

第 4 章

柱部材

第4章 柱部材

本研究において柱部材の構造性能実験データベースの収集は、以下の論文から行った。日本建築学会発行の論文報告集，大会学術講演概便集，構造工学論文集，日本コンクリート工学会発行の年次講演会論文集に1976年から2013年までに記載された実験データから有用なデータを抽出し，以下の破壊モードに分類しデータベース化を行った。

- 1) 柱曲げ降伏先行型 (曲げ降伏後のせん断破壊，付着破壊，曲げ圧壊など)
- 2) 柱せん断破壊型 (曲げ降伏前のせん断破壊)
- 3) 柱付着破壊型 (曲げ降伏前後の付着破壊)

各試験体の破壊モードは，著者の記述に従って分類している。特に複数の研究機関の間で梁曲げ降伏後のせん断破壊と，付着破壊の区別などが，物理的に定義することが難しい状況にある。原則としては，破壊の現象と耐力低下が連動していることによって判定されるものと考えられる。

4.1 データベースの項目

本節では、本研究で作成したデータベースのうち柱部材のデータベースにおける項目についての説明を掲載する。

1. 基本情報：ID，出典情報等

101-ID 情報

- 1) 通し番号：部材毎に通し番号を付ける。例えば柱であれば C1 など。
- 2) 実験主体；実験実施の主体を記載する。
- 3) 文献に記載されている試験体の名称を付ける。
- 4) 架構試験体の一部などで，試験体名称と異なる場合に名称を設ける。

102-文献情報

- 1) 文献番号：主たる論文について文献収集リストで付与した通し番号を記載する。
- 2) 関連文献番号：主たる論文に関連する文献収集リストで付与した通し番号を記載する。複数記載可。
- 3) 情報：主たる文献で必要な情報（タイトルや雑誌名）を表示させる。

2. 試験体情報：材料，部材断面

201-一般情報

- 1) スケール；実断面に対して縮小された場合の規模。例えば 1/2 など
- 2) 配筋の対称性；配筋の配置について対称性を記載する。
- 3) 打設方向；試験体の軸方向と同じ方向からの打設を鉛直，直交方向からの打設を水平とする。
- 4) 打設打継；試験体途中での打継の有無。ある場合，打継面の処理方法。
- 5) 備考；上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項。

202-材料情報

- a. 以下，コンクリートの材料特性について記載する。
 - 1) 設計強度；当該文献に記載されている目標強度で，試験体の設計時に用いた強度。
 - 2) 圧縮強度；当該文献に記載されている最大圧縮強度を記載する。
 - 3) 圧縮強度時歪み；当該文献に記載されている最大圧縮強度時歪みを記載する。
 - 4) 引張強度；当該文献に記載されている引張強度を記載する。その値を割裂強度から算定している場合は，「算定値」を選択し，その値を記載する。また，直接引張実験から算定している場合は，「実験値」を選択し，その値を記載する。その他，算定方法が不明な場合は「-」を選択する。
 - 5) ヤング係数；当該文献に記載されているヤング係数を記載する。その値の算定方法（AIJRC 規準式（コンクリート強度から算定する式で 2）の圧縮強度を用いた場合），JIS A1149 式（実験結果より算定する），「-」（算定方法が記載されていない）を選択する。値がない場合は「-」を選択する。
- b, c. 以下，鉄筋の材料特性について記載する。
 - 1) 降伏強度；当該文献に記載されている降伏強度を記載する。その値の算定方法（降伏点，

第4章 柱部材

- 0.2%耐力，「-」（算定方法が記載されていない）を選択する。値がない場合は「-」を選択する。
- 2) 降伏歪み；当該文献に記載されている降伏歪みを記載する。その値が材料実験から得られた値を用いて算定されていれば「実験値」とする。その他，算定方法が不明な場合は「-」を選択する。
 - 3) 引張強度；当該文献に記載されている引張強度を記載する。
 - 4) 引張強度歪み；当該文献に記載されている引張強度歪み度を記載する。
 - 5) ヤング係数；当該文献に記載されているヤング係数を記載する。その値を実験で得られる降伏強度および降伏歪みを用いて算定している場合は「実験値」と記載する。その他，算定方法が不明な場合は「-」を選択する。
 - 6) 備考；上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項。

203-部材形状情報

- 1) 断面形状；矩形または円形などのコンクリート外部の形状。
- 2) 幅；矩形断面において，加力方向に対して直交する辺の長さ。円形断面の場合はその直径。
- 3) せい；矩形断面において，加力方向に対して平行する辺の長さ。円形断面の場合はその直径。
- 4) 有効せい；矩形断面において，圧縮縁から引張鉄筋重心位置までの長さ。円形断面の場合は等価長方形断面に置換した場合の圧縮縁から引張鉄筋重心位置までの長さ。
- 5) コア断面積；外周部せん断補強筋に囲まれた断面積
- 6) 被りコンクリート厚さ；矩形断面の場合，幅とせいのかぶり厚さをそれぞれ記入。
- 7) クリアスパン；対象部材の内法長さ
- 8) 備考；上記に関する内容の補足またはその他明記しておくべき事項。

204-主筋情報

- 1) 本数；全主筋本数
- 2) 呼び名；鉄筋の形状と径を表す記号。（例えば D19 や $\phi 9$ ， #4 など）
- 3) 種類；主筋の種類。例えば SD345 など
- 4) 継手有無；主筋が部材内で継手使用の有無。
- 5) 継手長さ；主筋の継手がある場合はその長さ。
- 6) 備考；継手の位置情報など，その他継手に関して追記すべき情報。
- 7) 主筋位置情報；1-5 は鉄筋の位置，6-10 はそれぞれの位置に配された本数を示す。位置の基点は，正載荷側においてモーメントが大きい側の端部の断面の圧縮力を負担している側とする。ただし，両端部のモーメントが等しければ脚部（左端）の断面位置を採用する。なお，鉄筋の段数がさらにある場合は適宜追加する。

205-せん断補強筋情報

- 1) 形状；部材断面における補強筋形状。2種類ある場合は外周部とその内部の形状を記載する。（例えば，中子筋のある矩形のせん断補強筋の場合，「矩形・中子」）
- 2) 呼び名；鉄筋の形状と径を表す記号。（例えば D19 や $\phi 9$ ， #4 など）
- 3) 間隔；1，2 は部材長さ方向で間隔が変わる場合，狭い領域（例えばヒンジ領域）と広い領域の間隔。1種類のみの場合，「狭い箇所」欄に記載する。位置；3 は狭い領域の長さ

と位置が分かる情報を記載。

- 4) 種類；補強筋の種類。例えば SD295 など
- 5) 1-4 有効本数；幅方向とせい方向の補強筋（中子筋を含む）の足の数（図 4.1.1）。3)で記載した狭い箇所と広い箇所がある場合は，それぞれ記載し，部材長において補強筋が等間隔の場合は，「狭い箇所」欄にのみ記載する。
- 6) 1, 2 外周補強筋間距離；外周補強筋の中心間距離（図 4.1.2）。

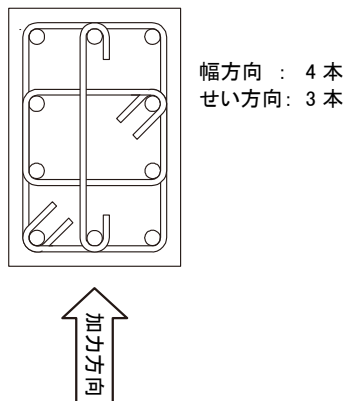


図 4.1.1 補強筋有効本数

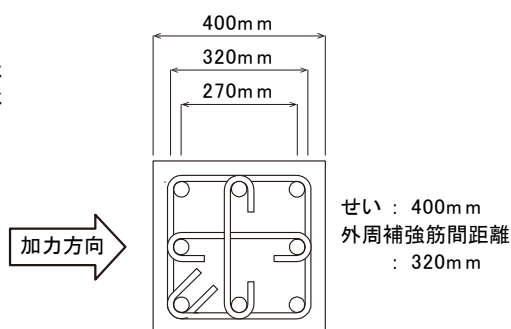


図 4.1.2 補強筋間距離

- 7) 有効横支持長さ；はば方向およびせい方向に対して，各主筋間最短距離の最大値（下図の C_i 参照）。下図で横方向から载荷する場合，図中の C_i がせい方向の長さとなる。

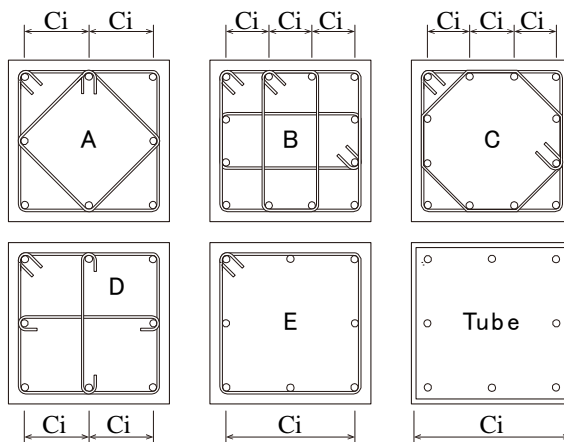


図 4.1.3 有効横支持長さの定義

- 8) 定着性状；1 は定着性状を示す。例えば，フックの有無，重ね継手，溶接，その他（機械式継手など）。フック形状；2 はフックがある場合はフック角度で例えば，90 や 135 度。継手長さ；重ね継手を選択した場合の継手長さ。

3. 加力・計測情報：加力概要，計測概要

301-加力情報

- 1) 加力形式；部材の加力形式を示す。例えば，片持ちや両端固定（建研式，大野式），その他（ダブルエンド式など）

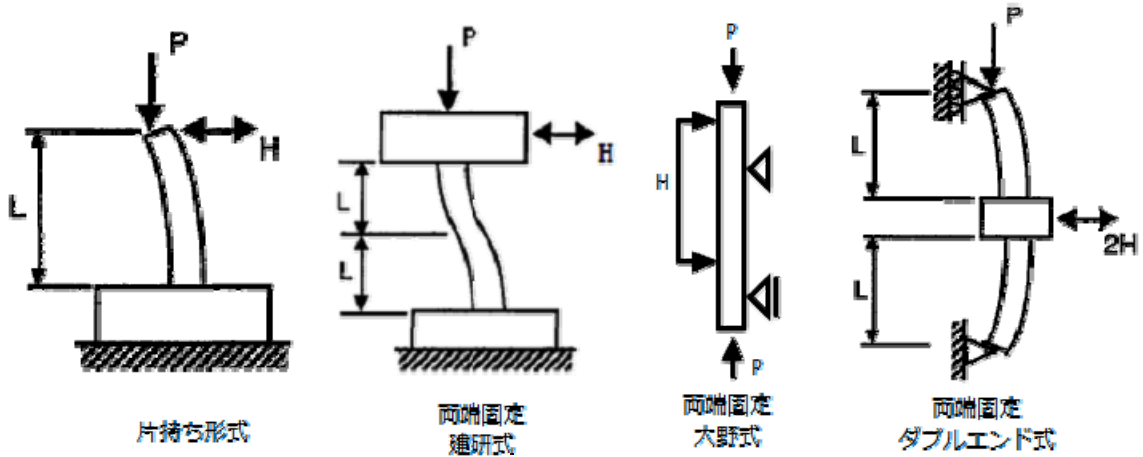


図 4.1.4 加力形式

- 2) 加力方向；部材が水平に加力される方向を示す。例えば，一方向，二方向，斜め 45 度など
- 3) 载荷履歴；加力载荷の履歴を示す。例えば，単調片押し，繰り返し，ランダムなど
- 4) 軸力の種類；作用させる軸力の種類を示す。一定軸力または変動軸力を選択する。
- 5) 1, 2 軸力；部材に作用させる軸力の値を示す。一定軸力の場合，変動軸力の欄は「-」と記載する。変動軸力の場合は下限値と上限値（例えば-300~400 など）を記載する。
- 6) 軸力の作用位置；作用させる軸力の位置を示す。例えば，偏心が無く部材断面に作用している場合は「中心」，偏心して作用している場合は「偏心」を選択する。
- 7) 鉛直ジャッキと取り付け方；鉛直ジャッキが部材にどのように取り付けられているかを示す。例えば，ピン支持，ローラー支持，その他など。また当該鉛直ジャッキの導入軸力の種類（図 4.1.5 参照）を記載する。

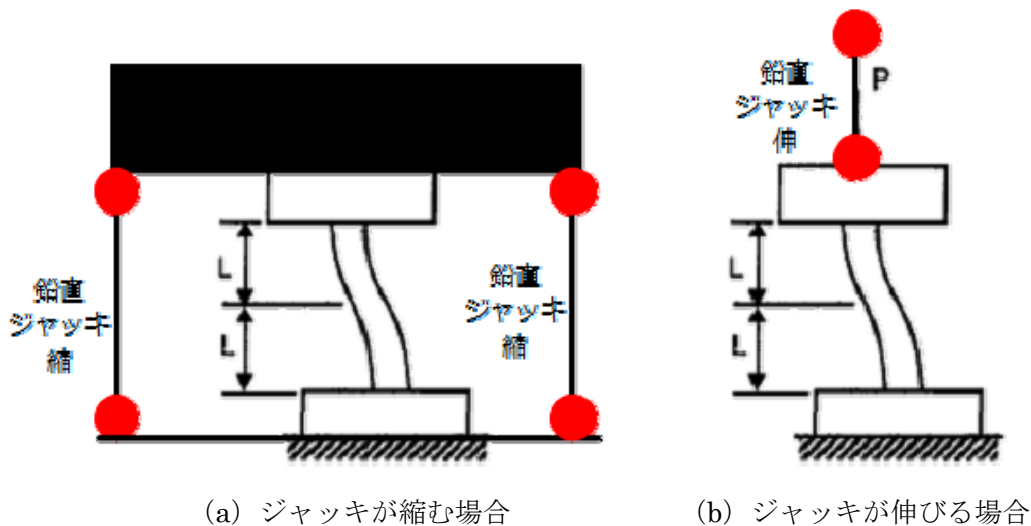


図 4.1.5 鉛直ジャッキの軸力種類（試験体に圧縮軸力を作用させる場合）

- 8) シアスパン；反曲点位置から部材端部までの長さの内，最大の長さ。反曲点高さをジャッキにより制御している場合はその高さ（長い方）を記載する。またジャッキにより制御していない場合で建研式加力を行っている場合は，クリアスパンの半分の長さを記載す

る。それ以外は「-」と記載する。

302-計測情報

- 1) 部材応力の計測方法；部材が負担している応力（せん断力，軸力）の計測方法について示す。ジャッキの荷重をロードセルで計測している値が示されている場合は「間接」，部材の応力をロードセルなどで直接計測している場合は「直接」を選択し，不明の場合「-」と記載する。
- 2) 部材変位の計測方法；加力により生じる部材の変位の計測方法について示す。部材角や軸方向変位を算定するためのデータが直接計測されている場合は「直接」，計測データを用いて上記変位の算定する必要がある場合は，「間接」を選択し，不明の場合「-」と記載する。

4. 実験データ情報：

401-データ特性情報

- 1) 水平応力データの有無；水平応力データについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。柱の場合は，それらのデータを用いてせん断力を算定する場合に， $P-\Delta$ （ジャッキによる分を含む）の補正の必要があるかどうかを示す。補正が必要であり，文献内の情報から可能である場合，「必要（可）」，補正が必要だが文献内の情報からできない場合，「必要（不可）」を選択する。
- 2) 備考；上記の補足またはその他必要な情報を記載。
- 3) 水平変形データの有無；水平変形データについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。部材の水平変形として使用するために，補正の必要性の有無について示す。
- 4) 備考；上記の補足またはその他必要な情報を記載。
- 5) 鉛直変形データの有無；鉛直変形データについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。部材の鉛直変形として使用するために，補正の必要性の有無について示す。
- 6) 備考；上記の補足またはその他必要な情報を記載。
- 7) 分離された水平変形データの有無；分離された水平変形データについての情報を示す。アナログデータ（論文紙面上の情報），デジタルデータの有無。データがある場合，それらが包絡線上のデータ，または全データかを示す。部材の分離された水平変形として使用するために，補正の必要性の有無について示す。
- 8) 備考；上記の補足またはその他必要な情報を記載。

402-剛性情報

- 1) 第1折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる初期剛性の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

第4章 柱部材

- 2) 第2折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第2折れ点の割線剛性の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。
- 3) 第2折れ点後（正勾配）；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第2折れ点以降の正勾配を接線剛性の値で示す。なお，脆性部材の場合は「-」と表記。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。
- 4) 耐力低下（負勾配）；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる耐力低下時の負勾配を接線剛性の値で示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

403・強度情報

- 1) 第1折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第1折れ点の強度の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。
- 2) 第2折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第2折れ点の強度の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。
- 3) 第3折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第3折れ点の強度の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

404・変形情報

- 1) 第1折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第1折れ点の変形の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。
- 2) 第2折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第2折れ点の変形の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。
- 3) 第3折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第3折れ点の変形の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。
- 4) 第4折れ点；実験データ（荷重変形の包絡線）から得られる第4折れ点の変形の値を示す。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。

405・減衰情報

- 1) ポテンシャルエネルギー；各変形角におけるポテンシャルエネルギーを示す。
- 2) 履歴吸収エネルギー；各変形角における履歴吸収エネルギー量を示す。
- 3) 等価粘性減衰定数；各変形角における記載されている等価粘性減衰定数を示す。

406・破壊モード

- 1) 実験時破壊モード；実験で得られている破壊モード。正負交番載荷の場合は，正負の値を示す。
- 2) 計算時破壊モード；文献中で計算された最小の終局強度を破壊モードとする。正負非対称の部材の場合は，正負の値を示す。

407・損傷状態情報（ひび割れや鉄筋降伏，圧縮破壊，主筋座屈などの損傷状態を示す情報）

- 1) 曲げひび割れ；実験で得られている曲げひび割れ時の荷重と変形の値。
- 2) せん断ひび割れ；実験で得られているせん断ひび割れ時の荷重と変形の値。
- 3) 主筋降伏；実験で得られている最初に主筋が降伏した時の荷重と変形の値。
- 4) せん断補強筋降伏；実験で得られている最初にせん断補強筋が降伏した時の荷重と変形の値。
- 5) かぶりコンクリート剥落；実験で得られているかぶりコンクリートが剥落した時の荷重と

変形の値。

- 6) 最大耐力；実験で得られている最大耐力に達した時の荷重と変形の値。
- 7) 主筋座屈；実験で得られている最初に主筋が座屈した時の荷重と変形の値。
- 8) 軸崩壊；実験で得られている軸崩壊に達したまたはそう見なされる時の荷重と変形の値。
- 9) 備考；
- 10) ひび割れ情報；ひび割れ図の有無，ある場合はそのデータの保存を行い，そのファイル名称を記載。またひび割れが計測されている部材角を記載する。
- 11) その他の損傷情報；ひび割れ幅や長さなどさらに詳細な情報を計測の有無について記載。

408-デジタルデータ

- 1) ファイル名；デジタルデータをテキスト形式で保存。そのファイル名称を記載。

5. データの信頼度指標（収集元のデータの信頼性を表す指標を導入）：

上記 4. の各評価項目に対して信頼度を付けることで，不適切データの定義に活用する。必要に応じて追加する。

第4章 柱部材

評価シート：各評価方法に対して剛性，耐力，靱性能についての算定に必要な項目を示し，その算定値と式の算定精度を示す。

1-剛性評価

101-曲げ初期剛性

- 1) 各計算に必要な項目（複数あり）
 - a) 初期剛性 K_{1f}

102-せん断初期剛性

- 1) 各計算に必要な項目（複数あり）
 - a) 初期剛性 K_{1s}

103-降伏時剛性 K_y

- 1) 各計算に必要な項目（複数あり）
 - 2) 降伏時剛性 K_y

104-せん断破壊時剛性

- 1) 各計算に必要な項目（複数あり）
 - 2) せん断破壊時剛性 K_{su}

105-3次勾配 K_3 （正勾配）

- 1) 各計算に必要な項目（複数あり）
 - 2) 3次勾配 K_3

106-精度

- 1) 初期剛性（算定値）
- 2) 実験値/算定値
- 3) 降伏時剛性（算定値）
- 4) 実験値/算定値
- 5) せん断破壊時剛性（算定値）
- 6) 実験値/算定値
- 7) 3次勾配（算定値）
- 8) 実験値/算定値

2-強度評価

101-曲げひび割れ

- 1) 各計算に必要な項目（複数あり）
 - a) 曲げひび割れ強度 Q_{fc}

102-せん断ひび割れ

- 1) 各計算に必要な項目（複数あり）
 - a) せん断ひび割れ強度 Q_{sc}

103-曲げ終局強度

- 1) 各計算に必要な項目（複数あり）
 - a) 曲げ終局強度 Q_{fu}

104-せん断終局強度

1) 各計算に必要な項目（複数あり）

a) せん断終局強度 Q_{su}

105・精度

1) 曲げひび割れ強度（算定値）

2) 実験値/算定値

3) せん断ひび割れ強度（算定値）

4) 実験値/算定値

5) 曲げ終局強度（算定値）

6) 実験値/算定値

7) せん断終局強度（算定値）

8) 実験値/算定値

3・変形評価

101・曲げ降伏後破壊変位

1) 各計算に必要な項目（複数あり）

a) 曲げ降伏後破壊変位 δ_d

4・評価結果集計：平均値（実験値/算定値），標準偏差 σ ，変動係数 CV：

4.2 収集データの特性

4.2.1 引用論文

表 4.2.1, 表 4.2.2 に本データベースで引用した論文の数を示す。なお, 引用時に主に使用した論文とは別に, 主たる論文に関連する形で引用した論文の数も含んでいる。

表 4.2.1 引用した論文の数 (論文別)

論文名	論文数
黄表紙	29
JCI大会	185
JCI論文集	6
構造工学	11
AIJ	28
AIJ論文集	0
建研	3
合計	262

表 4.2.2 引用した論文の数 (年代別)

年度	論文数	年度	論文数	年度	論文数	年度	論文数	年度	論文数
1970	0	1980	2	1990	11	2000	5	2010	2
1971	0	1981	1	1991	11	2001	12	2011	6
1972	0	1982	0	1992	12	2002	7	2012	4
1973	0	1983	1	1993	14	2003	17	2013	7
1974	0	1984	5	1994	14	2004	8		
1975	0	1985	0	1995	13	2005	9		
1976	0	1986	4	1996	12	2006	11		
1977	0	1987	4	1997	8	2007	1		
1978	3	1988	5	1998	15	2008	5		
1979	2	1989	9	1999	16	2009	6		
合計	5	合計	31	合計	57	合計	81	合計	19
								合計	262

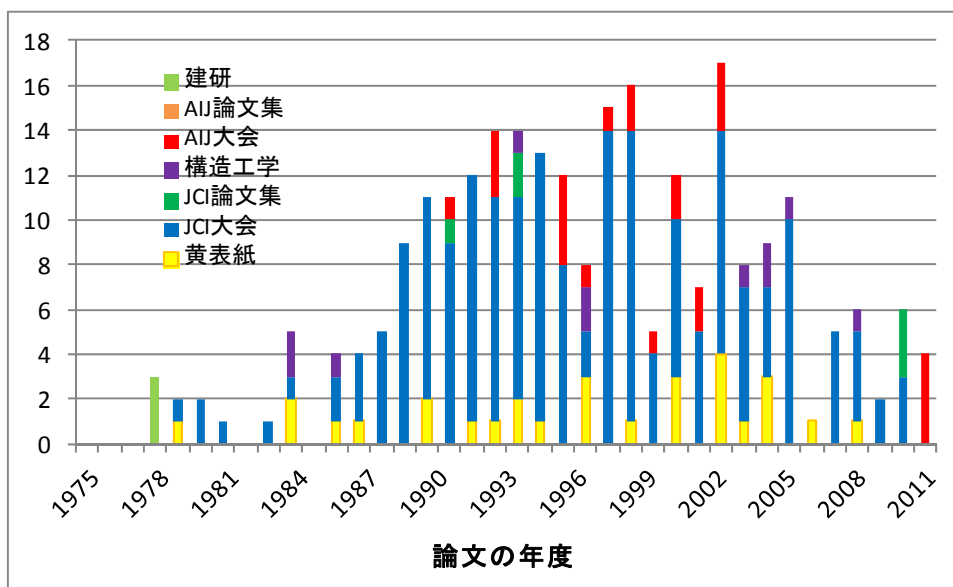


図 4.2.1 引用した論文の数

4.2.2 引用試験体数

表 4.2.3, 表 4.2.4 に本データベースで引用した試験体数を示す。

表 4.2.3 引用した試験体の数 (論文別)

論文名	試験体数
黄表紙	160
JCI大会	878
JCI論文集	25
構造工学	51
AIJ	104
AIJ論文集	0
建研	115
合計	1333

表 4.2.4 引用した試験体の数 (年代別)

年度	試験体数	年度	試験体数	年度	試験体数	年度	試験体数	年度	試験体数
1970	0	1980	21	1990	77	2000	17	2010	4
1971	0	1981	1	1991	44	2001	33	2011	15
1972	0	1982	0	1992	58	2002	30	2012	31
1973	0	1983	5	1993	66	2003	77	2013	20
1974	0	1984	20	1994	61	2004	40		
1975	0	1985	0	1995	71	2005	64		
1976	0	1986	23	1996	37	2006	41		
1977	0	1987	38	1997	28	2007	3		
1978	115	1988	32	1998	68	2008	28		
1979	22	1989	43	1999	79	2009	21		
合計	137	合計	183	合計	589	合計	354	合計	70
								合計	1333

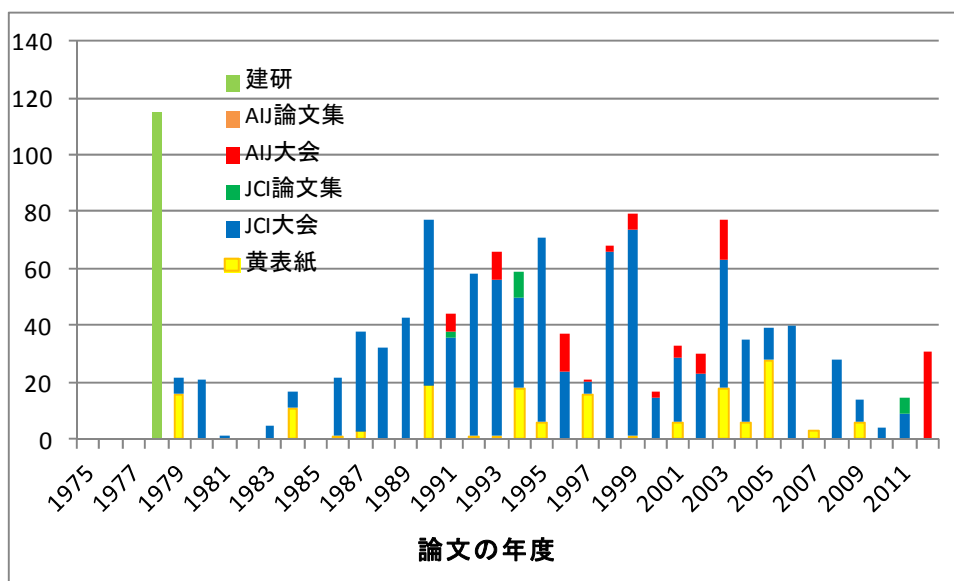


図 4.2.2 引用した試験体の数

第4章 柱部材

4.2.3 収集した実験データの特徴

収集した実験データの特徴を示すために、以下の項目についての収集データの頻度分布および統計データを、以下の項目について示す。

(検討項目)

コンクリート強度	図 4.2.3
主筋強度	図 4.2.4
柱主筋比	図 4.2.5
コンクリート強度－主筋強度関係	図 4.2.7
せん断補強筋強度	図 4.2.8
せん断補強筋比	図 4.2.9
コンクリート強度－せん断補強筋強度関係	図 4.2.10
主筋降伏強度－せん断補強筋強度関係	図 4.2.11
試験体スケール	図 4.2.12
せん断スパン比	図 4.2.13

1) コンクリート強度 (図 4.2.3 参照)

収集した実験データのコンクリート強度は、11.1N/mm²から 197.8N/mm²に分布しており、主に 20~40 N/mm²のコンクリートが多く使用されている。いわゆる普通強度コンクリートに相当する。これは、主に新耐震設計法前に実施された短柱崩壊に関する総プロで実施された実験データを中心に普通強度の材料を使用し柱部材を対象とした構造実験データが多く実施されたためと考えられる。

f _c	曲げ降伏 先行型	せん断 破壊型	付着 破壊型	データ 全体
n	905	391	37	1333
最大値	197.8	147.6	82.1	197.8
最小値	12.20	11.10	12.20	11.10
平均値	49.8	44.5	36.6	47.9
変動係数	72.1%	57.4%	58.1%	67.8%

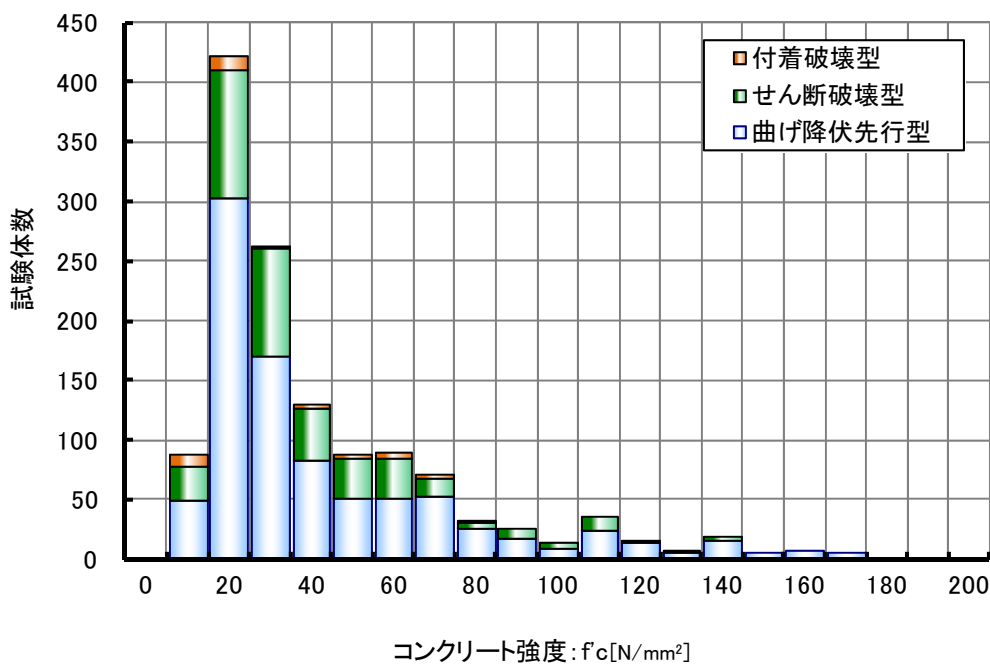


図 4.2.3 収集データの頻度分布 (コンクリート強度)
(横軸は区間下限値)

第4章 柱部材

2) 主筋強度 (図 4.2.4 参照)

収集した実験データの主筋強度は、297N/mm²から1447N/mm²に分布している。これは鉄筋種別で言うとSD295からSD980に加え、構造実験の目的に合わせて加工された鉄筋が使用されているためと考えられる。これまでの実験では、主筋の降伏強度が300~500 N/mm²のものが多く使用されており、コンクリート強度同様に、一般建築で多く使用される強度レンジの鉄筋を柱主筋に使用された構造実験が多く実施されている。しかしながら、一部の構造実験では600~800 N/mm²の鉄筋も使用されており、高層RC造建物などを対象とした構造実験が実施されており、既に実用化されているSD590やSD685と同様な鉄筋を使用した実験例も多くみられることも特徴としてあげられる。

fy	曲げ降伏 先行型	せん断 破壊型	付着 破壊型	データ 全体
n	905	391	37	1333
最大値	1447	1025.5	965.3	1447
最小値	297	317.8	329.0	297
平均値	467.1	591.0	509.6	505
変動係数	36.7%	36.9%	38.5%	36.8%

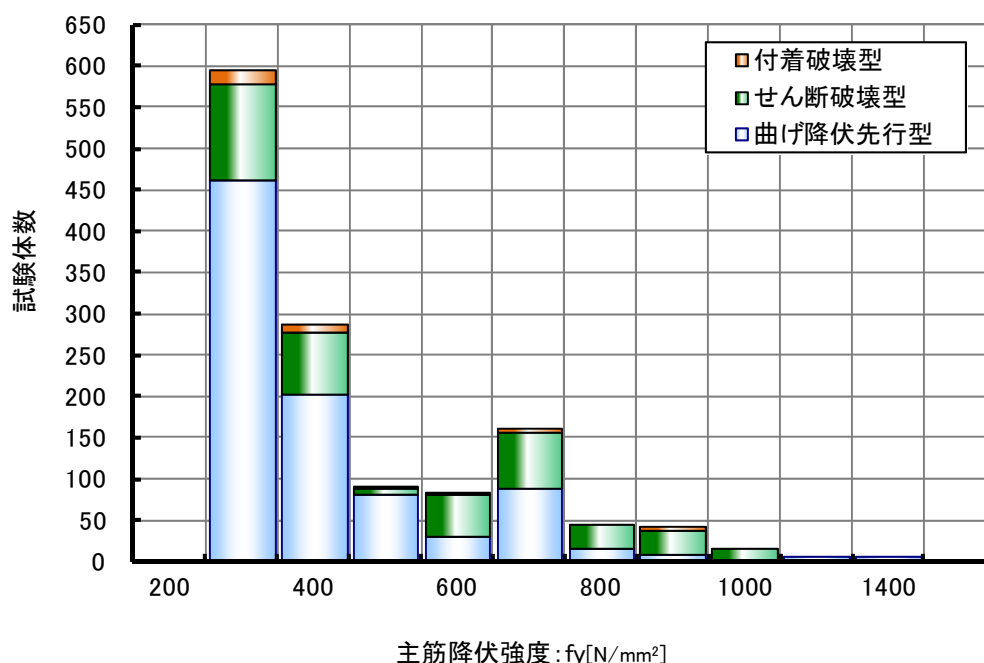


図 4.2.4 収集データの頻度分布 (主筋降伏強度)
(横軸は区間上限値)

3) 柱主筋比 (図 4.2.5 参照)

収集した実験データにおいて使用された柱主筋比は 0.37%~7.28%までに分布している。曲げ降伏先行型では 1.00%から 2.00%に多くのデータが分布している。一方、せん断破壊型では、1.50%から 3.50%前後に多くのデータが分布しており、主筋量を割り増すことでせん断破壊を誘発させる設計がなされていると考えられる。データ平均値についても、曲げ降伏型は 2.19%、せん断破壊型は 3.02%である。

pg	曲げ降伏 先行型	せん断 破壊型	付着 破壊型	データ 全体
n	905	391	37	1333
最大値	7.28	5.75	3.96	7.28
最小値	0.37	0.63	1.37	0.37
平均値	2.19	3.02	2.78	2.45
変動係数	44.0%	27.8%	31.2%	37.7%

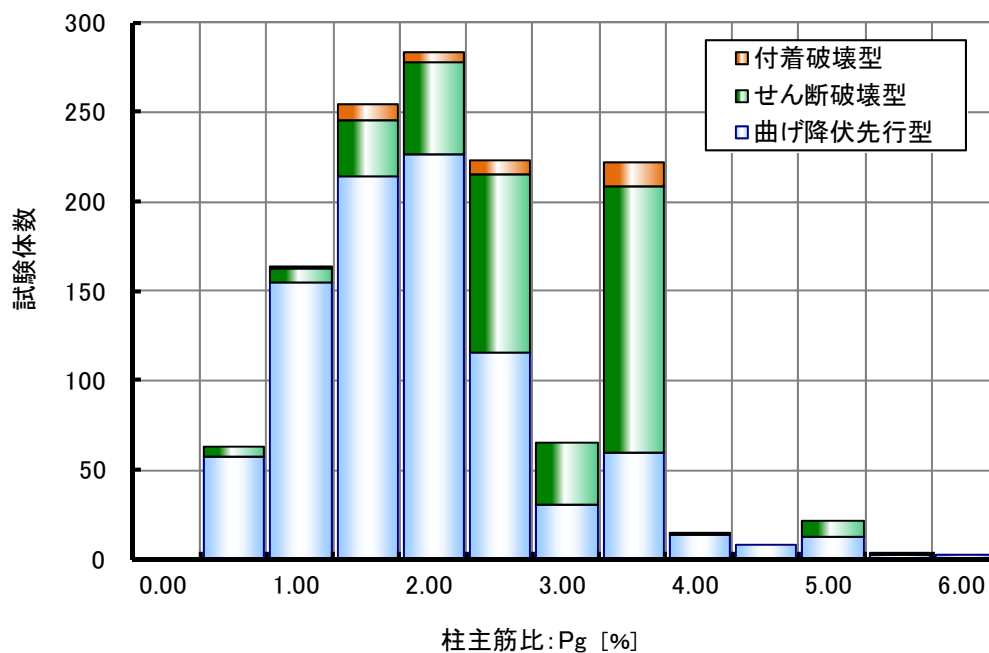


図 4.2.5 収集データの頻度分布 (柱主筋比)
(横軸は区間下限値)

第4章 柱部材

4) コンクリート強度－主筋強度関係 (図 4.2.6 参照)

収集した実験データのコンクリート強度と主筋強度について検討する前に、図 4.2.6 に、現在の我が国の高強度材料の適用を大いに推進した 1988年-1993年に実施された建設省総合技術開発プロジェクト「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」(略称:NewRC, 主査:東京大学名誉教授 青山博之) [4-1]において示された実用化を想定したコンクリートおよび鉄筋の高強度材料の範囲を示す。

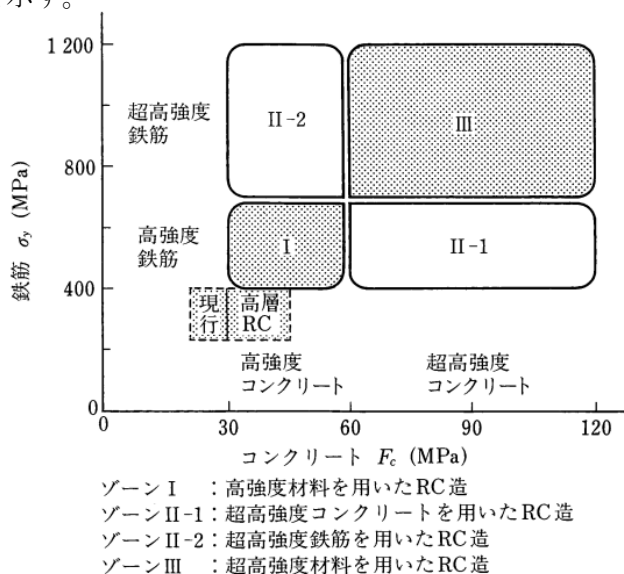


図 4.2.6 NewRC 総プロで示された研究開発のゾーニングと材料強度との関係[4-2]

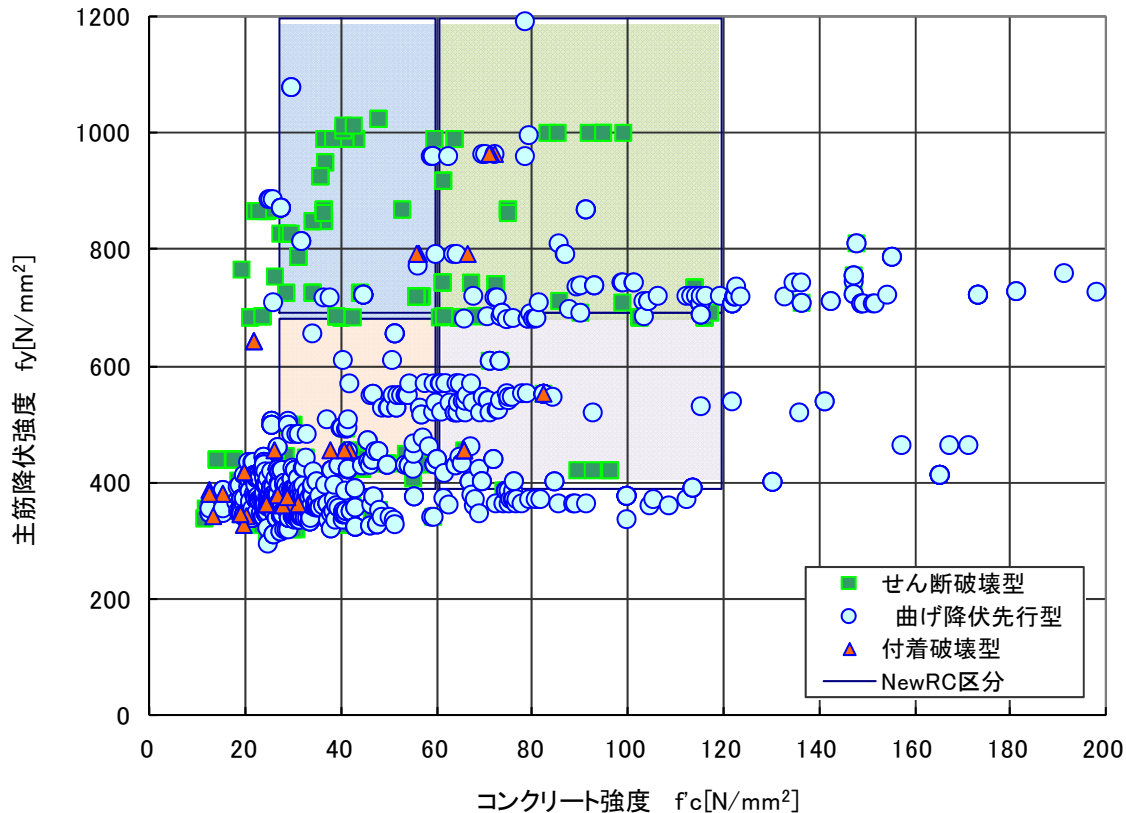


図 4.2.7 収集データの頻度分布 (コンクリート強度と主筋強度関係)

図 4.2.7 に収集データのコンクリート強度と主筋強度関係を示す。図 4.2.6 と図 4.2.7 を比較すると、収集データのコンクリート強度 20N/mm^2 前後および主筋強度 295N/mm^2 前後に分布するデータが、いわゆる NewRC 総プロで示したような現行の材料強度の範囲であり、我が国の一般的な鉄筋コンクリート造建物で使用されている強度領域であることが再認識できる。また、この領域の実験データが多く存在する理由の一つとして、1968 年十勝沖地震後を経験し、それまでのせん断補強筋の規定では十分な耐震性能が確保できないことが分かったため、短柱崩壊に関する総プロ^[4-3]が実施されたため、官学民が協力して多くの構造実験が実施された影響が挙げられる。

現在は、コンクリート強度 200N/mm^2 前後まで、主筋強度は 980N/mm^2 前後までの超高強度材料を用いた研究開発が実施されていること分かる。

また、せん断破壊型のデータは、被試験者が意図的にせん断破壊を誘発するために主筋に高強度鉄筋を使用する傾向が確認された。付着破壊型については、主筋量の調整やコンクリート強度を調整することによって付着破壊を誘発することが可能であるため、主筋降伏強度が 400N/mm^2 前後のデータも多くみられる。

なお、鉄筋の高強度化は、ヤング係数は鉄筋を高強度化しても変化しないため、高強度化した強度を発揮させるためには、それだけの変形（ひずみ）を生じる必要があること、コンクリートを高強度化したといっても、あくまでも圧縮強度のみであり、引張強度の高強度化が望めない場合には、従来のコンクリートと異なる挙動（圧縮破壊時に爆裂することやコンクリート硬化時の自己収縮など）を十分に理解した研究を行う必要がある。

第4章 柱部材

5) せん断補強筋強度

収集した実験データのせん断補強筋強度は、 201N/mm^2 から 1764N/mm^2 に分布している。これは鉄筋種別で言うと SD295 から SBPD1275/1420 までの範囲に相当する。頻度分布には主に3つの山が表れている。これは、SD345, S685-SD785 および SBPD1275/1420 の鉄筋種別の位置に相当する。

これまでの実験では、せん断補強筋の降伏強度が 400N/mm^2 前後のものが多く使用されている。降伏強度が 900N/mm^2 前後のデータは、鉄筋種別で言うと SD785 に相当し、降伏強度が 1400N/mm^2 前後のデータは、鉄筋種別で言うと SBPD1275/1420 に相当する。

fyh	曲げ降伏 先行型	せん断 破壊型	付着 破壊型	データ 全体
n	905	391	37	1333
最大値	1764	1506.0	1432.8	1764.0
最小値	252	200.9	216.8	201
平均値	681.0	647.7	647.6	670.3
変動係数	60.0%	57.5%	54.3%	59.1%

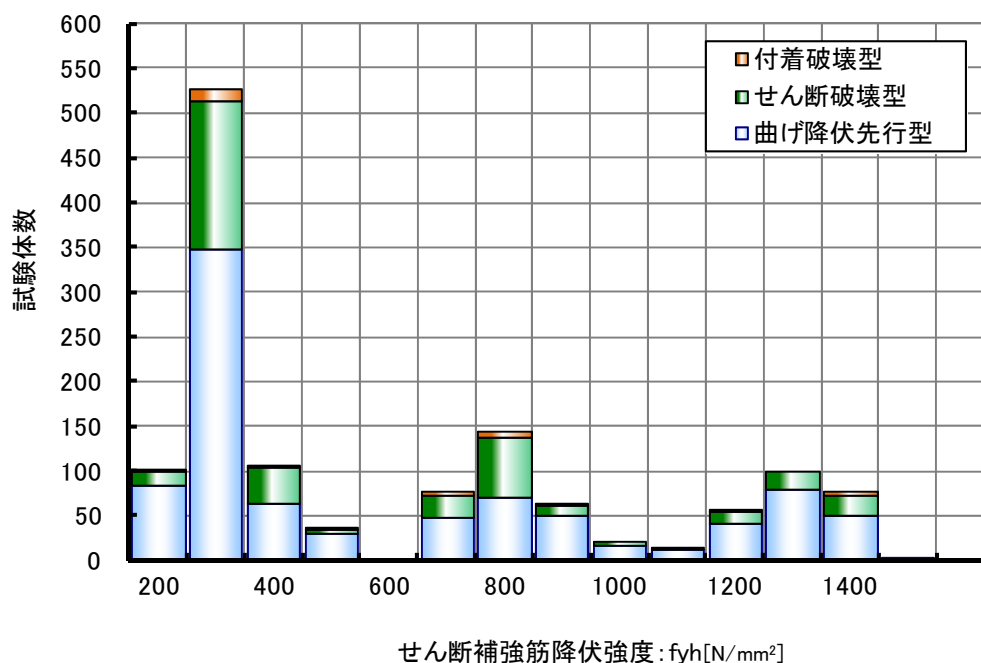


図 4.2.8 収集データの頻度分布 (せん断補強筋強度)

6) せん断補強筋比 (図 4.2.9 参照)

収集した実験データにおいて使用されたせん断補強筋比は 0%~3.40%までに分布している。曲げ降伏先行型では、せん断補強筋比が 0%から 3.40%まで広く分布している。一方、せん断破壊型では、せん断補強筋比が 0.10%から 0.50%前後に分布している。曲げ降伏型は、総じてせん断補強筋を十分に配筋して実験を行う場合が多いと考えられる。それは、実験データの実績平均値が 0.78%と非常に高い値であるためである (通常の建物では主に $p_w=0.3\%$ 前後の配筋を行う。 $P_w \geq 0.6\%$ は高層 RC 造建物の配筋にみられるような高密度配筋の領域であるため)。

pw	曲げ降伏 先行型	せん断 破壊型	付着 破壊型	データ 全体
n	905	391	37	1333
最大値	3.40	1.82	1.79	3.40
最小値	0.00	0.00	0.11	0.00
平均値	0.80	0.47	0.77	0.70
変動係数	57.1%	68.5%	54.1%	59.2%

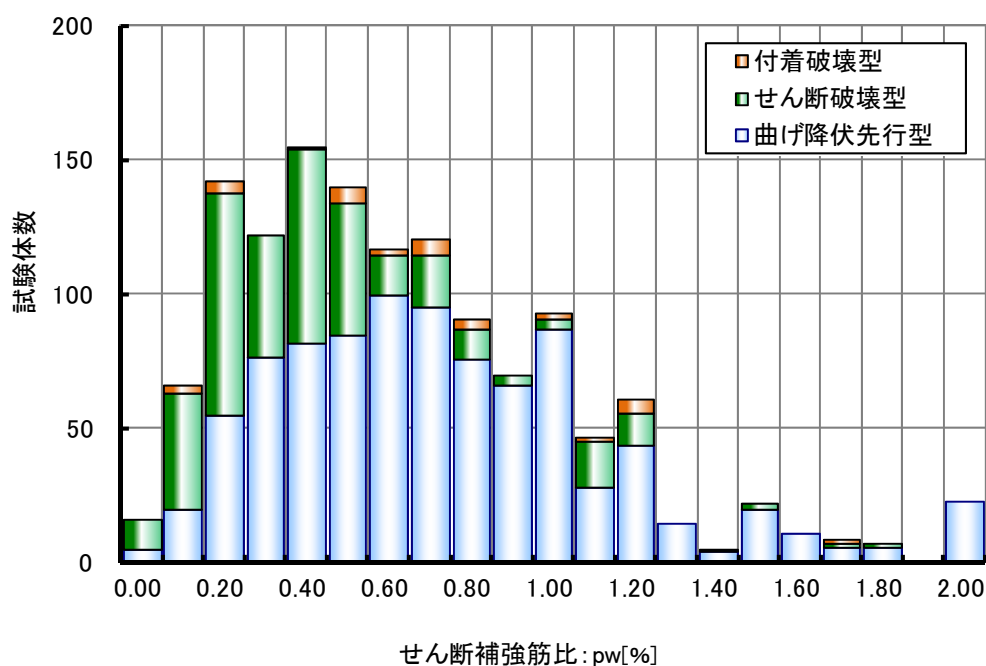


図 4.2.9 収集データの頻度分布 (せん断補強筋比) (横軸は区間下限値)

第4章 柱部材

7) せん断補強筋降伏強度-コンクリート強度関係 (図 4.2.10 参照)

せん断補強筋降伏強度とコンクリート強度の明確な相関は見られないが、せん断補強筋降伏強度が高い場合には、比較的高強度のコンクリートを選択する傾向が見られた。

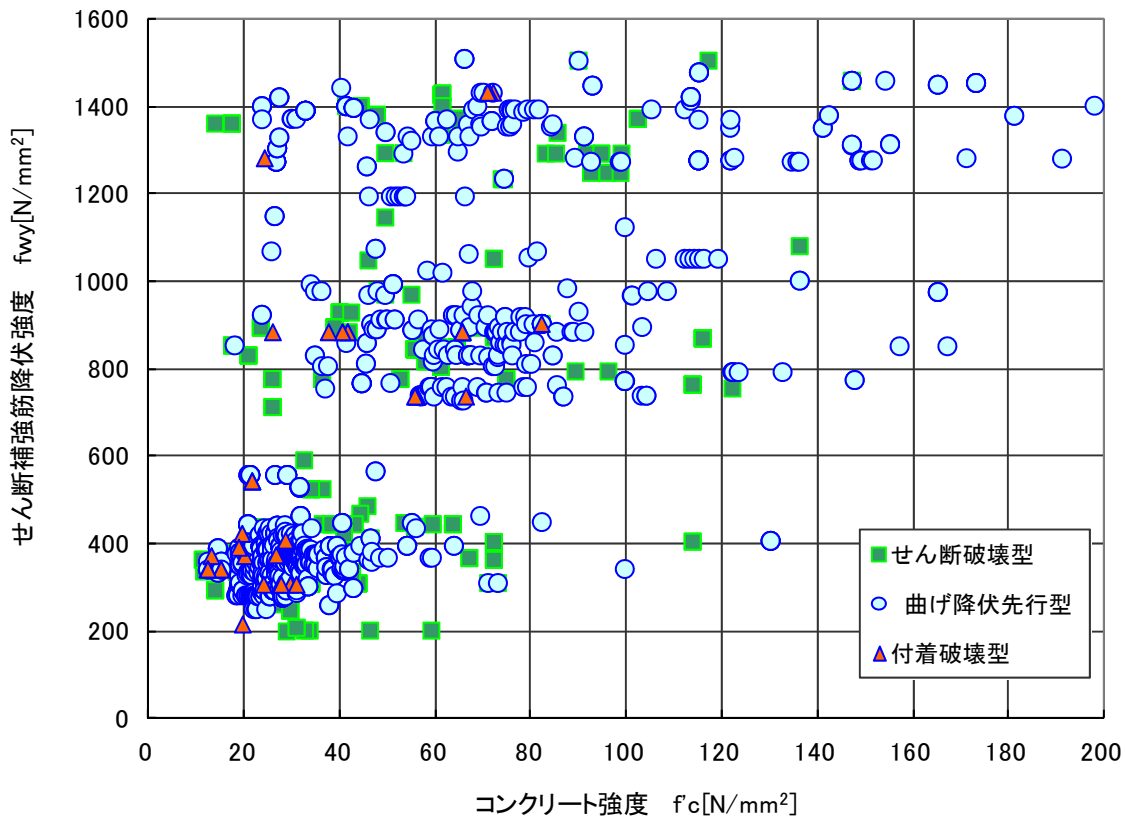


図 4.2.10 収集データの頻度分布 (コンクリート強度-せん断補強筋降伏強度の関係)

