

拘束高強度鉄筋コンクリート骨組みの耐震性能に関する研究

孫, 玉平
九州大学大学院人間環境学研究院都市・建築学部門

崎野, 健治
九州大学大学院人間環境学研究院都市・建築学部門

前田, 潤滋
九州大学大学院人間環境学研究院都市・建築学部門

福原, 武史
九州大学大学院人間環境学府都市共生デザイン専攻修士課程

他

<https://doi.org/10.15017/19031>

出版情報：都市・建築学研究. 4, pp.91-98, 2003-07-15. 九州大学大学院人間環境学研究院都市・建築学部門
バージョン：
権利関係：

拘束高強度鉄筋コンクリート骨組みの耐震性能に関する研究

Earthquake-Resistant Behavior of Confined HSC Frames

孫 玉平*, 崎野健治*, 前田潤滋*, 福原武史**, 三宅良和**

Yuping SUN, Kenji SAKINO, Junji MAEDA, Takeshi FUKUHARA
and Yoshikazu MIYAKE

Four moment-resisting concrete frames were tested under cyclic reversed lateral load while subjected to constant axial compression. The test specimens were made of high-strength concrete having target strength of 80MPa. Aiming at verification of the effectiveness of a new confinement method, columns of the test frames were confined by square steel tube in lieu of conventional hoops. Test results showed that the HSC frames could behave in a very stable manner till large deformation even under high axial load with axial load ratio of 0.5, when the columns were confined by steel tube. Method for evaluating ultimate lateral capacity of the confined HSC frames was also presented and compared with the tests results.

Keywords: *High-strength concrete, Steel tube confinement, Seismic performance, Moment-resisting frame*

高強度コンクリート, 鋼管横拘束, 耐震挙動, 骨組み構造

1. 序

近年高強度コンクリートの高層住宅建築における使用例が増えつつある¹⁾。高強度コンクリートの強震地域における構造物への利用を促進するために、材料固有の脆い破壊性質をいかに改善するかが重要な課題である。

コンクリート構造の変形性能を向上させるには、部材に帯筋やスパイラルなどのような横補強材を配置する方法のほか、鋼管を用いた鋼管横拘束法がある。鋼管横拘束法は、従来の帯筋拘束法と比較して、1) 高強度コンクリートの変形性能向上に必要とされる大量の拘束材を施工上無理なく配置できる、2) 部材にかぶりコンクリートを作ることがなく、かぶりコンクリートの剥離に起因する脆性破壊を防げる、3) 鋼管は柱部材の型枠を兼ねることができる、というような長所があることから、高強度コンクリートを用いた部材に適する拘束工法である。

本論は、高強度鉄筋コンクリート骨組みの繰り返し載荷実験を行い、鋼管横拘束法の有効性を実証することと、骨組み中の柱材における鋼管による拘束度合いや軸力レベル等が骨組みの耐震性能に及ぼす影響を明らかにすることを目的にしている。

* 都市・建築学部門

** 都市共生デザイン専攻修士課程

2. 実験概要

2. 1 試験体

試験体は、高層建築の最下階を模擬した 1/4 縮小モデルで、内幅 200mm の角形鋼管で拘束された柱と帯筋で拘束された梁からなる 1 層 1 スパン骨組みである。図 1 に試験体の配筋詳細および寸法等を示す。

柱と梁の断面寸法と配筋は骨組みの破壊性状が「全体崩壊型」となるように、文献 2 で提案されている方法で設計した。図 1 より分かるように、柱は 200mm の正方形断面を持ち、内法高さが 950mm でせん断スパン比が約 2.4 である。梁は 180 x 300mm の長方形断面を有し、内法スパンが 1300mm である。柱の主筋としては 12 本の D10 異形鉄筋を断面周辺に均等配置し、主筋比は 2.13% である。梁の引張と圧縮鉄筋ともに SD345 の D13 異形鉄筋を 5 本用い、引張鉄筋比は 1.31% である。また、梁がせん断破壊を先行しないように、梁の帯筋に SD295 の D6 異形鉄筋を 50mm 間隔で配置しており、せん断補強筋比は 0.69% である。

4 体の骨組み試験体は全て圧縮強度が 80MPa 級の高強度コンクリートを用いて製作した。実験変数は柱に用いる拘束用鋼管の幅厚比(B/t)と軸力の大きさの二つを採った。鋼管の幅厚比は 89, 46 及び 35 の 3 種類で、軸力比で表した軸力の大きさは 0.33 と 0.5 の 2 種類である。

