Architectural Institute of Japan

【論　文】

日本建築学会構造系論文報告集 第442号・1992年12月
Journal of Struct. Constr. Engng, AIJ, No. 442, Dec., 1992

地震時に生じる層間変位速度を考慮した水平力を受ける鉄筋コンクリート柱に関する実験研究

AN EXPERIMENTAL STUDY OF REINFORCED CONCRETE COLUMN UNDER HIGH-SPEED LOADING

藤本盛久*, 市橋重勝**, 和田　章***,
島崎和司****, 坂田弘安*****
Morihisa FUJIMOTO, Shigekatsu ICHIHASHI, Akira WADA,
Kazushi SHIMAZAKI and Hiroyasu SAKATA

Reinforced concrete structures had been struck by big disasters at every times when the large earthquakes occurred in last 50 years. The structures were destroyed for quite short period about one minute or more due to earthquake ground motion. However, there were only several studies of the real time testing for reinforced concrete columns. About 1/2 scale reinforced concrete column models (shear span ratio=1.5) of the real structures were prepared. The one way and cyclic lateral forces, which have same velocities as responses under earthquakes, were performed to these columns on that vertical loads were working. This paper describes these experiments and results.

Keywords: *reinforced concrete column, high-speed loading, strain velocity, maximum resistant force*
鉄筋コンクリート柱，高速載荷，ひずみ速度，最大耐力

1. 序　論

1.1　研究の背景

鉄筋コンクリート構造は，その居住性，建設費に関する経済性，耐久性，維持のしやすさ等，多くの点において，合理的な構造である。鉄筋コンクリート構造物の地震時の挙動に関して，今までに多数の研究者により，繰り返しを含む静的実験や動的実験が行われ，耐力・変形性能・履歴性状等，多くのことが明らかにされている。これらの静的実験研究は外力を徐々に作用させ数時間の時間をかけて行われるもので，構造部材が実際に受けるひずみ速度とは異なる条件下での研究である。また，動的実験研究では振動台の容量の制限等により小型模型が用いられていることが多く，寸法効果の問題等が残されている。

過去において，鉄筋コンクリート構造物は大地震が発生するごとに大きな災害や被害を受けてきている。地震の主要動は，数10秒間の長さであり，鉄筋コンクリート構造物の力学的挙動を解明するためには地震時と同じ速度を有する荷重作用下での寸法効果が無視できる程度の大きさの試験体による実験研究が必要と考える。

1.2　既往の研究

鉄筋コンクリート構造の力学的性質に関する載荷速度の影響について行われた既往の研究概要を以下に示す。

竹田ら[1),2)]は鉄筋コンクリート梁試験体の一方向高速載荷実験を行い，荷重-変形関係に対する載荷速度の影響を調べ，載荷速度が早くなるにつれ，降伏荷重，最大耐力が上昇することを示している。最上ら[3)]は鉄筋コンクリート梁試験体の一方向高速載荷実験を行い，載荷速度が早くなるにつれ，耐力が上昇することを示し，破壊性状が脆性的になる可能性のあることを示している。

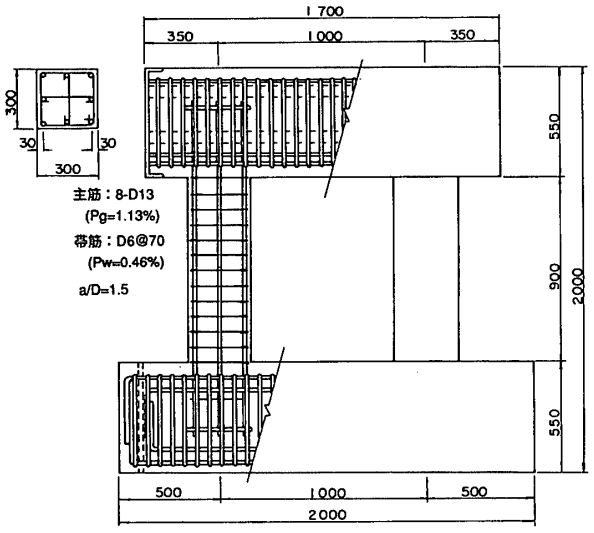
また，曲げ破壊型の試験体については鉄筋・コンクリートの素材のひずみ速度に対する耐力上昇でこれを説明できることを示している。岩井ら[4)]は鉄筋コンクリート梁の載荷速度の違いによる力学的挙動を実験により調

* 神奈川大学　学長・工博
President, Kanagawa Univ., Dr. Eng.
** 構造計画研究所　主任研究員・工修
Senior Research Engineer, Kozo Keikaku Eng. Inc., M. Eng.
*** 東京工業大学・工業材料研究所　教授・工博
Prof., Tokyo Institute of Technology, The Research Laboratory of Engineering Materials, Dr. Eng.
**** ハザマ技術研究所・工修
Hazama Technical Research Institute, M. Eng.
***** 愛知産業大学　助教授・工博
Assoc. prof., Aichi Sangyo Univ., The Faculty of Formatted Arts, Division of Architecture, Dr. Eng.

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

べ，載荷速度を考慮した素材の応力-ひずみ関係を用いて断面解析を行うことにより，実験結果を説明できることを示している。北川ら[5]は変形速度および応力緩和効果を考慮した応答解析手法を用い，その解析結果を振動実験および仮動的実験の結果と比較することにより解析モデルの妥当性を示している。睦好ら[6),7)]は動的外力を受ける鉄筋コンクリート部材の降伏荷重・最大耐力の上昇はひずみ速度の上昇により鉄筋の降伏点が上昇するためであり，また，その減衰機構は速度依存型ではなく，変位の大きさに依存した履歴減衰が支配的であると述べている。森田ら[8),9)]は鉄筋コンクリート柱試験体の高速載荷実験を行い，高速載荷時に，曲げ破壊型の場合は耐力が上昇し，せん断破壊型の場合はせん断ひび割れの発生荷重がかなり上昇し，主筋降伏が先行し，塑性変形能力が向上することを示している。また，載荷速度の影響を考慮した材料モデルを用いた解析により耐力の上昇，荷重-変形特性を説明している。山口ら[10),11)]は鉄筋コンクリート梁試験体の高速載荷実験を行い，高速載荷時に耐力は上昇するが，終局時の変位が小さくなることを報告した。また，ひずみ速度効果を考慮した応力-ひずみ関係式を用いた非線形動的有限要素解析による応答解析手法を提案し，ひずみ速度が小さい荷重を受ける部材に対し，その有効性を示している。最相ら[12),13)]は曲げ破壊部材の動的復元特性を変位履歴長さを用いて静的復元力特性から予測し，静的復元力に基づく地震応答と動的復元力に基づく地震応答の結果を比較・検討している。松浦[14)]は鉄筋コンクリート骨組要素の時間依存性の挙動をコンクリートの材料特性として非線形成分とクリープ成分を直列結合したレオロジーモデルを使用し区分線形法による増分理論で定式化を行い，梁のクリープ，リラクゼーションおよび柱のクリープ座屈等の実験結果と解析結果との比較・検討を行っている。