8) 主筋降伏強度せん断補強筋降伏強度関係 (図 4.2.11 参照)

主筋降伏強度とせん断補強筋降伏強度との明確な相関は見られない。せん断補強筋降伏強度が高い場合には、比較的高強度のコンクリートを選択する傾向が見られた。

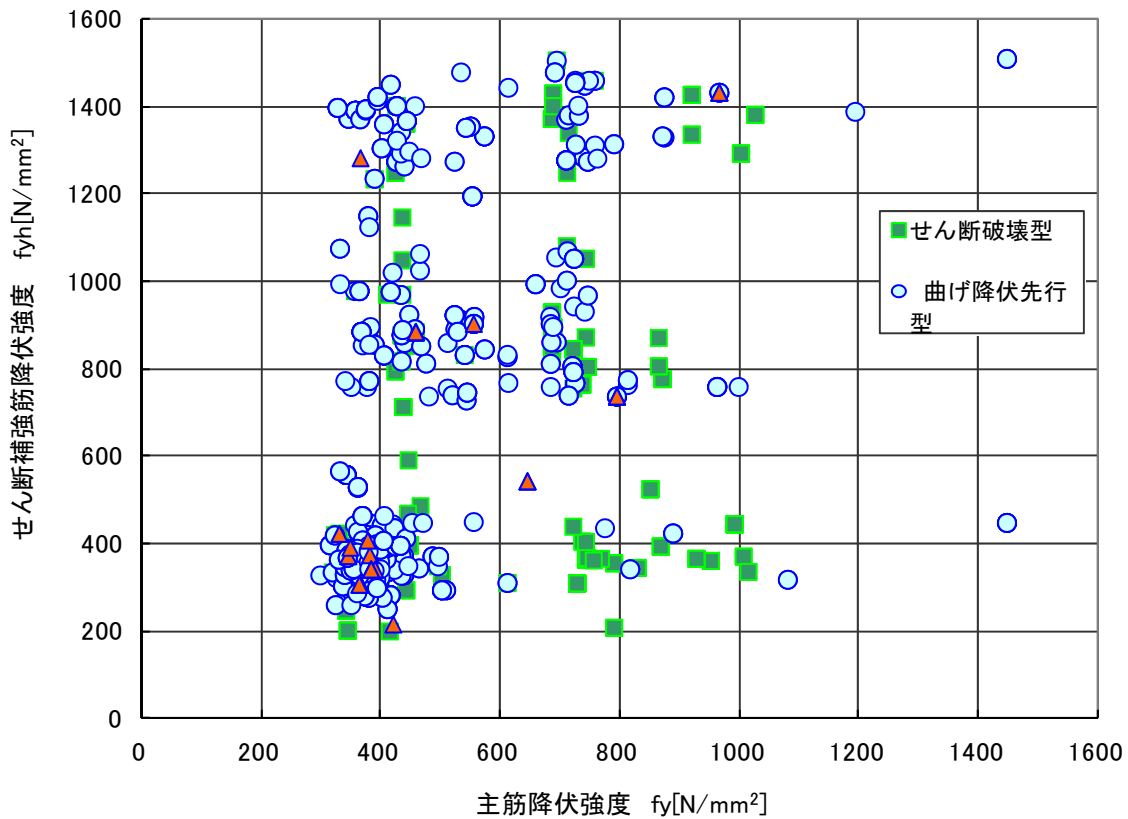


図 4.2.11 収集データの頻度分布 (主筋降伏強度-せん断補強筋降伏強度の関係)

第4章 柱部材

9) 試験体スケール (図 4.2.12 参照)

収集した実験データの内、論文に記載のあった約 1/3 のデータに相当する 414 体について、各論文に試験体スケールが示唆されたものを収集したデータである。集計結果を図 4.2.12 に示す。データは 0.17 から 1.00 に分布している。最も多いのが試験体スケール 0.33 (1/3) 前後を想定した試験体である。柱部材実験では、作用させる軸力によって試験体スケールを定める場合も多くある。

スケール	曲げ降伏 先行型	せん断 破壊型	付着 破壊型	データ 全体
n	286	123	5	414
最大値	1.00	1.00	0.33	1.00
最小値	0.17	0.25	0.33	0.17
平均値	0.41	0.46	0.33	0.42
変動係数	31.5%	41.5%	0.0%	34.4%

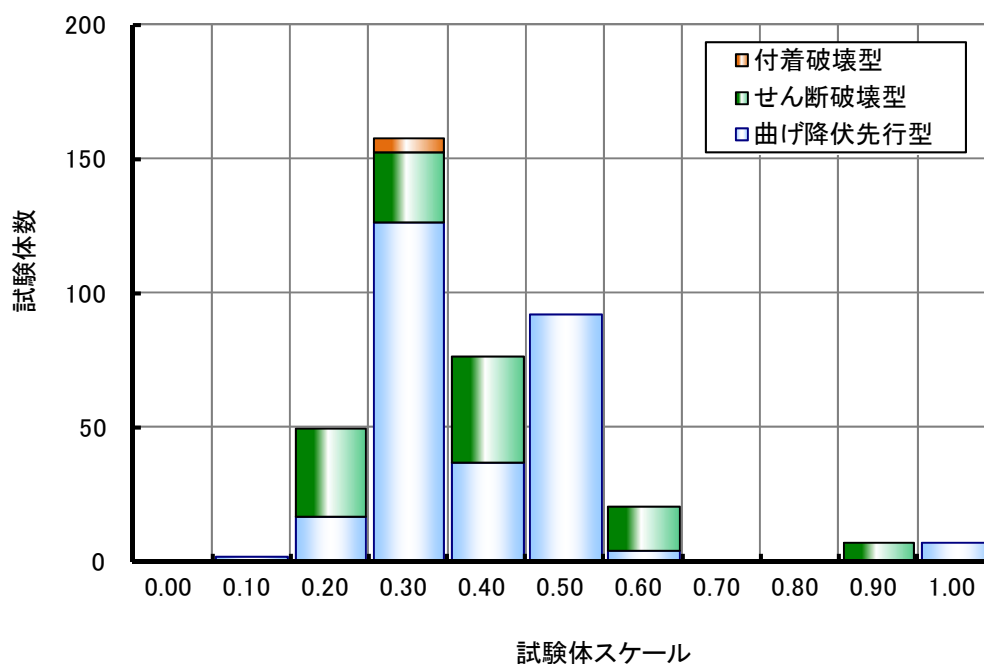


図 4.2.12 収集データの頻度分布 (試験体スケール) (横軸は区間下限値)

10) せん断スパン比 (図 4.2.13 参照)

収集した実験データのせん断スパン比は、0.69 から 9.80 に分布している。せん断破壊型ではせん断スパン比が 1.00 から 1.50 のデータが多く、意図的にせん断破壊を誘発する試験体が設計されている。せん断スパン比が 1.50 以下の場合には、主としてせん断破壊を想定した試験体である。建物の骨組みによって異なるが、階高中央位置に反曲点があるとする場合には、階高さが試験体の内法寸法として実験が行われると、せん断スパン比が 2.0 未満として試験体の形状寸法を設定する場合に相当する。一方、曲げ降伏先行型では最も多いのは、せん断スパン比 2.00 の場合であり、曲げ降伏とせん断強度が近い関係にある領域であり、曲げ降伏後のせん断破壊など、実施設計で想定する曲げ降伏を前提とした構造実験が多く実施されていると考えられる。一方で、せん断スパン比が 2.0 を上回る試験体の多くは、曲げ降伏後の曲げ靱性を主に検討している。

M/QD	曲げ降伏 先行型	せん断 破壊型	付着 破壊型	データ 全体
n	905	391	37	1333
最大値	9.80	3.13	2.00	9.80
最小値	0.69	0.75	1.00	0.69
平均値	2.18	1.45	1.67	1.95
変動係数	52.5%	26.6%	16.9%	46.0%

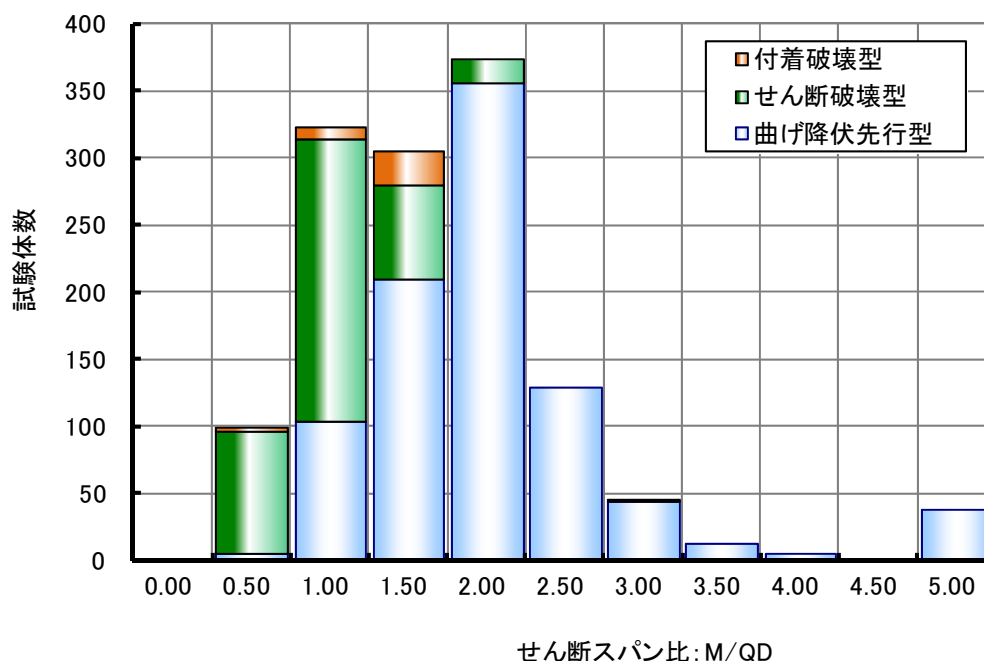


図 4.2.13 収集データの頻度分布 (せん断スパン比) (横軸は区間下限値)

第4章 柱部材

1 1) 軸力比 (図 4.2.14 参照)

収集した実験データの軸力比は、 -0.67 (引張軸耐力に対して) から 0.90 (圧縮軸耐力コンクリート断面相当) に分布している。最も多いのは、軸力比 0.30 の前後の場合であり、長期荷重の上限値 0.30 に相当する。なお、RC 柱部材の軸力比は、全断面をコンクリートと仮定して算定した圧縮軸耐力を基準とすることが多い。引張軸力時は、鉄筋のみの引張軸耐力の比を用いマイナスの符号を使って表現される。なお、構造実験では、地震時の軸力変動を考慮した変動軸力による載荷も行われる。

圧縮軸力比	曲げ降伏 先行型	せん断 破壊型	付着 破壊型	データ 全体
n	905	390	37	1332
最大値	0.90	0.74	0.50	0.90
最小値	-0.26	-0.67	0.00	-0.67
平均値	0.29	0.22	0.22	0.27
変動係数	67.2%	78.6%	50.3%	69.6%

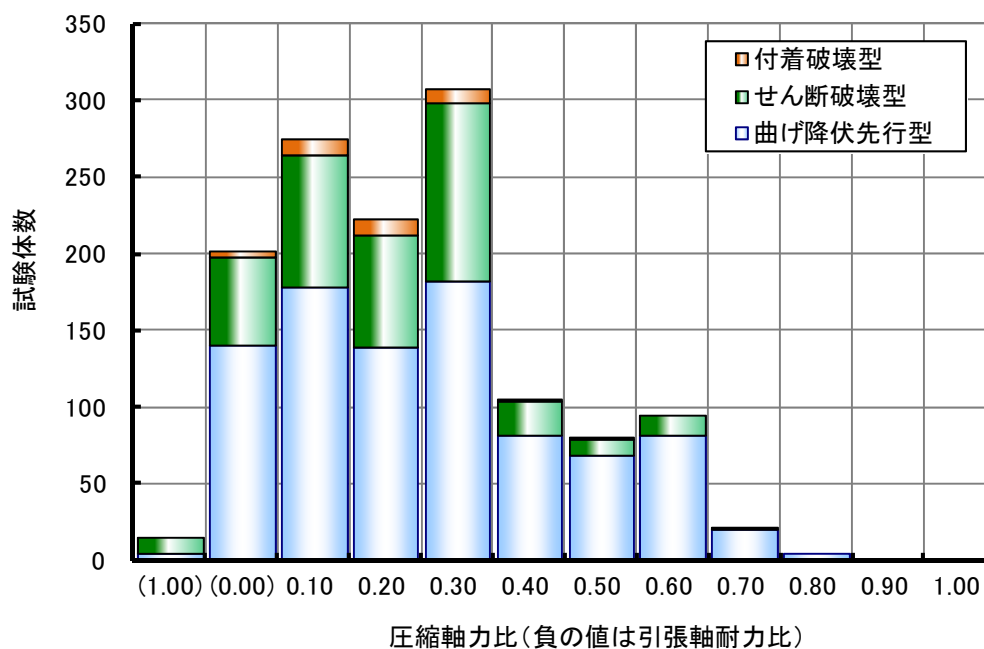


図 4.2.14 引用した試験体で使用した軸力比 (横軸は区間下限値)

*負の値は引張軸耐力との比を、正の値は全断面をコンクリートとして換算した圧縮軸耐力と比

4.3 収集データの信頼度分析

収集したデータベースに関する信頼度について、採用した 262 編の論文に記載された実験データおよび採用に至らなかった実験データに関して、各項目についての収集データの信頼度の分析を以下に示す。

この分析結果は、データ収集者としての主観的な意見が含まれている部分もあるが、1000 体を超える実験データを収集した担当者から全データを俯瞰し、今後の実験的研究において各研究機関および研究者に対しての要望を含めて記述する。現状として考えると、被試験者として学術論文を作成し発表するに当たっては、各発表機関および発表者によって独自の表現がなされており、実験手法から実験データの表示および分析を、統一することは不可能である。しかしながら、日本における研究の底上げを行い、相互の情報交換を迅速に行うことで技術および研究を発展させるためには、実験的研究の骨格となる主幹データの位置づけを明確にすることが重要であると考えられる。ここで示す内容は、その主幹データの位置づけを検討するための参考データという位置づけとなる。

(1) 基本情報

実験の目的に加えて、対象とする構造物の明記や対象とする外力条件の明示が不足している場合が散見された。また、実構造物を限定せずに一般化した試験体や強度や変形評価式の構築のために必要な特殊な変数設定を行う実験的研究については、実構造物と研究的な立場の相違を明確に示す必要があると考えられる。特に、特殊な形状や配筋による実験結果が、設計評価式で使用される係数を推定する場合などについて、十分な検討が必要である。常識的な実施設計では行わない配筋による構造実験データの取り扱いには十分な注意喚起が必要であると考えられる。これは、日本における耐震設計の重要性はゆるぎないものがある反面、経済的な活動に立脚し、構造設計者が個々の建物の設計条件に合わせた適切な設計が行えるような設計自由度を維持した研究が大切であると考えられるためである。現在は、学協会から様々な設計指針が刊行されると共に、整備された構造設計ソフトが存在するため、構造設計者が保有する情報量と研究者が保有する情報量がほぼ同様なレベルにあることから、構造設計者が取り扱う実構造物と研究者が対象とする研究対象との位置関係を学術論文に明記されていることが望ましいと考えられる。

(2) 試験体情報

a) 試験体スケール

論文に記載があるデータのみを有効した。図 4.2.12 に示したように全体の約 1/3 の論文には記述が成されていた。被試験者として考えると、断面寸法から鉄筋径、鉄筋間隔などを、一定のスケールによって、厳密に試験体を設計することは非常に難しい場合が多い。但し、目安値として位置付けを推定するためには試験体スケールを記述されることが望ましいと考えられる。しかしながら、鉄筋コンクリート構造物の構造実験では、コンクリートの骨材と鉄筋の付着との関係に立脚したスケールの設定を行うことが望ましい。あくまでも、試験機能力などは副次的な決定要因として、上述の前提条件を維持してほしい。また、研究の目的によっては厳格なスケール設定も重要であると考えられる。既往の研究では付着性状を検討するために粗骨材の粗粒率までをスケール調整された研究も存在する。

b) コンクリートの打設方向

試験体の製造に関わる情報までを記述した研究は少ない。コンクリート打設方向は、コンクリートの沈み込み（セッテイリング）の影響による付着強度への影響があるため、できる限り記述されることが望ましい。但し、既往の研究および設計指針^{例えば[4-4]}によってコンクリートの打設方向への影響は、コンクリートの打ち込み高さが300mm以上の場合として定義されているため、多くの試験体寸法が300mm以下であるため、付着強度に関する構造実験でない場合には記述されないことが多いと考えられる。また、被試験者ないし論文発表者がコンクリート打設に立会う機会が減少していることも影響していると考えられる。

c) コンクリート材料

ほとんどの論文で、圧縮強度について明記されている。日本では、コンクリートのヤング係数の算定を、JIS A1149(2001)コンクリートの静弾性係数試験方法と定義している。コンクリートの圧縮強度は、すべての特性値を決定する際に使用されるデータである。今後は、統計学的な処理によって導かれたヤング係数の推定式が設計指針^{例えば[4-5]}に整備されているため、実験データの信頼性を評価する手法として、ヤング係数の実験値と計算値の比較を論文に明記することも有効であると考えられる。

d) 鉄筋材料

一部の論文では、主筋やせん断補強筋の降伏強度について明示していない場合も散見された。また、使用鉄筋で、一般的に流通していない鉄筋を使用されている場合があるが、その場合の鉄筋断面積までを明記した論文も多くはなかった。今後は、特殊な鉄筋を使用する場合には、降伏強度および断面積およびヤング係数の明記は必要であると考えられる。実験の目的に応じて、引張強度や伸びの情報を記述されていることが望ましい。また、近年は多く使用されている溶接接合されたせん断補強筋については、実験時に溶接部近傍で歪みが大きくなる可能性や破断する可能性が予見される場合には、材料試験の時点で、溶接部近傍の試験を実施する必要があると考えられる。近年は、溶接接合の品質も安定しているが、高軸力が作用する柱部材実験などでは、せん断補強筋（横補強筋）破断により変形性能が決定する場合もあるため、被試験者は十分な配慮を行った実験を実施すべきである。

e) 断面情報

主筋位置までの寸法情報が明記されていない論文が散見された。部材の有効せいを論文から算出できるだけの情報は明記してほしい。また、実験の目的が付着強度の検討であれば、主筋間隔までの詳しい情報が必要となると考えられる。また、今後の研究が進んでいくと、コア断面積の算定も必要となるため、かぶり厚などの情報も重要であると考えられる。

(3) 加力計測情報について

a) 加力形式

多くの論文において、加力形式は明記されている。近年は、ジャッキ制御によって加力梁を水平移動させ逆対称曲げモーメント载荷を実施する実験も多くみられるが、ジャッキの水平移動の精度については、被試験者の調整にゆだねられているため、被試験者は実験精度を意識した実験の遂行が必要となる。また、加力方法で懸念される点として、ピン接合を用いた加力形式が挙げられる。これは、ピン接合が完全にピンの特性であるモーメント負担0、摩擦係数0という前提条件のもと実施されている。しかしながら、試験体スケールが小さい試験体のように耐力の小さい実験では、支承部の取り扱いには十分な注意が必要である。時に、高軸力を作用させる実験の場合にも、加力装置部の摩擦係数の取り扱いについて注意する必要がある。適宜、実験後の適正な補正も必要に応じて被試験者は行う必要があると考えられる。

载荷履歴については、海外では標準形が示されている国もあるが、载荷履歴が部材の変形性能に影響することも懸念されるため、载荷履歴の基準案の提示の必要性も議論する必要があると考えられる。特に最大耐力以後に相当する変形領域について、細かくサイクルを漸増させる場合と、一気に大変形のサイクルとした場合では、限界部材角などの変形性能に影響すると考えられる。一方、近年は構造設計精度（一貫計算ソフト）が向上しており、構造設計者がこれまで以上に変形を意識した設計が可能となっている。そのため、構造実験データについても、実施設計で重要な微小変形レベルのデータを明確にする必要があり、载荷履歴においても微小変形レベルのサイクルを重要視する必要があると考えられる。

b) 荷重変形関係

基本的には、せん断力と部材角によって柱部材の荷重-変形関係を表現されている。一部の論文で、曲げモーメントの表示がなされている場合が見られた。荷重変形関係では、上述と同じ観点から、実施設計で重要な微小変形レベルのデータを明確に表示することがなされていない場合が多く、微小変形レベルの荷重変形関係がグラフから読み取れないことが多くみられた。現在は、保有紙幣耐力計算においても、静的増分解析が一般的に実施されている時代であり、時刻歴応答解析を経験している構造設計者も多くなっている。そのため、1980年代に比べて構造設計者は、陽に変形を意識した構造設計を行っているため、実施設計に連動した構造実験結果の提示について議論する必要がある。

c) 剛性情報、強度情報、変位情報

被実験者として、剛性、強度、変形に関して判断が難しく、複数の論文でその判定に相違がみられたのは以下の項目である。

- ・弾性剛性を、初期ひび割れ発生点によって評価するか？グラフ上の値とするか？この定義自体が論文に記載されていない場合も多くみられた。また、ひび割れ発生点に関する情報が記載されていない場合も多くみられた。

- ・曲げ降伏点を、1段筋降伏として評価するか？2段目の鉄筋降伏時とするか？しいては、主筋が降伏した時のひずみを、鉄筋の降伏強度をヤング係数で除した値とするか？鉄筋の降

第4章 柱部材

伏強度時にみられる比例限界を評価した歪み値を用いて主筋の降伏判定を行うか？など細部にわたる各研究者の定義が明確に表現されている場合が多い。

- ・限界変形角の定義が、現時点で統一されていないため、多くの論文で、荷重変形関係のグラフから直接、実験値を採取する必要があった。また、載荷履歴が必ずしも一致しないため、包絡線の形状も異なっていることから、限界変形角を最大耐力の80%耐力という定義を適用した場合には、各サイクルピーク時およびサイクル中に耐力低下した点を起点とした直線補間が必要となる。

- ・柱部材実験の場合には、多くの実験で柱軸力を作用させている。この場合に、試験体には軸力による付加曲げモーメントが作用している。多くの論文で、この付加曲げモーメントを含めた荷重-変形関係によってデータが表現されている。一部の論文で、軸力による付加曲げモーメントを取り除いた荷重変形関係を用いている場合があった。高軸力が作用する柱部材は、軸力レベルが大きいほど、破壊時に脆性的な性状を示す。その点からも高軸力が作用した場合に付加曲げモーメントによって、荷重変形関係（縦軸を水平せん断力として表現すると）は右下がりのグラフとなり、部材変形性能の評価は、結果的に高軸力が作用した場合ほど厳しい判定条件となる。つまり、脆性的な破壊が予想される高軸力が作用する場合ほど、変形性能の判定基準を相対的に厳しく設定することで部材性能を評価することが、構造設計の基本概念から判断しても正しいと考えられる。

- ・降伏点の判定において、一部の構造実験において片面にしかひずみゲージを貼付していない場合も散見された。ひずみゲージの値が弱電流の数値から判定された値であり、微小な値であることを考えると、鉄筋の表裏に貼付したひずみゲージの値による判定を行う必要があると考えられる。また、試験体製作時から、ひずみゲージの貼付については十分な配慮が必要であると考えられる。

d) 実験時の破壊モード

各試験体の破壊モードは、原則として論文に従ってデータを採取した。曲げ降伏先行型、せん断破壊型、付着破壊型は比較的明確に表現できる破壊モードであると考えられる。破壊モードの判定が難しいのは、高軸力が作用した場合の曲げ圧縮破壊や曲げ降伏後の付着破壊とせん断破壊が混在した破壊に至った場合である。また、曲げ降伏後の破壊は、研究者がある変形レベルで実験を終了した場合と、設計で想定する変形レベルの数倍の変形まで実験を行った場合では、必然的に破壊モードが異なる可能性が生まれる。実験を大変形レベルまで実施し破壊モードを明確にするという意図は、目視で破壊メカニズムを検討したい場合などに、敢えて大変形レベルの変形状態まで進めることで力の流れなどを目視で確認しようとする場合が含まれている。これは、解析における変形状態をアニメーションで見るときにわかりやすいように変形を数10倍したりして表現することに対応している。また、論文によっては紙面の関係で破壊の様相を明記していない場合もあり、破壊時の様相と破壊モードを判定した基準を明記することが、今後の実験的研究に望まれる。その場合に、容易に引用できる破壊モードの定義を明文化する作業も今後必要になると考えられる。

e) 損傷情報

上述のように、多くの論文が、大変形レベルの破壊時に着目しすぎる傾向が見られた。本来、実験的研究を引用すべきは、発表者と同様な研究者であると共に実施設計を行っている構造設計者であることを再認識する必要があると考えられる。加えて、縮小スケールで実施している構造実験結果を、いかに実大スケールの構造物の損傷状態として表現するかは、今後議論が必要になると考えられる。例えば、かぶりコンクリートの剥落は、実大スケールでは人命安全にかかわる現象である。単に建物の保有する強度だけで構造設計を行ってきた時代から、静的増分解析や時刻歴応答解析が相対的に容易に実施できる時代となっているだけに、構造設計者と研究者が対話できる試験体の損傷状態に関する記述も適宜必要となると考えられる。

各論文は、さまざまな目的で実施されているため、論文内の表現や提示する情報も研究者間および発表機関間でも異なっている。研究予算を各省庁が管理する研究事業などのように、研究基盤を確定できる場合には、研究データの蓄積を考慮した実験計画の立案、実施、データ整理を行うことも検討すべきであると考えられる。但し、研究資本が民間や各研究機関独自の場合には、相互関係から、主導的に実験データのデータベース化を前提とすることは難しいと考えられる。現在は、学術論文の閲覧も管理され始めていることから、十分な議論が必要である。今後、将来の研究者のために理想とする研究の実施をまとめた資産を構築することも有効であるとあると考えられる。

4.4 実験値の定義

2013年度に収集したデータベースの収集対象とした柱部材を想定した試験体には、円形断面柱も含まれている（剛性および強度評価は矩形置換を行う）。

一方、今回収集対象から除外した試験体は以下の通りである。

- ・コンクリートに繊維を混入した試験体
- ・軽量コンクリート試験体
- ・単純梁形式の試験体（地震時荷重と異なる荷重条件による実験）
- ・丸鋼を用いた試験体

4.4.1 実験データの採取方法

(a) 材料強度について

- ・強度についての記載がない場合
→ 可能な限りデータは収集するが、剛性や強度の算定からは除外した。
- ・同一の試験体だが、掲載されている論文によって、材料強度が異なる場合
→ より信頼度の高い文献の値を参照する。判別がつかない場合には、データは収集するが、検討対象からは除外した。
- ・掲載されている強度や剛性の数値、単位が明らかにおかしい場合
→ 桁数の間違いなど間違いが明らかな場合には、修正した値を採用した。その他の場合には、筆者に修正の確認が取れたもののみ掲載することとした。

(b) 試験体形状、配筋について

- ・配筋図に寸法が記載されていない場合
→ 寸法が明示されていない場合には、試験体図より寸法を類推した。
- ・配筋が不明瞭である場合
→ より信頼度の高い文献を参照する。判別がつかない場合には、データは収集するが、検討対象からは除外した。
- ・異種鉄筋を使用している場合
→ 断面積の調整を行ったデータを表現した。

(c) 実験結果について

- ・弾性剛性は、弾性剛性または初期剛性として数値データが示されているデータに加えて、曲げひび割れ強度の数値データが示され、復元力特性のグラフが示されている場合
→ 曲げひび割れ強度時の変形を読み取り、弾性剛性の実験値を採取した。
- ・曲げ降伏強度の採取
→ 1段筋が降伏強度に達した時の強度を基準とした。
- ・最大耐力、最大耐力時の変形の記述が無い場合。
→ 最大耐力が記述されていない場合には、明瞭な実験の荷重変形関係図が示されている場合には、グラフから読み取りを行った。
- ・限界変形角の数値が示されていない場合
→ 最大耐力の値が確認できる場合に限り、荷重変形関係図のグラフから読み取りを行った。

4.4.2 検討する特性値

ここでは、鉄筋コンクリート造柱部材の構造性能を表現する特性値として以下に示す項目について、既往の研究からデータを採取し、データベースの構築を行った。図 4.4.1 に代用的な実験例として、平成 22 年度建築基準整備促進事業 調査事項 27-1 「長周期地震動に対する鉄筋コンクリート造建築物の安全性検証方法に関する検討」^[4-6]で行った柱部材実験例^[4-7]を用いてここで検討する特性値の定義について以下に示す。

- 1) 弾性限界点 (曲げひび割れ点)
- 2) 曲げ降伏点 (主筋降伏点)
- 3) 最大耐力点
- 4) 限界変形点

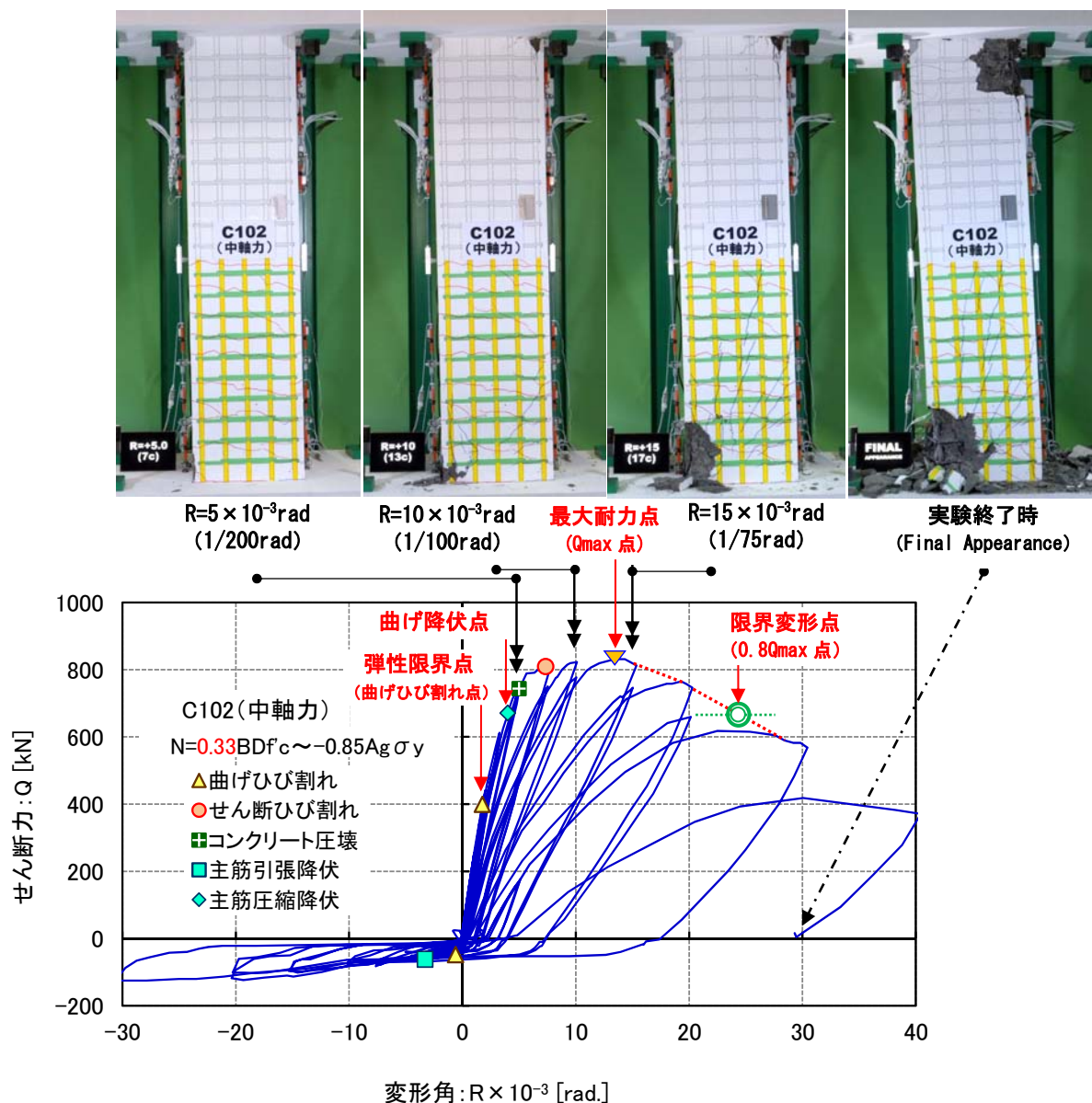


図 4.4.1 変動軸力を作用させた RC 柱部材実験における荷重—変形関係^[4-7]
 (軸力変動 $N=0.33BDf'_c \sim -0.85Ag\sigma_y$, $M/QD=2.0$, $f'_c 77.6$, $p_w=0.43\%$)

第4章 柱部材

1) 弾性限界点

曲げひび割れが発生した特性点であり、この時点の割線剛性を、弾性剛性とする。あくまでも目視によって曲げひび割れが発生した点として定義する。また、せん断破壊型の場合に曲げひび割れの発生前にせん断ひび割れが発生した場合には、せん断ひび割れ発生点を弾性限界点とする。

(課題)

RC 部材の復元力特性は、微小変形においても非線形の性状を示すため、通常は実験観察者が曲げひび割れを目視によって発見した時点による。したがって、被実験者による誤差、実験場内の照明や試験体の塗装の有無などの誤差が内在している。構造実験の実情を示すと、場合によって試験体製作時または試験体設置時の乾燥収縮や引張軸力や曲げモーメントが作用することで、実験前に損傷している場合も想定される。このような場合については、被実験者の適正な判断が必要となる。

(データ採取に当たっての対応)

実験データに初期剛性の記載がある場合および曲げひび割れ発生時の強度が示されているデータについては、グラフ上から縦軸の数値を用いて変形（部材角）の推定を行った。

2) 曲げ降伏点

主筋が降伏に至った（降伏歪み： f_y/E_s （通常は実験時における材料試験結果）に達した点）特性点とした。原則として1段筋降伏、2段筋降伏が明示されている場合には、1段筋降伏を、降伏点として定義した。

(課題)

柱部材を対象とする場合に、高層建物の下層部を想定した構造実験を行うと、大きな軸力変動を考慮した構造実験を行う必要がある。この場合に、高軸力（主として釣合い軸力比以上）によって柱主筋が引張降伏せずに、コンクリートの圧壊現象や圧縮降伏によって耐力の頭打ちの現象が発生し、最大耐力に達する場合がある。

(現時点の対応)

柱主筋が引張降伏しない場合には、主筋が圧縮降伏しても耐力が増加するため、主筋の圧縮降伏によって曲げ降伏を定義することが困難である。そこで、既往の研究^{例えば[4-8]}を鑑み、最大耐力の85%の耐力に至った場合を曲げ降伏点（実効耐力点^[4-8]とも呼称されている）として定義した。また、降伏点がグラフ上に明記されていない場合も、最大耐力の85%の耐力点を曲げ降伏点として定義しデータの採取を行った。

3) 最大耐力点

最大耐力を記録した時の特性点。現状では、最大耐力を明確に推定する評価式は提案されていないが、今後より精緻な骨格曲線によるモデル化を図る場合には、3折れ線を4折れ線にすることも考えられるため、実験データの抽出のみ行った。

(課題)

最大耐力点は、複数の実験データを比較すると、ミクロ的には載荷履歴に依存する可能性があると考えられる。これは、最大耐力点近傍では、鉄筋およびコンクリートの塑性化が進んでいるため正負繰り返し載荷を行うため、1回目に比べ2回目のサイクルでは同一変位の耐力が減少する傾向がみられるためである。現時点では、さまざまな研究機関で実施する構造実験の載荷履歴を統一することは困難であると考えられる。

(現時点での対応)

載荷履歴による最大耐力点(変形)への影響を補正することは非常に困難である。したがって、得られた実験データ自体がある程度のばらつきを有するデータであることを認識してデータ分析を行う必要がある。

4) 限界変形点

: 部材としての耐力を発揮し、試験体が保有する変形性能を定義するための特性点。既往の研究^例えは[4-9]に準じて、ここでは最大耐力の80%まで耐力が低下した時の点として定義した。

(課題)

現状では人命安全と限界変形点の関係は明確に定義されていない。ここでは、最大耐力の80%耐力点を限界変形点として定義している。しかしながら、物理的な定義を定めることは難しく、これまでの研究に準じているとしかいうことができない。しかしながら、現在、日本で使用している曲げ終局強度の実験値と計算費の比が1.15~1.20の範囲(材料強度を用いた計算値と実験値の比)であることを考えると、設計者が定める部材モデルで保証する曲げ降伏強度を維持できる変形能力を示す変形として定義することも可能である。

(現時点での対応)

限界部材角については、いくつかの数値的な定義が提案されている。接合部では最大耐力の5%減、梁部材では最大耐力の20%減などである。今後は、かぶりコンクリートの剥落などによる人命安全性を損なう諸現象が発生するまでという考え方も考えられる。しかしながら、日本では様々な強度をもつ材料が用いられ、鉄筋の種類や製造メーカーも多数あるため、現時点のような数値的な定義が必要になると考えられる。但し、骨組みの解析において、負勾配を考慮した解析が実行可能となるとすると、一旦耐力低下したのちのモデル化も必要であると考えられることも可能性としてはあると思われる。

4.5 曲げ降伏先行型の評価式とその精度

4.5.1 曲げひび割れ強度（弾性限界点）

曲げひび割れは、主として危険断面（曲げモーメントが最も大きくなる断面位置）において発生すると考えられる。実験データについては、実験上の事由（非試験区間スタブによる変形拘束や試験体製作から実験準備に至る諸条件）から、必ずしも危険断面位置で発生するものではないが、ここでは「建築物の構造関係技術基準解説書」^[4-9]において示されている次式によって算定する。なお、曲げひび割れ強度式は RC 規準に準じている。なお、引張軸力時のデータは削除している。

a. 曲げひび割れ強度

曲げひび割れ強度 M_{cr} は、(4.5.1)式によることができる。ただし、釣合い軸力を超える高軸力が作用する場合には、圧縮側コンクリートの損傷を適切に評価することが望ましい。

$$M_{cr} = 0.56\sqrt{F_c}Z_e + \frac{ND}{6} \quad (\text{N}\cdot\text{mm}) \quad (4.5.1)$$

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)

ここでは材料試験データを用いる

Z_e : 鉄筋を考慮した断面係数 (mm^3)

N : 軸方向力 (N)

D : 部材せい (mm)

なお、RC 規準(2010)^[4-10]によると、この式における適用範囲は $\sigma_B=18=60\text{N}/\text{mm}^2$, $N/(bD)=0\sim10\text{N}/\text{mm}^2$ (b は部材幅(mm))としている。

b. 実験値と計算値の比較

コンクリート強度 f_{c60} 以上と f_{c60} 未満を層別し、曲げひび割れ強度の実験値と計算値(4.5.1)式との比較を、図 4.5.1 および表 4.5.1 に示す。合わせて、実験値と計算値の比較に関する実験値／計算値の有効なデータ数、平均値、変動係数、最大値、最小値および $\pm 30\%$ 以内のデータ割合を示す。

実験値／計算値の平均値は 1.14 であり、(4.5.1)式は十分な推定精度が確保されていると考えられる。しかしながら、実験値／計算値の基準値 (1.00) に対して $\pm 30\%$ 以内に含まれるデータは、全体の 66.6%に留まった。変動係数も 29.7%であり、さまざまな変動要因が含まれていると考えられる。対象データが曲げ降伏先行型であり、比較的安定した実験を実施できると考えられるが、相対的に大きなばらつきが内在することが確認された。これは、曲げひび割れ強度の確認が目視であること、試験体の初期ひび割れ（乾燥収縮や実験準備中の荷重）の影響や実験中のひび割れ確認方法（試験体への塗装の有無、照度、観察者の経験および基礎知識）などが影響していると考えられる。続けて、c.では、ばらつきの要因を物理的な影響因子によって検討を行ったので、その結果を示す。

表 4.5.1 曲げひび割れ強度の実験値／計算値に関する統計データ（曲げ降伏先行型）

曲げひび割れ(実験値／計算値) データ:曲げ降伏先行型柱部材						
データ数	平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内	
全体	326	1.14	2.52	0.62	66.6%	
($f_c < 60$)	255	1.13	2.52	0.62	64.7%	
($f_c \geq 60$)	71	1.15	1.95	0.70	73.2%	

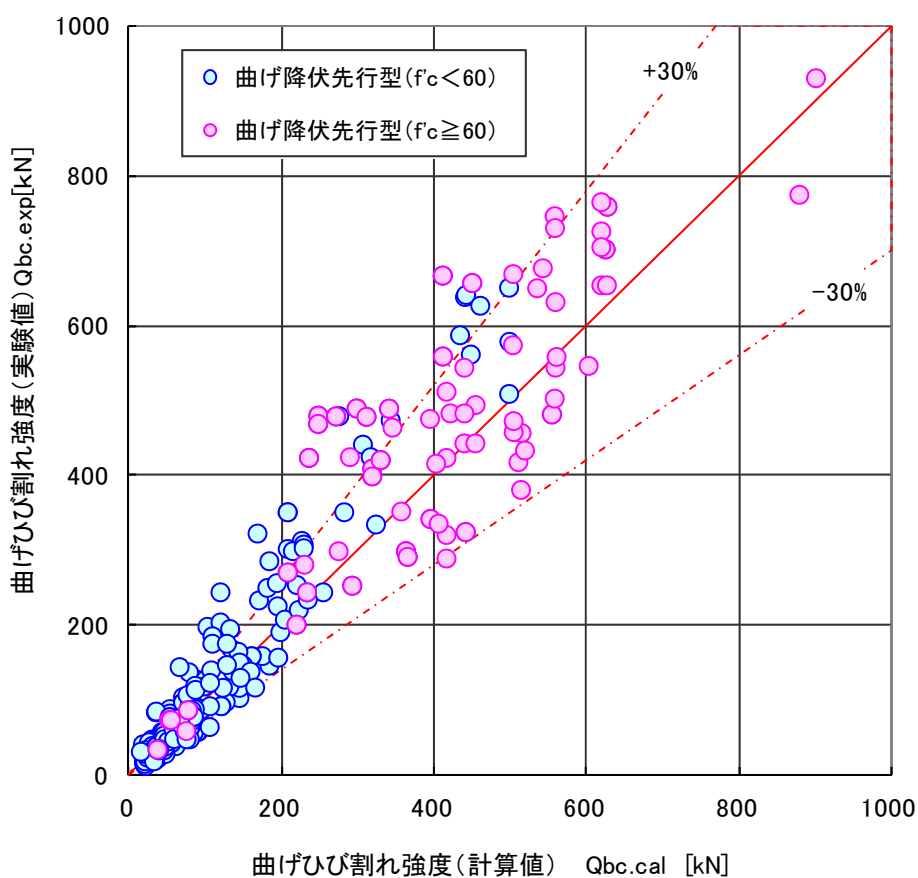


図 4.5.1 曲げひび割れ強度の実験値と計算値の比較（曲げ降伏先行型）

c. 実験値／計算値の影響因子分析

図 4.5.2 から図 4.5.6 に、曲げひび割れ強度の実験値／計算値とコンクリート強度、せん断スパン比、主筋比、主筋降伏強度および、圧縮軸力比関係を示す。

コンクリート強度と圧縮軸力比は、やや相関が見られた。コンクリート強度が低く、圧縮軸力比が小さい場合ほど、曲げひび割れ強度の実験値／計算値のばらつきが大きい傾向が見られた。それ以外の柱主筋比およびせん断スパン比と、曲げひび割れ強度の実験値／計算値との相関は見られなかった。

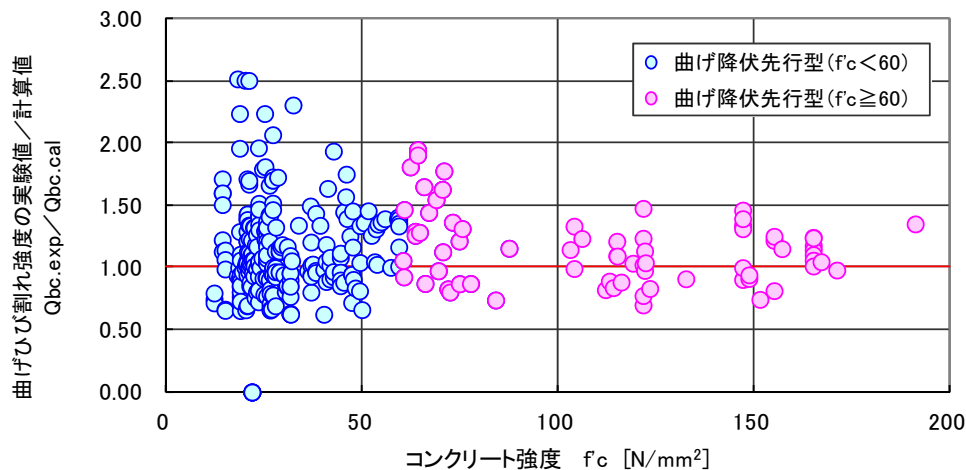


図 4.5.2 曲げひび割れ強度（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（曲げ降伏先行型）

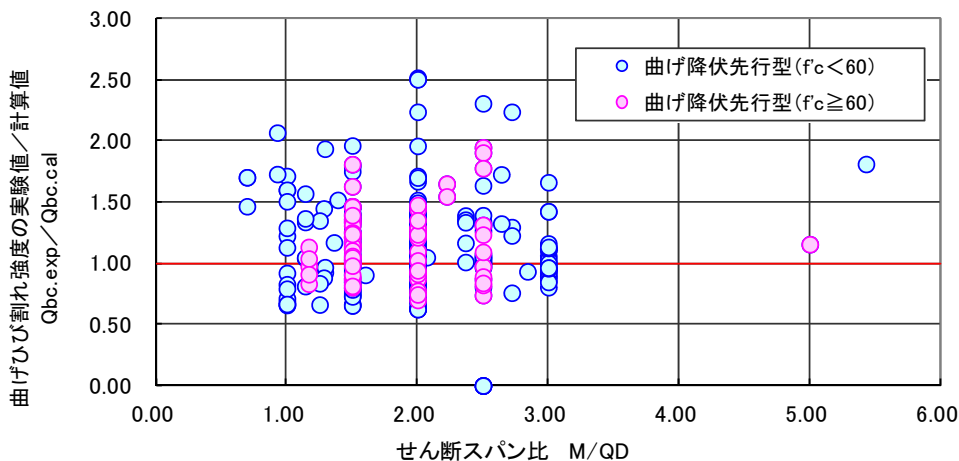


図 4.5.3 曲げひび割れ強度（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（曲げ降伏先行型）

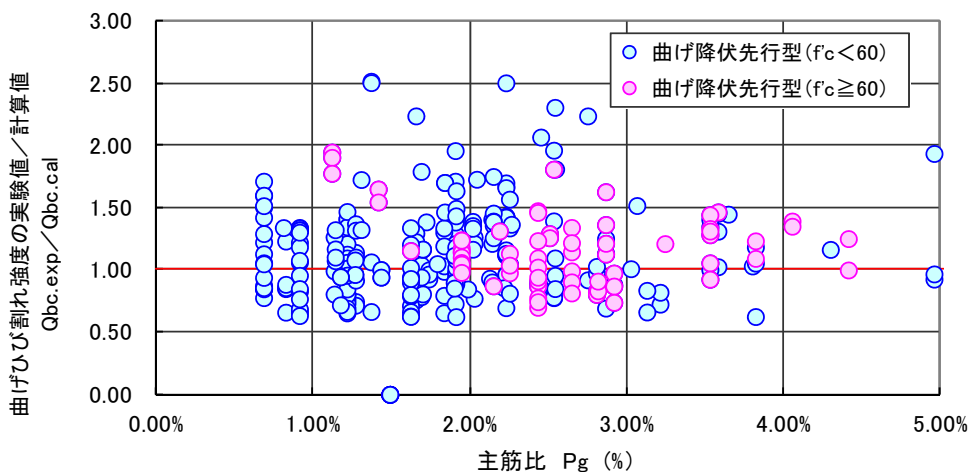


図 4.5.4 曲げひび割れ強度（実験値／計算値）－主筋比関係（曲げ降伏先行型）

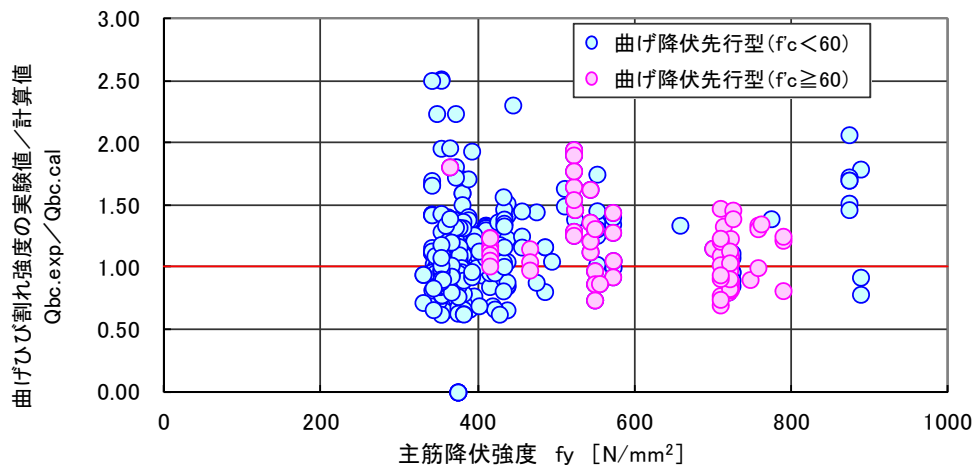


図 4.5.5 曲げひび割れ強度（実験値／計算値）－主筋降伏強度関係（曲げ降伏先行型）

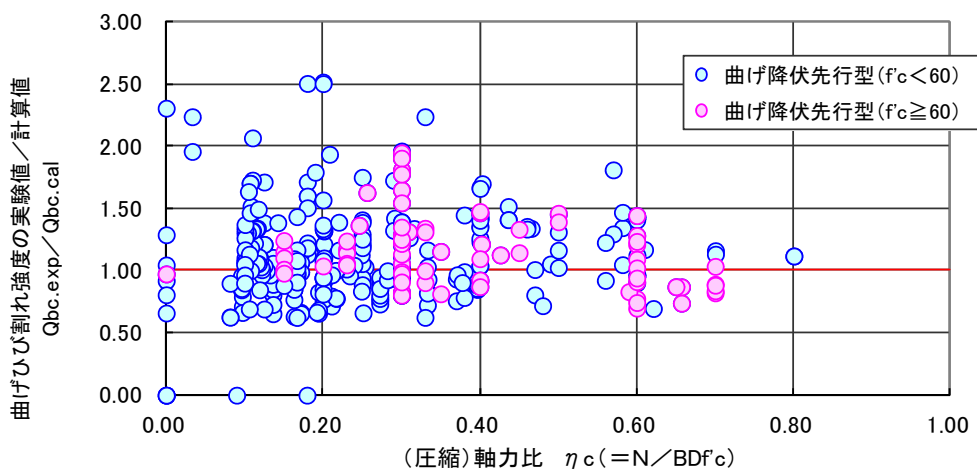


図 4.5.6 曲げひび割れ強度（実験値／計算値）－圧縮軸力比関係（曲げ降伏先行型）

第4章 柱部材

4.5.2 弾性剛性（弾性限界点）

弾性剛性：RC規準(2010) [4-10] 8条「構造解析の基本事項」2項「柱・梁の剛性評価」

鉄筋コンクリート部材に逆対称曲げモーメントが作用する時の材端曲げモーメント M と材端回転角 R との関係より、弾性剛性 S は以下で表される。

$$S = \frac{M}{R} = \frac{6EI}{L}$$

E ：ヤング係数， I ：断面2次モーメント， L ：部材長さ

弾性剛性を求めるための梁部材の断面積および断面2次モーメント I は、ひび割れを考慮しない全断面から求める。

柱部材の実験では、図4.5.7に示すように建研式加力方法、大野式加力方法および単純梁形式の加力方法が用いられる。ここでは、図に示すように、建研式加力または大野式加力を用いている場合には反曲点位置が試験体高さの中央となり、単純梁形式の場合には支点位置が反曲点位置として曲げモーメント分布を仮定して試験体長さを定めた。柱部材長さは試験体の内法長さとして算定を行なった。なお、図4.5.7(c)の単純梁形式の構造実験では、変形性能を評価する場合には取り除く。これは、単純梁形式の場合に、片側に破壊が生じる可能性があり、破壊側の変形と非破壊側の変形を容易に分類できないためである。

