

論文 RC 方立壁のせん断破壊後のコンクリート剥落欠損面積と部材角の関係に関する実験的研究

JANG Subhin^{*1}・村越 朋香^{*2}・趙 経緯^{*3}・吉岡 智和^{*4}

要旨：せん断スパン比 0.5, 0.57, 0.67 の実大 RC 方立壁の水平加力実験を行い、RC 方立壁のせん断破壊点から抵抗力喪失点以降までの損傷状況を確認した。得られた実験結果から、最大荷重以降から部材角 2.25%rad. までは、同一部材角においてコンクリート剥落欠損面積とせん断スパン比には負の相関が見られ、それ以降は相関が殆どないことを確認した。せん断スパン比を一緒に学習させたニューラルネットワークモデルを用い、コンクリート剥落欠損面積から経験部材角を比較的精度良く回帰する手法を提案した。

キーワード：地震被害調査, RC 方立壁, せん断破壊, コンクリート剥落欠損面積

1. はじめに

地震により被災した建物の復旧には、専門家による現地調査を伴う被災度区分の判定、復旧の可否判断が必要となるが、震災時には専門家の不足が懸念されている。筆者らの一人は、被災したコンクリート系共同住宅を対象に、専門家の現地調査を代替、補完する地震被害調査法として、RC 方立壁の地震被害写真からコンクリート剥落欠損面積（以下、本文中では剥落面積と略す）を画像測定し、その損傷量から対象層の最大層間変形角、及び耐震性能残存率を推定する手法¹⁾の開発を進めている。当該法が対象とした RC 方立壁は、写真-1 に示すように、共同住宅共用廊下側の外壁として配置され、非構造壁として設計されたものの、架構と適切に縁切りされておらず、層の階高に比較し可撓長さ（せん断スパン）が小さく、十分な壁筋が配筋されていないため、地震時にせん断破壊する事例が多く報告^{例えば、2)}されるものである。当該法は、このような RC 方立壁では、それが配置されたラーメン架構に比較し小さい変形でせん断破壊が生じ易く、ラーメン架構の地震応答が小さい場合でも、破壊に至った RC 方立壁の損傷は大きく、その損傷量の測定が容易であり、ラーメン構造の地震応答の推定が可能との考え方に立脚している。

当該法の実現に当たっては、RC 方立壁のせん断破壊後の剥落面積と部材角の関係を把握する必要がある。RC 方立壁の損傷量と部材角の関係として、向井ら³⁾はひび割れ長さと部材角の関係を、高橋ら⁴⁾は残留ひび割れ幅と部材角の関係を、池田ら⁵⁾は剥落面積（剥落率）と部材角の関係に関する実験結果を示しているが、いずれもせん断破壊直後までの報告に留まっている。また、共同住宅共用廊下側に多く見られるせん断スパン比 1 未

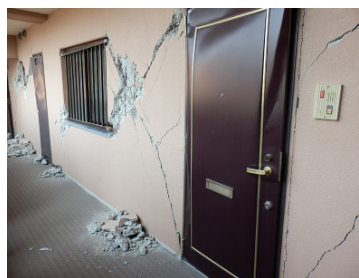


写真-1 共同住宅共用廊下側外壁（RC 方立壁）の地震被害

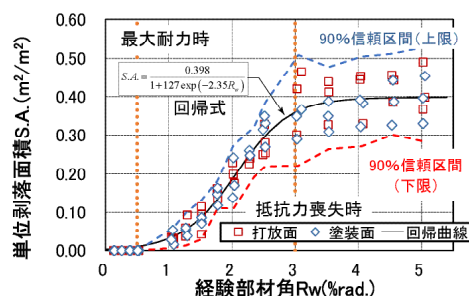


図-1 RC 方立壁の剥落面積と部材角の関係¹⁾

満の RC 方立壁を対象としたせん断破壊後の損傷挙動に関する実験資料は極めて少ない。

そのため、筆者らの一人は、せん断スパン比 0.5 のダブル配筋した実大 RC 方立壁試験体の水平加力実験を実施し、図-1 に示すようにせん断破壊後の抵抗力を喪失する過程及び喪失後における剥落面積と部材角の関係を表す実験式を導出¹⁾した。さらに、筆者らの中の二人は、せん断スパン比を 0.5 から 0.57 に変更した実大 RC 方立壁の水平加力実験を実施し、せん断スパン比が剥落面積と部材角の関係に与える影響を確認^{6),7)}した。

