

論文 異種強度コンクリートによって接合された増し打ち梁打ち継ぎ部のせん断強度に関する現場実験

貞末 和史^{*1}・藤井 稔己^{*2}・南 宏一^{*3}

要旨：低強度コンクリートを有する学校校舎の耐震改修として、既存建物の外側に RC フレームを増設する耐震補強案が挙げられ、増設 RC フレームによって耐震補強の効果を得るためには、既存建物と増設 RC フレームの接合部分が十分な強度を有しているか検証する必要性が生じた。耐震改修案の妥当性を検証するために、既存の低強度コンクリートを有する梁と増し打ちされた普通強度コンクリートを有する梁のコンクリート打ち継ぎ部が耐震改修設計において必要とされた強度を有していることを確認するために実建物の一部分を用いた現場での載荷実験を行い、梁の打ち継ぎ部のひび割れ強度および最大耐力を明らかにした。

キーワード：耐震改修, 低強度コンクリート, 梁打ち継ぎ部, 直接せん断

1. はじめに

広島市内にある既存の鉄筋コンクリート（以下、RC）学校校舎の耐震診断を行う際に、コンクリートコアを抜き取って圧縮強度試験を行ったところ、日本建築防災協会の「既存 RC 造耐震診断基準¹⁾」においてコンクリート強度の下限値とされている 13.5N/mm^2 を下回る低強度のコンクリート（以下、低強度コンクリート）が含まれることが判明した。その後、この学校校舎は耐震改修設計が行なわれ、Y 方向に関しては耐震壁を増設し、X 方

向に関しては既存建物の外側に RC フレームを増設して、建物の保有耐力と靱性を増大させる改修案が挙げられた。耐震改修設計は広島県建築物耐震診断等評価委員会の「耐震診断・改修のためのガイドライン²⁾」に基づいて行われた。近年、低強度コンクリートを有する RC 建物の耐震性能に着目した研究報告³⁾が行われているものの、コンクリート強度が上記したガイドラインの適用範囲外であったため、改修設計の妥当性を実験によって検証することが必要となった。

