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

IN-SITU TEST ON SHEAR STRENGTH FOR JOINT OF THE FLOOR SLAB IN EXISTING RC SCHOOL BUILDINGS WITH LOW-STRENGTH CONCRETE

貞末和史 — * 1 藤井稔己 — * 2
金井三郎 — * 3 南 宏一 — * 4

Kazushi SADASUE — * 1 Toshiki FUJII — * 2
Saburo KANAI — * 3 Koichi MINAMI — * 4

キーワード:

耐震改修, 低強度コンクリート, 床スラブ打ち継ぎ面, 直接せん断, せん断強度

Keywords:

Seismic retrofit, Low-strength concrete, Joint of the floor slab, Punching shear, Shear strength

The investigation on seismic evaluation of existing reinforced concrete school building made it clear that the earthquake performance in this building is scarce. Therefore, A plan was made to construct the seismic retrofit for this building. In this research, we experimented with joint of the floor slab in an actual reinforced concrete school building to verify the validity of the seismic retrofit. From the test result, Shear strength for joint has been understood and the seismic retrofit construction was executed.

1. はじめに

平成18年に耐震診断が行われた広島県立宮島工業高校13号棟において、既存の鉄筋コンクリート（以下 RC）校舎から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「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準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が含まれることが判明した。その後、この学校校舎は、広島県より委託を受けた設計事務所によって耐震改修設計が行なわれ、低強度コンクリートを含む既存学校校舎の外側に RC のフレームを増設して、建物の保有耐力とじん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^{3),4),5)}が進められているものの、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。

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、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、地震時に既存建物に作用する力は、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ものであり、強度が大きく異なる2種類のコンクリートの接合面において、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床スラブと新設の普通強度コンクリート床スラブとの打ち継ぎ部のせん断破壊性状と耐力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床スラブの一部分に、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。

図1 耐震改修が行われた既存 RC 学校校舎（単位：mm）

¹⁾ 広島工業大学工学部建築工学科 講師・博士（工学）
〒731-5143 広島市佐伯区三宅2-1-1

²⁾ 福山大学大学院修士課程

³⁾ カナイ建築構造事務所 代表取締役

⁴⁾ 福山大学工学部建築・建設学科 教授・工博

¹⁾ Lec., Dept. of Architectural Eng., Faculty of Eng., Hiroshima Institute of Technology, Dr. Eng.

²⁾ Graduate School, Fukuyama Univ.

³⁾ Representative Director, Kanai Architectural Structural Office

⁴⁾ Prof., Dept. of Architecture and Civil Engineering, Faculty of Eng., Fukuyama Univ., Dr. Eng.

2. 既存建物および耐震改修設計の概要

耐震改修の対象となった建物は、広島県の西部に建つ地上3階建て、軒高11.3mの長方形平面を持つ高等学校の校舎棟であり、昭和46年（耐震診断時経過年数35年）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、桁行(X)方向は6スパンのラーメン構造、梁間(Y)方向は耐震壁を有する1スパン（一部3スパン）のラーメン構造となっている。基礎構造は既製杭（RCパイル）で、支持深さはGL-5.0m～-8.0m、支持層は風化花崗岩となっている。

写真1 建物外観（改修工事中）

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/2を引き算した推定強度は、3階で14.4N/mm²、2階で13.2N/mm²、1階で15.7N/mm²であり、設計図書に記載されていた設計基準強度17.7N/mm²を下回っていることが確認された。なお、3階廊下床スラブでは、圧縮強度が7.8N/mm²と極めて強度の小さいコンクリートが含まれることが明らかとなった。

改修前の耐震診断結果（2次診断）の概要を表1に示す。各階のIs値は、X方向（3階：1.16、2階：0.42、1階：0.44）、Y方向（3階：1.15、2階：1.02、1階：0.79）であった。耐震改修方法の項目を以下に挙げる。