図—1　試験体図

1.3　本研究の目的

本研究は，鉄筋コンクリート構造柱が，地震を受けたときに生じる層間変位の速度と同レベルの荷重速度を受けるときの力学的挙動を把握することを目的として行った。

2. 実験方法

2.1　試験体

試験体の形状および配筋詳細を図—1 に示す。

実際の鉄筋コンクリート構造物の約 1/2 の大きさの柱を 2 本立て，上部，下部をスタブで連結し建物上部からの鉛直荷重による一定軸力を加えた状態で水平方向載荷実験を行った。1 本の柱の実験を行う際によく使われているように柱頭の回転を拘束するための平行クランク機構等を用いると，動的実験時にこれらの機構の持つガタ等が問題となるので，単材としての構造でなく，2 本の柱を用いて一つの構造物を形成する骨組として実験を行った。柱断面は 30 cm×30 cm，内のり長さは 90 cm，鉄筋は主筋：8-D13　全鉄筋比：P_g＝1.13 %　帯筋：D6@70　帯筋比：P_w＝0.46 % であり，曲げ降伏が先行し；大野・荒川式によりせん断破壊しないように設計した。コンクリートは普通コンクリートを用い，コンクリート調合強度は，柱部分を 240 kg/cm^2，スタブ部分を 300 kg/cm^2 とした。

試験体一覧を表—1 に示す。表中，S は静的，D は動的，N は柱の軸方向拘束のない，C は柱の軸方向拘束の

表—1　試験体および荷載方法

シリーズ名	試験体名	初期軸力比	せん断スパン比	全鉄筋比 Pg(%)	帯筋比 Pw(%)	荷載方法		軸方向変形拘束の有無
						方向	速さ (cm/sec)	
1	SNL1	0.15	1.5	1.13	0.46	一方向	静的	無
	DNL1	0.15	1.5	1.13	0.46	一方向	2.5	無
	DNH1	0.15	1.5	1.13	0.46	一方向	25	無
	DCH1	0.15	1.5	1.13	0.46	一方向	25	有
2	SNL2	0.15	1.5	1.13	0.46	繰り返し	静的	無
	DNM2	0.15	1.5	1.13	0.46	繰り返し	20	無
	DCM2	0.15	1.5	1.13	0.46	繰り返し	20	有

試験体名の記号　S：静的　D：動的　N：剛枠による拘束なし　C：剛枠による拘束有
L：載荷速度が2.5cm/sec以下　M：載荷速度が20cm/sec以下　H：載荷速度が25cm/sec以下

表—2　曲げ耐力時のせん断力とせん断耐力

シリーズ名	試験体名	曲げ耐力時のせん断力 (ton)	せん断耐力 (ton)
1	SNL1	34.3	37.0
	DNL1	34.3	36.9
	DNH1	34.5	37.5
	DCH1	34.5	37.4
2	SLN2	34.4	38.6
	DNM2	34.6	38.6
	DCM2	34.4	37.5

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

ある場合を示し，Lは載荷変位速度が2.5 cm/sec以下，Mは2.5 cm/sec以上20 cm/sec以下，Hは20 cm/sec以上25 cm/sec以下を示す。表—2に各々の材料データを用いて，構造計算指針・同解析（1991版・日本建築センター）で示された部材強度算定式（pp.230～232）より求めた柱のせん断・曲げ耐力を示す。いずれも，曲げ耐力が小さく，曲げ破壊型であることを示している。

試験体数は，一方向単調載荷を行ったシリーズ1は4体であり，繰返し載荷を行ったシリーズ2は3体である。DCH 1・DCM 2試験体に対しては柱の軸方向伸びを拘束した。曲げひび割れの発生により中立軸が移動し，幾何学的にも軸方向に伸びようとする柱は周囲の壁の剛性および上部構造の質量による慣性力の影響を受ける。この現象は複雑なものであるが，ここではこれを単純化し軸方向伸びが拘束された場合の影響を調べるため試験体の柱の外側に柱と平行に鋼棒を配置した試験体についても実験を行った。水平動的アクチュエークのある側の柱を左の柱とする。

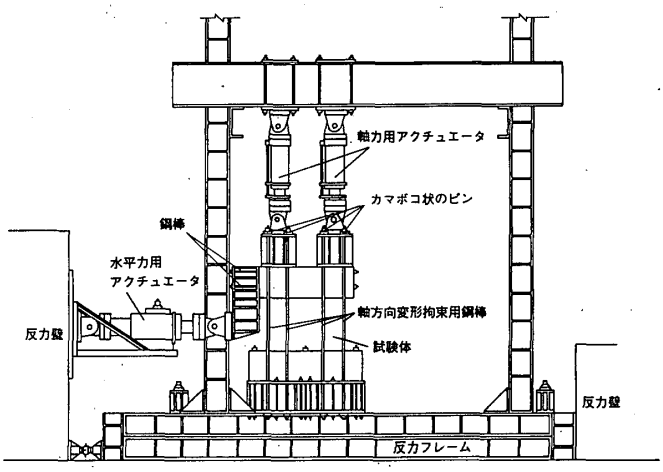
2.2　載荷方法

載荷装置を図—2に示す。

鉛直力は，軸力用反力フレームに取り付けた2台の100 ton静的アクチュエータにより軸力比0.15になるように加力し，水平加力中一定軸力を保つように制御した。水平力は，反力壁に取り付けた動的アクチュエータ（静的最大荷重：±110 ton，動的最大荷重：±75 ton）により載荷した。加力高さは試験体柱の中央の高さとし，試験体柱部分に逆対称曲げモーメントを生じさせた。

柱の軸方向伸びを拘束した試験体には，図—2に示すように柱1本につき4本の80 ϕ のPC鋼棒で拘束し，鋼棒と実験治具とのガタをなくすため柱に軸力を導入した後，鋼棒1本当たり1 tonの初期軸力を与えた。このため軸力用アクチュエータによる荷重は鋼棒の初期軸力分として4 ton少なくして，所定の軸力比となるようにした。

この鋼棒が試験体の水平変形に影響を及ぼさないように，鋼棒の上下にピンを取り付けた。図—2に柱の軸方向伸びを拘束した場合の載荷装置を示す。動的繰返し載荷は振幅18 mm（層間変形角 R=1/50），加力点での最大速度20.0 cm/secの正弦波を2サイクル与えた後，変位が0 mmの位置でいったん完全に静止させ，その後正側に40 mmまで20.0 cm/secの速度で一方向に変形制御で載荷した。この時の正弦波の固有周期は0.565 secである。これは，通常の4～5階建の鉄筋コンクリート造建築物の固有周期に対応している。なお，実験時に変位の時刻歴応答から試験体に生じた速度を調べたが，加力治具の剛性が高いために載荷点と試験体柱頭部の速度はほぼ同じであった。静的繰返し載荷は動的繰返し載荷と変位履歴を合わせ，±18 mmで正負2回づつ繰り返した後，＋40 mmまで載荷した。ただし，動的実験においては，最終載荷時に試験体は完全に崩壊したため除荷時での計測は不可能であった。載荷スケジュールを図—3に示す。



