

120N/mm²級高強度コンクリートを用いたRC造短柱の 耐震性能に関する実験的研究

佐々木 仁 高森 直樹
佐藤 幸博^{*1} 寺岡 勝
内田 和弘

概 要

本稿は、地上 60 階程度の超高層RC造住宅開発の一環として、その下層階柱にコンクリート設計基準強度(以下、 F_c) 120N/mm²級の高強度コンクリートを適用することを想定し、 F_c 120N/mm²のコンクリート及び高強度の主筋、横補強筋を用いた短柱の耐震性能を把握することを目的として行った静的加力実験についての報告である。

実験は、シアスパン比、軸力比、主筋量、横補強筋量を変数とした4体の RC 造短柱の中柱及び側柱を対象に、一定軸力または変動軸力・変動シアスパン比を与えつつ、静的な正負の繰り返し曲げせん断加力を行った。

実験結果より、中柱を対象とした試験体では、(1)せん断ひび割れ発生荷重及び最大荷重が共に、負側荷重時では正荷重時の約 70%であったこと、(2)内法高さが同じ場合のせん断性能にシアスパン比(M/QD)の影響が見られなかったこと、の2つの重要な知見が得られた。

Assessment of the Earthquake-Resistant Performance of Short Columns of Reinforced Concrete Using 120N/mm² Class High-Strength Concrete

Abstract

As part of the development of a construction method for super-high-rise condominium buildings (approximately 60 stories), the earthquake resistance of short span column reinforced concrete with 120 N/mm², which is intended for use in the lower stories, was assessed. This report shows the experimental results obtained from static-loading tests for the short columns with main and lateral high-strength reinforced bar.

Tests were performed using four specimens modeling inside and outside columns. The main differences between specimens were the shear span to depth ratio (M/QD) including the fluctuating shear span to depth ratio, the axial force ratio including the constant and the fluctuating axial force, the amount of longitudinal bar, and the amount of horizontal reinforcement. Cyclic flexural and shear loads were applied to all specimens.

From the test results of the specimens modeling inside columns, the following conclusions were obtained;

- (1) Both the shear cracking capacity and the maximum capacity in the negative side loading were about 70% lower than those of capacities in the positive side loading,
- (2) The shear behavior of specimens having same clear span was not influenced by M/QD .

キーワード: 超高層 RC 建物, 高強度材料,
短柱, 変動軸力, 静的加力実験

*1 東京支店 建築部

§1. はじめに

近年、都心部での企業保有地の大量放出などにより、超高層住宅を核とする複合用途施設の供給が進められている。一方、需要面では、熟年層は安全性と永年性、若年層は利便性を求め、都心生活への回帰現象が生じており、今後も都心部における超高層住宅の需要は増加するものと考えられる。このような背景のもと、「構造安全性」、「長寿命」、「更新性」に優れ、自由な平面計画に対応した都心型超高層 RC 造住宅(例えば、60 階建て、高さ 200m)を開発することが望まれるようになってきている。

本稿は、地上 60 階程度の超高層 RC 造住宅開発の一環として、その下層階柱にコンクリート設計基準強度(以下、 F_c) 120N/mm²級の高強度コンクリートを適用することを想定し¹⁾、 F_c 120N/mm²のコンクリート及び高強度の主筋、横補強筋を用いた短柱の耐震性能を把握することを目的として行った静的加力実験について報告するものである。

§2 では実験概要を、§3 では実験結果の概要を、§4 では諸耐力についての検討結果を報告する。

§2. 実験概要

2.1 試験体及び使用材料

試験体諸元を表 1 に、試験体断面詳細を図 1 にそれぞれ示す。試験体は、内法高さ $h=700$ mm、断面 $B \times D=300 \times 300$ (mm $\times$ mm)を共通とした 4 体である。

