

論文 台湾における典型的な小中学校の補強工法に関する実験的研究

邱 建國^{*1}・野口 貴文^{*2}・兼松 学^{*3}・簡 文郁^{*4}

要旨：台湾台南のある中学校をモデルとして，2層3スパンの実物大試験体を製作し，鉄板巻立補強工法，そで壁補強工法，増打補強工法の補強性能の検討を行った。さらに，等価荷重 - 等価変位曲線と想定地震動に対する応答加速度スペクトル - 応答変位スペクトル曲線を用いて等価1自由度系の最大応答値を計算し，耐震能力を評価した。結果，本研究で検証した補強方法により有効に脆性破壊を避けることが可能で，梁部材の塑性ヒンジを柱の塑性ヒンジより早く発生させ，じん性を与えることができる。今後，本研究の成果により補強方法を選んで校舎の耐震能力を改善することができるものと考えられる。

キーワード：校舎，実物大，そで壁，鉄板，増打補強，耐震能力，スペクトル

1. はじめに

台湾はこれまでに何度も壊滅的な地震にみまわれ，生命財産に重大な損失が引き起こされてきた。歴代の震災調査報告によると，学校建築は設計上の耐震性が一般的な建物より高く定められているにもかかわらず，それらの被害は特に深刻であった。1999年に台湾で発生した集集地震を例にとれば，この地震により中部地方の学校の半分以上が倒壊または大規模な損傷を受けた。地震による校舎の被害や，教師や児童の死傷者数などを減らすために，早急に全面的な校舎の耐震補強を行うことが強く望まれている。本研究の目的は，校舎の使用性と耐震性を考慮し，適切な補強方法を提案するとともに，実験によりその効果を検証することにある。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

(1) 台南市後甲中学校

典型的な小中学校舎の力学特性を模擬実験し分析するために，台南市後甲中学校徳育樓と同じ仕様により，各試験体（寸法，配筋，材料強度など）を設計した。台南市後甲中学校徳育樓（震区係数 Z は 0.33g，地盤は第二類）は 1968

年に建てられた三階建ての RC 造の典型的な校舎で，高さは 10.8m，梁間方向の長さは 10.2m で，桁行方向への長さは 53.5m である（図 - 1）。

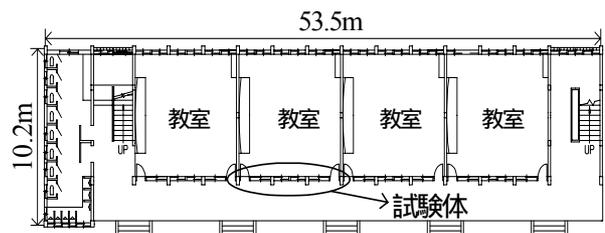


図 - 1 台南市後甲中学校徳育樓の平面

(2) 試験体及び補強方法

実験設備と場所は制限があるので，桁行方向への教室の主要構造体部分のみを模擬実験するものとし，2層の試験体（L10m×H7m）を3体制作した。まず SBFU 試験体は補強せずに載荷試験を行い，地震を想定した損傷を導入した後，増打補強工法により補強して SBFU-C 試験体とした。SBFU および SBFS の両工法は，地震による損傷を受けていないものを想定し，最初から柱補強を行い，試験を行った。表 - 3 に各補強材料の強度を示す。

*1 東京大学 工学系研究科建築学専攻 工修 (正会員)

*2 東京大学 工学系研究科建築学専攻 助教授 工博 (正会員)

*3 東京大学 工学系研究科建築学専攻 助手 工博 (正会員)

*4 台湾の国家地震工程研究センター 副研究員 工博

SBFU試験体（標準試験体）の各部材の寸法と配筋を図-2と図-3に示す。試験体の腰壁と柱の間にはスリットが設けられていない。コンクリートの設計基準強度は 18.0N/mm^2 で設計用の鉄筋降伏強度は 280N/mm^2 としたが、実測の材料強度（鉄筋ヤング係数は 210000N/mm^2 、コンクリートヤング係数は 14000N/mm^2 と仮定した）は表-1および表-2のようになった。