- ・下階抜け壁の解消を目的として、上層階の一部の壁を撤去する。
- ・柱のじん性改善を目的として、1階の一部の柱側面に完全スリ

表1 改修前の耐震診断結果（2次診断）

方向	階	E_0	S_D	T	I_s	$C_{TV} \cdot S_D$
X	3	1.16	0.97	0.93	1.16	0.56
	2	0.42	0.97	0.93	0.42	0.42
	1	0.44	0.97	0.93	0.44	0.43
Y	3	1.15	0.97	0.93	1.15	0.56
	2	1.02	0.97	0.93	1.02	0.49
	1	0.79	0.97	0.93	0.79	0.61

ここに、 E_0 :保有性能基本指標、 S_D :形状指標、 T :経年指標、 I_s :構造耐震指標、 C_{TV} :終局限界における累積強度指標

表2 改修後の耐震診断結果（3次診断）

方向	階	E_0	S_D	T	I_s	$C_{TV} \cdot S_D$
X	3	1.01	0.97	0.93	1.01	0.48
	2	0.76	0.97	0.93	0.76	0.74
	1	0.76	0.97	0.93	0.76	0.74
Y	3	1.34	0.97	0.93	1.34	0.65
	2	1.15	0.97	0.93	1.15	0.55
	1	0.75	0.97	0.93	0.75	0.58

ットを設ける

- ・強度の増加を目的として、建物外側にRCフレームを増設する。

なお、増設RCフレームと既存建物の接合部分となる床スラブは、電動ピックで研った後、打ち継ぎ部の断面を平滑にする等の特別な処理は行わずに、新設床スラブコンクリートを打設することが計画された。したがって、既存床スラブの打ち継ぎ面は骨材等による凹凸を有する断面となる。

改修後の耐震診断結果（3次診断）の概要を表2に示す。各階のIs値は、改修後、X方向（3階：1.01、2階：0.76、1階：0.76）、Y方向（3階：1.34、2階：1.15、1階：0.75）となった。

3. 実験方法

2章で述べた耐震改修によって、改修後の建物の耐震性能を確保するには、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に十分な強度が必要とされる。本建物の耐震改修設計では、増設フレーム各階の耐力 Q_i を各階の床スラブ断面積 A_i で序した値 τ を床スラブに必要な強度と考え、3階廊下の床スラブでは、 $\tau=1.12\text{N/mm}^2$ のせん断強度が必要とされた。

コンクリートの打ち継ぎによる不連続部を有していない通常の床スラブであれば、床スラブのせん断強度を予測することは可能であるが、本建物のように異種強度コンクリートによって打ち継がれた床スラブの場合、打ち継ぎ部でせん断破壊することが懸念され、せん断強度の評価に疑問がもたれた。そこで、コンクリートコア抜き試験によって、最も低いコンクリート圧縮強度が確認された校舎3階の床スラブに関して、床スラブ打ち継ぎ部のせん断強度を現場実験によって直接把握することを目的として、載荷実験を計画した。

実験は、写真2(a)に示すように実際に耐震改修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研り、実際の耐震改修工事で行う方法と同様にスラブ筋の台直しを行った後、写真2(b)に示すように型枠を設け、新設する床スラブのコンクリートを打設した。コンクリート硬化後、写真3に示されるように油圧ジャ

(a) 既存床スラブ研り後

(b) 新設床スラブ打設前

(c) 床スラブ打ち継ぎ面

写真2 配筋状況と床スラブの打ち継ぎ面

写真3 載荷状況

ッキを設置し、既存床スラブと新設床スラブとの打ち継ぎ面に正負繰返し直接せん断力を作用させた。

載荷方法の詳細を図2に示す。本実験は床スラブ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、床スラブ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床スラブ打ち継ぎ部から160mm 偏心していることなどから、新設床スラブが回転を生じることが懸念された。そこで、新設床スラブ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、新設床スラブ端部と既存床スラブ端部の間を緊縮した。ただし、剛性の小さい木材を用いて固定することで、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ものと思われる。

図2 載荷方法 (単位: mm)

図3 床スラブ打ち継ぎ面の断面 (単位: mm)

