

論文 新設開口設置に伴い補強した壁式連層耐力壁架構の耐震性能に関する実験的研究

中村 聡宏*1・向井 智久*1・有木 克良*1・高橋 良輔*2

要旨：本研究では、既存の壁式構造住宅に対して新設開口を設け、周辺部材に耐震補強を施した場合の耐震性能を明らかにすることを目的として、新設開口を設けた実大の連層耐力壁試験体の構造実験を実施した。新設開口周辺の耐力壁の補強部には曲げ補強筋としてあと施工アンカーを用い、連層開口に挟まれた耐力壁部は外付け壁梁による補強を施した。実験結果より、十分な埋め込み長さを確保したあと施工アンカーが曲げ補強筋として有効であることが確認された。

キーワード：鉄筋コンクリート、壁式構造、耐震性能、補強、接着系あと施工アンカー

1. はじめに

1970年代ごろに多く建設された壁式構造の集合住宅において、利用者のニーズに合わせた住戸改造が求められている。そのひとつとして、水平2戸1化やEV増設に伴う廊下の新設等を目的とした、戸境耐力壁への新設開口の設置が挙げられる。特に、戸境耐力壁に新設開口が連層で配置される場合には、新設開口周辺の耐力壁の耐震補強を行う必要がある。

筆者らは、新設開口部周辺部材の補強として、耐力壁については開口周辺に曲げ補強筋としてあと施工アンカーを用いること、連層開口に挟まれた耐力壁部については、シングル配筋の外付け壁梁を、既存耐力壁を挟み

込む用に設置することを提案し、その有効性を確認するための部材実験を実施した¹⁾²⁾³⁾。せいの短い耐力壁の実験では、あと施工アンカーの定着長を充分に取ることで先付け鉄筋と同等の性能となることを示した¹⁾。せいの長い耐力壁の実験では、補強部に高強度コンクリートを用いることで、靱性能が向上することを示した²⁾。また、補強壁梁の実験では、外付け壁梁で補強することで、耐震性能が向上することを示した³⁾。

本稿では、戸境耐力壁に連層で新設開口を設け、その周辺部材にこれまでに提案してきた補強を施した場合の耐震性能を確認するための構造実験について報告する。既存壁式構造の戸境耐力壁を模した、2.5層連層耐力壁試験体を製作し、その試験体に対して新設の連層開口を設けるとともに、周辺部材にこれまで提案してきた補強を施し、静的載荷実験を実施した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

対象建物は、1970年代の5階建て壁式構造の共同住宅であり、その戸境耐力壁を対象とした。本検討では、EV増設にともなう廊下の新設のために、1層を除くすべての層に連層の新設開口を設けることを想定し、図-1に示すような、戸境耐力壁の1層上部から4層下部までを模した試験体を製作した。試験体製作の都合上、4層部（試験体最上部）には加力用のスタブを設け、新設開口は既設の状態としている。また、2層部の新設開口設置後の壁端部あと施工アンカーの定着性状の確認のため、1層の上部600mmの壁部分も試験体に設けた。

面内壁厚さは150mmであり、壁筋は9φ@250mmのシングル配筋とした。また、壁厚の6倍程度に相当する長さの直交壁（壁厚250mm）も設け、厚さ110mmの床

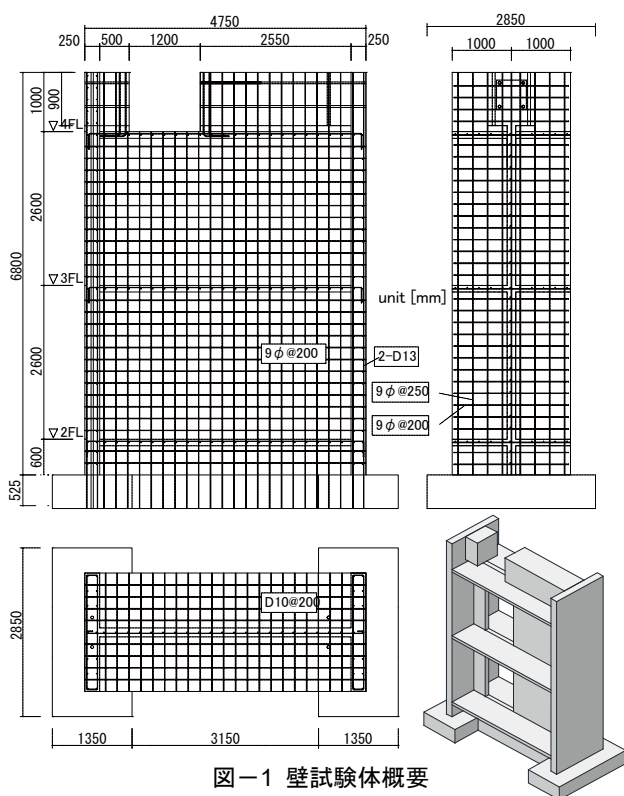


図-1 壁試験体概要

*1 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）

*2 東京理科大学 学生（非会員）

スラブも設置した。面内壁と直交壁の交差部には2-D13を配筋した。

使用コンクリートは、呼び強度 18N/mm² (設計基準強度 16N/mm²) の普通コンクリートである。鉄筋は、壁筋に使用した丸鋼φ9 がSR235, その他はSD345, SD390とした。