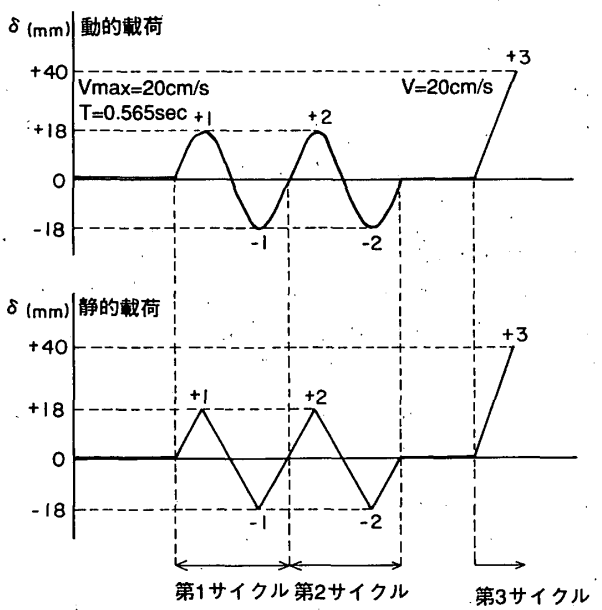
図—2　載荷装置（軸方向変形拘束のある場合）

2.3　材料の力学的性質

シリーズ1およびシリーズ2の鉄筋およびコンクリートの静的素材試験結果を表—3，表—4に示す。各シリーズでの材料強度のバラツキは少ない。

2.4　測定方法

各柱の軸力および水平力は各アクチュエータに取り付



図—3　載荷スケジュール

表—3　鉄筋の静的素材試験結果

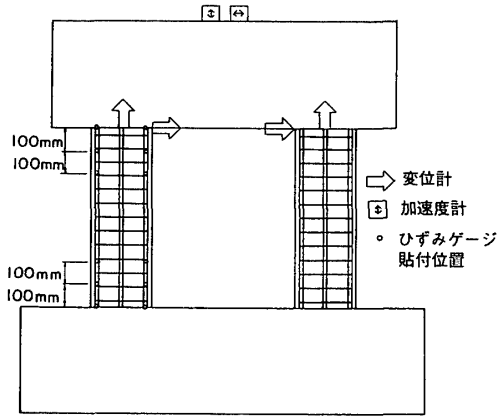
シリーズ名	試験片	降伏応力度 (kgf/mm²)	最大応力度 (kgf/cm²)
1	D6	42.88	55.56
	D13	38.28	56.10
2	D6	42.40	53.56
	D13	38.43	59.45

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

表—4　コンクリートの静的素材試験結果

シリーズ名	試験体名	4週圧縮強度 (kgf/cm²)	実験日	
			材令 (日)	圧縮強度 (kgf/cm²)
1	SNL1	218	40	245
	DNL1	211	38	242
	DNH1	218	49	261
	DCH1	211	42	257
2	SNL2	263	40	277
	DNM2	263	49	301
	DCM2	257	42	270



図—4　計測器具・ひずみゲージ設置位置

けたロードセルより測定した。柱頭の水平変位，柱の軸方向の変位を変位計により測定した。動的載荷を行う場合，試験体上部のスタブ部分に作用する慣性力が，水平荷重の最大値約60 tonに対し無視できないため上部スタブに加速度計を設置し，加速度を測定した。この加速度を用いて水平動的アクチュエータのロードセルより測定された載荷荷重を補正し柱に作用する水平力（せん断力）を求めた。

また，軸方向の伸びを拘束した試験体では，拘束用鋼棒の軸力を測定するために拘束用鋼棒にひずみゲージを貼付した。動的水平載荷実験では，測定データをディジタル・動ひずみ計の内部メモリに記憶した後，パソコンを用いてフロッピーディスクに保存した。サンプリングの時間は載荷速度が2.5 cm/sec以下のときは0.001 sec，それ以上の場合は0.0005 secとした。

図—4に計測器具とひずみゲージ設置位置を示す。

3.　一方向載荷実験結果（シリーズ1）

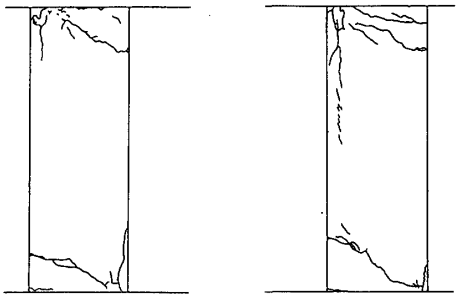
3.1　破壊状況・最大耐力

軸方向伸びを拘束をせず静的に一方向に載荷したSNL 1試験体は，水平荷重約15 tonで初期曲げひび割れが材端に目視できた。初期ひび割れ発生後，さらに曲げひび割れが進行し，最大耐力37.3 tonで柱端部にコンクリートの圧壊が生じ破壊に至った。図—5(a) に最終破壊状況を示す。

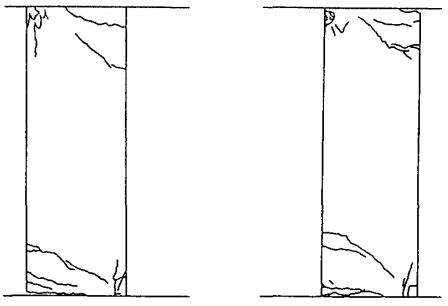
軸方向伸びを拘束せず2.5 cm/secの速度で動的一方向載荷したDNL 1試験体は，高速度カメラの記録から載荷開始後，まず曲げひび割れが発生し柱の変形の進行とともに柱端部にコンクリートの圧壊が見られ，SNL 1試験体と同様な過程を経て破壊していることを確認した。

水平力の時刻歴から載荷後約0.6秒後に最大耐力41.5 tonに達していることが分かる。載荷速度は変形の時刻歴データから最大耐力時に設定通り約2.5 cm/secになっておりその後も約2.5 cm/secで一定していることを確認した。

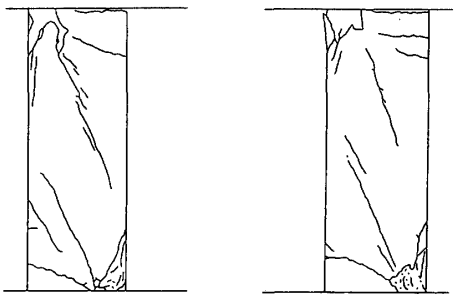
軸方向伸びを拘束せず25 cm/secの速度で動的一方向載荷したDNH 1試験体は，高速度カメラの記録からSNL 1・DNL 1試験体と同様な過程を経て破壊した。図—5(b) に最終破壊状況を示す。時刻歴のデータより



（a）　SNL 1試験体（静的・一方向・軸方向拘束のない場合）



（b）　DNH 1試験体（動的・一方向（25 cm/s）・軸方向拘束のない場合）



（c）　DCH 1試験体（動的・一方向（25 cm/s）・軸方向拘束のある場合）

図—5　最終破壊状況

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

判断すると，載荷後約 0.08 秒で最大耐力 47.4 ton に達している。最大耐力時の載荷速度は約 23 cm/sec，その後の変位速度は設定した約 25 cm/sec で一定している。

軸方向伸びを拘束し 25 cm/sec の速度で動的一方向載荷した DCH 1 試験体については，高速度カメラの記録から載荷開始後まず曲げひび割れが発生し，その後瞬間的にせん断ひび割れが発生し，同時に柱両端部の圧壊が始まった。その後，柱の変形が進むにつれて圧壊が進み破壊に至った。図—5(c) に DCH 1 試験体の最終破壊状況を示す。最大耐力は 62.1 ton を示し，最大耐力時の載荷速度は約 20 cm/sec で，その後の速度は設定した約 25 cm/sec で一定している。SNL 1 試験体に比べ，DNL 1 試験体は約 1.1 倍，DNH 1 試験体は約 1.3 倍の耐力上昇を示した。

