that the concrete portion in the connection panel contributes considerably to the shear capacity as long as the shearing strain of connection panel is less than one per-cent under repeated loading.

1. 序

鉄骨構造物において、柱はり接合部の挙動が構造物全体としての剛性、および耐力に大きな影響を与えることは多くの研究によって指摘されている。特に、地震力などの逆対称荷重をうける場合、接合部には、非常に大きなせん断力が作用し、その作用せん断力に十分に対処し得る接合部を設計することは、構造物の良否を決定する重要な要素の一つである。

近年、H形鋼を用いた鉄骨構造物とみに設計されつつあるが、十字形断面の柱材に四方向からはり部材が取り付け接合部のせん断補強法としては、厚いはりフランジを通して、柱フランジを溶接しているのが現状である。これにかわる補強法としては、接合部パネル部分に板を重ねて溶接する方法、はり部材と同じせいのバンドプレートを用いる方法、また適当なリブ、スチフナーを設ける方法など、十分補強効果が期待出来ると思われる方法がいくつかあるが、それらの方法は、接合部の構成を複雑なものにしがちであり、それにとまって複雑な溶接加工が要求され、設計としていかされるものであるかどうか、十分検討すべき問題を含んでいる。

このような鉄骨接合部の内部にコンクリートを充てんするにより、接合部に作用するせん断力の一部をコンクリートパネルに負担させ、鉄骨パネルに生ずる応力を緩和させることが出来れば接合部の設計を無理なく行なうことが可能となると考えられる。しかし、この補強法において問題となる点の一つは、コンクリートのせん断抵抗力を定量的に把握することである。既往の鉄骨コンクリート接合部の研究¹⁾によって、このようなコンクリートパネルの許容せん断応力度の値として、 $5_c f_s$ (f_s : コンクリートの許容せん断応力度) が示され、かつ耐力について言えば、累加強さ式が成立することが認められているが、これらの研究成果は、単調載荷によるものであって、繰返し載荷の場合の耐力、剛性、変形量、減衰性などを検討した実験デ

ーターは、極めて少なく²⁾、上記の提案されているコンクリートパネルの抵抗力が、繰返し載荷時においても期待出来るものかどうか不明な点が多い。

本実験は、鉄骨パネルとコンクリートパネルの組合せによって構成される鉄骨コンクリート接合部に、単調、および繰返し載荷を行なって、接合部の弾塑性性状を実験的に調査し、特に、繰返し載荷時におけるコンクリートパネルの協力状態について比較検討を行なうものである。

2. 実 験

(1) 実 験 計 画

実施構造物の接合部では、Fig. 1 (a) に示すように、柱はり部材が鉛直面内で四方向から取り付いてい

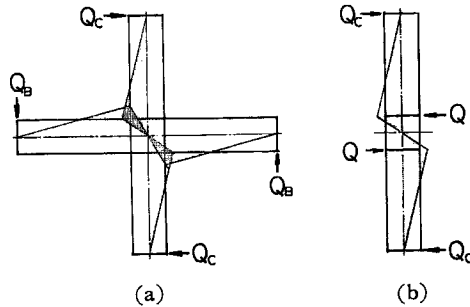


Fig. 1 State of stress in the Connection Panel

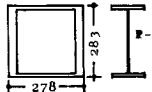
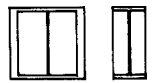
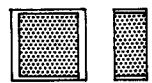
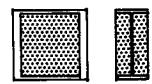
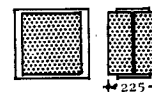
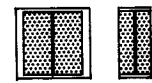
Specimen Number	Shape	Note
SA-M SA-R		Steel Panel Only
SB-M SB-R		Steel Panel (With Vertical Stiffener)
C ₁ -M C ₁ -R		Concrete Panel Only
SAC ₁ -M SAC ₁ -R		Steel Concrete Panel
SAC ₂ -M SAC ₂ -R		Steel Concrete Panel (Expanded Concrete)
SBC ₁ -M SBC ₁ -R		Steel Concrete Panel (With Vertical Stiffener)

Fig. 2 Test Specimen

る状態が一般的であるが、本実験では、これらの逆対称荷重時の応力状態と、ほぼ同様の応力状態を、Fig. 1 (b) に示すような接合部パネルを含んだはり型の試験体によって再現する荷重方法によって、実験を行なった。本実験で計画した接合部パネルの形状を Fig. 2 に示す。接合部のモデルとしては、単純化、理想化したものを選び、鉄骨パネルのみの場合 (SA, SB) を基準にして、コンクリートパネルの厚さ、および拘束

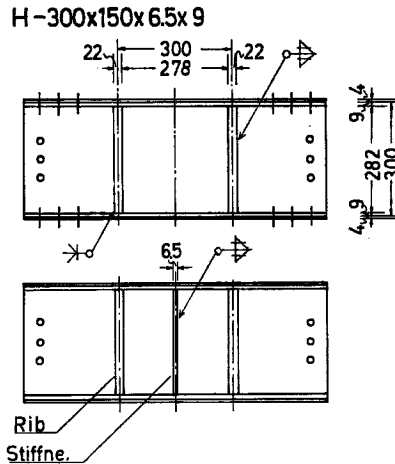


Fig. 3 Test Specimen of Steel Panel (unit: mm)

性による影響に重点をおいて、3種類の鉄骨コンクリートパネル (SAC₁, SAC₂, SBC₁) を準備した。また、比較するために、鉄骨パネルを除去したコンクリートパネルのみの場合 (C₁) のものを用意した。それぞれについて単調、および繰返し荷重を行なうために、一種類について、2個づつ準備し、実験を行なった試験体総数は12個である。なお、試験体番号の末尾の記号、MおよびRは単調、および繰返し荷重を表示する。Fig. 3 に試験体の鉄骨部分の形状、および寸法を示す。SA および SAC₁, SAC₂ の鉄骨部の試験体は、H形鋼 H-300×150×6.5×9 のフランジに I-4 の鋼板を、またスチフナーとして I-22 の鋼板を溶接して作製し、SB および SBC₁ の鉄骨部は、上記のものに、接合部パネルの中間に鉛直スチフナーとして I-6.5 の鋼板を設けた。また、鉄骨パネルを除去した形状のもの、鋼板を溶接して作製し、これを C₁ 試験体の鉄骨枠とした。