2.2 新設開口・補強概要

既存耐力壁試験体に対し、2,3 層に連層の新設開口を設け、周辺部材の補強も施した。補強後の試験体の補強部周辺の配筋図を図-2 に示す。

新設開口の大きさは高さ 2.0m, 幅 1.2m とした。開口部を湿式のウォールソーで切り出し、曲げ補強筋としてあと施工アンカーを設置する耐力壁端部について、既存壁横筋を断り出した。補強部材との打継面となる部分について、目荒らしを施した。

続いて、壁梁補強部について、外付けの鉄筋コンクリート造壁梁と既存壁梁相当部との一体性を確保するため、D16 の通し筋を等間隔に設置した。面外方向にφ25mm のコア抜きを行い、通し筋を設置したうえで周辺部にグラウトを充填した。外付け壁梁の主筋は上端・下端それぞれ1-D16とし、両側外付け壁梁の合計で、壁式規準⁴⁾における壁梁の最少曲げ補強筋量の規定を満たすように設計した。外付け壁梁部には、設計基準強度 27N/mm² の普通コンクリートを打設した。

次に、耐力壁端部の補強部について、曲げ補強筋として接着系あと施工アンカーを施工した。穿孔は湿式コアドリルにより行い、穿孔径はひずみゲージ付きのアンカーは25mm, ゲージなしのアンカーは20mmとした。接着剤はエポキシ樹脂系を使用し、アンカー筋はD16(SD345)を用いた。アンカー筋の本数、埋め込み長さについては、図-2 に示すとおりであり、壁式規準⁴⁾における耐力壁および壁梁の最少曲げ補強筋量の規定を満たすようにした。また、あと施工アンカーの施工にあたっては、参考文献⁵⁾で提案された「接着系あと施工アンカー工事の施工品質管理指針(案)」に従い、品質管理計画・施工要領の確認、施工前の確認(施行箇所、施工者の技能等)、施工時の品質管理、施工後の検査を実施した。

耐力壁補強部の横筋については、180 度フック加工した D10 を、既存部横筋に片面フレア溶接した。また、補強部の縦筋については、あと施工アンカーと重ね継手としRC規準⁶⁾における大地震時の安全性確保のための必要継手長さを満足するように設計した。耐力壁補強部には、設計基準強度 45N/mm² の普通コンクリートを打設した。

2.3 使用材料

使用コンクリートの材料特性を表-1 に、使用鉄筋の

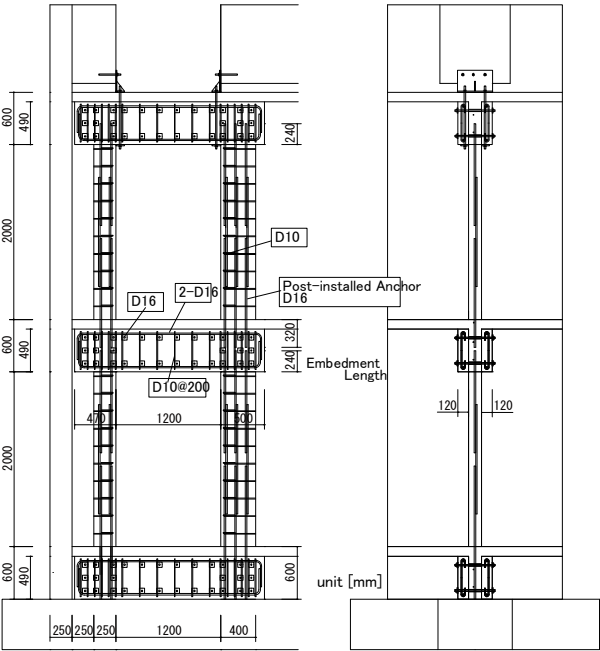


図-2 補強部配筋図

表-1 使用コンクリートの材料特性

既存部					補強部				
	Age	E _c	σ _B	σ _t		Age	E _c	σ _B	σ _t
下スタブ	313	2.74×10 ⁴	35.8	3.07	外付け壁梁	98	3.09×10 ⁴	59.2	4.30
1層	300	2.50×10 ⁴	32.8	2.59	耐力壁補強部 Age: 材齢(日)、E _c : ヤング係数(N/mm ²) σ _B : 圧縮強度(N/mm ²) σ _t : 割裂強度(N/mm ²)	70	3.09×10 ⁴	73.3	5.61
2層	290	2.37×10 ⁴	30.2	2.80					
3層	278	2.51×10 ⁴	31.0	2.87					
4層	265	2.36×10 ⁴	29.8	2.52					

