地震時のひずみ速度の影響による鉄筋コンクリート部材の
耐力の増大と破壊モードとの関係に関する研究RELATIONSHIP BETWEEN THE INCREASE OF STRENGTH AND
FAILURE MODE OF REINFORCED CONCRETE MEMBERS
BY THE STRAIN RATE EFFECT IN AN EARTHQUAKE

細矢 博*, 岡田恒男**, 北川良和***, 中埜良昭****, 隈澤文俊*****

Hiroshi HOSOYA, Tuneo OKADA, Yoshikazu KITAGAWA, Yoshiaki NAKANO
and Fumitoshi KUMAZAWA

During an earthquake, strength of reinforced concrete (RC) members increases greater under dynamic loading than under static loading by the effect of strain rate. The increases of flexural strength and shear strength differ from each other. This may cause a different failure mode from the one, planned in the structural design. In this paper, the relationship between the increase of strength and the change of failure mode of RC members is investigated.

Analytical investigations reported that the strain rate of RC members may be around $10^4 \sim 10^5 \mu/\text{sec}$ during an earthquake. Under this strain rate, while the increase ratio of the flexural strength is about 1.15~1.3, the one of the shear strength is about 1.15~1.25. When axial force is beyond the balanced axial force, the increase ratio of flexural strength is greater than the one of shear strength. To achieve the flexure failure mode irrespective of axial force level, the design shear strength must be 15% greater than the flexural strength.

Keywords: reinforced concrete, earthquake, strain rate, strength, increase of strength, failure mode

鉄筋コンクリート、地震、ひずみ速度、耐力、耐力増大率、破壊モード

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建築物が地震動を受ける際に部材に生じると想定される最大ひずみ速度のレベルでは、部材を構成する材料、すなわちコンクリートと鉄筋の強度は、ひずみ速度の影響を受けて上昇することが知られている^{1)・2)}。しかしながら、地震動を受けて建築物が振動する場合、層間変形が小さな領域では変形速度が大きいものの、層間変形のピーク近傍では変形速度が減少し、これに伴い部材に生じるひずみ速度も減少する。このため、最大変形時、換言すると最大耐力時にひずみ速度がどの程度のレベルにあり、また、どの程度材料強度が上昇するのかなど不明であった。一方、科学技術庁防災科学技術研究所の大型振動台により、1968年の十勝沖地震の際に八戸港湾で記録された地震波を用いて行われた実大3層鉄筋コンクリート造立体骨組の振動台実験結果によると、最大耐力時に架構を構成する柱部材およびはり部材の材端部に生じていたひずみ速度は、 $10^4 \mu/\text{sec}$ のレベルにあることが確認された³⁾。既往の研究^{1)・2)・4)}によると、このひずみ速度のレベルでは、コンクリートの圧縮強度は20%程度、鉄筋の降伏強度は10%程度上昇することが報告されている。したがって、地震動を受ける建築物の部材耐力は、静的載荷時の耐力に比較して増大すると予想されるが、部材耐力の増大率や、耐力の増大と破壊モードとの関係などは十分

に明らかにされたとは言い難い。

このような背景を踏まえ、筆者らは、鉄筋コンクリート（以下、RCと称す）柱部材を対象とした静的ならびに動的加力実験結果⁴⁾・⁵⁾や、ひずみ速度の影響による材料強度の上昇を考慮したファイバーモデルによる断面解析結果⁶⁾から、部材耐力や破壊性状に及ぼすひずみ速度の影響について報告してきた。しかしながら、既往の研究も含め、未だ地震時におけるRC部材の耐力の増大と破壊モードとの関係については検討が不十分であるといえる。そこで、本論では、上記の実験結果や解析結果から、RC部材の曲げ耐力ならびにせん断耐力の増大率とひずみ速度との関係、それらの耐力の増大率と破壊モードとの関係をさらに検討したので、以下に報告する。

2. 静的ならびに動的加力実験

2.1 実験概要

(1) 加力実験シリーズおよび試験体

試験体の諸元を表1に、試験体の形状・寸法および配筋の代表例を図1に示す。加力実験は、目標軸力を軸力比($\eta = N/\sigma_b b d$)にして0.3に設定したシリーズIと、 $\eta = 0.02 \sim 0.03$ ($N = 5.2 \text{ tf}$)に設定したシリーズIIから成る。試験体は、シリーズIでは曲げ破壊型に計画されたMタイプとせん断破壊型に計画されたSタイプから成り、

本論文の一部は、文献4)~6)で発表している。

* 榊奥村組技術研究所 主任研究員・博士(工学)

** 芝浦工業大学工学部 教授・工博

*** 広島大学工学部 教授・工博

**** 東京大学生産技術研究所 助教授・工博

***** 建設省建築研究所 主任研究員・博士(工学)

Research Engineer, Technical Research Institute, Okumura Corp., Dr. Eng.
Prof., Faculty of Engineering, Shibaura Institute of Technology, Dr. Eng.
Prof., Faculty of Engineering, Hiroshima University, Dr. Eng.
Assoc. Prof., Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Dr. Eng.
Research Engineer, Building Research Institute, Ministry of Construction, Dr. Eng.