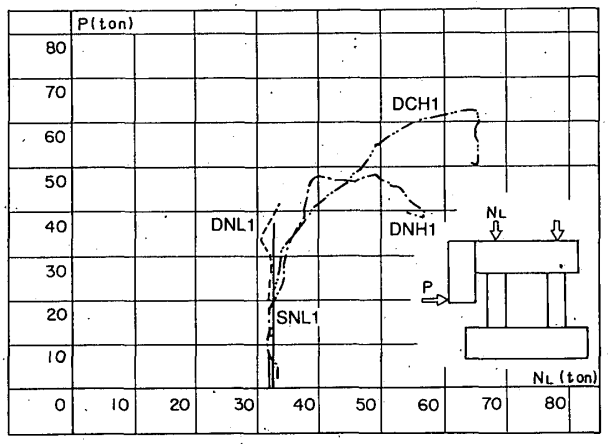
軸方向伸びを拘束した DCH 1 試験体（25 cm/sec）は同じ載荷速度の DNH 1 試験体に比べ，さらに，約 1.3 倍の耐力上昇を示した。

3.2　水平力と層間変形の関係

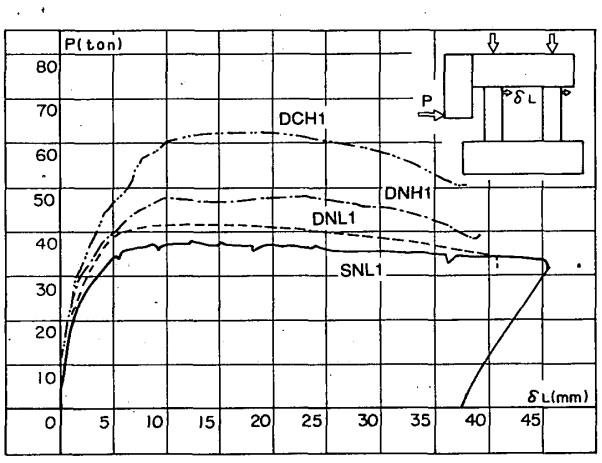
図—6 に，水平力と左柱の層間変形の関係を示す。SNL 1 試験体の場合は水平力約 33 ton，層間変形約 5 mm，部材角 R＝約 1/200 で荷重の上昇がゆるやかになり最大耐力に達した。その時の層間変形は約 12 mm（R＝約 1/75）であった。最大耐力後も安定した変形性状を示した。DNL 1 試験体については，水平力約 40 ton，層間変形約 5 mm（R＝約 1/200）から，荷重変位関係の勾配がゆるやかになり最大耐力に達した。その時の層間変形は約 13 mm（R＝約 1/70）で最大耐力に達した後も安定した変形性状を示した。DNH 1 試験体は層間変形約 10 mm（R＝約 1/100）で最大耐力（約 47 ton）に達し，その後層間変形約 25 mm（R＝約 1/40）まで耐力を保持している。その時の層間変形は約 10 mm（R＝約 1/90）である。DCH 1 試験体の場合，水平力約 60 ton，層間変形約 10 mm（R＝約 1/100）から，勾配がゆるやかとなる。最大耐力時の層間変形は約 18 mm（R＝約 1/50）である。これより，載荷速度が速くなるほど最大耐力は大きくなることが分かる。DCH 1 試験体では，せん断ひび割れが発生しているが，DNH 1 試験体に比べて，さらに，大きな最大耐力を示し，最大耐力以後も，急激な水平力の低下も見られず，安定した性状を示している。載荷速度および軸方向変形拘束が変形性能に与える悪い影響は見られない。

3.3　水平力と軸力の関係

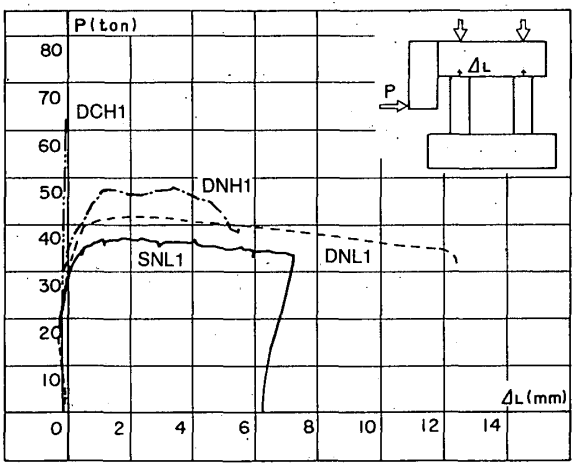
図—7 に水平力と軸力の関係を示す。SNL 1・DNL 1 試験体では，載荷速度が遅いため初期軸力を保っており，軸力用アクチュエータの荷重制御が良好に作動していることが分かる。DNH 1 試験体では，水平力約 20 ton 付近から軸力の上昇が見られ，最大耐力時の軸力は左柱のアクチュエータの荷重が約 49 ton，右柱は約 46 ton であった。載荷速度の上昇により，軸方向の変形速度に軸力用アクチュエータの荷重制御がついてゆけなかったと考えられ，載荷終了時に軸方向の伸びが DNL 1 試験体より少なく，軸力の上昇が大きくなっている。DCH 1 試験体は水平力約 30 ton 付近から軸力の急激な上昇が見られ，軸方向の伸びを拘束したため，最大耐力時の軸力は初期軸力の約 2 倍で 65 ton になっている。この軸力は各柱につき 4 本の PC 鋼棒の軸力を加算して求めた。この軸力の上昇により，曲げ耐力が上昇したため作



図—7　水平力-軸力関係



図—6　水平力-層間変形関係



図—8　水平力-軸方向変形関係

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

用せん断力が大きくなり，せん断ひび割れが生じたと考えられる。

3.4　水平力と軸方向変形

図—8に，水平力と左柱の軸方向変形の関係を示す。SNL 1試験体の場合，軸力の導入によって約0.02 mm縮んでいる。水平力が約25 tonを超えた付近から，曲げひび割れが増え始め軸方向に伸びが生じている。最大耐力時には軸力導入後から約2 mm，最終的には約7 mmの伸びが生じている。

DNL 1試験体の場合は，水平力が約27 tonを超えた付近から柱が急激に伸びており，最大耐力時には，軸力導入後から，約2.5～2.8 mm，最終的には，約12 mmの伸びとなっている。

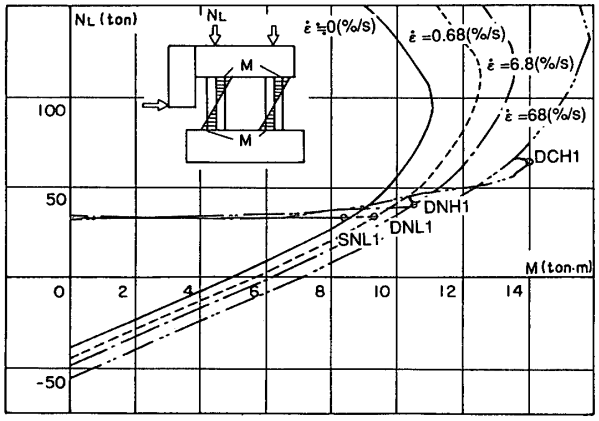
DNH 1試験体では，水平力が約30 tonを超えた付近から柱が急激に伸びており，高速度カメラの記録からも水平力約30 ton付近で曲げひび割れが発生し，SNL 1・DNL 1試験体と同様に軸方向に伸びが生じたものと考えられる。最大耐力時には，軸力導入後から約1.5～1.8 mm，最終的には約5 mmの伸びが生じている。