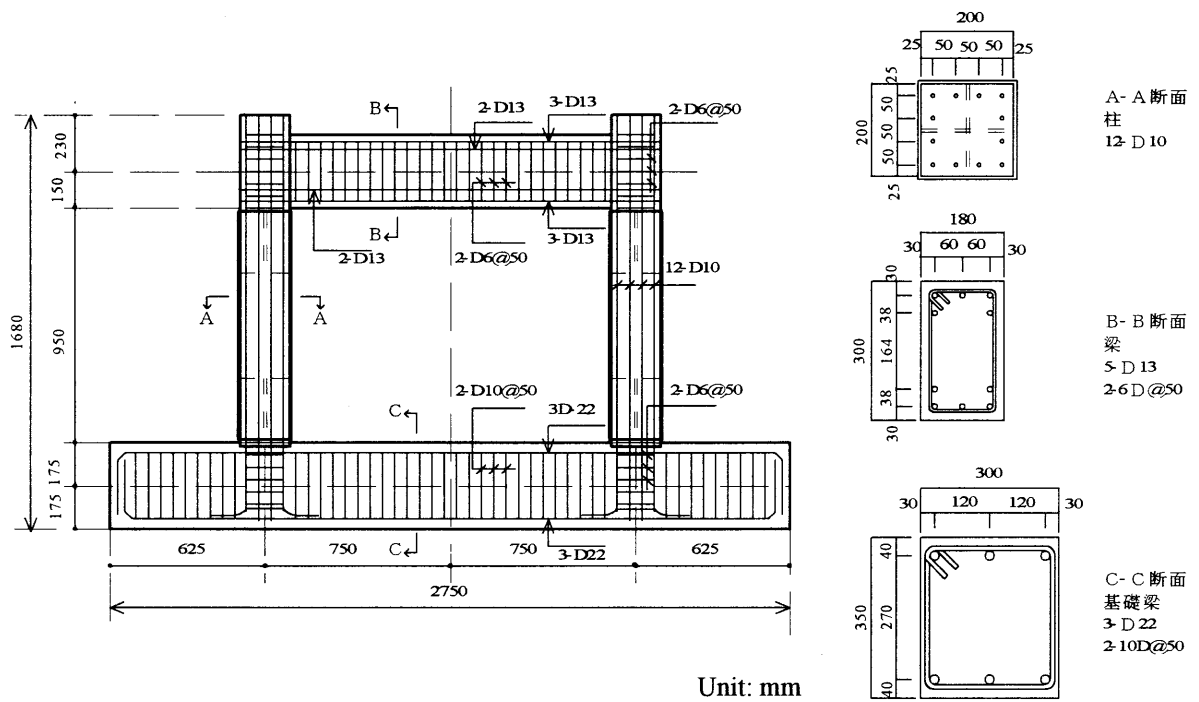


図1 試験体配筋詳細と寸法

表1 試験体一覧と主な結果

Specimen	B/t	f_{yt} (MPa)	f'_c (MPa)	N (kN)	η	M_{cu} (kN-m)	M_{B0} (kN-m)	M_{B1} (kN-m)	M_{B2} (kN-m)	Vm+ (kN)	Vm- (kN)
TF23N33	89	279	83.3	2260	0.33	92.1	67.7	76.6	86.4	389	365
TF45N33	46	286	82.5	2260	0.33	98.9				386	369
TF45N50	46	286	82.1	3350	0.50	113.0				449	394
TF60N50	35	263	82.9	3350	0.50	121.0				417	405

Note: f'_c = strength of concrete cylinder, N = axial compression, η = axial load ratio

M_{cu} = calculated flexural strength of confined column section by the method proposed in Ref. 1

M_{B0} , M_{B1} , M_{B2} = calculated flexural strength of beam assuming the axial load was 0, 100kN, 200kN, respectively

Vm+, Vm- = maximum lateral force measured in the positive and the negative loading, respectively

試験体一覧を表1に示す。表中の終局曲げ耐力の計算値は文献2で提案されている計算モデルによって得られたものである。これらの計算結果から分かるように、全ての骨組みは梁降伏先行となるように設計されている。

柱の拘束材としての角形鋼管は実験室で製作したもので、その製作過程は以下の通りである。まず目標板厚を有する平板から鉄板を切り出し、それを内幅200mmのチャンネル型に成型した後、継ぎ目を溶接して製作した。また、角形鋼管の拘束効率を高めるために、鋼管内部には、材端から1.25D (Dは柱の断面せい)の範囲に十字型の内スチフナーを取り付けた。なお、内スチフナー用板には鋼管の周辺板と同じ鉄板を用いた。

高強度コンクリートに使用したセメントは普通ポルトランドセメントで、粗骨材には最大粒径20mmの碎石を用いた。実験時コンクリートのシリンダー強度を表1に併記し、引張試験で得られた平板と異形鉄筋の力学性質を表2に示す。

表2 鋼材の力学的性質

Type of steel		t (mm)	f_y (MPa)	Es (GPa)	ϕ (%)
Bar	D6	/	307	168	/
	D10		347	187	19.8
	D13		395	190	17.4
Plate	PL23	2.3	279	202	41.0
	PL45	4.5	286	214	39.2
	PL60	6.0	263	205	41.5

Note: t = thickness of steel plate,

f_y = yield stress of steel, Es = Young's modulus

ϕ = elongation ratio

2.2 加力および測定

図2に示す加力装置を用いて一定軸力下における繰返し曲げせん断実験を行った。載荷は骨組みの層間変位角Rにより制御した。加力はまず所定軸力を油圧試験機(能力5MN)で加えてから、加力フレームに取り付けられた油圧ジャッキ(能力1MN)を押し引きする