シリーズⅡでは全てせん断破壊型に計画されたSタイプから成る。Mタイプは1種類の配筋モデル、Sタイプは5種類の配筋モデルである。各試験体の柱部分の断面寸法は250mm×250mmであり、柱高さは、Mタイプでは1000mm、Sタイプでは650mmである。したがって、シアスパン比は、Mタイプでは2.0、Sタイプでは1.3である。なお、試験体は、各配筋モデルごとに静的加力用と動的加力用を対で製作した。

表1 試験体諸元

試験体タイプ		シリーズⅠ		シリーズⅡ			
		Mタイプ	Sタイプ	Sタイプ			
試験体記号	静的	MSF-1	SSF-1	SSC-2	SSC-3	SSC-4	SSC-5
	動的	MDF-1 MDF-2	SDF-1 SDF-2	SDC-2	SDC-3	SDC-4	SDC-5
b x D	(mm)	250x250	250x250	250x250			
h	(mm)	1000	650	650			
柱主筋		12-D13 [SD295A]	12-D13 [SD295A]	12-D16 [SD345]	16-D16 [SD345]		
P _g	(%)	2.438	2.438	3.821	5.094		
P _t	(%)	0.813	0.813	1.274	1.592		
フープ筋		4-D6@40 [SD295A]	2-D6@50 [SD295A]	2-D6@50 [SD295A]	3-D6@50 [SD295A]	4-D6@50 [SD295A]	
P _w	(%)	1.280	0.512	0.512	0.768	1.024	
シアスパン比[M/QD]		2.0	1.3	1.3			
目標軸力比[η]		0.3 ³⁾	0.3 ³⁾	0.02~0.03			
せん断余裕率 ¹⁾		1.28	0.84	0.92	0.80	0.84	0.89
層間変形		静的		0.01 (cm/sec)			
速度 ²⁾		動的		10.0 (cm/sec)			

Mタイプ: 曲げ破壊型に計画した試験体

Sタイプ: せん断破壊型に計画した試験体

b: 柱幅、D: 柱径、h: 柱高さ

$\eta = N / (\sigma_b \cdot b \cdot D)$

η: 軸力比、N: 軸力

σ_b: コンクリート圧縮強度

1) 静的加力試験体を対象として、コンクリートと鉄筋の静的載荷材料試験値を用い、曲げ耐力式[建築センター式(式6-3a)⁷⁾]とせん断耐力式[修正荒川mean式⁸⁾]の計算値からせん断余裕率を求めた。軸力は目標軸力。

2) 平均層間変形速度(V)の目標値。

3) 載荷装置の性能上の制約から、最大耐力時の軸力比(計測値)は、Mタイプではη=0.37~0.39、Sタイプではη=0.33~0.37であった。

【試験体記号の付け方】

MSF-1

↑↑↑ 番号

↑↑ 軸力別

↑ 加力速度

↑ 試験体タイプ

M: Mタイプ、S: Sタイプ

C: 一定軸力、F: 変動軸力

S: 静的加力、D: 動的加力

(2) 使用材料

試験体に用いたコンクリートの材料試験結果を表2に、鉄筋の材料試験結果を表3に示す。コンクリート材料試験はJIS A 1108に、鉄筋材料試験はJIS Z 2241に準拠し実施した。以後、これらの材料試験を静的載荷材料試験と称する。

なお、静的載荷材料試験でコンクリート供試体に生じるひずみ速度は約10¹ μ/secである。このひずみ速度を静的載荷時のひずみ速度レベルと考え、材料強度の上昇率や部材耐力の増大率をとる際の基準のひずみ速度とした。

(3) 加力方法

加力装置を図2に、加力スケジュールを図3に示す。加力に際しては、目標層間変形角を5段階設定し、アクチュエータを変位制御して各層間変形角ごとに2サイクルずつ、計10サイクルの正弦波による正負交番漸増繰り返し加力を行い、試験体の柱部分に逆対称モーメントを発生させた。この際、平均層間変形速度を2種類設定し、層間変形の時刻歴において連続する波形の正負のピークを結んだ傾きが $\tilde{V} = 0.01 \text{ cm/sec}$ 、ならびに $\tilde{V} = 10 \text{ cm/sec}$ になるようにした。前者を静的加力、後者を動的加力と称する。この動的加力時の平均層間変形速度は、地震時に建築物の柱部材に生じるひずみ速度を再現できるように地震応答解析結果を踏まえて設定した⁴⁾。軸力については、シリーズⅠの場合は、水平加力前に目標軸力比に相当するη=0.3の軸力を静的油圧ジャッキにより試験体に載荷した。Mタイプ、Sタイプともに、試験体3体のうち2体を動的加力に用い、水平加力中は軸力用の油圧ジャッキを荷重制御したが、加力装置の性能上の制約から、結果的に変動軸力となった。残り1体を静的加力に用い、水平加力中は、動的加力試験体2体の平均軸力と層間変形との関係に従い変動軸力を載荷した。なお、動的加力試験体2体の軸力履歴は近似していた⁴⁾。一方、シリーズⅡの場合は、軸力の影響をできる限り減ずるために、油圧ジャッキによる軸力の導入を零としたが、加力装置の性能上の制約から、鉛直滑動装置の自重5.2tf(η=0.02~0.03)が一定軸力として試験体に作用した。

(4) 計測方法

層間変位はインダクタンス型変位計により、鉄筋のひずみはひず

図1 試験体の形状・寸法、および配筋

表2 コンクリートの材料試験結果

シリーズ	試験体	圧縮強度 (kgf/cm ²)	割裂強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)	材令 (日)
I	MSF-1	289	26.2	1.98×10^5	45
	MDF-1	284	26.3	1.94×10^5	36
	MDF-2	293	24.6	1.95×10^5	40
I	SSF-1	310	24.8	2.03×10^5	71
	SDF-1	301	25.1	1.97×10^5	53
	SDF-2	304	24.7	1.90×10^5	65
II	SSC-2	323	29.0	2.71×10^5	27
	SDC-2	350	30.4	2.84×10^5	28
	SSC-3	361	32.1	2.81×10^5	39
	SDC-3	357	26.3	2.71×10^5	44
	SSC-4	354	30.6	2.80×10^5	47
	SDC-4	354	31.5	2.81×10^5	53
	SSC-5	360	28.8	2.90×10^5	58
	SDC-5	360	28.1	2.98×10^5	62