試験体 HNo.12 ~ HNo.14 の 3 体は、中柱を対象とした試験体で、軸力比 $N/(B \cdot D \cdot \sigma_B)$ を 0.3 と一定にした状態で、水平力を正負繰返し漸増载荷した。試験体 HNo.13 は、試験体 HNo.12 に対して、シアスパン比(M/QD)を 30% 大きくした試験体である。AIJ 靱性指針²⁾では内法高さが同じ場合、 M/QD を変化させてもせん断終局耐力は変わらないとしているが、その保証は未だ実験により裏付けされていない。試験体 HNo.12 と試験体 HNo.13 は、この点を比較するために計画した試験体である。また、試験体 HNo.14 は、試験体 HNo.12 に対して、主筋量・同材質及び横補強筋量・同材質を変えた試験体である。

試験体 HNo.15 は、側柱を対象とした試験体で、シアスパン比と軸力を同時に変動させながら、水平力を正負繰返し漸増载荷した。

計画した破壊モードは、試験体 HNo.12 と試験体 HNo.13 がせん断破壊先行型とし、試験体 HNo.14 と試験体 HNo.15 が曲げ破壊先行型とした。

表 2 に使用材料の力学的性質を示す。試験体のコンク

表 1 試験体諸元

試験体名	断面 $B \times D$ (mm)	主筋 (材質)	帯筋 p_w (%) (材質)	軸力比 η	M/QD (反曲点 高さ比)
HNO.12	300 × 300 (内法高さ $h=700$ mm)	4-D16, 12-D19 (USD685)	0.67 ($\square$ D8@100) (USD785)	0.3 (中柱)	1.17 (0.5)
HNO.13					1.50 (0.64)
HNO.14		12-D13 (SD490)	0.89 ($\square$ U7.1@60) (SBPD1275/1420)		1.17 (0.5)
HNO.15		12-D16 +4-D16 (USD685)	1.03 ($\square$ -D8@65) (USD785)	0.2 ± 0.35 (側柱)	1.17 ~ 3.2 (0.5 ~ 1.37)

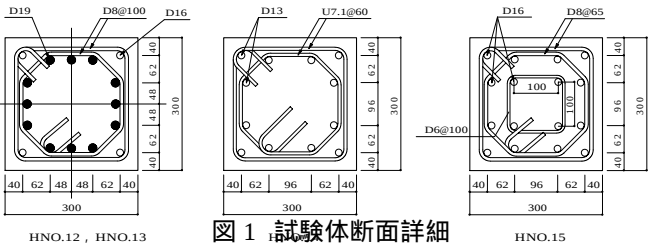


図 1 試験体断面詳細

表 2 使用材料の力学的性質

鉄筋	降伏点 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	適用部位
D6	309	155.5	492	22.0	HNO.15 鉄筋の帯筋
U7.1	1288 ^{*1}	182.8	1352	6.2	HNO.14 帯筋
D8	809 ^{*1}	197.2	979	10.2	HNO.12, 13, 15 帯筋
D13	481	201.8	671	17.4	HNO.14 主筋
D16	762 ^{*1}	192.4	1005	10.8	HNO.12, 13, 15 主筋
D19	805	196.4	925	8.3	HNO.12, 13 主筋
コンクリート (適用試験体)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ^{*2} (kN/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ度 (%)	割裂強度 (N/mm ²)	ポアソン比 ^{*2}
HNO.12	136.1	39.8	0.39	6.45	0.208
HNO.13, 15	140.1	41.4	0.39	6.34	0.224
HNO.14	141.5	41.1	0.41	6.83	-

注) 試験方法: 鉄筋 JIS Z2241 2号試験片、コンクリート JIS A 1108 $\phi 100 \times 200$
*1: 0.2% オフセット法による。 *2: (圧縮強度)/3 時

