

せん断破壊を生ずる部材を含む鉄筋コンクリート フレームの変形性状に関する一実験

若 林 実・南 宏 一
足 達 邦 洋・中 川 正 美

A MODEL TEST OF REINFORCED CONCRETE FRAMES WITH EMPHASIS ON SHEAR FAILURE OF COLUMN

By Minoru WAKABAYASHI, Koichi MINAMI, Kunihiro ADACHI
and Masami NAKAGAWA

Synopsis

A preliminary test was performed for the study of the restoring force characteristic of reinforced concrete frame consisted of the column which fails in shear. The tests include 6 single bay one-story frames subjected to constant vertical load and a varying horizontal force, and 9 column members subjected to moment, shear and axial force. All specimen were of the same cross section (5cm×5cm), and of the same column length (20 cm). The major variables were the percentage of web reinforcement and axial load. The experimental behavior was described in detail.

1. 研究目的と既往の研究

1968年の十勝沖地震では、多くの鉄筋コンクリート構造による建築物が被害を受け、しかも、その大部分が柱のせん断破壊¹⁾であり、鉄筋コンクリート柱のせん断破壊という問題が社会的にも大いに注目されることとなった。しかし、地震で鉄筋コンクリートの柱がせん断破壊を起した例は、決して上記の地震に限られたことではなく、1923年の関東大地震の震害写真を見ても、柱がせん断破壊を起した例は数多く見られる。

しかしながら、鉄筋コンクリート柱のせん断破壊に関する研究は非常に少ない。外国では、古く、ドイツの Mörsh²⁾の研究に見られる例、アメリカの Viest³⁾⁴⁾等の研究があるのみであるが、これは、地震国以外で、柱に大きなせん断力を受けることはほとんどないので、研究が少ないのは、やむを得ない。

わが国で、地震国でありながら、鉄筋コンクリート柱に関する研究が取り上げられたのは、最近である。すなわち、若林⁵⁾が、鉄骨鉄筋コンクリート柱のせん断破壊について研究を行なったのが最初で、その後、末永博士⁶⁾が、若林の研究を引きついで、鉄筋コンクリート柱のせん断破壊の研究を行なった。その後、しばらく研究はとだえていたが、最近、再び注目されることとなり、池田博士⁷⁾、山田博士⁸⁾等によって、研究が発表されている。

前記、若林あるいは末永博士の研究によると、柱の軸力が増す程、せん断ひび割れ荷重は増加するが、せん断ひび割れが発生してからは、せん断補強筋が、かなり多くない限り、せん断耐力は、かなり急激に低下する。どの位のせん断補強筋を入れた柱が、ひび割れ以後、どの位耐力が低下するか、あるいは、せん断ひび割れ耐力を保持させるためには、どの位のせん断補強筋を必要とするかは、柱に負荷される軸力の大きさ、柱の長さ、柱のせいとの比(せん断スパン比と呼ぶ)などによって異なると思われるが、Fig. 1の例では、せん断補強筋比 P_w として、少なくとも、 $P_w=0.5\%$ を必要とすることがわかる。しかるに、通常の柱

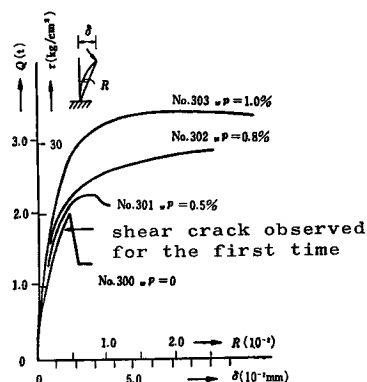


Fig. 1 WAKABAYASHI'S study.

