動的載荷時における鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の 力学的性状に関する研究

STUDY ON THE MECHANICAL PROPERTIES OF REINFORCED CONCRETE EXTERIOR BEAM-COLUMN JOINTS UNDER DYNAMIC LOADING

小川 勤*, 北嶋圭二**, 中西三和***, 安達 洋***, 青山博之****

Tsutomu OGAWA, Keiji KITAJIMA, Mitsukazu NAKANISHI,

Hiromi ADACHI and Hiroyuki AOYAMA

Dynamic and static loading tests were conducted to evaluate the seismic performance of reinforced concrete exterior beam-column joint at the lower story of high-rise buildings. Eight sets of two specimens each with the same dimensions and details were prepared for the dynamic and static tests. Variable parameters of these specimens were three, that is, ① ratio of the ultimate shear strength of the beam-column joint to the bending yield strength of beam, ② anchoring method of main reinforcements of beam : mechanical anchor and U shaped anchor, ③ axial load of column : constant axial load and fluctuating axial load. Influence of loading rate increase on the failure process, ultimate strength and deformation performance was investigated, comparing the dynamic and static test results under various conditions.

Keywords : Reinforced concrete exterior beam-column joints, Static loading tests, Dynamic loading tests, U-shaped anchor, Mechanical anchor, Shear capacity, Fluctuating axial load

鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部, 静的載荷実験, 動的載荷実験, U字形定着, 機械式定着, せん断余裕度, 変動軸力

1. はじめに

近年, 鉄筋コンクリート造(以下 RC 造)建物の高層化に伴い, 高強度材料の使用が普及するとともに, 柱梁部材の断面を著しく増大させることなく建物を高層化することが可能となった。しかし, そのことが相対的に接合部断面を縮小化し, その結果, 接合部パネル部のせん断応力度が相対的に大きくなり, 接合部が骨組内で弱点となることが指摘された¹⁾。1995年の兵庫県南部地震でも, 比較的新しい RC 造建物で, 柱梁接合部に被害を受けた例がいくつか報告されている²⁾。このことから, 地震時での柱梁接合部の破壊挙動を把握し, 接合部の各種限界状態における損傷を詳細に評価することは建物を設計する上で重要な課題である。

一方, RC 造ト形接合部を対象として考えると, 接合部断面の縮小化と高強度鉄筋などの使用は, 従来の梁主筋の折曲げ定着を困難な状態にしている。しかし, 近年では, 接合部内の高密度な配筋を緩和し, 施工を省力化する目的から, 定着金物などを用いた機械式定着法が開発され, 性能確認のための静的な載荷実験によって従来の折曲げ定着と同等の定着性能を持つことが確認されている^{3),4),5)}。しかし, 地震時における挙動を直接再現できるような動的載荷実験によって, 載荷速度が定着性能に及ぼす影響を調べた研究は少なく, 未だ不明な点がある。また, 高層 RC 造建物の下層部外柱では, 地

震時に作用する転倒モーメントにより, 大きな軸力の変動を受ける。これは, 柱の一部である接合部においても同様であり, 変動軸力が柱梁接合部の性能に影響を与える可能性が指摘される。しかし, 軸力の変動を伴うような RC 造柱梁接合部を対象に載荷速度の影響を調べるために動的載荷実験を実施した例はこれまでにない。

このような背景から筆者らは, 高層 RC 造建物の下層部ト形柱梁接合部を対象とし, 接合部の動的及び静的載荷実験を実施し, 接合部の破壊挙動, 耐力, 変形性能を詳細に調べた^{6),7),8),9)}。これらは一貫したシリーズの実験であり, 静的及び動的載荷実験を一对とし, ①接合部せん断余裕度(梁曲げ降伏強度と接合部せん断強度の比), ②接合部内の梁主筋定着法(機械式定着と U 字形定着), ③柱軸力(一定軸力と変動軸力)を実験因子とした試験体を対象とした。

本論文は, これら種々の条件下における実験結果について, 載荷速度の上昇が接合部の破壊状況, 耐力, 変形性能に及ぼす影響を明らかにしたものである。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

本実験で想定した構造物と試験体の応力状態の概念図を図1に示す。また, 試験体一覧を表1に, 試験体形状と配筋例を図2に示す。

* 日本大学大学院理工学研究科 大学院生・工修

** 青木あすなろ建設機技術研究所建築研究室 室長・工博

*** 日本大学理工学部海洋建築工学科 教授・工博

**** 青山研究室 東京大学 名誉教授・工博

Graduate Student, Graduate School of Science & Technology, Nihon Univ., M. Eng. Manager, Building Technology Laboratory, Institute of Technology, Asunaro Aoki Construction Co., Ltd., Dr. Eng.

Prof., Dept. of Oceanic Architecture and Engineering, College of Science and Technology, Nihon Univ., Dr. Eng.

Prof. Emeritus, Univ. of Tokyo, Aoyama Laboratory, Dr. Eng.

