

論文 バルコニーを有する集合住宅への外付け制震ブレースの取付方法に関する研究

上田 英明^{*1}・横内 基^{*1}・北嶋 圭二^{*2}・安達 洋^{*3}

要旨：バルコニーを有する集合住宅を耐震補強する方法として、制震ブレースを組込んだ外付けフレームをバルコニーの先端に取付ける工法を考案し適用している。この工法で地震時に制震ブレースが十分な性能を発揮するためには、外付けフレームが既存架構と一体となって挙動する必要がある。本論文は、外付けフレームの取付方法として3タイプの方法を提案し、その性能を実大実験と非線形 FEM 解析により評価・確認したものである。

キーワード：耐震補強, 制震, 集合住宅, 外付けフレーム, FEM 解析, 摩擦ダンパー

1. はじめに

筆者らは、バルコニーを有する集合住宅への補強方法として、写真-1に示すように既存建物のバルコニー先端部に外付けフレーム(以下、フレーム)を設置し、この中に摩擦ダンパー付き鋼管ブレース(以下、制震ブレース)を組込む制震補強を提案してきた¹⁾。本研究は、バルコニー先端へのフレームの取付方法について検討するため、3タイプの取付方法に対し、取付部やその周辺の性能を実大実験と非線形 FEM 解析により評価・確認したものである。

2. 取付方法及び取付部の要求性能

フレームの既存架構への取付けは、住戸内での工事を行わないように、バルコニースラブ(以下、スラブ)の先端にフレームの梁を接合する方法を考案している(図-1)。本工法では200kN~400kN程度と低荷重の摩擦ダンパーを用いることにより、スラブに生じるせん断応力度(τ)を比較的小さく抑えることができる。しかし、制震ブレースの性能を十分に発揮させるためには、既存架構とフレームが一体となって変形する必要があり、取付部やその周辺には、地震時の多数回の繰返し荷重に対して、変形が進展せずに十分な剛性が確保されていることが要求される。

本論文では、この性能を満足する最大荷重時を使用限界と定義する。

3. 試験体概要

3.1 既存建物のバルコニースラブ

実験は、既存建物のバルコニースラブ(梁付き)1スパンを想定し、それに外付けフレームを取付けた試験体を製作して行った。試験体は実大スケールとし、スラブの跳ね出し長さとして比較的短いもの(Type1)と長いもの(Type2)の2種類



写真-1 補強建築物の全景

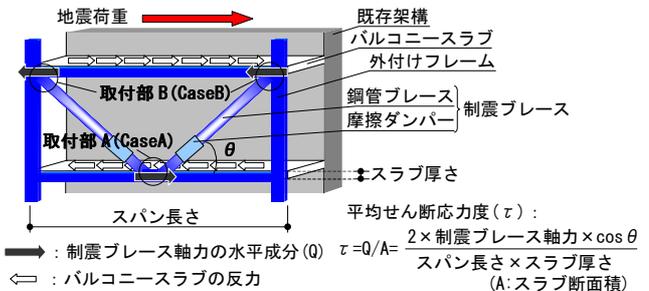


図-1 取付方法概念図

*1 青木あすなろ建設(株) 技術本部技術研究所建築研究室 工修 (正会員)

*2 青木あすなろ建設(株) 技術本部技術研究所建築研究室室長 工博 (正会員)

*3 日本大学 理工学部海洋建築工学科教授 工博 (正会員)

を製作した。試験体の断面リストを表-1に、材料試験結果を表-2に示す。

3.2 フレーム取付方法

(a) Type1 試験体

ダンパー摩擦荷重(F_D)は建物の耐震性能や補強量に基づいて決定される。Type1ではダンパー摩擦荷重が大きい場合を想定し、 $F_D=392\text{kN}$ とした。フレームの取付けに際し、ダンパー摩擦荷重の1.5倍($1.5F_D$, 設計用作用力とする)に対して、スラブの平均せん断応力度(τ)が長期許容せん断応力度以下となるように、スラブを増打ち(厚さ100mm)した。フレームはH形鋼のスタッドとスラブ先端に設けたコッターの間に無収縮グラウトを充填して取付けた。なお、増打ちするスラブと梁側面の接合部にはあと施工アンカーを設けた。フレーム取付方法を図-2, 3に示す。