な方法が考えられる。すなわち、1) 腰壁などの影響を取り入れた応力計算を精密に行なう。2) セン断力に対しては、安全率を大きくする。3) 柱の上、下端に起りうる最大曲げモーメントを求め、これに伴うセン断力に抵抗できるように設計する。4) セン断ひび割れが発生しても、耐力が低下しないだけのセン断補強筋を確保する。5) セン断破壊を起す骨組の性状を予測して検討する。など考えられるが、上記のいずれの方法をとるにしても、鉄筋コンクリート柱のセン断破壊機構及び、セン断破壊を伴う場合の変形状を明確にする必要があるが、更に、これらの部材を含む骨組全体としての弾塑性性状を知る必要がある。東博士⁹⁾等によって、1968 年十勝沖地震で致命的な被害を受けた、国立八戸高等工業専門学校のモデル実験が行なわれているが、このような研究の糸口として、モルタルで作製した小型の鉄筋コンクリート骨組の模型を用いて、セン断破壊を起す柱材を含む骨組が、いかなる復元力特性を示すか、その復元力特性は、軸力比及び、セン断補強筋比によって、どのように変化するか、また、骨組全体としての復元力特性と、骨組を構成する柱材の各々の復元力特性と、どのような関連があるのか、単調加力を受ける場合について、定性的に調べることを目的として、本実験を企画した。

2. 実 験

2.1 実験計画

鉄筋コンクリート柱のセン断強度及び、復元力特性を決定する要素としては、コンクリート強度、主鉄筋比、セン断補強筋比、セン断スパン比、軸力比等が考えられるが、本実験では、セン断スパン比を一定として、柱の長さ h と、柱せい D との比を $h/D=4$ とし、実験変数としては、軸力比 0, 0.3, 0.5 と、セン断補強筋比 0, 0.4 をとった。実験は、鉄筋コンクリート柱の単体に関するものと、柱材部分のみが変形及び破壊するような、一層一スパンの門型フレームについて行ない、作製した試験体は、柱単体については、曲げ破壊を起させるもの 3 体、セン断破壊を起させるもの 6 体であり、フレームについては 6 体である。

2.2 試験体の形状

柱断面としては、CA- 系列及び CB- 系列 $B \times D = 5 \text{ cm} \times 5 \text{ cm}$ を選び、柱の長さを 20 cm とした。柱単体およびフレームの配筋図の概略を Fig. 2 に示す。単体については、その試験体の柱部分及び定着部の外観は全て同じくして、CA- 系列と CB- 系列とでは、Table にしたがって主鉄筋量及び、セン断補強筋量を変えている。なお、主鉄筋としては、 3ϕ の亜鉛引き線を使用し、片側主鉄筋比 $P_t=1.4\%$ のときは、 $5-3\phi$ を、 $P_t=0.6\%$ のときは、 $2-3\phi$ とし、セン断補強筋としては、 1.5ϕ の亜鉛引き線を使用し、セン断補強筋比 P_w としては、 $P_w=0.4\%$ のとき、その間隔を $2 \text{ cm} @$ とした。

2.3 試験体の材料と作製

では、 $P_w=0.1\%$ 程度であるから、一度、セン断ひび割れが発生すると、耐力の急激な低下は、当然予想される。

このような、セン断破壊を起すような柱が、鉄筋コンクリートのフレームのなかに含まれ、何らかの原因によって、予想に反して、鉄筋コンクリート柱にセン断ひび割れが発生すると、その柱の抵抗力は急激に低下し、フレーム全体の抵抗力も予想したものと、実際は変わったものとなる。通常計算で、柱のセン断応力が余り大きくない場合でも、地震力が 1 次的に大きく働く場合とか、腰壁、たれ壁などで、フレームの計算では考慮していなかった要素が取り付けられたために、応力がその柱に集中することは十分に考えられることで、事実、十勝沖地震では、このような例が多く見られた。

