

# 報告 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面のせん断強度に関する現場実験

藤井 稔己<sup>\*1</sup>・貞末 和史<sup>\*2</sup>・金井 三郎<sup>\*3</sup>・南 宏一<sup>\*4</sup>

**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せん断強度を有す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床スラブと新設した普通強度コンクリート床スラブにおける打ち継ぎ部が、耐震改修設計において必要とされたせん断強度を有していることを確認する実験を行い、床スラブ打ち継ぎ部のひび割れ発生強度および最大せん断強度を明らかにした。

**キーワード：**耐震改修、低強度コンクリート、床スラブ打ち継ぎ部、直接せん断

## 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 と称す）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同解説<sup>1)</sup>（以下耐震診断基準と称す）」において、コンクリート強度の下限値とされている  $13.5\text{N/mm}^2$  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<sup>2)</sup>（以下耐震診断ガイドラインと称す）」に基づいて行われた。しかしながら、コンクリート強度が上記の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、床スラブ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、この床スラブは、低強度コンクリートを含む既存の床スラブと、RC

フレームの増設に伴う普通強度コンクリート新設床スラブの打ち継ぎ部を有するため、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る。

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および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に油圧ジャッキ等を用いた加力装置を設置し、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。

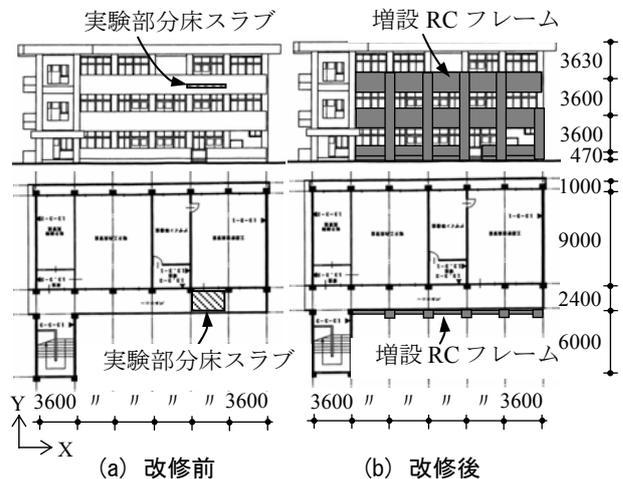


図-1 耐震改修が行われた既存 RC 学校校舎 (単位:mm)

## 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

\*1 福山大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)  
 \*2 広島工業大学 工学部建築工学科講師 博士(工学) (正会員)  
 \*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 (正会員)

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。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パイプ）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。

耐震診断に先立ち現地調査が行われ、耐震診断ガイドラインに従い、コンクリートコア3個の圧縮強度の平均値から標準偏差/2を引算した推定圧縮強度は、3階で14.4N/mm<sup>2</sup>、2階で13.2N/mm<sup>2</sup>、1階で15.7N/mm<sup>2</sup>であり、設計図書記載の設計基準強度17.7N/mm<sup>2</sup>を下回っていることが確認された。なお、3階廊下床スラブにおける実験部分近傍では、圧縮強度が7.8N/mm<sup>2</sup>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。

改修後の耐震診断結果の概要を表-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。

表-1 耐震診断結果（改修前）

方向	階	$E_0$	$S_D$	$T$	$I_s$	$q$
X	3	1.16	0.97	0.93	1.16	2.07
	2	0.42	0.97	0.93	0.42	1.55
	1	0.44	0.97	0.93	0.44	1.59
Y	3	1.15	0.97	0.93	1.15	2.07
	2	1.02	0.97	0.93	1.02	1.81
	1	0.79	0.97	0.93	0.79	2.25

注)  $E_0$ : 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,  $q$ : 終局限界累積強度

表-2 耐震診断結果（改修後）

方向	階	$E_0$	$S_D$	$T$	$I_s$	$q$
X	3	1.01	0.97	0.93	1.01	1.77
	2	0.76	0.97	0.93	0.76	2.74
	1	0.76	0.97	0.93	0.76	2.74
Y	3	1.34	0.97	0.93	1.34	2.40
	2	1.15	0.97	0.93	1.15	2.03
	1	0.75	0.97	0.93	0.75	2.14

