HP 曲面を屋根の形状として採用した骨組膜構造の応力解析

218-003 有川 功祐

1. はじめに

膜材料は、圧縮や曲げの作用には抵抗し得ない材料であるため、建物における屋根面の構造としては、二方向に相反する曲率を持たせて、各々の方向に張力を入れることによって膜面を安定させる HP 曲面は注目されている。また導入する初期張力はたて糸、横糸方向の値をなるべく同程度の値を設定するのが望ましい。一方、膜構造において簡単な曲面以外の複雑な曲面は簡単な式では精度良く膜面の応力を解析することができないために、有限要素法による解析がよく行われている。

本論文では骨組膜構造の屋根面として四辺固定の HP 曲面を成す立体膜構造体を使用し、有限要素法による解析を行い、膜応力度の設計式と有限要素法による数値解析の結果と比較し、設計式の妥当性及び精度を検討する。

2. 既存の設計式

文献 1 についての設計式を以下に示す。以下、等分布荷重で初期状態でのサグのない場合の式について述べる。定着間距離であるスパン L は本論文の解析モデルの短辺方向寸法で、通常膜材のたて糸方向となる。計算式は一方向応力で簡略化し、分布荷重 W に対して、短辺(縦糸)方向の応力のみ外力を抵抗する。C は風力係数、q は速度圧、L は膜材の短辺固定間の距離、Et は膜材料の縦糸方向の引張剛性、Toは初期張力である。膜材が荷重 W を受けて、中央の変位がるになった時、理論上では一様となる膜応力 T は以下の表の式で算出することができる。

表1.既存の設計式。

散計式. $W=C\times q. \qquad V=\frac{W\cdot L}{2}, \qquad H=\frac{W\cdot L^2}{86}, \qquad T=\sqrt{V^2+H^2}+T_0.$	a .	荷重。	垂直成分。	水平成分。	応力。
	設計式.		W·L	$W \cdot L^2$	<u> </u>

文献 1 で用いられている δ の解として、二次関数を用いた理論解が表の式(2)に示され、文献 2 に示された表の式(3)は三角関数を用いた式である。

表2. 二次・三次関数の設計式

↩	二次関数↩	三角関数↩	(
変位 δ ↩	$\delta = \sqrt[3]{\frac{3 \times W \times L^4}{64 \times Et}} (2) \in$	$\delta = \sqrt[3]{\frac{16 \times W \times L^4}{\pi^5 \times \mathcal{B}t}} (3) \in$	*

3. 数值解析

膜応力の設計式の精度を検討するために、有限要素法による 数値解析を行う。膜構造の膜材面の応力や変形については、材 料の異方性に起因する解析上の複雑さに限らず、幾何学的非 線形性を考慮した大変形解析理論が必要となる。本論文では 三角形分割法を用いて膜材のヤング係数による弾性剛性、膜 張力による幾何剛性及び大変形による非線形方程式に基づく 解析理論を使用する。大変形による非線形性に対して、以下に 示すひずみと変位の非線形関係式で対処する。 ε と γ は膜材 のひずみ、u,v,w はそれぞれ $x\sim z$ 方向の変位を示す。

$$\begin{cases} \varepsilon_{x} = \frac{\partial_{u}}{\partial_{x}} + \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{\partial_{u}}{\partial_{x}} \right)^{2} + \left(\frac{\partial_{v}}{\partial_{x}} \right)^{2} + \left(\frac{\partial_{w}}{\partial_{x}} \right)^{2} \right\} \\ \varepsilon_{y} = \frac{\partial_{v}}{\partial_{y}} + \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{\partial_{u}}{\partial_{y}} \right)^{2} + \left(\frac{\partial_{v}}{\partial_{y}} \right)^{2} + \left(\frac{\partial_{w}}{\partial_{y}} \right)^{2} \right\} \\ \varepsilon_{y} = \frac{\partial_{v}}{\partial_{y}} + \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{\partial_{u}}{\partial_{y}} \right)^{2} + \left(\frac{\partial_{v}}{\partial_{y}} \right)^{2} + \left(\frac{\partial_{w}}{\partial_{y}} \right)^{2} \right\} \end{cases}$$
(4)

異方性材料の場合でも応力とひずみの関係は従来

 $\{\sigma\} = [D] \{\epsilon\}$ で示すことが出来るが、応力ひずみマトリックス [D] は以下の式で表せる。

$$[D] = \frac{1}{1 - V_x \cdot V_y} \begin{bmatrix} E_x & E_x v_y & 0 \\ E_y v_x & E & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix}$$
 (5)

解析で使用する三角形要素について、定ひずみ要素と考えると、変位関数 u,v,w を局所座標の 1 次関数のみで表せる。したがって、ひずみと変位の増分関係式として以下の式が得られ、係数マトリックス [B] が節点変位 $\{\delta\}$ に関する線形部分と非線形部分で構成され、非常に煩雑な式で表される。

$$D\{\varepsilon\} = \begin{bmatrix} B \end{bmatrix} d\{\delta\} \tag{6}$$

これらの異方性や非線形性の基づく式を用いて、仮想仕事の 原理を三角形要素に適用すれば、以下の式の有限要素法非線 形方程式を得ることが出来る。

$$[T]^T([K_q] + [K_e])[T] \cdot d\{\delta\} = d\{F\}$$

$$\tag{7}$$

この式における [T] 座標変換マトリックス、d {F} は全体座標における節点変位と節点外力の増分、[Kg] は幾何剛性マトリックス、[Ke] は弾性剛性マトリックスとなる。本論文において、この増分方程式にニュートンラフソンを適用し、各ステップにおける節点の不釣り合い力が十分小さくなるまで繰り返し数値解析を行った。

4. 解析モデル

膜材料の HP 曲面に風荷重が作用した場合について応力・変形解析を行う。解析モデルの形状は異方性材料の 3 つのモデルになる。また、隣接する 2 辺の長さの比は短辺方向の長さを基準にして長辺方向の長さを 1.5、2.0、2.5 倍と変化させた。支持条件は外周の全ての 3 軸方向の変位を拘束して内部の点は全て自由とした四辺固定とした。荷重条件は風荷重を想定して、文献 1 でも用いられている鉛直上向き 0.9kN/m²

の等分布荷重に対して解析を行う。膜材料の材料定数については、ヤング係数がたて糸方向が 1744 N/mm²、横糸方向が 996 N/mm²とし、ポアソン比が縦糸 0.66、横糸 0.38 とし、せん断係数が 63.5 N/mm²と設定する。初期張力として、縦糸方向、横糸方向共に 10 N/mm²を導入する。要素の分割方法は三角形要素を用いる。

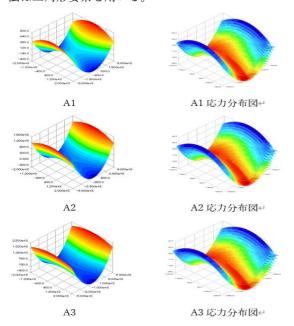


図1 解析モデルと応力分布モデル

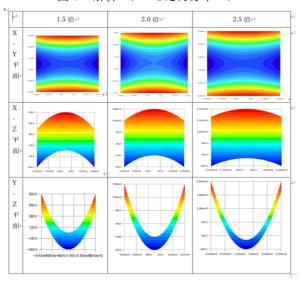


図2 形状モデル一覧

表1. 解析モデル一覧

	異方性材料
四辺固定	A1 (1:1.5)
(比率)	A2 (1:2.0)
(五千)	A3 (1:2.5)

5. 解析結果および考察

図3、図4を見るとすべてのモデルの短辺方向、長辺方向のグラフの形状がほぼ同じであり、全てのモデルの応力の最大解析値を比較すると A3 のモデルにおいて応力の最大解析値を示した。またすべてのモデルにおいて応力の最大解析値は長辺方向で生じているのではなく、短辺方向に生じていること

がわかった。また、図5、6、7、8を見るとすべてのモデルにおいて同じようなグラフの形状を示し、中央部の応力のほうが全体的に端部の応力より大きいことがわかった。また、最大解析値と設計式の値の表2を見ると変位には大きな差があったが、応力の設計式はすべて安全側の値を示していることがわかった。

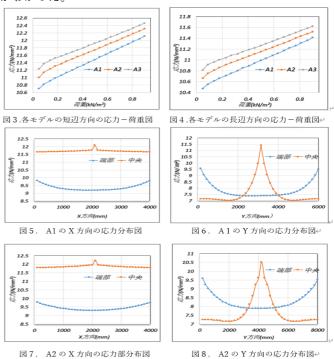


表 2.設計式と解析値の比較

		A1	A2	А3		
変位	設計式	7 6.8(サグなしの参考値)				
(mm)	最大解析值	10.55	10.21	10.01		
	設計式(サグなし)		16.34			
応力	サグあり	14.33	14.56	14.76		
(N/mm²)	最大解析値	12.10	12.31	12.46		

6. まとめ

本論文では非線形有限要素法による数値解析の解析値の応力 と変位を既存の設計式で求められる値と比較した。この既存 の設計式で求められる設計値は参考文献に記載されているも ので算出したものである。

- (1)いずれのモデルにおいても設計式は安全側の値を示している。
- (2)すべてのモデルにおいて中央部分の応力は端部の応力より大きい傾向にあることがわかった。
- (3)中央部の応力はX方向のみ中央部のほうが端部より大きい。

参考文献

(1)国土交通省国土技術政策総合研究所:【膜構造の建築物・膜材料等の技術基準及び同解説】 海文堂.2003 年 (2)【膜構造物設計における膜の弾性理論】.1998 年日刊工業新聞社(3)佐藤拓郎:【四辺固定の二方向曲率を持つ非平面膜の応力計算方法に関する研究】.大阪工業大学 2019 年度卒業論文 (林研究室)

大開孔を設けた RC 造基礎梁の構造性能に関する研究

218-008 伊丹谷 圭吾

1. はじめに

基礎梁には人や資材を通すために、大きな開孔(貫通孔)が必要になる。しかしながら、RC 梁に設けることができる円形開孔の直径は梁せいの 1/3 以下との制約があり、例えば直径 600mm の孔を設けるためには、構造計算の結果にかかわらず 1800mm の梁せいが必要となる。これを合理化し、1/2.5 までの開孔を設けることができるようにするために、図-1 に示すように梁主筋と結合する斜め補強筋等を配筋して補強した梁の曲げせん断実験を実施し、せん断破壊性状等の構造性能を検討した。

2. 実験計画

2.1 試験体

孔周囲の補強は、図-1 に示すように、斜め補強筋、開孔際あばら筋、開孔部あばら筋および軸方向補強筋からる。斜め補強筋は、端部を 90°フックとして梁主筋に引っ掛けることに本構法の特徴があり、いずれの試験体も 2×3-D6 (片側一方向) とし、角度を 60°として配筋した。施工性を考慮して、すべての斜め補強筋を 180°フック付きの重ね継手 150mm (25d) とし、2 分割した。

表-1 に試験体の一覧を示す。試験体は 4 体で、開孔の直径、位置および梁長さ等を実験変数とした。梁断面は各試験体共通で $B \times D = 350 \times 800$ mm とし、試験体 No.51 では梁中央に 340φ(1/2.35)の開孔を配置した。これに対

して, 試験体 No.52 では孔位置を端部に寄せた。試験体 No.53 では端部に寄せるとともに, 梁スパンを 2300mm とし, 梁曲げ降伏先行の破壊モードとした。また, 試験体 No.54 では開孔の直径を 420φ (1/1.90) とし, よい大きな開孔を設けた場合の破壊性状を検討した。

図-2 に試験体 No.51 の梁断面を、図-3 に形状および配筋詳細を示す。梁主筋は上下とも 5-D22(SD390)あるいは 5-D16(SD345、試験体 No.53)とした。一般部のあばら筋は 2-D6@60(Pw=0.30%)とし、これは各試験体共通である。

試験体は両側に加力用のスタブを有する形状とし,スタブの断面は500mm×1000mmとして,主筋5-D22(SD390,ネジフシ),あばら筋2-D10@100を配筋した。

2.2 使用材料

表-2 に試験部分に用いた鉄筋の引張試験結果を示す。 また、表-3 にコンクリートの材料試験結果を示す。試験 体に打設したコンクリートは、粗骨材の最大径 15mm の 普通コンクリートである。生コン車は 2 台とし、それぞ れ試験体 No.51、52 および No.53、54 に打設した。

2.3 加力方法

加力はいわゆる大野式加力とし、加力点および支持点は直径 90 φ の丸鋼を用いてピン支点とした(図-3 中の △▲印)。加力の支点間距離は 1900mm および 2534mm (No.53) とした。加力は正負繰り返し加力とし、正負の



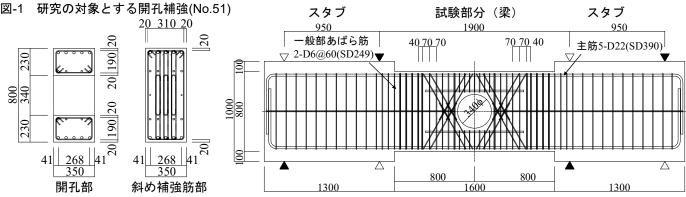


図-2 梁の断面および配筋詳細(単位;mm)

図-3 試験体の形状および配筋詳細(No.51, 単位; mm)

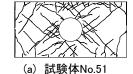
表-2 鉄筋の材料試験結果

		20(1))	I I H- A-DV-II-H > I <		
呼び名	使用筒所	鋼種	降伏応力度	引張強度	ヤング係数
1 O 31	区/11回///	邓門 7里	$\sigma_y(\text{N/mm}^2)$	$\sigma_u(\text{N/mm}^2)$	E_s (N/mm ²)
D22	梁主筋	SD390	416.2	592.1	210400
D16	主筋・軸方向筋	SD345	358.7	538.7	193120
D13	軸方向補強筋	SD295	331.7	475.0	186640
D6	斜め筋・あばら筋	SD295	405.1	508.3	186350

表-3 コンクリートの材料試験結果

試験体	圧縮強度	ヤング係数	割裂強度
武顺14	$\sigma_B({ m N/mm}^2)$	$E_c(N/mm^2)$	$\sigma_t (N/mm^2)$
No.51 No.52	28.0	21640	2.63
No.53 No.54	27.9	21420	2.61

・各試験体の加力日前後の3回の試験の平均値





(b) 試験体No.52

(a) 試験体No.53

(b) 試験体No.54

図-4 ひび割れ状況 (部材角 R=5/1000rad 時) 加力は加力点および支持点の位置を変えることにより行った。

3. 実験結果

3.1 ひび割れ発生状況および破壊経過

図-4 に部材角 R=5/1000rad 時におけるひび割れ状況を示す。試験体 No.51 は梁端部に曲げひび割れが発生し、引き続き孔周囲せん断ひび割れ発生荷重の計算値(Q=120.2kN)とほぼ一致する荷重で孔周囲にせん断ひび割れが発生した。その後、長期許容せん断荷重時には孔周囲のせん断ひび割れが進展し、開孔上下部に曲げひび割れおよびせん断ひび割れが発生した。また、梁端部に曲げせん断ひび割れも発生した。部材角 R=5/1000rad 時には孔周囲のせん断ひび割れおよび開孔上下部のせん断ひび割れが進展し、ひび割れ本数も増加した。R=20/1000rad 時には開孔上下部分のせん断破壊が顕著になった。

これに対して、開孔を端部に寄せた試験体 No.52 のひび割れ経過は No.51 と同様であり、孔位置の影響は認められなかった。また、孔径を大きくした試験体 No.54 は、孔周囲せん断ひび割れ発生荷重の計算値(Q=53.9kN)ではせん断ひび割れは発生せず、長期許容せん断荷重時に発生した。その後の破壊経過は No.51 と同様であった。

一方,曲げ破壊先行の試験体 No.53 は、孔周囲せん断ひび割れ発生荷重の計算値(Q=104.1kN)で孔周囲に斜めひび割れが発生し、梁端部の曲げひび割れも発生した。長期許容せん断荷重時には開孔上下部分に曲げひび割れが発生した。開孔上下部のせん断ひび割れは R=10/1000 rad 時に発生したが、このひび割れは最終までさほど進展しなかった。最終的には梁端部の曲げひび割れが大きく進展し、孔周囲に大きな損傷は認められなかった。

3.2 荷重-変位関係

図-5 に荷重-変位曲線を示す。縦軸は梁せん断力 Q(kN)

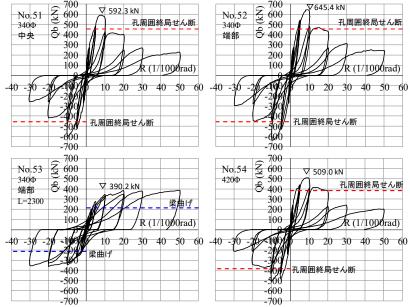


図-5 荷重-変位曲線

を、横軸は部材角 R(1/1000rad)を示す。図中に破線で示したラインは終局耐力の計算値である。なお、いずれの試験体も荷重が 0 付近でスリップ型の履歴曲線を示しているが、これは加力方法の影響であり、除荷して支点位置を変えた際に正荷重時変位から負荷重時変位にいっきに移動したためである。

孔周囲でせん断破壊した試験体 No.51, No.52 および No.54 は R=10/1000rad で最大耐力に達した後急激に荷重 低下した。曲げ降伏先行の試験体 No.53 は, R=10/1000rad 付近で梁主筋が引張降伏した後, R=50/1000rad まで耐力 低下していない。

最大耐力の計算値は、日本建築学会 RC 規準等に準じて計算し、曲げ耐力および孔周囲せん断耐力の小さい方とした。すべての試験体で計算値より実験値が大きくなった。

4. まとめ

梁せいの1/2.35 あるいは1/1.90 の直径の円形孔を有する梁の曲げせん断実験を行った結果,以下のことがわかった。

- (1) 孔周囲でせん断破壊した試験体では、最大耐力の実験値が計算値より大きくなった。
- (2) 曲げ降伏先行の梁は、曲げ降伏した後大きな部材角まで耐力低下は生じなかった。

(宮内研究室)

大開孔を有する RC 基礎梁の構造性能に関する実験的研究

(その1)実験計画および結果

218-015 江向 俊雄

1. はじめに

鉄筋コンクリート(以下、RC という)造建物の基礎梁には、設備配管のメンテナンスを行うために人通孔が設けられる。人通孔の孔径は、容易に人や機材が通れるように、600 mm~750 mm を確保する必要がある。一方、RC 基礎梁に設ける開孔径は、基礎梁せいの 1/3 以下とすることが望ましいとされている 1)。このため、人通孔の孔径を 600 mm とする場合、設計から定まる必要断面にかかわらず、1800 mm 以上の基礎梁せいを確保する必要があり、土工事・躯体工事のコストアップにつながっている。したがって、既製開孔補強製品を用いて、基礎梁せいに対する開孔径の割合を 1/2.5 に緩和し、基礎梁せいが設計から定まる場合においても、必要とする孔径の人通孔を設けることのできる工法の開発が重要となる。本研究は、大開孔を有する RC 基礎梁の構造性能について実験的に検討する。

2. 実験計画

表1に実験変数、図1に開孔部補強筋の詳細を示す。 開孔部の補強筋は、孔際補強筋、開孔補強金物、開孔上 下補強筋および水平補強筋から構成される。孔際補強筋 は、開孔周囲の補強に有効な範囲(図1のC区間)に配置 されるあばら筋であり、開孔部の左右に集中的に配筋さ れる。内リング筋を四角形、外リング筋を八角形とする 開孔補強金物は、梁貫通孔せん断補強材である。開孔部 補強筋比 p_{wo} は、孔際補強筋比 p_{ws} と開孔補強金物比 p_{wd} の和によって表現され、それぞれ(1)式 2)によって定義 する。

$$p_{ws} = \frac{a_s}{b \cdot C}$$
, $p_{wd} = \frac{n_d \cdot a_d \cdot \sqrt{2}}{b \cdot C}$ (1)

【記号】 $a_s: C$ 区間に配筋される孔際補強筋の全断面積, $a_d: C$ 区間に対応する開孔補強金物の計算用断面積, $n_d:$ 開孔補強金物の枚数,b: 梁幅,C: C 区間の長さ(図 1 参照),

また,水平補強筋は開孔部の上下に2本ずつ配置されている鉄筋であり、閉鎖形の開孔上下補強筋は,最外縁主筋と水平補強筋の拘束の役割を有する。

実験変数は、開孔径 H_0 、開孔部補強筋比 p_{wo} および開孔位置であり、これらを組み合わせた計 6 体の試験体が計画された。表 2 に使用した鉄筋の引張試験結果を示す。

図 2 に試験体詳細を示す。試験体は,縮尺 1/2.5 を想定した RC 基礎梁である。梁断面は $_Bb\times_BD=300\times750$ mm,梁の内法スパン長さは $L_0=2250$ mm (内法スパン比 $L_0/_BD=3.0$) とする。

実験は、図3に示すように、建研式載荷装置に試験体を鉛直に設置し、正負漸増繰返し載荷を行う。なお、開 孔部が偏心していない場合でも、試験体の反曲点位置と

表2 鉄筋の力学的特性

種類		降伏点 (N/mm²)	引張強さ (N/mm²)	ヤング係数 (N/mm²)
梁主筋	D16	1036	1137	1.99×10^{5}
水平補強筋	D13	345	504	1.77×10^{5}
開孔補強金物	S10	904	1140	1.93×10^{5}
あばら筋 孔際補強筋 開孔上下補強筋	D10	375	522	1.84×10^{5}

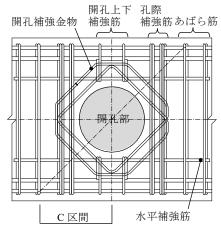
D16: 熱処理品 980N/mm 2 級を使用 D16, S10 : 降伏点は 0.2%オフセット耐力

表1 実験変数

			双 1 天歌?	义 双			
試験体	開孔径 開孔位置	開孔部 補強筋比 <i>pwo</i>	コンクリート 圧縮強度 σ_B (N/mm 2)	孔径 H ₀ (mm)	之較因。 Pwo	開孔位置	備考
No.10		0.84%	37.1	0			孔芯 スパン中央 孔径 $H_0=_BD/3$
No.11		0.84%	37.9	0	0		
No.12		1.04%	36.2		0		孔芯 スパン中央 孔径 H ₀ = _R D/2.5
No.14		1.26%	38.2		0	0	引出 110-BD/2.5
No.18		1.26%	36.9			0	孔縁 梁端から 0.9_BD 孔径 $H_0=_BD/2.5$
No.19		—小開孔 1.26%	37.7			0	孔縁 梁端から 0.9_BD 孔径 $H_0=_BD/2.5$ 小開孔径 $H_1=_BD/6$ 孔間隔 $1.5\cdot(H_0+H_1)$