このような被害を防止するためには、次のような、いろいろ

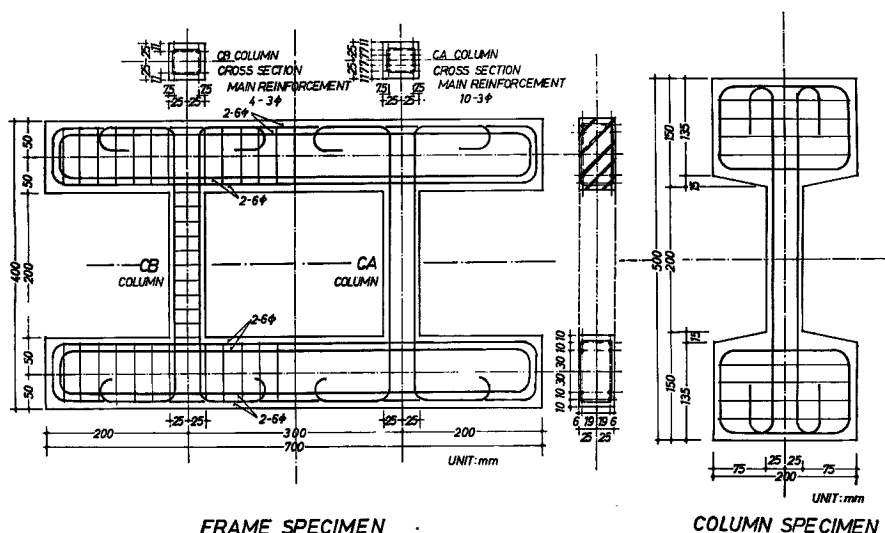


Fig. 2 Details of specimens.

Table Test schedule.

	Specimen Number	N/N _y	Web Reinforcement	Tension Reinforcement	Mortal Compressive Strength F _c kg/cm ²
			P _w %	p _t %	
Column Specimen	CA 1	0	0	1.4	220
	CA 2	0	0.4	1.4	220
	CA 3	0.3	0	1.4	265
	CA 4	0.3	0.4	1.4	265
	CA 5	0.5	0	1.4	260
	CA 6	0.5	0.4	1.4	260
	CB 1	0	0.4	0.4	220
	CB 2	0.3	0.4	0.4	265
	CB 3	0.5	0.4	0.4	260

Combination of column

Frame Specimen	F 1	CA 1	CB 1
	F 2	CA 2	CB 1
	F 3	CA 3	CB 2
	F 4	CA 4	CB 2
	F 5	CA 5	CB 3
	F 6	CA 6	CB 3

セメントは、普通ポルトランドセメントを使用し、細骨材としては、2.5 mm 以下の川砂を使用した。モルタルの配合は、各単体及びフレームとも、重量比で、セメント：砂 = 1:3 とし、水セメント比は 60% とした。モルタルの打設は、各試験体とも水平に行なった。(Photo. 1 参照) 各試験体の材令は、ほぼ 30 日である。主筋及びせん断補強筋として使用した亜鉛引き線は、いずれも、明確な降伏点をもたないので、

0.2% の塑性ひずみを生ずる応力を降伏点とし、主筋に対して $\sigma_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$, せん断補強筋としては, $\sigma_y = 2930 \text{ kg/cm}^2$ とした。

2.4 実験装置

柱単体の実験装置を Fig. 3 (a), Photo. 2 (a) に示す。10 t 用手動油圧ジャッキによって軸力をかけ、せん断力は 30 t アムスラー型試験機によって負荷させた。カウンターバランスを用いて、オイルジャッキ及びロードセルなどの自重を取り除き、試験体の変形に伴って、軸力を作用させている位置で拘束力が生じないように工夫した。変形の測定は、柱の両端部の相対回転角を基準量として行なった。フレームの実験装置の概要を Fig. 3 (b), Photo. 2 (b) に示す。試験体は、L 字型フレームに固定され、100 t 長柱試験機によって、鉛直荷重を加え、更に、L 字型フレームに取り付けられた 10 t 用手動油圧ジャッキによってせん断力を加えた。試験体フレームの水平移動は、L 字型と圧縮試験機ベッドとの間に挿入されたローラーベアリングの位置でおこる。せん断力の測定は、ロードセルにより、また、変形の測定は、試験体フレーム相対水平変位を基準量として行なった。



Photo. 1 Frame specimen.

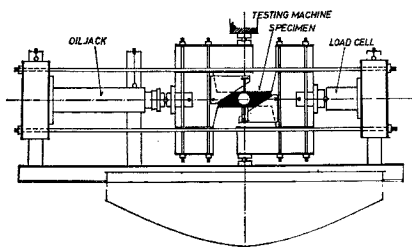


Fig. 3 (a) Loading apparatus for column specimen.

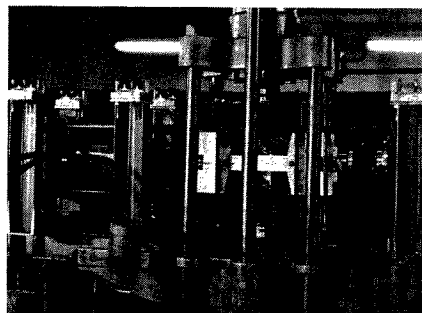


Photo. 2 (a) Loading set-up for column specimen.

