

論文 外付け壁梁と壁の接合部耐力

田内 浩喜^{*1}・日比野 陽^{*2}・勅使川原 正臣^{*3}・井上 芳生^{*4}

要旨：外付け梁補強を想定し、既存の壁と新設する梁の接合をあと施工アンカーおよびPC鋼棒によって接合する場合の耐力の評価方法について、実験から考察を行った。鉄筋コンクリート梁と既存の壁をあと施工アンカーにより接合する場合、中間部のアンカーがせん断力に、中間部のアンカーの余剰せん断力と最外縁のアンカーがモーメントに抵抗するとして接合部の耐力を求めることができる。新設の梁と既存の壁をPC鋼棒により接合する場合には、接合部の耐力は、せん断力とねじりモーメントが同時に生じるとした時のせん断応力度が、導入応力度×摩擦係数を超えないという条件で評価可能であった。

キーワード：あと施工アンカー、PC鋼棒、梁せい低減、構造補強、耐震補強、接合部

1. はじめに

現在、構造躯体の一部を改修し、既存の建物の居住性を向上させることで、既存の建物を建て替えることなく有効活用する手法や建築物の機能向上を意図した空間改造（天井高さの改善、吹き抜けの設置、2戸1改造等の居住空間の拡大など）に必要となる構造補強・補修技術及びその性能評価法の整備などが活発に行われつつある¹⁾。特に、昭和40年以前の壁式鉄筋コンクリート造集合住宅は階高が低く、大きな壁梁で空間が分割されており、現在の生活環境にはそぐわない可能性があり、梁せいを縮小し、構造補強を施すことで、空間の連続性の確保、視覚的な高階高化、バリアフリー化を実現する方法が提案されてきた²⁾。しかしながら、構造補強時の梁端部と壁との接合の設計方法は明確ではない。

そこで、本研究では、外付け補強梁と既存の壁との接合部の耐力評価について実験的に検討を行う。

2. 実験概要

2.1 実験目的

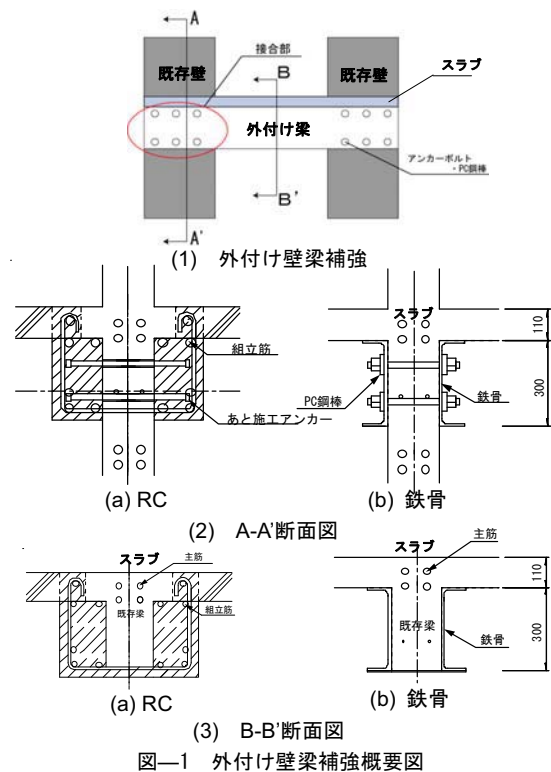
本研究では、外付けの補強梁を想定し、既存壁と外付け壁梁の接合部を想定した試験体を作製し、接合部の耐力の計算方法の検討を行うことを目的とする。外付け壁梁と既存壁の接合部の概要図を図-1に示す。外付け壁梁補強方法として、(図-1(2)(a), 図-1(3)(a))のような鉄筋コンクリート梁（RC梁）と鉄骨梁を想定し、あと施工アンカーによる接合（図-1(2)(a)）とPC鋼棒による接合（図-1(2)(b)）の2条件を対象とした。

