

論文 擬似動的加力実験による複合組積造の地震時応答性状の検討

西田 哲也^{*1}・小林 淳^{*2}・井上 範夫^{*3}・堀 則男^{*4}

要旨：複合組積造と称されるコンクリートブロック壁とRC柱梁フレームで構成される複合架構の地震時における基本的な応答性状を検討することを目的に、縮尺1/2の試験体を用いた擬似動的加力実験を行った。実験結果に基づき、複合組積造の等価粘性減衰、最大応答変位の推定に関する検討を行った。その結果、応答が最大耐力時の変形に達しない場合については等価線形化法により最大応答変位を概ね推定可能であるが、応答が最大耐力点を超える場合については、さらに検討が必要であることが判明した。

キーワード：組積造、コンクリートブロック、RCフレーム、複合架構、擬似動的加力実験

1. はじめに

近年の耐震設計技術の進歩にはめざましいものがあるが、その反面、東アジアおよび中南米などの地震多発地帯には、経済上の制約から十分な耐震設計が施されていない建築物が少なくない。当該地域ではコンクリートブロック造建築物が多用されており、トルコおよび台湾地震の際に見られた数多くの被害からもわかるように、その耐震化の必要性が指摘されている。一方、中国で用いられているコンクリートブロック壁とRC柱梁フレームで構成される複合架構（以下、「複合組積造」と称す）が良好な耐震性状を示すことが報告されており¹⁾、同構法の地震多発地域への適用が期待されている。

著者らは、この複合組積造の力学的性状を明らかにし、その普及における問題点を検討するために静的加力実験および解析的な検討を行ってきた^{2),3)}。本研究では、複合組積造の耐震性状を把握することを目的として、1質点系モデルを想定した擬似動的加力実験を行い、地震時における基本的な応答性状を検討した。

を対象としている。ここで、その特徴および耐震設計法の考え方の概要を示す。中国において複合組積造は8階以下の集合住宅に多く用いられており、建物重量により壁に作用する軸応力度はコンクリートブロックの穴部分を含めた見かけ断面に対して、1層当たり 0.1N/mm^2 程度とされている。

図-1に複合組積造の概略を示す。実験に使用した中国製ブロックの外形寸法はJIS規格の19cm厚の空洞コンクリートブロックと同じであるが、穴は2つで貫通しておらず片面が平らになっている。施工時には平らな面を上にしてブロックを積み重ねる。この構造では、まずブロックを先に積み上げ、柱・梁・床のRC造部分

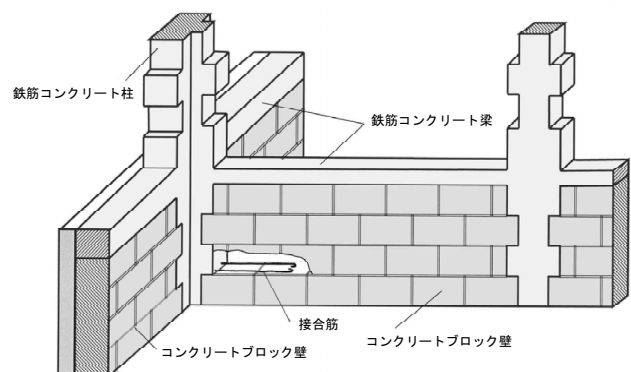


図-1 中国における複合組積造

2. 複合組積造の概要

本研究は中国で用いられている複合組積造

*1 秋田県立大学 システム科学技術学部講師 工修（正会員）

*2 秋田県立大学大学院 システム科学技術研究科教授 工博（正会員）

*3 東北大学大学院 工学研究科教授 工博（正会員）

*4 東北大学大学院 工学研究科助手 工博（正会員）

を後で施工する。RC 柱とブロックの境界にはコッターが形成されるようにブロックの積み方が工夫されているほか、柱とブロックをつなぐ接合筋がブロック 1 段おきに入れられる。