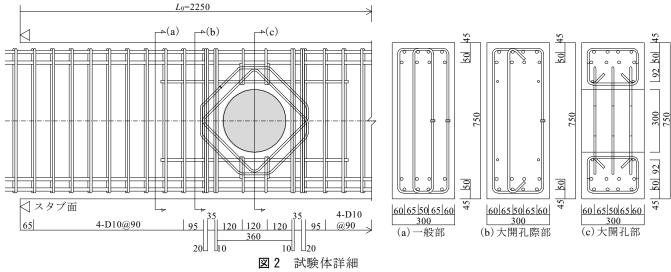
部材形状寸法 _Bb×_BD×L₀=300×750×2250

開孔部補強筋比 $p_{wo}=p_{ws}+p_{wd}$, p_{ws} : 孔際補強筋比, p_{wd} : 開孔補強金物比



C 区間: 孔中心位置と孔中心から 45 度方向 に引いた直線が梁 1 段筋の重心と 交わる位置との軸方向距離

図1 開孔部の補強



ペンタグラフ 上スタブ 回転制御用ジャッキ 反力壁 $_{B}Q = \ddot{Q}_{1} + Q_{2}$ 1935 負載荷◆▷正載荷 \overrightarrow{O}_{I} 試験体 2138

図3 建研式載荷装置

水平力ジャッキ

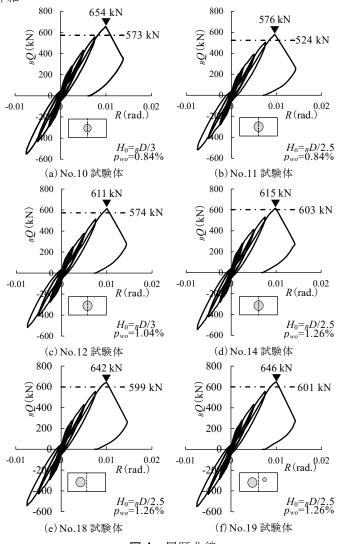
水平力 O_1 の作用線が $125 \, \text{mm}$ 偏心することから、上スタ ブ回転制御用ジャッキによって上スタブの回転を制御し ている。

3. 実験結果とその考察

図 4 に履歴曲線を示す。縦軸は部材せん断力 BO, 横 軸は部材変形角 Rである。また、図中の▼は最大耐力実 験値, 一点鎖線は RC 規準 1)に示される開孔周囲の終局 せん断耐力式用いて算出した結果を示す。全体的に,変 形の増大に伴ってすべり性状が発現する履歴曲線を示し、 開孔径、開孔部補強筋比および開孔位置が履歴曲線に及 ぼす顕著な影響は見られない。また、R=0.01 rad.近傍 で開孔部周囲のせん断破壊により急激に荷重が低下して おり、開孔部周囲のせん断破壊によって最大荷重が決定 されている。最大耐力実験値 / 終局耐力計算値は 1.021 ~1.142 であり、大開孔を有する基礎梁を対象とした場 合でも, 文献 1)の評価式によって実験値を概ね安全か つ精度よく評価できる。

まとめ

大開孔を有する RC 基礎梁の構造性能を検証するため の実験計画を示し、履歴曲線に関する実験結果ついて検 討した。



履歴曲線 図 4

参考文献

- 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 2010
- 村上他:開孔補強金物を用いた大開孔 RC 基礎梁のせん断性 状に関する実験的研究(その1 実験概要), 日本建築学会大会 学術講演梗概集, 構造Ⅳ, pp.25-26, 2017.8

(馬場研究室)

大開孔を有する RC 基礎梁の構造性能に関する実験的研究

(その2)実験結果の考察

218-124 安福 琉馬

1. はじめに

本研究は、前報(その 1)に引き続き、開孔径、開孔部補強筋比 (p_{wo}) および開孔位置が鉄筋コンクリート(以下、RC という)基礎梁の構造性能に及ぼす影響について検討する。

2. 実験結果とその考察

図1に正載荷時における履歴曲線の包絡線を示す。縦軸は部材せん断力 $_BQ$,横軸は部材変形角 $_R$ である。また,図 2 および図 3 は,No.14 試験体を代表して, $_R=1/200$ rad.時の開孔部周囲のひび割れ状況および最終破壊状況を示したものである。以下,図 1 より得られた大開孔を有する $_R$ 基礎梁の構造性能に及ぼす実験変数の

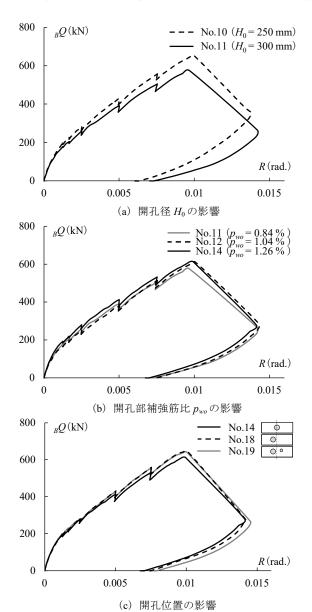


図1 履歴曲線の包絡線(正載荷時)

影響を示す。

【開孔径 Hoの影響】

No.11 試験体 $(H_0 = 300 \text{ mm})$ の最大耐力実験値 $_BQ_{max}$ は、No.10 試験体 $(H_0 = 250 \text{ mm})$ の 0.88 倍程度であり、開孔径 の増大に伴うコンクリートの有効せん断面積が小さくなる影響が見られる。また、曲げひび割れ発生後の第二剛性についても、開孔径の増大に伴って小さくなっている。

【開孔部補強筋比 pwo の影響】

No.11 試験体 ($p_{wo} = 0.84$ %)の $_BQ_{max}$ は、No.12 試験体 ($p_{wo} = 1.04$ %) および No.14 試験体 ($p_{wo} = 1.26$ %)の 0.94 倍程度である。これは, p_{wo} の増大に伴って開孔部領域のせん断耐力は増大するが, $p_{wo} \ge 1.0$ %の範囲ではその効果が小さくなることを意味し,開孔部周辺のコンクリートのせん断破壊によって最大耐力が決定されると考えられる。ただし,曲げひび割れ発生後の第二剛性は, $p_{wo} \ge 1.0$ %の範囲において若干ではあるが p_{wo} の増大に伴って高くなっている。

【開孔位置の影響】

部材中央に大開孔部が位置する No.14 試験体の $_BQ_{max}$ は、部材端部側に大開孔部が位置する No.18 試験体の 0.96 倍程度である。また、No.18 試験体と同じ部材端部側の大開孔部に加えて小開孔 ($H_1=125~\mathrm{mm}$)を有する No.19 試験体の荷重-変形関係は、No.18 試験体との差異がほぼ見られない。これらのことから、大開孔部の偏心や小開孔の配置位置が、RC 基礎梁の構造性能に及ぼす影響は小さい。これは、本実験の範囲における大開孔部の偏心距離や小開孔の配置位置では、大開孔部周囲のコンクリートの有効せん断面積が変化しないためと考えられる。

4. 開孔部周囲のひび割れ幅に関する検討

図 2 に示すように、開孔部周囲に生じるひび割れは、R=1/800 rad.時より開孔部領域の内側に生じる (a) 45 度ひび割れと、 $R=1/400\sim1/200$ rad.時に開孔部の縁に生じる (b) 接線ひび割れの 2 種類の斜めひび割れに支配され、(b) 接線ひび割れの進展により、図 3 に示す開孔部のせん断破壊に至る。一方、使用性確保の観点より、(a) および(b) の斜めひび割れ幅を制御することが求められる。目安とするひび割れ幅の値を「建物外面では $0.2\sim0.25$ mm、建物内面では $0.3\sim0.4$ mm 以下」 11 とする場合、RC 基礎梁に求められるひび割れ幅の使用性確保を目的とした許容値は 0.2 mm となる。ただし、本試験体は大開孔径が300 mm であり、実大の基礎梁の開孔径は最大 750 mm であることを考慮すると、試験体の縮尺は 1/2.5 程度である。したがって、実大のひび割れ幅 0.2 mm に相当する本

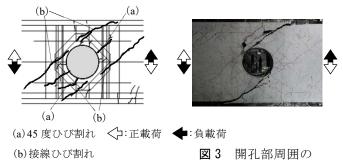


図 2 開孔部周囲のひび 最終破壊状況 割れ状況(No.14 試験体) (No.14 試験体)

実験における許容ひび割れ幅は、ひび割れ幅が試験体の縮尺に比例すると仮定し、0.08 mm と想定する。

図 4 は、R=1/400 および 1/200 rad.時の正載荷時において、除荷時の部材せん断力 $_BQ_{un}$ と (a) 残留平均 45 度ひび割れ幅 W_r および (b) 残留平均接線ひび割れ幅 W_{rd} の関係を示したものである。各ひび割れ幅は、図 4 (c) に示すように、各加力サイクルの最大振幅時の荷重 $_BQ_{max}$ 時、2/3 $_BQ_{max}$ 時,1/3 $_BQ_{max}$ 時および $_BQ_0=0$ 時の順に、クラックスケールによって測定している。ひび割れ幅の測定対象は、各ひび割れが開孔部周囲の各補強筋に達した中で最も大きいひび割れ幅とし、全方向の各計測ひび割れ幅について、最大あるいはそれに最も近い 4 点のひび割れ幅を抽出し、その平均ひび割れ幅を算出する。

また、図中の一点鎖線は、使用性確保を目的とした開 孔周囲の長期許容せん断力 $_cQ_{AOL}$ の算定値であり、RC 規 準 11 に基づいて(1)式により求める。

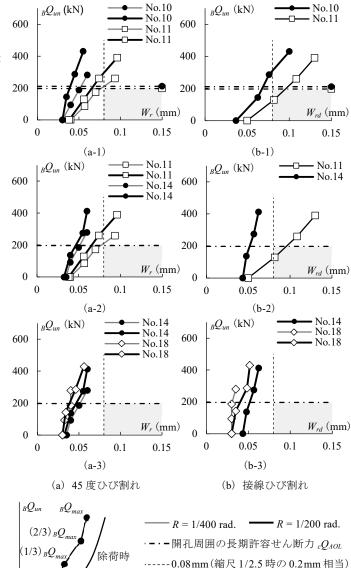
$${}_{c}Q_{AOL} = \left\{ \alpha \ {}_{c}f_{sL} \left(1 - H / {}_{B}D \right) + 0.5_{wo} f_{tL} (p_{wo} - 0.002) \right\}_{B} b \cdot {}_{B}j$$

$$p_{wo} = p_{ws} + p_{wd} \le 0.006$$
(1)

【記号】 α :梁のせん断スパン比による割増係数 $(\alpha = 4/\{M/(Q \cdot d) + 1\}$ かつ $1 \le \alpha \le 2$), f_{sL} : コンクリートの長期許容せん断応力度, H: 開孔径 (mm), $_{BD}$: 梁せい (mm), $_{wofL}$: 開孔部補強筋用長期許容引張応力度で,鋼種にかかわらず 195 N/mm^2 とする, p_{ws} : 孔際補強筋比, p_{wd} : 開孔補強金物比, $_{Bb}$: 梁幅 (mm), $_{Bj}$: 梁の中心間距離 $(=(7/8)_{B}d)$, $_{Bd}$: 梁の有効せい (mm)

以上より、許容ひび割れ幅の範囲外は、除荷時の荷重 BQ_{un} が cQ_{AOL} 以下の範囲において、図中の破線によって 示す許容ひび割れ幅が $0.08~\mathrm{mm}$ 以上となる範囲(図中の 途潰し領域) として定義される。

R=1/200 rad.時において,(a) 45 度ひび割れの幅は,開孔径 H_0 ,開孔部補強筋比 p_{wo} および開孔位置にかかわらず,許容ひび割れ幅の範囲に収まっている。しかしながら,(b) 接線ひび割れの幅は,他の試験体よりも開孔部補強筋比 p_{wo} が小さい No.11 試験体について,許容ひび割れ幅の範囲を超過していることがわかる。これらのことから,許容ひび割れに最も大きな影響を与える因子は p_{wo} であり, $p_{wo} \ge 1.0$ %の場合, p_{wo} が開孔部周囲の終局せ



(c) ひび割れ幅の測定と特記事項

W

図4 ひび割れ幅の検討

ん断耐力に及ぼす効果は小さくなるが、接線ひび割れの幅を許容値内に制御するためには、 $p_{wo} \ge 1.0$ %の開孔部補強筋の配置が必要になると考えられる。また、No.11試験体と比べて開孔補強金物比 p_{wd} の大きいNo.12試験体についても、No.11試験体と同等の接線ひび割れ幅の推移を示すことから、接線ひび割れの拡幅を抑制するためには、孔際補強筋比 p_{ws} を増加させることが有効であると考えられる。

5. まとめ

大開孔を有する RC 基礎梁の構造性能において、荷重 -変形関係および開孔部周囲のひび割れ幅の進展に関す る知見を得た。

参考文献

1) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説,2018 (馬場研究室)

建築の屋根の有効活用方法に関する研究

218-018 大野 陸

1. 研究の目的・社会背景

屋根の上は、人の立ち入り制限をしやすい、都市部で 広い屋外空間を確保しやすい、眺望が良いなどの特徴が ある。これらの特徴を生かして、屋根の上は空調設備、 変電設備、広告塔、ソーラーパネル、ヘリポートの設置 場所としてよく利用される。陸屋根部分を広く確保でき る場合は遊園地、屋上庭園、屋上緑化、休憩・娯楽・飲 食施設、などに利用されている。一方、勾配屋根は人が 常時利用することを想定していないが、勾配を緩くした り階段状にしたりすることで、人が上れるようにした屋 根もある(図 1)。また、屋根は「第五の立面」ともいわ れるように、建築の外観デザインとしても景観要素とし ても重要である。

このように、都市環境、地球環境、都市景観などの諸 問題を解決するために、屋根の上を有効に利用すること は、建築計画、環境計画、景観計画などにおいて重要な 課題となっている。

本研究は、図1のように屋根の上を有効活用した建築の事例を収集・分析し、それらの事例の屋根の機能や効果を読み解くことで、建築の屋根の有効活用を促進することを目的とする。



①UNIQLO PARK「事例 1〕



②屋根の家 [事例 11]





③Hisao & Hiroko Taki Plaza [事例 7] ④近つ飛鳥博物館 [事例 102]図 1 勾配屋根を屋上として活用している建築

2. 研究方法

屋根の上を有効活用した建築の事例を、新建築データや都市緑化機構の屋上・壁面緑化技術コンクール受賞一覧、Google 検索を用いて、屋根や屋上、緑化などの関連ワードを検索し、収集し、各事例の屋根の種類、開放状況、機能などの項目で分類し、屋根の有効活用方法を探る観点で分析する。

3. 屋根の機能の分類

「屋根」は、「建築大辞典」に「建築物の上方に位置し外部に面して空間を覆うもの。雨・雪や直射日光などから人間を守ることが主要な機能となる」とある。一方、「屋上」は「建築学用語辞典」に「屋根の上。通常は人々が出ることのできる陸屋根の部分」、「建築大辞典」では「コンクリート造などの建物で、日常そこに出られるようになっている陸屋根。屋階ともいう」とある。

屋根の上の有効活用をしていると思われる建築事例を 103 例収集した結果、上記の定義にあてはまらない屋根 が見出された。そこで本論では、屋上を屋根の機能の一つで「屋根の上にある、人が出入りすることを想定して 設計された場所」と再定義する(図 2)。この定義は、陸 屋根か勾配屋根かなどの形態は関係がなく、図 1 の例の ように屋根勾配が陸屋根の最大勾配である 1/50 を超える場合でも、人が出入りすることを想定していれば屋上 に分類する。





従来の屋根と屋上の関係

新しい屋根と屋上の関係

図2 屋根と屋上の関係

屋根の機能を ①屋上 ②眺望 ③避難・退避場所 ④公園・遊び場 ⑤設備機器設置 ⑥休憩所 ⑦収益 ⑧集客効果 ⑨緑化 ⑩駐車場 ⑪景観・偽装 ⑫その他 に分類し、表1のように整理した。また、各事例を図3のようにデータシート化した。

以下では紙面の都合上、⑧集客効果 について説明する。

表 1 屋根の上を有効活用している建築事例 (103 例の一部)

事例	建築物名						屋根の)機能					
番号	延架物名	屋上	眺望	避難場所	遊び場	設備機器	休憩所	収益	集客効果	緑化	駐車場	偽装	その他
1	UNIQLO PARK 横浜ペイサイド店	0	0		0		0		0	0			
2	アクロス福岡	0	0			0			0	0		0	
3	壱岐市立一支国博物館	0	0		0	0	0	0		0		0	
4	ふじようちえん	0	0		0								
5	PL学園幼稚園	0			0					0		0	
6	タムリ <u>ン・</u> シティモール	0	0	0	0		0	0	0	0	0		0
7	H Taki Plaza	0	0							0			_
8	くと地の家						0					0	
	MIYASHITA PARA	0	0		0		0	9/	0	- O()			
95	別子銅山紀念館								0	0		100	
96	ターフハウス			_						0		_0	
97	船場センタービル							0					0
98	市川市役所 第1庁舎					0			0	0		0	
99	六本木ヒルズレジデンス	0		0		0							
100	シロイヤホテル	0	0						0	0		0	
101	新美南吉記念館								0	0		0	
	近つ飛鳥博物館	0	0						0				
103	天理駅前広場 CoFuFun	0	0		0		0		0				
	合計	93	61	14	35	56	54	36	69	69	5	22	
	割合	90%	649	14%	34%	54%	52%	359	67%	67%	5%	21%	12

建物名称	U	NIQLO PARK	横	浜ベイサイ	· 店		1
所在地	神奈川県横	洪市全沢区白帆6-5		屋根の種類		屋根の開放状	33
主要用途		店舗		陸屋根	Т	全面開放	C
1911-8	佐藤可士和·藤	本社会建築設計事	S.Fri	勾配屋根		部分開放	I
				その他	ļO	非開放	_
装工年月	2020年3月	屋根の設置物	_		-	の機能	_
敷地面積 (m)	5,159.74	階段	0	屋上	0	1992	C
建築面積(m)	2,964.04	距离·植栽	0	避難・退避場所	L	公園・遊び場	C
延床面積 (m)	5,676.67	进具	0	设值機器设置	L	休憩所	C
建蔽率 (%)	57.44	運動場	L	収益	L	集客効果	C
容積率 (%)	108.82	展望台・休憩所	0	禄化	Ĺ	駐車場	Т
階数 地上/地下(階)	3/0	ソーラーバネル	L	景観・偽装	Ľ	その他	L
最高高さ (mm)	18,390	ヘリポート	L			考	
軒高 (mm)	15,130	19:個機器	L			リアを設定し、	BД
主体構造	S选	工作物	L	を配置している。			
	100%	その他					
製工事 階級や滑り台などの 子供も楽しめる家!	の遊具を組み合わ	つせた屋根は、公園	ŁL	ても一般開放され	ıtı	٠۵,	_
階段や滑り台などの	の遊具を組み合わ	つせた屋根は、公園	1	ても一般開放され	T	1	4
	の遊具を組み合わ	つせた屋根は、公園	2	でも一般情味され	The state of the s	4	

データシート記載項目

[1] 建物名称 [2] データシート番号 [3] 所在地 [4] 主要用途 [5] 設計 者 [6] 施工年月 [7] 敷地面積 [8] 建築而精 [9] 延床而精 [10] 建蕨率 [11] 容積率 [12] 階数 [13] 最高高 さ [14] 軒高 [15] 主体構造 [16] 屋 上率 [17] 階段 [18] 庭園・植栽 [19] 遊具 [20] 運動場 [21] 展望台・休憩 所 [22] ソーラーパネル [23] ヘリポ -ト[24]設備機器[25]工作物[26] その他(16~24の項目以外)[27] 陸 屋根 [28] 勾配屋根 [29] その他 (26・ 27 の項目以外) [30] 全面開放 [31] 部分開放 [32] 非開放 [33] 屋上 [34] 眺望 [35] 避難・退避場所 [36] 公園・ 遊び場 [37] 設備機器設置 [38] 休憩 所 [39] 収益 [40] 集客効果 [41] 緑 化 [42] 駐車場 [43] 景観・偽装 [44] その他 (33~43 の項目以外) [45] 備 考「46] コメント「47] 出典

図 3 データシート[事例 1]

[集客効果]

集客効果とは、屋根の上を一般開放し屋上にする体験型や、屋根の上の設置物を地上から見えるようにする視覚型で、人を魅了する機能のことである。

UNIQLO PARK 横浜ベイサイド店(図 1 ①)は体験型で、地上から上ることができる斜面状の屋根に、階段や滑り台などの遊具を組み合わせて、公園として一般開放し、子供も楽しめる家族で訪れやすい商業施設にしている。もりのみやキューズモール BASE(図 4 ①)も体験型で、屋上にランニングトラックやフットサルコートを設置し、一般開放することで、買い物以外の運動という目的でも訪れることができる商業施設にしている。

南洋堂書店(図4②)は視覚型で、屋上広場にステンレス鏡面仕上げの屋根を設置することで、内部からは都心の風景が、外部からは屋上の気配を映し出すことで、文字のない広告塔として集客効果を生み出している。



[上] ①もりのみやキューズモール BASE [事例 36]

[右] ②南洋堂書店[事例 64]

図4 屋上に集客効果がある建築



4. 屋根の有効活用を促進するうえでの課題とその対策

建築法規・制度上の課題に斜線制限や高さ制限などが ある。

例えば、ペントハウスや高架水槽などの水平投影面積 と、太陽光発電設備の水平投影面積の合計が、建築面積 の 1/8 を超える場合は、それらを最高の高さに算入して いたが、平成 23 年 3 月 25 日付「国住指第 4936 号」において発せられた技術的助言によって、ペントハウスや高架水槽などの水平投影面積と、太陽光発電設備の水平投影面積の合計が、建築面積の 1/8 を超える場合も、ペントハウスや高架水槽などは最高の高さに算入しないことが明確化された。そのため、既に既存建築物のペントハウスや高架水槽などの水平投影面積が建築面積の 1/8 近くを占めており、高さ規制に抵触する場合でも太陽光発電設備を設置できるようになった (図 5)。

