

論文 想定を超える地震が起こった場合の構造スリットを設けた壁付き架構における挙動の把握に関する研究

保永 将矢*1・向井 智久*2・衣笠 秀行*3・松田 頼征*4

要旨： 損傷を低減する目的で設けられた構造スリットを持つ壁付き架構に想定を超える地震が起こった時、建物が変形して構造スリットが閉塞することで部材が接触し、建物の耐力や耐震安全性に影響を与える可能性がある。上記の挙動を示した実大 5 層 RC 造壁付き架構試験体において静的非線形増分解析を行い、部材が接触する挙動を、設定した水平変位量に到達した時点以降の水平剛性が急激に上昇するせん断ばねにより解析上で荷重変形関係や部材の接触する順番及び接触時における建物の代表変形角を概ね評価できた。また接触する周辺部材のせん断余裕度を算出し、接触後も靱性的な挙動を示すことを確認した。

キーワード： 実大 RC 架構, 長方形断面壁, 長方形断面壁の接触, 構造スリット, 静的非線形解析

1. はじめに

制震や免震などの先端技術を利用せず、従来の構造設計法の枠組みで適用できる RC 構造技術を対象に、地震後の継続使用性確保に資する新たな構造形式の提案¹⁾がされている。それは、剛節架構の柱を袖壁付き柱とし、通常の剛節架構よりも高い強度と剛性を各層に付与し、地震時の最大応答変位を低減させるものである。その低減により、非構造部材等の損傷に起因する地震後の建築物の継続使用性を高める対策として示されている。

福山ら(2015)¹⁾の実験における試験体は袖壁付き柱の性能を評価するために、構造スリットを設けることで長方形断面壁がせん断力を負担しない試験体計画である。しかし実験中に当該スリットが閉塞し、長方形断面壁が腰壁に接触することでせん断力を負担している。設計時に想定している地震動レベルでは上記の接触を想定する必要はないが、設計時の想定を超える地震動が発生した場合、上記の接触が起こることが予想される。一方、向井・川越ら(2108)²⁾において、上記の試験体における挙動を適切に評価するモデル化手法^{2) 3)}が示されているが、前述の長方形断面壁が腰壁に接触後の架構の挙動評価は検討されていない。そこで本論は接触を考慮した解析モデルを作成し、挙動を把握することを目的としている。また接触時に架構の耐震安全性に影響を与える可能性があり、本論ではその検討も行う。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

本論で解析対象とする試験体(福山ら(2015)¹⁾)の概要を図-1に示す。この試験体は桁行方向(加力面内方向)2スパン、張間方向(加力面外方向)1スパンの立体5層

RC 造壁付き架構である。また袖壁・腰壁または垂れ壁間および腰壁・長方形断面壁間に構造スリットを設けており、袖壁のみ構造体として活用している。構造スリット幅は袖壁・腰壁または垂れ壁間は 45mm、腰壁・長方形断面壁間は 80mm であり、試験体の縮尺は実寸大である。図-1 は左上と右上に桁行方向と張間方向軸組図を、左下に基準階伏図を示す。また表-1、表-2 に鉄筋とコンクリートの力学特性、図-2 に柱・梁部材の断面図を示す。図-3 には長方形断面壁、柱に付帯する袖壁の断面図を示す。袖壁はいずれも同じ端部の配筋詳細で、張出し長さは 700mm、壁厚は 200mm である。壁端部補強筋は 6-D16、閉鎖型鉄筋により拘束されている。壁縦筋はダブル配筋の D10@200、直交方向には幅止め筋(D10)を設けて拘束されている。壁横筋は壁端部で 180°フックにより定着され、柱断面内では直線定着されている。

