

超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱の構造性能

熊谷 仁志 中澤 春生 塚越 英夫 黒瀬 行信
(技術研究所) (技術研究所) (技術研究所) (設計本部)

Structural Performance of Reinforced Concrete Column with Ultra-high Strength Materials

by Hitoshi Kumagai, Haruo Nakazawa, Hideo Tsukagoshi and Yukinobu Kurose

Abstract

Construction of super high-rise condominium in urban area is very active recently. Ultra-high strength concrete more than 100 N/mm² has been required, as the buildings grow higher. In this paper, the test results on the reinforced concrete column using 120 N/mm² compressive strength concrete and high strength reinforcement has been reported, and its structural performance has been reviewed with the previous test results as well. The current design codes turned out to be applicable to evaluate the ultimate shear and flexural strength of the reinforced concrete column with ultra-high strength materials.

概 要

最近、大都市部における超高層集合住宅の建設が活況を呈している。一般に建物が高くなると、その重量を支えるために柱の軸力が高くなり、より強度の高い材料が必要になる。これまで国内で使用されたコンクリート設計基準強度の最高は 100 N/mm² であり、今後もさらなる高強度化が進んでいくものと考えられる。本報告では超高強度コンクリート（圧縮強度 120 N/mm²）、高強度主筋（降伏強度 約 700 N/mm²）、高強度せん断補強筋（降伏強度 約 1400 N/mm²）を使用した柱の曲げせん断実験を実施し、その構造性能を明らかにしている。さらに既往の実験データを加えて終局耐力設計式の検証を行い、こうした超高強度材料を用いた場合にも適用できることを確認している。

§ 1. はじめに

最近、地価の低下により住宅の大都市回帰が進んでいる。特に都心部の大型再開発において超高層集合住宅の建設が活況を呈しており、50 階を超える高さの鉄筋コンクリート（RC）造超高層集合住宅が建設されている。

一方で、フリープランやスケルトン・インフィル方式に対応するため、柱の間隔を広くすることが求められている。居住性や建設コストの面から超高層集合住宅には RC 造が適しているが、建物が高くなり、柱 1 本あたりが支える面積が大きくなると、柱の軸力が高くなり、より強度の高いコンクリートの使用が必要となる。

図-1 は過去 20 年間に日本建築センター高層建築物構造評定を完了した RC 造集合住宅について、建物の軒高（5 年ごとの最高のもの）と使用されたコンクリートの設計基準強度（ F_c ）の推移を示したものである¹⁾。国内の建物高さはこの 20 年で約 2 倍になり、コ

ンクリート強度も約 3 倍になっていることがわかる。

本報告では、筆者らが行った圧縮強度 120 N/mm² の超高強度コンクリートを用いた RC 柱の曲げせん断実験²⁾の結果を紹介する。また論文等で発表されている高強度コンクリートを用いた実験データを収集し、終局耐力設計式の適用性について検証した結果についても紹介する。

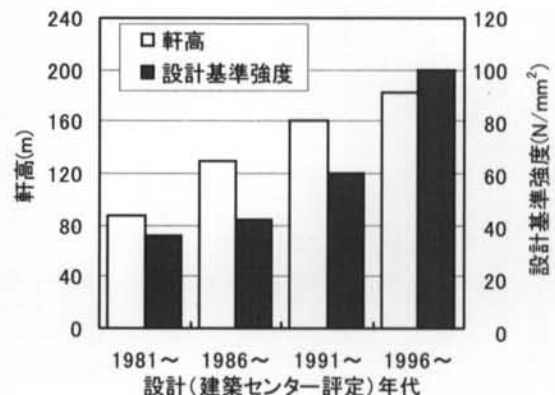


図-1 建物高さ・コンクリート強度の推移

§ 2. 柱の曲げせん断実験

2.1 試験体および使用材料

60階建、高さ200mクラスの超高層集合住宅の低層部を想定し、圧縮強度 120 N/mm^2 の超高強度コンクリート、高強度主筋(USD685)、高強度せん断補強筋(SBPDN1275/1420)を使用したRC柱について実験的検討を行った。実験には図-2のような形状・寸法の5体の試験体を用いた。

試験体C1, C2, C3は約4/10の縮小モデルで、断面は $360\text{ mm} \times 360\text{ mm}$ である。せん断スパン比($h/2D$, h は柱内法高さ)を1.25とし、せん断補強筋比をパラメータ($p_w=1.0, 0.7, 0.4\%$)として柱のせん断耐力について検討するものである。試験体C4, C5は約1/4の縮小モデルで、断面は $250\text{ mm} \times 250\text{ mm}$ である。せん断スパン比を2.0とし、柱の曲げ耐力・変形性能を検討するものである。中柱を想定したC1, C2, C3, C4については $0.3N_{uc}$ の一定軸力を、外柱を想定したC5については圧縮 $0.6N_{uc}$ から引張 $-0.7N_{ut}$ まで変動する軸力を作用させた(N_{uc} は軸圧縮耐力、 N_{ut} は軸引張耐力)。

表-1にコンクリートの力学的性質を、表-2に鉄筋の力学的性質を、図-3にコンクリートの応力度-ひずみ関係を示す。使用したコンクリートは加力実験時のコア供試体の圧縮強度が概ね 120 N/mm^2 になるように調合を計画した。コア供試体は試験体のコンクリート打設時に、断面サイズが柱試験体とほぼ同じの $300\text{ mm} \times 300\text{ mm} \times 1000\text{ mm}$ の無筋コンクリートを打設し、これから採取したものである。使用したセメントは高ビーライト系セメントで、セメント量の10%をシリカフェームに置換している。細骨材には山砂を、粗骨材には硬質砂岩砕石(最大寸法 20 mm)を使用して

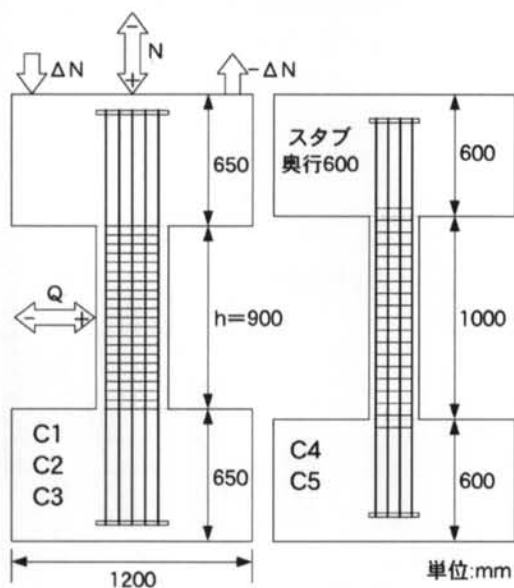


図-2 試験体の形状・寸法

いる。ポリカルボン酸系の高性能AE減水剤を使用し、目標スランプフローを $650\text{ mm} \times 650\text{ mm}$ とした。

軸力用ジャッキの両側のアクチュエータで上下スタブの平行を保持しながら、せん断力 Q を作用させ、図-4のような変形履歴(部材変形角 $R = \delta/h$, δ は上下スタブの相対水平変位)となるように制御した。