本研究では、せん断スパン比 0.67 となる実大 RC 方立壁の水平加力実験を実施し、得られた実験結果と既往研究^{1),6),7)}の成果に基づき、せん断スパン比がせん断破

*1 九州大学大学院 芸術工学研究府 芸術工学専攻 博士後期課程（正会員）

*2 九州大学大学院 芸術工学部 学部長

*3 (株) あい設計

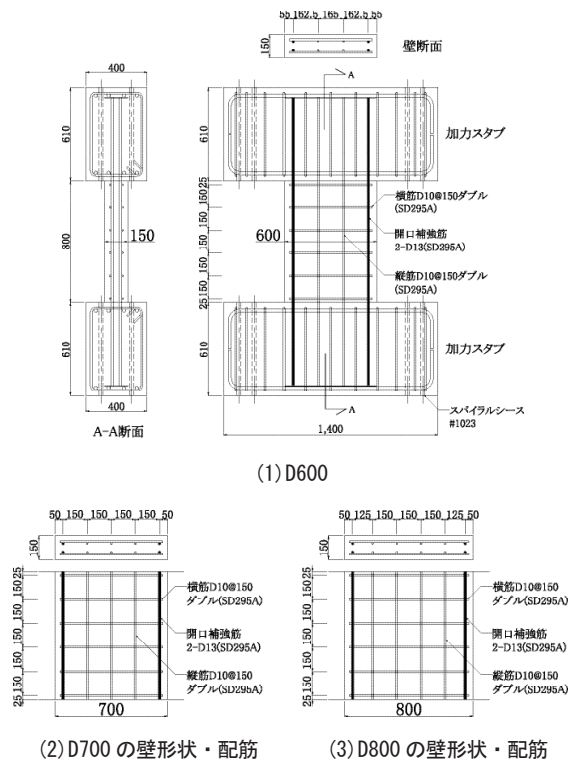
*4 九州大学大学院 芸術工学研究院 環境設計部門 教授 博士（工学）（正会員）

壊後の RC 方立壁の剥落面積と部材角に与える影響を考察する。さらに、実験結果から、せん断スパン比の影響を考慮した剥落面積と部材角の関係を示すための回帰方法をニューラルネットワークを用い導出する。

2. 実験方法

図－2 に試験体の形状・寸法、及び配筋を示す。実験に使用した試験体は、共同住宅共用廊下側に見られる RC 方立壁を模擬した実大試験体とし、壁厚 150mm、壁高 800mm、コンクリート設計規準強度 $F_c=24\text{N/mm}^2$ を採用したせん断破壊型 RC 方立壁とした。方立壁の上下には加力用鋼製骨組への取り付けに用いる加力スタブを設けた。方立壁の壁筋はダブル配筋として、縦筋に D10@150 (SD295A, $p_{wv}=0.63\%$)、端部補強筋に D13 (SD295A)、横筋には D10@150 (SD295A, $p_{wh}=0.63\%$) を配筋した。実験変数として壁長を 600, 700, 800mm (せん断スパン比 0.67, 0.57, 0.5) を変更し、同一条件下で 3 体の実験を行った。本論文では、これら試験体群を D600, D700, D800 と呼称し、試験体群毎の 1～3 体目をそれに枝番号 -1～-3 を付けて表す。なお、D700, D800 の実験方法及び後述する実験結果は、文献 6, 7, 及び文献 1 より引用し再掲した。ここで、D600 の壁縦筋は曲げ耐力の上昇を抑制するため 165mm 間隔で本数を 3 本から 2 本に変更して配置し、壁縦筋比 ($p_{wv}=0.58\%$) を減少させている。表－1 にコンクリートの圧縮試験結果を、表－2 に壁筋の引張試験結果を示す。

