

論文 主筋の継手とせん断補強筋の端部フックを変動因子とするRC柱の45度方向荷重実験

Nguyen Khanh^{*1}・Swe Zin Win^{*2}・真田 靖士^{*3}

要旨: インドネシア・スマトラ島西部地震では多くの鉄筋コンクリート造 (RC) 建物が甚大な被害を受けた。典型的な被害事例の一つが RC 柱の重ね継手部のせん断破壊であった。本研究では地震により大破した 6 層 RC 建築物の代表的な柱を模擬した縮尺 1/2 の試験体を製作し、静的荷重実験により地震被害を再現できることを検証した。また、同柱ではせん断補強筋の端部フックが 90 度であり、且つ、すべての補強筋のフックが柱断面の同一隅角部に配置される不適切な構造詳細も確認された。そこで、継手の種類、せん断補強筋の端部フック折り曲げ角度を変動因子とする試験体も計画し、これらが柱の性能に与える影響について検討した。

キーワード: 鉄筋コンクリート、重ね継手、フープ、せん断性能、静的荷重実験

1. はじめに

2009 年 9 月 30 日にインドネシア・スマトラ島西部のインド洋沖においてマグニチュード 7.6 の地震が発生した。日本建築学会災害調査団による調査結果¹⁾によると、西スマトラ州の州都パダン市において、比較的規模が大きい鉄筋コンクリート造 (RC) 建物が数多く被害を受けた。写真-1 に示すパダン市中心部に所在する Suka Fajar (以降、研究対象建物) は、中間層が大破した 6 層 RC 建物である。最も被害が大きかった 3 階では複数の柱が主筋の重ね継手部でせん断破壊していた。

そこで、本研究では上記の被害を再現することを第一の目的に、写真-1 の建物の柱を模擬した縮尺 1/2 の試験体を製作し、静的荷重実験を実施した。また、同柱ではせん断補強筋の端部フックが 90 度であり、且つ、すべての補強筋のフックが柱断面の同一隅角部に配置される不適切な構造詳細も確認された。そこで、本研究では継手とせん断補強筋に関わる構造詳細が柱の性能に与える影響を検証することを第二の目的に、継手の種類、せん断補強筋の端部フック折り曲げ角度を変動因子とする試験体の実験も実施し、実験結果を比較、検討した。

2. 研究対象建物と被害の概要

写真-1 に示した研究対象建物は 2007 年に建設された比較的新しい 6 層 RC 建物で、2002 年に施行されたインドネシアの新耐震規定¹⁾に従って設計された。構造形式は RC ラーメン架構であるが、非構造のレンガ壁も使用されていた。本建物は 3 階の被害が最も激しく、複数の損傷度 V²⁾ の柱が確認された。図-1 に 3 階の平面図と被災度区分判定²⁾による各柱の損傷度を示す。表-1 に設計図書に記載されていた 3 階の柱断面リストを示す。



写真-1 研究対象建物の全景 (被災前)



(a) ①-④柱 (損傷度 V) (b) 拡大写真

写真-2 柱の損傷度

*1 豊橋技術科学大学大学院工学研究科 大学院生 (正会員)

*2 豊橋技術科学大学大学院工学研究科 元大学院生 修士 (工学)

*3 豊橋技術科学大学大学院工学研究科 准教授・博士 (工学) (正会員)