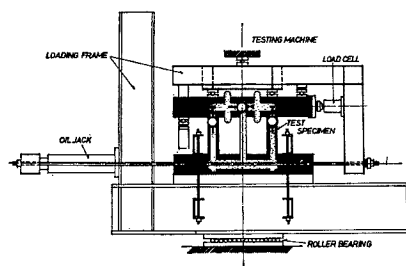


Fig. 3 (b) Loading apparatus for frame specimen.

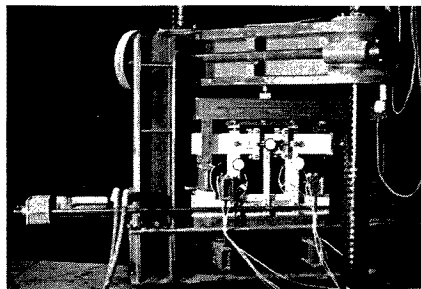


Photo. 2 (b) Loading set-up for frame specimen.

3. 実験結果とその検討

3.1 破壊経過

各フレーム試験体の破壊状況を, Figs. 4 (a), (b), (c), (d), (e), (f) に, フレーム試験体の荷重変位曲線を, Fig. 5 に, Figs. 6 (a), (b), (c), (d) に, 各フレームにおける復元力特性と, そのフレームを構成する各柱の復元力特性の関連性を示す。Fig. 6 では, せん断破壊を起すフレームの荷重-変位曲線を実線で, 曲げ

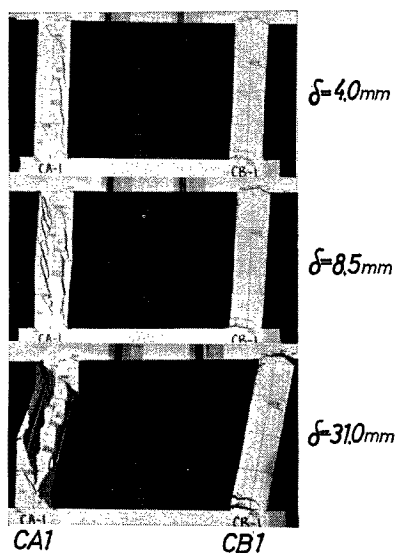


Fig. 4 (a) Deformation process for F1.

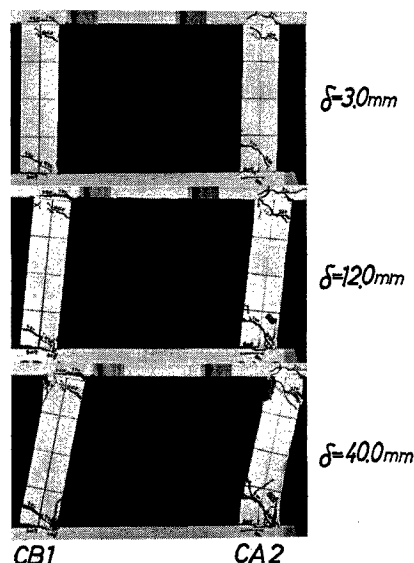


Fig. 4 (b) Deformation process for F2.

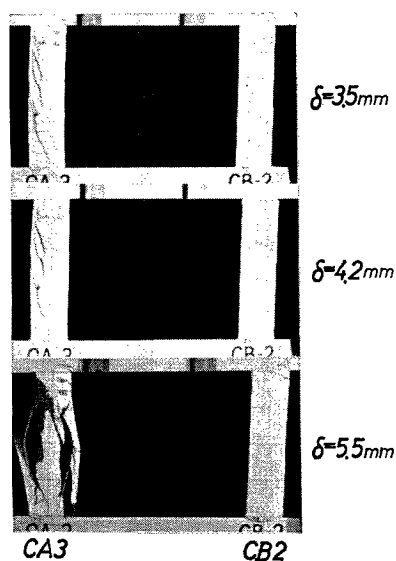


Fig. 4 (c) Deformation process for F3.

