

論文 あと施工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。

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 - 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。

表 - 1 試験体パラメータ

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	有	50	4	133(7d)
2A、2B			0	-
3A、3B	無		4	133(7d)
4A、4B			5	
5A、5B			3	
6A			75	
7A			25	
8A	0		4	228(12d) ナット+座金
9A	50			

*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)

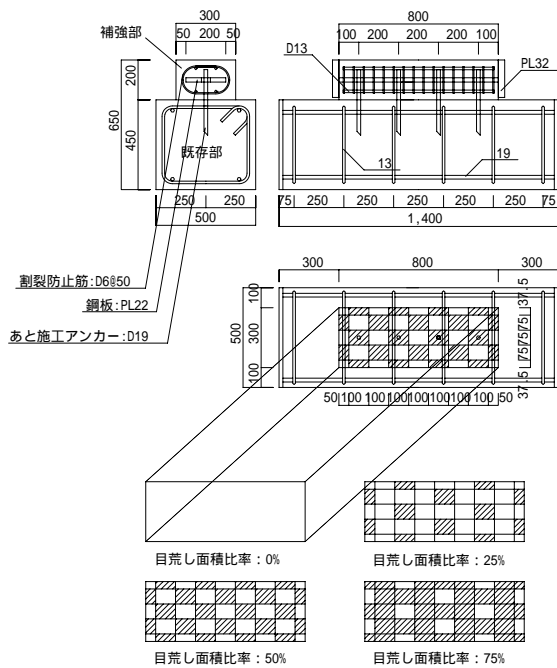


図 - 1 試験体図(1A の例)

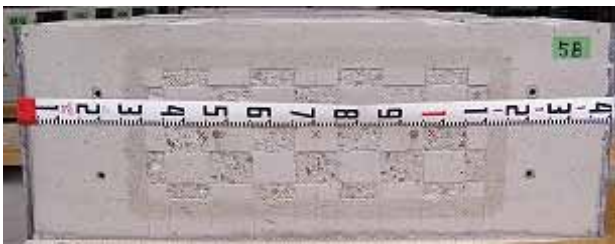


写真 - 1 目荒し状況(50%)

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
13	373	1.99	456
D19	387	1.85	545
D13	357	1.89	509
19	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)
既存部	25	16.0	2.11	1.67
	38	15.1	2.06	1.75
	47	16.4	2.42	1.69
	59	16.8	2.74	1.94
補強部	13	24.1	2.50	2.27
	26	28.8	2.53	2.09
	35	27.3	2.64	2.65
	47	29.8	2.70	2.76

表 - 4 载荷プログラム

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 载荷概要

図 - 2 に载荷方法を示す。载荷は既存部を载荷フレームに固定し、油圧ジャッキによる载荷位置を接合面と同一平面上となるように補強部に取り付け、接合面に純せん断力を与えることとした(図 - 3)。特に载荷位置については、補強部の構造芯に取り付けして接合面にせん断力他に曲げモーメントが加わるように载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。

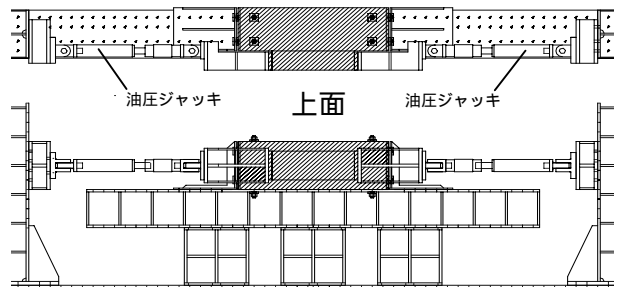


図 - 2 载荷方法

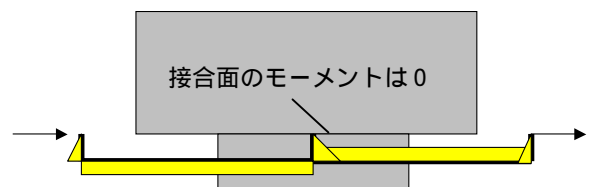


図 - 3 モーメント図

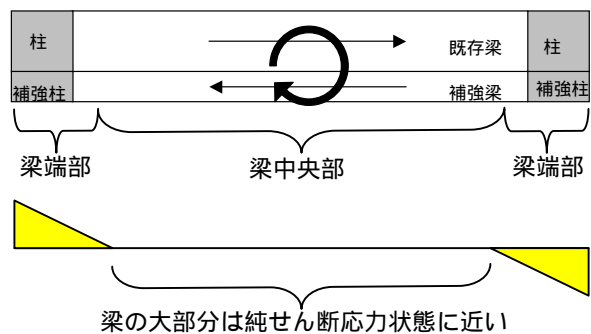


図 - 4 接合面の鉛直応力分布

表 - 4 に荷重プログラムを示す。荷重プログラムは、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 回繰り返し荷重し、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荷重した。