養生	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)
標準	124	47300	—
コア	120	42600	4.5

注) 割裂試験は $\phi 150\text{ mm} \times 200\text{ mm}$ 現場封緘養生

表-1 コンクリートの力学的性質

部位	呼称	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	伸び (%)
主筋	D16	731	950	11.9
	D19	723	905	13.3
せん断補強筋	U6.2	1387	1497	11.6
	U7.1	1483	1507	10.7

注) U6.2, U7.1の降伏強度は0.2%オフセット法で求めた

表-2 鉄筋の力学的性質

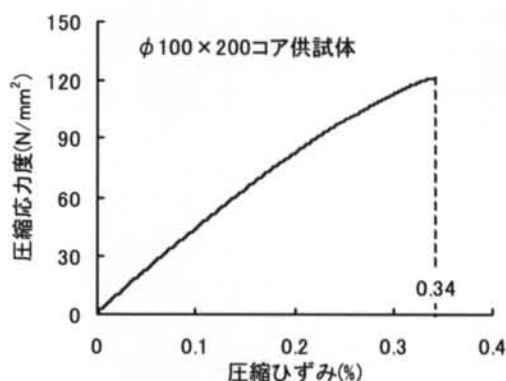


図-3 コンクリートの応力度-ひずみ関係

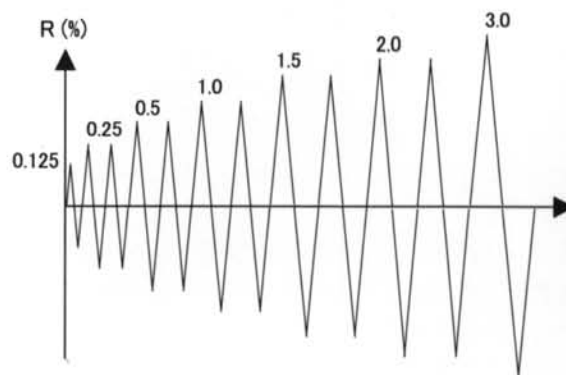
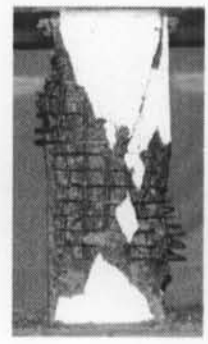
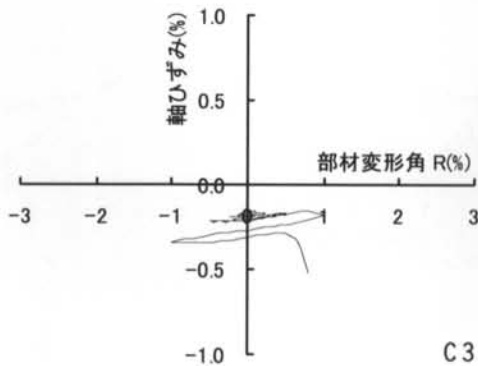
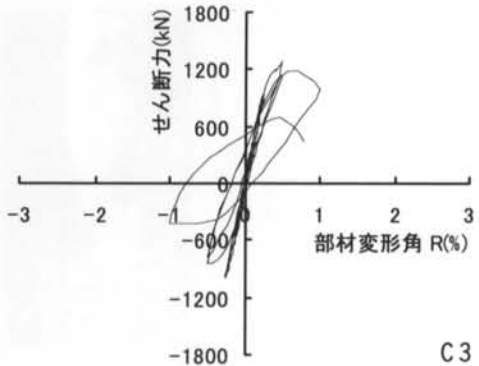
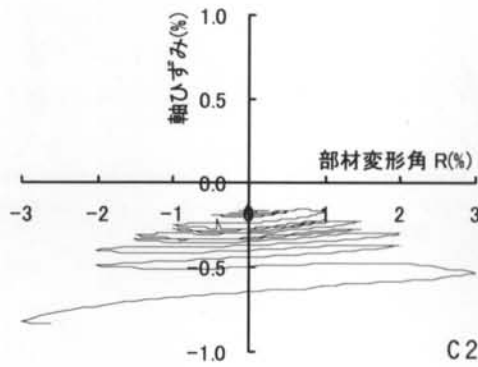
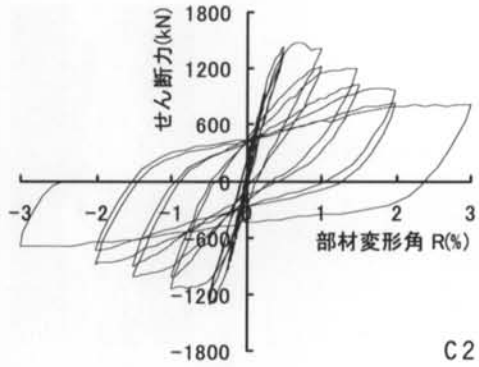
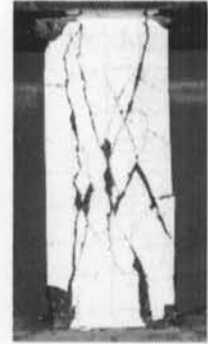
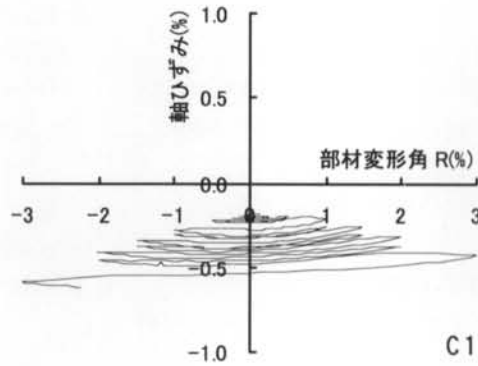
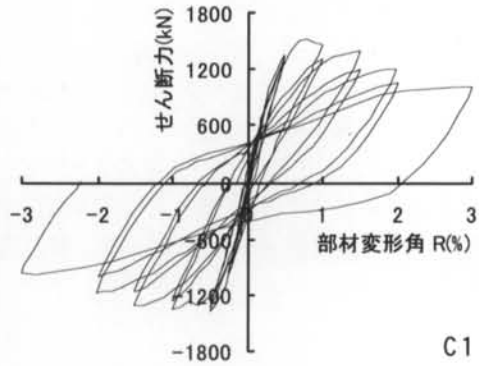