中国における耐震設計の考え方は、日本とほぼ同様であり、中小地震に対しては無被害あるいは修復可能な被害程度とし、大地震に対しては、ある程度の被害は許容するが崩壊は防ぐことを目標としている。実際の耐震設計では、中小地震に対しては強度のチェック、大地震に対しては塑性変形量のチェックを行うこととなっているが、組積造に関しては構造詳細の規定により、大地震時の安全性が確保されていると考えて、塑性変形量のチェックは不要となっている。表－1 に中国における地震強度ランクとそこで想定されている入力加速度およびベースシア係数を示す。

3. 実験概要

3.1 試験体

図－2 に試験体形状を示す。試験体は 1 スパン 1.5 層の 1/2 縮尺モデルで、基本となる寸法や配筋は文献 1) の試験体とほぼ同様である。製作

表－1 中国における想定入力加速度とベースシア係数

地震強度	7	8	9
中小地震時	0.08	0.16	0.32
大地震時*	0.50	0.90	1.40
	220	400	600

* 下段は想定する入力加速度(cm/s²)を示す。

表－2 使用材料の試験結果

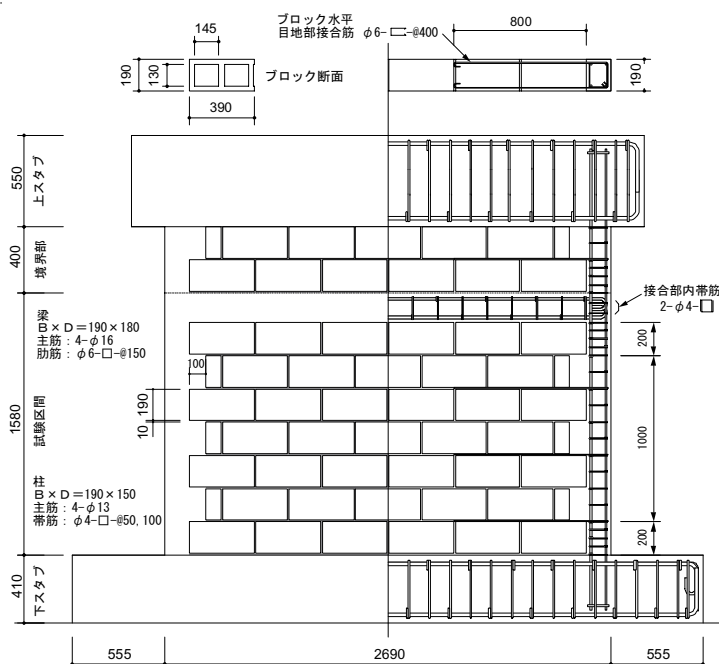
柱主筋 $\phi 13$	$\sigma_y = 318 \text{ N/mm}^2$
帯筋 $\phi 6$	$\sigma_u = 594 \text{ N/mm}^2$
コンクリート 圧縮強度	$\sigma_B = 25.4 \text{ N/mm}^2$
目地モルタルの すべり強度*	$\tau = 0.509 \text{ N/mm}^2$

* ブロック 3 段積のプリズム試験体に軸応力度 0.5 N/mm^2 を作用させたときのすべり強度。試験方法は文献 3) を参照のこと。

手順は実建物同様、下スタブコンクリート打設後、1 層部分のブロックを積み、その後、柱・梁のコンクリートを打設し、さらに同手順で上部 0.5 層分を製作した。ブロックは中国から輸入した実大のものを使用しているため、壁厚およびブロック割りは 1/2 縮尺寸法の 2 倍となっている。使用材料は国産のものをを用いたが、鉄筋に丸鋼を用いるなど、中国で使用される材料に極力合わせた。特に目地モルタルの調合については文献 1) と同一とし、モルタル強度が高くなり過ぎないように注意した。表－2 に主な材料の試験結果を示す。

