

モルタル吹き付けによる既存耐震壁の耐震補強工法の拡充

Expansion of a Method for Seismically Retrofitting Existing Shear Walls by Spraying Mortar

岸本 剛* 河野政典* 服部晃三** 山口敏和** 秋竹壮哉***

要 旨

既存耐震壁を増し打ちする耐震補強工事において、工事期間の短縮や騒音・振動の低減を目的に、増し打ち壁をポリマーセメントモルタルの吹き付けにより構築し、エポキシ樹脂により既存躯体に接着接合する工法を開発している。この耐震補強工法は、建物を使用しながら工事が可能であることから今後も適用場面が増すと考えられるが、補強効果を確認した実験の範囲は限られたものであり、適用範囲が限定されていた。そこで、本研究では、適用範囲を拡大し、汎用性の高い耐震補強工法とするために新たな実験を行った。補強効果から、設計法の構築とその妥当性が確認でき、適用範囲の拡大が可能となった。

キーワード：耐震壁、増し打ち壁、吹き付け、ポリマーセメントモルタル

1. まえがき

耐震性能が不足する既存建物に壁を増設することは、耐震補強として有効な方法の一つである¹⁾。壁の増設には、オープンフレームに耐震壁を新設する方法（増設壁）や、既存の耐震壁の壁厚を増す方法（増し打ち壁）がある。動線や採光等の確保の必要性により、補強位置が限定され増設壁を設置できない場合、増し打ち壁が採用される。増し打ち壁による耐震補強では、一般にコンクリートにより既存耐震壁を増厚するが、コンクリートの打設に伴う騒音、打設現場におけるコンクリートポンプ車や配管等のための広い施工スペースの確保、型枠の設置による工事期間の長期化が問題となっている。また、増し打ち壁と既存躯体の一体化には、通常、あと施工アンカーが用いられるが、あと施工アンカー工事には騒音や振動が伴うため、建物を使用しながらの工事は難しく、一時的な移転が必要となる場合もある。

これらを改善するため、増し打ち壁をポリマーセメントモルタル（以下、モルタル）の吹き付けにより構築し、エポキシ樹脂により既存躯体に接着接合する工法（以下、本工法）を開発した²⁾。しかし、補強効果を確認した実験の範囲は限定されたものであった。そこで、今回、適用範囲を拡大（使用可能なモルタルの種類、既存壁の表面処理の低減、有開口壁への適用拡大）すべく改良を行い、補強効果を確認するための構造実験を実施して、耐力の評価および設計法の整備を行った。本報では工法概要と補強効果、および耐力評価法について報告する。

2. 工法概要

本工法の概要を図-1に示す。建物を使用しながら施工することを考慮し、増し打ち壁と既存躯体の接合は、既存躯体に接合筋付鋼板をエポキシ樹脂により接着する方法（以下、接着工法）とする。増し打ち壁が受ける地

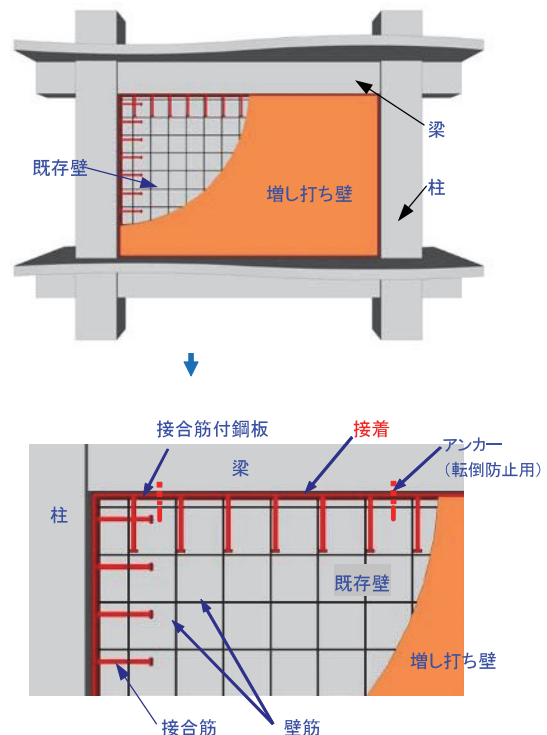


図-1 工法概要

*技術研究所 **西日本支社建築設計部 ***東日本支社建築設計部

震時の水平力をモルタルおよび壁筋が負担し、その力は接合筋を介し接着接合部、さらには既存躯体に伝達される。なお、従来のあと施工アンカーを設置する方法（以下、アンカー工法）も採用可能である。