床スラブ打ち継ぎ面の状況を写真2(c), 配筋・断面図を図3にそれぞれ示す。床スラブ打ち継ぎ部における断面では、上端筋として13φの丸鋼が7本配されていたが、改修後は、既存床スラブの下端筋位置に穿孔して、金属拡張系あと施工アンカーを用いて定着して7本のD13 異形鋼を配筋した。打ち継ぎ面は実際の耐震改修工事と同様な状態であり、平滑にする等の特別な処理は行っていない。なお、既存校舎におけるコンクリートコア抜き試験によると、実験部分の床スラブのコンクリート圧縮強度は7.8N/mm²であり、早強コンクリートを用いた新設床スラブのコンクリート圧縮強度は実験時に29N/mm²であった。床スラブ打ち継ぎ部における素材の材料強度を表3、表4に示す。

表3 コンクリートの材料強度

使用箇所	圧縮強度 (N/mm ²)	備考
既存床スラブ	7.8	コア抜き
新設床スラブ	29.0	新規打設

表4 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 (%)
13φ 上端筋	278	434	23.1
D13 下端筋	358	537	20.4

載荷は、既存床スラブと新設床スラブとの相対水平ずれ変位を変位制御し、正負繰返し直の漸増載荷を行った。

変位の計測状況を図4に示す。変位の計測は、変位計測用として新設床スラブに埋め込んだボルトを原点にとり、既存床スラブ部分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 および δ に基づき、図4に示す幾何学的な関係より(1.a,b,c)式によって、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_u 、縦方向変位 δ_v 、回転角 θ)を算定した。また、ひずみゲージを用いて新設床スラブ筋のひずみ度を計測した。

$$\delta_u = \delta_1 + (Y_1 - \delta_v) \cdot \theta \quad (1.a)$$

$$\delta_v = (\delta_3 - X_3) \cdot \theta + \delta_3 + Y_2 \cdot \theta^2 \quad (1.b)$$

$$\theta = (\delta_1 - \delta_2) / (Y_2 - Y_1) \quad (1.c)$$

図4 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、ひび割れ発生時および最大耐力時のせん断応力度と水平ずれ変位を表5に示す。せん断応力度 τ はせん断力 Q を

新設床スラブ打ち継ぎ面の断面積（1150mm×130mm）で除した値である。

ひび割れ発生および破壊の進展状況としては、荷重初期振幅時の $\tau=0.74\text{N/mm}^2$ で、床スラブ打ち継ぎ面に沿った亀裂と低強度コンクリートを有している既存床スラブの斜めひび割れがほぼ同時に発生したが、最終的には写真4(b)に示されるように、床スラブ打ち継ぎ部近郊において、新設床スラブ側に破壊領域が広がった。

	τ_{cr} (N/mm ²)	δ_{cr} (mm)	τ_u (N/mm ²)	δ_u (mm)
正荷重	0.74	0.06	4.33	1.34
負荷重	-0.77	-0.02	-3.03	-1.99

ここに、 τ_{cr} と δ_{cr} はひび割れ発生時のせん断応力度と水平ずれ変位、 τ_u と δ_u は最大耐力時のせん断応力度と水平ずれ変位

4.2 履歴曲線

図5に履歴曲線を示す。図5(a)の設計せん断応力度 $\tau_w(=1.12\text{N/mm}^2)$ は、本建物の耐震改修設計において床スラブに必要とされたせん断応力度、 τ_u は正負最大耐力時のせん断応力度である。

ひび割れ強度に関しては、 $\tau_{cr}/\tau_w=0.66\sim0.69$ となり、ひび割れせん断応力度 τ_{cr} は τ_w を下回っているが、終局強度に関しては、 $\tau_u/\tau_w=2.71\sim3.87$ となり、最大耐力時のせん断応力度 τ_u は τ_w を大きく上回っていることが確認された。

τ - δ_u 関係を見てみると、既存床スラブと新設床スラブの水平ずれ変位 δ_u が1～2mm程度で最大耐力に達した以降、急激な耐力低下を生じており、 $\delta_u=\pm6\text{mm}$ 以上の振幅の繰り返しでは、せん断力に対して、ほとんど抵抗力を持たない状態となっていることがわかる。 $\delta_u=\pm6\text{mm}$ の振幅を与えた時には写真4(b)の破壊状態に近く、既存床スラブと新設床スラブの打ち継ぎ面に3mm程度の隙間を生じて、