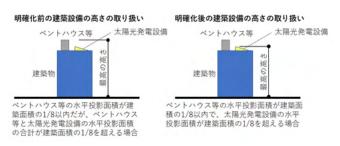


図5 建築設備の高さの取り扱い

また、屋上緑化をすることで、容積率を割増できる場合がある。しかし、現在屋根の有効活用で容積率の割増がされるのは屋上緑化のみである。

5. まとめ

収集した 103 事例の屋根の機能は、①屋上 (93 例) ②眺望 (66 例) ③避難退避場所 (14 例) ④公園・遊び場 (35 例) ⑤設備機器設置 (56 例) ⑥休憩所 (54 例) ⑦収益 (36 例) ⑧集客効果 (69 例) ⑨緑化 (69 例) ⑩ 駐車場 (5 例) ⑪偽装 (22 例) ⑫その他 (12 例) となった。以下に分析結果の一部を示す。

①屋上:全体の約90%を占めており、屋根の上の有効活用には、人が出入りできるかが重要な要素となっていることがわかる。残りの約10%の多くは、屋根全面をソーラーパネルや緑化にしている。

⑨緑化:全体の約67%を占めている。緑化は全面緑化型、 平面芝生型、平面低木型、立体高木型、ビオトープ型、 菜園型に分けられる。既存建築物の屋根を緑化する場合 は、積載荷重や防水処理の問題があるが、それらを解決 する新たな緑化システムの採用例がみられる。

以上のように、多様な屋根の活用方法が見出されたが、 従来の学術的な「屋根・屋上」の定義にあてはまらない 例が見出された。より多様で斬新な屋根の活用方法を、 都市環境、都市景観、地球環境などの諸問題を解決する ために促進するには、これらの事例を参照するとともに、 太陽光発電設備以外での斜線制限や高さ制限の規制緩和 や法改正などをあわせて行い、屋上緑化以外での容積率 の割増や、屋上緑化や太陽光発電設備の導入以外での補 助金や助成金などの補助を受けられるようにすることで、 屋根の有効活用が促進されると考えられる。

(吉村研究室)

関西地域の住宅における適応モデルの提案

218-025 片岡佑仁

1. 背景 目的

人が快適と知覚する温度は季節や地域の気候によって変わる。これは生活している地域に適応しているからだといえる。適応には『生理的適応』、『行動的適応』『心理的適応』の3つが挙げられる¹⁾。

日本の気候は夏は高温多湿で、冬は低温乾燥といった特徴がある。この気候変動が原因で毎年、暑熱、寒冷による健康被害の問題が取り上げられている。発生件数の6~7割は屋内で起こっている。春や秋は気候変動が激しいため、着衣量や室内環境の調整が難しい。この一定ではない季節での快適な居住環境を作ることが重要である。適応モデルとは、外気温度を用いて室内快適温度を予測する統計モデルである。従来の適応モデルは欧米のオフィスを中心としており、日本の住宅における提案は少ない²⁾。また、適応モデルの提案はどれも快適温度と外気温度における提案によるもので、源城の研究³⁾のような説明変数が複数の適応モデルはかなり少ない。

これらのことから本研究では、関西地域における住宅を対象に温熱環境の物理的実測調査と申告調査を同時実施し、関西地域の住宅における快適温度の実態を分析するとともに、適応モデルの開発を行う。また、目的変数である快適温度に対して影響力の強い説明変数を検討する。

2. 研究方法

本研究は住宅におけるリビングの温熱環境の実測調査とアンケート用紙を用いた申告調査を同時実施し、得られたデータから分析を行った。調査期間は2021年6月6日から同年12月9日までであり、関西地域の住宅7世帯(大阪5世帯、兵庫1世帯、京都1世帯)で行われた。測定調査では、小型測定機器を用いて室内気温や室内相対湿度等を10分間隔で自動測定した。センサーの設置高さは床から約1.0m(±0.1m)とし、直射日光の当たらない場所に設置してもらうよう依頼した。図1に測定風景を示す。また外気温、室外相対湿度等については気象庁が公開している気象台データを利用した。申告調査では、申告時の調査対象者の状態について対象者の都合が合う日の都合が合うタイミングに可能な回数(1日最大4回)申告するものとした。得られた申告数は1,199個だった。本研究で主に利用した寒暑感の尺度を表1に示す。

適応モデルを作成するには、Excel のデータ分析から回帰分析を用いて、分析を行った。



図1 測定風景

表1 寒暑感尺度

尺度	寒暑感
1	非常に寒い
2	寒い
3	少し寒い
4	どちらでもない
5	少し暑い
6	暑い
7	非常に暑い

3. 結果·考察

3.1 快適温度の実態

図2に全調査対象住宅における快適温度の分布を示す。 平均快適温度は 24.6℃で、25℃以上 28℃未満の割合が全 体の半分を占めている。夏期のデータが多い分このような 結果になっているが、秋期から冬期の少ないデータでも快 適温度が変化しているという結果が 24℃未満の分布傾向 から分かる。

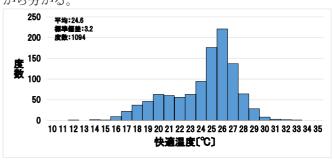


図2 快適温度の分布

3.2 単変量の適応モデルの作成

外気温を用いた全データにおける適応モデルを図3に、 移動平均外気温度を用いた全データにおける適応モデル を図4に示す。得られた適応モデルは以下の通りであった。

$$T_c = 0.381 T_o + 16.4 \text{ (n=1088, R}^2 = 0.659, p < 0.001)$$
 (1)

$$T_c = 0.424 T_{rm} + 15.4 \text{ (n=1094, R}^2 = 0.616, p < 0.001)$$
 (2)

式(1)より回帰係数の値から、外気温が 2.5℃上昇すると 快適温度が約1℃上昇することが分かる。また式(2)においても回帰係数の値から、移動日平均外気温が 2.5℃上昇すると、快適温度が約1℃上昇することが分かる。これらの 適応モデルより、外気温の上昇に伴う快適温度の結果から 説明変数はどちらでも変わらない結果となった。また、ど ちらも外気温上昇に応じて快適温度が緩やかに上昇して いく変化があることが分かった。

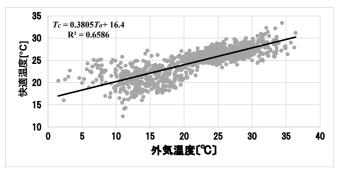


図3 快適温度と外気温度の関係

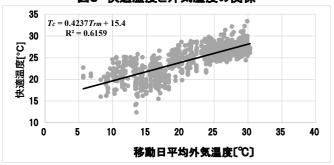


図4 快適温度と移動日平均外気温度の関係

3.3 多変量の適応モデルの作成

快適温度に対して影響力のある説明変数を抽出するために、標準化偏回帰係数を求めた。表2に全説明変数における重回帰分析の結果を示す。この結果から再度多変量の適応モデルを作成する。標準化偏回帰係数の比較によって得られた適応モデルは以下の通りであった。

$$T_c$$
=0.264 T_o -0.00005 C +0.008 RH_o +0.319 HR_i +14.7 (n=791, R²=0.708) (3)

 $T_c = 0.127 T_{rm} + 0.0001 C + 0.178 T_{od} + 0.306 HR_i + 14.3$

$$(n=791, R^2=0.712)$$
 (4)

式(3)より、回帰係数の値から、全ての説明変数の値が 1 上昇すると、快適温度が約 0.6 企上昇する。また式(4)においても回帰係数の値から全ての説明変数の値が 1 上昇すると、快適温度が約 0.6 企上昇することが分かる。

表2 全説明変数の偏回帰係数と標準化偏回帰係数

項目	偏回帰係数	標準化偏回帰係数	度数
切片	22.8487	-	
T_{rm} :移動日平均外気温 $(^{\circ}C)$	0.0743	0.1355	
RH _i :室内相対湿度 〔%〕	-0.2724	-0.9554	
$C: CO_2$ (ppm)	0.0008	0.1244	
RH。:室外相対湿度〔%〕	0.0090	0.0374	791
T_{od} :日平均外気温($^{\circ}$ C)	0.0624	0.1255	131
HR _i : 重量絶対湿度(室内) [g/kg]	1.3610	1.4374	
HR。: 重量絶対湿度(室外) [g/kg]	-0.0699	-0.1041	
HR_{rm} :移動日平均重量絶対湿度(室外) [g/kg]	-0.0813	-0.1118	
clo:着衣量 (clo)	-1.1269	-0.0831	

3.4 多変量の適応モデルにおける快適温度

大阪市の7月3日~11月30日の日平均データを式(3)、(4)の変数に代入し、快適温度を算出する。図5に快適温度の算出結果を示す。式(4)における快適温度が7月3日~10月中旬の急な下降変動に至るまでの期間では、式(3)の快適温度より少し高いことが分かる。しかし、その後の快適温度は、2つの適応モデルのどちらともほとんど差がなく、日変動も似たような傾向となっている。



図5 式(3)(4)における快適温度の日変動

3.5 既往研究の適応モデルと比較

多変量の適応モデルは回帰線を用いた比較ができないため、3.4と同様の気象データを用いて快適温度を算出する。図6に既往研究と本研究の快適温度の算出結果を示す。源城 3 の適応モデルに大阪の日平均データを代入した快適温度を既往研究(1)、長崎の日平均データを代入した快適温度を既往研究(2)とする。式(4)と既往研究(1)を比較すると、快適温度が 10月中旬の急な下降変動に至るまで、式(4)が既往研究(1)よりも快適温度の値が約1 $^{\circ}$ C高いことが分かる。しかし10月中旬以降では式(4)の快適温度の変動幅が大きいものの、ほとんど差異はない。式(4)と既往研究(2)を比較すると、日ごとの快適温度に差があることが分かる。つまり、大阪と長崎の地域差における住環境に対する適応に違いがあることが分かる。



図6 既往研究と本研究の快適温度の日変動

4. まとめ

本研究では関西地域の住宅6世帯でフィールド調査を実施し、以下の知見が得られた。

- 1. 単変量の適応モデルにおいて、外気温の上昇に伴う快 適温度の結果から説明変数はどちらでも変わらない 結果となった。
- 2. 多変量の適応モデルの比較から快適温度の変動には 地域差が関わっている。

参考文献

- 1) Michael A Humphreys:適応を考慮した熱的快適性の原理、空気調和・衛生工学会近畿支部国際学術交流講演会、空気調和・衛生工学、第83巻、第6号、pp.413-419、2008.10.17
- 2) リジャル H.B.: 日本の住宅における適応モデルの提案、日本建築学会、環境工学委員会、熱環境運営委員会、第 45 回熱シンポジウム、pp73-80、2015.10.31-11.1
- 3) 源城かほり:温暖地である長崎県内の住宅における快適温度と適応モデルに関する研究、日本建築学会環境系論文集、第85巻、第774号、pp.603-613、2020.8

加熱冷却後における拘束コンクリートの応力度ーひずみ度関係の推定

(その1)試験計画および結果

218-027 金丸 裕哉

1. はじめに

鉄筋コンクリート(以下, RC という)構造物が火災を 受けた場合, RC 柱は軸力保持の観点から, 被災後の残存 軸耐力を評価することが重要である。しかしながら,加 熱冷却後におけるコンクリートの応力度-ひずみ度関係 に関する既往の研究において, 横拘束されたコンクリー トに関する試験データ数が少なく、加熱冷却後の RC 柱 の残存構造性能の評価法が確立されるに至っていない。

本研究は、有限要素(FEM)解析による加熱冷却後にお ける RC 柱の残存構造性能の評価において、コンクリー トの応力度-ひずみ度関係をモデル化するために、帯筋 により拘束されたコンクリート(以下,拘束コンクリート という)の加熱冷却後におけるコンクリートの残存応力 度-ひずみ度関係の推定法について検討する。

2. 試験計画

供試体は、コンクリートの呼び強度を F-21(水セメン ト比 W/C=59%)とし、経験最高温度 T=200、400、600 および800 ℃と帯筋比p_w=0,0.2 %を試験変数とし,各 試験変数とも 2 体の供試体を実施するための 16 体に加 えて、各帯筋比に非加熱とする基準供試体2体を含む計 18 体が計画された。供試体は断面が 205×205 mm, 高さ が500 mm の角柱供試体である。組立帯筋は2-D6(SD295) を使用し, 圧縮試験において, 供試体端部の圧壊を防止 するために、供試体の上下端部 70 mm の区間の帯筋は密 に配筋されている。供試体はコンクリートの打設後,7日 間の養生を経て脱型し、含水率が平衡状態になるまで空

気養生を行った。表 1 に使用材料の力学的特性を示す。

全供試体とも、コンクリート表面の含水率が 3.0~ 4.0%程度(平均値3.3%)の平衡状態を確認した後、大型 電気炉による加熱試験を実施した。加熱試験は、図1に 示すような加熱温度曲線にしたがって, 供試体中央部の 内部温度が所定の温度に達するまで加熱を行い、供試体 の内部温度を均一にするために最高加熱温度を 30 分間 保持した後, 自然放冷を行った。なお, 加熱速度はすべ ての供試体において 50 ℃/min とした。図 2 に示すよう に、加熱試験における内部温度の計測のため、各 T につ いて1体の供試体中央部に温度計測用の熱電対が配置さ れている。また, 角柱供試体の側面のみを加熱するため に、供試体上下面および非試験区間である供試体側面の 上下端部 70 mm にグラスウールによる耐火被覆を行う。

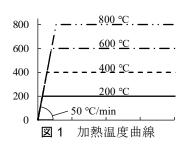
加熱試験終了後, コンクリートの残存圧縮強度が最も 低くなるよう放冷期間を $45\sim60$ 日間と想定し、その後、 2000 kN 万能試験機によって単調軸圧縮試験を実施した。 圧縮試験は、残存圧縮強度 $_{c}\sigma_{CBF}$ の 1/3 に強度低下するま で行う。荷重は、下端に設けた 2000 kN のロードセルに よって測定する。軸ひずみ度は、角柱供試体の各側面に 変位計を設置し、得られた縮み量を載荷板の重心間距離 で除して算出した。

加熱試験結果

図3に角柱供試体の加熱試験結果を示す。縦軸は加熱 温度 T, 横軸は経過時間 t である。いずれの加熱温度に

表1 使用材料の力学的特性

N/mm² 材料	降伏強度 σ _ν	引張強さ σ _u
帯 D6 (SD295)	358	517
N/mm² 材料	ヤング係数 Æ	上 圧縮強度 ε σ _B
コンクリート F_c 21	22688	30.9



35

30

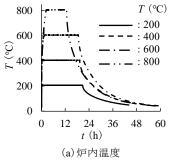


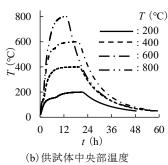
グラス ウール 角柱 供試体 大型

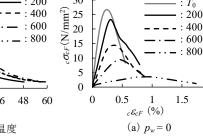
熱電対

図 2 加熱試験

電気炉







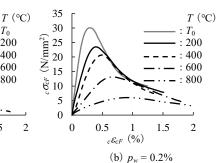


図3 角柱供試体の加熱試験結果

加熱冷却後における角柱供試体の圧縮試験結果

200

400

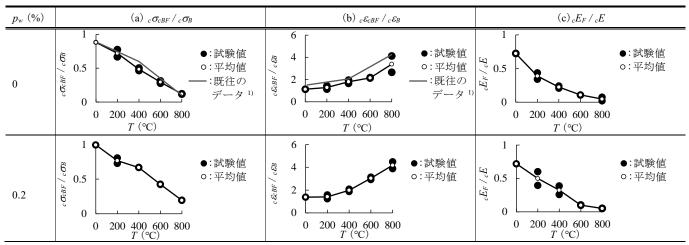


図5 コンクリートの応力度ーひずみ度関係を構成する各因子の加熱冷却後の力学特性

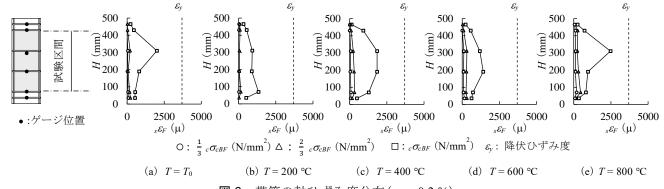


図 6 帯筋の軸ひずみ度分布 (pw = 0.2 %)

おいても、100 ℃前後において、コンクリート中の水分が気化するため平衡状態となる傾向がみられた。

4. 圧縮試験結果とその考察

図4に加熱冷却後における供試体の残存圧縮応力度と 残存圧縮ひずみ度の関係を示す。縦軸は残存圧縮応力度 $c\sigma_{cF}$, 横軸は残存圧縮ひずみ度 $c\varepsilon_{cF}$ である。帯筋の有無に かかわらず,経験最高温度 Tの上昇に伴って, $c\sigma_{cBF}$ と残 存ヤング係数 cE_F は低下し, $c\varepsilon_{cBF}$ は増加する傾向が見ら れる。なお, cE_F は, $c\sigma_{cBF}$ の 1/3 の点から求まる割線弾 性係数によって定義する。

5. 応力度-ひずみ度関係を構築する要素に及ぼす帯筋 比の影響

図 5 は、コンクリートの応力度 - ひずみ度関係を構成する因子として、圧縮強度、圧縮強度時ひずみ度およびヤング係数に着目し、各因子の加熱冷却後の力学的特性を示したものである。縦軸は、残存圧縮強度 $c\sigma_{CBF}$ 、残存圧縮強度時ひずみ度 cE_{CBF} 、および残存ヤング係数 cE_{F} を、おのおのシリンダーの圧縮強度 $c\sigma_{BF}$ 、圧縮強度時ひずみ度 cE_{B} およびヤング係数 cE で無次元化した値である。横軸は経験最高温度 T である。なお、試験データ数が少ないことから、帯筋比 $p_{W}=0$ の場合の残存圧縮強度 $c\sigma_{BF}$ および残存圧縮強度時ひずみ度 cE_{BF} に関する既往の試験データ 1 をあわせて示す。図 5 (a) より、 $c\sigma_{CBF}$ は常温 T_{0} から

800 °Cまでほぼ直線的に低下しているのに対して, $c \mathcal{E}_{CBF}$ は,図 $\mathbf{5}(\mathbf{b})$ に示すように,Tに伴って放物線状に増大している。一方,図 $\mathbf{5}(\mathbf{c})$ より, $_c E_F$ は Tに伴って放物線状に減少している。帯筋の有無に着目すると,残存圧縮強度の低下の度合いに帯筋の影響は小さく,残存圧縮強度時ひずみ度の増加度に帯筋の影響があり,残存ヤング係数の低下の度合いに帯筋の影響 $(T \leq 600$:あり,T > 600:小さい)がある。

図 6 に帯筋の軸ひずみ度分布を示す。縦軸は供試体底面からの帯筋位置 H,横軸は帯筋の軸ひずみ度 $_{sEF}$ である。いずれの供試体とも,供試体中央部が凸となる軸ひずみ度分布を示しており,帯筋による拘束効果が認められる。

6. まとめ

本報は、加熱冷却後における拘束コンクリートの残存 応力度-ひずみ度関係を評価するための試験計画および その結果について示し、拘束コンクリートの力学的特性 におよぼす経験最高温度および帯筋比の影響についての 知見を得た。

参考文献

1) 野上翔太郎他:加熱冷却後における角柱供試体のコンクリート 構成則の推定,日本建築学会大会学術講演梗概集,pp.231-232, 2021.9

(馬場研究室)

加熱冷却後における拘束コンクリートの応力度ーひずみ度関係の推定

(その2)残存圧縮応力度-残存圧縮ひずみ度関係の推定

218-021 奥 爱里沙

1. はじめに

本研究は,前報(その 1)で示された試験結果に基づいて,帯筋により拘束されたコンクリート(以下,拘束コンクリートという)の加熱冷却後における残存圧縮応力度ー残存圧縮ひずみ度関係について検討し,その評価を試みる。

2. 拘束コンクリートの残存圧縮応力度-残存圧縮ひず み度関係のモデル化

孫・崎野モデルは、Sargin の提案式²⁾である(1)式を採用している。

$$Y = \frac{EX + (D-1)X^2}{1 + (E-2)X + DX^2} \tag{1}$$

$$X = {}_{c}\varepsilon_{c}/{}_{c}\varepsilon_{cB}$$
, $Y = {}_{c}\sigma_{c}/{}_{c}\sigma_{cB}$

$$E = {}_{c}E_{0} \cdot {}_{c}\varepsilon_{cB} / {}_{c}\sigma_{cB}$$
, $D = f({}_{c}\sigma_{B}, \sigma_{re}) > 0$

ここで、 $_cE_0$ はコンクリートの始源剛性である。**表 1**に (1) 式と常温時の拘束コンクリートのパラメータの関係を示す。

拘束コンクリートの圧縮強度 $c\sigma_{CB}$ は、(2)式による。

$$c\sigma_{cB} = {}_{c}\sigma_{B} + k_{e} \cdot \sigma_{re}$$

$$= {}_{c}\sigma_{B} + k_{e} \cdot \frac{1}{2}\rho_{h} \cdot \sigma_{hs} \left(\frac{d''}{C}\right) \left(1 - \frac{s}{2D_{h}}\right)$$
(2)

一方,拘束コンクリートは,無拘束コンクリートと比較して,その圧縮強度のみならず圧縮強度時ひずみ度も大きくなることから,拘束コンクリートの圧縮強度時ひずみ度 $_{cEB}$ の上昇量も,圧縮強度の場合と同様にシリンダーの圧縮強度時ひずみ度 $_{cEB}$ に対する上昇量として, (3)式で算定する。

$$\frac{c\varepsilon_{cB}}{c\varepsilon_B} = \begin{cases} 1 + 4.7(K - 1) & K \le 1.5\\ 3.35 + 20(K - 1.5) & K > 1.5 \end{cases}$$
(3)

$$K = \frac{c\sigma_{cB}}{c\sigma_{R}}$$

拘束コンクリートの圧縮応力度-圧縮ひずみ度関係の 応力下降域の勾配係数を表す(1)式中の D は,実験結果 を重回帰分析することによって求められた α , β および γ の係数を用いて, (4)式によって求められる。

$$D = \alpha + \beta \cdot {}_{c}\sigma_{B} + \gamma \sqrt{\sigma_{re}}$$

$$\alpha = 1.50, \ \beta = -1.7 \times 10^{-2}, \ \gamma = 1.60$$
(4)