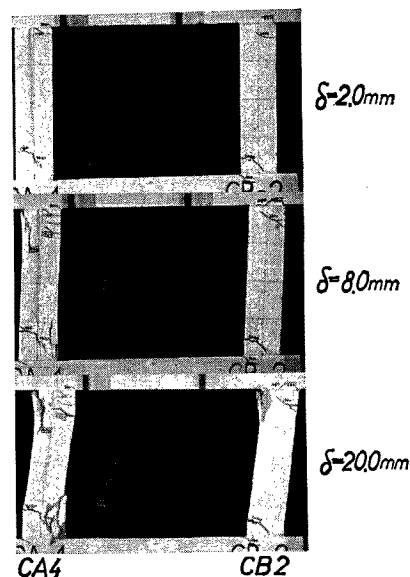


Fig. 4 (d) Deformation process for F4.

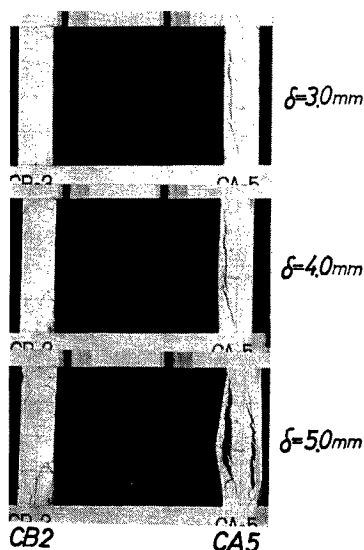


Fig. 4 (e) Deformation process for F5.

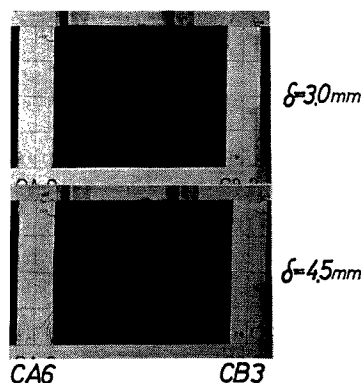


Fig. 4 (f) Deformation process for F6.

破壊を起すものを点線で示した。各フレーム試験体の破壊状況及び破壊モードの概略を示す。

F₁ 試験体: CB-1 柱の柱頭, 柱脚に曲げひび割れが生じた後, 部材角 $R=0.19 \times 10^{-2}$ rad. で, CA 1 柱の柱頭に初期せん断ひび割れが発生し, CA 1 柱に引張側主鉄筋に沿った, せん断付着破壊によるひび割れが形成される変形時に, フレームは最大耐力となる。その後の変形過程で, CB 1 柱は, 曲げひび割れ発生位置で, 塑性ヒンジを形成し, 変形はその塑性ヒンジの回転によってのみ進行するが, CA 1 柱は, せん断付着破壊が顕著となるが, $R=0.2$ rad. の変形時においても, フレームは最大耐力の 40% のせん断抵抗力を保持する。

F₂ 試験体: CB 1 柱の変形状況は, F₁ 試験体と同様である。せん断補強筋比 $P_w=0.4\%$ をもつ CA 2 柱は, まず, 柱頭, 柱脚の境界面に曲げひび割れが生じた後, 斜張力ひび割れが発生するが, その斜張力ひび割れは成長しない。その後の変形において, CA 柱の柱脚部は, せん断回転を起し, せん断圧縮破壊の機構を形成するが, フレームの耐力は $R=7.0 \times 10^{-2}$ rad. の変形までほぼ最大耐力を保持する。

F₃ 試験体: F₁ フレームと同様, フレームの耐力は CA 3 柱にせん断付着破壊によるひび割れが形成される変形時で最大耐力となり, その後, CA 3 柱のひび割れの成長にともなって, フレームの耐力は急激に低下し, ほぼ $R=5.5 \times 10^{-2}$ の変形時で, CA 3 柱は圧縮力によるせん断分離破壊としての様相を示しながら崩壊する。

F₄ 試験体: CB 2 柱は曲げ破壊を, CA 4 柱はせん断圧縮破壊を起し $R=1.0 \times 10^{-2}$ rad. の変形で最大耐力になり, その後の変形過程で, 徐々に耐力は減少し, $R=0.12$ rad. の変形で, フレームのせん断抵抗 0 となったが, 鉛直荷重の支持力は保有されていた。

F₅ 試験体: CB 3 柱の曲げひび割れ発生以前に, CA 5 柱に, 瞬間的に, 主鉄筋に沿ったひび割れが形成され, 耐力の急激な低下が起り, $R=2 \times 10^{-2}$ rad. の変形で, CA 5 柱は崩壊する。なお, CB 3 柱には, 曲げひび割れの形成以前に, 圧縮側コンクリートの圧壊が生じた。

