

論文 繰返し载荷によりすべり変形が生じた RC 造耐震壁のせん断抵抗

阿野田 瑛二^{*1}・細野 純^{*2}・高橋 之^{*3}・市之瀬 敏勝^{*4}

要旨: RC 造耐震壁を対象とした実験において、片側のみ柱型を有している試験体ですべり変形が生じた。本研究ではすべり変形が生じている際の荷重変形関係を再現することを目的とし、実験結果からすべり変形時の抵抗機構を仮定することにより解析をおこなった。変形成分の分離により、すべり変形が生じていたサイクルではせん断変形が大きくなる結果が得られ、解析においても同様の荷重変形関係を得た。解析結果から、柱型が省略された壁側が圧縮となる場合において、柱主筋の断面積や試験体の負荷軸力が小さいほど摩擦抵抗が小さくなり、すべり変形が生じやすいと考えられる。

キーワード: すべり変形, ダウエル効果, 片側柱付き耐震壁, 変形成分の分離

1. はじめに

RC 造耐震壁を対象とした実験ではすべり変形が生じるものがある。

Salonikios¹⁾による研究ではせん断ひび割れに沿うすべり変形が観察されており、浅野ら²⁾の研究では壁脚部における水平方向のすべり変形が観察されている。これらのすべり変形はいずれも最大耐力付近ですべり変形が大きくなっている。

一方、吉田ら³⁾の研究では繰返し载荷時の小さな荷重ですべり変形が観察されている。このようなすべり変形のメカニズムは解明されておらず、現在構造設計で使用されている耐震壁のモデルにおいても考慮されていない。本研究では、このようなすべり変形がどのように発生するかを検討し、その抵抗機構をもとに実験の荷重変形関係を再現することを目的とする。

2. 検討対象とした既往の実験

図-1(a), (b)は今回対象とした試験体³⁾の断面図であり、実験では試験体 NL2 の正载荷（壁端部圧縮）においてすべり変形が観測されている。両試験体ともスケールは 1/2.5、試験体高さ h が 1200mm であり、片側にのみ柱型を有している。本研究では、D10 が配筋されている部分（赤色の部分）を壁端部と定義し、それ以外の壁部分を壁板と定義する。図-1 に示す 2 体の試験体のせん断

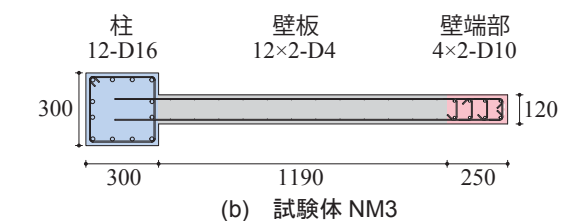
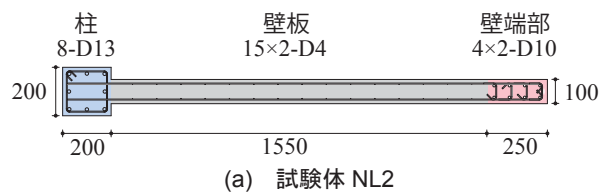


図-1 試験体断面図

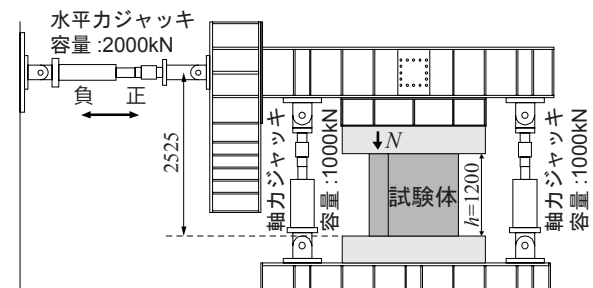


図-2 加力装置

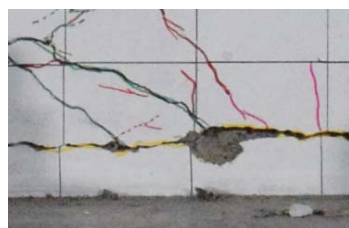


図-3 試験体 NL2 の脚部におけるすべり

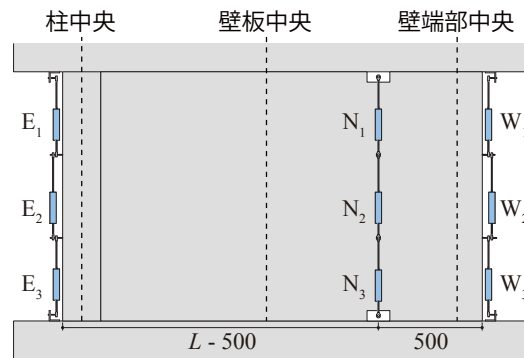


図-4 変位計取り付け位置

*1 名古屋工業大学 大学院生 (学生会員)