既存床スラブコンクリートと新設床スラブコンクリートは接触していない状態であり、スラブ筋は打ち継ぎ面に生じた隙間の両端を固定端として曲げ抵抗している変形状態であった。

δ_v - δ_u 関係を見てみると、 $\delta_u=\pm4\text{mm}$ までの漸増振幅では、 δ_u の漸増に伴い δ_v も増加しているが、 $\delta_u=\pm4\text{mm}$ 以降の振幅では、逆に δ_v は漸減していることがわかる。これは、既存床スラブと新設床スラブが相対的な水平ずれを生じる時に、床スラブ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、振幅の漸増と繰り返しのに伴い、床スラブ打ち継ぎ面の破壊が進展し平滑化が進み、 $\delta_u=\pm4\text{mm}$ 以降の振幅では δ_v が減少していったものと思われる。

4.3 ひずみ度推移

新設床スラブ内のスラブ筋（上端筋）の両面にひずみゲージを貼り付けて、ひずみ度を計測している。図6にひずみゲージの貼り付け位置を示し、各位置におけるひずみ度の推移を図7に示す。なお、図7に示すひずみ度 ϵ は、スラブ筋両面のひずみ度の平均値である。

打ち継ぎ面に近い位置のひずみ度が大きく、最大耐力に達する以前に降伏していることがわかる。また、b1～b3のひずみ度は、ほぼ正負対称の履歴を示しているのに対して、a1～a3およびc1～c3のひずみ度は非対称となっているため、新設スラブが回転している影響も見られる。

図7 ひずみ度推移

5. 耐力評価

本実験は、異種強度コンクリートによって接合された床スラブ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、目視による最終破壊状況としては、破壊領域が新設床スラブに広がっているものの、ひび割れ発生強度および最大強度は、床スラブ打ち継ぎ部が直接せん断を受けて、ズレ破壊を生じて決定付けられたものと思われる。床スラブの剛性や耐力は、通常、積載荷重等の鉛直荷重によって生じる振動や変形に対する検討が必要であり、関連する基・規準類においても、これらの荷重に対する設計式のみが示されている。そこで、本論では、床スラブの耐力評価に関して、RC 壁や RC 柱のひび割れ強度および終局強度の評価式を用いて検討を行った。

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とコンクリートの圧縮強度 σ_b の関係に対する既往の実験結果より、RC 規準⁶⁾に下式が示されている。

$$Q_I = t \cdot l \cdot \tau_{cr} \quad (2.a)$$

$$\tau_{cr} = 0.05 \sigma_b \quad (\sigma_b < 21 \text{ N/mm}^2) \quad (2.b)$$

ここに、 Q_I は許容水平せん断力、 t は壁板の厚さ、 l は柱中心間の距離である。本論文では、 t を床スラブ厚さ、 l を新設スラブ打ち継ぎ面の長さを読み替え、床スラブひび割れ発生時のせん断応力度 τ_{cr} の評価を行う。

5.2 終局強度

直接せん断を受ける RC 柱の終局強度に関して、既存 RC 造耐震改修設計指針同解説⁷⁾に下式が示されている。

$$pQ_c = k_{min} \cdot \tau_0 \cdot A \quad (3)$$

$$k_{min} = 0.34 / (0.52 + a/D) \quad (4)$$

$$\tau_0 = 0.98 + 0.1 \sigma_b + 0.85 \sigma \quad (0 \leq \sigma \leq 0.33 \sigma_b - 2.75) \quad (5.a)$$

$$\tau_0 = 0.22 \sigma_b + 0.49 \sigma \quad (0.33 \sigma_b - 2.75 \leq \sigma \leq 0.66 \sigma_b) \quad (5.b)$$