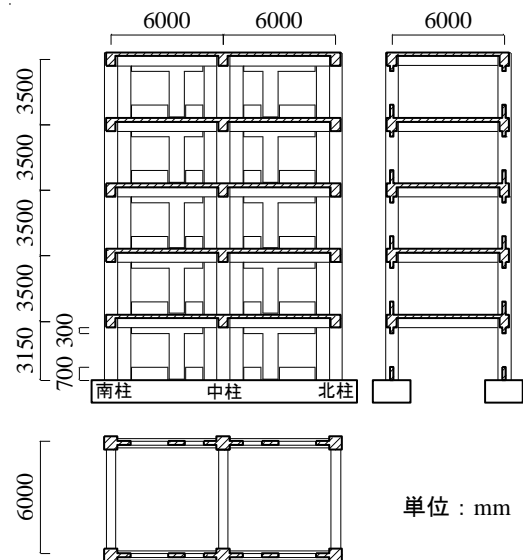


図-1 試験体概要

*1 東京理科大学 理工学部建築学科 (学生会員)

*2 国立研究開発法人建築研究所 主任研究員 博士 (工学) (正会員)

*3 東京理科大学 理工学部建築学科教授 博士 (工学) (正会員)

*4 東京理科大学 理工学部建築学科助教 博士 (工学)

壁横筋の間隔は縦筋の座屈を抑制するため1階ではダブル配筋D10@100, その他の階ではD10@200である。

図-3では代表して1階の断面図を示す。1階袖壁付き柱は平面保持仮定に基づく曲げ終局強度, 分割累加式に基づくせん断終局強度を算出し, せん断余裕度は1.26となったことから計算上はある程度の靱性能は確保できていると判断できる。

図-4にスラブ筋の配筋図を示す。スラブ厚は200mm, スラブ筋は桁行方向には上端筋・下端筋共にD10@150, 張間方向には上端筋はD10およびD13を交互に150mm間隔で配筋され, 下端筋はD10@150である。張間方向のスラブ協力幅1m内のスラブ筋は7列, 全幅では18.5

列分(上下端筋とも)となる。

2.2 加力計画

加力は図-5に示すように, 4FおよびRFに対して, スラブ厚さの中央が加力芯となるようにアクチュエータが設置され, 4F:RF=2:1の荷重比率で行う。アクチュエータはRF・4Fにそれぞれ4機取り付けられ, 外力はRF梁芯位置の水平変位の平均値によって制御されている。

加力サイクルは代表変形角 R_r (R層梁芯高さの水平変位/スタブ天端からR層梁芯高さまでの距離)による正負交番繰返載荷であり, $R_r=1/1600\text{rad}$, $1/800\text{rad}$ が各1回, $R_r=1/400\text{rad}$, $1/200\text{rad}$, $1/100\text{rad}$, $1/67\text{rad}$, $1/50\text{rad}$ を各2回, その後正方向に $R_r=1/37\text{rad}$ まで載荷されている。

2.3 計測計画

各層の水平変形角および代表変形角 R_r を, 各層の梁芯位置に設置された水平変位計で計測される。水平変位計の位置は図-5に示す。ひずみは, 主要な柱梁の主筋, 壁の曲げ補強筋と加力面内方向のスラブ筋に対して計測されている。北側における梁主筋のひずみは本論の検討で使用するため, 図-6, 図-7にその貼付位置を示す。

2.4 実験結果概要

図-8にベースシア-代表変形角関係の包絡線を示す。長方形断面壁と腰壁が接触する前では最大耐力が約4400kNであり, 概ね代表変形角+0.01rad時点で最大耐力を発揮している。その間大きな耐力低下は生じておらず, 靱性的な挙動を示している。試験体は代表変形角+0.014rad付近で, 2・3層の長方形断面壁と腰壁の構造スリット幅が閉塞し接触している(図-8破線部分)。

表-1 鉄筋の力学特性

鉄筋		降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
D10 壁筋・スラブ筋用	SD295	352	182600
D10 壁拘束筋用	SD295	372	185100
D13 柱帯筋・梁あばら筋用	SD295	340	182000
D13 スラブ上端筋用	SD295	342	180600
D16	SD295	384	187100
D25 1階柱主筋・梁主筋用	SD345	383	182000
D25 2~5階柱主筋用	SD390	449	181000

表-2 コンクリートの力学特性

コンクリート	圧縮強度(N/mm ²)	ヤング係数(N/mm ²)
5階	31.3	24700
4階	33.6	26200
3階	37.7	28500
2階	33.0	26100
1階	34.9	28600