図－3 に実験で用いた加力装置、及び変位・ひずみ計



図－2 RC 方立壁試験体の形状・寸法、及び配筋

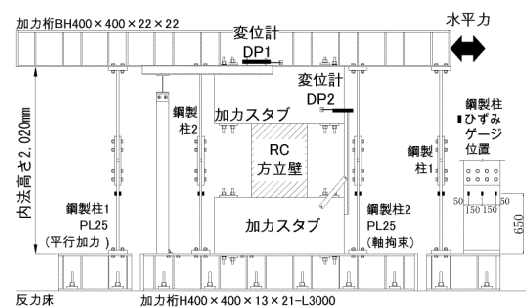
測位置を示す。加力は既往研究^{1), 6)}と同様の方法を用い、大地震時の応答を模擬するために、試験体を鋼製骨組に取り付け、上部の鋼製骨組に接続した 750kN アクチュエータにより水平方向に強制変位を与えた。なお、RC 方立壁には初期軸力は与えず、試験体直近に鋼製柱 (図－3 中の鋼製柱 2, PL25×幅 400mm) を設けて水平加力時の試験体の剛体回転に伴う伸長を拘束することで圧縮軸力を RC 方立壁に作用させた。与えた強制変位は、壁水平変位として 1, 2, 3, 3.5, 4, 4.5, 5, 6, 7, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 26, 28, 30, 32, 36, 40mm を正負方向で 1 回与えた。なお、D800 では、3.5, 4.5, 6mm を、D700-1 試験体では 22mm の強制変位を与えていない。計測データとして、水平力、層間変位 (DP1)、壁水平変位 (DP2)、拘束軸力、壁面上の損傷写真を収集した。試験体の拘束軸力は、鋼製柱に生じる伸縮ひずみに事前に計測した荷重変換係数 ($2.05\text{kN}/\mu$) を乗じ算定した。壁面の損傷写真は、壁面から 1.2m 離れた位置から壁面に正対し撮影した。損傷写真の画素数を横 6000×縦 4000 とし、1 画素当り 0.201mm～0.215mm の解像度が得られた。壁面の一方は白色ペンキを塗布 (塗装面と称す) し、他方はそのまま利用した (打放面と称す)。損傷写真は、壁面両面について、強制変位毎の正

表－1 コンクリートの圧縮試験結果

試験体群	番号	設計基準強度 (N/mm ²)	材令 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)
D800	1	24	120	38.4	27.5	22.4
	2		107	38.8	27.8	22.4
	3		81	38.4	27.2	22.4
D700	1		157	38.3	28.1	22.4
	2		122	38.3	28.5	22.3
	3		104	34.2	28.5	22.8
D800	1		110	38.8	28.5	22.8
	2		77	30.7	25.8	22.7
	3		32	41.8	28.8	23.0

表－2 壁筋の引張試験結果

試験体群	呼び径	使用箇所	種類	降伏点強度 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
D600	D10	壁筋	SD295A	356	488	187
	D13	端部補強筋		382	509	186
D700	D10	壁筋		377	503	183
	D13	端部補強筋		387	505	182
D800	D10	壁筋		371	481	182
	D13	端部補強筋		371	508	185



図－3 加力装置、及び変位等の計測位置

負のピーク時と除荷時に撮影した。

3. 荷重変形関係、及び拘束軸力変形関係

実験結果として、D600-1, D700-1, D800-1 の壁せん断力 Q_w と部材角 R_w の関係を図-4 に、壁拘束軸力 N と部材角 R_w の関係を図-5 に、各試験群の代表例として示す。ここで、壁せん断力は水平力から鋼製骨組の水平剛性 (0.661kN/mm) に層間変位を乗じ求めた鋼製骨組の負担するせん断力を除いた値とした。部材角は、上下加力スタブ間の相対水平変位 (壁水平変位) を壁高 800mm で除し求めた。壁拘束軸力は、正側が圧縮軸力を負側が引張軸力を示している。なお、RC 方立壁試験体には初期軸力を導入しないように計画したが、D600-1, D700-1, D800-1 には初期軸力 $N_0 = -22.5, -31.4, 131$ (軸力比 $-0.01, -0.01, 0.03$) が導入された。この要因は、試験体を加力用鋼製骨組に取り付ける際に、試験体の上加力スタブと鋼製骨組の上加力桁の間に、数 mm 厚さの無収縮モルタルを敷き隙間が出来ないように圧着したが、敷モルタル厚さの制御が不十分であったため、加力装置の軸拘束用の近接な鋼製柱と上加力桁を高力ボルトで締め付ける際に、圧縮軸力又は引張軸力が各試験体に作用したものである。図-4、図-5 中の丸印は最初にせん断ひび割れが発生した点を、四角印は正負加力時それぞれの最大荷重を発揮した点を示した。図-4 中の破線は、荒川 mean 式により最大荷重時に計測した拘束軸力を考慮し算定したせん断終局強度の計算値を示す。

D600-1 では $R_w = +0.14, -0.12\%$ rad. で、D700-1 では $R_w = +0.12, -0.13\%$ rad. で、D800-1 では $R_w = \pm 0.1\%$ rad.