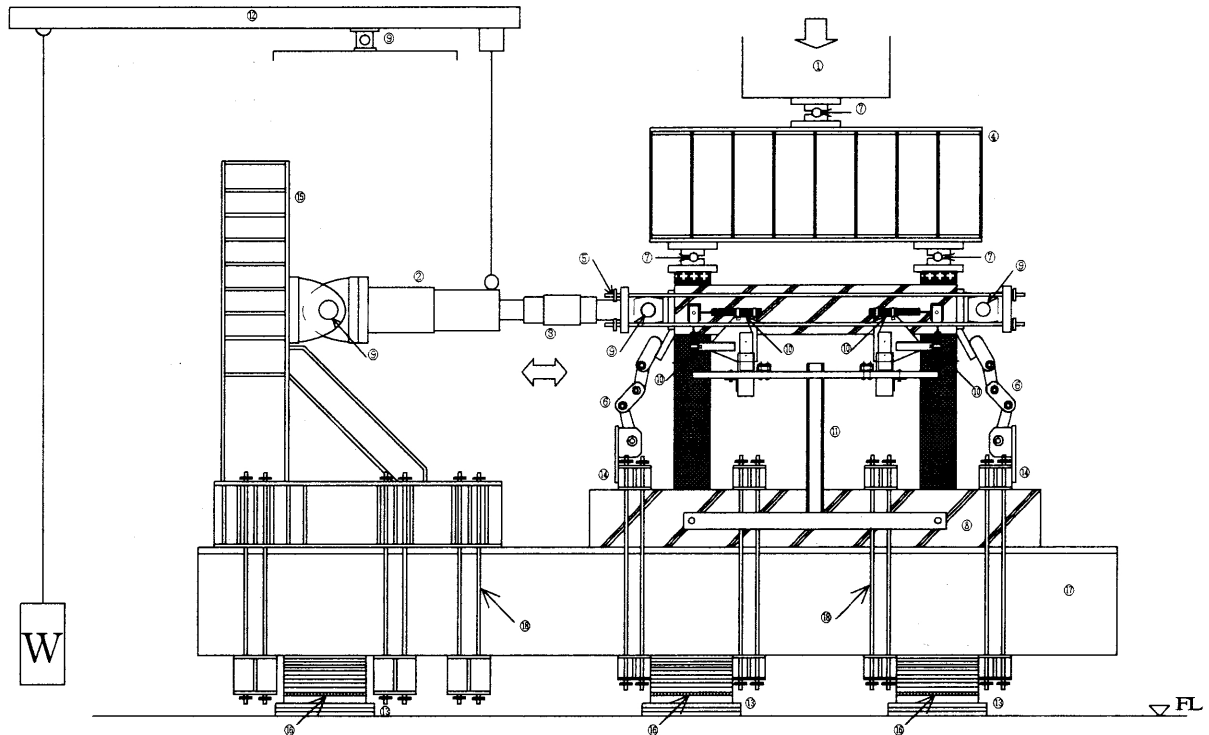


図2 加力および測定装置

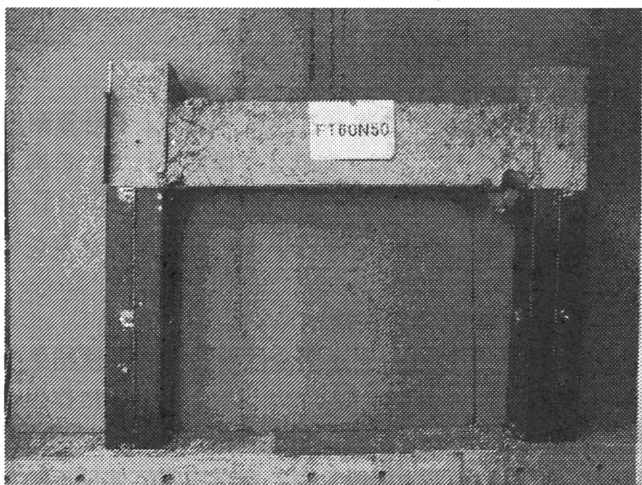


写真1 骨組みの破壊状況例 (FT60N50)

ことによって繰り返し曲げせん断力を载荷した。予定した载荷プログラムは以下の通りである。まず、 $R=0.0025\text{rad}$ の変位レベルで正負交番加力を1サイクル行う。次に $R=0.005\text{rad}$ と 0.0075rad のレベルで2回ずつ繰り返し载荷の後、 $R=0.01\text{rad}$ 、 0.015rad および 0.02rad のレベルでそれぞれ3回ずつの繰り返し载荷を行う。さらにその後、層間変位角が 0.03rad 、 0.035rad および 0.04rad の各レベルで2回ずつ正負交番繰り返し水平力を加える。

骨組みの層間変位角 R は、左右柱の両側に設置した変位計で計測した水平変位の平均値を骨組みの高さ(1100mm)で割ることによって求めた。なお、梁の平均

的軸方向変形は左右柱の水平変位の差で算出した。鋼管表面および柱と梁主筋のひずみは合計82枚のひずみゲージを貼付して計測した。

3. 実験結果と考察

3.1 破壊性状

4体の骨組みはいずれも設計通りに柱脚と梁端部に降伏ヒンジが生じる「全体崩壊型」の破壊性状を示した。写真1に例示しているように、層間変位角が 0.005rad レベルの载荷段階から、梁端部 $1.0D\sim 1.5D$ (D は梁の断面せい)の範囲内で、曲げひび割れとせん断ひび割れが観察され始め、層間変位角の増大とともに、ひび割れ幅が徐々に広がったが、ひび割れ領域はこれ以上に広がらなかった。層間変位角が 0.02rad 前後の時点から、梁の圧縮側にあるかぶりコンクリートが剥離し始め、骨組みの耐力低下を招いた。しかしながら、いずれの試験体も層間変位角が 0.04rad となるまで軸支持能力を失わなかった。また、いずれの試験体においても、柱脚には鋼管の膨らみが明確に生じたものの、柱頭には鋼管の膨らみがほとんど生じなかった。

3.2 水平力—層間変位角関係

図3には各試験体の水平力 V と層間変位角 R 関係の実験結果を示す。図中の実直線と破線はそれぞれ梁に 200kN の軸圧縮力が作用するときの終局曲げ耐力と軸力がない場合の曲げ耐力に対応する骨組みのメカニズムラインを表している。

