

建築骨組の耐震補強格子ブロックの形状最適化

SHAPE OPTIMIZATION OF LATTICED BLOCKS
FOR SEISMIC RETROFIT OF BUILDING FRAMES

見上 知広*, 大崎 純**, 福島 功太郎***

Tomohiro MIKAMI, Makoto OHSAKI and Kotaro FUKUSHIMA

FRP blocks are effectively used for reduction of cost and period of time for seismic retrofit of building frames, because they can be manufactured in plants and attached to the existing frame easily. However, in the current process of retrofit, the effect of installing blocks on the forces in the existing frame is not appropriately considered. In this study, a shape optimization approach is presented for improving mechanical property and reducing the section forces of existing frame members. The existing beams, columns, and the members in latticed blocks are modeled using beam elements, and the contact between members are evaluated using the penalty approach. It is shown that various shapes can be generated by solving nonlinear programming problems considering structural weight of latticed blocks, horizontal stiffness of the frame, and the shear forces of the existing beam.

Keywords : Seismic resistant wall, seismic retrofit, building frame, contact force, latticed block

耐震壁, 耐震改修, 建築骨組, 接触力, 格子ブロック

1. はじめに

現存する建物の耐震性能を向上させる耐震改修の方法としては、建物の免震化、制振化、耐震化、減築などが考えられる。耐震性能の向上が必要な既存不適格な建物は、戸建て住宅を除けば鉄筋コンクリート造または鉄骨鉄筋コンクリート造が多く、それらに対して最も簡便で一般的な補強方法は、耐震要素を増設する耐震化である。また、これらの建物には病院、宿泊施設、庁舎、事務所ビルなど、用途上その機能を休止することが困難または不可能なものも多く、事業継続性を保証した耐震改修法が必要である。

継続使用のもとで改修工事を行うためには、建物使用の妨げになる振動や騒音、臭気などを低減し、施工時に専有するスペースを極力小さくする必要がある。これらの要求を満たすため、多くの補強方法（工法）が提案されている。その中で、耐震壁の増設・増厚のために耐震補強ブロックを組積する工法¹⁾が提案され、その代表例としては、枠と格子で構成される耐震補強ブロックを組積する工法が挙げられる。三輪ら²⁾は、超高強度繊維補強コンクリート（PRC）ブロックの特性を、実験によって評価した。萩尾ら³⁾は、ガラス繊維強化プラスチック（FRP）ブロックの特性を検証した。また、プレキャスト部材を接合して格子を形成する方法も提案されている⁴⁾。

これらの工法は、意匠性、通風性および透光性に優れている。しかし、これまで提案されている工法では、各耐震補強ブロックの形状が画一化されており、必ずしも耐震性能が優れた形状になっておらず、また、既存骨組の柱・梁部材への影響が考慮されていない。

耐震補強ブロックについて、骨組部材でモデル化し、そのトポロジーと剛性分布を最適化することが可能である。骨組構造の最適化については、多くの研究⁵⁻⁸⁾が存在する。それらのほとんどは、平面骨組を対象とし、柱、梁あるいはブレースの断面や配置を最適化している。しかし、建築骨組は一般に単品生産であり、作用する荷重の不確定性も大きいので、小規模の骨組の最適化のためにコストと時間を使うのは効率的ではない。

最近になって、ダンパーなどの制振部材の設計のために最適化手法が適用されるようになった。制振部材などの構造要素は、大量生産され、作用する荷重や変形が単純であるため、最適化の効果が高いと考えられる。大崎らは、偏心 K 型ブレースのリンク部材の補剛形式⁹⁾や開口部を有するパネルダンパーの開口形状¹⁰⁾を最適化することにより、エネルギー消費性能を向上できることを示した。藤井ら^{11,12)}は、制振部材を骨組構造でモデル化して形状とトポロジーを最適化した。しかし、制振部材を既存構造に用いて耐震補強を行う

* 広島大学大学院工学研究科建築専攻 大学院生・工修
(株)大林組大阪本店構造設計部** 広島大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・工博
(現・京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授)

*** 広島大学大学院工学研究科建築学専攻 大学院生

Grad. Stud., Dept. of Architecture, Graduated School of Eng., Hiroshima University, M.Eng.
Structural Eng. Dept., Osaka Head Office, Obayashi CorporationProf., Dept. of Architecture, Graduated School of Eng., Hiroshima University, Dr.Eng.
(Currently, Prof. Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Graduated School
of Eng. Kyoto University, Japan)

Grad. Stud., Dept. of Architecture, Graduated School of Eng., Hiroshima University

場合には、既存骨組部材への影響も考慮しなければならない。

本論では、鉄筋コンクリート造の既存建物に格子ブロック（枠と格子からなるブロック）で構成される耐震壁を増設する耐震補強工法に着目し、補強部材の体積、補強後の水平剛性と梁のせん断力を目的関数とし、補強効果の高いブロックの形状すなわち格子部材の配置と厚さを、最適化手法により導出する。

2. 耐震補強格子ブロックのモデル

Fig. 1 のような横 2000mm、縦 1000mm の枠材と縦横斜めの格子材からなる耐震補強格子ブロック（以降「格子ブロック」）を基本ユニットとし、Fig. 2 に示すように、横に 2 ユニット、縦に 4 ユニット連結した 8 ユニット連結 2 次元モデルを解析モデルとする。これは、階高 4000mm、スパン 4000mm の既存骨組の構面を補強するための耐震補強格子ブロック壁を想定したモデルである。既存骨組は鉄筋コンクリート造ラーメン架構とし、柱および梁を Beam-Column 要素でモデル化する。格子ブロックは FRP 製とし、構成する枠材と格子材を Beam-Column 要素でモデル化する。既存骨組の諸元を Table 1 に、格子ブロックの枠材と格子材の諸元を Table 2 に示す。なお、Table 2 で Width (B) はモデル面外方向の幅を、Thickness (T) はモデル面内方向の厚さを示す。