[注] 試験方法: JIS A 1108に準拠、試験値: 供試体3本の平均値、養生方法: 材料試験日まで現場封緘養生、シリーズIIでは、SSC-2のみ他の試験体とコンクリートの打設日が異なる

表3 鉄筋の材料試験結果

シリーズ	呼び名	降伏強度 (kgf/cm ²)	降伏ひずみ ($\times 10^{-3}$)	引張強度 (kgf/cm ²)	破断伸び (%)
I	D13	3280	1840	4870	28.1
	D6	4290*	—	5490	22.3
II	D16	3665	2354	5566	23.6
	D6	3846	2060	5558	23.6

[注] 試験方法: JIS Z 2241に準拠、試験値: 供試体3本の平均値 * 0.2% off set

図2 加力装置

図3 加力スケジュール

みゲージにより計測した(図1参照)。せん断力は、ロードセルで検出された荷重から、水平滑動装置ならびに静圧継手の質量と水平滑動装置上で計測された加速度との積から得た慣性力を引くことによって求めた。また、ひび割れの進展状況は高速写真で確認した。なお、計測インターバルは、Mタイプでは1/645秒、Sタイプでは1/495秒である。

2.2 実験結果

(1) 動的加力時のひずみ速度

柱主筋とフープ筋のせん断力-ひずみ速度 ($Q - \dot{\epsilon}$) 曲線の例として、動的加力を行ったSDC-4について図4に示す。図中のひずみ速度は、図5に示す方法により、柱頭、柱脚位置で柱主筋に貼付したひずみゲージと、柱中央-柱頭間位置でフープ筋に貼付したひずみゲージから得られた鉄筋の軸方向ひずみについて、計測インターバル間の変化量を計測インターバルで除して求めた。得られた柱主筋の $Q - \dot{\epsilon}$ 曲線における最大ひずみ速度は、柱頭で約 5×10^4 、柱脚で約 $7 \times 10^4 \mu/\text{sec}$ であった。せん断力がピークに近づくにつれてひずみ速度は減少するものの、最大耐力時のひずみ速度は、柱主筋の引張側では約 $1 \times 10^4 \mu/\text{sec}$ 、圧縮側では約 $7 \times 10^3 \mu/\text{sec}$ であった。また、柱主筋の引張降伏時のひずみ速度は、柱脚で約 $2 \times 10^4 \mu/\text{sec}$ であった。一方、フープ筋の $Q - \dot{\epsilon}$ 曲線は、変動が大きく安定していない部分があるものの、最大ひずみ速度は柱主筋と同様に約 $5 \times 10^4 \mu/\text{sec}$ であり、最大耐力時のひずみ速度は約 $1 \times 10^4 \mu/\text{sec}$ であった。ここで、コンクリートのひずみ速度について述べる。最大耐力時における材端部での圧縮側柱主筋のひずみ速度は約 $7 \times 10^3 \mu/\text{sec}$ であった。コンクリートと柱主筋との付着強度が完全であると仮定すると、コンクリートのひずみ速度は、柱主筋のひずみ速度と等しいと考えることができる。また、柱やはりのようなアスペクト比 (h/D , h :柱高さ、 D :柱径) を有する部材であれば、材端部の圧縮縁を結ぶストラットのひずみ速度は、圧縮側柱主筋のひずみ速度とほぼ等しい。したがって、コンクリートのひずみ速度は、圧縮側の柱主筋のひずみ速度から評価でき、最大耐力時には約 $7 \times 10^3 \mu/\text{sec}$ であったと考えられる。

他の動的加力試験体の最大耐力時のひずみ速度は、Mタイプ、Sタイプともに、SDC-4のひずみ速度と同様におおよそ $10^4 \mu/\text{sec}$ のレベルにあった。

(2) 破壊状況

目標軸力を軸力比にして0.3に設定したシリーズIの破壊状況についてみると、曲げ破壊型に計画したMタイプ(MSF-1、MDF-1、2、せん断余裕率: 1.28)の場合は、動的加力と静的加力とはひび割れの様相は若干異なっているものの、材端部での柱主筋の降伏状況、コンクリートの圧壊状況は類似しており、3試験体とも曲げ破壊と判定した。せん断破壊型に計画したSタイプ(SSF-1、SDF-1、2、せん断余裕率: 0.84)の場合は、静的加力を行ったSSF-1ではせん断ひび割れが拡大し、部材中央付近で柱主筋が座屈するほど損傷が激しかったが、動的加力を行ったSDF-1では、せん断ひび割れが拡大したものの柱主筋の座屈はみられなかった。SDF-2ではせん断ひび割れの他、付着ひび割れが若干発生したものの、せん断ひび割れが拡大し破壊した。3試験体とも柱主筋が降伏したが、破壊状況ならびに最大耐力以後の耐力の低下傾向から、最終破壊モードはせん断破壊と判定した。

図4 せん断力-ひずみ速度曲線

図5 ひずみ速度の求め方

$\eta = 0.02 \sim 0.03$ に相当する一定軸力で、配筋が異なる組み合わせであるシリーズII (SSC-2~5、SDC-2~5、せん断余裕率：0.80~0.92)の破壊状況についてみると、静的加力を行ったSSC-2~5の各試験体では、せん断ひび割れが拡大し破壊に至った。このとき、SSC-2、SSC-4、SSC-5では柱主筋が降伏したものの、最大耐力以後に耐力低下がみられ、また破壊状況はせん断破壊の様相を示したことから、SSC-2~5の最終破壊モードはせん断破壊と判定した。動的加力を行ったSDC-2では、材端部からおおよそD (D:柱径)の範囲にせん断ひび割れが発生し、これと柱主筋とが交差する付近から柱中央に向け付着ひび割れが発生し拡大した。続いて柱中央にせん断ひび割れが拡大したため、破壊モードは付着ひび割れが卓越したせん断破壊と判定した。同一配筋モデルである静的加力のSSC-2とは異なった破壊過程をたどった。一方、SDC-3~5では、SDC-3で僅かに付着ひび割れがみられた他は、それぞれが対応する静的加力試験体と同様な破壊状況であった。したがって、SDC-2~5の最終破壊モードはせん断破壊と判定した。

