

論文 鋼管拘束柱を有する高強度RC骨組みの耐震挙動に関する実験的研究

福原 武史^{*1}・孫 玉平^{*2}・前田 潤滋^{*3}・崎野 健治^{*4}

要旨：4体の1層1スパン高強度鉄筋コンクリート造骨組みについて、一定軸力下における繰り返し曲げせん断実験を行い、骨組みの柱の拘束材としての鋼管の肉厚、軸力の大きさ等が、高強度RC骨組みの繰り返し履歴性状に及ぼす影響について調べた。また、鋼管横拘束RC柱を用いた骨組みの終局耐力を予測する為の手法を提案し、実験結果との比較でその妥当性を検証した。

キーワード：高強度コンクリート、骨組み、鋼管横拘束、耐震性能

1. はじめに

帯筋や鋼管などのような横拘束材を用いる拘束方法はコンクリートの変形性能の改善に有効であることが良く知られている。帯筋拘束法と比較して鋼管横拘束法は、1)大量の拘束材を無理なく配置できる、2)部材の全断面を拘束することにより、かぶりコンクリートの剥離に起因する耐力低下や主筋座屈等を防ぐことができる等の利点を有することから、特に高強度コンクリート部材に適している拘束法といえる。

著者らは、これまでに鋼管横拘束材を用いた高性能RC骨組み構造の合理的な耐震設計法の確立を目指して、鋼管横拘束RC柱の曲げ圧縮性状、鋼管横拘束RC柱の繰り返し曲げせん断性能について実験的研究を行ってきた^{1),2)}。これらの既往の研究から、鋼管横拘束法は、高強度RC柱の繰り返し性状を向上させるのに非常に有効であること、鋼管の板厚は鋼管横拘束高強度RC柱の繰り返し性状に及ぼす影響が作用する軸力のレベルに従い顕著となることなどを明らかにしてきた。

本論は、これまでの部材に関する研究成果を踏まえて、鋼管拘束RC柱を用いた高強度RC骨組みの履歴性状に関する実験データを取得する

ことを目的として、鋼管の肉厚、軸力の大きさ及び鋼管内部の補強スチフナの有無が、骨組みの繰り返し挙動に及ぼす影響を調べたものである。また、骨組みの柱に用いる鋼管による拘束効果を考慮に入れた高強度RC骨組みの、終局耐力予測法の提案をした。

2. 実験概要及び実験方法

2.1 実験概要

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の角形鋼管により拘束されたRC柱と帯筋により補強されたRC梁で構成された、「全体崩壊型」性状を有する1層1スパンの骨組みである。

柱の主筋の降伏点応力($f_{ys}=347\text{MPa}$)は一定とし、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%となっている。また、梁の引張鉄筋にSD345のD13異形鉄筋5本を用い、引張鉄筋比は1.31%である。梁のあばら筋は、SD295のD6異形鉄筋を50mmの間隔で配置しており、せん断補強筋比は0.69%となっている。柱の内りり高さは950mmで、アスペクト比が約4.75である。また、梁のせん断スパン比は2.41である。柱、梁ともに曲げ降伏先行するように

*1 九州大学大学院人間環境学学府修士課程 (正会員)

*2 九州大学大学院人間環境学研究院助教授 工博 (正会員)

*3 九州大学大学院人間環境学研究院教授 工博

*4 九州大学大学院人間環境学研究院教授 工博 (正会員)

設計した。実験変数は、軸力比、柱に用いる拘束鋼管の幅厚比 (B/t)、および内スチフナの有無の三つを取った。試験体詳細は図-1に示す。

コンクリートの設計圧縮強度は 80MPa、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 の砕石を用いた。鋼管の幅厚比は 89 (板厚 2.3mm)、46 (板厚 4.5mm) と 35 (板厚 6.0mm) の 3 種類で、軸力比で表した軸力の大きさは 0.33 と 0.5 である。試験体のうち 3 体に用いた鋼管内部には、柱の材端から 1.25D (D は柱の断面せい) の範囲に渡って十字型の内スチフナを取り付けており、残りの 1 体の試験体 (FT60N50NS) の鋼管には内スチフナを取り付けなかった。鋼管は実験室で製作したもので、その製作過程は次の通りである。まず目標板厚を有する平板から鉄板を切り出して、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。なお、内スチフナ用板には角形鋼管の周辺板と同じ材料を用いた。引張試験によって得られた平板と鉄筋のヤング係数、降伏点応力、伸び率等を表-1に示す。