DCH 1試験体の場合，軸力導入後からの伸びは最大耐力時で約0.1 mmであり，他の試験体と比較してほとんど伸びが生じていない。鋼棒の軸方向変形拘束の効果が十分あったことを示している。

最終的な伸びはSNL 1試験体の約7 mmに比べ，DNL 1試験体の場合約12 mmと大きい。しかし，DNH 1試験体では逆に，約5 mmと，SNL 1試験体より小さい。この原因はDNH 1試験体の場合，軸力維持用アクチェータが急速な柱の伸びに対応できず軸力の上昇が生じたためと思われる。

3.5　柱の軸力-曲げモーメント関係

図—9に，各試験体のせん断力が左右の柱に等しく加わり反曲点が柱中央にあると仮定した場合の左側柱の軸力と柱端部終局曲げモーメント耐力の関係を示す。図中に示した軸力（N）-曲げモーメント（M）の相関曲線は，軸力が約40 tonを超えると部材耐力にコンクリートの



図—9　軸力-曲げモーメント関係

ひずみ速度の効果が表れるので，動的載荷時の柱の危険断面でのひずみ速度の上昇に対する静的素材強度からの強度の上昇を以下のように考慮して求めた。コンクリートの応力-ひずみ関係に梅村博士によるe関数を用い，鉄筋の応力-ひずみ関係は，完全弾塑性とした。

左右2本の柱に作用する水平力の時間変化を$\dot{P}$（ton/sec）とすると，危険断面での曲げモーメントの変化$\dot{M}$（ton・cm/sec）は，$2a$を柱内法高さとして，

$$\dot{M}=\dot{P}a \cdots\cdots (1)$$

となる。中立軸が断面の中央にあると仮定して，動的載荷時の柱の引張主筋位置でのひずみ速度で代表して考え，ひずみ速度$\dot{\varepsilon}$を求めると（2）式のようになる。

$$\dot{\varepsilon}=\dot{P}a/EZ \cdots\cdots (2)$$

ここで，Eはヤング係数でありひずみ速度によって変化するものであるが，計算を簡単にするためコンクリートの静的圧縮試験で得られた圧縮強度の1/3の応力点における割線弾性係数$E_{1/3}$，Zはひび割れを考慮せず全断面有効として鉄筋を無視した断面1次係数とする。水平力載荷時のデータから$\dot{P}$(ton/sec)を求め，(2)式から，ひずみ速度を求めるとDNL 1試験体（載荷速度2.5 cm/sec）で$\dot{\varepsilon}=0.68$(%/sec)，DNH 1・DCH 1試験体(載荷速度25 cm/sec）の場合は，$\dot{\varepsilon}=6.8$(%/sec)となる。

ひずみ速度の素材強度に対する影響については，竹田らの研究[1]，岩井らの研究[4]，中込らの研究[15]により，ひずみ速度の上昇により素材強度の上昇が報告されている。これらを参考に計算に用いる材料の強度を求めた。

表—5に断面解析に用いたひずみ速度$\dot{\varepsilon}=0.68$, 6.8 (%/sec）に対する鉄筋およびコンクリートの素材強度を示す。鉄筋の降伏応力に表—5の値を用い，ヤング係数についてはひずみ速度の影響を受けないと報告されているので[4]，ヤング係数は静的素材試験で得られたものと同じとした。コンクリートの最大応力に対しては表—5の値を用い，最大応力点でのひずみは，ひずみ速度の影響を受けないと報告されている[4]ので，静的圧縮試験で得られたものと同じとした。こうして求めた応力-ひずみ関係を断面すべてに対して適用し，断面解析を行った。断面内のひずみ速度は，断面内で異なった値をとるが（2）式でひび割れを考慮せずに全断面有効であるとして断面1次係数Zを用いていること，断面内の中立軸

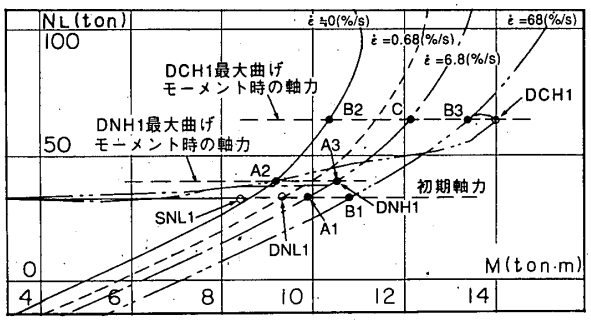
表—5　計算に用いたひずみ速度と素材強度

	鉄筋			コンクリート		
ひずみ速度 %/sec	$\frac{\sigma_y}{\sigma_{y0}}$	σ_{y0} kg/cm²	σ_y kg/cm²	$\frac{\sigma_c}{\sigma_{c0}}$	σ_{c0} kg/cm²	σ_c kg/cm²
0.68	1.12	3908	4377	1.13	242	273
6.8	1.22	3908	4768	1.22	261	318

σ_y ：降伏応力　　σ_c ：コンクリート圧縮強度
σ_{y0} ：静的降伏応力　　σ_{c0}：静的コンクリート圧縮強度

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan



図—10　最大曲げモーメント近傍拡大図

位置ではひずみ速度はゼロであるがその近傍では応力の絶対値も小さいこと，断面内の曲げモーメントについては最外縁の要素の応力が大きく影響すること等を考慮してこのようにした。

図—10は，各試験体の N-M 相関曲線の最大曲げモーメント近傍の拡大図である。SNL 1試験体およびDNL 1試験体では初期軸力を保持したまま変動していないことが分かる。このため，SNL 1試験体は，ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}\fallingdotseq 0$（%/sec）の N-M 相関曲線に接した点で最大曲げモーメントを示しており，DNL 1試験体は，ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}=0.68$(%/sec) の N-M 相関曲線に接した点で最大曲げモーメントを示している。

図中のA1点は，軸力が初期から変動せずにひずみ速度が $\dot{\varepsilon}=6.8$(%/sec) となったときの最大曲げモーメントを表しており，A2点はひずみ速度が $\dot{\varepsilon}\fallingdotseq 0$(%/sec) のまま軸力が初期状態から上昇した時の最大曲げモーメントを示している。DNH 1試験体では，ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}=6.8$(%/sec) でなおかつ軸力が上昇しているため，この試験体の最大曲げモーメントは，A1点，A2点のどちらでも説明することができない。この二つの効果を重ね合わせることにより説明することができ，$\dot{\varepsilon}=6.8$(%/sec) の N-M 相関曲線に接したA3点において最大曲げモーメントを示している。

DCH 1試験体に対しても同様の考察を行うとA1点とB2点とを重ね合わせたC点では，実験で示された最大曲げモーメントよりも小さく，ひずみ速度を $\dot{\varepsilon}=6.8$(%/sec) の10倍の $\dot{\varepsilon}=68$(%/sec) として N-M 相関曲線を考察すると，B1点とB2点とを重ね合わせて考えたB3点と実験で示された最大曲げモーメントとがほぼ同じ値になっていることが分かる。このことから軸方向の伸び拘束により軸力の増大が急激に生じ，曲げモーメントだけを考慮して求めたひずみ速度に軸力によるひずみ速度が加算された結果として $\dot{\varepsilon}=68$(%/sec) とした場合に一致したものと思われる。