本工法の特長には、①補強対象が既存壁の存在する位置なので建物を有効に利用できる、②モルタルに高強度材料を使用するため壁厚を薄くできる、③あと施工アンカー工法の必要がないため騒音や振動を低減できる、④省スペースでの施工（ポンプ車不要）、工期短縮（型枠不要）が可能となる、等が挙げられる。

3. 実験概要

3.1 試験体

表-1に試験体一覧を、図-2に試験体形状を、表-2に材料試験結果を示す。試験体は1層1スパンの縮尺約1/3のモデルで、実験パラメータは、増し打ち壁による補強の有無、既存壁面の表面処理状態、開口の有無および位置である。実験で使用したモルタルは適用範囲拡大のため、文献2)で使用したモルタルよりも圧縮強度が低いものを用いている。

No.9はモルタルによる増し打ち補強のない無開口試験体である。これに対し、No.10~No.12はモルタルによる増し打ち補強を施しており、既存壁面の表面処理状況を実験因子としている。No.11は既存壁面の目荒らしなしの試験体で、その表面はダイヤモンドカップを用いてコンクリート素面を露出した程度であり、これを標準とした。これに対し、No.10は既存壁面に従来の目荒らしを行った試験体である。目荒らしの程度は、建築改修工事監理指針³⁾を参考に、チッパーを用いて深さ2~5mm程度、全壁面積の15%程度に施している。No.12は、比較用に既存壁面の付着を除去した試験体であり、モルタル吹き付け前に既存壁面にグリースを塗布している。No.10~No.12の既存躯体と増し打ち壁の接合はアンカー工法とした。これは、接着工法はアンカー工法より接合部のすべり破壊時せん断耐力が小さくなる傾向にあ

表-1 試験体一覧

試験体	増し打ち壁				既存壁			増し打ち壁		
	種類	既存躯体との接合	目荒らし	開口	コンクリート N/mm ²	壁厚 mm	壁筋 -	壁厚 mm	壁筋 -	既存柱梁との接合 あと施工アンカー (接合筋)
No.9	なし	-	-	-	18	50	D4 @125 pw =0.22%	35	D6 @100 pw =0.9%	-
No.10	モルタル	アンカー工法	A	なし						D6@50 pa =1.8%
No.11			B							
No.12			C							
No.13	モルタル	接着工法	B	中央						D6@100 (pa =0.9%)
No.14				端部						

* 目荒らし A: 目荒らし(凹凸)あり、B: 目荒らしなし、C: 付着除去(グリース塗布)