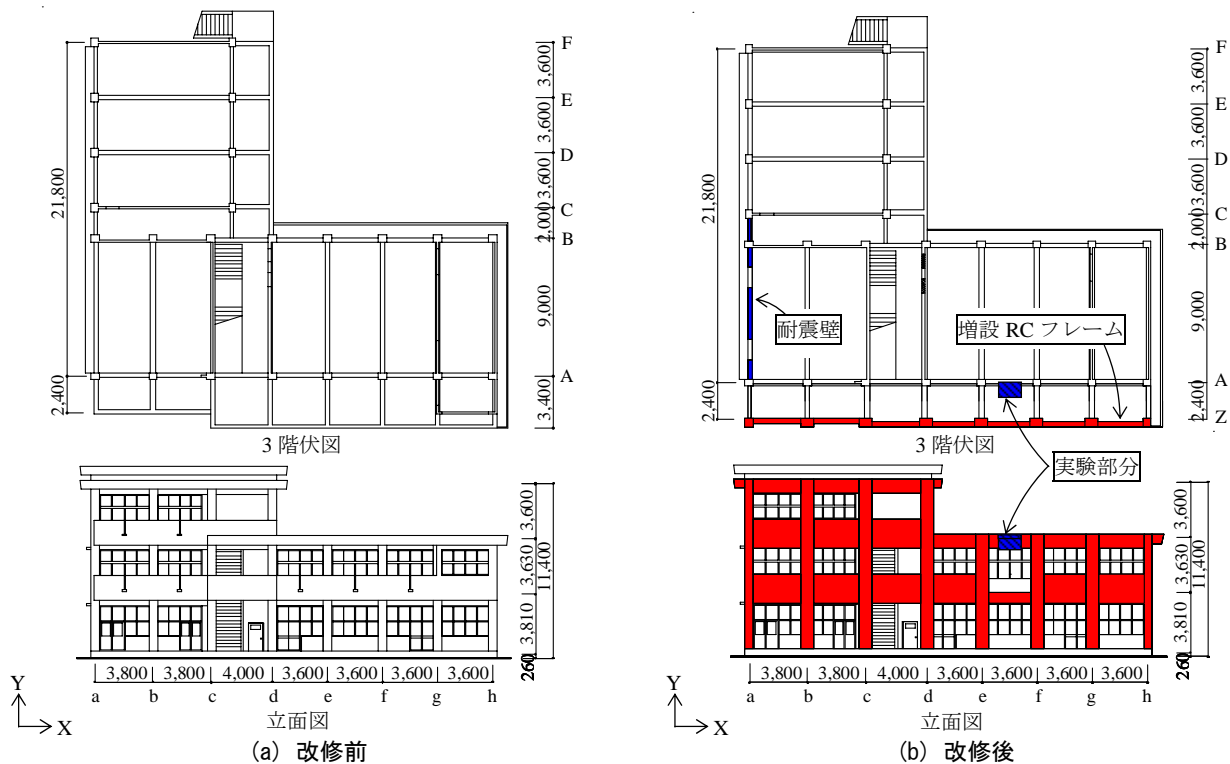


図-1 耐震改修設計が行われた既存 RC 学校校舎 (単位:mm)

*1 広島工業大学 工学部建築工学科准教授 博士(工学) (正会員)

*2 福山大学大学院 工学研究科地域空間工学専攻博士課程 修士(工学) (正会員)

*3 福山大学 名誉教授 工博 (名誉会員)

耐震改修前および耐震改修後の RC 学校校舎を図-1 に示す。耐震改修後の建物は、X 方向に関しては低強度コンクリートを含む既存建物と剛強に設計された増設 RC フレームが一体となって地震力に抵抗することで、建物全体の耐震性能が確保される。ここで、地震時に建物の既存躯体部分に作用する力は、各階の梁と床スラブを通じて増設 RC フレームに伝達されるため、増設 RC フレームによる耐震補強の効果が発揮されるか否かは、これらが十分な応力伝達能力を有しているか否かが要となる。しかしながら、この梁と床スラブは低強度コンクリートを含む既存躯体部分と、RC フレームの増設に伴う普通強度コンクリート部分の打ち継ぎ部を有することになり、強度が大きく異なるコンクリートの接合部において、良好な応力伝達が行われるかどうか疑問が残された。

そこで、既存の低強度コンクリート梁と増し打ちする普通強度コンクリート梁とのコンクリート打ち継ぎ部の耐力と破壊性状について検討するために、実際に耐震改修工事が予定された学校校舎の一部分に油圧ジャッキ等を用いた加力装置を設置して載荷実験を行った。本論では、耐震改修の対象となった建物の構造概要と載荷実験の結果について報告する。

2. 既存建物概要および耐震改修設計における懸案事項

耐震改修の対象となった建物は、広島市内に建つ地上3階（一部2階）建て、軒高 11.4m の L 字型平面を持つ小学校の校舎棟であり、昭和 36 年（昭和 41 年に2階部分を増築）の竣工となっている。写真-1 に建物外観を示す。建物の構造形式は RC 造であり、X 方向は7スパンのラーメン構造、Y 方向は5スパンのラーメン構造となっている。基礎構造は RC 杭で支持深さは GL-6.0m ~ -11.0m となっている。

耐震診断に先立ち現地調査が行われ、コンクリートコア圧縮強度試験を行ったところ、3 個の圧縮強度の平均値から標準偏差の 1/2 を差し引いた推定強度は、3 階において 11.0N/mm^2 の圧縮強度が確認され、耐震診断の実



写真-1 建物外観（改修前）

施後、主として以下に挙げる耐震改修案が挙げられた。
 (a) Y 方向に関しては、a 通りに耐震壁を増設する。
 (b) X 方向に関しては、Z 通りに RC フレームを増設する。

(a) の低強度コンクリートを含む既存躯体の内側に普通強度の耐震壁を増設する補強に関しては既往の研究^{4),5)}があるが、(b) の低強度コンクリートを含む既存躯体の外側に普通強度コンクリートの RC フレームを増設する補強に関する研究⁶⁾は少ない。

耐震改修後の建物の耐震性能を確保するには、X 方向に関しては既存建物と増設 RC フレームの応力伝達部となる床スラブと梁に十分な強度が必要とされる。耐震改修設計では全応力を床スラブに負担させることが検討され、増設 RC フレーム各層の耐力 Q_i を各層のスパン l_i で除した値を既存躯体から増設 RC フレームへの応力伝達に必要な強度と考え、3 階では $Q_3/l_3=136\text{kN/m}$ のせん断強度が必要とされた。