SBFW試験体（袖壁補強工法）はSBFU試験体と同仕様により製作した。校舎の使用性を維持することを目的として、試験体両端の柱のみにそで壁を後から増設して補強した。そで壁は幅 40cm 、厚さ 24cm とし、配筋は図-4に示す通りである。構造の耐力を補強するほかに、れんが造の腰壁で短柱現象を予防するため、腰壁と柱の間にスリットを設置した。

SBFS試験体（鉄板巻立工法）も、他の試験体同様、SBFU試験体と同じ仕様により製作した。全部の柱を鉄板（台湾規格A36、厚さ 6mm ）で巻き、曲げ補強しないために、柱頭・柱脚と鉄板との間に 30mm の隙間を設けた。鉄板と柱の隙間にモルタルを充填し、M22の高強度ボルトをそれらの結合に用いた（図-5）。また、SBFWと同様に腰壁と柱の間にスリットも設置した。この補強工法の目的は、柱のせん断破壊を防ぎ、靱性を高めることにある。

SBFU試験体をテストした後、増し打ちにより柱補強を行い、SBFU-C試験体（増打補強工法）とした。本研究は校舎の使用性を維持するために、内柱だけに対して図-6のように補強した。また、腰壁と柱の間にスリットを設置した。増し打ち用の鉄筋は梁を通過しないので、補強の手間がかからなかった。この補強工法の目的は、柱の耐力および靱性の改善である。

2.2 実験の配置及び方法

実際の構造特性を模擬実験するために、数値解析により実際の後甲中学校徳育樓の各柱の鉛直荷重を分析し、試験体の各柱に同じ荷重を加えた。解析結果によれば、1層柱の鉛直荷重は約 500KN であるが、載荷設備の制限があるから

400KN とした。本実験においては、1層部分に油圧シリンダーを1本、2層部分に2本配置した。2層の油圧シリンダーは変位によりコントロールし、1層の油圧シリンダーは荷重でコントロールした。

表-1 コンクリート圧縮強度(N/mm^2)

	SBFU	SBFW	SBFS	平均
第一次打設（基礎）	24.3	23.1	23.2	23.53
第二次打設（一階）	16.5	20.4	20.3	19.07
第三次打設（二階）	16.8	16.9	15.7	16.47

SBFU-CはSBFUと同様

表-2 鉄筋降伏強度(N/mm^2)

鉄筋直径 (mm)	SBFU	SBFW	SBFS	平均
#3(D10)	391.6	399.8	378.6	389.98
#4(D13)	364.9	356.3	361.4	360.85
#6(D19)	309.6	320.0	320.3	316.65
#7(D22)	369.2	370.2	370.9	370.06

SBFU-CはSBFUと同様

表-3 補強材料強度(N/mm^2)

試験体	コンクリート圧縮強度	鉄筋降伏強度		
		#3	#5	#6
SBFW	23.6	370.0	446.1	-
SBFU-C	23.6	370.0	-	429.9
SBFS	鉄板降伏強度 313.9			

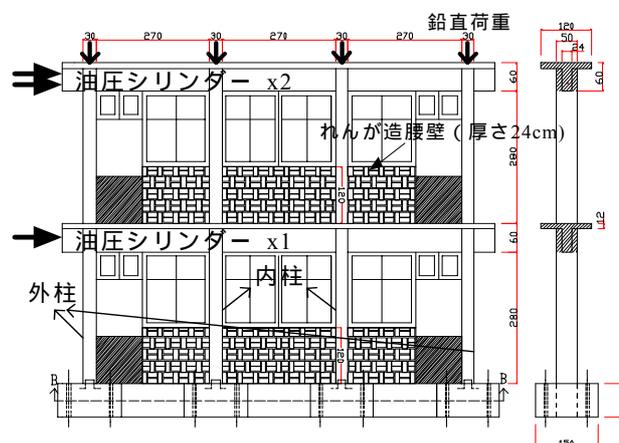


図-2 SBFU試験体の各部材の寸法 (cm)

実験の各ステップにおいては、2階の油圧シリンダーの出力の5割を1階の油圧シリンダーのコントロール信号として入力した。各試験体の終局限界は、1階部分の層せん断力が最大層せん断力の8割に低下した時点とした。