前後でせん断ひび割れが生じた。続いて、D600-1 は $R_w = \pm 0.5\%$ rad. で最大荷重 403, -389kN を発揮した後に、壁せん断力が部材角の増加に伴い大幅に低下した。これは、壁面に生じたせん断ひび割れ幅の拡大、壁中央のコンクリートの圧壊、欠損に伴い発生しており、想定通りに拘束軸力 (正, 負の最大荷重時 485, 473kN) の効果で RC 方立壁は曲げ破壊に先行しせん断破壊した。同様に、D700-1 は $R_w = +0.45, -0.46\%$ rad. で最大荷重 466, -470kN (拘束軸力 487, 498kN) を発揮し、D800-1 は $R_w = +0.5, -0.51\%$ rad. で最大荷重 688, -696kN (拘束軸力 726, 752kN) となり、その後はせん断破壊したことで部材角の増加に伴いせん断力が大幅に低下した。

4. コンクリート剥落欠損面積と部材角の関係に与えるせん断スパン比等の影響

本章では、剥落面積と部材角の関係に与えるせん断スパン比等の影響を確認した。

図-6 に各試験体群の壁せん断力 Q_w と部材角 R_w の関係の包絡線 (正加力時) を示す。いずれの試験体群でも最大荷重時の部材角は 0.5% rad. となった。一方、せん断破壊後の抵抗力喪失点の部材角は、D600 が 2.93% rad., D700 が 4.35% rad., D800 が 3.03% rad. となった。なお、試験体群毎の抵抗力喪失点の部材角は、コンクリート剥落欠損が顕著となった部材角 2% rad. 以降において、強制変位サイクル毎の正加力時の最大荷重の減少量が前サイクルの最大荷重の 10% 以下となった時の壁水平変位の平均値とした。ここで、試験体の最大荷重発揮後、斜めの剥落面積の増加に伴ってコンクリートの