(2) 試験体の材料

セメントは小野田普通ポルトランドセメントを使用し、砂は 5.0 mm 以下、砂利は 20 mm 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＝1：2.25：2.47 とし、水セメント比は 60% である。また、スランプは全試験体を通じて 18～21 cm であった。

混練は、可搬傾胴型ミキサーを使用して行なった。コンクリート打設後、3日間ぬれむしろを覆って養生を行ない、脱型後、実験日まで実験室内に放置し、材令29日から46日で実験を行なった。

各試験体について、おのおの2個づつコンクリートの標準試験体を作製し、圧縮強度の平均値を、Table 1 に示す。H形鋼のウェブ部分から6個の引張試験片を作製し、引張試験を行なったが、6個による平均的な値として、降伏点応力度 $\sigma_y=3097 \text{ kg/cm}^2$ 、引張強さ $\sigma_B=4578 \text{ kg/cm}^2$ 、伸び率 $\epsilon_{\max}=32.5\%$ を得た。

(3) 載 荷

荷重装置の概略を Photo. 1 および Fig. 4 に示す。Fig. 3 に示す試験体の鉄骨部に補助ビームを高力ボルトによって取り付け、はり型試験体を構成して実験を行なった。荷重ビームの加力点にロードセルをそれぞれ

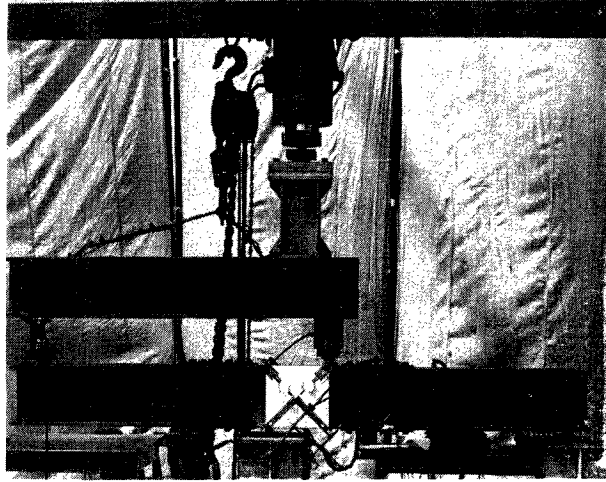


Photo. 1 Experimental Set-up

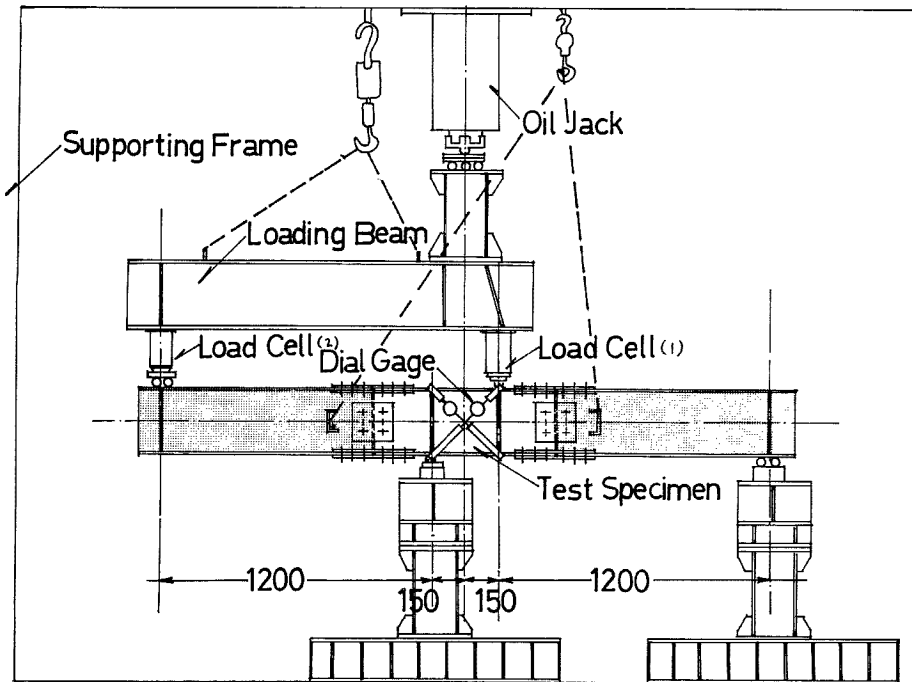


Fig. 4 Experimental Apparatus (unit: mm)

れ設置し、接合部に作用するせん断力の基準値として \bar{Q} をとり、1 および 2 のロードセルの荷重 Q_1 , Q_2 から $\bar{Q} = Q_1 - Q_2$ として求めた。繰返し荷重は、荷重方向の反転の際、試験体を 180° 水平に回転させて行なった。なお、鉄骨コンクリートパネルの繰返し変形振幅としては、正荷重でコンクリートパネルに初期斜めひび割れが発生するまで載荷し、次に負荷重で、前述のひび割れに直交した斜めひび割れ時まで載荷した後、

適当に変形振幅を漸増させながら、繰返し実験を行なった。

(4) 測定

接合部パネルのせん断変形角 γ は、鉄骨パネルの中心部の対角線方向の伸びひずみ ϵ_1 、および縮みひずみ ϵ_2 から $\gamma = \epsilon_1 - \epsilon_2$ として求めた。鉄骨パネルの中心部のひずみ $\epsilon_n (n=1,2)$ は、鉄骨パネルの中心部から L_A, L_B 距った位置のひずみ量 $A\epsilon_n, B\epsilon_n$ を4個のダイヤルゲージで測定し、この値から

$$\epsilon_n = \frac{\xi A \epsilon_n + B \epsilon_n}{1 + \xi} \quad (\text{ただし } \xi = \frac{L_A}{L_B})$$