*2 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科 (会員外)

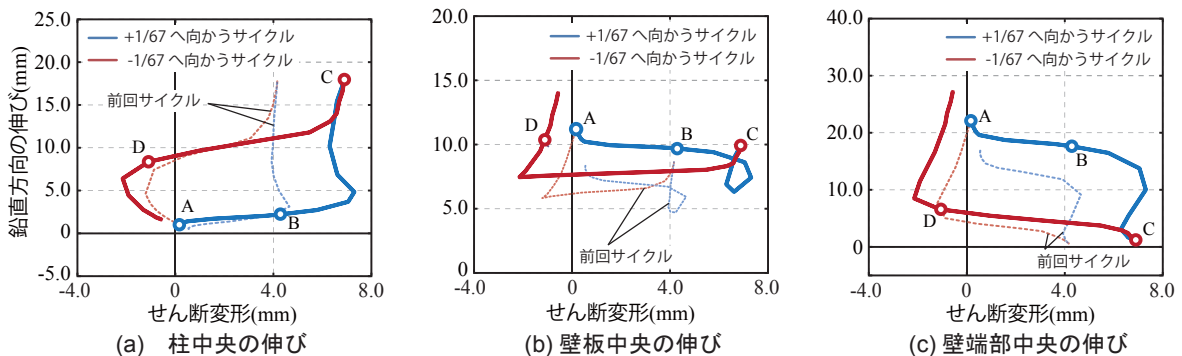
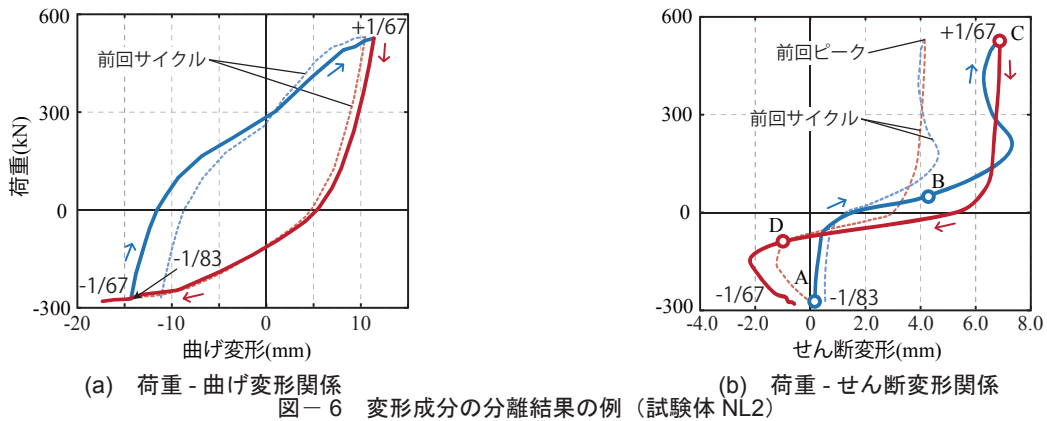
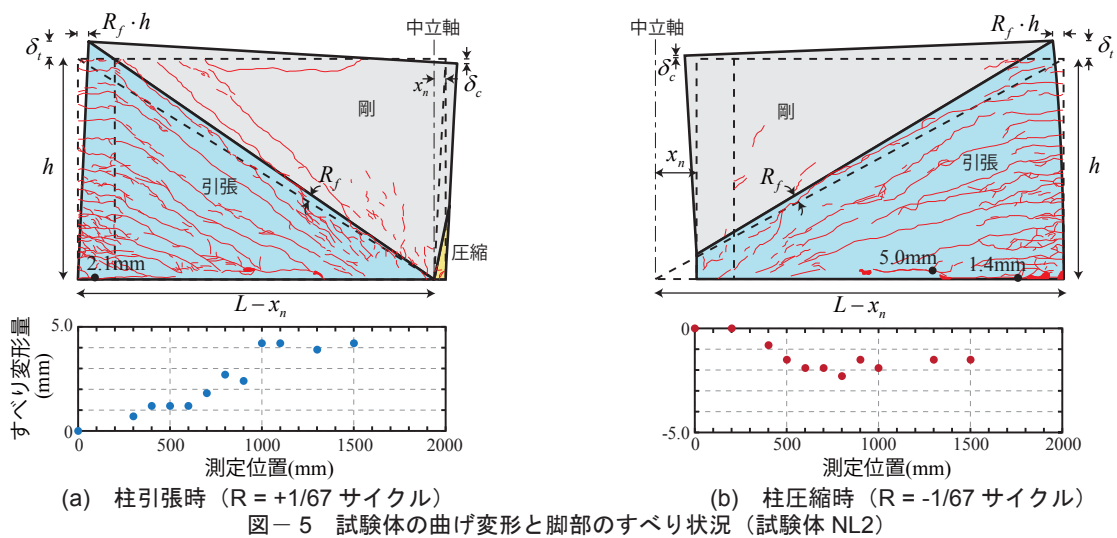
*3 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科 助教・博士 (工学) (正会員)