F₆ 試験体: CB 3 柱, CA 6 柱とも, 曲げ圧縮側のコンクリートの圧壊によって崩壊した。F₅ 試験体に比して, 最大耐力以後, $R=1.7 \times 10^{-2}$ rad. の変形まで, 耐力の低下はなく, 変形は進行したが, F₅ 試験体とほぼ同様の変形量で, フレームは崩壊した。

3.2 考 察

フレーム試験体の復元力特性と、フレームを構成する各柱について行なった柱単体試験体の復元力特性の比較を Figs. 6 (a), (b), (c), (d) に示す。Fig. 6 の縦軸にせん断力 Q を、横軸に相対変位量 δ 及び部材角 R を表わす。また、荷重変位曲線上に示される●印は、初期曲げひび割れ時を、また、○印は、初期せん断ひび割れ時を示す。点線で示した曲線は個々の柱単体の復元力を累加して求めた復元力特性を表わす。

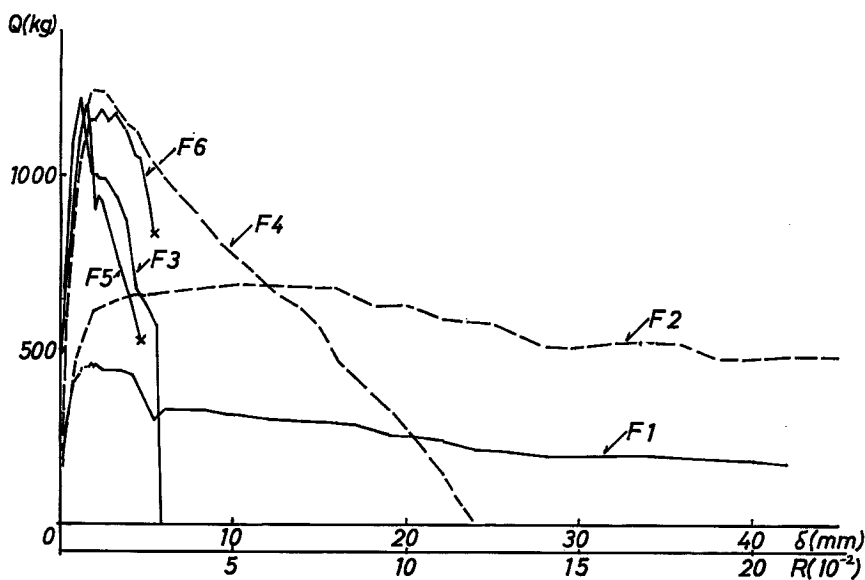


Fig. 5 Restoring force characteristic of frame specimen.

