

# 報告 中越沖地震で被害を受けた RC 造学校建物の柱の崩壊形に及ぼすカットオフされた主筋の影響

長橋 鉄雄<sup>\*1</sup>・佐藤 裕次<sup>\*2</sup>・加藤 大介<sup>\*3</sup>・中村 友紀子<sup>\*4</sup>

**要旨**：2007 年新潟県中越沖地震で被害を受けた RC 造の学校建築物において、その柱の崩壊形が耐震診断では曲げ降伏型であるにもかかわらず、実際にはせん断破壊している例があった。この原因を探るため、コンクリート強度・帯筋間隔・作用軸力を変化させた検討を行ったが、実被害を評価するに至らなかった。その原因を当該柱の上下階の柱で必要な主筋の定着長さが当該柱に延長されている部分（定着延長筋）によるものと考え、その定着延長筋による柱頭・柱脚の鉄筋量の変化を考慮に入れた検討を行った。また、これは橋脚にみられる段落とし鉄筋と同様の現象で、既往の段落としを有する橋脚の実験結果との関係を検討した。

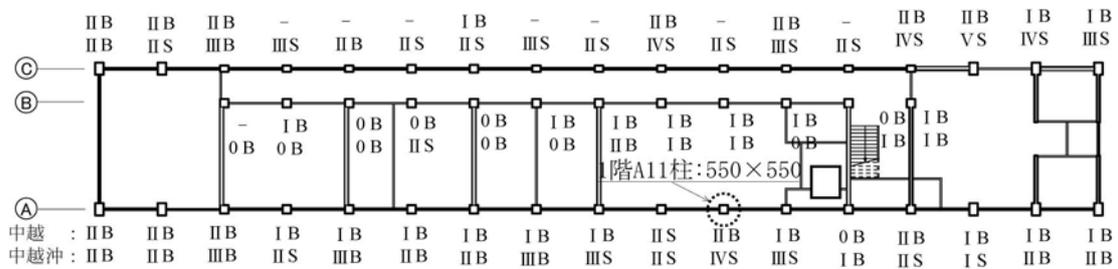
**キーワード**：耐震診断、カットオフ、せん断破壊、新潟県中越沖地震

## 1. はじめに

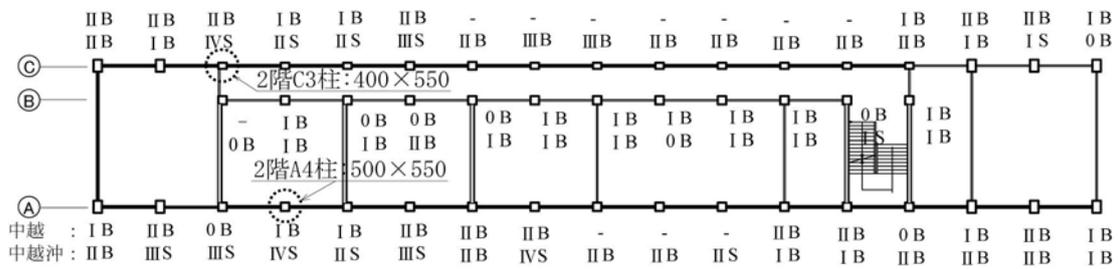
2007 年新潟県中越沖地震（以下中越沖地震）で被害を受けた鉄筋コンクリート造の学校建築物において、その柱の崩壊形が耐震診断では曲げ降伏型であるにもかかわらず、実際にはせん断破壊している例があった。筆者らはこの原因を探るため、文献 1)において 1 階の柱を対象にコンクリート強度・帯筋間隔・主筋降伏点強度を変化させた検討を行ったが、実被害を評価することができていない。

本報告では、2 階についても同様の検討を行う。また、2 階においては破壊形式が一致しない大きな原因を当該

柱の上下階の柱で必要な主筋の定着長さが当該柱に延長されている部分（以降、これを定着延長筋と呼ぶ）によるものと考え、その定着延長筋による柱頭・柱脚の鉄筋量の変化を考慮に入れた検討を行う。さらに、これは橋脚にみられる段落とし鉄筋と同様の現象なので、土木分野で精力的に行われてきたカットオフ（段落とし）を有する橋脚の実験結果との関係を検討し、当該柱の位置づけを行う。