改修工事は A-Z 通り間の既存床スラブを研り落とした後、図-2 に示されるように A 通りの梁を梁幅方向に増し打ちすると同時に床スラブのコンクリートを新設して増設 RC フレームと接合される案が挙げられ、梁増し打ち部の接合面は、梁の上端では既存のスラブ筋と図-3 に示される接着系あと施工アンカーによって、梁の下端では接着系あと施工アンカーのみで接合させることとなった。低強度コンクリートを含まない梁の増し打ちであれば、既往の評価式を用いて接合部の強度を評価することができるが、低強度コンクリートを含む異種強度コンクリートによって打ち継がれた梁に既往の評価式を用いて計算される強度を確保できるのか疑問が持たれた。

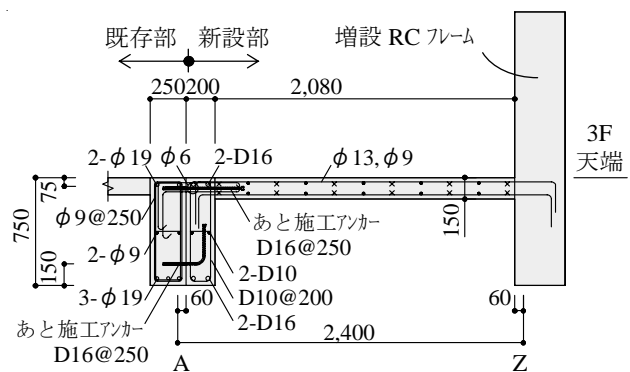


図-2 A 通り接合部断面 (単位: mm)

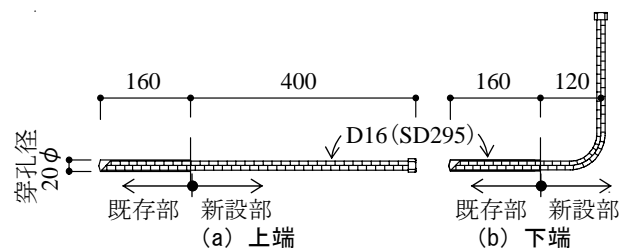


図-3 接着系あと施工アンカー (単位: mm)

3. 実験方法

梁打ち継ぎ部のせん断強度を現場実験によって把握することを目的とした載荷実験を計画した。実験は耐震改修工事に先立ち行い、実験部分は写真-2(a)に示すように工事が予定された学校校舎3階の床スラブの一部分のコンクリートを実際の改修工事と同様に研り落とし、スラブ筋を台直した後、接着系あと施工アンカー6本の固着工事を行い、増し打ち梁の配筋とアンカー筋に対する割裂防止筋を設置し、型枠を設けた後、写真-2(b)に示すように増し打ち梁と床スラブのコンクリートを打設した。梁打ち継ぎ部の断面および配筋状況を図-4に示す。コンクリート打ち継ぎ面は実際の改修工事と同様な状態とするため、床スラブ位置ではコンクリートを研り落としたことによって凹凸を有しており、床スラブ下面位置の梁打ち継ぎ面では目荒らし等の処理を行っていないため平滑となっている。なお、耐震診断実施時におけるコンクリートコア抜き試験片では、既存建物のコンクリート圧縮強度 σ_c は11.0N/mm²であることが確認されたが、本実験直前に改めて採取したコンクリートコア抜

き試験片では σ_c は18.9N/mm²であり、13.5N/mm²を上回る強度であった。増し打ちした梁および床スラブのコンクリートも含めコンクリートの材料強度を表-1、梁打ち継ぎ部における鋼材の材料強度を表-2に示す。既存部のコアコンクリートは実験部分近傍の梁より13本を採取した。既存スラブ筋の材料試験片は、床スラブを研り落とした際に実験部分近傍のスラブ筋を各3本採取した。

表-1 コンクリートの材料強度

使用箇所	圧縮強度(N/mm ²)	備考
既存部(材齢45年)	18.9	コア抜き
新設部(材齢29日)	34.0	新規打設

表-2 鋼材の材料強度

使用箇所	降伏強度(N/mm ²)	引張強度(N/mm ²)	伸び(%)
D16 アンカー筋	348	501	19.3
13φ 既存スラブ筋	275	407	16.9
9φ 既存スラブ筋	278	396	18.3