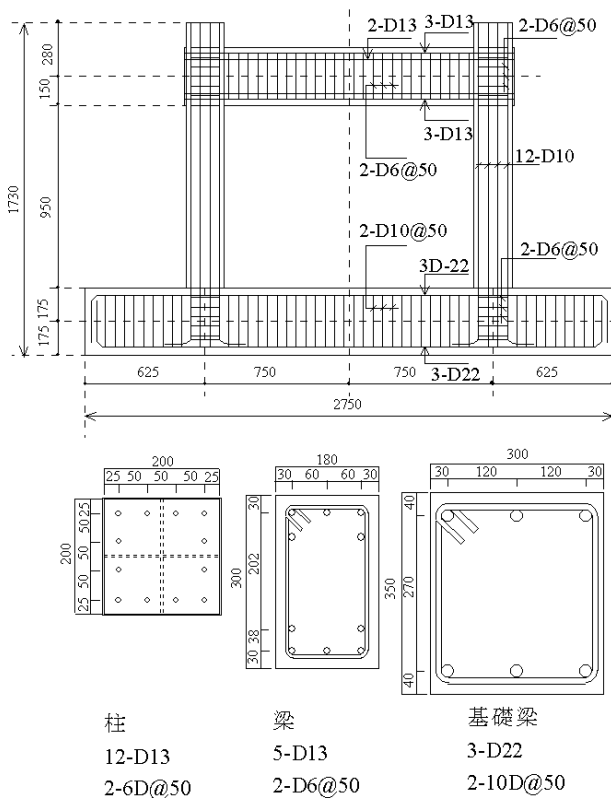


図-1 試験体詳細

2.2 実験方法

一定軸力下における繰り返し曲げせん断実験は、図-2に示す装置を用いて骨組みの層間変位角 R により制御した。加力実験はまず、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 1MN 油圧ジャッキを押しきることによって繰り返し曲げせん断力を載荷した。予定した載荷プログラムは次の通りである。まず、 $R=0.0025\text{rad}$ のレベルで正負交番 1 サイクルを載荷する。次に、 $R=0.005\text{rad}$ と 0.0075rad のレベルでは 2 回ずつ繰り返し載荷し、 $R=0.01\text{rad}$, 0.015rad と 0.02rad のレベルではそれぞれ 3 回ずつの繰り返し載荷を行う。その後、層間変位角が 0.025rad , 0.03rad , 0.035rad と 0.04rad の各レベルでは 2 回ずつ繰り返し載荷を行う。

骨組みの層間変位角 R は、左右の柱の両側に設置した変位計により計測される左右柱の水平変位の平均で求めた。また、左右柱の水平変位の絶対値の差は梁の平均的軸変形を表す。鋼管

表-1 鋼材の力学的性質

Notation	t (mm)	Es (MPa)	fsy (MPa)	ϕ (%)
D6	-	168000	307	-
D10	-	187000	347	19.8
D13	-	190000	395	17.4
PL23	2.3	202000	279	41
PL45	4.5	214000	286	39.2
PL60	6	205000	263	41.5