(a) 1 階平面図



(b) 2 階平面図

図-1 各階平面図と損傷度

損傷度：英数字 B：曲げひび割れ S：せん断ひび割れ

\*1 新潟大学自然科学研究科 博士課程 (正会員)  
 \*2 新潟大学工学部建設学科  
 \*3 新潟大学工学部建設学科 教授 工博 (正会員)  
 \*4 新潟大学工学部建設学科 講師 博士 (工) (正会員)

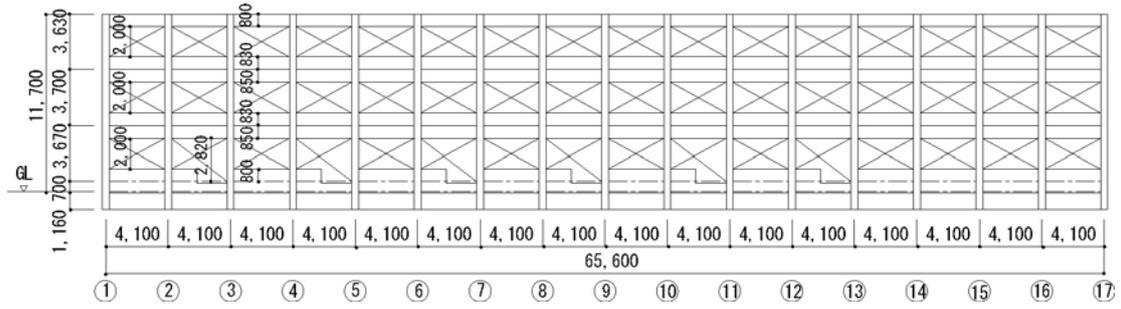


図-2 A通り桁行方向軸組図

## 2. 対象建物の概要

対象建物は新潟県長岡市小国町にあるS小学校教室棟である。本建物は1963年(昭和38年)に建設され、長辺方向16スパン、短辺方向2スパンのRCラーメン構造3階建である。基礎は杭基礎である。平面図を図-1、軸組図の例を図-2に示す。本建物は2004年新潟県中越地震(以下中越地震)及び中越沖地震の双方の地震により被災している。その被災度は中越地震で1,2階が小破、中越沖地震では1,2階が中破であったが、本報告では中破であった中越沖地震における被害を対象に検討する。平面図には、各柱の損傷度も記載している。

## 3. 柱の崩壊形の検討

### 3.1 1階A-11柱の崩壊形のパラメトリックな検討

文献1)では、対象建物からのコンクリートコア、主筋、帯筋を採取しそれぞれ強度試験を行い、その結果を試験値として採用した。診断値との比較を表-1に示す。

表-1 診断で採用した値と材料試験値

材料強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	診断値 [N/mm <sup>2</sup> ]	試験値 [N/mm <sup>2</sup> ]	標準偏差 [N/mm <sup>2</sup> ]
コンクリート強度 $F_c$	22.5	32.7	7.6
主筋降伏点強度 $\sigma_y$	294	355(1階)/352(2階)	
帯筋降伏点強度 $\sigma_{wy}$	294	339	

図-3(a)~(c)は損傷度IVのせん断破壊となった1階A通りの11柱(図-1(a)参照)を対象とし、基本的な材料強度は表-1の試験値を共通に用いた上で、いくつかの要因を変化させ、評価されたF値を縦軸に示したものである。せん断強度式は広沢下限式(1)である。(引用文献は診断基準、記号は文献2)参照)

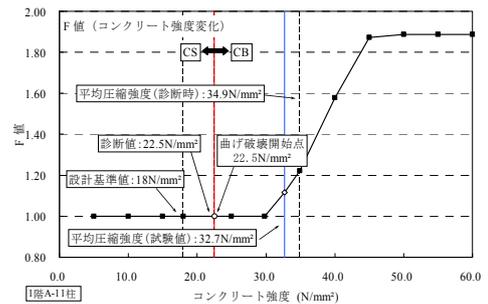
$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053p_t^{0.23}(18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad (1)$$

なお、F値が1でも曲げ破壊とせん断破壊があり得るので、その境界は矢印で示してある。図-3(a)をみると、材料強度の実測値である32.7N/mm<sup>2</sup>では曲げ破壊であるが、22.5N/mm<sup>2</sup>以下になるとせん断破壊となることがわかる。一方、図-3(b)、(c)をみると、帯筋間隔が570mm(この間隔は帯筋の効果の大小を示す指標と考えている)、作用軸力が900kNを超えない限りせん断破壊しな