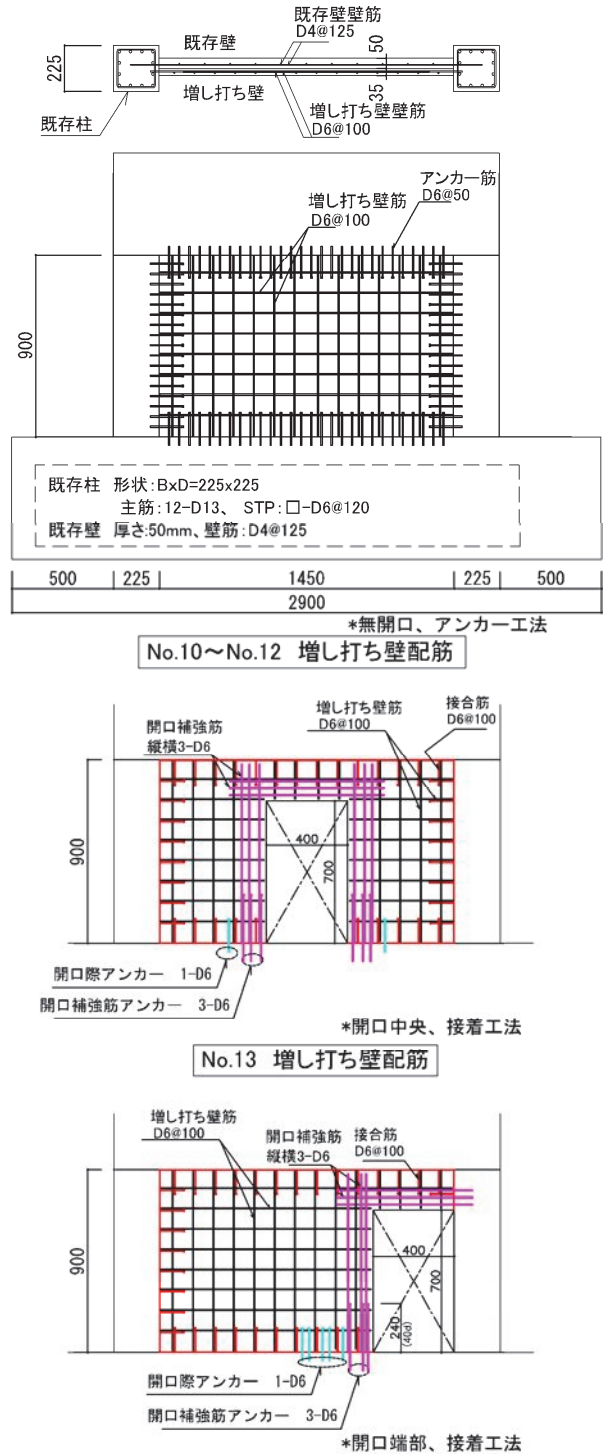


図-2 試験体形状

るため、アンカー工法とすることにより、確実に壁のせん断破壊を生じさせ、せん断耐力の評価を行うためである。

No.13 およびNo.14 は、開口を有する既存壁に増し打ち補強を行った試験体である。開口高さ700mm、開口長さ400mm で下部が床面と接するドア開口とし、開口を梁スパン中央に配置したものがNo.13、片側柱と接して配置したものがNo.14 である。両試験体に共通して、既存壁開口周囲には開口補強筋を配置し、開口際から40d (d : 鉄筋径) の長さで直線定着としている。増し打ち部も同様に、開口周囲に開口補強筋を配置し、下梁と接する部位では、下梁に打設した開口補強筋用アンカー(有効埋め込み長さ15d) との重ね継ぎ定着としている。

本工法では、開口下部には鋼板を貼り付けしない。そのため、開口がない場合よりも開口長さだけ接着による接合部耐力が減少する。そこで、接合部耐力の減少分を開口際に新たに配置するアンカー(以下、開口際アンカー、有効埋め込み長さ 7d) により負担させるものとする。また、エポキシ樹脂が接着される面は、ショットブラストにより黒皮を除去し、防錆処理を施した。

3.2 加力方法

加力方法を図-3 に示す。試験体両端の柱頂部に長期軸力に相当する荷重(軸力比 0.15、一定)を加えた状態で、上部梁より水平力を加力した。加力は層間変形角(R) で制御し、 $R=\pm 1/1000, \pm 1/500, \pm 1/250, \pm 1/166, \pm 1/100, \pm 1/67, \pm 1/50$ を 2 回づつ繰り返した後、正方向に片押しした。層間変形角は、壁脚部から加力点までの水平変形量を加力点高さで除したものとした。

4. 実験結果

4.1 荷重-層間変形角関係と破壊状況

図-4 に各試験体の荷重-層間変形角関係を、写真-1 に無開口試験体 No.11、中央出入り開口試験体の No.13 の最終破壊状況を示す。図中の ${}_n q_{su1}$ 、 ${}_n q_{su2}$ は、せん断耐力計算値である(第5章参照)。

a. 試験体 No. 9~No. 12

無補強試験体である No.9 は $R=0.7 \times 10^{-3} \text{rad}$ で既存壁にせん断ひび割れを生じた。その後、荷重が増加し、 $R=5.7 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大荷重となり、その後急激に低下した。破壊モードは既存壁のせん断破壊であった。有補強で既存壁の表面処理をパラメータとした No.10~No.12 は、各試験体とも $R=0.3 \sim 0.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ で既存壁および増し打ち壁にせん断ひび割れを生じ、徐々に剛性が低下した。発生時期および発生箇所は、No.10、11 では既存壁および増し打ち壁ともほぼ同じ位置であったが、付着を除去した No.12 のみ発生位置がやや異なっていた。その後、せん断ひび割れの拡大および既存柱のせん断ひび割れ、増し打ち壁と上下スタブおよび増し打ち壁と既存柱