### 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求められ、本建物の耐震改修設計では、床スラブに $\tau=1.12\text{N/mm}^2$ のせん断強度が必要とされた。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階の床スラブのせん断強度を検討することを目的として、载荷実験を計画した。

実験は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削り（写真-1(a)参照）、スラブ筋の台直しを行った後、型枠を設け（写真-1(b)参照）、新設する床スラブのコンクリートを打設した。その後、写真-2に示されるように油圧ジャッキを設置して、既存床スラブと新設床スラブとの打ち継ぎ部に正負繰り返しの直接せん断力を作用させた。

载荷方法の詳細を図-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



(a) 既存床スラブ削り後 (b) 新設床スラブ打設前



(c) 床スラブ打ち継ぎ面

写真-1 配筋状況と床スラブの打ち継ぎ面

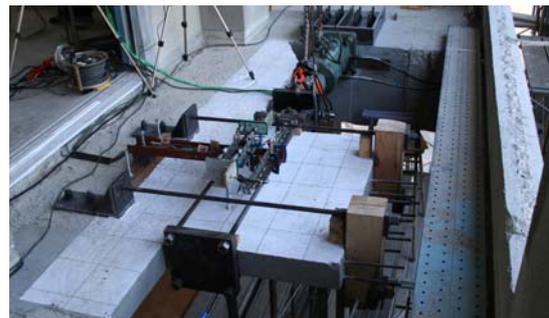


写真-2 载荷状況

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。

床スラブ打ち継ぎ面の状況を写真-1(c)、新設床スラブの配筋図および床スラブ打ち継ぎ部断面を図-3 にそれぞれ示す。既存床スラブには 13φ と 8φ の丸鋼が配されていた。改修後、床スラブ打ち継ぎ部における断面で

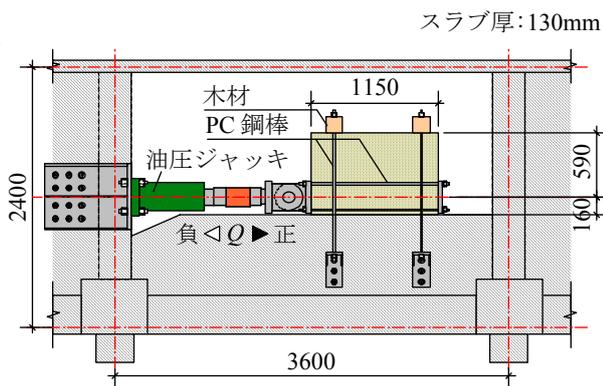


図-2 荷重方法 (単位:mm)

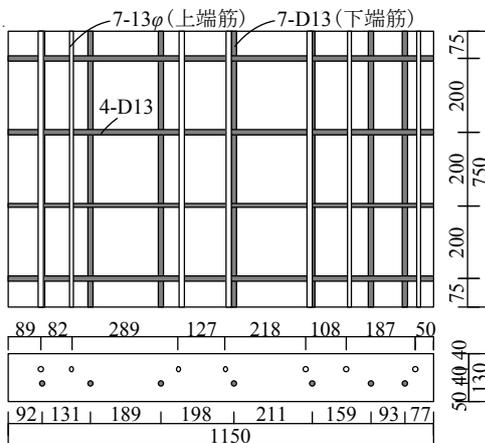


図-3 床スラブ配筋(単位 mm)

表-3 コンクリートの材料強度

使用箇所	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
13φ 既存床スラブ	278	434	23.1
8φ 既存床スラブ	307	459	22.2
D13 新設床スラブ	358	537	20.4