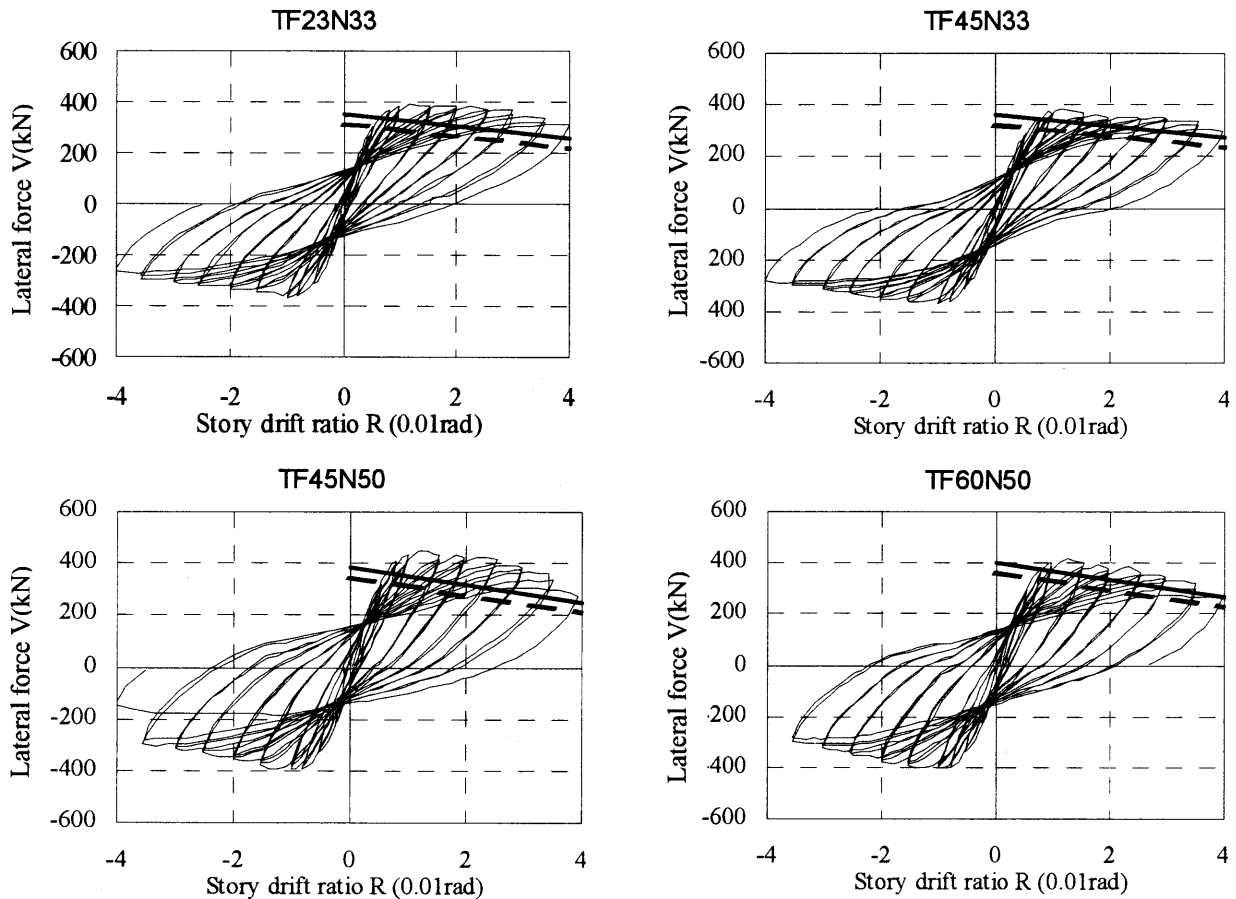


図3 骨組みの水平力 V—層間変位角 R 関係

図3より明らかのように、軸力比 0.33 の軸力を受ける骨組みは層間変位角が 0.04rad になるまで急激な耐力低下が見られず、非常に安定した履歴性状を示した。層間変位角が 0.03rad になった時点から梁端部の圧縮側のかぶりコンクリートの圧壊が見られたものの、骨組みの履歴性状に見られた耐力低下は軸力による P-Δ効果分だけであった。

同様に、軸力比 0.50 の軸力を受ける試験体は層間変位角が 0.03rad になるまで緩やかな低力しか見られず、極めて安定した繰り返し性状を示した。R が 0.03rad を過ぎてから梁端部の圧縮域におけるコンクリートの剥離が激しくなったものの、鋼管による柱への強力な拘束で骨組みは R が 0.04rad となるまで顕著な耐力低下はなく軸方向支持能力を維持していた。

以上のことから、骨組みの柱を適切な板厚を有する角形鋼管で拘束すれば、80MPa 級の高強度コンクリートを用いた骨組みに安定した履歴性状と十分な変形能力をもたらすことができることが分かる。具体的には、軸力比が 0.33 の場合は、幅厚比 84 程度で端部に内スチフナーで補強された薄肉角形鋼管を用いれば十分で、軸力比が 0.5 とより高い軸力を受ける場合は、幅厚比 46 前後の角形鋼管を用いればよい。

また、図3から分かるように、いずれの試験体におい

ても水平耐力は次節で述べる計算方法による計算耐力を上回った。このことは、文献2で提案されている拘束コンクリート部材の終局耐力の算定方法に基づけば、妥当な高強度 RC 骨組みの耐力推定が可能であることを示唆している。

3.3 梁の軸方向伸び縮み

梁の軸方向伸び縮みと層間変位角関係の実験結果を図4に示す。図4より明らかなように、骨組みに作用する軸力の大きさや柱における鋼管による拘束度合いに関係なく、梁は水平力の繰り返し载荷中常に伸びていた。梁における軸方向伸び量は層間変位角の増大に伴い大きくなり、最大で約 7-10mm 程度になった。破壊状況観察から梁の軸方向変形は主に梁両端の塑性ヒンジ領域に生じた塑性変形によるものと仮定してよいことから、ヒンジ領域の軸方向ひずみが最大で約 1.0%前後に達していたことが分かる。また、柱に用いた鋼管の板厚が厚いほど梁の軸方向伸びがやや大きくなる傾向が見られた。