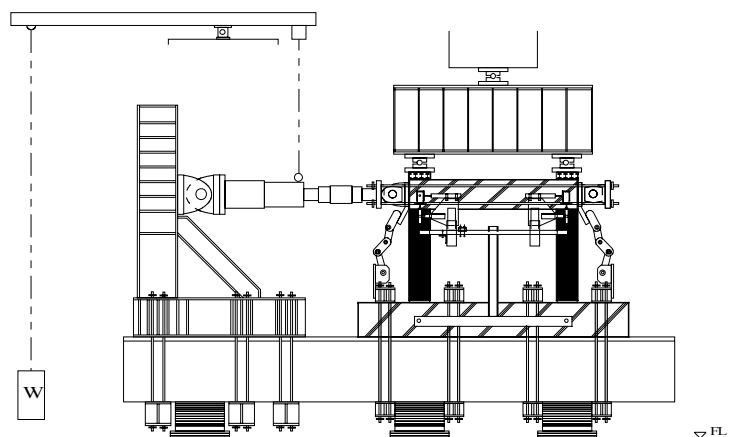


図-2 加力装置

表面のひずみ，柱と梁主筋のひずみは計 82 箇所
にひずみゲージを貼付して計測した。

3. 破壊状況

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」性状
を示した。写真-1には，骨組みの最終破壊状
況例を示す。写真-1に例示されているように，
骨組みは 4 体ともに梁端部の曲げ破壊が観察さ
れた。また，層間変位角 R が 0.005rad レベルで
の荷重段階から，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た。層間変位角の増大
とともに，ひび割れが徐々に進展し，層間変位
角が 0.02rad 前後の時点から，梁の圧縮側コンク
リートの剥離が始まり，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



写真-1 試験体の破壊状況

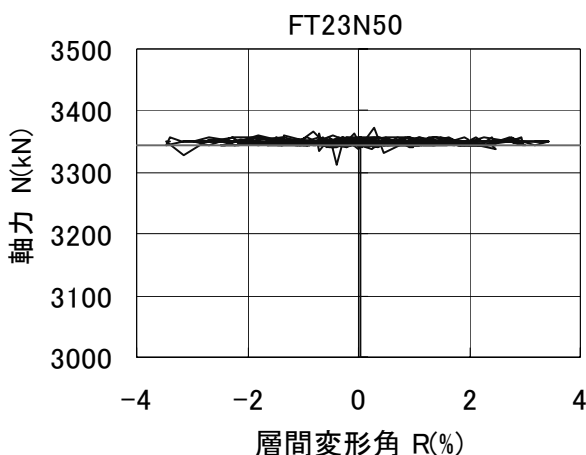


図-3 軸力の変動状況例

位角 0.03rad 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
の膨らみが生じたものの，柱頭には鋼管の膨ら
みが生じなかった。

また試験体 FT23N50 では，層間変形 0.035rad
のサイクルにおいて荷重側の鋼管柱脚側面の溶
接箇所の破断が観察されたので，荷重はこの時
点で終了した。しかしながら，図-3および図
-7より分かるように，試験体は水平抵抗力が
最大値の約半分程度に低下していたにも関わら
ず軸支持能力を失わず，軸縮みも 2mm (層間では
 0.18%) 程度と非常に小さく安定していた。

4. 実験結果と考察

4.1 履歴性状

図-4には4体の試験体の水平力-変位角関係
を示す。図中の破線と実線で示す直線はそれぞ
れの梁の軸力を 0 kN と実験耐力の半分と仮定
して得られた骨組みのメカニズムラインである。

軸力比 0.33 の試験体 FT23N33 では，層間変形
角が 0.035rad まで耐力低下は $P-\Delta$ 効果分しか生
じておらず，安定した履歴性状が見られた。

軸力比 0.5 の軸力下において，スチフナで補強
した鋼管を用いた試験体では，最大耐力は幅厚
比が 44 の試験体が幅厚比 87 の試験体を 1 割程
度上回った。また，変形能力に関しては幅厚比
が 44 の試験体では $R=0.03\text{rad}$ における耐力低下
は $P-\Delta$ 効果分しか見られず， $R=0.02\text{rad}$ での耐力
低下は最大耐力の 6% 程度と安定した履歴性状
を示した。これに対して，幅厚比 87 の試験体は
 $R=0.02\text{rad}$ から耐力低下が $P-\Delta$ 効果以上となり
そのときの耐力低下は 15% であり，変形能力に
及ぼす鋼管の厚さの影響が顕著に現れた。また
内スチフナを有しない試験体は，有する試験体
と比べ最大耐力では約 10% 下回り，耐力低下は
 $R=0.02\text{rad}$ では 14% と， $P-\Delta$ 効果によるもの以上
となった。しかしながら，いずれの試験体も荷
重終了まで軸支持能力を保持した。