*4 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科 教授・工学博士 (正会員)

余裕度は柱引張で1.4~1.5、壁端部引張(柱圧縮)で3.4~4.9である。なお強度は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010)⁴⁾の曲げ強度式、および祖父江ら⁵⁾によるせん断強度式を用いて算出した。図-2に加力装置を示す。文献3)では図中の矢印で示すように柱中央に軸力を作用させており、変位制御による正負交番繰返し载荷を行ったところ、図-3の写真のように試験体NL2の正载荷(壁端部圧縮)では壁の脚部においてすべり変形が観測された。

図-4に各試験体の変位計取り付け位置を示す。これらの変位計のデータから曲げ変形を算出し、変形成成分の分離を行う。図-5に試験体の曲げ変形の概要図および

壁脚部のすべり状況を示す。図中の数値は試験体NL2の黒点におけるひび割れ幅で、ピーク後除荷時に計測されたものである。また、脚部のすべり状況については、各ピーク時のすべり変形量を写真から計測した。柱引張時は壁端部に向かうにつれてすべり変形が大きくなっている。柱圧縮時にも壁板でのずれが観測されたが、柱はずれておらず、壁長さ方向に伸縮したとは考えられないことから、本研究ではこれをすべり変形として扱わないことにした。赤線で示すひび割れが発生していたことから、本研究では曲げ変形の算出に際し、平面保持仮定が成立していないと考えた。圧縮縁から中立軸までの長さ x_n と曲げ変形による回転角 R_f を以下の



ように決定した。

$$x_n = \frac{\delta_c}{\delta_t + \delta_c} L \quad (1)$$

$$R_f = \frac{\delta_t}{L - x_n} = \frac{\delta_t + \delta_c}{L} \quad (2)$$

ここで、 δ_c は圧縮側の3つの変位計の縮み量の和（圧縮を正）、 δ_t は引張側の3つの変位計の伸び量の和（引張を正）、 L は試験体の全長である。式(2)から算出される曲げ変形と全体変形の差からせん断変形を得た。図-6に試験体NL2における変形分離結果の一例を示す。破線は検討対象サイクルの前のサイクルを示している。本研究では、青色で示すサイクルを正サイクル、赤色で示すサイクルを負サイクルと呼称する。図中のA～D点は後述の鉄筋のダウエル効果の解析に用いる点を示しており、せん断変形がゼロ付近の点（A、D点）、前回サイクルピーク時せん断変形の点（B点）、正サイクルピークの点（C点）である。

図-7に図-4中で破線で示した各部中央における鉛直方向の伸びの分布を示す。各部中央の伸びは図-4に示す各変位計の伸びを線形補間することにより算出した。なお、図中のA～D各点は図-6に示したものと対応している。せん断変形がゼロ付近の点（A、D点）では試験体全域において鉛直方向の伸びが発生しており、試験体全体が伸びていることがわかる。このことがすべり変形が生じる原因だと考えられる。

本研究では、図-8に示すせん断抵抗機構を考えた。正サイクルでは図-5に示すように壁端部ほどすべり変形が大きく、柱では見られなかったが、壁板と壁端部が一樣にすべっているものとみなし、柱には壁のすべりと適合するような逆対称曲げが生じると仮定した。なお、図-8(a)のような変形が生じる際には、壁横筋が抵抗す

