

高強度人工軽量骨材コンクリートを用いた鉄筋コンクリート部材 の耐震性能に関する研究

曲げ性能に影響される部材の強度と変形能

STUDY ON SEISMIC PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE MEMBERS USING HIGH-STRENGTH LIGHT-WEIGHT CONCRETE

Deformation capacity and strength of the members influenced by flexural performance

金久保利之*, 園部泰寿**

Toshiyuki KANAKUBO and Yasuhisa SONOBE

To investigate the strength and the deformation capacity of reinforced concrete members using high-strength light-weight concrete, an antisymmetrical loading test and a compression test were carried out. From the results, the ultimate loads of light-weight concrete members are about 10 % lower than normal concrete at high axial stress level. An increase in compression strength of light-weight concrete caused by lateral reinforcements is about 50 % of that of the normal concrete. From the section analysis result using the stress versus strain models designed from the compression test results, the flexural performance of light-weight concrete members can be explained.

Keywords : high-strength light-weight concrete, bending strength, deformation capacity, confinement, axial stress level

高強度軽量コンクリート, 曲げ耐力, 変形能, 拘束効果, 軸応力

§1. はじめに

近年, 設計基準強度が 360 kgf/cm^2 程度の高強度の軽量コンクリート1種を用いた鉄筋コンクリート部材を構造体に用いるべく, 施工, 構造の両面から多くの研究がなされている。筆者らも梁および柱部材に焦点をあて, 高強度軽量コンクリート部材の各種強度および靱性能に着目した実験的研究を行っている^{1), 2)}。梁部材については, 剛性, 各種ひび割れ強度, 曲げ強度は同程度の圧縮強度の普通コンクリートを使用した部材と比較して大差はないこと, 付着割裂強度は若干低くなり, 割裂後の靱性能は劣ること等が解明されている。柱部材についても梁部材とほぼ同様な結果が得られているが, 軸力が高軸力の場合, 曲げ強度は普通コンクリートと比較して1~2割程度低いことが指摘されている^{2), 3)}。また, 松崎, 中野らは梁部材のせん断性状に関する研究⁴⁾を行い, せん断強度および破壊性状は普通コンクリートのそれと差がないことを実験的に究明している。しかしながら, 普通コンクリートとの差が問題とされる付着割裂性状は,

コンクリートの割裂強度自体にばらつきが大きく⁵⁾, また靱性能に関しては普通コンクリート部材においても明確な算定方法が確立されていないこともあって, 上記の研究における検討は, 定性的な傾向の把握をするにとどまっている。

一方, 部材の曲げ挙動を推定する上で, ヒンジ領域における拘束コンクリートと主筋の材料特性に基づく断面の曲げ解析が有効な手段になることは多くの研究者により指摘されている。藤井, 青山, 梅村は鉄筋およびコンクリートの履歴モデルを設定し, 断面解析を行い, 解析結果が実験結果とよく一致することを報告している⁶⁾。また平石, 稲井らは柱の曲げ降伏後の限界変形に関する研究⁷⁾⁻⁹⁾において柱の中心圧縮実験, 純曲げ実験および曲げせん断実験を行い, 中心圧縮実験の結果を用いて他の2つの実験の結果を断面解析により追い, 安定限界または疑似安定限界が存在することを示している。軽量コンクリート部材に対してもこれらの検討が有用になり得ることは容易に考えられる。

* 筑波大学大学院 大学院生・修士(工学)

** 筑波大学構造工学系 教授・博士(工学)

Graduate Student, Graduate school, Univ. of Tsukuba, M. Eng.

Prof., Institute of Engineering Mechanics, Univ. of Tsukuba, Dr. Eng.

鉄筋コンクリート造高層建物の1階の柱では、所定の变形性能と軸力負担が要求されるため、そこへ高強度軽量コンクリート1種を用いた場合の柱部材に対しても普通コンクリート部材と同様曲げ強度および限界変形能を明確に把握することが必要となる。また軽量コンクリート部材が仮に1階柱に使用されなくとも、柱を設計する際には梁の保有している曲げ強度に対して何割かの安全率を持って柱の曲げおよびせん断設計が行われるため、柱の強度が明確でなければならない。

本研究では、過去に筆者らが行った柱の曲げせん断実験結果をもとに、特に危険断面の曲げ性能に影響される部材についてその強度と変形能を把握するために、軽量コンクリート部材の中心圧縮実験を行い、Fiberモデルによる断面の曲げ解析を行った。また過去の曲げせん断実験では得られなかった種々の軸力比に対する曲げ強度を計算し、普通コンクリート部材との差を明確にした。

§2. 曲げせん断実験

2.1 実験の概要

試験体は計3体で、表-1に試験体の一覧を、図-1に配筋例(D0781L)を示す。全試験体とも断面は柱幅

表-1 曲げせん断実験試験体一覧

| 試験体名 | コンクリート種類 | 軸力 | | 帯筋 | | | |
|--------|--|----------|---------------------------|-------|-----------|------|------|
| | | N (tonf) | $\eta_0 = N/(bd\sigma_c)$ | 配筋 | p_w (%) | | |
| D0781L | 軽量 | 79.0 | 0.316 | 0.461 | 2-D6@33 | 0.78 | |
| D1201L | 1種 | | | 0.435 | 2-D8@33 | | 1.20 |
| D0782N | 普通 | | | 0.461 | 2-D6@33 | | |
| 共通事項 | ・断面形状：柱幅(b)×柱せい(D)=250mm×250mm ・せん断力比：M/QD=2.0、内法せん断長：1000mm ・主筋配筋：8-D13(各辺3-D13)、 $p_s=1.63\%$ ・コンクリート設計基準強度： $f_c=360\text{kgf/cm}^2$ | | | | | | |

試験体名説明

D 0 7 8 1 L
 D : 曲げせん断実験
 078 : 帯筋比 $p_w=0.78\%$ 、120 : $p_w=1.20\%$
 1 : 同一配筋での試験体番号
 L : コンクリート種類 軽量1種、N : 普通

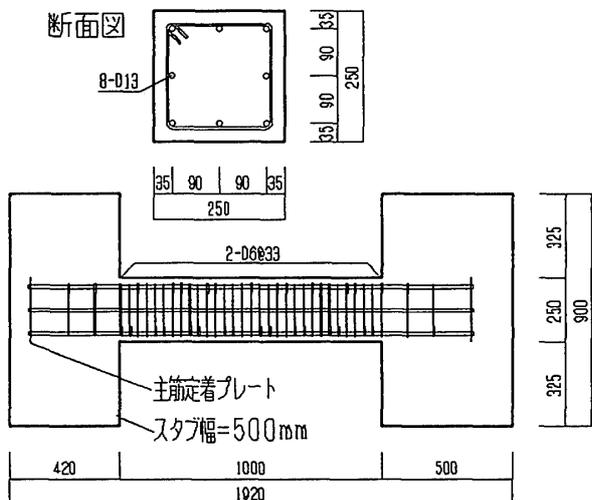


図-1 曲げせん断実験試験体配筋例 (D0781L)