柱	1階	2階	3~5階	梁	2~4階	5・R階
断面				断面		
主筋	16D25(SD345)	16D25(SD390)		主筋	8D25(SD345)	6D25(SD345)
帯筋	4D13(SD295A)@100		2D13(SD295A)@100	あばら筋	2D13(SD295A)@100	
接合部内帯筋	2D13(SD295A)@100					

図-2 柱梁断面リスト 単位: mm

	長方形断面壁 1~5階	袖壁付き柱
断面		
壁縦筋	D10(SD295@200)	
壁横筋	D10(SD295@100)	
端部拘束筋	D10(SD295@100)	
壁端部縦筋	4-D13(SD295)	

図-3 長方形断面壁・袖壁付き柱断面図 単位: mm



図-4 スラブ筋配筋図 単位: mm

腰壁と接触したことで長方形断面壁がせん断力を負担し、以降の変形角ではベースシアが上昇している。

3. 解析概要

3.1 架構のモデル化

図-9 に示すように柱、梁のそれぞれの部材の構造芯位置で線材置換し、各部材の接合部に節点を配置した立体架構モデルとしている。同図に示す節点 1, 2, 3, 19, 21 のみ移動、回転の自由度を拘束している。

図-9 より、剛域長さは向井・川越ら(2108)²⁾に従い、柱は梁フェイス位置、梁は袖壁付き柱フェイス位置から接合部側へ D/4 (D は部材せい) だけ入り込むものとする。危険断面位置は柱、梁、壁のフェイス位置とする。

また長方形断面壁は 1 本の柱としてモデル化する。その際、長方形断面壁がある程度変位して腰壁と接触すると耐力を負担するよう設定する必要がある。ここでは、接触を表現するためのせん断ばね (図-9, 図-10) を設置した。図-10 の太線部分に示すように長方形断面壁の剛域は長方形断面壁上部にのみ設定し、その長さは 650mm となっている。接触の際、福山ら(2015)¹⁾より腰壁全体に長方形断面壁が接触していたため、長方形断面壁下部の節点高さは接触する面の中心位置とした。また長方形断面壁が取り付け梁に曲げ応力を伝達させるために、長方形断面壁を間柱として扱い、取付く梁は長方形断面壁せいの中心位置で分割してモデル化を行う。分割した梁を一本部材化しているため、長方形断面壁と梁の接合部で、梁には剛域を設けていない。接合部に剛域を

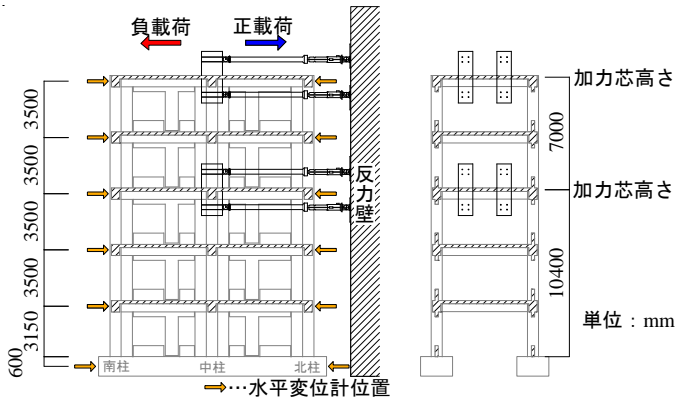


図-5 加力計画図および水平変位計位置

設ける方が適切なモデルと考えられるが、そのモデルで解析したところ接触前の初期剛性が実験値とズレが生じ、また接触後の結果が剛域を設けていないモデルと殆ど差が無かったため、検討は接合部の剛域無しで行った。

水平外力は剛床を仮定し、その重心位置を加力点として実験時に作用させた加力結果に従って設定する。力の大きさや制御方法は以下の通りである。

- ・ 4F, RF スラブ芯高さの重心位置に、力の大きさが 4F : RF=2 : 1 となるよう水平力を設定する。
- ・ 1step につき RF スラブ芯高さに設けた剛床の水平変位が 0.1mm 増加するような変位制御とする。