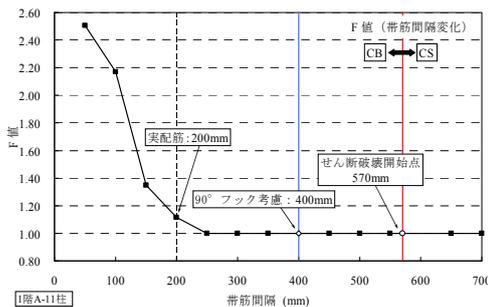
いことがわかる。すなわち、1階については実際の材料強度を用いると実破壊と診断結果が一致しないが、コンクリート強度のばらつきを考えると、実際にはせん断破壊したことも納得できる範囲と言えよう。

### 3.2 2階柱の状況

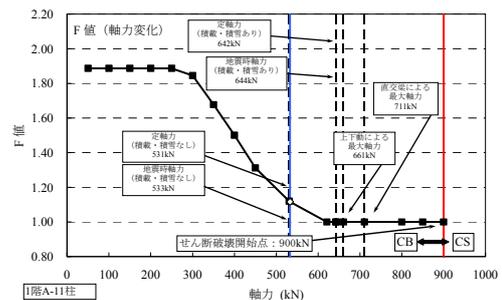
2階柱についてはその後行ったはつり調査により、1階と異なる配筋状態が明らかになっている。図-4に2階A-4柱の配筋とせん断破壊の様子を、図-5にアイソメ図と高さ各位置での断面図を示す。これらを見ると、



(a) 1階A-11柱コンクリート強度変化



(b) 1階A-11柱帯筋間隔変化



(c) 1階A-11柱軸力変化

図-3 1階A-11柱各パラメータとF値との関係

設計における配筋は柱頭・柱脚ともにT-T'断面であるが、1階からφ22の主筋が定着部分として2階の柱まで伸びていることがわかる。本報告ではこれらの鉄筋を定着延長筋と呼ぶが、この定着延長筋が桁行き方向の曲げに効く可能性があり、その影響を検討する必要がある。なお、当該柱の場合、異なる定着延長長さをもつ2つの鉄筋があるので、α鉄筋とβ鉄筋と名付けておく。

まず、これらの定着延長筋が曲げに有効だと考えたときの曲げ強度がどのように変化するかを検討した。図-6にモーメントの耐力分布図を示す。図(a)は定着延長長さが短いβ鉄筋が全く無効だとして無視し、一方、α鉄筋は完全に有効と考えたものである（以降これをCase 1と呼ぶ）。図(b)はαβ鉄筋とも完全に有効と考えたものである（以降これをCase 2と呼ぶ）。図をみるとこれらの両ケースで決まる曲げ降伏時せん断力でもせん断強度を下回り、これだけではせん断破壊となった説明はできない。そこで、次節で2階柱についても1階柱と同様のパラメトリックな検討を行う。

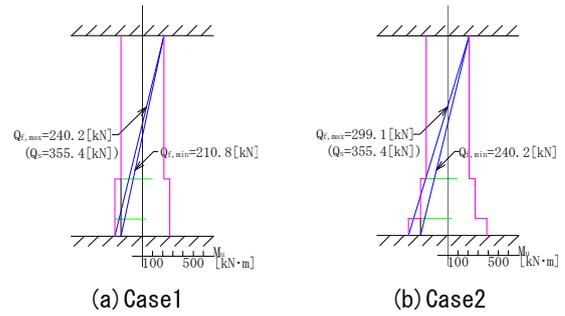


図6 モーメント耐力分布図

### 3.3 2階 A-4 柱の崩壊形のパラメトリックな検討

図-7(a), (b), (c)は、図-3と同様に、2階A通りの4柱を対象とし、基本的な材料強度は表-1の試験値を共通に用いた上で、いくつかの要因を変化させ、評価されたF値を縦軸に示したものである。しかしながら、何れもパラメータを変化させてもせん断破壊にならず、1階よりも実破壊の説明が付かない状況になっている。