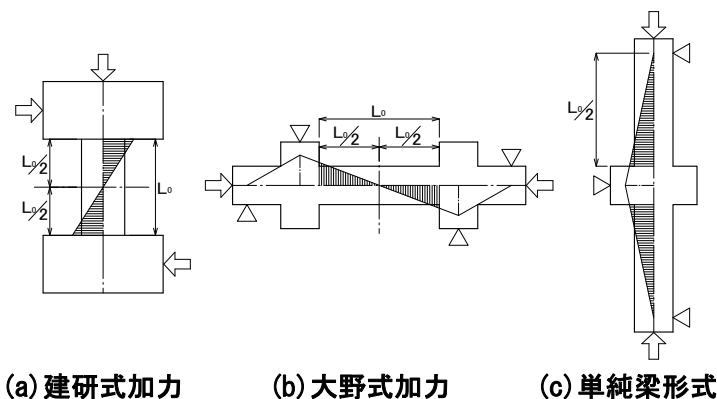


図4.5.7 各実験方法における曲げモーメント図

a. 弾性剛性

弾性剛性の算定は、「建築物の構造関係技術基準解説書」[4-9]に準じて曲げ剛性とせん断剛性を平方和で合成した剛性として算定する。以下に算定式を示す。

$$K_e = \frac{1}{\frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_s}} \quad (\text{kN/mm}) \quad (4.5.2)$$

K_e ：梁の弾性剛性 (kN/mm)

K_b ：梁の曲げ剛性 (kN/mm)

K_s ：梁のせん断剛性 (kN/mm)

ここで曲げ剛性 K_b は、

逆対称曲げモーメントの加力形式の場合

$$K_b = \frac{12E_c I_e}{L^3} \text{ (kN/mm)}$$

片持ち梁の加力形式の場合

$$K_b = \frac{3E_c I_e}{L^3} \text{ (kN/mm)}$$

とする。

またせん断剛性 K_s は、

$$K_s = \frac{G \cdot A}{\kappa \cdot L} \text{ (kN/mm)}$$

とする。

E_c : コンクリートのヤング係数 (kN/mm²)

I_e : 鉄筋を考慮した断面二次モーメント(等価断面二次モーメント) (mm⁴)

$$I_e = \frac{BD^3}{12} + X_1(n-1) \left(ag_1^2 + \frac{\pi^4}{4} \right)$$

B: 柱巾 D: 柱成

X_1 : 鉄筋本数 n: ヤング係数比

a: 鉄筋断面積 [mm²]

g_1 : 中立軸から鉄筋までの距離 [mm]

r: 鉄筋の公称半径 [mm]

L: 内法スパン長さ [mm]

G : コンクリートのせん断弾性係数 (kN/mm²)

$$G = \frac{E_c}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

ν : コンクリートのポアソン比であり、ここでは $\nu=0.2$ として算定した。厳密にはコンクリート強度に比例すると考えられるが、計算が煩雑となるため、一定値を用いた。

A : 部材の断面積(= $b \times D$) (mm²)

κ : せん断剛性を求める際の形状係数であり、ここでは $\kappa=1.2$ として算定した。

なお、コンクリートのヤング係数 (E_c) について論文に記載がない場合は、NewRC 式 (2010 年 RC 規準式) を用いて算定した。

$$E = 21000 \times \left(\frac{\gamma}{23} \right)^{1.5} \times \sqrt{\frac{F_c}{20}} \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (F_c \leq 36 \text{ N/mm}^2) \quad (1991 \text{ 年版本規準式)}$$

$$E = 33500 \times k_1 \times k_2 \times \left(\frac{\gamma}{24} \right) \times \left(\frac{F_c}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (F_c > 36 \text{ N/mm}^2) \quad (\text{NewRC 式})$$

γ : コンクリートの気幹単位体積重量(kN/m³), RC 規準 (2010) [4-10]に従って算定した。

k_1, k_2 : 使用骨材, 混和剤などを考慮した係数であり, 本研究では $k_1 = k_2 = 1$ とした。

b. 実験値と計算値の比較

コンクリート強度 f_c60 以上と f_c60 未満を層別し、弾性剛性の実験値と計算値(4.5.2)式との比較を、図 4.5.8 および表 4.5.2 に示す。合わせて、実験値と計算値の比較に関する実験値/計算値の有効なデータ数、平均値、変動係数、最大値、最小値および $\pm 30\%$ 以内のデータ割合を示す。

実験データの多くは、弾性剛性の数値に関する記述が成されていないため、グラフからの読み取りを行ったため、実験データは大きくばらついている。有効なデータは 285 としたが、変動係数が 50%を超えており、有効なデータとして活用できるかは十分な検討が必要である。総じて、実験値/計算値の平均値は 0.72 であり、柱単体の構造実験においても、剛域入り込みの概念を用いて部材長さを内法スパンよりもやや長く評価することが必要であると考えられる。

表 4.5.2 弾性剛性の実験値/計算値に関する統計データ (曲げ降伏先行型)

弾性剛性(実験値/計算値) データ: 曲げ降伏先行型柱部材						
データ数	平均値	変動係数	最大値	最小値	$\pm 30\%$ 以内	
全体	285	0.72	2.95	0.00	31.9%	
($f_c < 60$)	213	0.76	2.95	0.00	36.2%	
($f_c \geq 60$)	72	0.61	1.40	0.37	19.4%	

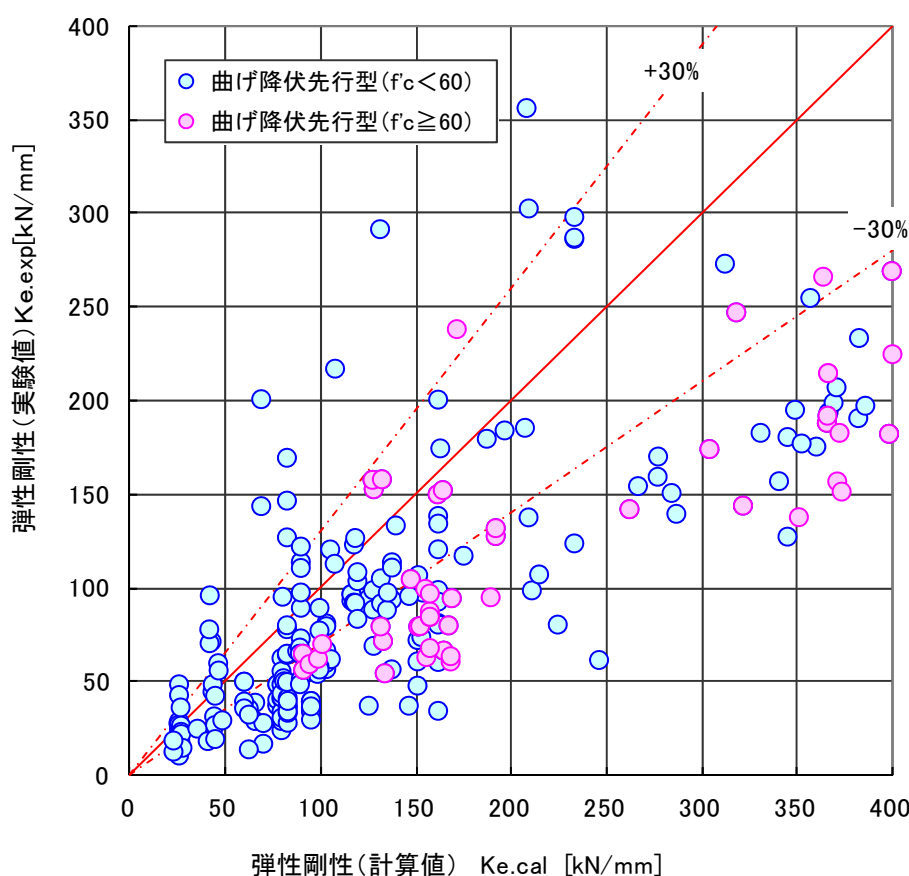


図 4.5.8 弾性剛性の実験値と計算値の関係

c. 実験値／計算値の影響因子分析

図 4.5.9 から図 4.5.13 に、弾性剛性の実験値／計算値とコンクリート強度，せん断スパン比，主筋比，主筋降伏強度および圧縮軸力比関係を示す。

コンクリート強度とせん断スパン比は、やや相関が見られた。コンクリート強度が低く，せん断スパン比が大きい場合ほど，弾性剛性の実験値／計算値のばらつきが大きい傾向が見られた。それ以外の柱主筋比および圧縮軸力比と，弾性剛性の実験値／計算値との相関は見られなかった。

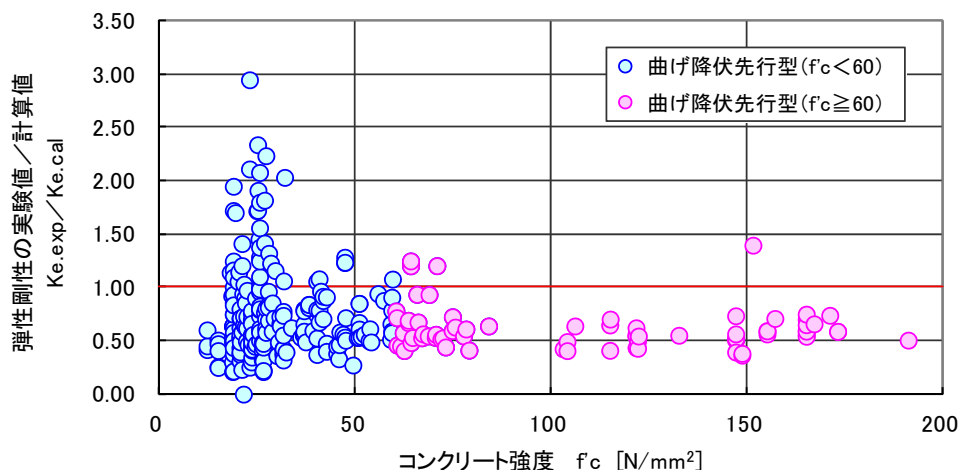


図 4.5.9 弾性剛性（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（曲げ降伏先行型）

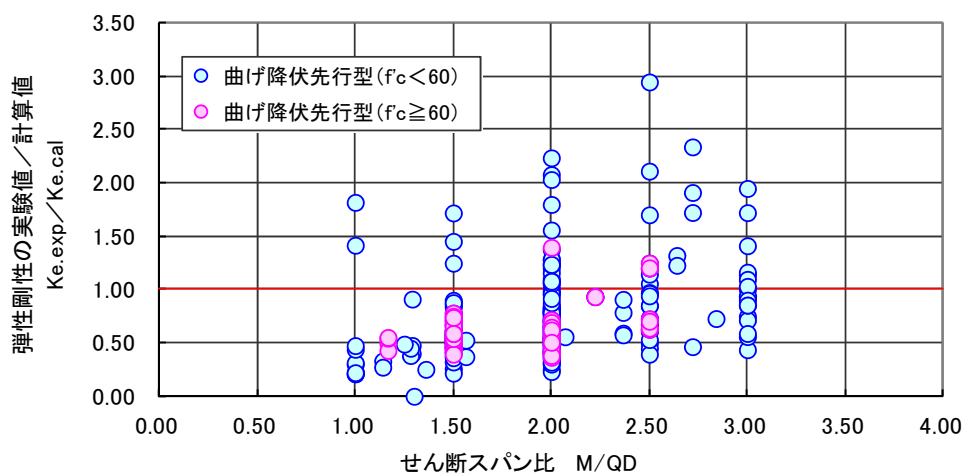


図 4.5.10 弾性剛性（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（曲げ降伏先行型）

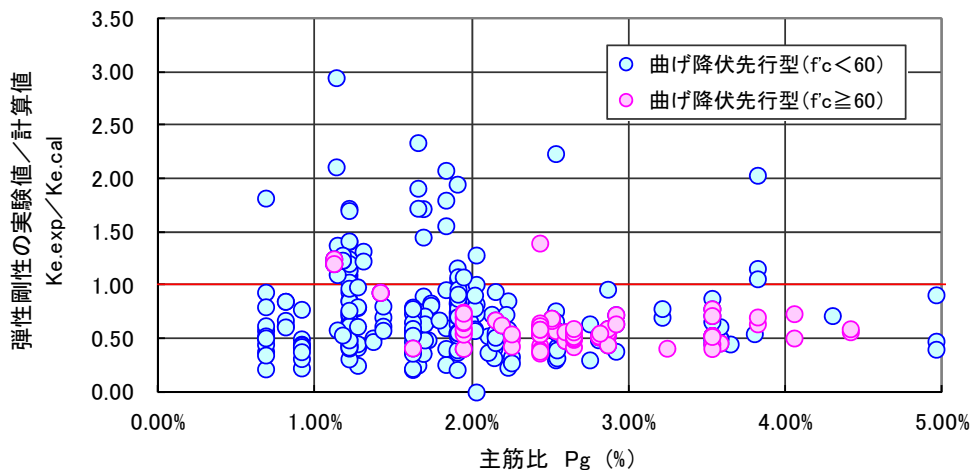


図 4.5.11 弾性剛性（実験値／計算値）－主筋比関係（曲げ降伏先行型）

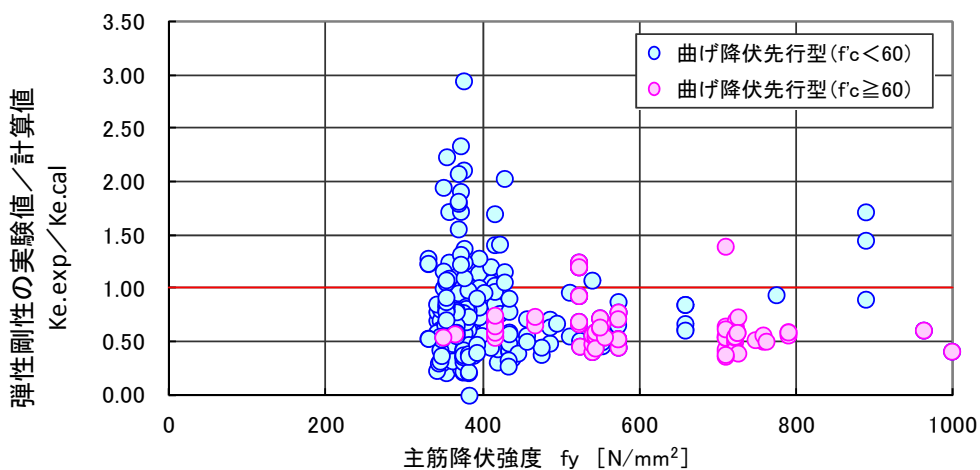


図 4.5.12 弾性剛性（実験値／計算値）－主筋降伏強度関係（曲げ降伏先行型）

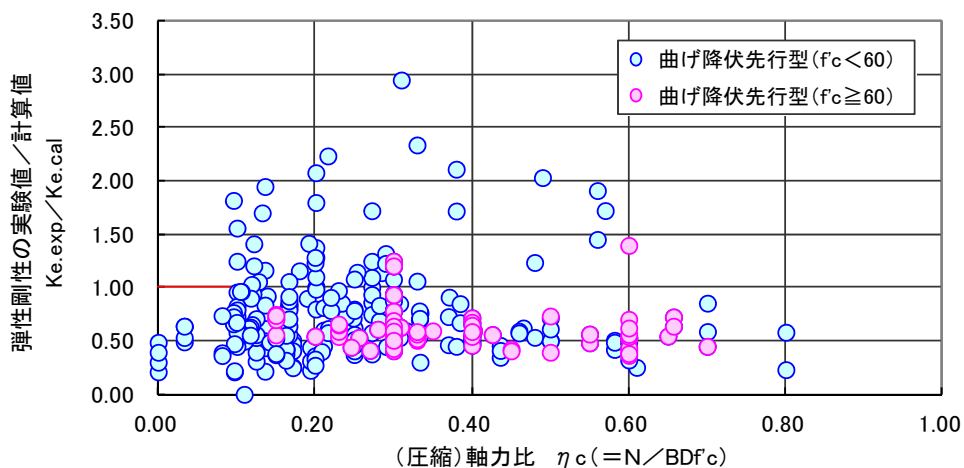


図 4.5.13 弾性剛性（実験値／計算値）－圧縮軸力比関係（曲げ降伏先行型）

4.5.3 せん断ひび割れ強度（基準式）

せん断ひび割れ強度の検討は、2007年版建築物の構造関係技術基準解説書^[4-9]に従って行った。曲げひび割れ強度はRC規準^[4-10]14条に示されている次式で算定できるとしている。

a. せん断ひび割れ強度（建築物の構造関係技術基準解説書）^[4-9]

$$Q_{su} = \left(1 + \frac{\sigma_0}{150} \right) \left\{ \frac{0.085k_c(F_c + 49)}{M/(Q \cdot d) + 1.7} \right\} b \cdot j \quad (N) \quad (4.5.3)$$

ここで、

k_c : 部材せいに対する補正係数 ($d > 40\text{cm}$ の時, 0.72)

F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

$M/(Q \cdot d)$: シアスパン比

b : 梁幅 (mm) j : 応力中心距離(=7/8d) (mm)

d : 梁の有効せい σ_0 : 圧縮軸力応力度 (N/mm^2)

この式は、圧縮強度 36N/mm^2 程度以下、鉄筋はSD390級以下の普通強度の材料を用いた部材の実験結果から得られた実験式であり、それらが適用範囲となる。

しかし近年、圧縮強度が 36N/mm^2 を超えるコンクリートを用いた部材の実験データが蓄積されており、日本建築学会「高強度コンクリートの技術の現状」では、圧縮強度が 60N/mm^2 以下の範囲まで適用可能であるとの検討がなされている。

b. 実験値と計算値の比較

コンクリート強度 f_c60 以上と f_c60 未満を層別し、せん断ひび割れ強度の実験値と計算値(4.5.3)式との比較を、図 4.5.14 および表 4.5.3 に示す。合わせて、実験値と計算値の比較に関する実験値/計算値の有効なデータ数、平均値、変動係数、最大値、最小値および $\pm 30\%$ 以内のデータ割合を示す。

ここで取り扱うデータは曲げ降伏先行型のデータであり、多くのデータが曲げひび割れが先行するデータである。また、曲げひび割れ発生に曲げひび割れが進展して発生する曲げせん断ひび割れとせん断ひび割れの区別を明確にすることが難しく、実験データの定義も必ずしも一致した基準となっていない可能性がある。しかしながら、ここでは(4.5.3)式の精度検証を行ったので、その結果を、以下に示す。

実験値/計算値の平均値は 2.08 であり、総じて(4.5.3)式は安全側の計算値を算出することが確認された。せん断ひび割れ強度の実験値と計算値関係の近似式を誘導すると、実験値 $\approx 3 \times$ 計算値に相当する。また、基準値の 1.0 に対して $\pm 30\%$ 以内に含まれるデータは、全体の 21.7%であり、曲げ降伏先行型のモデル化においてせん断ひび割れの影響を考慮する場合には、十分な検討が必要であることが分かった。これは、曲げひび割れ強度と同様にせん断ひび割れの確認が目視であること、定義が不明なこと（特に、曲げせん断ひび割れとせん断ひび割れの区別、筆者は部材中心軸に対して約 45 度方向の斜めひび割れが横切った時として定義している）試験体の初期ひび割れ（乾燥収縮や実験準備中の荷重）の影響や実験中のひび割れ確認方法（試験体への塗装の有無、

照度，観察者の経験および基礎知識）などが影響していると考えられる。続けて，c.では，ばらつきの要因を物理的な影響因子によって検討を行ったので，その結果を示す。

表 4.5.3 せん断ひび割れ強度の実験値／計算値に関する統計データ（曲げ降伏先行型）

せん断ひび割れ強度(実験値／計算値:基準式) データ:曲げ降伏先行型柱部材						
データ数		平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内
全体	295	1.26	33.0%	2.49	0.24	48.5%
($f'_c < 60$)	236	1.30	30.9%	2.49	0.44	47.9%
($f'_c \geq 60$)	59	1.11	39.8%	1.40	0.24	49.2%

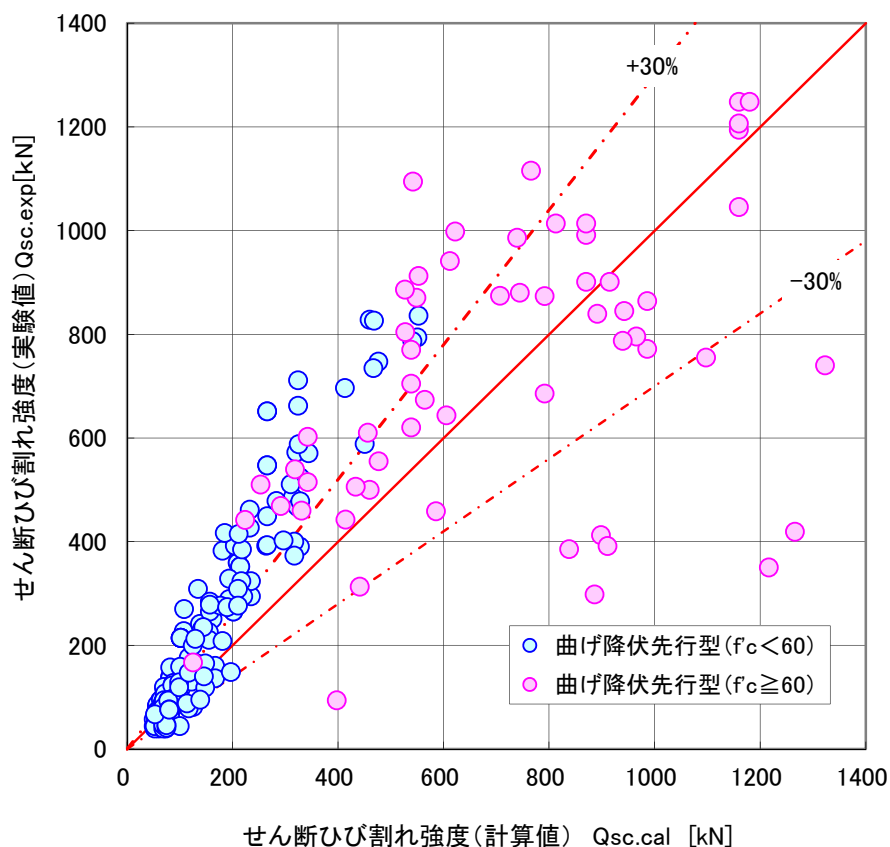


図 4.5.14 せん断ひび割れ強度の実験値と計算値の比較（曲げ降伏先行型）

c. 実験値／計算値の影響因子分析

図 4.5.15 から図 4.5.19 に，せん断ひび割れ強度の実験値／計算値（基準式）とコンクリート強度，せん断スパン比，主筋比および圧縮軸力比関係を示す。コンクリート強度については， 100N/mm^2 を超える高強度コンクリートを使用した場合には計算値は実験値を過大評価する傾向が見られた。

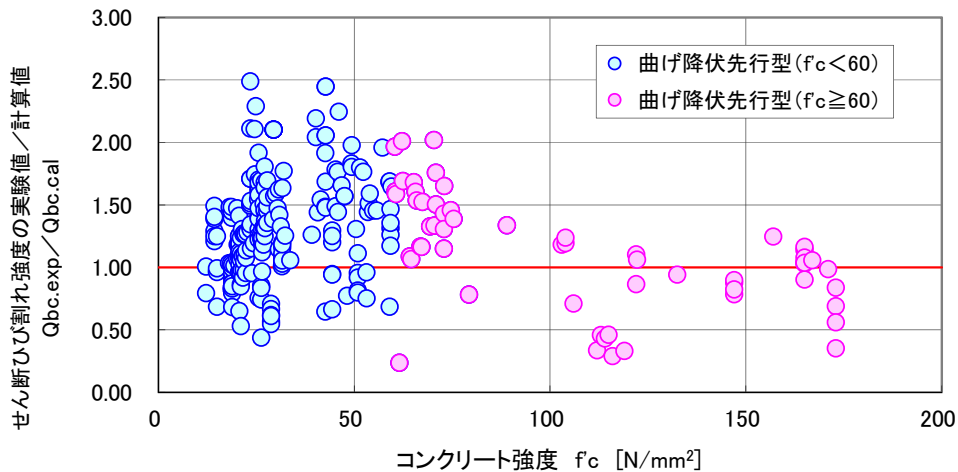


図 4.5.15 せん断ひび割れ（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（曲げ降伏先行型）

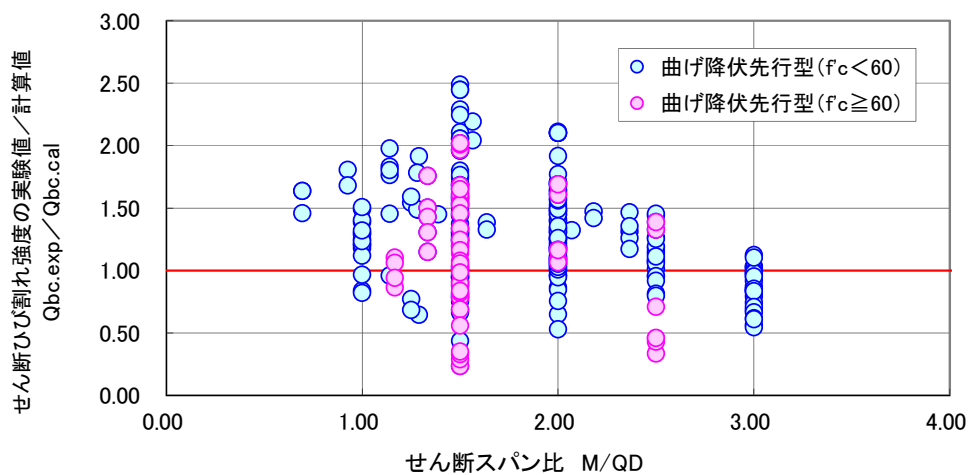


図 4.5.16 せん断ひび割れ（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（曲げ降伏先行型）

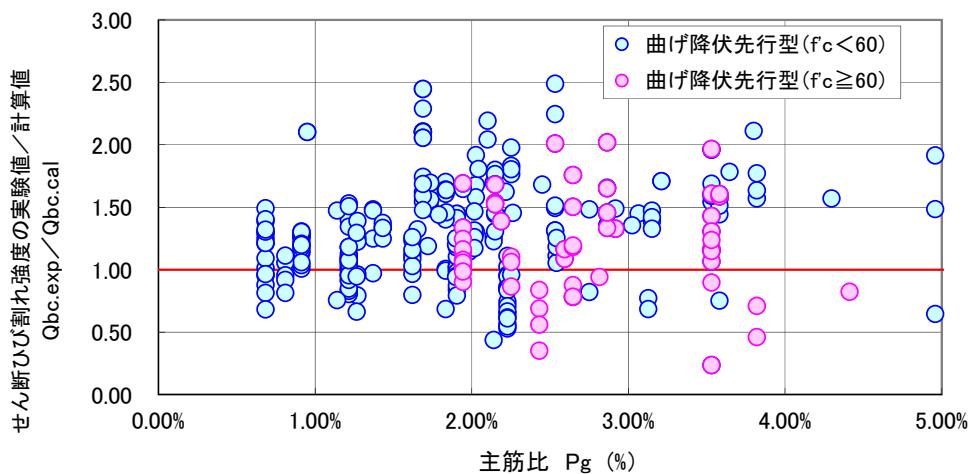


図 4.5.17 せん断ひび割れ（実験値／計算値）－主筋比関係（曲げ降伏先行型）

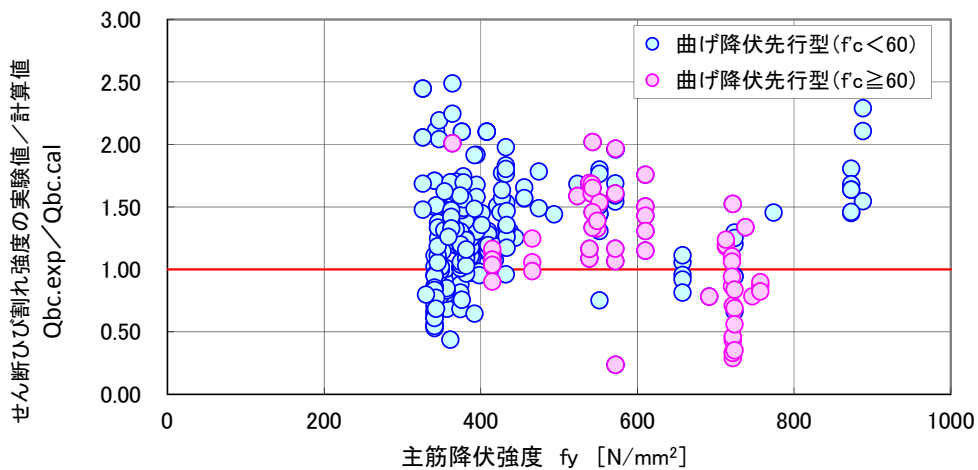


図 4.5.18 セン断ひび割れ（実験値／計算値）－主筋降伏強度関係（曲げ降伏先行型）

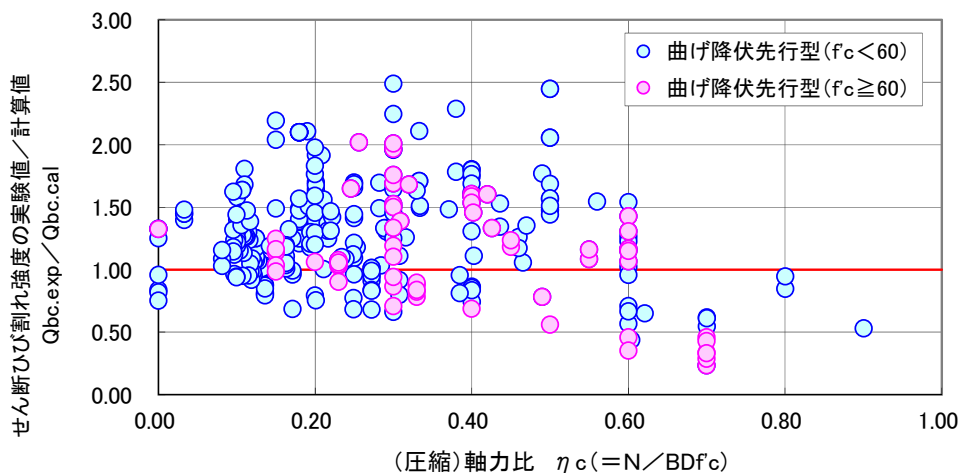


図 4.5.19 セン断ひび割れ（実験値／計算値）－圧縮軸力比関係（曲げ降伏先行型）

4.5.4 せん断ひび割れ強度（靱性指針式）

せん断割れ強度の検討として、靱性指針式^[4.4]による検討結果を以下に示す。

a. せん断ひび割れ強度（靱性指針式）^[4.4]

$$Q_{cr} = \phi \cdot \left(\sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0} \right) \cdot b \cdot D / \kappa \quad (\text{N}) \quad (4.5.4)$$

ϕ : 耐力係数 0.51

σ_T : コンクリートの引張強度 (N/mm²) $\sigma_T = 0.313\sqrt{F_c}$

σ_0 : 柱の使用限界変形時の設計用軸方向応力度 (N/mm²)、圧縮を正とする。

$$\sigma_0 = \frac{c N_{U1}}{b \cdot D}$$

b : 柱幅 (mm), D : 柱せい (mm), κ : 断面形状係数 1.5

b. 実験値と計算値の比較

コンクリート強度 f_{c60} 以上と f_{c60} 未満を層別し、せん断ひび割れ強度の実験値と計算値(4.5.4)式との比較を、図 4.5.20 および表 4.5.4 に示す。合わせて、実験値と計算値の比較に関する実験値/計算値の有効なデータ数、平均値、変動係数、最大値、最小値および $\pm 30\%$ 以内のデータ割合を示す。

ここで取り扱うデータは曲げ降伏先行型のデータであり、多くのデータが曲げひび割れが先行するデータである。また、曲げひび割れ発生に曲げひび割れが進展して発生する曲げせん断ひび割れとせん断ひび割れの区別を明確にすることが難しく、実験データの定義も必ずしも一致した基準となっていない可能性がある。しかしながら、ここでは(4.5.4)式の精度検証を行ったので、その結果を、以下に示す。

実験値/計算値の平均値は 1.64 であり、総じて(4.5.3)式に比べて推定精度がいいことが分かった。その要因としては、軸力の影響を適切に評価できることが挙げられる。

せん断ひび割れ強度の実験値と計算値（靱性指針式）関係の近似式を誘導すると、実験値 $\approx 2 \times$ 計算値に相当する。また、基準値の 1.0 に対して $\pm 30\%$ 以内に含まれるデータは、全体の 27.1%であり、データ全体が傾いている状態であり、補正係数を乗じて、適切に実験データを計算値で評価することが可能である。

これは、曲げひび割れ強度と同様にせん断ひび割れの確認が目視であること、定義が不明なこと（特に、曲げせん断ひび割れとせん断ひび割れの区別、筆者は部材中心軸に対して約 45 度方向の斜めひび割れが横切った時として定義している）試験体の初期ひび割れ（乾燥収縮や実験準備中の荷重）の影響や実験中のひび割れ確認方法（試験体への塗装の有無、照度、観察者の経験および基礎知識）などが影響していると考えられる。続けて、c.では、ばらつきの要因を物理的な影響因子によって検討を行ったので、その結果を、c.に示す。

表 4.5.4 せん断ひび割れ強度の実験値／計算値に関する統計データ（曲げ降伏先行型）

せん断ひび割れ強度(実験値／計算値:靱性指針式) データ:曲げ降伏先行型柱部材						
データ数		平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内
全体	295	1.64	30.2%	3.02	0.59	27.1%
($f'_c < 60$)	236	1.59	31.9%	3.02	0.59	30.1%
($f'_c \geq 60$)	59	1.84	21.3%	2.65	0.94	13.6%

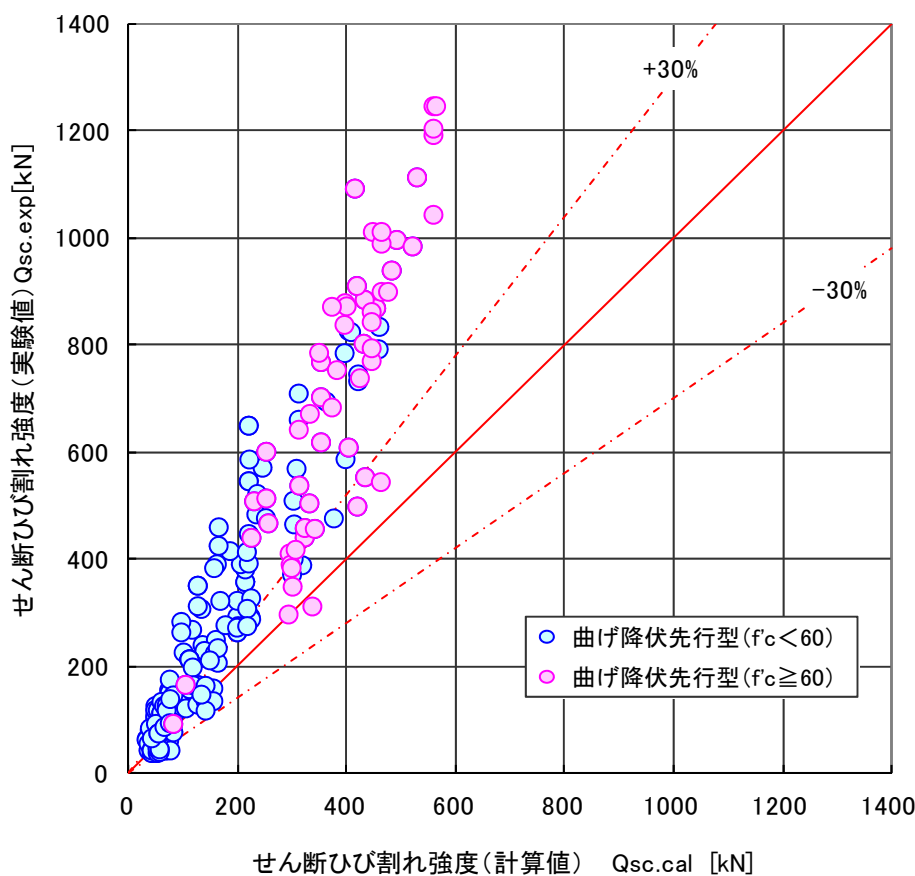


図 4.5.20 せん断ひび割れ強度の実験値と計算値（靱性指針式）の比較（曲げ降伏先行型）

c. 実験値／計算値の影響因子分析

図 4.5.21 から図 4.5.25 に、せん断ひび割れ強度の実験値／計算値（靱性指針式）とコンクリート強度、せん断スパン比、主筋比、主筋降伏強度および圧縮軸力比関係を示す。

せん断スパン比と靱性指針式によるせん断ひび割れ強度の実験値／計算値と強い相関があることが分かった。ほかの因子とは相対的に大きな相関は見られなかった。靱性指針式は圧縮軸力の影響が考慮されているため、せん断スパン比の効果を考慮するとさらに精度が向上すると考えられる。

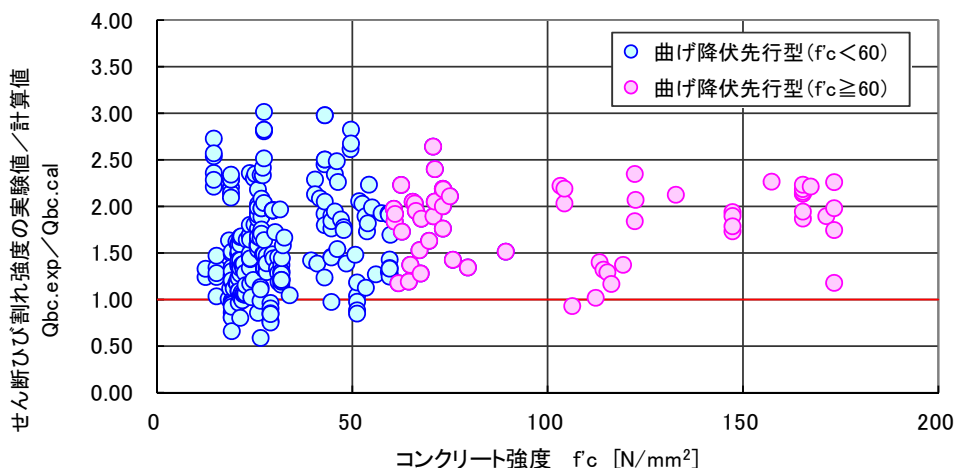


図 4.5.21 せん断ひび割れ (実験値/計算値) - コンクリート強度関係 (曲げ降伏先行型)

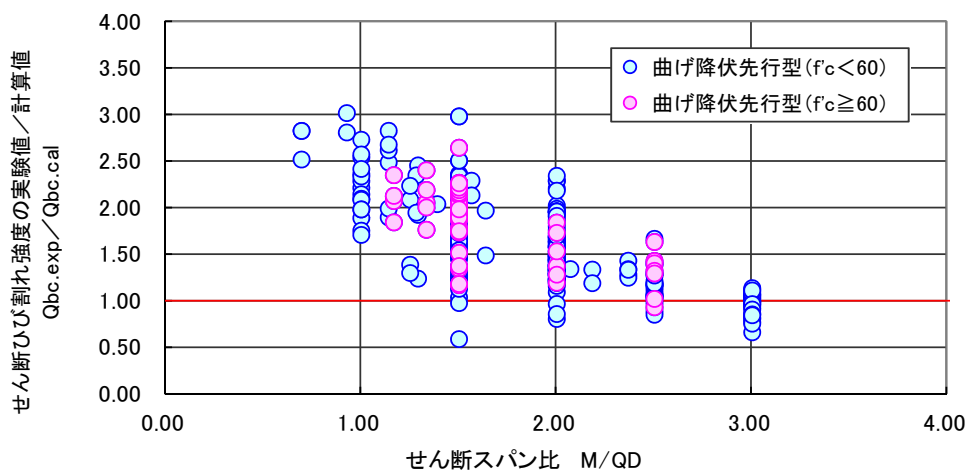


図 4.5.22 せん断ひび割れ (実験値/計算値) - せん断スパン比関係 (曲げ降伏先行型)

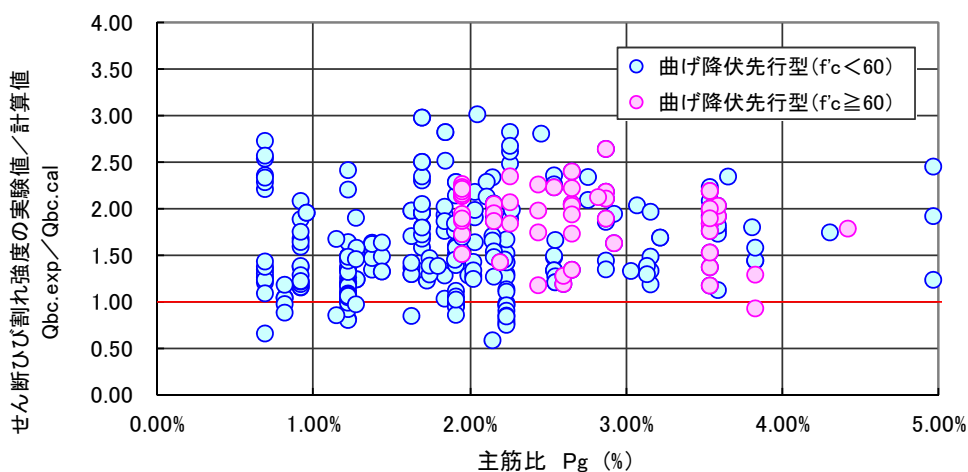


図 4.5.23 せん断ひび割れ (実験値/計算値) - 主筋比関係 (曲げ降伏先行型)

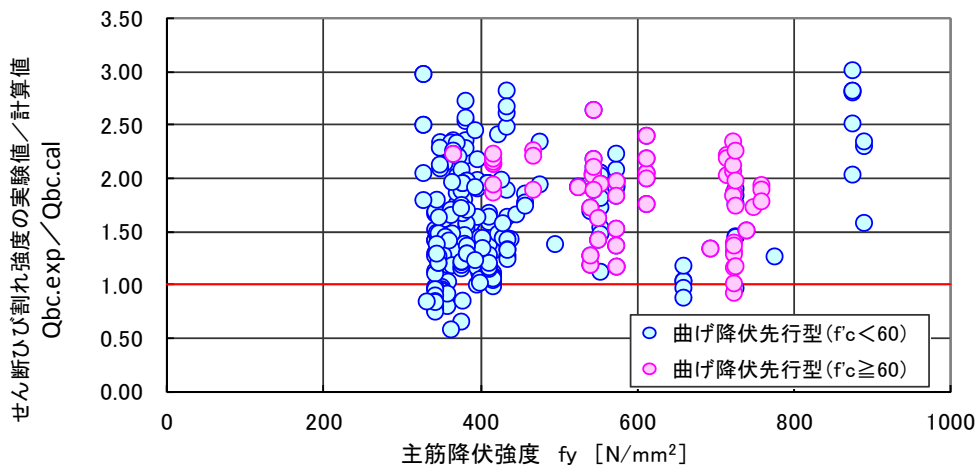


図 4.5.24 セン断ひび割れ（実験値／計算値）－主筋降伏強度関係（曲げ降伏先行型）

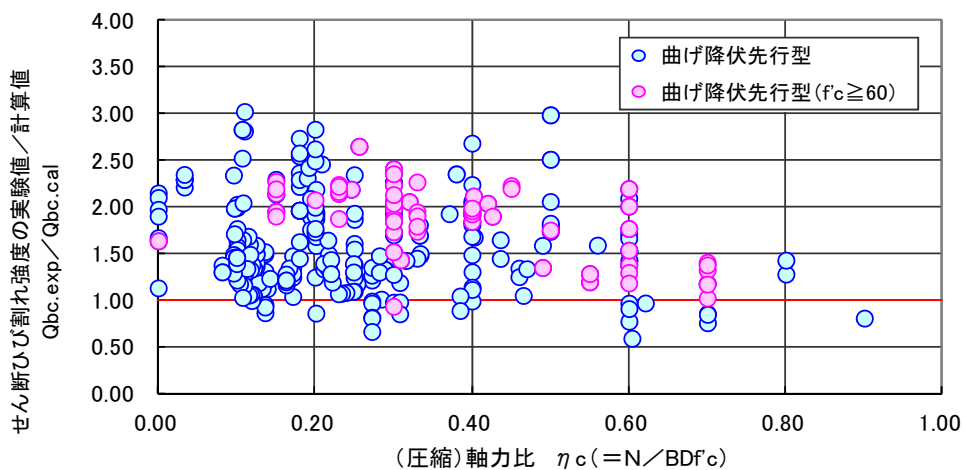


図 4.5.25 セン断ひび割れ（実験値／計算値）－圧縮軸力比関係（曲げ降伏先行型）

4.5.5 曲げ終局強度（基準式）

曲げ終局強度の検討は、2007年版建築物の構造関係技術基準解説書^[4-9]に従って行った。

a. 曲げ終局強度（建築物の構造関係技術基準解説書） (4.5.5)

$N_{\min} \leq N < 0$ のとき

$$M_y = 0.5 \cdot a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot g_1 \cdot D \quad (\text{N} \cdot \text{mm})$$

$0 \leq N \leq N_b$ のとき

$$M_y = 0.5 \cdot a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (\text{N} \cdot \text{mm})$$

$N_b < N \leq N_{\max}$ のとき

$$M_y = \left\{ 0.5 \cdot a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.024(1 + g_1)(3.6 - g_1)b \cdot D^2 \cdot F_c \right\} \cdot \left(\frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - N_b} \right) \quad (\text{N} \cdot \text{mm})$$

$$N_{\min} = -a_g \cdot \sigma_y \quad (\text{N})$$

$$N_b = 0.22(1 + g_1) \cdot b \cdot D \cdot F_c \quad (\text{N})$$

$$N_{\max} = b \cdot D \cdot F_c + a_g \cdot \sigma_y \quad (\text{N})$$

a_g : 主筋全断面積 (mm²)

σ_y : 主筋の信頼強度 (N/mm²)

g_1 : 引張側鉄筋重心と圧縮側鉄筋重心との距離の全せい D に対する比

b. 実験値と計算値の比較

コンクリート強度 f_{c60} 以上と f_{c60} 未満を層別し、曲げ終局強度の実験値と計算値(4.5.5)式との比較を、図 4.5.26 および表 4.5.5 に示す。合わせて、実験値と計算値の比較に関する実験値/計算値の有効なデータ数、平均値、変動係数、最大値、最小値および $\pm 30\%$ 以内のデータ割合を示す。

ここで取り扱うデータは曲げ降伏先行型のデータである。実験値は、曲げ降伏（主筋降伏）が確認されたデータの最大値を、曲げ終局強度として抽出した。したがって、最大耐力時の変形について制限は行っていない。多くのデータに最大耐力の表示がなされ、または復元力特性のグラフが示されているため有効なデータとした。但し、以下に示すようなデータは、ここでの検討から削除した。

- ・変動軸力データで、最大耐力の軸力が不明確なデータ
- ・曲げ終局強度の算定に必要な断面形状寸法データ不足、材料特性データ不足のデータ

実験値/計算値の平均値は 1.17 であり、変動係数も 23.0%であった。基準値の 1.0 に対して $\pm 30\%$ 以内に含まれるデータは、全体の 73.8%であり、適正な推定精度を確認することができた。しかしながら、変動係数が 20%を超えたことは、最大耐力自体をグラフからの読み取りを行うなどの誤差要因が含まれているためと考えられる。デジタルデータを管理されたデータが蓄積されれば、変動係数は減少するものと考えられる。

データ採取における誤差要因に加えて、RC 柱部材としての構造特性によって、この誤差が生じていることを確認したので、c, 実験値/計算値の影響因子分析に、その検討結果を示す。

表 4.5.5 曲げ終局強度の実験値／計算値に関する統計データ（曲げ降伏先行型）

曲げ終局強度(実験値／計算値) データ: 曲げ降伏先行型柱部材						
データ数	平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内	
全体	794	1.17	2.36	0.67	73.8%	
($f_c < 60$)	556	1.19	2.36	0.67	71.8%	
($f_c \geq 60$)	238	1.11	2.17	0.67	78.6%	

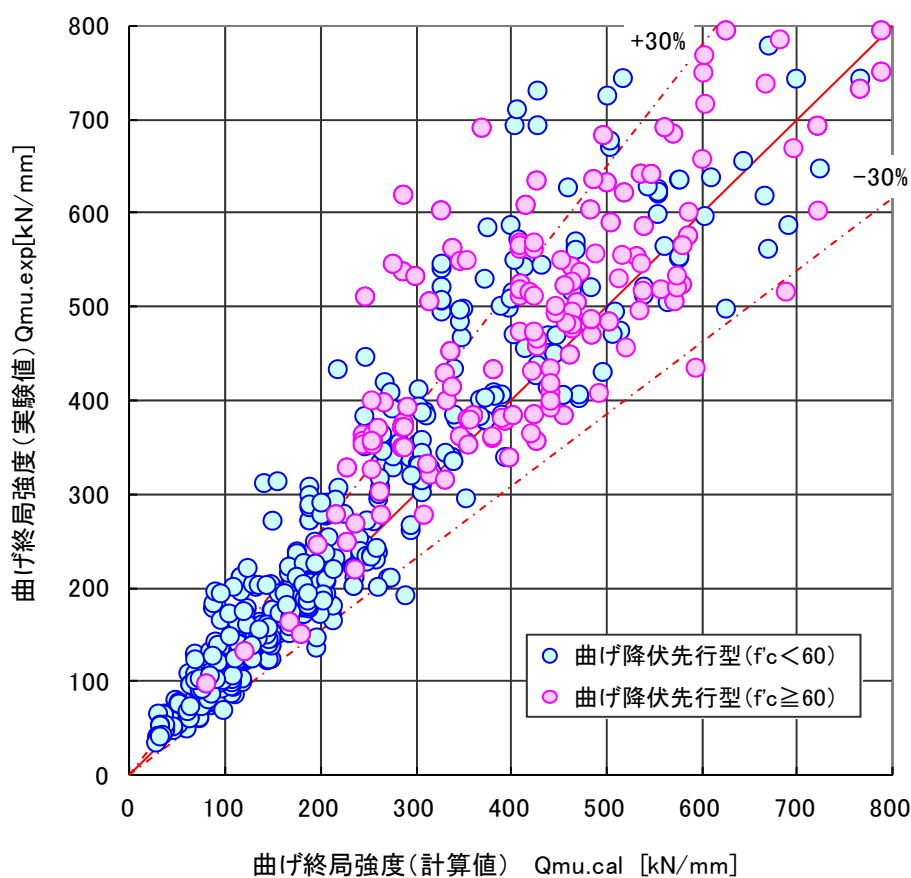


図 4.5.26 曲げ終局強度の実験値と計算値の比較（曲げ降伏先行型）

c. 実験値／計算値の影響因子分析

図 4.5.27 から図 4.5.34 に、曲げ終局強度の実験値／計算値とコンクリート強度，せん断スパン比，主筋比，主筋降伏強度，圧縮軸力比，せん断補強筋比，せん断補強筋降伏強度およびせん断補強筋量関係を示す。

コンクリート強度，主筋降伏強度は，材料の高強度化に伴い，曲げ終局強度の実験値／計算値は，減少する傾向が見られた。そして，圧縮軸力比には明確な相関が見られるのが特徴である。