表-2 使用鉄筋の材料特性

使用部位	呼び径	材質	ヤング係数 [N/mm ²]	降伏強度 [N/mm ²]	降伏歪 [μ]	引張強度 [N/mm ²]
既存部	φ9	SR235	2.12×10 ⁵	347.6	1665	466.1
	D10	SD295A	2.02×10 ⁵	397.1	2613	610.7
	D13	SD295A	1.88×10 ⁵	357.6	1895	473.5
補強部	D10	SD295A	1.94×10 ⁵	366.1	1910	497.2
	D16	SD345	1.91×10 ⁵	401.7	2140	571.6

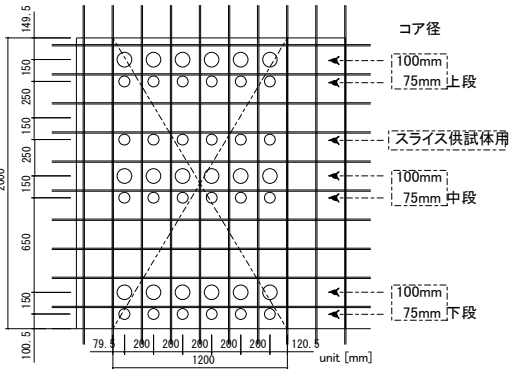


図-3 各層のコア採取位置

表-3 コアコンクリートの材料特性

採取位置	標準コア(コア径100mm)				小径コア(コア径75mm)			
	ヤング係数 [N/mm ²]	圧縮強度 [N/mm ²]	標準偏差 [N/mm ²]	設計強度F _t [N/mm ²]	ヤング係数 [N/mm ²]	圧縮強度 [N/mm ²]	標準偏差 [N/mm ²]	設計強度F _t [N/mm ²]
3層上段	1.77×10 ⁴	29.8	1.06	28.7	1.88×10 ⁴	29.5	1.23	28.2
3層中段	1.92×10 ⁴	31.6	1.11	30.5	2.08×10 ⁴	31.5	0.54	30.9
3層下段	2.06×10 ⁴	34.7	1.48	33.2	2.58×10 ⁴	50.0	4.29	45.7
2層上段	1.83×10 ⁴	28.9	0.80	28.1	1.94×10 ⁴	27.6	0.51	27.1
2層中段	1.98×10 ⁴	32.0	0.83	31.2	2.20×10 ⁴	31.9	0.88	31.0
2層下段	1.93×10 ⁴	32.1	1.48	30.6	2.64×10 ⁴	45.0	7.65	37.4
1層	1.89×10 ⁴	29.6	1.04	28.6	2.14×10 ⁴	30.2	1.28	28.9

材料特性を表-2 に示す。

既存部コンクリート強度の確認のため、コンクリートのコア抜きを実施した。コアの種類は、標準コア（コア径 100mm，コア径高さ比 1.5）と小径コア（コア径 75mm，コア径高さ比 2.0）の 2 種類とし、図-3 に示すように、各層で高さ方向に 3 段、各径 6 本ずつ採取した。コアコンクリートの圧縮強度試験結果を表-3 に示す。なお、標準コア（コア径 100mm，コア径高さ比 1.5）の圧縮強度については、JISA1107-2012 に従い、直径高さ比に応じて補正を行っている。最下段の小径コアを除き、コア径の違いによる圧縮強度の有意な差は見られず、各層で下段・中段に比べて上段の方が、圧縮強度が低い傾向が見られた。

2.4 あと施工アンカーの設計

2.4.1 アンカー付着試験

アンカーの付着強度を確認するため、参考文献⁹⁾に従い、コンクリートスライス供試体に打ち込んだアンカーの拘束引張試験を実施した。スライス供試体については、図-4 に示すように、1 層、2 層、3 層からそれぞれ採取した小径コアを半分の高さに切断し、それぞれ内径 200mm（鋼管厚 8.2mm），内径 150mm（鋼管厚 7.1mm）の鋼管内に設置し、周辺に無収縮モルタル（設計強度 61.7N/mm²）を充填し、下側型枠面からコアコンクリート中央位置にあと施工アンカーを施工した。