2.3 実験の結果

SBFU試験体は層間変形2%で、他の補強の試験体は層間変形6%で実験を停止した。試験体の2層の変位を横軸、全油圧シリンダーの出力の合計（一層の層せん断力）を縦軸としたものが図-7、図-8、図-9、図-10である。実験中の観察により、各試験体（図-11）は1層の破壊現象が2層より早く発生し、1層部分の主な破壊形式と破壊経過は表-4のようになった。

SBFU試験体の最大層せん断力は482kN（層間変形1%）で、内柱のせん断破壊で終局限界（層間変形2%）に達した。SBFW試験体の最大層せん断力は683kN（層間変形2%）で、外柱の下端の塑性ヒンジが発生し、終局限界（層間変形6%）に達した。SBFS試験体の最大層せん断力は528kN（層間変形4%）で、終局限界に達しなくて主要破壊形式がない。SBFU-C試験体の最大層せん断力は882kN（層間変形2.6%）で、外柱梁結合区のせん断破壊で終局限界（層間変形6%）に達した。

本研究では、非線形増分解析で試験体を解析した。地震時に構造物に作用する動的水平荷重を、等価な静的水平荷重に置き換えて非線形増分解析を行った。柱・梁部材のスケルトンカーブをひび割れ点と降伏点とするTri-Linearでモデル化した。第一折れ点であるひび割れ点は弾性剛性とひび割れ強度の交点とした。ひび割れ強度は曲げひび割れ強度とせん断ひび割れ強度の小さいほうで決定した。第二折れ点である降伏点は、弾性剛性に降伏点剛性低下率 γ （式(1)）を乗じて求めた降伏点剛性と降伏強度の交点とした。各部材のひび割れ強度、弾性剛性及び降伏強度は文献⁴⁾⁵⁾に従い計算した。降伏後剛性は弾性剛性の1/100とした。外力分布形は1次振動モード比例外力分布形と仮定した。鉛直荷重は