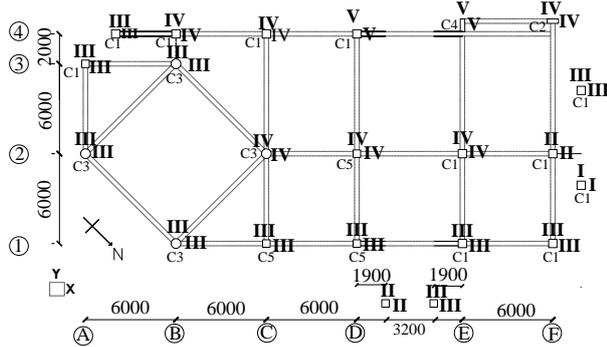


図-1 3階平面図と損傷度判定結果

写真-2 (a) は図-1の D-4 柱であるが、柱脚部の主筋の重ね継手部でせん断破壊し、広範囲に渡ってコアコンクリートが剥落していた。写真-2 (b) は損傷部の拡大写真であるが、せん断補強筋には丸鋼が使用され、端部フックが90度であった。また、端部の90度フックが外れ、すべての補強筋のフックが柱断面の同一隅角部に配置されていたことも確認された。一方、図-1より建物の主軸に沿う二方向で損傷度の差が小さかった結果から、建物二方向に同程度の大きさの地震力が作用したと考え、以下の実験では柱の主軸に対して45度方向の静的荷重を与えることとした。なお、設計図書による主筋の降伏強度は400[N/mm²]であり、せん断補強筋の降伏強度は240[N/mm²]である。

3. 実験計画

3.1 試験体計画

本研究の対象は写真-2に示したC1柱(表-1参照)とした。実験では縮尺1/2とし、柱断面275×275[mm]、試験区間1700[mm]、コンクリート設計基準強度 $F_c=20$ [N/mm²]を共通因子とする3体の試験体を計画した。図-2に試験体配筋図、図-3に柱断面図を示す。主筋は20-D13(SD390)、せん断補強筋は $\phi 6@100$ (SR245)である。重ね継手の長さは $40d_b$ 確保した³⁾。ここで d_b は主筋の直径である。また、継手端部の主筋の勾配は1:6とした³⁾。変動因子は、継手の種類、せん断補強筋の端部フック折り曲げ角度とした。各試験体の名称と変動因子の関係を表-2にまとめる。L-90及びL-135は重ね継手を有し、M-135は機械式継手を有する。L-90は補強筋の端部フックが90度であり、且つ、すべての補強筋のフックが柱断面の同一隅角部に配置されている。一方、L-135、M-135は補強筋の端部フックが135度であり、隣接する補強筋のフックが異なる隅角部に配置されている。表-3に材料試験結果を示す。

3.2 荷重計画

図-4に荷重装置と試験体の設置、図-5に荷重履歴を示す。図-4に示すように柱試験体を鉛直に設置し、

表-1 3階柱断面リスト

	C1	C2	C3	C4	C5
断面					
B x D	550 x 550	300 x 750	O 650	300 x 850	500 x 500
主筋	18-D25	12-D25	24-D25	16-D25	16-D25
帯筋	D10 @ 150				