3.2 実験方法

図－3 に加力装置を示す。3 台の鉛直ジャッキにより一定軸力を加え、水平ジャッキコンローラとパソコンによる解析部とをオンラインで接続して 1 自由度質点系モデルによる擬似動的加力実験を行った。組積造の実験ではブロックに対してなるべく一様に軸応力度を作用させることが重要となるため、上スタブ内で軸力が一様に広がるようにジャッキを 3 台用いることとし、さらに実建物の応力状態に近づけ、ブロック壁上部を剛強な上スタブで拘束す



図－2 試験体形状・配筋

ることを避けるため、上部0.5層を境界部として設けている。したがって、試験部分は下部1層部分となり、水平力は中間の梁心位置に作用させた。

振動モデルの設定においては、一般的な5層建物を想定して固有周期がほぼ0.2秒となるように、予備加力の剛性から質量($m=1000t$)を決定した。軸応力度は5層建物の1層に作用する $0.5N/mm^2$ とした。数値積分法にはNewmark- β 法を用い、解析時間刻みは0.01秒、減衰定数は0%とした。

3.3 入力地震動

図-4に入力地震動の加速度時刻歴を示す。入力地震動は中国でも用いられることの多い1940 EL Centro 地震のNS成分とし、後述する実建物における地震強度との関係を考慮して、RUN1～RUN6の6段階に入力レベルを変化させた実験を行った。表-3に各RUNにおける入力波の最大加速度および地震強度との対応を示す。

試験体は1/2縮尺モデルであるが、振動モデルにおいて実建物と同様の周期を設定したために、過大な質量($m=1000t$)を仮定することとなった。一方、実験で試験体に作用させている軸力は256kNであるが、組積造建物ではほぼ同量の壁が直交方向にも存在することから、試験体想定部分の建物重量は上記軸力の2倍と考えられる。したがって、水平荷重時に試験体の壁で負担しなければならない建物質量 m_0 は50t程度となる。よって、振動モデル用に設定した質量 m と実建物で想定される試験体部分の質量 m_0 との比を考慮すると、表-3で示した最大加速度は実建物では約20倍の値に相当すると考えることができる。それゆえ、表-3に示した各RUN毎の最大加速度は、実建物においては同表の備考欄に示す地震強度に

相当する値となる。

4. 実験結果と検討

4.1 実験結果概要

図-5にRUN6終了後の試験体ひび割れ状況を、図-6に各RUNの荷重-変形関係を示す。なお、図-6には最大変位における割線剛性を点線で示してある。また、RUN6については、4.5

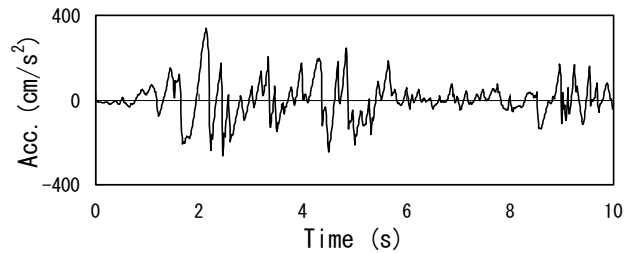


図-4 入力地震動

表-3 各RUNの入力レベル

RUN	最大加速度 (cm/s ²)	備 考
1	10	地震強度 7 相当
2	15	—
3	20	地震強度 8 相当
4	30	地震強度 9 相当
5	30	同上 2 回目
6	45	大変形領域