各試験体の鉄筋とコンクリートの材料強度を表2に示す。試験体は、図1に示すように、高層RC造建物の下層部外柱梁接合部を対象としたト形柱梁接合部試験体であり、これを図2に示すように90°回転させ、試験体の縮尺を約1/3に想定し、形状・寸法を定めて実験した。なお、実構造物での側柱では変動軸力が作用し、部材に生ずる曲げモーメント分布の反曲点は常に変化するが、実験では梁及び上下層の柱とも反曲点が部材中央にあると仮定した。また、使用材料は本来であれば高強度を用いるべきところであるが、加力装置等の制約からD19(SD490)の鉄筋以外は通常使用の強度を持つ材料とした。試験体は表1に示すように、荷重速度が接合部に及ぼす影響を調べるため、動的荷重実験(D)と静的荷重実験(S)を一对とする計16体である。各試験体の実験因子を整理すると、①梁端部曲げ降伏が先行するように設計したせん断余裕度が大きいNタイプと、接合部せん断強度と梁曲げ強度が拮抗するせん断余裕度が小さいBタイプの試験体である。両タイプの試験体で、②接合部内の梁主筋定着法が機械式(M)とU字型(U)の2種類、③柱の荷重方法が一定軸力(C)と変動軸力(V)の3つの因子に分けられる。なお、試験体名は、これら4つの実験変数を英文字で表現しており、

頭文字から順に、接合部せん断余裕度(N又はB)、接合部内の梁主筋定着法(M又はU)、柱軸力(C又はV)、そして荷重速度(S又はD)を表している。図2に示す試験体形状寸法の内、柱断面寸法300mm×300mm、梁断面寸法260mm×400mmは、全試験体共通である。機械式定着を用いた試験体の定着長は柱せいの3/4とした。これにあわせるため、U字形定着の定着長(定着投影長さ)は柱せいの3/4+鉄筋径とした。

2.2 加力方法

加力装置を図3に変動軸力に対する動的荷重時の加力スケジュールを図4に示す。梁の水平力はアクチュエータ①により図4(a)に示す予め指定した梁の変位を自動制御することにより荷重した。また、柱軸力は梃子(1:3.5)を介して、アクチュエータ②により同図(b)に示す指定した荷重を自動制御することにより荷重した。なお、反力壁側(図3)の柱軸力は、制御軸力値に梁のせん断力を加えた値となる。

柱に長期一定軸力を荷重する実験では、表1に示す所定の軸力を荷重した状態で梁加力点に、図4(a)に示すように、部材角1/400、1/300、1/200、1/150、1/100、1/50、を各3サイクル、1/25を2サイクルの繰り返し荷重スケジュールに基づいて水平力を荷重する。なお、部材角は図1にRとして示すように加力点変位を加力点までの長さL/2で除した値とした。また試験体の梁に作用させた水平力Pと外柱のせん断力Vとの関係は、 $V = P \cdot L/2h$ である。

柱に変動軸力を荷重する実験では、まず長期一定軸力まで圧縮軸力を加え、その後、梁の水平変位に対応させて柱軸力を変動した。なお、梁の水平力が正加力方向の時に柱軸力を引張軸力とした。軸力の変動する範囲については、30階建てRC造建物のフレーム系地震応答解析¹²⁾を行い、地震時に高層RC造建物の下層部外柱に作用する変動軸力を調べた。これらの解析例では、下層外柱には軸力比にして圧縮で約0.56、引張側で約0.1までの軸力が作用する結果が得られた。ここでは圧縮、引張ともに軸力比(η)は圧縮耐力に対する比($\eta = N/F_c A_c$; N:軸力, F_c :コンクリート設計基準強度, A_c :柱断面積)として定義した。

この解析例を参考に、次の仮定を設け、梁の制御水平変位量に対して作用軸力の荷重履歴を決定した。①想定建物はRC造30階建て程度の左右対称の建物で、1次モードで振動し、層せん断力に比例して軸力は変動するとする。このとき、左右外柱の軸力変動量の絶

表1 試験体一覧

試験体名	梁		柱		接合部	荷重方法	せん断余裕度 ⁽¹⁾	梁主筋定着法	負荷軸力	柱軸力 (kN)
	主筋	補強筋	主筋	補強筋	補強筋					
NMCS						静的(S)	1.601	機械式(M)		
NMCD	上端, 下端各	2-D10@100				動的(D)	(N type)	機械式(M)	一定軸力(C)	150.0
NUCS	2-D19(SD490)	(SD295)	12-D19(SD490)	2-D10@75(SD295)	2-D10@75(SD295)	静的(S)	1.601	U字形(U)		
NUCD		Pw:0.55%		Pw:0.64%	Pwj:0.64%	動的(D)	(N type)	U字形(U)		
NMVS	上端, 下端各					静的(S)	1.592	機械式(M)	地震時変動軸力(V)	-378.0 ~ 1039.5
NMVD	3-D16(SD345)					動的(D)	(N type)	機械式(M)		
NUVS	上端, 下端各					静的(S)	1.565	U字形(U)		
NUVD	5-D13(SD345)					動的(D)	(N type)	U字形(U)		
BMCS						静的(S)	0.955	機械式(M)	長期一定軸力(C)	330.8
BMCD		2-D6@75(SD295)	12-D16(SD345)	2-D6@50(SD295)	2-D6@50(SD295)	動的(D)	(B type)	機械式(M)		
BUCS		Pw:0.33%		Pw:0.43%	Pwj:0.43%	静的(S)	1.011	U字形(U)		
BUCD	上端, 下端各					動的(D)	(B type)	U字形(U)		
BMVS	5-D16(SD345)					静的(S)	0.955	機械式(M)	地震時変動軸力(V)	-378.0 ~ 1039.5
BMVD						動的(D)	(B type)	機械式(M)		
BUVS						静的(S)	1.011	U字形(U)		
BUVD						動的(D)	(B type)	U字形(U)		