(b) Type2 試験体

Type2は、騒音や振動をより低減するため、スラブを増打ちせずに既存スラブのみでダンパー摩擦荷重(F_D)を伝達させる取付方法とした。ダンパー摩擦荷重は、設計用作用力に対する既存スラブの τ が許容応力度以下となるように、196kNの低いものを想定した。さらに、試験体は、スパン端部のみでスラブとの一体化を図りグラウト量を極力低減させたType2Aと、スパン全域にグラウトを充填するType2Bの2通りとした。

図-2, 3にフレーム取付方法を示す。フレームは、H形鋼のスタッドとスラブ先端に設け

たあと施工アンカーの間にグラウトを充填し取付けた。また、スパン両端にはアンカーボルトを溶接したプレートを取付けて定着を十分にした。なお、Type2Bのスラブは、Type2Aに対する加力で生じたひび割れをエポキシ樹脂で補修し、さらに曲げに対する抵抗を大きくするため、スパン端部に小梁を増設している。なお、Type1,2共、試験体製作時に、あと施工アンカーによってスラブに損傷が生じないことを確認した。

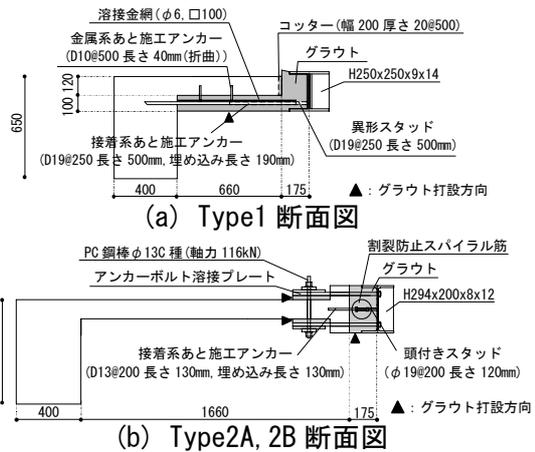


図-2 フレーム取付方法(断面図)

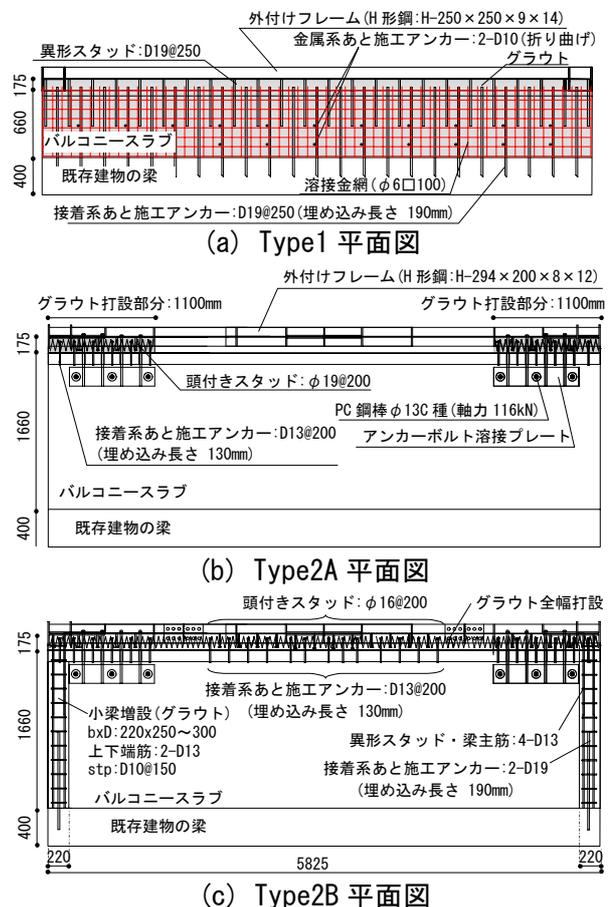


図-3 フレーム取付方法(平面図)

表-1 試験体断面リスト

断面	Type1	Type2
幅×厚さ	400×120	400×120
スラブ	1660mm×120mm (スパン長さ:5825mm)	1660mm×120mm (スパン長さ:5825mm)
上端筋	9φ、13φを200mm間隔で交互に配筋	9φ、13φを200mm間隔で交互に配筋
下端筋	9φを200mm間隔で配筋	9φを200mm間隔で配筋