は、上端筋として 13φ の丸鋼が 7 本配され、下端筋は既存床スラブの下端筋位置に穿孔し、金属拡張系あと施工アンカーを用いて定着した 7 本の D13 異形鋼を配筋した。新設床スラブには、さらに直交方向に 4 本の D13 異形鋼を配しており、試験部分は表-4 に示した鉄筋が混在した状態となっている。なお、床スラブは実際の耐震改修工事と同様に電動ピックで研った後、打ち継ぎ部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しているの、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っている。

既存校舎におけるコンクリートコア抜き試験によると、実験部分近傍のコンクリート圧縮強度は 7.8N/mm<sup>2</sup> 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/mm<sup>2</sup> であった。床スラブ部分の材料強度を表-3、表-4 に示す。

荷重は、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、正負繰り返しの漸増荷重を行った。

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  $\delta_1$ 、 $\delta_2$  および  $\delta_3$  の計測値に基づき、図-4 に示す幾何学的な関係より下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  $\delta_r$ 、縦方向変位  $\delta_v$ 、回転角  $\theta$ ) 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。

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

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

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

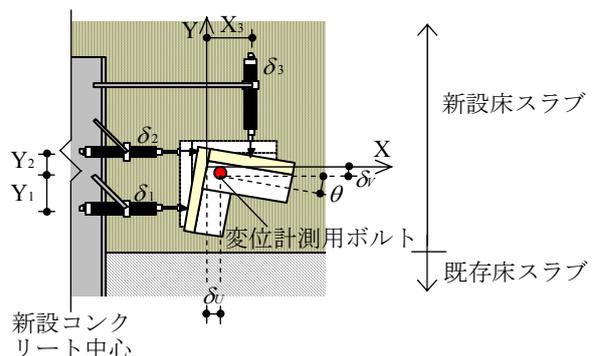


図-4 変位計測

## 4. 実験結果および考察

### 4.1 破壊状況

破壊状況を写真-3、斜張力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  $\tau$  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、荷重初期振幅時に、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-3 (b) に示されるように、床スラブ打ち継ぎ部近郊において、新設床スラブ側の破壊が卓越した。



(a) 水平ずれ変位=±2mm 終了時



(b) 最終破壊状況

写真-3 破壊状況

表-5 斜めひび割れおよび最大せん断応力度

	$\tau_{cr}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\delta_{cr}$ (mm)	$\tau_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\delta_u$ (mm)
正荷重	0.74	0.06	4.33	1.34
負荷重	-0.77	-0.02	-3.03	-1.99

注)  $\tau_{cr}$  と  $\delta_{cr}$  は斜めひび割れ発生時のせん断応力度と水平ずれ変位、 $\tau_u$  と  $\delta_u$  は最大耐力時のせん断応力度と水平ずれ変位

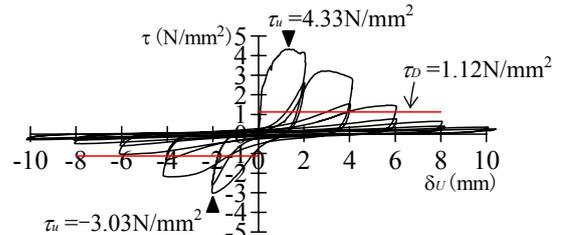
#### 4.2 履歴曲線

図-5 にせん断応力度 $\tau$ -水平ずれ変位 $\delta_u$ 関係および縦方向変位 $\delta_v$ -水平ずれ変位 $\delta_u$ 関係を示す。図中の設計せん断応力度 $\tau_d$ (=1.12N/mm<sup>2</sup>)は、本建物の耐震改修設計において必要とされたせん断応力度である。

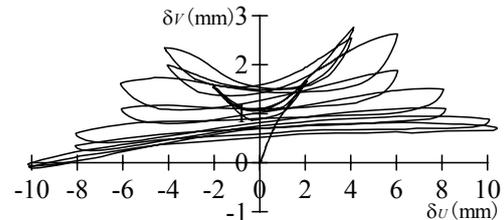
$\tau$ - $\delta_u$ 関係を見てみると、 $\delta_u$ が1~2mm程度で最大耐力に達した以降、急激に耐力低下を生じており、6mm以上の振幅では、せん断力に対してほとんど抵抗できない状態となっていることがわかる。 $\delta_u$ =±6mmの振幅を与えた時には写真-3(b)の最終破壊状態に近く、既存床スラブと新設床スラブの打ち継ぎ部に3mm程度の隙間を生じており、床スラブ筋は打ち継ぎ部の隙間の両端を固定端として曲げ抵抗している状態であった。