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荷重で進展していき目開き量は増大

していき、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 - 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荷重方

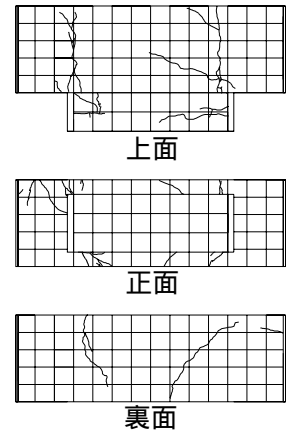


図 - 5 破壊状況 (1B の例)

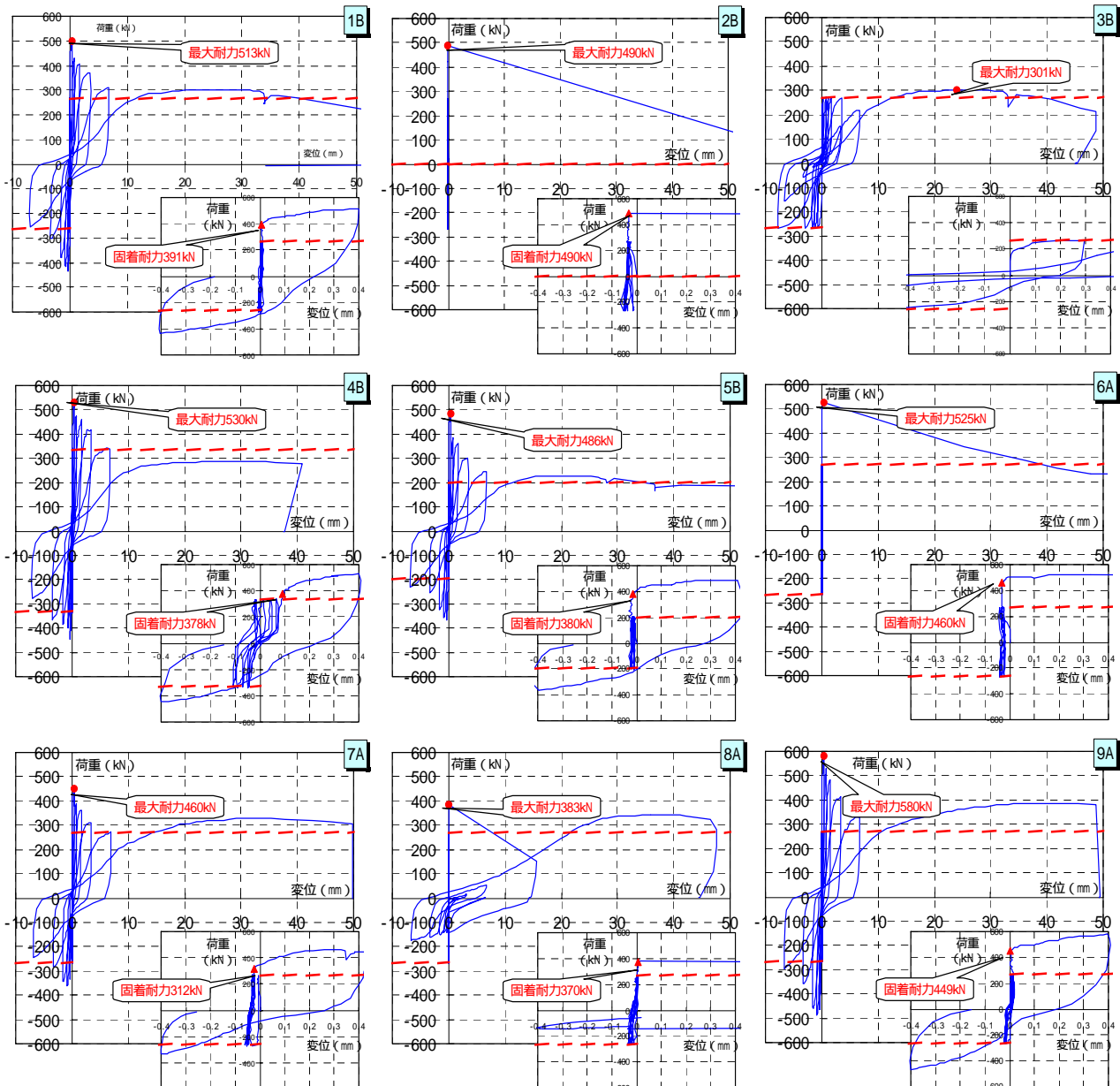


図 - 6 荷重 - 変形曲線

向とは逆向きの方角に進むが、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)を载荷目標とした 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。

$$Q = n \cdot Q_a \quad (1)$$

$$Q_a = \min[Q_{a1}, Q_{a2}] \quad (2)$$

$$Q_{a1} = 0.7 \cdot f_y \cdot a_0 \quad (3)$$

$$Q_{a2} = 0.4 \sqrt{E_c} \cdot B \cdot a_0 \quad (4)$$

ここで、

n : アンカー本数(本)

Q_{a1} : 鋼材の耐力で決まるアンカー1 本当たりのせん断耐力(N)

Q_{a2} : コンクリートの支圧強度で決まるアンカー1 本当たりのせん断耐力(N)

f_y : アンカーの降伏点強度 (N/mm²)

a₀ : アンカーの断面積 (mm²)

E_c : 既存部のコンクリートのヤング係数 (N/mm²)

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

表 - 5 せん断設計耐力と実験値の比較

試験体名	せん断設計耐力 ¹⁾ (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

1) 全試験体とも、せん断設計耐力はアンカー本数 × Q_{a2} 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。比較を行うパラメータのうちアンカー本数のみが異なる試験体は、各ペア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。