表-2 材料試験結果

(a) コンクリート・グラウト

	ヤング係数 [GPa]	圧縮強度 [MPa]	引張強度 [MPa]
コンクリート	18.9	19	1.9
グラウト	—	40	—

(b) 鋼材

	ヤング係数 [GPa]	降伏強度 [MPa]
あと施工アンカー	175	393
異形スタッド	183	400
STP、スラブ筋(φ9)	201	353
スラブ筋(φ13)	210	343
梁主筋	175	393

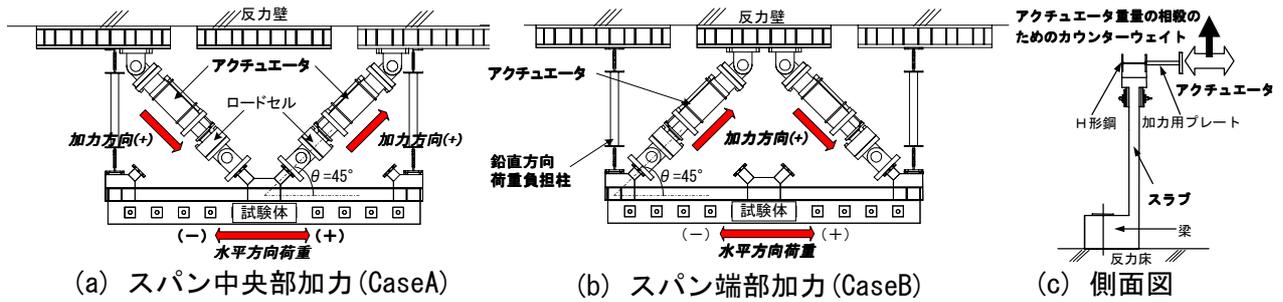


図-4 加力概念図

4. 実験方法

4.1 加力方法

加力概念図を図-4に示す。図-1に示したように、制震ブレースはスパン中央部(CaseA)とスパン端部(CaseB)に取付く場合がある。実験はこの2ケースに対して、アクチュエータによりダンパー摩擦荷重を想定した加力を行った。ただし、Type2A 試験体については CaseB の加力のみとした。また、ダンパー摩擦荷重の鉛直成分はフレームの柱に負担させるため、スパン端部に角形鋼管柱を設けた。なお、加力中に試験体にアクチュエータの重量が作用しないように、カウンターウェイトを設置している。

4.2 加力スケジュール

加力スケジュールを図-5に示す。加力は、地震時の繰返し荷重に対する性能を確認するため、CaseA での設計用作用力($1.5F_D$)の繰返しを Test1, CaseB での繰返しを Test2 として行った。また、左右のダンパー摩擦荷重が異なり、スラブ面外にも荷重が作用した場合を想定し、CaseA で2台のアクチュエータに $\pm 10\%$ の荷重差を与えた加力を Test3, さらに、試験体の最大耐力と破壊性状の確認のための正負漸増加力を Test4 として行った。

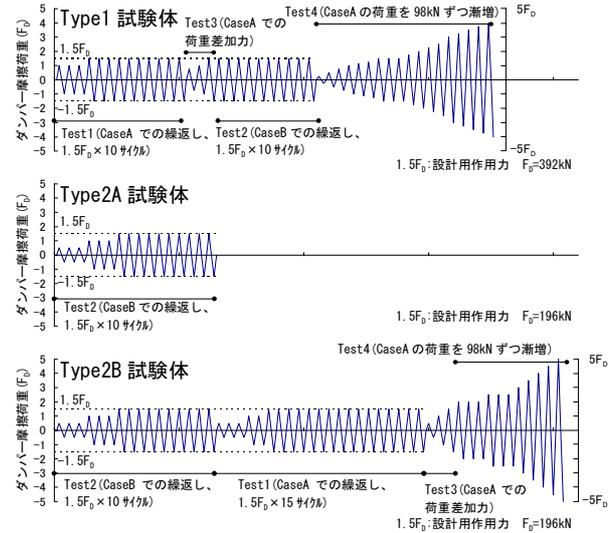


図-5 加力スケジュール

の τ は増打ちしたスラブを含めた全断面積 ($A=12,815\text{cm}^2$) を用いて求めた値であり、右軸はアクチュエータの軸力をダンパー摩擦荷重 (F_D) に換算したものである。Test1 では、水平変位が荷重の上昇に従って大きくなるが、 $\tau=0.65\text{MPa}$ となる繰返し加力時の変位はほとんど増加せず、安定した履歴を描いている。グラウトやスラブ、コッター付近には微細なひび割れが発生したものの、同荷重の繰返しによる変形や損傷の進展はなく、安定した性能を有している。