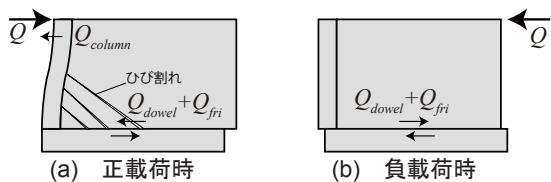


図-8 試験体のせん断抵抗

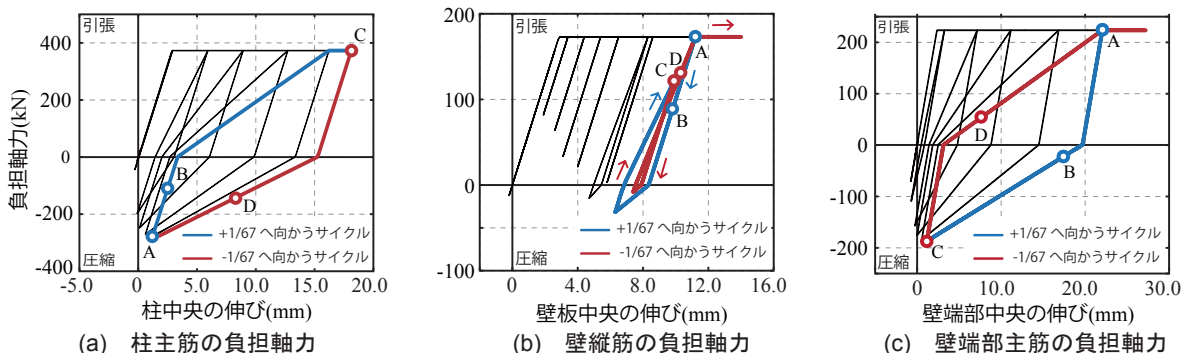


図-9 各部鉄筋の負担軸力（試験体NL2）

る可能性もある。しかし、図-6(a)に示すように正サイクルでのすべり変形は非常に大きく、また壁横筋は柱内に直線定着されているため、すでに柱との付着が発生していないものとして壁横筋の寄与分を無視することにした。負サイクルでは実験においてすべりが見られなかったが、壁が負方向にすべるためには柱型もすべる必要があり、図-8(b)のように考えた。正載荷および負載荷時の抵抗力を次の累加式によって決定する。

正サイクル時

$$Q = Q_{fri} + Q_{dowel} + Q_{column} \quad (3)$$

負サイクル時

$$Q = Q_{fri} + Q_{dowel} \quad (4)$$

ここで、 Q_{fri} は摩擦抵抗、 Q_{dowel} は鉄筋のダウエル効果、 Q_{column} はすべり変形時の柱の曲げ抵抗である。

3. 荷重変形関係算出法

3.1 摩擦抵抗

耐震壁脚部がすべる際に生じるコンクリートの噛み合いによる摩擦力は次式により決定する。

$$Q_{fri} = \mu(N + T + C_s) \quad (5)$$

ここで、 μ は摩擦係数、 N は試験体への負荷軸力（試験体NL2では240kN、試験体NM3では540kN）、 T は引張側鉄筋の負担軸力、 C_s は圧縮側鉄筋の負担軸力である。Kahnら⁶⁾の研究より、摩擦抵抗はひび割れ発生直後に半分程度に減少することが確認されている。ひび割れ発生前の耐力がACI-318⁷⁾に従って摩擦係数1.4で評価できると考えると、ひび割れが発生している場合の摩擦係数は0.7相当になる。しかし本研究で扱っているすべり変形はひび割れが開いている面に沿って発生するので、摩擦係数はさらに小さい可能性がある。そこで、ACI-318で定められている下限値の0.6を採用した。

また、負担軸力 T 、 C_s は構造解析ソフトOpensees⁸⁾を用いて算出した。まず、柱、壁および壁端部の各部について軸力-変形関係を評価してモデル化する。各部における鉄筋の負担軸力を算出するため、圧縮、引張ともに鉄筋のヤング係数および降伏強度を使用したバイリニアモデルを用

いて評価した。

このようにモデル化した各部材を、図-7に示した計測変位で制御して伸縮させた。得られた軸力と各部材の伸びの関係を図-9に示す。図-7に示したように、伸びは常に正の値を推移しているが、柱主筋および壁端部主筋は最大で200kN近い圧縮力を負担していた。これに対し、壁板内の鉄筋は圧縮力をほとんど負担していなかった。得られた軸力と式(5)を用いて算出した摩擦抵抗を図-10に示す。正サイクル(青線)の開始時には引張側鉄筋の負担軸力 T が減少し、摩擦抵抗が小さくなる。その後、せん断変形が6mm付近で壁の曲げ降伏により T および C_s が増加し、摩擦抵抗が大きくなる。除荷の際には摩擦抵抗は負側へ移行させている。