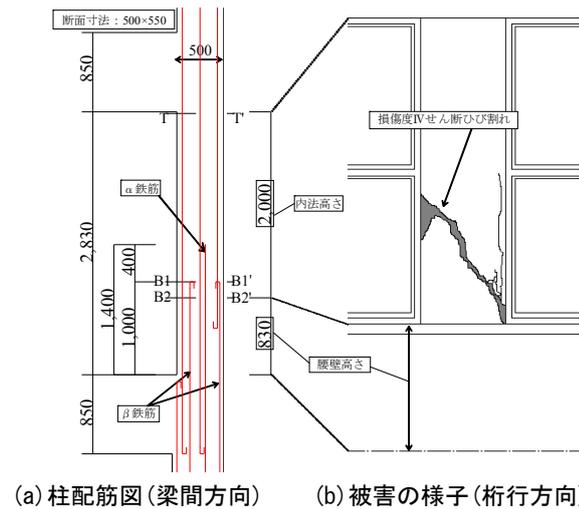


図-4 2階 A-4 柱配筋図と被害の様子

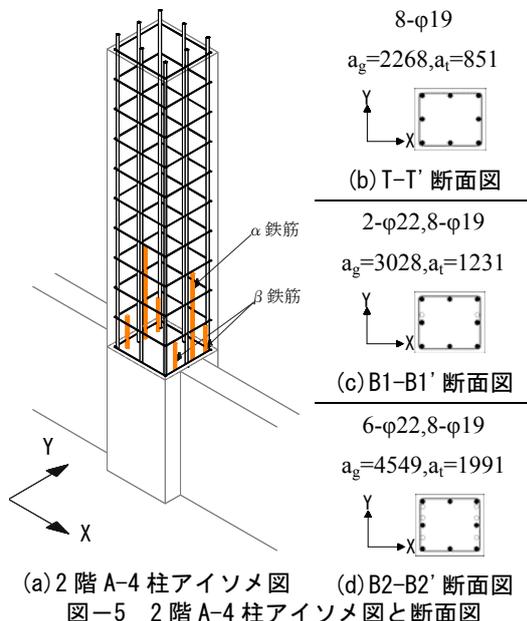
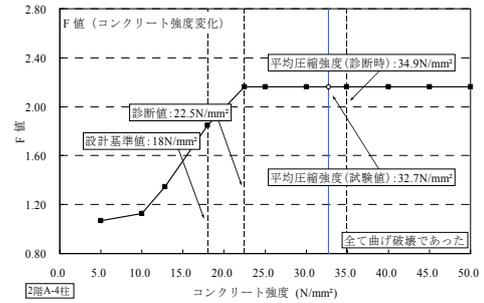
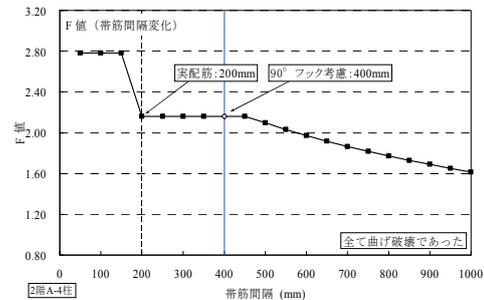