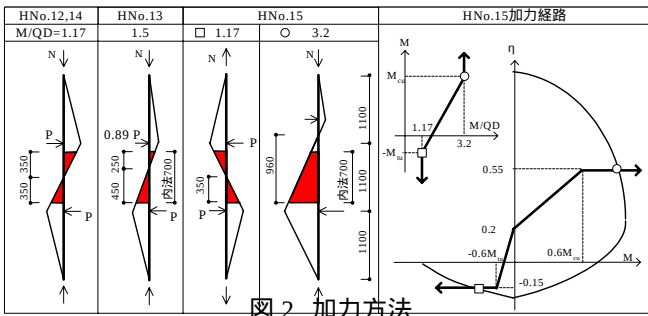


図 2 加力方法

リートは、試験体部と加力スタブ部分とを一体で同時に全て平打ちとし、養生はブルーシートで覆い室内放置した。なお、表 2 に示したコンクリートの力学的性質は、現場封緘養生により得られた試験結果である。また、鉄筋に関し、主筋には USD685, SD490, 横補強筋には USD785, SBPD1275/1420 の高強度鉄筋を用いた。

2.2 加力及び測定方法

図 2 に加力方法を示す。同図中には、側柱を想定した試験体 HNo.15 の軸力及びシアスパン比の変動方法も併せて示した。加力は、所定の軸力を载荷しつつ、大野式加力法により所定の反曲点高さを保持するよう、柱頭及び柱脚のジャッキを制御し静的な曲げせん断加力を行った。各加力点及び支持点では、試験体と鋼製プレートとの間に、グリースを塗布した 2 枚のテフロンシートを介し、摩擦力の除去に配慮した。

測定は、加力点でのジャッキ荷重の他に、水平変位、軸伸縮変位、部材端回転変位、曲げ及びせん断の各ひび割れ幅、主筋及び横補強筋の各ひずみ度について行った。

§3. 実験結果の概要

3.1 実験結果

表 3 に主要な実験結果を一覧にして示す。図 3 にせん断力(Qc) - 水平変位部材角(R)関係履歴曲線を、写真 1 に試験体 HNo.12 の損傷進展状況及び試験体 HNo.15 の R=1/100rad.での損傷状況をそれぞれ示す。図 4 に軸伸縮変位(δv) - 水平変位部材角(R)関係履歴曲線を示す。

3.2 破壊過程及び Qc-R 関係履歴曲線

表 3 に示すように、中柱を対象とした試験体 HNo.12 ~ HNo.14 では、せん断ひび割れ発生荷重及び最大荷重が共に、負側荷重時では正側荷重時の約 70%であること、せん断性能にシアスパン比(M/QD)の影響が見られなかったことの 2 つの重要な結果が得られた。

中柱を対象にした 3 体の試験体は共に、R=5/1000rad.での繰返し載荷で、曲げひび割れ、せん断ひび割れが発生し、R=1/100rad.に向う載荷で最大荷重を示した。

試験体 HNo.12 と試験体 HNo.13 の Qc - R 関係履歴曲線は、ほぼ同様の形状を示し、かつ M/QD の違いによる差は殆ど見られず、破壊モードも同じせん断圧縮破壊であった。また、両試験体は、共に最大荷重時において横補強筋の一部が降伏するに止まった。最大荷重以降の載荷においては、端部から 10cm 付近のコンクリートの圧壊及び主筋の座屈が進み、部材角が 4/100rad.を越えた時点で軸力保持が不能となった。

試験体 HNo.14 は、R=1/100rad.の繰返しでコンクリートの曲げ圧壊が進み、主筋もクリアスパン中央部を除いた全領域で座屈を生じ、軸縮みが急速に進んだ。R=2/100rad.に向う載荷途中の 1.16/100rad.で所定の軸力が保持できなくなった。なお、最大荷重時において