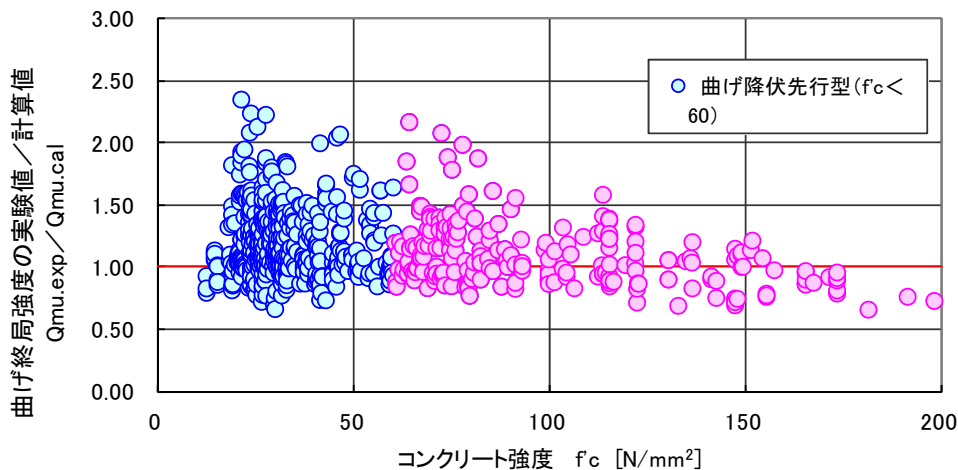


図 4.5.27 曲げ終局強度（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（曲げ降伏先行型）

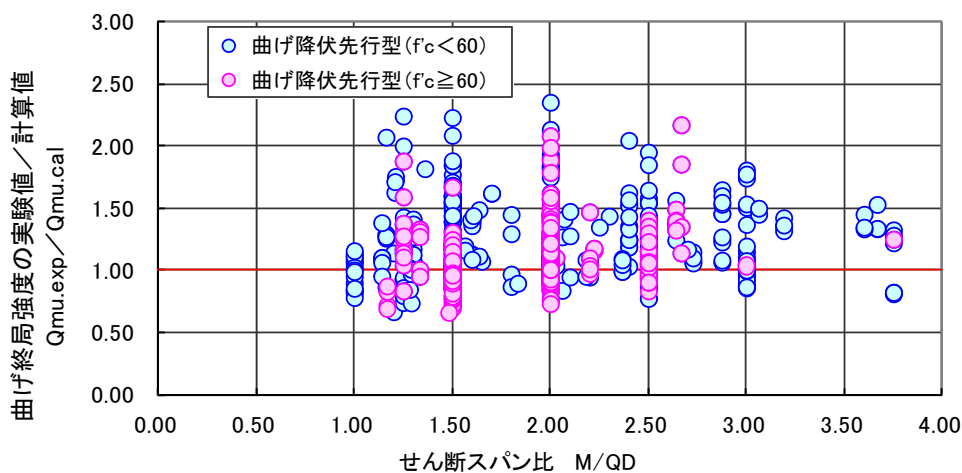


図 4.5.28 曲げ終局強度（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（曲げ降伏先行型）

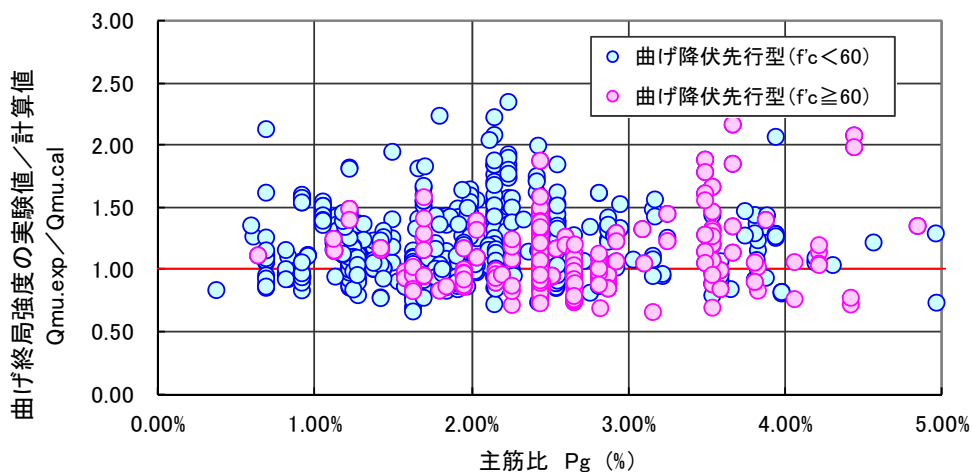


図 4.5.29 曲げ終局強度（実験値／計算値）－主筋比関係（曲げ降伏先行型）

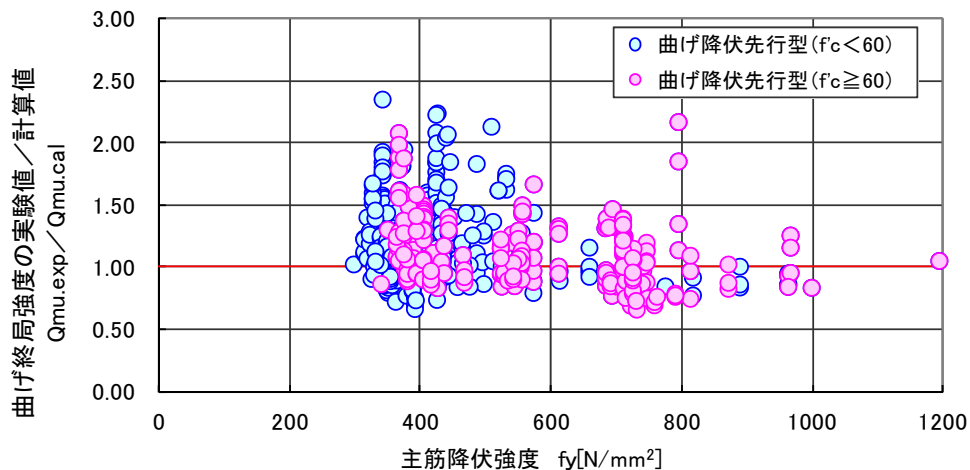


図 4.5.30 曲げ終局強度（実験値／計算値）－主筋降伏強度関係（曲げ降伏先行型）

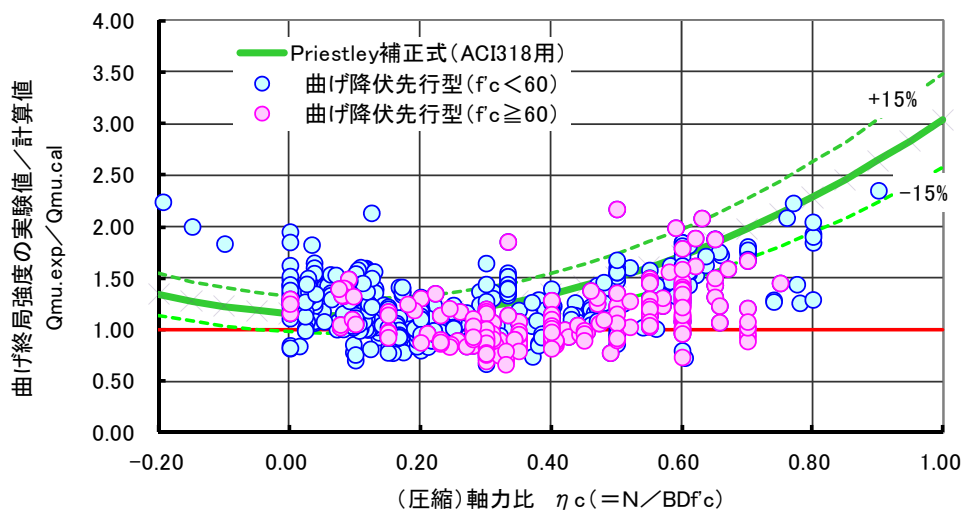


図 4.5.31 曲げ終局強度（実験値／計算値）－圧縮軸力比関係（曲げ降伏先行型）

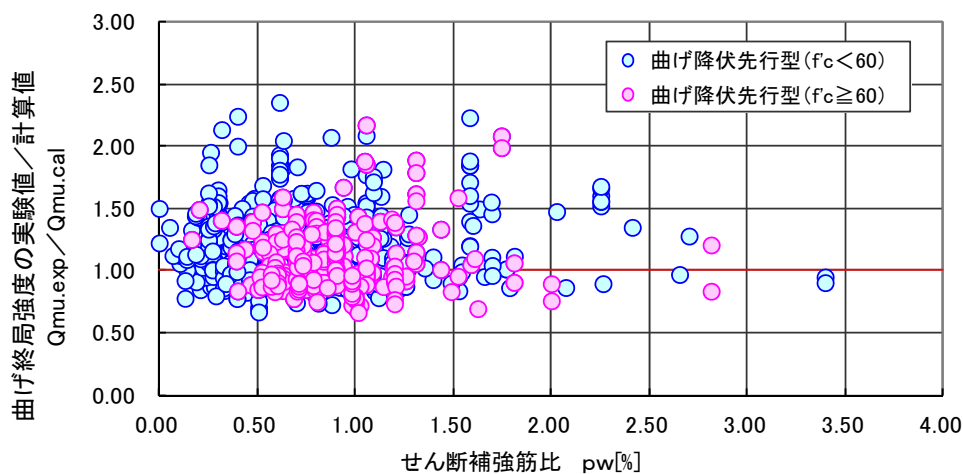


図 4.5.32 曲げ終局強度（実験値／計算値）－せん断補強筋比関係（曲げ降伏先行型）

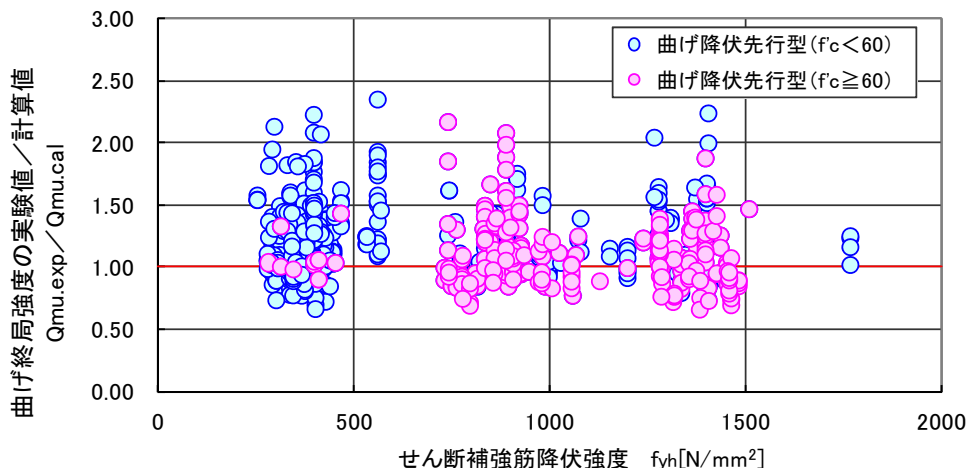


図 4.5.33 曲げ終局強度（実験値／計算値）－せん断補強筋降伏強度関係（曲げ降伏先行型）

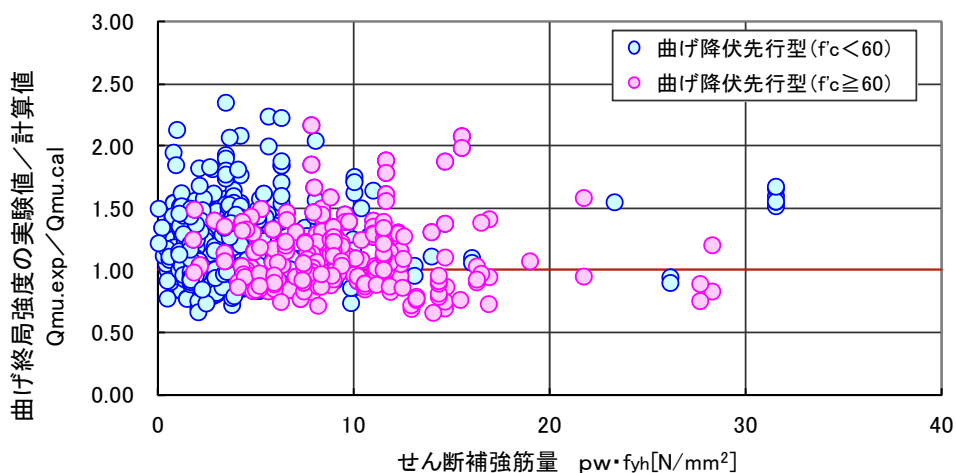


図 4.5.34 曲げ終局強度（実験値／計算値）－せん断補強筋量関係（曲げ降伏先行型）

曲げ終局強度の実験値と計算値において最も相関が見られたのは、圧縮軸力比であった。図 4.5.35 に示すように、1987 年に M.J.N.Priestley^[4-12]らによって、曲げ終局強度の実験値と等価ストレスブロックを用いた ACI 式の計算値との比は軸力比の増加と共に増加する傾向があることが報告されている。そして、その補正式が以下に示すように提案されている。但し、あくまでも ACI318 式を用いて算定した計算値と実験値を比較した結果である。この軸力比による補正式を用いることによって、軸力比によらず、実験値を±15%の精度で推定できることが結論として導かれている。

(4.5.5)式も圧縮軸力比が 0.10 から 0.50 の領域では、計算値が実験値をやや過大評価する傾向が見られ、逆に、それ以上高軸力の場合や低軸力の場合は、実験値をやや過小評価する傾向が見られる。高軸力時に実験値／計算値が大きめの値となる傾向は、実験時における大きな圧縮磁力による加力装置の摩擦係数の取り扱いなども影響因子であると考えられる。今後、詳細な検討が必要であると考えられる。

第 4 章 柱部材

□軸力比による ACI 式（曲げ終局強度）の補正式

$$\frac{M_{max}}{M_i} = 1.13 + 2.35 \left[\frac{P}{f_c A_g} - 0.1 \right]^2$$

M_{max} : 曲げ終局強度（実験値最大値）

M : 曲げ終局強度（計算値）

$\frac{P}{f_c A_g}$: 軸力比

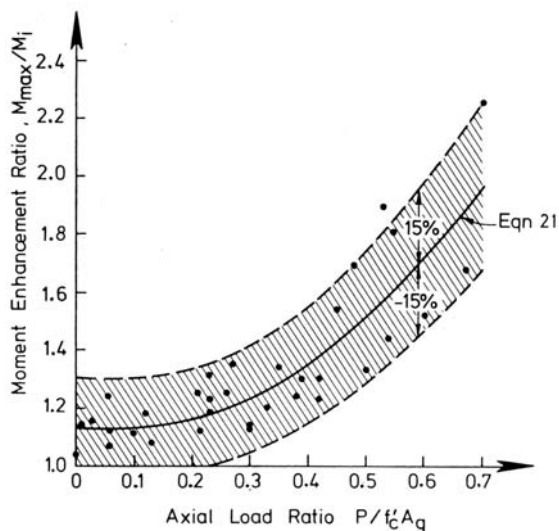


図 4.5.35 曲げ終局強度・軸力比関係と軸力比による補正式^[4-12]

4.5.6 せん断余裕度と最大耐力余裕度関係

ここでは、実験値の最大耐力を曲げ終局強度（計算値）と見做し、縦軸に曲げ終局強度の実験値／計算値を、横軸にせん断強度の実験値と計算値の比とした関係図を図 4.5.36 および図 4.5.37 に示す。ここで使用するせん断強度式を以下に示す。

a. せん断強度式①（建築物の構造関係技術基準解説書）^[4-9]

（下限式）

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_o \right\} b_j \quad (\text{N}) \quad (4.5.6)$$

（平均値式）

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_o \right\} b_j \quad (\text{N}) \quad (4.5.7)$$

p_t : 引張鉄筋比 (%)

F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

M/Q : M , Q はそれぞれ終局強度算定時における部材内の最大曲げモーメント及びせん断力（ただし、 $M/(Qd)$ は、 $M/(Qd) < 1$ のとき 1 とし、 $M/(Qd) > 3$ のとき 3 とする）(mm)

d : 柱の有効せい (mm)

p_w : せん断補強筋比 (小数)

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度 (N/mm²)

b : 柱幅 (mm)

j : 応力中心距離(mm)で $7d/8$ としよ。

σ_o : 軸圧縮応力度 (N/mm²) = N/bB

N : 作用軸力

B : 柱せい

b. せん断強度式②：靱性指針式^[4-4]

・柱および大梁のせん断強度 cQ_{su} , bQ_{su} は、(4.5.8-1～4.5.8-3)式の最小値とする。

$$Q_{su1} = \mu P_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + \left(v F_c - \frac{5 \cdot P_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (4.5.8-1)$$

$$Q_{su2} = \frac{\lambda v F_c + P_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e \quad (4.5.8-2)$$

$$Q_{su3} = \frac{\lambda v F_c}{2} b_e j_e \quad (4.5.8-3)$$

b : 断面の幅 (mm)

D : 断面のせい (mm)

第4章 柱部材

j_e : トラス機構に關与する断面の有効せい (外側の横補強筋の芯々間隔) (mm)

b_e : トラス機構に關与する断面の有効幅 (mm)

両側スラブ付きの梁 $b_e = b$

柱およびスラブ無し of 梁は, 外側の横補強筋との芯々間隔

σ_{wy} : 横補強筋信頼強度 (N/mm²)

P_{we} : 有効横補強筋比

$$P_{we} = \frac{a_w}{b_e \cdot s} \quad \begin{array}{l} a_w : 1 \text{ 組の横補強筋の断面積 (mm}^2\text{)} \\ s : \text{横補強筋の間隔 (mm)} \end{array}$$

μ : トラス機構の角度を表す係数

$$= 2 - 20 R_p$$

R_p : 架構設計変形時でのヒンジ領域の回転角 (rad)

非ヒンジ部材は $R_p = 0.0$ とし, 降伏ヒンジの発生する柱は $R_p = 0.015$,

大梁は $R_p = 0.02$ とする。

v : コンクリート圧縮強度の有効係数

$$v = (1 - 20R_p)v_o$$

v_o : 降伏ヒンジ・潜在ヒンジを計画しないときの有効係数

$$v_o = 0.7 - \frac{F_c}{200} \quad (F_c \leq 60 \text{ N/mm}^2)$$

$$v_o = 3.68 F_c^{-\frac{1}{3}} \quad (F_c > 60 \text{ N/mm}^2 \text{ ただし, } F_c \text{ の単位は kgf/cm}^2 \text{ とする})$$

F_c : コンクリート設計基準強度 (N/mm²)

λ : トラス機構の有効係数

$$\lambda = 1 - \frac{S}{2j_e} - \frac{b_s}{4j_e}$$

b_s : 横補強筋の断面方向の最大間隔 (mm)

ただし, 中子筋が断面内にほぼ均等に配置されている場合

$$b_s = \frac{b_e}{N_s + 1}$$

N_s : 中子筋の本数

θ : アーチ機構の圧縮束の角度

引張軸力を受ける柱

$$\tan \theta = 0$$

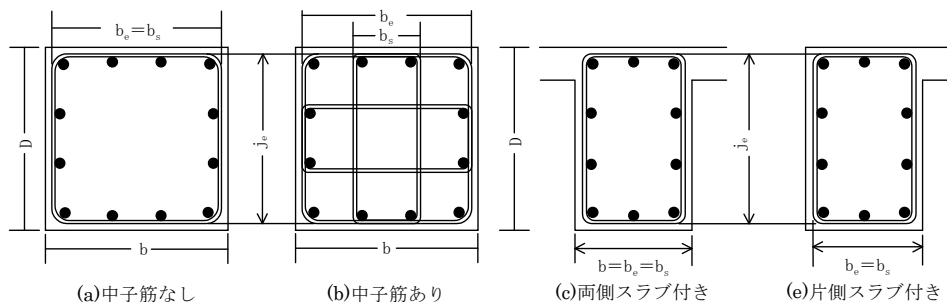
$L/D \geq 1.5$ の部材

$$\tan \theta = 0.9 \times \frac{D}{2L}$$

$L/D < 1.5$ の部材

$$\tan \theta = \frac{\sqrt{L^2 + D^2} - L}{D}$$

L : クリアスパン長さ (mm)



柱または梁の断面図

図 4.5.36 に示したせん断余裕度に技術基準解説書式を適用した場合には、せん断補強筋負担の項がせん断補強筋量 (pwo_{wy}) が 0.5 乗に比例するとして式が構築されているため、高強度せん断補強筋や高密度配筋を行った場合でもせん断強度が極端に大きくなりすぎないようにしているため、せん断余裕度 (横軸) 1.0 から 2.0 付近に多くのデータが集積している。一方、靱性指針式を用いた場合の図 4.5.37 では、せん断補強筋量が 1.0 乗に比例するため、高強度せん断補強筋を使用したり、高密度配筋した場合には、比例的にせん断強度が大きくなり、大きなせん断余裕度を算出する。こちらの場合における問題点は、せん断補強筋の有効強度および有効補強筋量の上限設定を行う必要があることである。図 4.5.36 および図 4.5.37 に示した曲げ降伏先行型のデータは、曲げ終局強度自体が、実験値/計算値が 1.0 を下回る場合も多く存在することから (図 4.5.26)、縦軸で 1.0 を下回るデータも多く含まれている。両式を用いた場合においても、曲げ降伏先行型の実験データでは、高軸力が作用する場合以外は、主筋が降伏するため、耐力は頭打ちの傾向を示すため、せん断余裕度と縦軸で示した曲げ終局強度の実験値/計算値は、単純な比例関係にはない。縦軸が大きいデータは、主に釣合い軸力以上の高軸力が作用した場合の実験データである。

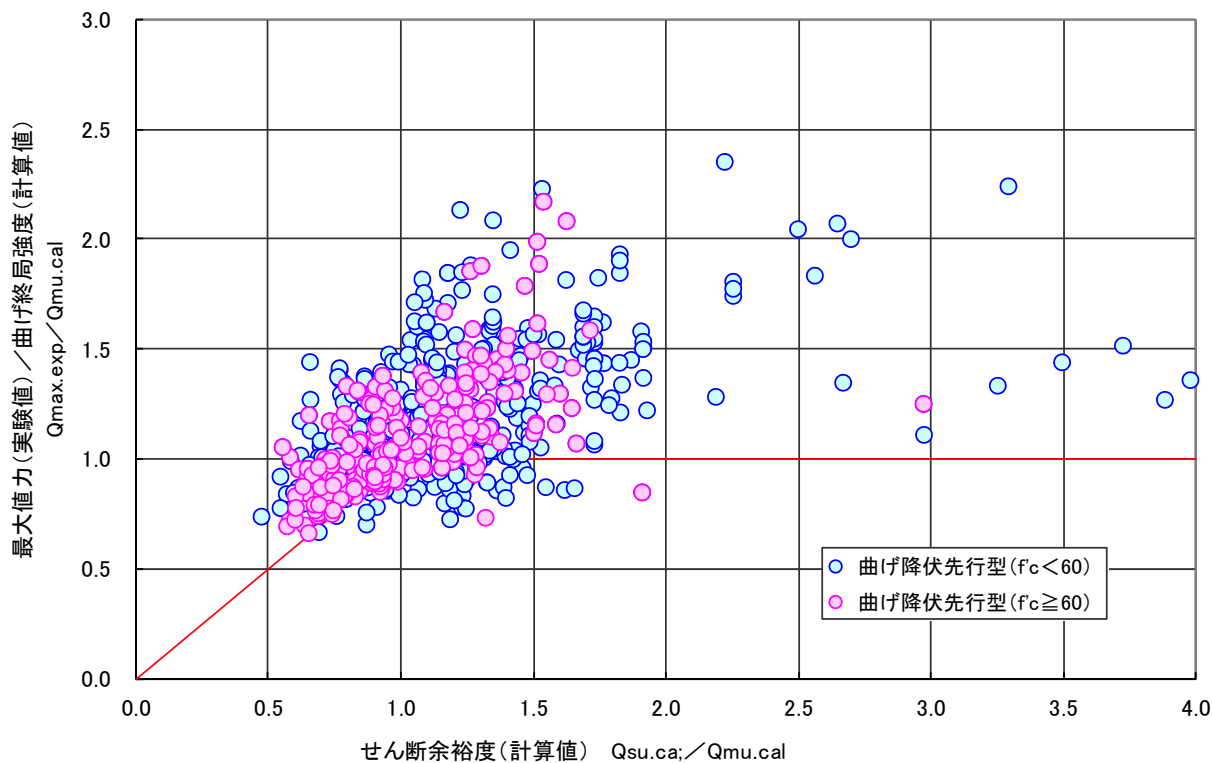


図 4.5.36 最大耐力（実験値）／曲げ終局強度（計算値）－せん断余裕度（計算値）関係
（曲げ降伏先行型データ）せん断強度式は基準法式(4.5.7)式

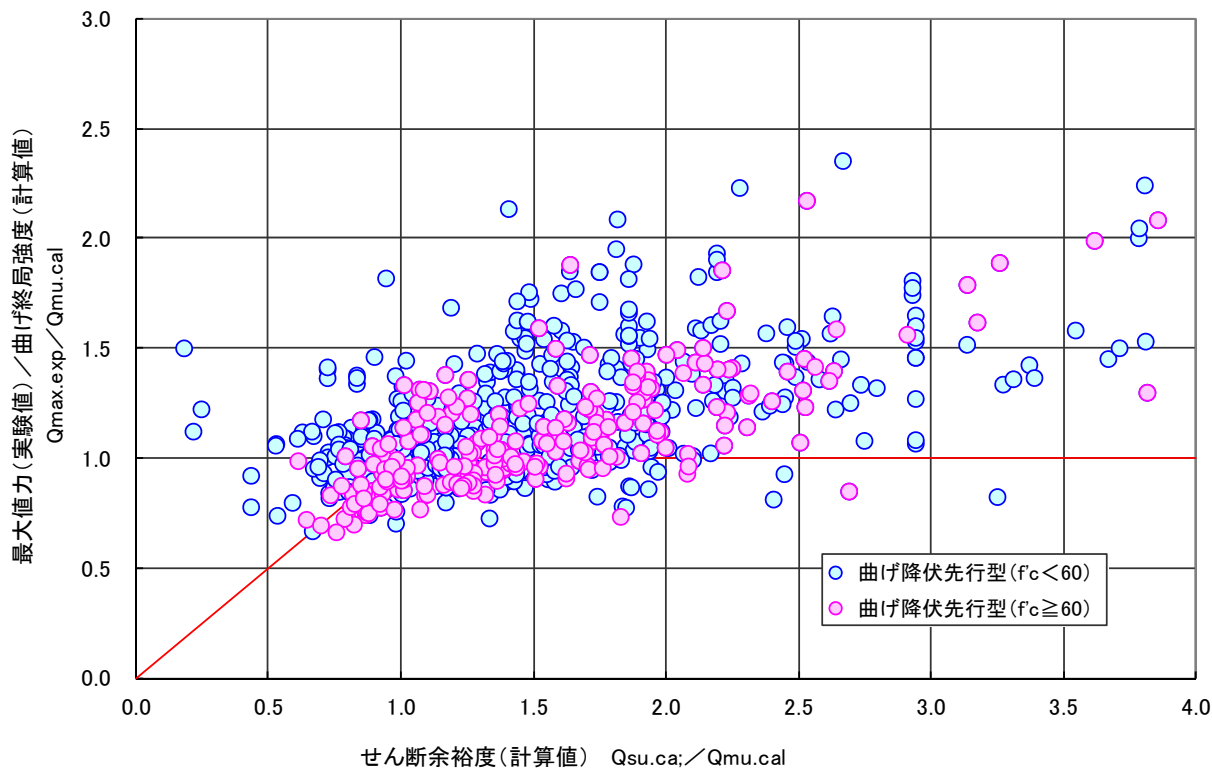


図 4.5.37 最大耐力（実験値）／曲げ終局強度（計算値）－せん断余裕度（計算値）関係
（曲げ降伏先行型データ）せん断強度式は靱性指針式(4.5.8)式

4.5.7 降伏点剛性低下率

降伏点剛性低下率とは、部材が曲げ降伏に至った時点の原点からの等価剛性と、弾性剛性（主に曲げひび割れ発生時の等価剛性）との比を示している。降伏点剛性低下率は、1960年代から菅野博士が提案した菅野式^[4-13]が広く適用されている。

a. 降伏点剛性低下率^{[4-9], [4-13]}

(せん断スパン比 (M/QD) 2.0 以上)

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64n \cdot p_t + 0.043a/D) \cdot (d/D)^2 \tag{4.5.9}$$

n : ヤング係数比, p_t : 引張鉄筋比

a : シアスパン長さ (mm) $\leq 3.0D$

D : 梁せい (mm), d : 梁の有効せい (mm)

(せん断スパン比 (M/QD) 2.0 未満) $M/QD \geq 1.0$

$$\alpha_y = (-0.0836 + 0.159a/D) \cdot (d/D)^2 \tag{4.5.10}$$

なお、本式は $p_t=0.4\sim 2.8\%$, $a/D=2.0\sim 5.0$ の範囲にある実験資料の結果と比較すると、 $\pm 30\%$ の範囲に全資料の 90%が入る程度の精度であるとしている。 $a/D=1.0\sim 2.0$ の試験体について(4.5.10)式の計算値はばらつきが大きい $\pm 30\%$ の範囲に全資料の 80%が入る精度を有しており、(4.5.9)式で計算するよりはるかに推定精度が良いとされる。

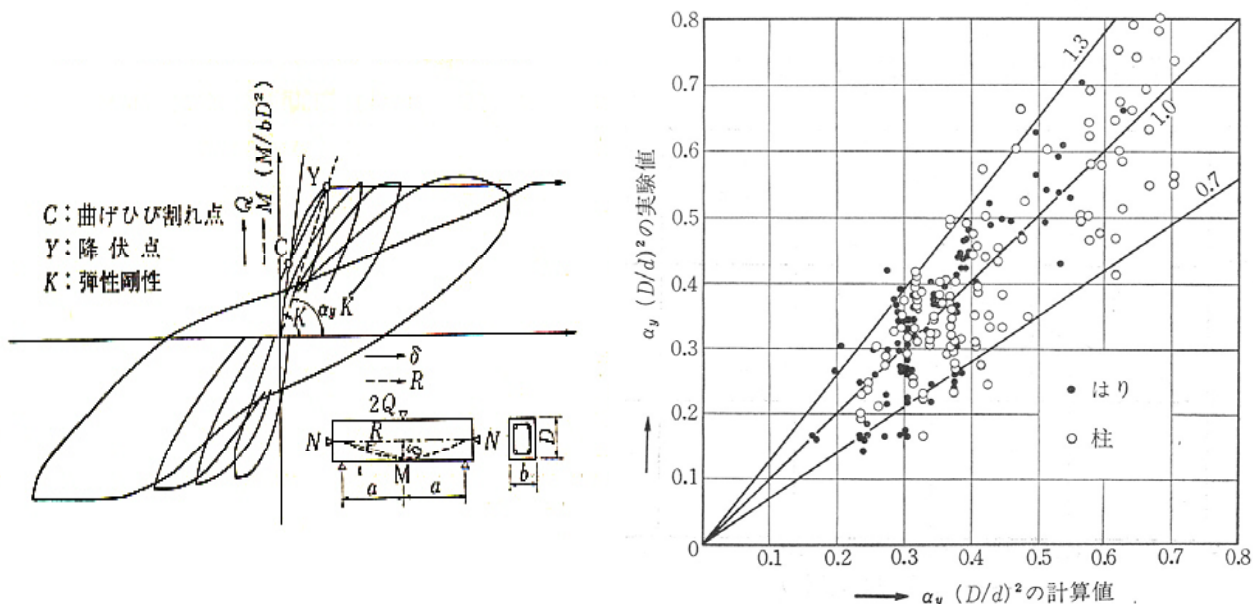


図 4.5.38 菅野式の定義と降伏点剛性と実験値の比較

b. 実験値と計算値の比較

コンクリート強度 f_{c60} 以上と f_{c60} 未満を層別し、降伏点剛性低下率の実験値（弾性剛性は計算値）と計算値(4.5.9), (4.5.10)式との比較を、図 4.5.39 および表 4.5.6 に示す。同様に、降伏点剛性低下率の実験値（弾性剛性は実験値）と計算値(4.5.9), (4.5.10)式との比較を、図 4.5.40 および表 4.5.7 に示す。

ここで取り扱うデータは曲げ降伏先行型のデータである。実験値は、原則として論文に記載されている主筋降伏時の耐力を降伏点と定義して算定している。しかしながら、作用軸力が大きい場合には、主筋の圧縮降伏やかぶりコンクリートの圧壊現象によって耐力が頭打ちとなる場合も含まれている。現時点で、データの分類が十分でないため、実験データのばらつきが大きい状態である。

（弾性剛性を計算値とした場合）

*弾性剛性を実験データから採取することが難しく、データの母数が不足したためこの手法を採用した。

実験値／計算値の平均値は 1.13 であるが、変動係数は 45.3%と非常に大きい。今後、データの精度を向上させるためには、データの層別などの操作が必要であると考えられる。ここで示したデータで言えることは、菅野博士によって提案された降伏点剛性低下率は、ほぼ妥当な評価式であると考えられる。但し、柱部材の場合には、軸力のレベル、変動軸力の影響、曲げ耐力時の状態が、梁部材と異なり、引張側鉄筋の降伏という単一の現象ではないための考慮をする必要があると考えられる。

（弾性剛性を実験値とした場合）

印刷された復元力特性から採取した実験データでは、弾性剛性を正確に評価することが難しく、ここで有効としたデータは、53 体に留まった。表 4.5.7 に示したように、53 体の平均値は、1.78 であった。変動係数も非常に大きく、統計データとしての精度を有していないと考えられる。

c. 実験値／計算値の影響因子分析

図 4.5.41 から図 4.5.45 に、降伏点剛性低下率（弾性剛性は計算値）の実験値／計算値とコンクリート強度、せん断スパン比、主筋比、主筋降伏強度および圧縮軸力比関係を示す。降伏点剛性低下率（弾性剛性は計算値）の実験値と計算値において最も相関が見られたのは、コンクリート強度および圧縮軸力比であった。

表 4.5.6 降伏点剛性低下率の実験値／計算値に関する統計データ
(曲げ降伏先行型) *弾性剛性は計算値を使用

降伏点剛性低下率(実験値／計算値) データ: 曲げ降伏先行型柱部材 * 弾性剛性は計算値を使用						
データ数	平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内	
全体	308	1.13	45.3%	2.82	0.34	44.8%
($f_c < 60$)	229	0.98	42.3%	2.37	0.34	50.2%
($f_c \geq 60$)	79	1.59	32.0%	2.82	0.62	27.8%

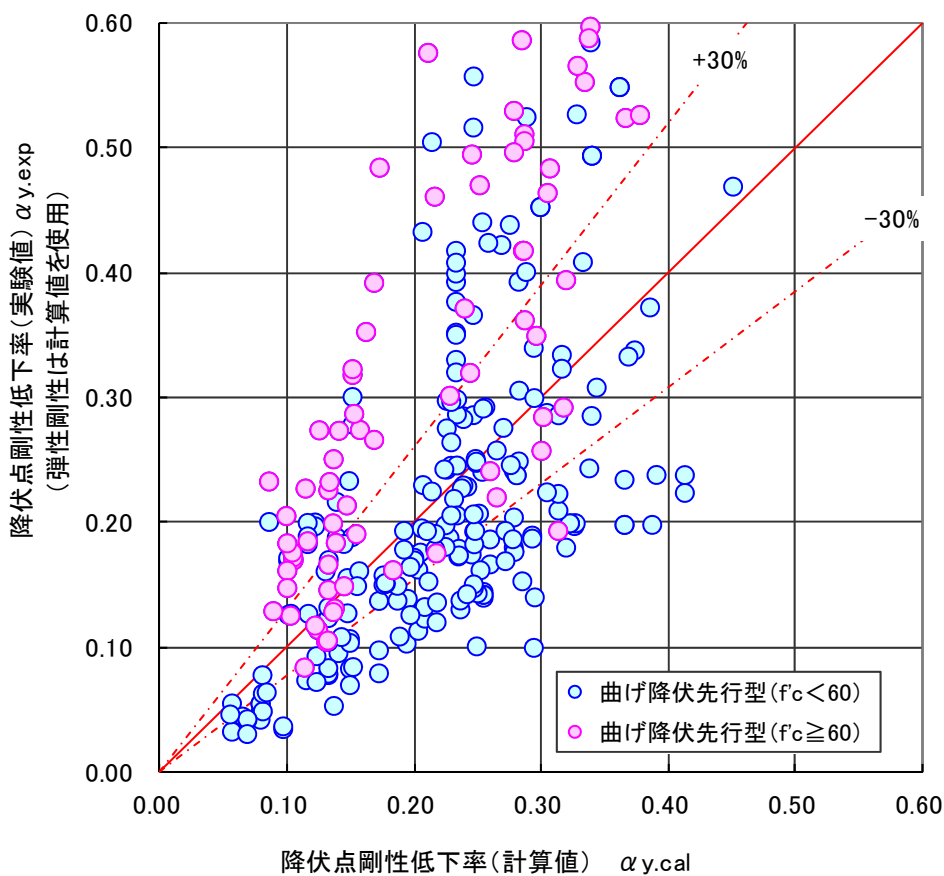


図 4.5.39 降伏点剛性低下率の実験値と計算値の比較
(曲げ降伏先行型) *弾性剛性は計算値を使用

表 4.5.7 降伏点剛性低下率の実験値／計算値に関する統計データ
(曲げ降伏先行型) *弾性剛性は実験値を使用

降伏点剛性低下率(実験値／計算値) データ: 曲げ降伏先行型柱部材 * 弾性剛性は実験値を使用						
データ数	平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内	
全体	53	1.78	86.9%	6.56	0.34	45.3%
($f_c < 60$)	53	1.78	86.9%	6.56	0.34	45.3%
($f_c \geq 60$)	0	-	-	-	-	-

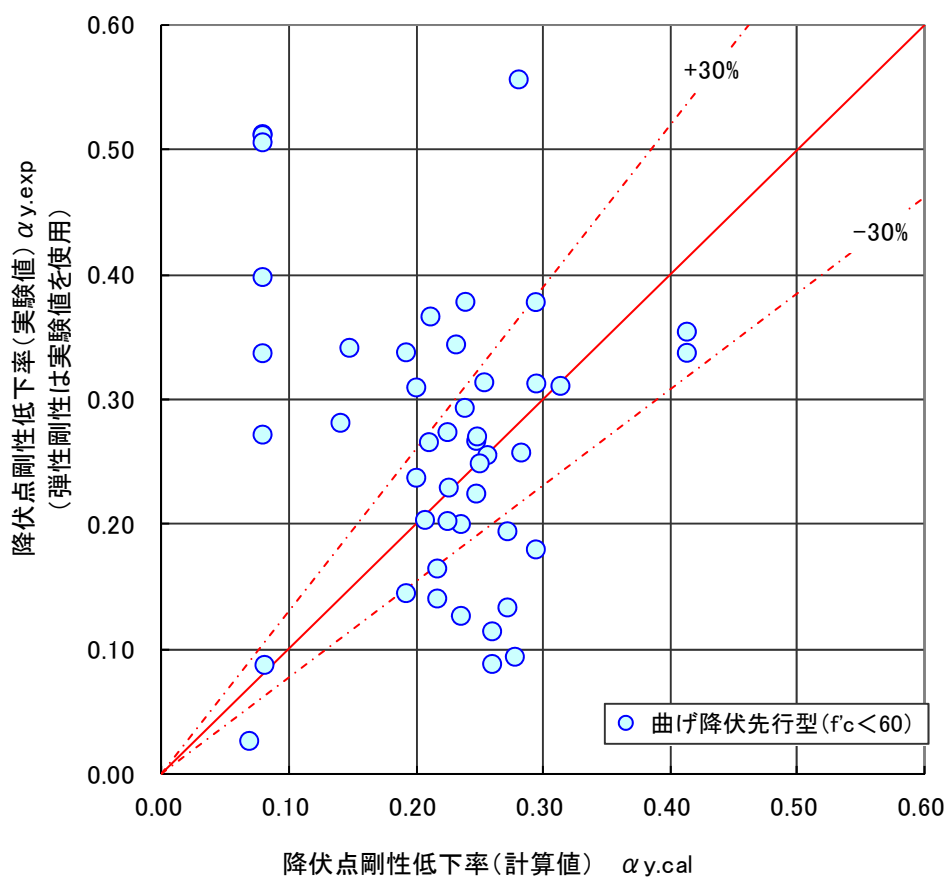
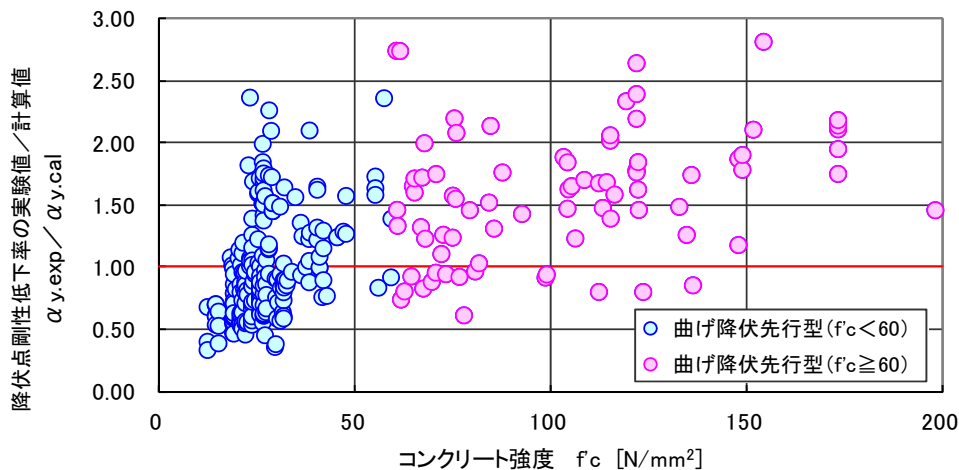


図 4.5.40 降伏点剛性低下率の実験値と計算値の比較
(曲げ降伏先行型) *弾性剛性は実験値を使用



*弾性剛性は計算値を使用

図 4.5.41 降伏点剛性低下率（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（曲げ降伏先行型）

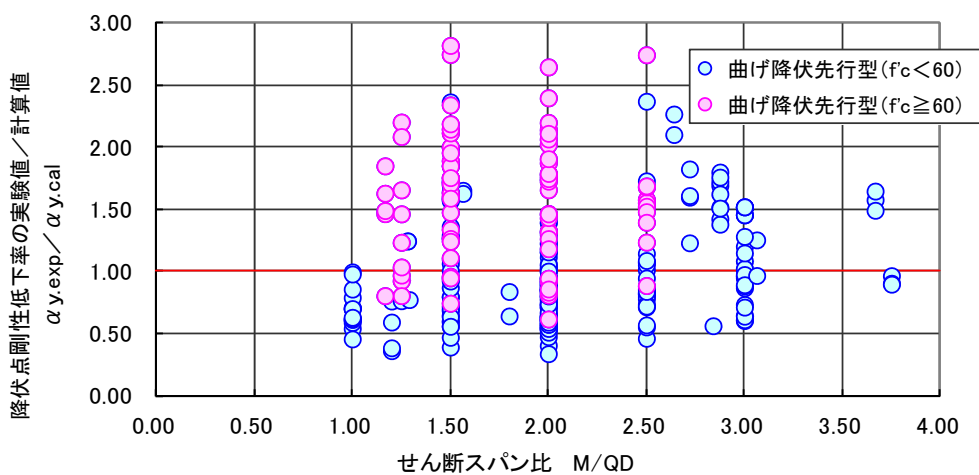


図 4.5.42 降伏点剛性低下率（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（曲げ降伏先行型）

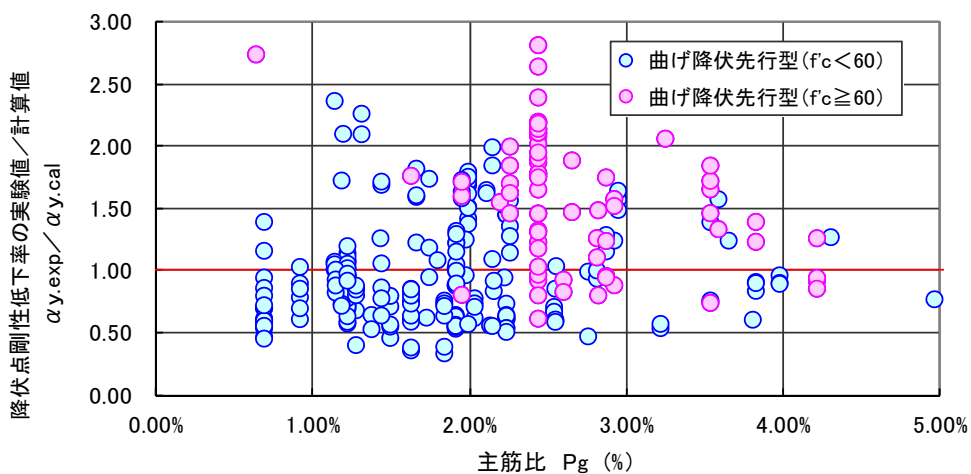


図 4.5.43 降伏点剛性低下率（実験値／計算値）－主筋比関係（曲げ降伏先行型）

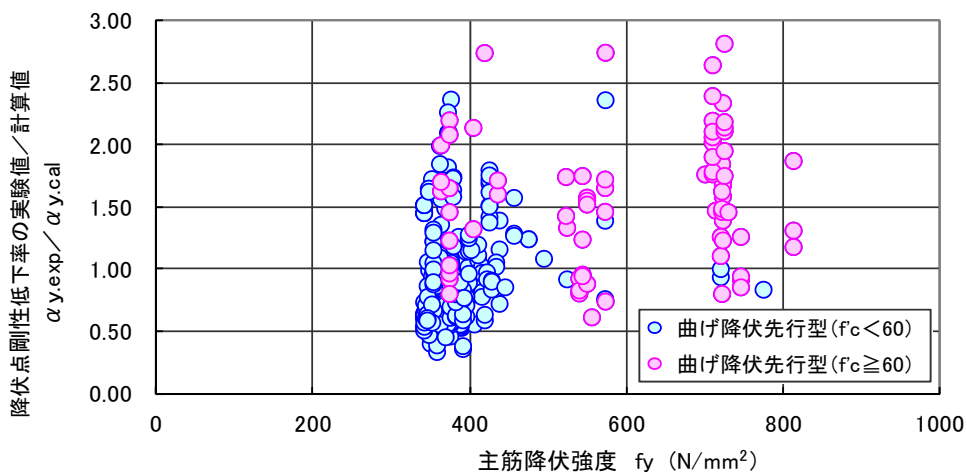


図 4.5.44 降伏点剛性低下率（実験値／計算値）－主筋降伏強度関係（曲げ降伏先行型）

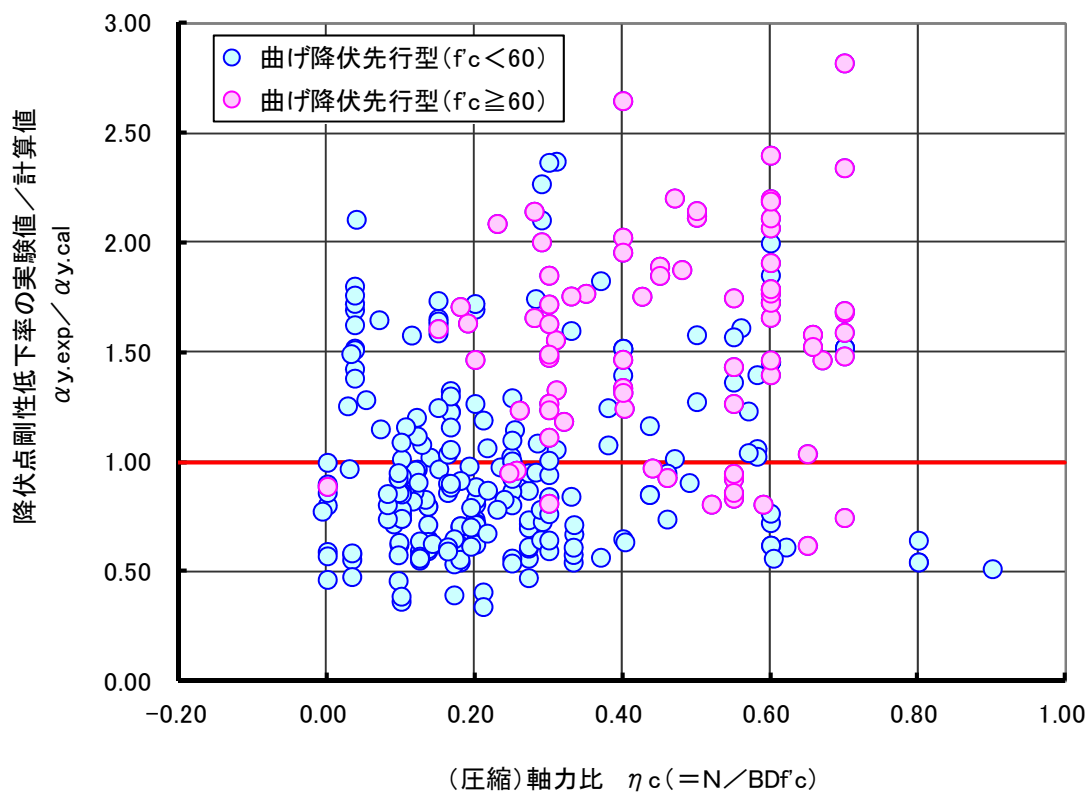


図 4.5.45 降伏点剛性低下率（実験値／計算値）－圧縮軸力比関係（曲げ降伏先行型）

4.5.8 限界変形角

限界変形角は、実験で得られた復元力特性において、最大耐力から80%に耐力低下した時の部材角として定義する。構造設計時においては、曲げ終局強度として算定した計算値を下回る状態に相当している。言い換えれば、構造設計者が仮定した耐力を維持できなくなる限界ということとなる。したがって、部材の限界状態という意味合いではない。計算値は、4.5.6に示した靱性指針式によって算定される曲げ降伏後のせん断強度が、曲げ終局強度（計算値）を下回った時の変形として算定した。ここでは、降伏点の変形分を考慮した場合と、塑性回転角として、降伏点に部材角を足し合わせないデータを用いてデータを集積した結果を以下に示す。

なお、実験中に耐力が最大耐力の80%まで耐力が低下しなかったデータの限界変形角は5.0%として評価した。

現時点でデータのばらつきが非常に大きいため、さらなるデータの照査が必要である。また、この要因には曲げ降伏先行型のデータとして一つの分類としてデータを取り扱っているが、曲げ降伏後のせん断破壊、曲げ降伏後の付着破壊および曲げ軸圧縮破壊などの破壊モードに分類することも重要であると考えられる。

a. 限界変形角 R_u

R_u は、曲げ降伏後のせん断強度を、(3.5.8)式によって塑性回転角0.5%毎に漸増させて計算していき、曲げ降伏後のせん断強度が(3.5.5)式の曲げ終局強度と交差する変形を算出し、(3.5.11)式による降伏点変形角を加えて算出する。

なお、ここで注意したいことは、上述の算定方法では曲げ降伏後のせん断強度を靱性指針式によって算定するため、柱に作用する軸力が考慮されていないという事である。したがって、評価式の構成からも、大きな変動軸力が作用するピロティ柱や超高層建物の下層階隅柱などにおいて、高圧縮軸力が作用することで、圧縮側コンクリートの圧壊や主筋の座屈によって柱部材の変形性能が定まる場合は考慮されていない。

また、引張軸力の影響であるが、文献^[47]に示した構造実験結果をみると、引張軸力によってコンクリートには水平方向のひび割れが発生するが、圧縮軸力時には、ひび割れが同じ圧縮応力を伝達することが可能である。逆に圧縮軸力時には、そのひび割れによって変形を生じることができするため、片側で引張軸力を作用させた場合の方が変形性能が大きいことが報告されている。

b. 実験値と計算値の比較

限界変形角の実験値（弾性剛性は計算値）と計算値の比較を、図 4.5.46 および表 4.5.8 に示す。同様に、限界変形角の実験値（弾性剛性は実験値）と塑性回転角（計算値）との比較を、図 4.5.47 および表 4.5.9 に示す。

表 4.5.8 限界変形角の実験値／計算値に関する統計データ
(曲げ降伏先行型)

限界部材角(実験値／計算値) データ: 曲げ降伏先行型柱部材 *計算値は降伏点変形角+塑性回転角						
データ数		平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内
全体	407	2.05	101.7%	29.08	0.00	28.7%
($f_c < 60$)	353	2.08	101.1%	29.08	0.00	28.6%
($f_c \geq 60$)	54	1.85	106.5%	11.10	0.35	29.6%