モデル全体の支持条件は、既存骨組の両側の柱脚でピン支持（並進 2 方向固定、回転 1 方向自由）とする（Fig. 2 の▲印）。また、上側梁の両端の水平変位と回転角を同一とする。

格子ブロック節点間および格子ブロック節点-既存骨組節点間とも、接触を評価するため、ペナルティ法¹³⁾を用いた長さ 0 の接触要素で結合する。ここでは、簡単のため接触要素は各 Beam-Column 要素の材端節点すなわち材芯節点どうしを結合する。そのため、梁と柱についても格子ブロックの節点上に節点を設け、それぞれ 8 個の要素で分割する。また、Fig. 2 で○印をつけた位置の格子ブロック節点どうしは並進方向同一変位（回転は自由）とする。また、Fig. 2 で●印をつけた位置の格子ブロック節点と既存骨組節点の既存骨組軸方向は、剛塑性ばね（当該節点付近の接着耐力に相当する接線方向力で塑性化）による接合とする。

Table 1 Specification of existing frame.

	Width B (mm)	Depth D (mm)	Cross-sectional area A (mm ²)	Moment of inertia of area I (mm ⁴)	Young's modulus E (N/mm ²)
Column	400	400	160000	2.13×10^9	20000
Beam	300	400	120000	1.60×10^9	20000

Table 2 Specification of block members.

	Width B (mm)	Thickness T (mm)	Cross-sectional area A (mm ²)	Moment of inertia of area I (mm ⁴)	Young's modulus E (N/mm ²)
Frame	150	25	1500	1.25×10^4	20000
Lattice	150	2~100	300~15000	$1.0 \times 10^2 \sim 1.25 \times 10^7$	20000

既存骨組に 1/200 の層間変形角に相当する強制変位を与えたときの応答を、接触要素に起因する非線形性を考慮した、変位制御による 2 次元非線形解析によって求める。支持点の水平方向反力の合計によってせん断力を求めて、耐震壁の剛性を評価する。解析コードは、汎用骨組解析プログラムである OpenSees¹⁴⁾を使用する。

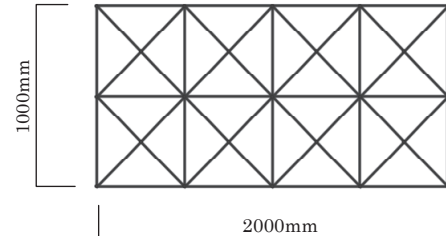


Fig. 1 Basic configuration of the block.

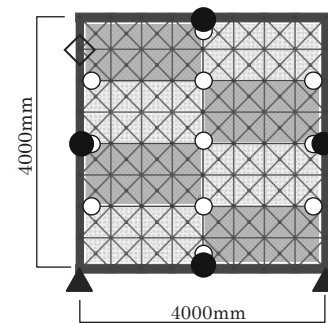


Fig. 2 Connection of blocks to existing frame.

3. 接触要素のペナルティ係数

ブロックと既存骨組間、およびブロック間では、摩擦のある接触を考慮する。OpenSees の ZeroLengthContactElement を用い、Fig. 3 に示すように node-to-node で接触を判定する。マスター側の節点に法線方向ベクトル $\mathbf{n}$ を指定し、法線方向の食い込み量を w 、接線方向変位の差を u とする。法線方向と接線方向のペナルティ係数をそれぞれ c_N 、 c_T とし、摩擦係数を μ とすると、法線方向と接線方向の接触力 N 、 T と w 、 u の関係は、以下になる。

$$N = \begin{cases} c_N w & \text{for } w > 0 \\ 0 & \text{for } w \leq 0 \end{cases} \quad (1)$$

$$T = \begin{cases} c_T u & \text{for } |u| \leq \mu N / c_T \\ \mu N & \text{for } |u| > \mu N / c_T \end{cases} \quad (2)$$

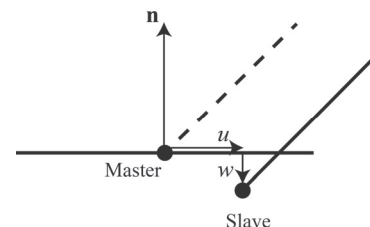
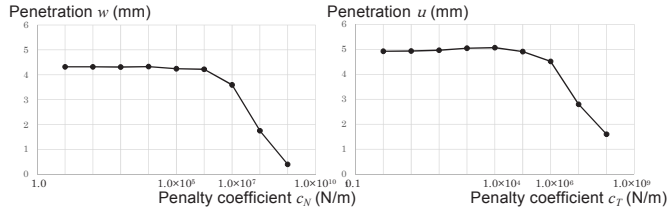


Fig. 3 Master and slave nodes of contact element.