Test2 では、加力点付近のグラウトやスラブに微細なひび割れが生じたが、履歴性能に影響は

5. 取付部性能確認実験結果

5.1 Type1

図-6に Type1 試験体の実験で得られたスラブの平均せん断応力度(以下、 τ)とH形鋼のスパン中央部の水平変位の関係を示す。図中

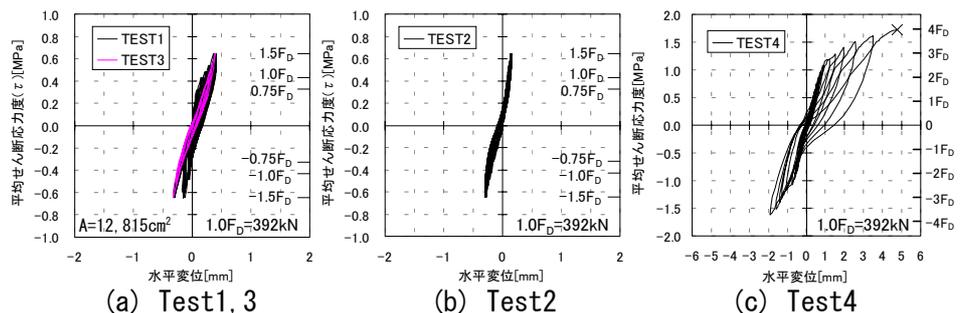


図-6 Type1 履歴曲線

なく、Test1と同様、安定した履歴を示した。

左右のアクチュエータに±10%の荷重差を与えたTest3の履歴曲線はTest1とほぼ一致している。試験体の損傷はグラウトの微細なひび割れが若干増加したのみで、スラブ面外への荷重による性能への影響はほとんど見られなかった。

終局限界状態を確認するためのTest4では、 τ が0.97MPaを超えると剛性が低下し、以後、荷重の増加と共にグラウトとスラブのせん断ひび割れが加力点から全体に進展・増加していった。最終的には、 $\tau=1.7\text{MPa}$ 加力中にアクチュエータ取付プレートが座屈し、スラブおよび取付部は最終破壊に至らなかった。

以上より、Type1の使用限界時の τ は0.97MPaと評価し、長期許容せん断応力度(0.63MPa)の約1.5倍であることを確認した。この時の荷重は、ダンパー摩擦荷重の2.3倍($Q=1,275\text{kN}$)であった。

5.2 Type2A

Type2Aの履歴曲線を図-7に、加力終了後のひび割れ状況を図-8に示す。 $\tau=0.40\text{MPa}$ の繰返し加力では、加力開始後数サイクルまでは若干変形が進展するが、その後は進展が止まり、使用限界以下の状態と判断した。しかし、 $\tau=0.59\text{MPa}$ の繰返し加力では、スパン端部の取付部周辺に生じたひび割れが進展し、変形も留まらずに増加し続けた。Type2Aでは、取付部周辺に局所応力が生じること、

水平力によりスラブ面内に曲げモーメントが生じて、スラブ最外縁に過大な引張力が作用することを実験から確認し、使用限界時の τ を0.40MPaと評価した。なお、Type2Aは補修してType2Bの実験に用いるため、最終破壊に至らせずに加力を終了した。

5.3 Type2B

Type2Bの履歴曲線を

図-9に示す。Test1の $\tau=0.59\text{MPa}$ の繰返し加力では、加力開始後数サイクルまで変形が若干進展したが、ある変形レベルに達すると進展は止まり、履歴は安定していた。また、Test2もTest1と同様、 $\tau=0.59\text{MPa}$ の繰返し加力に対して、変形の進展やスラブの損傷は見られず、安定した履歴を描いた。