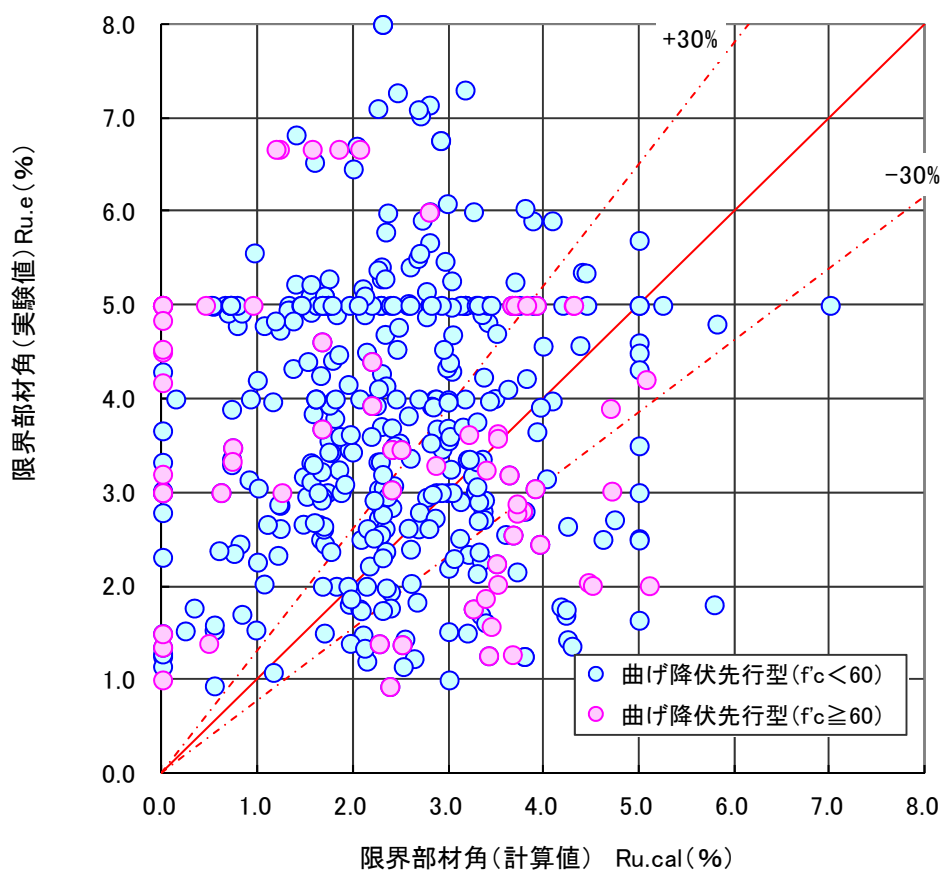


図 4.5.46 限界変形角の実験値と計算値の比較
(曲げ降伏先行型) *計算値は降伏点部材角+塑性回転角

表 4.5.9 限界変形角の実験値／計算値に関する統計データ
(曲げ降伏先行型)

限界部材角(実験値／計算値) データ: 曲げ降伏先行型柱部材 *計算値は塑性回転角						
データ数	平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内	
全体	557	2.51	96.1%	25.35	0.00	24.6%
($f_c < 60$)	390	2.56	92.1%	25.35	0.00	23.3%
($f_c \geq 60$)	167	2.41	105.9%	15.78	0.28	26.9%

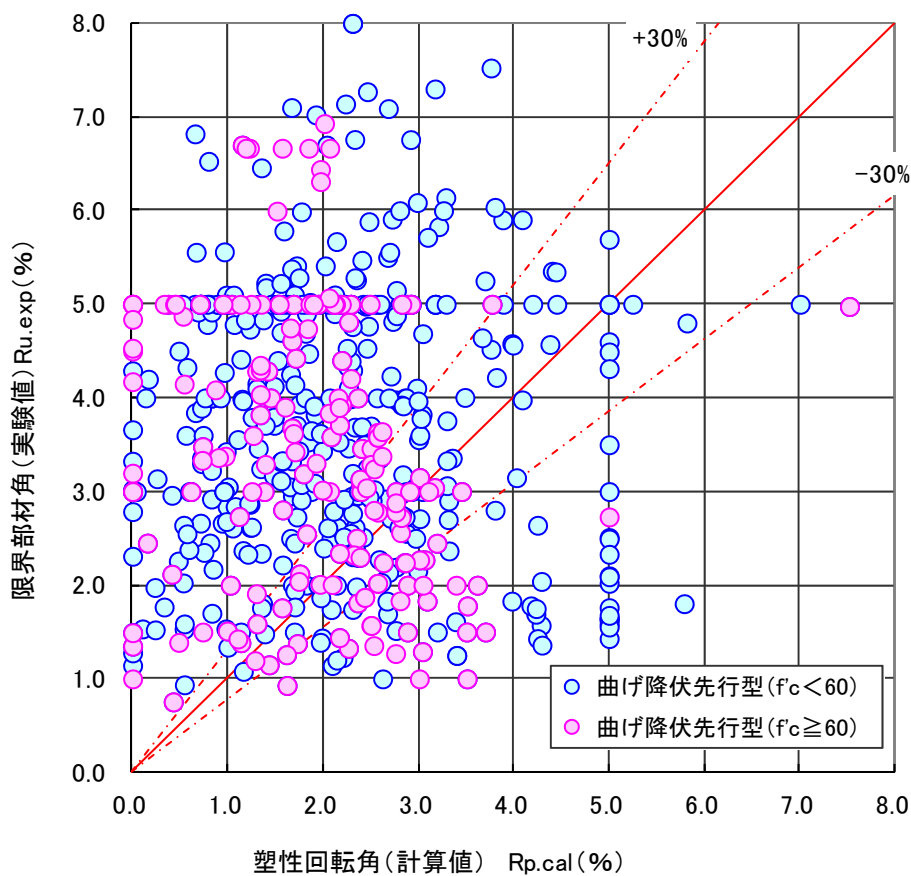


図 4.5.47 限界変形角の実験値と計算値の比較
(曲げ降伏先行型) *計算値は塑性回転角のみ

4.6 せん断破壊型の評価式とその精度

ここでは、原則として、引用した論文においてせん断破壊に至ったと報告のあった実験データを収集層別し、各構造性能に関する評価式の精度検証を行った結果を、以下に示す。使用した評価式は、おおむね4.5 曲げ降伏先行型の評価式とその精度に示した式と同様であるため、ここでは式の表記を割愛する。

4.6.1 曲げひび割れ強度（弾性限界点）

a. 曲げひび割れ強度（4.5.1）式による。

b. 実験値と計算値の比較

曲げひび割れ強度の実験値と計算値(4.5.1)式との比較を、 f_c60 以上と f_c60 未満のデータに層別し、図 4.6.1 および表 4.6.1 に示す。合わせて、実験値と計算値の比較に関する実験値／計算値の有効なデータ数、平均値、変動係数、最大値、最小値および $\pm 30\%$ 以内のデータ割合を示す。なお、引張軸力時のデータは削除している。

有効と判断したデータは 118 体（全体の 8.63%）であった。実験値／計算値の平均値は 1.39 であった。実験値／計算値の基準値 (1.00) に対して $\pm 30\%$ 以内に含まれるデータは、全体の 48.3%に留まった。変動係数も 65.7%であり、ばらつきは大きい。しかしながら、4.5.1 に示した曲げ降伏先行型と同程度の精度を示した。せん断破壊型の場合も、せん断ひび割れが先行しない場合には、ひび割れ発生までの弾性状態では、せん断破壊型と曲げ降伏先行型に大きな違いがないと考えられる。

表 4.6.1 曲げひび割れ強度の実験値／計算値に関する統計データ（せん断破壊型）

曲げひび割れ強度(実験値／計算値) データ:せん断破壊型柱部材						
データ数	平均値	変動係数	最大値	最小値	$\pm 30\%$ 以内	
全体	118	1.39	65.7%	5.68	0.16	48.3%
($f_c < 60$)	91	1.41	70.2%	5.68	0.16	50.5%
($f_c \geq 60$)	27	1.34	45.9%	4.01	0.39	40.7%

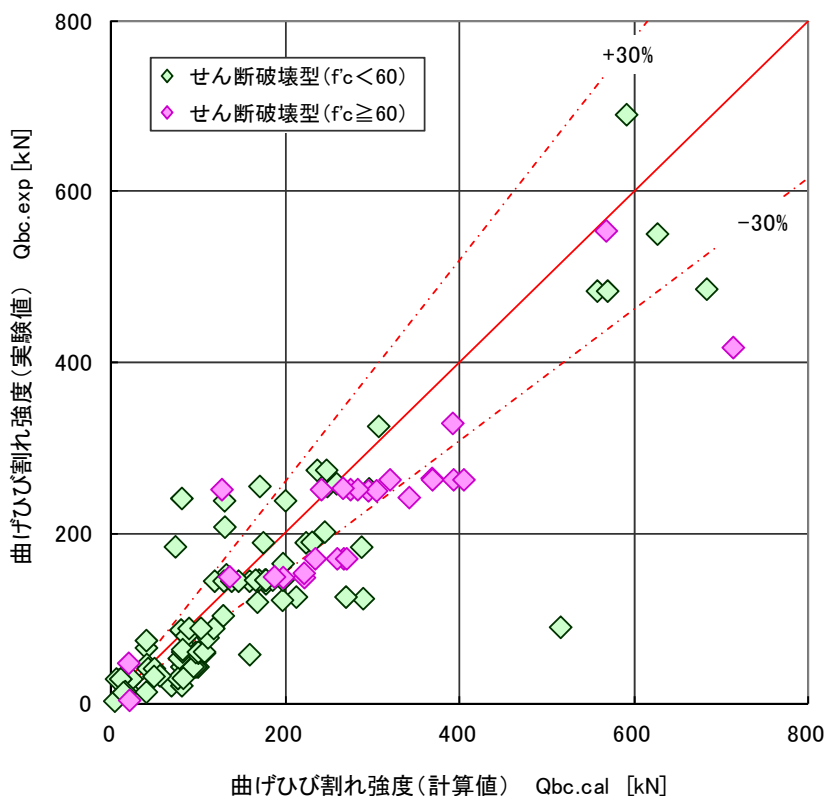


図 4.6.1 曲げひび割れ強度の実験値と計算値の比較（せん断破壊型）

c. 実験値／計算値の影響因子分析

図 4.6.2 から図 4.6.6 に、曲げひび割れ強度の実験値／計算値とコンクリート強度，せん断スパン比，主筋比，圧縮軸力比およびせん断補強筋比関係を示す。

せん断スパン比とせん断補強筋比には，やや相関が見られた。軸力が0の場合の方がばらつきが大きかった。これは，縮小試験体における実験前までの試験体の乾燥収縮などの影響も含まれていると考えられる。特に，実験開始時におけるひび割れについて，荷重作用によって生じたものを判別するために，実験前の確認を行うことに加え，その取扱いについての違いも実験データのばらつきに含まれていると考えられる。

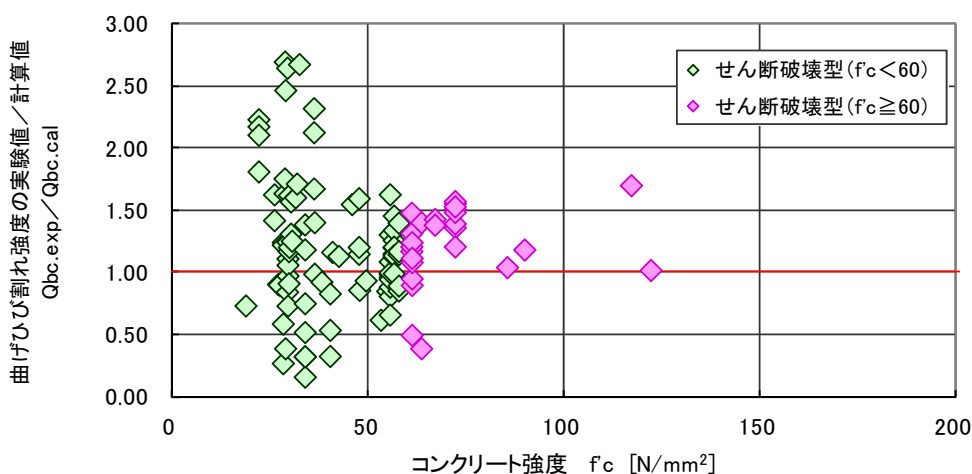


図 4.6.2 曲げひび割れ強度（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（せん断破壊型）

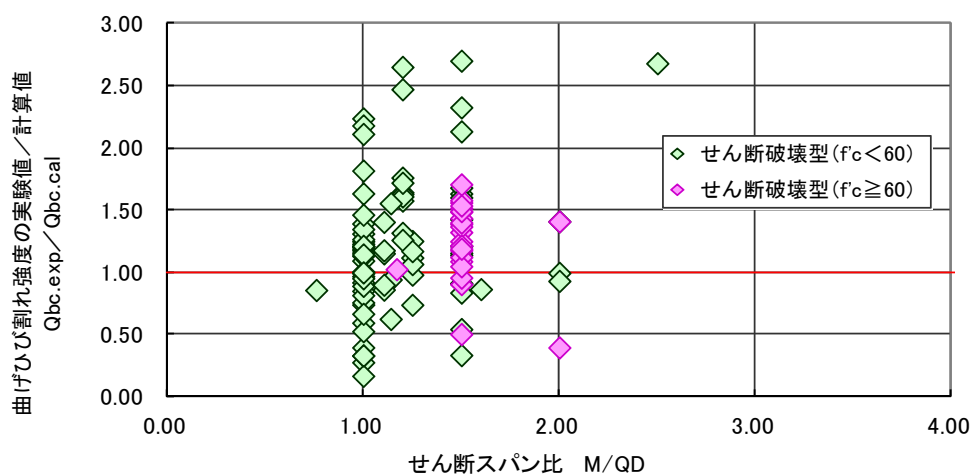


図 4.6.3 曲げひび割れ強度（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（せん断破壊型）

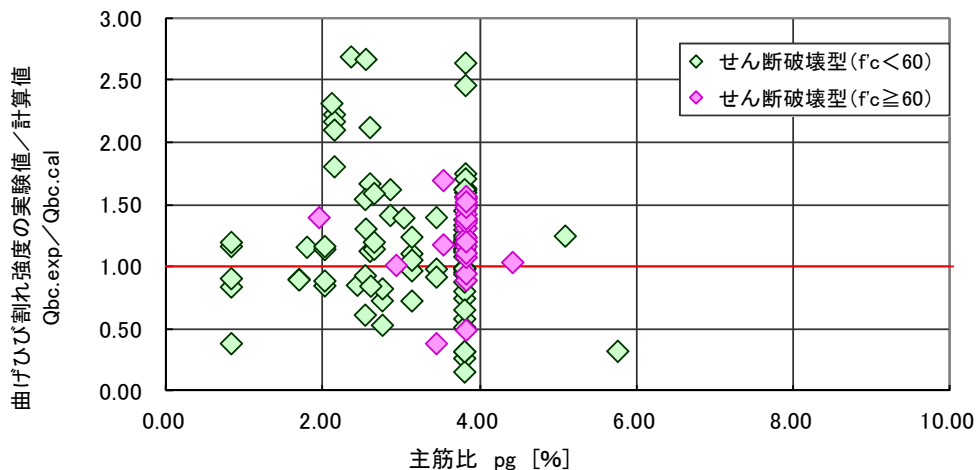


図 4.6.4 曲げひび割れ強度（実験値／計算値）－主筋比関係（せん断破壊型）

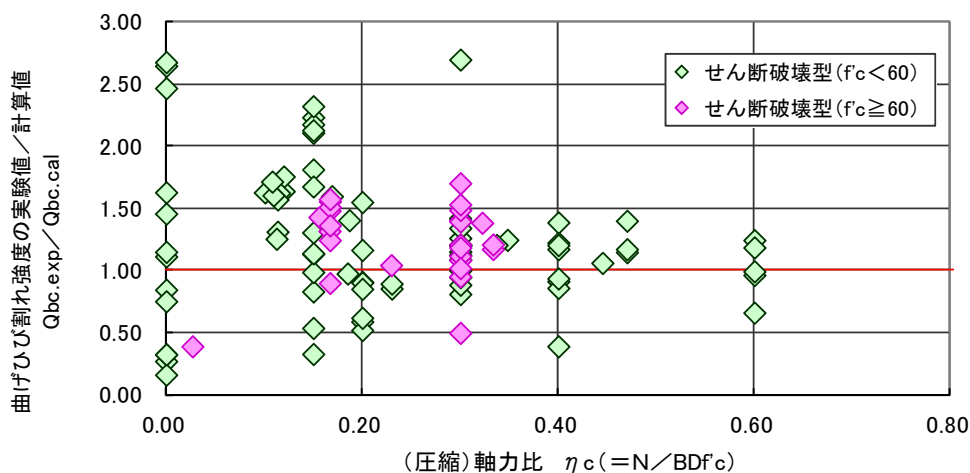


図 4.6.5 曲げひび割れ強度（実験値／計算値）－圧縮軸力比関係（せん断破壊型）

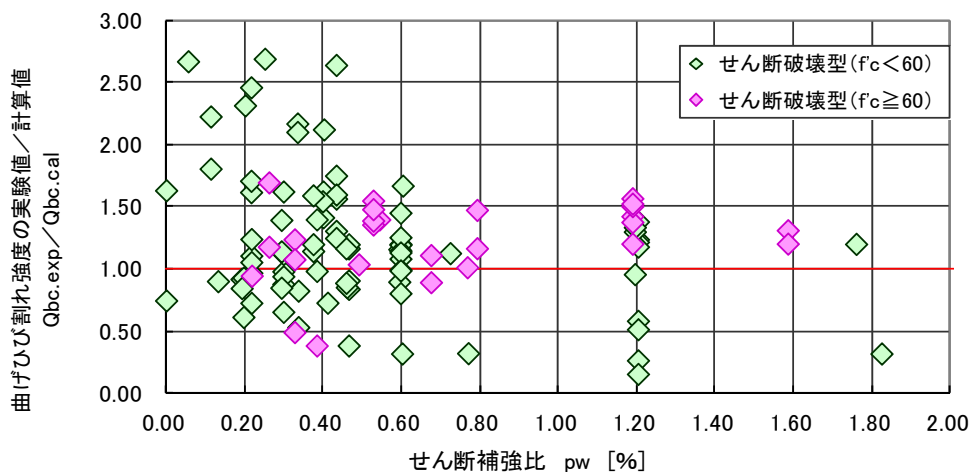


図 4.6.6 曲げひび割れ強度の（実験値／計算値）－せん断補強筋比関係（せん断破壊型）

4.6.2 弾性剛性（弾性限界点）

- a. 弾性剛性（曲げ剛性+せん断剛性の平方和）（4.5.2)式による。
- b. 実験値と計算値の比較

弾性剛性の実験値と計算値(4.5.2)式との比較を、 f_c60 以上と f_c60 未満のデータに層別し、図 4.6.7 および表 4.6.2 に示す。合わせて、実験値と計算値の比較に関する実験値/計算値の有効なデータ数、平均値、変動係数、最大値、最小値および $\pm 30\%$ 以内のデータ割合を示す。

有効なデータは、せん断破壊型の約 12%に相当する 47 である。変動係数は 30%を超えており、ばらつきが大きい。総じて実験値/計算値の平均値は 0.57 であり、曲げ降伏先行型と類似する結果となった。鉄筋コンクリート部材が、部材自体が連続している構造物であると考え、従来通りに剛域入り込みの概念を用いて部材長さを内法スパンよりもやや長く評価することが必要であると考えられる。

表 4.6.2 弾性剛性の実験値/計算値に関する統計データ（せん断破壊型）

弾性剛性(実験値/計算値) データ: せん断破壊型柱部材						
データ数	平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内	
全体	47	0.57	1.12	0.13	21.3%	
($f_c < 60$)	22	0.58	1.12	0.13	31.8%	
($f_c \geq 60$)	25	-	0.92	0.31	12.0%	

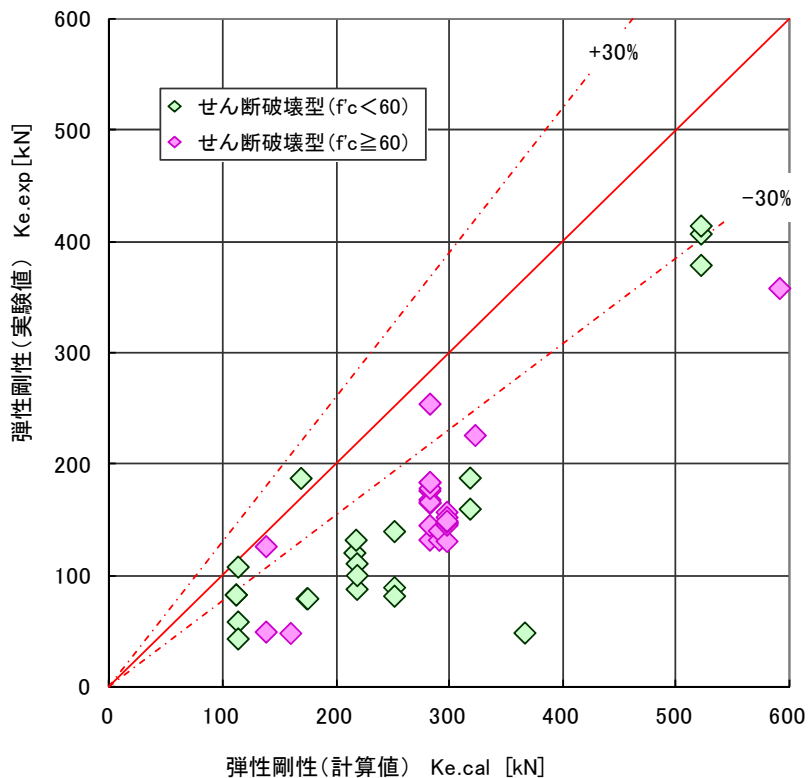


図 4.6.7 弾性剛性の実験値と計算値の関係

c. 実験値／計算値の影響因子分析

図 4.6.8 から図 4.6.12 に、弾性剛性の実験値／計算値とコンクリート強度，せん断スパン比，主筋比，圧縮軸力比およびせん断補強筋比関係を示す。

いずれの因子も明確な相関は見られなかった。主筋比は断面 2 次モーメントに影響するが、全体的にデータにばらつきがみられるため、明確な相関は見いだせないが、柱主筋比が大きい場合ほど、初期剛性の実験値／計算値が 1.0 に近づく傾向がある。

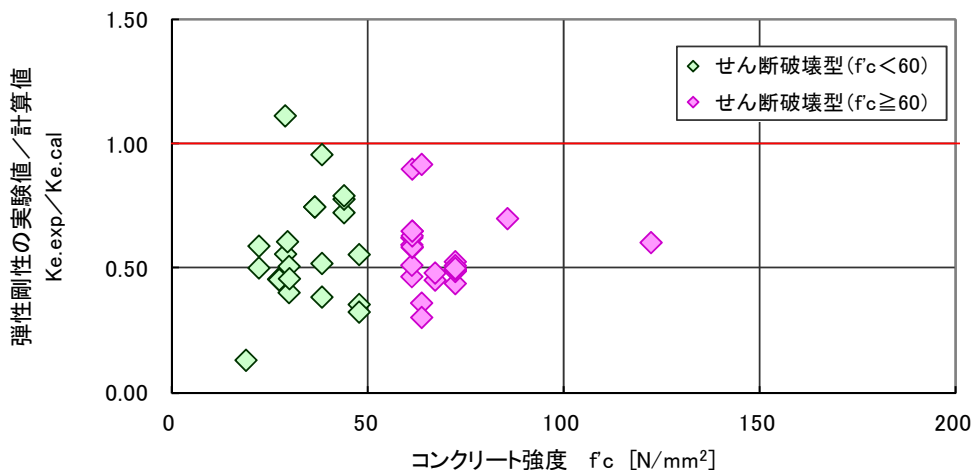


図 4.6.8 弾性剛性（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（せん断破壊型）

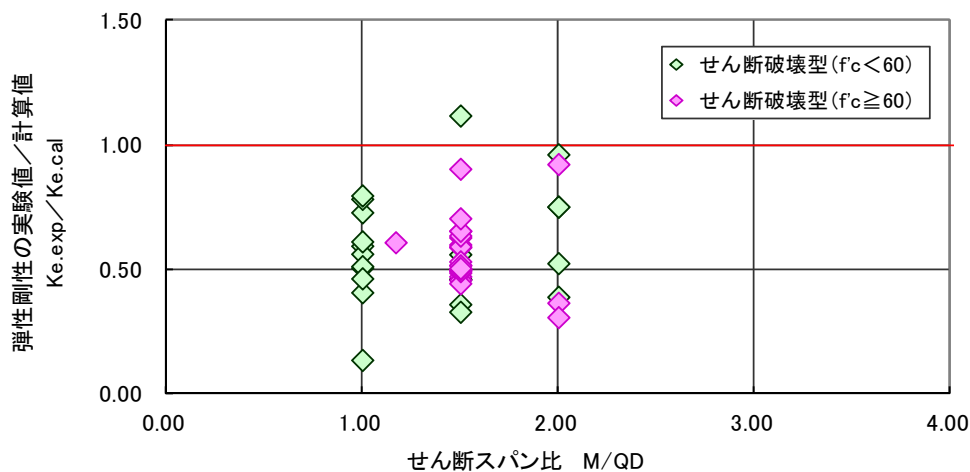


図 4.6.9 弾性剛性（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（せん断破壊型）

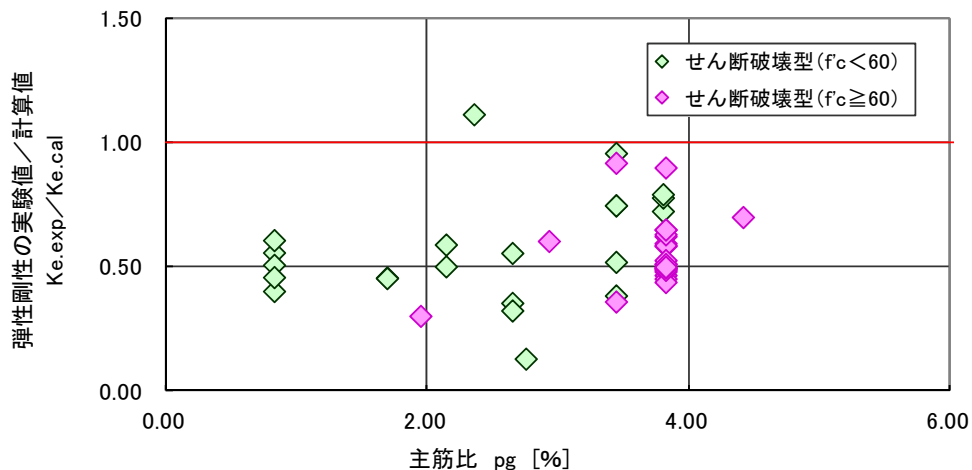


図 4.6.10 弾性剛性（実験値／計算値）－主筋比関係（せん断破壊型）

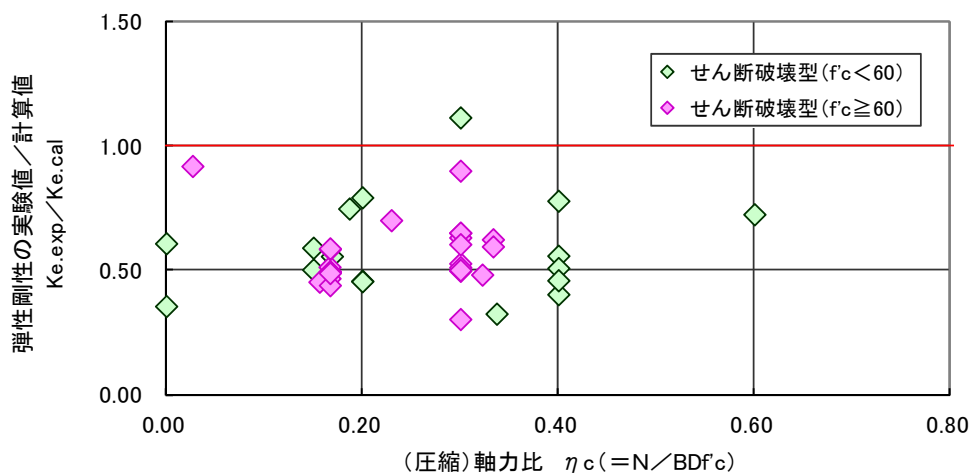


図 4.6.11 弾性剛性（実験値／計算値）－圧縮軸力比関係（せん断破壊型）

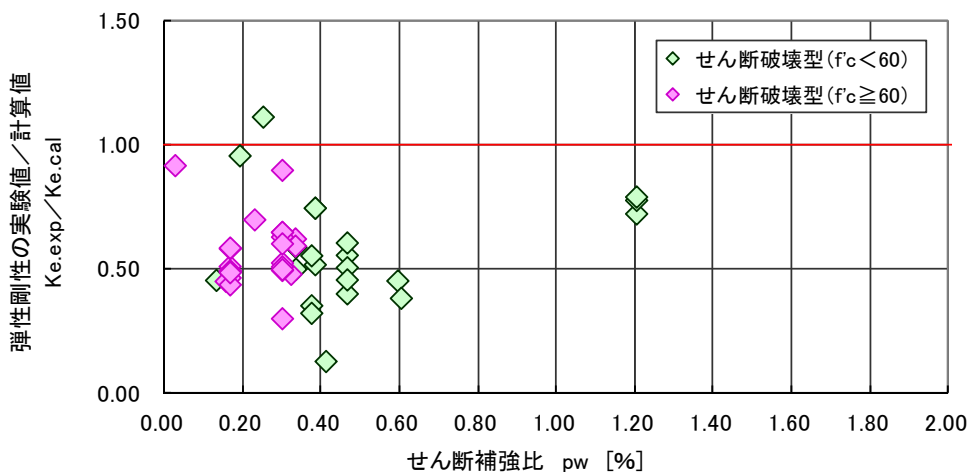


図 4.6.12 弾性剛性（実験値／計算値）－せん断補強筋比関係（せん断破壊型）

4.6.3 せん断ひび割れ強度（基準式）

a. せん断ひび割れ強度（建築物の構造関係技術基準解説書）(4.5.3)式

b. 実験値と計算値の比較

せん断ひび割れ強度の実験値と計算値(4.5.3)式との比較を、 f_c60 以上と f_c60 未満のデータに層別し、図 4.6.13 および表 4.6.3 に示す。合わせて、実験値と計算値の比較に関する実験値／計算値の有効なデータ数、平均値、変動係数、最大値、最小値および $\pm 30\%$ 以内のデータ割合を示す。

表 4.6.3 せん断ひび割れ強度の実験値／計算値に関する統計データ（せん断破壊型）

せん断ひび割れ強度(実験値／計算値:基準式) データ:せん断破壊型柱部材						
データ数	平均値	変動係数	最大値	最小値	$\pm 30\%$ 以内	
全体	183	1.38	2.26	0.80	36.6%	
($f_c < 60$)	126	1.41	2.26	0.81	32.5%	
($f_c \geq 60$)	57	1.30	1.83	0.80	45.6%	

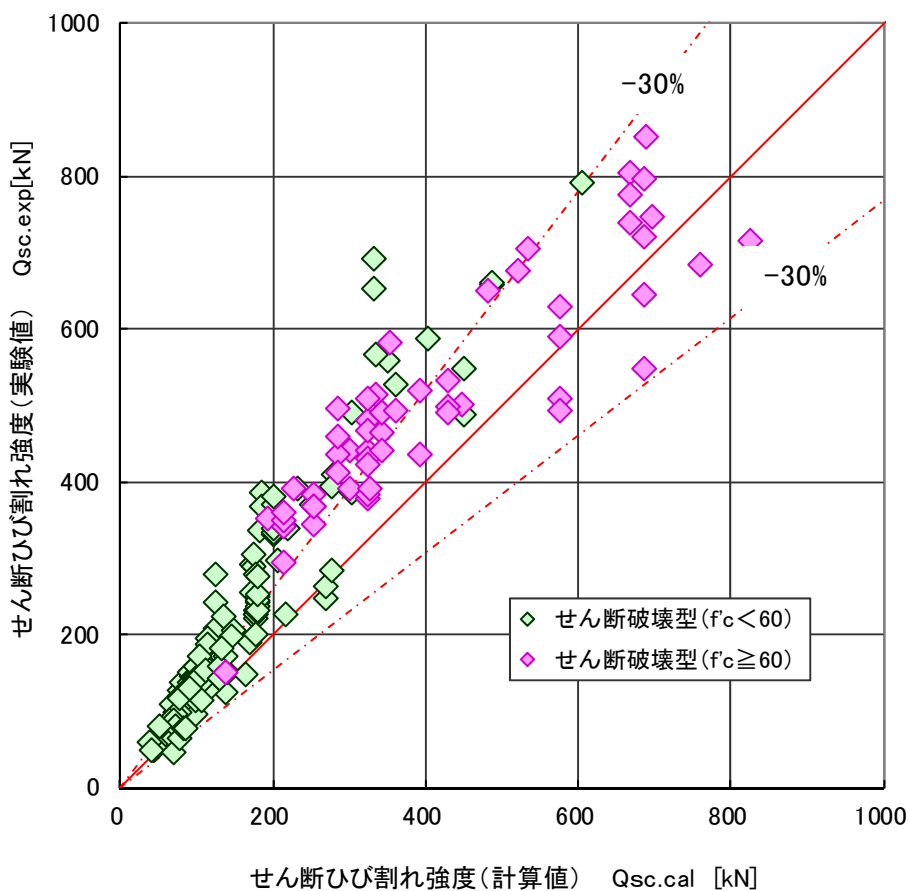


図 4.6.13 せん断ひび割れ強度の実験値と計算値の比較（せん断破壊型）

c. 実験値／計算値の影響因子分析

図 4.6.14 から図 4.6.18 に、せん断ひび割れ強度の実験値／計算値（基準式）とコンクリート強度、せん断スパン比、主筋比、圧縮軸力比およびせん断補強筋比関係を示す。

コンクリート強度については、せん断ひび割れ強度の実験値／計算値との相関が見られた。また、圧縮軸力比については、計算式で定めている圧縮軸力比の上限値 0.4 を上回るデータは、せん断ひび割れ強度（計算値）と実験値の比が 1.0 に近づく傾向が見られた。他の因子については、明確な相関は見られなかった。

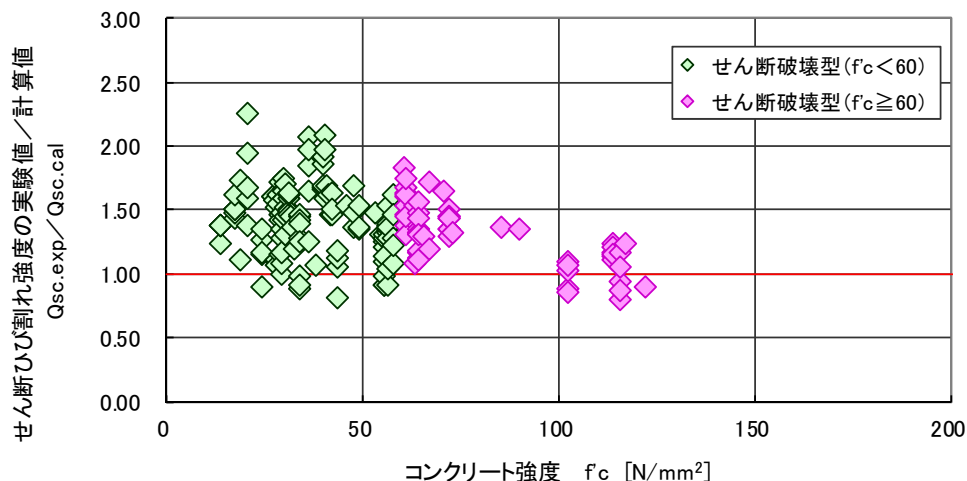


図 4.6.14 せん断ひび割れ（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（せん断破壊型）

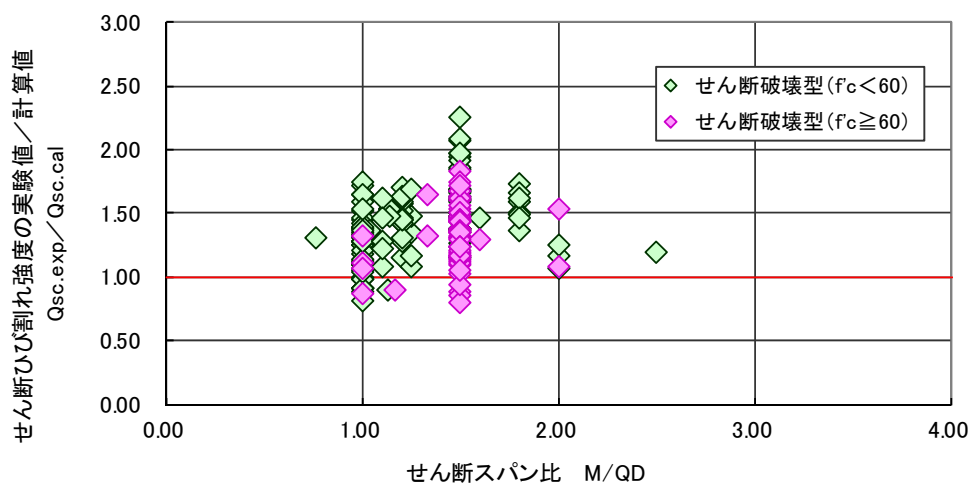


図 4.6.15 せん断ひび割れ（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（せん断破壊型）

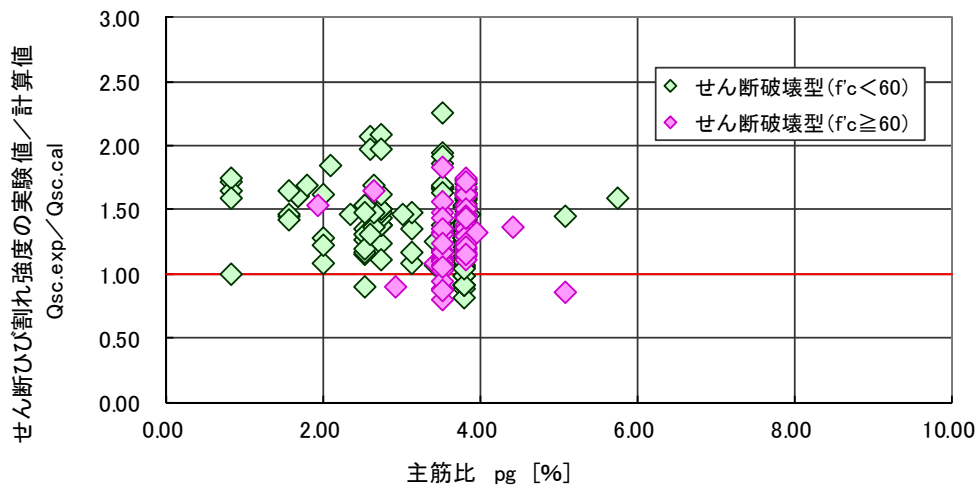


図 4.6.16 せん断ひび割れ（実験値／計算値）－主筋比関係（せん断破壊型）

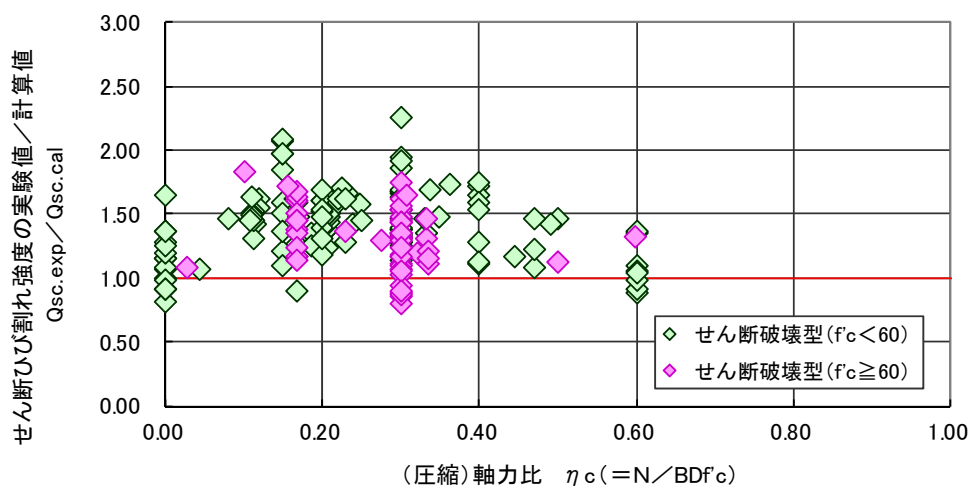


図 4.6.17 せん断ひび割れ（実験値／計算値）－圧縮軸力比関係（せん断破壊型）

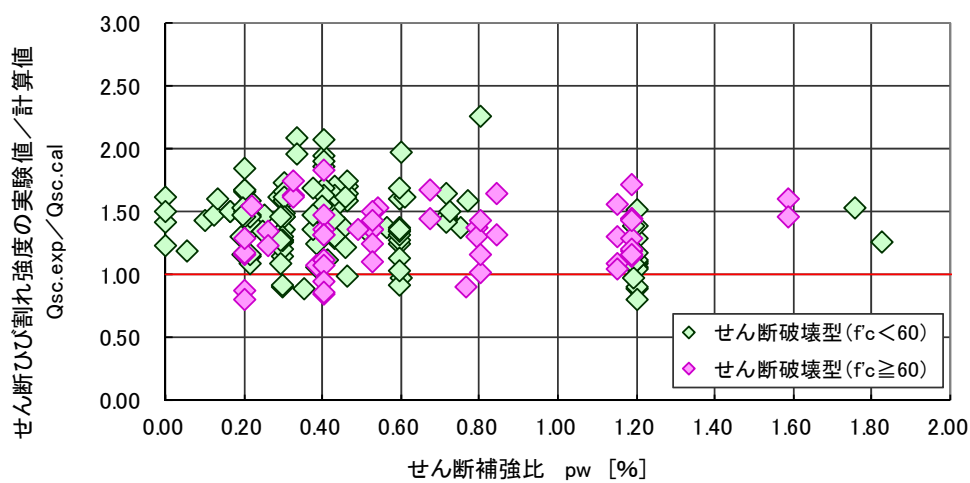


図 4.6.18 せん断ひび割れ（実験値／計算値）－せん断補強筋比関係（せん断破壊型）

第4章 柱部材

4.6.4 せん断ひび割れ強度（靱性指針式）

a. せん断ひび割れ強度（靱性指針式）（4.5.4）式

b. 実験値と計算値の比較

せん断ひび割れ強度の実験値と計算値(4.5.4)式との比較を、図 4.6.19 および表 4.6.4 に示す。合わせて、実験値と計算値の比較に関する実験値／計算値の有効なデータ数、平均値、変動係数、最大値、最小値および±30 以内のデータ割合を示す。

(4.5.4)式の靱性指針式を適用した場合には、(4.5.3)式に比べ、変動係数が減少していることが大きな特徴として挙げられる。ここでは耐力係数 $\varphi=0.51$ としているが、 $\varphi=1.0$ とすると、実験値／計算値の平均値は、ほぼ 1.00 となると考えられる。設計式としての下限式として設定するか、平均値式として設定するかによって、耐力係数を設定することが可能である。

表 4.6.4 せん断ひび割れ強度の実験値／計算値に関する統計データ（せん断破壊型）

せん断ひび割れ強度(実験値／計算値:靱性指針式) データ:せん断破壊型柱部材						
データ数	平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内	
全体	183	2.09	3.45	1.33	0.0%	
($f_c < 60$)	126	2.17	3.45	1.33	0.0%	
($f_c \geq 60$)	57	1.91	2.45	1.45	0.0%	

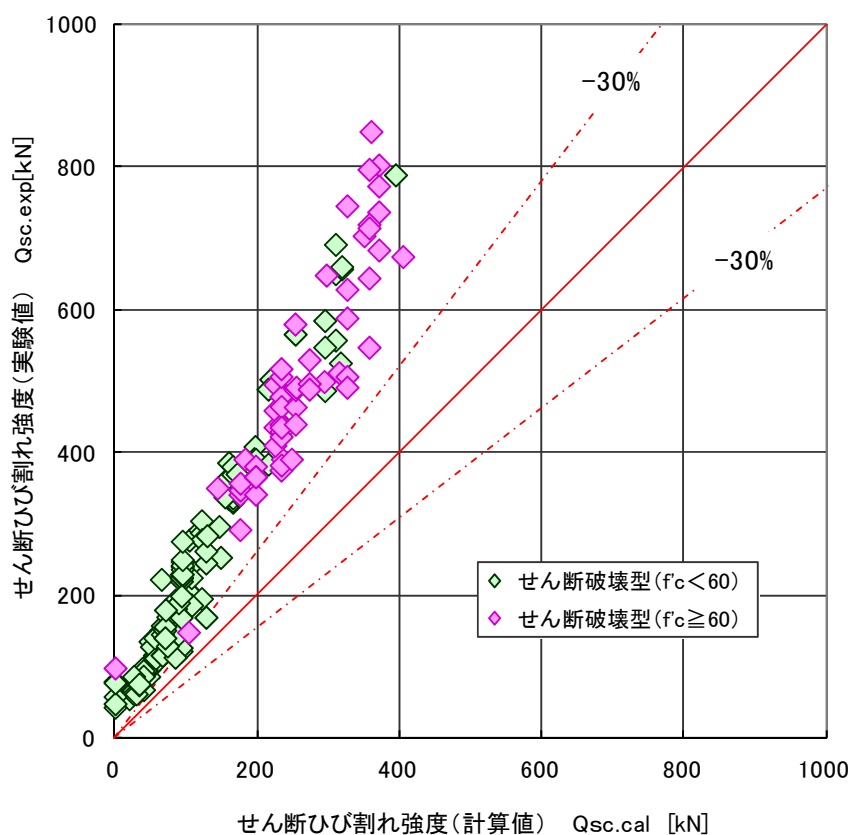


図 4.6.19 せん断ひび割れ強度の実験値と計算値（靱性指針式）の比較（せん断破壊型）

c. 実験値／計算値の影響因子分析

図 4.6.20 から図 4.6.24 に、せん断ひび割れ強度の実験値／計算値（靱性指針式）とコンクリート強度，せん断スパン比，主筋比圧縮軸力比およびせん断補強筋比関係を示す。

せん断スパン比および圧縮軸力比には，靱性指針式によるせん断ひび割れ断強度の実験値／計算値と相関があることが分かった。ほかの因子とは相対的に大きな相関は見られなかった。靱性指針式は圧縮軸力の影響が考慮されているため，せん断スパン比の効果を考慮するとさらに精度が向上すると考えられる。この結果は，曲げ降伏先行型のデータの分析と一致する。

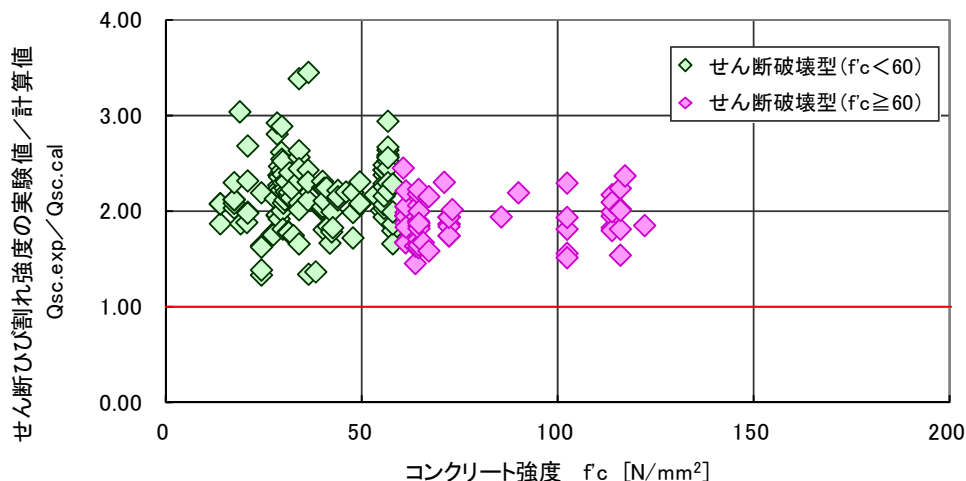


図 4.6.20 せん断ひび割れ（実験値／計算値）－コンクリート強度関係（せん断破壊型）

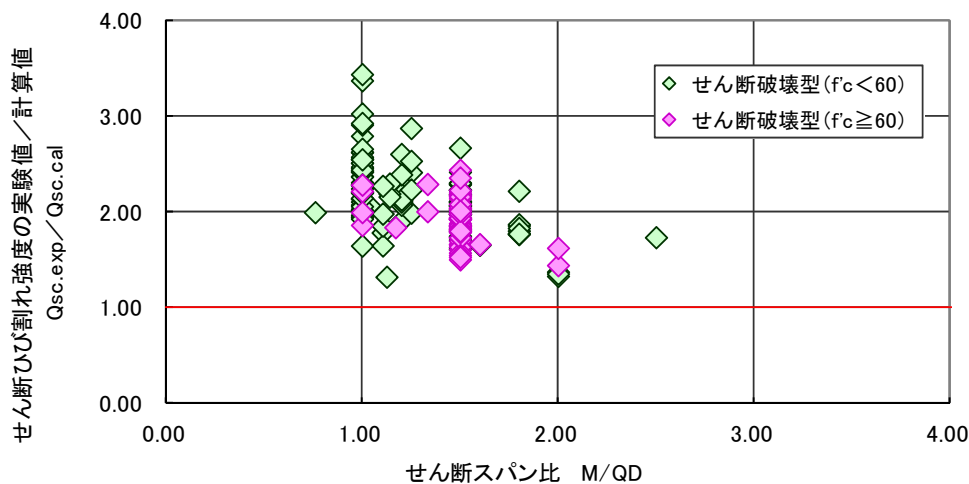


図 4.6.21 せん断ひび割れ（実験値／計算値）－せん断スパン比関係（せん断破壊型）

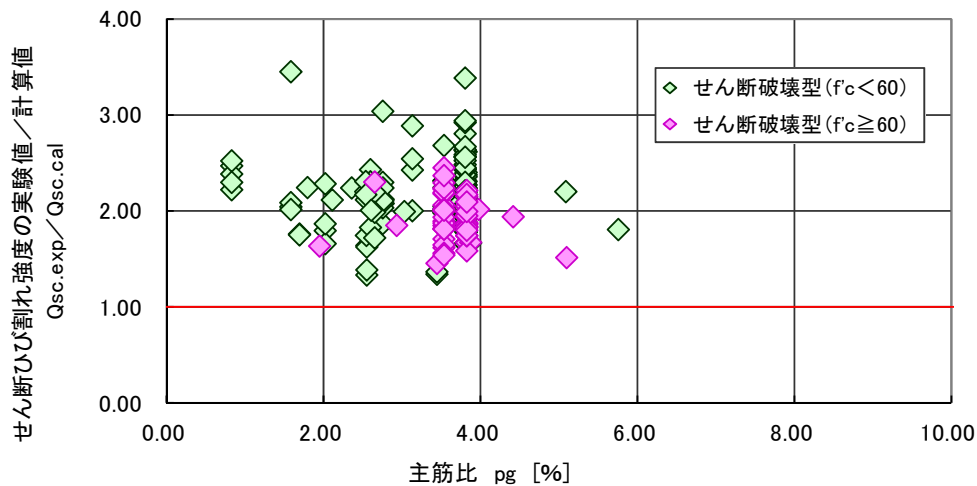


図 4.6.22 せん断ひび割れ (実験値/計算値) - 主筋比関係 (せん断破壊型)

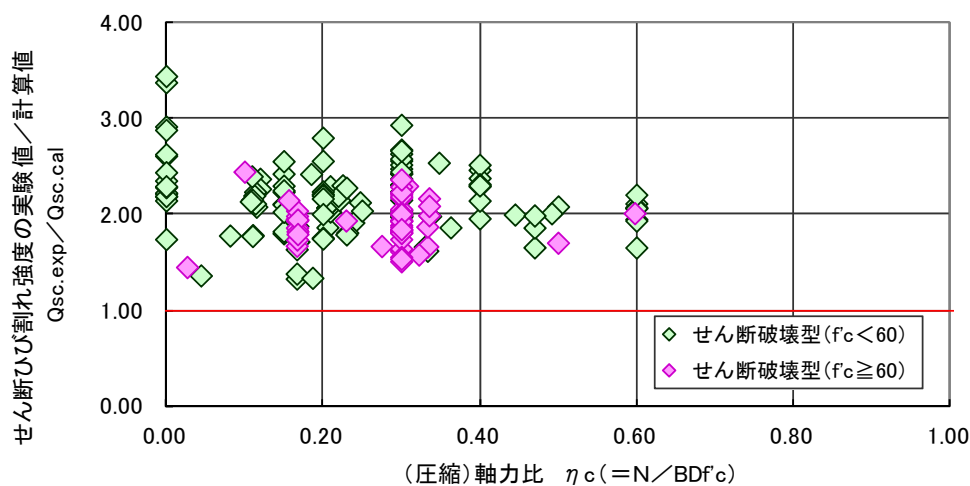


図 4.6.23 せん断ひび割れ (実験値/計算値) - 圧縮軸力比関係 (せん断破壊型)