実験のように与えられた。

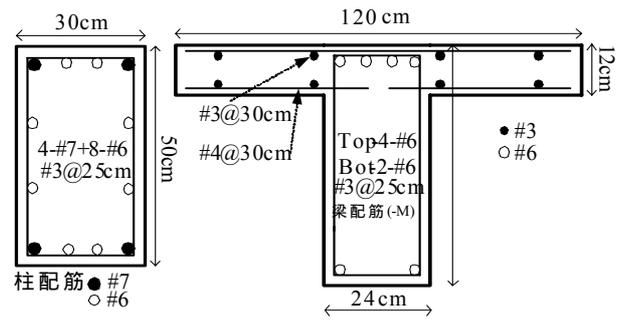


図-3 SBFU試験体の柱および梁

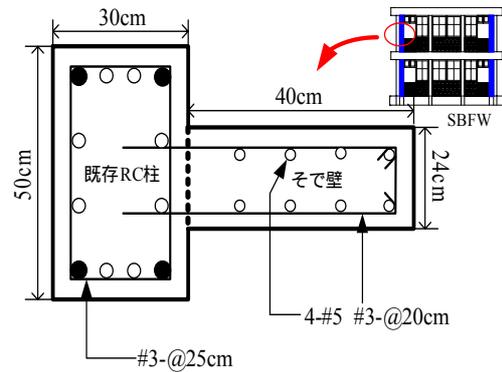


図-4 SBFW試験体のそで壁

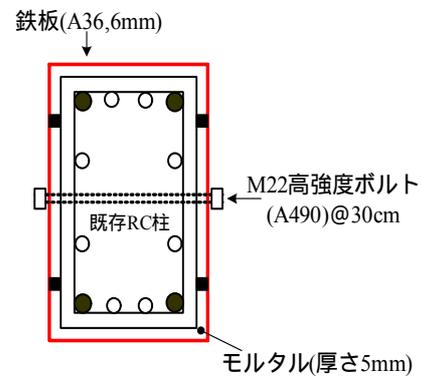


図-5 SBFS試験体の施工図

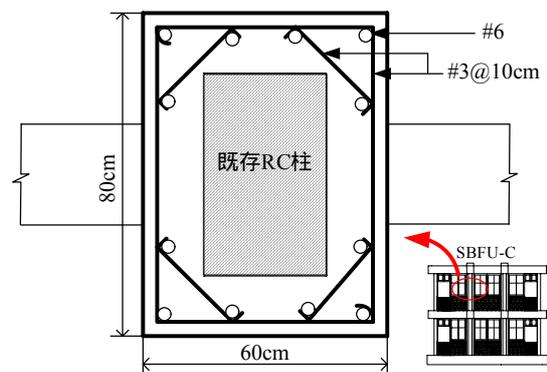


図-6 SBFU-C試験体の柱補強

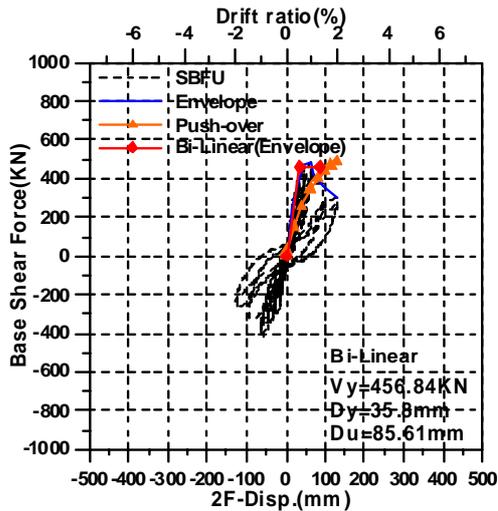


図 - 7 SBFU 試験体の力-変位曲線

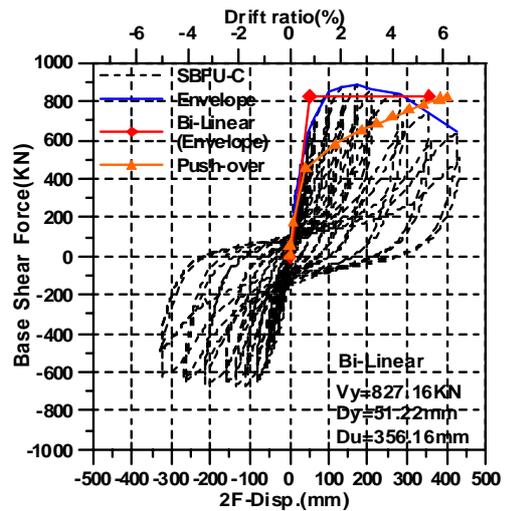


図 - 10 SBFU-C 試験体の力-変位曲線

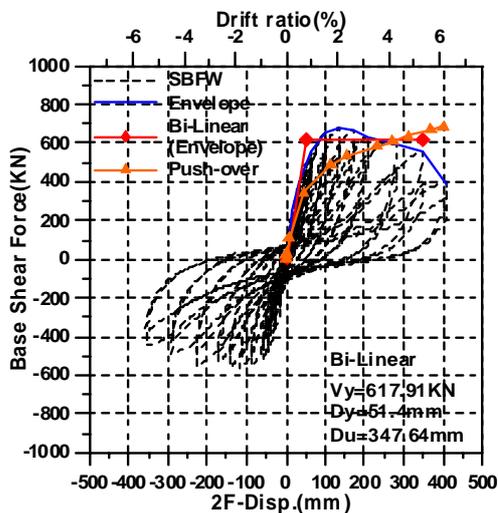


図 - 8 SBFW 試験体の力-変位曲線



図 - 11 各試験体の最終状態

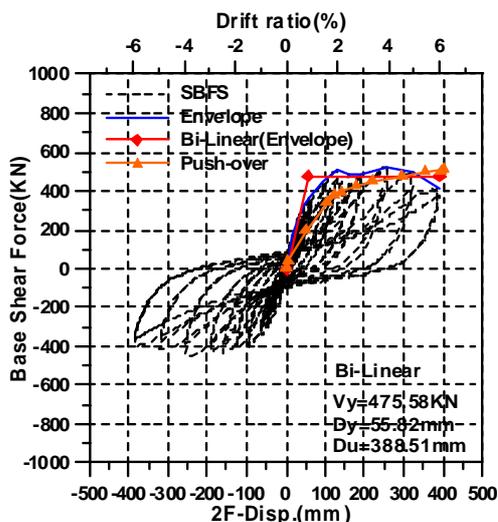


図 - 9 SBFS 試験体の力-変位曲線

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043 \frac{a}{D} + 0.33\eta_o) \left(\frac{d}{D}\right)^2 \quad (1)$$