最大耐力に達した $\delta_u$ =±2.0mmの振幅時に床スラブ筋は降伏しており、床スラブ打ち継ぎ部の亀裂と水平ずれも観察されている。したがって、最大耐力は、床スラブ打ち継ぎ部が直接せん断を受けて、ずれ破壊することで決定付けられたものと思われる。

なお、ひび割れせん断応力度 $\tau_{cr}$ は、 $\tau_{cr}/\tau_d$ =0.67(正負の平均値)となり、 $\tau_d$ を下回っているが、最大耐力時のせん断応力度 $\tau_u$ は、 $\tau_u/\tau_d$ =3.29(正負の平均値)となり、 $\tau_d$ を大きく上回っていることが確認された。



(a) せん断応力度-水平ずれ変位関係



(b) 縦方向変位-水平ずれ変位関係

図-5 履歴曲線

#### 4.3 ひずみ度推移

新設床スラブ内の床スラブ筋(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 $\epsilon$ は、上端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、新設床スラブが回転している影響も見られる。

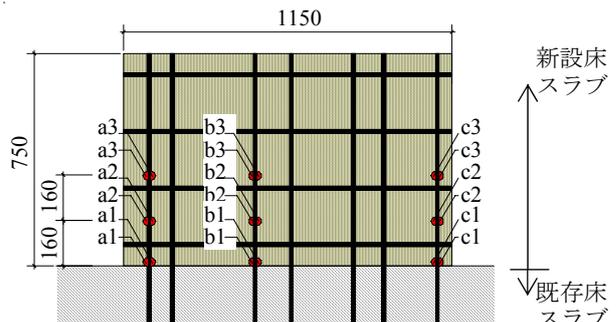


図-6 上端筋のひずみ度測定位置 (単位 mm)