以上の考察は、鉄筋コンクリート骨組み構造の非線形 push-over 解析にあたって床スラブによる拘束を考慮して設けている剛床仮定を適用する際に、梁の軸方向伸びを抑えるために導入され得る軸圧縮力の影響を考慮に入れたうえ、梁断面性状（特に終局曲げ耐力）のモデル

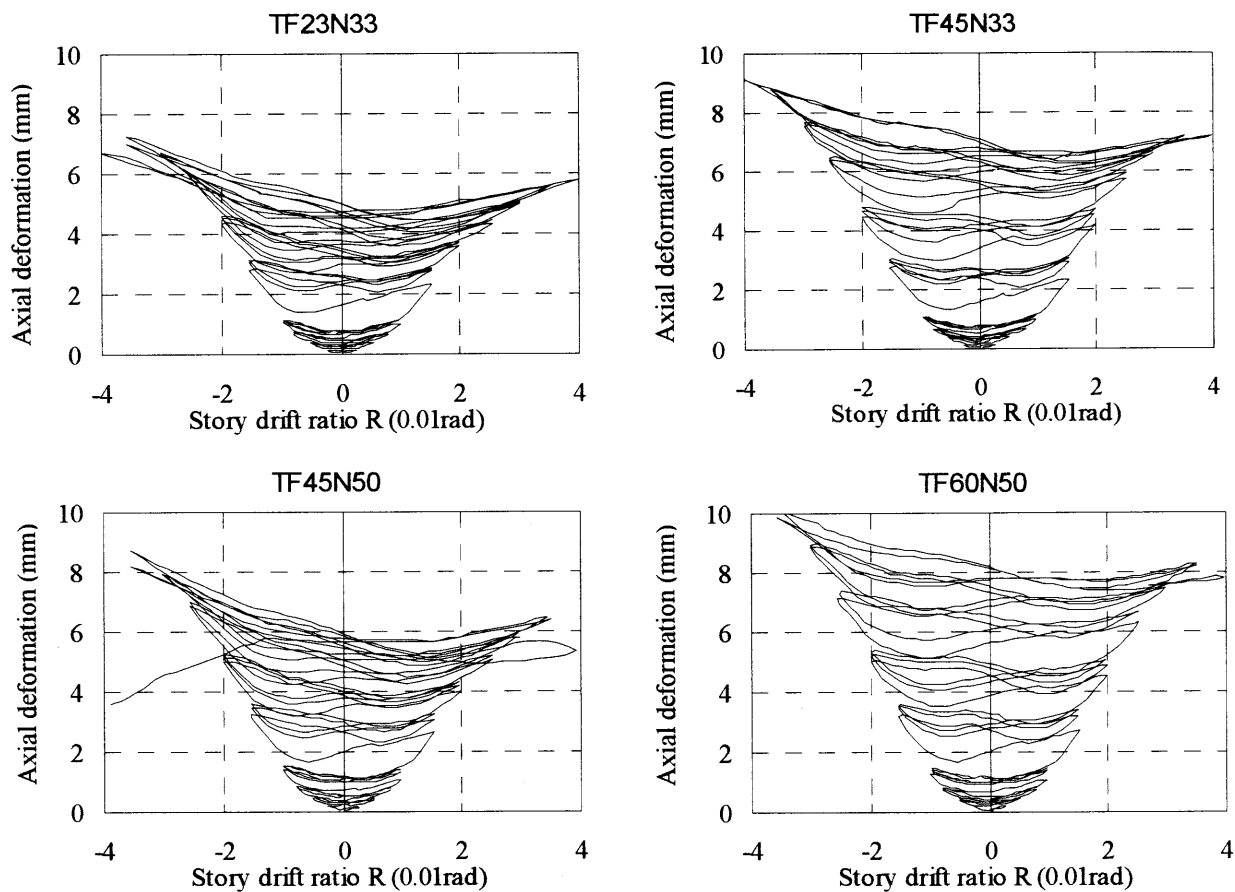


図4 梁の軸方向伸び縮み状況

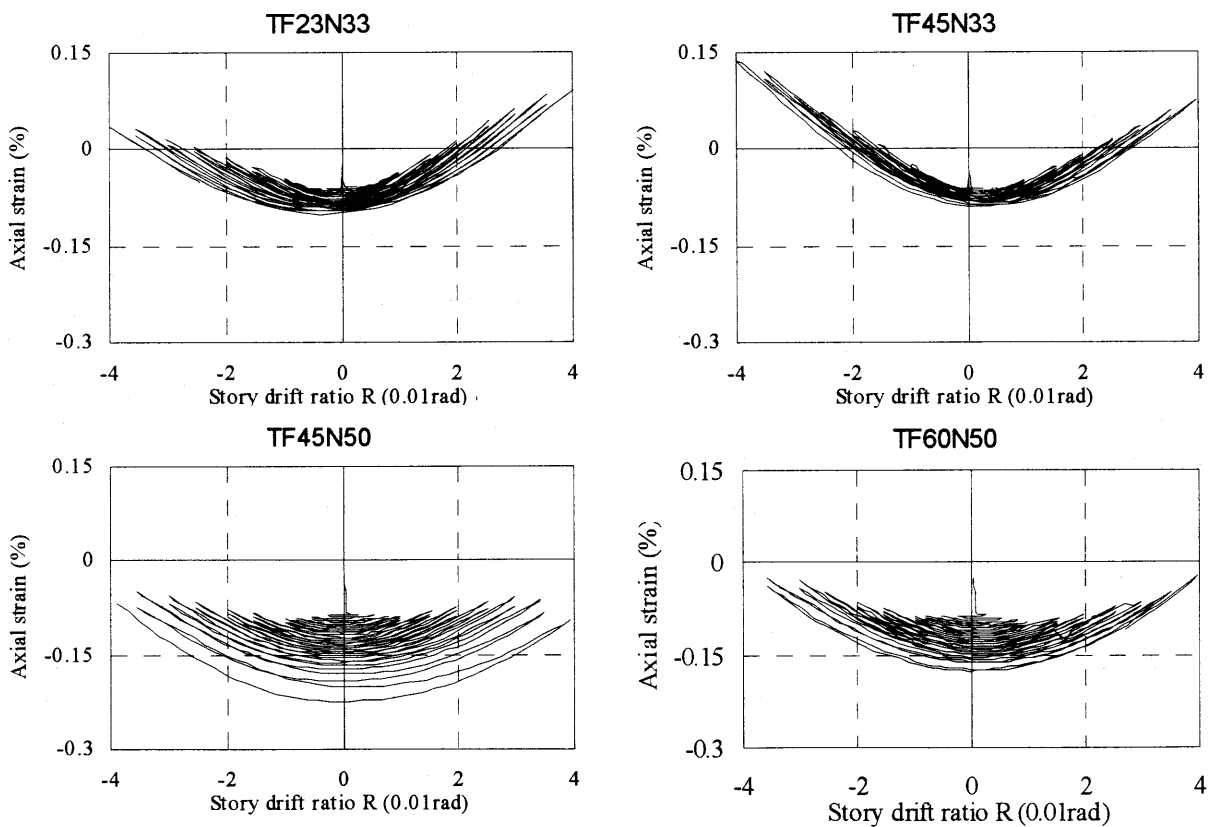


図5 骨組みの軸方向変形状況

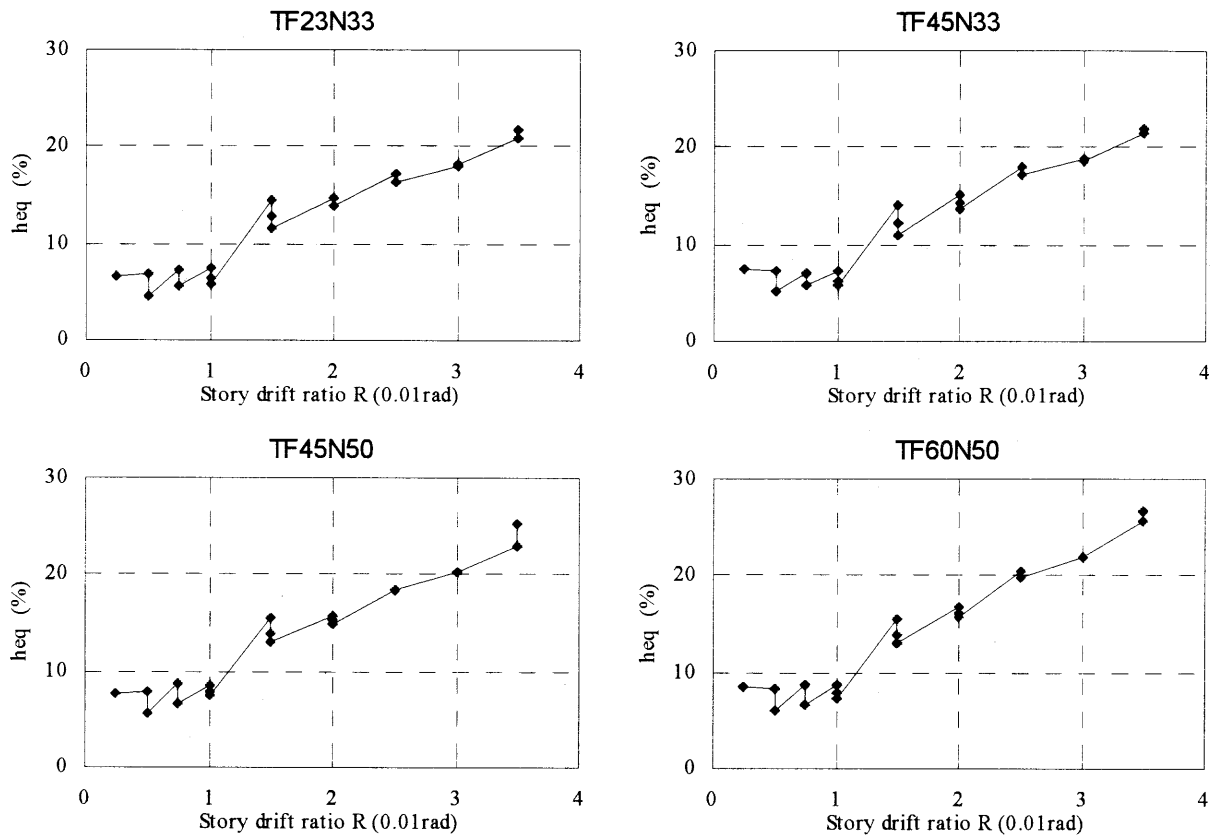


図6 骨組みの等価粘性減衰係数

化を行う必要があることを意味する。

3.4 骨組みの軸方向変形

繰り返し载荷を受ける過程での骨組みの軸方向変形状は骨組みの限界変形能力を測る重要な指標となる。図5に骨組みの平均的軸方向伸び縮みの実験結果を示す。なお、軸方向伸び縮みは左右柱のそれぞれの平均をもって評価した。

図5に示すように、骨組みの軸方向変形はいずれの試験体においても非常に小さかった。軸変形は層間変位角の増大に伴い圧縮変形から引張変形へと収斂していく傾向を示し、骨組み全体の履歴性状で見られた安定性と一致している。軸力比0.33の軸力下においては、骨組みの最大軸圧縮ひずみは0.1%と極めて小さかった。軸力比0.5の高軸力を受ける場合でも、層間変位角が0.03radの大変位時点での軸圧縮ひずみは無拘束コンクリート強度時ひずみ(約0.24%)以下に抑えられていた。また、鋼管の板厚が厚いほどより高い拘束効果が現れて、骨組みの軸ひずみが小さいことは図5より伺える。