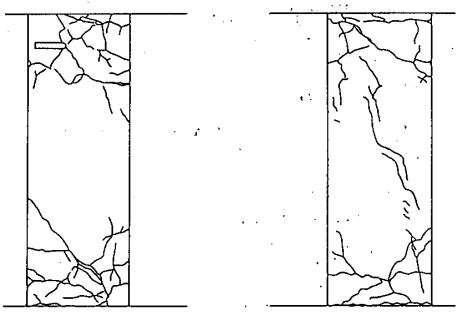
以上より，柱の耐力上昇はひずみ速度による素材強度の変化を考慮した N-M 相関曲線により，ほぼ説明でき，動的載荷による柱の耐力上昇は素材の強度上昇が大きな要因であることが分かる。

4.　繰返し載荷実験結果（シリーズ2）

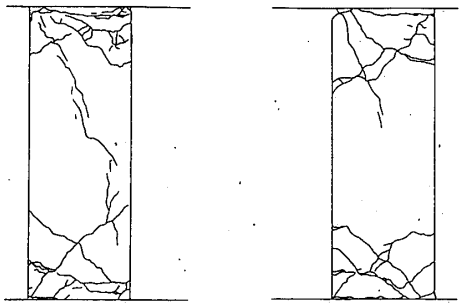
4.1　破壊状況・最大耐力

軸方向伸び変形拘束を与えず静的繰返し載荷したSNL 2試験体は，第1サイクルの正側で水平力約16 ton，負側で水平力約−12 tonの時，初期曲げひび割れが目視できた。第1サイクルでは初期曲げひび割れ発生後さらに曲げひび割れが進行し，正側で水平力約36 ton，層間変形約9 mm（R＝約1/100），負側で水平力約−37 ton，層間変形約−8 mm（R＝約1/110）で端部に圧壊が生じた。第2サイクルでは，新たなひび割れは，生じなかった。第3サイクルでは第1，第2サイクルの正側の折り返し点を超えてから再び曲げひび割れが進行し，層間変形約32 mm（R＝約1/30）で右柱にせん断ひび割れが生じて，破壊にいたった。最大耐力は約40 tonであった。図—11(a) に最終破壊状況を示す。

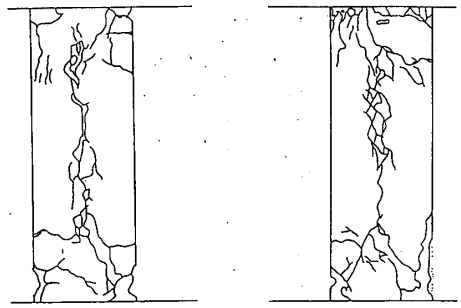
軸方向伸びを拘束せず動的繰返し載荷したDNM 2試験体はSNL 2試験体と比べると，全載荷過程を通じて，



(a)　SNL 2試験体（静的・繰り返し・軸方向拘束のない場合）



(b)　DNM 2試験体（動的・繰り返し（20 cm/s）・軸方向拘束のない場合）



(c)　DCM 2試験体（動的・繰り返し（20 cm/s）・軸方向拘束のある場合）

図—11　最終破壊状況

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

ひび割れ状況に大きな違いは見られなかった。最大耐力は，約47 tonになっている。図—11(b) に最終破壊状況を示す。

軸方向伸びを拘束をし動的繰返し載荷したDCM 2試験体は，第1・2サイクル終了後，左右両柱とも中段主筋沿いにひび割れが確認できた。最大耐力は約60 tonであった。しかし，第3サイクルにおいても急激な耐力の低下は見られず，各サイクルごとにDNM 2試験体の最大耐力と比較するといずれも約1.2倍の耐力を示しているが，これは軸方向伸び拘束による効果と考えられる。図—11(c) に最終破壊状況を示す。

SNL 2試験体とDNM 2試験体ともに，載荷速度の違いによる破壊性状の違いは認められなかった。SNL 2・DNM 2試験体が曲げせん断破壊したのに対してDCM 2試験体では曲げひび割れとともに中段主筋に沿って縦にひび割れが生じている。これは，DCM 2試験体では軸方向拘束による軸力の増大が大きいためと思われる。

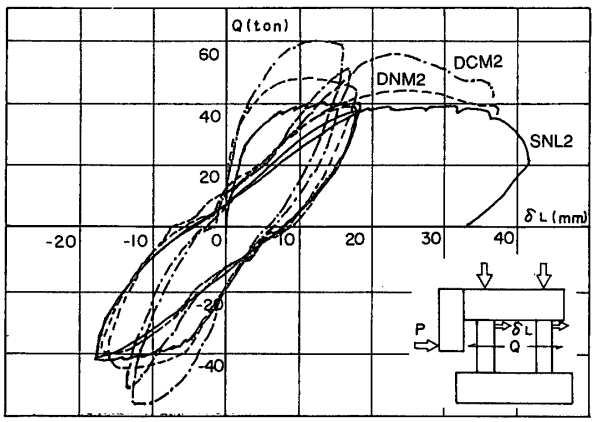
4.2　水平力と層間変形の関係

図—12に各試験体の水平力と層間変形関係を示す。DNM 2・DCM 2試験体の水平力については，先に述べたように上部スタブ部分・加力治具の慣性力を補正してある。

SNL 2試験体は正側・負側とも第1サイクルの水平力約±33 tonで剛性が低下しており，第1サイクルの折り返し点の層間変形は約18 mmである。第2・3サイクルの折り返し点の層間変形は約18 mmと第1サイクルとほぼ同じであるが約2 tonずつの耐力低下が見られる。第3サイクルの層間変形約33 mm（R＝約1/30）から耐力低下が顕著になっている。

DNM 2試験体は，正側では第1サイクルの水平力約47 ton，層間変形約9 mm（R＝約1/100）である。負側では第1サイクルの水平力約−45 ton，層間変形約−13 mm（R＝約1/70）で最大耐力を示し，その後折り返し点まで徐々に耐力が低下している。折り返し点での層間変形は約18 mm（R＝約1/50）である。

DCM 2試験体は正側では第1サイクルの折り返し点で水平力約60 ton，層間変形約13 mm（R＝約1/70），負側では第1サイクルの折り返し点で水平力約−55 ton，層間変形約−13 mm（R＝約1/70）で最大耐力を示している。第2サイクルの変形量は第1サイクルとほぼ同じであるが，正側で約8 ton，負側で約4 tonの耐力低下を示している。第3サイクルでは第1・2サイクルの折り返し点を超えてから再び耐力が上昇している。



図—12　水平力-層間変形関係（左柱）

最大耐力時の層間変形はSNL 2試験体が第1サイクルの折り返し点であるのに対して，DNM 2試験体では，正側で約16 mm，負側で約−13 mmの点であり，折り返し点では最大耐力に比べ約2 ton耐力が低下している。これは最大耐力時の載荷速度が約20 cm/secであるのに対して折り返し点での載荷速度はほぼ0であるため，載荷速度の効果による耐力上昇が低下したと思われる。しかし，折り返し点での載荷速度・ひずみ速度ともにほぼ0であるにもかかわらず，第1サイクルの折り返し点では正負ともDNM 2試験体の方がSNL 2試験体より約5 tonほど耐力が大きい，これは載荷速度による影響と考えられる。