写真-2 コンクリート打ち継ぎ部

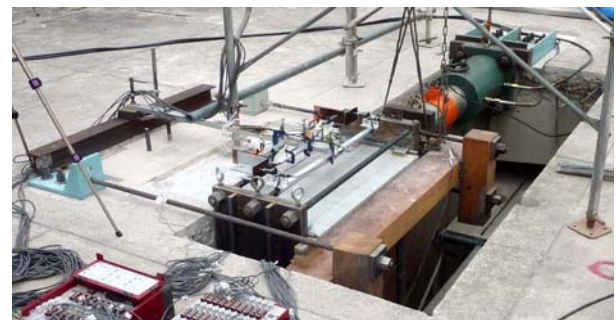
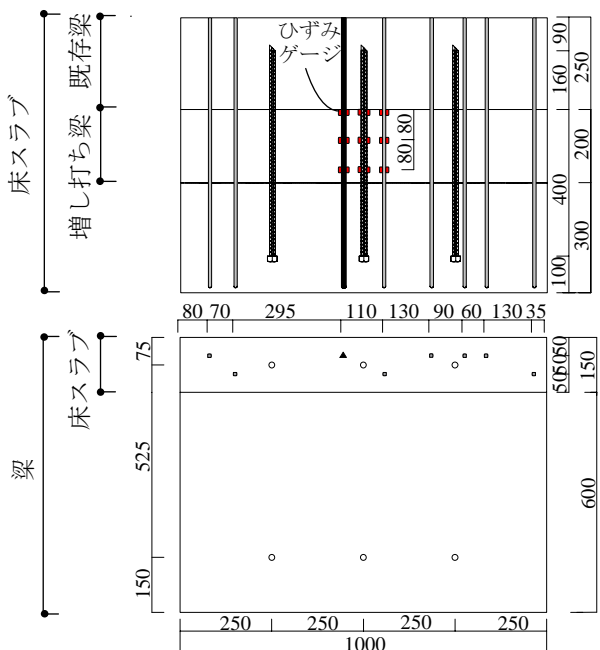


写真-3 載荷状況



○:アンカー筋(D16), ▲:スラブ筋(φ13), □:スラブ筋(φ)
図-4 配筋状況の実測値とひずみゲージ位置(単位:mm)

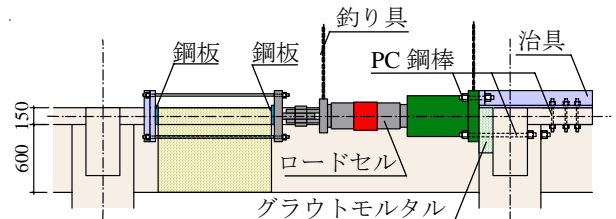
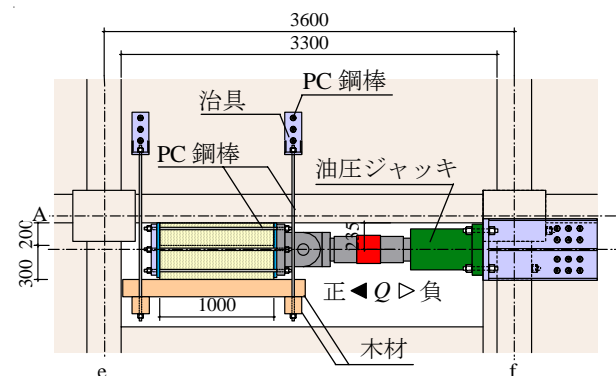


図-5 載荷方法(単位:mm)

コンクリート硬化後、写真-3 に示されるように油圧ジャッキを設置し、既存梁と増し打ち梁のコンクリート打ち継ぎ部に正負繰返しの直接せん断力を作用させた。载荷方法の詳細を図-5 に示す。本実験は梁打ち継ぎ部のせん断強度を確認することが目的であるため、梁コンクリート打ち継ぎ部に直接せん断力を作用させる位置に油圧ジャッキを設置しているが、油圧ジャッキの軸心は梁コンクリート打ち継ぎ部から 235mm 偏心していることなどから、新設コンクリート部分が回転を生じることが懸念された。そこで、新設コンクリート部分の面外方向の移動と回転を抑制するガイドとして、木材と PC 鋼棒を用いて既存部と新設部の間を緊縮した。剛性の小さい木材を用いて固定することで、梁打ち継ぎ部のせん断強度に大きな影響を与える程の回転拘束力は生じていないことを PC 鋼棒に貼り付けたひずみゲージの計測値によって確認した。载荷は既存部と新設部との相対水平ずれ変位を変位制御し、正負繰返しの漸増载荷を行った。