スライス供試体の拘束引張試験を実施した結果について、次式により計算した基準付着強度 τ_n の平均値 τ_{ave} ，および、95%信頼付着強度 $\tau_{0.95}$ を算定した。

$$\tau_n = P_{max} / (\pi \cdot d_a \cdot l_e) \cdot \sqrt{21 / \sigma_B} \quad (1)$$

$$\tau_{0.95} = \tau_{ave} - t \cdot s \quad (2)$$

ここに、 P_{max} : 最大耐力， d_a : アンカー径， l_e : 埋め込み長さ， σ_B : コンクリート強度（表-3）， t : t 分布による係数（試験体数 5 であるため、 $t=2.132$ ）， s : 標準偏差

結果の一覧を表-4 に示す。平均付着強度 τ_{ave} は、鋼管径に関わらずほぼ同値となったが、1・2 層で鋼管径 150mm の場合に、比較的ばらつきが小さくなり、95%信頼付着強度 $\tau_{0.95}$ が、高めの値となった。

2.4.2 接着材の性能確認試験

あと施工アンカーに使用する接着剤の接着性能を確認するため、参考文献⁹⁾に従い、接着性能の確認試験を実施した。試験体は、M20 の高ナット内にエポキシ樹脂を充填し、M12 全ねじ棒を定着したものであり、引張試験を行うことで接着性能を確認した。

試験の結果、平均接着強度は 44.0 N/mm² となった。これは、表-4 に示す平均付着強度 τ_{ave} の 1.5 倍以上であり、十分な接着性能を持っていると言える。

2.4.3 アンカーの耐力算定

想定するアンカーの破壊モードとしては、鉄筋降伏、

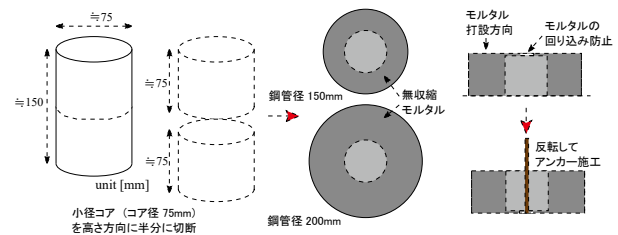


図-4 スライス供試体製作方法

表-4 拘束付着試験結果一覧

採取位置	鋼管径200mm				鋼管径150mm			
	τ_{ave}	s	$\tau_{0.95}$	$max \delta_{ave}$	τ_{ave}	s	$\tau_{0.95}$	$max \delta_{ave}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]
3層	22.31	2.52	16.94	2.139	22.26	2.91	16.06	1.355
2層	23.10	1.93	18.99	1.898	22.87	0.72	21.34	1.763
1層	23.72	2.07	19.30	1.879	24.98	0.93	23.00	1.665

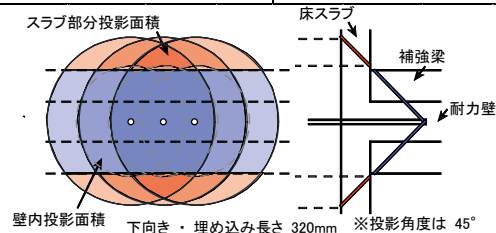


図-5 コーン投影面積

表-5 アンカー耐力算定結果一覧

長壁端部 3-D16	埋め込み長さ	T_{a1} [kN/本]	T_{a2} [kN/本]	T_{a3} [kN/本]	T_a [kN/本]
3層上向き	15 d_a (240mm)	79.9	149.8	139.1	79.9
3層下向き	20 d_a (320mm)	79.9	252.5	213.5	79.9
2層上向き	15 d_a (240mm)	79.9	148.1	154.1	79.9
2層下向き	37 d_a (600mm)	79.9	644.2	432.0	79.9

短壁端部 2-D16	埋め込み長さ	T_{a1} [kN/本]	T_{a2} [kN/本]	T_{a3} [kN/本]	T_a [kN/本]
3層上向き	15 d_a (240mm)	79.9	181.5	139.1	79.9
3層下向き	20 d_a (320mm)	79.9	307.6	213.5	79.9
2層上向き	15 d_a (240mm)	79.9	181.5	154.1	79.9
2層下向き	37 d_a (600mm)	79.9	782.7	432.0	79.9