2.2 試験体概要

試験体は外付け壁梁部分（RC梁と鉄骨梁）と、接合

方法（あと施工アンカーとPC鋼棒圧着）をパラメータとした3体とする（図-2, 図-3, 図-4）。JA試験体は、外付け壁梁をRC梁とし、接合方法にあと施工アンカー、JPR試験体はRC梁にPC鋼棒、JPS試験体は鉄骨梁にPC鋼棒を用いたものである。

図-3中の矢印は、変位計測位置を表す。C₁は壁端部から90mm上部、C₂は壁端部、C₃~C₉は梁の側面の各段のあと施工アンカー、PC鋼棒の位置の変位とその中間部の変位、C₁₀, C₁₁は梁の側面よりそれぞれ40mm外側の壁端部の鉛直変位を計測している。外付け壁梁の緒元及



*1 名古屋大学大学院 環境学研究科 大学院生 (正会員)

*2 名古屋大学大学院 環境学研究科 助教 博士 (工学) (正会員)

*3 名古屋大学大学院 環境学研究科 教授 工博 (正会員)
((独) 建築研究所 客員研究員)

*4 (独) 都市再生機構

び試験体の接合詳細をそれぞれ表-1, 表-2 に示す。あと施工アンカーの施工は、文献³⁾によった。実験は、実際に想定する外付け壁梁と既存壁を90°回転させたものを、片持ち梁形式で梁部分を載荷した(図-5)。加力は、水平荷重制御(±50kN, ±100kN, ±200kN, ±300kN)とし、正負交番載荷を行った。以降の実験結果及び考察において

は、片側外付け壁梁の検討を行うため、水平荷重は梁全体に加えたものの半分で記述されている。本実験においては、8本のあと施工アンカーおよびPC鋼棒を用いており、外側間の距離はいずれも750mmである。

使用したコンクリート及びあと施工アンカーのアンカー筋の緒元を表-3, 表-4 に示す。表-5 には、文献³⁾を参考に算出した、あと施工アンカー筋のせん断強度の計算値を示す。

3. 実験結果

3.1 JA 試験体の実験結果

水平力+25kN時(25kN時という、以下同じ。)+150kN時および載荷終了後の試験体のひび割れ状況を図-6 に示す。150kN時には、梁部のひび割れが増大し、あと施工アンカーおよび主筋に沿ったひび割れが見られた。梁のひび割れは、荷重の増加に従って、試験体上部から下部へと発生した。