(3) 最大耐力

加力実験で得られた最大耐力と、静的加力に対する動的加力での最大耐力の増大率、ならびに最大耐力時の軸力比を表4に示す。

シリーズI ($\eta = 0.33 \sim 0.39$)の曲げ破壊型のMタイプでは、静的加力を行ったMSF-1に対し、動的加力を行ったMDF-1、MDF-2の最大耐力は、それぞれ1.08、1.09倍に増大した。また、せん断破壊型のSタイプでは、静的加力を行ったSSF-1に対し、動的加力を行っ

表4 最大耐力、最大耐力の増大率、最大耐力時の軸力比

シリーズI					シリーズII				
試験体	加力方法	最大耐力 Qtu (tf)	増大率 動的/静的	軸力比 η	試験体	加力方法	最大耐力 Qtu (tf)	増大率 動的/静的	軸力比 η
MSF-1	静的	20.5		0.39	SSC-2	静的	23.7		0.03
MDF-1	動的	22.2	1.09	0.38	SDC-2	動的	30.1	1.27	0.02
MDF-2	動的	22.4	(平均)	0.37	SSC-3	静的	26.2		0.02
SSF-1	静的	27.7		0.33	SDC-3	動的	30.9	1.18	0.02
SDF-1	動的	33.2	1.23	0.36	SSC-4	静的	31.7		0.02
SDF-2	動的	34.9	(平均)	0.37	SDC-4	動的	36.6	1.15	0.02
					SSC-5	静的	35.2		0.02
					SDC-5	動的	39.6	1.13	0.02

たSDF-1、SDF-2の最大耐力は、それぞれ1.20、1.26倍に増大した。

シリーズII ($\eta = 0.02 \sim 0.03$)では、同一配筋で加力速度の異なる試験体を比較すると、コンクリートの圧縮強度の差が8%あったSSC-2 ($\sigma_B = 323 \text{ kgf/cm}^2$)とSDC-2 ($\sigma_B = 350 \text{ kgf/cm}^2$)を除くコンクリート強度が互いにほぼ等しい3組の試験体(SSC-3~5、SDC-3~5: $\sigma_B = 354 \sim 361 \text{ kgf/cm}^2$)の場合には、動的加力の最大耐力は静的加力に比べて1.13~1.18倍に増大した。

以上の実験結果から、曲げ破壊型、せん断破壊型ともに、動的加力では静的加力に比べて最大耐力は増大し、この最大耐力の増大率は、加力実験において生じた破壊形式(曲げ破壊、せん断破壊)の違いにより異なり、さらに軸力レベルや鉄筋比の違いによっても異なることがわかる。

(4) せん断耐力の増大率と鉄筋比および軸力比との関係

せん断破壊型のSタイプの試験体について、静的加力に対する動的加力での最大耐力の増大率と鉄筋比および軸力比との関係を図6に示す。ここで、最大耐力の増大率は、静的加力に対する動的加力でのせん断耐力の比であるが、静的加力のSSC-2と動的加力のSDC-2では、SSC-2のコンクリートの圧縮強度はSDC-2に比べ約8%低く、見かけ上、せん断耐力の増大率が他の試験体間の増大率に比べて大きな値を示す結果となった。そこで、SSC-2のコンクリート強度として①実強度の場合と、②SDC-2の強度と同一と仮定した場合の2種の強度をとり、修正荒川mean式⁸⁾、終局強度型耐震設計指針・同解説のA法⁹⁾、ならびに倉本・南が提案したせん断耐力式¹⁰⁾からせん断耐力を求め、これらからコンクリート強度の上昇によるせん断耐力の増大率を算出し、SSC-2のせん断耐力の実験値を補正することとした。すなわち、それら3式によれば、本試験体の場合には、コンクリートの圧縮強度が8%上昇するとせん断耐力は2.5~3.7%上昇するので、SSC-2のせん断耐力の実験値を3%上昇させ、SDC-2のせん断耐力の実験値との比をとり最大耐力の増大率とした。また、SSF-1とSDF-1、SDF-2では、最大耐力時の軸力比に差がみられ、これが最大耐力に影響を与えていると考えられた。そこで、SSF-1の軸力比をSDF-1、2の軸力比に対応させて、せん断耐力の実験値を補正することとした。すなわち、修正荒川mean式によると、本試験体の場合には、軸力比が11%上昇するとせん断耐力は2.2%増大するので、SSF-1のせん断耐力の実験値を2%上昇させ、SDF-1およびSDF-2のせん断耐力の実験値との比をとり最大耐力の増大率とし

図6 最大耐力の増大率と鉄筋比および軸力比との関係

た。その増大率の補正値を図6に併記している。

図6から、柱主筋比が一定の場合には、最大耐力の増大率は1.13 ($P_w = 1.02\%$) ~ 1.18 ($P_w = 0.51\%$) を変動しており、フープ筋比が小さいほど最大耐力の増大率は上昇傾向を示すことがわかる。一方、フープ筋比が同一でかつ軸力比がほぼ同一の場合には、柱主筋比が小さい方が最大耐力の増大率は上昇した。また、柱主筋比が幾分異なるもののフープ筋比が同一の場合には、軸力比の違いによらずほぼ同程度の増大率を示した。