と補正して求めた。

なお、鉄骨パネル、およびコンクリートパネルのひずみを測定するために、直角型のロゼットゲージを各パネルの中心部に貼付した。

(5) 破壊状況および観察

繰返し荷重を行った、 C_1 -R, SAC_1 -R, および SBC_1 -R の試験体の破壊経過を **Photo. 2, 3, 4** に示す。記号 A, B, C で示される破壊経過は、**Fig. 8** の図中の記号 A, B, C に表示される荷重履歴に対応する。各試験体の実験終了後の状態を **Photo. 5** に示す。次に、各試験体の破壊状態について概略を述べる。

SA -M, SA -R については、上下鉄骨フランジに、わづかにわん曲が見られ、鉄骨パネルの変形としては、せん断変形のみではなく、曲げ変形も、多少、累加されていると考えられる。また、せん断変形角が6%に達したとき、両試験体とも対角線方向に顕著なせん断座屈波が生じた。

SB -M, SB -R については、上下鉄骨フランジにわん曲が、また、鉛直スチフナーに対しては、上下フランジとの接続近傍でわづかの屈曲が見うけられたが、本実験の変形振幅においては、ウェブのせん断座屈波は発生しなかった。

SAC_1 -M, SAC_1 -R については、初期ひび割れは引張側隅角部附近に生じ、荷重の漸増にしたがって、周辺に沿って伸展した。さらに、荷重の増大につれて、瞬間的に対角線方向に斜めひび割れが発生し、その後、ひび割れの中が大きくなるとともに、斜めひび割れに平行にいくつかのひび割れが発生する。斜めひび割れの終端部近傍から、コンクリートの剝離圧壊が生じ、圧壊が進行すると中央部を頂点として偏平なすり鉢状にコンクリートが剝落する。 SAC_1 -R については、まず、正荷重で対角線方向の斜めひび割れが発生した後、荷重方向を反転させ、負の荷重を増大させていくと、前述の斜めひび割れに、ほぼ直交して対角線方向のひび割れが発生する。正負の荷重振幅、変形振幅を漸増させていくと、斜めひび割れの中は少しづつ残留していき、せん断圧縮された状態においても、ひび割れ中は密着しない。その後、隅角部近傍よりコンクリートの圧壊が中央部に向かって伸展し、最終状態では、コンクリートパネルの中央部を頂点とした円錐形状にコンクリートが剝落し、その頂点は鉄骨パネルにほとんど達して、初期時のコンクリート表面は、周辺部にわづかに残存する状態となる。

SAC_2 -M, SAC_2 -R については、コンクリートパネルの初期時のひび割れ状態は、 SAC_1 -M, SAC_1 -R とほぼ同様であるが、荷重が進行すると鉄骨フランジ巾より突出したコンクリートは外面に向かっておし出されるように剝離し、 SAC_1 と同様に、フランジ巾より内部のコンクリートは円錐状に剝落していくが、その様相は、 SAC_1 に比して、顕著であり、 SAC_2 -R においては、初期のコンクリート表面は全く、存在しない状態となった。

SBC_1 -M, SBC_1 -R については、両者とも中間の鉛直スチフナーで2つに区分された、おのおの独立したせん断パネルとしての挙動を示した。すなわち、2つの長方形パネルの対角線方向に相前後して斜めひび割れが発生し、コンクリートの圧壊が生ずるまでの様相は、スチフナーで分断された両コンクリートパネルとも、 SAC_1, SAC_2 試験体のコンクリートパネルとほぼ同様の性状を示したが、しかし、圧壊剝離の生ずる段階では、一方のパネルのみに破壊が先行し、他方のパネルの変形および破壊は進行しない状態となる。その結果、接合部パネル全体としては、中間鉛直スチフナーの取付位置で、上下鉄骨フランジが屈折した変形を

呈する。しかし、 SAC_1 および SAC_2 のコンクリートパネルの圧壊剝離に比して顕著ではなく、コンクリートパネルはせん断補強材としての効果を發揮していると考えられる。

なお、 C_1-M , C_1-R については鉄骨フランジの拘束力が不十分であったため、対角線方向の斜めひび割れ発生以後、斜めひび割れの近傍のみのコンクリートがせん断圧縮させ、上下鉄骨フランジが極端にわん曲した。

3. 実験結果とその考察

(1) 初期剛性

接合部パネルに作用するせん断力 \bar{Q} と、せん断変形角 γ の関係を Fig. 5 および Fig. 6 に示す。Fig. 5 は単調荷重による荷重変形曲線で、Fig. 7 は単調荷重による各接合部パネルの初期剛性を詳細に示したものである。Fig. 6 (a), (b), (c), (d), (e), (f), は繰返し荷重による荷重変形曲線である。縦軸は作用せん断力 \bar{Q} を、横軸はせん断変形角 γ を表わす。図中の●印はコンクリートパネルに肉眼で観測された対角線方