図-4 変形サイクル

記号	断面 (mm)	主筋	せん断補強筋	せん断スパン比	軸力 (kN)	最大耐力 (kN)
C1	 360×360	16-D19	4-U7.1@45	1.25 低層部柱を想定	5660 (一定)	1527 [1571] (R=0.79%)
C2	 360×360		4-U6.2@45			1488 [1526] (R=0.69%)
C3	 360×360		2-U6.2@45			1282 [1310] (R=0.50%)
C4	 250×250	12-D16	4-U6.2@60	2.00 1階中柱を想定	2770 (一定)	548 [585] (R=1.00%)
C5	 250×250	12+4-D16		2.00 1階外柱を想定		+5900 (圧縮) -1630 (引張)

[] P-Δ 効果を考慮、() 最大耐力時の部材変形角

表-3 試験体および実験結果一覧



注) 圧縮ひずみを-とする

図-5 せん断力-部材変形角関係 (左)

軸ひずみ-部材変形角関係 (中)

最終破壊状況 (右)

2.2 せん断破壊シリーズの実験結果

試験体および実験結果の一覧を表-3に示す。

せん断破壊型試験体 C1, C2, C3 のせん断力-部材変形角関係、軸ひずみ-部材変形角関係、および最終破壊状況を図-5に示す。ここで軸ひずみは柱の軸方向変形を柱内法高さで除したものである。

C1, C2 では、曲げ圧縮部の圧壊、曲げひび割れ発生、中央部せん断ひび割れ発生という順序で破壊が進展し、部材変形角 $R=0.7\%$ 前後で最大耐力に達し、せん断破壊して耐力が低下した。高強度せん断補強筋を用いているため、最大耐力時にせん断補強筋は降伏していないが、その後変形の増大に伴ってせん断補強筋のひずみは増大し降伏に至った。最終破壊状況に観られるように、柱中央部に縦方向に複数のひび割れが発生した（これらは主筋に沿う付着割裂ひび割れとは異なるものであった）。こうした破壊性状は高強度コンクリートを使用した RC 造に関する建設省総合プロジェクト (NewRC³⁾) の実験でも報告されている。

せん断補強筋比の最も小さい C3 は $R=0.5\%$ でせん断破壊し、 $R=1.0\%$ のサイクルの2回目で軸力が保持できなくなり、主筋が座屈し、せん断補強筋が破断した。このとき軸ひずみも急激に増加していた。

終局せん断耐力の検討については3章で述べる。

2.3 曲げ破壊シリーズの実験結果

曲げ破壊型試験体 C4, C5 のせん断力-部材変形角

関係、軸ひずみ-部材変形角関係、および最終破壊状況を図-6に示す。

C4 では、曲げ圧縮部の圧壊、曲げひび割れ発生という順序で破壊が進展し、 $R=1.0\%$ 手前で主筋が圧縮降伏し曲げ耐力に達し、 $R=3.0\%$ まで耐力低下は緩やかで、軸ひずみの著しい進展は観られなかった。

C5 の圧縮軸力側（正側）では、 $R=0.25\%$ で曲げ圧縮部の圧壊と主筋の圧縮降伏が同時に発生し、 $R=1.0\%$ になると圧壊がさらに進んで耐力が低下したが $R=3\%$ まで軸ひずみの著しい進展は観られなかった。引張軸力側（負側）ではひび割れが全体的に生じるものの顕著な破壊は観られなかった。

コンクリートの応力-ひずみ関係として、ACI-Code の長方形応力分布（ストレスブロック法）⁴⁾ を用い、断面の平面保持を仮定して断面解析を行った。平均応力として $0.85\sigma_B$ 、ストレスブロックの長さとして $\beta_1 x_n$ (x_n は中立軸距離、 $\beta_1=0.65$) を用いた。靱性保証型耐震設計指針⁴⁾ では圧縮縁コンクリートの終局ひずみ (ϵ_u) を 0.3% としているが、本実験で使用したコンクリートでは図-3のように無筋コンクリートの場合でも圧縮強度時のひずみが 0.34% となっている。そこで $\epsilon_u=0.3\%$ と 0.5% の2ケースについて解析を行った。