変位の計測状況を図-6 に示す。変位の計測は変位計測用として新設部に埋め込んだボルトを原点と取り、既存部に固定した変位計測用鋼製治具に取り付けた変位計の計測値 δ 、 δ_v および θ の計測値に基づき、図-6 に示す幾何学的な関係より、下式を用いて既存床スラブに対する新設床スラブの相対変位（水平ずれ変位 δ_v 、载荷直交方向変位 δ 、回転角 θ ）を算定した。

$$\delta = \delta_1 + (Y_1 - \delta) \cdot \theta \quad (1)$$

$$\delta_v = (\delta_3 - X_3) \cdot \theta + \delta_3 + Y_2 \cdot \theta^2 \quad (2)$$

$$\theta = (\delta_1 - \delta_2) / (Y_2 - Y_1) \quad (3)$$

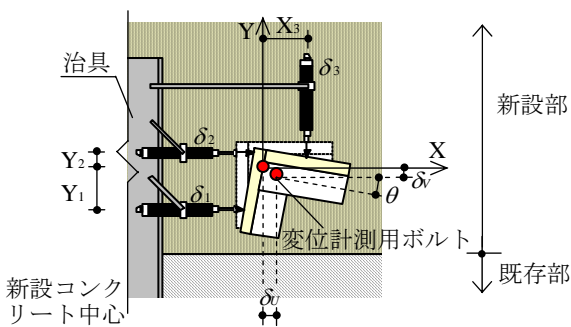
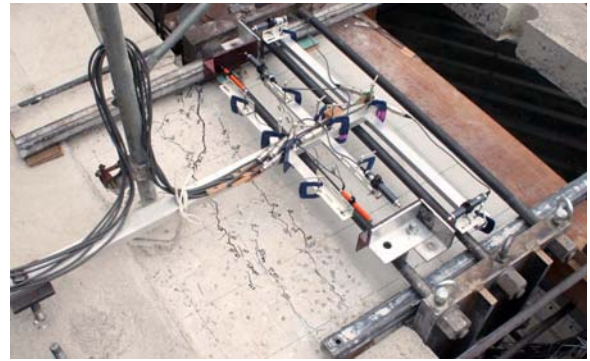


図-6 変位計測

4. 実験結果および考察

4.1 破壊状況

破壊状況を写真-4 に示す。ひび割れ発生および破壊の進展状況としては、载荷初期振幅時の $Q = \pm 150\text{kN}$ の振幅ではひび割れは生じず、 δ_v を漸増させた $\delta_v = 0.448\text{mm}$ ($Q = 493\text{kN}$)において、既存部側コンクリートに初期ひび割れを生じた。その後、既存部側コンクリートのひび割れが増



(a) 最大耐力時



(b) 最終破壊状況
写真-4 破壊状況

加進展すると共に、最大耐力発生時には梁コンクリートの打ち継ぎ部に沿った亀裂を生じていることが確認され、最終的には写真-4 (b) に示されるように新設部側コンクリートも若干ひび割れを生じていた。

4.2 履歴曲線

図-7 (a) に初期振幅時の $Q-\delta_v$ 関係を示す。図中の Q_D ($=Q_3/l_3$) は設計せん断力である。载荷初期の微小振幅において実験値は Q_D を上回ることが確認された。

図-7 (b) に初期振幅以降も含めた $Q-\delta_v$ 関係を示す。初期振幅以降は δ_v を正負に $\pm 2.0\text{mm}$ ずつ漸増させることを予定していたが、計測機器の設定に不備があったため、正方向に片流れした载荷履歴となっている。正負両方向において、最大耐力は Q_D を大きく上回っていることが確認された。ただし、正方向载荷では $\delta_v = 3.88\text{mm}$ で最大耐力に達した以降は急激に耐力低下を生じている。

図-7 (c) に $\delta_v-\delta$ 関係を示す。 $\delta_v = 6\text{mm}$ までの漸増振幅では、 δ_v の漸増に伴い δ も増加しているが、 $\delta_v = 6\text{mm}$ 以降の振幅では、逆に δ は漸減していることがわかる。これは、既存部と新設部が相対的な水平ずれを生じる時にコンクリート打ち継ぎ面の凹凸によって目開きを生じることが影響していると思われる。しかしながら、振幅の漸増と繰返しに伴い、コンクリート打ち継ぎ面の破壊が進展し平滑化が進み、 $\delta_v = 6\text{mm}$ 以降の振幅では δ が漸減していったものと思われる。