4.2 鋼管の歪み状況

図-5に鋼管の初期圧縮フランジ表面のひず

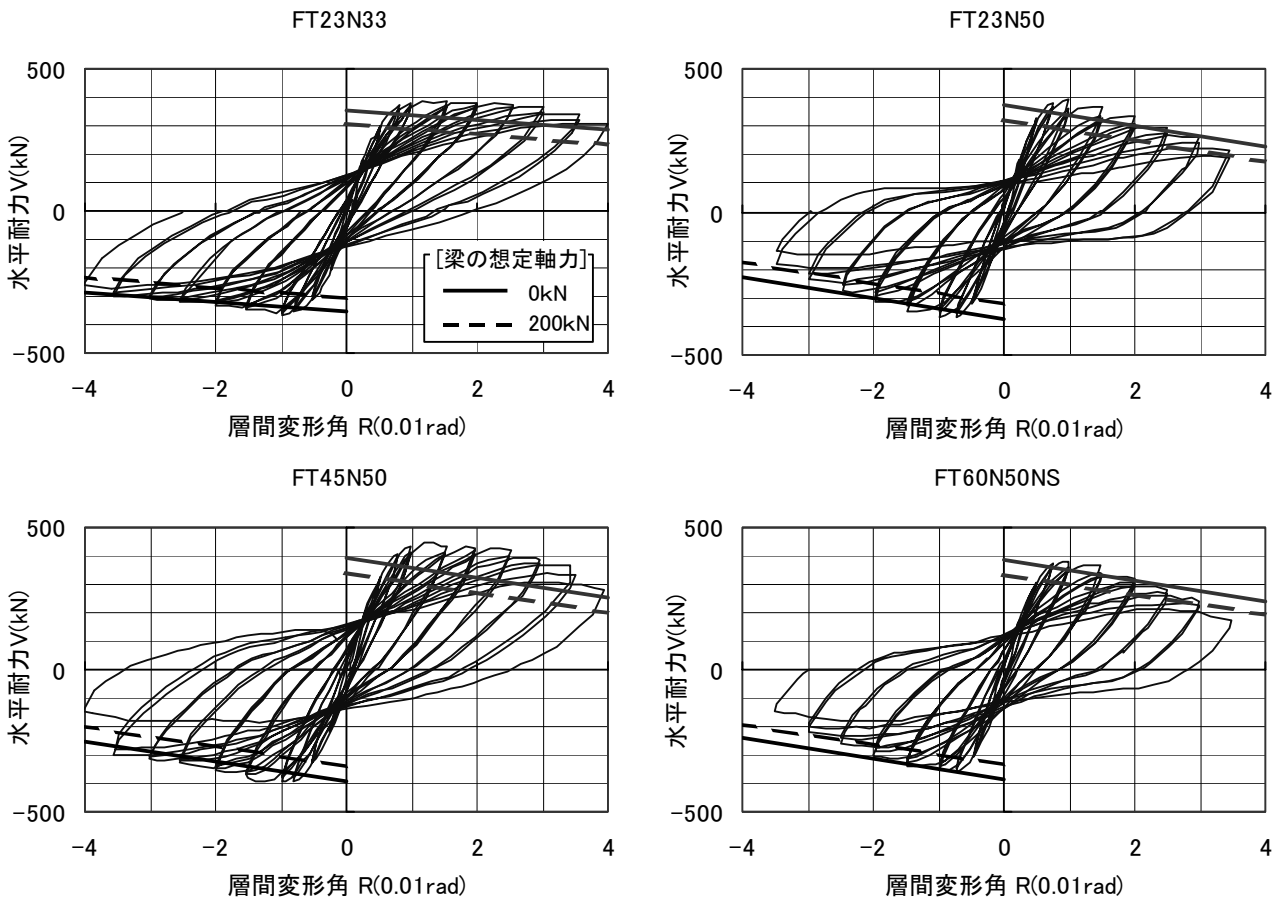


図-4 水平力-層間変形角関係

み状況例を示す。図中の・で示す点は、正負最大耐力に達した時点を表す。内スチフナを有する試験体の鋼管柱脚部分のひずみ状況に着目すると、いずれも内スチフナとの接合部である中