表-2 試験体一覧

試験体名	フック	継手種類
L-90	90°	重ね継手
L-135	135°	重ね継手
M-135	135°	機械式継手

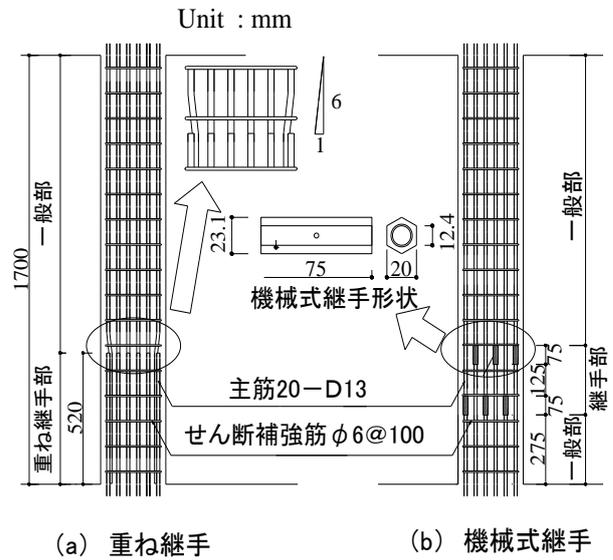


図-2 試験体配筋図

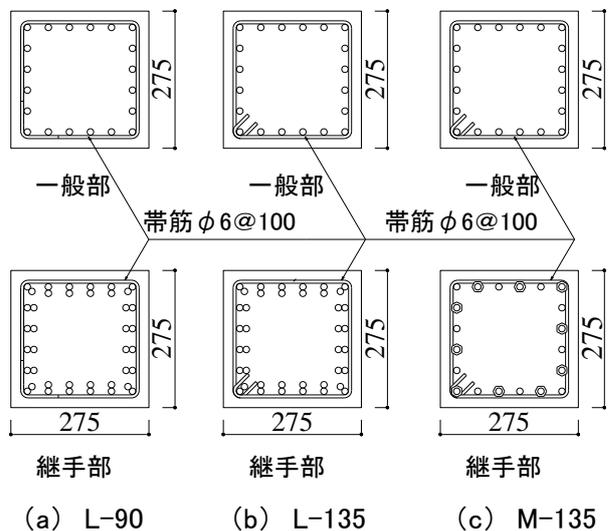


図-3 柱断面図

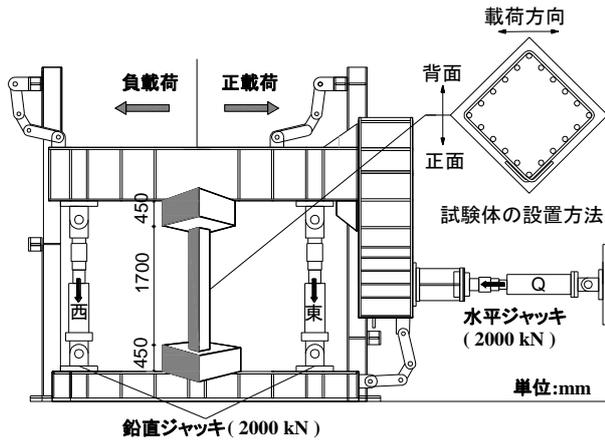


図-4 荷重装置と試験体の設置

表-3 材料試験結果

コンクリート				
試験体	材齢	圧縮強度 σ_B	引張強度 σ_t	
	日		[N/mm ²]	[N/mm ²]
L-90	35	22.6	2.1	
L-135	39	22.6	2.1	
M-135	42	22.0	2.0	
鉄筋				
主筋	σ_{sy}	σ_{st}	E_s	ϵ_y
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[μ]
D13	431	576	1.85×10^5	2800
帯筋	σ_{wy}	σ_{wt}	E_s	ϵ_y
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
$\phi 6$	264	339	1.60×10^5	1724

※ E_s :ヤング係数, σ_{sy} , σ_{wy} :降伏強度, σ_{st} , σ_{wt} :引張強度, ϵ_y :降伏歪

上下のスタブを荷重装置に固定した。図-1の地震被害の調査結果より柱の損傷度は桁行、梁間方向で同様であったため、実験では45度方向荷重とした。なお、実地震被害¹⁾に基づき試験体をせん断補強筋のフックが正面となるように(図-4参照)配置した。荷重方法は研究対象建物の自重に相当する計272.3kNの定軸力荷重下での、水平方向への静的な正負交番繰り返し荷重とした。荷重履歴は、変形角 $\pm 1/400$ radまでは1サイクルとし、変形角 $\pm 1/200$, $\pm 1/133$, $\pm 1/100$, $\pm 1/67$, $\pm 1/50$, $\pm 1/33$, $\pm 1/25$ rad.まで各2サイクル荷重する計画とした(図-5)。尚、荷重終了後にはすべての試験体の耐力が最大耐力の80%未満に低下したことを確認した。

4. 実験結果

4.1 破壊経過

L-90, L-135試験体は同様の破壊経過であった。変形角0.25%荷重中に柱端部で初期曲げひび割れが生じた。変形角0.5%荷重中に初期せん断ひび割れ、変形角0.75%の2回目のサイクルで重ね継手の端部に付着割裂ひび割れ