3.2 壁縦筋のダウエル効果

壁縦筋のダウエル効果の評価は、文献⁹⁾の手法に基づき、以下に示す方法を用いておこなった。

(1) 鉄筋の要素分割

鉄筋のダウエル効果は、鉄筋を要素分割した非線形解析によりおこなった。ダウエル変形は図-11(a)のように逆対称変形であると仮定する。図-11(b)のように

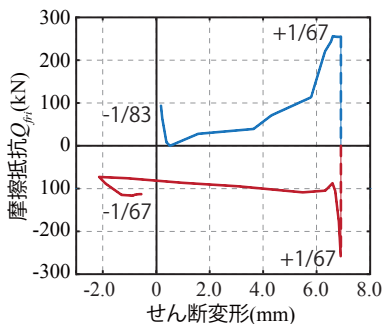


図-10 Q_{fri} の解析結果(試験体NL2)

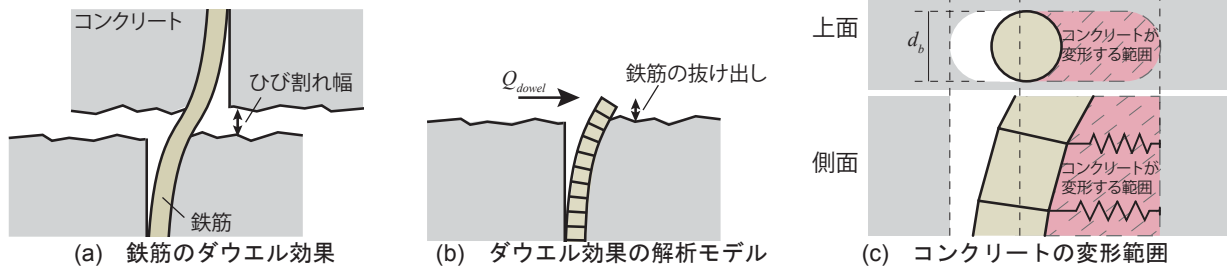


図-11 鉄筋のダウエル効果

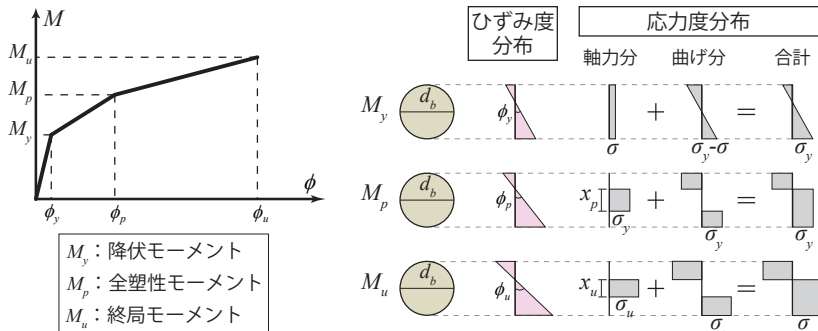


図-12 鉄筋のM- Φ 関係

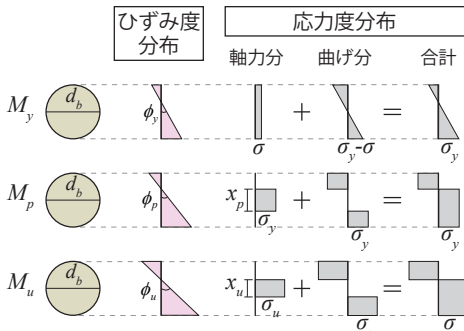


図-13 鉄筋のひずみ度分布・応力度分布

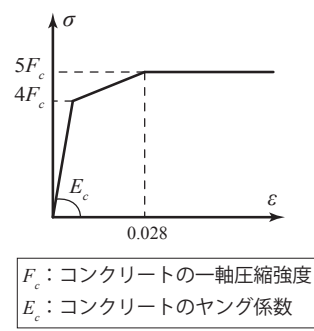


図-14 コンクリートの材料特性

下半分に着目し、頂部に水平力 Q_{dowel} が作用している場合の鉄筋の曲げ変形に関する荷重変形関係を算出する。コンクリートの抵抗は図-11(c)のようにバネに置換して評価する。バネに置換する際には後述のコンクリートの材料特性と図-11(c)に示すコンクリートの変形範囲を仮定し、変形に対応する抵抗力を算出した。よって、頂部水平力 Q_{dowel} とコンクリートの抵抗を受ける鉄筋について、後述の材料特性に基づいて解析している。