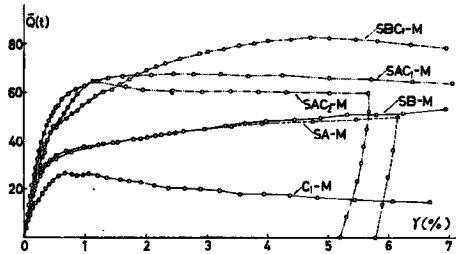


Fig. 5 Shear Force vs Shear Strain under Monotonous Loading

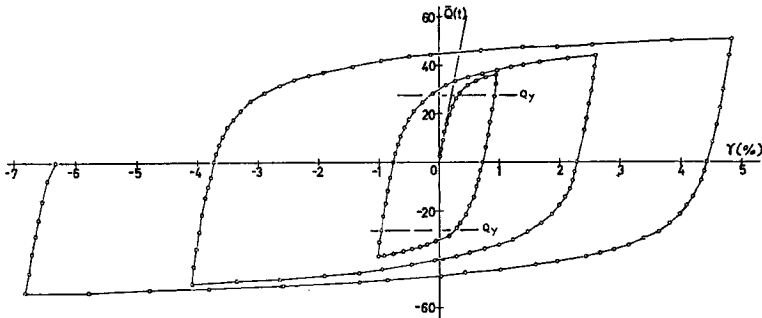


Fig. 6 (a) Shear Force vs Shear Strain, SA-R

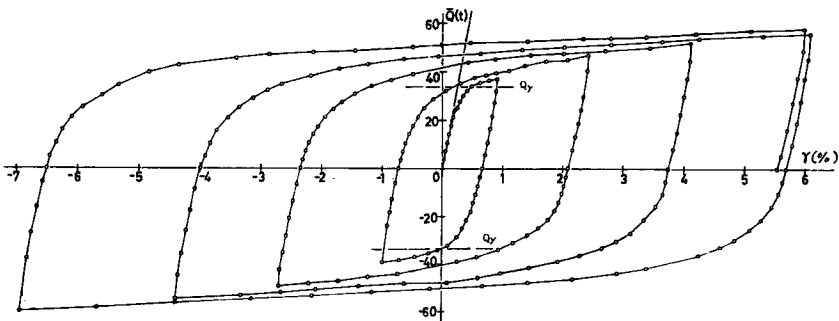


Fig. 6 (b) Shear Force vs Shear Strain, SB-R

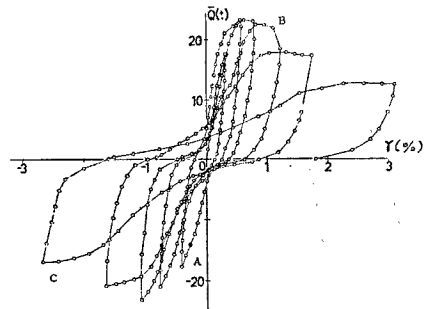


Fig. 6 (c) Shear Force vs Shear Strain, C₁-R

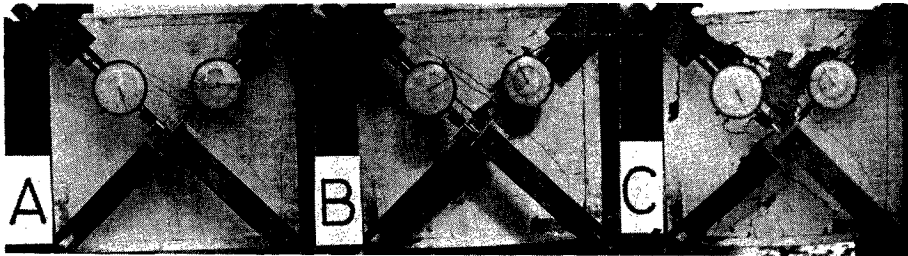


Photo. 2 Deformation Process of C₁-R

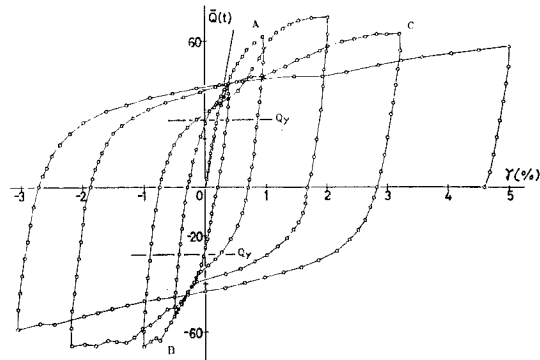


Fig. 6 (d) Shear Force vs Shear Strain, SAC₂-R

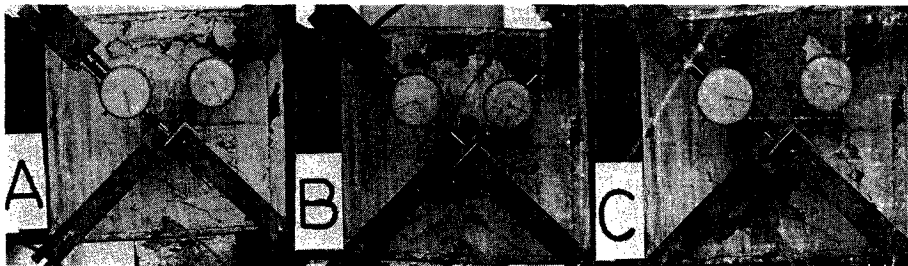


Photo. 3 Deformation Process of SAC₁-R

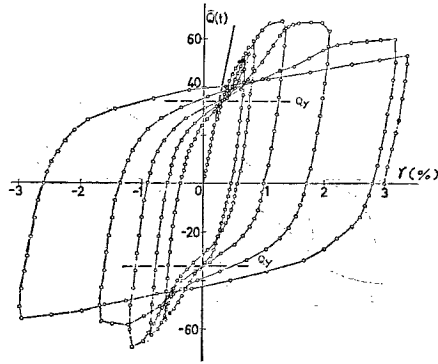


Fig. 6 (e) Shear Force vs Shear Strain, SAC₁-R

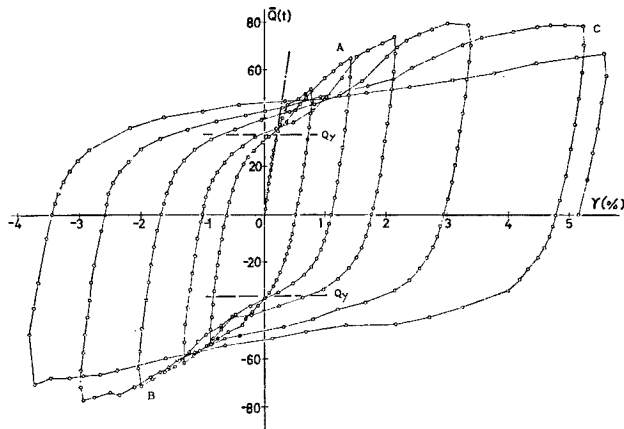


Fig. 6 (f) Shear Force vs Shear Strain, SBC₁-R

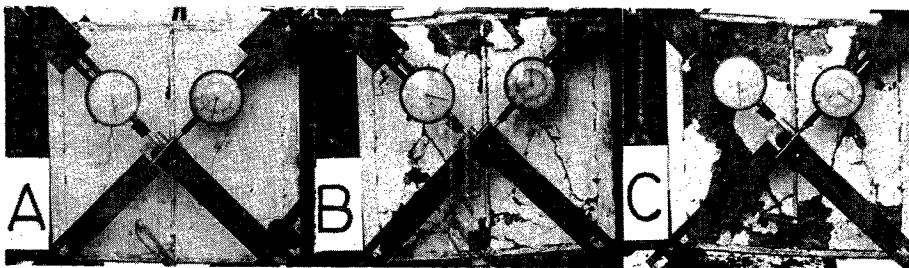


Photo. 4 Deformation Process of SBC₁-R

向の斜めひび割れが発生した荷重および変形を示す。鉄骨パネルのみの初期剛性を、せん断変形および曲げ変形を考慮して求めた結果を実線で示す。また、鉄骨パネルに一樣に降伏せん断応力度 $\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$ が分布したと仮定して求めた降伏せん断力を Q_y として示す。

Fig. 8 (a), (b) に接合部パネルに貼付した W.S.G によるひずみの測定結果の一例を示す。縦軸は作用せん断力 \bar{Q} を、横軸は、鉄骨パネルの対角線方向のひずみを表わす。Fig. 8 (a) の実線は SA-R の、点線