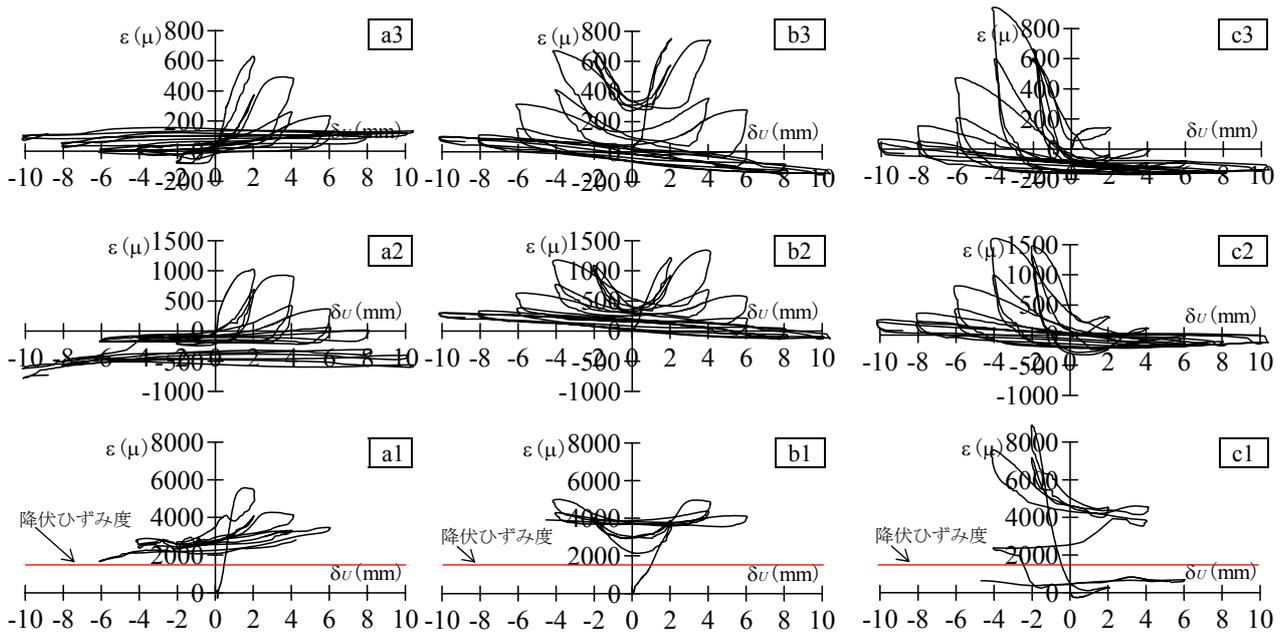


図-7 ひずみ度推移

## 5. せん断強度の評価

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、床スラブ打ち継ぎ部は、直接せん断を受けて、ずれ破壊を生じる破壊モードとなった。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る方向の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、鉛直荷重の方向に対する設計式のみが示されている。そこで、直接せん断に対する床スラブ打ち継ぎ部の耐力評価に関しては、RC柱やRC壁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 $\sigma_B$ の関係に対する既往の実験結果より、RC規準<sup>3)</sup>に下式が示されている。

$$Q_t = t \cdot l \cdot \tau_{cr} \quad (4)$$

$$\tau_{cr} = 0.05 \sigma_B \quad (\sigma_B < 21 \text{N/mm}^2) \quad (5)$$

ここに、 $Q_t$ 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として読み替え、床スラブひび割れ発生時のせん断応力度 $\tau_{cr}$ 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<sup>4)</sup>に下式が挙げられている。

$$pQ_c = k_{min} \cdot \tau_0 \cdot A \quad (6)$$

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

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

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

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

$$\sigma = a_g/A \cdot \sigma_y + \sigma \quad (11)$$

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、 $D$ は柱のせい、 $a_g$ は全主筋の断面積、 $\sigma_y$ は主筋の降伏強度、 $\sigma$ 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 $\sigma_y$ を床スラブ筋の断面積と降伏強度、 $a/D = 0$ 、 $\sigma = 0$ と読み替え、下式で床スラブの終局せん断応力度 $\tau_u$ の評価を行う。

$$\tau_u = k_{min} \cdot \tau_0 \quad (12)$$

### 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。実験値は正荷重時の値を用い、計算値のコンクリート強度 $\sigma_B$ は、既存床スラブのコンクリート圧縮強度 $7.8 \text{N/mm}^2$ を用いた。

ひび割れせん断応力度に関しては、実験値/計算値=1.09、終局せん断応力度に関しては、実験値/計算値=1.20となり、いずれの計算値とも、実験値は計算値を上回ることが確認された。

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と推察される。

表-6 実験値と計算値の比較

実験値 (N/mm <sup>2</sup> )		計算値 (N/mm <sup>2</sup> )		実験値/計算値	
$\tau_{cr}$	$\tau_u$	$\tau_{cr}$	$\tau_u$	ひび割れ強度	終局強度
0.74	4.33	0.39	3.60	1.90	1.20

## 6. まとめ

耐震改修設計の妥当性を検証するために、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コンクリート床スラブにおける打ち継ぎ部が、耐震改修設計において必要とされたせん断強度を有しているか確認する実験を行い、以下の結論を得た。

- 1) 設計せん断応力度 $\tau_D$ は、斜めひび割れせん断応力度 $\tau_{cr}$ に対して、 $\tau_{cr}/\tau_D=0.67$ （正負の平均値）の安全率を有する。
- 2) 設計せん断応力度 $\tau_D$ は、終局せん断応力度 $\tau_u$ に対して、 $\tau_u/\tau_D=3.29$ （正負の平均値）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=1.09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=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) 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
- 4) 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、広島県総務部財務局営繕室、K構造研究所・藤田聖了氏および河政建設・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。