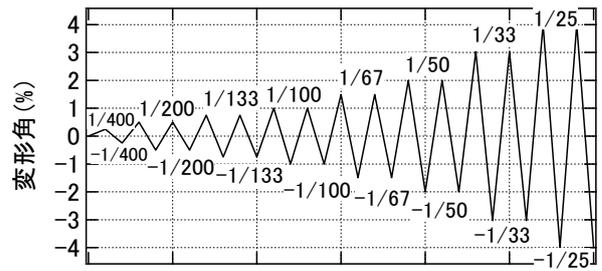


図-5 荷重履歴

○初期曲げひび割れ □初期せん断ひび割れ
△主筋の初降伏 ▲補強筋の初降伏 ×圧縮破壊

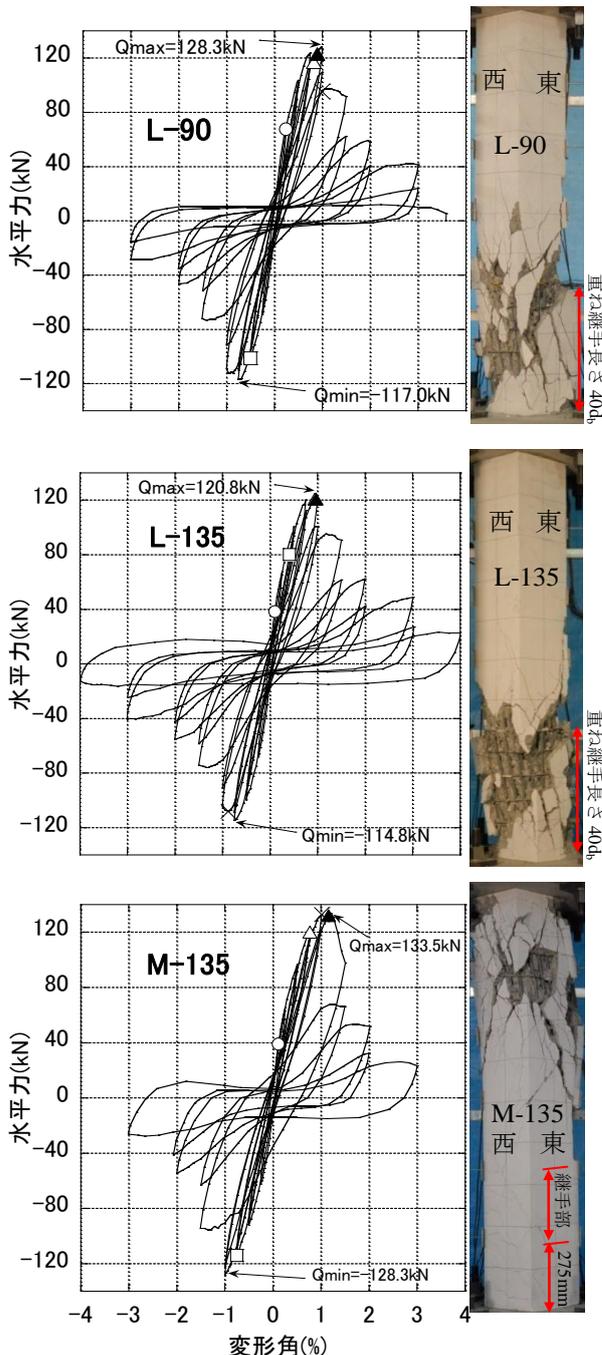


図-6 荷重変形関係 写真-3 最終破壊状況

を観測した。その後、重ね継手部分で曲げ及びせん断ひび割れが増加、進展した。変形角 1% ピーク付近で柱脚の圧縮側隅角部の主筋が初降伏した後、重ね継手端部のせん断補強筋が初降伏した。同サイクルのピーク時には最大耐力を記録した。また、同サイクル負側への 1 回目の载荷中に柱脚のカバーコンクリートの圧縮破壊を観測した。L-90 試験体は、変形角 2% でコンクリートの剥落が顕著となり主筋が露出した。重ね継手部最上段のせん断補強筋の端部フックが外れた結果、重ね継手された主筋同士が解離していた。変形角 4% 载荷中に軸力保持限界となったため、実験を終了した。一方、L-135 試験体は、変形角 3% で主筋が露出した。せん断補強筋の端部フックは 135 度であったが L-90 同様に継手部最上段の補強筋が最終的に外れ、重ね継手された主筋の解離が見られた。変形角 -4% で重ね継手部の複数のせん断補強筋の端部フックが外れて、主筋が座屈した。同変形角 1 回目サイクルに軸力保持限界となったため、実験を終了した。写真-3 に最終破壊状況を示す。両試験体の破壊メカニズムは後述の曲げ解析結果も総合して、重ね継手部のせん断破壊と判断した。重ね継手を模擬した試験体の最終破壊状況は写真-2 をおおよそ再現した。