(b)×柱せい(D)=250 mm×250 mmの正方形、内法スパン長は1000 mm ($M/QD=2.0$)で、主筋はD13 (SD 345)を各辺に3本ずつ計8本配筋し断面に対する全主筋比(p_s)は1.63%である。コンクリートの設計基準強度は360 kgf/cm²とした。変動因子は、用いたコンクリートの種類および帯筋量であり、D0781LおよびD1201Lには軽量コンクリート1種を、D0782Nには普通コンクリートを用いた。また帯筋は、D0781LおよびD0782NにはD6 (SD 295)を、D1201LにはD8 (SD 295)をそれぞれ33 mmピッチで配し、帯筋量(p_w)はそれぞれ0.78%および1.20%である。使用した材料の力学的性質を表-2に示す(コンクリートの圧縮強度および割裂強度の測定には直径10 cm、高さ20 cmの形状のテストピースを用いた)。なお粗骨材には、軽量コンクリート1種では最大径10 mmの非造粒型焼成人工軽量骨材を、普通コンクリートでは6号砕石を各々用い、打設は横打ちとした。設定軸力は全試験体とも79 tonfとし、全断面に対する軸力比($\eta_0=N/bD\sigma_b$)は0.316である。なお、コア断面に対する軸力比は、試験体D0781LおよびD0782Nにおいては(コア断面寸法：207 mm×207 mm)0.461、試験体D1201Lにおいては(コア断面寸法：213 mm×213 mm)0.435となる。各試験体の名称と変動因子の関係は表-1の下段の記号を参照されたい。

加力には図-2に示す建研式加力装置を用い、図-3に示す履歴予定に従う変位制御により、一定軸力下で正負交番繰返し加力を行った。なお軸力またはせん断力を保持することが不可能となった時点で加力を終了した。測定項目はせん断力および軸力、上下スタブ間の水平および鉛直変位、主筋および帯筋の主な位置でのひずみ量である。また図-4に示すように、ほぼ主筋に沿う位置を支点とするダブルラチスばり状に取り付けた変位計により、鉛直方向の伸縮量およびせん断変位量を測定した。

2.2 実験結果および結果の検討

1) 破壊経過

各試験体のせん断力-部材角関係および最終状態のひび割れ状況を図-5に示す。各試験体の最大耐力に至るまでの破壊経過はおおむね共通しており以下のとおりである。

表-2 材料の力学的性質(曲げせん断実験)

| 鉄筋呼び名 | 降伏点 (kgf/cm ²) | 弾性係数 (kgf/cm ²) | 引張強さ (kgf/cm ²) | 備考 |
|-------------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------------|----|
| D13 (SD345) | 3660 | 1.83×10 ⁶ | 5310 | 主筋 |
| D8 (SD295) | 3600 | 1.78×10 ⁶ | 4820 | 帯筋 |
| D6 (SD295) | 2940 | 1.68×10 ⁶ | 4010 | |
| コンクリート種類 | 圧縮強度 (kgf/cm ²) | 割裂強度 (kgf/cm ²) | 静弾性係数 (kgf/cm ²) | 備考 |
| 軽量1種 | 400 | 33.6 | 1.90×10 ⁵ | *1 |
| 普通 | 400 | 34.4 | 2.38×10 ⁵ | |

*1 加力前後それぞれの気中および封緘養生3本ずつの、計12本のテストピースによる平均値

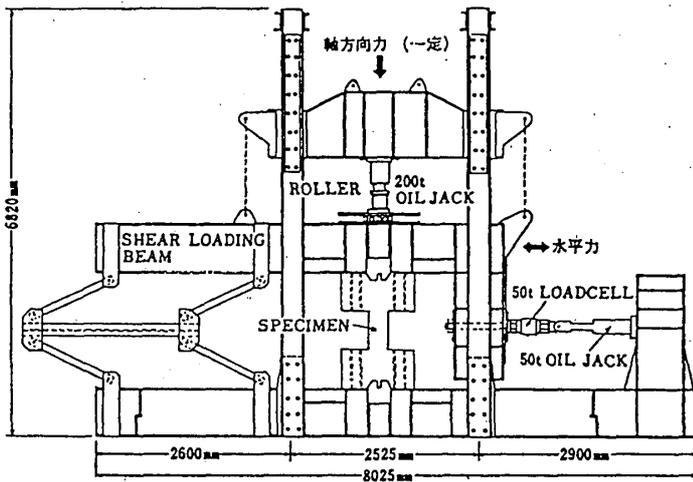


図-2 曲げせん断実験加力装置

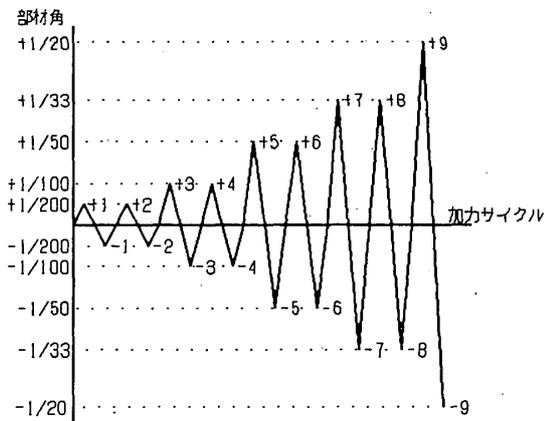


図-3 曲げせん断実験加力履歴予定

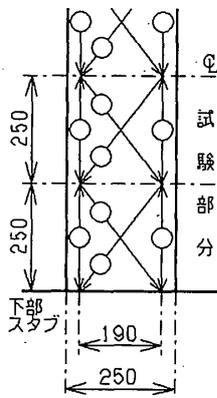


図-4 変位量の計測位置 (曲げせん断実験)

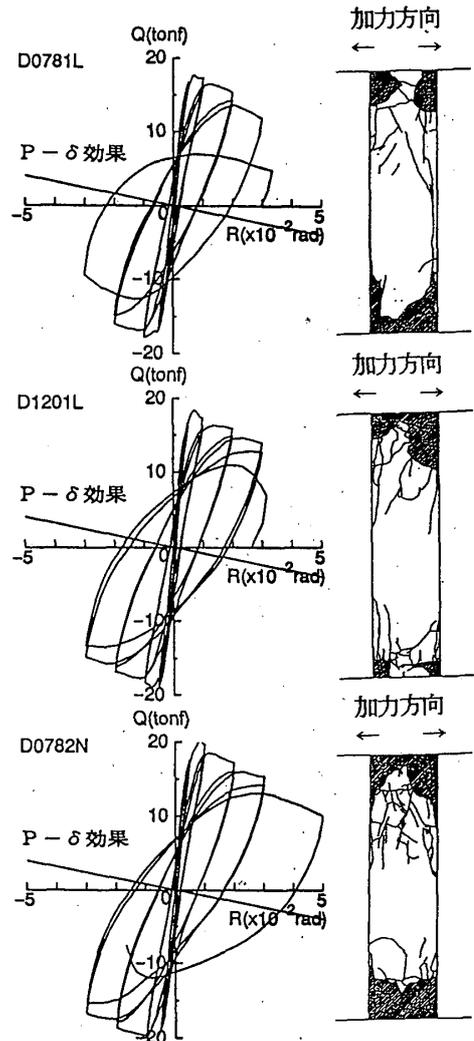


図-5 荷重-変形曲線および最終ひび割れ状況 (曲げせん断実験)

まず、柱頭、柱脚に曲げひび割れが発生し、変形の増大に伴い曲げひび割れが進展した。その後曲げせん断ひび割れが発生し、部材角 $R=1/100$ rad. の加力サイクルで主筋の降伏がみられた。また同加力サイクルの部材角 $R=1/140 \sim 1/100$ rad. において最大耐力に達し、それと前後して圧縮側かぶりコンクリートの圧壊が起こった。なお、軽量コンクリート試験体 D0781L, D1201L では主筋の降伏は圧縮側が引張側に先行し、普通コンクリート試験体 D0782N では引張側が圧縮側に先行して降伏した。

最大耐力以降の各試験体の挙動は以下のとおりである。

軽量コンクリート試験体 D0781L ($p_w=0.78\%$) は部材角 $R=1/33$ rad. の 1 回目の負側の加力で圧縮側かぶりコンクリートが大きく剥落し、その後 2 回目の正側加力において耐力が低下、主筋が座屈し軸力を保持できなくなった。軽量コンクリート試験体 D1201L ($p_w=1.20\%$) は部材角 $R=1/33$ rad. まで大きな耐力低下はなく徐々にかぶりコンクリートが剥落したが、部材角 $R=1/20$ rad. の正側加力サイクルの $R=1/43$ rad. において柱頭圧縮側のかぶりコンクリートが大きく剥落、主筋が