表 3 実験結果概要

試験体	加力方向	曲げひび割れ荷重		せん断ひび割れ荷重		最大荷重		破壊モード
		実験値 Q _{gc} (kN)	実/計 Q _{gc} / Q _{gc}	実験値 Q _{sc} (kN)	実/計 Q _{sc} / Q _{sc}	実験値 Q _{max} (kN)	実/計 Q _{max} / Q _{max}	
HNo.12	正負	819.0 -617.4	1.11 0.83	819.0 -617.4	0.85 0.64	1027.9 -737.8	0.70 0.50	SC
HNo.13	正負	684.6 -635.0	1.20 1.11	785.7 -602.7	0.82 0.63	1044.2 -700.6	0.91 0.61	SC
HNo.14	正負	879.6 -841.3	1.27 1.22	957.1 -649.1	0.90 0.61	1134.4 -854.5	0.90 0.68	FC,NC
HNo.15	正負	-69.0	-	-76.4	-	639.7 -268.2	1.10 1.29	FC

計算式) 曲げひび割れ耐力: $cM_{gc} = f_t \cdot Z_g + N \cdot Z_g / A_{c0}$, $cQ_{gc} = cM_{gc} / \{(M/QD) \cdot D\}$ } f_t : シリンダーによる
せん断ひび割れ耐力: $cQ_{sc} = B \cdot D / k \cdot \sqrt{(f_t^2 + \sigma_0 \cdot f_t)}$ } 割裂強度
曲げ終局耐力: $cM_{mu} = ACI$ ストレスブロック法, $cQ_{mu} = cM_{mu} / \{(M/QD) \cdot D\}$
(圧縮縁ひずみ度はシリンダーによる圧縮強度時ひずみ度を用いた)
せん断終局耐力: $cQ_{us} = AIJ$ 靱性指数式($R_p=0$, $v_0=3.68 \sigma_0^{-1/3}$ [CEB式])
破壊モード記号 SC: せん断圧縮破壊, FC: 曲げ圧縮破壊, NC: 軸圧縮破壊

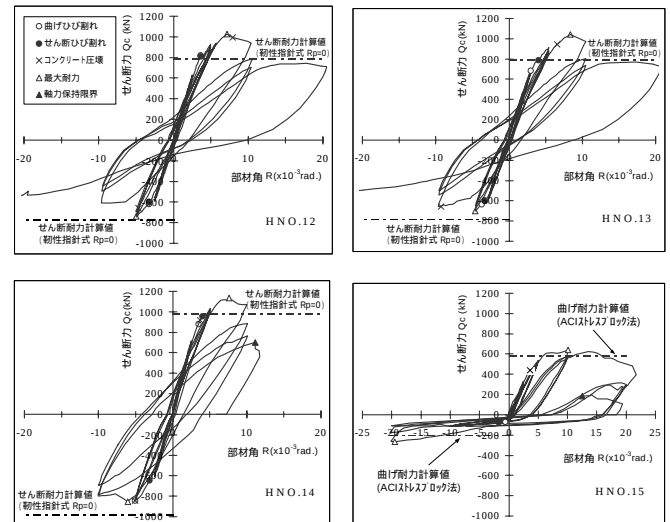
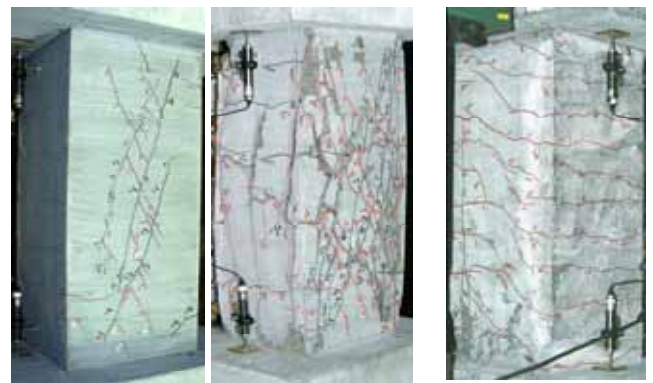