4.3　水平力と軸力の関係

図—13に各試験体の水平力と軸力との関係を示す（各々第1サイクルを実線，第2サイクルを破線，第3サイクルを一点鎖線で示す）。

SNL 2試験体は，初期軸力を保っており，軸力用アクチュエータの荷重制御が良好に作動していたことが確認できる。

DNM 2試験体は水平力約20 ton付近から軸力の上昇が見られ，SNL 2試験体の場合と異なり，載荷速度の上昇により軸方向の変形速度に軸力用アクチュエータの荷重制御がついて行けなかったものと考えられる。

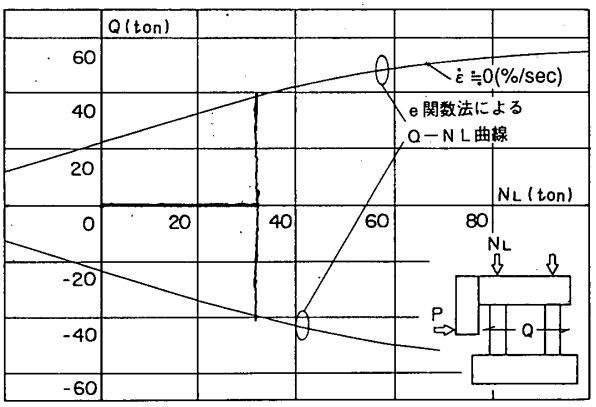
DCM 2試験体の場合にはアクチュエータの軸力に拘束用鋼棒に生じる軸力を加えてある。第1サイクルの水平力約30 ton付近から軸力の急激な上昇が見られ，最大耐力時の軸力は正側で約85 ton（軸力比0.39），負側で約70 ton（軸力比0.32）である。この軸力の上昇により曲げモーメント，せん断力が大きくなり，変形の増大とともに中段主筋沿いにせん断破壊面が形成され，縦にひび割れが生じたものと考えられる。

4.4　水平力と軸方向変形の関係

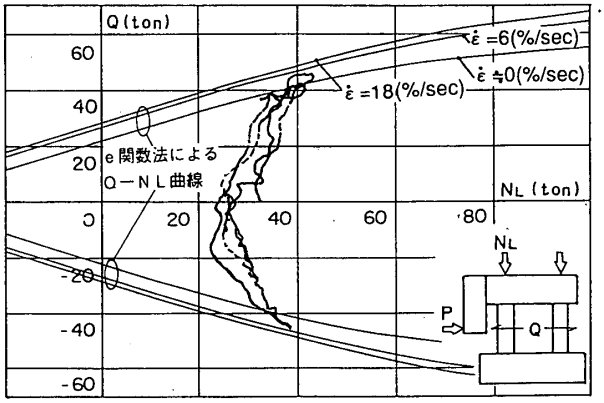
SNL 2試験体では軸力の導入により約0.2 mm軸方向に縮んでいる。第1サイクルの正・負側とも水平力が約±25 tonを超えた付近から軸方向の伸びが著しくなっている。この時点から曲げひび割れの発生により軸方向に伸びが生じたものと考えられる。第1サイクルの折り返し点で約2 mm，第2サイクルの折り返し点で約1 mm伸びている。

DNM 2試験体についても軸力の導入により約0.2 mm軸方向に縮んでいる。第1サイクルで正・負とも水

NII-Electronic Library Service

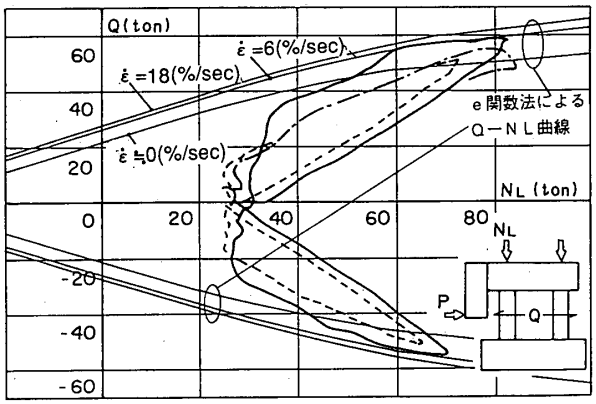


（a） SNL 2 試験体（静的・繰り返し・軸方向拘束のない場合）



実線－第 1 サイクル，点線－第 2 サイクル，鎖線－第 3 サイクル

（b） DNM 2 試験体（動的・繰り返し（20 cm/s）・軸方向拘束のない場合）



実線－第 1 サイクル，点線－第 2 サイクル，鎖線－第 3 サイクル

（c） DCM 2 試験体（動的・繰り返し（20 cm/s）・軸方向拘束のある場合）

図—13 水平力-軸力関係

平力が約±30 ton を超えた付近から急激に柱が軸方向に伸びており折り返し点で約 1.5 mm 伸びている。SNL 2 試験体に比べ最大耐力時に約 20 ton 軸力が上昇しており軸力用アクチュエータによる伸び（約 1.5 mm）に対する拘束が生じたため折り返し点での伸びが小さくなり柱圧縮端の圧壊が進行して軸方向へ伸びる効果が少なくなったと考えられる。

DCM 2 試験体は初期軸力導入により約 0.2 mm 縮んでいる。左右の柱とも各サイクルの折り返し点で最大約 1 mm の伸びを生じているが他の軸方向の変形を拘束しなかった SNL 2・DNM 2 試験体の伸びと比べ伸び量は約 1/2 以下で軸方向の変形を拘束した効果があったことが分かる。

4.5 ひずみ速度による素材強度の変化と部材耐力

図—13 に実験から得られた柱端部の引張主筋の最大ひずみ速度（約 6 %/sec）とこの 3 倍の 18 %/sec のひずみ速度による鉄筋およびコンクリートの素材強度の上昇を考慮して，e 関数法による断面解析から求めた軸力と最大曲げモーメントの関係を水平力と軸力の関係として示した。この場合もシリーズ 1 の実験と同様に軸力約 40 ton を超えるとコンクリートのひずみ速度による素材強度の上昇の効果が耐力に表れるのでコンクリートおよび鉄筋のひずみ速度上昇による素材強度の上昇を考慮して解析を行った。表—6 に計算に用いたコンクリートおよび鉄筋の素材強度を示す。動的載荷した DNM 2・DCM 2 試験体はいずれもひずみ速度 18 %/sec を考慮した耐力には達しておらず，第 1 サイクルではひずみ速度 6 %/sec を考慮した耐力を示し，第 2 サイクル以降は柱端部が圧壊や破壊を生じるためほぼ静的な耐力を示している。

5. 実験結果の比較

表—7 に全シリーズの実験結果を示す。表中の最大耐力上昇率は，各々のシリーズに属する静的載荷試験体の

表—6 計算に用いたひずみ速度と材料強度

		鉄筋		コンクリート	
試験体	ひずみ速度 %/sec	$\frac{\sigma_y}{\sigma_{y0}}$	σ_y kg/cm²	$\frac{\sigma_c}{\sigma_{c0}}$	σ_c kg/cm²
SNL2	静的	1.00	3843	1.00	277
DNM2	静的	1.00	3843	1.00	301
	6.0	1.22	4672	1.22	367
	18.0	1.27	4939	1.35	406
DCM2	静的	1.00	3843	1.00	270
	6.0	1.22	4672	1.22	336
	18.0	1.27	4939	1.35	366