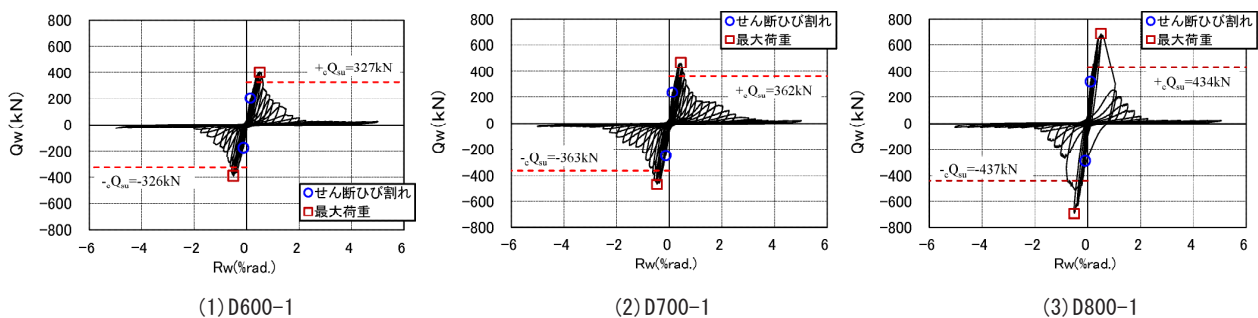


図-4 壁せん断力 Q_w と部材角 R_w の関係

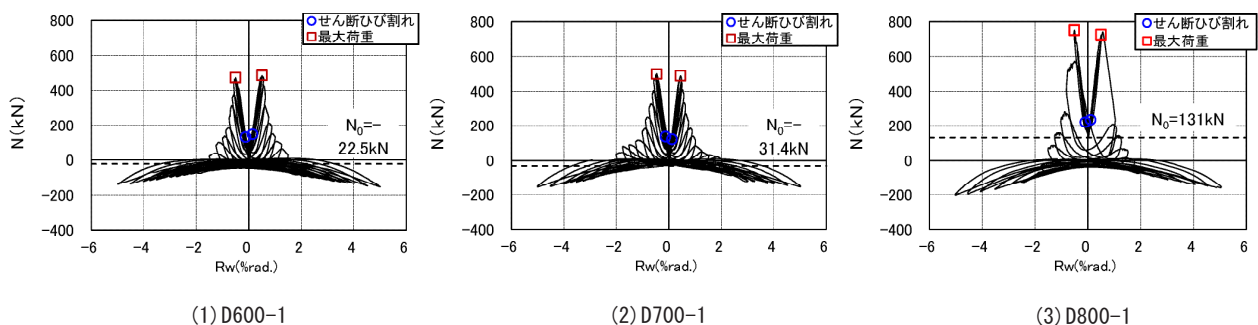
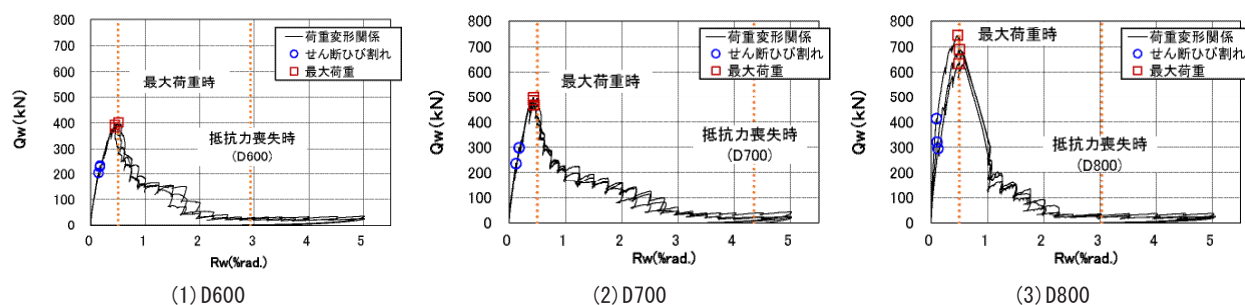
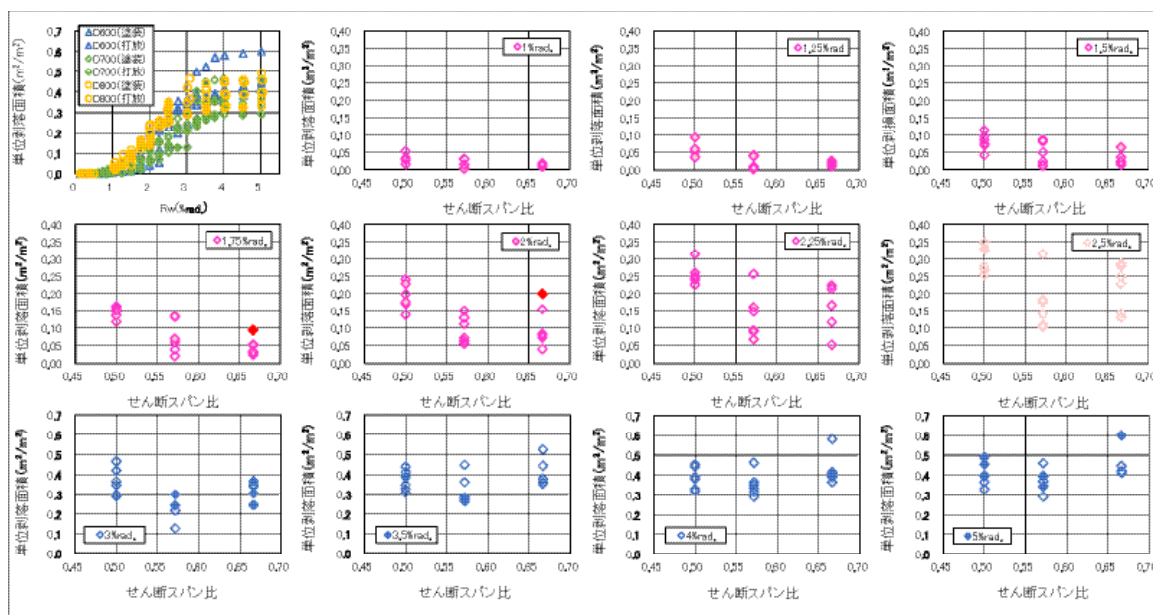