荷重差を与えたTest3の履歴性状や最大変形は、Test1とほぼ一致しており、損傷の進展も見られず、面外への荷重の影響がないことを確認した。

Test4では、 $\tau=0.79\text{MPa}$ の繰返し加力でも変形の進展は見られなかった。その後、 $\tau=0.95\text{MPa}$ 加力時にスラブにせん断ひび割れが生じ、 $\tau=0.99\text{MPa}$ の繰返し時にはひび割れが拡大し、変形が増加していった。以後、荷重の増加に伴って、剛性は低下し、スラブのせん断ひび割れが加力点付近から全体に進展・増加していった。

$\tau=2.0\text{MPa}$ に達すると、梁とスラブの取合部分およびスラブのせん断ひび割れが大きく開き、最終破壊形式はスラブのせん断破壊であった。

以上より、Type2Bの使用限界時の τ は0.79MPaと評価し、長期許容せん断応力度の約1.3倍であることを確認した。なお、この時の荷重はダンパー摩擦荷重の2.0倍であった。また、最終破壊時の τ は2.0MPa($Q=1,386\text{kN}$)でダンパー摩擦荷重の5.0倍であった。

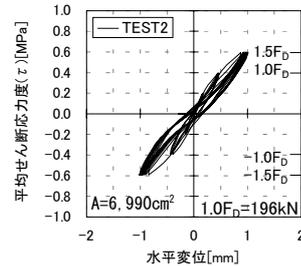


図-7 Type2A履歴曲線

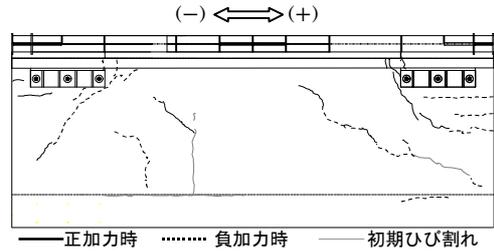
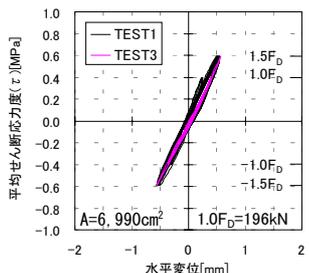
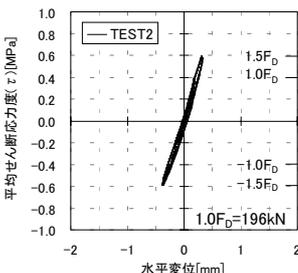


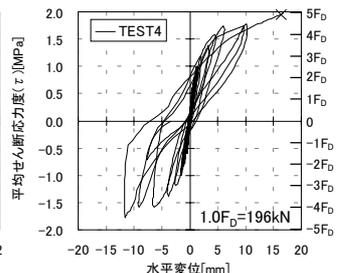
図-8 Type2A損傷状況



(a) Test1, 3



(b) Test2



(c) Test4

図-9 Type2B実験結果

6. 非線形 FEM 解析による取付部の性能評価

非線形 FEM 解析により取付部の性能が評価できれば、取付部分の挙動を詳細に確認でき、合理的な設計が可能になる。そこで、実験結果と解析結果の整合性を把握し、FEM 解析が取付部性能を確認する手法となりうるか検証する。解析は汎用 FEM 解析コード「DIANA7.2」²⁾を用いて 2次元問題として行った。

6.1 試験体の構成要素

要素分割図を図-10 に、各部に使用した構成要素の一覧を表-3 に示す。コンクリートとグラウトには、8 節点シェル要素を用いたが、Type1 に関しては、厚さ方向の材料物性の違いを 8 節点積層シェル要素で表現した。また、H 形鋼とグラウト間には界面要素を適用し、鋼材とグラウト間の付着性状を考慮した。

6.2 材料構成則

解析に用いた材料特性は、表-2 に示した材料試験結果に基づくが、コンクリートの引張強度とその他の材料特性については文献 3)に依り算定した。また、H 形鋼とグラウト間の付着特性は、丸鋼に対する CEB-FIP Model Code 1990⁴⁾によって決定した。

コンクリート及びグラウトについて、梁は弾塑性体とし、スラブ及びグラウトは弾塑性体と仮定した。圧縮側の非線形挙動を考慮するため、降伏基準として Drucker-Prager の基準を適用し、引張側のひび割れ判定として tension cut-off 基準