(1) せん断余裕度=接合部せん断強度時の梁加力点の荷重(Q_{bj})/梁曲げ強度時の梁加力点の荷重(Q_b)
 なお、接合部せん断強度(V_{ju})は靱性保証型設計指針10)に基づいて算定し、その時の梁加力点の荷重(Q_{bj})は、 $Q_{bj} = (V_{ju} \cdot 0.9d) / [(L'/2) - \{(L/2)/h\} \cdot 0.9d]$ 、ここで、d:梁有効せい、L':梁内法長さ、L:梁長さ、h:柱長さである。梁曲げ強度(M_u)は、 $M_u = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d$ とし、その時の梁加力点の荷重(Q_b)は、 $Q_b = M_u / (L'/2)$ 、ここで、a_t:引張鉄筋断面積、σ_y:梁主筋降伏強度、d:梁有効せい、L':梁内法長さである

対値は等しい。(図5に軸力-層せん断力関係を示す。)②想定建物は全層の層間変形角が1/150で全体崩壊形を形成するとする。従って、梁のせん断力は、その時点で頭打ちになり、軸力の増加及び減少も頭打ちになるとする。③想定建物の下層部分の層せん断力-層間変形角関係は、剛性低下型の復元力特性(武田モデル)で表せるとする。

(図6に層せん断力-層間変形関係を示す。)④長期軸力相当の軸力比は0.175とし、圧縮及び引張の各最大軸力は、軸力比にして圧縮で0.55、引張で0.2とする。従って、軸力の変動量は圧縮と引張で同じ($\eta=0.175 \pm 0.375$)となる。

表3に動的加力スケジュールを示す。動的载荷実験における梁の変位波形は、最大速度50kine相当の入力波を用いた質点系地震応答解析により、対象構造物の最大層間変形速度を10kineであるとし、以下に示す(1),(2)式により梁部材の最大変位速度及び固有円振動数を算出し、(3)式の振幅波形を決定した。

$$V_{G\max} = V_{C\max} \cdot (L/2h) \quad (V_{C\max} = \text{一定}) \quad (1)$$

$$\omega = V_{G\max} / \delta_G \quad (2)$$

図3 加力装置図

表2 材料試験結果一覧

試験体	径	鉄筋				コンクリート			
		降伏強度 (N/mm ²)	降伏強度時の ひずみ(μ)	ヤング係数× 10 ⁵ (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	設計基準 強度(N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度時の ひずみ(μ)	ヤング係数× 10 ⁴ (N/mm ²)
NMC NUC	D19	587	(2863)	(2.05)	803	30	42.4	-	(2.44)
	D10	420	(2049)	(2.05)	525				
NMV BMC BMV	D16	392	(1912)	(2.05)	591	21	25.8	-	(2.17)
	D6	333	(1624)	(2.05)	487				
NUV BUC BUV	D16	388	2022	1.94	599	21	18.6	1758	2.54
	D13	373	1894	2.02	526				
	D6	402	1988	2.02	560				

※終局強度は、鉄筋降伏強度とコンクリート圧縮強度を用いて算定した。括弧内の値はAIJ・RC規準式11)に基づいて算定した値である。また、実験値のないものは空欄とした。

$$y = \delta_G \sin \omega t \quad (3)$$

ここに $V_{C\max}$: 最大層間変形速度 (=10kine), $V_{G\max}$: 最大梁変位速度 (=9.375kine), L : 梁長さ, h : 柱長さ, δ_G : 梁の振幅 (なお、振幅は、各部材角で層間変位が決定し、柱と梁の長さの関係により算出される。また、図4(a)のように振幅は漸増する。), ω : 固有円振動数である。静的载荷実験においては、動的载荷の加力スケジュールに準じて载荷速度を1/1000倍にして行った。また動的及び静的载荷実験ともに部材角1/25までの正負繰返し载荷を基本とし、静的载荷実験では部材角1/25で耐力低下を起こしていない試験体については、最終破壊状況を確認するため部材角1/12まで载荷した。

2.3 測定項目

本実験での測定項目および測定方法を以下に示す。梁の水平荷重はアクチュエータ付属のロードセルで、柱軸力は2000kNロードセルで、梁変位(X1), 柱梁節点角に伴う変位(X2,X3), 接合部パネルの鉛直(X4,X5), 水平(X6,X7)及び対角(X8,X9)相対変位はストローク式変位計で計測した。これら測定変位X1~X9における部材変形の概念図¹³⁾を図7に示した。また、定着部を含む梁主筋、柱主筋及び接合部横補強筋のひずみをひずみゲージで計測した。

3. 実験結果

3.1 最終ひび割れ状況と荷重-変形曲線

【Nシリーズの実験】図8にNシリーズにおける最終ひび割れ発生

図4 柱及び梁の加力スケジュール

図5 軸力-層せん断力関係

Q_y : 降伏耐力
 Q_c : ひび割れ耐力 ($Q_c = 2/3 Q_y$)
 K_c : 第1剛性 α_2 : 第2剛性低下率
 α_3 : 第3剛性低下率 (=0.001)