次節で説明する基準モデルにおいて、接触要素のペナルティ係数のみが異なる複数のモデルを用いた解析を行い、ペナルティ係数と食い込み量の関係を確認する。なお、接着剤の変形などを考慮して、

c_T は c_N の 1/10 とする。

Fig. 2 の◇印をつけた部分の接触要素について、 c_N と法線方向の食い込み量 w の関係を Fig. 4(a)に、 c_T と接線方向変位の差 u の関係を Fig. 4(b)に示す。これらの図の横軸は対数である。Fig. 4(a)より、 c_N を 1.0 N/m から増加させたとき、 $1.0 \times 10^7 \text{ N/m}$ で食い込み量 w が小さくなり始めており、その時の w は 3.6 mm で、十分に小さい値である。接線方向についても同様に、Fig. 4(b)より、 c_T を 0.10 N/m から増加させたとき、 $1.0 \times 10^6 \text{ N/m}$ で変位差 u が小さくなり始めており、その時の u は 4.5 mm で、十分に小さい値である。以上より、法線方向のペナルティ係数を $1.0 \times 10^7 \text{ N/m}$ に、接線方向のペナルティ係数を $1.0 \times 10^6 \text{ N/m}$ に設定する。



(a) Normal direction (b) Tangential direction

Fig. 4 Variations of normal penetration and tangential displacement difference with respect to penalty coefficients.

4. 格子ブロックのトポロジー最適化問題

4.1 最適化問題

格子ブロックのモデル面内方向の格子材の厚さ(T)を定める設計変数を $\mathbf{x} = (x_1, \dots, x_m)$ とする。ここで、モデル面内方向の枠材の厚さ(T)は一定値 25 mm とする。

最適化の段階では、1 方向の強制変位のみを考えるが、地震時には逆方向の変位も考慮する必要がある。また、対象とする部分骨組は、多層多スパン骨組の一つの構面であると想定する。したがって、格子ブロックの形状が鉛直方向、水平方向ともに対称となるように、変数をグループ化する。その結果、変数の数は 84 である。変数 x_i の下限値を $x_L = 2 \text{ mm}$ 、上限値を $x_U = 100 \text{ mm}$ とし、最適化後に $x_i = x_L$ となった部材は除去されるものとする。

補強量の指標として耐震補強格子ブロック壁の部材体積合計（以降、単に「部材体積」）を、補強効果の指標として水平方向反力を、既存躯体への影響の指標として既存上側梁端部せん断力を考慮し、以下のような基準モデルと 3 種類の問題を考える。なお、水平方向反力の下限値を R_L 、部材体積の上限値を V_U とする。

Problem 0: 基準モデル

基準モデルとして、格子ブロックのすべての格子材の厚さが上限値に一致するモデルを作成し、部材体積 $V_0 \text{ (m}^3\text{)}$ 、水平方向反力 $R_0 \text{ (kN)}$ および既存上側梁端部せん断力 $Q_0 \text{ (kN)}$ を算出する。

Problem 1: 部材体積の最小化

目的関数：部材体積 $V(\mathbf{x})$ の最小化

制約条件：水平方向反力 $R(\mathbf{x}) \geq R_L$

Problem 2: 水平方向反力の最大化

目的関数：水平方向反力 $R(\mathbf{x})$ の最大化

制約条件：部材体積 $V(\mathbf{x}) \leq V_U$

Problem 3: 既存上側梁端部せん断力の最小化

目的関数：既存上側梁端部せん断力 $Q(\mathbf{x})$ の最小化

制約条件：水平方向反力 $R(\mathbf{x}) \geq R_L$

制約条件：部材体積 $V(\mathbf{x}) \leq V_U$

3 つの問題はそれぞれ独立であるが、Problem 2 では制約条件に Problem 1 の結果を、Problem 3 では制約条件に Problem 1 と Problem 2 の結果を考慮している。部材体積が小さく、水平方向反力が大きく、既存上側梁端部せん断力が小さい耐震補強格子ブロック壁が補強効率の良い耐震補強格子ブロック壁といえる。

なお、最適化には SNOPT Ver. 7¹⁵⁾ を用いる。最適化手法は逐次 2 次計画法とし、目的関数と制約関数の設計変数に関する感度係数は差分で求める。

4.2 設計変数と剛性評価のための格子材厚さの関係

最適化問題の目的関数と制約関数を評価する際、部材体積は部材長と幅 (B) と Fig. 5(a) で定められる厚さ $T_i = x_i$ の積で求める。ここで、 T_U および T_L は、それぞれ厚さの上限値と下限値である。一方、軸方向剛性評価のための部材厚さ T_i は、式(3)を用いて Fig. 5(b) のような非線形関数で表す¹⁶⁾。

$$T_i = x_L + (x_U - x_L) \cdot \left(\frac{x_i - x_L}{x_U - x_L} \right)^2 \quad (3)$$

曲げ剛性については、厚さの 3 乗に比例するため、Fig. 5(a) の線形関係を用いる。軸方向剛性に対して式(3)を用いることにより、中間値をとる部材の剛性が過小評価されるので、設計変数は下限値か上限値のいずれかに一致しやすくなり、現実的な解が得られる。

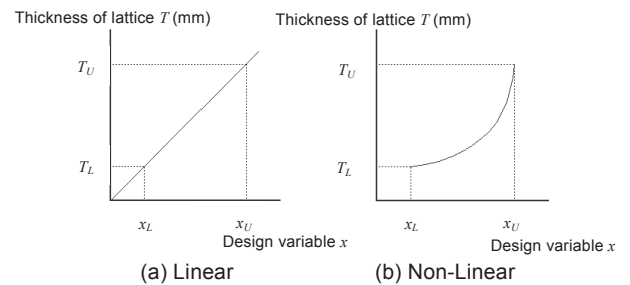


Fig. 5 Relations between design variable and thickness of lattice member.