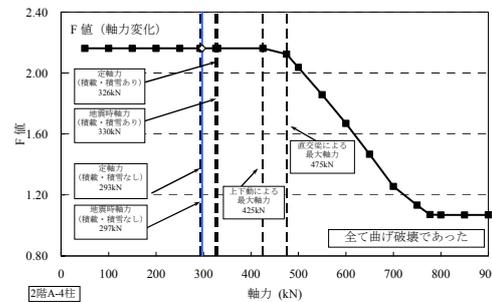
図-5 2階 A-4 柱アイソメ図と断面図



(a) 2階 A-4 柱コンクリート強度変化



(b) 2階 A-4 柱帯筋間隔変化



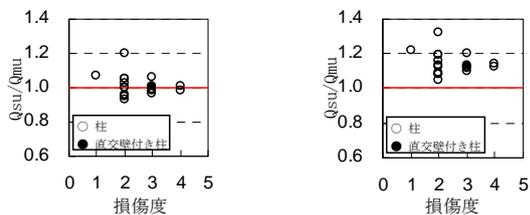
(c) 2階 A-4 軸力変化

図-7 2階 A-4 柱各パラメータとF値との関係

### 3.4 層全体として柱の検討

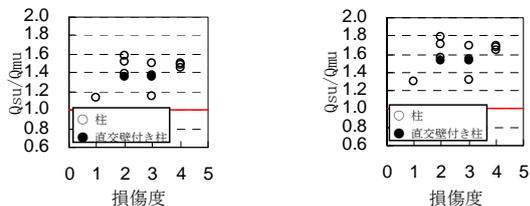
今までの検討は個別の柱を対象にしていたので、本節では全柱について結果を示す。図-8は、実被害がせん断破壊である柱を対象にした場合の曲げ強度に対するせん断強度の比を縦軸に、横軸に損傷度をとったものである。図(a)が1階の柱でコンクリート強度を変えて2ケース示している。図(b)が2階の柱で、図(b-1)(b-2)がコンクリート強度を変えた場合、図(b-3)(b-4)が危険断面を主筋カットオフ位置と考えた場合である。

これらの図を見ると、1階では3.1節で示した通り、コンクリート強度に実測値を使うと全て曲げ破壊と判定されるが(図-8(a-2))、診断採用値である $22.5\text{N/mm}^2$ を用いると、せん断破壊と判定される柱もでてくる(図-8(a-1))。



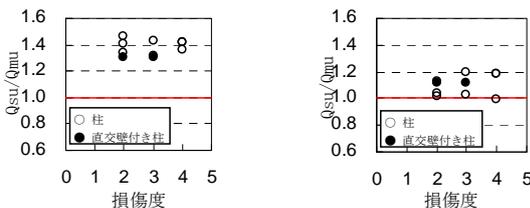
(a-1) 1階せん断柱  
(s=200, Fc=22.5)

(a-2) 1階せん断柱  
(s=200, Fc=32.7)



(b-1) 2階せん断柱  
(s=200, Fc=22.5)

(b-2) 2階せん断柱  
(s=200, Fc=32.7)



(b-3) 2階せん断柱  
(s=200, Fc=32.7,  
 $\alpha$ 鉄筋のカットオフ点)

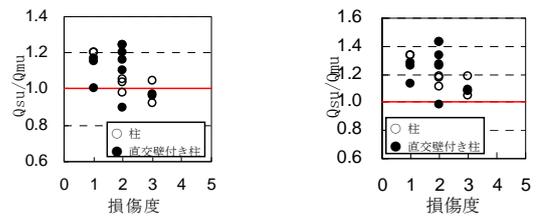
(b-4) 2階せん断柱  
(s=200, Fc=32.7,  
 $\beta$ 鉄筋のカットオフ点)

図-8 1, 2階のせん断柱(実被害)の診断結果

一方、2階はコンクリート強度を変えただけでは、縦軸が大きく1を上回り、せん断破壊とはならない(図-8(b-1)(b-2))。危険断面を $\alpha$ 鉄筋のカットオフ点と考えるとようやくせん断破壊と評価される柱もでてくる(図-8(b-4))。ただし、これは図6で示したように実際にはそこまでは曲げ強度は上昇しない。

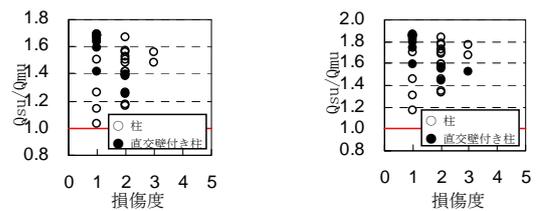
一方、図-9に、実被害が曲げ破壊である柱を対象に

した場合の曲げ強度に対するせん断強度の比を縦軸に、横軸に損傷度をとったものを示しておく。



(a-1) 1階曲げ柱  
(s=200, Fc=22.5)

(a-2) 1階曲げ柱  
(s=200, Fc=32.7)



(b-1) 2階曲げ柱  
(s=200, Fc=22.5)

(b-2) 2階曲げ柱  
(s=200, Fc=32.7)

図-9 1, 2階の曲げ柱(実被害)の診断結果

## 4. 定着延長筋の影響に関する考察

### 4.1 定着延長筋の影響

以上のように、1階よりも2階の方が診断基準による評価と現実の崩壊形の乖離が大きい。本報告ではその原因の一つとして定着延長筋のカットオフ点における変形の集中を考えた。すなわち、図-4(b)で示した破壊は典型的なせん断破壊に見えるが、その発端は定着延長筋端部付近での曲げひび割れであり、このような部材の中間での曲げひび割れは、柱脚の曲げひび割れと異なり、接合部の拘束がないためにせん断破壊のように斜めに進展する。このひび割れ間での応力伝達機構が劣化し、そこに変形が集中した結果、このようなせん断破壊的な性状を示したと考えられる。