表-2 材料試験結果

(a) コンクリート・モルタル

部位	試験体	σ_B	e_{co}	E_c	σ_t
		(N/mm^2)	($\times 10^{-3}$)	(kN/mm^2)	(N/mm^2)
既存壁 柱 上スタブ	No.9	19.9	2.01	24.7	2.15
	No.10	21.9	1.91	26.1	-
	No.11~12	18.7	1.71	22.3	1.88
	No.13~14	17.2	1.58	22.2	1.91
下スタブ	No.9~11	20.7	1.79	24.80	1.96
	No.12~14	22.1	1.76	25.7	2.51
増し打ち壁	No.10	50.0*	-	-	-
	No.11	52.6	-	-	3.51
	No.12	55.4	4.08	25.1	-
	No.13	45.0	3.51	24.1	-
	No.14	47.0*	-	-	-

*材齢から推測した値(No.12が材齢28日)

(b) 鉄筋・鋼板

鉄筋・鋼板		試験体	使用箇所	σ_y	σ_u
呼び名	種類			(N/mm^2)	(N/mm^2)
D4	SD295A	全試験体	既存壁筋	360	534
D6	SD295A	全試験体	柱帯筋 既存部開口補強筋 増し打ち部開口補強筋 増し打ち壁筋	377	522
		No.10~14	アンカー筋		
		No.10~14	接合筋 開口補強筋アンカー	371	550
		No.13~14			
D13	SHD685	全試験体	柱主筋	779	1003
PL-3.2	SS400	No.13~14	鋼板	365	460

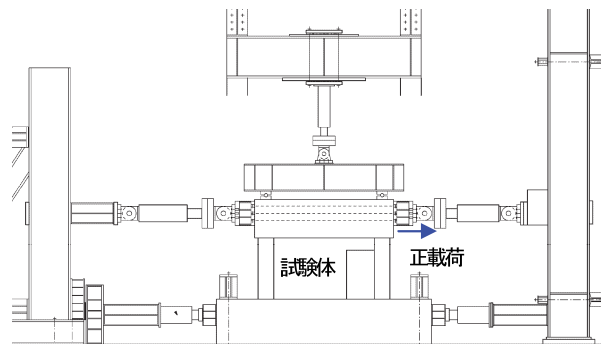


図-3 加力方法

との界面のひび割れが発生し、No.10、11、12 でそれぞれ $R=8.4, 9.2, 6.1 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大荷重となり、その後急激に低下した。また、No.12 の付着を除去した試験体のみ、最大荷重および最大荷重時変形角が小さい結果となった。No.10 と No.11 の比較では、目荒らしの有無による影響はみられず、破壊形式は既存壁、増し打ち壁ともせん断破壊であった。いずれも No.9 よりも最大荷重が増加し補強効果がみられた。

b. 試験体 No. 13、No. 14

No.13 では、既存壁および増し打ち壁に開口隅角部の斜めひび割れが $R=0.1 \sim 0.2 \times 10^{-3} \text{rad}$ で、せん断ひび割れが $R=0.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ で生じた。発生時期および発生箇所は、既存壁および増し打ち壁とも、ほぼ同じ位置であった。その後、せん断ひび割れの拡大および既存柱のせん断ひび割れが発生し、 $R=4.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大荷重となり、その後荷重が徐々に低下した。破壊形式は既存壁、増し打