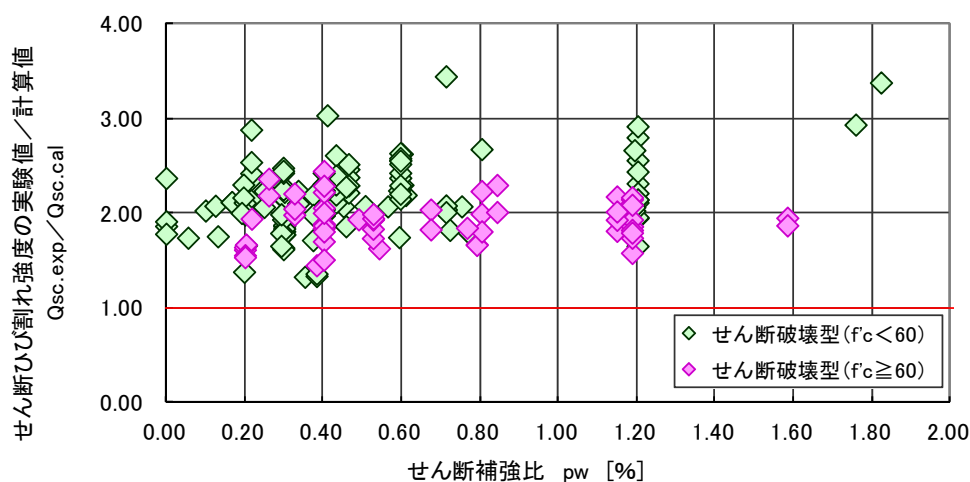


図 4.6.24 せん断ひび割れ (実験値/計算値) - せん断補強筋比関係 (せん断破壊型)

4.6.5 せん断強度（基準下限式）

a. せん断強度（建築物の構造関係技術基準解説書） (4.5.6)式

b. 実験値と計算値の比較

せん断強度の実験値と計算値(4.5.6)式（基準下限式）との比較を、 f_{c60} 以上と f_{c60} 未満のデータに層別し、図 4.6.25 および表 4.6.5 に示す。合わせて、実験値と計算値の比較に関する実験値／計算値の有効なデータ数、平均値、変動係数、最大値、最小値、 $\pm 30\%$ 以内のデータ割合および実験値／計算値 <1.00 の割合を示す。

ここで取り扱うデータはせん断破壊型のデータである。実験値は、せん断破壊として報告された実験データを用いている。

基準下限式である(4.5.6)式は、実験データを適切に評価し、実験値／計算値の平均値は 1.54、変動係数 16.6%の安定した評価精度を示した。特に、実験値／計算値が 1.00 に満たなかったデータは、全体の 0.83%であり、RC 柱部材のせん断強度の設計式として適切であることが確認された。以下に、実験値／計算値の影響因子分析を示す。

表 4.6.5 せん断強度の実験値／計算値①（下限式）に関する統計データ（せん断破壊型）

せん断終局強度(実験値／計算値①):基準下限式 (4.5.6)式 データ:せん断破壊型柱部材							
データ数		平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内	実/計<1.00
全体	363	1.54	16.6%	2.37	0.96	16.5%	0.83%
($f'_c < 60$)	288	1.56	16.9%	2.37	0.96	13.9%	1.04%
($f'_c \geq 60$)	75	1.45	13.8%	1.91	1.13	26.7%	0.00%

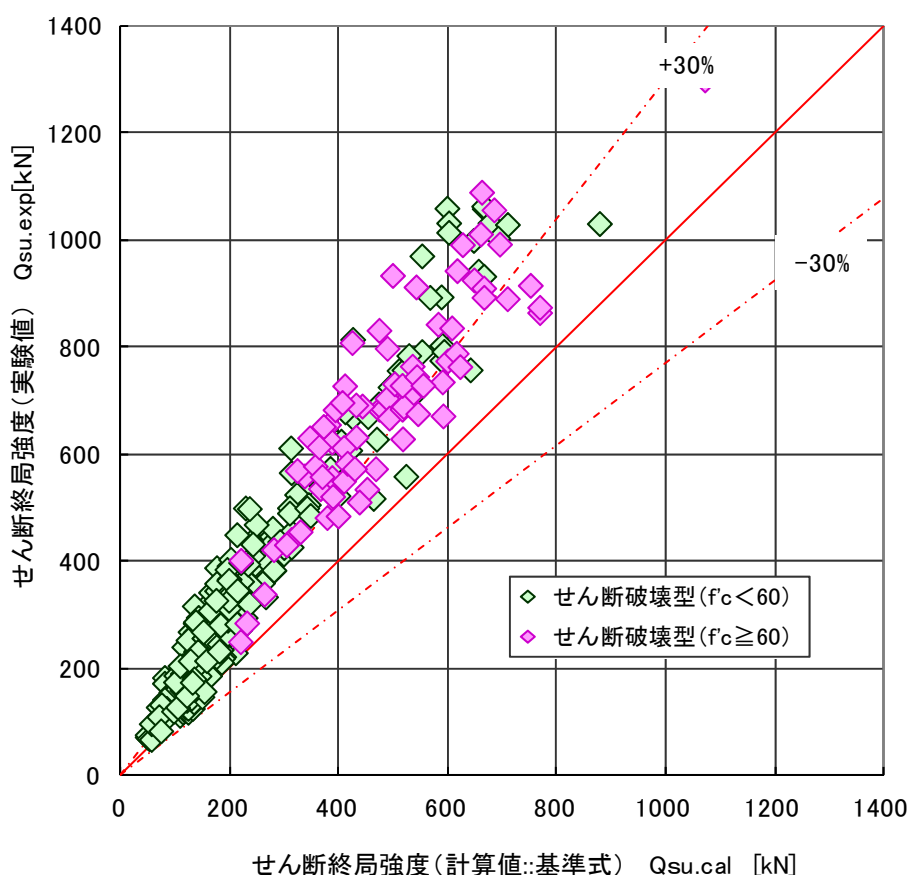


図 4.6.25 せん断強度の実験値と計算値①（下限式）の比較（せん断破壊型）

c. 実験値／計算値の影響因子分析

図 4.6.26 から図 4.6.31 に、せん断強度（実験値／計算値）（基準下限式）とコンクリート強度、せん断スパン比、主筋比、圧縮軸力比、せん断補強筋比、せん断補強筋強度関係を示す。

せん断強度式として使用した基準法下限式(4.5.6)式について、実験値／計算値に関する影響因子の分析を行った結果、以下のことが分かった。

(4.5.6)式は、上述の6つの因子を適切に強度式の中に反映されているため、図 4.6.26～図 4.6.31 に示したグラフには、明確なデータの偏りや傾きは見られない。しいて言う、主筋比、せん断補強筋比に比例して、実験値／計算値がやや増加傾向にあることである。

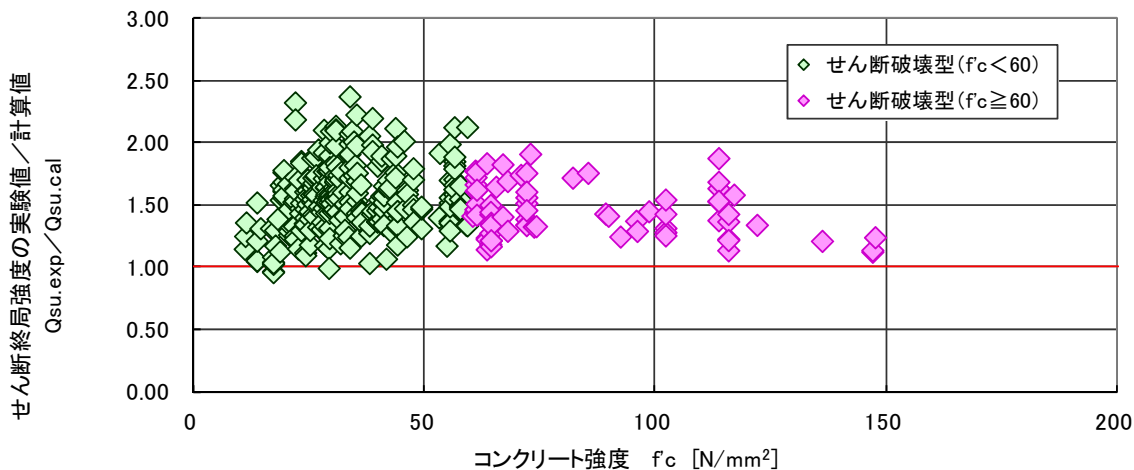


図 4.6.26 せん断強度（実験値／計算値：基準下限式）－コンクリート強度関係（せん断破壊型）

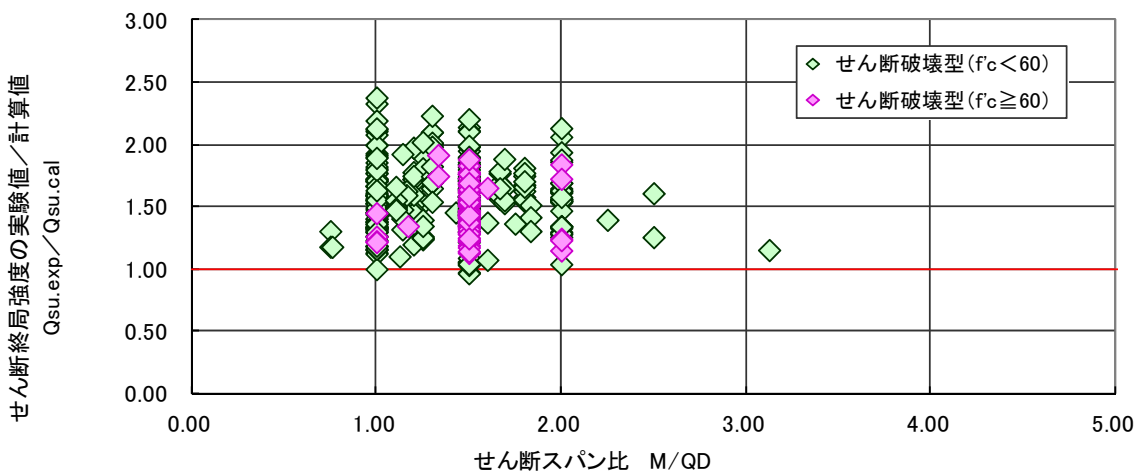


図 4.6.27 （実験値／計算値：基準下限式）－せん断スパン比関係（せん断破壊型）

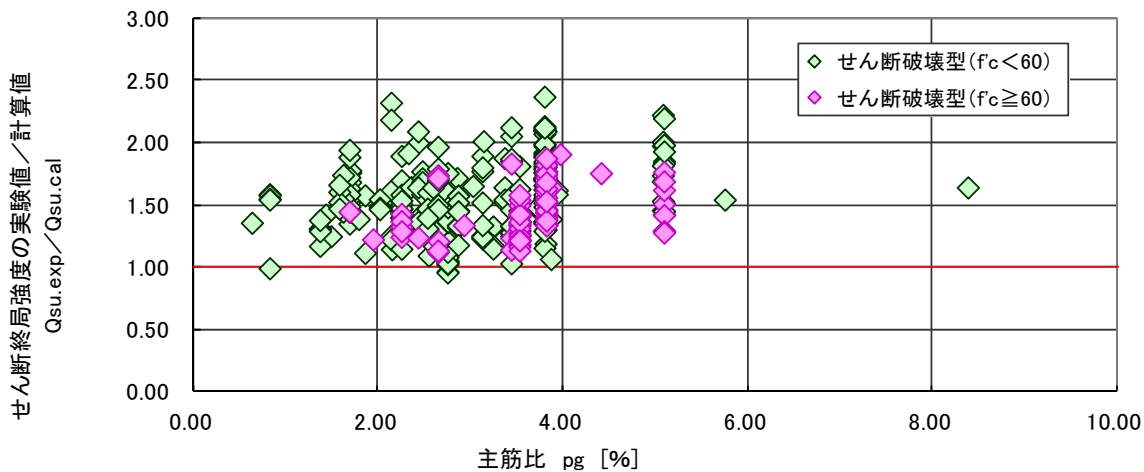


図 4.6.28 せん断強度（実験値／計算値：基準下限式）－主筋比関係（せん断破壊型）

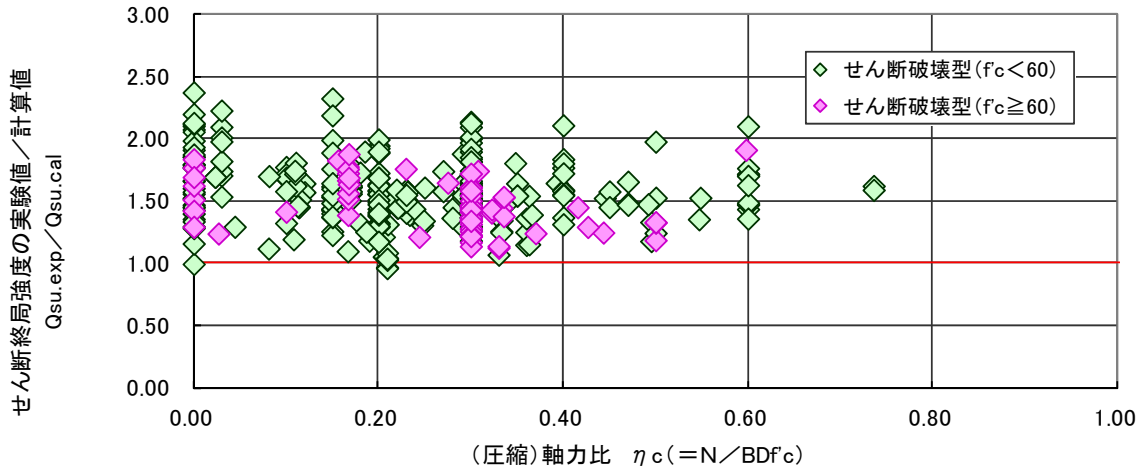


図 4.6.29 (実験値/計算値：基準下限式) - 圧縮軸力比関係 (せん断破壊型)

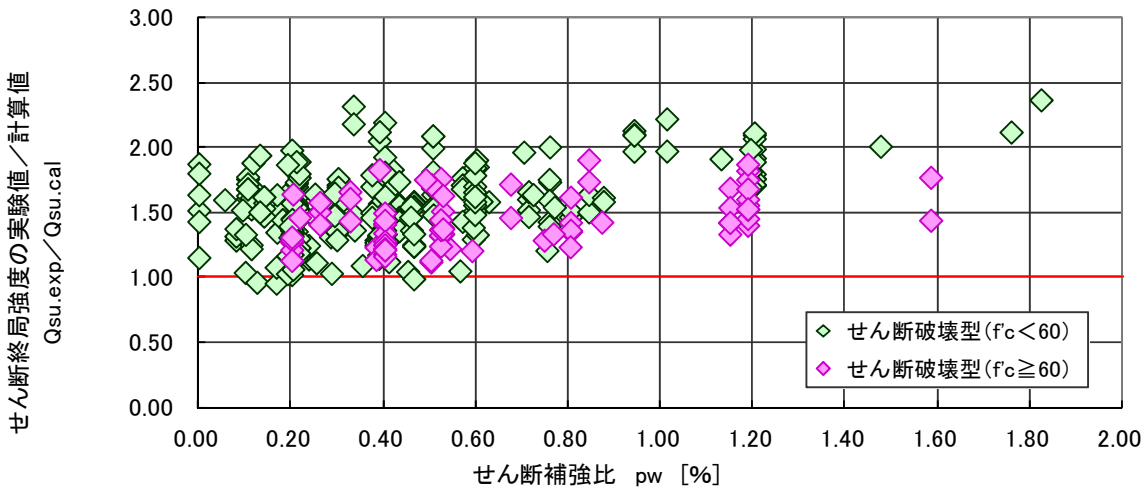


図 4.6.30 せん断強度 (実験値/計算値：基準下限式) - せん断補強筋比関係 (せん断破壊型)

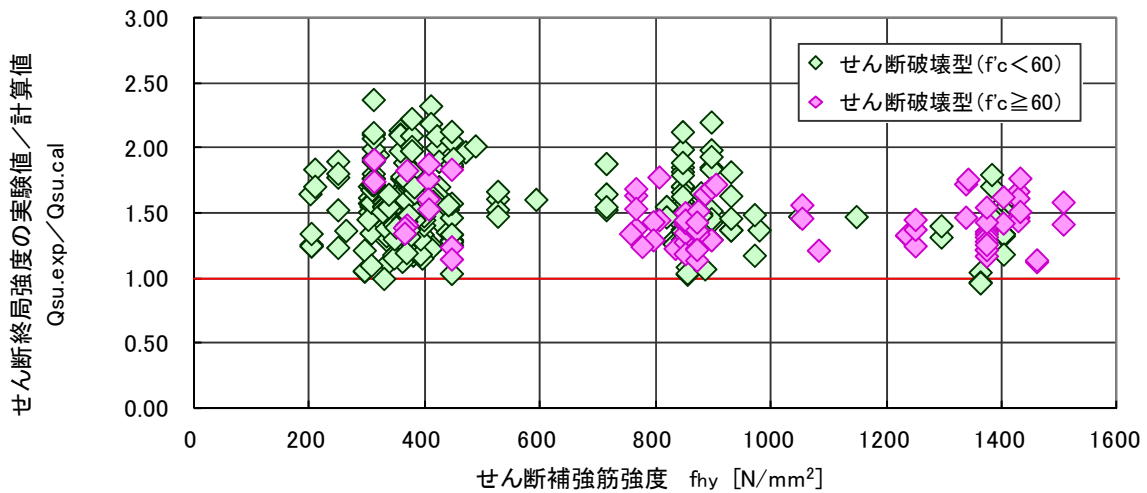


図 4.6.31 せん断強度 (実験値/計算値：基準下限式) - せん断補強筋強度関係 (せん断破壊型)

4.6.6 せん断強度（基準平均値式）

a. せん断強度（建築物の構造関係技術基準解説書） (4.5.7)式

b. 実験値と計算値の比較

せん断強度の実験値と計算値(4.5.7)式（基準平均値式）との比較を、 f_{c60} 以上と f_{c60} 未満のデータに層別し、図 4.6.32 および表 4.6.6 に示す。合わせて、実験値と計算値の比較に関する実験値／計算値の有効なデータ数、平均値、変動係数、最大値、最小値、 $\pm 30\%$ 以内のデータ割合および実験値／計算値 <1.00 の割合を示す。

ここで取り扱うデータはせん断破壊型のデータである。実験値は、せん断破壊として報告された実験データを用いている。

基準平均値式である(4.5.7)式は、実験データを適切に評価し、実験値／計算値の平均値は 1.35、変動係数 16.6%の安定した評価精度を示した。特に、実験値／計算値が 1.00 に満たなかったデータは、全体の 4.68%であり、RC 柱部材のせん断強度の設計式として 5%下限とすると、設計式としての適用も十分に可能であることが確認された。以下に、実験値／計算値の影響因子分析を示す。

表 4.6.6 セン断強度の実験値／計算値①（平均値式）に関する統計データ（せん断破壊型）

せん断終局強度(実験値／計算値①): 基準平均値式 (4.5.7)式 データ: せん断破壊型柱部材							
データ数	平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内	実/計<1.00	
全体	363	1.35	2.06	0.85	42.4%	4.68%	
($f'_c < 60$)	288	1.37	2.06	0.85	38.2%	5.90%	
($f'_c \geq 60$)	75	1.29	1.71	0.97	58.7%	0.00%	

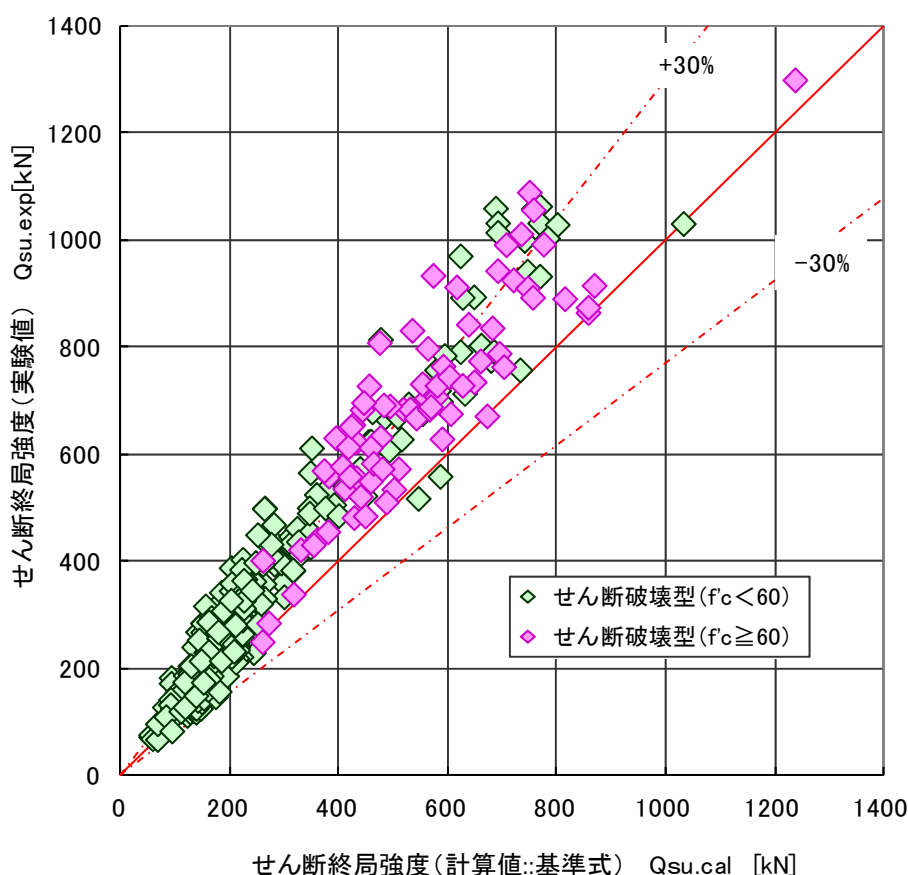


図 4.6.32 セン断強度の実験値と計算値①（下限式）の比較（せん断破壊型）

c. 実験値／計算値の影響因子分析

図 4.6.33 から図 4.6.38 に、せん断強度（実験値／計算値）（基準平均値式）とコンクリート強度、せん断スパン比、主筋比、圧縮軸力比、せん断補強筋比、せん断補強筋強度関係を示す。

せん断強度式として使用した基準法下限式(4.5.7)式について、実験値／計算値に関する影響因子の分析を行った結果、以下のことが分かった。

(4.5.7)式は、(4.5.6)式と同様に上述の 6 つの因子を適切に強度式の中に反映されているため、図 4.6.33～図 4.6.38 に示したグラフには、明確なデータの偏りや傾きは見られない。しいて言うると、主筋比、せん断補強筋比に比例して、実験値／計算値がやや増加傾向にあることである。

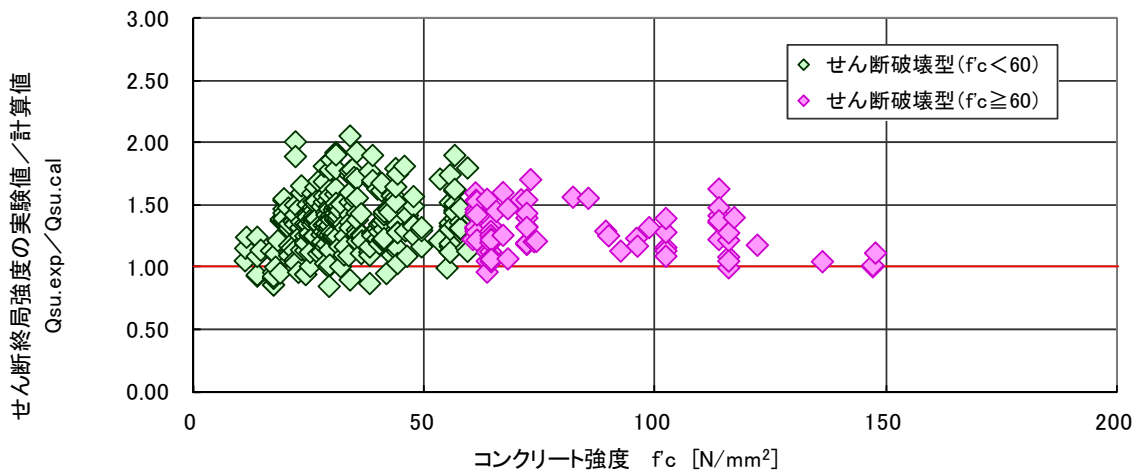


図 4.6.33 せん断強度（実験値/計算値：基準平均値式）－コンクリート強度関係（せん断破壊型）

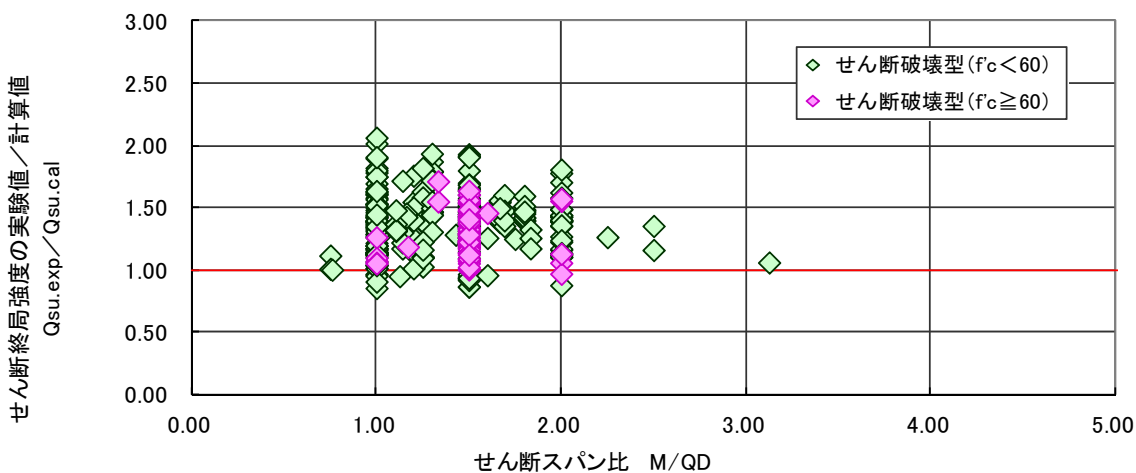


図 4.6.34 せん断強度（実験値/計算値：基準平均値式）－せん断スパン比関係（せん断破壊型）

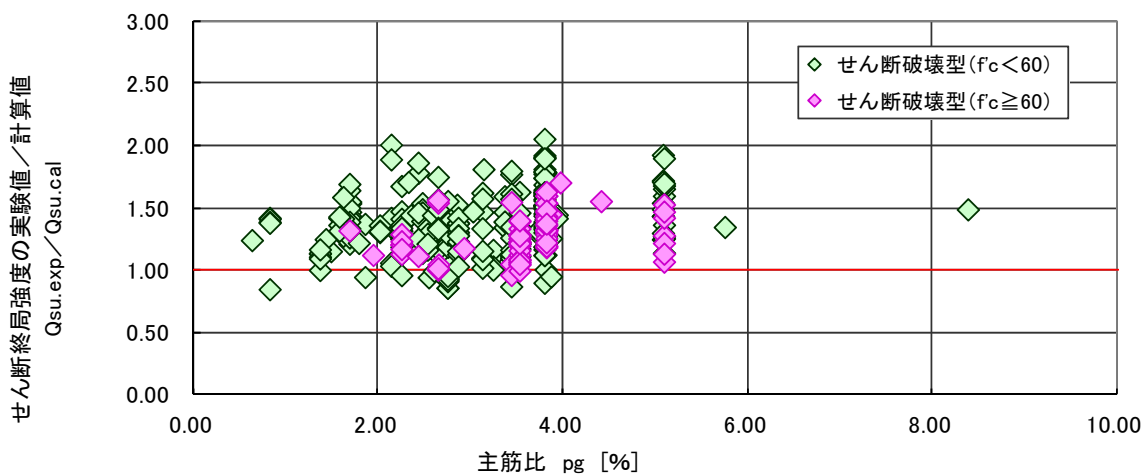


図 4.6.35 （実験値/計算値：基準平均値式）－主筋比関係（せん断破壊型）

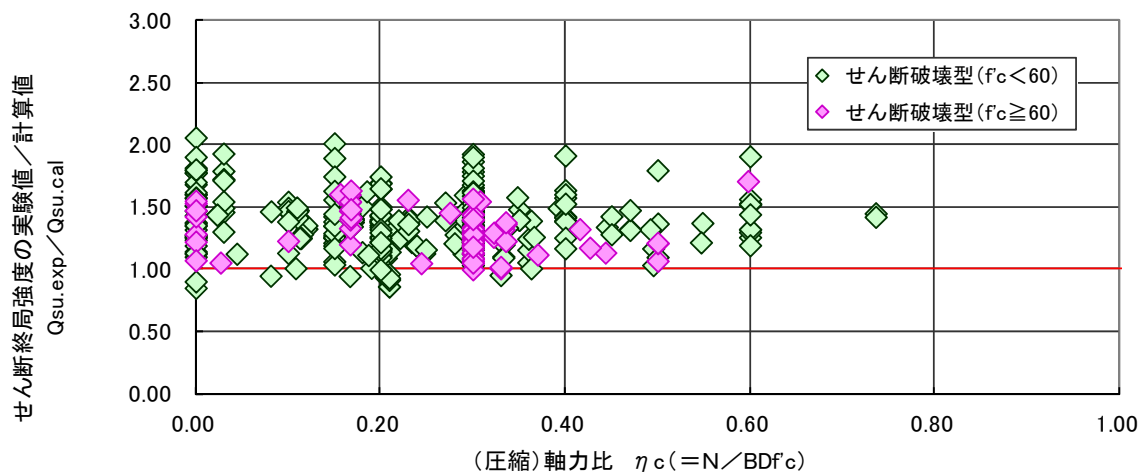


図 4.6.36 せん断強度（実験値／計算値：基準平均値式）－圧縮軸力比関係（せん断破壊型）

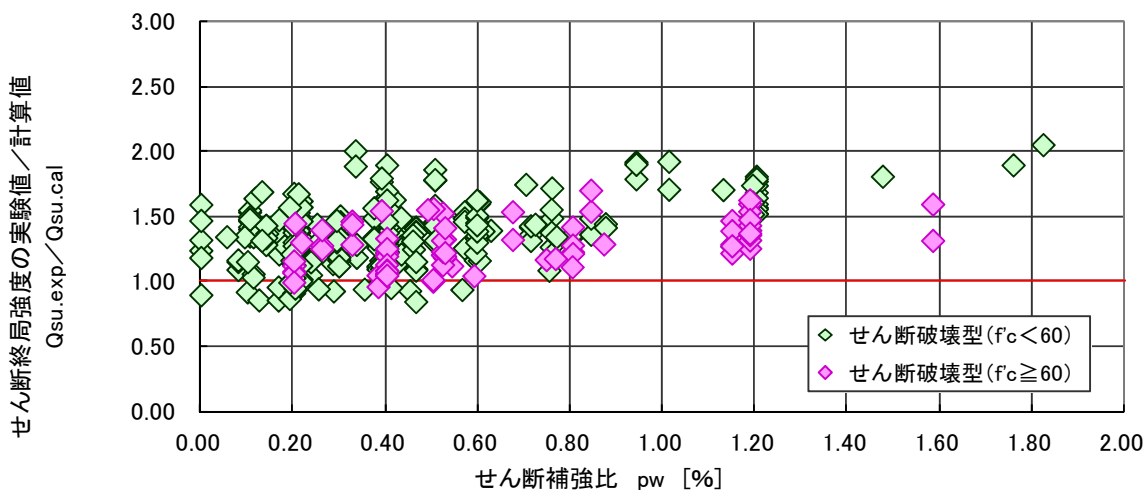


図 4.6.37 せん断強度（実験値／計算値：基準平均値式）－せん断補強筋比関係（せん断破壊型）

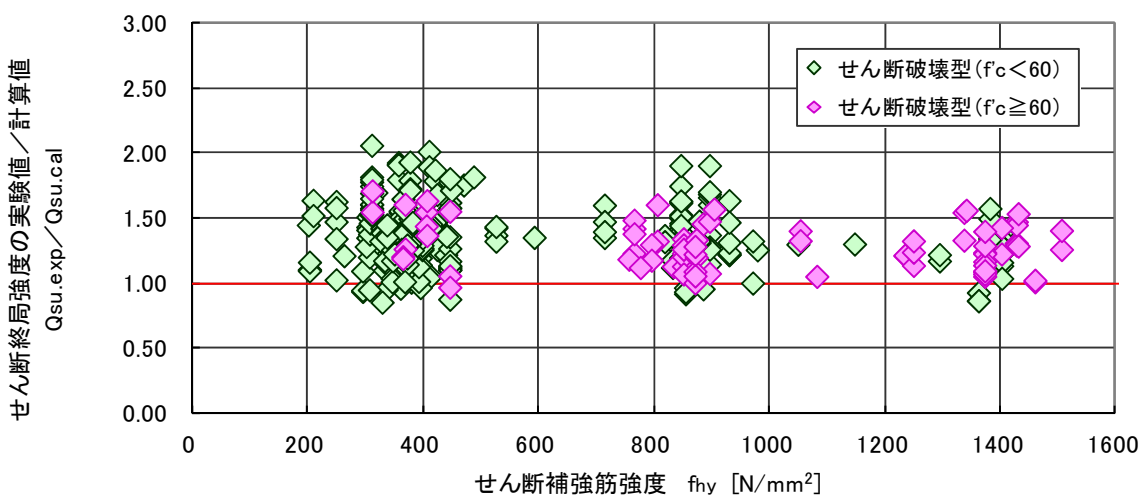


図 4.6.38 せん断強度（実験値／計算値：基準平均値式）－せん断補強筋強度関係（せん断破壊型）

4.6.7 せん断強度（靱性指針式）

a. せん断強度式②：靱性指針式^[4-4]（4.5.8）式

b. 実験値と計算値の比較

せん断強度の実験値と計算値(4.5.8)式（基準平均値式）との比較を，図 4.6.39 および表 4.6.7 に示す。合わせて，実験値と計算値の比較に関する実験値／計算値の有効なデータ数，平均値，変動係数，最大値，最小値， $\pm 30\%$ 以内のデータ割合および実験値／計算値 < 1.00 の割合を示す。

ここで取り扱うデータはせん断破壊型のデータである。実験値は，せん断破壊として報告された実験データを用いている。

靱性指針式は，実験値／計算値の平均値は 1.36，変動係数 25.5%であった。せん断強度の設計式としての一定の評価精度を有していると考えられる。しかしながら，基準下限式および平均値式に比べ，実験値／計算値が 1.00 に満たなかったデータが，全体の 14.4%であった。この理由としては，以下の点が挙げられる。

- ・論文に掲載されている情報だけでは正確な計算ができない。側面被りなどコア断面寸法など
- ・一部，片持ち梁形式の実験データにも適用している。
- ・実施されている試験体の設定が複雑で一般的でない荷重条件のデータも含まれている。

表 4.6.7 せん断強度の実験値／計算値②（靱性指針式）に関する統計データ（せん断破壊型）

せん断終局強度(実験値／計算値②:靱性指針式) データ:せん断破壊型柱部材							
データ数		平均値	変動係数	最大値	最小値	±30%以内	実/計<1.00
全体	360	1.36	25.5%	2.52	0.85	50.8%	14.4%
($f_c < 60$)	284	1.43	24.4%	2.52	0.85	42.3%	15.1%
($f_c \geq 60$)	76	1.11	17.9%	1.83	0.85	82.9%	11.8%

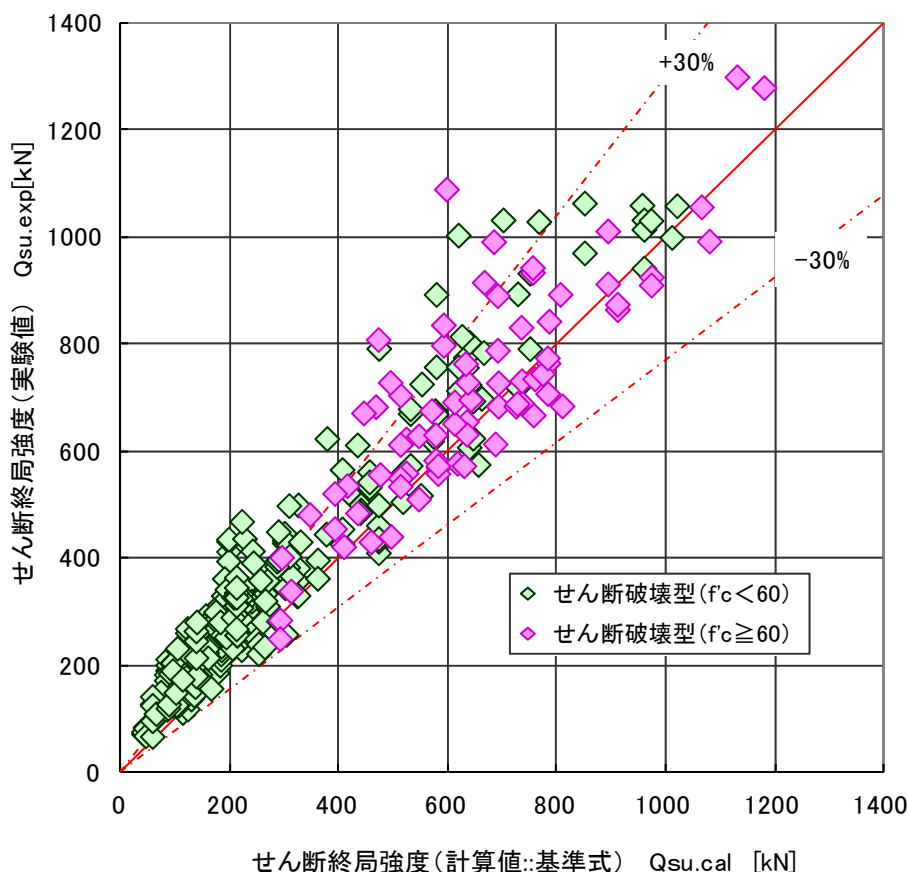


図 4.6.39 せん断強度の実験値と計算値②（靱性指針式）の比較（せん断破壊型）

c. 実験値／計算値の影響因子分析

図 4.6.40 から図 4.6.45 に、せん断強度（実験値／計算値）（基準平均値式）とコンクリート強度，せん断スパン比，主筋比，圧縮軸力比，せん断補強筋比，せん断補強筋強度関係を示す。

靱性指針式(4.5.8)式について，実験値／計算値に関する影響因子の分析を行った結果，以下のことが分かった。

図 4.6.40～図 4.6.45 に示したように，靱性指針式による実験値／計算値と各影響因子に関するグラフには，明確なデータの偏りや傾きは見られない。しいて言うると，圧縮軸力比やせん断補強筋比に相関が見られた。今後は，ここで算定したデータの再確認を行った上で，さらなる検討が必要であると考えられる。

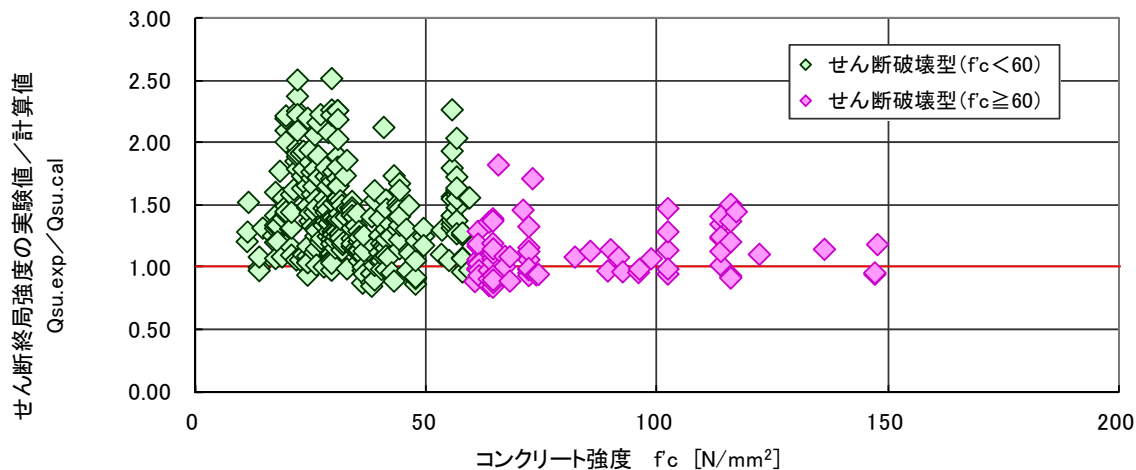


図 4.6.40 せん断強度（実験値／計算値：靱性指針式）－コンクリート強度関係（せん断破壊型）

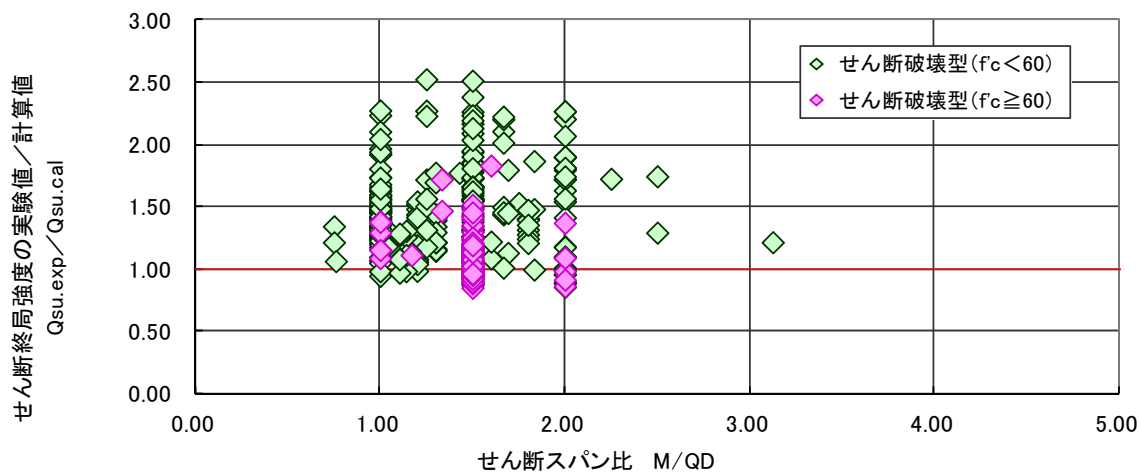


図 4.6.41 せん断強度（実験値／計算値：靱性指針式）－せん断スパン比関係（せん断破壊型）

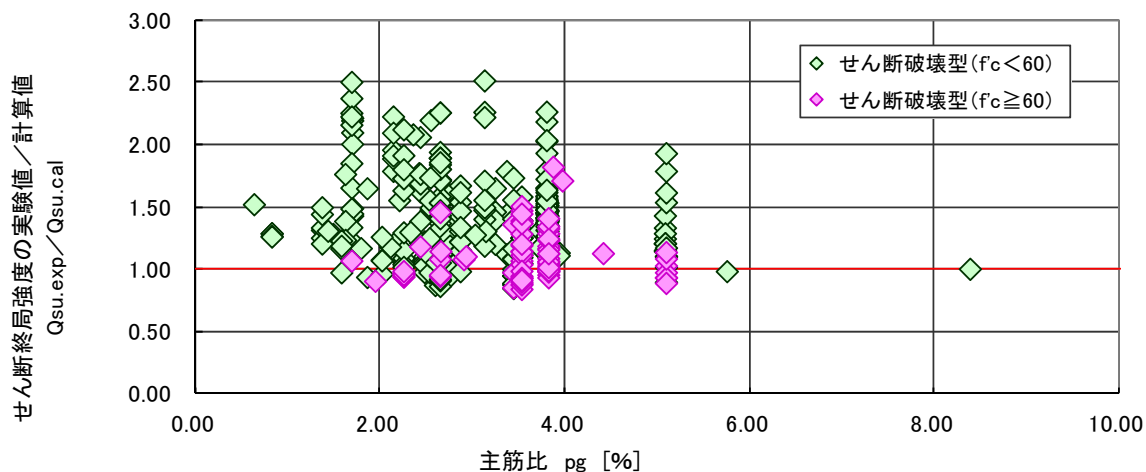


図 4.6.42 せん断強度（実験値／計算値：靱性指針式）－主筋比関係（せん断破壊型）

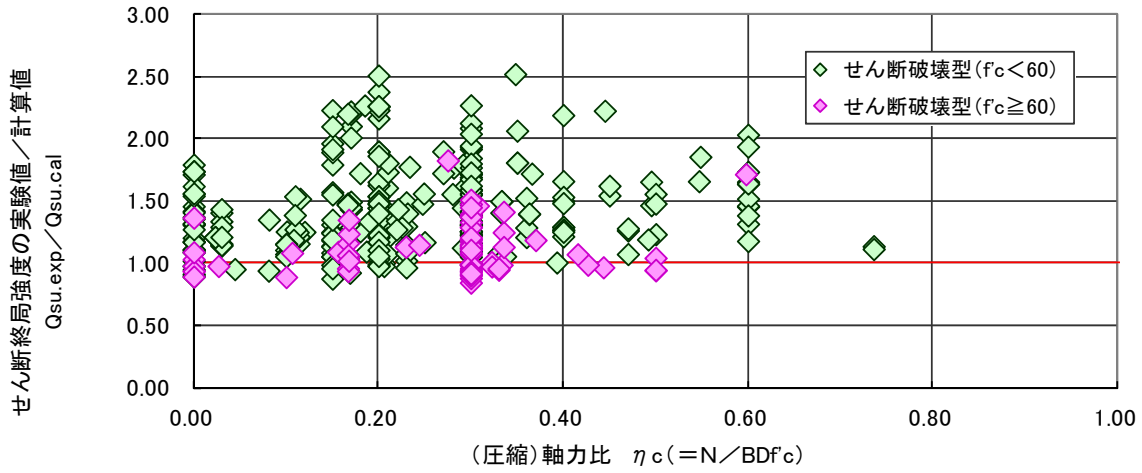


図 4.6.43 せん断強度（実験値／計算値：靱性指針式）－圧縮軸力比関係（せん断破壊型）

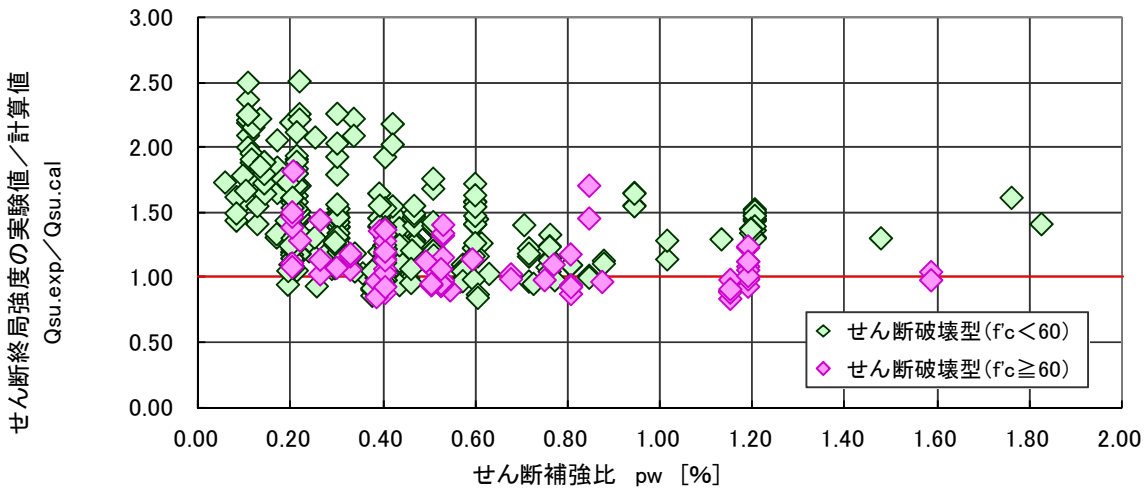


図 4.6.44 せん断強度（実験値／計算値：靱性指針式）－せん断補強筋比関係（せん断破壊型）

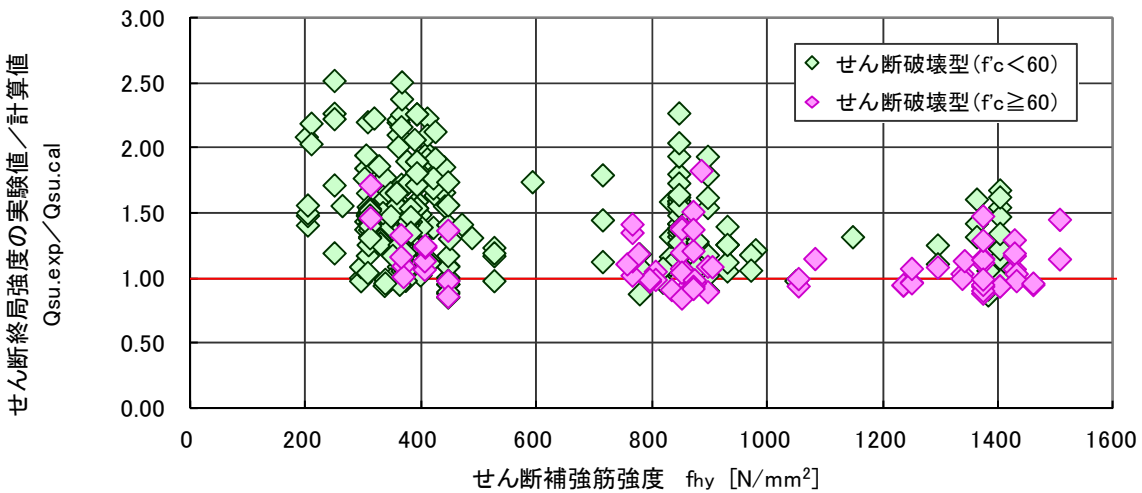
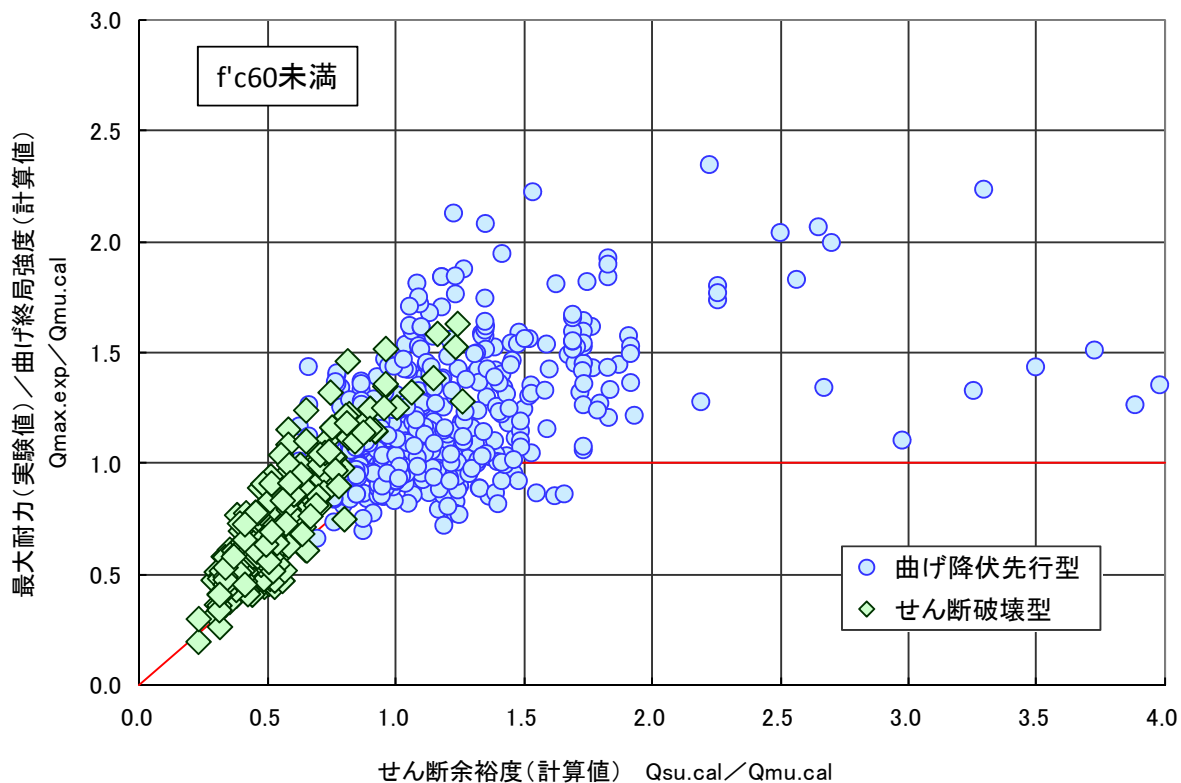