図 3 せん断力(Qc) - 水平変位部材角(R)関係



(1) R=5/1000rad.(1 回目) (2)実験終了時 R=1/100rad.(3 回目)
(a) HNo.12 (b) HNo.15

横補強筋の降伏は見られなかった。最終的な破壊モードは、曲げ圧縮破壊と軸圧縮破壊との混合破壊であった。

側柱を対象にした試験体 HNo.15 は、R=2.5/1000rad.の繰返しで正加力時には全くひび割れを生じなかったのに対し、負荷重時には多数の引張りひび割れが生じた。正荷重時には R=1/100rad.の繰返しで柱脚に曲げ圧壊及び降伏を生じ耐力が最大となり、R=2/100rad.の

繰返しで耐力低下を生じ、軸縮みが進んで軸力の保持が不能となった。一方、負荷重時では $R = -2/100 \text{ rad}$ の繰返し載荷で耐力低下が顕著になった。破壊モードは、曲げ圧縮破壊であった。

§4. 諸耐力の検討

4.1 諸耐力の評価

曲げひび割れ耐力は、菅野式に準じて、コンクリートの引張強度(f_t)にテストシリンダーの割裂強度を用いた算定値で、概ね良好な予測が可能である。

せん断ひび割れ耐力に関し、中柱を対象とした試験体 HNo.12 ~ HNo.14 では、 f_t にテストシリンダーの割裂強度を用いた主応力度式による予測値に対して、正荷重時で 0.82 ~ 0.90 (平均値 0.86)、負荷重時で 0.61 ~ 0.64 (平均値 0.63) となり、予測値は実験値を過大評価している。また、正・負両荷重時の実験値に大きな強度差が見られ、負荷重の実験値は、正荷重時の約 73% と低い。

せん断終局耐力については、せん断圧縮破壊した試験体 HNo.12 及び試験体 HNo.13 で検討する。それら試験体の最大耐力 (Q_{max}) は、コンクリートの有効圧縮強度に CEB 式の $\nu_0 = 3.68 \sigma_B^{-0.333}$ を用い、 $R_p = 0$ とした AIJ 靱性指針式²⁾による予測値 ($c_1 Q_{su}$) に対して、正荷重時では 1.32 倍、負荷重時では 0.95 倍 (HNo.12)、0.89 倍 (HNo.13) となっている。AIJ 靱性指針式による予測値は、正荷重時では従来の研究と同じく安全側⁵⁾の評価を与えているが負荷重時では危険側の評価となっている。

曲げ終局耐力については、曲げ圧縮破壊した試験体 HNo.14 と試験体 HNo.15 で検討する。試験体 HNo.14 の最大耐力は、コンクリートの圧縮縁の終局ひずみ度に材料試験結果を用いた ACI ストレスブロック法による予測値 ($c_2 Q_{mu}$) に対して、正・負両荷重時で危険側の評価を与えている。一方、側柱を対象とした試験体 HNo.15 の最大耐力は、せん断応力の影響が小さいために ACI ストレスブロック法によりほぼ良好に予測できている。

以上に示すように、せん断応力の影響の大きい中柱のせん断ひび割れ耐力及び最大耐力の評価については、今後更に検討していく必要がある。

4.2 M/QD のせん断性能への影響

中柱を対象とした試験体 HNo.12 と試験体 HNo.13 の比較で、AIJ 靱性指針²⁾に示されるごとく、M/QD のせん断終局耐力への影響はみられなかった。これは、せん断終局耐力がせん断圧縮破壊で決まったこと、図 4 に示したように主筋が軸伸びを生じなかったために、主筋の引