加力方向のモーメント一回転角関係を図-7 に示す。回転角は、アンカーの一段目と四段目の位置の変位(C₃とC₉)から算出した相対変形角である。モーメントは、

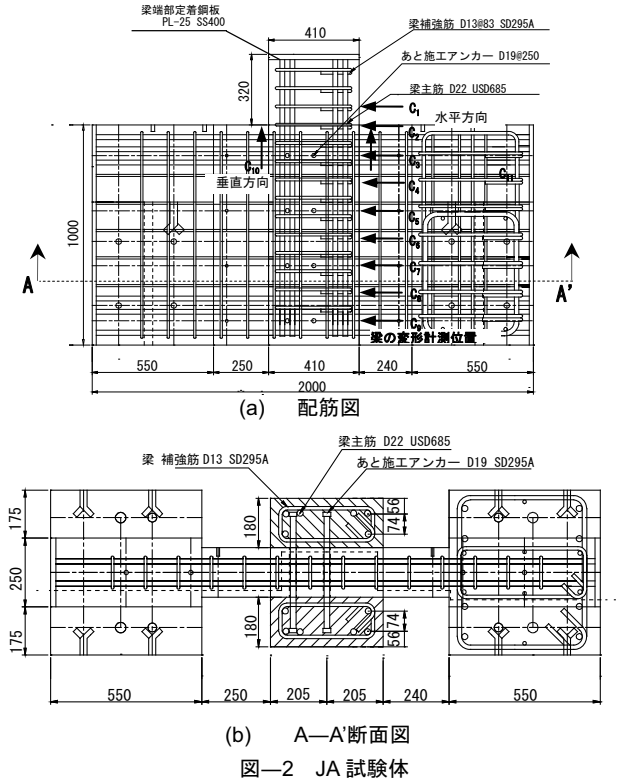


図-2 JA 試験体

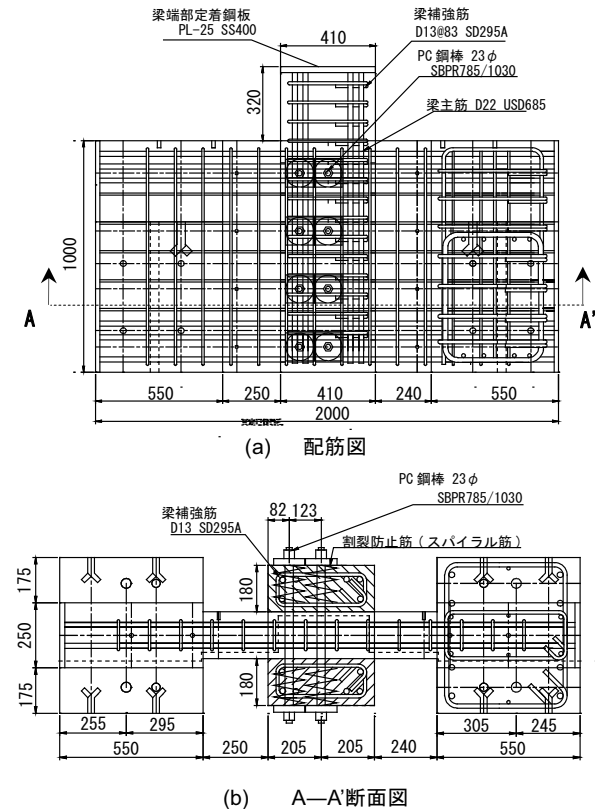


図-3 JPR 試験体

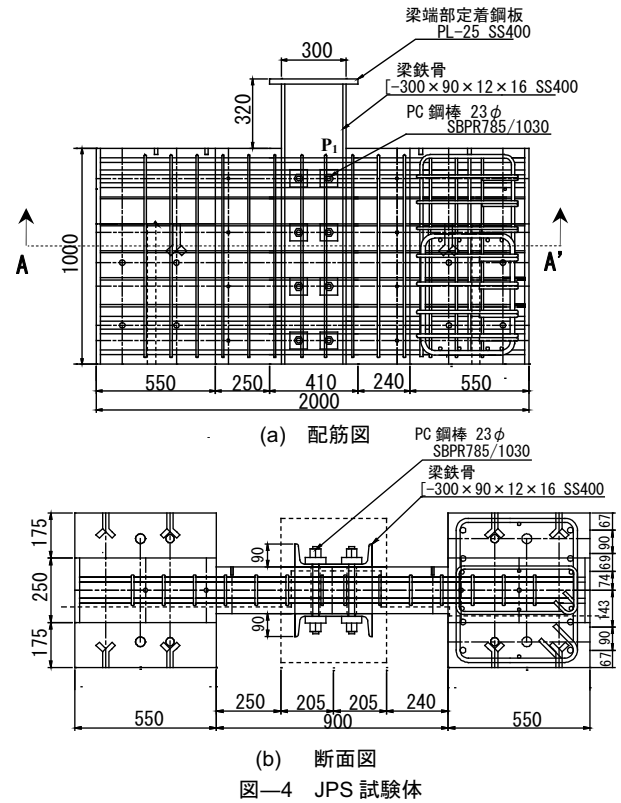


図-4 JPS 試験体

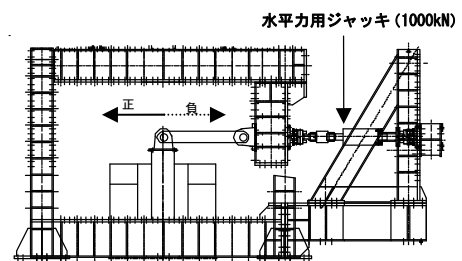


図-5 載荷装置

水平荷重に載荷点から壁中心位置までの距離(1115mm)を乗じて求めた。モーメントが、139kN・mに達した時(図-7 中×印)に、剛性が落ちたためこの点が梁の回転始めの点であると考えられる。この時の水平荷重は、125kNであった。図-7 中の○印は、最大耐力時(水平荷重153kN)のモーメント(170kN・m)を示す。

