論文 あと施エアンカーによる接合面の固着強度に関する実験的研究

榎本 将弘*1·山田 和夫*2·神谷 隆*1·上田 洋一*1

要旨:これまで提案してきた鋼板内蔵型 RC 部材による外側耐震補強工法に関する既往の研 究では、補強架構が設計強度を発揮しても設計で保証する変形領域内であれば、アンカー接 合部のずれ変形はほとんど認められず、このときの接合部の主要なせん断抵抗要素は固着抵 抗と考えられる。そこで、アンカー接合部の要素試験体により固着強度について実験的に検 討したところ、固着強度は既存部コンクリートの割裂引張強度で評価できることを確認した。 キーワード:外側耐震補強、接合部、固着強度、ダボ抵抗、割裂引張強度

1. はじめに

一般に既存建築物の柱や梁の外側に補強部を 配置する外側耐震補強工法は、補強部材が既存 架構に拘束された内側耐震補強工法と比べ、補 強部材と既存架構の変形に差(ずれ)が生じた場 合に性能が急激に劣化する可能性が高い。その ため、接合部の設計耐力をアンカーのダボ抵抗 を評価したせん断耐力式で評価した場合、許容 せん断ずれ変形量を考慮した低減係数を乗じる 提案がなされている¹⁾。

ところで、筆者らが提案した鋼板内蔵型 RC 部 材による外側耐震補強工法の既往の研究²⁾では、 補強架構が設計耐力を発揮した場合であっても 設計で保証する変形領域内であれば、既存架構 とのアンカー接合部のずれ変形はほとんど認め られず、このときの接合部の主要なせん断抵抗 要素は固着抵抗と考えられている。

しかしながら、この固着抵抗による接合面の せん断耐力は、接合面の目荒し程度やアンカー 筋の量、接合面に作用する応力状態などに影響 され、これらの要因を適切に評価しうるせん断 耐力式は提案されていないのが現状である。

そこで、本研究ではアンカー接合部の要素試 験体を製作し、固着強度について実験的に検討 を行った。

*1 矢作建設工業(株) 建築技術部 (正会員)

*2 愛知工業大学 工学部都市環境学科建築学専攻教授 工博 (正会員)

2. 実験方法

2.1 試験体の概要

表-1に試験体パラメータを、表-2、3に 材料強度を、図ー1に試験体図を示す。試験体 は、接着系あと施工アンカーで接合される既存 部と補強部の一部を抜き取りした要素モデルを 全 14 体製作し、特に 1~5 シリーズの試験体は 実験結果のバラツキを検証するために各 2 体ず つ製作した。写真-1に目荒し状況を示す。既 存部の目荒し施工はパラメータである目荒し面 積比率をできるだけ正確にするために、市松模 様状にビシャン仕上げ(実測による平均深さは 1.56mm)とした。また、補強部は材軸方向に 1/2 分割した実大モデルであり、コンクリートの打 設は実際の補強工事と同様に接合面を垂直にし て実施した。なお、3シリーズの試験体は、目荒 し面に家庭用のラップを貼付け、既存部と補強 部のコンクリートが直接付着しないようにした。

衣	- 1	、联化	۲ ۱4	っ	ア	3	
					I –		

試験体	付着	目荒し面積 比率(%)	アンカー 本数	アンカーの有効 埋込み深さ(mm)		
1A、1B	古		4	133(7d)		
2A, 2B	1 19		0	_		
3A, 3B	無	50	4			
4A、 4B			5			
5A, 5B	1		3	122 (74)		
6A		75		1 155(70)		
7A	有	25				
8A	0 4					
9A		50		228(12d) ナット+座 金		





写真-1 目荒し状況(50%)

	表-2	鉄筋材料特性	
部材	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数× ×10 ⁵ (N/mm ²)	最大強度 (N/mm ²)
D6	319	1.84	476
φ13	373	1.99	456
D19	387	1.85	545
D13	357	1.89	509
φ19	320	2.06	428
PL22	303	2.12	432
PL32	288	2. 12	439

表-3	コンク	リー	ト材料特性
-----	-----	----	-------

部位	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ×10 ⁴ (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)
	25	16.0	2.11	1.67
呼左如	38	15. 1	2.06	1. 75
PCITPD	47	16.4	2.42	1.69
	59	16.8	2.74	1.94
	13	24.1	2.50	2. 27
捕蹄斑	26	28.8	2. 53	2.09
1111 724 011	35	27.3	2.64	2.65
	47	29.8	2.70	2.76