これは橋脚における主筋の段落とし部の破壊と同じ現象であり、このような曲げ強度がせん断強度よりも低い場合でも、主筋の段落とし部から始まるひび割れにより変形能が低下することが明らかになっている<sup>3), 4), 5)</sup>。これらの橋脚の段落としと本報告の柱との違いは、橋脚で段落としされた主筋は段落としされるまではその橋脚にとって必要な主筋であるのに対し、定着延長筋はその柱にとっては全く不要な鉄筋である、という点である。必要な鉄筋であれば、諸規基準により十分な定着長さがとられ問題はないが(前述の橋脚の研究はまさにそのことを検討した研究)、不要である場合のその悪影響についての検討は不十分であったと考えられる。そこで、本報告では定着延長筋が柱の変形能に影響を及ぼさであろう指標を定義し、その指標を用いて既往の橋脚の実験

結果との関係の検討を試みる。

#### 4.2 定着延長筋の変形能に及ぼす影響係数(α)の定義

図-10(a)(b)は定着延長筋を有する柱の配筋図とモーメント耐力分布を両端に曲げを受ける柱と片持ち柱別に描いたものである。図-11は定着延長筋が完全に有効と考えた場合の、定着延長筋の長さLcutとその柱の曲げ降伏時のせん断力Qの関係の例を図示したものである。横軸のLcutは柱内法長さh<sub>o</sub>により、縦軸のQは柱脚が降伏したときのせん断力(曲げ降伏強度はこれ以上にならないという意味でQ<sub>f,max</sub>と表記)により基準化されている。図の実線のx=0の点が定着延長筋のない場合を示しており、曲げ降伏強度の最小値Q<sub>f,min</sub>を表している。また、曲線部分は定着延長筋のカットオフ点で耐力が決まる場合、水平の直線部分は柱脚で決まる場合(Q<sub>f,max</sub>)を表している。実際には定着は完全に有効ではないので、この関係は右側に若干シフトするが、本報告ではその影響は無視する。図-11において定着延長筋の変形能に及ぼす影響係数(α)を式(2)で定義した。

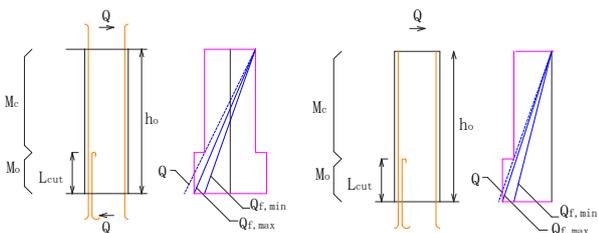
$$\alpha = \frac{1}{\frac{Q_{f,max}}{Q_{f,min}} - 1} \times \frac{1}{\frac{h_o}{L_{cut}} - 1} \quad (2)$$

$$Q_{f,max} = \begin{cases} (M_c + M_o)/h_o & \text{(両端曲げ柱)} \\ M_o/h_o & \text{(片持ち柱)} \end{cases}$$

$$Q_{f,min} = \begin{cases} 2M_c/h_o & \text{(両端曲げ柱)} \\ M_c/h_o & \text{(片持ち柱)} \end{cases}$$

ここで、h<sub>o</sub>は内法長さ、Lcutは定着延長筋の長さ、M<sub>c</sub>は定着延長筋のない断面の降伏モーメント、M<sub>o</sub>は定着延長筋のある断面の降伏モーメント、である。αは図中のa/bであり、柱の変形能に対して以下のような定性的な意味を持つ。

- ・ α=0: 定着延長筋がない場合(変形能に影響しない)
- ・ αが0の近傍: 定着延長筋の影響が無視しうる領域(変形能にほぼ影響しない)
- ・ αが0の近傍から1: 定着延長筋のカットオフ点で曲げ強度が決まり、曲げ破壊でも変形能が劣化する領域
- ・ α=1以上: 計算上柱脚で曲げ強度が決まるが、変形能を確保するためにはαがある程度大きい必要がある領域