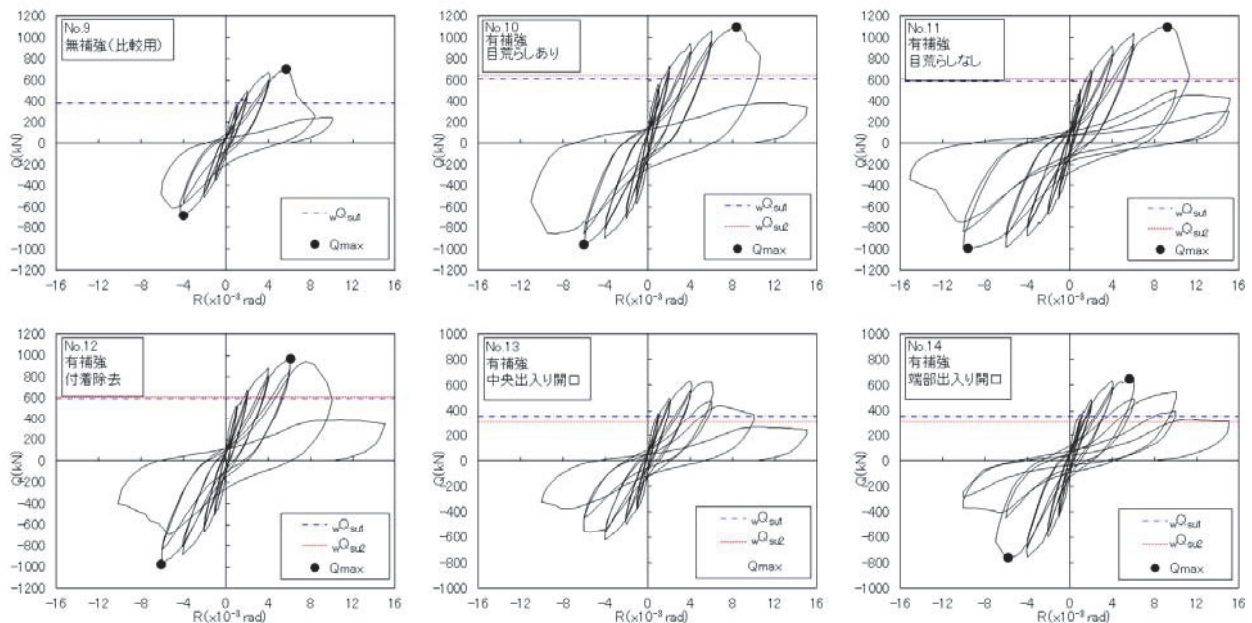


図-4 荷重一層間変形角関係

ち壁ともせん断破壊であった。No.13 では、増し打ち壁を既存柱梁に接着接合しているが、接合部にずれ等はあまりみられなかった。

No.14 では、既存壁および増し打ち壁に開口隅角部の斜めひび割れが $R=0.2\sim 0.4\times 10^{-3}\text{rad}$ で、せん断ひび割れが $R=1.1\times 10^{-3}\text{rad}$ で生じた。その後、正載荷時では、せん断ひび割れの拡大および既存柱のせん断ひび割れが発生し、 $R=5.6\times 10^{-3}\text{rad}$ で最大荷重となった。一方、負載荷時には既存壁および増し打ち壁のせん断ひび割れが拡大し、 $R=-5.8\times 10^{-3}\text{rad}$ で最大荷重となった。破壊形式は正載荷時では増し打ち壁下部の接着接合部のすべり破壊、負載荷時には既存壁、増し打ち壁のせん断破壊であった。

4.2 モルタルのせん断強度

図-5 に増し打ち壁がせん断破壊した試験体におけるモルタルの圧縮強度(σ_{BM})と最大荷重時に負担したせん断強度(τ_m)の関係を示す。図中には文献 2) の実験データも併せて示す。モルタルが負担するせん断強度の実験値(τ_m)は、補強の有無による最大荷重実験値の差を増し打ち壁が負担するせん断力(Q_m)と考え、それを増し打ち壁の長さおよび厚さで除して求めた。なお、増し打ち壁の負担せん断力のうち、壁筋の負担分については文献 2) より $0.5(p_{w2} \cdot \sigma_{wy2})$ とし、全体から差し引いた。モルタルの圧縮強度に対するせん断強度の比の平均は、 $\tau_m = 0.1 \cdot \sigma_{BM}$ であった。

4.3 接着接合部のせん断強度

図-6 に接着工法における接着接合部で破壊した試験体の既存コンクリートの圧縮強度(σ_{BC})と最大荷重時の増し打ち壁の接着接合部のせん断強度(τ_s)の関係を示す。図中には、文献 2) の実験データも併せて示す。ここでは、接着接合部のせん断強度の実験値(τ_s)は、補強の有無による最大荷重実験値の差を増し打ち壁が負担するせ