を適用した。図-11 に、仮定した 1 軸圧縮応力-ひずみ関係を示す。本解析では、文献 5)を参考にひび割れコンクリートの圧縮強度低減($\lambda=0.7$)を考慮した。なお、除荷及び再載荷時の剛性は初期剛性に従うこととする。また、引張側の 1 軸応力-ひずみ関係として、上昇域は引張強度(f_t)まで線形弾性とし、ピーク後の下降域は tension stiffening 効果を考慮するため、岡村らのモデル⁶⁾を 4 直線で近似した(図-12)。除荷及び再載荷時は原点指向の割線剛性とした。

あと施工アンカー、スタッド及び鉄筋は弾塑性体と仮定し、Von Mises の降伏基準を適用した。応力-ひずみ関係は bi-linear 型を仮定し、降伏後の剛性低下率を 0.01 とした。また、H 形鋼は弾塑性体とした。

6.3 解析方法

解析では、実験の加力位置に該当する節点を加力点とし、実験と同様に荷重増分による繰返し加力を行った。なお、梁側面の境界条件を固定として解析を行った。

6.4 解析結果

図-13 に解析結果の履歴曲線を実験結果と比較して示す。図の平均せん断応力度(τ)は、実験結果と同様に求めている。Type1(Test1, 4)の解析結果は、荷重ならびに変形レベルが実験結果と良く一致している。また Type2A(Test2), 2B(Test1, 4)は、実験と解析で変形レベルに差異が見られるものの、同荷重の繰返しで材料劣化により変形

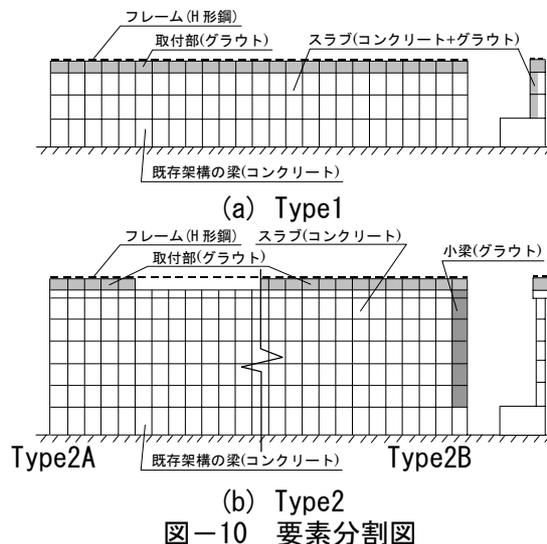


図-10 要素分割図

表-3 構成要素一覧

取付部	グラウト	8節点シェル要素	弾塑性
バルコニースラブ	コンクリート+グラウト	8節点積層シェル要素※1	弾塑性
	コンクリート	8節点シェル要素※2	弾塑性
小梁※3	グラウト	8節点シェル要素	弾塑性
既存架構の梁	コンクリート	8節点シェル要素	弾性
外付けフレーム	鋼材	梁要素	弾性
あと施工アンカー	鋼材	埋め込み鉄筋要素	弾塑性
スタッド	鋼材	埋め込み鉄筋要素	弾塑性
スラブ筋	鋼材	グリッド要素	弾塑性
梁主筋	鋼材	埋め込み鉄筋要素	弾塑性
梁せん断補強筋	鋼材	グリッド要素	弾塑性

※1 TYPE1 に適用 ※2 TYPE2 に適用 ※3 TYPE2B のみ

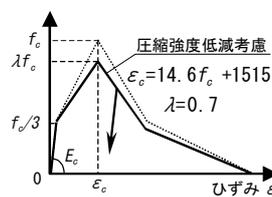


図-11 圧縮モデル

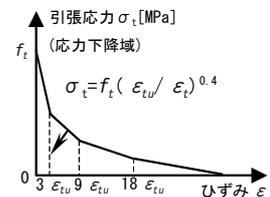


図-12 引張モデル

が進展する荷重レベルや、剛性低下が顕著となる荷重レベルは概ね対応している。解析で評価した使用限界時の τ は、0.97MPa(Type1), 0.40MPa(Type2A), 0.79MPa(Type2B)であり、実験と同等の評価ができることがわかった。なお、Type2A, 2Bの変形レベルについては、実験前の初期ひび割れの影響や、Type2B に対する加力前に Type2A の加力で生じたひび割れをエポキシ樹脂