ここに、n : ヤング係数比

a : シアスパン長さ

η_o : 軸力比

p_t : 引張鉄筋比

弾性剛性および降伏強度については、実験結果より小さい傾向が見られたが、終局強度はほぼ同じであった。これは、各部材の弾性剛性、降伏強度および降伏点剛性低下率を小さく評価したほかに、スラブの影響を含めて考えなかったのが理由であると考えられる。

3. 結果の分析及び考察

(1) 各試験体の耐震性能²⁾

試験の結果の包絡線を終局限界の変位までの歪エネルギーの総和³⁾が等しくなるようにバイリニア曲線に置換し、式(2)と式(3)により等価1自由度系の等価荷重 - 等価変位関係 (Sa-Sd) を算定した。ここから求まる塑性率 μ を用い、式(4)により直接建物全体の等価粘性定数 h を求めた。最終的に、等価荷重 - 等価変位曲線と想定地震動に対する応答加速度スペクトル - 応答変位スペクトル曲線 (台湾の耐震設計基準法の第二類地盤) を用いて等価自由度系の最大応答値を評価した。この際、最大応答点における等価1自由度系の減衰効果を式(5)で与えられる減衰補正係数 F_h により考慮した。各試験体の分析結果は表-5のようになった。

$$S_a = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \times \varphi_{i,1}^2}{\left(\sum_{i=1}^N m_i \times \varphi_{i,1}\right)^2} Q_B \quad (2)$$

$$S_d = \frac{\Delta_N}{\sum_{i=1}^N \left(m_i \varphi_{i,1} / \sum_{i=1}^N m_i \varphi_{i,1}^2\right) \varphi_{N,1}} \quad (3)$$

ここに、 m_i : i 層の質量 (N層建ての建物)

Q_B : 一層部分の層せん断力

$\varphi_{i,1}$: i 層の1次振動モード

Δ_N : N層の変位

$$h = 0.25(1 - 1/\sqrt{\mu}) + 0.05 \quad (4)$$

$$F_h = \frac{1.5}{1 + 10h} \quad (5)$$

表 - 4 各試験体の主要破壊形式と破壊経過

試験体	破壊経過
SBFU	れんが造腰壁(真中)は脆性破壊
	れんが造腰壁(両側)は脆性破壊と滑り
主要破壊	内柱はせん断破壊(1.5%)
SBFW	梁(両側)は塑性ヒンジ発生
	内柱梁結合区はせん断破壊
	内柱の下端は塑性ヒンジ発生
	そで壁の下端(左側)は圧縮破壊
主要破壊	外柱の下端は塑性ヒンジ発生
SBFS	内柱の下端は塑性ヒンジ発生
	内柱梁結合区はせん断破壊
	れんが造腰壁(真中)は脆性破壊
	梁(両側)は曲げ破壊
SBFS 試験体は主要破壊形式がない	
SBFU-C	梁(左側)は塑性ヒンジ発生
	内柱の下端は塑性ヒンジ発生
	梁(真中と右側)は塑性ヒンジ発生
主要破壊	外柱梁結合区はせん断破壊

表 - 5 等価1自由度系の最大応答値

試験体 (層質量 m_i (kg))	最大応答値		
	Sa(g)	Sd(mm)	(Sd/Sy) × Sa
SBFU (94630)	-	-	-
SFBS (95500)	0.27	150	0.73
SBFU-C (100000)	0.48	83	0.78
SBFW (96000)	0.36	110	0.77

Sy : 試験体の降伏点の等価変位

(2) 結果の考察

SBFU 試験体の内柱の内のり寸法は腰壁の拘束により短くなってせん断破壊が発生した。また、等価荷重 - 等価変位曲線と想定地震動に対する応答加速度スペクトル - 応答変位スペクトル曲線の交点がなかったため (図 - 12), 最大応答値が評価できなかった。即ち、耐震能力は要求水準としての想定地震動に達しなかった。