5. 格子ブロックのトポロジー最適化の結果

以下に Problem 1, 2, 3 の最適化結果を示す。各問題は凸な最適化問題ではないため、逐次 2 次計画法によって得られる解は初期解に依存する。したがって、それぞれの問題において 5 個の異なるランダムな初期解から最適化し、最も望ましい解を選択することとした。初期解の生成方法および Problem 1 の初期解を Appendix に示す。

・ Problem 0: 基準モデル

基準モデルの解析結果を Table 3 に、既存骨組の曲げモーメント図を Fig. 6 に示す。格子ブロック内の格子材の軸力の最大値は 32.0 kN である。既存骨組のみの場合の水平方向反力は 136.3 kN 、既

存上側梁端部せん断力は 68.0 kN であり、ブロックを設置することにより、それぞれ 2.34 倍及び 2.05 倍となっている。また、既存上側梁の曲げモーメントの最大値は 175.3kN・m である。

Table 3 Result of Problem 0.

V_0 (m ³)	R_0 (kN)	Q_0 (kN)
2.138	319.3	139.7

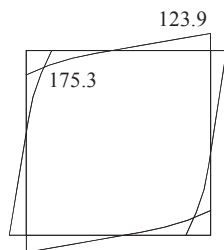


Fig. 6 Bending moment of the existing upper beam.(kN・m)
(Solution of Problem 0)

・ Problem 1: 部材体積の最小化

水平方向反力 $R(x)$ の下限値は、Problem 0 での値 $R_0=319.3$ kN より少し小さい値として、 $R_L=300.0$ kN を採用する。異なる 5 つの初期解より得られた結果を Table 4 に示す。また、格子ブロック形状を Fig. 7 に、枠材と格子材の軸力図を Fig. 8 に示す。Fig. 7 の格子ブロック形状では、部材の厚さ (T) を部材の線の太さで示している。軸力図では軸力の絶対値を部材の線の太さで表している。5 個の全ての解で反力制約は等号で満たされており、部材体積 $V(x)$ が最も小さい No.5 を Problem 1 の最適解とする。

Table 4 Result of Problem 1.

Solution No.	$V(x)$ (m ³)	$R(x)$ (kN)	$Q(x)$ (kN)
No.1	0.688	300.0	133.0
No.2	0.694	300.0	133.1
No.3	0.686	300.0	133.0
No.4	0.639	300.0	131.1
No.5	0.622	300.0	132.8

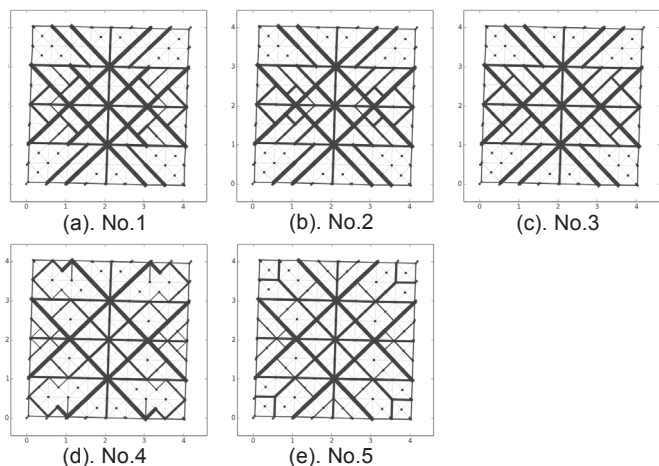


Fig. 7 Local optimal solutions of Problem 1.

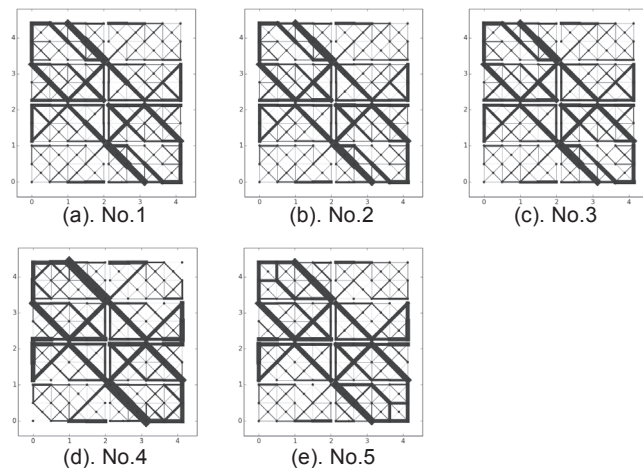


Fig. 8 Axial forces of block members of solutions of Problem 1.

最適化の結果、基準モデルに対し水平方向反力が 94%に低下しているものの、部材体積が 29%まで低減できており、水平剛性がほぼ同等で部材体積を 3 割に低減した格子ブロック形状が導出できた。

最適形状については、いずれも、斜めの格子材の断面が大きくなり、縦横の格子材の断面が小さくなっている。斜めの格子材ではブロック間の結合点 (Fig. 2 の○印節点) に接続する部材の断面が大きくなる傾向があり、部材体積が小さいものほどその傾向が強い。軸力についても、最適形状と同じ傾向になっていることがわかる。また、No.5 の解の格子材の軸力の最大値は 71.2 kN であり、既存上側梁の端部曲げモーメントは 172.1 kN・m である。最大軸力は、基準モデルでの値の 2.23 倍であり、格子材の軸剛性が効率よく用いられていることが分かる。