3. ひずみ速度の影響による最大耐力の増大率の検討

3.1 セン断耐力の増大率

せん断破壊したSタイプの試験体を対象に、動的加力では静的加力に比較して最大耐力が増大する理由を、倉本・南のせん断耐力式¹⁰⁾を用いて以下に検討する(付式1参照)。なお、倉本・南式は塑性理論を応用したせん断耐力式であり、主筋、せん断補強筋およびコンクリート斜め圧縮束材からなるトラス機構による負担せん断力と、コンクリート斜め圧縮束材(以下、ストラットと称す)のみによるアーチ機構の負担せん断力との累加によってせん断耐力を与えるものであり、アーチ機構による負担せん断力に対して軸力の効果を考慮している。

(1) フープ筋比によるせん断耐力の増大率の変動

倉本・南式から得られたせん断耐力の計算値においてアーチ機構とトラス機構が負担するせん断力、ならびに最大耐力の実験値を図7に示す。この際、動的加力試験体では、ひずみ速度が材料強度に与える影響を考慮し、最大耐力時のひずみ速度のレベルに応じて材料強度を割り増して負担せん断力を求めた。すなわち、地震時に柱部材に生じると想定されるひずみ速度($\dot{\epsilon} = 10^4 \sim 10^5 \mu/\text{sec}$)^{1)~3)}では、既往の研究^{1), 2), 4)}から、コンクリートの圧縮強度は静的載荷材料試験値($\dot{\epsilon} = 10^1 \mu/\text{sec}$)の約1.2~1.25倍に、鉄筋の降伏強度は約1.1~1.15倍に上昇することが知られている。したがって、加力実験において最大耐力時に柱部材に生じていたと考えられるひずみ速度(圧縮側のコンクリートでは $\dot{\epsilon} = 7 \times 10^3 \mu/\text{sec}$ 、引張側の柱主筋およびフープ筋では $\dot{\epsilon} = 1 \times 10^4 \mu/\text{sec}$ 、図4参照)を考慮し、コンクリートの圧縮強度を1.2倍に、鉄筋の降伏強度を1.1倍に割り増した。

倉本・南式で得られたせん断耐力の計算値に対する実験値の比をとると1.0~1.17であり、静的加力、動的加力ともに計算値は実験

[計算値：倉本・南式による]

図7 アーチ機構とトラス機構による負担せん断力の比較

値と概ね良い対応を示している。このうち、軸力比がおおよそ0.02で、主筋比が一定でフープ筋比が変動するSSC-3とSDC-3~SSC-5とSDC-5の計算値についてみると、アーチ機構とトラス機構がある割合をもってせん断力を負担している。当然のことながらフープ筋比が増大するとトラス機構による負担せん断力が増大し、フープ筋比が減少するとアーチ機構による負担せん断力が増大している。このような関係においては、トラス機構が支配的になると、せん断力は主としてフープ筋により負担されるため、せん断耐力の増大率はフープ筋の降伏強度の上昇率に対応することとなる。したがって、加力実験中にフープ筋に生じていたひずみ速度のレベルであれば、せん断耐力の増大率はおおよそ1.1に近づくことが予想される。また、アーチ機構が支配的になると、せん断力は主としてコンクリートにより負担されるため、せん断耐力の増大率はストラットのコンクリート強度の上昇率にほぼ対応すると考えられる。したがって、加力実験中に材端部の圧縮縁に生じていたひずみ速度のレベルでは、せん断耐力の増大率はおおよそ1.2に近づくことが予想される。これは以下の理由による。すなわち、図8に示すように、材端部ではひずみ速度の影響でコンクリート強度が上昇し、ストラットの応力が増大する。一方、部材中央付近ではストラットに沿うひずみ速度は小さく、その影響によるコンクリート強度の上昇も小さいものの、材端部での応力上昇と釣り合うようストラットの面積が増大しているものと推定できる。このため、動的加力ではアーチ作用による負担せん断力は増大し、これに伴い部材のせん断耐力も増大する。そ

図8 ひずみ速度の影響によるストラット幅の変化

の増大率は、材端部でのコンクリート強度の上昇率と等価となる。

以上から、加力実験の軸力レベル程度で、かつせん断耐力においてトラス機構とアーチ機構の負担するせん断力が混在する場合には、ひずみ速度の影響によるせん断耐力の増大率はおよそ1.1～1.2の間にありといえる。このため、図6に示すように、SDC-3～SDC-5の試験体($P_w=0.512\sim1.024$)では、最大耐力の実験値が1.13倍～1.18倍を変動したものと考えられる。

(2) 軸力の有無によるせん断耐力の増大率

軸力が作用する場合と作用しない場合のせん断耐力に与えるひずみ速度の影響を比較するため、柱主筋比が幾分異なるものの、フープ筋比が同一である試験体を選び、静的加力のSSF-1とSSC-2、動的加力のSDF-1、2とSDC-2の最大耐力を図9に示す。この際、比較する試験体どうしの材料強度を合わせ、上記2.2(4)の場合と同様な考え方で最大耐力の実験値を補正した。

軸力が作用している試験体のせん断耐力から軸力が作用していない試験体のせん断耐力を引くことによって、軸力の効果による負担せん断力が求められるとすると、図9に示すように、静的加力での軸力の効果によるせん断力の負担分(a)と動的加力での負担分(bとcの平均)は近い値を示した。後者と前者の差が、軸力の効果による負担せん断力に対するひずみ速度の影響による増大分と考えられるが、後者の前者に対する比は1.15であり、コンクリート強度の上昇率に近似していた。これは以下の理由によるものと考えられる。すなわち、軸力が作用する場合には、アーチ機構におけるストラットの面積は、静的加力、動的加力にかかわらず軸力の効果により同量増大する。また、動的加力では、3.1(1)に示したように、ひずみ速度の影響によりコンクリート強度は上昇し、これに応じてストラットの応力は増大する。このため、静的加力に対する動的加力でのアーチ機構による負担せん断力の増大率は、コンクリート強度の上昇率に比例すると考えられる。また、軸力が作用しない場合も、動的加力では、コンクリート強度の上昇に応じてストラットの応力は増大するため、アーチ機構による負担せん断力の増大率はコンクリート強度の上昇率に比例する。したがって、動的加力でのアーチ機構による負担せん断力の増大率は、軸力の有無によらず、ひずみ速度の影響によるコンクリート強度の上昇率に比例すると解釈できる。このため、アーチ機構による負担せん断力の一部を成す軸力の効果による負担せん断力の増大についても、ひずみ速度の影響によるコンクリート強度の上昇に対応し、図9に示した動的加力での増大率は、コンクリート強度の上昇率に近似していたと考えられる。