今回の実験は設備の制限があったため、SBFS 試験体は、破壊と判定されなかった。このため、

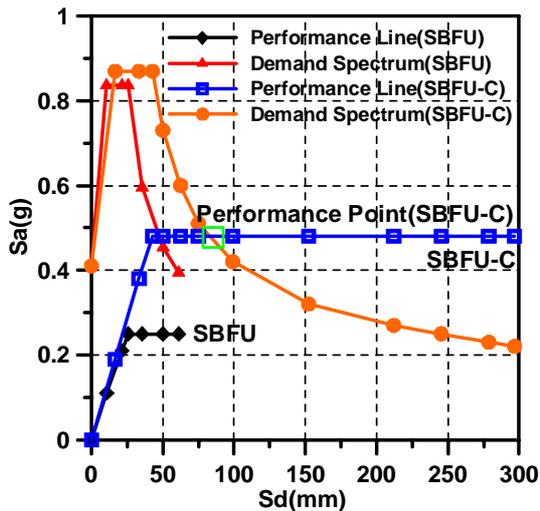


図 - 12 SBFU 及び SBFU-C の耐震能力

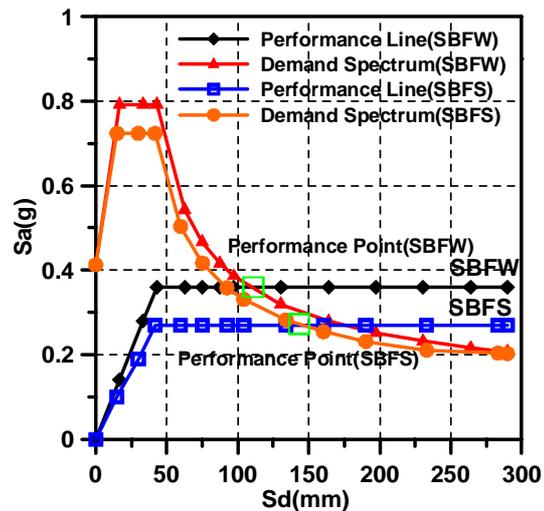


図 - 13 SBFW 及び SBFS の耐震能力

SBFS 試験体の終局状態の変形量は実験結果より高いと思った。等価 1 自由度系の最大応答値について、 S_a は 0.27g で、今回適用した補強工法の中で最も低い結果となったが、 S_d は 150mm と一番高かった (図 - 13)。SBFS 試験体の強度は、SBFU 試験体に比べて増加することはない、じん性量が増加することで耐震能力が改善した。

SBFU-C 試験体の S_a は 0.48g で、今回適用した補強工法の中で最も高い結果となったが、 S_d は 83mm と一番低かった (図 - 12)。主要破壊は外柱梁結合部のせん断破壊に移行した。即ち、強度上昇を中心として耐震性能が改善されたものと判断される。

SBFW 試験体の S_a は 0.36g で、 S_d は 110mm となった (図 - 13)。SBFW 試験体は SBFU 試験体に比べると強度が上昇するほかに、変形量も増加した。主要破壊は外柱の曲げ破壊に移行した。即ち、強度およびじん性量を強化することで、耐震能力が向上したものと判断される。

4. まとめ

現在行われている補強工法は校舎の使用性が充分考慮されずに、ただ力学特性のみが重視されていると言われてきた。しかし、教育の点からは、安全性のみならず、使用性も重要な視点であり、本研究は施工性と校舎の使用性を考え、簡単な補強方法を提出し、実物大の実験でそれ

らの効能を検証した。結果、本研究で検証した補強方法により有効に脆性破壊を避けることが可能で、梁部材の塑性ヒンジを柱の塑性ヒンジより早く発生させ、じん性を与えることができる。今後、本研究の成果により、施工性と校舎の使用性を考慮して補強方法を選んで校舎の耐震能力を改善することができるものとする。

参考文献

- 1) 台湾の国家地震工程研究中心: 中小學校舎耐震評価與補強, 中小學校舎耐震評価與補強講習会, 2000.9
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の耐震性能評価指針・同解説, 日本建築学会, 2005
- 3) 廖文義ほか: 含非結構牆兩層樓構架之耐震試験, 台湾の国家地震工程研究中心, 2003.9
- 4) 日本建築防災協会: 既存コンクリート造建築物の耐震改修設計指針, 日本建築防災協会, 2001
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 - 許容応力度設計法, 日本建築学会, 1999