水平荷重(±25kN, ±50kN, ±100kN, ±150kN)時の梁の変位分布を図-8に示す。図中の矢印はあと施工アンカーの位置を表す。水平荷重が小さい場合には、梁部分にのみ変形が生ずるが、水平荷重が100kN時には接合部上部の変形が増大し、最大耐力時(153kN)において、接合部中央部においても、変形が生じた。接合部下部の変形は0.034mmであり、接合部上部と比較すると、変形はほとんど生じていない。なお、最大耐力時の外付け壁梁と既存壁端部とのずれ(C₂)は、約1.6mmであった(図-9)。

表-1 試験体詳細

試験体	梁せい(mm)	梁幅(mm)	梁主筋	梁帯筋	壁		
					壁厚(mm)	縦筋	横筋
JA	410	180	3-D22 USD685 (3.1%)	D-13 SD295A (1.7%)	180	D10 SD295A @120 (0.66%)	D10 SD295A @125 (0.64%)
JPR							
JPS	300	90	-	-			

表-2 接合緒元

試験体	梁部分	接合方法	本数	ゲージ(mm)	ピッチ(mm)
JA	RC	あと施工アンカー	M20 SS400 8	123	250
JPR		PC鋼棒	23φ SBPR785		
JPS	鉄骨 ([-300×90×12×		23φ SBPR785	150	

表-3 コンクリート緒元

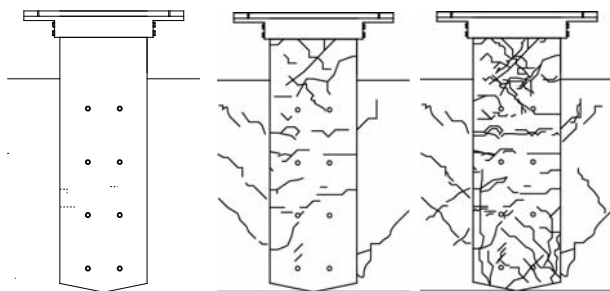
打設箇所	圧縮強度(N/mm ²)	割裂強度(N/mm ²)	ヤング係数(N/mm ²)
壁	23.8	3.21	2.23×10 ⁵
梁	30.5	3.62	2.42×10 ⁵

表-4 あと施工アンカー筋緒元

断面積(mm ²)	降伏点(N/mm ²)	引張強度(N/mm ²)	ヤング係数(N/mm ²)
245	333	446	1.91×10 ⁵

表-5 あと施工アンカー筋のせん断強度(kN/本)

アンカー軸部のせん断強度		コンクリートの支圧(Q _{a2})
降伏強度使用時(Q _{a1})	引張強度使用時(Q _{a2})	
57.1	76.5	71.5



(a) +25kN (b) +150kN (c) 載荷後

図-6 ひび割れ状況 (JA 試験体)

実験後の外付け壁梁と既存梁の接合面の断面写真を図-10に示す。第1段目のあと施工アンカー周辺部のひび割れが、下部のあと施工アンカー周辺部のひび割れよりも広範囲に及んでいる。これは、第1段目のあと施工アンカーが、外力に対して主に抵抗していたこと、あと施工アンカーのせん断耐力がコンクリートの支圧により支配されていたためと考えられる(図-11)。

3.2 JA 試験体の考察

接合面の抵抗機構としては、図-12に示すような最外縁のアンカーがモーメントに、中央部のアンカーがせん断力に抵抗していると考えられる。あと施工アンカーのせん

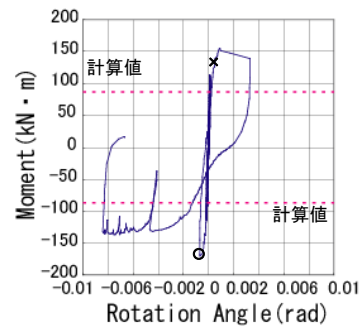


図-7 M-φ関係

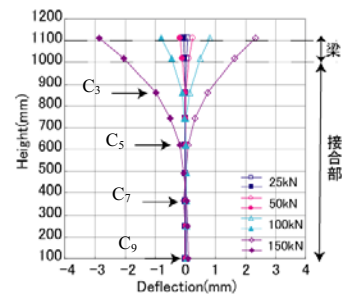


図-8 梁の変位分布 (JA 試験体)