M-135 試験体は、変形角 0.25% 载荷中に柱端部で初期曲げひび割れが生じた。変形角 0.75% へのサイクルピーク時に柱脚の圧縮側隅角部の主筋が初降伏し、変形角 -0.75% のサイクル载荷中に初期せん断ひび割れが生じた。変形角 1% のサイクルピーク時に柱脚のカバーコンクリートの圧縮破壊を観測した。変形角 1.5% のサイクルピーク付近で柱頭部のせん断補強筋が降伏した後、最大耐力に達した。変形角 2% のサイクルで主筋が露出し、カバーコンクリートの損傷も顕著となった。変形角 3% のサイクルでせん断補強筋のフックが外れて主筋が座屈した。破壊メカニズムは機械式継手のない一般部（柱頭部）のせん断破壊であった。変形角 -3% 除荷中に軸力保持限界に達したため、実験を終了した。

4.2 荷重変形関係

図-6 に各試験体の荷重変形関係を示す。

L-90 と L-135 試験体は変形角 0.25%, -0.5% 载荷中に、それぞれ柱端部の曲げひび割れ、せん断ひび割れが発生し剛性低下した。両試験体の最大耐力は、正側は変形角 1.0% のサイクルピーク時に、負側は変形角 0.75% ピーク時に記録され、それぞれ L-90 は 128.3kN, -117.0kN, L-135 は 120.8kN, -114.8kN であった。また、変形性能を最大耐力の 80% 以下に耐力低下する部材角として定義すると、変形性能は 1.0% (2 回目のサイクル) であった。

一方、M-135 試験体は変形角 0.25%, 0.75% 载荷中に、それぞれ曲げひび割れ、せん断ひび割れの発生により剛性が低下した。本試験体は変形角 1.5%, -1.0% ピーク時