一方、終局強度型耐震設計指針・同解説⁹⁾によれば、フープ筋比がある程度以上の場合には、軸力の効果によるせん断耐力の増大はほとんどないと述べられている。このため、トラス機構が支配的な場合には、トラス機構による負担せん断力は、軸力の影響をほとんど受けないものと仮定できる。したがって、動的加力でのトラス機構による負担せん断力の増大率は、軸力の有無によらず、ひずみ速度の影響によるフープ筋の降伏強度の上昇率に比例すると考えられる。

以上から、動的加力では、ひずみ速度の影響によりせん断耐力は増大し、その増大率は、軸力の有無によらずほぼ同程度と考えられる。このため、図6において、SSF-1に対するSDF-1、2、ならびにSSC-2に対するSDC-2の最大耐力の増大率は近い値を示したといえる。

図9 軸力の効果による負担せん断力の比較

(3) せん断耐力の増大率

上記(1)、(2)から、地震時に部材に生じると想定されるひずみ速度の範囲 ($\dot{\epsilon}=10^4\sim10^5\mu/\text{sec}$) では、せん断耐力の増大率は、軸力の有無によらず、せん断耐力に対してトラス機構による負担せん断力が支配的な場合には、フープ筋の降伏強度の上昇率 (1.10～1.15程度) に、アーチ機構による負担せん断力が支配的な場合には、コンクリートの圧縮強度の上昇率 (1.20～1.25程度) に近づき、その間に挟まれた領域ではおよそ1.1～1.25を変動すると考えられる。

3.2 曲げ耐力の増大率

上記2.2(3)で、曲げ破壊型の場合、静的加力を行ったMSF-1に対し、動的加力を行ったMDF-1、2では、最大耐力はそれぞれ1.08、1.09倍に増大したことを述べた。この最大耐力の増大率は、同一のひずみ速度が生じたときの柱主筋の降伏強度の上昇率^{1)、2)}にほぼ一致している。本加力実験では、最大耐力時の軸力は軸力比にして約0.3～0.4であったが、このような条件下では、曲げ耐力の増大は、概ね柱主筋の降伏強度の上昇に対応すると考えてよい。

一方、筆者らは、曲げ破壊型のRC部材を対象に、ひずみ速度の影響による材料強度の上昇を考慮したファイバーモデルによる断面解析を行った。この際、加力実験で網羅できなかったひずみ速度と軸力比の領域も含め、曲率速度 (ひずみ速度) ならびに軸力比と曲げ耐力の増大率との関係について検討した。断面解析の概要と結果については文献6で報告したが、本論では、この解析結果の一部を引用し、曲げ耐力ならびにせん断耐力の増大率と破壊モードとの関係について以下に検討する。なお、断面解析の方法、材料強度の設定等については文献6に詳しい。ここで、曲率速度とは、単位時間あたりの曲率増分を単位時間で除したもので、平面保持の仮定の下ではひずみ速度と対応する。

解析対象とした断面の要素分割と材料定数をまとめて図10に、解析の際にパラメータとした曲率速度と軸力比を表5に示す。曲率速度としては、静的加力実験の際の曲率速度と同程度のレベル ($\dot{\phi}=10^{-6}\text{ 1/cm}\cdot\text{sec}$) から、地震時に建築物の部材に生ずると想定される曲率速度の最大値 ($\dot{\phi}=10^{-1}\text{ 1/cm}\cdot\text{sec}$) までの範囲で6段階の解析ケースを設定した。また、表6には、曲率速度に対応する最外端の柱主筋のひずみ速度のレベルを示している。軸力は、軸力比にして0.0、0.15、0.3、0.45、0.6、0.75の6段階設定した。

静的加力時の曲率速度に相当する $\dot{\phi}=10^{-6}\text{ 1/cm}\cdot\text{sec}$ 、すなわち、ひずみ速度にして約 $10^1\mu/\text{sec}$ での降伏耐力、ならびに最大耐力を

図10 要素分割および材料定数

表5 解析パラメータ

曲率速度 $\dot{\phi}$ (1/cm·sec)	軸力比 η
10^{-6}	0.00
10^{-5}	0.15
10^{-4}	0.30
10^{-3}	0.45
10^{-2}	0.60
10^{-1}	0.75

表6 曲率速度に対応するひずみ速度のレベル*

曲率速度 $\dot{\phi}$ (1/cm·sec)	ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ (μ /sec)
10^{-6}	10^1
10^{-5}	10^2
10^{-4}	10^3
10^{-3}	10^4
10^{-2}	10^5
10^{-1}	10^6

*最外端の柱主筋位置

図11 降伏耐力の増大率と曲率速度との関係

図12 最大耐力の増大率と曲率速度との関係

基準としたときの各解析ケースでの降伏耐力の増大率と曲率速度との関係を図11に、最大耐力の増大率と曲率速度との関係を図12に示す。ここで、降伏耐力は、部材の最外端の主筋が引張降伏または圧縮降伏したときの曲げ耐力である。