座屈し軸力を保持できなくなった。普通コンクリート試験体 D0782N ($p_w=0.78\%$) も D1201L とほぼ同様な破壊経過をたどったが、部材角 $R=1/20$ rad. の正側加力サイクルまで大きな耐力低下はなく、同負側加力サイクルの $R=1/90$ rad. で急激に耐力が低下、軸力が保持不可能となった。最終的な破壊形式は全試験体とも、端部コンクリートの圧壊に起因する曲げ破壊であった。

2) 剛性および諸強度の計算値との比較

表-3 に実験で得られた主な結果を、同表中に各計算式^{10), 11)}による計算結果に対する比較値とともに示す。同表において各剛性値は正側加力時に得られた実験値で、各ひび割れ強度および最大耐力は正側および負側加力時に得られた実験値の平均値であり、いずれの実験値も $P-\delta$ 効果による見かけ上のせん断力の低下を補正してある。なお限界変形とは、繰り返しの耐力の低下により、各サイクルピーク時の耐力が最大耐力の 80% より小さくなった時点までの最大の到達水平変位とした。

表-3 より、弾性剛性、曲げひび割れ強度、曲げせん断ひび割れ強度とも計算値を上回り、本実験の範囲では

表一3 主な実験結果の一覧 (曲げせん断実験)

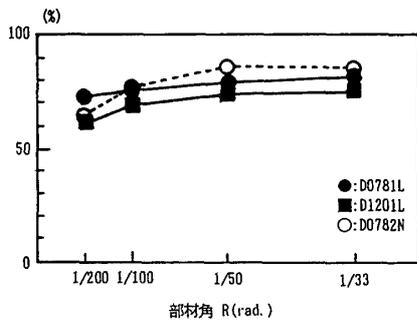
| 試験体名 | 弾性剛性 (tonf/cm) | | 降伏剛性 (tonf/cm) | | 曲げひびわれ強度 (tonf) | | 曲げせん断ひびわれ強度 (tonf) | | 最大耐力 (tonf) | | 限界変形 (mm) (部材角rad.) | 破壊形式 |
|--------|----------------|---------|----------------|---------|-----------------|-----------|--------------------|-------------|-------------|------------|------------------------|------|
| | 実験値 eke | eke/cke | 実験値 eky | eky/cky | 実験値 eQbc | eQbc/cQbc | 実験値 eQbsc | eQbsc/cQbsc | 実験値 eQmax | eQmax/cQmu | | |
| D0781L | 54.1 | 1.03 | 24.9 | 1.38 | 12.51 | 1.26 | 16.24 | 1.02 | 18.37 | 0.96 | 32.1(1/31) | 曲げ破壊 |
| D1201L | 56.8 | 1.08 | 32.7 | 1.81 | 12.68 | 1.28 | 16.65 | 1.05 | 19.22 | 1.01 | 31.4(1/32) | 曲げ破壊 |
| D0782N | 63.8 | 1.00 | 31.4 | 1.47 | 11.72 | 1.22 | 16.90 | 1.09 | 21.07 | 1.10 | 49.9(1/20) | 曲げ破壊 |

注: 各ひびわれ強度および最大耐力は正側および負側側力時に得られた値の平均, 各剛性値は正側側力時に得られた値
 限界変形とは繰り返しによる耐力の低下により, 各加力サイクルの耐力が最大耐力の80%より小さくなった時点までの変形

それぞれ普通コンクリート部材に対する既存の計算式を用いて軽量コンクリート部材の剛性, ひび割れ強度が推定できる。なおコンクリートの弾性係数には, テストピースの圧縮試験で得られた実測値を用いた。一方, 最大耐力を曲げ強度計算値¹⁰⁾と比較すると, 軽量コンクリート試験体 (D0781L, D1201L) では0.96および1.01となり, 普通コンクリート試験体 (D0782N) では1.10となった。文献12)によれば, 文献10)の曲げ終局強度略算式の普通コンクリート部材に対する適合性は, 実験値の計算値に対する比で平均1.08, 標準偏差0.09であり, 試験体D0781Lではその範囲外, 試験体D1201Lにおいてもかろうじて最小値に含まれる程度となっている。同一条件下として試験体D0781LとD0782Nを比較すると, 軽量コンクリート試験体の曲げ強度は明らかに普通コンクリートのそれより1割程度低い値となっている。

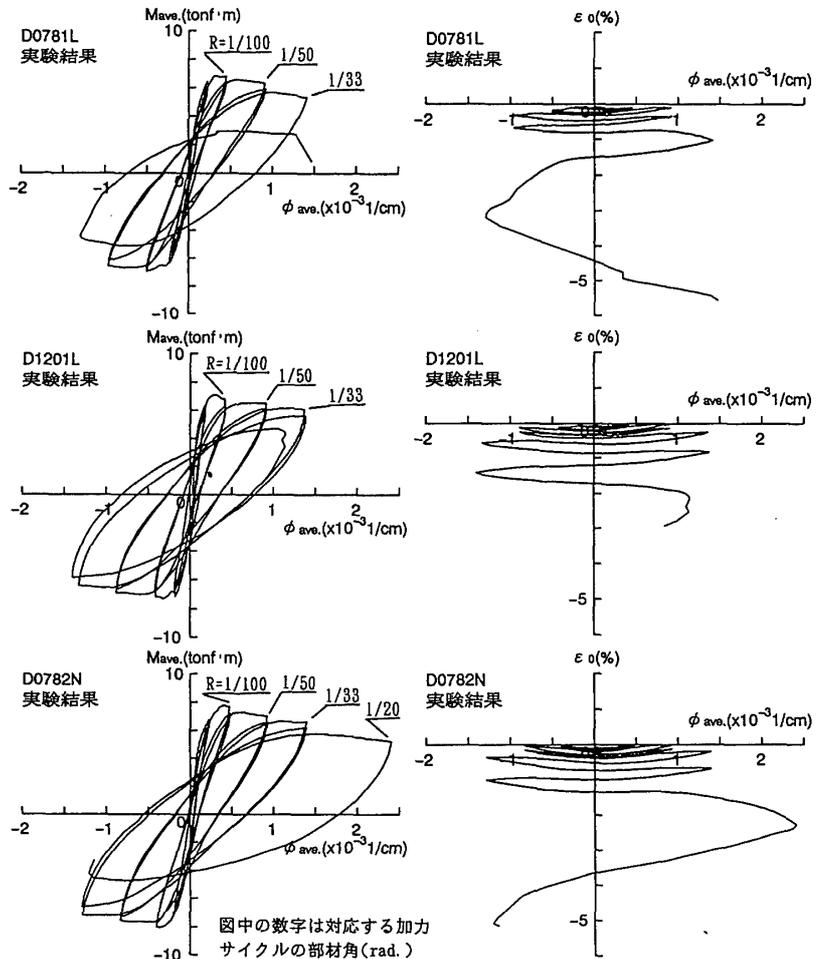
3) ヒンジ領域の変形状

図一6に, 柱頭および柱脚の端部250mm (柱断面せいDに相当)における曲げ変形量の, 全体変形量に対する割合を各部材角時ごとに示す。なお同曲げ変形量は, 図一4に示す柱端部位置に取り付けた変位計より算出しており, スタブからの主筋の抜け出しによる回転も含んでいるが, その割合は曲げ変形量の1割程