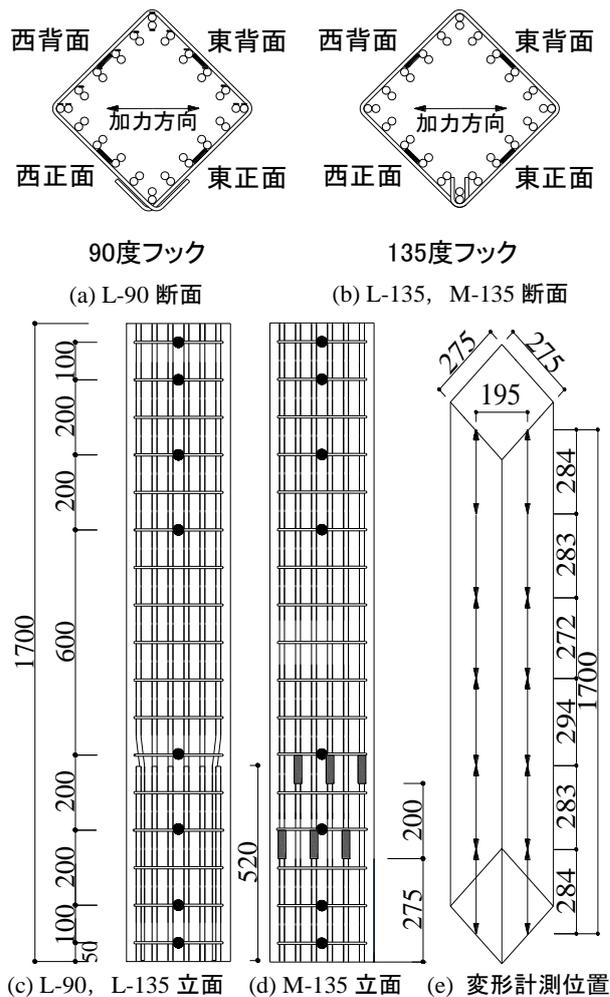


図-7 せん断補強筋のゲージ位置と変形計測位置

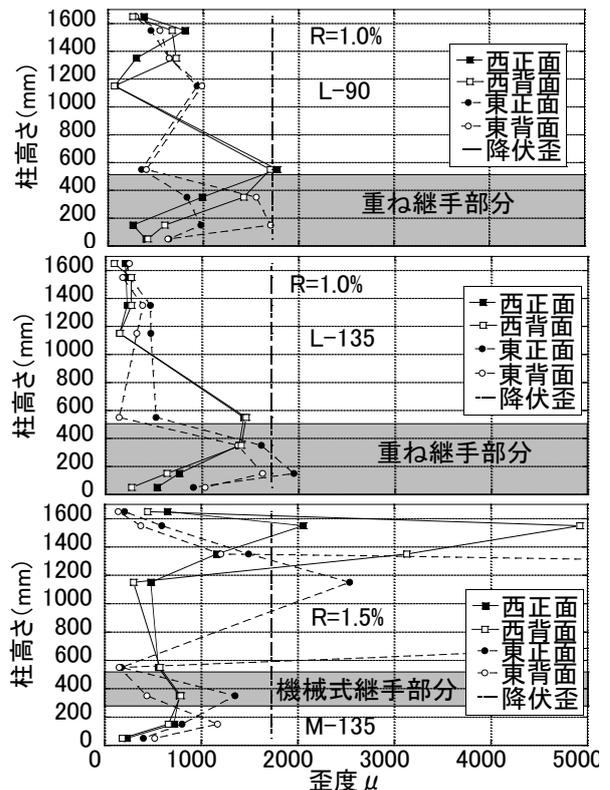


図-8 せん断補強筋の歪度分布

にそれぞれ正側，負側の最大耐力 135.5kN，-128.3kN を記録した。変形性能は変形角 1.35%(2 回目サイクル)であった。最大せん断耐力の平均値は，L-90 試験体は 122.6kN，L-135 は 117.8kN，M-135 は 130.9kN であった。

以上より，L-90 と L-135 試験体がほぼ同等の性能を示したことから，せん断補強筋の端部フック折り曲げ角度の違いが最大耐力・破壊時変形角に与える影響に差異は見られなかった。機械式継手を有する試験体は重ね継手を有する試験体に比べると最大耐力が 10%程度，変形性能が 35%程度高い結果となった。

4.3 せん断補強筋の歪度分布

図-7 にせん断補強筋に貼り付けた歪ゲージの位置を示す。各試験体の正側最大耐力時における柱高さ方向のせん断補強筋の歪度分布を図-8 に示す。L-90 試験体について，せん断破壊した重ね継手部，例えば柱高さ 350mm における正面側の歪度が背面側よりも 1/2 程度であった。これは L-90 正面側のフックが 90 度であるため，フックの解放が進行したためと考えられる。しかし，両試験体のせん断耐力や変形性能もほぼ同様であり，補強筋の端部フック折り曲げ角度はせん断性能に影響しなかった。また，両試験体では重ね継手部のせん断補強筋が降伏した（降伏歪度に到達した）直後に最大耐力に達したことがわかる。一方，M-135 は機械式継手部ではなく，柱頭のせん断補強筋が降伏した。最大耐力時には一部のせん断補強筋の歪度が 2000 μ を超えていたことから，重ね継手部でせん断破壊する場合と比較して，せん断補強筋の降伏後も即座に耐力を喪失しなかったものと判断される。

4.4 変形成分

図-7 (e) に変形成分の抽出に用いた変位計測位置を示す。図-9 に各試験体の正側最大耐力を記録したサイクルのピーク時 (L-90, L-135:1%, M-135:1.5%) における柱の高さ方向の変形成分の分布を示す。柱の曲げ変形成分は柱高さ方向に並列した鉛直変位計の測定値に基づいて各計測区間の平均曲率を算出しこれらを高さ方向に積分して求めた。せん断変形成分は柱側面に配置した水平変位計の測定値（変形全体）から曲げ変形成分を差し引いて求めた。

L-90 及び L-135 試験体は，変形成分の分布が酷似した。重ね継手がある柱脚部のせん断変形成分の割合が最も大きかった。また，せん断補強筋の端部フック折り曲げ角度は変形成分の分布にも影響しない結果となった。一方，M-135 試験体は機械式継手部（図-9 では下から 2 段目）のせん断変形成分が相対的に小さく，最終的にせん断破壊した柱頭部のせん断変形成分が最も大きかった。