(a) 両端曲げ柱の場合 (b) 片持ち柱の場合

図-10 定着延長筋の配筋例とモーメント耐力分布

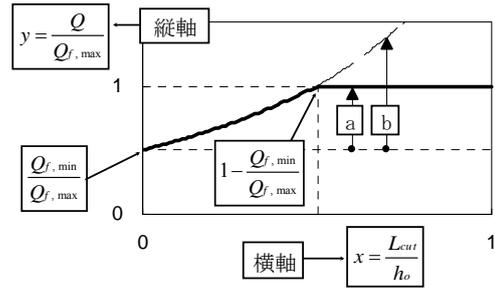
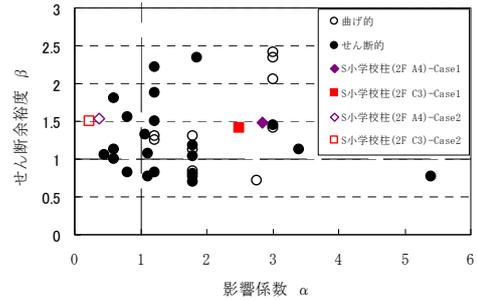
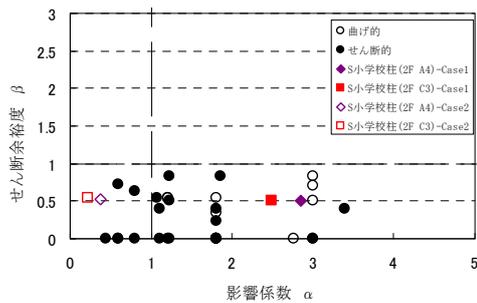


図-11 Lcutと柱の曲げ降伏時のせん断力Qの関係



(a) β=Q<sub>s</sub>/Q<sub>m</sub>の場合



(b) β=トラス強度/Q<sub>m</sub>の場合

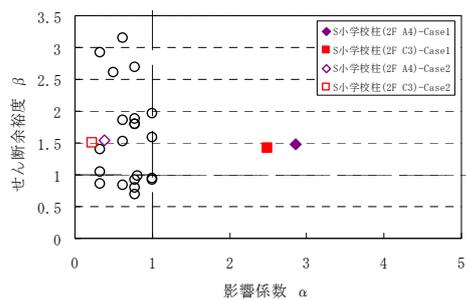
図-12 1986文献<sup>4)</sup>によるS小学校の位置づけ

#### 4.3 橋脚の段落とし試験体との比較

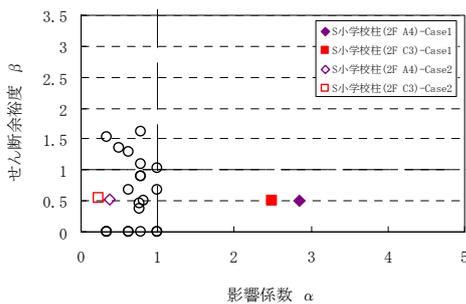
前節で定義したαを用いて、段落としを有する橋脚の実験結果<sup>3),4),5)</sup>とS小の柱を比較検討する。図-12(a)は横軸に影響係数αを縦軸にせん断余裕度(Q<sub>s</sub>/Q<sub>m</sub>)をとったもので、単純梁形式で行われた文献<sup>4)</sup>の試験体について示している。プロットは文献で示されている曲げのな破壊とせん断的な破壊に分けて示している。また、あわせて3節で検討した2階のA4柱とC3柱をプロットしたが、図-6で示したCase1とCase2の2ケースについて示してある。図をみると文献<sup>4)</sup>の試験体は多くがせん断余裕度が十分にあるにもかかわらず、せん断的な破壊を示していることがわかる。また、その影響係数αは0.5から3程度に分布している。それらに対し、S小の柱はCase1がせん断破壊的な試験体のグループの右側の集団内に位置し、Case2は同じグループの左側に位置していることがわかる。すなわち、文献<sup>4)</sup>を参考にするとS小の柱は段落とし部のせん断破壊と呼ばれる挙動と同じ挙動を示していたと判断できる。曲げひび割れが斜め

に進展した後のせん断抵抗機構はトラス機構による負担が主となることが予想されるので、その変形能はせん断強度そのものではなく、その中のトラス強度分に影響される可能性もある。そこで、図-12(b)はせん断強度にトラスのみの強度をとったものである。トラス強度は具体的には広沢式の帯筋にかかわる項、式(1)の第1項を0にした式(3)による。図をみると、これらの試験体はトラス強度だけではせん断破壊になる試験体であることがわかる。

$$Q_{su} = (0.85\sqrt{p_w \cdot s} \cdot \sigma_{wy} + 0.1\sigma_0) \cdot b \cdot j \quad (3)$$