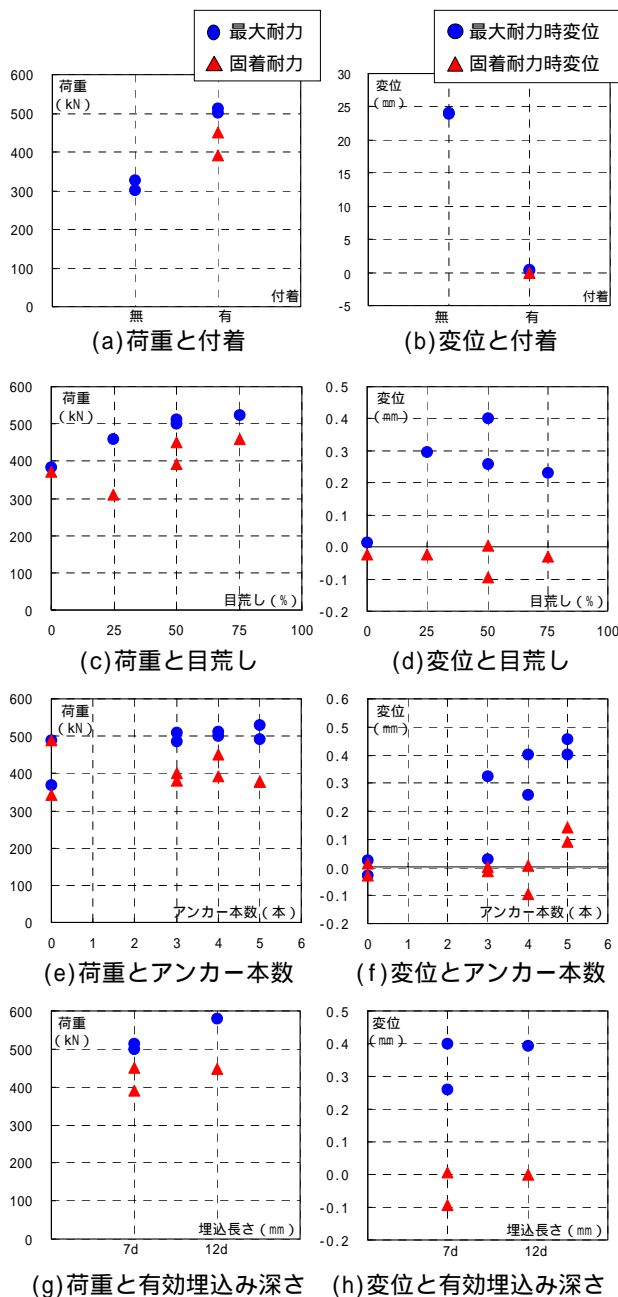


図 - 7 パラメータ分析

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。

- 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)
- 水を満たした水槽の質量 W1 を測定
- 型取りした石膏を水槽に沈めた後に取り出し(写真 - 3)、水槽の質量 W2 を測定
- 質量 W1 - W2 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 - 6 に平均凹凸深さを示す。図 - 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、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。

$$\tau_k = \sigma_t \quad (5)$$

k : 既存部のコンクリートの固着強度 (N/mm²)
 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 - 2 石膏写真