なお実験における外力は正負交番の繰り返し载荷であるが、今回の解析モデルでは一方向载荷とする。

部材の耐力を算出する際の軸力は、全節点に対して、床の支配面積に応じて鉄筋とコンクリートの重量を概算し設定した。鉄筋やコンクリートの重量は、各部材の断面積や階高から体積を算出し、鉄筋は単位体積重量 76.93kN/m³、コンクリートは単位体積重量 24.5kN/m³ を乗じることで値を求めている。また今回は P-Δ 効果については考慮せずに解析を行った。

3.2 部材のモデル化

柱のモデル化は材端に曲げばね、その中央にせん断ばね・軸ばねを配置し、梁は材端に曲げばね、中央にせん断ばねを配置し、単軸ばねモデルとする。曲げばね、せん断ばねはひび割れ耐力と終局耐力を考慮させた 3 折れ

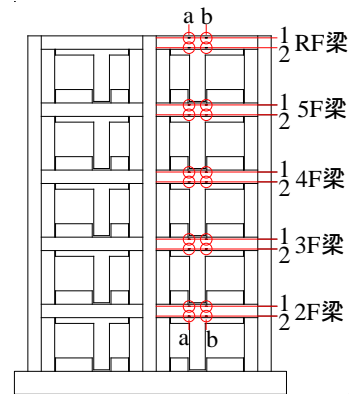


図-6 長方形断面壁近辺の梁主筋のひずみゲージ位置

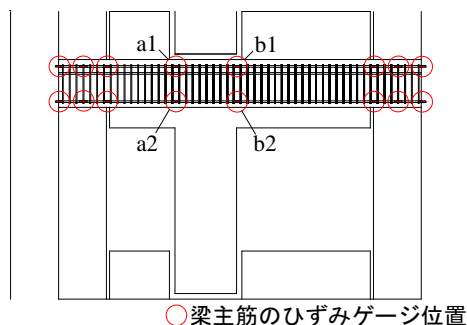


図-7 北側梁主筋ひずみゲージ位置

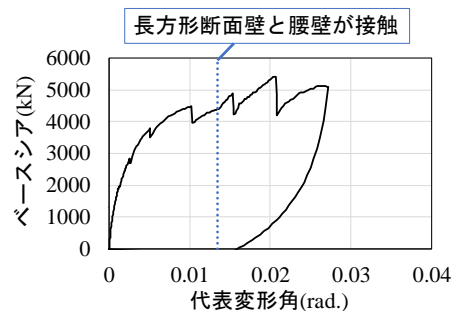


図-8 ベースシア - 代表変形角関係の包絡線

線モデル、軸ばねは圧縮側を弾性、引張側を鉄筋の降伏を考慮する2折れ線モデルとする。

長方形断面壁はモーメントとせん断力を負担するように設定した。図-9、図-10に示す接触を考慮するためのせん断ばねに関しては、長方形断面壁と腰壁の構造スリット幅が80mmであるため、その変位に達した時点で、図-11に示すように、剛性が急激に大きくなり（剛性は100MN/mmと設定した）、長方形断面壁が耐力を負担できるよう設定する。接触に伴い、接触部分に破壊が起こるほどの大きな応力を負担する前に長方形断面壁がヒンジを有してその変形が卓越するため、本論では剛な勾配をもつせん断ばねにより長方形断面壁に応力を伝える簡易なモデルとした。