降伏耐力の増大率と曲率速度との関係は、 $\dot{\phi} = 10^{-2}$ 1/cm·sec ($\dot{\epsilon} \approx 10^5 \mu$ /sec) における降伏耐力の増大率を例にとると、軸力比が0.0～0.3 (釣り合い軸力以下) では1.18～1.12であり、軸力比が大きくなるにつれて増大率は僅かではあるが低下するものの、 $\eta = 0.45$ では増大率は上昇傾向に転じ1.16に、 $\eta = 0.6$ 、0.75 (釣り合い軸力以上) では1.32、1.40に急激に上昇した。最大耐力の増大率についても同様の傾向を示した。これらの増大率は、 $\eta = 0.0 \sim 0.45$ では柱

主筋強度の上昇率に近似し、 $\eta = 0.6$ ではコンクリート強度の上昇率に近く、 $\eta = 0.6$ 以上では材料強度の上昇率を上回るといえる。これは、以下のように説明される。すなわち、釣り合い軸力を下回る軸力では、部材断面の中立軸は、軸力レベルが同一であれば曲率速度の違いによらずほぼ近い位置にある。材料強度は中立軸に関する曲率速度に応じて上昇するので、曲率速度が速い場合の図心に関する抵抗モーメント (曲げ耐力) の増大率は、材料強度の上昇率にほぼ近い値となる。一方、釣り合い軸力を上回る軸力では、軸力レベルが同一であっても、曲率速度が上昇すると、中立軸位置は引張縁側から図心側に移動する。このため、曲率速度が速い場合の図心に関する抵抗モーメントの増大率は、中立軸に関する曲率速度に応じた材料強度の上昇率に対応せず、その増大率は材料強度の上昇率をも上回る方向へ変動する。

以上の実験結果ならびに断面解析結果から、地震時に部材に生じると想定される曲率速度 (ひずみ速度にして $10^4 \sim 10^5 \mu$ /sec) の範囲では、降伏耐力は、釣り合い軸力以下では約1.1～1.2倍に増大し、釣り合い軸力以上では約1.2～1.4倍に増大する。また、最大耐力は、釣り合い軸力以下では約1.1～1.15倍に増大し、釣り合い軸力以上では約1.15～1.3倍に増大すると考えられる。

4. ひずみ速度の影響による最大耐力の増大と破壊モードとの関係

3章で示したRC部材のせん断耐力と曲げ耐力の増大率、ならびに最大耐力の関係について、地震時のひずみ速度のおおよその上限と想定される $10^5 \mu$ /sec の場合を例にとり図13～図15に示し、最大耐力の変動と破壊モードとの関係を以下に考察する。

① せん断耐力に対してアーチ機構による負担せん断力が支配的で、かつ釣り合い軸力を下回る軸力を受ける場合 (Case A) には、図13に示すように、曲げ耐力は1.15倍程度の増大にとどまるのに対し、せん断耐力は1.25倍程度増大すると考えられる。このため、静的載荷時にせん断耐力が曲げ耐力を上回っている場合には、地震時に最大耐力の逆転現象によって破壊モードが変化する可能性は少ない。

② トラス機構による負担せん断力が支配的で、かつ釣り合い軸力を上回る高軸力を受ける場合 (Case B) には、図14に示すように、曲げ耐力は1.3倍程度増大するのに対し、せん断耐力は1.15倍程度の増大にとどまると考えられる。したがって、地震時には、曲げ耐力がせん断耐力を上回ることによって、曲げ破壊型からせん断破壊型に破壊モードが移行する可能性がある。

③ トラス機構による負担せん断力が支配的で、かつ釣り合い軸力を下回る軸力を受ける場合 (Case C) には、図15に示すように、曲げ耐力およびせん断耐力はともに1.15倍程度増大すると考えられる。したがって、地震時に曲げ耐力とせん断耐力の大小関係が逆転することは少なく、破壊モードが変化する可能性は少ない。

④ アーチ機構による負担せん断力が支配的で、かつ釣り合い軸力を上回る高軸力を受ける場合 (Case D) には、図15に示すように、曲げ耐力は1.3倍程度増大し、せん断耐力は1.25倍程度増大すると考えられる。この場合、曲げ耐力の増大率はせん断耐力の増大率を僅かに上回るため、地震時には曲げ耐力とせん断耐力の大小関係が逆転し、破壊モードが変化する可能性もある。

また、Case A～Case Dに包含される条件の下 (図15において網掛けの領域) では、静的載荷時にせん断耐力が曲げ耐力を上回ってい

図13 アーチ機構が支配的かつ釣り合い軸力を下回る場合の曲げ耐力とせん断耐力との関係（模式図）

図14 トラス機構が支配的かつ釣り合い軸力を上回る場合の曲げ耐力とせん断耐力との関係（模式図）

図15 ひずみ速度の影響による曲げ耐力とせん断耐力の増大率

ると、地震時に破壊モードが曲げ破壊型からせん断破壊型に変化する可能性は少ないものの、Case Bに近づくにつれて、すなわち、軸力比にして約0.6を上回るような高軸力で、かつトラス機構による負担せん断力がせん断耐力の大部分を担う場合には、破壊モードが変化する可能性が高まるといえる。

5. 曲げ耐力に対するせん断耐力の必要余裕度

4章に示したように、地震時には、部材に生じるひずみ速度の影響により破壊モードが変化し、設計時に意図した破壊モードが形成されない場合が予想される。したがって、地震時にRC部材に対して曲げ破壊型を保証するためには、以下に示すように、せん断耐力は、ひずみ速度の影響による耐力の増大分として、曲げ耐力に対して15%以上の余裕度を確保する必要がある。

[ひずみ速度のレベル: $\dot{\epsilon} = 10^5 \mu/\text{sec}$]