図-7に断面ひずみ分布の解析結果と実験結果 (P- Δ 効果考慮) の比較を、図-8に軸力-曲げ耐力関係の比較を示す。

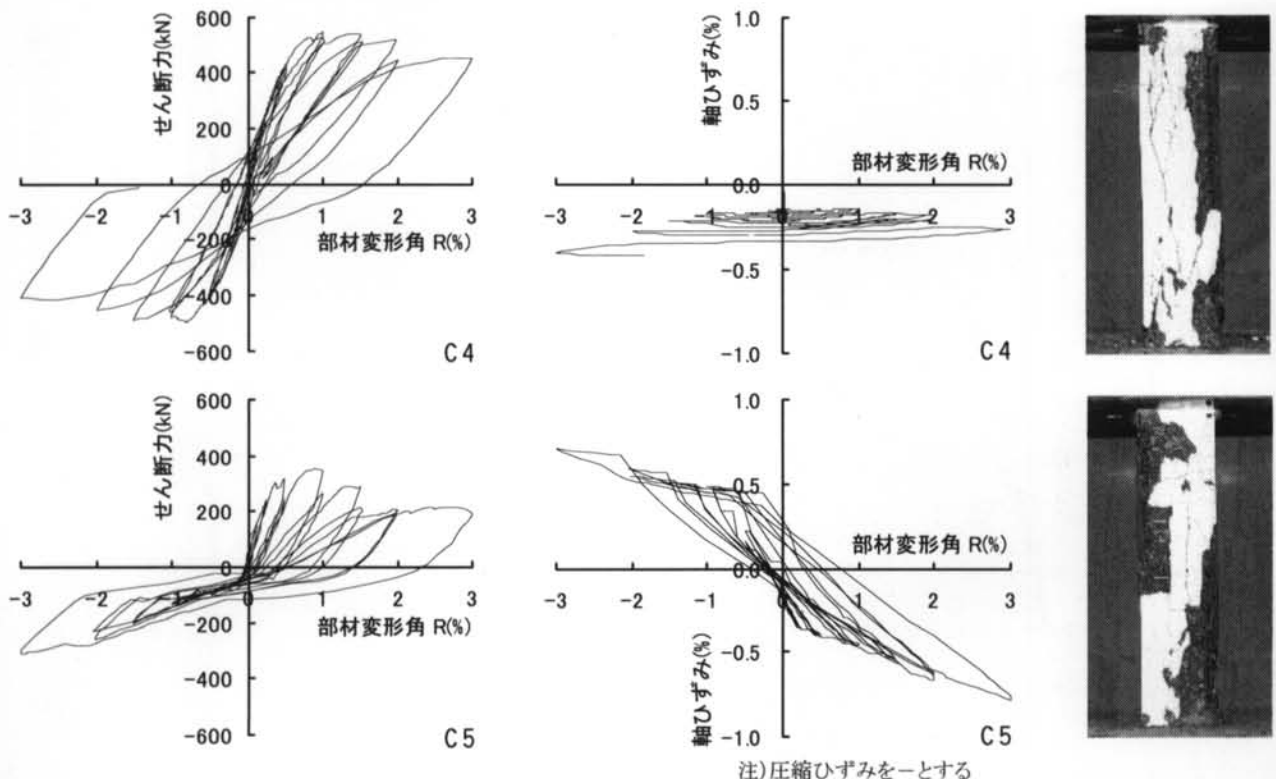
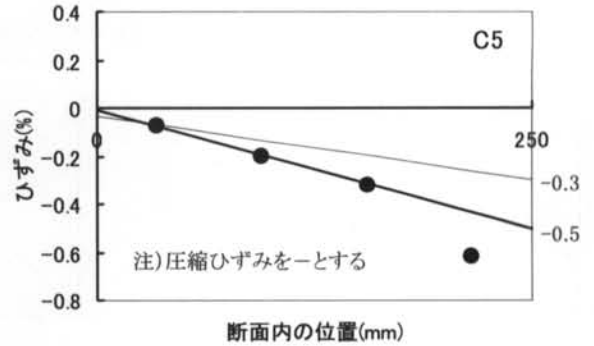
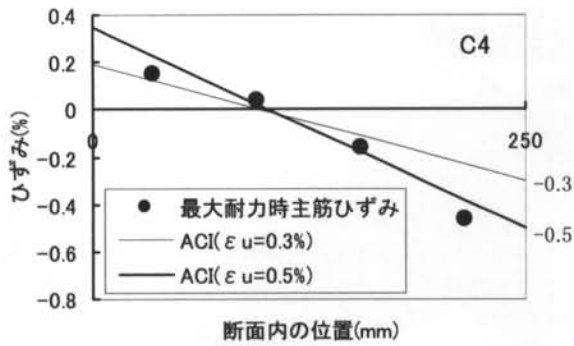


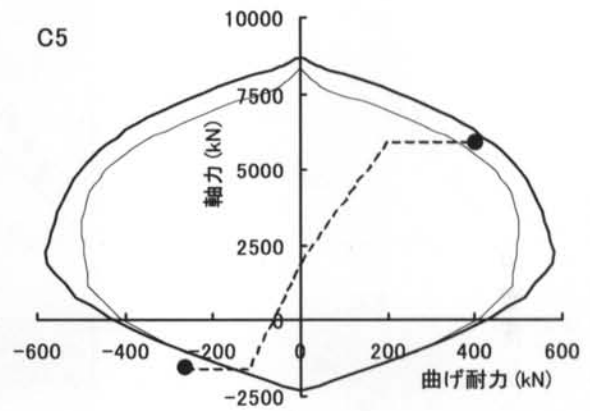
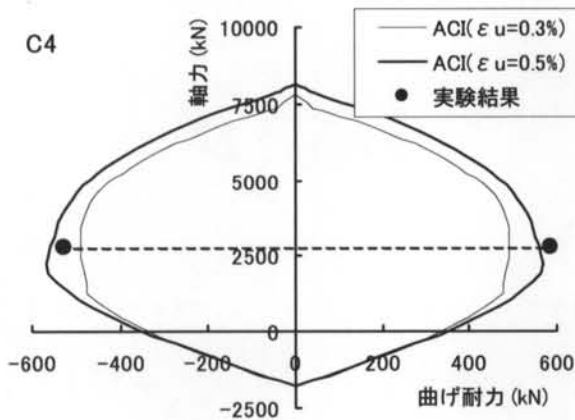
図-6 せん断力-部材変形角関係 (左)

軸ひずみ-部材変形角関係 (中)

最終破壊状況 (右)



図一七 断面ひずみ分布の比較



図一八 軸力-曲げ耐力関係の比較

本実験結果に対しては、図一七および図一八に示すように $\epsilon_u = 0.5\%$ として断面解析を行ったほうが実験結果を良く表している。

§ 3. 終局耐力設計式の適用性

3.1 検証対象データ

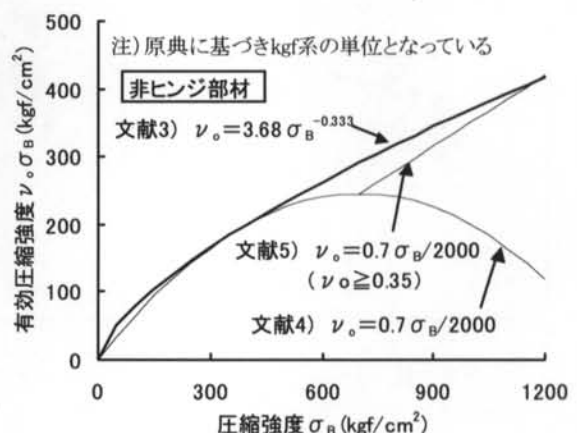
現在用いられている終局耐力設計式の適用範囲はいずれもコンクリートの圧縮強度が 60 N/mm^2 までとなっている。そこで本実験結果に加えて、国内の論文・報告などで発表された実験データの中から、コンクリートの圧縮強度が 60 N/mm^2 以上のものを選び出し、各設計式の適用性について検証した^{8)~51)}。ただし柱の断面積が 400 cm^2 未満のもの、せん断補強筋形状が特殊なもの、プレキャストなど特殊な工法を用いたもの等は除外した。試験体総数は 211 体であった。

3.2 終局せん断耐力

検証対象データの中から曲げ降伏以前にせん断破壊したもの 62 体 (S)、曲げ降伏以前に付着割裂破壊したもの (B) 13 体を用い、終局せん断耐力設計式と

して高強度せん断補強筋を用いた場合の設計式⁵⁾、靱性保証型耐震設計指針式⁴⁾を用いて検証を行った。

図一九に示すように靱性保証型耐震設計指針の終局せん断耐力を計算する際に用いる有効圧縮強度は 700 kgf/cm^2 (約 70 N/mm^2) を超えると、むしろ低下してしまう。そこで本稿では有効圧縮強度係数として、同指針の解説でも記されている NewRC³⁾で提案されたものを用いて検討する。高強度せん断補強筋用設計式