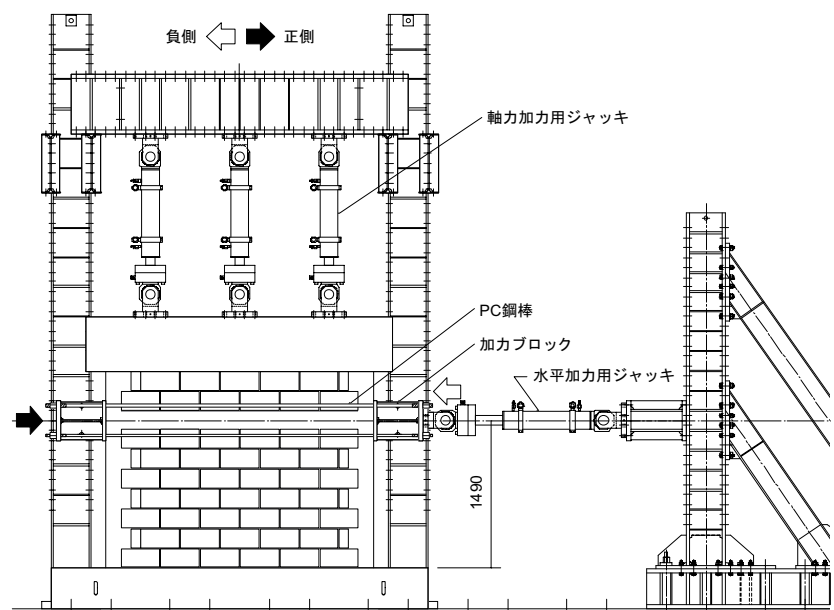


図-3 加力装置

秒付近で試験体の変形が制御用変位計のフルスケールに達し、この時点で加力を中止したので、以降に示す実験結果および検討はこの時点までのデータを用いたものである。

ひび割れ発生状況は文献2)に示す静的漸増載荷実験の軸応力度を 0.5N/mm^2 とした試験体とほぼ同様で、最大層間変位 δ が 0.23mm (層間変形角 ($\delta/1490$) 約 $1/6500$) であった RUN1 においてはひび割れは発生せず、RUN2 で変形角が約 $1/4400$ のときに引張側柱下部に初ひび割れが発生した。その後、最大層間変形角がそれぞれ約 $1/1700$, 約 $1/860$ となる RUN3, RUN4 において、壁脚部のひび割れおよび壁下部におけるブロック目地のひび割れが発生した。壁の引張側上部から圧縮側下部へのブロック目地の階段状ひび割れは、負側は RUN5 の約 $1/620$ 変形時、正側は RUN6 の約 $1/1000$ 変形時に発生した。

荷重－変形関係は、RUN1 ではほぼ弾性的な挙動となっており、その後の RUN2 ～ RUN4 ではひび割れ発生に伴う剛性低下が見られるが、ループ面積はそれほど大きくはなっていない。RUN5 で変形角が約 $1/620$ のときに最大耐力を示し、その後、若干耐力が低下しているが、RUN6 に見られるように大変形領域ではほぼ一定の耐力を保ったまま変形が伸び、ループ面積は大きくなる傾向がある。