コーン破壊、付着破壊の 3 種とした。アンカー筋 1 本あたりの鉄筋降伏強度 T_{a1} については、表-2 に示す材料試験結果に基づき算定した。アンカー筋 1 本あたりのコーン破壊強度 T_{a2} については、参考文献⁹⁾に従って次式で算定した。なお、コーン投影面積 A_c については、図-5 に示すように、下向き施工アンカーでは床スラブ部分の面積も算入している。

$$T_{a2} = \sigma_t \cdot A_c = 0.31 \sqrt{\sigma_B} \cdot A_c \quad (3)$$

アンカー筋 1 本あたりの付着破壊強度 T_{a3} については、参考文献⁹⁾に従って、へりあき、はしあき、ピッチによる付着強度の低減を考慮する、次式で算定した。なお、基準付着強度 k については、2.4.1 節のアンカー拘束付着試験結果に従い、各層の鋼管径 200mm の 95%信頼付着強度を用いた。

$$T_{a3} = \phi_a \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \quad (4)$$

$$\tau_a = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \tau_{ave}$$

$$\alpha_n = 0.5(c_n / l_e) + 0.5 \quad \tau_{ave} = k \sqrt{\sigma_B / 21}$$

ここに、 l_{ce} : 有効埋め込み長さ ($=l_e - 2d_a$), c_n : へりあき寸法

アンカーの耐力計算結果および破壊モード判定結果を表-5に示す。いずれも鉄筋降伏が先行する計算結果となった。

2.5 加力方法

加力装置セットアップ図を図-6に示す。

軸力については、せいの短い方の耐力壁(以下、短壁)、せいの長い方の耐力壁(以下、長壁)、それぞれの図芯位置付近に、最上階まで通して設置したPC鋼棒に導入する。PC鋼棒による導入軸力は、各断面での2層壁脚部での軸力比が0.035となるように、自重を差し引いて導入した。2層壁脚位置での自重も含めた合計軸力は、短壁で612kN、長壁で939kNである。また、载荷中も一定軸力となるように制御している。

水平力は、長壁側に設置した2000kN油圧ジャッキで導入した。加力点高さの長壁と短壁の間には両端をピンとした鋼材治具を設置し、水平ジャッキで導入した水平力の一部が短壁に伝達するようにした。

加力は、水平力 Q 、および、ジャッキ位置の相対変位(ジャッキ位置と、2階スラブ位置の相対変位)を高さ5825mmで除した全体変形角 R で制御する。加力サイクルは、 $Q=400\text{kN}(1)$, $R=1/1600(1)$, $1/800(1)$, $1/400(2)$, $1/200(2)$, $1/133(2)$, $1/100(1)$ とし、最後に正载荷のみ $R=1/67(1)$, $1/50(1)$ を行った。()内は繰り返し回数を示す。

3. 実験結果

水平荷重—全体変形角関係を図-7に、最終破壊状況を写真-1に示す。

正载荷では、 $R=+0.006\%$, $Q=+147\text{kN}$ で、長壁の2層脚部に曲げひび割れが発生した。 $R=+0.043\%$, $Q=+479\text{kN}$ で、長壁端部の補強部あと施工アンカーの2層壁脚位置での引張降伏が確認され、 $R=+0.166\%$, $Q=+713\text{kN}$ で短壁の直交壁との交差部鉄筋の2層壁脚位置での引張降伏が確認された。 $R=+0.12\%$, $Q=+683\text{kN}$ で、2層長壁にせん断ひび割れが発生した。 $R=+0.097\%$, $Q=+639\text{kN}$ で、3層梁の外付け補強部下端筋の引張降伏が確認され、 $R=+0.234\%$, $Q=+806\text{kN}$ で4層梁の外付け補強部下端筋の引張降伏が確認された。 $R=+0.484\%$ で、正側最大耐力 $Q=+914\text{kN}$ を迎えた、3層梁のせん断ひび割れ、3層梁と2層長壁の隅角部での圧壊が確認された。2層壁脚位置での耐力壁の曲げ降伏および壁梁端部の曲げ降伏が確認されたことから、全体崩壊形の崩壊メカニズムを形成したと考えられる。その後、 $R=+0.75\%$ サイクルで長壁の直交壁側端部の圧壊、4層梁のせん断ひび割れの発生が確認された。 $R=+2.0\%$ まで、損傷の進行は見られたが、顕著な耐力低下は生じず、 $R=+2.0\%$ での耐力は最大