図-5 壁拘束軸力 N と部材角 R_w の関係



図－6 壁せん断力 Q_w と部材角 R_w の関係の包絡線（正加力時）



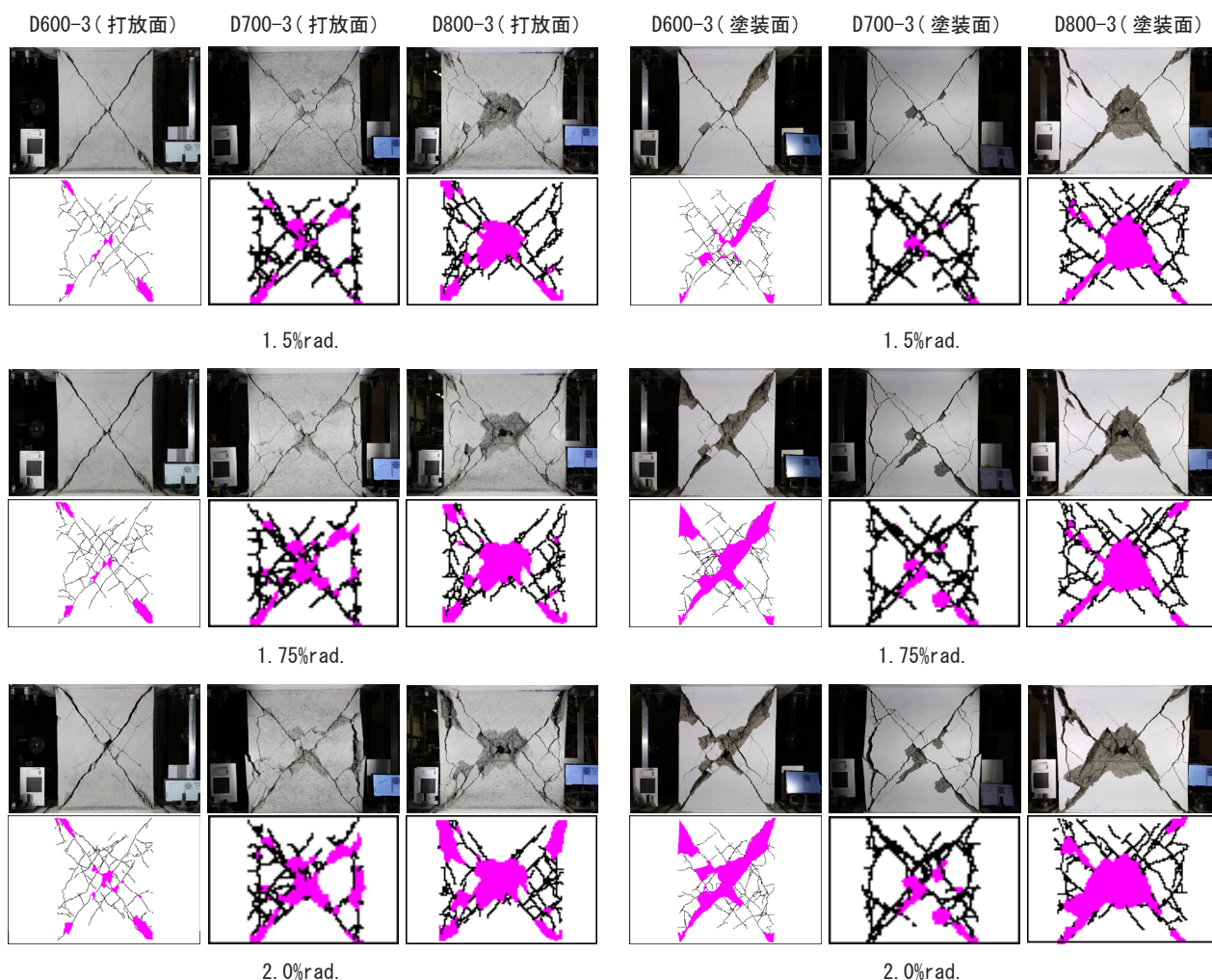
図－7 同一部材角における剥落面積とせん断スパン比の関係

支持力が失われるが、壁縦筋が曲げ抵抗力を維持しているため、せん断力が一定に試験体に入力されている様相を確認した。従って、コンクリートの抵抗力が喪失される時点を抵抗力損失点として定義した。抵抗力喪失点の部材角は、D700 が D600, D800 に比較し大きく、せん断スパン比の影響は確認できなかった。

次に、図－7 では、同一部材角での単位剥落面積とせん断スパン比の関係を示す。参考のために、図－7 の左上に、全試験体の単位剥落面積と部材角の関係を併記した。なお、単位剥落面積は、負加力後の除荷時に撮影した損傷写真から人の手によりコンクリート剥落欠損領域を CAD データ化した。その際に、損傷写真に 1 辺 5mm のグリッドを設け、グリッド線とコンクリート剥落欠損領域の輪郭線が交差する点を結び描画し、面積を計測した。なお、コンクリート欠損領域は、貫通しているが四周をコンクリート部分で囲まれているもののみを対象とした。図中の単位剥落面積は、CAD 上で計測した剥落面積を壁面積で除した単位壁面積当りの剥落面積を示している。また、図中の縦軸の最大値を、部材角 2.5%rad. 以前は $0.4\text{m}^2/\text{m}^2$ とし、その後は $0.7\text{m}^2/\text{m}^2$ では変更する