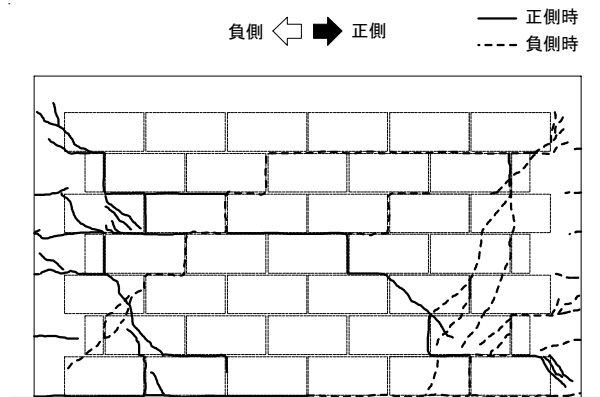
4.2 最大応答値

図－7 に RUN1 ～ RUN6 の荷重－変形関係の包絡線と各 RUN の最大応答変位点を示す。

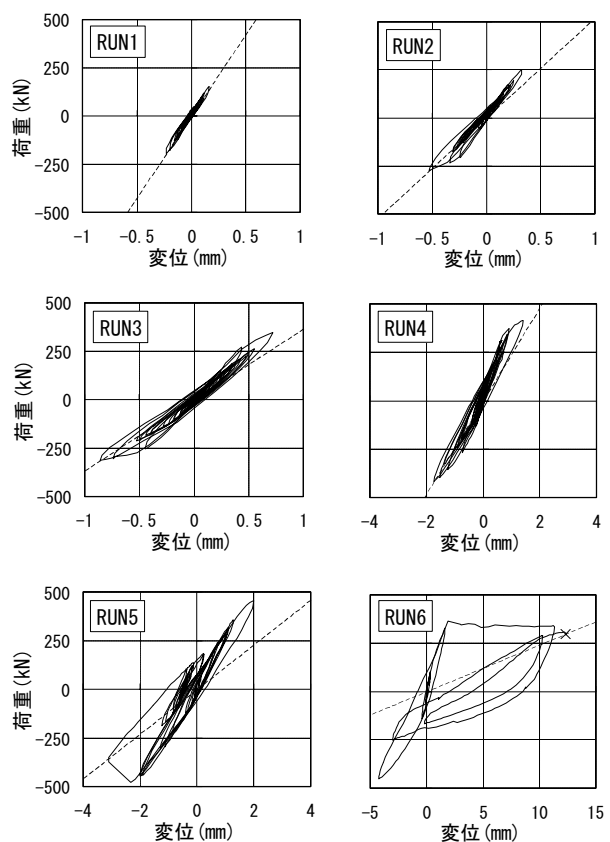
中国の地震強度 9 (最大加速度 600cm/s^2) に相当する RUN4 までの応答は荷重－変形関係の最大耐力点以前に収まっているが、RUN4 と同レベルの入力を再度与えた RUN5 および RUN4 の 1.5 倍の入力を与えた RUN6 では、応答が最大耐力点以降の耐力低下領域に至っており、特に RUN6 では大きな応答値となっている。

4.3 等価粘性減衰

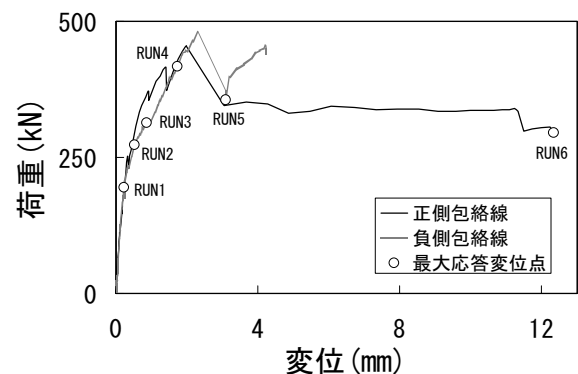
図－8 に実験結果から下記の算定方法により求めた等価減衰定数と変位の関係を示す。また、同図には文献2)の静的加力実験の結果およ



図－5 RUN6 終了時のひび割れ状況



図－6 各 RUN の荷重－変形関係



図－7 包絡線と最大応答変位

び後述する略算式による近似値も示してある。

等価粘性減衰定数 $h_{eq}^{(4)}$ は、最大応答変位を生じる時の半サイクルの履歴ループ面積 ΔW を用いて次式により算定した。

$$h_{eq} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta W}{\frac{1}{2} K_e \cdot \delta_{\max}^2} \quad (1)$$

ここで、 $\delta_{\max}$ は最大応答変位、 K_e は図-6中に示す最大応答変位点と原点を結んだ割線剛性とした。RUN6では最大応答変位が生じた時点で加力を終了していることから、この時のループ面積が計算できないため、それ以前で最も大きな応答変位を生じた時の半サイクルのループ面積を用いて h_{eq} を算定した。

最大応答時の特性のみを評価した等価粘性減衰 h_{eq} に対して、地震動に対する応答の非定常性を考慮した平均的な等価粘性減衰定数 $h_s^{(4)}$ を次式により算定した。

$$h_s = \frac{-\int_0^T \ddot{x}_0 \cdot \dot{x} dt}{2\omega_e \int_0^T \dot{x}^2 dt} \quad (2)$$