柱、梁、長方形断面壁の曲げ・せん断ばねの初期剛性は文献⁹⁾に基づき、曲げばねの初期剛性は式(1)より算出し、せん断ばねのそれは式(2)により算出する。柱、梁の曲げばねの剛性低下率は文献⁹⁾により式(3)を用い、長方形断面壁は式(4)を用いる。柱、梁のせん断ばねの剛性低下率は文献⁹⁾により、式(5)を用いて算出し、長方形断面壁のそれは文献⁹⁾により、式(6)を用いる。柱、梁、長方形断面壁の曲げひび割れ強度は文献⁹⁾により、式(7)を用いて算出し、柱、梁のせん断ひび割れ強度は文献⁹⁾により、柱は式(8)、梁は式(9)を用いる。また長方形断面壁のせん断ひび割れ強度は式(10)を用いる。曲げ終局強度は文献⁷⁾から式(11)を用いて精算解で算出する。せん断終局強度は文献⁹⁾により式(12)を用いて算出した。本論文の試験体では、長方形断面壁は梁に垂れ下がっている状態なので、耐力を算出する際、軸力は0とし、梁と同様コンクリートの強度と鉄筋のみで耐力を算出した。また、スラブの有効幅に関しては、向井・川越ら(2108)^{2,3)}では1m

としていたが、今回はより実験値に近づけるために、実験でスラブ筋が降伏したところまでを有効幅とし、階ごとに長さを変更している。接触前の最大耐力は概ね代表変形角+0.01rad.時点で発揮されていたので、その時点のスラブ筋降伏状態を図-12に示す。

また長方形断面壁が接触した際、長方形断面壁が負担するせん断力が梁に軸力として作用し、梁の強度が変化すると考えられる。実際に式(11)に解析上で算出した長方形断面壁のせん断力を軸力として入力したが、軸力が無い場合と比較し、耐力の変化は約7%ほどであり、今回のモデルでは梁の軸力変動は考慮せずに検討した。

$$K_f = 6E_c I / L \quad (1)$$

$$K_s = GA / \kappa L \quad (2)$$

$$\alpha_y \begin{cases} (0.043 + 1.64np_t + 0.043 \left(\frac{a}{D}\right) + 0.33\eta_0) \left(\frac{d}{D}\right)^2 \\ (-0.0836 + 0.159 \left(\frac{a}{D}\right) + 0.169\eta_0) \left(\frac{d}{D}\right)^2 \end{cases} \quad (3)$$

2.0 < (a/D) で上式, 2.0 ≥ (a/D) で下式

$$\alpha_y = {}_w M_y C_n / E I_w \varepsilon_y \quad (4)$$

ここで、 ${}_w M_y$:長方形断面壁の降伏モーメント [N・mm] , C_n :引張縁から2段目の端部縦筋が降伏時の弾性中立軸から、引張側にある端部縦筋の重心位置までの距離 [mm], E:コンクリートのヤング係数 [N/mm²], I_w :断面2次モーメント [mm⁴], ε_y :縦筋の降伏ひずみ

$$\alpha = \left(\frac{Q_{un}}{\gamma_u}\right) / \left(\frac{Q_c}{\gamma_c}\right) \quad (5)$$

$$\beta_u = \frac{0.46p_w \sigma_y}{F_c} + 0.14 \quad (6)$$

$$M_c = (0.56\sqrt{\sigma_B} + \sigma_0) Z_e \quad [\text{N} \cdot \text{mm}] \quad (7)$$

$$Q_c = \left(1 + \frac{\sigma_0}{150}\right) \left(\frac{0.085K_c(F_c + 500)}{\frac{M}{Q_d} + 1.7}\right) b_j \quad [\text{kg}] \quad (8)$$