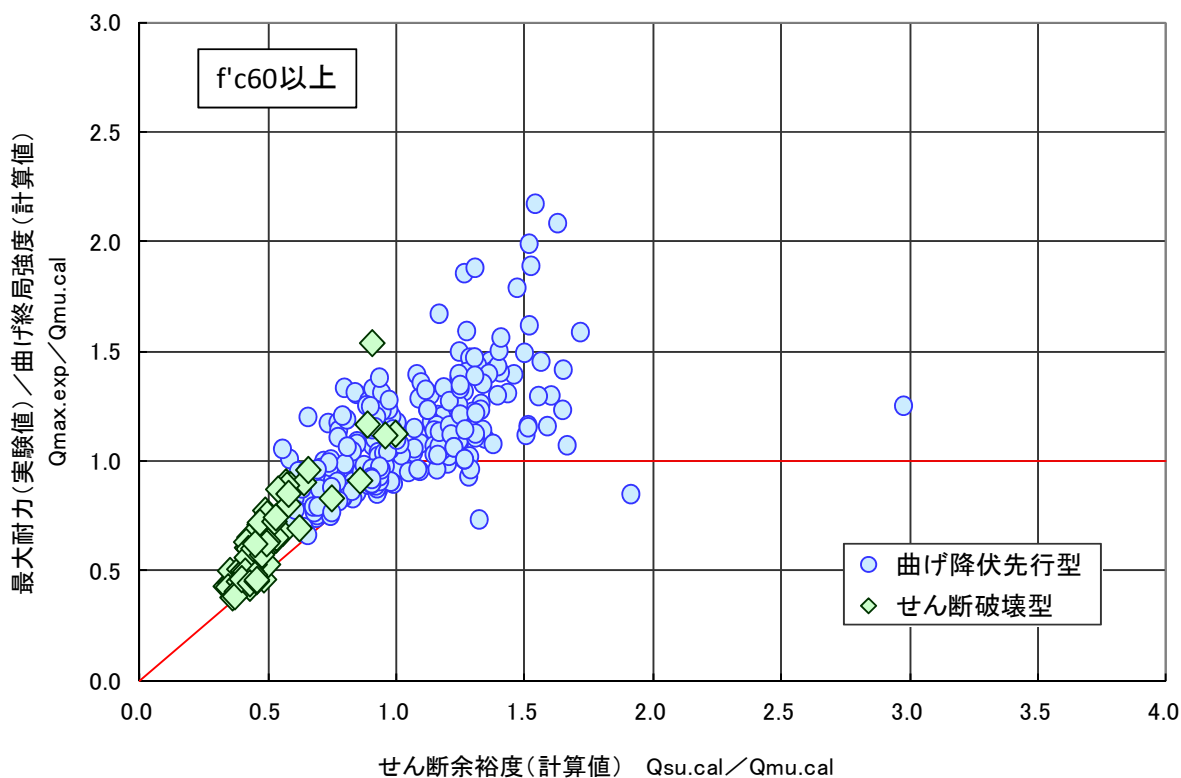
図 4.6.45 せん断強度（実験値／計算値：靱性指針式）－せん断補強筋強度関係（せん断破壊型）

4.6.8 せん断余裕度と最大耐力余裕度関係

ここでは、実験値の最大耐力を曲げ終局強度（計算値）と見做し、縦軸に曲げ終局強度の実験値／計算値を、横軸にせん断強度の実験値と計算値の比とした関係図を図 4.6.46 および図 4.6.47 に示す。図 4.6.46 および図 4.6.47 には、曲げ降伏先行型データを併記した。一部の実験では、曲げ降伏とせん断破壊の判別が難しいデータを取り扱う場合も複数存在するため、横軸のせん断余裕度が 1.0 を境に、破壊モードが完全に層別はなされていない。しかしながら、基準平均値式および靱性指針式共に、前述のように適正な評価性を有しているため、おおむね、横軸 1.0 の領域で破壊モードが識別できる。また、縦軸のばらつきは、曲げ終局強度の精度に依存している。したがって、柱部材の場合には基準法で示されている曲げ終局強度式の精度が軸力比に依存する傾向があるため、このようなデータの分布を示したと考えられる。

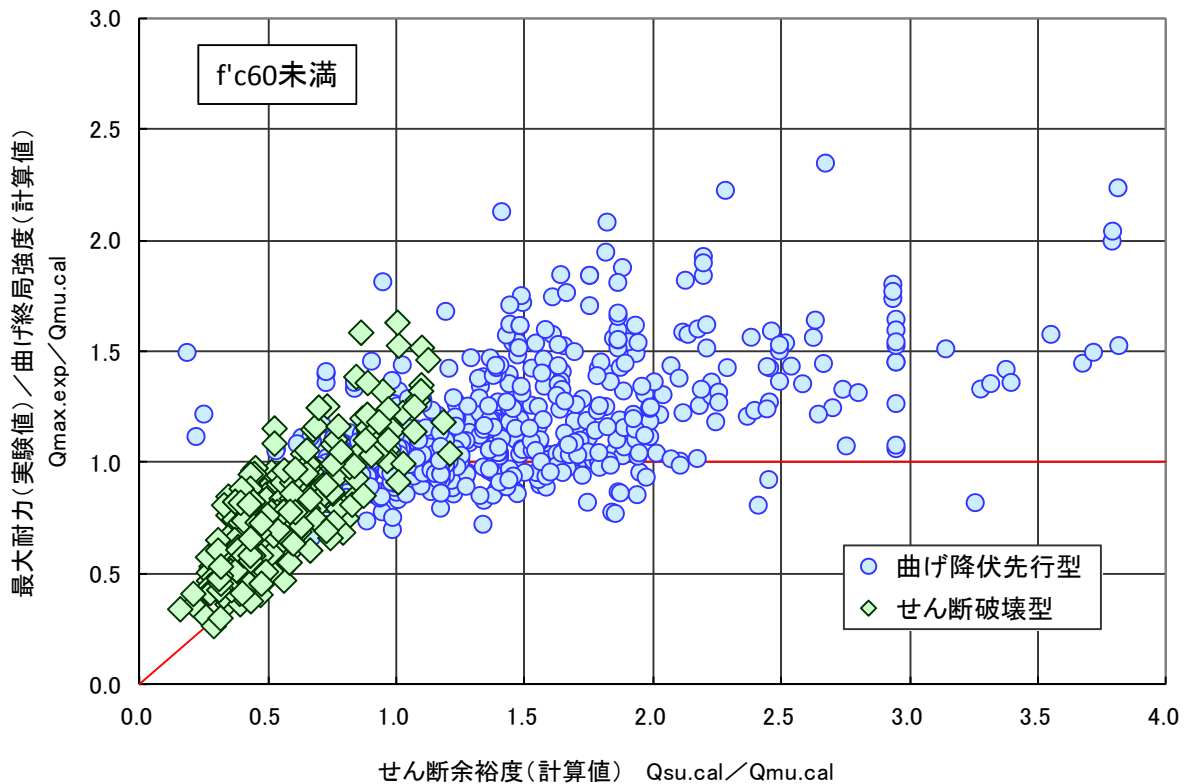


(a) $f'c60$ 未満

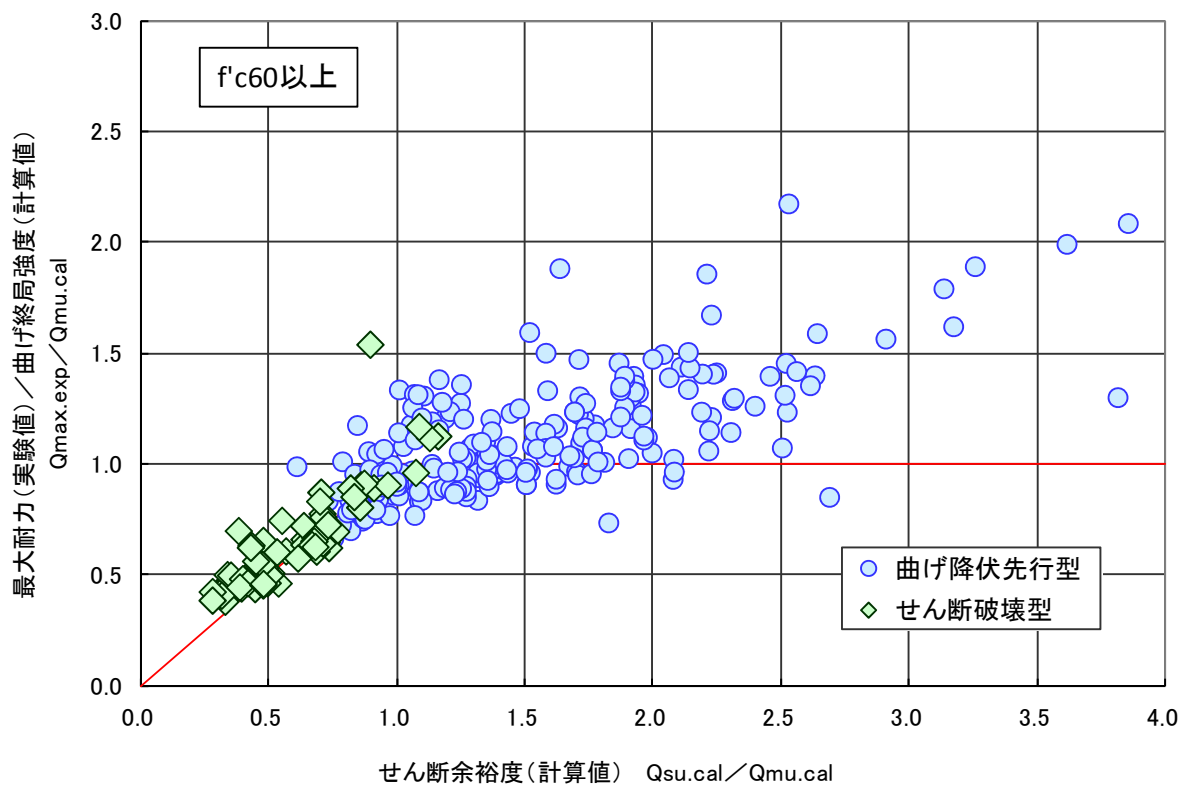


(b) $f'c60$ 以上

図 4.6.46 最大耐力 (実験値) / 曲げ終局強度 (計算値) - せん断余裕度 (計算値) 関係 (曲げ降伏先行型+せん断破壊型データ) せん断強度式は基準平均値式 (4.5.7)式



(a) f'c60 未満



(b) f'c60 以上

図 4.6.47 最大耐力(実験値) / 曲げ終局強度(計算値) - せん断余裕度(計算値) 関係 (曲げ降伏先行型+せん断破壊型データ) せん断強度式は靱性指針 式(4.5.8)式

4.7 付着破壊型の評価式とその精度

4.7.1 検討概要

靱性保証型耐震設計指針^[4.7-1] (以下、靱性指針) および鉄筋コンクリート構造計算規準^[4.7-2] (以下、RC規準) において示されている付着に対する設計手法について、既往の実験で付着割裂破壊が生じた鉄筋コンクリート柱試験体 39 体のデータ^{[4.7-A1] - [4.7-A13]}を用いて検討した。検討は主として付着強度に対して行った。なお、強度の検討にあたっては、曲げ降伏後に付着破壊した試験体 (10 体) と付着破壊が先行した試験体 (29 体) に分類して行った。

4.7.2 収集データの特徴

本節で対象とする柱試験体 39 体について、主な特徴を以下に示す。

- ・柱断面はすべて正方形で、袖壁等の壁は取り付いていない。
- ・柱の主筋はすべて異形鉄筋である。せん断補強筋は異形鉄筋または丸鋼である。
- ・試験体のスケールは 1/10 から原寸大までに分布している。
- ・試験体はすべて両端固定形式で、逆対称荷重が生じるように加力されている。
- ・載荷履歴はすべて正負繰り返し載荷である。
- ・加力実験において、曲げ降伏後の付着割裂破壊 (10 体) または曲げ降伏に先行して付着割裂破壊 (29 体) が生じた。この分類は文献中の記述に従った。

柱試験体の主な特性値の一覧を表 4.7.1 に示し、主要な項目の頻度分布あるいは相関関係を図 4.7.1 から図 4.7.7 に示す。

表 4.7.1 付着割裂破壊した RC 柱試験体の特性値

	項目	範囲
材料	コンクリート圧縮強度	12.2 ~ 82.1 (N/mm ²)
	主筋降伏強度	329.0 ~ 965.3 (N/mm ²)
	せん断補強筋降伏強度	216.8 ~ 634.9 (N/mm ²)
形状, 配筋, 等	せん断スパン比	1.0 ~ 2.0
	引張鉄筋比	0.72 ~ 2.29 (%)
	主筋比 ¹⁾	1.37 ~ 3.96 (%)
	せん断補強筋比	0.11 ~ 1.79 (%)
	軸力比	0.0 ~ 0.5

1) 柱断面積に対する全主筋断面積の比

1) コンクリート圧縮強度

コンクリート圧縮強度の頻度分布を図 4.7.1 に示す。横軸の数値はそれぞれ区間下限値と区間上限値を示している (例えば, 20-30 であれば 20 以上 30 未満を示す)。これは他の頻度分布の図でも同様である。コンクリート圧縮強度は 12.2 N/mm² から 82.1 N/mm² の範囲に分布している。多くの試験体は 20 N/mm² から 30 N/mm² 程度の普通強度コンクリートを使用している。また, 13.5 N/mm² 未満の低強度コンクリートの試験体は 4 体, 60 N/mm² を超える高強度コンクリートの試験

体は8体である。

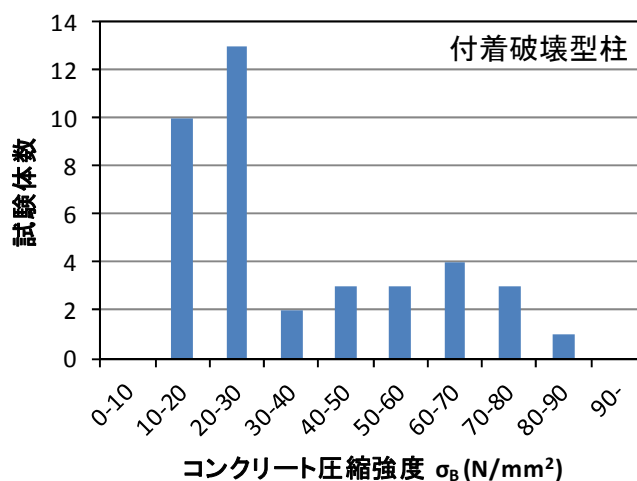


図 4.7.1 コンクリート圧縮強度

2) 主筋降伏強度

主筋降伏強度の頻度分布を図 4.7.2 に示す。主筋はすべて異形鉄筋である。主筋降伏強度は 329.0 N/mm² から 965.3 N/mm² の範囲に分布している。多くの試験体では 300 N/mm² から 400 N/mm² 程度のものが使用されている（鉄筋規格で言うと SD295 または SD345 が多い）。また、700 N/mm² 以上の高強度鉄筋を使用した試験体は 7 体である。

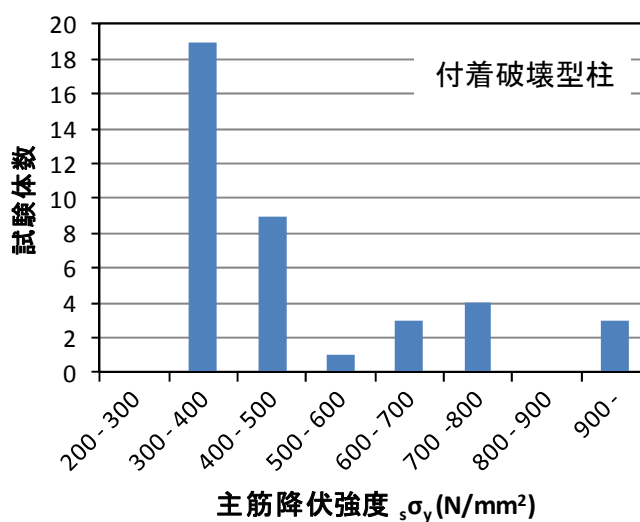


図 4.7.2 主筋降伏強度

3) コンクリート圧縮強度と主筋降伏強度の関係

コンクリート圧縮強度と主筋降伏強度の関係を図 4.7.3 に示す。図は曲げ降伏後に付着破壊した試験体と付着破壊が先行した試験体に分類して示している。両者は、普通強度材料同士の組み合わせ、または高強度材料同士の組み合わせが多い。

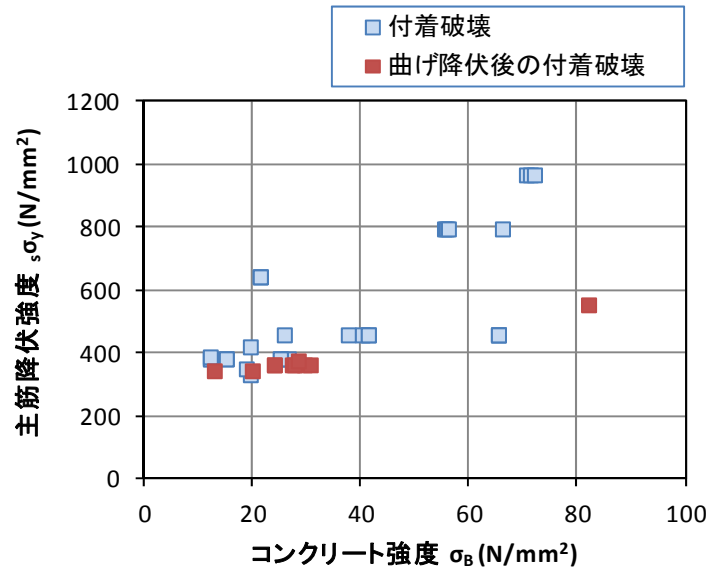


図 4.7.3 コンクリート圧縮強度と主筋降伏強度の関係

4) せん断補強筋降伏強度

せん断補強筋降伏強度の頻度分布を図 4.7.4 に示す。せん断補強筋は異形鉄筋または丸鋼である。せん断補強筋降伏強度は 216.8 N/mm² から 634.9 N/mm² の範囲に分布している。多くの試験体では 300 N/mm² から 400 N/mm² 程度のものが使用されている。また、700 N/mm² 以上の高強度鉄筋を使用した試験体も多く、17 体ある。

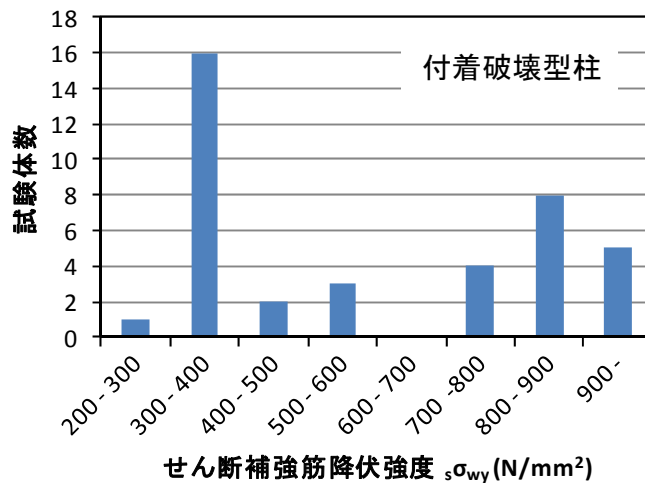


図 4.7.4 せん断補強筋降伏強度

5) 主筋比とせん断補強筋比の関係

主筋比 p_g とせん断補強筋比 p_w の関係を図 4.7.5 に示す。図中の点線は法規上の下限値 ($p_g=0.8\%$, $p_w=0.2\%$) を示す。設計ではこれらの下限値により配筋が決まる場合も多いと考えられるが、下限値に近い範囲の実験は少ない。特に主筋比は $0.8\% \leq p_g < 2.0\%$ の範囲の実験が少ないといえる。

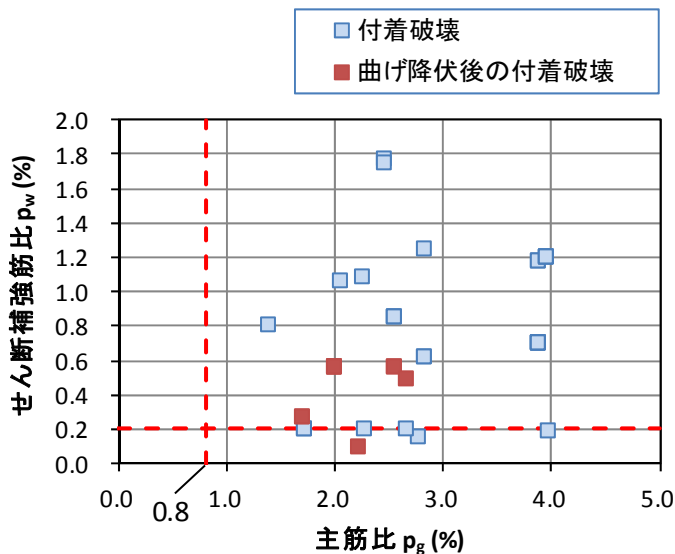


図 4.7.5 主筋比とせん断補強筋比の関係

6) せん断スパン比

せん断スパン比の頻度分布を図 4.7.6 に示す。せん断スパン比は 1.0 から 2.0 の範囲に分布している。多くの試験体は 1.5 から 2.0 程度となっている。せん断スパン比 2.5 以上の柱は含まれていないが、これは長柱になると曲げ破壊が生じやすくなり、付着割裂破壊は生じにくくなるためであると考えられる。

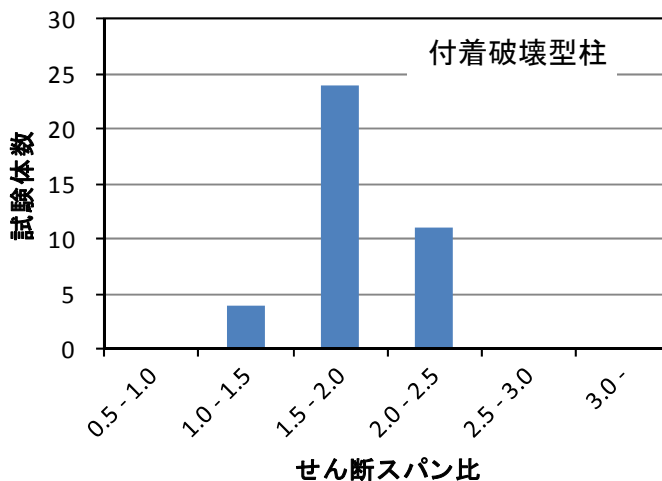


図 4.7.6 せん断スパン比

7) 軸力比

軸力比の頻度分布を図 4.7.7 に示す。軸力比は 0.0 から 0.5 の範囲に分布している。多くの試験体は、長期荷重による軸力比の上限値 0.33 以下となっている。高軸力を受ける柱の実験例は少ない。

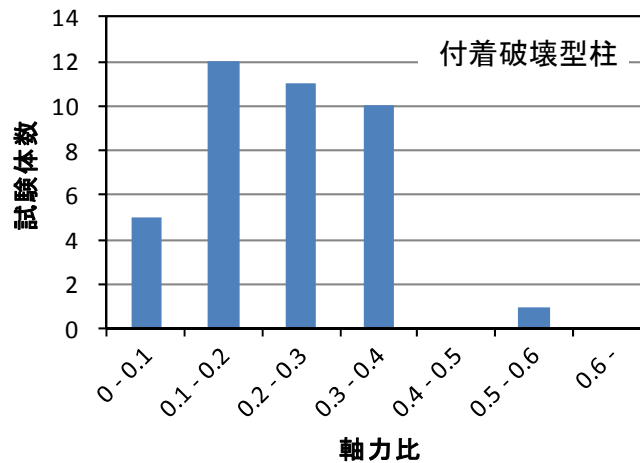


図 4.7.7 軸力比

4.7.3 靱性保証型耐震設計指針による付着強度

靱性指針^[4.7-1]における柱の付着に対する設計では、終局限界状態における主筋の設計用付着応力度 τ_f が付着信頼強度 τ_{bu} を下回る（付着強度の確保）を原則としている。また、多段配筋された部材では、付着強度の確認は、断面内で部材せい D の引張側・圧縮側それぞれ $D/4$ の範囲（図 4.7.8 の網掛け部分）に配筋されているすべての段の主筋について行うこととされている。

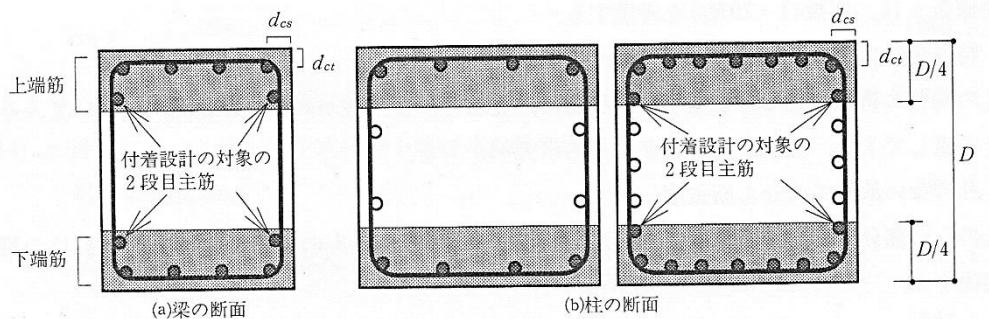


図 4.7.8 付着強度の確保の対象となる主筋^[4.7-1]

設計用付着応力度

$$\tau_f = d_b \cdot \Delta\sigma / \{4(L-d)\} \quad (4.7.1)$$

本節では、 $\Delta\sigma$ は降伏ヒンジを計画しない部材として、 $\Delta\sigma = 2\sigma_y$ とした。 σ_y は主筋の信頼強度算定用強度（本節では材料強度試験により求められた主筋の降伏強度）、 d_b は主筋径、 L は部材のクリアスパン長さ、 d は有効せいである。

付着信頼強度

柱の1段目主筋の付着信頼強度 τ_{bu} は、式(4.7.2)による。

$$\tau_{bu} = \alpha_t \left\{ (0.085b_i + 0.10) \sqrt{\sigma_B} + k_{st} \right\} \quad (4.7.2)$$

ここで、 α_t は上端筋に対する付着強度低減係数で次式による。

$$\alpha_t = \begin{cases} 0.75 + \sigma_B / 400 & (\text{梁の上端主筋}) \\ 1.0 & (\text{上記以外の主筋}) \end{cases} \quad (4.7.3)$$

本節は柱が対象であるので $\alpha_t = 1$ とした。

b_i は、割裂線長さ比で次式による。

$$b_i = \min(b_{si}, b_{ci}) \quad (4.7.4)$$

$$b_{si} = (b - N_1 \cdot d_b) / (N_1 \cdot d_b) \quad (4.7.5)$$

$$b_{ci} = \left\{ \sqrt{2}(d_{cs} + d_{ct}) - d_b \right\} / d_b \quad (4.7.6)$$

ここで、 b : 部材の幅、 N_1 : 1 段目主筋の本数、 d_{cs} : 主筋中心から側面までのかぶり厚さ、 d_{ct} : 主筋の中心から底面までのかぶり厚さ。

k_{st} は、横補強筋の効果で次式による。

$$k_{st} = \begin{cases} (54 + 45N_w / N_1)(b_{si} + 1)p_w & (b_{ci} \geq b_{si} \text{ のとき}) \\ 140A_w / (d_b s) & (b_{ci} < b_{si} \text{ のとき}) \end{cases} \quad (4.7.7)$$

ここで、 N_w : 1 組の横補強筋の足の数 (= $N_s + 2$)、 p_w : 横補強筋比、 A_w : 横補強筋 1 本の断面積、 s : 横補強筋間隔、 N_s : 中子筋の本数。

2 段目主筋の付着信頼強度 τ_{bu2} は、式(4.7.8)による。

$$\tau_{bu2} = \alpha_2 \cdot \alpha_t \left\{ (0.085b_{si2} + 0.10) \sqrt{\sigma_B} + k_{st2} \right\} \quad (4.7.8)$$

割裂線長さ比 b_{si2} および k_{st2} は、それぞれ次の式(4.7.9)および式 (4.7.10)による。

$$b_{si2} = (b - N_2 \cdot d_b) / (N_2 \cdot d_b) \quad (4.7.9)$$

$$k_{st2} = 99(b_{si2} + 1)p_w \quad (4.7.10)$$

ここで、 N_2 : 2 段目主筋の本数。

2 段目主筋に対する強度低減係数 α_2 は、1 段目および 2 段目の主筋に生じる付着力の関係から求めることが原則であるが、次式によってもよい。

$$\alpha_2 = 0.6 \quad (4.7.11)$$

本節では、 $\alpha_2 = 0.6$ とした。

付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度

付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度 V_{bu} は、式(4.7.12)と式(4.7.13)による値のうち最小値とする。

$$V_{bu} = T_x j_e + \left\{ v\sigma_B - \frac{2.5T_x}{\lambda b_e} \right\} \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (4.7.12)$$

$$V_{bu} = \frac{\lambda v\sigma_B}{2} b_e j_e \quad (4.7.13)$$

ここで、 T_x は部材単位長さあたりに負担できる付着力で、次式による。

$$\text{降伏ヒンジを計画しない部材} : T_x = \tau_{bu} \Sigma \psi_1 + \tau_{bu2} \Sigma \psi_2 \quad (4.7.14a)$$

$$\text{降伏ヒンジを計画する部材} : T_x = (1 - 10R_p) \{ \tau_{bu} \Sigma \psi_1 + \tau_{bu2} \Sigma \psi_2 \} \quad (4.7.14b)$$

ここで、 $\Sigma \psi_1$: 1 段目主筋の周長の合計、 $\Sigma \psi_2$: 2 段目主筋の周長の合計、

コンクリートの有効圧縮係数 v と終局限界状態でのヒンジ領域の回転角 R_p は靱性指針参照。

第4章 柱部材

本節においては、 T_x は降伏ヒンジを計画しない部材として計算し、2段目主筋については図4.7.8により検討対象となる場合にのみ考慮した。 ν は降伏ヒンジを計画しないときの有効係数 ν_0 として計算した。 R_p は降伏ヒンジを計画しない柱としてゼロとした。

靱性指針式による1段目主筋に対する付着余裕度 τ_{bu}/τ_f と最大耐力実験値/曲げ終局強度計算値の関係を図4.7.9に示す。曲げ終局強度計算値は多段配筋を考慮した略算式により求めた^[4.7-3]（以下の検討で同様）。図中の「付着破壊」は曲げ降伏に先行して付着割裂破壊が生じたことを示す。ここで、付着余裕度 τ_{bu}/τ_f が1以上であれば設計用付着応力度 τ_f が付着信頼強度 τ_{bu} を下回り、計算上は付着強度を確保できていることを示す。図4.7.9より、 $\tau_{bu}/\tau_f \geq 1$ の範囲では多くの試験体で曲げ降伏後に付着破壊しており、また最大耐力実験値が曲げ終局強度計算値を上回っている。ただし、曲げ降伏後に付着破壊した柱の中に1体のみ、例外的に縦軸の実験値/計算値が1を下回り0.8程度となっているものがある。この理由は不明であるが、論文中には曲げ破壊したことが明記されており、主筋は曲げ降伏したものと推察される。一方、 $\tau_{bu}/\tau_f < 1$ の範囲では縦軸の値と横軸の値は概ね比例関係にある。以上の傾向は靱性指針に示されたものと一致している。なお、例外的に τ_{bu}/τ_f が5以上の値を示している試験体（図中の点線丸内）は、1段目主筋が2本または3本と少なく、かつせん断補強筋比 p_w が1%以上という特徴があるが、このような柱は現実には少ないと考えられる。

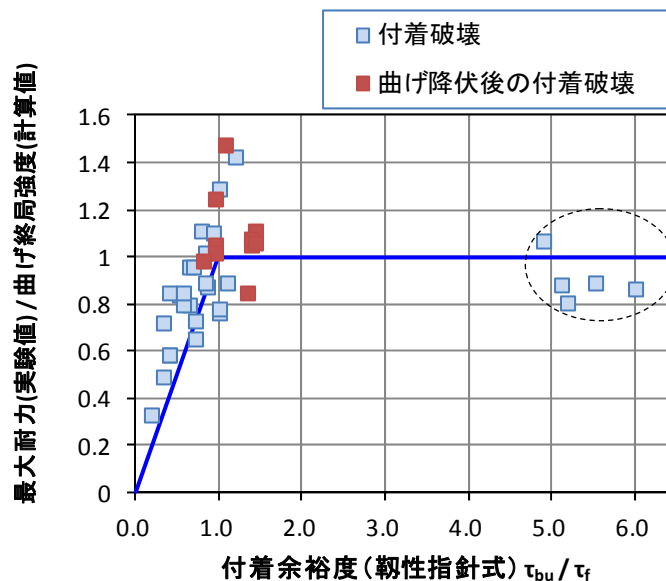


図 4.7.9 付着余裕度 τ_{bu}/τ_f （1段目主筋）と最大耐力実験値/曲げ終局強度計算値の関係

2段目主筋が存在する24体について、1段目主筋の τ_{bu} と2段目主筋の τ_{bu2} の関係を図4.7.10に示す。ただし、靱性指針において2段目主筋が評価対象となる試験体は図中の○印の中に示す8体のみである。2段目主筋が評価対象となる柱試験体の実験例は少ないといえる。更に、実験で2段目主筋の位置で付着割裂破壊したと記述されたものがなく、2段目主筋に対する付着強度は今後の検討課題であるといえる。図4.7.10より、多くの試験体では1段目 $\tau_{bu} < 2$ 段目 τ_{bu2} であるが、これらは1段目主筋の本数が2段目主筋の本数の2倍以上ある試験体である。一方、図4.7.10の

点線の○印で示した5体は1段目 $\tau_{bu} > 2$ 段目 τ_{bu2} であるが、これは図4.7.9で前述した1段目主筋が少ない試験体で、1段目主筋と2段目主筋の本数の差が少ない（1段目主筋は2本または3本、2段目主筋はすべて2本である）。このように1段目主筋量と2段目主筋量の比率により傾向に差が見られた。

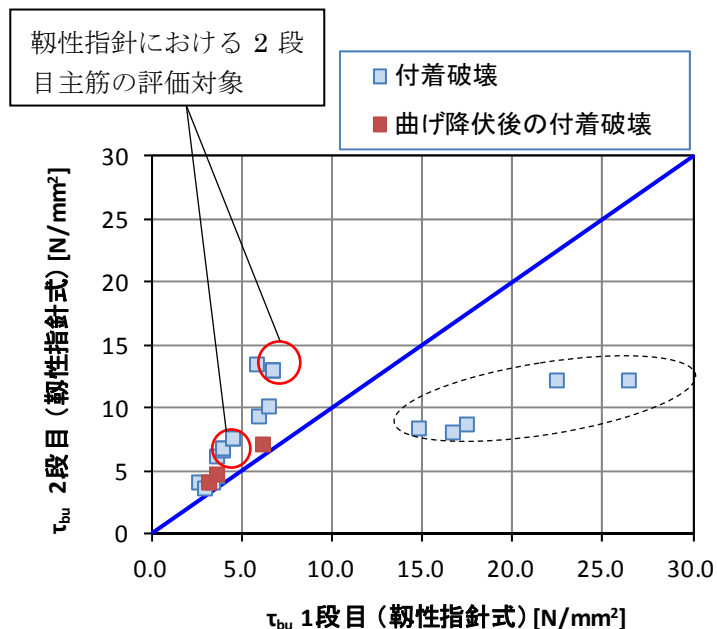


図 4.7.10 1 段目主筋の τ_{bu} と2 段目主筋の τ_{bu2} の関係

図 4.7.9 において付着信頼強度 τ_{bu} が設計用付着応力度 τ_f を下回った ($\tau_{bu}/\tau_f < 1$) 試験体 25 体について、付着破壊の影響を考慮したせん断強度 V_{bu} と最大耐力実験値の関係を図 4.7.11 に示す。両者は曲げ終局強度計算値で除して示している。靱性指針では、付着信頼強度 τ_{bu} が設計用付着応力度 τ_f を下回っても、せん断強度 V_{bu} が曲げ終局強度を上回れば、最大耐力実験値は曲げ終局強度を上回る（曲げ終局強度を発揮できる）とされているが、本節の試験体ではせん断強度 V_{bu} が曲げ終局強度を上回るケースは2つのみであり、確たる事は言えない。付着破壊の影響を考慮した柱のせん断強度 V_{bu} の検討には更なる実験データが必要と考えられる。

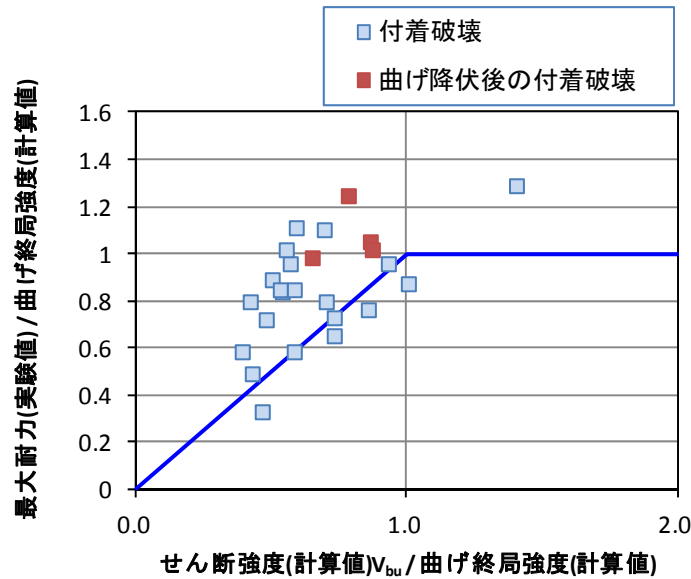


図 4.7.11 せん断強度 V_{bu} と最大耐力（実験値）の関係（ $\tau_{bu}/\tau_f < 1$ の試験体）

4.7.4 RC 規準における付着強度

RC 規準^[4.7-2]における付着の設計は、曲げ材の引張鉄筋ではスパン内において、付着検定断面から付着長さ l_d までの領域内での付着応力度の算定を行い、長期荷重に対する使用性確保、短期荷重に対する損傷制御、大地震動に対する安全性確保のための検討を行うこととされている。なお、本節で対象とする柱試験体の主筋は通し配筋されており、スパン途中でカットオフされる鉄筋はない。そこで、曲げ材の付着検定断面はスパン内で最大曲げモーメントとなる断面とした。

本節では、次の式(4.7.15)による大地震動に対する安全性確保のための検討を対象とした。

$$\tau_y = \frac{\sigma_y \cdot d_b}{4(l_d - d)} \leq K \cdot f_b \quad (4.7.15)$$

ここで、

$$K = 0.3 \left(\frac{C+W}{d_b} \right) + 0.4 \leq 2.5 \quad (4.7.16)$$

$$W = 80 \frac{A_{st}}{sN} \leq 2.5d_b \quad (4.7.17)$$

τ_y : 引張主筋の降伏時の平均付着応力度

d : 有効せい

l_d : 引張鉄筋の付着長さ。本節では $l_d =$ 柱内法長さとした（主筋はスパン内の通し配筋で、両端が曲げ降伏しないとした）。

σ_y : 付着検定断面位置における鉄筋の降伏強度。本節では材料強度試験による主筋の降伏強度とした。

f_b : 付着割裂の基準となる強度で、表 4.7.2 による。

K : 鉄筋配置と横補強筋による修正係数で、2.5 以下とする。

C : 付着検定断面位置における鉄筋間のあき、または最小かぶり厚さの 3 倍のうち小さい方の数値で、 $5d_b$ 以下とする。

- W : 付着割裂面を横切る横補強筋効果を表す換算長さで、 $2.5d_b$ 以下とする。
- A_{st} : 当該鉄筋列の想定される付着割裂面を横切る一組の横補強筋全断面積
- s : 一組の横補強筋（断面積 A_{st} ）の間隔
- N : 当該鉄筋列の想定される付着割裂面における鉄筋本数
- d_b : 曲げ補強鉄筋径で、異形鉄筋では呼び名の数値とする。

表 4.7.2 付着割裂の基準となる強度 f_b

	安全性確保のための検討	
	上端筋	その他の鉄筋
普通コンクリート	$0.8 \times \left(\frac{F_c}{40} + 0.9 \right)$	$\frac{F_c}{40} + 0.9$
軽量コンクリート	普通コンクリートに対する値の 0.8 倍	

- [注] 1) 上端筋とは、曲げ材にあってその鉄筋の下に 300 mm 以上のコンクリートコンクリートが打ち込まれる場合の水平鉄筋をいう。本節では柱が対象であるので、すべて「その他の鉄筋」とした。
- 2) F_c は鉄筋の設計基準強度(N/mm²)を表す。本節では材料強度試験によるコンクリート圧縮強度とした。
- 3) 多段配筋の 1 段目（断面外側）以外の鉄筋に対しては、上表の値に 0.6 を乗じる。

RC 規準式による 1 段目主筋に対する付着余裕度 $K \cdot f_b / \tau_y$ と最大耐力実験値／曲げ終局強度計算値の関係を図 4.7.12 に示す。全体的な傾向は靱性指針の場合（図 4.7.9）と同様であるが、RC 規準によれば付着余裕度が 1 以上の試験体が多くなるといえる。ただし、靱性指針に比べて、付着余裕度が 1 を超えても曲げ降伏に先行して付着割裂破壊する柱が多く、その場合には多くの柱で実験最大耐力が曲げ終局強度計算値を下回っていることに注意が必要である。

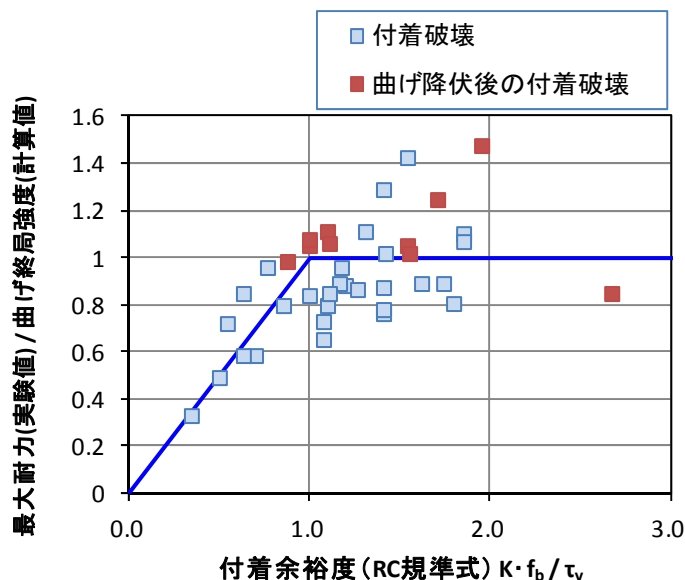


図 4.7.12 付着余裕度 $K \cdot f_b / \tau_y$ （1 段目主筋）と最大耐力実験値／曲げ終局強度計算値の関係

第4章 柱部材

2段目主筋が存在する24体について、1段目主筋の $K \cdot f_b$ と2段目主筋の $K \cdot f_b$ の関係を図4.7.13に示す。なお、RC基準では靱性指針のように2段目主筋の検討範囲は示されていないため、すべての2段目主筋が評価対象となる。図4.7.13によると、すべての試験体で2段目主筋の $K \cdot f_b$ が1段目主筋の $K \cdot f_b$ よりも小さく評価されている。これは靱性指針とは逆の傾向である。なお、RC規準では2段目主筋の付着割裂破壊の基準強度 f_b を1段目の0.6倍にしていることとしているが、この説明(RC規準のp.212)は1段目と2段目が同じ鉄筋量である場合を前提におき、柱では通常2段目主筋は1段目に比べてかなり少ないので、注意が必要と思われる。

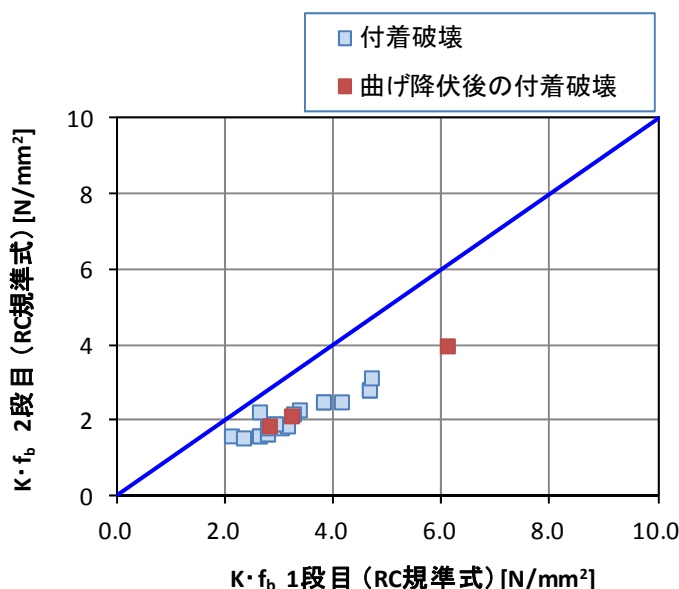


図4.7.13 1段目主筋の $K \cdot f_b$ と2段目主筋の $K \cdot f_b$ の関係

RC規準式による2段目主筋に対する付着余裕度 $K \cdot f_b / \tau_y$ と最大耐力実験値／曲げ終局強度計算値の関係を図4.7.14に示す。前述のように $K \cdot f_b$ は2段目<1段目であるので、全体的にプロットが左に寄っている。

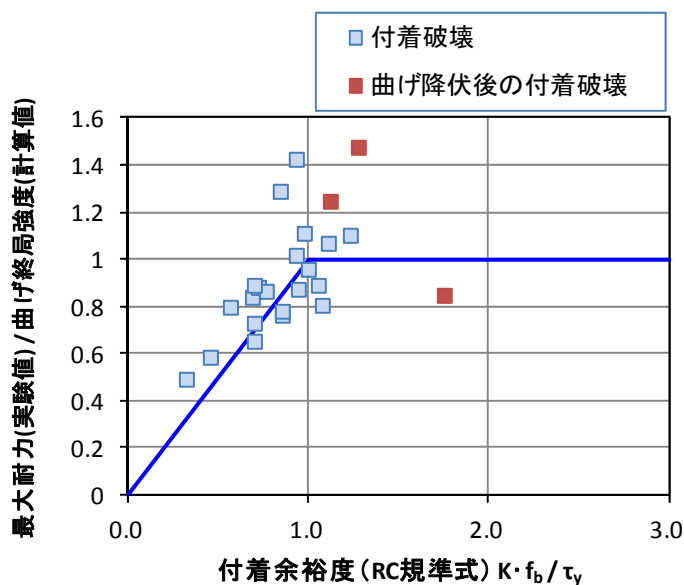


図4.7.14 付着余裕度 $K \cdot f_b / \tau_y$ (2段目主筋) と最大耐力実験値／曲げ終局強度計算値の関係

4.7.5 まとめ

付着割裂破壊が生じた鉄筋コンクリート柱試験体 39 体の実験データを用いて、既往の付着強度評価式との対応を検討した。本検討の範囲内で得られた知見を以下に示す。

- 1) 靱性指針式による1段目主筋に対する付着余裕度 τ_{bu}/τ_f と最大耐力実験値／曲げ終局強度計算値の関係について、 $\tau_{bu}/\tau_f \geq 1$ の範囲では多くの試験体で曲げ降伏後に付着破壊しており、また最大耐力実験値が曲げ終局強度計算値を上回っている。また、1段目主筋の τ_{bu} と2段目主筋の τ_{bu2} の関係を見ると、多くは1段目 $\tau_{bu} < 2$ 段目 τ_{bu} であり、これらは1段目主筋が2段目主筋よりも2倍以上の量がある試験体である。ただし、靱性指針において2段目主筋が評価対象となる柱試験体の実験データは非常に少ない。
- 2) RC 規準式による1段目主筋に対する付着余裕度 $K \cdot f_b/\tau_f$ と最大耐力実験値／曲げ終局強度計算値の関係では、全体的な傾向は靱性指針の場合と同様であるが、RC 規準によれば付着余裕度が1以上の試験体が靱性指針に比べて多くなる。なお、RC 規準式では付着余裕度が1を超えても、曲げ降伏に先行して付着割裂破壊する柱が多く、その場合には実験最大耐力が曲げ終局強度計算値を下回るケースが多いことに注意が必要である。1段目主筋の $K \cdot f_b$ と2段目主筋の $K \cdot f_b$ の関係を見ると、すべての試験体で2段目主筋の $K \cdot f_b$ が1段目主筋の $K \cdot f_b$ よりも小さく評価される。これは靱性指針とは逆の傾向である。
- 3) 柱の1段目主筋の付着強度については、上の1)、2)で示したように靱性指針およびRC 規準で示されている評価式で概ね適切に評価できると考えられる。一方、柱の2段目主筋の付着強度については実験データが少なく、今後の検討課題であるといえる。
- 4) 付着割裂破壊が生じた試験体の配筋の傾向を見ると、主筋比 p_g とせん断補強筋比 p_w の法規上 の下限値 ($p_g=0.8\%$, $p_w=0.2\%$) に近い配筋の実験が少ない。特に主筋比は $0.8\% \leq p_g < 2.0\%$ の範囲の実験が非常に少ない。設計ではこれらの下限値により配筋が決まる場合も多いと考えられるため、それらに対する実験データを増やすことが今後の課題であるといえる。

4.8 まとめ

一連の検証結果から以下の知見が得られた。

- 1) 実験データは、さらなる吟味が必要であると考えられる。特に試験方法などによっては、片側の破壊によって、実験データの荷重-変形関係が片側の破壊のみでデータが支配的にになってしまう場合があるため、曲げ降伏後の塑性変形を検討するデータとしては、平行機構を有するダブルカーバチャータイプの構造実験が必須となると考えられる。
- 2) 弾性剛性（実験値）は、試験体の内法寸法を用いて算定した場合の約0.7倍相当であった。これは、鉄筋コンクリート造柱部材自体（特に、主筋）が連続した構造物であるために、接合部領域の特性が実験においても含まれているためと考えられる。このような性状に対して、これまで剛域入り込みの概念を適用している。今後もこのような定義によって、構造設計時に架構全体の剛性を適切に評価する必要がある。
- 3) 曲げひび割れ強度およびせん断ひび割れ強度は、弾性剛性に比べ一定の評価精度を有していることが分かった。特にせん断ひび割れ強度は、変動係数が20%以下であった。
- 4) 曲げ終局強度は、軸力を伴う柱部材の場合では、軸力が作用しない梁部材に比べてばらつきが大きかった。また、軸力比により評価精度が影響しており、Preistlyらの研究に呼応する結果を示した。但し、さらなる評価精度を向上させる場合には、高軸力時には実験時の加力装置の摩擦係数に関する取り扱いなど、十分に実験環境を考慮して式の補正を図る必要があると考えられる。
- 5) 曲げ降伏後の変形性能に関しては、今後、データを曲げ降伏後のせん断破壊、曲げ降伏後の付着破壊、曲げ破壊などへの分類を行った上で議論する必要がある。
- 6) 技術基準解説書に示されているせん断強度式は、下限式および平均値式共に、設計式として十分な精度を有している。特に、平均値式においても実験値/計算値 <1.0 未満となるデータは5%未満であった。一方、靱性指針式については、式の精度向上のために断面もコア断面寸法を用いた算定を行うなど、実験データを精緻に評価することに適している。しかしながら、今回のように不特定多数の研究機関における構造実験データを集積し計算を行う場合に、細部のデータを用いることができなかった。その影響もあり、経験式である基準法式に比べ、ばらつきが大きい結果となった。しかし、靱性指針式はせん断破壊の破壊メカニズムに基づいた半理論式であり、変形性能を評価することが可能であるため、今後は一般的に使用されている特性値（例えば、せん断補強筋比など）を用いた式に簡略化について議論する必要がある。
- 7) 柱部材の変形性能については、軸力の載荷条件および高軸力時の破壊状況に対応した評価式の提案が必要であると考えられる。