図一九 終局せん断耐力計算用有効圧縮強度

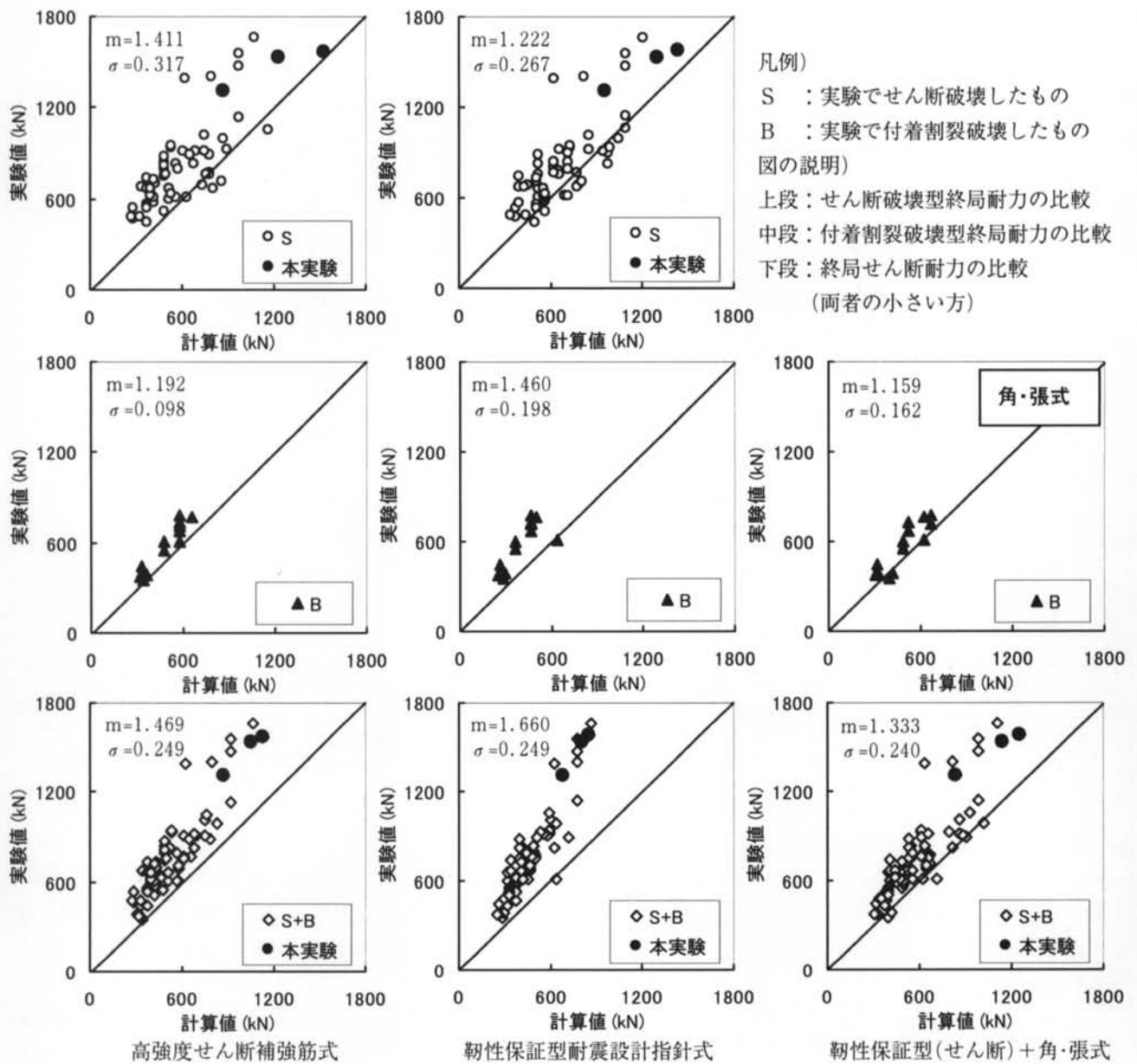


図-10 終局せん断耐力設計式の検証

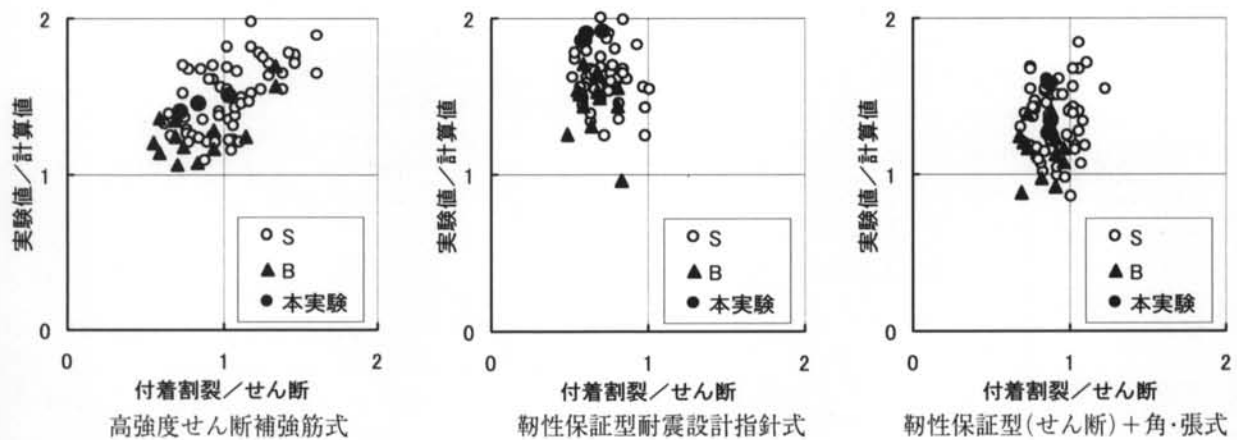


図-11 せん断破壊モードの検証

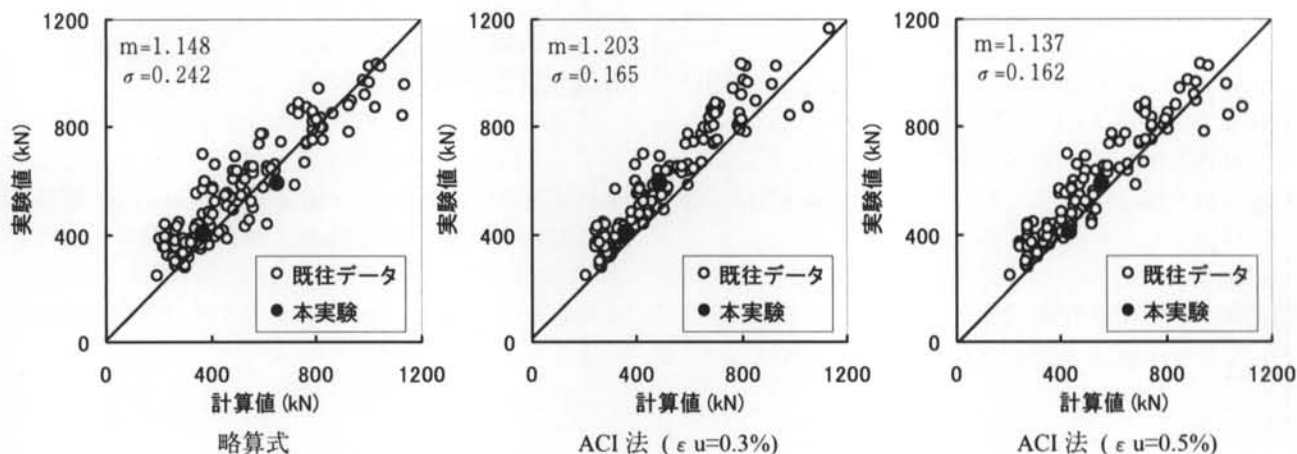


図-12 終局曲げ耐力設計式の検証

では有効圧縮強度係数は0.35以上となっていることから、原式どおり用いることとする。その他、終局せん断耐力設計式の詳細は付録に示す。

終局せん断耐力は、せん断破壊によって決定するもの（以下、せん断破壊型終局耐力とする）と付着割裂破壊によって決定するもの（以下、付着割裂型終局耐力とする）の2通りがあり、それぞれの計算値の小さいほうを終局せん断耐力としている。

図-10は実験値とせん断破壊型終局耐力計算値、付着割裂破壊型終局耐力計算値、両者の小さいほうで決まる終局せん断耐力計算値の3種類との比較を示している。グラフ中に記した数字は実験値/計算値の平均と標準偏差である。

せん断破壊型終局耐力計算値は、いずれも実験値のほぼ下限を表しているが、靱性保証型耐震設計指針式のほうが予測精度が良いようである。付着割裂破壊型終局耐力については、高強度せん断補強筋用設計式による計算値は実験値と良く一致しているが、靱性保証型耐震設計指針式による計算値はかなり低い評価をしている。両者の小さいほうで決まる終局せん断耐力は実験値を安全側に評価しており、今回の検証対象データのような超高強度材料を用いたRC柱についても適用可能であると考えられる。

図-11は縦軸に実験値/終局せん断耐力計算値を、横軸に付着割裂破壊型終局耐力計算値/せん断破壊型終局耐力計算値をとったグラフである。横軸が1より小さい場合は計算上付着割裂破壊型となるもの、1より大きい場合は計算上せん断破壊型となるものである。実験の破壊モードはそれぞれの著者の記述によるものであり、共通の基準で定めたものではない。したがってせん断破壊型とされているものについても付着割裂破壊型が含まれている可能性があることには注意を要する。

高強度せん断補強筋用設計式では、計算ではせん断破壊型となる場合でも、実験では付着割裂破壊したものが認められ、破壊モードの予測精度はあまり良くない。靱性保証型耐震設計指針式ではほとんどの場合が付着割裂破壊型となり実験結果とは大きく異なっている。これは前述のように付着割裂破壊型終局耐力をかなり低く評価していることが原因である。