なお、以上の記号については、図1を参照されたい。

3. 拘束コンクリートの残存圧縮応力度-残存圧縮ひず み度関係の評価

前報(その 1)の加熱冷却後の圧縮試験より得られた拘束コンクリートの残存圧縮応力度 $c\sigma_{cF}$ 一残存圧縮ひずみ度 $c\varepsilon_{cF}$ 関係を構成する各因子の特性をまとめると,以下の通りとなる。

- 1) 残存圧縮強度 $c\sigma_{CBF}$ は, 経験最高温度 T の増大に伴ってほぼ直線的に減少する。
- 2) 残存圧縮強度時ひずみ度 $c \mathcal{E}_{cBF}$ は、T の増大に伴って 放物線状に減少する。
- 3) 残存ヤング係数 $_{c}E_{F}$ は、T の増大に伴って放物線状に減少する。

以上より、Tと $_c\sigma_{cF}$ - $_c\varepsilon_{cF}$ 関係を構成する各因子の特性は、上述の圧縮試験結果に基づいて、 $_c\sigma_{cBF}$ は直線、 $_c\varepsilon_{cBF}$ および $_c\varepsilon_{cF}$ は放物線によって近似し、これらを係数 $_c\varepsilon_{cF}$ - $_c\varepsilon_{cF}$ 関係を構成する各因子は、 $_c\varepsilon_{cF}$ - $_c\varepsilon_{cF}$ -

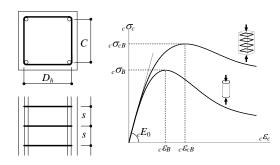
表 1 (1)式のパラメータ

	Y	X	Е	D
$_{c}\sigma_{cB}$	0		0	0
$_{c}\mathcal{E}_{cB}$	0	0	0	
$_{c}E_{0}$	0		0	
D _w	0	0	0	0

cσ_{cB}: 拘束コンクリートの圧縮 強度

cε_B: 拘束コンクリートの圧縮 強度時ひずみ度

 $_{c}E_{0}$: 始源剛性 p_{w} : 帯筋比



【記号】 $_{c}$ $_{c}$ $_{c}$: コンクリートの圧縮ひずみ度, $_{c}$ $_{c}$ $_{c}$ $_{c}$: コンクリートの圧縮応力度, $_{\sigma_{re}}$: 有効側圧因子, $_{k_{e}}$: 拘束係数(=23), $_{c}$ $_{\sigma_{B}}$: シリンダーの圧縮強度, $_{\rho_{h}}$: 帯筋の体積比, $_{\sigma_{hs}}$: コンクリートの圧縮強度時の帯筋に生じる実際の引張応力度 (帯筋の降伏点 $_{\sigma_{hy}}$), $_{d}$ ", $_{c}$ こそれぞれ帯筋の公称直径と有効横支持長さ, $_{s}$ $_{s}$ $_{h}$: 帯筋の間隔および芯々間距離

図 1 記号

源剛性 $_{c}E_{0}$ の評価は、文献 1) による。

$$c\sigma_{cBF} = k_0 \cdot c\sigma_B$$

$$k_0 = -0.001T + 1.0$$
(5)

$$_{c}\varepsilon_{cBF} = k_{1} \cdot _{c}\varepsilon_{B} = k_{1} \left\{ 0.93 \left(_{c}\sigma_{B} \right)^{1/4} \times 10^{-3} \right\}$$
 (6)

$$k_1 = (0.004T^2 - 0.6T + 1000) \times 10^{-3}$$

$${}_cE_F = k_2 \cdot {}_cE_0 = (0.008T^2 - 18T + 10000) \times 10^{-4}$$

$$\times \left(\left(0.699 + 0.332 \times \sqrt{c\sigma_B} \right) \times 10^4 \right) \tag{7}$$

上記に加えて、応力下降域の勾配が加熱による影響を受けることから、前述の孫・崎野モデルにおいて、Y、X、E および D に及ぼす T の影響を考慮する必要がある。

1) $Y(残存圧縮強度 c\sigma_{cBF})$ に及ぼすTの影響

Yは、 $_{c}\sigma_{cBF}$ によって決定される。 $_{c}\sigma_{cBF}$ は、(2)式および加熱による影響を考慮した(5)式を用いて、(8)式により推定する。

$${}_{c}\sigma_{cBF} = k_{0} \cdot {}_{c}\sigma_{B} + k_{e} \cdot \sigma_{re}$$

$$K = \frac{{}_{c}\sigma_{cBF}}{{}_{c}\sigma_{B}}$$
(8)

2) X(残存圧縮強度時ひずみ度 $\epsilon \epsilon_{CBF}$)に及ぼす T の影響 X は、 $\epsilon \epsilon_{CBF}$ によって決定される。 $\epsilon \epsilon_{CBF}$ は、(3) 式および 加熱による影響を考慮した(6) 式を用いて、(9) 式により 推定する。

$$\frac{{}_{c}\varepsilon_{cBF}}{k_{1} \cdot {}_{c}\varepsilon_{B}} = \begin{cases} 1 + 4.7(K - 1) & K \le 1.5\\ 3.35 + 20(K - 1.5) & K > 1.5 \end{cases} \tag{9}$$

3) E(ヤング係数上昇率) に及ぼす <math>Tの影響

E は、始源剛性 $_cE_0$ 、 $_c\sigma_{cBF}$ および $_c\varepsilon_{cBF}$ の因子によって決定される。 $_cE_F$ は、 $_cE_0$ に本試験結果より得られた残存ヤング係数の加熱特性を考慮した係数 $_k$ を用いて、(7)式より求められる。

4) D(応力下降域の勾配)に及ぼす影響

拘束コンクリートの応力下降域の勾配係数を表すDは、(4)式に本試験結果より得られたTの影響を表す係数 k_3 を用いて、(10)式により推定する。

$$D = k_3 (\alpha + \beta \cdot {}_c \sigma_B + \gamma \sqrt{\sigma_{re}})$$

$$k_3 = 1 - T/1200$$
 (10)

4. 試験値と推定式による算定結果の比較

図 2 は、加熱冷却後における拘束コンクリートの圧縮 試験結果と前述の方法によって算定された推定値を比較 したものである。縦軸は拘束コンクリートの圧縮応力度 (経験最高温度 $T=T_0$ の場合 $c\sigma_c$, $T>T_0$ の場合 $c\sigma_c$),横 軸は拘束コンクリートの圧縮ひずみ度 ($T=T_0$ の場合 $c\varepsilon_c$, $T>T_0$ の場合 $c\varepsilon_c$)である。拘束コンクリートの残存圧縮 応力度一残存圧縮ひずみ度関係の応力上昇域について, 推定値は概ね試験値を若干の過大評価を与え,T=400 では $c\sigma_c$ BF を過小評価している。また, cE_F については,Tにかかわらず若干の過大評価を与えており,それに伴っ て,残存圧縮強度時ひずみ度 $c\varepsilon_c$ BF を過小評価する傾向が

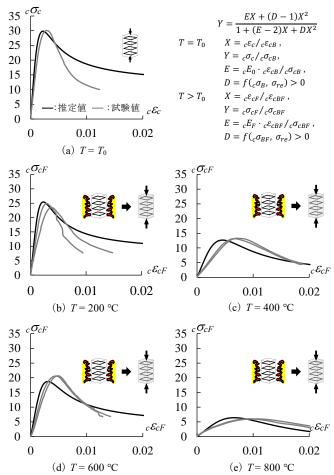


図2 試験値と推定値の比較(帯筋比 pw = 0.2 %)

見られる。一方,応力下降域の勾配について,推定値は,T=600 $^{\circ}$ Cで比較的良好に試験値を表現しているものの,T<600 $^{\circ}$ Cの範囲では,Tが小さくなるにつれて試験値を過小に評価し,T>600 $^{\circ}$ Cの範囲では,逆に試験値を過小評価する結果を示している。

今後の課題として、試験データをさらに蓄積をするとともに、応力上昇域については、圧縮強度時ひずみ度 $_c\varepsilon_c$ と始源剛性 $_cE_0$ の評価方法、応力下降域については、勾配係数 $_D$ を再検討する必要がある。

5. まとめ

既往の研究および前報(その 1)で示した本試験結果に基づいて、加熱冷却後における拘束コンクリートの残存 圧縮応力度-残存圧縮ひずみ度のモデル化を提案し、試験値との比較により今後の課題を得た。

参考文献

- 1) 崎野健治,孫 玉平:直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係,日本建築学会構造系論文集 第461号,95-104,1994年7月
- Sargin, M., Ghosh, S.K. and Handa, V.K., "Effects of Lateral Reinforcement upon the Strength and Deformation Properties of Concrete," Magagine of Concrete Research, Vol23, June-September 1971, pp.99-110

(馬場研究室)

一方向ネスティングの活用手法に関する基礎研究

218-031 河井 裕哉

1. 背景・目的

屋外の CFD 解析では検討対象建物の周囲を含めた広範囲な領域で解析を行う必要がある。特に構造格子を扱う場合に細分化したい箇所で格子分割を増やすと、他の箇所の格子も細分化されるため計算時間が長くなる。そこで、全体領域内の局所領域だけを細分化する方法としてネスティングがある。ネスティングには局所領域内外を交互に解析する方法と、全体領域を解いた後に局所領域との境の情報を引継いで局所領域内だけを解析する方法がある。ここで、後者を一方向ネスティングと定義する。この一方向ネスティングは2度の解析が必要となる代わりに、2度目の解析では格子数を大幅に削減することが可能である。

例えば、検討対象建物の開口位置を変更して多数解析する場合には、検討対象建物よりもある程度大きい局所領域をネスティング領域として設定することで、全体領域での解析を繰り返す必要がなくなり時間短縮が期待できる。しかしながら、一方向ネスティングの適用法について系統的に整理された知見はあまり見られない。

本研究では一方向ネスティングの活用について基礎的知見を得ることを目的とする。CFD解析には(株)アドバンスドナレッジ研究所製のFlowDesigner2021を使用する。

2. 一方向ネスティング用局所領域サイズに関する検討

ネスティング用の局所領域はあまり小さすぎると検討対象建物前面の逆流域及び背面の後流域を切断することとなり、CFD解析が収束しない可能性がある。本検討では建物前面及び背面について、どの程度の領域を確保すれば全体領域で解析した場合と遜色ない流れ場となるかについて検討する。

2.1 解析概要

はじめに、解析領域にネスティング領域を数ケース用意して全体領域での解析を行う。基準ケースを(x)21m,(y)21m,(z)21mのネスティング領域とし、ネスティング領域での解析が全体領域での解析に比べて結果に違いが見られなければネスティング領域を縮小していく。解析モデルを図 1、解析条件を表 1、解析ケースを表 2 に示す。

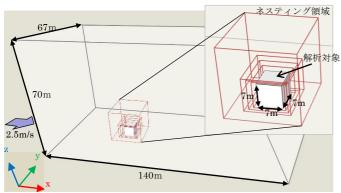


図1 解析モデル

表 1 解析条件

解析領域	$(x)140m\times(y)67m\times(z)70m$
風速	2.5 m/s(基準高さ 10 m、 α = 0.25)
収束判定(速度変動)	10.8 (計算回数 1,500 回)
格子数	$10,462,122(\Delta x297 \ \Delta y206 \ \Delta z171)$

表 2 解析ケース

2 - /1 / / /							
	サイズ	格子数					
ケース 1(基準)	$\hbox{(x)}21\hbox{m}\times\hbox{(y)}21\hbox{m}\times\hbox{(z)}21\hbox{m}$	$2,671,800(\Delta x150 \Delta y146 \Delta z122)$					
ケース 2	$\text{(x)}13\text{m}\!\times\!\text{(y)}13\text{m}\!\times\!\text{(z)}10\text{m}$	$1,742,000(\Delta x134 \Delta y130 \Delta z100)$					
ケース 3	$(x)11m\times(y)11m\times(z)9m$	$1,128,000(\Delta x114 \Delta y110 \Delta z90)$					
ケース 4	$(x)9m\times(y)9m\times(z)8m$	676,800(Δx94 Δy90 Δz80)					

2.2 解析結果

全体領域とネスティング領域での解析結果を図2に示す。ケース1、2、3、4では全体領域での解析と比較して流れ場に大きな違いは見られない。ネスティング領域は解析対象建物に対して、ケース4の各方向に約0.15倍までが限界に近いであろう。また、全体領域での解析では約65時間を要したがネスティングにより格子数が減ることで解析時間は大幅に低減できた。

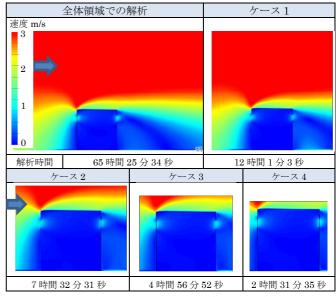


図 2 鉛直面風速分布図(中心断面)

3. 通風開口を一方向ネスティング境界とした解析の検討

通風の CFD 解析でネスティング境界を建物の開口位置とすることで、一度全体領域で解析を行えば室内におけるオブジェクトの配置については室内領域のみでの解析が可能となり得る。室内の間仕切りや家具配置を様々に変更して解析する際の所要時間を大幅に低減し得る。しかし、室内で開口近くに障害物が存在する場合には開口での流入・流出性状が変わりネスティングが使用できない可能性がある

本検討では正面風時の風上側・風下側壁面に 1 ヶ所ずつ 開口を有する一室空間の建物を対象に、開口面をネスティ ング境界面とした解析の有効性について検討する。

3.1 解析概要

図1の解析モデルを使用。解析条件は2節と同様(表1)。 障害物パネルの(厚みなし)を2枚開口付近に設置して、「全体領域」、「室内領域(ネスティング領域)のみ」の両方で解析を行う。室内領域のみで解析した際の室内気流分布が、全体領域で解析した際の結果と同等といえるかについて検証する。 障害物パネルについて開口からの距離は2.0、1.5、1.0、0.8、0.7、0.5mの6通りとする。この際、障害物パネルが開口に近づくと抵抗が増して、ネスティング境界面の気流に影響が生じると考えられる。 障害物パネルの距離(図3(左)参照)に応じた相当開口面積が、パネルなし時での相当開口面積に対してどの程度小さくなると違いが出てくるかについて検討する。相当開口面積について、障害物パネルなしでは図3(右)の①と④、障害物パネルありでは図3(右)の①②③④を合成(直列結合)して算出する。流量係数 $\alpha=0.65[-]$ とする。

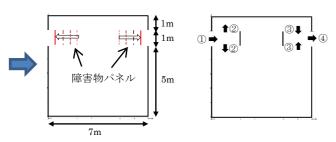


図3 解析対象室内モデル

3.2 解析結果

全体領域での解析に比べて、室内領域のみの解析では全ケースで解析時間は約65時間から約30分まで短縮した。 開口部とパネルまでの距離、相当開口面積、パネルなしに対するパネルありの相当開口面積の割合を表3に示す。

衣 3 相目用口即傾						
障害物パネル距離	相当開口面積[㎡]	基準に対する比率[%]				
2.0m	0.4420	96				
1.5m	0.4365	95				
1.0m	0.4263	93				
0.8m	0.4190	91				
0.7m	0.4141	90				
0.5m	0.3993	87				
障害物パネルなし	0.4596(基準)	100				

表 3 相当開口而積

全体領域での障害物パネルありとした解析とネスティング後にパネルを移動させた解析の結果を図4に示す。距離が2.0、1.5、1.0、0.8mではそれぞれの室内の流れ場に大きな違いは見られない。一方、0.7、0.5mでは風上側の開口部付近の風速が全体領域での解析よりも大きい。

全体および室内領域での解析について床面から高さ 1m 毎に平均風速を抽出し、これらの値からに算出した平均 二乗誤差を開口部とパネルまでの距離毎に示す(図 5)。 0.7m から 0.5m にかけて平均二乗誤差が急激に増加していることから、相当開口面積の比率が基準(障害パネルなし)に対して 90%よりも高ければ、室内領域の解析でも全体領域での解析と同等の結果を得られると考えられる。

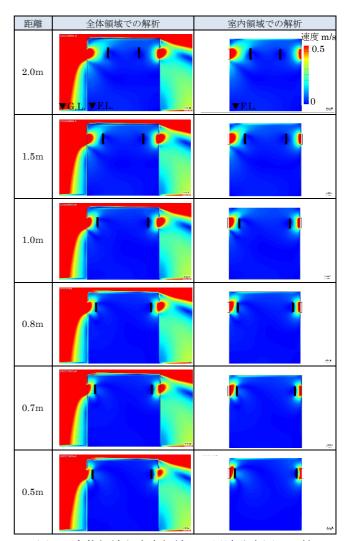


図4 全体領域と室内領域での風速分布図の比較

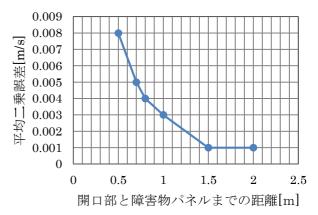


図 5 全体領域と室内領域での平均二乗誤差(RMSE)

4. まとめ

局所領域の解析ではネスティングにより格子数を減らすことができるため、解析時間の大幅な短縮につながった。室内領域での解析では格子数が、全体領域や局所領域での解析に比べて少ないため、より解析時間を短くすることができる。今後、実住宅のようにより複雑な形にも適用できるか検討を進めていく。

(河野研究室)

ArcGIS Pro 及び PLATEAU を用いたシミュレーション用地形・街区の再現手法

218-036 川本 容士

1. 背景•目的

近年はBIMの普及に伴い、使い慣れたCADで作成した立 体物をそのままシミュレーションに取り込むことが容易と なっている。地形・街区の3Dデータについてもシミュレー ションで活用する具体的な手順を公開することで、シミュ レーションの準備段階に要する時間を大きく低減し得る。

既報¹⁾では、土地・建物情報をCFD解析と容易に連携さ せる方法を提案したが、年月が経ち、現在では当時の方法 で行うことが困難になっている。

本研究では、「地形・街区(建物群)」の新たに2通りの取 得方法を提案・公開するとともに、CFD解析等のシミュレ ーションでの具体的な活用事例について示す。

本研究は、レビ設計室 中川 純氏 (東京都市大学 准教 授) との共同研究である。

CFD 解析には、㈱アドバンスドナレッジ研究所製 FlowDesigner2021 を使用する。日射解析には Rhinoceros for Grasshopper のプラグインである Ladybug を用いる。

2. ArcGIS Pro+CityEngine を用いたシミュレーショ ン用地形・建物モデルの作成方法の提案

2.1 地形・建物モデルの取得

基盤地図情報²⁾の地形(dem)データと、esri ジャパン製 の「詳細・地図データ(有償)」に含まれる、建物・道路・水 面データを基に作成する。取り込みの具体的な方法は、以下 の通りである。

- 1) 基盤地図情報で、取得したい地形(dem)データをダウン ロードし、建物・道路・水面データと共に、ArcGIS Pro に取り込む。
- 2) ArcGIS Pro でシミュレーションに使う範囲をクリップ し(図1)、地形テクスチャを生成する。
- 3) ArcGIS Pro から CityEngine に地形(dem)データ、建物・ 道路・水面データを取り込み、地形を 3D に変換する。
- 4) CityEngine で建物を階高に沿って立ち上げる(図 2)。
- 5) CityEngine から obj ファイルで出力する。 [取得完了]





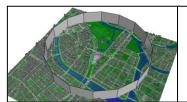
図1 範囲クリップ

2.2 シミュレーション用地形・建物モデルの作成

Rhinoceros を用いて、CFD 解析にも使用可能なテーパー (高さ 0m の水平面と地形の側線を滑らかに補完する面) 付きの地形・建物モデルを作成する。具体的な作成方法は、

以下の通りである。

- Rhinoceros に前節の obj ファイルを取り込む。
- 2) 地形・建物・道路・水面データをそれぞれレイヤー毎 に分けて挿入する。
- 3) テーパーの基礎となる閉じた曲線(今回は正 16 角形と する)を地形・建物データの少し下に作成し、上方に 押し出し、サーフェス面を作成する(図3)。
- 4) 3)のサーフェス面と同形状のメッシュ面を生成する。
- 5) 4)で作成したメッシュ面と、地形データを交差させて 交差線を作成する。
- 6) 正 16 角形の内側の中で残したい地形・建物・道路・ 水面データ以外を消去する(図4)。
- 7) 3)で作成したサーフェス面、4)で作成したメッシュ面 を消去し、3)で作成した閉じた曲線の半径を2倍の大 きさにする(図5)。
- 5)で作成した交差線と、7)で作成した(2倍の)閉じた 曲線の間にパッチでメッシュ面を作成し補完する(図 6)。[作成完了]



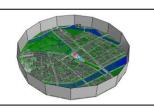
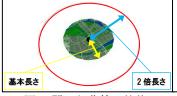


図3 サーフェス面作成

図4 消去後



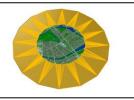


図5 閉じた曲線2倍後

図6 完成モデル

2.3 地形・建物モデルを用いたシミュレーション例

建築家 石上 純也氏が徳島県徳島市で設計中の複合ホー ル周辺における気流性状について CFD 解析で予測する。 風速・風向は気象庁のアメダスデータを基に決定した。解 析条件を表 1 に示す。 表 1 解析条件

解析領域		$(X)8,000 \text{m} \times (Y)8,000 \text{m} \times (Z)2,000 \text{m}$		
	ネスティング	4 段階		
格子数(4段階目)		5,929,200 (x:180 y:180 z:183)		
収す	巨判定 / 乱流モデル	10 ⁻⁴ / 修正 L-K モデル		
Case	風速(高さ 17.8m)	風向	時期	
1	1 4.7m/s (α = 0.25) 南南東(第 1 卓越風向)		5~8月(中間期)	
2	$3.74 \text{m/s} \ (\alpha = 0.25)$	西北西(第1卓越風向)	12~翌2月(冬期)	