$$\tau_0 = 0.66 \sigma_b \quad (\sigma = 0.66 \sigma_b) \quad (5.c)$$

$$\sigma = a_g/A \cdot \sigma_y + \sigma_v \quad (6)$$

ここに、 A は柱の断面積、 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、 D は柱せい、 a_g は全主筋断面積、 σ_y は主筋降伏強度、 σ_v は柱軸力である。本論文では、上式における A を床スラブの断面積、 a_g および σ_y を床スラブ筋の断面積と降伏強度と読み替え、 $a/D = 0$ 、 $\sigma_v = 0$ として下式で床スラブの終局せん断応力度 τ_u の評価を行う。

$$\tau_u = k_{min} \cdot \tau_0 \quad (7)$$

5.3 せん断応力度の実験値と計算値の比較

表6に実験値と計算値の比較を示す。計算値のコンクリート強度 σ_b は、材料試験による既存床スラブのコンクリート圧縮強度 7.8 N/mm^2 を用いた。

ひび割れ強度に関しては、実験値/計算値 $=1.90 \sim 1.97$ 、終局強度に関しては、実験値/計算値 $=0.84 \sim 1.20$ となり、RC 壁や RC 柱の直接せん断耐力評価式を用いて概ね妥当に評価できることが確認された。

なお、床スラブ打ち継ぎ面は凹凸があるため、せん断摩擦理論によると、ずれを生じた床スラブ打ち継ぎ部のコンクリートには圧縮力が作用し、さらに、本実験では、木材と PC 鋼棒によるガイドの拘束による圧縮力も考えられ、摩擦力の影響でせん断強度が上昇することが予測される。しかしながら、実構造物においては、増設 RC フレームによって、さらに大きな力で拘束されるため、床スラブ打ち継ぎ部のせん断強度は実験で得られる値より大きくなるものと推察される。

表6 実験値と計算値の比較

	実験値 (N/mm ²)		計算値 (N/mm ²)		実験値/計算値	
	τ_{cr}	τ_u	τ_{cr}	τ_u	ひび割れ強度	終局強度
正荷重	0.74	4.33	0.39	3.60	1.90	1.20
負荷重	-0.77	-3.03	-0.39	-3.60	1.97	0.84

6. まとめ

本報で報告した現場実験によって、既存の低強度コンクリート床スラブと新設した普通強度床スラブの打ち継ぎ部の直接せん断強度が、耐震改修設計において必要とされた床スラブのせん断強度を上回ることが確認されたため、改修設計案に従い、学校校舎の耐震改修工事は進められた。本実験で得られた結論を以下に示す。

- 1) 設計せん断応力度 τ_d は、ひび割れせん断応力度 τ_{cr} に対して、 $\tau_{cr}/\tau_d = 0.66 \sim 0.69$ の危険側の評価となる。
- 2) 設計せん断応力度 τ_d は、終局せん断応力度 τ_u に対して、 $\tau_u/\tau_d = 2.71 \sim 3.87$ の安全率を有する。
- 3) ひび割れせん断応力度の計算値は、実験値に対して、実験値/計算値 $= 1.90 \sim 1.97$ の安全率を有する。
- 4) 終局せん断応力度の計算値は、実験値に対して、実験値/計算値 $= 0.84 \sim 1.20$ の安全率を有する。

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) 根口百世，川上裕佳，高月行治，南宏一：10N/mm²級の低強度コンクリートを用いた RC 柱のせん断破壊性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.1129-1134，2008.7
- 4) 谷口博亮，八十島章，荒木秀夫：低強度コンクリート RC 梁の耐力評価に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.265-270，2008.7
- 5) 石村光由，伊与田貴章，藤井稔己，南宏一：低強度コンクリート学校校舎の耐震補強効果，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.1195-1200，2008.7
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(第7版)，1999.11
- 7) 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

謝辞

本実験に際し、広島県総務部財政局営繕室，K 構造研究所・藤田聖了氏（現・大旗連合建築設計）および河政建設・坂川雄一氏より多大なるご支援とご協力を得ました。ここに記し、感謝の意を表します。

[2009 年 2 月 9 日原稿受理 2009 年 5 月 19 日採用決定]