そこで付着割裂破壊型終局耐力を高強度コンクリートの範囲でも適合性が良いとされる角・張らの実験式を用いて計算してみた(図-10および図-11の右列に示す)。破壊モードについては実験結果を良く表しており、終局せん断耐力についても他の方法より実験値と一致している。

3.3 終局曲げ耐力

検証対象データの中から曲げ破壊したもの(F)、曲げ降伏後にせん断破壊したもの(FS)、曲げ降伏後に付着割裂破壊したもの(FB)計136体を用い、曲げ耐力計算方法として多段配筋を考慮した略算式⁷⁾、ACIストレスブロック法(圧縮縁コンクリートの終局ひずみ $\epsilon_u=0.3\%$ および 0.5%)の3種類を用いて検証を行った。

図-12に実験値と計算値の比較を示す。多段配筋を考慮した略算式は平均としては実験値と良く一致しているが、危険側の評価を与える可能性も有る。ACIストレスブロック法は精度良く曲げ耐力を評価することができる。圧縮縁コンクリートの終局ひずみとして 0.5% を用いたほうが実験値と一致しているが、 0.3% を用いた場合と顕著な差は認められなかった。設計に用いるには、靱性保証型耐震設計指針に記されているように圧縮縁コンクリートの終局ひずみとして 0.3% を用いるのが妥当であると考えられる。

§ 4. まとめ

圧縮強度 120 N/mm^2 の超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の曲げせん断実験を行い、さらに 200 体を超える既往の実験データを収集して、超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱の構造性能について検討した。

終局せん断耐力については高強度せん断補強筋用設計式、靱性保証型耐震設計指針式（有効圧縮強度については NewRC の提案式を採用）を用いて検討した。

いずれも実験結果を安全側に評価しており、圧縮強度が 60 N/mm^2 を上回る高強度コンクリートの範囲でも適用可能であると考えられる。

終局曲げ耐力については、ACI ストレスブロック法によって精度良く評価することができる。今回行った曲げ破壊型の実験では、軸圧縮耐力の 0.6 倍の高軸力下において部材変形角 3% まで軸力を保持する能力があり、軸圧縮耐力の 0.3 倍の軸力下では部材変形角 3% まで耐力低下の少ない安定したせん断力-変形関係を示すことが確認された。