解析領域を図7、解析結果を図8に示す。

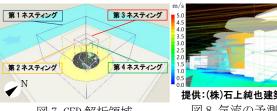


図7 CFD 解析領域

提供:(株)石上純也建築設計事務所

図8 気流の予測結果例

総合ホール周辺の風速は、地上 1.5m 高さで概ね 0.5~ 2.0m/s となった。今後設計の進行に伴い様々なケースを検 討し、夏期の通風利用等について検討する予定である。

2.4 提案手法の特徴

- 1) 建物は平面形状を垂直に立ち上げる立体となる。
- シミュレーションの結果表示で、道路・水面等を明示 することが容易である。
- 地形を立ち上げずに、平面のまま道路・水面等を区分 3) けすることも可能である。
- 4) データ取得からシミュレーション用地形・建物モデル の作成まで約40~50分を要する。
- 5) ArcGIS Pro+CityEngine 等のライセンス及び、建 物・道路・水面データ等が有償である。
- 3. PLATEAU を用いたシミュレーション用地形・建物 モデルの作成方法の提案

3.1 地形・建物モデルの取得方法

Project PLATEAU³⁾は、都市の 3D 都市モデルを整備、推 進するプロジェクトである。国土交通省が主導する 3D 都市 モデルはオープンデータとして公開されており、誰でも使 用することができる。本研究で扱う東京 23 区データは、細 かい区分毎にファイル分割されているが、他の地域の多く は、取得時に分割されていないため、ダウンロードや CAD での展開共に時間がかかる傾向がある。3D 都市モデルデー タの取得は以下の通りである。

G 空間情報センター→データセット→組織→都市局から 取得したい 3D 都市モデルをダウンロードする。ダウンロー ドファイル内には brid(歩道橋・高速道路等のデータ)・ dem(地形データ)・LOD1(建物データ)・LOD2(建物表示(テ クスチャ)データ)がある。[ダウンロード完了]

4.2 シミュレーション用地形・建物モデルの作成

Rhinoceros を用いてシミュレーション用地形・建物モデ ルを作成する。CFD解析用のテーパー付きモデルの作成方 法は以下の通りである。

- 1) Rhinoceros に brid・dem・LOD1 ファイルを取り込む。
- 2) 地形データを 1 つに結合し、地形・建物データそれぞ れレイヤー毎に分けて挿入する。建物データはグルー プ化されているが、建物群毎での選択、消去等を可能 にすべく、グループ化を spilt で分割する。
- 3) 3.2 節 3)以降と同様に作業を行う。[作成完了] なお、日射解析のように、テーパーを必要としない場合の 手順は、以下の通りである。

- Rhinoceros に解析領域とする範囲を四角形の閉じた 1) 曲線で作成し、上に押し出したサーフェス面を作り(図 9)範囲外をトリム消去する(図 10)。
- 今回は Ladybug で日射解析に適したサーフェスデー 2) タを取得すべく skp ファイルで出力する。[作成完了]

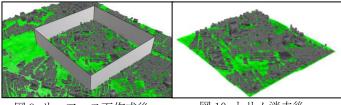


図9 サーフェス面作成後

図10 トリム消去後

4.3 地形・建物モデルを用いたシミュレーション例

建築家・中川 純氏が東京都港区白金で設計中の住宅周 辺における気流性状について CFD 解析で予測する。風 速・風向は気象庁のアメダスデータを基に決定した。今後 河井の「一方向ネスティングの活用方法に関する研究」5) で得られた知見を用いて、居室内通風解析を予定するが、 その際に必要となる建物周辺気流解析の結果について図 11 に示す。

日射解析では、年間の積算日射量を算出する。気象デー タは、Ladybug に搭載されている epwmap⁴により epw デ ータを取得して使用する。解析結果を図 12 に示す。

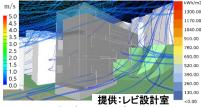


図11 気流の予測結果例



図 12 日射の予測結果例

4.4 本手法の特徴

- 建物は平面形状と垂直に立ち上げた立体であるが、一 部の建物はより細かく再現されている。
- データ取得から、シミュレーション用地形・建物モデ ルの作成まで約20~30分を要する。
- 3) 無償であるため誰でも使用する事が可能である。

5. まとめ

ArcGIS Pro+CityEngine及びPLATEAUを用いたシミュ レーション用地形・建物モデルの作成方法の提案を行い、 各手法の特徴及び、建築設計での活用例を示した。

謝辞

本研究にあたりレビ設計室 中川 純氏(東京都市大学 准 教授)、(株)石上純也建築設計事務所 石上 純也氏には多 大なるご協力を頂きました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 河野良坪,中川純, 眞下茜 「CFD 解析時における建物周辺地形・周 辺街区の再現手法」空気調和・衛生学会大会学術講演論文集 第10 巻 セッション ID I-65 pp.257-260 2013.9(長野)
- 基盤地図情報(https://fgd.gsi.go.jp/download/menu.php)
- Project PLATEAU (https://www.mlit.go.jp/plateau/)
- epwmap データ (https://www.ladybug.tools/epwmap/)
- 河井裕哉「一方向ネスティングの活用方法に関する研究」 2022 年度 大阪工業大学 工学部 建築学科 卒業研究

(河野研究室)

実大 S 造露出柱脚の耐震性能実験

(その1)実験Ⅰ:実験計画および結果

218-038 北口 洸大

1. はじめに

本研究は、一般に鉄骨(以下、S という)構造の柱脚に 用いられる角形鋼管柱の露出柱脚を対象として、以下の 耐震性能について実験的検証を行うものである。

【実験I】露出柱脚に取り付く無偏心ブレースが、アンカーボルト降伏型の柱脚接合部の力学性状に及ぼす影響について検討する。

【実験Ⅱ】ベースプレート下面の摩擦性状について検討する。

本報は、実験 I について、実験計画および履歴曲線に 関する実験結果について述べる。

2. 実験計画 (実験 I)

実験 I は,実験変数をブレースの有無とした計 3 体の試験体が計画された。図 1 に実験変数を示す。No.1 および No.2 試験体は,無偏心ブレースを有する同一の露出柱

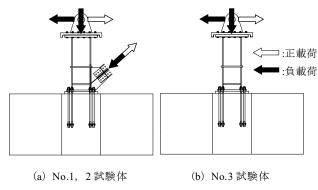
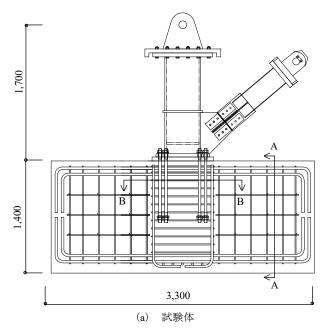


図1 実験変数(実験 I)



脚であり、No.1 試験体は負載荷側、No.2 試験体は正載荷側の漸増繰返し載荷を行う。一方、No.3 試験体は、No.1、2 試験体からブレース材を取り除いた試験体であり、正負漸増繰返し載荷を実施する。No.3 試験体を基準として、正載荷および負載荷されたブレースを有する No.1 および No.2 試験体との力学性状、特に、履歴性状およびベースプレートの挙動について比較検証する。

図 2 に試験体の詳細を示す。いずれの試験体も,形状寸法および断面寸法および配筋は同じである。鉄筋コンクリート(以下,RCという)基礎梁の断面が700×1400 mm,角形鋼管柱の断面は□-450×450×22 であり,1/1.5~実大の縮尺を想定している。RC 基礎梁の主筋は 1 段筋が7-D29 (SD390)、2 段筋が6-D29 (SD390)であり,あばら筋はD13@200 (SD295)とする。基礎柱部は断面を890×890 mmとし,立上り筋は24-D25 (SD345),帯筋は2-D13@100 (SD295)が配筋されている。また,アンカーボルトは8-M36 (ISBT40C),S 柱は□-450×450×22 (BCR295)、ベースプレートはBPL-40 (SN490B)である。No.1 および No.2 試験体に設けられるブレース材は,□-250×250×6 (BCR295)とする。表1に使用材料の力学的特性を示す。

図3にブレース材が取り付いた試験体に関する実験装置を示す。載荷方法は、以下の通りである。

1) No.1 および No.2 試験体は、ブレース材に一定の圧縮および引張軸方向力 400 kN、および S 柱に一定の圧縮軸方向力 1593 kN を負荷した後、ブレース材に負荷された軸方向力の水平成分と同じ方向に水平力を S 柱の柱頭部に漸増繰返し載荷する。

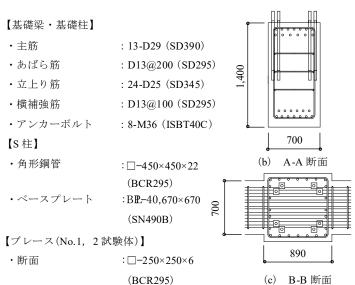


図 2 試験体詳細

± 1	使用材料の力学的性質	
⊼	使用材料(/)刀字形阵管	

数					
使用材料		降伏点 σ _y (N/mm²)	引張強さ σ_u (N/mm²)	ヤング係数 E _s (N/mm²)	
梁主筋(SD390)	D29	427	608	2.10×10 ⁵	
立上り筋(SD345)	D25	379	578	1.94×10 ⁵	
横補強筋(SD295)	D13	359	508	2.03×10 ⁵	
アンカーボルト** (ISBT40C)	M36	543	825	_	
ベースプレート** (SN490B)	t:40	376	528	_	
ブレース** (BCR295)	t:6	357	465	_	
角形鋼管** (BCR295)	t:22	379	465	_	
使用材料		圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	割裂強度 F _t (N/mm²)	ヤング係数 E _c (N/mm²)	
コンクリート		35.0	_	2.17×10 ⁴	

※ミルシートの値を記載

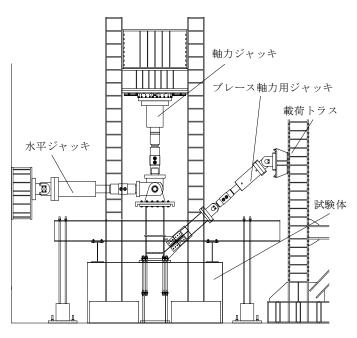
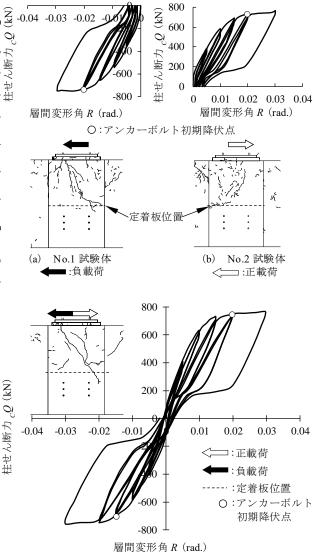


図3 実験装置

2) No.3 試験体は,上記 1)と同様の圧縮軸方向力 1593 kN を S柱に負荷した後, S柱の柱頭部に正負漸増繰返 し載荷する。

3. 履歴性状 (実験 I)

図4に各試験体の履歴曲線を示す。縦軸はS柱の柱頭 部に負荷した柱せん断力 cQ, 横軸は層間変形角 R であ る。図中の〇印は、アンカーボルトの初期降伏点を示し ている。また,各試験体のアンカーボルト初期降伏時の 基礎柱に生じたひび割れ状況をあわせて示す。ブレース の有無にかかわらず、各試験体とも、最大振幅である R = ±0.03 rad.まで荷重の低下は見られない履歴性状を示 した。基礎柱には、 $R = \pm 0.015$ rad.近傍(No.3 試験体は 負載荷時)で,引張側アンカーボルトの定着板位置を起点 とした斜めひび割れが生じたが、いずれもひび割れ幅は



800

図4 履歴曲線およびアンカーボルト引張降伏時のひび 割れ状況

(c) No.3 試験体

小さく、 $R = \pm 0.02 \, \text{rad}$.以降、顕著なひび割れの進展は観 察されなかった。これらのこと、およびアンカーボルト の引張降伏後に大きな剛性低下が生じていることから、 柱脚の破壊モードは, アンカーボルトの引張降伏が先行 したと考えられる。履歴曲線に着目すると, ブレースの有無による履歴性状に大きな相違は見られな いが、基礎柱に生じたひび割れ状況は、ブレースを有す る場合, 非常に微細ではあるが, ひび割れが多数にわた って生じるのに対して、ブレースがない場合はひび割れ 数が少なくなっている。

4. まとめ

本報は, S 造露出柱脚に取り付く無偏心ブレースが, アンカーボルト降伏型の柱脚接合部の力学性状に及ぼす 影響を検証するための耐震性能実験計画および履歴曲線 に関する実験結果について述べた。

(馬場研究室)

実大S造露出柱脚の耐震性能実験

(その2)実験Ⅰ:実験結果の考察および実験Ⅱ

218-108 堀田 智志

1. はじめに

本研究は,前報(その1)に引き続き,【実験 I 】露出柱脚に取り付く無偏心ブレースが,アンカーボルト降伏型の柱脚接合部の力学性状に及ぼす影響,および【実験 II 】ベースプレート圧縮軸下面の摩擦性状について実験的に検討する。

2. 履歴曲線の包絡線およびベースプレートの挙動 (実験 I)

図1に各試験体の履歴曲線の包絡線を示す。縦軸は鉄骨(以下, S という)柱の柱頭部に負荷したせん断力 cQ, 横軸は層間変形角 R である。ブレースに圧縮軸方向力が作用する No.1 試験体とブレースのない No.3 試験体を比較すると,その荷重一変形関係に大きな相違は見られない。一方,ブレースに引張軸方向力が作用する No.2 試験体と No.3 試験体では,変形初期および大変形時の荷重一

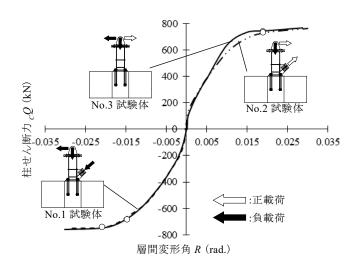


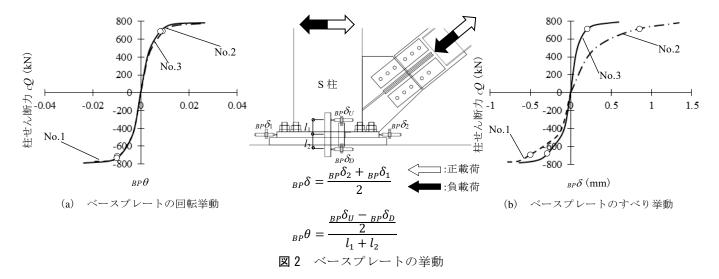
図1 履歴曲線の包絡線(No.1, 2 および3 試験体)

変形関係に大きな相違は認められないが,R=0.006 rad. ~ 0.02 rad.の範囲において,No.2 試験体の剛性が No.3 試験体に比べて若干低下している。前報(その 1)で示したように,No.1 および No.2 試験体のアンカーボルト初期降伏時のひび割れ性状に大きな相違は見られないことから,ブレースに作用する引張軸方向力がベースプレートの挙動に影響を及ぼすことが推察される。

図2に各試験体のベースプレートの挙動を示す。縦軸は柱せん断力 cQ, 横軸は同図(a)がベースプレートの回転角 $BP\theta$, 同図(b)がベースプレートの水平すべり変位 $BP\theta$ を示す。なお、おのおのの算定方法は、同図に示す通りである。同図(a)より、ブレースに引張軸方向力が作用する No.2 試験体のベースプレートの回転挙動は、ブレースのない No.3 試験体に比べて、履歴曲線の包絡線と同様に、若干ではあるが、アンカーボルトの初期降伏点近傍において、回転角の値が大きくなっていることがわかる。しかしながら、No.1 試験体、および No.2 試験体と No.3 試験体のベースプレートの回転挙動の差は、後述のベースプレートのすべり挙動の差に比べて小さいと言える。

一方,同図(b)に示すように、ベースプレートの水平すべり挙動は、No.3 試験体と比較して、No.1 および No.2 試験体とも、ブレースに作用する軸方向力の水平成分がベースプレートに入力されるため、ベースプレートのすべり挙動が顕著になっている。しかしながら、No.1 試験体では、ブレースに作用する圧縮軸方向力の鉛直成分がベースプレート圧縮側下面の摩擦係数を増大させるのに対して、No.2 試験体は、各柱せん断力において、No.3 試験体の 4 倍以上、No.1 試験体の 2 倍程度のベースプレートのすべり変位が確認できる。

以上より、ブレースに引張軸方向力が作用する載荷側



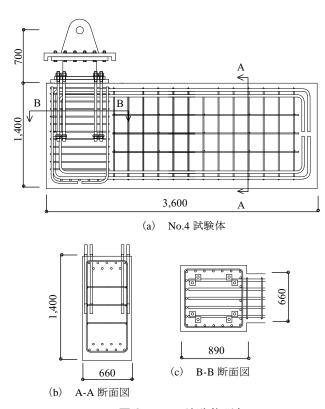


図3 No.4 試験体詳細

では、引張軸方向力の鉛直成分によってベースプレート 圧縮側下面の摩擦抵抗の効果が小さくなり、ベースプレートのすべり性状が大きくなることによって、荷重一変 形関係の剛性が小さくなったと推察される。

3. 実験概要(実験Ⅱ)

実験Ⅱでは,実大S造露出柱脚のベースプレート圧縮 側下面の摩擦性状について,実験的に検討する。

実験 I の No.1~3 試験体が中柱を想定しているのに対して、側柱を想定した No.4 試験体の 1 体を対象としている。図 3 に No.4 試験体の詳細を示す。RC 基礎梁の断面は 660×1400 mm, RC 基礎梁の主筋は 1 段筋を 5-D29 (SD390), 2 段筋を 4-D29 (SD390), および S 柱の反曲点間距離を 650 mm とする以外、断面寸法および配筋詳細は実験 I とすべて同様である。なお、実験時のコンクリート強度は 35.0 N/mm² であった。

実験装置は、前報(その 1)に示した実験 I と同様である。実験方法は、 S 柱に所定の一定軸方向力 $N=200~\rm kN$ を負荷し、S 柱の柱頭部に基礎接合部が開く方向(以下、正載荷という)および閉じる方向(以下、負載荷という)へ、順次、水平荷重を単調に加力するものである。

4. 実験結果とその考察(実験Ⅱ)

図4にNo.4試験体の荷重-変位関係を示す。縦軸はS柱の柱頭部に負荷したせん断力cQ,横軸は変位 δ である。図中の実線はS柱の柱頭部の反曲点位置における水平荷重-水平変位 δ 関係,図中の薄い線はS柱の柱頭部の反曲点位置における水平荷重-ベースプレートの水平変位

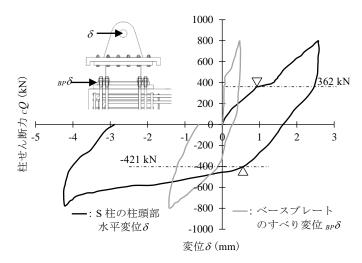


図4 荷重-変形関係(No.4 試験体)

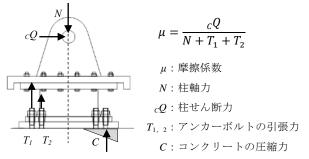


図5 ベースプレート下面の摩擦係数の算定

 $BP\delta$ (すべり変位)を表す。また、図中の ∇ は、正載荷および負載荷時のS柱の柱頭部の反曲点位置における水平荷重-水平変位関係において、明確なすべりが確認された点とその荷重をあわせて示す。正載荷側では、S 柱の柱頭部の水平変位はCQ=362 kN 付近、ベースプレートの水平変位 $BP\delta$ は CQ=362 kN と CQ=451 kN 付近にすべり性状が認められる。一方、負載荷側では、S 柱の柱頭部およびベースプレートの水平変位のいずれにおいても、CQ=421 kN 付近からすべり性状が発現している。

図 5 にベースプレート圧縮側下面の摩擦係数の算定法を示す。アンカーボルトの引張力は、アンカーボルトに貼付されたひずみゲージから得られた軸ひずみ度から算出する。その結果、摩擦係数 μ は、正載荷時で μ =0.640、負載荷時で μ =0.603 を得た。設計強度の下限値として妥当と考えられる文献 1) に示される最大耐力時の μ =0.4に対して、実大を想定した本試験体は、その 1.5 倍程度の値を示した。

5. まとめ

実大の S 造露出柱脚を対象とし、無偏心ブレースがアンカーボルト降伏型の柱脚接合部の力学性状に及ぼす影響、およびベースプレート下面の摩擦性状について実験的に検討し、これらに関する知見を得た。

参考文献

1) 日本建築学会:鋼構造接合部設計指針,2021

(馬場研究室)

品質工学を用いた木造住宅倒壊解析シミュレーションによる 構造要素の感度解析

218040 木山鈴乃

1. はじめに

大地震により被害を受けた建築物では、余震等により倒 壊・落下・転倒が発生するかどうかを判定する応急危険度 判定が行われる。応急危険度判定は、人命に係る二次被害 を防止するために、応急危険度判定士などが実際に現地に 赴き、目視で行う調査である。しかし、目視調査は、被害 の程度を詳細に把握することには限度があり、また、時間 がかかるため、なかなか追いついていない。そこで求めら れるのは、地震後、速やかに被害状況を正確に把握するこ とができる新しいシステムである。本研究では、一つ一つ の建物に地震計を設置し、地震観測を行うことが重要であ ると考える。しかし、地震観測を行い、データを得るだけ では被害度が把握することが出来ないため、シミュレーシ ョンを行う。本論文では、シミュレーションの精度を向上 させるための準備段階として、対象建物の特性や耐震要素 の影響度などの基本データを取得することを目的とする。 地震波は、対象建物に地震計を設置し、地震観測を行うこ とで得られた数値を用いる。なお、現在観測結果は得られ ていないため、本研究では過去の地震波データを活用し検 討を行う。

2. 解析方法

2. 1 モデル作成

モデルの作成には、大地震時の木造住宅の損傷状況や倒壊過程をシミュレーションし、数値解析を行う木造住宅倒壊解析ソフトウェア wallstat を用いる。モデルは、柱・横架材・筋かい・壁・水平構面によって作成し、それぞれのパラメータを対象建物の仕様に設定する。対象の建物は、既存する木造 2 階建ての住宅である。階高は、1 階が 3.14m、2 階が 2.69m であり、建物重量は、1 階が 198.13kN、2 階が63.73kN である。解析モデルを図 1 に、設定パラメータの一覧を表 1 に示す。