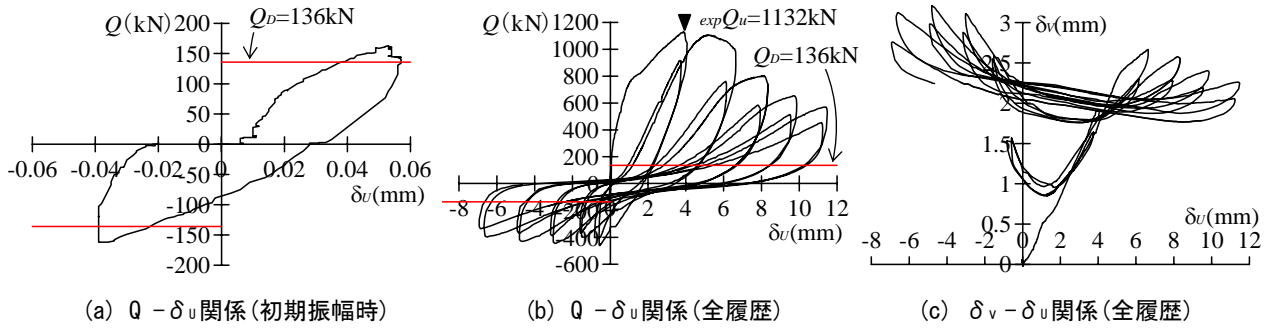


図-7 履歴曲線

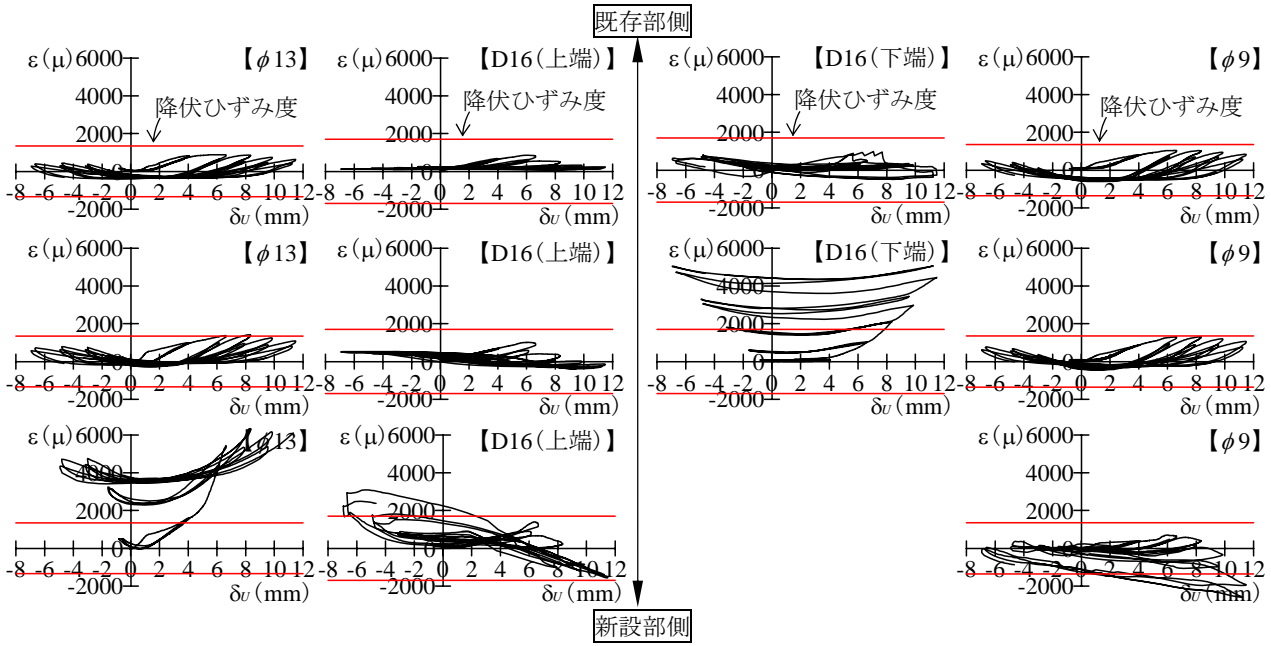


図-8 ひずみ度推移

表-3 初期ひび割れ発生および最大耐力時の強度と変位

$exp Q_{cr1}$ (kN)	$exp \delta_{cr1}$ (mm)	$exp Q_u$ (kN)	$exp \delta_u$ (mm)	Q_D (kN)	$exp Q_{cr1} / Q_D$	$exp Q_u / Q_D$
493	0.448	1132	3.88	136	3.62	8.32