<参考文献>

- 1) “ビルディングレター”，日本建築センター
- 2) 熊谷仁志：“超高強度鉄筋コンクリート柱の構造性能”，コンクリート工学，Vol.39，No.3，pp.44～50，2001.3.
- 3) 青山博之，平石久廣，枘田佳寛，阿部道彦，塩原等，上之菌隆志，勅使川原正臣，野口博，藤谷秀雄：“鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発”，建築研究報告，No.139，2001.2.
- 4) “鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説”，日本建築学会，1997.
- 5) 例えば，川鉄テクノワイヤ株式会社：“高強度せん断補強筋「リバーボン 1275」を用いた鉄筋コンクリート部材の設計施工指針・同解説”，1998.9. 注) 図-9 の有効圧縮強度係数はこの文献では限界部材変形角 2% を保証したものとされているが、他の式との整合性をとるために本報告の検討では非ヒンジ部材用のものとした。
- 6) 角徹三，張建東，飯塚信一，山田守：“高強度コンクリートレベルをも包含する RC 部材の付着割裂強度算定式の提案”，コンクリート工学論文集 第 3 巻 第 1 号，pp.97～108，1992.1.
- 7) “建築耐震設計における保有耐力と変形性能”，日本建築学会，1990.
- 8) 来田義弘，坂口昇，河内武，香田伸次，野崎次男，九々正武：“超高強度鉄筋コンクリート造柱の曲げせん断実験”，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.697～702，1988.10.
- 9) 菅野俊介，田村彰男，長嶋俊雄，木村秀樹：“超高層 RC 建物における柱に関する実験的研究，高強度コンクリート柱の中心圧縮実験及び曲げせん断実験”，竹中技術研究報告，pp.35～52，1987.11.
- 10) 本田義博，山本俊彦，白都滋，大滝健：“高強度鉄筋コンクリート柱に関する実験的研究”，東急建設技術研究所報，pp.75～86.
- 11) 金田和浩，黒羽健嗣：“高軸力を受ける高強度コンクリート柱の履歴性状”，大成建設技術研究所報，第 23 号，pp.171～178.
- 12) 黄楷，李康寧，壁谷澤寿海：“高軸力を受ける高強度鉄筋コンクリート柱の強度と変形能力に関する実験的研究”，コンクリート工学年次論文報告集 Vol.12 No.2，pp.427～432，1990.
- 13) 香田伸次，坂口昇，山野辺宏治，熊谷仁志：“高強度コンクリートを使用した柱のせん断特性に関する研究，せん断終局強度に対するシアスパン比の影響と横補強筋負担分の上限値”，日本建築学会学術講演梗概集，pp.829～830，1990.10.
- 14) 中江見彦，倉本洋，南宏一：“高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の実験的研究，その $1 \sigma_B=1200 \text{ kgf/cm}^2$ の場合のせん断破壊性状”，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.837～838，1990.10.
- 15) 加藤大介：“高強度材料を用いた RC 柱の曲げ性能の評価に関する実験的研究”，コンクリート工学年次論文報告集 Vol.13 No.2，pp.415～420，1991.
- 16) 寺岡勝，宗村美貞，田中清，藤原敏夫，林和也，佐々木聡：“超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート造短柱に関する実験的研究”，フジタ技術研究所報，pp.85～90，1991.
- 17) 佐藤尚隆，上之菌隆志，葉研地彰，高崎哲哉，今西達也，栗原雅之，村田義行：“高強度鉄筋コンクリート造柱の高軸力下の性状，柱の純曲げ実験”，日本建築学会学術講演梗概集，pp.157～158，1991.9.
- 18) 菊池政智，加藤大介：“高強度材料を用いた RC 柱の曲げ性能の評価に関する実験的研究”，コンクリート工学年次論文報告集 Vol.14 No.2，pp.541～546，1992.
- 19) 渡辺史夫，西山峰広，六車照：“超高強度コンクリートを用いた RC 柱の曲げ強度と靱性”，日本建築学会構造系論文報告集 第 446 号，pp.99～106，1993.4.
- 20) 桑田裕次，中山昭夫，南宏一：“600 キロ級の高強度コンクリートを用いた RC 柱のせん断耐力”，コンクリート工学年次論文報告集 Vol.15 No.2，pp.473～478，1993.
- 21) 細川洋治，前田匡樹，小谷俊介，青山博之：“鉄筋コンクリート部材の付着割裂破壊性状に関する実験的研究”，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.215～218，1993.9.

- 22) 櫛部典生, 桑田裕次, 南宏一: “600kgf/cm²級の高強度コンクリートを用いた RC 柱の付着割裂破壊性状”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.219~220, 1993.9.
- 23) 桑田裕次, 中山昭夫, 南宏一: “600 キロ級の高強度コンクリートを用いた RC 柱の2軸曲げせん断耐力”, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.16 No.2, 94, pp.521~526
- 24) 仲地唯治, 伊藤倫顕, 飯田智浩, 戸田哲雄: “高強度材料による RC 柱に関する実験的研究”, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.16 No.2, pp.623~628, 1994.
- 25) 成瀬忠, 川崎清彦, 辻田耕一, 今野修: “高強度材料を用いた RC プレキャスト柱に関する実験的研究”, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.16 No.2, pp.775~780, 1994.
- 26) 香田伸次, 黒瀬行信, 山野辺宏治, 金本清臣: “超高強度鉄筋コンクリート造架構の構造特性”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.467~468, 1994.9.
- 27) 村上秀夫, 宮脇保則, 藤原光弥, 藤井睦, 横山浩明, 松谷輝雄, 西村泰志: “超高強度コンクリートを用いた RC 柱部材の構造特性に関する実験研究”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.379~380, 1995.8.
- 28) 小林譲, 増田安彦, 吉岡研三: “高強度コンクリートを用いたハーフプレキャスト柱部材の耐力性状に関する研究”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.425~426, 1995.8.
- 29) 藤原光弥, 村上秀夫, 藤井睦, 横山浩明, 黒木安男, 榎原健一: “高強度コンクリートを用いた高層 RC 造住宅の設計と施工”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.773~774, 1995.8.
- 30) 木村秀樹, 菅野俊介, 長嶋俊雄: “高強度コンクリートを用いた RC 柱の強度と変形能力に関する研究”, 竹中技術研究報告 第 51 号, pp.161~177, 1995.11.
- 31) 新藤健太, 横谷栄次, 小曾根茂雄, 磯健一: “高強度鉄筋用モルタル充填式鉄筋継手を有する高層 PCa 柱の力学的挙動に関する研究”, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.18 No.2, pp.1235~1240, 1996.
- 32) 村田耕司, 東端泰夫, 渡井富喜男, 木村秀樹, 小南勝義: “Fc800 高強度コンクリートと高強度主筋 (SD490,685) を用いた RC 柱の曲げせん断実験”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.167~170, 1996.9.
- 33) 但木幸男, 田中礼治, 大方賀義喜, 笠松照親, 飯塚信一, 塩川親: “HHRC 構造に関する研究 その 15 高強度コンクリートと高強度鉄筋からなる柱実験”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.175~176, 1996.9.
- 34) 濱田真, 吉松賢二, 石橋久義, 堀江啓: “高強度材料を使用した RC 柱部材の開発”, 日本建築学会技術報告集 第 3 号, pp.111~116, 1996.12.
- 35) 菊田繁美, 千葉脩: “超高強度材料を用いた RC 柱部材に関する実験研究”, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.19 No.2, pp.591~596, 1997.
- 36) 小室努, 是永健好, 竹崎信一, 川端一三: “超高強度材料を用いた RC 柱の構造性能”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.37~40, 1997.9.
- 37) 塩川真, 金川基, 笠松照親, 横谷栄次, 飯塚信一: “超高層 RC プレキャストコンクリート工法の開発”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.141~142, 1997.9.
- 38) 田野健治, 山中久幸, 小田稔: “高強度 RC 造柱の曲げおよびせん断性状 その 3 プレキャスト部材および超高強度部材実験”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.375~376, 1998.9.
- 39) 野口隆, 吉岡研三, 坂口豊治, 高田一, 福本昇, 西原寛, 都祭弘幸: “高強度せん断補強筋を用いたハーフプレキャスト柱の耐力・変形性状に関する研究 その 4 高強度シリーズの実験および結果の概要”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 389~392, 1998.9.
- 40) 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研究”, 大林組技術研究所報 No.57, pp.25-32, 1998.
- 41) 中澤淳, 山下祐司, 桑田裕次, 南宏一: “高強度材料を用いた RC 柱のせん断破壊性状”, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.21 No.3, pp.397~402, 1999.
- 42) 藤田将輝, 中野克彦, 松崎育弘, 林田則光: “鉄筋コンクリート柱部材の強度と靱性能に関する実験的研究 コンクリート強度の変化による影響”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.797-798, 1999.9.
- 43) 古川淳, 石渡康弘, 市川昌和: “600kgf/cm²級のコンクリートを用いた鉄筋コンクリート造柱に関する研究 その 1 実験概要”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.833~834, 1999.9.
- 44) 熊澤敬輔, 中野克彦, 園部泰寿, 伊藤一隆, 松崎育弘, 清原俊彦: “785N/mm²級高強度せん断補強筋と高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の構造性能に関する実験研究 その 1 実験概要及び実験結果”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.839~840, 1999.9.