図6 層せん断力-層間変形関係

表3 動的加力スケジュール

部材角	層間 変形 (cm)	梁加力 点振幅 (cm)	固有円 振動数 (rad/sec)	周期 (sec)
1/400	0.40	0.38	25.00	0.25
1/300	0.53	0.50	18.75	0.34
1/200	0.80	0.75	12.50	0.50
1/150	1.07	1.00	9.38	0.67
1/100	1.60	1.50	6.25	1.01
1/50	3.20	3.00	3.13	2.01
1/25	6.40	6.00	1.56	4.02

※最大層間変形速度: 10kine, 最大梁変位速度: 9.375kineと仮定する

図7 測定位置の概念図

状況(梁, 柱, 接合部及び柱背面部)と梁の水平荷重-梁の部材角曲線を示した。同図には梁主筋, 柱主筋及び接合部横補強筋の降伏状況を併せて示した。以下に, 載荷方法の違いによる部材挙動の差異を軸力変動の有無と定着方法の違いの関係で考察する。なお, 以降断りのない限り, 荷重及び変形(部材角)は, 梁加力点位置に載荷した水平力とその位置で測定した水平変位とする。

1) 一定軸力(C)下における部材挙動の特徴

各試験体の破壊過程は, 梁曲げひび割れ発生, その後の梁主筋降伏と接合部せん断ひび割れ発生までは同様であるが, 部材角 $1/12$ で NMCS, NMCD, NUCS 試験体では, 梁主筋の押し出しによって柱背面のかぶりコンクリートが最終的に大きく剥離している。定着方法による破壊性状の最も大きな差異は, 載荷速度に拘らず機械式定着の NMCS, NMCD で, 接合部外側の柱主筋に沿う割裂状のひび割れが発生することである。全試験体における

図8 Nシリーズにおける最終破壊状況と荷重-変形曲線

静的と動的の比較では、動的載荷における試験体のひび割れが少なく、破壊が特定のひび割れに集中する傾向にある。U 字形定着の NUCD では、NUCS に比べ、接合部内の定着部近傍及び柱背面の破壊が若干軽微になる。

全試験体では梁主筋が曲げ降伏した後に接合部横補強筋が降伏し、梁曲げ降伏後に接合部が破壊し、荷重-変形曲線は、静的及び動的ともに紡錘形の履歴性状を示した。なお、機械式定着の NMCS, NMCD では、部材角 1/12 の 2 回目の加力時に梁主筋の押し出しによる柱背面の破壊で載荷中に荷重が低下する不安定な状態が観測された。また全試験体の最大耐力は静的より動的載荷時の方が大きくなった。

2) 変動軸力 (V) 下における部材挙動の特徴

変動軸力の試験体 (NMVS, NUVS, NUVD) では引張軸力側で柱材軸に直角方向に入る引張ひび割れが特徴的であり、一定軸力の試験体より接合部のひび割れ本数が多く破壊が顕著である。

動的載荷の試験体 (NMVD, NUVD) では静的よりも接合部の破壊は明らかに軽微になり梁端部に破壊が集中する。また、機械式定着の試験体 (NMVS, NMVD) では、柱主筋に沿うひび割れの発生がみられるが、一定軸力の試験体ほど顕著ではない。

最大耐力までは各試験体とも履歴性状は一定軸力と同じ紡錘形のループ性状を示すが、最大耐力後では、変動軸力下の NMVS, NMVD, NUVS, NUVD はスリップが顕著になった。また、これらの試験体は引張軸力下で梁主筋の降伏後に接合部の横補強筋が降伏している。これは接合部の破壊が一定軸力下よりも顕著であることに符合する。変動軸力下の動的載荷実験では引張軸力側、圧縮軸力側ともに、最大耐力が静的載荷時に比べ上昇した。

【B シリーズの実験】図 9 に B シリーズにおける最終ひび割れ発生状況と荷重-変形曲線を示し、N シリーズと同様の検討を行う。

1) 一定軸力 (C) 下における部材挙動の特徴

機械式定着の BMCS, BMCD は接合部で発生したひび割れが接合部外側の柱主筋に沿って伸びたが、U 字形定着の BUCS, BUCD では、このひび割れは発生せず接合部のひび割れが開口し最終破壊に至っている。これらの傾向は載荷速度に拘わらず同様であるが、動的載荷時ではひび割れ本数が少なく破壊が特定のひび割れに集中する。各試験体とも荷重-変形曲線は静的及び動的載荷時ともに逆 S 字形の履歴性状を示し、接合部横補強筋が降伏した後に梁主筋が曲げ降伏した。最大耐力は静的より動的載荷時の方が大きくなった。

図 9 B シリーズにおける最終破壊状況と荷重-変形曲線

表 4 動的載荷時におけるひずみ速度の最大値

試験体(Nタイプ)		NMCD	NUCD	NMVD	NUVD
ひずみ速度 (1/sec)	鉄筋	0.441	0.305	0.264	0.0871
	コンクリート	-0.0718	-0.102	-0.0241	-0.0464
試験体(Bタイプ)		BMCD	BUCD	BMVD	BUVD
ひずみ速度 (1/sec)	鉄筋	0.122	0.124	0.229	0.00607
	コンクリート	-0.00826	-0.00748	-0.008263	-0.00523