図一6 柱端部250mm区間(Dに相当)における曲げ変形量の全体変形量に対する割合

度であり (主筋スタブ内に添付したストレインゲージのひずみ量より算出した), 以降の検討では大きな影響はないと考える。同図より端部250mm区間の曲げ変形量は全体変形の70~80%程度で, コンクリートの種類による顕著な差はみられず, 軽量コンクリート部材においても普通コンクリート部材と同様⁹⁾, 端部250mm区間がヒンジ領域と考えられる。図一7に各試験体の, ヒンジ領域の平均モーメント(M_{ave})ー平均曲率(φ_{ave})関係および軸ひずみ(ε_o)ー平均曲率(φ_{ave})関係を示す。なお, 平均モーメントはヒンジ領域(250mm)での平均モーメントであり, 軸ひずみはヒンジ領域に取り付けられた変位計の値より平面保持を仮定して断面中央のひずみ値



図一7 ヒンジ領域の平均モーメント-平均曲率および軸ひずみ-平均曲率関係

に換算した。平均モーメント-平均曲率関係を見ると、各試験体の各加力部材角（全体部材角）に対応した平均曲率はコンクリートの種類によらずほぼ一致した値を示している。軽量コンクリート部材においても普通コンクリート部材と同様、ヒンジ領域の曲げ変形で全体変形が決定されると言える。一方、軸ひずみの履歴は各試験体の破壊経過に対応しており、かぶりコンクリートの大きな剝落または急激な耐力の低下に対応して（1）破壊経過参照）、軸ひずみが大きく増大する部分がみられる。軸ひずみが圧縮方向に2%を超えるとその後一段とひずみが進行し、せん断力の低下が起こっており、軽量コンクリート、普通コンクリート試験体ともその値に差はない（2%を超える時の平均曲率は試験体間でかなりの差がある）。

§3. 中心圧縮実験

3.1 実験の概要

試験体は計18体で、表-4に試験体の一覧を、図-8に配筋例（C0301L、かつこ内C0781L）を示す。断面は曲げせん断実験試験体のコア断面を想定し、横補強筋に7.4mm径の鉄筋を用いた試験体は219mm×219mm、5.1mm径の鉄筋を用いた試験体は210mm×210mmの正方形である。試験体の高さは500mm（2D（D：柱断面せい）に相当）で、上下125mm区間は横補強筋を多量に配筋し、中央の高さ250mm（Dに相当）の

領域を試験区間とした。すべての試験体において、コア断面内の拘束コンクリートの応力-ひずみ関係を得るために、かぶりコンクリートと主筋を除いた。

変動因子は、用いたコンクリートの種類および横補強筋量であり、試験体名末尾Lの試験体には軽量コンクリート1種を、末尾Nの試験体には普通コンクリートを用い、それぞれ1対1に対応している。横補強筋量は柱断面（250mm×250mm）に換算して、 $p_w=0.00\sim 1.38\%$ まで8段階に設定した。コンクリートの設計基準強度は360kgf/cm²とした。使用した材料の力学的性質を表-5に示す（コンクリートの圧縮強度および割裂強度の測定には直径10cm、高さ20cmの形状のテストピースを用いた）。なお粗骨材には曲げせん断実験と同様、軽量コンクリート1種では最大径10mmの非造粒型焼成人工軽量骨材を、普通コンクリートでは6号砕石を各々用い、打設は縦打ちとした。横補強筋には拘束効果を明確に把握できるよう高強度異形鉄筋SBPD1275/1420を使用した。

加力には変位制御による加力を行う200tfユニバーサル万能試験機を用いた。シリーズ1の試験体は一方向単調加力を、シリーズ2の試験体は軸ひずみの制御により0.2、0.4、0.8、1.6、2.4%でそれぞれ2回ずつ、その後4.0、8.0%をそれぞれ1回ずつ、計12回の一方向繰返

表-4 中心圧縮実験試験体一覧

| シリーズ | 試験体名 | 断面寸法 (mm) | コンクリート | 横補強筋 | p_w^{*1} (%) | p_w^{*2} (%) |
|--------|-----------|-----------|---------------------------------------|------------|----------------|----------------|
| 1 | C0001L | 210×210 | 軽量1種 Fc=360 kgf/cm ² | — | 0.00 | 0.00 |
| | C0003L | 219×219 | | — | 0.00 | 0.00 |
| | C0151L | 210×210 | | U5.1 @ 110 | 0.15 | 1.86 |
| | C0501L | | | U5.1 @ 33 | 0.50 | 6.19 |
| | C0651L | | | U5.1 @ 25 | 0.65 | 8.17 |
| | C1041L | | | U7.4 @ 33 | 1.04 | 13.03 |
| | C1381L | 219×219 | U7.4 @ 25 | 1.38 | 17.20 | |
| | C0002N | 210×210 | 普通 Fc=360 kgf/cm ² | — | 0.00 | 0.00 |
| | C0004N | 219×219 | | — | 0.00 | 0.00 |
| | C0152N | 210×210 | | U5.1 @ 110 | 0.15 | 1.86 |
| | C0502N | | | U5.1 @ 33 | 0.50 | 6.19 |
| | C0652N | | | U5.1 @ 25 | 0.65 | 8.17 |
| C1042N | U7.4 @ 33 | | | 1.04 | 13.03 | |
| C1382N | 219×219 | U7.4 @ 25 | 1.38 | 17.20 | | |
| 2 | C0301L | 210×210 | 軽量1種 | U5.1 @ 55 | 0.30 | 3.72 |
| | C0781L | 219×219 | Fc=360 | U7.4 @ 44 | 0.78 | 9.78 |
| | C0302N | 210×210 | 普通 | U5.1 @ 55 | 0.30 | 3.72 |
| | C0782N | 219×219 | Fc=360 | U7.4 @ 44 | 0.78 | 9.78 |

シリーズ1：単調加力とした。シリーズ2：繰返し加力とした
*1：柱断面（250mm×250mm）に対する横補強筋比
*2：実際の断面に対する横補強筋の体積比

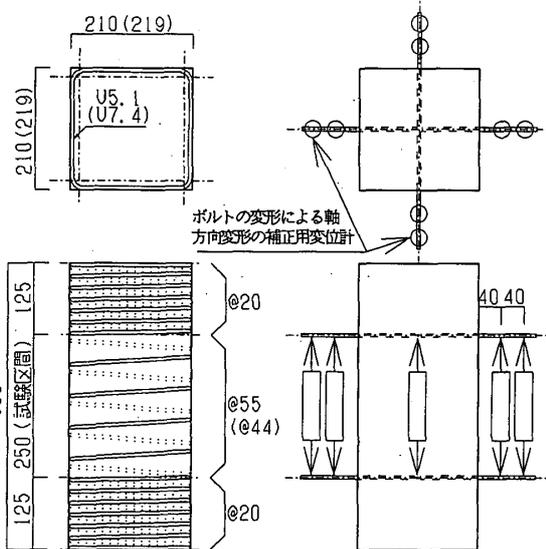
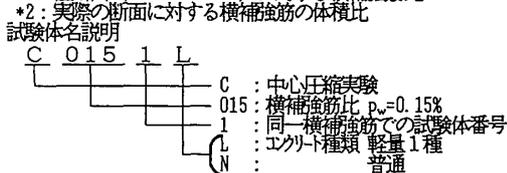


図-8 中心圧縮実験試験体配筋例および軸変位測定位置

表-5 材料の力学的性質（中心圧縮実験）

| 鉄筋呼び名 | 0.2%耐力 (kgf/cm ²) | 弾性係数 (kgf/cm ²) | 引張強さ (kgf/cm ²) | 備考 |
|----------|-------------------------------|-----------------------------|------------------------------|------|
| U7.4(*1) | 13340 | 1.89×10 ⁶ | 13600 | 横補強筋 |
| U5.1(*1) | 13430 | 1.90×10 ⁶ | 14330 | 強筋 |
| コンクリート種類 | 圧縮強度 (kgf/cm ²) | 割裂強度 (kgf/cm ²) | 静弾性係数 (kgf/cm ²) | 備考 |
| 軽量1種 | 315 | 32.4 | 1.65×10 ⁵ | *2 |
| 普通 | 324 | 30.9 | 2.07×10 ⁵ | |