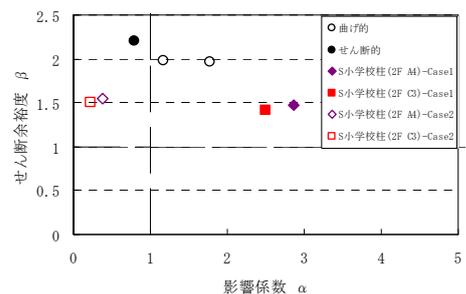


(a)  $\beta = Q_s / Q_m$  の場合

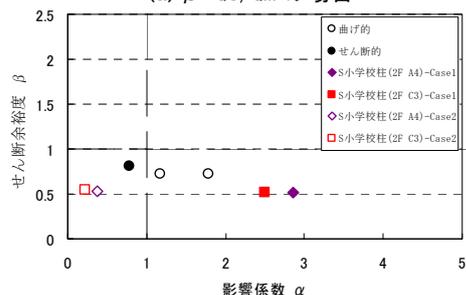


(b)  $\beta = \text{トラス強度} / Q_m$  の場合

図-13 1984 文献<sup>3)</sup>による S 小学校の位置づけ



(a)  $\beta = Q_s / Q_m$  の場合



(b)  $\beta = \text{トラス強度} / Q_m$  の場合

図-14 1995 文献<sup>5)</sup>による S 小学校の位置づけ

図-13, 14 は図-12 と同様の図を片持ち柱で実験を行っている文献<sup>3)5)</sup>について示したものである。ただし、文献<sup>3)</sup>では破壊形式は不明だったので、分類していない。図-13 に示した文献<sup>3)</sup>の試験体は S 小の Case2 に近い  $\alpha$  であるが、トラス強度のみでも曲げ破壊になる試験体が多い。図-14 に示した文献<sup>5)</sup>の試験体は橋脚の実験の主目的である  $\alpha=1$  前後の試験体が多い。

### 5. まとめと今後の課題（既往の研究に対する位置づけ）

- (1) S 小学校の 1 階の柱は材料強度に実測値を用いて評価すると、実被害のせん断破壊とはならず曲げ破壊となる。寸法効果などの影響もあるだろうが、コンクリート強度を下げるとせん断破壊と評価される柱もあり、ばらつきの範囲（標準偏差  $7.6\text{N/mm}^2$ ）と判断することも可能である。
- (2) 一方、S 小学校の 2 階の柱は材料強度を変化させただけではせん断破壊と評価できない。2 階の柱は 1 階の柱からの定着延長筋があり、定着延長筋カットオフ点に発生した曲げひび割れが斜めに進展することによる、橋脚の段落とし部のせん断破壊と同じ現象と考えられる。
- (3) そこで、定着延長筋の柱の変形能に対する影響係数  $\alpha$  を定義し、これを用いて橋脚の実験結果と比較した。その結果、S 小の柱は段落とし部のせん断破壊と呼ばれる挙動と同じ挙動を示していたと判断できる。
- (4) 橋脚の段落とし筋と定着延長筋ではその存在する意味が異なるので、主たる  $\alpha$  の範囲も異なる。今後、定着延長筋を対象とした定量的な検討が必要である。

### 参考文献

- 1) 長橋鉄雄, 小久保拓也, 中村友紀子, 加藤大介: 中越地震と中越沖地震の双方で被害を受けた RC 学校建築物の耐震性能, 構造工学論文集 Vol.55B, 2009.3
- 2) 2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説
- 3) 山本 強, 石橋忠良, 大坪正行, 小林晋爾: 鉄筋を途中定着した橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 土木学会論文集 第 348 号/V-1, pp.61-70, 1984.8
- 4) 尾坂芳夫, 鈴木基行, 寺澤正人, 小林繁敏: RC はりのせん断耐力に及ぼす引張主鉄筋途中定着の影響に関する研究, 土木学会論文集 第 366 号/V-4, pp.133-142, 1986.2
- 5) 川島一彦, 星隈純一, 運上茂樹: 鉄筋コンクリート橋脚・主鉄筋段落し部の耐震判定法とその適用, 土木学会論文集 第 525 号/I-33, pp.83-95, 1995.10