・ Problem 2: 水平方向反力の最大化

Problem 1 で得られた最適解の部材体積 0.622 m³ より少し大きい値 0.700 m³ を、部材体積 $V(x)$ の上限値 V_U とする。異なる 5 つの初期解より得られた結果を Table 5 に示す。また、格子ブロック形状を Fig. 9 に、枠材と格子材の軸力図を Fig. 10 に示す。5 個の全ての解で体積制約は等号で満たされており、水平方向反力 $R(x)$ が最も大きい No.1 を Problem 2 の最適解とする。

最適化の結果、基準モデルに対し部材体積を 33%に低減させた場合にも、水平方向反力の低下が 95%に留まっており、水平剛性がほとんど低下しない格子ブロック形状が導出できた。

最適形状については、いずれも、斜めの格子材の断面が大きくなる傾向があるが、Problem 1 の最適形状に比べ縦横の格子材の断面が若干大きくなっている。軸力図についても、最適形状と同じ傾向になっていることがわかる。また、No.1 の解の格子材の軸力の最大値は 78.5 kN であり、既存上側梁の端部曲げモーメントは 171.4 kN・m である。

部材体積の最小化と水平方向反力の最大化は、相反する目的であるため、制約条件と目的関数を入れ替えた Problem 1 と 2 の解は、同様の傾向となる。また、Problem 2 の最適解において、水平方向反力の値が Problem 1 での値とほとんど変わらなかったことは、それぞれの問題の最適化の精度が十分であることを意味している。

Table 5 Result of Problem 2.

Solution No.	$V(\mathbf{x})$ (m ³)	$R(\mathbf{x})$ (kN)	$Q(\mathbf{x})$ (kN)
No.1	0.700	304.1	133.7
No.2	0.700	302.7	133.1
No.3	0.700	302.0	132.3
No.4	0.700	302.6	134.9
No.5	0.700	299.7	128.4

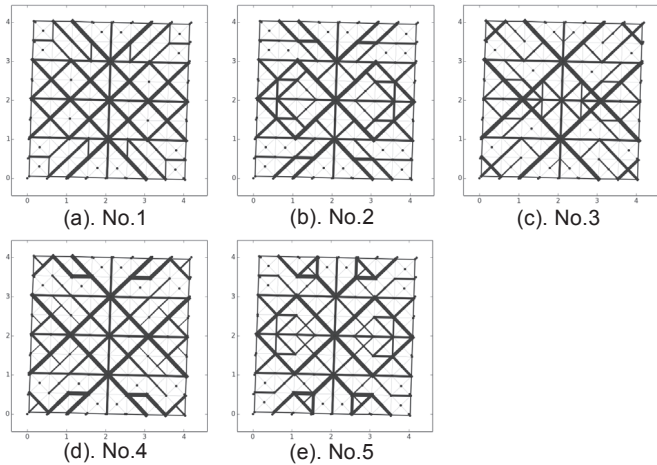


Fig. 9 Local optimal solutions of Problem 2.

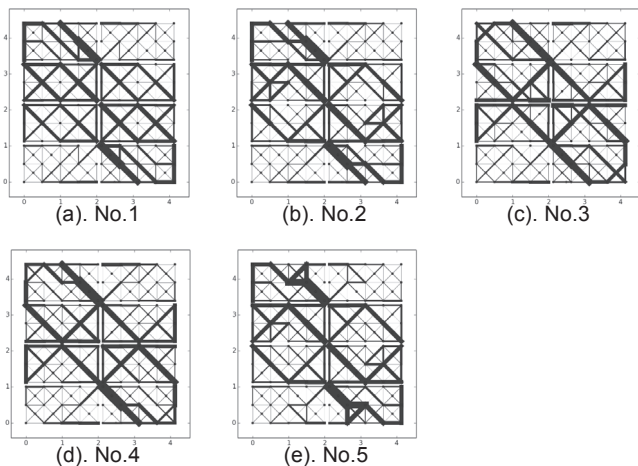


Fig. 10 Axial forces of block members of solutions of Problem 2.

・ Problem 3: 既存上側梁端部せん断力の最小化

水平方向反力 $R(\mathbf{x})$ の下限値および部材体積 $V(\mathbf{x})$ の上限値は、Problem 1, 2 と同じ値、すなわち、 $R_t=300.0$ kN, $V_t=0.700$ m³ を採用する。異なる 5 つの初期解より得られた結果を Table 6 の No.1 ~ No.5 に示す。格子ブロック形状を Fig. 11 に、枠材と格子材の軸力図を Fig. 12 に示す。5 個の全ての解で体積と反力の制約はほぼ等号で満たされており、既存上側梁端部せん断力 $Q(\mathbf{x})$ が小さい No.1 を Problem 3 の最適解とする。

最適化の結果、基準モデルに対し部材体積を 33% に減少させ、水平方向反力を 94% に低下させた場合に、既存上側梁端部せん断力が 88% に低下している。基準モデルと同レベルの水平剛性を確保しつつ部材体積を約 1/3 に低減し、既存上側梁端部せん断力を 9 割に低

減した格子ブロック形状が導出できた。格子ブロックがない場合と比較すると、反力を 2.20 倍まで増加させ、既存上側梁端部せん断力は 1.81 倍にとどまっている。

最適形状については、いずれも、斜めの格子材の断面が大きくなる傾向があるが、Problem 1 の最適形状に比べ縦横の格子材の断面積が若干大きくなっている。既存上側梁端部せん断力が小さいものほど格子ブロックの形状が単純になる傾向がある。また、Problem 2 と同様に、局所最適解の形状にはばらつきがある。軸力図についても、最適形状と同様、分布にばらつきが大きい。No.1 の解の格子材の軸力の最大値は 76.8 kN であり、既存上側梁の端部曲げモーメントは 166.3 kN・m である。基準モデルでの値（軸力 32.0 kN, 曲げモーメント 175.3 kN・m）と比較すると、最適化によって軸方向変形による剛性を有効に利用できていることがわかる。

Table 6 Result of Problem 3.