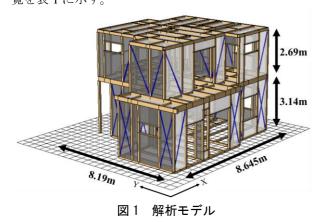


表 1 設定パラメータの一覧表

部材名(断面寸法)	パラメータ	部材名	パラメータ
柱アカマツ(105×105mm)	E95-F315	外壁	石膏ボード(準耐力)
通し柱アカマツ(105×105mm)	E39_L919	室内壁	石膏ボード(大壁)
横架材アカマツ(105×105mm)	E105-F300	筋かい	筋カい45×90mm
横架材カラマツ(90×90mm)	E109-F300	床構面	28mm厚の構造用合板(四周N75@150mm以下
横架材米松(105×300mm)	E120-F330		根太なし 受材有り@1000mm以下 落し込み)
横架材LVL(105×300mm)	140E	屋根構面	12mm厚の構造用合板(N50@150mm以下 垂木
土台カラマツ(105×105mm)	E95-F270	座依傳則	@500mm以下 転ばし 勾配30度以下)

2. 2 增分解析

地盤レベルを固定し、X 方向と Y 方向それぞれに高さ方向の荷重分布による加力をして増分解析を行う。X、Y 方向とも加力速度は 4kN/sec とし、各層の倒壊までの復元力特性を把握するために、1F に対する 2F の層せん断力の分布係数を変えながら解析を回した。

2. 3 地震応答解析

対象建物を実際に使用されている部材と同様のパラメータでモデル化したものを標準モデルとする。また、既往研究 ¹⁾では、E-ディフェンスでの実大実験の実験値とwallstatによる解析結果のデータ同化を行い、解析結果から実験値により近い結果が得られたパラメータ水準の最適解を求めた。その最適解(石膏ボードと筋かいのパラメータ水準)を標準モデルに適用し、モデル化したものを応用モデルとする。標準モデルと応用モデルそれぞれで5種類の観測地震波(神戸海洋気象台、益城、十日町、築館、八戸)を用いて地震応答解析を行い、結果を比較する。

2. 4 感度解析

標準モデルに BSL 波の 20%、100%を入力し、それぞれの地震波による感度解析を行う。変動パラメータを筋交いと石膏ボードに設定し、幅広いレンジで振ることで、どのパラメータが地震波に対してよく反応するのかを考察する。表 2 に石膏ボードの変動パラメータを、表 3 に筋交いの変動パラメータを示す。また、図 2 にそれぞれの部材の150%の骨格曲線(点線:100%、実線:150%)を示す。多くのパラメータを変えて解析を回すには時間がかかるため、あらゆる組み合わせの計算が通常より短時間で行うことができる JAXA が開発した品質工学ツール JIANT を用いる。

表 2 石膏ボードのパラメータ

No.	バネの種類	解説	水準1	水準2	水準3
1		第1折れ点の荷重	150%	250%	300%
2	石膏ボード (準耐力)	第2折れ点の荷重	150%	250%	300%
3	(+-101)))	第3折れ点の荷重	150%	250%	300%
4	石膏ボード (大壁)	第1折れ点の荷重	150%	250%	300%
5		第2折れ点の荷重	150%	250%	300%
6	()(±)	第3折れ点の荷重	150%	250%	300%

表 3 筋かいのパラメータ

No.	バネの種類	解説	水準1	水準2	水準3
1		第1折れ点の荷重	150%	250%	300%
2	引張筋がい	第2折れ点の荷重	150%	250%	300%
3		第3折れ点の荷重	150%	250%	300%
4		第4折れ点の荷重	150%	250%	300%
5	圧縮筋かい	第1折れ点の荷重	150%	250%	300%
6		第2折れ点の荷重	150%	250%	300%
7		第3折れ点の荷重	150%	250%	300%
8		第3折れ点の荷重	150%	250%	300%

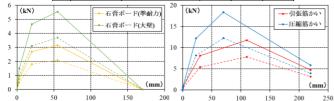


図2 150%の骨格曲線(左:石膏ボード、右:筋かい)

3. 解析結果と考察

3. 1 增分解析

解析結果からシミュレーション動画を導出した。 X 方向に加力した時、層せん断力の分担係数が 1.0~1.2 では 1 層から倒壊し、1.3~2.0 では 2 層から倒壊することが分かった。 Y 方向に加力した時、層せん断力の分担係数が 1.0~1.4 では、1 層から倒壊し、1.5~2.0 では 2 層から倒壊することが分かった。図 3 にモデルの中心点における X 方向の層せん断力一層間変形角関係を示す。

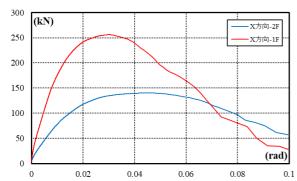


図3 X方向の層せん断力-層間変形角関係 (1F:分布係数1.0、2F:分布係数1.3)

3. 2 地震応答解析

増分解析と同様に、層せん断力-層間変形角関係のグラフを作成した。図4に神戸海洋気象台波と十日町波の入力時のモデルの中心点における X 方向の層せん断力-層間変形角関係を示す。図4より、どちらの地震波においても、層間変形角が安全限界に収まっていることから、耐震性が高いことが分かる。

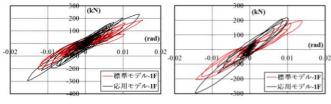


図 4 X 方向 1F の層せん断カー層間変形角関係 (左:神戸海洋気象台波、右:十日町波)

3. 3 感度解析

出力した層間変形角の正負の最大値から要因効果図を作成した。要因効果図とは、設定した石膏ボードと筋かいのパラメータの各水準がどの程度反応するのかを可視化した図であり、グラフの傾きが大きいほど感度が高いことを表す。図5、図6にBSL波20%と100%加振時の要因効果図を示す。図5より、BSL波20%加振時では、どのパラメータにおいても初期剛性時(第1折れ点の荷重)によく反応している。図6より、BSL波100%加振時では、石膏ボードは初期剛性時(第1折れ点の荷重)から最大耐力時(第2折れ点の荷重)に、筋かいは最大耐力時に感度が高いことが分かる。

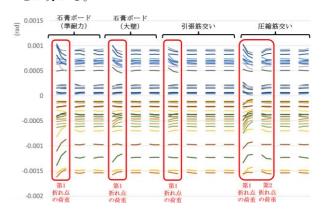


図 5 BSL 波 20%加振時の要因効果図

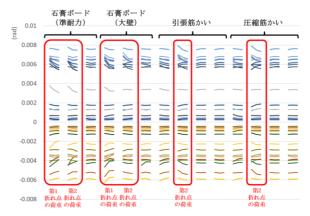


図 6 BSL 波 100%加振時の要因効果図

4. まとめ

増分解析より、加力する方向によって、1層から倒壊するパターンと2層から倒壊するパターンの分担係数が異なることが分かった。また、地震応答解析では、どの地震波においても層間変形角が安全限界に収まっており、耐震性が高いことが分かった。感度解析では、BSL波20%加振時は、どのパラメータも初期剛性時によく反応しており、BSL波100%加振時は、石膏ボードは初期剛性から最大耐力時に、筋かいは最大耐力時に感度が高いことが分かった。

参考文献

1) 上松千陽他:品質工学を用いた木造住宅倒壊解析シミュレーションのデータ同化手法の検討 その 4、日本建築学会大会学術講演梗概集、2021年9月

(瀧野研究室)

中層商業ビルが集中する市街地における地震発生時の避難計画に関する研究第1報 大阪市北区南森町周辺地区を対象とした昼間時における避難シミュレーションの設定

218-041 久保 優季 (共同研究者 218-116 水谷 朱里)

1. はじめに

大都市の地域防災計画においては、災害時の避難計画が 最重要テーマである。その大都市の市街地は様々な様相を 呈している。例えば、新しい高層・超高層ビルが立ち並ぶ オフィス街、比較的古い中層ビルが集中する商業地、木造 建築物が密集する住宅街である。そして、避難計画もその ようなタイプ毎に検討する必要がある。しかし、既往研究 では木造密集市街地を対象にしたものが多く、中層ビルが 集中している商業地を対象とした研究は少ない。

本研究では、建築基準法が改訂される以前の(旧耐震の)中層ビルが比較的多く残っているエリアを対象として、地震発生時において想定される被害を考慮したマルチエージェントシミュレーション (Multi-Agent Simulation。以下、MASと略記する。)を行い、避難場所・避難所の現行計画に対する評価、新たな避難場所の設定を検討する。なお、火災や津波などの2次災害は考慮していない。図1に研究フローを示す。

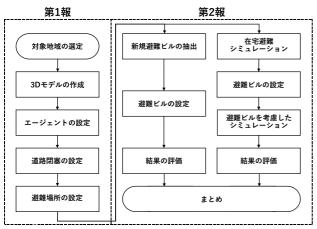


図1 研究フロー

2. 解析対象モデル

大阪市北区が提供する街づくりに関する基礎データ(以下、基礎データとする。)(表 1)から、北区の昼間人口・昼夜間人口比率が隣接する地域より高いことがわかる。また、北区の中でも南森町周辺地区は、旧耐震建築物が多く、中層ビルが集中するため、避難計画が重要な地域である。

表 1 大阪市の昼夜間人口(一部抜粋)

	X1 /(M/10 量 K/10 / 11 / 11 / 11 / 11 / 11 / 11 / 11							
町丁目名 世帯数		人口 昼間人口(推計)		昼夜間人口				
		名	世帯数	総数		うち	うち	比率[%]
				(合算総数)		就業者	通学者	15年[76]
北		区	74,182	123,667	411,133	330,326	21,103	332.5
都	島	区	51,549	104,727	101,752	42,009	9,599	97.2
福	島	区	37,510	72,484	90,062	51,698	6,031	124.3
此	花	区	30,712	66,656	81,835	45,167	5,912	122.8

対象地域を解析するために本研究では 3D 都市モデルの作成に、国土交通省が主導する 3D 都市モデルのオープンデータ PLATEAU²⁾を使用した。Rhinoceros(3D CAD)上に展開し、南森町周辺地区を取り出し、MAS 用の 3D 都市モデルを再現したものが図 2 である。

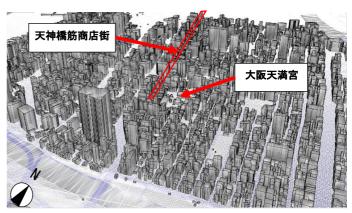


図 2 南森町周辺地区の 3D 都市モデル

3. 解析条件

3.1. エージェントの設定

歩行者人数及び歩行者密度を推定するために南森町地区を対象として、2021年10月22日(金)9時から18時、23日(土)12時から18時に計6か所での観察調査を行った。図3に観察場所と観測機器を示す。観察方法は、三脚にスマートフォンを取り付けて3時間ごとに動画撮影を行い、歩道や商店街等の歩行者人数を測定した。なお、歩行者人数は健常者と高齢者及び子供(以下老幼とする)、自転車の3種類に分けて計測した。



図3 観察場所及び観測機器

観察調査で得られた動画から、解析対象地の歩行者人数を求めた。さらに、歩行者人数を道路面積で除して歩行者密度を算出する。解析対象地域を撮影場所に対応した各エリアに分割し、道路上に出現する避難者の人数を求めた。

表 2 観察調査結果

番号	場所	道路面積	人数[人]			密度[人/㎡]		
田力	<i>*</i> ∞ <i>[7</i>]	[m³]	健常者	老幼	自転車	健常者	老幼	自転車
1	滝川公園前	7.8	7	0	13	0.0078	0.0000	0.0144
2	どんぐり公園	21.45	36	7	29	0.0328	0.0064	0.0265
3	南森町交差点前	55.59	181	15	70	0.1508	0.0125	0.0583
4	幹線道路	8.77	95	5	48	0.0981	0.0052	0.0496
5	天神橋筋商店街1	32.34	144	17	21	0.1586	0.0187	0.0231
6	天神橋筋商店街2	42.16	298	47	30	0.2623	0.0414	0.0264

次に、観察調査の結果と基礎データを用いて、平日 15 時における避難者を推定する。以上から、避難者数は道路上に 2,199 人、建物内に 31,855 人と推定した。

自由歩行速度において、健常者は 1.30[m/s],老幼は 0.70[m/s]とする。なお、避難時に自転車は降りて行動する ものとし、健常者と同じ速度で設定する。避難中の歩行速度については、速度と群衆密度の関係を表した Fruin (フルーイン) の式 3(式 1)を適用する。

$$v = v_0 - 0.341 \times \rho \tag{\textsterling 1}$$

(v:歩行速度[m/s], $v_0:$ 自由歩行速度[m/s], $\rho:$ 群衆密度[人/ n^2]) エージェントの避難ロジックについては Visual studio と Unity(ゲームエンジン)を使用し、作成した。避難ロジックのフローを図 4 に示す。

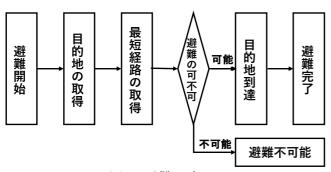


図4 避難ロジック

避難シミュレーションの基本的なロジックに関しては Unity 内のコンポーネントである NavMeshAgent を用いて、エージェントが避難場所までの最短経路で移動する。最短経路の計算については A*アルゴリズムにより、接続したノードから最も近いノードを辿って経路選択している。目的地の取得、歩行速度の変化については Visual Studio により、C#言語を用いてスクリプトを記述し、Unity 上で稼働させている。

3.2 道路閉塞の設定

基礎データを使用し、ESRI ジャパン(株)製の ArcGIS Pro を用いて、建物倒壊における道路閉塞の検討を行った。 既往研究 4)から建物倒壊時における瓦礫流出幅を(式 2)で求め、瓦礫流出幅が道路中心線にかかると閉塞判定とする。 既往研究より、パラメータ A は「2」を使用する。

$$d = H/A \tag{ੜ 2}$$

(d: 瓦礫流出幅[m], H: 建物高さ[m], A: パラメータ)

基礎データから、研究対象街区内の旧耐震木造建築物の割合が8割を超えていることが分かった。したがって本報では、木造建築物が全て倒壊した場合の道路閉塞状況を解析した。図5に道路閉塞場所を示す。



図 5 道路閉塞場所

3.3 避難場所の設定

図 6 に避難場所及び収容人数を示す。避難所の小学校の校舎及び、一時避難場所である小学校のグラウンド、公園については基礎データを基に参考文献 5 から収容人数を算出する。



図 6 避難場所及び避難所の収容人数

4 まとめ

本報では MAS を行うための条件設定を参考文献、入手できた各種データ及び観察調査の結果から決定した。第 2報では、避難場所として避難ビルを新たに配置し、現行避難計画に対する避難場所の収容人数を分析する。また、在宅避難を考慮した場合における現行避難計画で、災害時避難所・一時避難場所に加え、新規避難ビルを配置した複数のケースで MAS を行う。

5 参考文献

 $1) https://www.city.osaka.lg.jp/shimin/page/0000404462.html \\ 2) PLATEAU(\underline{https://www.mlit.go.jp/plateau/})$

3)John J.Fruin (著者) , 長島正充 (訳者)

歩行者の空間=理論とデザイン=, 鹿島出 版会, 東京, 1977 4)亀井千尋、花岡和聖、中谷友樹:震災時の道路閉塞状況からみた文 化財の危険度評価-建物の建築年代・建築構造に着目したシミュレ ーション(GIS-理論と応用 2009, Vol.17, Nol,pp.73-82)

5)改訂 都市防災実務ハンドブック 震災に強い都市づくり・地区ま ちづくりの手引(2005,p69)

(河野研究室)

中層商業ビルが集中する市街地における地震発生時の避難計画に関する研究 第2報 避難シミュレーションに基づく避難計画の改善提案

218-116 水谷 朱里 (共同研究者 218-041 久保 優季)

1. 研究目的と方法

本研究で対象とする地域の昼間人口は、現在指定されている災害時避難所・一時避難場所の収容人数を上回るため、避難場所が不足している。本報では、第1報の条件設定をもとに、避難場所として避難ビルを新たに配置し、現行避難計画に対する避難場所の収容人数の分析・在宅避難を考慮したシミュレーションを行うことを目的とする。

地震発生時の避難者の行動特性ついては、マルチエージェントシミュレーション (Multi-Agent Simulation。以下、MAS と略記する。)を用いて分析する。MAS では、避難者 (エージェント) の種類の組み合わせで複数のパターンを設定し、そのパターン別に実施する。

本報では、ArcGIS Proを用いて解析条件の設定を行う。 MAS においては、ゲームエンジン Unity を用いる。なお、 解析環境としてパブリッククラウドの AmazonElastic ComputeCloud(ec2)を利用し、本研究では、RAM256[GiB], c6i.32xlarge インスタンスを用いる。

2. 対象地域における新規避難ビルの選定

2.1 現行避難計画に対する避難場所の設定条件

本報では、地震発生時に木造建築物が倒壊した場合に、 避難場所の確保が困難な都心市街地において、津波・洪水 の災害にかかわらず、避難場所として避難ビルを新たに配 置し、現行避難計画の分析を行う。解析モデルは、第1報 で作成した3D都市モデルを用いる。

新規避難ビルの設定には、新耐震設計基準(昭和 56 年 6 月 1 日以降の建築基準法における耐震基準)を満たし、鉄筋コンクリート造り(RC)、鉄骨鉄筋コンクリート造り(SRC)又は鉄骨造り(S※軽量鉄骨は除く)で地上 3 階建て相当以上の建築物であることが条件である。その条件をもとに、大阪市北区が提供する街づくりに関する基礎データから建設年代、PLATEAUのデータから構造・用途のデータを利用し、ArcGIS Proを用いて避難ビルの候補となる建築物の特定を行う。各避難ビルの収容人数は、PLATEAUの建物の延床面積データを用いて算出し、一人

当たりの避難面積を 2 ㎡とする。この避難ビルの候補となる建築物を、収容人数が 2,000 人以上、1,500 人以上、1,000 人以上の 3 ランクに分け、現在指定されている災害時避難所・一時避難場所を含めた避難場所で分析を行う。ただし、避難圏域は、隣り合う母点間を結ぶ直線に垂直二等分線を引き、各母点の最近隣領域を分割する手法であるボロノイ分割で定める。図 1 に避難ビルの候補を示す。



図1 避難ビル候補

2.2 結果と考察

分析の結果を図2に示す。分析の結果、避難場所が不足している地域が抽出された。幹線道路沿いには、南側の地域と比較して避難ビルの候補が多いため、収容人数を超える地域が多く、避難場所が不足している。また、避難ビルの候補が少なくなると、避難者が収容人数を超える地域が多くなった。これは、各避難場所の収容人数が少なくとも、避難場所が多い方が、避難者を分散させることができるため、避難者が収容人数を超える地域は少なくなったと考えられる。

また、この問題を解消するため、容積率の緩和などのインセンティブを与えることで、建物の共同建て替えを促進し、避難ビルの候補となる建物を増やすなど、長期的施策が有効であると思われる。



図2 分析結果

表1 シミュレーション結果

			在宅遇	壁難を考慮	意した		ケース1			ケース2			ケース3	
		収容人数	現	行避難計	画		, ,,			, , , , ,			, ,,	
			人数	時間	収容率	人数	時間	収容率	人数	時間	収容率	人数	時間	収容率
1	滝川公園	1915	952	9:06	50%	838	8:13	44%	946	9:04	49%	838	9:00	44%
2	西天満小学校	404	513	11:10	127%	226	5:44	56%	417	10:51	103%	150	5:34	37%
3	西天満公園	350	265	3:52	76%	261	3:31	75%	161	3:50	46%	158	3:53	45%
4	堀川小学校	1345	453	8:57	34%	420	9:09	31%	497	9:01	37%	421	8:11	31%
5	避難ビル1	2179				454	7:53	21%				458	7:53	21%
6	避難ビル2	2834							178	2:28	6%	178	2:28	6%

3. 在宅避難の解析条件と結果

3.1 シミュレーションの解析条件

地震発生時に木造建築物がすべて倒壊した場合において、在宅避難を考慮した現行避難計画のMASを行う。MASを行う際に、各避難所の収容人数、エージェントが避難を開始してから全員が避難を完了するまでの経過秒数を結果として出力する。

解析モデルは、第1報で作成した3D都市モデルを用いる。避難対象者は、建物内のエージェントにおいては在宅避難とし、道路上に配置されたエージェントは、第1報で記述した通り2,199人とする。なお、道路上に配置するエージェント・道路閉塞・避難場所の設定においては、第1報で記述した条件設定を利用する。

3.2 結果

解析結果を表 1 に示す。道路上にランダム配置した避難者が、道路閉塞場所に出現した場合を避難不可能とし、木造建築物がすべて倒壊した場合において、避難不可能者は16 人となった。また、西天満小学校の収容人数が109 人超えるという結果になった。

4. 避難ビルを配置した解析条件と結果

4.1 シミュレーションの解析条件

前述の結果から、西天満小学校への避難者が収容人数を超えたため、西天満小学校への避難圏域において避難場所として避難ビルを新たに配置し、MASを行う。解析条件は第1報で設定した条件で行う。

西天満小学校への避難圏域の中で、新規避難ビルとして 収容人数の多い建物のうち、幹線道路沿いに避難ビル2を、 2.2で述べた結果から、避難場所が不足している南側のエ リアに避難ビル1を設定する。図3に避難場所を示す。



図3 避難場所

ケース 1 では、災害時避難所・一時避難場所のほかに、避難ビル1を含めた計5か所を避難場所として指定しMASを行う。ケース2では、災害時避難所・一時避難場所のほかに、避難ビル2を含めた計5か所を避難場所として指定しMASを行う。ケース3では、避難ビル1と避難ビル2を含めた計6か所を避難場所として指定し、MASを行う。

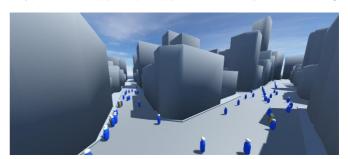


図4 MASの様子

4.2 結果及び考察

結果を表1に示す。現行避難計画とケース1並びにケース2とを比較すると、現行避難計画より避難人数は減少しているが、ケース2の堀川小学校への避難人数は増加している。これは、避難圏域が拡大したためと考えられる。また、ケース2の西天満小学校への避難人数は収容人数を超え、収容率が100%超えている。以上の結果より、西天満小学校へ避難する地域において、避難場所が不足していることが分かる。