図 11 鉄筋のひずみ測定結果から評価したひずみ速度

図 10 変形成分比

2) 変動軸力 (V) 下における部材挙動の特徴

変動軸力が作用した試験体 (BMVS, BMVD, BUVS, BUVD) では一定軸力下より接合部の破壊が顕著であった。静的載荷した試験体 (BMVS, BUVS) の引張軸力下では、柱材軸に直角方向に生ずる引張ひび割れが発生したが、動的載荷時 (BMVD, BUVD) ではあまり発生しなかった。また静的に比べ動的載荷ではひび割れ本数が少なく破壊が特定のひび割れに集中し、静的より破壊が軽微であるという傾向は N シリーズと同様である。

各試験体で荷重-変形曲線は、一定軸力と同様に逆 S 字形の履歴性状を示した。変動軸力下の試験体 (BMVS, BMVD, BUVS, BUVD) において最大耐力は、引張軸力側よりも圧縮軸力側の方が大きくなり、引張軸力側は柱主筋が引張降伏した。

3.2 変形成分にみる載荷速度の影響

載荷方法や定着方法、軸力変動の有無が履歴性状に及ぼす影響を詳細に検討するために、加力点で計測された変位を図 7 に示す梁、柱、接合部の各変形成分に分離した。N 及び B シリーズの各試験体の変形成分比と制御変位(部材角)の関係を図 10 に示した。N シリーズでは、全体変位に対する梁変形の占める割合が最大耐力に至るまで非常に大きい。変動軸力の引張軸力下では接合部及び柱変形の占める割合が大きくなる傾向にある。B シリーズでは、初期の段階で梁変形の割合は約 80% を占めているが、変形が進むと伴に接合部変形の割合が大きくなる。この傾向は機械式定着の試験体 (BMCS, BMCD, BMVS, BMVD) で顕著である。変動軸力が作用する動的載荷した試験体 (NUVD, BMVD, BUVD) の引張軸力時では、静的より動的載荷時の方が接合部変形成分は減少する傾向がある。

3.3 ひずみ速度

1) 梁端のひずみ測定結果から求めたひずみ速度

表 4 に動的載荷した各試験体の梁材端主筋のひずみより求めた最大ひずみ速度を示す。また、図 11 に BMCD と BUCD 試験体の梁材端主筋のひずみより求めたひずみ速度の履歴を示す。ひずみ速度は計測インターバル毎のひずみの時間的変化量として計算した。なお、表 4 の鉄筋のひずみ速度とは正負繰返し載荷において梁端部主筋が引張を受けた時の最大ひずみ速度であり、コンクリートのひずみ速度とは同主筋に圧縮を受けた時の最大ひずみ速度である。図 11 のひずみ速度の履歴において、正加力側では梁端部上端筋が圧縮を受けるが、コンクリートも圧縮力を負担するため、ひずみ速度は比較的小さい。一方、負加力側では梁端部上端筋のみが引張を負担するため、ひずみ速度は大きくなる。また、梁荷重ゼロ点で制御変形量の増大に伴ってひずみ速度が小さくなるくびれ現象が見られた。この現象は、荷重-変形曲線における荷重ゼロ近傍の明瞭なスリッブ現象からも推測されるように、梁主筋の抜け出しが原因と考えられる。ひずみ速度は負加力側の最大耐力近傍で主筋の降伏に伴い、顕著に大きくなる傾向が見られる。そのひずみ速度の最大値は表 4 に示されるように、引張と圧縮でばらつきはあるが、約 10-1/sec から 10-3/sec の範囲にある。

2) 接合部の変位測定結果から求めたひずみ速度

既に図 7 で示したように、本実験では接合部の詳細な挙動を把握するために接合部の鉛直(X4,X5)、水平(X6,X7)、対角(X8,X9)各相対変位を測定している。この変位測定結果を用いると接合部パネルの変形状態は図 12 に示すように 3 辺の変位量を確定できる 4 つの三角形要素として分解することができる。これら三角形が有限要素法による一定ひずみ三角形要素と考えると(4)式に示す節点変位(δ_g)、ひずみ(ϵ)関係式から各三角形要素内のひずみ分布が求められる¹⁴⁾。

$$\{\epsilon\} = [B]\{\delta_g\} \quad (4)$$

$\{\epsilon\}$: xy 面内のひずみ $\{\delta_g\}$: 節点変位ベクトル
 $[B]$: ひずみと節点変位の関係を表すマトリクス

接合部にひび割れが発生すると、接合部内には明瞭な圧縮帯ができると考えられる。各三角形要素内のひずみ分布から求めた主ひずみより接合部コンクリートに作用するひずみ速度について検討した。なお、4 つの三角形要素から各主ひずみが求められ、計測インターバル毎の主ひずみの変化量から接合部コンクリートのひずみ速度を求めた。図 13 に BMCD 試験体を例にひずみ速度の履歴が明瞭な三

角形要素1と三角形要素4について示した。瞬間的に大きなひずみ速度が得られているデータを除くと、最大で約 $2.5 \sim 5.0 \times 10^{-2}/\text{sec}$ である。平均ひずみ速度は、約 $1.0 \sim 2.0 \times 10^{-2}/\text{sec}$ である。これを接合部内の平均的なコンクリートのひずみ速度と仮定すると、梁材端主筋の圧縮ひずみから評価したひずみ速度の約10倍の値であった。