表 - 6 平均凹凸深さ

試験体	目荒し率(%)	平均深さ(mm)
1A	50	5.59
2A	50	7.01
6A	75	3.55
7A	25	4.81
8A	0	3.08
9A	50	6.30
1B	50	4.10
2B	50	4.10



写真 - 3 凹凸重量測定状況

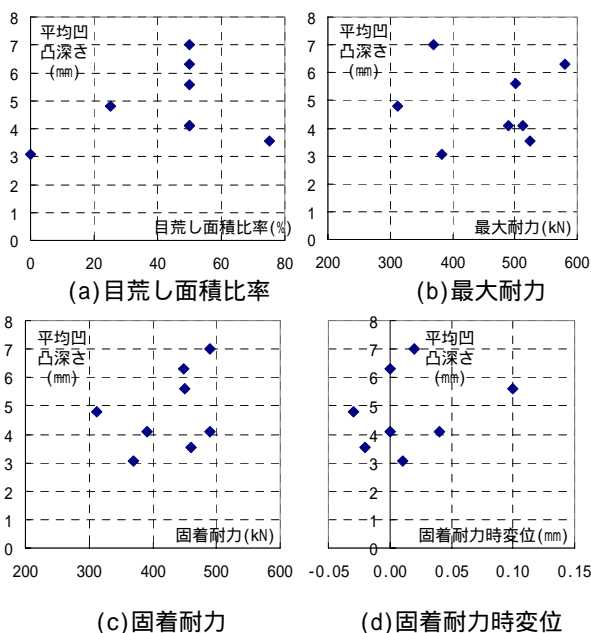


図 - 9 平均凹凸深さの分析

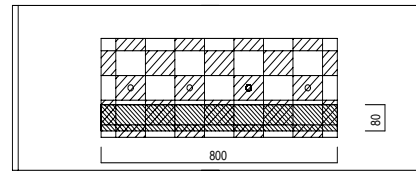


図 - 8 石膏採取部分

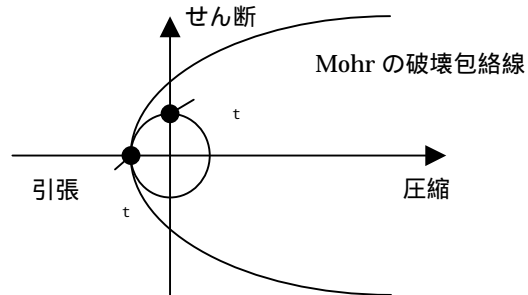


図 - 10 接合部の応力

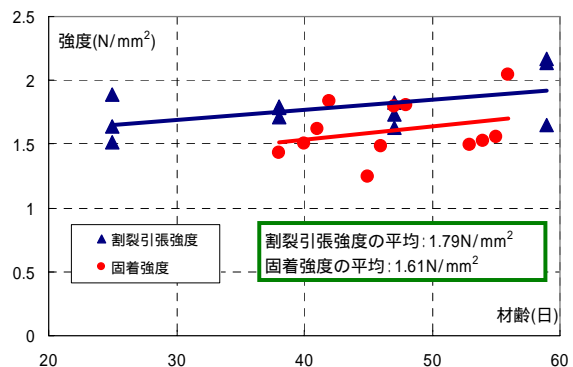


図 - 11 固着強度と割裂引張強度

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 - 枠付き鉄骨プレートによる補強 - 」
- 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