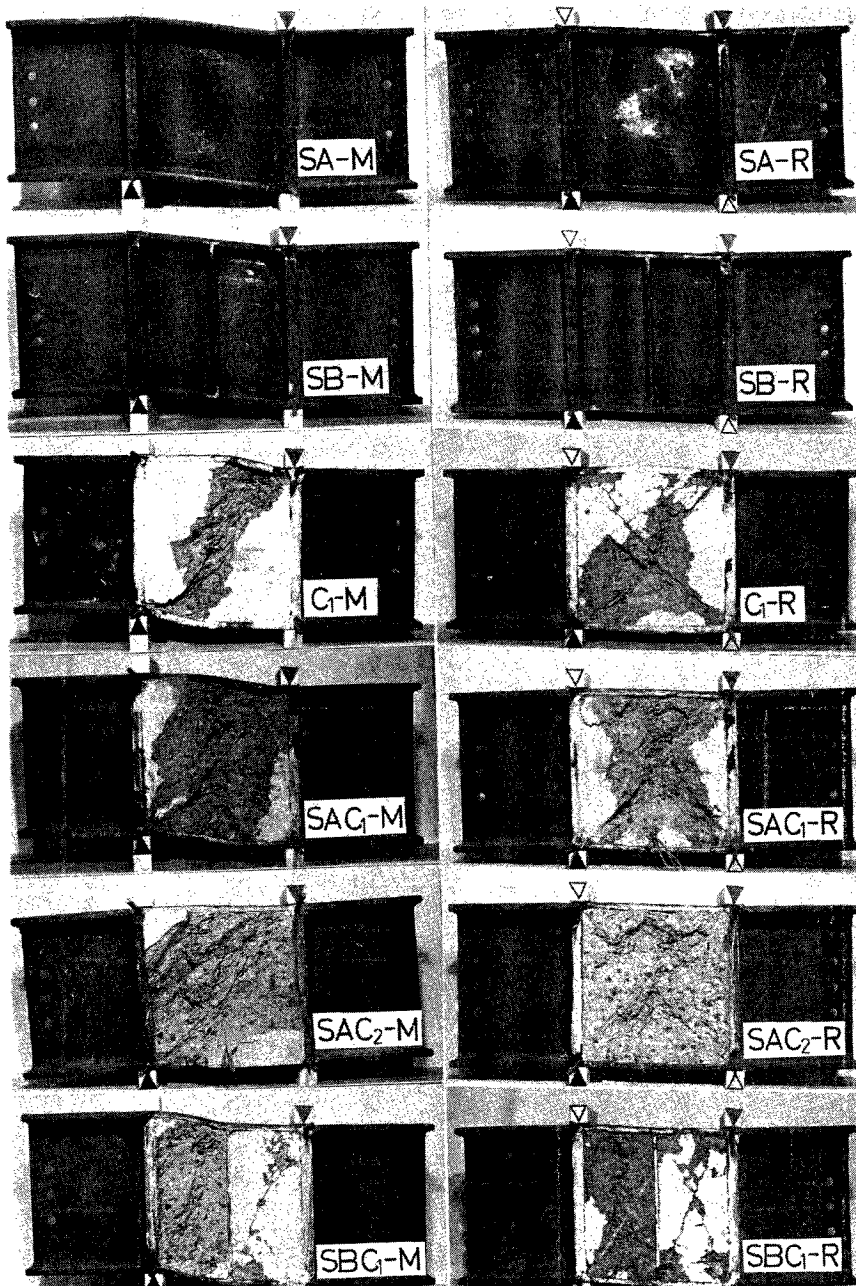


Photo. 5 Beam-to-Column Connections after Test

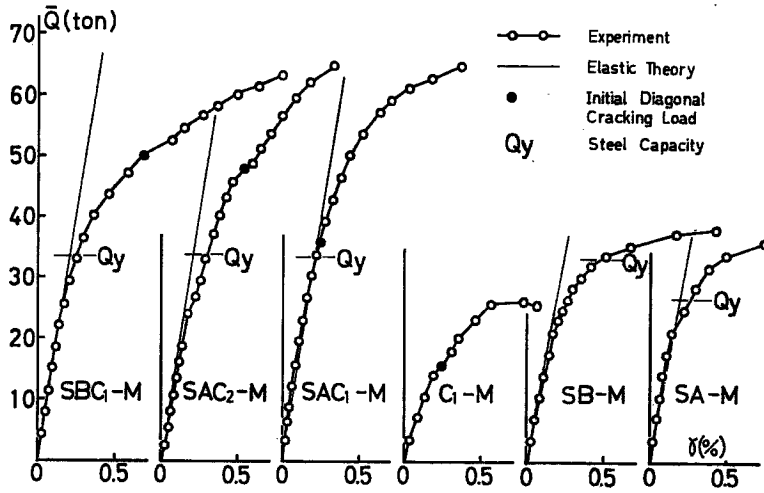


Fig. 7 Experimental Results under Monotonuous Loading

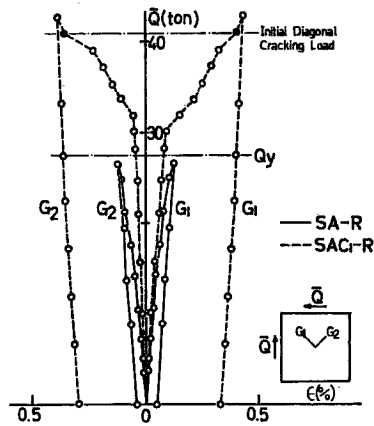


Fig. 8 (a) Strain Measurements in Steel Panel

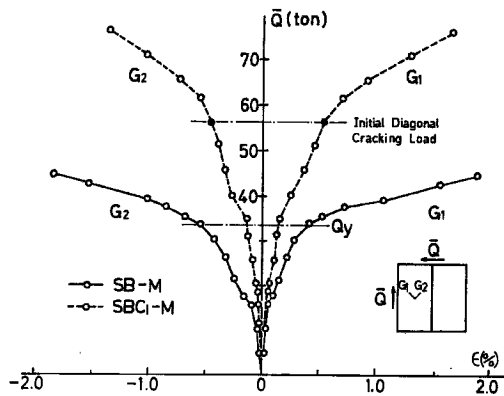


Fig. 8 (b) Strain Measurements in Steel Panel

は SAC₁-R の鉄骨パネルのひずみを、また、Fig. 8 (b) の実線は SB-M の、点線は SBC₁-M の鉄骨パネルのひずみを示す。Fig. 6、および Fig. 7 において、鉄骨コンクリートパネルの初期剛性は純鉄骨パネルの初期剛性に、ほぼ一致していることを示しており、Fig. 8 (a), (b) において、鉄骨コンクリートパネルにおける鉄骨パネルの初期のひずみ量は、純鉄骨パネルのひずみ量に比して、わずかばかり小さい値となっている程度である。また、降伏せん断応力度 τ_y が一様に分布すると仮定して求めたせん断力 Q_y よりもかなり低い荷重値で、鉄骨パネルの中央部のひずみは 0.15% 以上となっており、鉄骨パネルの一部に塑性化を生じていることを示している。また、コンクリートパネルに肉眼で初期斜めひび割れを観測した荷重段階では、すでに、鉄骨パネルはせん断降伏していることを示しているが、しかし、コンクリートパネルによって鉄骨パネルのひずみの進行は遅延していることは明らかである。