(2) 鉄筋のモーメント-曲率関係

図-12に鉄筋のモーメント-曲率関係を示す。ダウエル抵抗する鉄筋は、すべり変形に対する曲げ抵抗に加え、壁や柱の伸縮により軸力が作用しており、負担する軸力に応じて降伏モーメント M_y 、全塑性モーメント M_p 、終局モーメント M_u がそれぞれ低下する。図-13に曲げと軸力を同時に受ける鉄筋の応力状態を示す。ひずみ度は直線に分布しているものとした。図中の σ は図-9に示した軸力による応力、 ϕ_y 、 ϕ_p 、 ϕ_u はそれぞれ M_y 、 M_p 、 M_u 時の曲率、 x_p 、 x_u は M_p 、 M_u 時に鉄筋が軸力を負担する幅である。各曲率はひずみ度分布の傾きから算出した。以下に軸力を考慮した場合の各モーメントの値を示す。

$$M_y = \frac{\pi d_b^3}{32} (\sigma_y - \sigma) \quad (6)$$

$$M_p = \left(1 - \left(\frac{x_p}{d_b} \right)^2 \right)^{\frac{3}{2}} \frac{d_b^3}{6} \sigma_y \quad (7)$$

$$M_u = \left(1 - \left(\frac{x_u}{d_b} \right)^2 \right)^{\frac{3}{2}} \frac{d_b^3}{6} \sigma_u \quad (8)$$

ここで、 d_b は鉄筋径、 σ_y は鉄筋の降伏強度、 σ_u は鉄筋の引

張強度である。

(3) ダウエル鉄筋の抜け出し

すべりが発生している際、図-7(b), (c)に示すように壁板および壁端部に鉛直方向の伸びが生じており、ダウエル鉄筋の抵抗力に大きく影響すると考えられる。そこで、本研究ではひび割れ幅を考慮し、鉄筋の抜け出ししている範囲では鉄筋のみで抵抗しているものとみなし解析をおこなった(図-11(b))。

すべり面でのひび割れ幅については図-5に示す試験体脚部のひび割れ幅および図-7に示す各部の鉛直方向の伸び分布をもとに、壁板で全伸び量の半分、壁端部で全伸び量の10分の1、柱で全伸び量の5分の1とし、この割合が一定に保たれると仮定し解析をおこなった。

(4) コンクリートの材料特性

コンクリートの応力-ひずみ度関係は文献¹⁰⁾をもとに図-14のように決定した。ただし、検討対象としている実験では壁筋の間隔が十分に大きく、コンクリートの抵抗力が維持されると考えられることから、コンクリートが最大応力に達した後も、応力の低下が起こらないとした。ここで、 F_c はコンクリートの一軸圧縮強度、 E_c はコンクリートのヤング係数である。

(5) 繰返しによるコンクリートの塑性化

すべり変形が生じている試験体 NL2 の正サイクル(壁端部圧縮)では、繰返しの载荷によりコンクリートは塑性化することで、図-15(a)のようにコンクリートと鉄筋の間に隙間が生じている場合があると考えられる。コンクリートの変形量は塑性変形に対して弾性変形が非常に小さいことから弾性変形を無視し、前回ピークのせん断変形より鉄筋の変形が小さい場合にコンクリートの塑性化を考慮するものとする。図-6のA点(せん断

変形ゼロ付近)では前回サイクルのピーク時のせん断変形に達していないことから、図-15(a)のような状態であると考えられる。B, D点では前回サイクルのピーク時のせん断変形に達していることから、図-15(b)のような状態であると考えられる。

なお、鉄筋とコンクリートが接していない領域はひび割れ面からの深さが鉄筋径以内の領域であるとしている。これは鉄筋にかかる軸力の大きさやひび割れ幅を変化させてダウエル効果の解析を行った結果(図-16)より、コンクリートが塑性化する(応力度が $4F_c$ に達する)深さはダウエル鉄筋にかかる軸力やひび割れ幅の大小にかかわらず、鉄筋径分の深さに収束する傾向があったためである。