Solution No.	$V(\mathbf{x})$ (m ³)	$R(\mathbf{x})$ (kN)	$Q(\mathbf{x})$ (kN)
No.1	0.700	300.0	123.1
No.2	0.700	299.9	129.4
No.3	0.700	300.0	123.9
No.4	0.700	300.0	124.5
No.5	0.700	300.0	125.7
No.1'	0.613	292.1	113.1

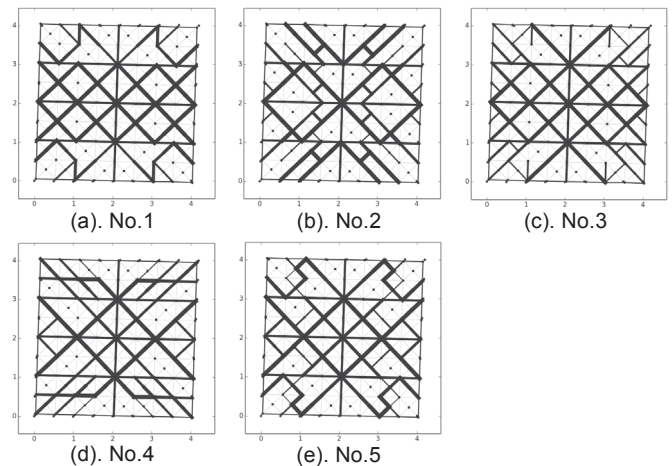


Fig. 11 Local optimal solutions of result of Problem 3.

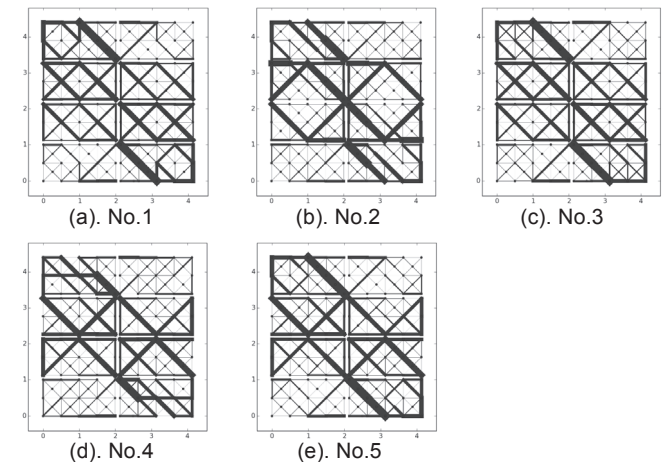


Fig. 12 Axial forces of block members of solutions of Problem 3.

No.1における, 左上の格子ブロックの枠と既存骨組もしくは隣接ブロック枠の間の法線方向および接線方向の接触力を Fig. 13 に示す。既存骨組との接触要素の鉛直方向力は左上隅に近づくほど小さくなっていることが確認できる。既存骨組の曲げモーメント図を Fig. 14 に示す。既存上側梁の曲げモーメントの最大で 166.3 kN・m である。

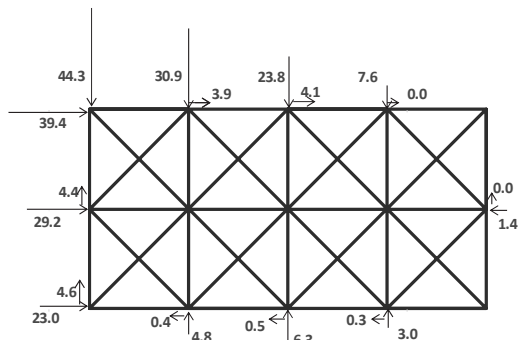


Fig. 13 Force of contact elements of the upper left block. (kN)
(Solution No.1 of Problem 3)

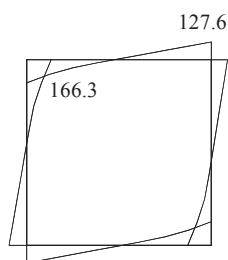


Fig. 14 Bending moment of the existing upper beam. (kN・m)
(Solution No.1 of Problem 3)

現実的な最適ブロック形状として, 各 Problem で得られたブロック形状から, 最適化後に $x_i = x_L$ となった部材と, どちらかの端部が他の部材と接続していない部材があればそれらを除去し, 単純化したモデルを作成する。Problem3 の No.1 で得られた現実的な最適ブロック形状を Fig. 15 に, 解析結果を Table 6 の No.1' に示す。

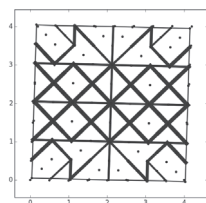


Fig. 15 Simplified model of solution No. 1 of Problem 3.