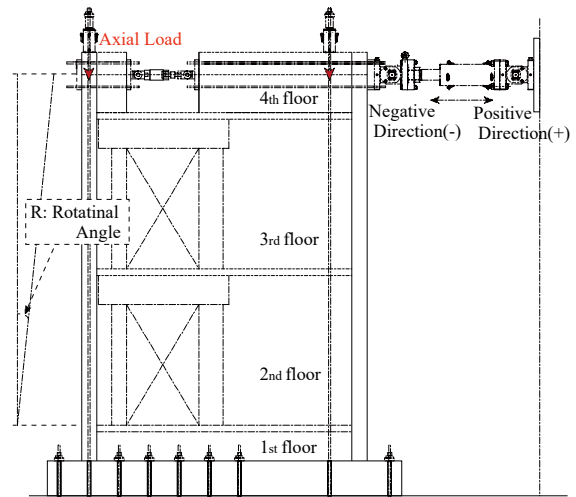


図-6 加力セットアップ

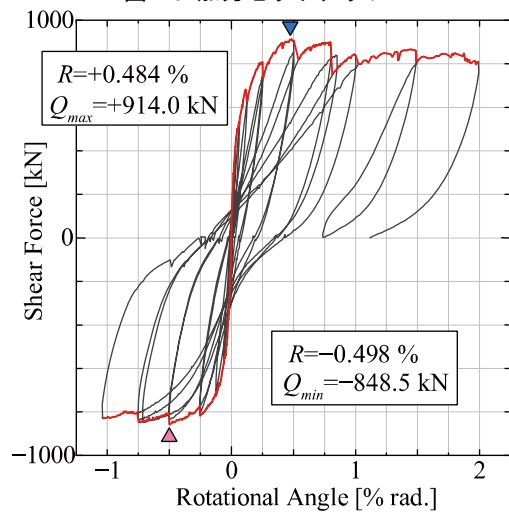


図-7 荷重変形角関係

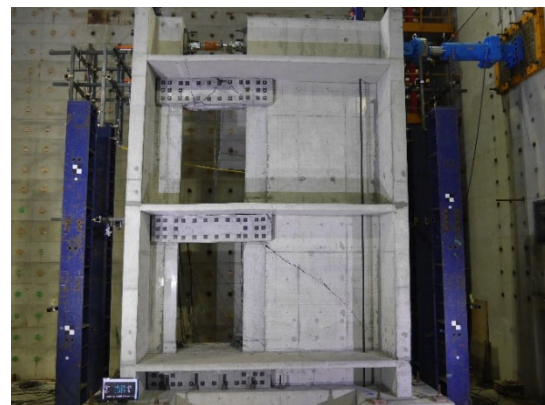


写真-1 最終破壊状況

耐力の約85%であった。

負载荷では、 $R=-0.088\%$ で長壁の直交壁交差部鉄筋の2層壁脚位置での引張降伏が、 $R=-0.203\%$ で、短壁端部の補強部あと施工アンカーの2層壁脚位置での引張降伏が確認された。 $R=-0.196\%$, $Q=-783\text{kN}$ で、3層梁の外付け補強部下端筋の引張降伏が確認され、 $R=-0.233\%$, $Q=-802\text{kN}$ で4層梁の外付け補強部下端筋の引張降伏が確認された。なお、負载荷では、 $R=-0.75\%$ 以降で顕著なねじれ変形の進行が確認されたため、 $R=-1.0\%$ で载荷を

終了した。ねじれ変形が耐力や破壊性状に与えた影響が不明確であるため、以降の考察では正載荷のみを対象とする。

4. 考察

4.1 最大耐力の評価

新設開口を設け、開口周辺補強をした耐力壁の耐力を、壁式標準⁴⁾に示される終局強度式により評価する。

耐力壁の曲げ強度 M_u は、式(5)により、せん断強度 Q_{su} は、式(6)を適用して算定した、曲げ補強筋として導入したあと施工アンカーを引張鉄筋とみなし、せん断強度算定時のコンクリート強度については、既存部と補強部でコンクリート強度が異なるため、水平断面積による重みづけ平均値を採用した。また、直交壁が引張側となる方向では直交壁縦筋をすべて算入した。

$$M_u = \Sigma (a_t \sigma_y) l' + 0.5 \Sigma (a_w \sigma_{wy}) + 0.5 N l' \quad (5)$$

ここに、 a_t : 引張鉄筋の断面積、 σ_y : 引張鉄筋の降伏強度、 l' : 耐力壁長さの 0.9 倍、 a_w : 壁縦筋の断面積の和、 σ_{wy} : 壁縦筋の降伏強度、 N : 作用軸力

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M/Q + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wye} + 0.1 \sigma_{oe}} \right\} t_e j \quad (6)$$

ここに、 p_{te} : 等価断面の引張鉄筋比、 F_c : コンクリート強度、 l : 耐力壁長さ、 t_e : 等価壁厚、 j : 応力中心間距離、 p_{we} : 等価補強筋比、 σ_{wye} : 補強筋等価降伏強度