図-17にダウエル効果の解析結果の一例を示す。鉄筋のダウエル効果による抵抗力は前述のように、ダウエル鉄筋の負担する軸力やひび割れ幅などにより常に変動する。そこで便宜上、試験体 NL2 の正サイクルではせん断変形ゼロ付近(A点)、前回ピーク(B点)での実験パラメータを用い、A点からB点、B点からC点ではパラメータが変動しないものとした。その他の载荷では、せん断変形ゼロ付近(正サイクルピーク前ではA点、負サイクルピーク前ではD点)での実験パラメータを用いて解析をおこなった。せん断変形が4mm付近までは図-15(a)に示す状態であり、剛性が小さい。前回ピーク時の変形に達すると図-15(b)に示す状態となるため、剛性が大きくなっている。

3.3 柱の抵抗

図-8(a)に示すように、正サイクルでは柱はすべることはなく、壁のすべり変形に付随するように曲げ変形が生じているものとする。本研究ではこのときの柱は上下逆対称に変形しているものと仮定し、柱の曲げ抵抗を算出する。復元力特性には武田モデルを用い、曲げ降伏後の剛性は初期剛性の1/1000とした。以下に曲げ剛性 K_r 、柱のひび割れモーメント M_c 、降伏モーメント M_y 、および剛性低下率 α_y の各値をそれぞれ示す。

$$K_r = \frac{3E_c I}{h/2} \quad (9)$$

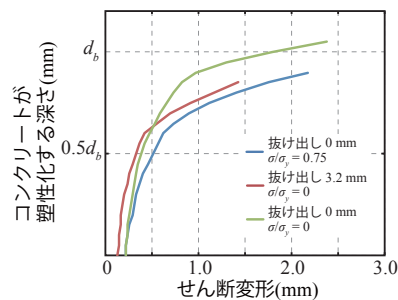
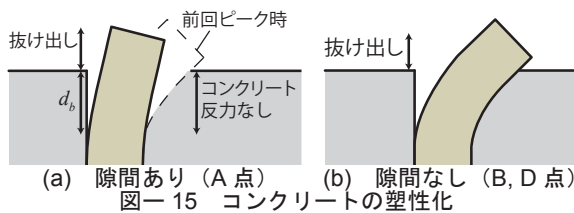


図-16 $4F_c$ に達する深さ分布

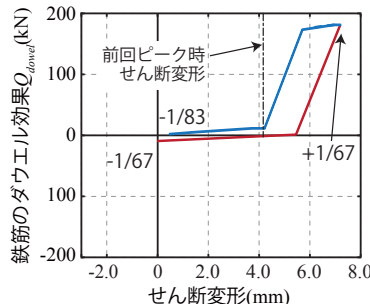


図-17 Q_{dowel} の解析結果(試験体 NL2)

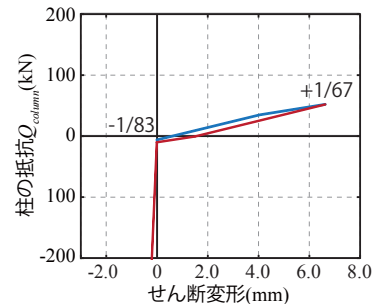
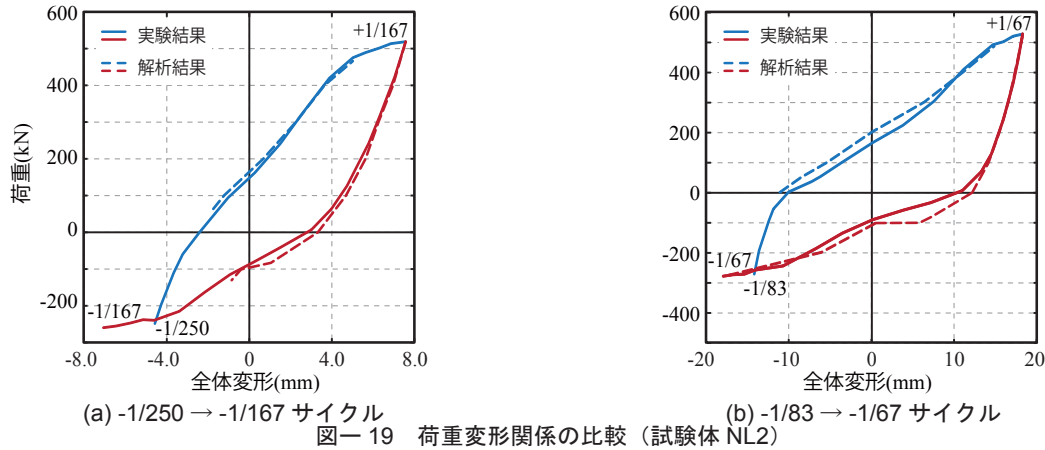