図 4 軸伸縮変位(δv) - 水平変位部材角(R)関係

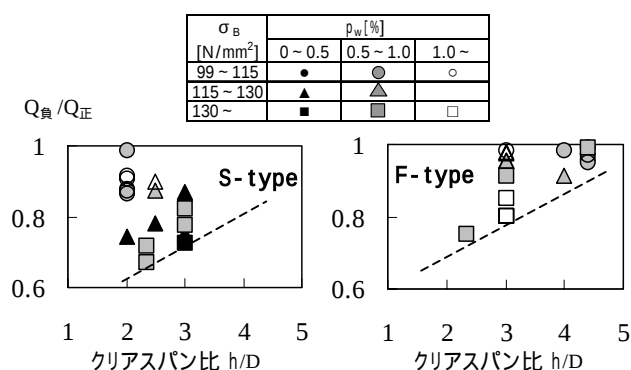


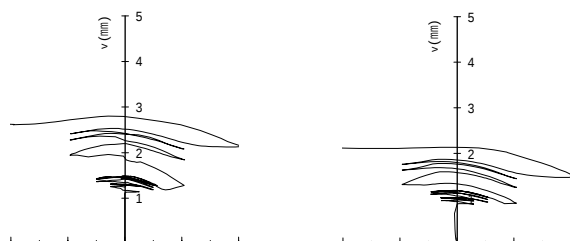
図 5 正負両荷重時の耐力比($Q_{負}/Q_{正}$) - クリアスパン比 (h/D)関係

張ひずみがせん断ひび割れ幅の増大を促さなかったことが主な原因と考えられる。

梁部材においては、 M/QD がせん断終局耐力に影響を与えることが報告されている³⁾。この点を踏まえると、今後、クリアスパン長を一定にし、 M/QD 、軸力、補強筋状況などの種々の条件を変えた柱を対象に、せん断性状及びせん断余裕度の靱性能への影響に関する実験データの蓄積が必要であると考ええる。

4.3 中柱の正負両荷重時の耐力差について

本実験の中柱では、せん断ひび割れ耐力及び最大耐力は、負荷重時が正荷重時の約 70% 程度になった。最大耐力について、このことが一般的な傾向なのかどうかを調べるために、圧縮強度が 99 N/mm² 以上のコンクリートと高強度の主筋・横補強筋を用いた RC 造短柱について



の既往の実験データ^{4)~9)}を収集し、それを用いて負荷重時の最大耐力($Q_{負}$) / 正荷重時の最大耐力($Q_{正}$)とクリアスパン比(h/D)との関係について求めた結果を図 5 に示す。 $Q_{負} / Q_{正}$ は、 h/D 、 p_w が小さくなるほど、また σ_B 、軸力比が大きくなるほど小さくなる傾向にある。この傾向は、曲げ破壊型(F型)の試験体に比べ、せん断破壊型(S型)の試験体でより顕著となっている。特に、 $Q_{負} / Q_{正}$ が、 h/D に大きく依存することは、RC造短柱の耐震性能実験において、 h/D を実状に合せ、 M/QD の影響を反曲点高さ比で考慮した実験を行う必要があると言えよう。なお、高見らは、横補強筋強度($p_w \cdot \sigma_y$)が 7.7N/mm²と高配筋の場合でも、 $h/D=2.0$ かつ低軸力比($\eta=0.13$)であるにも係わらず、せん断破壊後の軸力保持が不能であったことを報告している⁶⁾。

もう少し正・負両荷重時で耐力差の生じることについて検討してみる。写真 1 の(a)に示すようにせん断ひび割れの材軸方向との発角度は、最初(正荷重時)のせん断ひび割れ発生角度に比べて、負荷重時のひび割れ発生角度は小さくなっている。すなわち、負荷重時には、初期の正荷重時のひび割れの影響を受けているものと考えられる。