央部分のフープ方向ひずみは圧縮ひずみとなっていることが分かる。これに対して内スチフナのない場合は、鋼管柱脚フランジ側中央でのフープ方向ひずみは引張ひずみとなっている。このことは内スチフナが期待通り鋼管の変形モードを変えるように働いたことが分かる。

骨組みの終局耐力の算定は鋼管が最大耐力時には降伏するという仮定に基づき行われたが、図-5より分かるように、内スチフナのない鋼管で拘束した試験体 FT60N50NS では、試験体が最大耐力に達したとき (R=0.01rad 前後) に、柱脚鋼管圧縮フランジ中央のフープ方向ひずみは、鋼材の降伏ひずみ (約 0.13%) を下回った。このひずみの実測値と仮定の違いは、次章において試験体の実験耐力が計算値を約 4% 下回った主因と考えられる。その他の試験体では耐力時には鋼管が降伏域に入っていた。

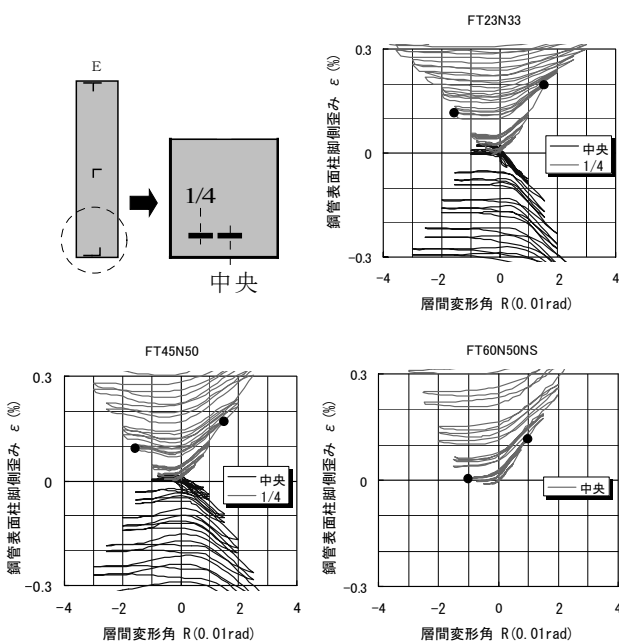
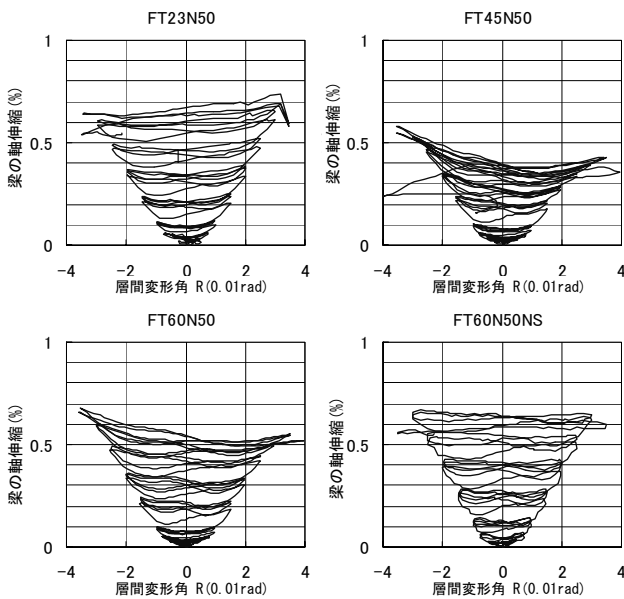


図-5 鋼管ひずみ状況例 (初期圧縮側)