*1 SBPD1275/1420

*2 加力前後それぞれの気中および封蔵養生3本づつの、計12本のテストピースによる平均値

し加力を行うことを目標とした。測定項目は軸圧縮力、図-8に示す位置4カ所での軸方向変形量および横補強筋の主な位置でのひずみ量である。

3.2 実験結果および結果の検討

1) 破壊経過

軽量コンクリート試験体の代表的な最終破壊状況を写真-1に示す。また、全試験体の軸応力-軸ひずみ関係を図-9に(シリーズ2の試験体については包絡線を示してある)、実験結果の一覧を表-6に示す。各試験体とも軸ひずみ0.2~0.3%程度で縦方向にひび割れが観察され、その後最大軸応力に達し、軸ひずみが進行するに従い表面のコンクリートの剥落がみられた。破壊経過にコンクリートの種類による差はみられなかった。両コンクリート試験体とも横補強筋量の増大にともない、最大耐力以降の負担圧縮応力の増加がみられる。また、繰返し加力を行ったシリーズ2試験体の軸応力-軸ひずみ関係より、繰

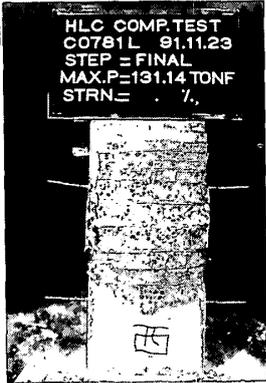


写真-1 中心圧縮実験最終破壊状況 (試験体 C0781L)

返しによる圧縮応力低下の程度、除荷時、再載荷時の曲線の形状に、コンクリートの種類による明確な差はみられなかった。

返しによる圧縮応力低下の程度、除荷時、再載荷時の曲線の形状に、コンクリートの種類による明確な差はみられなかった。

2) 軽量コンクリートの軸耐力および軸応力-軸ひずみ関係

図-9における軽量コンクリート試験体と普通コンクリート試験体の明瞭な差は最大軸応力である。軽量コンクリート試験体では横補強筋量が増大しても軸耐力の増加の程度は緩慢で、普通コンクリート試験体では p_w が1.0%程度になると横補強筋の配していない試験体に比べ軸耐力が150 kgf/cm²ほど増加するのに対し、軽量コンクリート試験体では80 kgf/cm²程度である。なお両コンクリートにおいて、テストピースの圧縮試験による圧縮強度はほぼ同じである。図-10に、横補強筋量 p_w と、最大軸応力 σ_m をテストピースによる圧縮強度 σ_B で除し基準化した値との関係を示す。それぞれのコンクリートの試験体間で回帰したところ、図中に示す結果を得た。軽量コンクリートの横補強筋による負担圧縮応力の増加具合は普通コンクリートの50%程度である。

図-11に、表-6に示した軸耐力時の横補強筋のひず

表-6 主な実験結果の一覧 (中心圧縮実験)

| 試験体名 | 割線剛性 ($\sigma_m/3$ 時) $\times 10^5$ (kgf/cm ²) | 最大軸耐力時 | | |
|--------|---|---|-----------------------------|--------------------------|
| | | 軸応力 σ_m (kgf/cm ²) | 軸ひずみ ϵ_m (%) | 横補強筋 ひずみ (μ) |
| C0001L | 1.42 | 225.1 | 0.302 | — |
| C0003L | 1.28 | 226.3 | 0.278 | — |
| C0151L | 1.85 | 233.0 | 0.338 | 断線 |
| C0301L | 2.07 | 252.2 | 0.338 | 1021 |
| C0501L | 1.76 | 280.9 | 0.317 | 1027 |
| C0651L | 1.85 | 287.2 | 0.348 | 854 |
| C0781L | 2.23 | 273.4 | 0.388 | 632 |
| C1041L | 1.93 | 312.1 | 0.398 | 395 |
| C1381L | 1.92 | 299.8 | 0.536 | 510 |
| C0002N | 1.16 | 244.8 | 0.253 | — |
| C0004N | 1.13 | 261.9 | 0.293 | — |
| C0152N | 1.33 | 250.7 | 0.489 | 1890 |
| C0302N | 1.31 | 311.5 | 0.481 | 1990 |
| C0502N | 1.60 | 321.2 | 0.463 | 2032 |
| C0652N | 1.81 | 289.6 | 0.520 | 1832 |
| C0782N | 1.65 | 355.7 | 1.075 | 552 |
| C1042N | 1.92 | 378.6 | 1.188 | 449 |
| C1382N | 1.41 | 418.0 | 3.195 | 6057 |

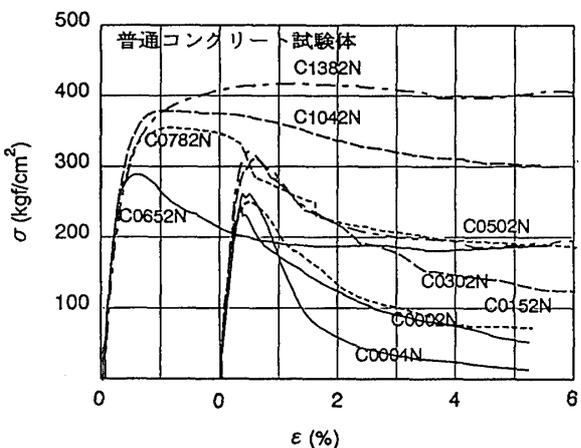
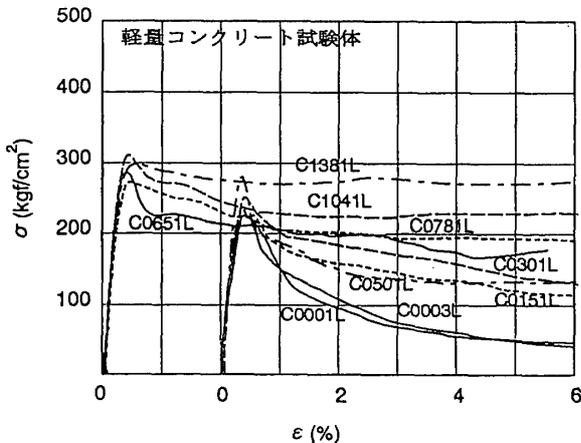