ことで、より小さい単位剥落面積の変化を強調しているので注意を要する。図に示すように、せん断抵抗力を維持している部材角 1 ～ 2.25%rad. の範囲では、相関係数が $-0.45 \sim -0.77$ で、両者に負の相関が認められた。一方、せん断抵抗力の多くが喪失する部材角 2.5%rad. では、両者には弱い負の相関（相関係数 -0.38 ）が、同 3%rad. では相関が確認できなかった（相関係数 -0.14 ）。その後の抵抗力喪失点以降は、両者に弱い正の相関（相関係数 $0.23 \sim 0.32$ ）は見られるものの、抵抗力喪失点前後以降はせん断スパン比が同一部材角における剥落面積に与える影響は小さいと考えられる。

図－8 にせん断スパン比の影響が認められる範囲内での負加力側・除荷時の損傷写真と損傷の CAD データを代表例として D600-3, D700-3, D800-3（打放面、塗装面）を示す。これにより、図－7 で示した単位剥落面積とせん断スパン比の負の相関について確認した。図－7 の部材角 1.75%rad., 2%rad. グラフにおいて、赤色でマークして示したように、D600-3 試験体の塗装面の剥落面積（図中のピンク色）は打放面に比較し顕著に大きくなり、両者の損傷量にばらつきが見られ、同一部材角における



図一 8 セン断スパン比の影響が確認された部材角での D600-3, D700-3, D800-3 の損傷写真 (上) と損傷の CAD (下)

剥落面積に対するせん断スパン比の影響 (負の相関) が把握しづらい結果となった。

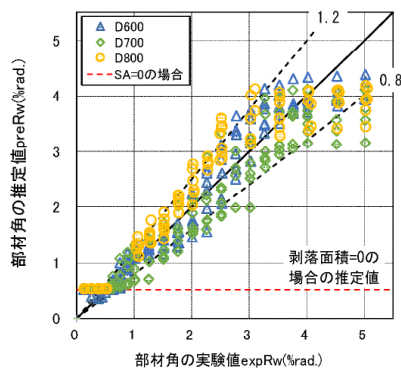
以上のように、RC 方立壁で最大荷重が発揮される時点から部材角 2.25%rad. 以下の範囲では、単位剥落面積とせん断スパン比には負の相関が見られた。これは、図一 6 に示すように、せん断スパン比の減少に伴ってせん断破壊時最大荷重が増加し、最大荷重以降のせん断力の低下が急激に発生し、せん断スパン比が小さいほど RC 方立壁の脆性的な破壊が起こり易く、同一部材角においてもコンクリート剥落欠損が生じやすいことが原因と考えられる。一方、壁中央に大きなコンクリート剥落・欠損が生じ抵抗力を喪失する部材角 3% rad. 以降 (D700 は 4.35%rad) は、単位剥落面積とせん断スパン比に弱い正の相関は見られるものの、せん断力が入力されず破壊は殆ど進展しないため、部材角の増加に伴う単位剥落面積の増加は極めて少ない。

また、せん断スパン比の影響を受ける範囲と考えた部材角 1.75, 2, 2.25%rad において、D600 と D700 の単位剥落面積に大きな差が見られない理由を考察する。図一 2 に示すように D600 は壁縦筋間隔がやや広く壁縦筋

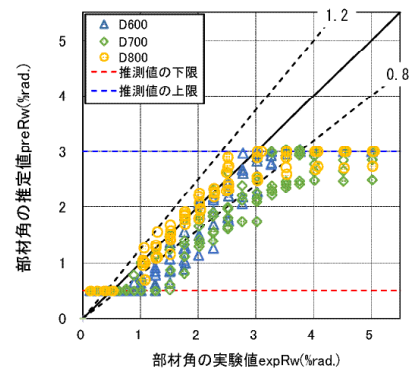
比が D700 に比較し大きいことに加え、D700 は壁中央に縦筋を配置したことによりコンクリートの剥落が遅延することが要因の一つと考えられる。これは、D700 の壁中央に配置された縦筋が、コンクリートに入力したせん断力を一部負担して剥落量が減少すると推察される。