σ_y：降伏応力　σ_c：コンクリート圧縮強度
σ_{y0}：静的降伏応力　σ_{c0}：静的コンクリート圧縮強度

表—7 最大耐力上昇率

シリーズ名	試験体名	載荷速度 (cm/sec)	最大耐力 (ton)	最大耐力上昇率	軸方向変形拘束の有無
1	SNL1	静的	37.3	1.00	無
	DCL1	2.5	41.5	1.11	無
	DNH1	25	47.6	1.28	無
	DCH1	25	62.1	1.66	有
2	SNL2	静的	40.0	1.00	無
	DNM2	20	45.6	1.14	無
	DCM2	20	60.0	1.50	有

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

最大耐力を基準として計算してある。表—7の値から初期軸力比0.15の場合における静的載荷試験体に対する最大耐力上昇率を比べると載荷速度25 cm/secの場合1.28倍，2.5 cm/secの場合1.11倍となっている。一方，繰返し載荷を行った試験体は，その載荷速度が20 cm/secであっても載荷速度25 cm/secとして一方向に載荷した試験体に比べて耐力の上昇率はかなり小さくなっている。この原因としては，繰返し載荷を行った場合，載荷速度が大きくなるのは柱の変形が折り返し点の変形より小さい時であり，変形量が大きくなった折り返し点付近においては載荷速度が0であるために載荷速度が一定である一方向載荷の場合に比べて静的載荷試験体の最大耐力に対する最大上昇率が小さくなっているものと考えられる。軸力比0.15の場合は載荷速度が上昇するのに従い最大耐力上昇率も上昇している。また，軸方向変形を拘束した試験体の最大耐力上昇率は大きくなっている。

e関数法を用いた軸力と曲げモーメントの関係を見るとひずみ速度を考慮した実験値と計算値がほぼ一致している。このことからひずみ速度の影響が大きいことが分かる。

6. 結　論

以上より，次の結論を得た。

（1） 動的載荷を受ける鉄筋コンクリート柱の最大耐力は，静的載荷時の最大耐力に比べて上昇する。一方向載荷の場合は載荷速度が大きくなるにつれ最大耐力も上昇する。ここで行った実験結果によると載荷速度2.5 cm/secでは約10～15％上昇し，載荷速度25 cm/secでは，約30％上昇した。軸方向変形を拘束した場合にも，ひずみ速度の上昇による耐力上昇は同様の傾向にあるが，この他に軸力上昇による効果が加算されて，結果として約60％耐力上昇を示した。

（2） 鉄筋・コンクリートのひずみ速度を考慮した材料強度を用いて，コンクリートの応力-ひずみ関係をe関数とし，鉄筋の応力-ひずみ関係を完全弾塑性とした断面解析を行うことにより，従来から言われている載荷速度による耐力上昇を説明できることを確認した。

（3） 本実験においては，ひび割れの形状は一方向・繰返し載荷とも，また静的・動的にかかわらず，初め柱端部に曲げひび割れが発生し，その後曲げせん断ひび割れに移り曲げ圧縮破壊した。

（4） 軸方向変形が初期軸力による縮み変形から伸び変形に変わる水平荷重は，載荷速度の上昇により大きくなることが確認された。静的載荷試験体では，この付近から曲げひび割れが発生し始めており載荷速度の上昇によりひび割れ荷重も上昇する。

（5） 動的載荷時に軸方向変形を拘束したことにより耐力の上昇はあったが変形能力は，拘束を与えなかった場合とほぼ同じであった。

謝　辞

本研究を行うにあたり，神奈川大学教授・大熊武司先生，信州大学教授・中込忠男先生，日本工業大学教授・難波恒夫先生，神奈川大学助手・荏本孝久氏，同助手・丸川比佐夫氏，同技官・村井正敏氏に協力して頂きました。記して感謝致します。

実験の実施にあたり，当時東京工業大学大学院生であった宮原貴昭氏，木村雄一氏，吉江慶祐氏，石井正人氏の多大な協力を得ました。心より御礼申し上げます。

研究費の一部に文部省科学研究費を使用しました。関係各位に御礼申し上げます。

参考文献

1） 竹田仁一，立川博之：高速荷重をうける鉄筋コンクリート梁の力学的諸性質，日本建築学会論文報告集号外，p. 314，1967. 10

2） 竹田仁一，立川博之，岡村攻三：鉄筋コンクリート梁高速剪断実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 705～706，1970. 9

3） 最上達夫，小林　淳：高速荷重を受ける鉄筋コンクリート梁の耐力と変形に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 1579～1582，1978. 9
同題（軸力のある部材に対する曲げ・剪断実験），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 1293～1294，1979. 9

4） 岩井　哲，吉田　望，中村　武，若林　實：構造部材の挙動に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究　その1　コンクリートと鋼材の応力-歪関係に及ぼす歪速度の影響，日本建築学会構造系論文報告集，第314号，pp. 102～111，1982. 4

5） 北川良和，長滝慶明，鹿嶋俊英：変形速度および応力緩和効果を考慮した地震応答解析—モデル化とその妥当性—，日本建築学会構造系論文報告集，第343号，pp. 32～41，1984. 9

6） 睦好宏史，町田篤彦：動的外力を受ける鉄筋コンクリート部材の力学的特性に関する研究，土木学会論文集，第354号/V-2，pp. 81～90，1985. 2

7） 睦好宏史，町田篤彦，鶴田和久：ひずみ速度を考慮した鉄筋コンクリート部材の動的非線形地震応答解析，土木学会論文集，第366号/V-4，pp. 113～122，1986. 2

8） 野村祥一，藤井　栄，大上　実，森田司郎：鉄筋コンクリート柱の挙動に及ぼす載荷速度の影響（その1，その2），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 411～414，1986. 8

9） 大上　実，野村祥一，森本久夫，藤井　栄，森田司郎：動的水平荷重をうけるRC短柱の挙動（その1，その2），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 395～398，1985. 10

10） 山口　弘，藤本一男，野村設郎：高速荷重を受ける鉄筋コンクリートはりの動的応答解析，構造工学論文集，Vol. 32B，pp. 189～199，1986. 3

11） 山口　弘，藤本一男，：鉄筋コンクリート版の衝撃応答に及ぼすひずみ速度効果，日本建築学会論文報告集，第

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

406号，pp.25～35，1989.12
12) 最相元雄，赤星　靖：鉄筋コンクリート部材の動的復元力に関する実験的研究（その1～その5），日本建築学会九州支部研究報告，1986.3～1988.3
13) 最相元雄，岡部　猛，千馬一哉：振動台実験による鋼構造小型骨組の動的復元力，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1409～1410，1984.10
14) 松浦　誠，山本春行：鉄筋コンクリートはり，柱部材の非線形および時間依存性挙動，日本建築学会構造系論文報告集，第322号，pp.36～43，1982.12
15) 藤本盛久，難波恒夫，中込忠男，佐々木聡：地震力を受ける単一山形鋼筋かいの高速引張実験，日本建築学会構造系論文報告集，第389号，pp.32～41，1988.7

（1992年3月10日原稿受理，1992年9月8日採用決定）

NII-Electronic Library Service