ケース1とケース2の結果を比較すると、ケース1で設定した避難ビル1の方が収容人数は多いが、避難者数が少ない。また、西天満小学校と避難ビル1の距離と比べて、西天満小学校と避難ビル2の距離は近いため、ケース1の方が有効であることが分かる。

ケース3の結果では、すべての避難場所において、避難 人数が減少し、収容率が50%以下になった。

5. まとめ

現在指定されている災害時避難所・一時避難場所では、収容人数が不足していることが明らかとなった。また、避難ビルの設定には、避難ビルの位置が重要な要素であり、避難場所の収容人数から検討するだけではなく、MAS を行うことで、より有効な避難ビルを特定することが可能であると分かった。

今後の課題は、建物内の避難者を考慮した MAS で、より精度の高い分析を行うことである。

建築の再生活用を目的とした減築手法の類型化に関する研究

218-042 庫本 士熊

1. 研究の目的・社会背景

建築物を長く使い続けるためには、その建築物への要求の変化に対応する必要がある。要求の変化への対応策に「増築」や「減築」が存在する。しかし、「減築」は「増築」とは違い建築基準法に「減築」という用語はなく、建築学用語辞典にも掲載されておらず、位置付けが不明確のまま広く行われているのが現状である。

そこで、「減築」に該当しうる事例を収集・分析し減築の手法(パターン)、減築の発生要因、減築の選択理由等を明らかにし、それぞれの利点や問題点、関連性等を明らかにすることを目的とする。

2. 減築の事例と手法

減築は建築基準法上の建築行為に該当しないため、確認申請が不要であるが、それに付随して増築や、大規模の修繕、大規模の模様替えおよび法 87 条の用途変更の伴う工事が発生すると、確認申請が必要になる。よって減築においても、増築と減築が並行または連続して行われた結果、最終的に床面積が減る建築行為を「広義の減築」、増築工事を伴わない、純粋な床面積の減少となる建築行為を「狭義の減築」と捉える。そこで、収集した事例を図1のようにデータシート化し、収集した事例と当てはまる減築手法を、表1に示す。また、事例分析した結果、減築手法・減築理由を以下のように分類した。さらに、作成した減築概念図を図2に示す。



データシートの記載項目

- 1) 建築物の名称・(旧称)
- 2) 所在地
- 3) 建物の履歴 (新築・現在) 竣工年 経過年数 用途 構造 階数 延べ面積
- 敷地面積 所有者
- 4) 増築の有無
- 5) 確認申請
- 6) 改修設計者
- 7) 減築方式
- 8) 減築理由
- 9) 減築の背景
- 10) 出典
- 11) 写真・図面類

図1 データシートの一例([事例48] 多世代交流モール)

減築手法

(1) 外部型の減築手法

- ・高さ方向への減築手法
- ①上層階撤去:上層階から下層階に向けて順に撤去す

る、もしくは撤去することで床面積を減らす。

- ・水平方向への減築手法
- ②壁面全面後退撤去:壁面のラインを全体的に後退さ せ容積率を減らす。
- ・くりぬき型の減築手法
- ③壁面部分後退撤去:壁面を部分的に後退させる、も しくは撤去する。

(2) 内部型の減築手法

- ④分棟化撤去:もともと1棟であった建物の中央部を 減築し、2棟に分割する手法である。
- ⑤低層部撤去:1階部分、もしくは1階から数階分く りぬき撤去する手法。

(3) 計画型の減築手法

- ⑥床面撤去:床スラブ、もしくは屋上スラブの一部分を撤去する手法。
- ⑦法解釈上の床面積減少:用途変更によって容積率不 算入部分が発生または増加することを利用し、床面 の撤去等の実態的な床面積の減少を伴わずに、法解 釈上での床面積を減少させる手法。
- ⑧仮設部分撤去:あらかじめ建築の一部分を減築しやすく設計し、時期が来れば部分的に減築する手法。

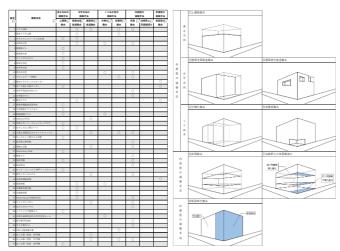


表1 減築の事例と手法別分類

図2 減築概念図

減築理由

- ①耐震性向上 ②既存不適格解消 ③規模縮小
- ④違反状態の回避・解消 ⑤事業費圧縮 ⑥部分保存
- ⑦公共への協力 ⑧周囲との関係性の改善
- ⑨機能性向上 ⑩段階的な計画プロセス

以上の8通りの減築手法、10通りの減築理由で分類している。

3. 分析結果

収集した47事例を年代別と用途別に分析した。

年代別分析

1981年6月以前までは旧耐震基準が用いられており、それ以前の建築物では29事例中21事例と約72%の確率で耐震性向上が減築要因で改修され、それに伴い上層階撤去が多く、1981年6月以降は減少傾向にある。また、減築要因は耐震性の向上と共に、既存不適格も旧・新耐震基準を境に大きな変化が見られた。

一方で、仮設部分撤去が、2000 年代以前では 39 事例中 0 事例の 0%であったところ、2000 年代以降は 6 事例中 4 事例の約 67%と急激に増加し新たに用いられ出したことがわかった。

用途別分析

新築時の用途別にその後施された減築手法を比較・分析した結果、用いられた減築手法に特に特徴が表れた用途は、ホテル・庁舎・商業施設・事務所・共同住宅・工場であった。ホテルは5事例中4事例の約80%の確率で上層階撤去が行われている。また、庁舎は新築時すでに庁舎だったものに絞ると2事例ありどちらにも上層階撤去が行われている。さらに、商業施設は上層階撤去・床面撤去・壁面全面後退撤去・低層部撤去の4つの減築手法が比較的多く施されている。事務所は10事例中7事例の約70%の確率で床面撤去が行われていて、共同住宅は同じく5事例中3事例の約60%の確率で壁面部分後退撤去が行われている。最後に、工場は5事例中4事例の約80%の確率で床面撤去が行われているという結果が見いだされた。

ホテルの事例からは、老朽化による耐震性の低下や客 室稼働率低下による規模縮小を要因として選ばれやすい のは上層階撤去だと判明した。

庁舎では避難場所としての耐震性確保より上層階撤 去が用いられやすい。

商業施設では、上層階撤去・床面撤去・壁面全面後退撤去・低層部撤去が比較的多く施されていることから、人口減少等による規模への縮小や、老朽化による耐震性の低下に上層階撤去で対応し、また館内空間の採光計画や通風計画等の機能性の向上のためにも床面撤去をすることで魅力的な空間を作成し集客化を図っていると考えられる。また、床面撤去による内部空間の機能性の向上だけでなく商業施設は周辺環境にも多大な繋がりを持つことからも外部空間の機能性の向上に伴い壁面を全面的に後退させることや低層部を撤去し開放的なエントランスを確保することで快適性や災害時の避難において有効性を高める等の新たな外部空間の作成に貢献している。

事務所では、内部空間の快適化や階高の確保による快 適化等の長時間働き利用することに起因した目的で床面 を撤去が選ばれやすいと明らかになった。 共同住宅では壁面部分後退が多いことから、開放的な空間を作成することも可能であり壁をセットバックさせることで人口減少している世の中に合わせた部屋数への変更や壁面後退によるテラスの創出等に貢献できる。

工場では用途変更するために減築することが多く、そのために床面撤去を用いることで無機質な工場に吹き抜け等を創出し空間の機能性を向上させ事務所や庁舎等への変更が行われることが主な要因と考えられる。

以上より、耐震性向上、規模縮小する場合は上層階撤去が適しており、また新たな空間の創出には床面撤去や壁面全面後退撤去・低層部撤去が適している可能性が見いだされた。共同住宅と同じように壁面部分後退撤去によるテラスの創出等も事務所に適用できると考えられる。

4. 結論・今後の課題

結論

減築事例の分析により、今まで明確に定義されることなく、曖昧に用いられてきた「減築」を類型化した。また、8 種類の減築手法と 10 種類の減築要因を見出し、減築手法と減築要因の間に密接な関連性があることを明らかにした。

従来、減築は後から改善が必要になった場合に対応するための手法の一つとして採用されることが一般的であった。だが現在は、新築の時点から予め減築を見越した計画事例が増加しつつある。どちらの場合でも建築物の耐用年数は増加するため、持続可能な建築を増やすことにつながるが、予め減築が計画されていない場合は、減築が困難なため解体せざるを得なくなる可能性がある。

安易に解体せず、減築により耐用年数を増加させるためには、本論で述べた8種類の減築手法の特徴を踏まえたうえで、対象の建築物を解体せず、再生により活用ずることを推進すべきである。具体的には、既存の建築物には、その建築的特徴を踏まえた適切な減築手法を選択すること、新規の新築物に対しては、積極的に将来的な減築を想定した「計画型の減築手法」を施すことで、解体よりも減築が選択される可能性が高まり、結果的として持続可能な社会の実現に寄与する可能性が高まると考えられる。

今後の課題

減築をさらに普及させるためには、減築手法だけでは なく、減築部分の減築しやすい材料等の減築手法を構成 する様々な要素を分析し提案していく必要がある。

また、減築事例が 47 事例では十分に分析できない項目があった。今後は、さらに収集事例を増やすことで減築手法をより精緻に類型化し、それらを組み合わせた新しい減築手法を提案することで、より実践的な知見が得られ、結果として持続可能な社会に寄与しうるであろう。

(吉村研究室)

柱梁接合部内に機械式継手を有する十字形部分架構の構造性能に関する研究

218-043 小谷 真衣香

1. はじめに

RC 造プレキャスト構法において、梁主筋の機械式継手を柱梁接合部に配置することがある。本研究は、写真-1に示すネジフシ鉄筋用の機械式継手を柱梁接合部内に有する十字形部分架構の実験結果について報告する。なお、使用する機械式継手の長さ(D19 用)は、ねじ込まれて一体化された状態で136mm、外径は 436mm である。

2. 実験計画

2.1 試験体

表-1 に試験体の一覧を示す。試験体は 5 体で、コンクリート強度、継手の有無および継手の位置を実験変数とした。継手の位置(中央、両側)は、梁主筋が X 方向および直交 Y 方向に交差する場合を想定したものである。コンクリート強度は 30 および 60 N/mm² の 2 水準とした。

図-1 に試験体の形状を、図-2 に断面詳細を示す。試験体は柱梁接合部を含む十字形部分架構の形状とし、梁先端のピン間距離を L=3m, 柱先端のピン間距離は H=2m とした。

梁断面は250mm×380mm, 柱断面の幅は350mmとし, これは加力装置の制約の中で最大の大きさとなるように 計画したものである。これに合わせて、梁主筋および柱 主筋はD19 (SD490) とした。

コンクリート強度 $Fc=30N/mm^2$ シリーズ試験体の梁の 引張主筋は 3-D19, 柱せいは 450mm とし、これは柱梁接合部内を通し配筋した梁主筋の付着応力度の検討により決めた。また、 $Fc=60N/mm^2$ シリーズ試験体の梁の引張主筋は 5-D19 (2 段配筋)、柱せいは 400mm とし、これは柱梁接合部のせん断耐力の検討により決めた。

試験体のコンクリートは平打ちとした。

2.2 使用材料

表-2 に鉄筋の引張試験結果を示す。柱、梁とも主筋には D19 (SD490、ネジフシ)を、せん断補強筋には D10 (685 級)を用いた。表-3 にコンクリートの材料試験結果を示す。試験体には粗骨材 15mm の普通コンクリートを打設した。

2.3 加力方法

加力は、柱の上下端をピン支持し、柱に一定の圧縮軸力 $Nc=\alpha n \times B \times D \times \sigma B$ (加力装置の制約により、Fc30 シリーズでは $\alpha n=0.2$ 、Fc60 シリーズでは $\alpha n=0.15$)を載荷した後、梁先端に正負繰り返しのせん断力を載荷した。変位計測は、柱上下のピンに取り付けた測定フレームを用いて梁先端の変位を測定し、十字形部分架構の層間変位角 R を繰り返し載荷に対する制御変位とした。

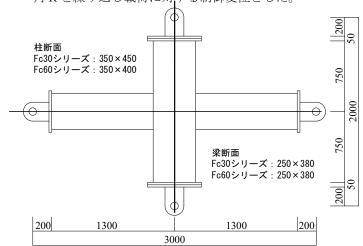


表-1 試験体の一覧

		Δ.	H-AMIN I. T. C.	<i>5</i> -C			
	試験体	No.30-1	No.30-2	No.30-3	No.60-1	No.60-3	
コンクリート強度		30 N/mm2			60 N/mm2		
柱軸力		945 kN (0.2 σ B)			1260 kN (0.15 σ B)		
継手位置		継手なし	中央	両側	継手なし	両側	
	断面		350 × 450		350 × 400		
柱	主筋	12-D	19(SD490ネジ	12-D19(SD490ネジフシ)			
	帯筋 2-D10@80		D10@80(685	及) 2-D10@80(6		0(685級)	
	断面		250 × 380			× 380	
梁	引張主筋	3-D1	9(SD490ネジ	5-D19(SD490ネジフシ)			
*	引張鉄筋比		Pt=1.028%		Pt=1.846%		
	あばら筋	2-0	2-D10@100(685級)		2-D10@8	0(685級)	
終	実験値 (kN)	174.4	176.6	176.2	271.0	272.8	
局耐	- 三十目4旧(1/11) 1678				248.6		
力	実/計	1.06	1.08	1.08	1.09	1.10	

図-1 試験体の形状 (単位;mm)

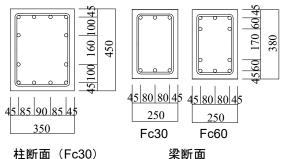


図-2 試験体の断面詳細 (単位;mm)



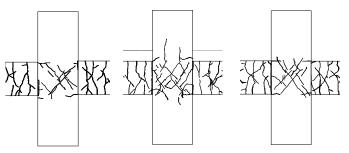
写真-1 対象とする機械式継手 (D19)

表-2 鉄筋の引張試験結果

ĺ	A4 55	降伏応力度	引張強度	ヤング係数
	鉄筋	$\sigma_v(\text{N/mm}^2)$	$\sigma_u(\text{N/mm}^2)$	E_s (N/mm ²)
	D10	744.6	909.6	194050
ĺ	D19	536.3	743.8	196220

表-3 コンクリートの材料試験結果

		1	
設計基準強度	圧縮強度	ヤング係数	割裂強度
Fc(N/mm ²)	$\sigma_B (\text{N/mm}^2)$	$E_c(N/mm^2)$	$\sigma_t(\text{N/mm}^2)$
30	29.0	21430	2.56
60	57.2	26920	4.02



試験体 30-1 試験体 30-2 (中央) 試験体 30-3 (両側) 図-3 ひび割れ状況 (*R*=20/1000rad)

3. 実験結果

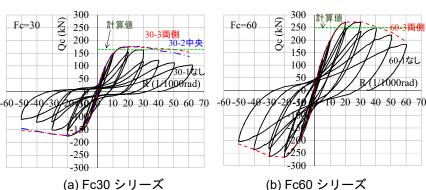
3.1 Fc30 シリーズ

図-3 に R=20/1000rad 時におけるひび割れ状況を示す。各試験体の破壊経過はほぼ同じであった。まず層間変形角 R=1/1000 付近で梁端部に曲げひび割れが発生した。その後,梁に曲げせん断ひび割れ、せん断ひび割れが順次発生し,R=7/1000rad 付近で柱梁接合部にせん断ひび割れが発生した。R=10/1000rad を少し越えた時点で梁主筋が引張降伏した。R=30/1000rad 付近で梁端部コンクリートの圧壊が見られ,最終的には梁端部の曲げ圧縮破壊となった。図-5 に柱梁接合部のせん断ひび割れの幅の推移状況を示す。R=20/1000rad までは試験体 30-1 (継手無し)のひび割れ幅が大きくなっている。ただし,その後は試験体 30-2 (中央)のひび割れ幅も大きくなっており,これは柱梁接合部の中央に配置された継手の局部的な支圧による影響と思われる。

図-4(a)に荷重-変位曲線および包絡線を示す。縦軸は柱せん断力を、横軸は層間変形角を示す。いずれの試験体も、R=20/1000radで最大荷重に達した。その後、荷重低下したが、柱梁接合部内に継手を有する試験体30-2 および試験体30-3 は、継手の無い試験体30-1 に比べて、荷重低下は小さくなった。

3.2 Fc60 シリーズ

両試験体ともひび割れの発生経過は Fc30 シリーズと同じであった。まず梁端部に曲げひび割れが発生し、R=5.0/1000rad では柱梁接合部にせん断ひび割れが発生した。その後柱梁接合部のせん断ひび割れの幅および本数も増加した。最終的には柱梁接合部のせん断破壊が顕著になり、梁曲げ降伏後、柱梁接合部のせん断破壊とな



a)1 000 2 7 X (b)

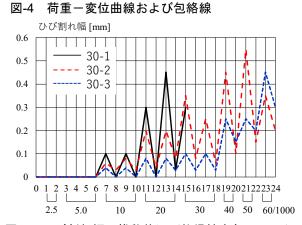


図-5 ひび割れ幅の推移状況(柱梁接合部, Fc30)

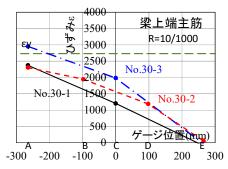


図-6 梁端部上端主筋のひずみ分布 (R=10/1000rad) った。両試験体の荷重-変位曲線は、図-4(b)に示すようにほぼ同じであった。

3.3 梁主筋のひずみ分布

図-6 に Fc30 試験体の R=10/1000rad における梁上端主筋のひずみ分布を示す。いずれの試験体も勾配を持った直線分布となり、柱梁接合部内通し配筋において付着が確保されていることがわかった。ただし、継手のある試験体 No.30-2, No.30-3 の C 点でのひずみは、継手の無い試験体 No.30-1 より若干大きくなっている。

3.4 終局耐力の実験値と計算値の比較

表-1 に終局耐力の実験値と計算値を比較して示す。計算値は日本建築学会 RC 規準に準じて求めた梁曲げ降伏時の柱せん断力である。いずれの試験体も実験値と計算値はほぼ一致した。

4. まとめ

梁主筋の機械式継手を柱梁接合部内に配置する十字形部分架構の構造性能を検討した結果,継手の無い試験体と同等以上であることがわかった。

(宮内研究室)

プレキャスト壁-鉄骨梁接合部の構造性能に関する研究

218-046 小林 生亜

1. はじめに

本研究は、図-1 および図-2 に示すように基礎と一体化 された逆 T 字形のプレキャスト (Pca) 壁を建物周囲に立 てた後, 各階のレベルに鉄骨梁を取り付け, スラブと一 体化する構法を対象とし、Pca 壁と鉄骨梁の接合部の構 造性能を検討したものである。

図-3 に壁-梁接合部の詳細を示す。Pca 壁側には高ナッ トを溶接にて取り付けた埋込みプレートを所定の位置に 埋め込み、高ナットには定着を確保するためにボルトを ねじ込んでいる。鉄骨梁 (H 形鋼) には上下フランジに L 形鋼を取り付け、この L 形鋼と Pca 壁の埋込みプレー トを高ナットを介してボルト接合する接合法である。鉄 骨梁から Pca 壁に作用する曲げせん断力は高ナットの支 圧抵抗力により、鉄骨梁と Pca 壁の偏心等に伴う面外力 はボルトの引張抵抗力による応力伝達を想定している。

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体は2体で、Pca壁の埋込みプレートを1枚もの (PL-12×800×680) とした試験体 FN および施工性等を 考慮して3分割(PL-12×(295+280+295)×680)した試験 体 FT である。その他の諸元は共通である。

図-4に試験体の形状を示す。試験体は壁-梁接合部を含 む十字形部分架構の形状とし、梁先端のピン間距離を L=3m, Pca 壁先端のピン間距離は H=2m とした。

Pca 壁は厚さ 250mm×幅 1480×高さ 1316mm とし、上 下のピンと接合するために上下面にエンドプレート PL-22 および鉄骨治具を取り付けた。壁筋は D13@200 ダブルを基準とし(壁筋比 0.51%)、高ナット等と干渉す る場合は壁筋をずらした。なお、両サイドの縦筋4本は 曲げ補強のため、D16に変えた。試験体のコンクリート は埋込みプレートを下面にして平打ちとした。

梁は H-400×200×8×13 とし、柱梁接合部ではフラン ジ片側を幅 83mm, 長さ 1560mm 切断した。これにより, Pca 壁と鉄骨梁の偏心距離は 160mm とした。L 形鋼には L-150mm×150mm×12 を使用した。

高ナットは M24 とし、上下とも 12 本取り付けた。

2.2 使用材料

表-1に鋼材の引張試験結果を示す。表-2にコンクリー トの材料試験結果を示す。

2.3 加力方法

加力は Pca 壁の上下端をピン支持し、Pca 壁に 185kN の圧縮軸力を載荷した後, 梁先端に正負繰り返しのせん 断力を載荷した。変位計測は、Pca 壁上下のピンに取り 付けた測定フレームを用いて梁先端の変位を測定し, 十 字形骨組の層間変位角Rを繰り返し載荷に対する制御変 位とした。

3. 実験結果

図-5 に試験体 FT のひび割れ状況を示す。両試験体の

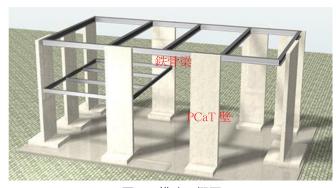


図-1 構法の概要

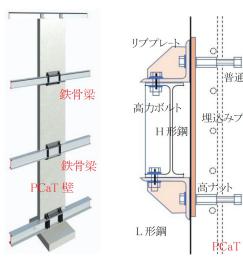


図-2 Pca 壁と鉄骨梁 の取付状況

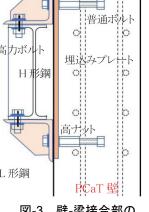
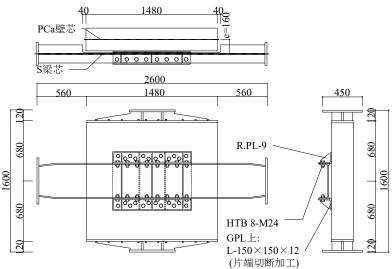