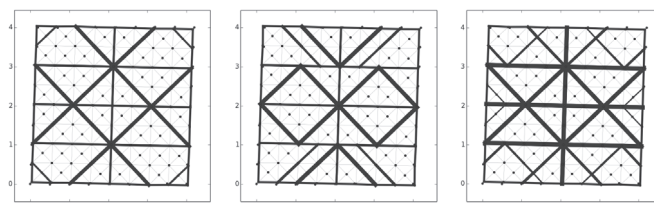
基準モデルに対し, 部材体積を約 3 割に減少させ, 水平方向反力合計を約 9 割に低下させた場合に, 既存上側梁端部せん断力を約 8 割に低減した格子ブロック形状を導出できた。

6. 格子ブロックの枠部の厚さを変えた場合の格子ブロックのトポロジー最適化

前節で行った最適化と同様の最適化を, 格子ブロックの枠部の厚さのみを 2 倍, すなわち 50 mm に変更して行った場合の結果を Table 7 および Fig. 16 に示す。各最適化問題とも 5 個の異なるランダムな初期解から最適化した結果のうち最も望ましい解のみを記載する。最適形状については, いずれの問題においても, 斜めの格子材のうちブロックどうしの結合点 (Fig. 2 の○印節点) と接続する部材の断面が大きくなる傾向がある。この傾向は, 枠部の厚さが 25 mm の場合に比べて顕著である。その理由としては, 本モデルの方が枠の剛性が高く, 少ない格子材で効果的に各ブロックの層間変形に対するせん断剛性を確保することが可能であることが考えられる。

Table 7 Optimization results for thick boundary members of latticed blocks.

Problem No.	V_0 (m ³)	R_0 (kN)	Q_0 (kN)
Problem 0-2	2.318	323.5	142.1
Problem 1-2	0.642	300.0	133.6
Problem 2-2	0.700	302.8	134.0
Problem 3-2	0.700	300.0	122.9



(a) Problem 1-2 (b) Problem 2-2 (c) Problem 3-2

Fig. 16 Optimization results for thick boundary members of latticed blocks.

7. まとめ

本研究で得られた成果は以下の通りである。

- ①格子ブロックに要求されるさまざまな力学性能や部材体積を目的関数と制約条件に与えて最適化を実行することにより, それぞれの設計条件に対して最適な格子ブロック壁の形状が得られる。
- ②部材の軸方向剛性を評価する際に, 厚さと剛性の関係を非線形として, 上限値と下限値の間間的な厚さの部材の剛性を過小評価することによって, 少ない部材の最適形状を求めることが可能である。とくに, 部材体積を目的関数として最小化することにより, 細い部材が少ない解を得ることができる。
- ③本手法を用いることで, 格子ブロックの剛性を確保しながら軽量化を図り, 既存骨組への影響についても考慮した耐震補強格子ブロック壁の格子ブロックの最適化が可能となる。
- ④今後, 既存部材との接触部材の剛性や枠の太さなどの諸条件を, 実状に即したものにしていくことにより, 本手法により得られた格子ブロックの最適形状がより実用的なものになると考えられる。

参考文献

- 1) 栗田康平, 表佑太郎, 江戸宏彰, 古屋則之, 小柳光生, 増田安彦: 小型プレキャストブロックを用いた増設耐震壁工法の開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.139-140, 1998.
- 2) 三輪明広, 荒井豊, 古田島清彦, 菊田繁美, 石岡拓: RPC ブロックを用いた耐震補強工法に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.559-560, 2005.
- 3) 萩尾浩也, 木村耕三, 栗田康平, 増田安彦, 糸日谷剛, 田澤仁: FRP ブロックを用いた増設耐震壁工法の開発, その 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.631-632, 2004.
- 4) 寺内利恵子, 石井映二, 小林 淳, 池田宏俊, 竹崎真一, 草加俊資: プレキャスト部材を用いた既存建築物の耐震補強法, その 1, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.583-584, 1997.
- 5) M. Ohsaki: Optimization of Finite Dimensional Structures, CRC Press, 2010.
- 6) M. Ohsaki: Local and global searches of approximate optimal designs of regular frames, Int. J. Numer. Meth. Engng., Vol. 67 pp. 132-147, 2006.
- 7) 澤田樹一郎, 中村雄治, 松尾 彰: 反復線形計画法を用いた平面ラーメンの最適弾性・塑性設計法, 日本建築学会構造系論文集, No. 485, pp. 117-125, 1996.7
- 8) 古富信太, 山川誠, 上谷宏二: 二段階緩和法に基づく鋼構造骨組の最適離散断面選択法, 日本建築学会構造系論文集, No. 586, pp. 95-100, 2004.12
- 9) M. Ohsaki and T. Nakajima: Optimization of link member of eccentrically braced frames for maximum energy dissipation, J. Constr. Steel Res., Vol. 75, pp. 38-44, 2012.
- 10) 野添順規, 大崎 純, 渡邊 秀和: 有限要素解析と発見的手法によるせん断型鋼板ダンパーの最適化, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 78, No. 689, pp. 1247-1252, 2013.7
- 11) 藤井大地, 原田卓哉, 平田裕一: 骨組の位相最適化手法を用いたリンク機構の創生, 日本建築学会構造系論文集, No. 597, pp. 63-68, 2005.11
- 12) 藤井大地, 谷澤毅: 連続体の位相最適化手法を用いた制震機構の創生, 日本建築学会構造系論文集, No. 619, pp. 73-79, 2007.9
- 13) 日本塑性加工学会: 非線形有限要素法-線形弾性解析から-, コロナ社, 1994.
- 14) Open System for Earthquake Engineering Simulation (Open Sees), PEERC, UCB, 2006. (<http://opensees.berkeley.edu/>) (参照 2015.6.1)
- 15) W. Murray, P. Gill and M. Saunders: User's Guide for SNOPT Version 7: software for Large-Scale Nonlinear Programming. Stanford Business Software Inc., 2008.
- 16) M. Ohsaki, T. Nakajima, J. Fujiwara, F. Takeda: Configuration optimization of clamping members of frame-supported membrane structures, Engineering Structure, Vol. 33, pp. 3620-3627, 2011.