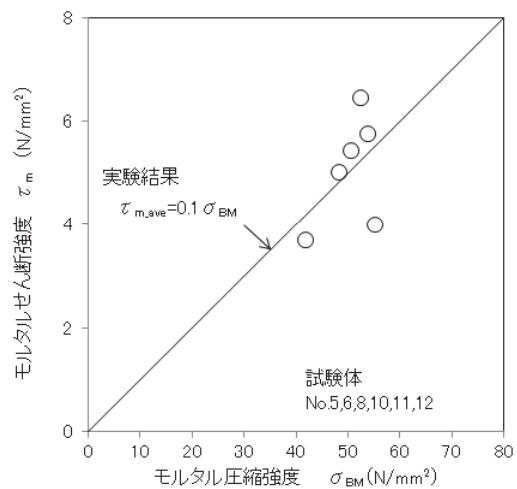


(a) No. 11



(b) No. 13

写真-1 最終破壊状況



$$\tau_m = Q_m / (t_{w2} \cdot l_{w2})$$

Q_m : 増し打ち壁の負担せん断耐力
 t_{w2} : 増し打ち壁の厚さ (mm)
 l_{w2} : 増し打ち壁の内法長さ (mm)

図-5 σ_{BM} と τ_m の関係 (最大荷重時)

ん断力と考え、それを接着接合部の長さおよび幅で除して求めた。また、No.14 (正載荷) では、開口下部の接着耐力不足分として開口際アンカーを配置していることから、接着接合部の長さを内法長さとした。既存コンクリートの圧縮強度に対する接着接合部のせん断強度の比の平均は、 $\tau_s = 0.2 \cdot \sigma_{BC}$ であった。

5. せん断終局耐力の評価

5.1 評価方法

増し打ち壁の破壊形式は、壁自体がせん断破壊する形式と、既存躯体との接着接合部ですべり破壊する形式に分けられる。各破壊形式のせん断終局耐力算定式を以下に示す。

a. 増し打ち壁がせん断破壊する場合

増し打ち壁がせん断破壊する場合、既存壁と増し打ち壁のひび割れ状況を比較すると、各試験体とも同じ位置に幅、長さとも同程度のひび割れを生じており、最終的にひび割れが進展し、両方の壁が同時にせん断破壊するに至った。このことから、増し打ち壁と既存壁がせん断破壊する時のせん断耐力(wQ_{su1})は、既存壁と増し打ち壁のそれぞれのせん断耐力を累加して評価する (式(1))。既存壁のせん断耐力(wQ_{su0})は「RC 耐震改修設計指針」¹⁾に従い式(2)を用いて、増し打ち壁のせん断耐力(wQ_{suS})は「RC 耐震改修設計指針」¹⁾の柱なし壁のせん断強度式を用いて、式(3)で計算する。

なお、式(4)中のモルタルのせん断強度の評価に用いた $F_{c2}/20$ は、本来コンクリートを対象とし構築されたものである。しかし、本実験では、使用したモルタルのせん断強度は圧縮強度に対し平均で 1/10 となり、コンクリートと同等であったことから、モルタルにおいても適用できるものとした。

$$wQ_{su1} = wQ_{su0} + wQ_{suS} \quad (1)$$

$$wQ_{su0} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (18 + F_{cl})}{M / (Q \cdot \ell_w) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{sel} \cdot \sigma_{wy1}} + 0.1 \sigma_{oe} \right\} \cdot b_e \cdot j_e \quad (2)$$

$$wQ_{suS} = \tau_{suS} \cdot t_w \cdot l_w \quad (3)$$

$$\tau_{suS} = F_{c2} / 20 + 0.5 (p_{w2} \cdot \sigma_{wy2}) \quad (4)$$

ここで、

wQ_{su0} : 既存壁のせん断耐力、 wQ_{suS} : 増し打ち壁のせん断耐力、 $p_{te} = 100 a_t / (b_e \cdot l_w)$: 等価引張鉄筋比(%), a_t : 引張側柱の主筋全断面積(mm²), $b_e = \sum A / \ell_w$: 等価壁厚、 ℓ_w : 壁の全長(mm), $\sum A$: 既存壁や柱の水平断面積の和(mm²), F_{cl} : 既存コンクリート圧縮強度(N/mm²), $p_{sel} = \sum a_{nl} / (b_e \cdot s_1)$: 既存壁の等価壁筋比、 a_{nl} 、 s_1 : 既存壁の壁筋の断面積および間隔(mm², mm), σ_{wy1} : 既存壁の壁筋の降伏強