図-9 全試験体の軸応力-軸ひずみ関係

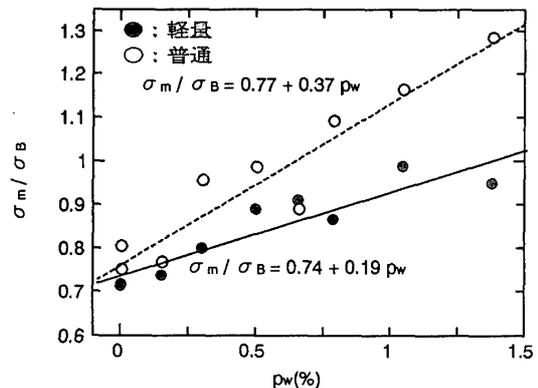


図-10 横補強筋量と最大軸耐力の関係

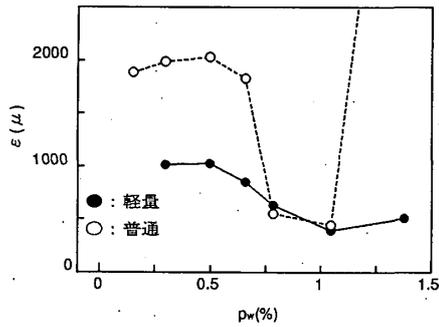


図-11 横補強筋量と最大軸耐力時の横補強筋のひずみ

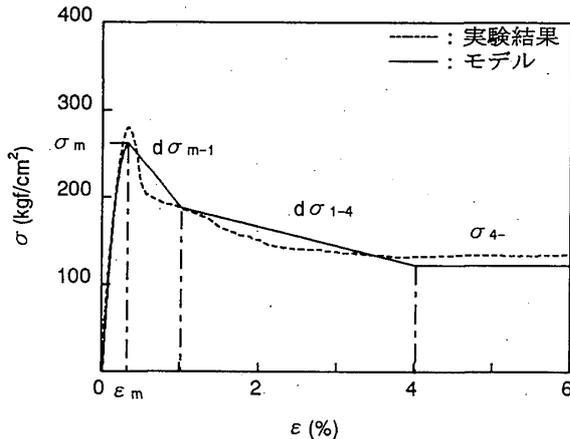


図-12 応力-ひずみ曲線のモデル

みを、横軸に横補強筋量 p_w をとり示す。軸耐力時に期待される横拘束力は、軽量コンクリートと普通コンクリートとで差が明確である。コンクリートの圧壊時には、軽量コンクリートでは骨材自体が損傷を受け、コンクリートのはらみを拘束する効果があまり期待できないものと考えられる。

次に、中心圧縮実験の結果を断面解析に応用するために、実験で得られた軸応力-軸ひずみ関係を図-12に示すような4つの区間に分け、モデル化することとした。第1区間は軸耐力までの区間で、実験結果より、この区間ではコンクリート種類による曲線の形状自体には余り差がなかったことを踏まえ、既往の研究に従い六車式¹³⁾を適用することとした。第2区間および第3区間は、それぞれ軸耐力時から軸ひずみ1%までの負勾配 ($d\sigma_{m-1}$)、1%から4%までの負勾配 ($d\sigma_{1-4}$) で、各々直線で近似することとした。これは、軽量コンクリート試験体の軸応力-軸ひずみ曲線が、軸耐力以降一度大きく負担応力が減少し、その後なだらかな低下に移行することを考慮したためである (図-9参照)。第4区間は軸ひずみ4%以降の負担応力平均値 (σ_{4-}) で、横軸と平行な直線とした。

図-13に第2区間における負勾配 $d\sigma_{m-1}$ を最大軸応力 σ_m で除した値と横補強筋量 p_w の関係を、図-14に第4区間における負担応力平均値 σ_{4-} を最大軸応力 σ_m で除した値と横補強筋量 p_w の関係を示す。それぞれの

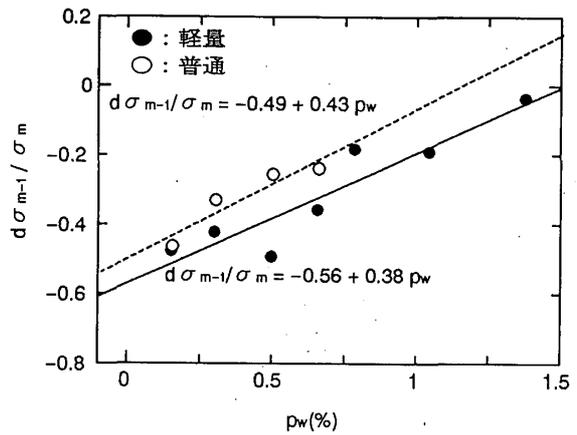


図-13 横補強筋量と軸ひずみ1%までの負勾配の関係

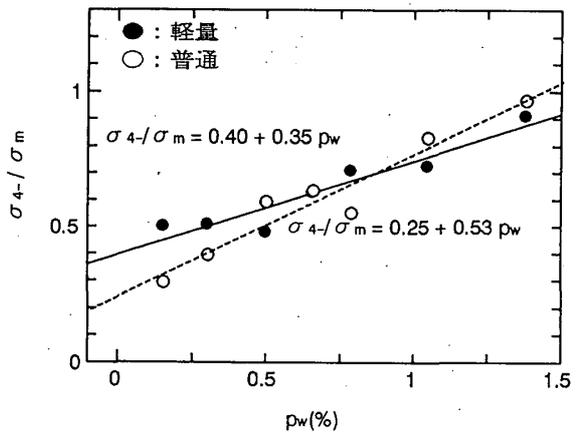


図-14 横補強筋量と軸ひずみ4%以降の軸耐力

区間におけるこれらの考慮因子は、横補強筋量のみではなく、横補強筋の加工形状等の影響を受けられるが、ここでは本実験の変動因子である横補強筋量について整理し、断面解析においてパラメーターを、コンクリート種類、コンクリート圧縮強度および横補強筋量のみで扱えるよう考慮したものである。その他の因子が本実験の変動因子と異なる場合は、新たな検討が必要である。図-13および図-14では、コンクリートの種類により近似直線に大きな差はなく、軸耐力以降の曲線は軸耐力の大ききで決定されると言ってもよい。

§4. 中心圧縮実験と曲げせん断実験の相関

4.1 Fiberモデルによる断面解析

ここでは、中心圧縮実験により得られた拘束コンクリートの軸応力-軸ひずみ関係のモデルを用いて、平面保持を仮定したFiberモデルによる断面解析を行い、曲げせん断実験で得られたヒンジ領域の平均モーメント-平均曲率関係と比較する。なお、中心圧縮実験では横補強筋に高強度異形鉄筋を用いており、曲げせん断実験の試験体とは異なっているが、軽量コンクリートの軸応力-軸ひずみ曲線の形状が軸耐力の大ききで決定されること、軸耐力は横補強筋量で決定され軸耐力時の横補強筋のひずみ量は2000 μ 程度 (図-11参照, C1382Nを

除く)であったことを考え、普通強度の鉄筋を用いた曲げせん断実験の試験体にも外挿できると考える。

断面解析に用いたコンクリートの応力-ひずみ曲線の履歴モデルを図-15に示す。スケルトンカーブには前節の中心圧縮実験で得られたモデルを使用し、除荷時、再載荷時の履歴には、藤井、青山、梅村が示したコンクリートの履歴モデル⁶⁾において、P点⁶⁾(図-15における $\epsilon_p = \sigma_m/E$ の点)以降の履歴モデルに繰返しによる負担圧縮応力の低下現象(Common Point¹⁴⁾)の存在を考慮した履歴モデルを使用した。なお、Common Pointは、軸耐力以降では負担圧縮応力の低下率が軸耐力(σ_m)

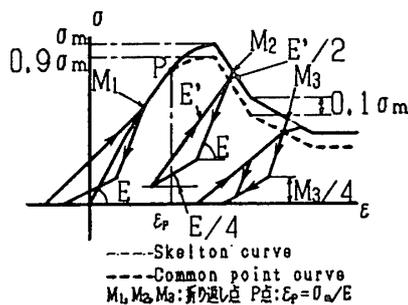


図-15 コンクリートの履歴モデル

の10%となる点とした。かぶりコンクリートの応力-ひずみ曲線には、中心圧縮実験において横補強筋の配していない試験体の軸応力-軸ひずみ関係の結果を考慮し、軸耐力以降はひずみが2%で応力が0となる点を通る直線とした(図-9参照)。鉄筋の応力-ひずみ関係には、使用鉄筋の材料試験結果に基づき、Ramberg-Osgoodモデル⁶⁾を用いた。