図-9 壁と梁のずれ (JA 試験体)



図-10 新設梁と既存梁の切断面のひび割れ



図-11 第1段目ひび割れ拡大図

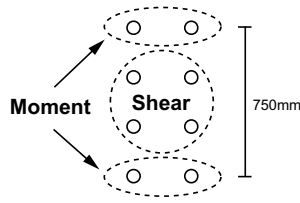


図-12 耐力計算方法

断強度は、文献³⁾に従って以下に算定する。

・あと施工アンカーのせん断強度(M20, SS400)

$$Q_{a1} = 0.7 \times \sigma_y \times s \times a_e = 0.7 \times 333 \times 245 = 57.1 \text{ (kN)}$$

$$Q_{a2} = 0.4 \times \sqrt{E_c \times \sigma_B} \times s \times a_e = 71.5 \text{ (kN)}$$

ただし、前述のように支圧によりせん断耐力が決まっていた可能性もあるため、 Q_{a1} 、 Q_{a2} それぞれの場合において、図-12に示す耐力計算方法によるせん断耐力と曲げモーメントを以下に計算する。

(i) Q_{a1} 時

(a) せん断耐力 $Q_{p1} = 57.1 \times 4 = 228 \text{ (kN)}$

(b) 曲げモーメント $M_{p1} = 57.1 \times 2 \times 0.75 = 85.7 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

(ii) Q_{a2} 時

(a) せん断耐力 $Q_{p2} = 71.5 \times 4 = 286 \text{ (kN)}$

(b) モーメント $M_{p2} = 71.5 \times 2 \times 0.75 = 107 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

作用せん断力に対してせん断耐力に余力があるため、内側4本のあと施工アンカーのせん断力余剰分でモーメントを負担すると仮定した場合のモーメント M_p' も同様に算定する。

Q_{a1} 時の M_p' を M_{p1}' 、 Q_{a2} 時の M_p' を M_{p2}' として以下に示す。

$$M_{p1}' = Q_{a1} \times 2 \times 0.75 + (Q_{a1} - 31.3) \times 2 \times 0.25 = 98.6 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{p2}' = Q_{a2} \times 2 \times 0.75 + (Q_{a2} - 31.3) \times 2 \times 0.25 = 127 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

回転始めのモーメント(139kN·m)と比較すると、 M_{p1}' (98.6 kN·m)に比べ M_{p2}' (127 kN·m)の方が近い値を示していたので、接合部においては、せん断力よりモーメントが支配的であり、内側4本のあと施工アンカーのせん断力の余剰分でモーメントを負担していると仮定することにより、接合部の耐力を安全側(実験値/計算値=1.09)

に評価することができる。

また、JA試験体の接合部の計算耐力は、あと施工アンカーの引張強度を軸力とした摩擦抵抗によるせん断力とねじれモーメントから計算できると考え、文献⁴⁾を参考に(1)~(4)式を用いて検証を行った。

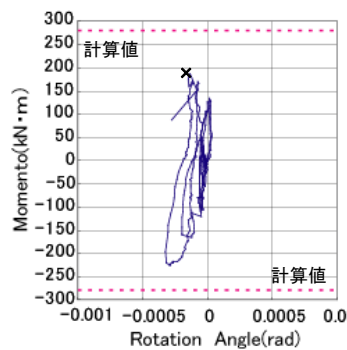


図-14 M-φ関係

$$\frac{V_u}{V_0} + \frac{M_u}{M_0} \leq 1 \quad (1)$$

$$M_0 = \frac{a^2}{2} \times \left(b - \frac{a}{3}\right) \times \tau_u \quad (2)$$

$$V_0 = \tau_u \times a \times b \quad (3)$$

$$V_0 = \mu \times N \quad (4)$$

V_u : 片側梁に作用するせん断力(N)

V_0 : せん断力のみを考慮した時のせん断耐力(N)