初期ひび割れ発生時および最大耐力時の強度 ($exp Q_{cr1}$, $exp Q_u$) と水平ずれ変位 ($exp \delta_{cr1}$, $exp \delta_u$) を表-3 に示す。初期ひび割れ強度に関しては $exp Q_{cr1} / Q_D = 3.62$ 、最大耐力に関しては $exp Q_u / Q_D = 8.32$ となり、いずれの実験値とも設計せん断力を大きく上回ることが確認された。

4.3 ひずみ度推移

それぞれのスラブ筋とアンカー筋に貼り付けた表裏両面のひずみゲージの平均値 ε を図-8 に示す。ひずみ度が卓越する位置に違いがあるものの、いずれのスラブ筋とアンカー筋とも引張降伏しており、コンクリート打ち継ぎ面における応力伝達に効果があることが確認された。

5. 耐力評価

本実験の最終的な破壊状況としては、写真-4(b)に示

されるように既存部分・新設部分共にひび割れを生じているが、本実験では異種強度コンクリートによって接合された増し打ち梁打ち継ぎ部のせん断強度を確認することを目的としており、本章では増し打ち梁打ち継ぎ部のひび割れ強度および終局耐力について検討する。

5.1 ひび割れ強度

RC 壁のひび割れ強度に関して、無開口壁の初ひび割れせん断応力度 f_s とコンクリート圧縮強度 σ_b の関係に対する既往の実験に基づいて、RC 規準⁷⁾では下式が示されている。

$$Q_{cr} = t \cdot l \cdot f_s \quad (4)$$

$$f_s = 1.5/30 \cdot \sigma_b \quad (5)$$

ここに、 Q_{cr} は短期許容せん断力、 t は壁板の厚さ、 l は壁板のせいである。本論文では、 t をコンクリート打ち継ぎ面の幅、 l を長さとして読み替え計算した値を増し打ち梁打ち継ぎ部のひび割れ強度 Q_{cr2} として評価する。

5.2 終局耐力

直接せん断を受ける RC 柱の終局耐力に関して、既存 RC 造耐震改修設計指針⁸⁾では下式が示されている。

$$Q_u = k_{min} \cdot \tau_0 \cdot b \cdot D \quad (6)$$

$$k_{min} = 0.34 / (0.52 + a / (b \cdot D)) \quad (7)$$

$$\tau_0 = 0.98 + 0.1\sigma_B + 0.85\sigma \quad (0 \leq \sigma \leq 0.33\sigma_B - 2.75) \quad (8)$$

$$\tau_0 = 0.22\sigma_B + 0.49\sigma \quad (0.33\sigma_B - 2.75 < \sigma \leq 0.66\sigma_B) \quad (9)$$

$$\tau_0 = 0.66\sigma_B \quad (\sigma = 0.66\sigma_B) \quad (10)$$

$$\sigma = a_g / (b \cdot D) \cdot r\sigma_y + \sigma \quad (11)$$

ここに、 b と D は柱の幅とせい、 a はせん断力が集中的に作用すると仮定した時の作用点から梁フェイスまでの距離、 a_g は全主筋の断面積、 $r\sigma_y$ は主筋の降伏強度、 σ は柱軸力である。本論文では、 b および D をコンクリート打ち継ぎ面の幅およびせい、 a_g および $r\sigma_y$ をスラブ筋とアンカー筋の断面積と降伏強度と読み替え、 $a/D=0$ 、 $\sigma=0$ として計算した値を終局耐力 Q_{u1} として評価する。

また、接着系あと施工アンカーのせん断強度に関して、既存 RC 造耐震改修設計指針では下式が示されている。

$$Q_u = \min(Q_a, Q_c) \quad (12)$$

$$Q_a = 0.7a\sigma_y \cdot aa \quad (13)$$

$$Q_c = 0.4 \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot ad \quad (l_e \geq 7ad) \quad (14)$$

ここに、 $a\sigma_y$ 、 aa 、 ad および l_e はアンカー筋の降伏強度、断面積、直径および有効埋込み長さ、 E_c および σ_B はコンクリートのヤング係数と圧縮強度である。本論文では、 $a\sigma_y$ 、 aa および ad をアンカー筋とスラブ筋の降伏強度、断面積および直径と読み替えて計算した値を終局耐力 Q_{u2} として評価する。