壁梁の曲げ強度 M_u は、外付け壁梁と既存部耐力壁は一体であると仮定し、式(7)により算定し、せん断強度 Q_{su} は式(6)により算定した。なお、スラブが引張側となる方向では、スラブ筋をすべて算入した。

$$M_u = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (7)$$

ここに、 d : 梁の有効せい

架構の耐力を算定するにあたり、実験時の破壊状況から、図-8 に示すように、長壁・短壁の 2 層脚部での曲げ降伏、壁梁の壁フェイス位置での曲げ降伏を仮定した。材軸を各材の重心位置として、モーメントの釣り合いから耐力を算定した。耐力時の曲げモーメント図を図-8 に示す。壁のせん断力も同図中に示す。また、図-8 のモーメント図からせん断スパン比を算定し、せん断余裕度を計算した結果を表-6 に示す。正側計算最大耐力は $Q_e=590\text{kN}$ となり、実験時最大耐力 $Q=914\text{kN}$ に対して大幅に安全側の評価となった。これは、設計規準における終局強度計算式の評価精度に起因するものと考えられる。

4.2 アンカーの挙動

あと施工アンカーの埋め込み部分に貼付したひずみゲージの計測値から、表-2 の材料試験におけるヤング係数、降伏強度を用いてアンカー筋の負担応力を算定し、計測位置間での応力差から平均付着応力度を算定した。正載荷において引張側となる長壁端部のアンカーの、2

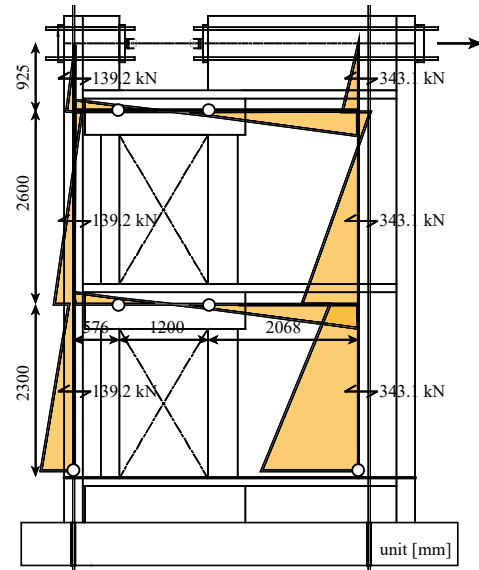


図-8 計算モーメント図

表-6 耐力計算結果

部位		M_u [kNm]	Q_{mu} [kN]	Q_{su} [kN]	Q_{su}/Q_{mu} [-]
短壁	直交壁引張	427.0	139.2	144.7	1.04
長壁	直交壁圧縮	1888.6	450.8	828.4	1.84
壁梁	スラブ引張	67.1	145.8	152.7	1.05
	スラブ圧縮	107.8		165.3	1.13

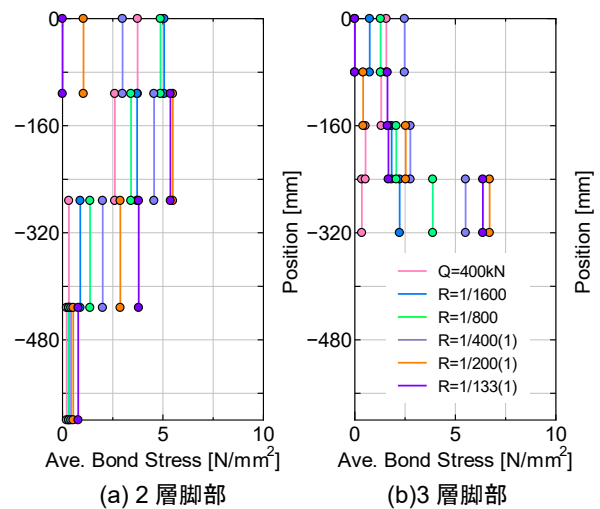


図-9 アンカー付着応力分布

層脚部および 3 層脚部のアンカー筋の各サイクルピーク時の付着応力分布を図-9 に示す。2 層脚部においては、比較的浅い部分に付着応力が集中する傾向が見られ、480mm (30 d_a) 付近では付着応力がほとんど発生していない。一方で、3 層脚部では、比較的深い位置で付着応力が発生している。これは、3 層脚部アンカーは壁と梁の交差部に施工しているため、外付け壁梁の変形挙動の影響を受けていると考えられる。いずれにおいても、付着応力は表-4 に示す付着強度に到達しておらず、設計の通り鉄筋降伏が先行する結果となった。

4.3 直交壁・スラブの有効幅

正載荷において引張側となる、短壁の直交壁の縦筋の、

2層壁脚位置における引張ひずみ分布を図-10に示す。図より、交差部縦筋に最も大きなひずみが生じ、直交壁縦筋はほぼ均等にひずみが生じていることが分かる。また、最大耐力到達前にすべての鉄筋が降伏しており、全幅有効であったと考えられる。

また、正載荷において引張側となる、壁梁端部位置のスラブ横筋のひずみ分布を図-11に示す。図より、面内壁から離れた位置ほどひずみが小さくなる傾向が見られ、最大耐力到達時には最外縁のスラブ筋では降伏が生じておらず、スラブは一部が有効であったと考えられる。