以上より，重ね継手の場合，継手部でせん断破壊が生じるが，機械式継手では継手部のせん断変形が小さい結

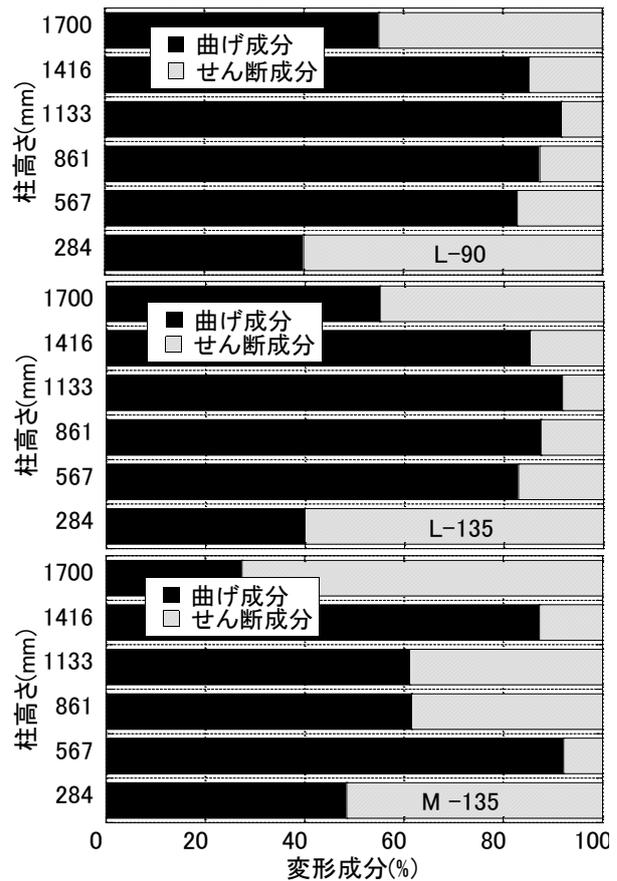


図-9 各試験体の変形成分

表-4 せん断耐力の実験値と設計用計算値の比較

試験体	実験値 [kN]	計算値 [kN]	安全率 実験値/計算値
L-90	128.3	113.3	1.1
L-135	120.8	113.3	1.1
M-135	133.5	112.5	1.2

表-5 せん断耐力の実験値と曲げ耐力（解析値）の比較

試験体	最大耐力 (実験) Q _e [kN]	曲げ耐 力 Q _{mu} [kN]	余裕度 Q _e /Q _{mu}	破壊機構
L-90	128.3	139.1	0.92	せん断破壊
L-135	120.8	139.1	0.87	せん断破壊
M-135	133.5	139.1	0.96	せん断破壊

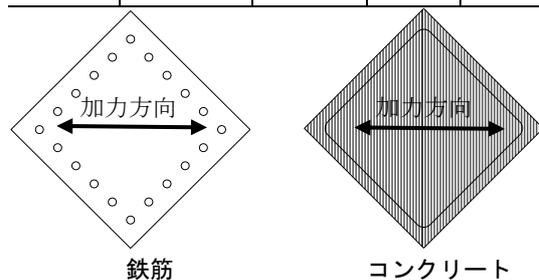


図-10 要素分割

果が得られた。

4.5 実験値と設計用計算値の比較

実験により得られたせん断耐力を式(1)の設計用耐力式⁴⁾による計算値と比較する。ただし、本式は一般に柱の主軸方向のせん断耐力の算定式であるため、ここでは柱の主軸方向（本試験体は主軸二方向に対して同一断面を有する）に対して耐力を算定した。各試験体のせん断耐力の実験値、計算値、安全率を表-4に示す。実験値は試験体の45度方向のせん断耐力であるが、式(1)により耐力が適合性よく安全側に評価される結果となった。

$$Q_{su(mean)} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b j \quad (1)$$