次に、せん断ひび割れの挙動を調べたデータを図 6 に、テストシリンダー割裂面の接触面角度の確率密度分布を図 7 にそれぞれ示す。せん断ひび割れ幅は、初期にはひび割れ面と直交して開き、除荷時には 0.05mm 程度まで閉じ、負荷重時に材軸方向にずれる(軸縮みを生じる)傾向にある。しかし、荷重を繰返すことで正荷重時のひび割れは、ひび割れ面の直交方向から材軸方向にずれる方向に開き、除荷時には初期の場合と同じく 0.05mm 程度まで閉じるものの、負荷重時には、材軸方向にずれると共に、ひび割れ面の直交方向に開く傾向を示している。上記のことは、正負の荷重を繰返すことにより、せん断ひび割れの挙動が次第に部材の一体性を損なっていくことを意味している。このことが、上記の正・負両荷重時でのせん断ひび割れの角度、せん断ひび割れ耐力、及び最大耐力に差異が生じたものと考えられる。更に、本実験で使用了コンクリートのひび割れ面形状は、図 7 に示すように極めて平滑でモルタルの割裂面とほぼ同じ平滑度であった^{10)・11)}。すなわち、せん断ひび割れ面での骨材の噛み合い作用は、普通強度のコンクリートに比べて、数分の一程度^{12)・13)}であったことが予想される。

以上の考察より、Fc120N/mm²級の高強度コンクリートを用いた短柱については、せん断ひび割れ発生後のコンクリートの一体性確保及び軸力保持能力確保のための最小補強筋量について、今後更に検討が必要と思われる。

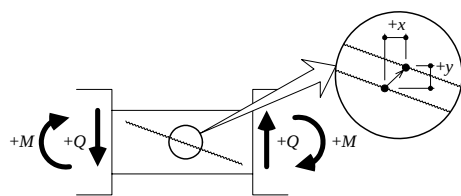
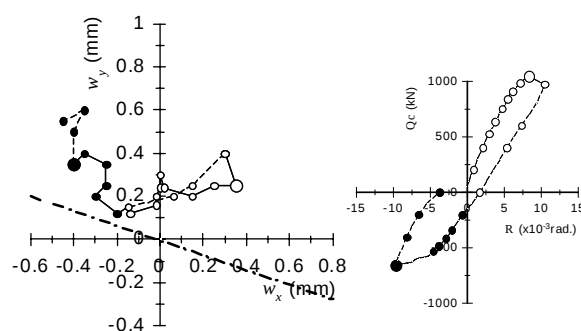
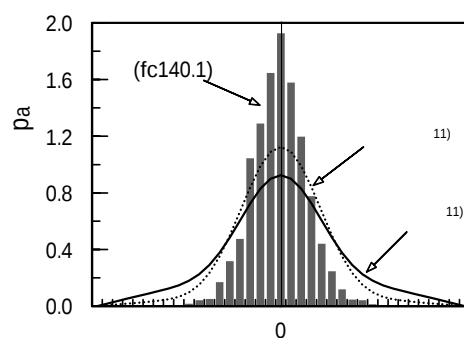
(a) $R = \pm 5/1000\text{rad.}$ 時 (1 回目)(b) $R = \pm 10/1000\text{rad.}$ 時 (1 回目)

図 6 セン断ひび割れの挙動(試験体 HNo.13)

図 7 ひび割れ表面の接触面角度の確率密度分布
(本実験データはテストシリンダーの割裂面)

§5. まとめ

地上 60 階程度の超高層 RC 造住宅の下層階に Fc120N/mm²級の高強度コンクリートを適用することを想定し、その下層階の中柱及び側柱を対象とした RC 造短柱について、耐震性能を把握することを目的に静的な曲

げせん断加力実験を行った。その実験結果から得られた知見と、今後の課題について以下にまとめる。

実験結果及び検討より、

- (1) 曲げひび割れ耐力は、菅野式のコンクリート引張強度にテストシリンダーの割裂強度を用いた予測値と概ね対応した。
- (2) せん断ひび割れ耐力に関し、コンクリートの引張強度にテストシリンダーの割裂強度を用いた主応力度式による予測値は、実験値を過大に評価した。
- (3) せん断終局耐力に関し、 $R_p=0$ とした AIJ 靱性指針式による予測値は、負側荷重時の実験値に対して危険側の評価を与えた。
- (4) 曲げ終局耐力に関し、コンクリートの圧縮縁の終局ひずみ度に材料試験結果を用いた ACI ストレスブロック法による予測値は、側柱に対しては概ね良好に実験値と対応しているものの、中柱に対しては実験値を危険側に評価した。