4.9 参考文献

- [4-1] 青山博之, 平石久廣, 榊田佳寛, 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, 国土交通省建築研究所
- [4-2] 室田達郎, 青山博之, 平石久廣: NewRC プロジェクトの経緯および概要, コンクリート工学, 6-10, 1994
- [4-3] 東洋一: 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1・全体計画とその経過), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系 48(構造), 1413-1414, 1973.10
- [4-4] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1997
- [4-5] 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 許容応力度設計法(1999), 日本建築学会, 1999
- [4-6] 平成 22 年度建築基準整備促進事業 調査事項 2 7-1 長周期地震動に対する鉄筋コンクリート造報告書, 国土交通省, 2011.4
- [4-7] 石川裕次, 田邊裕介, 宮内靖昌, 木村秀樹, 前田匡樹, 福山洋: 多数回繰り返し外力を受ける鉄筋コンクリート造柱の耐震性能(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2011.8
- [4-8] 石川裕次, 木村秀樹: 高軸力が作用する高強度 RC 柱部材の平面保持仮定成立の限界点, 日本建築学会構造系論文集, No.595, pp.87-91, 2005.9
- [4-9] 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会: 2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2007
- [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 2010, 2010
- [4-11] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1991, 1991
- [4-12] M.J.N,Priestly, R.Park: Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading, ACI Structural Journal, pp61-76, January-February, 1987
- [4-13] 菅野俊介: 鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究 - 曲げ降伏する梁, 柱および無開口耐震壁の強度と剛性に関する実験的研究 -, コンクリートジャーナル, Vol.11, No.2, pp.1-9, 1973.2

4.10 試験体の引用文献

せん断破壊型

- [4-F1] 吉岡研三, 岡田恒男, 武田寿一: 鉄筋コンクリート柱の変形性能向上に関する研究: 第1報主筋配置・せん断補強筋形状の影響について, 日本建築学会論文報告集, No.279, pp.53-63, 1979.5
- [4-F2] 六車熙, 渡辺史夫: 鉄筋コンクリート柱の剪断力伝達機構に及ぼす帯筋降伏強度の影響について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.1, pp.333-336, 1979
- [4-F3] 小倉弘一郎, 田中礼治, 大芳賀義喜, 佐藤利幸: SD50を主筋として用いたはり, 柱部材の強度および変形, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.2, pp.293-296, 1980.5
- [4-F4] 荒川卓, 藤田豊: 繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の変形性能に及ぼすせん断補強筋の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.2, pp.4.67-460, 1980.5
- [4-F5] 井上範夫: 繰返し曲げせん断力を受ける鉄筋コンクリート柱の3次元FEM解析—有限要素法による鉄筋コンクリート部材の3次元弾塑性解析—, 日本建築学会論文報告集, No.341, pp.1-10, 1984.7
- [4-F6] 村上雅英, 今井弘: エポキシ樹脂注入工法で補修したRC柱の弾塑性性状に関する実験的研究, 構造工学論文集, pp.143-152, 1984.2
- [4-F7] 平石久廣, 川嶋俊一, 佐藤彰芳, 狩野芳一: 鉄筋コンクリート造腰壁付柱に設けたスリットの効果に関する研究, 日本建築学会論文報告集, pp.83-92, 1986.4
- [4-F8] 六車熙, 渡辺史夫, 近藤実: 水平力を受ける1層1スパン架構中のRC柱のせん断抵抗挙動に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.8, pp.825-828, 1986.6
- [4-F9] 福澤栄治, 磯崎浩, 高橋元美: 柱の変動軸力を考慮したRC造骨組の弾塑性解析 その1 解析法と芯筋柱の構造実験解析, 日本建築学会構造系論文集, No.372, pp.31-44, 1987.2
- [4-F10] 周小真, 佐藤稔雄, 小野新, 清水泰: 高軸力下での鉄筋コンクリート造短柱の耐震性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vo.9.No.2, pp139-144, 1987.6
- [4-F11] 菅野俊介, 長嶋俊雄, 木村秀樹, 田村彰男: 高強度横補強筋を用いた高強度コンクリート柱および梁の実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol10.No.3, pp.227-232, 1988
- [4-F12] 荒川卓, 賀明玄, 荒井康幸, 溝口光男: らせん鉄筋柱のせん断抵抗性状について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol10.No.3, pp.577-582, 1988
- [4-F13] 田村裕之, 南宏一: 変動圧縮力とくり返し曲げ・せん断を受ける壁柱の弾塑性性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol10.No.3, pp.589-594, 1988
- [4-F14] 両角昌公, 高幣喜文, 北野勝康: 逆打コンクリート用混和材の開発とその効果, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.11.No.1, pp.711-716.1989
- [4-F15] 上原広, 南宏一: 繰返し2方向曲げ・せん断を受ける鉄筋コンクリート柱の弾塑性性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.11.No.2, pp.223-228.1989
- [4-F16] 磯健一, 柳沢延房: 高軸力下における鉄筋コンクリート短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.11.No.2, pp.465-470.1989

- [4-F17] 谷資信, 村本道哉, 曾田五月也: 高軸力を受ける細長い鉄筋コンクリート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.11.No.2, pp.489-494.1989
- [4-F18] 小野新, 白井伸明, 安達洋, 坂楨義夫: 変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の弾塑性性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.11.No.2, pp.495-500.1989
- [4-F19] 平石久廣, 稲井栄一, 板倉康久, 高崎哲哉, 石渡康弘, 川島俊一, 勅使川原正臣: 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集, No.410, pp.27-39, 1990.4
- [4-F20] 平石久廣, 稲井栄一, 仲地唯治, 川島俊一, 勅使川原正臣: 高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造建物における壁柱の曲げ降伏後の靱性に関する実験的研究, 本建築学会構造系論文集, No.410, pp.41-52, 1990.4
- [4-F21] 塚本尚由, 中澤淳, 倉本洋, 南宏一: 13000 キロ級の高強度せん断補強筋を用いた RC 柱の終局せん断耐力, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12.No.2, pp.369-374, 1990.6
- [4-F22] 倉本洋, 南宏一: 高主筋量を有する RC 柱の耐力と靱性に及ぼす X 形配筋の効果, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12.No.2, pp.387-392, 1990.6
- [4-F23] 角陸純一: 重ね継手を有する高強度鉄筋コンクリート柱部材の構造特性に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12.No.2, pp.399-404, 1990.6
- [4-F24] 金田和浩, 黒羽健嗣: 高軸力を受ける高強度 RC 柱の弾塑性性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12.No.2, pp.411-416, 1990.6
- [4-F25] 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, 1990.6
- [4-F26] 境有紀, 日比純一, 小谷俊介, 青山博之: 高強度コンクリートを用いた RC 柱の曲げ変形性能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.44.6-4.60, 1990.6
- [4-F27] 小川淳二, 阿部良洋, 星道夫, 生田真大: 二軸曲げを受ける鉄筋コンクリート柱の挙動と損傷度, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12.No.2, pp.461-4.6.7, 1990.6
- [4-F28] 西山峰広, 藤村孝暢, 渡辺史夫, 六車熙: 高強度コンクリートと横拘束筋を用いた鉄筋コンクリート柱の力学性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13.No.2, pp.409-414, 1991
- [4-F29] 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
- [4-F30] 藤原敏夫, 狩野芳一, 寺岡勝, 佐々木聡: 高強度コンクリートを用いた RC 短柱の力学性状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.433-438, 1991
- [4-F31] 溝口光男, 荒川卓, 荒井康幸: 二軸曲げせん断力と変動軸力を受ける高強度 RC 柱の強度性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13.No.2, pp.4.67-462, 1991

第4章 柱部材

- [4-F32] 池田尚治, 山口隆裕, 鶴澤哲史: 鉄筋コンクリート柱の地震時挙動と耐震設計の評価, コンクリート工学論文集, Vol.2.No.1, pp.105-114, 1991.1
- [4-F33] 金久保利之, 園部泰寿: 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, 日本建築学会構造系論文報告集, No.441, pp.63-72, 1992.11
- [4-F34] 板倉康久, 安居功二, 張富明, 益尾潔: 高強度コンクリートと高強度せん断補強筋を用いた RC 柱のせん断耐力と変形性能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.291-296, 1992.5
- [4-F35] 岡西努, 林静雄, 香取慶一, 東健二: 高軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する考察, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14.No.2, pp.297-300, 1992.5
- [4-F36] 日比純一, 小谷俊介, 青山博之: 高強度コンクリートを用いた RC 柱の変形性能に及ぼす軸力の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14.No.2, pp.307-312, 1992.5
- [4-F37] 小林努, 山口輝彰, 日比野孝一, 今井弘: せん断力を受ける PCa 柱の力学的性状に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14.No.2, pp.475-480, 1992.5
- [4-F38] 丸田誠, 別所佐登志, 今井弘: 高強度材料を用いた高層 RC 柱の弾塑性挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14.No.2, pp.523-528, 1992.5
- [4-F39] 加藤大介, 菊池政智: 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, 1992.5
- [4-F40] 中岡章郎, 入江貴弘, 河本純, 益尾潔: 曲げ降伏型鉄筋コンクリート部材の変形性能に及ぼすせん断補強筋の加工形式の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14.No.2, pp.937-942, 1992.5
- [4-F41] 平石久廣, 村田義行, 上之菌隆志, 菓研地彰: 二方向変形を受ける鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の構造型状, 日本建築学会構造系論文報告集, No.4.64, pp.115-125, 1993.12
- [4-F42] 菴啓民, 田中礼治, 野口博: ガス圧接継手が RC 柱の力学的性状に及ぼす影響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.15.No.2, pp.229-234, 1993
- [4-F43] 岡西努, 林静雄, 香取慶一: 高軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の曲げ降伏後の限界変形に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15.No.2, pp.519-524, 1993
- [4-F44] 磯雅人, 山本俊彦, 大滝健: 載荷履歴を受けた鉄筋コンクリート柱の曲げせん断性状に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15.No.2, pp.525-530, 1993
- [4-F45] 美原義徳, 松森泰造, 小谷俊介, 青山博之: プレキャスト鉄筋コンクリート造柱部材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.15.No.2, pp.653-658, 1993
- [4-F46] 松本智夫, 西原寛, 近藤修一, 鈴木英之: プレキャスト RC 柱部材の変形性能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.15.No.2, pp.659-664, 1993
- [4-F47] 飯塚正義, 八木敏行, 益尾潔: プレキャスト鉄筋コンクリート構造柱の水平加力実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15.No.2, pp.665-670, 1993
- [4-F48] 小田稔, 岡本直, 山中久幸, 浅倉晃: アラミド繊維巻付けによる既存 RC 柱のせん断補強, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15.No.2, pp.775-760, 1993

- [4-F49] 岡西努, 香取慶一, 林静雄, 黒正清治: 高軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文報告集, No.461, pp.65-74, 1994.7
- [4-F50] 槇谷栄次, Mai WANG, 小曾根茂雄, 謝爽: 高強度鉄筋用機械継手を有する PCa 部材の力学的挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol.40B, pp.303-313, 194.3
- [4-F51] 山川哲雄, 伊良波繁雄, 玉城康哉, 太田達見: 電食試験により腐食した RC 柱の耐震性能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.1, pp.805-810, 1994
- [4-F52] 小澤健一, 槇谷栄次, 高実子光, 小曾根茂雄: モルタル充填式スリーブ継手を用いた PCa 部材の耐震性能に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16.No.2, pp.301-306, 1994
- [4-F53] 本多良政, 加藤大介: 主筋の座屈挙動に着目した変動軸力を受ける RC 柱の静加力実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16.No.2, pp.4.65-460, 1994
- [4-F54] 張愛暉, 別所佐登志, 加藤友康, 山本孝一: 高強度鉄筋 USD685 を用いた高層 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.16.No.2, pp.617-622, 1994
- [4-F55] 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
- [4-F56] 津村浩三, 斉藤千紀, 芳村学, 堀越英夫: 1 方向及び 2 方向水平力を受ける外殻 PCa 柱に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16.No.2, pp.769-774, 1994
- [4-F57] 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
- [4-F58] 木村秀樹, 菅野俊介, 長嶋俊雄: 高軸力下における超高強度コンクリートを用いた RC 柱の力学性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16.No.2, pp.871-876, 1994
- [4-F59] 細矢博, 安倍勇, 岡田恒男, 北川良和: 鉄筋コンクリート部材の耐力と破壊性状に及ぼすひずみ速度の影響に関する研究—せん断破壊型柱部材の静的および動的的水平加力実験—, コンクリート工学論文集, Vol.5.No.1, pp.39-49, 1994.1
- [4-F60] レハノ・ベルナルド, 安達洋, 白井伸明, 中西三和: 高軸力及び変動軸力を受ける鉄筋コンクリート造柱の変形性状 DEFORMATION CHARACTERISTICS OF RC COLUMNS SUBJECTED TO HIGH AND FLUCTUATING AXIAL LOAD, 日本建築学会構造系論文集, No.467, pp.93-104, 1995.1
- [4-F61] 中山耕一, 山川哲雄, 伊良波繁雄, 枇杷田篤: 電食試験により腐食した RC 柱の弾塑性挙動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.17.No.1, pp.838-888, 1995
- [4-F62] 菊田繁美, 千葉脩: プレキャスト鉄筋コンクリート造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.17.No.2, pp.249-254, 1995
- [4-F63] 中田浩之, 林芳尚, 鈴木計夫, 中塚侑: 鋼管スリーブによるグラウト充填式継手を有する PCa 柱の力学特性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17.No.2, pp.261-266, 1995

第4章 柱部材

- [4-F64] 加藤大介, 鈴木広孝, 本多良政: 主筋の座屈挙動に着目した変動軸力を受ける高強度 RC 柱の静加力実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17.No.2, pp.351-356, 1995
- [4-F65] 大久保全陸, 江島大介, 松岡忠生: 柱脚ヒンジ領域に機械式鉄筋継手を設けた RC 柱の曲げ降伏後の強度変形性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17.No.2, pp.363-368, 1995
- [4-F66] 小室努, 佐藤哲治, 田中仁史, R. Park: 強度の異なる軸鉄筋比をもつ高強度コンクリート柱, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17.No.2, pp.441-446, 1995
- [4-F67] 亘正剛, 中沢淳, 桑田裕次, 南宏一: 13000kgf/cm² 級の高強度せん断補強筋を用いた RC 壁柱のせん断耐力, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17.No.2, pp.405-410, 1995
- [4-F68] 管野貴浩, 石橋忠良, 堀江雅直: 高密度配筋 RC 柱の靱性評価に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17.No.2, pp.435-440, 1995
- [4-F69] 知念秀起, 山川哲雄, 藤崎忠志: 格子状 FRP 筋を帯筋に用いた RC 柱の弾塑性挙動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.17.No.2, pp.995-1000, 1995
- [4-F70] 濱田真, 吉松賢二, 石橋久義, 堀江啓: 超高強度材料を使用した RC 柱に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18.No.2, pp.893-898, 1996.7
- [4-F71] 張愛暉, 青木雅, 町田興弘, 吉岡智和: 高強度材料を用いた 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.18.No.2, pp.899-904, 1996.7
- [4-F72] 芝讓, 松田壮史, 遠藤健太郎, 加藤大介: 変形軸力と斜め横力を受ける RC 柱の靱性能評価実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18.No.2, pp.905-910, 1996.7
- [4-F73] 横井謙二, 藤井学, 安田扶律, 幸左賢二: 損傷を受けた橋脚の補強効果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.18.No.2, pp.137-142, 1996.7
- [4-F74] 片岡隆広, 松崎育弘, 福山洋, 橋本一郎: シート状連続繊維によりせん断補強された RC 柱の構造性能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.18.No.2, pp.1463-1468, 1996.7
- [4-F75] 細矢博, 岡田恒男, 北川良和, 中埜良昭, 隈澤文俊: 地震時のひずみ速度の影響による鉄筋コンクリート部材の耐力の増大と破壊モードとの関係に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.76, No.492, pp.69-77, 1997.2
- [4-F76] 堀田久人, 滝口克己: 高軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の曲げ靱性改善手法に関する一提案, 日本建築学会構造系論文集, Vol.76, No.495, pp.115-119, 1997.5
- [4-F77] 林田則光, 松崎育弘, 石橋久義, 南尚吾: 鉄筋コンクリート柱の靱性と残存軸耐力に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.43, pp.221-226, 1997.3
- [4-F78] 白都滋: 帯筋の端部定着形状に 90°フックを使用した鉄筋コンクリート造柱の高速載荷実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19.No.2, pp.309-314, 1997.7
- [4-F79] 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, 1997.7
- [4-F80] 鈴木顕彰, 三島徹也, 佐藤勉, 渡辺史朋: 高強度材料を用いた柱部材の変形性能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.20.No.3, pp.265-270, 1998

- [4-F81] 鎌田則夫, 中山弥巢夫, 石橋忠良, 中澤淳: 高強度帯鉄筋を用いた RC 柱の変形性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20.No.3, pp.271-276, 1998
- [4-F82] 北田朋子, 田才晃: 曲げ柱の地震後の残存軸耐力と損傷修復性に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20.No.3, pp.433-438, 1998
- [4-F83] 津村浩三, 芳村学: せん断破壊型 RC 柱の 3 方向加力実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20.No.3, pp.463-468, 1998
- [4-F84] 木村秀樹, 石川裕次, 角彰, 松本竹史: 高強度コンクリートを用いた RC 壁柱の地震時挙動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.20.No.3, pp.481-486, 1998
- [4-F85] 大野義照, 宮本芳樹: 鉄筋コンクリート柱の力学的性状におよぼす帯筋フック形状の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20.No.3, pp.493-498, 1998
- [4-F86] 藤田将輝, 松崎育弘, 中野克彦, 阿瀬正明: 高軸力を受けるモルタル充填式鉄筋継手を有したプレキャスト柱部材の構造特性に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20.No.3, pp.601-606, 1998
- [4-F87] 田中寿志, 岡本大, 瀧口将志, 佐藤勉: RC 柱の変形性能と損傷レベル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.20.No.3, pp.1045-1050, 1998
- [4-F88] 小林将志, 松田芳範, 海原卓也, 鎌田則夫: 形鋼を棒鋼で接合し補強した RC 柱の交番載荷実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20.No.3, pp.1099-1104, 1998
- [4-F89] 仲鵬, 山川哲雄: 鋼板巻きで耐震補強した RC 柱の耐震性能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.20.No.3, pp.1123-1128, 1998
- [4-F90] 堀田久人, 脇本健太郎, 滝口克己: 鋼板巻きで耐震補強した RC 柱の耐震性能に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, No.523, pp.111-116, 1999.9
- [4-F91] 近藤眞生, 三島徹也, 下野一行, 佐藤勉: 高強度材料を用いた RC 部材の変形性能評価方法の検討, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21.No.3, pp.217-222, 1999
- [4-F92] 早野博幸, 石川雄康, 栩木隆, 岡本享久: 高性能軽量骨材を用いた鉄筋コンクリート柱の曲げせん断性状に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21.No.3, pp.607-612, 1999
- [4-F93] 増田安彦, 杉本訓祥, 吉岡研三, 江戸宏彰: 外殻プレキャストを用いた RC 柱の力学性状に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21.No.3, pp.799-804, 1999
- [4-F94] 筏井文隆, 小林克巳, 阿瀬正明, 虻川真大: モルタル充填式継手を用いた PCa 柱主筋の付着性状に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21.No.3, pp.805-810, 1999
- [4-F95] 小林将志, 石橋忠良, 小林薫: 帯鉄筋の形状を変化させた RC 柱の交番載荷実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21.No.3, pp.1165-1170, 1999
- [4-F96] 三田村浩, 吉田紘一, 佐藤昌志, 岸徳光: 実規模二径間連続桁模型を用いた RC 橋脚の荷重-変位特性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21.No.3, pp.1207-1212, 1999
- [4-F97] 津吉毅, 小林将志, 石橋忠良: 正負交番載荷を受ける RC 柱の損傷状況, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21.No.3, pp.1213-1218, 1999

第4章 柱部材

- [4-F98] 田附伸一, 小林将志, 津吉毅, 石橋忠良: 帯鉄筋を柱外周に配置した RC 柱の交番載荷試験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21.No.3, pp.1333-1338, 1999
- [4-F99] 飯星力, 福山洋, 松本佳也, 阿部信一: ポリアセタール繊維による RC 柱の耐震補強効果, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21.No.3, pp.1471-1476, 1999
- [4-F100] 笠原美幸, 松崎育弘, 中野克彦, 福山洋: 高靱性型セメント系複合材料を用いた柱部材の構造性能に関する実験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.22.No.3, pp.385-390, 2000
- [4-F101] 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集, Vol.22.No.3, pp.943-948, 2000
- [4-F102] 細矢博, 浅野芳伸, 小河義郎, 今井弘: 外殻 PCa を用いた鉄筋コンクリート柱の構造特性と最大耐力, 日本建築学会構造系論文集, No.554, pp.117-124, 2001.6
- [4-F103] 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集, Vol.23.No.3, pp.211-216, 2001
- [4-F104] 立松伸博, 大野義照: 鉄筋コンクリート柱の曲げ破壊性状に及ぼす帯筋端部形状の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.23.No.3, pp.241-246, 2001
- [4-F105] 文野正裕, 永山憲二, 前田匡樹, 田才晃: RC 柱の損傷状態に基づく残余耐震性能の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.23.No.3, pp.259-264, 2001
- [4-F106] 岡本大, 佐藤勉, 吉田幸司, 黒岩俊之: 高強度材料を用いた RC 部材の変形性能について, コンクリート工学年次論文集, Vol.23.No.3, pp.781-786, 2001
- [4-F107] 菊田繁美, 千葉脩, 羽鳥敏明: 超高強度材料を用いた鋼板巻き RC 柱部材に関する実験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23.No.3, pp.787-792, 2001
- [4-F108] 小室努, 渡辺英義, 是永健好, 川端一三: 150MPa 超高強度コンクリートを用いた RC 柱の耐震性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.24.No.2, pp.277-282, 2002
- [4-F109] 丸田誠, 木村暁子: 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱の曲げせん断実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.24.No.2, pp.283-288, 2002
- [4-F110] 渡辺英義, 是永健好, 中野克彦, 松崎育弘: 曲げ降伏後にせん断破壊する RC 柱の靱性評価に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, No.572, pp.155-162, 2003.10
- [4-F111] 高稻宣和, 芳村学, 中村孝也: 鉄筋コンクリート柱の崩壊変形に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.573, pp.153-160, 2003.11
- [4-F112] 小坂英生, 渡辺英義, 小室努, 川端一三: 超高強度コンクリートを用いた RC 柱の高軸力下の構造性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.25.No.2, pp.223-228, 2003
- [4-F113] 崔正龍, 大芳賀義喜, 北辻雅文, 田中礼治: 都市ごみ溶融スラグを骨材として用いた鉄筋コンクリート柱の曲げせん断実験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25.No.2, pp.271-276, 2003
- [4-F114] 仁科誠治, 大野義照, 岸本一蔵, 中川隆夫: 鉄筋コンクリート柱の曲げ変形性能に及ぼす帯筋端部加工形状の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.25.No.2, pp.307-312, 2003

- [4-F115] 前田博之, 鹿野仁史, 中野克彦, 松崎育弘: 超高強度コンクリート(150MPa 級)柱部材の構造性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25.No.2, pp.325-330, 2003
- [4-F116] 田中康介, 康大彦, 西川和明, 前田匡樹: 震災鉄筋コンクリート造建築物の残存耐震性能評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.25.No.2, pp.1225-1230, 2003
- [4-F117] 杉田清隆, 睦好宏史, Govind Raj Pandey, 内堀洋紀: 鉄筋の付着を制御した RC 部材の靱性改善に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25.No.2, pp.1411-1416, 2003
- [4-F118] 高稲宣和, 芳村学, 石神誠一: 曲げ降伏後せん断破壊する鉄筋コンクリート柱の崩壊に関する研究, 日本建築学会構造論文集, No.583, pp.91-98, 2004
- [4-F119] 石川裕次, 木村秀樹, 山本正幸: 高強度材料を用いた部材の引張軸力時の復元力特性に関する研究, 構造工学論文集, Vol.50B, pp.47-58, 2004.3
- [4-F120] 花井伸明, 市之瀬敏勝, 梅村恒, 野田聡: 載荷履歴と配筋が RC 柱の耐力低下に及ぼす影響に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26.No.2, pp.175-180, 2004
- [4-F121] 金子貴司, 田上淳, 丸田誠, 鈴木紀雄: 鉄筋コンクリート柱部材の挙動に及ぼすひずみ速度の影響に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26.No.2, pp.241-246, 2004
- [4-F122] 奥田将人, 鹿野仁史, 中野克彦, 松崎育弘: 150MPa 級のコンクリートを用いた RC 柱部材の構造性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26.No.2, pp.283-288, 2004
- [4-F123] 菊田繁美, 千葉脩, 羽鳥敏明, 飯塚信一: 超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱に関する実験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26.No.2, pp.781-786, 2004
- [4-F124] 杉本訓祥: 鉄筋コンクリート造柱部材のせん断非線形性状評価手法の実験的検証, 日本建築学会構造系論文集, No.592, pp.137-144, 2005.6
- [4-F125] 花井伸明, 梅村恒, 市之瀬敏勝: 曲げ降伏後にせん断破壊する RC 柱の耐力低下に影響する因子, 日本建築学会構造系論文集, No.593, pp.129-136, 2005.7
- [4-F126] 石川裕次, 木村秀樹: 高軸力が作用する高強度 RC 柱部材の最大耐力時変形, 日本建築学会構造系論文集, No.593, pp.441-447, 2005
- [4-F127] 安富陽子, 河野進, 下澤正道, 渡邊史夫: 一定軸力を受ける RC 柱の残留ひび割れの定量化, コンクリート工学年次論文集, Vol.27.No.2, pp.259-264, 2005
- [4-F128] 杉本訓祥, 増田安彦, 津田和明, 江戸宏彰: 超高強度コンクリートを使用した RC 造柱部材の曲げ性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.27.No.2, pp.667-672, 2005
- [4-F129] 木村秀樹, 石川裕次, 上林厚志, 高津比呂人: 超高強度鋼繊維コンクリートを用いた RC 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集, Vol.27.No.2, pp.685-690, 2005
- [4-F130] 松本智夫, 西原寛: 超高強度材料を用いた RC 柱部材の曲げ性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.28.No.2, pp.14.6-150, 2006

第4章 柱部材

- [4-F131] 近藤祐輔, 今井弘, 細矢博: 高強度材料を用いたプレキャスト柱の構造性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.28.No.2, pp.175-180, 2006
- [4-F132] 山崎和宏, 田才晃: 鉄筋コンクリート造柱の軸力支持限界と耐震診断基準値, コンクリート工学年次論文集, Vol.28.No.2, pp.181-186, 2006
- [4-F133] 佐藤幸博, 佐々木仁, 高森直樹, 寺岡勝: 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, コンクリート工学年次論文集, Vol.28.No.2, pp.625-630, 2006
- [4-F134] 木下拓也, 福原実苗, 中澤淳, 南宏一: 高強度せん断補強筋を用いた RC 柱の曲げ破壊性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.28.No.2, pp.74.6-750, 2006
- [4-F135] 松本智夫, 西原寛: 一方向入力を想定した偏平柱の構造性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30.No.3, pp.103-108, 2008.7
- [4-F136] 小室努, 今井和正, 是永健好, 渡邊史夫: 超高強度鉄筋コンクリート柱の長期圧縮特性に関する考察, コンクリート工学年次論文集, Vol.30.No.3, pp.223-228, 2008.7
- [4-F137] 内田悟史, 幸左賢二, 二井伸一, 志村敦: FEM 解析を用いた壁式橋脚正負交番実験の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.30.No.3, pp.931-936, 2008.7
- [4-F138] 菊田繁美, 斉藤大樹, 福山洋, 向井智久: 多数繰り返し変形を受ける高強度鉄筋コンクリート柱に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31.No.2, pp.103-108, 2009
- [4-F139] 竹中啓之, 菊田繁美, 菊田繁美, 濱田聡, 和泉信之: 超高強度コンクリートを用いた柱とその柱脚部に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31.No.2, pp.571-576, 2009
- [4-F140] 宮内克之, 秋田政人, 下枝博之, 黒石吉孝: 乾式吹付け工法を用いた RC 橋脚の曲げ耐力向上型補強, コンクリート工学年次論文集, Vol.31.No.2, pp.973-978, 2009
- [4-F141] 橘高将義, 谷昌典, 孫玉平, 藤永隆: 超高強度鉄筋を主筋に用いた RC 柱部材の曲げせん断性状に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.32.No.2, pp.79-84, 2010.6
- [4-F142] 仲井士門, 橘高将義, 谷昌典, 孫玉平: 主筋比及び軸力比が超高強度鉄筋を主筋に用いた RC 柱の耐震性能に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.33.No.2, pp.157-162, 2011.7
- [4-F143] 南口真一, 増田有佑, 岸本一蔵: 曲げせん断を受ける RC 造柱の最大残留ひび割れ幅算定, コンクリート工学年次論文集, Vol.33.No.2, pp.175-180, 2011.7
- [4-F144] 徳永賢駿, 渡辺公美, 荒木秀雄: ポリアリレート繊維シートと薄肉鋼板で補強した RC 柱の耐震性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.33.No.2, pp.1393-1398, 2011.7
- [4-F145] 前田匡樹, 鶴飼和也, 中村匠, 迫田丈志: ハイブリッド型繊維補強セメント系複合材料を用いた柱部材のせん断耐力と変形性能, コンクリート工学論文集, Vol.22.No.1, pp.1-10, 2011.1
- [4-F146] 石坂優樹, 古谷章, 中西三和, 田才晃: 長周期地震動を受ける超高層 RC 造建物の最下層中柱を対象とした多数回繰り返し載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.22.No.1, pp.1-10, 2011.1

- [4-F147] 中村孝也：軸力減少が鉄筋コンクリート柱の崩壊性状に与える影響-せん断補強筋が比較的多い柱の実験-, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.513-514, 2013.8
- [4-F148] 茂木順一, 今村輝武, 古宮嘉之, 岩岡信一, 成瀬忠, 堀伸輔, 田才晃, 多田茜：主筋付着を部分切断した RC 造耐震間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.527-528, 2013.8
- [4-F149] 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.215-216, 1993.9
- [4-F150] 1 佐藤秀一郎, 池田昭男, 千葉正裕, 陣内浩, 靄見正：高強度鉄筋の開発に関する研究 その20 高強度 RC 柱の繰返し曲げ・せん断実験Ⅱ-強度性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.485-486, 1991.9
- [4-F151] 但木幸男, 田中礼治, 大芳賀義喜, 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
- [4-F152] 高見信嗣, 吉岡研三：超高強度コンクリートを用いた柱の2方向曲げせん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.177-178, 1996.9
- [4-F153] 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 プレキャスト部材及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
- [4-F154] 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
- [4-F155] 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(その3 実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.191-192, 2000.9
- [4-F156] 羽鳥敏明, 大井貴之, 千葉脩, 和泉信之, 山内茂一, 藤井郁男, 菊田繁美：プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱部材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.401-402, 2001.9
- [4-F157] 堀伸輔, 岩岡信一, 渡邊朋之, 青田晃治, 山本憲一郎：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.415-416, 2002.8
- [4-F158] 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.423-424, 2001.9
- [4-F159] 石神誠一, 高稻宣和, 中村孝也, 芳村学：鉄筋コンクリート柱の軸力保持能力に関する研究 その1 実験計画および結果概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.215-216, 2003.9
- [4-F160] 田中睦, 江崎文也, 小野正行, 河本裕行：超高強度アンボンド主筋を用いた RC 柱の履歴性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.181-186, 2004

第4章 柱部材

- [4-F161] 王建男, 岸本一蔵, 任旭, 大野義照: 曲げせん断加力を受ける鉄筋コンクリート柱のヒンジ領域に発生するひび割れ幅, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.163-168, 2006
- [4-F162] 亀田好洋, 水野英二, 伊藤睦, 梅原秀哲: 圧縮下で繰り返し曲げを受ける鉄筋コンクリート柱の変形特性に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.14.6-150, 2008
- [4-F163] 島崎和司, 熊谷仁志, 北村佳久: 高耐力短スパン RC 梁に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.52B, pp.285-290, 2006.3
- [4-F164] 大変形下における鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する資料集 (その3), 建築研究資料, No.21, 1978.2

せん断破壊型

- [4-S1] 若林實, 南宏一, 久木幸雄, 宮内靖昌: せん断力を受ける鉄筋コンクリート柱に対する X 形配筋の有用性について, コンクリート工学年次講演会講演論文集, Vol.3, pp.44.6-448, 1981
- [4-S2] 柴田拓二, 城攻: 任意方向の水平力を受ける鉄筋コンクリート短柱のせん断破壊性状, コンクリート工学年次講演会講演論文集, Vol.5, pp.377-380, 1983
- [4-S3] 六車熙, 渡辺史夫: 鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗機構に関する研究 - その2 付着割裂破壊におけるせん断補強筋の効果 -, 日本建築学会論文報告集, No.341, pp.11-18, 1984.7
- [4-S4] 村上雅英, 今井弘: エポキシ樹脂注入工法で補修した RC 柱の弾塑性性状に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.30B, pp.143-152, 1984.2
- [4-S5] 倉本洋, 宮井清忠, 南宏一, 若林實: 二方向 X 形配筋柱の耐震性能, 構造工学論文集, Vol.32B, pp.171-182, 1986.3
- [4-S6] 松崎育弘, 別所佐登志, 福島稔, 畠本斉: 高強度コンクリートを用いた柱及びはり部材のせん断耐力, コンクリート工学年次講演会論文集, Vol.8, pp.813-816, 1986.6
- [4-S7] 倉本洋, 宮井清忠, 南宏一, 若林實: 任意方向の曲げ・せん断を受ける二方向 X 形配筋柱の弾塑性挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.9, No.2, pp.293-298, 1987.6
- [4-S8] 荒川卓, 賀明玄, 荒井康幸, 溝口光男: らせん鉄筋補強コンクリート柱の終局せん断強度について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.9, No.2, pp.299-304, 1987.6
- [4-S9] 荒川卓, 賀明玄, 荒井康幸, 溝口光男: らせん鉄筋柱のせん断抵抗性状について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.10, No.3, pp.577-582, 1988
- [4-S10] 田村裕之, 南宏一: 変動圧縮力とくり返し曲げ・せん断を受ける壁柱の弾塑性性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.10, No.3, pp.589-594, 1988
- [4-S11] 鈴木計夫, 中塚倍, 中田浩之, 山中昌一: 高強度コンクリート・高強度横補強筋を用いた RC 柱部材の荷重-変形特性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.11, No.2, pp.4.65-460, 1989
- [4-S12] 磯健一, 柳沢延房: 高軸力下における鉄筋コンクリート短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.11, No.2, pp.465-470, 1989

- [4-S13] 荒川卓, 荒井康幸, 溝口光男, 吉田稔: 二軸曲げせん断力を受ける鉄筋コンクリート短柱のせん断抵抗性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.11, No.2, pp.471-476, 1989
- [4-S14] 中江晃彦, 倉本洋, 南宏一: 1200 キロ級のコンクリートを用いた RC 柱部材のせん断破壊性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.2, pp.357-362, 1990
- [4-S15] 塚本尚由, 中澤淳, 倉本洋, 南宏一: 13000 キロ級の高強度せん断補強筋を用いた RC 柱の終局せん断耐力, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.2, pp.369-374, 1990
- [4-S16] 阿満重幸, 白井伸明, 安達洋, 小野新: 高軸力および変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の変形性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13, No.2, pp.339-344, 1991
- [4-S17] 日比純一, 美原義徳, 小谷俊介, 青山博之: 高強度コンクリートを用いた RC 柱の曲げ降伏後のせん断変形能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.427-432, 1991
- [4-S18] 藤原敏夫, 狩野芳一, 寺岡勝, 佐々木聡: 高強度コンクリートを用いた RC 短柱の力学的性状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.433-438, 1991
- [4-S19] 香田伸次, 坂口昇, 山野辺宏治, 熊谷仁志: 高強度鉄筋コンクリート壁柱のせん断特性に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13, No.2, pp.439-444, 1991
- [4-S20] 溝口光男, 荒川卓, 荒井康幸: 二軸曲げせん断力と変動軸力を受ける高強度 RC 柱の強度性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13, No.2, pp.467-462, 1991
- [4-S21] 板倉康久, 安居功二, 張富明, 益尾潔: 高強度コンクリートと高強度せん断補強筋を用いた RC 柱のせん断耐力と変形性能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.291-296, 1992.5
- [4-S22] 岡西努, 林静雄, 香取慶一, 東健二: 高軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する考察, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.297-300, 1992.5
- [4-S23] 日比純一, 小谷俊介, 青山博之: 高強度コンクリートを用いた RC 柱の変形性能に及ぼす軸力の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.307-312, 1992.5
- [4-S24] 小林努, 山口輝彰, 日比野孝一, 今井弘: せん断力を受ける PCa 柱の力学的性状に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.475-480, 1992.5
- [4-S25] 井上章男, 西村泰志, 倉本洋: 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せん断破壊性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, pp.467-472, 1993
- [4-S26] クワ田裕次, 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
- [4-S27] 小田稔, 岡本直, 山中久幸, 浅倉晃: アラミド繊維巻付けによる既存 RC 柱のせん断補強, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, pp.755-760, 1993
- [4-S28] 細矢博, 安倍勇, 岡田恒男, 北川良和: 鉄筋コンクリート部材の耐力と破壊性状に及ぼすひずみ速度の影響に関する研究—せん断破壊型柱部材の静的および動的水平加力実験—, コンクリート工学論文集, Vol.5, No.1, pp.39-49, 1994.1

第4章 柱部材

- [4-S29] 浅川敏雄, 石丸麟太郎, 吉田宏, 末永保美: 高層壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造のピロティに用いる鋼管巻き RC 柱の力学的特性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.460, pp.131-141, 1994.6
- [4-S30] 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, pp.521-526, 1994
- [4-S31] 中田浩之, 林芳尚, 鈴木計夫, 中塚侑: 鋼管スリーブによるグラウト充填式継手を有する PCa 柱の力学特性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.260-266, 1995
- [4-S32] 瀬尾正幸, 柏崎隆志, 野口博: 高強度材料を用いた RC 短柱のせん断性状に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.399-404, 1995
- [4-S33] 桑田裕次, 南宏一: 480 キロ級の高強度コンクリートを用いた RC 柱のせん断耐力に及ぼす作用軸力比の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.857-862, 1995
- [4-S34] 吉田格英, 北山和宏, 西川孝夫: 引張り軸力を受ける鉄筋コンクリート柱のせん断強度に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.875-880, 1996.7
- [4-S35] 片岡隆広, 松崎育弘, 福山洋, 橋本一郎: シート状連続繊維によりせん断補強された RC 柱の構造性能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.18, No.2, pp.1463-1468, 1996.7
- [4-S36] 岩橋司, 毛井崇博, 宮内靖昌, 太田義弘: 鉄筋コンクリート柱の補修・補強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.18, No.2, pp.1499-1504, 1996.7
- [4-S37] 細矢博, 岡田恒男, 北川良和, 中埜良昭, 隈澤文俊: 地震時のひずみ速度の影響による鉄筋コンクリート部材の耐力の増大と破壊モードとの関係に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.76, No.492, pp.69-77, 1997.2
- [4-S38] 林田則光, 松崎育弘, 石橋久義, 南尚吾: 鉄筋コンクリート柱の靱性と残存軸耐力に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.43B, pp.221-226, 1997.3
- [4-S39] 津村浩三, 芳村学: せん断破壊型 RC 柱の 3 方向加力実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.463-468, 1998
- [4-S40] 横尾一知, 北山和弘, 小山明男, 豊田浩一: 変動軸力が鉄筋コンクリート柱のせん断性状に与える影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.475-480, 1998
- [4-S41] 大野義照, 宮本芳樹: 鉄筋コンクリート柱の力学的性状におよぼす帯筋フック形状の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.493-498, 1998
- [4-S42] 城攻, 後藤康明, 北野敦則, 余湖兼右: CF シートを用いた特殊補強を含む RC 柱の剪断抵抗性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.1195-1200, 1998
- [4-S43] 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
- [4-S44] 鈴木英之, 西原寛, 松崎育弘: 柱高さの途中まで存在する鉄骨が RC 柱のせん断性状に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.577-582, 1999
- [4-S45] 鴨下直樹, 菊川和俊, 渡邊一弘, 新藤忠徳: 炭素繊維シートを用いた柱の耐震補強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.21, No.3, pp.1381-1386, 1999

- [4-S46] 石渡康弘, 市川昌和, 中島英一, 荒川玄: GFRC と炭素繊維シートによる柱の耐震補強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.21, No.3, pp.1405-1410, 1999
- [4-S47] 笠原美幸, 松崎育弘, 中野克彦, 福山洋: 高靱性型セメント系複合材料を用いた柱部材の構造性能に関する実験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.385-390, 2000
- [4-S48] 田川利郎, 山川哲雄, 鴨川茂義, 飯干福馬: PC 鋼棒にプレストレスを導入した RC 極短柱の耐震補強実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.1639-1644, 2000
- [4-S49] 山川哲雄, 張愛暉, 佐藤元: アラミド繊維シートを用いた RC 柱の耐震補強に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.54.6, pp.111-117, 2001.7
- [4-S50] 細矢博, 浅野芳伸, 小河義郎, 今井弘: 外殻 PCa を用いた鉄筋コンクリート柱の構造特性と最大耐力, 日本建築学会構造系論文集, No.54.4, pp.117-124, 2001.6
- [4-S51] 竜泰之, 中村孝也, 芳村学: 鉄筋コンクリート柱の軸力保持限界に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.217-222, 2001
- [4-S52] 小室努, 渡辺英義, 是永健好, 川端一三: 150MPa 超高強度コンクリートを用いた RC 柱の耐震性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.277-282, 2002
- [4-S53] 白石一郎, 宮脇毅, 高木仁之: 主筋付着の有無が RC 柱のせん断挙動に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.871-876, 2002
- [4-S54] 高稻宣和, 芳村学, 中村孝也: 鉄筋コンクリート柱の崩壊変形に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.57.3, pp.153-160, 2003.11
- [4-S55] 中村孝也, 芳村学, 大和征良: せん断破壊型鉄筋コンクリート短柱の軸力保持限界に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.56.1, pp.193-197, 2003.11
- [4-S56] 山田和夫, 山本俊彦, 岡田亨: 断面形状の異なる鉄筋コンクリート部材の曲げ・せん断挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.217-222, 2003
- [4-S57] 高木仁之, 白石一郎, 三原愛未: 動的衝撃加力を受ける RC 柱のせん断強度に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.229-234, 2003
- [4-S58] 河合繁, 中村陽介, 香取慶一, 林静雄: RC 造柱の損傷過程に軸方向力及び断面形状が及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.265-270, 2003
- [4-S59] Hassane OUSALEM, Toshimio KABEYASAWA, Akira TASAI, Junichi IWAMOTO : EFFECT OF HYSTERETIC REVERSALS ON LATER AND AXIAL CAPACITIES OF REINFORCED CONCREET COLUMNS, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.367-372, 2003
- [4-S60] 金子貴司, 田上淳, 丸田誠, 鈴木紀雄: 鉄筋コンクリート柱部材の挙動に及ぼすひずみ速度の影響に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.241-246, 2004
- [4-S61] 杉本訓祥: 鉄筋コンクリート造柱部材のせん断非線形性状評価手法の実験的検証, 日本建築学会構造系論文集, No.59.2, pp.137-144, 2005.6

第4章 柱部材

- [4-S62] 杉本訓祥, 増田安彦, 津田和明, 江戸宏彰: 超高強度コンクリートを使用した RC 造柱部材の曲げ性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.667-672, 2005
- [4-S63] 近藤祐輔, 今井弘, 細谷博: 高強度材料を用いたプレキャスト柱の構造性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.175-180, 2006
- [4-S64] 山崎和宏, 田才晃: 鉄筋コンクリート造柱の軸力支持限界と耐震診断基準値, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.181-186, 2006
- [4-S65] 佐藤幸博, 佐々木仁, 高森直樹, 寺岡勝: 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, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.625-630, 2006
- [4-S66] 中村孝也, 芳村学, 見波進: サブストラクチャ疑似動の実験によるせん断破壊型鉄筋コンクリート柱の崩壊実験, 日本建築学会構造系論文集, No.619, pp.141-148, 2007.9
- [4-S67] 村上恵都子, 増田安彦, 田才晃: 低強度コンクリート RC 造柱の破壊性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.211-216, 2008
- [4-S68] 島崎和司: RC 造柱の地震後の残存軸耐力に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.74, No.637, pp.537-542, 2009.3
- [4-S69] 中村孝也, 芳村学, 近藤隆幸: 擬似動的手法による古い鉄筋コンクリート柱の崩壊実験, 構造工学論文集, Vol.55B, pp.369-376, 2009.3
- [4-S70] 村上恵都子, 増田安彦, 田才晃: 低強度コンクリート RC 造柱の破壊性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.211-216, 2008
- [4-S71] 金子慶一, 松井智哉, 福池章平, 倉本洋: CES 付帯柱で補強されたせん断破壊型 RC 柱の挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.1009-1014, 2010.6
- [4-S72] 宮内克之, 秋田政人, 下枝博之, 南宏一: ポリマーセメントモルタルの乾式吹付け工法を用いた既存 RC 造柱の耐震補強, コンクリート工学論文集, Vol.22, No.1, pp.43-55, 2011.1
- [4-S73] 河野進, レホアン, 戸谷航大: 685MPa 級の高強度せん断補強筋を用いた RC 柱の曲げせん断実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.163-168, 2013
- [4-S74] 中村孝也: 軸力減少が鉄筋コンクリート柱の崩壊性状に与える影響-せん断補強筋が比較的多い柱の実験-, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.513-514, 2013.8
- [4-S75] 池沼良章, 中出順友, 丸田誠, 磯雅人, 園部泰寿他: 785N/mm² 級せん断補強筋を用いた RC 造柱部材のせん断性状に関する実験的研究 (その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.411-412, 2012.9
- [4-S76] 中澤淳, 山下貴寛, 藤井稔己, 田中圭介, 佐久間仁, 南宏一: 高強度せん断補強筋を用いた RC 部材のせん断ひび割れ性状に関する実験的研究 その6, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.405-406, 2012.9
- [4-S77] 藤井稔己, 山下貴寛, 田中圭介, 中澤淳, 佐久間仁, 南宏一: 高強度せん断補強筋を用いた RC 部材のせん断ひび割れ性状に関する実験的研究 その7, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.407-408, 2012.9

- [4-S78] 山下貴寛, 藤井稔己, 田中圭介, 中沢淳, 佐久間仁, 南宏一: 高強度せん断補強筋を用いた RC 部材のせん断ひび割れ性状に関する実験的研究 その8, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.409-410, 2012.9
- [4-S79] 高見信嗣, 吉岡研三: 超高強度コンクリートを用いた柱の2方向曲げせん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.177-178, 1996.9
- [4-S80] 小室努, 是永健好, 竹崎真一, 川端一三: 超高強度材料を用いた RC 柱の構造性能 (その1 実験計画および実験結果概要 その3 実験結果検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.37-38, 1997.9
- [4-S81] 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
- [4-S82] 堀伸輔, 岩岡信一, 渡邊朋之, 青田晃治, 山本憲一郎: 堀伸輔, 岩岡信一, 渡邊朋之, 青田晃治, 山本憲一郎, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.415-416, 2002.8
- [4-S83] 柏瀬孝子, 杉本訓祥, 高見信嗣, 江戸宏彰: 鉄筋コンクリート造建物の性能評価手法に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.141-142, 2003.9
- [4-S84] 石神誠一, 高稲宣和, 中村孝也, 芳村学: 鉄筋コンクリート柱の軸力保持能力に関する研究 その1 実験計画および結果概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.215-216, 2003.9
- [4-S85] 櫛部典生, 桑田裕次, 南宏一: 600kgf/cm²級の超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
- [4-S86] 大変形下における鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する資料集 (その3), 建築研究資料, No.21, 1978.2

付着破壊型

- [4-14] 森本久雄, 栗林博之, 藤井栄, 森田司郎: RC 短柱における付着割裂破壊時の局所付着応力-すべり曲線, コンクリート工学年次講演会論文集, Vol.6, pp.549-552, 1984
- [4-15] 中西三和, 高梨成次, 安達洋, 小野新: せん断破壊する鉄筋コンクリート柱の力学的性状に及ぼす載荷速度の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.11, No.2, pp.235-240, 1989
- [4-16] 竜泰之, 中村孝也, 芳村学: 鉄筋コンクリート柱の軸力保持限界に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.217-222, 2001
- [4-17] 大杉泰子, 壁谷澤寿海, 田才晃, 五十嵐俊一: 大きな変動軸力を受ける柱の崩壊を防止する補強方法, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.1279-1284, 2002
- [4-18] 佐々木芳弘, 押田光弘, 飯塚信一, 折り曲げ接合を用いた薄肉鋼板によるコンクリート系構造部材の耐震補強に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.51B, pp.477-482, 2005.3
- [4-19] 近藤祐輔, 今井弘, 細矢博: 高強度材料を用いたプレキャスト柱の構造性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.175-180, 2006

第4章 柱部材

- [4-20] 宮内克之, 秋田政人, 下枝博之, 南宏一: ポリマーセメントモルタルの乾式吹付け工法を用いた既存 RC 造柱の耐震補強, コンクリート工学論文集, Vol.22, No.1, pp.43-55, 2011.1
- [4-21] 河野進, レホアン, 戸谷航大: 685MPa 級の高強度せん断補強金を用いた RC 柱の曲げせん断実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.163-168, 2013
- [4-22] 金東煥, 金旻俊: 横補強筋の形状が RC 柱の付着強度に与える影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.541-542, 2013.8
- [4-23] 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.215-216, 1993
- [4-24] 但木幸男, 田中礼治, 大芳賀義喜, 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
- [4-25] 大変形下における鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する資料集(その3), 建築研究資料, No.21, 1978.2

4.7における参考文献

- [4.7-1] 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, 1997
- [4.7-2] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010
- [4.7-3] 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 1990

4.7における試験体の引用文献

- [4.7-A1] 宮内克之他: ポリマーセメントモルタルの乾式吹付け工法を用いた既存 RC 造柱の耐震補強, コンクリート工学論文集, 第22巻, 第1号, pp.43-55, 2011.1
- [4.7-A2] 建築研究所: 大変形下における鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する資料集(その3), 1978
- [4.7-A3] 竜泰之他: 鉄筋コンクリート柱の軸力保持限界に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, 第23巻, 第3号, pp.217-222, 2001.7
- [4.7-A4] 武藤哲: 軸力減少度合をパラメータとした鉄筋コンクリート柱の崩壊実験, 首都大学東京修士学位論文, 2012.3
- [4.7-A5] 中西三和他: せん断破壊する鉄筋コンクリート柱の力学的性状に及ぼす載荷速度の影響, コンクリート工学年次論文報告集, 11-2, pp.235-240, 1989
- [4.7-A6] 河野進他: 685MPa 級の高強度せん断補強筋を用いた RC 柱の曲げせん断実験, コンクリート工学論文集, 第35巻, 第2号, pp.163-168, 2013
- [4.7-A7] 金東煥他: 横補強筋の形状が RC 柱の付着強度に与える影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.541-542, 2013.8
- [4.7-A8] 但木幸夫他: 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, C-2, pp.175-176, 1996.9
- [4.7-A9] 細川洋治他: 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研究(その1 実

- 験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.215-216, 1993.9
- [4.7-A10] 森本久雄他: RC 短柱における付着割裂破壊時の局所付着応力-すべり曲線, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1865-1866, 1984.10
- [4.7-A11] 大杉泰子他: 大きな変動軸力を受ける柱の崩壊を防止する補強方法, コンクリート工学年次論文報告集, 第24巻, 第3号, pp.1279-1284, 2002
- [4.7-A12] 佐々木芳弘他: 折り曲げ接合を用いた薄肉鋼板によるコンクリート系構造部材の耐震補強に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.51B, pp.477-482, 2005.3
- [4.7-A13] 近藤祐輔他: 高強度材料を用いたプレキャスト柱の構造性能に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, 第28巻, 第2号, pp.175-180, 2006