M_u : 設計時のねじれモーメント(N·mm)

M_0 : せん断力がない時のねじれ耐力(N·mm)

a : 接合面の短辺(mm)

b : 接合面の長辺(mm)

τ_u : 終局せん断応力度(N/mm²)

μ : 摩擦係数

N : 圧着力= $\sigma_s \times A_s \times 8$ (本)=912(kN)

梁の回転始めである125kNの点($V_u=125\text{kN}$ 、 $M_u=139\text{kN}\cdot\text{m}$)における実験結果との比較確認を行う。ここでは摩擦係数 μ を1.0と仮定した。あと施工アンカーによる引張力 N は、 $N=\sigma_s \times A_s \times 8$ (本)=912(kN)である。ここで、(1)式の値を計算すると、

$$\frac{V_u}{V_0} + \frac{M_u}{M_0} = \frac{125}{912} + \frac{139}{161.5} = 0.99 \approx 1.0$$

となり、ほぼ1.0となった。これは、梁が回転し始める実験結果と一致した。

3.3 JPR試験体の実験結果

PC鋼棒の導入力は、圧着面の応力が壁梁のコンクリートの長期許容応力度(=1/3F_t)となることを目標とし、一本

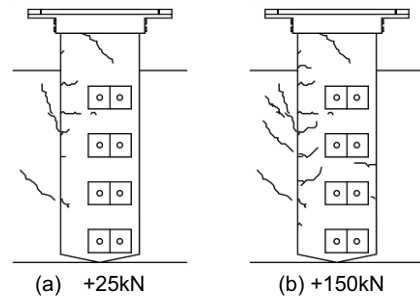


図-13 ひび割れ状況 (JPR試験体)

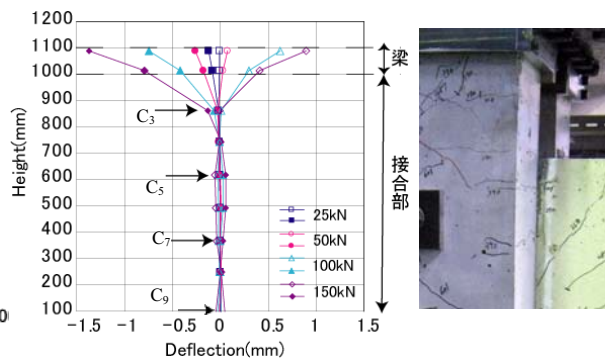


図-15 梁の変位分布 (JPR試験体)

図-16 壁と梁のずれ (JPR試験体)

あたり 186kN (圧着面応力=12.9N/mm²) とした。水平力 +25kN 時、+150kN 時のひび割れ状況を図-13 に示す。150kN 時には等間隔のひび割れが生じている。

加力方向のモーメント-回転角関係を図-14 に示す。回転角は、アンカーの一段目と四段目の位置の変位 (C₃ と C₉) から算出した相対変形角である。モーメントは、水平荷重に載荷点から壁中心位置までの距離(1115mm) を乗じて求めた。回転角は水平方向で 0.0003rad 程度であり、ほとんど回転は生じていなかった。

なお、荷重は負加力より始め、100kN 加力時のサイクルの途中で梁端部のクレビスと主筋の溶接部が破断 (最大荷重(×印) したため、荷重を終了した。その結果、終局耐力の確認はできなかった。破断時の変形は、最大でも 3.0mm 以下であったため、PC 鋼棒の圧着により梁は十分に接合されていたと考えられる。

水平荷重が 25kN、50kN、100kN、150kN 時の梁の変位分布を図-15 に示す。水平変位は、図-8 と比較して小さいが、100kN 時において正負とも変位が増大している。しかしながら、接合部中間の変形は小さい。なお、最大荷重(-203kN)時の外付け壁梁と既存壁端部との最大水平変位差(C₂)は、約 1.4mm であった (図-16)。