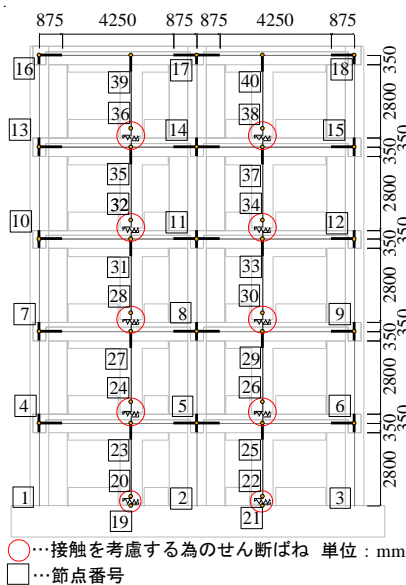


図-9 長方形断面壁を考慮した架構のモデル化

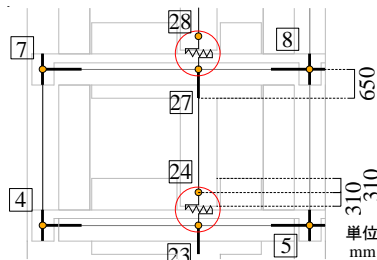


図-10 長方形断面壁を考慮した架構のモデル化 詳細

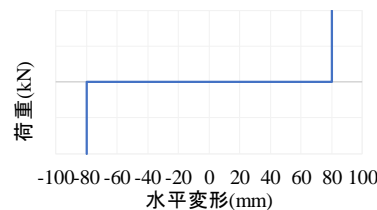


図-11 接触を表現したせん断ばねの荷重変形関係

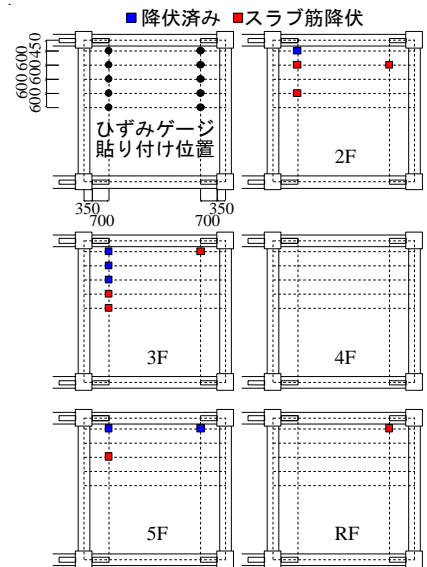


図-12 スラブの降伏状態 (代表変形角 1/100rad 時)

$$Q_c = \left(\frac{0.085K_c(F_c+500)}{\frac{M}{Q_d}+1.7} \right) bj \quad [\text{kg}] \quad (9)$$

$$V_c = \tau_{scr} t_w l_w / x_w \quad [\text{N}] \quad (10)$$

ここで、 τ_{scr} ：コンクリートのせん断ひび割れ強度 [N/mm²]で、コンクリートの引張強度 $\sigma_t (= 0.33\sqrt{\sigma_b})$ とし、 σ_b はコンクリート圧縮強度とする、 t_w ：長方形断面壁の壁厚 [mm]、 l_w ：0.9×長方形断面壁の内法長さ [mm]、 x_w ：断面係数で、長方形断面より 1.5 とする。

$$M_u = A_{st}\sigma_{st}d - A_{sc}\sigma_{sc}d_c - \frac{\sigma_{av}b(\beta_1x_n)^2}{2} + N \quad [\text{N} \cdot \text{mm}] \quad (11)$$

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068p_{tc}^{0.23}(F_c+18)}{\sqrt{\frac{M}{Q_d}+0.12}} + 0.85\sqrt{\sigma_{wh}p_{wh}} + 0.1\sigma_0 \right\} t_e j \quad [\text{kN}] \quad (12)$$

4. 解析結果と実験値の比較

4.1 荷重変形関係の評価

実験と解析で得られたベースシア-代表変形角を図-13に示す。接触を表現したせん断ばねが長方形断面壁に接触後、水平力を負担することで、実験の荷重変形関係を概ね再現できることが分かる。解析上では代表変形角 0.013rad.付近からベースシアが上昇している。また図-13より、ベースシアの上昇が一定ではないことが確認できるが、これは長方形断面壁が接触するタイミングが異なるためである。解析上では最初に 2F と 3F の長方形断面壁が接触することで一気にベースシアが上昇し、図-13内の a 点付近から長方形断面壁が曲げ降伏を起こし剛性が再度低下している。その後図-13内の b 点付近から 1F・4F・5F の長方形断面壁が接触し始め、せん断力を負担することでベースシアが上昇し、最終的に図-13内の c 点付近にて全ての長方形断面壁が曲げ降伏することで