5. 剥落面積と部材角の関係の回帰方法

ここでは、前章で示した実験結果を用い、せん断スパン比を考慮しつつ単位剥落面積から経験した部材角を回帰する手法を報告する。回帰には、関数の万能近似性を有する単純なニューラル・ネットワークを用いた。回帰に用いたモデルは入力層 (せん断スパン比と単位剥落面積 m^2/m^2 , 2 次元), 中間層 1 (1024 次元の特徴ベクトル), 中間層 2 (512 次元の特徴ベクトル), 中間層 3 (256 次元の特徴ベクトル), 出力層 (経験した部材角 % rad. スカラー) とした。中間層 1～3 において RELU (正規化線形) 関数により非線形変換を行った。学習には実験で得られた単位剥落面積と RC 方立壁のせん断スパン比、教師データにその単位剥落面積が観測された部材角の実験値を用いた。382 組の学習データの中で 85% を訓練に、15% を検証に利用した。学習は、



図－9 提案法による部材角の推定値と実験値の比較



図－10 既往式¹⁾による部材角の推定値と実験値の比較

最適化アルゴリズムに RMSprop，損失関数に平均二乗誤差を採用し，学習率 1/1000，バッチサイズ 16，エポック数 100 で学習させ，検証データに対する損失関数が最小となったパラメータ（中間層における線形変換のための重み行列）を採用した。

図－9 に単位剥落面積から上記のニューラルネットワークモデルを用い推定した部材角と入力した単位剥落面積が観測された部材角の実験値との関係を示す。比較のため，図－10 に文献 1 で提案された D800 のみの実験結果より導出された単位剥落面積から部材角を推定する回帰式による推定した部材角と部材角の実験値の関係を示す。図－9，10 に示すように提案法は既往式¹⁾に比較し，せん断スパン比を学習させたことで，実験結果と推定値が良く対応（推定値／実験値の平均値 1.02，標本標準偏差 0.18）し，部材角 0.5% rad.（せん断破壊前）から 4% rad.（抵抗力喪失点）を除き，単位剥落面積から経験した部材角を $\pm 20\%$ の範囲で概ね推定できる可能性を示した。ここで，図－9 の凡例に SA=0 は剥落面積が発生しないので部材角の推定ができない時点を赤い破線で示した。また，図 10 の凡例で，図－9 の SA=0 を下限値とし，抵抗力損失点以降は試験体が支持能力を喪失し，剥落量だけでは部材角を推定することが困難であると判断したので，抵抗力損失点が最も早く D600 の 2.92%rad. を上限値とした。

6. まとめ

本論文では，以下の知見が得られた。

- 1) 部材角 2.25%rad. 以下では，同一部材角における単位剥落面積とせん断スパン比に負の相関が見られた。
- 2) 抵抗力を喪失した概ね部材角 3%rad. 以上では，部材角の増加に伴う単位剥落面積の増加は発生せず，せん断スパン比の影響もほとんど見られない。
- 3) 既往式¹⁾に比較し，せん断スパン比を一緒に学習させたニューラルネットワークモデルを用いることで，観測した単位剥落面積から経験した部材角の実験値を概ね推定できる。

謝辞

本研究は，JSPS 科研費 21K04354 の助成を受け実施した。本研究の一部は，鹿島学術振興財団の助成（2021，2022 年度研究助成）を受け実施した。ここに記し，謝意を表する。

参考文献

- 1) 吉岡智和，竹田昂輔，画像測定したコンクリート剥落面積に基づく RC 方立壁の部材角推定，日本建築学会技術報告集，Vol.28，No.70，pp.1224-1229，2022.10
- 2) 徳重貴寿，二島冬太，吉岡智和，平成 28 年度熊本地震により被災した SRC 造共同住宅の地震被害，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1 分冊，pp.1441-1442 2017
- 3) 向井 智久，斉藤 大樹，衣笠 秀行，非耐力壁を有する実大 RC 造架構の修復性能評価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.1051-1055，2008.6
- 4) 高橋 昌道，松林 美樹，窪田 凌平，高瀬 裕也，溝口 光男，鉄筋コンクリート二次壁の損傷評価に寄与する画像解析を用いたひび割れ特性の評価，日本建築学会技術報告集，25 巻，61 号，pp. 1133-1138，2019
- 5) 池田智紀，衣笠秀行，向井智久，RC 方立て壁，柱の損傷量と修復性能の関係に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp.727-732，2015.6
- 6) JANG Subhin，竹田昂輔，吉岡智和，RC 方立壁の地震時損傷の画像測定に関する基礎的研究 その 1 実験方法及び実験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2 分冊，pp.315-316，2023
- 7) 竹田昂輔，JANG Subhin，吉岡智和，RC 方立壁の地震時損傷の画像測定に関する基礎的研究 その 2 その 2 せん断スパン比の相違が損傷量に与える影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2 分冊，pp.317-318，2023