4. 最大耐力に及ぼす載荷速度の影響

先に述べたように、静的載荷実験に比べ動的載荷実験では全試験体で最大耐力が上昇した。この動的載荷実験における耐力上昇の要因が鉄筋やコンクリートの経験するひずみ速度の上昇による材料強度の上昇であるという既往の研究^{15),16)}に基づいて検討を行った。

1) ひずみ速度による材料強度推定式

ひずみ速度の増加に伴って上昇する鉄筋の降伏点強度とコンク

図12 接合部内の三角形要素

図13 接合部主ひずみから評価したひずみ速度 (BMCD試験体)

表5 ひずみ速度から推定した動的載荷時の材料強度

試験体 (Nタイプ)	NMCD	NUCD	NMVD	NUVD
梁主筋降伏点強度 (N/mm²)	694	689	459	428
コンクリート				
圧縮鉄筋 主ひずみ	54.6	55.1	32.3	23.7
圧縮強度 (N/mm²)	58.0	58.5	34.9	25.2
試験体 (Bタイプ)	BMCD	BUCD	BMVD	BUVD
梁主筋降伏点強度 (N/mm²)	452	448	458	423
コンクリート				
圧縮鉄筋 主ひずみ	31.3	24.0	31.3	22.3
圧縮強度 (N/mm²)	33.4	24.0	33.4	23.8

表6 実験値最大耐力と終局強度計算値及び破壊形式

試験体	実験値		終局強度計算値 ⁽¹⁾ (kN)							接合部せん断 余裕度 P_{su}/P_{fu}	上昇率 ⁽²⁾ (%)	定着 余裕度 P_{av}/P_{fu}	上昇率 ⁽²⁾ (%)	破壊 形式 ⁽³⁾
	最大耐力 (kN)		梁曲げ強度		接合部せん断強度		定着強度							
	正加力	負加力	P_{fu} (実験値/計算値)	P_{su} (実験値/計算値)	P_{av} (実験値/計算値)	P_{av} (実験値/計算値)								
NMCS	93.0	80.0	77.6	(0.90)	122.8	(1.42)	80.4	(0.93)	1.58	-	1.04	-	BT	
NMCD	93.3	87.1	93.6	(1.04)	155.0	(1.72)	86.5	(0.96)	1.66	4.6	0.92	-11.2	BT	
NUCS	80.6	74.1	77.6	(1.00)	122.8	(1.59)	65.9	(0.85)	1.58	-	0.85	-	BT	
NUCD	85.0	79.4	92.9	(1.13)	156.0	(1.90)	74.0	(0.90)	1.68	6.0	0.80	-5.8	B	
NMVS	71.8	76.7	61.0	(0.82)	93.1	(1.25)	73.3	(0.99)	1.53	-	1.20	-	B	
NMVD	75.5	80.6	67.1	(0.86)	114.7	(1.47)	79.7	(1.02)	1.71	12.0	1.19	-1.0	B	
NUVS	60.8	63.6	58.0	(0.93)	72.9	(1.17)	71.7	(1.15)	1.26	-	1.24	-	B	
NUVD	68.2	69.4	66.6	(0.97)	91.3	(1.33)	78.2	(1.14)	1.37	9.1	1.17	-5.3	B	
BMCS	106.2	91.8	95.6	(0.97)	93.6	(0.95)	122.1	(1.23)	0.98	-	1.30	-	B	
BMCD	112.5	101.3	110.2	(1.03)	111.2	(1.04)	131.4	(1.23)	1.01	3.1	1.18	-9.6	B	
BUCS	82.8	82.0	94.6	(1.15)	72.9	(0.88)	87.5	(1.06)	0.77	-	1.20	-	J	
BUCD	100.5	102.9	109.2	(1.07)	94.5	(0.39)	93.5	(0.92)	0.87	12.3	0.99	-17.5	BJ	
BMVS	93.0	99.5	95.6	(0.99)	93.6	(0.97)	122.1	(1.27)	0.98	-	1.30	-	JB	
BMVD	98.0	104.3	111.6	(1.10)	111.2	(1.10)	131.4	(1.30)	1.00	1.8	1.18	-9.6	JB	
BUVS	74.4	88.0	94.6	(1.17)	72.9	(0.90)	87.5	(1.08)	0.77	-	1.20	-	JB	
BUVD	91.1	100.8	103.1	(1.07)	93.9	(0.98)	93.2	(0.97)	0.91	18.2	0.99	-17.5	BJ	

(1): 靱性保証型設計指針¹⁵⁾より算定した梁加力点の荷重に換算した値。U字形定着の試験体は文献10)のト形柱梁接合部における折曲げ定着強度を算定し、機械式定着の試験体は文献17)より終局定着耐力を算定した。(2): (動的載荷時のせん断余裕度-静的載荷時のせん断余裕度)/静的載荷時のせん断余裕度。(3) B: 梁曲げ破壊 J: 接合部せん断破壊 BJ: 梁曲げ降伏後接合部せん断破壊 JB: 梁曲げ降伏とほぼ同時に接合部せん断破壊 BT: 梁曲げ降伏後に梁主筋の押し出しにより柱背面のかぶりコンクリートが剥落