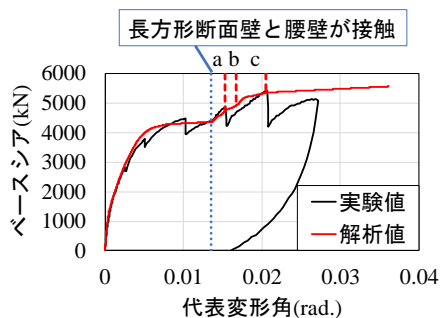


図-13 ベースシア - 代表変形角関係

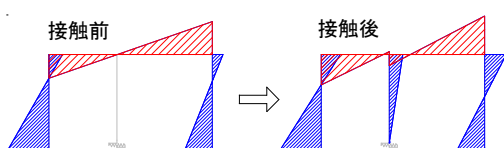


図-15 接触前後の負担モーメントの変化

それ以上ベースシアは上昇しなくなる。その後耐力が一定であるのは、この試験体における長方形断面壁のせん断余裕度(せん断終局強度/曲げ終局強度時のせん断強度)が算出すると 2 を超えており、壁が崩壊せず靱性的な挙動を示しているからと考えられる。

4.2 長方形断面壁と腰壁の接触開始点の評価

節点の水平変位から解析上の接触開始点を求め、それを実験値と比較し、適切に評価できているかを検証する。図-14に、2~3F間における代表変形角に対する節点の水平変位を示す。接触を考慮するためのせん断ばねの影響で節点 24・26 (図-9 参照) の水平変位の増加傾向が変化する点を接触開始点とした。図-14より、解析上では北側の長方形断面壁が南側の長方形断面壁よりもやや先に腰壁と接触していることが分かる。他の節点についても同様の傾向を確認した。

実験における接触開始点は、長方形断面壁近辺の梁の主筋の歪みから推定する。実験では長方形断面壁に取付く梁主筋のひずみゲージは北側にのみ貼付されていたため、実験値では北側の接触開始点を推定する。ひずみゲージの位置は図-6と図-7に示す。同図で、各階の梁において左上を a1、左下を a2、右上を b1、右下を b2 とした。接触前後のモーメントは図-15に示すように、長方形断面壁が接触後は梁のモーメントが変化し、長方形断面壁近辺のひずみゲージの中でも b1,b2 が急激に変化する。その時の代表変形角を実験値での接触開始点と定義した。図-15は 2F 北側長方形断面壁およびその周辺部材のモーメントを示している。長方形断面壁近辺の梁主筋のひずみを代表して、3F 梁 b1,b2 の値を図-16に示す。また図-16は代表変形角 $R_r = -0.01\text{rad}$ から 0.015rad でのひずみ-代表変形角関係である。b1,b2ともにひずみの値が代表変形角 0.014rad 付近で境に急激に変化するこ

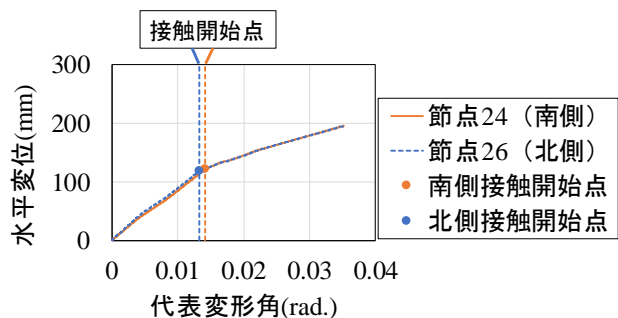


図-14 代表変形角に対する節点の水平変位(2~3F)

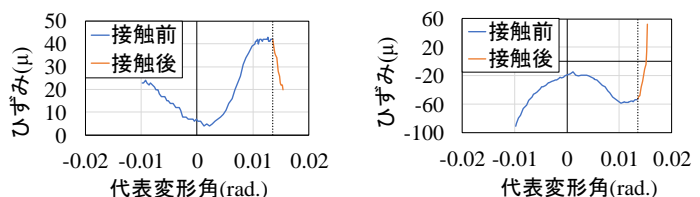


図-16 3F 梁ひずみ 左・b1 右・b2

表-3 接触を開始した代表変形角の比較

長方形断面壁	実験値(rad.)	解析値(rad.)
5F	0.020	0.017
4F	0.018	0.015
3F	0.014	0.013
2F	0.014	0.013
1F	0.018	0.016