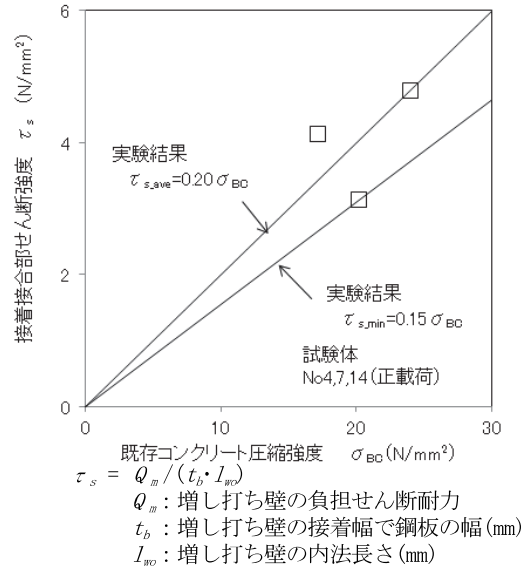


図-6 σ_{BC} と τ_s の関係(最大荷重時)

度(N/mm²), $\sigma_{oe} = \sum N / (b_e \cdot l_w)$: 等価軸方向応力度(N/mm²), $\sum N$: 全軸方向応力(N), j_e : 応力中心間距離(mm), M / Q : 反曲点高さ(mm), ただし、 $1 \leq M / (Q \cdot \ell_w) \leq 3$, F_{c2} : 吹付けモルタルの設計基準強度(N/mm²), p_{w2} : 増し打ち壁の壁筋比、 σ_{wy2} : 増し打ち壁の壁筋の降伏点強度(N/mm²), t_w : 増し打ち壁の厚さ(mm), l_w : 増し打ち壁の内法長さ(mm)

b. 増し打ち壁が接合部ですべり破壊する場合

増し打ち壁が接着接合部ですべり破壊するせん断耐力(wQ_{su2})は、式(5)に示すように既存壁のせん断耐力(wQ_{su0})と増し打ち壁の接合部のすべり破壊時せん断耐力(wQ_{suw})を累加して評価する。なお、今回の実験では、無補強試験体はせん断破壊したもの、モルタル補強試験体のうち、増し打ち壁が接合部ですべり破壊した試験体では、既存壁もすべり破壊し、せん断破壊を生じていない。これは、既存壁が圧縮強度の高いモルタルで一体化され、その補強効果により既存壁自体のせん断耐力が上昇し、破壊モードがせん断破壊型からすべり破壊型に変化したと考えられる。しかし、既存壁のすべり破壊時せん断耐力は今回の実験では確認できていない。そこで、実際の破壊状況とは異なるものの、安全側の評価として文献4)を参考に既存壁のすべり破壊時せん断耐力はせん断破壊時の耐力式である式(5)で評価することとした。

また、接合部のすべり破壊時せん断耐力(wQ_{suw})は、接着工法の場合では、接着によるすべり破壊時せん断耐力と接合筋のせん断耐力のうち小さい方(式(6))で、アンカー工法の場合では、あと施工アンカーのせん断耐力(式(9))で評価する。

今回の実験では、接着接合部のすべり破壊位置は、エポキシ樹脂とコンクリートの接着面ではなく既存コンクリートに少し入った位置であった。この場合、接着接合部のせん断強度は割裂引張強度と概ね一致し、コンク

リート圧縮強度の0.08倍で、安全に評価できるとされている⁵⁾、⁶⁾。今回の実験でも平均で圧縮強度の0.20倍、下限値でも0.15倍と安全に評価していた。そこで、接着工法の増し打ち壁の接着接合部のせん断すべり耐力は式(7)とした。

$$wQ_{su2} = wQ_{su0} + wQ_{suJ} \quad (5)$$

$$wQ_{suJ} = \min(wQ_{suJ1}, wQ_{suJ2}) \quad (6)$$

$$wQ_{suJ1} = 0.08 \cdot F_{cl} \cdot t_b \cdot \Sigma l_{PL} \quad (7)$$

$$wQ_{suJ2} = 0.7 \cdot n_s \cdot \sigma_{a2} \cdot s_{a2} \quad (8)$$

$$wQ_{suJ} = n_a \cdot Q_{ah} \quad (9)$$

ここで、

wQ_{suJ1} : 接着接合部のせん断耐力(N)、 wQ_{suJ2} : 接合筋のせん断耐力(N)、 t_b : 増し打ち壁の接着幅で接合筋付き鋼板の幅(mm)、 Σl_{PL} : 増し打ち壁の接着長さ (mm)、 n_s : 水平接合部に配置される接合筋の本数、 s_{a2}, σ_{a2} : 接合筋の断面積、降伏強度(mm², N/mm²)、 F_{cl} : 既存コンクリート圧縮強度(N/mm²)、 Q_{ah} : あと施工アンカー1本のせん断耐力(N)、 n_a : 水平接合部に配置されるアンカーの本数