3.5 骨組みの等価粘性減衰係数

骨組みの等価粘性減衰係数と水平変位の関係は、性能規定型耐震設計法である限界耐力算定法³⁾を実施する際に必要不可欠なものである。本実験で行った高強度コンクリート骨組みの等価粘性減衰係数の実験結果を図6に示す。ここで注目すべき点は、高強度コンクリート

骨組みの等価粘性減衰係数は層間変位角が0.01radとなるまではほぼ一定値(0.07%前後)を示したことである。これはコンクリートが高強度なほど骨組みは载荷初期段階でより強い弾性挙動を示すという材料的特性の現れと言えよう。層間変位角が0.015radになってから、梁の塑性ヒンジ領域における塑性変形の進展とともに、柱脚においても鋼管の膨らみが観察されるほど塑性変形が著しく生じ始め、骨組みの等価粘性減衰係数は層間変位角の増加に伴い上昇していた。また、同じ軸力を受ける骨組みについては、鋼管の板厚が厚いほど大変位域での等価粘性減衰係数がやや大きな値を示したが、その差は顕著ではなかった。これは、全体崩壊型破壊性状を示す骨組みの塑性変形能の大部分は梁のそれによって占められているからである。

3.6 鋼管表面のひずみ状況

図7は柱を拘束する鋼管表面のひずみ状況の実測結果を例示したものである。図から分かるように、柱脚における鋼管表面ひずみは降伏ひずみ(約0.16%)を大幅に超えていたのに対して、柱頭の鋼管表面ひずみの測定値は非常に小さかった。この結果は破壊状況で見られた現象と一致する。また、柱脚においては鋼管フランジ側中部の周方向ひずみが圧縮ひずみとなっており、内スチフナーの拘束により周辺鋼板の変形モードが変化し、スチフナーは期待通りに働いていたことが分かる。

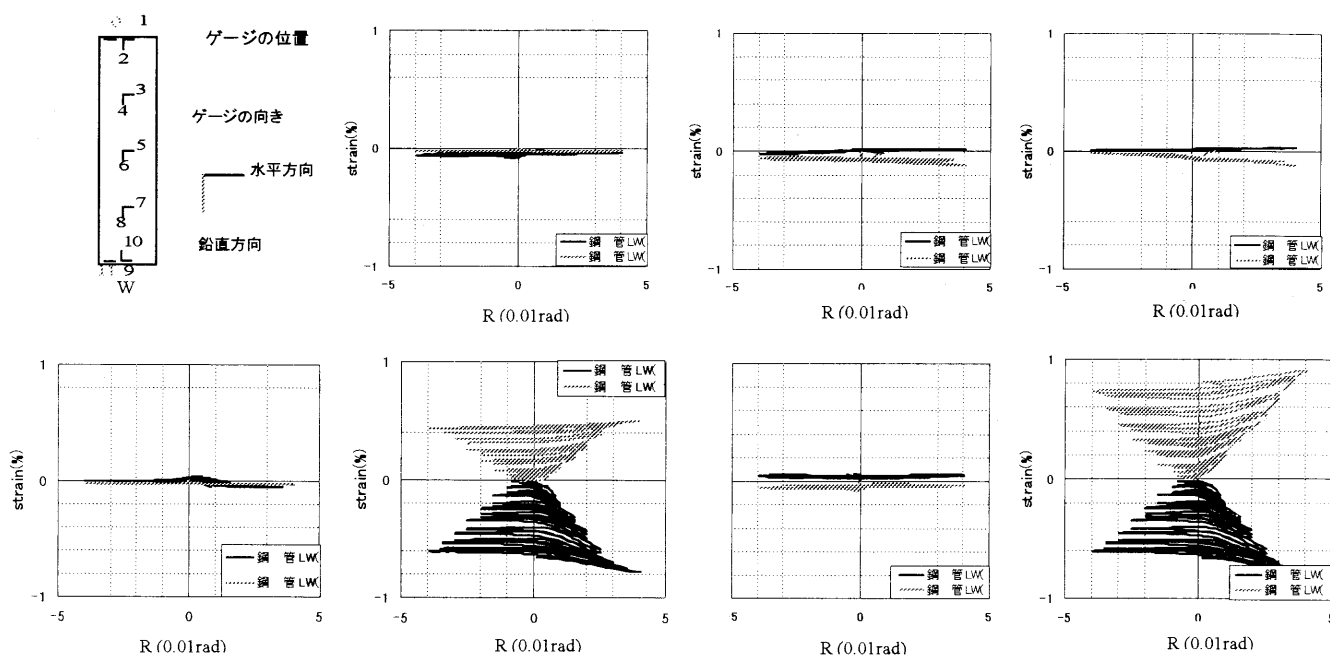


図7 鋼管表面のひずみ測定例 (FT45N50)

4 骨組みの終局耐力評価

本報で述べた4体の骨組みは全て全体崩壊型履歴性状を示したことが前節で述べた通りである。全体崩壊型性状を有する骨組みの終局水平耐力は図8に示すような概念図に基づけば、式(1)により求めることができる。

$$V_{cal} = 2V_c = 2 \cdot \frac{|M_{cu}| + \left(1 + \frac{D_c}{L_B}\right) |M_{Bu}|}{h + D_B/2} \quad (1)$$

ここで、 V_c は柱の終局耐力算定値、 M_{Bu} と M_{cu} はそれぞれ梁と柱の終局曲げ耐力の計算値、 L_B は梁の内法スパン (1300mm)、 h は柱の内法高さ (950mm)、 D_B と D_C はそれぞれ柱と梁の断面せいである。