ここで、 $\dot{x}$ は応答速度、 $\ddot{x}_0$ は地動加速度、 T は継続時間、 ω_e は K_e を用いて算定した等価円振動数である。

また、文献2)の静的加力実験結果のうち、本試験体と同じ軸応力度を作用させた試験体について、半サイクル毎に式(1)で算定した等価粘性減衰定数 h_{eq} も図-8に示してある。

図-8から比較的変形が小さい範囲では等価減衰は8%前後でほぼ一定となっており、階段状のひび割れが発生する約 1/1000 変形時以降、等価減衰が増加する傾向が見られる。試験体に強制する変形を漸増させた静的加力実験の値は、本実験からの値より高めとなっている。本実験の h_{eq} と h_s の比較では、階段状ひび割れ発生以前では h_s が若干高くなっており、それ以降は大小関係は一定していない。階段状ひび割れ発生以降の等価粘性減衰は応答履歴の性状に左右されるものと考えられる。

次に等価減衰の略算式について考える。RC造では、等価減衰 h_e を塑性率 μ の関数として算定する略算式が次式のように示されている⁴⁾。

$$h_e = \gamma \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + h_0 \quad (3)$$

ここで、 γ は定数、 h_0 は初期減衰である。比較のため、一般的なRC造を想定して、 γ を0.2、 h_0 を2%、塑性率 μ 算定のための降伏変形を変形角で1/200として算定した結果を図-8に示す。複合組積造では初期の等価粘性減衰がRC造の粘性減衰より大きく、さらにRC造より小さな変形領域から減衰が増加していくことがわかる。

式(3)はRC造の定常履歴ループの特性を基に提案された式であり、これを履歴ループ性状が異なる構造にそのまま適用することには問題がある。すなわち、複合組積造においては階段状ひび割れ以降の定常ループはバイリニア的な性状を示す一方で、最大耐力以降、変形の増大とともに耐力低下するなど、これらのループ性状を考慮した式の提案にはさらなる検討が必要であるが、ここでは、式(3)を用いた近似を試みる。前述したように複合組積造では初期の等価粘性減衰が8%程度であることから、 h_0 を8%とし、階段状ひび割れが発生する約1/1000変形以降で等価減衰が増加することから、塑性率 μ 算定の基準となる変形を階段状ひび割れ発生時(変形角 1/1000)として、式(3)を適用することにする。図-8に示したように、 γ を0.3~0.4程度とすると、実験との適合性がよいことがわかる。

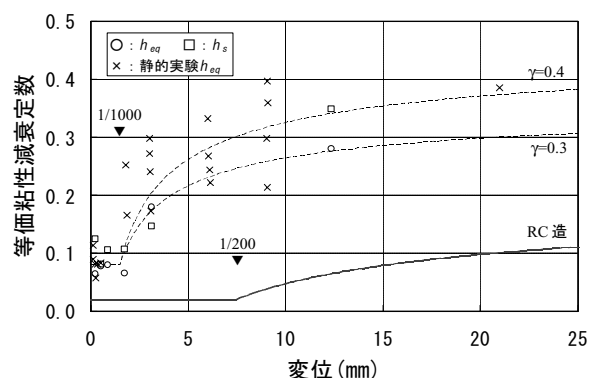


図-8 等価粘性減衰定数

4.4 最大応答変位の推定

複合組積造において等価線形化法による最大応答変位推定の可能性を検討するために、以下の2つの方法を試みた。

(1) 実験結果より得られた等価周期、等価減衰を用いて線形応答計算を行う方法。等価周期は各RUNの最大変位点における割線剛性から算定し、等価減衰は4.3節の h_{eq} を用いたケース(CASE1)と h_s を用いたケース(CASE2)の2ケースを計算した。