リートの圧縮強度は(5), (6)式によって与えられるものとする^{15),16)}。

$$f'_{yu} = f_{yu} (1.20 + 0.05 \log \dot{\epsilon}) \quad (\text{N/mm}^2) \quad (5)$$

$$F'_{yu} = F_{yu} (1.38 + 0.08 \log \dot{\epsilon}) \quad (\text{N/mm}^2) \quad (6)$$

f_{yu} : 鉄筋の静的降伏点強度 f'_{yu} : 鉄筋の動的降伏点強度 F_{yu} :
コンクリートの静的圧縮強度 F'_{yu} : コンクリートの動的圧縮強度
 $\dot{\epsilon}$: ひずみ速度(1/sec)

(5), (6)式においてひずみ速度の適用範囲は、 $10^{-3} \sim 10^{-1}$ (1/sec)程度である。また、鉄筋は降伏点強度が410 (N/mm²)、コンクリートは圧縮強度が45 (N/mm²)以下で適用される。なお、本研究では梁主筋に使用した高強度鉄筋 D19 (SD490) に関しても、(5)式を適用した。動的載荷実験から得られた鉄筋及びコンクリートが経験した最大ひずみ速度を上式に代入した鉄筋の降伏点強度とコンクリートの圧縮強度を表5に示した。コンクリートにおいては梁端部の圧縮側梁主筋のひずみ速度と同等として評価した場合と前節で求めた主ひずみにおける最大ひずみ速度より評価した場合を併せて示す。表2に示す通常材料強度と比較すると鉄筋では、9~18%降伏点強度が上昇した。コンクリートでは圧縮鉄筋による評価で19~29%、主ひずみによる評価で25~35%上昇するという結果となった。

2) ひずみ速度による材料強度上昇を考慮した諸強度計算値

表6の諸強度計算値のうち、静的載荷した試験体の値は表2に示した材料強度を、動的載荷した試験体の値は表5に示した材料強度を使用した。なお、コンクリート圧縮強度に関して、接合部せん断強度は、接合部主ひずみから求めたコンクリート圧縮強度を用い、定着強度は圧縮鉄筋のひずみ速度から求めたコンクリート圧縮強度を使用した。表6の括弧内の値は各終局強度計算値に対する実験値最大耐力の比を表し、実験値は正負加力側の平均値とした。

Nシリーズの試験体では、実験値最大耐力は梁曲げ強度計算値とよく対応しており、また、載荷速度の上昇による材料強度の上昇を考慮した動的載荷試験体の曲げ終局強度計算値においても、実験値をほぼ同等に評価している。一方、Bシリーズの試験体では、梁曲げ強度と接合部せん断強度を拮抗させて設計しており、双方の強度計算値は、いずれも実験値とよく対応した結果を得た。動的載荷した試験体に

においても同様である。また、いずれの試験体とも実験値と計算値が近似した結果を得た推定式から推測される破壊モードは実験結果と良く対応している。

3) 接合部せん断余裕度及び定着余裕度と破壊形式

表6に接合部せん断余裕度及び定着余裕度と実験で観測された破壊形式を併せて示す。接合部せん断余裕度は梁曲げ強度に対する接合部せん断強度の比とし、定着余裕度は梁曲げ強度に対する定着強度の比と定義した。

静的載荷と動的載荷で破壊モードに差異が生じた試験体の破壊形式と接合部せん断余裕度及び定着余裕度の関係について検討すると、静的載荷を行った NUCS は梁曲げ降伏後の定着破壊であったものが、動的載荷(NUCD)では梁曲げ降伏のみで定着破壊は生じなかった。せん断余裕度の小さいBタイプの試験体では、BUCS が接合部せん断破壊であったものが BUCD では梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊に、BUVS と BUVD では梁曲げ降伏と接合部せん断破壊がほぼ同時に起こる破壊から梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊へと変化した。表6には、載荷速度の上昇による材料強度の上昇を考慮した場合のせん断余裕度及び定着余裕度と動的載荷時の各々の上昇率を示しているが、接合部せん断破壊が遅れる傾向にあった BU シリーズの試験体は、せん断余裕度が0.77と最も低く、かつ、せん断余裕度の上昇率が12.3~18.2%と他の試験体に比べ著しく大きな試験体であった。一方、動的載荷時に定着破壊が生じなかった NU シリーズの試験体は、定着余裕度が0.85と最も低い試験体であり、かつ、定着余裕度の上昇率は-5.8%の試験体であった。上昇率が負の値であるため計算上は定着破壊がより生じやすくなる試験体であるが、上昇率が小さなこと、また、計算上の破壊形式が側方割裂破壊であるのに対し、実験では梁曲げ降伏後に梁主筋の押し出しによる柱背面のかぶりコンクリートが剥落する破壊形式であったことが、計算上の傾向と実験結果に違いを生じさせたものと考えられる。

4. まとめ

【接合部せん断余裕度の高い試験体 (N シリーズ)】

- 1) 動的載荷実験では、静的載荷実験に比べて接合部のひび割れは明らかに減少する傾向が見られた。
- 2) 機械式定着の試験体では、静的載荷時に接合部外側の柱主筋に沿う割裂状のひび割れが発生し、U字形定着の試験体とは異なる破壊性状を示した。動的載荷時においても同様の破壊を起こした。
- 3) 履歴性状は、静的及び動的載荷時ともに紡錘形を示し、全ての試験体で、梁主筋の降伏後に接合部横補強筋が降伏した。
- 4) 変動軸力の引張軸力下における接合部の破壊は一定軸力下よりも顕著である。接合部せん断余裕度を十分に確保することにより、変動軸力下でも接合部性能を健全に維持することが可能となる。