5.3 実験値と計算値の比較

表-4 に実験値と計算値の比較を示す。 $expQ_{cr2}$ と $expQ_u$ は増し打ち梁打ち継ぎ部のひび割れ強度と最大耐力の実験値である。 Q_{cr2} と Q_{u1} の計算値については、 t と b を梁のせい (=750mm) とした場合と床スラブ厚さ (=150mm) とした場合を示した。コンクリート強度 σ_B は表-1 の既存部コンクリートの圧縮強度を用いた。

式(4)を用いたひび割れ強度に関しては、 $t=750mm$ の場合は $expQ_{cr2}/Q_{cr2}=0.80$ で危険側の評価、 $t=150mm$ の場合は $expQ_{cr2}/Q_{cr2}=3.98$ で安全側の評価となった。

式(6)を用いた終局耐力に関しては、 $t=750mm$ の場合は $expQ_u/Q_{u1}=0.65$ で危険側の評価、 $t=120mm$ の場合は $expQ_u/Q_{u1}=1.92$ で安全側の評価となった。

式(12)を用いた終局耐力に関しては、 $expQ_u/Q_{u2}=2.85$ で安全側の評価となった。

写真-2(a)に示されるように床スラブ位置ではコンクリート打ち継ぎ面に凹凸があるが、床スラブ下部位置

表-4 実験値と計算値の比較

計算で 用いた t, b (mm)	実験値 (kN)		計算値 (kN)			実験値/計算値		
	$expQ_{cr2}$	$expQ_u$	Q_{cr2}	Q_{u1}	Q_{u2}	$\frac{expQ_{cr2}}{Q_{cr2}}$	$\frac{expQ_u}{Q_{u1}}$	$\frac{expQ_u}{Q_{u2}}$
750	564	1132	709	1732	397	0.80	0.65	2.85
150			142	589		3.98	1.92	

では平滑となっているため、式(4)、式(6)を用いて耐力評価する場合には、 t と b を床スラブ厚さとして評価する方が安全に評価できるものと思われる。

6. まとめ

本実験によって得られた成果を以下にまとめる。

- 1) 初期ひび割れ強度 $expQ_{cr1}$ と最大耐力 $expQ_u$ の実験値は、設計せん断力 Q_D を大きく上回る。
- 2) 増し打ち梁打ち継ぎ部のひび割れ強度 $expQ_{cr2}$ は、打ち継ぎ面の幅 t を床スラブ厚さとして、式(4)を用いて評価した場合、安全側に評価できる。
- 3) 増し打ち梁打ち継ぎ部の最大耐力 $expQ_u$ は、打ち継ぎ面の幅 b を床スラブ厚さとして、式(6)を用いて評価した場合、安全側にできる。
- 4) 増し打ち梁打ち継ぎ部の最大耐力 $expQ_u$ は、式(12)を用いて評価した場合、安全側に評価できる。

ただし、本実験を行った部分の近傍では σ_B が $18.9N/mm^2$ であったことも考慮し、低強度コンクリートを含む建物の耐震改修には十分慎重な対応が望まれる。

謝辞

本研究の実施にあたっては、平成 23 年度科学研究費補助金 (基盤研究(B) 課題番号: 21360268 代表研究者: 広島大学大学院准教授 荒木秀夫) による助成を受けました。ここに記して謝意を表します。

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耐震診断基準同解説, 2001.1
- 2) 広島県建築物耐震診断等評価委員会: 耐震診断・改修のためのガイドライン「低強度コンクリート建築物の耐震診断および耐震改修について」, 2007.10
- 3) 日本コンクリート工学協会中国支部: 低強度コンクリートに関する特別研究委員会報告書, 2008.2
- 4) 掛悟史, 寺岡勝: 低強度コンクリートを用いた耐震壁のせん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, pp.599-600, 2011.8
- 5) 南宏一, 高月行治, 大久保静香, 根口百世: 周辺架構が低強度コンクリートで構成される増し打ち耐震壁の耐震工法に関する実験的研究 (その1) (その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, pp.299-302, 2011.8
- 6) 貞末和史, 藤井稔己, 金井三郎, 南宏一: 実存する低強度コンクリート学校校舎における床スラブ打ち継ぎ部のせん断強度に関する現場実験, 日本建築学会技術報告集 第15巻 第31号, pp.739-744, 2009.10
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(第8版), 2010.2
- 8) 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, 2001.1