【Appendix】

A.1 初期解の生成方法

各 Problem の初期解を構成する格子材の厚さ (T) を定める設計変数 $\mathbf{x} = (x_1, \dots, x_m)$ の生成方法は, 一様乱数 r_i ($0 < r_i < 1$) を用いた式 (A-1) による。なお, 一様乱数のシードには, 各 problem, 各初期解ごとに異なる値を設定している。

$$x_i = x_L + r_i \cdot (x_U - x_L), \quad (i=1, \dots, 84) \quad (\text{A-1})$$

Fig. A-1 に Problem1 の 5 つの初期解を示す。

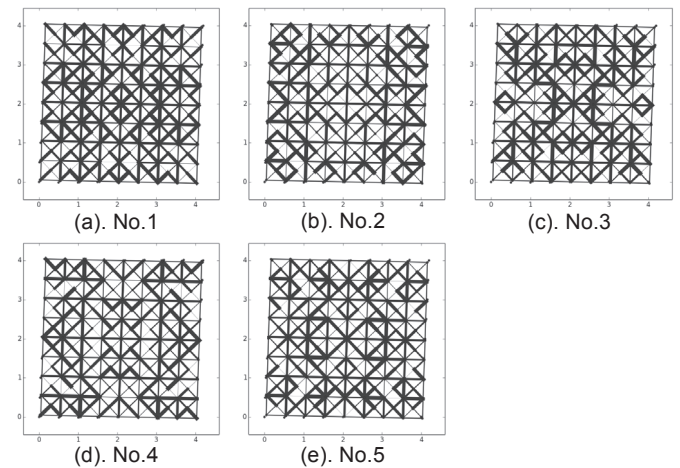


Fig. A-1 Initial solutions of Problem 1.

SHAPE OPTIMIZATION OF LATTICED BLOCKS FOR SEISMIC RETROFIT OF BUILDING FRAMES

Tomohiro MIKAMI^{}, Makoto OHSAKI^{**} and Kotaro FUKUSHIMA^{***}*

^{*} Grad. Stud., Dept. of Architecture, Graduated School of Eng., Hiroshima University, M.Eng.
Structural Eng. Dept., Osaka Head Office, Obayashi Corporation

^{**} Prof., Dept. of Architecture, Graduated School of Eng., Hiroshima University, Dr.Eng.

(Currently, Prof. Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Graduated School of Eng. Kyoto University, Japan)

^{***} Grad. Stud., Dept. of Architecture, Graduated School of Eng., Hiroshima University

Various methods have been developed, including passive dampers and base isolation, for seismic retrofit of building frames. Among them, installation of earthquake-resistant walls to the existing frame is an efficient approach in view of business continuity of an office building. If we construct walls using latticed blocks, we can have much ventilation and transparency compared with the solid walls. However, in the conventional latticed blocks, shapes of members and openings are fixed, and the interaction between the blocks and existing frames is not appropriately incorporated in the process of seismic retrofit.

In this paper, precast latticed blocks are utilized for seismic retrofit of RC building frames. The shapes (topology and stiffness) of the blocks are optimized under various constraints. The total structural volume, the horizontal force under specified interstory drift angle, and shear force of the existing beam are considered in the objective function and constraints.

The seismic resistant wall is constructed by assembling eight latticed blocks, which have the size 1000×2000 (mm). The conventional ground structure method is used; i.e., the locations of nodes and members that can exist are specified, and the thicknesses of lattice members of the block are optimized, while keeping the widths constant. Note that the width and thickness of the boundary members of each block have specified values to prevent removal of such members. A frame analysis program called OpenSees is used for static response analysis.

The lattice members of eight units are classified into m groups to preserve symmetry conditions with respect to the center lines in horizontal and vertical directions. The design variables are thicknesses of members in m groups, and their upper and lower bounds are 100 and 2 (mm), respectively. The members corresponding to the lower-bound thickness after optimization are to be removed. The standard model consists of the lattice members that have thicknesses equal to their upper bounds; accordingly, it has the maximum structural volume. Optimization library called SNOPT Ver.7 is used for optimization. Optimization technique is the sequential quadratic programming, and the sensitivity coefficients are computed using finite difference approach.

It is shown in the numerical examples that various shapes can be found using the proposed method, and the story stiffness is effectively improved, while reducing negative effect on the existing frame members. Assigning nonlinear relation between the thicknesses for calculating the structural volume and axial stiffness is very effective for reducing the number of members with intermediate thickness; thus, we can obtain a realistic optimal solutions.

As a result of optimization, the total structural volume is reduced to 33% of the standard model, while keeping the horizontal force 94% of the standard model. The shear force of the upper beam is reduced to 88% of the standard model; i.e., the reduction ratio is smaller than that of the horizontal force. If we compare the results with the existing frame without latticed wall, the increase ratio of the horizontal reaction force is 2.20, while keeping the ratio for shear force of the beam only 1.81.

(2015年3月10日原稿受理, 2015年6月10日採用決定)