3.4 JPR 試験体の考察

JPR 試験体の最大荷重点において、前出の(1)~(4)式を用いて実験結果との比較を行った。その際の摩擦係数は、接合面が RC-RC であるため 1.0 とした。V_u は 203kN、M_u は 226kN・m である。また、その時の PC 鋼棒の歪とヤング係数から PC 鋼棒の圧着力は 185kN/本とした。図-3(a) に示す試験体寸法より V₀ は 1480(kN)、M₀ は 262(kN・m) となる。

これらの値を用いて(1)の値を計算すると、

$$\frac{V_u}{V_0} + \frac{M_u}{M_0} = \frac{203}{1480} + \frac{226}{262} = 0.99 \approx 1.0$$

となり、ほぼ 1 となった。

3.5 JPS 試験体の実験結果

PC 鋼棒の導入力は、圧着面の応力が、既存壁のコンクリートの長期許容応力度(=1/3F_c)となることを目標とし、一本あたり 132kN (圧着面応力=9.2N/mm²) とした。

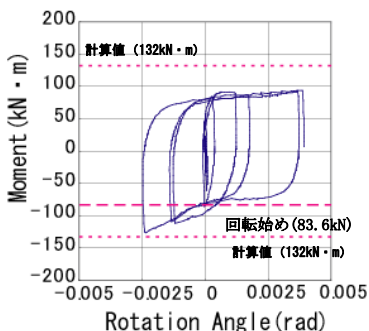


図-18 M-φ 関係

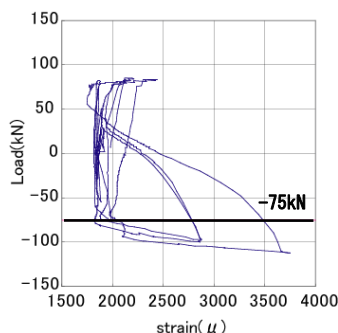


図-19 荷重-歪度関係 (P₁の位置のPC鋼棒)

+25kN 時と-112kN 時の壁のひび割れ状況を図-17 に示す。図-17 より、-112kN 時には梁の回転によるひび割れが生じた。

加力方向のモーメント-回転角関係を図-18 に示す。回転角は、アンカーの一段目と四段目の位置の変位 (C₃ と C₉) から算出した相対変形角である。モーメントは、水平荷重に載荷点から壁中心位置までの距離(1115mm) を乗じて求めた。最大モーメントは 125 kN・m であり、回転始めのモーメントは、83.6kN・m である。

P1 の位置の荷重-歪度関係を図-19 に示す。PC 鋼棒の歪度が-75kN 過ぎてから急激に歪量が多くなり、水平荷重が-75kN に達した時が梁の回転始めだと考えられる。

水平力 25kN、50kN、100kN 時の梁の変位分布を図-20 に示す。100kN 時には梁全体に変形が生じている。100kN 以後は、回転変形が生じたため、最下段に逆向きの変形が生じた。なお、最大耐力時の外付け壁梁と既存壁端部との最大水平変位差(C₂)は、5.6mm 程度となった (図-21)。

3.6 JPS 試験体の考察

JPS 試験体の回転始めである許容限界点-75kN において、前出の(1)~(4)式を用いて実験結果との比較を行った。

その際の摩擦係数は、RC-鉄骨間であるため 0.75 とした。V_u は 75kN、M_u は 83.6kN・m である。その時の PC 鋼棒の歪から、PC 鋼棒の圧着力 N_p は、N_p=117 (kN/本) とした。図-4(a) に示す試験体寸法及び摩擦係数 0.75 を考慮し V₀ と M₀ の値をそれぞれ算出すると、V₀ は 700kN、

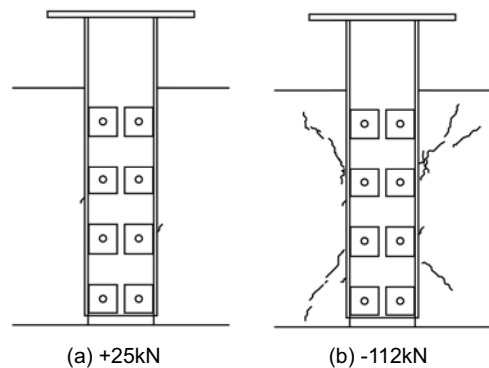


図-17 ひび割れ性状 (JPS 試験体)