ここに、 p_t ：引張鉄筋比（%）， F_c ：コンクリートの圧縮強度（ N/mm^2 ）， M/Qd ：せん断スパン比， p_w ：せん断補強筋比， σ_{wy} ：せん断補強筋の降伏強度（ N/mm^2 ）， σ_0 ：軸方向応力度（ N/mm^2 ）， b ：柱断面幅（mm）， j ：応力中心距離で $7d/8$ （mm）である。

5. 曲げ解析

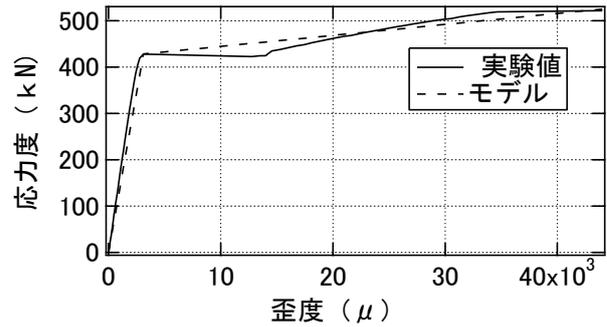
本研究では、試験体の破壊メカニズムを判断する目的で曲げ解析を行った。曲げ解析では、図-10に示すように断面を要素分割した。鉄筋とコンクリートの応力-歪関係を図-11(a)のバイリニアモデル、図-11(b)のManderらによるモデル⁵⁾にそれぞれ置換した。表-5では各試験体の実験時最大耐力を解析より得られた曲げ耐力と比較する。

解析値を実験値と比較すると、L-90、L-135試験体では解析値が実験値を10%程度、M-135試験体では5%程度上回った。よって各試験体ともにせん断破壊が曲げ降伏に先行して生じたと判断される。

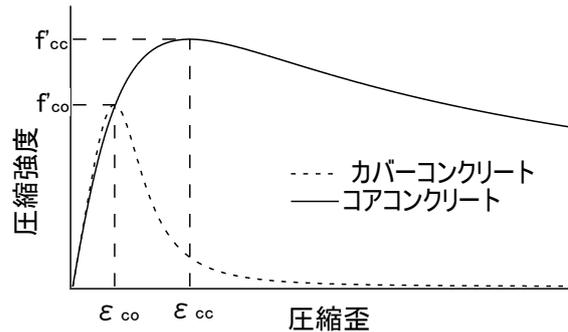
6. まとめ

インドネシアで地震被害を受けた重ね継手を有するRC柱を模擬した試験体、並びに、重ね継手の有無、せん断補強筋の端部フック折り曲げ角度を変動因子とする3体のRC柱試験体を対象に、静定載荷実験を実施した。実験より得られた知見を以下にまとめる。

1. インドネシアの被災した柱を模擬した試験体の最終破壊状況は、実被害を概ね再現することを確認した。
2. 重ね継手を有する試験体は重ね継手部のせん断変形が相対的に大きく、重ね継手部でせん断破壊した。一方、機械式継手を有する試験体は継手部のせん断変形成分が一般部より相対的に小さく、一般部でせん断破壊した。



(a) 鉄筋モデル



(b) Mander コンクリートモデル

図-11 材料モデル

3. 機械式継手を有する試験体は重ね継手を有する試験体と比較して、最大耐力が10%程度、変形性能が35%程度上回った。
4. せん断補強筋の端部フック折り曲げ角度(90度と135度)はせん断破壊が先行する柱の性能、特に最大耐力や変形性能にほとんど影響しなかった。

謝辞

本研究の実験を実施するにあたり、東京鐵鋼株式会社より試験体材料をご提供いただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会災害調査団：2009年インドネシア・スマトラ島西部地震の調査速報，建築雑誌，Vol.125，No.1601，pp.55~62，2010.3
- 2) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2005.12
- 3) SN1 03 - 6816 - 2002 Technical procedure for concrete reinforcement, Indonesia
- 4) 国土交通省住宅局建築指導課ほか：2007年版建築物の構造関係技術基準解説書，2007
- 5) J.B. Mander, M.J.N. Priestley, and P. Park, Fellow, ASCE, "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No.8, 22686