① 釣り合い軸力を下回る場合

・トラス機構が支配 $mI/sI = 1.15/1.15 = 1$

・アーチ機構が支配 $mI/sI = 1.15/1.25 = 0.92$

② 釣り合い軸力を上回る場合

・トラス機構が支配 $mI/sI = 1.3 / 1.15 = 1.13$

・アーチ機構が支配 $mI/sI = 1.3 / 1.25 = 1.04$

ここで、

mI : 静的加力に対する動的加力での曲げ耐力の増大率

sI : 静的加力に対する動的加力でのせん断耐力の増大率

必要な
余裕度

15%

また、RC造建築物の柱部材は、通常釣り合い軸力比以下で設計されるが、地震時には外柱では軸力は変動し、釣り合い軸力比以上に上昇する可能性がある。たとえば、30階建ての建築物を対象としたフレーム系地震応答解析では、長期では軸力比が約0.25であったものが地震時（レベル2）には約0.6まで変動した¹¹⁾。このように軸力が変動する場合、上記3.2のファイバーモデルによる断面解析結果では、図16に示すように、曲げ耐力はおおよそ1.2~1.3倍に増大する。このことも考え合わせると、長期に作用する軸力レベルの大きさにかかわらず、せん断耐力は曲げ耐力に対して15%以上の余裕度を確保する必要がある。

6. まとめ

地震時の鉄筋コンクリート部材の最大耐力は、部材に生じるひずみ速度の影響を受けて、静的載荷時の最大耐力よりも増大する。しかし、せん断耐力と曲げ耐力の増大率はそれぞれ異なり、地震時における最大耐力の大小関係は静的載荷時の関係から変化する可能性がある。このため、設計時には曲げ破壊型の破壊モードを想定しているものの、地震時にはせん断破壊型になることも予想される。したがって、地震時に曲げ破壊型の破壊モードを保証するためには、軸力レベルにかかわらず、ひずみ速度の影響による耐力の増大分として、静的載荷時の曲げ耐力に対するせん断耐力の余裕度を15%以上確保する必要がある。

なお、地震時に曲げ破壊型の破壊モードを保証するためには、付着耐力に及ぼすひずみ速度の影響についても検討し、付着破壊と曲げ破壊ならびにせん断破壊との関係を明らかにして、曲げ耐力に対

図16 軸力が変動するときの曲げ耐力と曲げ耐力の増大率

する付着耐力の必要余裕度を設定する必要があるが、これについては今後の課題としたい。

謝辞

本論の作成にあたり、建設省建築研究所の倉本 洋博士には有益なご助言をいただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 小谷俊介：鉄筋コンクリートにおける載荷速度の影響、コンクリート工学、Vol. 21、No. 11、pp. 23～34、1983. 11
- 2) 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）、日本建築学会論文報告集、第314、pp. 102～111、1982. 4
- 3) 細矢 博、中江晃彦、北島圭二、小駒 勲、中埜良昭：実大3層鉄筋コンクリート造骨組の振動台実験（その7 地震時に部材に生じるひずみ速度の検討）、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、pp. 815～816、1996. 9
- 4) 細矢 博、安倍 勇、岡田恒男、北川良和：鉄筋コンクリート部材の耐力と破壊性状に及ぼすひずみ速度の影響に関する研究 -材料実験と高軸力が作用する柱部材の水平加力実験-、コンクリート工学論文集、第4巻第2号、pp. 43～56、1993. 7
- 5) 細矢 博、安倍 勇、岡田恒男、北川良和：鉄筋コンクリート部材の耐力と破壊性状に及ぼすひずみ速度の影響に関する研究 -せん断破壊型柱部材の静的及び動的の水平加力実験-、コンクリート工学論文集、第5巻第1号、pp. 39～49、1994. 1
- 6) 細矢 博、岡田恒男、北川良和、中埜良昭、隈澤文俊：ひずみ速度の影響を考慮したファイバーモデルによる鉄筋コンクリート部材の断面解析、日本建築学会構造系論文集、第482号、pp. 83～92、1996. 4
- 7) 日本建築センター：構造計算指針・同解説、pp. 230～233、1991年

- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料、pp. 70～71、1987年
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、pp. 106～121、1990年
- 10) 倉本 洋、南 宏一：塑性理論を応用した鉄筋コンクリート部材の実用せん断設計式、日本建築学会構造系論文報告集、第417号、pp. 31～45、1990. 11
- 11) 俵奥村組技術研究年報、No. 15（別冊）、PP. 152～155、1989

【付録】

用いた倉本・南式を以下に示す。

$$Q_s = b \cdot d \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} + (\gamma - 2\alpha \cdot \Psi) b \cdot D \cdot F_c \cdots \cdots \text{付式 1}$$

ただし、 $Q_s \leq (b \cdot d \cdot F_c / 2) \gamma / \alpha$

ここで、

$n \leq 0.5 - 2\Phi$ のとき、

$$\gamma = \{ \sqrt{4(n + 2\Phi)(1 - n - 2\Phi) + \eta^2} - \eta \} / 2$$

$n > 0.5 - 2\Phi$ のとき、

$$\gamma = \alpha = (\sqrt{1 + \eta^2} - \eta) / 2$$

b ：部材断面の幅、 d ：主筋間隔

p_w ：せん断補強筋比

σ_{wy} ：せん断補強筋の降伏強度

Ψ ：せん断補強筋係数 $[= p_w \cdot \sigma_{wy} / F_c]$

F_c ：コンクリートの圧縮強度

n ：無次元化軸力 $[= N / (b \cdot D \cdot F_c)]$

Φ ：引張主筋係数 $[= p_t \cdot \sigma_y / F_c]$

σ_y ：主筋の降伏強度、 η ：柱長さ比 $[= L / D]$

L ：部材の長さ、 D ：部材断面のせい

$(\gamma / \alpha - 2\Psi)b$ ：ストラットの有効断面幅

(1996年5月10日原稿受理、1996年10月30日採用決定)