【接合部せん断余裕度の低い試験体 (B シリーズ)】

- 5) U字形定着に比べ機械式定着した試験体では、動的載荷実験において、接合部及び柱背面のひび割れが顕著であった。
- 6) 機械式定着した試験体は、静的及び動的載荷時ともに、接合部で発生したせん断ひび割れが柱外側の主筋に沿って進展するという特徴的な破壊状況がNシリーズよりも顕著にみられた。最大耐力後このひび割れの発生に伴い、機械式定着した全ての試験体では、柱背面のかぶりコンクリートの剥落と同時に柱主筋が大きな

圧縮力を負担し座屈した。

- 7) 一定軸力下より変動軸力下の方が、接合部の破壊は厳しくなる傾向が見られた。また、変動軸力下では、載荷速度の上昇に伴い、柱の曲げひび割れは減少し、接合部にひび割れが集中した。
 - 8) 静的及び動的載荷時ともに接合部横補強筋の降伏後に梁主筋が降伏し、逆S字形の履歴性状を示した。
 - 9) 変動軸力下の引張軸力時には全試験体で柱主筋が曲げ降伏し、最大耐力後の耐力の低下は緩やかである。一方、圧縮軸力時には接合部横補強筋が降伏し、かぶりコンクリートの剥落とともに、耐力低下している。特に機械式定着の試験体で顕著である。
- 【最大耐力に及ぼす載荷速度の影響】
- 10) 載荷速度が上昇すると、実験値最大耐力は上昇する。動的載荷時のひずみ速度から推定した材料強度を用いて計算した終局強度は、実験結果と良く対応した。
 - 11) 上述したように載荷速度の上昇により最大耐力は上昇するが、履歴性状は静的と動的載荷時であまり差異はみられない。
 - 12) 本実験での載荷速度の上昇による破壊モードの変化は、せん断余裕度の上昇と対応した。一方、計算上で定着余裕度は低下するが、破壊モードに影響は見られなかった。

【謝辞】

本研究の一部は、文部科学省学術フロンティア推進事業(日本大学理工学部:継続)研究課題:「環境・防災都市に関する研究」(研究代表者:石丸辰治)の一環として実施されたものである。関係者各位に感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会:鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990.11
- 2) 日本建築学会:阪神・淡路大震災調査報告 鉄筋コンクリート造建築物 建築編1, 1997.7
- 3) 村上雅英, 藤達也, 窪田敏行:はり主筋を機械式定着した外柱・はり接合部の破壊性状, (その1~2), 日本建築学会大会学術講演梗概集C-2 構造IV (北海道), pp99-102, 1995.8
- 4) 瀧野良太, 村井和雄, 岡本晴彦, 佐々木照夫, 宮内靖昌:最上階柱主筋の柱・梁接合部への定着法に関する研究(その1 T型骨組による加力実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集C 構造II (東海), pp681-682, 1994.8
- 5) 村井和雄, 吉田啓喜, 岡本晴彦, 宮内靖昌:端部にコブを設けた梁主筋の柱・梁接合部内における定着性能に関する実験的研究(その3~4), 日本建築学会大会学術講演梗概集C 構造II (東海), pp683-686, 1994.8
- 6) 奥田明久, 中西三和, 安達洋:機械式定着法を用いた鉄筋コンクリート造ト型柱梁接合部の力学的性状に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究(その1~3), 日本建築学会大会学術講演梗概集C-2 構造IV (近畿), pp601-606, 1996.9
- 7) 山田高史, 中西三和, 安達洋:鉄筋コンクリート造ト型柱梁接合部の静的および動的載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集C-2 構造IV (その1~2) (九州), pp545-548, 1998.9
- 8) 山田高史, 中西三和, 安達洋, 青山博之:変動軸力を受ける鉄筋コンクリート造外柱梁接合部の力学的性状に関する実験的研究(その1~3), 日本建築学会大会学術講演梗概集C-2 構造IV (中国), pp971-976, 1999.9
- 9) 小島陽一, 中西三和, 安達洋, 青山博之:変動軸力を受ける機械式定着法を用いた鉄筋コンクリート造ト型柱梁接合部の挙動に関する実験的研究(その1~3), 日本建築学会大会学術講演梗概集C-2 構造IV (北陸), pp571-576, 2002.8
- 10) 日本建築学会:鉄筋コンクリート建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999.8
- 11) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規程・同解説, 1999.11
- 12) 牛丸裕, 小野新, 田草川正光, 中西三和, 白井伸明, 安達洋:変動軸力を受ける鉄筋コンクリート造柱の弾塑性性状に関する研究(その3~5), 日本建築学会大会学術講演梗概集C 構造II (中国), pp855-864, 1990.10
- 13) 梅村魁, 青山博之, 伊藤勝:構造実験と構造設計, 技報堂 1973.
- 14) Y.C. ファン:連続体の力学入門, 培風館 1985.10
- 15) 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, pp23-33Nov.1983
- 16) W.H. Dilger, R.Koch, R.Kowalczyk:Ductility of Plain and Confined Concrete under Different Strain Rates, ACI Journal, 1984.1-2.
- 17) 東京鉄鋼株式会社:プレートナット工法設計施工指針, 1999

(2005年7月10日原稿受理, 2005年11月14日採用決定)