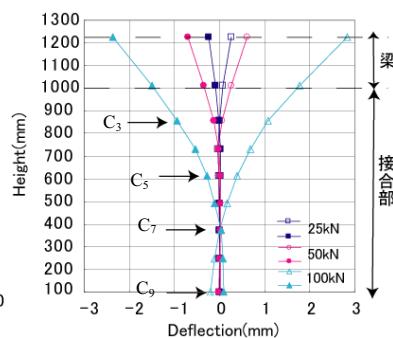


図-20 梁の変位分布 (JPS 試験体)



図-21 壁と梁のずれ (JPS 試験体)

M_0 は94.5kN・mとなる。

これらの値を用いて(1)の値を計算すると、

$$\frac{V_u + M_u}{V_0} + \frac{M_u}{M_0} = \frac{75}{700} + \frac{83.6}{94.5} = 0.99 \approx 1.0$$

となり、ほぼ 1.0 となった。これは梁が回転始める実験結果と一致した。

また、図-12 に示す耐力計算法での検討も行った。この時、各 PC 鋼棒のせん断抵抗は、導入力×摩擦係数とした。以下に計算値を示す。

$$Q_p = 117 \times 0.75 \times 4 = 351 (\text{kN})$$

$$M_p = 117 \times 0.75 \times 2 \times 0.75 = 132 (\text{kN}\cdot\text{m})$$

梁の回転始めの内側 4 本の PC 鋼棒の一本当たりのせん断力負担分は、荷重 V_u が 75kN より、18.8N/本となる。これは、図-12 に示す耐力計算法を用いて算出される内側 4 本の PC 鋼棒一本当たりの許容せん断力 87.8kN を大きく下回ることになる。

ここで、内側 4 本の PC 鋼棒において、せん断力を負担していない分でモーメントを負担していると考えた場合の PC 鋼棒 8 本の抵抗モーメント M_p' を以下に求める。

$$M_p' = V_u \times 0.75 + (87.8 - 18.8) \times 2 \times 0.25 = 90.8 \text{kN}\cdot\text{m}$$

よって、回転開始時のモーメント抵抗は(90.8kN・m)となり、PC 鋼棒のせん断抵抗を導入力×摩擦係数とすることで、実験結果の $M_u=83.6\text{kN}\cdot\text{m}$ とほぼ一致する結果となった。

4. まとめ

本研究では、外付け壁梁と壁の接合方法の提案を行った。また、提案した補強を施工した試験体の載荷実験を行い、耐力と剛性及び破壊性状の考察を行った。以下に得られた知見を示す。

(1) RC 壁梁と既存の壁をあと施工アンカーにより接合

した場合の接合部耐力は、中央部アンカーのせん断抵抗と最外縁のアンカーと中央部のアンカーの余剰せん断力によるモーメント抵抗を仮定することにより、安全側に評価することができた(実験値/計算値=1.09)。

- (2) RC 壁梁と既存壁の摩擦係数を 1.0 とし、あと施工アンカーの引張強度を圧縮力としたせん断力とねじれモーメントによる抵抗機構(式(1)~(4))により評価可能であった。
- (3) 梁と既存壁を PC 鋼棒で接合する場合には、摩擦係数、RC-RC 間の摩擦係数は 1.0 以上、RC-鉄間の摩擦係数は 0.75 とし、PC 鋼棒の緊張力を圧縮力としたせん断力とねじれモーメントによる抵抗機構(式(1)~(4))を用いることにより、接合部の回転開始耐力の評価は可能であった。また、PC 鋼棒一本当たりの導入力に摩擦係数を乗じた値をあと施工アンカーのせん断強度と考えた評価方法もおおむね適切に評価された。

参考文献

- 1) 建築研究所：既存建築ストックの次世代対応リニューアル技術開発のためのフィージビリティスタディ、建築研究資料、No.99、2004.11
- 2) 日比野陽ほか：既存RC梁の梁せい低減に対する補強方法、日本建築学会学術講演梗概集、C-1、pp.97-100、2008.9
- 3) 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、2001
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説、1999