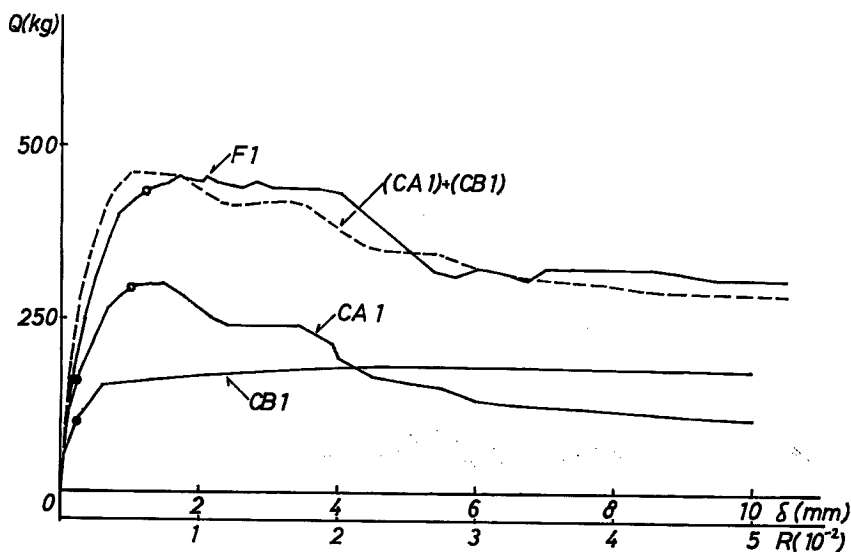
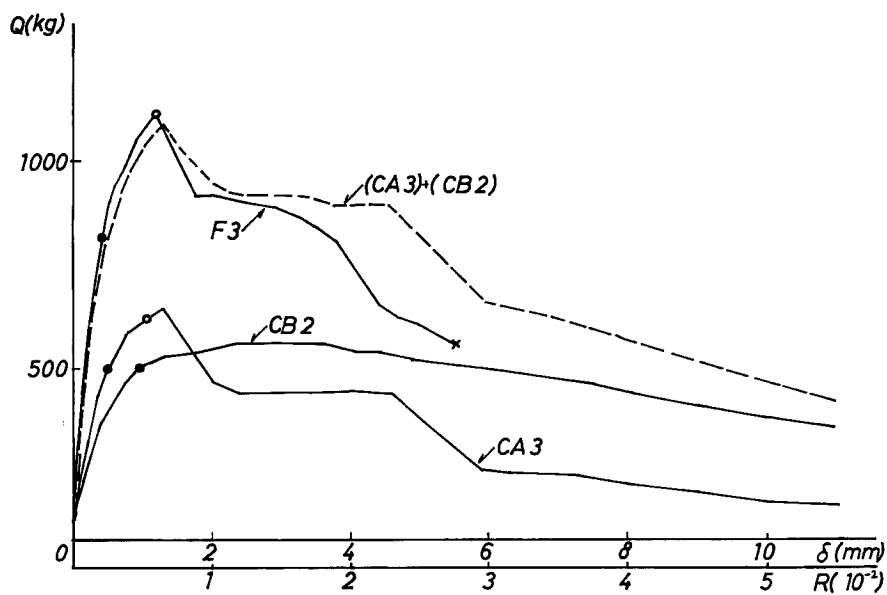
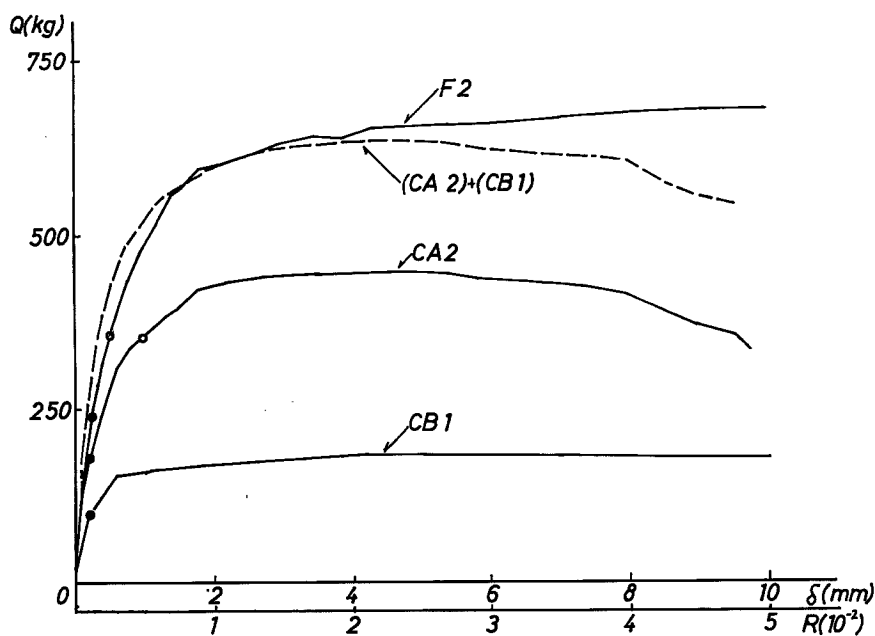


Fig. 6 (a) Load vs. deflection for F1.