図-18 Q_{column} の解析結果(試験体 NL2)



図一 19 荷重変形関係の比較 (試験体 NL2)

$${}_cM_c = 0.56\sqrt{\sigma_b}Z + N_cD/6 \quad (10)$$

$${}_cM_y = \{g_s q + 0.5\eta_0(1-\eta_0)\}\sigma_b bD^2 \quad (11)$$

$$\alpha_y = \left(0.043 + 1.64np_t + 0.043\frac{a}{D} + 0.33\eta_0 \right) \left(\frac{d}{D} \right)^2 \quad (12)$$

ここで、 N_c は柱が負担する軸力とし、試験体の全断面積に対する柱の断面積の割合から算出した (試験体 NL2 で 44kN、試験体 NM3 で 185kN)。式 (10)~(12) の各記号については鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (2010)⁴⁾ (pp.73-76) を参照されたい。負サイクルでは、図一 8(b) のような変形を想定しているため、柱主筋のダウエル抵抗によって柱の抵抗を評価している。以上の方法で算出した柱の抵抗は図一 18 のようになった。

4. 実験結果と解析結果の比較

図一 19 に試験体 NL2 の荷重変形関係の比較を示す。ここで示す解析結果は、解析で得られたせん断変形と、その点に対応する実験での曲げ変形を足し合わせている。正・負サイクルともに実験結果と計算結果がよく対応している。ただし、負サイクルで全体変形が負の値になる範囲では、解析におけるせん断抵抗が大きくなり、全体変形の殆どを曲げ変形が占めている。実験でのせん断変形も小さく、実験と解析が良好に対応する結果となった。

5. 結論

本研究では、すべり変形が生じている試験体について抵抗機構を仮定することにより、その荷重変形関係を得た。以下に本研究で得られた知見をまとめる。

変形成分の分離により、すべり変形が確認されたサイクルにおいて、せん断変形が大きいことを確認した。

柱型が省略された壁側が圧縮となる場合、柱主筋の断面積や試験体の負荷軸力が小さいほどすべり変形が生じやすい。また、柱側が圧縮となる場合においては柱主筋のダウエル効果が大きく、すべり変形は生じにくい。

参考文献

- 1) Salonikios, T. N. : Shear strength and deformation patterns of R/C walls with aspect ratio 1.0 and 1.5 designed to Eurocode 8 (EC8), *Engineering Structures*, Vol. 24, pp.39- 49, 2002
- 2) 浅野裕輔, 向井智久, 勅使川原正臣, 野村設郎 : 壁式 RC 造既存建物の実大壁の耐力と破壊性状, コンクリート工学年次論文集, Vol. 27, No. 2, pp.481-486, 2005
- 3) 吉田和也, 泉 徳秀, 高橋之, 市之瀬敏勝 : 曲げ降伏型片側柱付き RC 耐震壁の変形性能 : その 1 実験概要と破壊性状, 学術講演梗概集, C-2, pp.25-28, 2011
- 4) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010
- 5) 祖父江美枝, 高橋之, 真田靖士, 市之瀬敏勝 : 鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力と破壊性状における枠柱の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, No. 2, pp.427-432, 2010
- 6) Kahn, F. L. and Mitchell, D. A. : Shear Friction Tests with High-Strength Concrete, *ACI Structural Journal*, Vol. 99, No. 1, pp.98-103, January-February 2002.
- 7) ACI Commitee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp.186-189, 2011
- 8) Opensees version 2.4.3, Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER, Berkeley CA
- 9) 阿野田瑛二, 片平直也, 高橋之, 市之瀬敏勝 : 鉄筋コンクリート部材にあるダウエル鉄筋の荷重変形関係, コンクリート工学年次論文集, Vol. 35, No. 2, pp.73-78, 2013
- 10) 児島孝之, 高木宣章, 日比野憲太, 服部由貴子 : 有限要素法による鉄筋のダウエル作用のモデル化, 土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集, V-37-1~V-37-2, 2000