したがって、このような鉄骨コンクリート接合部において、コンクリートパネルは、初期剛性には、ほとんど有効に寄与しないが、鉄骨パネルの一部が、塑性化しはじめる変形量に達してから、コンクリートパネルは有効に、かつ鉄骨パネルと協同して挙動すると考えられる。

(2) コンクリートパネルの平均せん断応力度

単調荷重において、コンクリートパネルに生ずる平均せん断応力度とせん断変形角との関係を Fig. 9 に示す。文献 3 の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

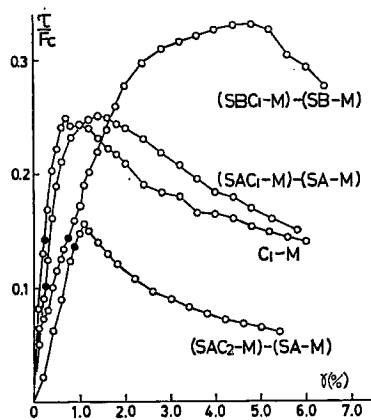


Fig. 9 Evaluation of (τ/F_c) -value

り、せん断変形角を横軸にとった。初期斜めひび割れ発生時の τ_{cr}/F_c 値、および最大耐力時の τ_u/F_c 値を Table 1 示す。各コンクリートパネルにおいて、 τ_{cr}/F_c の値は、ほぼ一定値をとる傾向にあり、初期せん断ひび割れ発生時の平均せん断応力度 τ_{cr} の値としては 0.10~0.14 F_c の値を得た。また最大耐力時のせん断応力度 τ_u は、各コンクリートパネルによって相当の差違がみられ、既往の実験結果¹⁾²⁾³⁾よりも、かなり小さい値となっている。この理由としては、コンクリートパネルが斜めひび割れ発生後、異方性化し、いわゆるせん断圧縮場を形成し、コンクリートパネルの塑性化にともなう体積膨脹を、鉄骨フランジによって、充分拘束出来なかったことによると考えられ、このことは、単調、および繰返し荷重を行なった鉄骨コンクリート試験体の実験後の状況を観察してみると、いずれの試験体においても、鉄骨フランジがわん曲していることに関連があると思われる。