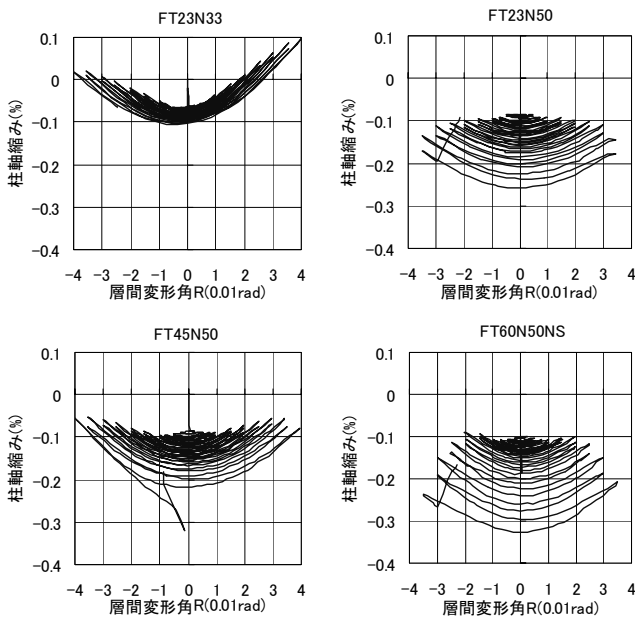
4.3 梁の軸方向伸縮

図-6には梁の軸方向変形を示す。なお図中

の軸方向変形は 1500mm で除して % で示した。梁の軸方向変形は常に伸びる方向（正側）へと進行し、伸びの最大値は 0.5～0.7%（7.5～10.5mm）程度であった。このことは、鉄筋コンクリート骨組み構造の非線形 Push-over 解析を行うにあたっては、床スラブの拘束のために梁がほぼ軸方向に変形しないことから適用される剛床仮定を用いる場合に、この床スラブが梁の伸びを拘束する時に発生する軸圧縮力の影響も梁断面性状（特に終局曲げ耐力）のモデル化に際して考慮する必要があることを示唆している。



図－6 梁の軸方向伸縮



図－7 柱の軸方向変形

4.4 骨組みの柱の軸方向変形

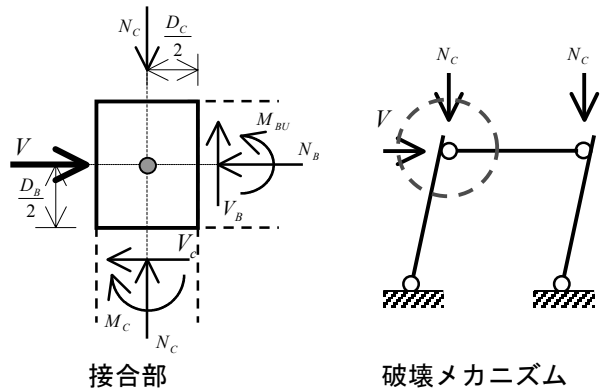
図－7には骨組みの軸方向変形を示す。柱の軸方向変形は伸びを正、縮みを負とし、また 1100mm で除して % で示す。柱の軸縮みは鋼管の拘束度合いが高くなるほど、軸力比が小さくなるほど小さくなる傾向が見られる。また、最大軸縮みはいずれの試験体においても 3.85mm (0.35%)以下と非常に小さく、鋼管拘束は骨組の軸縮みを抑制するのに有効であることが分かる。

5. 骨組みの終局耐力の算定と実験結果との比較

各試験体の終局耐力の算定において、柱と梁の曲げ終局強度は崎野・孫らによって提案された帯筋や鋼管の拘束効果を考慮に入れた算定法³⁾を用いて行った。なお、梁の曲げ終局強度の算定にあたっては、軸力は 0kN および実験水平耐力の半分値 ($V_{EXP}/2$) を用いた。また、参考のため略算式による梁の曲げ耐力に基づく耐力計算も行った。骨組みの終局水平耐力は、全ての試験体が全体崩壊性状を示したことから図－8に示すような概念図に基づき、式（1）により求めた。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、 L_B は梁の内法スパン（1,300mm）、 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。

$$V_{cal} = 2V_c = 2 \cdot \frac{|M_{CU}| + (1 + D_C/L_B)|M_{BU}|}{h + D_B/2} \quad (1)$$