表-4 載荷プログラム

サイクル	1~5	6	7	8	9	10	押切		
変位量(mm)	*	0.4	0.8	1.6	3.3	6.7	—		
※)設計荷重による荷重制御									

2.2 戴荷概要

図-2に載荷方法を示す。載荷は既存部を載 荷フレームに固定し、油圧ジャッキによる載荷 位置を接合面と同一平面上となるように補強部 に取付けし、接合面に純せん断力を与えること とした(図-3)。特に載荷位置については、補 強部の構造芯に取付けして接合面にせん断力の 他に曲げモーメントが加わるように載荷するこ とも考えられるが、そのようにしなかった理由 は、本実験が特に外側補強の梁中央部の接合面 を想定しており(図-4)、このような場合には 補強部の面外方向に対する剛性はスラブを含め た既存架構に比べて小さいために、偏芯曲げに より接合面に作用する鉛直応力は梁端部の接合 面に集中し、梁中央部は純せん断応力状態に近 いとの想定に基づいている。



表-4に載荷プログラムを示す。載荷プログ ラムは、最初の5サイクルを、ダボ抵抗を評価 したアンカーのせん断設計耐力(算出方法は4.1 節を参照)を荷重制御にて5回繰り返し載荷し、 その後のサイクルは既存部と補強部のずれ変位 量を基準として変位制御にて載荷した。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

図-5に破壊状況を示す。全般的な傾向として、既存部は+1サイクルから発生したひび割れがその後の載荷で進展していき目開き量は増大

していくが、補強部 にはほとんどひび割 れが発生しなかった。 なお、接合面の破壊 状況については 4.4 節に示す。

3.2 荷重一変形曲線

図-6に荷重変形曲 線(1~5 シリーズの試 験体はBのみ)を示す。 拡大グラフの微小変形 領域では変位が載荷方







図-5 破壊状況 (1Bの例)



図-6 荷重-変形曲線

向とは逆向きの一方向に進むが、これは、補強部 と既存部の相対ずれ変位を計測する変位計が、補 強部の図-3に示すモーメントによる曲げ変形 の影響を受けたためである。

全般的な傾向として、アンカーのせん断設計耐 力(図中の破線)を載荷目標とした 5 サイクルま では変位の進展はなく弾性的な挙動を示すもの の、+6 サイクルの目標変位(0.4mm)に達する前 に剛性が低下している(以降では、剛性低下時の 水平力を固着耐力、また、固着耐力を接合部面積 で除したものを固着強度と定義する)。水平力が 固着強度に達した後は、徐々に低下していくが、 アンカー本数の多い 4 シリーズ以外は 20mm を 超える大変形時にもアンカーのせん断設計耐力 を下回ることはなかった。

4. 考察

4.1 アンカーのせん断設計耐力と実験値の比較

表-5にせん断設計耐力と実験値の比較を示 す。全試験体とも、最大耐力や固着耐力はせん 断設計耐力を大幅に上回るが、3.2節で述べたと おり、アンカー本数の多い4シリーズは大変形 領域でせん断設計耐力に達していない。この理 由は、4シリーズのアンカーピッチ(160mm)が、 構造規定の最小ピッチ(7.5d 以上=142.5mm)こ そ満たすものの、ピッチが短いことにより接合 面の既存部側のコンクリートが破壊され、アン カーのダボ効果を十分発揮できなかったと考え られる。なお、同表のせん断設計耐力は以下の 式³⁾を用いて計算した。

$$Q = n \cdot Q_a \tag{1}$$

$$Q_a = \min[Q_{a1}, Q_{a2}] \tag{2}$$

$$Q_{a1} = 0.7\sigma_{v} \cdot a_{0} \tag{3}$$

$$Q_{a2} = 0.4 \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot a_0 \tag{4}$$

ここで、

- n :アンカー本数(本)
- Qa1: 鋼材の耐力で決まるアンカー1 本当りのせん断 耐力(N)
- Q_{a2} : コンクリートの支圧強度で決まるアンカー1本 当りのせん断耐力(N)
- σ_y:アンカーの降伏点強度 (N/mm²)
- **a**₀ : アンカーの断面積 (mm²)
- Ec : 既存部のコンクリートのヤング係数 (N/mm²)
- σ_B:既存部のコンクリートの圧縮強度(N/mm²)

4.2 パラメータ分析

(1)付着の影響

図-7(a)、(b)に付着の影響を示す。比較 を行う試験体は、各パラメータのうち付着のみ が異なる4体(1A、1B、3A、3B)である。同図よ り、付着が無いと最大耐力は小さく、また最大 耐力時変位は大きくなっているのが分かる。特 に付着の有無による変位の差は顕著である。