とが確認できた。他の階における梁のひずみに関しても、同様に推定した。

上記の方法によって求めた接触開始点を表-3 にまとめ、実験値と解析値を比較する。実験値では北側の長方形断面壁にのみ接触開始点を算出したため、比較は北側の長方形断面壁で行う。また接触開始点を荷重変形角関係上にプロットしたものを図-17 に示す。実験値、解析値共に接触開始点の順番は、2F と 3F の次に 1F と 4F、続いて 5F の順であり、精度よく評価できている。また、接触開始点での代表変形角は実験値、解析値共に 0.013~0.020rad.程度であり、概ね妥当な範囲に収まっていることを確認した。

5. 長方形断面壁接触後における架構耐震安全性の検討

この試験体は1階の柱脚部と梁の材端にて曲げ降伏が生じている。柱に関しては、せん断余裕度が1.26であり、せん断破壊しない設計となっている。梁に関してもせん断余裕度は2.17(2Fの梁)となっており、せん断破壊しない設計となっている。長方形断面壁接触後はせん断力が上昇し、その時点でのせん断余裕度(せん断終局強度/接触後のせん断力)は1.73となった。また、他の階における梁でも同じような数値となった。この試験体においては接触後も十分にせん断余裕度が確保されており、靱性的な挙動をすると評価できることを確認した。長方形断面壁における接触の影響は梁を通じて柱にも影響を及ぼすと考えられ、接触後の柱の検討が今後の課題となる。

6. まとめ

福山ら(2015)¹⁾における試験体に対して長方形断面壁が腰壁に接触する挙動を考慮した静的非線形増分解析を行い、以下の知見を得た。

・長方形断面壁と腰壁の接触を、設定した水平変位量に到達した時点以降の水平剛性が急激に上昇するせん断ばねを用いて、実験時の荷重変形関係や接触する順番は概ね適切に評価できた。また解析で得られた接触開始点での代表変形角は、実験値と比較することで概ね妥当な範囲に収まっていることを確認した。

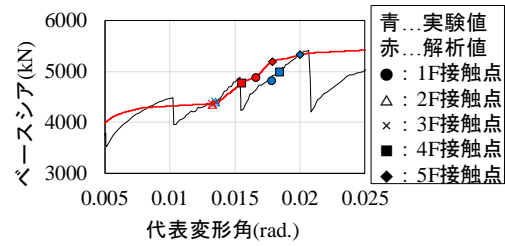


図-17 接触開始点の比較

・梁部材におけるせん断力が上昇した後のせん断余裕度を算出することで、接触後も建物が靱性的な挙動を示すことを確認した。柱に与える影響の検討が今後の課題となる。

7. 謝辞

本実験は国総研総プロ「災害拠点建築物の機能継続技術の開発」として実施され、建築研究所指定研究課題「既存建築物の地震後継続使用のための耐震性評価技術の開発」により実施しました。関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 福山洋, 向井智久, 田尻清太郎, 勅使川原正臣, 壁谷澤寿一, 諏訪田晴彦, 谷昌典, 楠浩一: 損傷低減のために袖壁を活用した実大5層鉄筋コンクリート造建築物の静的載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.361-386, 2015.9
- 2) 向井智久, 川越悠馬, 衣笠秀行, 河野進, 前田匡樹, 谷昌典, 渡邊秀和, 坂下雅信: 実大5層RC造壁付き架構試験体を対象とした静的非線形増分解析その1 実験概要および解析概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.539-540, 2018.9
- 3) 川越悠馬, 向井智久, 衣笠秀行, 河野進, 前田匡樹, 谷昌典, 渡邊秀和, 坂下雅信: 実大5層RC造壁付き架構試験体を対象とした静的非線形増分解析その2 解析結果と実験結果の比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.541-542, 2018.9
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・解説, 2010.2
- 5) 国土政策技術総合研究所, 国立研究開発法人建築研究所監修: 2015年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2015.6
- 6) 梅村 魁: 鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続(中層編), 1982.12
- 7) 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(案)・同解説, 1997