表2に表1に示した梁および柱の終局曲げ耐力の計算値を式(1)に代入して得られた骨組みの終局水平耐力計算値と実験結果を示す。表中の計算値には、梁に導入され得る軸力の大きさの変化を考慮した3つの値を示している。水平耐力の実験結果としては正負加力側における最大水平力の平均値を採っている。また、計算値と実験値との比較を図9にプロットしている。

図9と表2から分かるように、梁の軸力をゼロと仮定した場合の耐力計算値は実験結果を平均で約19%低く評価している。一方、梁の軸圧縮力は水平耐力実験値の約半分に相当する200kNを取ると仮定すれば、終局耐力の計算値は実験値と良好な対応が見られた。その場合の水平耐力の実験値と計算値の比は平均値が1.06で、標準偏差が0.03となっている。

以上のことから、梁に作用する軸圧縮力の大きさを適切に考慮すれば、柱や梁部材における横拘束材の詳細を

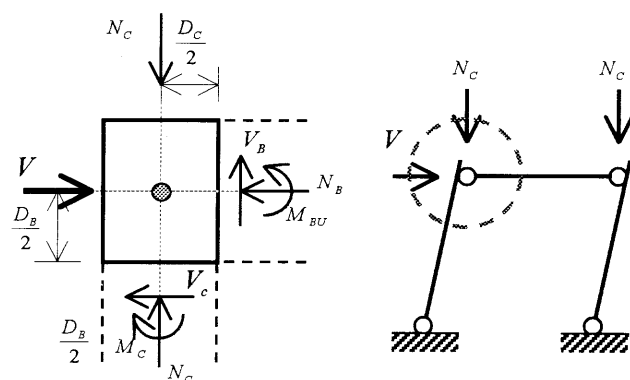


図8 終局時における骨組みの応力状況

表2 骨組みの終局耐力一覧 (kN)

Name	FT23N33	FT45N33	FT45N50	FT60N50
V_{c0}	309.5	321.8	347.5	359.9
V_{c1}	328.2	340.5	366.2	380.7
V_{c2}	348.5	361.1	386.7	401.0
V_{exp}	377.0	377.5	421.5	411.0

V_{c0} : 梁軸力 0N 時の終局耐力算定値

V_{c1} : 梁軸力 100N 時の終局耐力算定値

V_{c2} : 梁軸力 200N 時の終局耐力算定値

V_{EXP} : 骨組みの終局耐力の実験値

考慮にいたれた、高強度コンクリート骨組みの終局耐力を高い精度で予測するが可能であることが分かる。

5 結論

鋼管横拘束高強度コンクリート柱を用いた骨組み構造の耐震性能を調べるために、全体崩壊型破壊性状を示

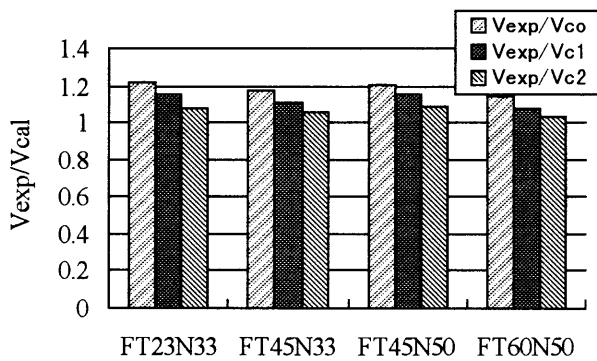


図9 骨組み終局耐力の比較

すような骨組み試験体を設計・製作し、一定軸力下における繰り返し曲げせん断実験を行った。その結果、以下のことが明らかになった。

- 1) 骨組みの柱を適切な板厚を有する角形鋼管で拘束すれば、80MPa級の高強度コンクリートを用いた骨組みに安定した履歴性状と十分な変形能力をもたらすことが可能である。
- 2) 軸力比が0.33の軸力を受ける高強度骨組みに安定した履歴性状を期待するためには、幅厚比84程度で端部に内スチフナーで補強された薄肉角形鋼管を用いれば十分である。また、軸力比が0.5とより高い軸力を受ける骨組みの場合は、幅厚比46前後の角形鋼管を用いればよい。
- 3) 高強度コンクリート骨組みの履歴性状は層間変位角が0.01radとなるまで強い弾性的な性質を示し、

骨組みの等価粘性減衰係数は層間変位角が0.01radまでほぼ一定値であった。

- 4) 文献2で示されている計算モデルと方法を用いれば、拘束高強度鉄筋コンクリート骨組みの破壊形式は設計段階での予測が可能である。また、本論で提示した式(1)と組み合わせれば、骨組みの終局耐力を精度よく推定できる。

謝辞

本実験の実施にあたっては、九州大学技官川口晃氏、松岡直人比、有働文久氏のほか、津賀山健次氏、久島昭久氏、藤原文夫氏および大学院生松尾英典氏と田中信吾氏から多大な協力を得た。また、本実験は科学研究補助金基盤研究C(課題番号14550572)の援助を受けた。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 富田知己, 他: 汐留H街区超高層棟建設工事, コンクリート工学, Vol. 41, No.1, pp.99-103, 2003年1月
- 2) Sun, Y. and Sakino K., "Flexural Behavior of High-Strength RC Columns Confined by Rectilinear Reinforcement," Journal of Struct. Constr. Eng. AIJ, No. 486, Aug. 1996, pp.95-106.
- 3) 日本建築学会構造委員会: 鉄筋コンクリート構造の性能設計と各種限界状態, 日本建築学会年次大会パネルディスカッション資料(RC構造部門), 1999年9月
(受理:平成15年6月12日)