(2)目荒し面積比率の影響

図-7(c)、(d)に目荒し面積比率の影響を 示す。比較を行う試験体は、各パラメータのう

-							
試験体名	せん断設計 耐力 ^{*)} (kN)	最 大耐力 (kN)	最 大強度 (N/mm ²)	最大耐力/ せん断設計耐力	固着耐力 (kN)	固着強度 (N/mm ²)	固着耐力/せん 断設計耐力
1A	267	501	2.00	1.88	451	1.80	1.69
1B	267	513	2.05	1.92	391	1.56	1.46
2A	0	370	1.54	-	343	1.43	—
2B	0	490	2.04	-	490	2.04	—
3A	267	327	1. 31	1.23	-	_	—
3B	267	301	1.20	1.13	-	—	-
4A	333	492	1.94	1.48	379	1.50	1.14
4B	333	530	2.10	1.59	378	1.49	1. 13
5A	200	511	2.06	2. 55	402	1.62	2. 01
5B	200	486	1.96	2. 43	380	1.53	1. 90
6A	267	525	2.10	1.97	460	1.84	1. 72
7A	267	460	1.84	1.72	312	1.24	1.17
8A	267	383	1.53	1. 43	370	1.48	1. 39
9A	267	580	2.32	2.17	449	1.79	1.68

表-5 せん断設計耐力と実験値の比較

※)全試験体とも、せん断設計耐力はアンカー本数×Qa2となる。

ち目荒し面積比率のみが異なる5体(1A、1B、6A、 7A、8A)である。同図より、目荒し面積比率が大 きいと最大耐力、固着耐力は増加傾向となり、 最大耐力時変位も増加傾向となるが、固着耐力 時変位は変わらない。

(3)アンカー本数の影響

図-7(e)、(f)にアンカー本数の影響を示 す。比較を行ラメータのうちアンカー本数のみ が異なる試験体は、各パ8体(1A、1B、2A、2B、 4A、4B、5A、5B)である。同図より、アンカー 本数が多いと固着耐力時変位こそ若干の増加傾



向となるが、その他は全般的に顕著な傾向は見 られない。これは、アンカーによるダボ抵抗が、 微小変形ではほとんど作用しないためと考えら れる。

4.2.4 アンカー有効埋込み深さの影響

図-7(g)、(h)にアンカー有効埋込み深さの 影響を示す。比較を行う試験体は、各パラメー タのうちアンカー有効埋込み深さのみが異なる 3体である。同図より、有効埋込み深さが深い と最大耐力は大きくなるが、固着耐力、最大耐 力時変位、固着耐力時変位は変わらない。

4.3 接合部破壊面の平均凹凸深さ

接合部の破壊状況は直接目視で確認すること ができないため、載荷終了後に補強部を慎重に 除去し、既存部の接合部破壊面の平均凹凸深さ を以下の要領で計測した。

①既存部の破壊面の一部(図-8)に石膏を流

し込み木製型枠で型取りする(写真-2) ②水を満たした水槽の質量 W1を測定 ③型取りした石膏を水槽に沈めた後に取出し

(写真-3)、水槽の質量 W2 を測定

④質量 ₩1-₩2 を型枠体積を考慮して補正し、 測定面積で除して平均凹凸深さを求める

表一6に平均凹凸深さを示す。図一9は平均凹 凸深さと目荒し面積比率、最大耐力、固着耐力、 固着耐力時変位との関係をプロットしたもので あるが、パラメータによる違いはあまり見られ なかったが、いずれも最初の目荒し深さより平 均凹凸深さが深く、既存コンクリートの凝集破 壊が起こっていると考えられる。

4.4 固着強度と割裂引張強度の関係

2.2 節で述べたとおり、接合面に純せん断応力 が均一に作用しているとすると、図-10に示 す既存コンクリートの Mohr の破壊包絡線との 関係により、(5)式が成り立つ。

 $\tau_{k} = \sigma_{t}$ (5) τ_{k} :既存部のコンクリートの固着強度 (N/mm²) σ_{t} :既存部のコンクリートの引張強度 (N/mm²) 図-11は固着強度とテストピースによる割 裂引張強度を比較したものであるが、よく一致 している。

5. まとめ

鋼板内蔵型 RC 部材による外側耐震補強工法 について、アンカー接合部の耐力を実験的に検 討したところ、微小変形領域で耐力を発揮する 固着耐力は、ダボ抵抗を評価したアンカーのせ ん断設計耐力を上回り、さらに固着強度は既存 部コンクリートの割裂引張強度で評価できるこ とを確認した。



写真-3 凹凸重量測定状況





謝辞

本実験計画に際し、芝浦工業大学の山本泰稔 名誉教授には貴重なご意見を頂きました。また、 愛知工業大学山田研究室の四丸章雄氏、竹内康 裕氏、山田俊介氏には試験体の製作から載荷実 験に至るまで多大な協力を頂きました。この場 を借りてお礼申し上げます。

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「外側耐震改修マニュアルー枠付き鉄骨ブレ ースによる補強ー」
- 2)山本泰稔ほか:鋼板内蔵型外付け補強工法による 既存低強度コンクリート造架構の補強実験、日本 建築学会大会学術講演梗概集、 C-2、p. 571-578、 2005.8
- 3)日本建築防災協会:2001年改訂版 既存鉄筋コン クリート造建物の耐震改修設計指針 同解説