5.2 実験結果との比較

試験体の最大耐力実験値と計算値の比較を図-7に示す。実験値は各試験体の最大荷重とした。計算値は、式(1)で決まる増し打ち壁のせん断破壊を想定したせん断耐力(wQ_{su1})と、式(5)で決まる接合部のすべり破壊を想定したすべり破壊時せん断耐力(wQ_{su2})の小さい方とした。また有開口試験体の場合、RC規準⁷⁾に従い、無開口のせん断耐力に、開口によるせん断耐力低減率(γ)を乗じた。同図より、せん断破壊した試験体では、実験値/計算値の平均値は1.73、すべり破壊した試験体では平均値は1.80となり、提案した計算式はいずれも実験値を安全側に評価した。

6. まとめ

今回の実験により、以下の知見を得た。

- i. 新たに選定したモルタルは増し打ち壁として有効であること、また有開口タイプの既存壁にも適用可能であることを確認した
- ii. 増し打ち壁がせん断破壊した結果より、増し打ち壁が破壊する時のモルタルのせん断強度は、コンクリートの場合と同様に、圧縮強度の 1/20 で安全に評価できることを確認した
- iii. 既存壁面の表面処理をパラメータとした実験より、目荒らしの有無による影響はみられなかったものの、付着を除去した試験体のみ若干最大荷重、および最大荷重時変形角が小さい結果となった
- iv. 増し打ち壁がせん断破壊する試験体は、既存壁と

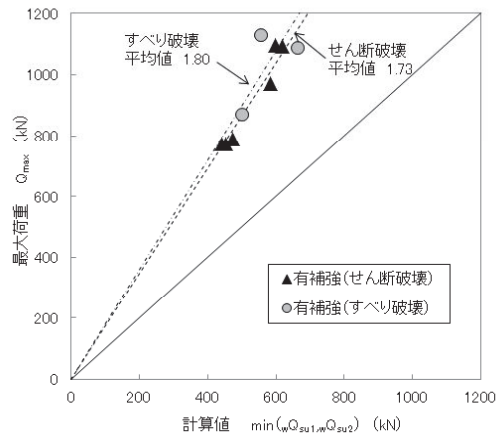


図-7 計算値と実験値の比較(最大荷重時)

増し打ち壁のそれぞれのせん断耐力を累加したせん断耐力式で、また、増し打ち壁がすべり破壊する破壊モードにおいては、既存壁のせん断耐力と増し打ち壁の接合部のすべり破壊時せん断耐力を累加したせん断耐力式で、最大耐力を安全に評価できる

7. あとがき

モルタル吹き付けによる増し打ち補強は、耐震補強工法として有効であることが確認できた。本工法の適用場面は今後増えてくることが予想される。積極的に実建物に適用していきたい。

【参考文献】

- 1) 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指針・同解説」、2001
- 2) 岸本 剛、河野政典、山上 聡、服部晃三、平松一夫、「モルタル吹き付けによる既存耐震壁の耐震補強工法の開発」、奥村組技術研究年報、No.39、2013
- 3) 建築保全センター、「建築改修工事監理指針 平成19年版」、2007
- 4) 日本建築総合試験所、「GBRC性能証明 奥村組接着式耐震補強工法」、2008
- 5) 小宮敏明、益尾 潔、「鉄骨増設ブレース補強用の接着接合部および間接接合部の終局耐力」、コンクリート工学年次論文報告集、Vo1.22、No.3、2000
- 6) 宮内靖昌、東端泰夫他、「鉄骨ブレースの接着接合より耐震補強されたRC架構の力学性状」、コンクリート工学年次論文報告集、Vo1.20、No.3、1998
- 7) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート造構造計算規準・同解説」、2010