で補修した影響を解析では考慮していないため、実験と解析で差異が生じたものと考えられる。

図-14 に、Type2A, 2B に対して Test2 を想定した時の最大主ひずみ分布($\tau=0.59\text{MPa}$ 加力時)を比較して示す。Type2A については、取付部周辺と引張側となるスラブの最外縁に大きなひずみが生じており、実験結果(図-8)と同様、局所的に過大な力が作用しているのが確認できる。一方の Type2B では、局所応力は生じずにスラブが面内せん断で抵抗している様子が確認できる。

以上の解析結果から、使用限界時の荷重レベルや損傷状況は実験と同等の評価を得られることがわかり、非線形 FEM 解析が取付部の性能を確認する手法として有効であることを確認した。

7. まとめ

以上、バルコニー先端への外付けフレーム取付部の性能を実験および非線形 FEM 解析により評価した。本研究で得られた知見を以下に示す。

- Type1, Type2B の使用限界時の平均せん断応力はそれぞれ 0.97MPa, 0.79MPa であり、長期許容せん断応力の約 1.5, 1.3 倍であった。
- Type2A では水平荷重がスラブへ均等に伝達されず、過大な局所応力が生じた。
- 3 タイプの使用限界や損傷状況は非線形 FEM 解析により概ね把握できる。

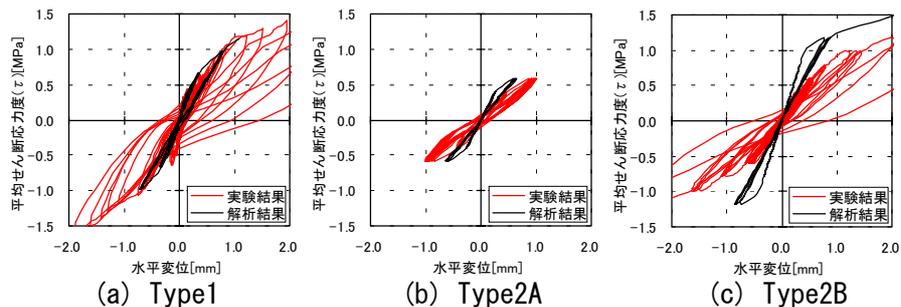


図-13 実験結果と解析結果の比較

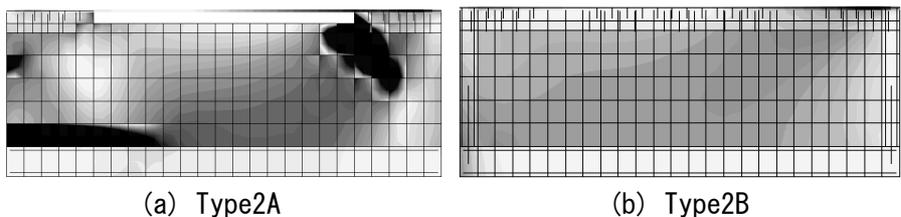


図-14 最大主ひずみ分布(損傷分布: $\tau=0.59\text{MPa}$ 加力時)

謝辞

非線形 FEM 解析を行うにあたり、日本大学理工学部建築学科白井伸明教授に、ご指導・ご助言を頂いた。ここに記して謝意を表します。また、本研究の一部は文科省学術フロンティア推進事業(日本大学理工学部): 研究課題「環境・防災都市に関する研究(研究代表者: 大津岩夫)」の一環として実施したものである。

参考文献

- 1) 築井英昭ほか: ダンパーを用いた 制震改修に関する設計検討(その5)摩擦ダンパー付外付けフレームによる制震改修案の検討, 建築学会大会 C-2, pp.143-144, 1999.9
- 2) DIANA Foundation Expertise Center for Computational Mechanics: DIANA Finite Element Analysis User's Manual, TNO Building and Construction Research., 1999
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 4) CEB: CEB-FIP MODEL CODE1990 DESIGN CODE, Thomas Telford Service Ltd., 1993
- 5) 長沼一洋: 平面応力場における鉄筋コンクリート板の非線形解析モデル, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 421 号, pp.39-48, 1991.3
- 6) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991