以上の実験結果及び検討を踏まえ、この種の高強度材料を用いた RC 造短柱の耐震性能についての今後の課題を以下に示す。

- (5) 耐震性能確認実験は、 h/D 及び M/QD を実状に合せて行う必要がある。
- (6) 補強筋量(主筋、横補強筋)は、部材が脆性破壊(軸力破壊、せん断破壊)を生じない量、すなわち最小補強筋量の確認が必要である。
- (7) 耐震設計においては、高強度コンクリートでは寸法効果が普通強度コンクリートに比べてより顕著である¹⁴⁾ことを考慮し、せん断余裕度、軸力保持限界に対する余裕度を十分大きく採るなど、健全な状態を維持できるよう配慮した部材設計を行う必要がある。

参考文献

- 1) 中根宣容, 加藤泰夫, 内田和弘, 他: 60 階 200m 級超高層 RC 造住宅の開発(その 1~その 4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2003.9.
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999 年版.
- 3) 柴田拓二: 鉄筋コンクリート梁の曲げ及び剪断の耐力に関する研究, 北海道大学工学部研究報告, 30 号, pp.51~152, 1962.
- 4) 竹中啓之, 千葉脩, 菊田繁美, 他: 超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験的研究, (その 1)~(その 6), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.171~174, 1996.9, pp.191~194, 2000.9, pp.423~426, 2001.9.
- 5) 柴田正隆, 山下祐司, 桑田裕次, 南宏一, 他: 8000Kg/cm²級の高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート柱のせん断破壊性状に関する実験的研究(その 4),(その 5), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.7~10, 1997.9.
- 6) 高見信嗣, 吉岡研三: 超高強度コンクリートを用いた RC 柱のせん断強度に関する実験研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.25~26, 1997.9.
- 7) 熊谷仁志, 中澤春生, 他: 超高強度鉄筋コンクリート構造($F_c=120\text{N/mm}^2$)の開発, その 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.609~610, 2000.9.
- 8) 小室努, 渡辺英義, 是永健好, 川端一三: 150N/mm²級の超高強度コンクリートを用いた RC 柱の構造性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.409~412, 2002.8.
- 9) 堀伸輔, 岩岡信一, 渡邊朋之, 青田晃治, 他: 超高強度鉄筋コンクリート構造の柱部材実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.415~418, 2002.8.
- 10) B.BUJADHAM, T.MISHIMA and K.MEKAWA: VERIFICATION OF THE UNIVERSAL STRESS TRANSFER MODEL, Proc. of JSCE, No.451/V-17, pp.289~300, 1992.8.
- 11) 佐々木仁, 寺岡勝: 人工軽量骨材コンクリートのひび割れ表面形状に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.541, pp.139~144, 2001.3.
- 12) 佐々木仁, 寺岡勝: 人工軽量骨材コンクリートのひび割れ面における応力伝達構成式, 日本建築学会構造系論文集, No.550, pp.111~118, 2001.12.
- 13) 土屋智史, 三島徹也, 前川宏一: 高強度構成材料を用いた RC 梁部材のせん断破壊と数値性能評価, 土木学会論文集, No.697/V-54, pp.65~84, 2002.3.
- 14) 藤田学, 佐藤良一, 松元香保里, 高木康宏: 高強度コンクリートを用いた PC はりのせん断強度と寸法効果, 土木学会論文集, No.711/V-56, pp.161~172, 2002.8.



佐々木仁

ひとこと

超高層 RC 造住宅の建設には、高強度材料の使用が不可欠です。 $F_c=120\text{N/mm}^2$ の部材設計法を構築し、実用化に向けて努力していきたいとおもいます。