図-16に、モーメント(M)-曲率(ϕ)関係の解析結果と、曲げせん断実験におけるヒンジ領域(250mm:柱断面せい D に相当)の平均モーメント(M_{ave})-平均曲率(ϕ_{ave})関係を比較して示す。各曲率時に対応するモーメント値、曲線の形状、耐力の低下の程度等、解析結果と実験結果はおおむね一致している。曲げせん断実験における試験体の急激な耐力低下が、かぶりコンクリートの大きな剥落後に起こったことを考え、解析結果の曲線上に、圧縮および引張鉄筋の外側に位置するすべてのかぶりコンクリートが剥落する点(全かぶりコンクリートのひずみが2%を超え、負担圧縮応力が0となった点)を●で示した。軽量コンクリート試験体(D0781L, D1201L)および普通コンクリート試験体(D0782N)とも、実験結果の耐力が低下する点の曲率と、解析結果の

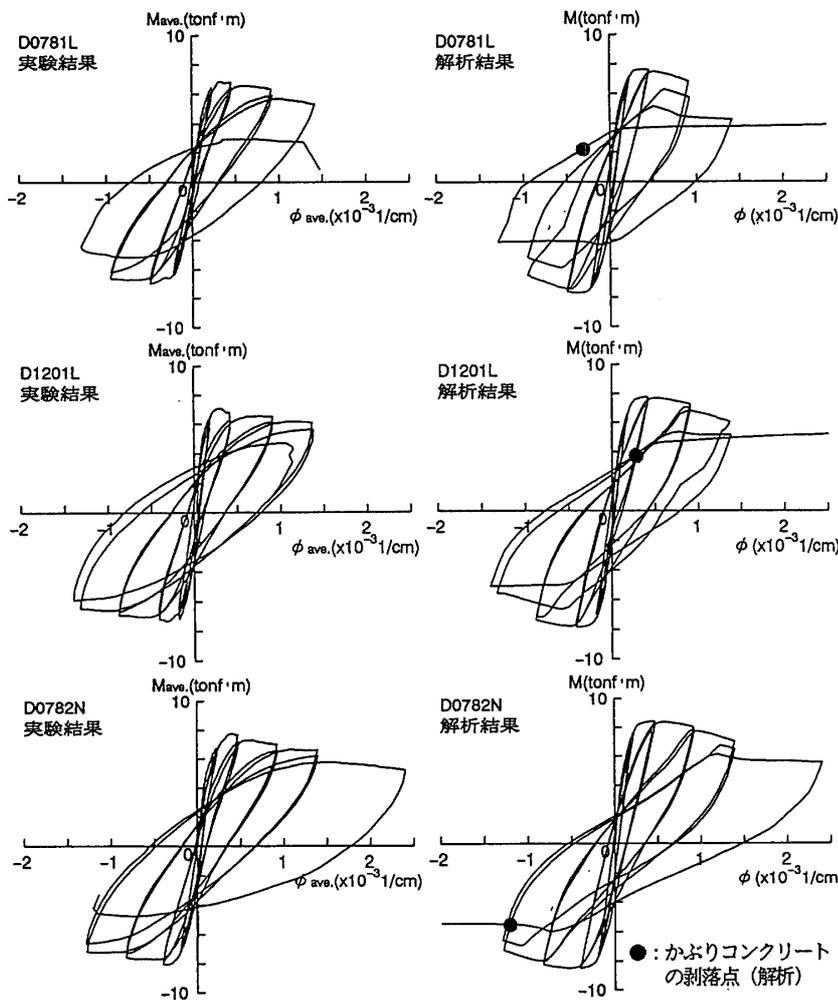


図-16 モーメント-曲率関係の実験結果と解析結果の比較

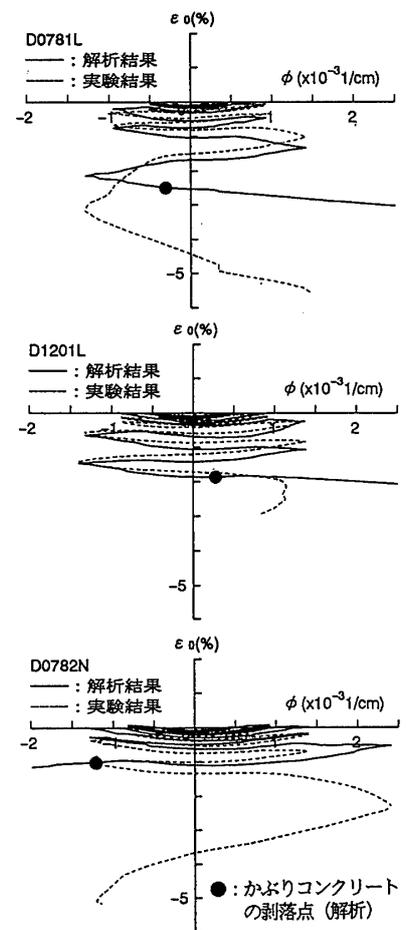


図-17 軸ひずみ-曲率関係の実験結果と解析結果の比較

表一七 曲げせん断実験における最大耐力と Fiber 解析による最大モーメントの比較

| 試験体名 | 実験値 | | 解析値 | |
|--------|-----|---------------|---------------|------------|
| | | Mmax (tonf·m) | Mmax (tonf·m) | 実験値 解析値 |
| D0781L | 正 | 6.81(0.451) | 7.63(0.389) | 0.89 |
| | 負 | 6.94(0.504) | 7.66(0.384) | 0.91 |
| D1201L | 正 | 7.12(0.275) | 7.78(0.410) | 0.92 |
| | 負 | 7.30(0.339) | 7.82(0.421) | 0.93 |
| D0782N | 正 | 7.76(0.407) | 8.43(0.462) | 0.92 |
| | 負 | 8.04(0.367) | 8.45(0.525) | 0.95 |

注1: 括弧内は最大モーメント時の曲率($\times 10^{-3} 1/cm$)
 実験値はヒンジ領域(検長250mm)での平均曲率
 注2: 最大モーメントの実験値はヒンジ領域(検長250mm)での平均モーメント

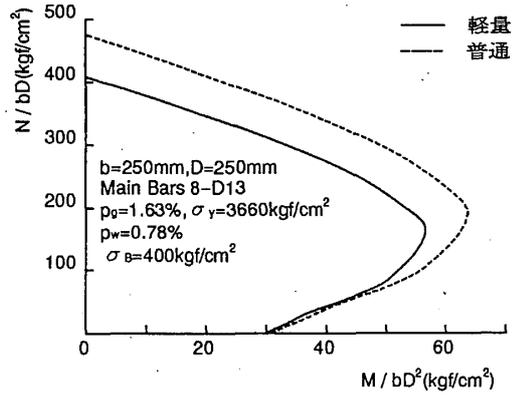
●で示した曲率とは必ずしも一致していないが、同加力サイクル上であり、解析上の全かぶりコンクリートが剥落する点は変形限界の1つの目安とはなる。なお、解析結果では、●以降の曲率において耐力の低下はみられなかった。

図一七に、解析により得られた全断面の平均軸ひずみ(ϵ_0)—曲率(ϕ)関係と、曲げせん断実験より得られたヒンジ領域(250mm:柱断面せいDに相当)の断面中央での軸ひずみ—平均曲率関係を、比較して示す。同図中には図一六と同様、かぶりコンクリートの剥落点を●で示した(曲率を与えることにより、外側のかぶりコンクリートから徐々にひずみが増加していくので、平均軸ひずみ2%の点とかぶりコンクリートの剥落点は一致しない)。解析結果と実験結果はおおむね一致しているが、終局状態に近い曲率では実験結果の軸ひずみが大きく進行している。