- 45) 藤本純一, 都祭弘幸, 正田雄高: “高強度コンクリート($F_c60\sim100\text{MPa}$)を用いた RC 柱の曲げせん断実験”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.845~846, 1999.9.
- 46) 石川裕次, 木村秀樹, 沢村牧人, 上田忠男: “高強度コンクリート, 高強度鉄筋を用いた柱の高軸力下における力学性状”, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.22 No.3, pp.943~948, 2000.
- 47) 山内茂一, 大井貴之, 千葉脩, 石川勝美, 菊田繁美, 和泉信之, 竹中啓之: “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研究”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.191~194, 2000.9.
- 48) 松本至, 中野克彦, 熊澤敬輔, 松崎育弘, 清水弥一: “高強度コンクリートと高強度せん断補強筋を用いた柱部材の構造性能に関する実験的研究”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.195~198, 2000.9.
- 49) 木村秀樹, 石川裕次: “鋼繊維混入高強度コンクリート RC 柱の曲げせん断実験”, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.23 No.3, pp.211~216, 2001.
- 50) 岡本守, 大井貴之, 千葉脩, 石川勝美, 羽鳥敏明, 和泉信之, 菊田繁美: “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 その5 実験概要”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.423~426, 2001.9.
- 51) 宮崎憲久, 佐藤真一郎, 新林実, 渡部雄二, 菅野三夫: “外殻プレキャスト部材を用いた高強度鉄筋コンクリート柱部材の実験研究 その1 実験概要および結果”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.435~436, 2001.9.

付録

本報告で用いた終局せん断耐力設計式の概略を以下に示す。
単位は原式に基づき kgf・cm 系である。

(1) 靱性保証型耐震設計指針 (文献(4))

せん断破壊によって決定する終局せん断耐力 (非ヒンジ部材)

$$Q_{su1} = 2 p_w \sigma_{wy} b_e j_e + (\nu_o \sigma_B - 5 p_w \sigma_{wy} / \lambda) b D \tan \theta / 2$$

$$Q_{su2} = (\lambda \nu_o \sigma_B + p_w \sigma_{wy}) b_e j_e / 3$$

$$Q_{su3} = \lambda \nu_o \sigma_B b_e j_e / 2$$

上の3式の最小値

付着割裂破壊によって決定する終局せん断耐力 (非ヒンジ部材)

$$Q_{bu} = \tau_{bu} \sum \psi j_e + (\nu_o \sigma_B - 2.5 \tau_{bu} \sum \psi / \lambda b_e) b D \tan \theta / 2$$

$$\tau_{bu} = (0.27 b_{si} + 0.33) \sigma_B^{0.5} + k_{st}$$

$$k_{st} = (550 + 460 N_w / N) (b_{si} + 1) p_w$$

$$b_{si} = b / (N d_b) - 1$$

$$\lambda = (1 - s / 2 j_e) (1 - b_e / 4 j_e)$$

$$\tan \theta = 0.45 D / L$$

今回の検証対象データでは付着設計対象2段目主筋無し、サイドスプリット型

(2) 高強度せん断補強筋用設計式 (文献(5))

せん断破壊によって決定する終局せん断耐力 (非ヒンジ部材)

$$Q_{su} = p_w \sigma_{wy} b j_t + k_1 (1 - k_2) b D \nu_o \sigma_B \quad \text{ただし } p_w \sigma_{wy} \leq \nu_o \sigma_B / 2$$

付着割裂破壊によって決定する終局せん断耐力 (非ヒンジ部材)

$$Q_{bu} = \tau_{bu} \sum \psi j_t + k_1 (1 - k_3) b D \nu_o \sigma_B$$

$$\tau_{bu} = 1.22 (0.307 b_{si} + 0.427 + 24.9 a_w k_n / x N d_b) \sigma_B^{0.5}$$

$$k_1 = (((L/D)^2 + 1)^{0.5} - (L/D)) / 2$$

$$k_2 = 2 p_w \sigma_{wy} / \nu_o \sigma_B$$

$$k_3 = 2 \tau_{bu} \sum \psi / b \nu_o \sigma_B$$

$$k_n = 1.0 + 0.85 (n - 2) / N$$

(3) 角・張式 (文献(6))

(1)式の付着割裂強度 τ_{bu} に下式を代入する

$$\tau_{bu} = k_o (0.08 + 0.12 b_{si} + k_n (q b_{si} + 18.0 p_w b / N d_b)) \sigma_B^{0.6}$$

$$k_o = 1.31 - 0.00031 \sigma_B \quad \text{ただし } 1.00 \leq k_o \leq 1.22$$

$$q = (2.5 + 875 p_w) (l_b / d_b + 7000 p_w)$$

記号の内容については原典を、有効圧縮強度低減係数 ν_o については本文の図-9を参照されたい。