(2) 復元力特性と等価減衰をモデル化し、 S_A-S_D コンターを用いて推定を行う方法⁵⁾。復元力特性は、図-7の正側包絡線を初期剛性、初ひび割れ点、階段状ひび割れ点、最大耐力点、最大耐力以降の下り勾配、その後の耐力一定領域の5本の折れ線でモデル化した。等価減衰は4.3節で示した式(3)を用いて推定することとし、 γ を0.3としたケース(CASE3)と、 γ を0.4としたケース(CASE4)の2ケースを計算した。

図-9にCASE3の推定例を、図-10に推定結果を示す。(2)の方法では、RUN4, RUN5のように同レベルの地震動を2回入力した場合、いずれの推定値も等しいと考えるのが一般的であるが、ここでは実験結果を参考にRUN5の推定値は復元力特性と S_A-S_D コンターが2度目に交わる点とした。

最大応答変位の推定結果では、応答が最大耐力時の変形に達しないRUN1～RUN4の場合においては、RUN2の一部を除き、概ね良好な推定結果となっている。RUN2のCASE3,4では、復元力特性のモデル化で初ひび割れ点を若干高めに設定したことが原因で推定値が過小評価になっている。一方、応答が最大耐力以降の領域に達するRUN5においては、CASE1,2が過大評価、CASE3,4が過小評価、RUN6においては全てのCASEが実験値を過小評価する結果となった。

5. まとめ

擬似動的加力実験の結果に基づき、複合組積

造の等価減衰、最大応答変位の推定に関する検討を行った。その結果、応答が最大耐力時の変形に達しない場合については等価線形化法により最大応答変位を概ね推定可能であるが、最大耐力点を超える場合については、さらに検討が必要であることが判明した。

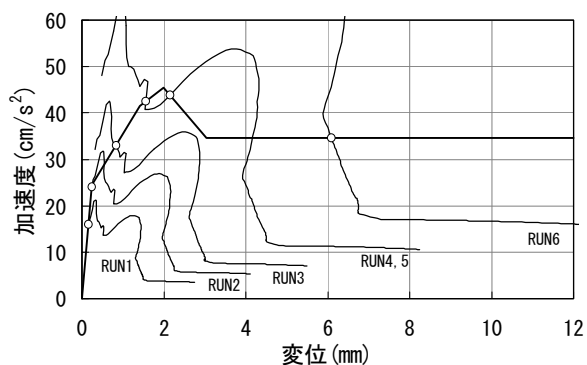


図-9 S_A-S_D コンターを用いた推定例(CASE3)

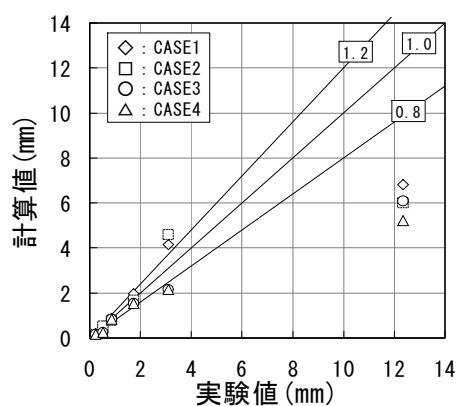


図-10 最大応答変位推定結果

参考文献

- 1) Study on Composite Block Masonry Structure, Dalian University of Technology, Apr. 2001
- 2) 寺本尚史, 西田哲也ほか: 簡便な接合筋を施した複合組積造の耐力・変形性状 (その1, 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.999-1002, 2001.9
- 3) Dangol, P. et al.: Experimental and Analytical Studies on Seismic Resisting Behaviors of Composite Block Masonry Wall, Proceedings of JCI, Vol. 24, No.2, pp.61-66, Jun. 2002
- 4) 柴田明徳: 最新 耐震構造解析, 森北出版, 1981.6
- 5) 建築研究振興協会編: 鉄筋コンクリート造建築物の性能評価ガイドライン, 技報堂出版, 2000.8