なお、4 個の試験体のうち、SBC₁-M の τ_u/F_c の値が 0.33 と他のものより高いのは、鉛直スチフナーによってコンクリートパネルが他の試験体に比して、より拘束されたことによるものと考えられる。また、SAC₂-M が、低い値を示している理由としては、有効断面の取り方に関連があり、 $\tau_u/F_c=0.15$ の値は、全

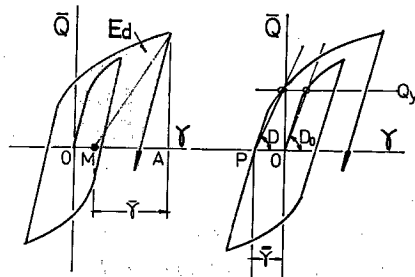
Table 1 Experimental Results

Specimen Number	Concrete Panel Area (cm ²)	Steel Panel Area (cm ²)	Compressive Strength of Concrete F _c (kg/cm ²)	The Ratio of Shear Stress at Initial Crack to F _c	The Ratio of Ultimate Shear Stress to F _c	Steel Capacity Q _y (ton)
SA-M		15.2				27.1
SA-R		15.3				27.4
SB-M		18.8				33.6
SB-P		18.8				33.7
C ₁ -M	420		255	0.14	0.24	
C ₁ -R	417		251	0.13		
SAC ₁ -M	410	18.7	263	0.10	0.25	33.5
SAC ₁ -R	414	15.3	247	0.10		27.3
SAC ₂ -M	618	18.9	281	0.13	0.15	33.8
SAC ₂ -R	622	18.8	273	0.10		33.7
SBC ₁ -M	408	18.7	251	0.14	0.33	33.5
SBC ₁ -R	407	18.7	268	0.13		33.4

断面有効として求めたものであるが、破壊状況から推測して鉄骨フランジより突出した部分を除外した断面で τ_u/F_c の値を求めてみると、0.24 となりほぼ他の試験体から得られた結果と一致する。次に、繰返し載荷を行なった場合の荷重変形曲線から得られた結果について比較検討を行なったものを Fig. 11 (a), (b), (c), (d) に示す。Fig. 11 における横軸 $\bar{\gamma}$ は、Fig. 10 に示すように、半ループ毎の中点からの変形振幅 AM を表わし、また $\bar{\gamma}$ は、原点 O から荷重方向を反転させた変形振幅 OP を表わすものである。

(3) 等価粘性減衰定数比 he

Fig. 11 (a) に等価粘性減衰定数比 $he^{(4)}$ とせん断変形角 $\bar{\gamma}$ の関係を示す。 he の値としては、塑性変形による吸収エネルギーを線型復元力と粘性減衰を有する一質点系の減衰エネルギーに等しいと考えて、繰返し載荷実験から、半サイクル当りの吸収エネルギー量 E_d と、最大変形時の Potential Energy 量 W を求め、 $he = \frac{1}{2\pi} \frac{E_d}{W}$ として、正荷重 (UP LOAD)、および負荷重 (DOWN LOAD) について半ループ毎にそれぞれ求めた。SA-R, SB-R とも、等価粘性減衰定数比は変形振幅の増大にともなって、0.35 から 0.50 に増加

Fig. 10. Definition of $\bar{\gamma}$ and $\bar{\gamma}$

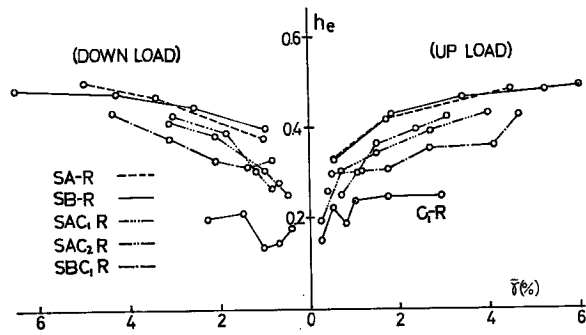


Fig. 11 (a) Experimental Results: Equivalent Viscous Damping Coefficient Ratio vs shear Strain

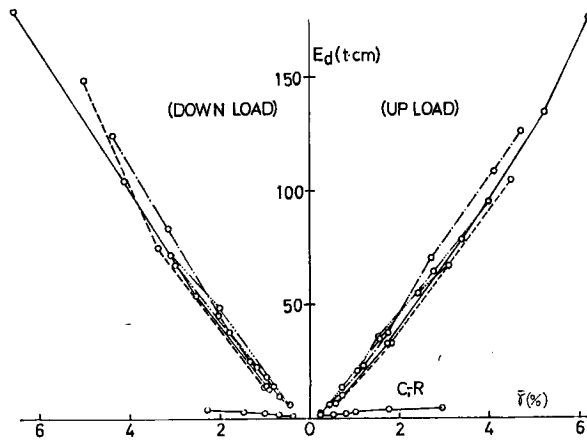


Fig. 11 (b) Experimental Results: Energy Absorption Capacity vs Shear Strain

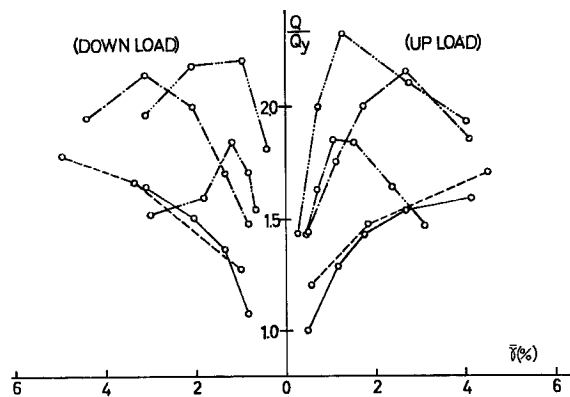


Fig. 11 (c) Experimental Results: Deterioration of Shear Strength

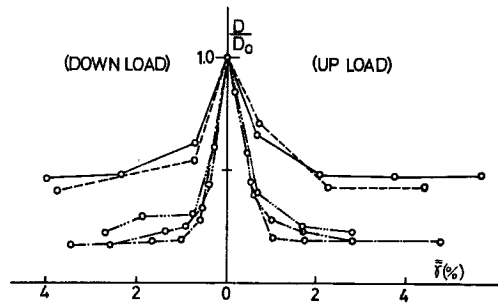


Fig. 11 (d) Experimental Results: Deterioration of Stiffness

し、 C_1 -R においては、変形振幅に関係なく、ほぼ 0.20 の一定値をとる傾向にある。鉄骨コンクリートパネルについては、いずれの試験体とも 0.30 から 0.40 値を示し、鉄骨コンクリートパネルは、コンクリートパネルと鉄骨パネルのほぼ中間の値をとる傾向にある。