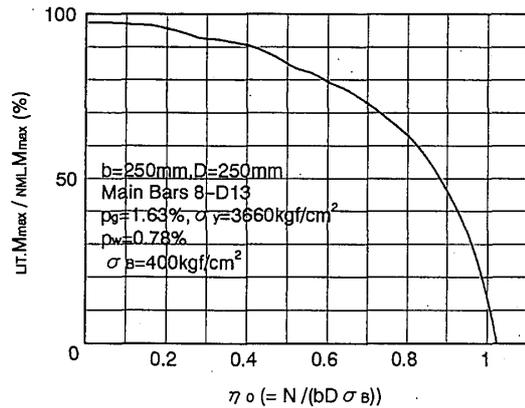
4.2 軽量コンクリート部材の曲げ耐力

表一七に、曲げせん断実験より得られた3体の試験体の最大曲げモーメント(ヒンジ領域での平均モーメント)と、断面解析で得られたモーメントの最大値を比較して示す。全試験体とも実験値が解析値を若干下回っているが、コンクリートの種類による差は明確に得られている。軽量コンクリート試験体の普通コンクリート試験体に対する最大モーメントの比は(同一配筋のD0781LとD0782Nの比較)、正負平均して、実験結果で0.87、解析結果で0.91である。

4.1節で行った断面解析によってコンクリート種類による曲げ耐力の差は確認できるものと考え、曲げせん断実験試験体D0781LおよびD0782Nをベースに、種々の軸力を入力し、断面解析を行った。図一八に軸力と最大モーメントの関係を、横軸を M/bD^2 、縦軸を N/bD として示す。また、図一九に軸力比 $\eta_0 (= N/bD\sigma_B)$ と、最大モーメントの軽量コンクリート $_{LIT}M_{max}$ の普通コンクリート $_{NML}M_{max}$ に対する割合の関係を示す。 $\eta_0=0.2$ でその割合は96%程度、短期軸力の上限と考えられる $\eta_0=0.33$ で91%程度、 $\eta_0=0.5$ で85%程度となっている。なお、これらの図は帯筋比 p_w を0.78%とした



図一八 軸力と最大モーメントの関係



図一九 最大モーメントにおける軽量コンクリートの普通コンクリートに対する割合と軸力比の関係

ときの値であり、中心圧縮実験の結果から、帯筋量がこれより大きいときには軽量コンクリートと普通コンクリートの差は更に広がると考えられる。

§5. 結論

設計基準強度が360 kgf/cm²の軽量コンクリート1種を用いた鉄筋コンクリート部材を対象に、部材の構造性能が曲げ性能に影響される場合の強度および変形能を、曲げせん断実験、中心圧縮実験および断面解析により検討した。本研究により得られた主要な結論を以下に記す。

(1) 軽量コンクリート試験体の弾性剛性、各ひび割れ強度は既存の計算式を用いて推定できるものの、曲げ強度は普通コンクリート試験体と比較して1割程度低く、かぶりコンクリートが剥落し大きく耐力が低下する変形角には大きな差がみられる。

(2) 曲げせん断実験において、ヒンジ領域(端部250mm区間:柱断面せいDに相当)の平均軸ひずみの進行状況は、耐力低下に対応して顕著に進行し、その境となるひずみ量は軽量コンクリートおよび普通コンクリート試験体とも2%程度であり、コンクリートの種類による顕著な差はみられない。

(3) 中心圧縮実験の結果より、軽量コンクリート試験体の横補強筋による軸耐力の増加の割合は、普通コン

クリートと比較して50%程度であった。これは、コンクリートの圧壊時には軽量骨材自体が損傷を受け、コンクリートのはらみを拘束する効果があまり期待できないことによると考えられる。

(4) 軸耐力を除き、軽量コンクリートの軸応力-軸ひずみ曲線の形状は、普通コンクリートと大きな差はない。また、軸耐力の大きさにより軽量コンクリートの軸応力-軸ひずみ曲線の形状を予測することが可能である。

(5) 中心圧縮試験より得られた軸応力-軸ひずみ関係を、横補強筋量をパラメーターとしたモデルに置き換え断面解析を行った解析結果は、曲げせん断実験より得られたヒンジ領域の平均モーメント-平均曲率関係とほぼ一致した。また、解析上の全かぶりコンクリートが剥落する点は、実験結果の耐力が低下する点と同加力サイクル上であり、変形限界の1つの目安となる。

(6) 曲げせん断実験で得られたコンクリートの種類による最大モーメントの差は、断面解析により得られた最大モーメントの差とほぼ一致した。

(7) 種々の軸力を入力し断面解析を行った結果、軽量コンクリートの最大モーメントは普通コンクリートに対して、軸力比0.33で91%程度であった。

謝 辞

本研究の曲げせん断実験は、(社)建築研究振興協会に設けられた高強度人工軽量骨材委員会(主査:園部泰寿筑波大学教授)の研究活動の一環として行われたものである。また中心圧縮実験は、竹中育英会建築研究助成(受給者:金久保利之)によっている。また両実験とも試験体の作製には人工軽量骨材協会、日本セメント(株)、日本メサライト工業(株)の協力を得、高強度異形鉄筋は高周波熱錬(株)から提供していただいた。関係各位に厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 金久保利之、園部泰寿ほか3名:高強度人工軽量骨材コンクリートを用いた構造部材の耐震性能に関する研究(多段配筋を有するT形ばりの靱性—その1—その2—), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造 II, pp.405~408, 1989.10
- 2) 金久保利之、園部泰寿ほか3名:高強度軽量コンクリートを用いた柱部材の耐震性能に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造 II, pp.843~844,

1990.10

- 3) 松崎育弘、中野克彦ほか2名:人工軽量骨材を用いたRC梁のせん断性状に関する研究(その1)・(その2)—付着性状に関する検討—, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造 II, pp.409~412, 1989.10
- 4) 別所佐登志、岡本公夫ほか2名:高層鉄筋コンクリート造ビルの柱構造に関する研究(II)—軽量コンクリートおよび普通コンクリート柱の実験—, 鹿島建設技術研究所年報, 第24号, pp.171~176, 1976.6
- 5) 人工軽量骨材協会:人工軽量骨材コンクリート技術資料 No.4 人工軽量骨材コンクリートの力学的特性について, 昭和62年4月
- 6) 藤井俊二、青山博之、梅村 魁:材料特性より求めた鉄筋コンクリート断面のモーメント-曲率関係, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1261~1262, 昭和48年10月
- 7) 稲井栄一、平石久廣ほか2名:曲げ破壊型RC柱の変形性能に関する解析的研究(その1. 安定限界と危険断面の曲げ特性), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造 II, pp.769~770, 昭和63年10月
- 8) 平石久廣、稲井栄一ほか2名:曲げ破壊型RC柱の変形性能に関する解析的研究(その2. 主筋降伏後の変形機構), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造 II, pp.771~772, 昭和63年10月
- 9) 平石久廣、稲井栄一ほか5名:鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の限界変形に関する研究(その1) 柱の中心圧縮実験, 純曲げ実験および曲げせん断実験とその相関, 日本建築学会構造系論文報告集, No.410, pp.27~39, 1990.4
- 10) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1988
- 11) 深田泰夫:鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その17: 諸きれつ発生荷重及び終局強度), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1321~1322, 昭和49年10月
- 12) 日本建築学会:鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料シリーズ9 はり・柱の曲げ終局強度と変形性状, 建築雑誌, Vol.94, No.1156, 昭和54年10月
- 13) 六車 熙, 光枝 良, 井上弘行:横補強による高強度コンクリートの靱性改善に関する研究(その2. 応力-歪曲線のモデル化), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1915~1916, 昭和58年9月
- 14) 谷川恭雄, 小坂義夫:繰返し圧縮応力を受けるコンファインドコンクリートの履歴特性, セメント技術年報, 第33巻, pp.456~460, 昭和54年

(1992年4月3日原稿受理, 1992年8月24日採用決定)