5. まとめ

新設開口を設けた連層耐力壁について、周辺耐力壁部材端部に曲げ補強筋としてあと施工アンカーを用いて補強をし、さらに連層開口に挟まれた耐力壁部分に外付け壁梁による補強を行った試験体の構造実験を行い、以下の知見を得た。

- ・ 新設開口を設けた2層壁脚での壁の曲げ降伏および壁梁部端部の曲げ降伏が確認され、全体崩壊形の崩壊メカニズムを形成した
- ・ 部材の耐力を学会壁式規準の終局強度式を用いて評価し、架構の耐力を全体崩壊形の崩壊メカニズムを仮定して算定したところ、実験での最大耐力を大幅に安全側に評価する結果となった。
- ・ アンカー筋の降伏が先行するように設計された、壁面内に定着されたあと施工アンカーについて、曲げ補強筋として有効であったことを確認した。

謝辞

本研究は、国立研究開発法人建築研究所の研究課題「既存中低層鉄筋コンクリート造建築物の空間拡大技術の開発」の一環として実施した。関係各位に謝意を表する。

参考文献

- 1) 中村聡宏, 向井智久, 有木克良, 日高悠樹: 曲げ補強筋にあと施工アンカーを用いた耐力壁の性能確認実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.301-306, 2018.7
- 2) 毎田悠承ほか: 躯体改造後の既存壁式鉄筋コンクリート造建物の構造性能評価その3~6, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.159-166, 2019.9
- 3) 高橋良輔, 向井智久, 中村聡宏, 衣笠秀行: 新設開口設置に伴い補強を行ったRC造壁梁の構造特性評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.42, No.2, pp.211-216, 2020.7
- 4) 日本建築学会: 壁式鉄筋コンクリート造設計・計算

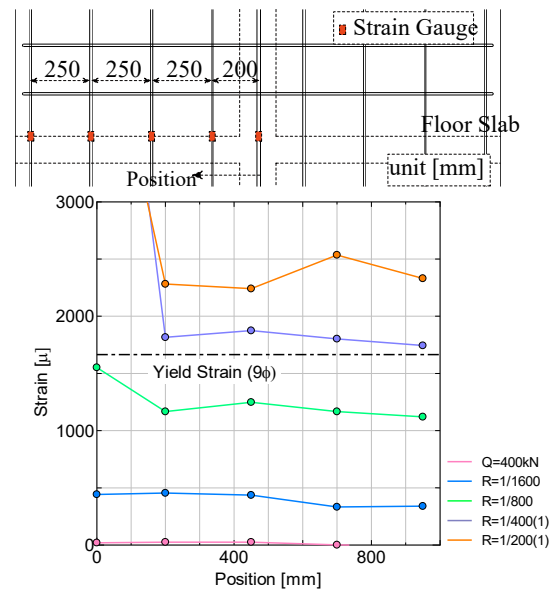


図-10 直交壁縦筋のひずみ分布

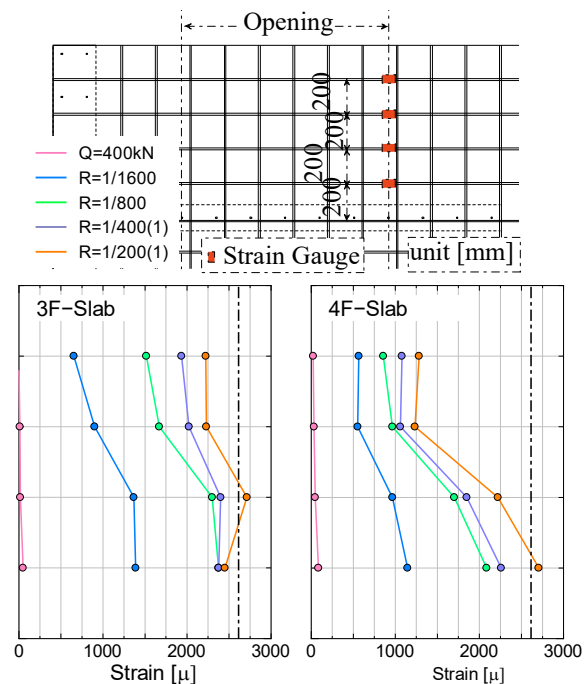


図-11 スラブ筋のひずみ分布

規準・同解説, 2015

- 5) 国立研究開発法人建築研究所: 接着系あと施工アンカーを用いた構造部材の構造性能評価方法に関する検討, 建築研究資料 No.200, 2020.7
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018
- 7) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説, 2017
- 8) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 2010