(4) 吸収エネルギー量 E_d

Fig. 11 (b) に半ループ毎の吸収エネルギー量とせん断変形角 $\bar{\gamma}$ との関係を示す。コンクリートパネルを設けた場合の吸収エネルギー量は鉄骨パネルのものに対して、1.5%程度の変形では、明らかに増大しているが、 SBC_1 -R 以外は、変形振幅の増加にともなって、コンクリートパネルによる吸収エネルギー量は減少し、3%の変形振幅に達すると、コンクリートパネルによるエネルギーの吸収は期待出来ない結果となっている。このことは、変形振幅が3%に達するとコンクリートパネルの圧壊剥落が著しいことに関連があるが、 SBC_1 -R のように、パネル部の中間に鉛直スチフナーをもつものは、4%の変形振幅においても、コンクリートパネルの破壊は著しくなく、エネルギーを吸収することが可能であることを示しているが、しかし、鉄骨コンクリートパネルとしての総吸収エネルギー量に対しては、コンクリートによって吸収されるエネルギーはわずかなものになっている。

(5) せん断耐力の低下

Fig. 11 (c) にせん断耐力比 Q/Q_0 と、せん断変形角 $\bar{\gamma}$ との関係を示す。 Q_0 は鉄骨パネルに一様に降伏せん断力 τ_v が分布していると仮定して求めた降伏せん断力である。鉄骨パネルについては、降伏後変形振幅の漸増にしたがって、ひずみ硬化などの影響により、耐力は増大し、5%の変形振幅で降伏せん断力の 1.6~1.7倍になる。 SAC_1 -R、 SAC_2 -R については、1%の変形振幅で、また、 SBC_1 -R については3%の変形振幅でそれぞれ最大耐力に達し、それ以後の繰返し回数、および変形振幅の漸増にともなって、耐力は低下し、変形振幅が5%程度になるとコンクリートパネルによる耐力の累加は期待出来ない状態となり、繰返し荷重下において、鉄骨パネルの耐力と、コンクリートパネルの耐力の累加が成立するためには、少なくとも変形振幅を1%以下に制限すべきであろうと推測される。

(8) 剛性の低下

Fig. 11 (d) に剛性比 D/D_0 とせん断変形角 $\bar{\gamma}$ の関係を示す。剛性 D_0 、および D は Fig. 10 に示すように、鉄骨パネルの降伏せん断力と荷重変形曲線との交点と、 $\bar{\gamma}$ 軸の切点との割線勾配からそれぞれ求めた。鉄骨パネルが一様に降伏した時の変形に着目して剛性を算出しているから、(1)項で示した初期剛性の値より幾分小さい値となっているが、コンクリートパネルが剛性に対しても有効に協同し始めるのは、鉄骨パネルが塑性化し始める変形前後であることを考慮すれば、鉄骨コンクリートの繰返し荷重時における剛性低下率を評価する一方法として割線勾配を基準にすることも、妥当であると考えられる。鉄骨パネルの剛性は、0.5%程度の変形振幅で、初期剛性に対して、Baushinger 効果などの影響によって、80%程度に低下し、鉄骨コンクリートパネルについては、50%の低下が見られ、2%以上の変形振幅では、ほぼ20%の一定

値に近づき、コンクリートパネルはほとんど剛性に対して寄与しないことを示している。

4. 結 語

鉄骨コンクリート接合部の繰返し荷重を行なった実験結果について、検討を行なったが、コンクリートパネルの挙動について要約すると、

- i) コンクリートパネルの初期せん断ひび割れ発生時の平均せん断応力度はコンクリート強度の10~14%と考えられる。
- ii) コンクリートパネルは、初期剛性に対して、あまり有効に寄与せず、鉄骨パネルが塑性化しはじめる変形量に達してからコンクリートパネルは協同し、斜めひび割れ荷重時には、鉄骨パネルは降伏していると考えられる。
- iii) 鉄骨パネルの耐力と、コンクリートパネルの耐力の累加は、せん断変形振幅を1%以下に制限すれば、繰返し荷重時においても成立すると考えられ、コンクリートパネルによるエネルギーの吸収も充分可能と思われる。

謝 辞

本実験は、建設用鋼材研究会の研究費による援助により行なったものであり、また、実験およびデータ整理、計算には、京都大学建築学科四回生中村義昭氏（現）に、多大なる協力をいただきました。ここに、甚深の謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 横尾義貴, 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, 日本建築学会論文報告集137号, 昭和42年7月, pp. 1-8.
- 2) 仲威雄, 高田周三, 齊藤光: 鉄骨鉄筋コンクリート構造に関する研究, 柱はり接合部の実験(その3,4), 日本建築学会研究報告 No. 35, 昭和31年6月, pp. 81-84, No. 37, 昭和31年12月 pp. 57-60.
- 3) 若林実, 松井千秋, 南宏一: 鉄骨コンクリート接合部のせん断耐力に関する一実験, 京都大学防災研究所年報, 第11号 A, 昭和43年3月, pp. 617-630.
- 4) L.S. Jacobsen: Damping in Composite Structures, Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering. Vol. II, 1960, pp. 1029-1043.