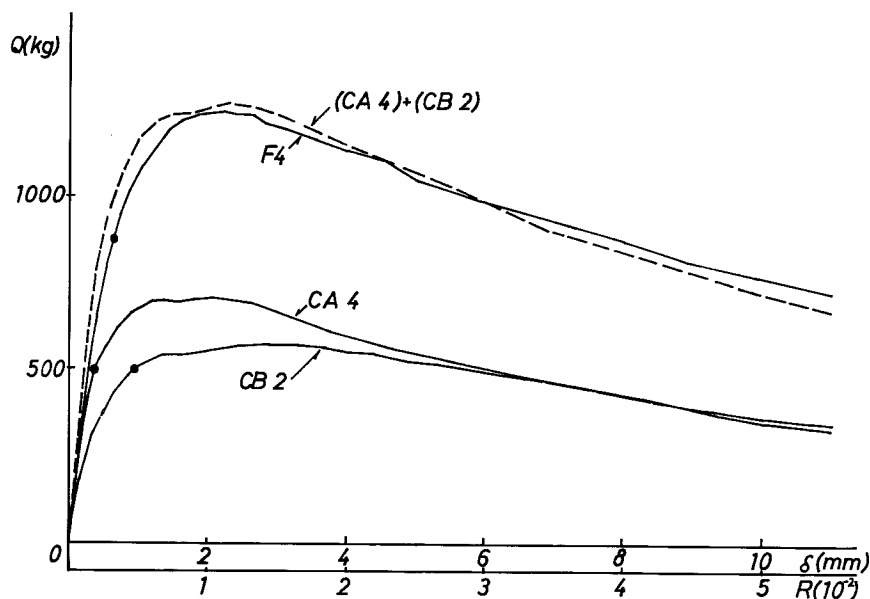


Fig. 6 (d) Load vs. deflection for F4.

個々の柱単体の復元力を累加して求めた復元力特性は、フレームの復元力特性と各試験体において、ほぼ一致することが示され、せん断破壊にともなう、フレームの抵抗力が劣化する過程は、せん断破壊を起す柱の抵抗力の劣化する過程と類似している。(Fig. 6 (e) 参照)。フレームの変形能力は、フレームを構成する柱が、せん断破壊を起すことによって、制約されるよりも、むしろ、軸方向力の大きさによって左右される。たとえ、フレームを構成する柱が、せん断破壊を起しても、そのせん断破壊がフレームの崩壊の直接の原因になるとは、必ずしも言えない。しかし、せん断破壊を起す場合には、作用軸方向力の大きいほど、そのフレームの復元力の劣化は急激であり、ある程度以上の軸方向力が作用する柱材のせん断破壊は、そのフレームの崩壊の直接の原因となることが、本実験において示された。

参 考 文 献

- 1) 若林 実・中村 武・南 宏一：1968 年十勝沖地震による建築物の被害について、京都大学防災研究所年報，第 29 号 A，昭 44. 3，pp. 87-107.
- 2) Mörsh, E.: Der Eisenbenbau, Seine Theorie und Anwendung, Sechste Auflage, 1. Band, 2. Hälfte, Stuttgart, 1929, Seite 294.
- 3) Morrow, J. and I.M. Viest: Shear Strength of Reinforced Concrete Frame Members Without Web Reinforcement, Journal of A.C.I. March, 1957, pp. 833-869.
- 4) Baldwin, J. W. and I.M. Viest: Effect of Axial Compression on Shear Strength of Reinforced Concrete Frame Member, Journal of A.C.I. November, 1958, pp. 635-654.
- 5) 若林 実：鉄骨鉄筋コンクリートに関する実験的研究，東京大学生産技術研究所報告，第 6 巻，第 2 号，通巻 45 号，昭 31. 12.
- 6) Tsuboi, T. and Y. Suenaga: A Study on the Elastic Plastic Behavior of Reinforced Concrete Members Under Combined Stresses., 東京大学生産技術研究所報告，第 11 巻，第 1 号，通巻 76 号，昭 36. 6.
- 7) 池田昭男：軸力，曲げ及び剪断力をうける鉄筋コンクリート柱の繰返し破壊実験，日本建築学会論

文報告集, 第 83 号, 昭 38. 3, pp. 23-30.

- 8) 山田 稔: 1968 年十勝沖震害における鉄筋コンクリート柱の剪断爆裂に関する考察, 日本建築学会論文報告集, 第 179 号, 昭 45. 4, pp. 19-26.
- 9) 東 洋一・大久保全陸・江戸宏彰: 静加力試験による腰壁, たれ壁, そで壁付き鉄筋コンクリート柱の破壊性状と履歴曲線, 日本建築学会論文報告集, 第 169 号, 昭 45. 3, pp. 1-8.