水平耐力の計算値 (V_{cal}) と実験結果 (V_{EXP} : 正負加力側における最大耐力の平均) を表－2に示す。



図－8 終局耐力の算定法モデル

いずれの試験体も破壊性状は全体崩壊型となるように設計されており、これは全ての試験体において梁が柱に先行して曲げ破壊をしたという実験現象と一致していた。

また、水平耐力の計算値と実験値との比較を図-9に示す。図-9から分かるように、梁の軸力を0と仮定した場合、計算結果は実験結果を平均で19%低く評価している。一方、梁に作用する軸力は実験水平耐力の半分をとれば、水平耐力の計算値は実験結果を精度良く評価でき、実験値と計算値の比は平均値が1.035、標準偏差が0.042となっている。また、試験体FT60N50NSにおいては計算耐力が実験耐力を3%程度上回っているが、これは4.2節で述べたように最大耐力時に想定した拘束効果が得られなかったためと考えられる。

以上のことから、梁に作用する軸力の大きさを適切に考慮すれば、崎野・孫が提案した算定式と式(1)を併用することで高強度RC骨組みの水平耐力を精度よく算定できることがいえる。

また、骨組みの終局耐力を算定する際に、梁

表-2 骨組みの終局耐力算定結果

試験体名	FT23N33	FT23N50	FT45N50	FT60N50NS
f_c (MPa)	83.6	83.6	82.1	85.1
M_{BU} (kNm)	0kN	66.4	66.4	66.3
	$V_{EXP}/2$	89.1	89.1	91.6
	略算式	57.5	57.5	57.5
M_{CU} (kNm)	91.5	100.0	112.3	107.1
V_{ca} (kN)	0kN	305.6	321.0	343.3
	$V_{EXP}/2$	353.4	368.8	396.4
	略算式	287.0	302.5	324.9
V_{EXP} (kN)(実験値)	377.0	382.2	421.5	371.5
N_c (kN)(全体)	2207	3343	3312	3403

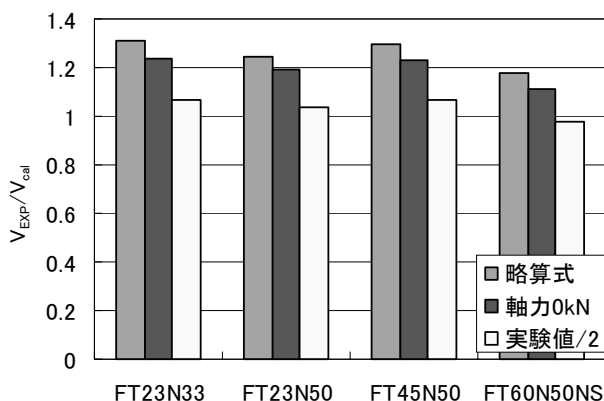


図-9 骨組み耐力の実験値と計算値の比

にはいる軸力の影響を無視すると設計値より過大な耐力となり、想定した崩壊メカニズムが実現できない恐れがあることに注意を要する。

6. 結論

角形鋼管を内スチフナで補強することは骨組みの耐力と変形能力の向上に効果的であると共に、幅厚比を飛躍的に大きくする（つまり鋼管を薄くする）ことができることが分かった。内スチフナで補強された薄肉鋼管を用いた高強度RC骨組みに安定した履歴性状を期待する為には、軸力比0.33の場合では幅厚比87程度の鋼管を用いればよく、軸力比が0.50の場合では幅厚比44程度の鋼管を用いれば十分である。

また80MPa級のコンクリートを用いた場合においても崎野・孫らが提案した等価応力ブロックで柱・梁の耐力を算定すれば、適切な幅厚比を有する鋼管で柱を補強したRC骨組みの終局耐力を比較的簡略かつ良い精度で算定できることが分かった。

「謝辞」

本実験の実施に当たっては、九州大学文部技官川口晃氏、松岡直人氏、有働文久氏、その他、久島昭久氏、藤原文夫氏など多くの方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）により行われた。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 孫 玉平, 崎野 健治: 鋼管横補強鉄筋コンクリート柱の曲げ圧縮破壊性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.393-398, 1995
- 2) Sun, Y. and Sakino, K: Ductile Performance of RC Conlumnns in High-Rise Buildings, IABSE International Conference, Kobe, Japan, pp.801-806, 1998
- 3) 梶原 龍夫, 孫 玉平ほか: 拘束高強度RC柱の繰り返し曲げ性状について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.24, No.2, pp.199-204, 2002