図-3 壁-梁接合部の 詳細



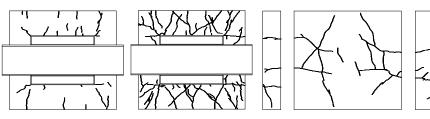
試験体の形状および断面 (単位: mm)

表-1 鋼材の引張試験結果

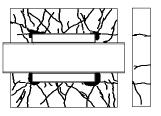
鋼材	使用 部位	降伏応力度 $\sigma_y(N/mm^2)$	ヤング係数 E _s (N/mm ²)
PL-13	フランジ	303.90	206000
D16	壁筋	374.50	182000
D13	壁筋	366.40	183000

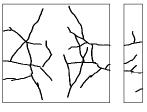
表-2 コンクリートの材料試験結果

試験体	圧縮強度 N/mm ²	ヤング係数 x10 ⁴ N/mm²
FT	36.4	2.96
FN	38.9	2.73



R=±10/1000終了時 R=±30/1000終了時







R=50/1000終了時

(最終がが割れ状況)

図-5 ひび割れ状況 (試験体 FT)

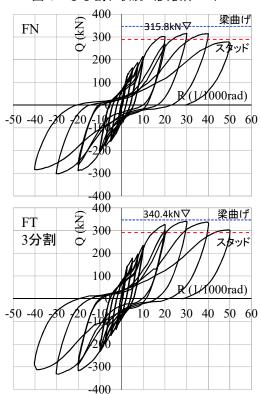


図-6 荷重-変位曲線

破壊経過はほぼ同じであった。まず層間変形角 R=5/1000 サイクルで埋込みプレートの 4 隅に斜めひび割れが発生した。R=10/1000rad ではこのひび割れが進展するとともに、埋込みプレートの上辺・下辺の中間からもひび割れが発生した。このひび割れは高ナットの支圧抵抗によるものである。また、R=10/1000rad までは鉄骨梁が取り付いていない Pca 壁外面にはほとんどひび割れは発生しなかった。R=30/1000rad では埋込みプレート周辺のひび割れが大きく進展し、また、埋込みプレート4 隅にはコーン状ひび割れが見られた。R=40/1000rad では埋込みプレートの 4 隅でコンクリートの剥落が生じた。

図-6 に荷重-変位曲線を示す。縦軸は壁せん断力を,横軸は層間変形角を示す。R=10/1000rad 時までは安定した紡錘型に近い履歴曲線であったが、R=20/1000rad からは荷重が低いところではスリップ現象が見られた。R=40/1000rad までほとんど荷重低下の無い安定した履歴性状であった。最大耐力は、3分割した試験体FTの方が大きくなった。これは、埋込みプレートが1枚の場合、梁からの応力がプレートの4隅に集中されるのに対し、3分割した場合は応力が分散され、コンクリートの損傷も分散されたためと考えられる。

4. 終局耐力の検討

図-6 中に終局耐力の計算値をラインで示す。終局耐力の計算値は、鉄骨梁の曲げ耐力および埋込みプレートに取り付けた高ナットを頭付きスタッドとみなして求めたせん断耐力の両者を示した。

鉄骨梁の曲げ耐力は、柱梁接合部において片側フランジを切断した断面で計算し、せん断スパン長さはフランジと L 形鋼を接合した最外側のボルト位置までとした。また、高ナットのせん断耐力は、日本建築学会各種合成構造指針に準じて、1 本あたりのせん断耐力 qs を下式で計算した。

 $qs = \alpha s \cdot as \cdot 0.5\sqrt{(\sigma B \cdot Ec)}$

ここで、 α s は係数で、実験値との対応を考慮して 0.5 とした。 α s は高ナットの断面積であるが、ここでは M24 ネジの有効断面積(353 mm^2)を用いた。また、高ナット

のせん断耐力の壁せん断力への変換は、上下それぞれ 12 本合計のせん断耐力に上下の高ナットの中心間距離(530 mm) を掛けて節点モーメントを求め、壁上下ピン間距離 (2m) で除した。

計算の結果、係数 α s を 0.5 としたことにより、高ナットによるせん断耐力の計算値は実験値との対応が良くなった。また試験体 FT では梁曲げ耐力計算値にほぼ等しい耐力が発揮されていることがわかった。

5. まとめ

Pca 壁-鉄骨梁接合部に関する実験を行った結果,層間変形角 R=10/1000rad まで紡錘型の履歴曲線を示し,R=20/1000rad 以降もほとんど荷重低下の無い安定した荷重-変位関係を示すことがわかった。

(宮内研究室)

方立壁を有する RC 造架構の耐震性能評価に関する実験的研究 その1 実験概要及び実験結果

218-050 佐久間 凌

1. はじめに

2011年3月に発生した東日本大震災では構造部材の損傷が軽微であることにも関わらず、方立壁に著しいせん断破壊が生じており、居住性が損なわれ修復が困難となり取り壊しをせざるを得ない事例が報告されている。一方、方立壁は耐力を有しており、特に小変形域で耐力を発揮し、建物の安全性を向上させる働きもあるり。そこで、本研究では高層鉄筋コンクリート造(以下:RC造)建物の低層階を想定した方立壁を有するRC造架構の静的載荷実験を行い、方立壁の損傷を考慮した架構全体の耐震安全性と耐震修復性の相関モデルについて検討する。また、方立壁の損傷度合が架構の残存耐震性能評価結果に及ぼす影響を定量的に把握し、方立壁の損傷を考慮したのち、架構の被災度区分判定方法を提案する。

2. 実験概要

2.1 試験体設計

本研究では、12 階建ての RC 造建物の低層階を対象とし、柱、梁および方立壁を有する外構面の 1 スパン 2.5 階の 30%スケール試験体を製作して静的載荷実験を行った。試験体の柱、梁および方立壁などの詳細を図1に示す。ここで、試験体は実対象建物と同等な配筋比や耐力比になるように設計している。また、試験体の材料設計強度や軸力などの曲げおよびせん断終局耐力を算定するための諸元を表1に示す。各部材のせん断余裕度の算定結果のように、柱と梁の構造部材は曲げ破壊に、方立壁はせん断破壊になるよう設計している。

2.2 載荷計画

載荷装置と載荷スケジュールを図2に示す。本実験では、試験体の2.5 階部分(3 階の反曲点に相当)に水平ジャッキを設置して、その水平変位をスタブまでの高さ2350mmで除した代表変形角Rで制御し、水平方向の正負交番繰返し漸増載荷を行った。また、低層部に対する上部構造の拘束による鉛直部材の変動軸力を模擬するため、2.5 階の載荷梁を水平に保たせその回転を0に維持しつつ、

方立壁の軸伸びを完全に拘束した。また、載荷梁の両端に設けた鉛直ジャッキを用い、試験体の鉛直荷重が600kNを維持するように制御した。

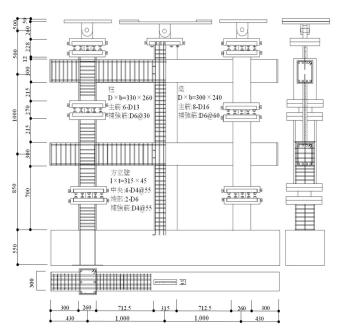


図1 試験体詳細図

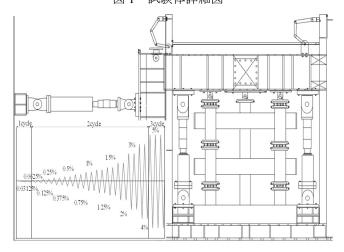
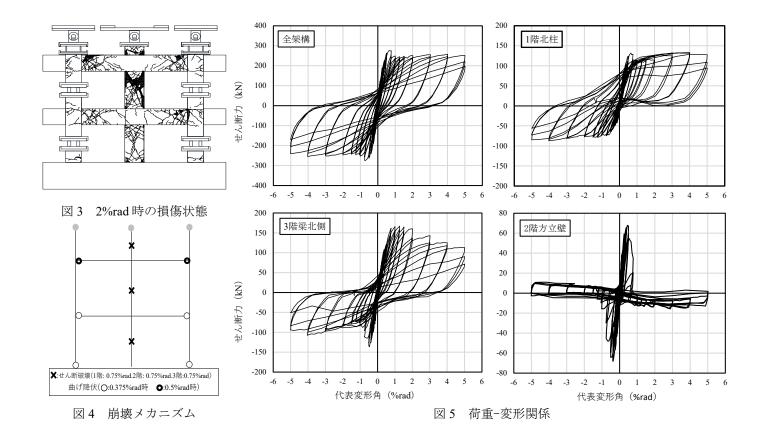


図2 載荷装置と載荷スケジュール

表 1	試験体諸元
1	

部材	引張 主筋 断面積 a _t (mm)	主筋降伏 強度 σ _y (N/m²)	設計基準 強度 <i>F_c</i> (N/mm²)	軸力 <i>N</i> (kN)	引張 鉄筋 比 <i>p_{te}</i> (%)	せん断 スパン M/(QD)	せん断 補強筋 比 P _{wh} (%)	材料 強度 <i>o_{wh}</i> (N/mm²)	幅 t _e (mm)	応力中心 間距離 j _e (mm)	cMu (kN/m²)	$\begin{array}{c}Q_{su.mean}\\(Q_{su.min})\\(\mathrm{kN})\end{array}$	せん 断余 裕度
柱	380	379.5	56	300	0.549	3	0.0064	295	260	288.8	66.6	274.1 (232.9)	4.1
梁	380	379.5	45		0.597	2	0.0035	295	240	262.5	38.9	230.0 (191.8)	5.9
方立壁	380	379.5	49.6	150	0.223	0.5	0.0057	295	45	275.6	110	74.1 (63.7)	0.7



2.3 計測計画

本実験では、各階の柱の反曲点位置にロードセルを設置し、柱、梁および方立壁のせん断力と軸力を計測した。また、各部材の主筋や補強筋にひずみゲージを貼り付け、架構の崩壊メカニズム形成を追跡した。試験体の背面に取付けた変位計より、各部材の曲げ、せん断および軸変形を計測した。試験体の損傷量を定量的に把握するため、各載荷サイクルのピーク変形時(正載荷と負載荷)および除荷時において、試験体の正面、両側面と上下面のひび割れ幅、長さおよびコンクリート剥落面積を計測した。

3 実験結果

3.1 破壊経過

代表変形角 2%rad 時の損傷状態を図 3 に示す。方立壁においては、0.0625%rad で 2 階方立壁上端部に曲げひび割れが発生し、0.25%rad で 2 階方立壁中央にせん断ひび割れが発生した。0.5%rad で 1 階方立壁の中央にせん断ひび割れが発生し、2 階方立壁上部のコンクリートが圧壊した。その後、0.75%rad で 2.5 階方立壁にせん断ひび割れが発生し、2 階方立壁のコンクリートが剥落した。1%rad で 2.5 階の方立壁の上端と下端と中央にコンクリート剥落が発生し、1.25%rad で 1 階方立壁中央にせん断ひび割れが発生した後、2%rad で 2 階方立壁のせん断ひび割れが発生した。往と梁部材においては、0.0625%rad で 3 階梁端部に曲げひび割れが発生し、0.25%rad で 1 階と 2 階の柱梁接合部に曲げひび割れが発生した。また、0.5%rad で 2 階梁北側右上にせん断ひび割れが発生し、0.75%rad で 2 階南側柱梁接合部のコンクリートが圧壊した。2%rad で 1 階北柱の柱脚の

コンクリートが圧壊し、2 階梁北側にコンクリート剥落が発生した。3%rad で 2 階と 3 階の南側の梁下端にコンクリート剥落が発生した後、4%rad で 3 階梁南側の下端で梁主筋の露出が観測された。

3.2 荷重-変形関係

架構の崩壊メカニズムを図 4 に、架構全体、2 階方立壁、1 階北柱および 3 階梁北側の荷重-変形関係を図 5 に示す。 方立壁においては、代表変形角 0.125%rad で 2 階と 2.5 階の方立壁の左下縦筋が降伏し、0.25%rad で 2 階方立壁の横筋が降伏した。また、0.44%rad で 2 階方立壁の最大耐力67.9kNを記録し、その直後に著しい耐力低下が生じた。 0.65%rad で 1 階方立壁は 74.4kN、2.5 階方立壁は 76.1kNの最大耐力を記録した。柱と梁部材においては、0.375%radで 3 階梁端部の主筋が降伏し、0.5%radで 1 階柱脚と 2 階梁端部の主筋が降伏し架構の崩壊メカニズムに至った。その後、0.65%rad で架構の最大耐力 278kN が記録され、1.0%radで 2 階南柱の柱脚主筋が降伏、2%radで 3 階北柱と南柱の柱脚主筋が降伏した。最終的に、5%radの 3 サイクル目に明らかな耐力劣化が生じたため実験を終了した。

4 まとめ

本報 (その 1) では実験概要および実験結果について報告した。次報 (その 2) では方立壁の損傷を考慮した耐震修復性と耐震安全性の相関モデルについて検討する。

参考文献

1) 水谷駿介、福井紳矢、尹ロク現、真田靖士:鉄筋コンクリート造方立壁のせん断力に関する考察、コンクリート工学年次論文集、Vol.41、No.2、pp.379-384、2019

(権研究室)

方立壁を有する RC 造架構の耐震性能評価に関する実験的研究 その 2 耐震安全性と耐震修復性の相関関係

217-160 山根 雅由

1. はじめに

本報 (その2) では、前報 (その1) の静的載荷実験により得られた各部材の荷重-変形関係および損傷量に基づき、方立壁が架構全体の耐震安全性と耐震修復性に及ぼす影響について考察する。

2. 耐震安全性指数 SI と耐震修復性指数 RI

本研究では、部材や架構の安全限界および修復限界それ ぞれに達するまでの余裕度を規準化し、耐震修復性指数 SI および耐震安全性指数 RI として定義する。

2.1 耐震安全性指数 SI の定義

構造部材や架構の安全限界は耐震診断基準 いに基づき、 部材角或いは架構代表変形角が 3%に達する点として定ま る。但し、方立壁は最大耐力後に急激な耐力低下が生じた ため、せん断破壊部材として最大耐力時を安全限界とする。

仮想仕事の定理より、地震による外力仕事と内力仕事であるエネルギー吸収量との釣り合うため、耐震安全性はエネルギー吸収量に基づき評価する。また、規準化した耐震安全性指数 SI を式(1)のように定義する。ここで、Ei はある変形 i 時点までの総エネルギー吸収量、 ΣEu は安全限界時の総エネルギー吸収量である。

$$SI = Ei/\Sigma Eu$$
 (1)

$$E = \sum_{i=1}^{9} Ei \tag{2}$$

$$E = \sum_{i=1}^{6} Ei \tag{3}$$

架構のエネルギー吸収量の算定において、図1 (a) のように本試験体を全体崩壊型と考え、構造部材のエネルギー吸収量はヒンジ箇所の荷重-変形より求める。また、方立壁を考慮する場合は式(2)を、方立壁を考慮しない場合は式(3)を適用する。部材のエネルギー吸収量と経験部材角の関係を図2に、部材のSIと部材角関係を図4に示す。ここで、部材のエネルギー吸収量は、荷重-変形関係の1サイクル目包絡線の面積により算定している。また、部材角の算出において、方立壁と柱部材は梁の軸方向の伸びを考慮しており、梁部材は接合部回転角と曲率による変形角の和としている。各部材の安全限界時までのエネルギー吸収量は異なるが、せん断破壊する方立壁(0.5 階分の3 階方立壁を除く)および曲げ破壊する柱や梁部材それぞれのSIは部材角に対して同様な推移となることがわかる。

2.2 耐震修復性指数 RI の定義

図1(b)のように部材の修復限界はその最大耐力時として定義するが、柱と梁部材は耐力低下が見られなかったため安全限界時と同じ変形角として定める。そのため、表1のように部材の安全限界と修復限界に応じる架構の代表変形角は同じ値となっている。架構の修復限界は既往の研究²により被災度の中破と大破を区分する耐震性能残存率

Rの閾値である60%とした結果、本試験体では代表変形角1.38%時(詳細は次報(その3)を参照)となった。

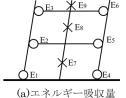
部材や架構の耐震修復性は修復費用に基づいて評価することが一般であるが、本研究ではその前段階である損傷量により評価することを試みる。ここで、損傷量は残留ひび割れ面積を適用し、残留ひび割れ幅とひび割れ長さにより求めた。また、コンクリート剥落によるひび割れ長さの減少は考慮するが、剥落面積は損傷量評価に含まれない。規準化した耐震修復性指数 RI を式(4)のように定義する。ここで、Ai はある変形 i 時点の残留ひび割れ総面積、 ΣA を修復限界時の残留ひび割れ総面積である。

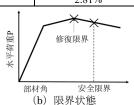
$$RI = Ai/\Sigma Au \tag{4}$$

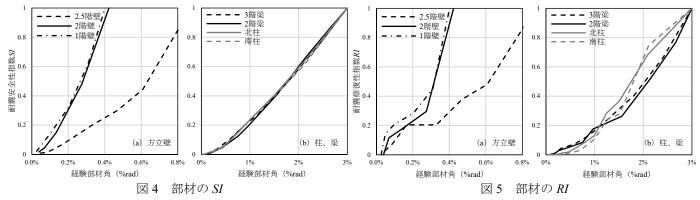
各部材のひび割れ面積と経験部材角の関係を図2に、部材のRIと部材角関係を図5に示す。ここで、2階方立壁はひび割れ幅の計測を終了後の面積を同一と仮定した。SIの推移と同様に、せん断破壊する方立壁および曲げ破壊する柱や梁部材それぞれのRIは部材角に対して同様な推移となることがわかる。

表1 各部材の限界状態の架構の代表変形角と部材角

X 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1									
部材	部材角	代表変形角							
1 階方立壁	0.40%	0.50%							
2 階方立壁	0.42%	0.38%							
2.5 階方立壁	0.87%	0.75%							
2 階梁	3.00%	1.42%							
3 階梁	3.00%	1.22%							
北柱	3.00%	2.85%							
南柱	3.00%	2.81%							
	Ir.								







3. 耐震安全性指数 SI と耐震修復性指数 RI の相関モデル

3.1 部材の SI と RI の相関関係

部材の耐震安全性指数 SI と耐震修復性指数 RI の関係を図 6 に示す。ここで、主筋或いは縦筋の降伏点を併記する。 方立壁において、縦筋の降伏前は RI が頭打ち傾向になるが、縦筋の降伏に伴い RI は限界状態に向かって急激に増加しつつ、SI とほぼ正比例関係を示している。柱と梁部材においては、主筋の降伏により SI と RI の増加率が高くなり、その後は正比例関係に近い傾向になっている。

架構の SI と部材の RI の関係を図 7 に示す。この結果より、架構全体の耐震安全性には余裕があっても部材の修復性の余裕度は不十分であることがわかる。

3.2 方立壁を考慮した架構の SI と RI の相関関係

架構の SI および RI に対する各部材のエネルギー吸収量 およびひび割れ面積の割合を図 8 に示す。架構の SI に対して、梁部材の寄与分が最も大きくなっているが、柱と方立壁の寄与分は同程度のものの、小変形領域では方立壁の寄与分が柱より大きくなっている。架構の RI に対しては、損傷が最も激しい 2 階方立壁が支配的であり、柱部材と比べ梁部材の寄与分が大きくなっている。

架構の $SI \ge RI$ の関係を図9に示す。また、図9の特徴点(以下: Point) に対する損傷状況を表2に纏めて示す。

方立壁を考慮する場合、小変形領域では方立壁の縦筋および柱や梁部材の主筋の降伏により RI の増加が激しくなるが、方立壁のせん断破壊以降は SI が顕著に増加することがわかる。方立壁を考慮しない場合、架構の SI と RI の関係は柱や梁などの構造部材の SI と RI の関係と同様にほぼ正比例を示している。

4. まとめ

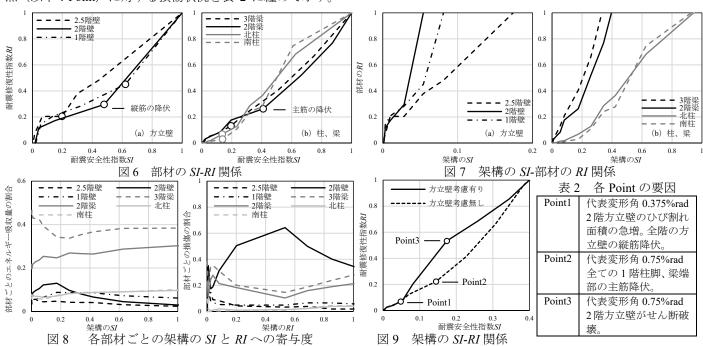
1) SI、RIを用いて架構、部材の安全性と修復性の相関関係を評価することができた。2) 部材のRIとSI は部材角に対応した推移を見せた。3) 方立壁の架構への影響は安全性には最大 13%ほど、修復性には最大 64%ほどの影響力があり、安全限界には6%、修復限界には35%の影響があった。

5) 架構の安全限界に余裕がある段階で、梁と方立壁は修復 限界に達している傾向がみられ、これらを定量的に評価す る事ができた。6) 方立壁の有無による架構の RI-SI 関係へ の影響は、初期段階では方立壁の影響が支配的である。

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、2017
- 2) 日本建築防災協会: 震災建築物の被災度区分判定基準および復日 技術指針、2015

(権研究室)



方立壁を有する RC 造架構の耐震性能評価に関する実験的研究 その3 方立壁が建物の残存耐震性能に及ぼす影響

218-096 野本 晟矢

1. はじめに

本報 (その3)では、被災度区分判定基準¹⁾に基づき、方立壁が建物の残存耐震性能や被災度の評価結果に及ぼす影響について検討する。

2. エネルギー吸収量に基づいた残存耐震性能評価

2.1 残存耐震性能評価手法 (精算法)

仮想仕事の原理より、地震動による外力仕事が内力仕事である架構のエネルギー吸収量と釣り合っており、架構のエネルギー吸収量の大小に基づきその耐震安全性が評価される。また、耐震診断基準 2 に基づき架構の代表変形角 $^{3.0}$ %時を架構の安全限界と定め、地震により被災した架構が安全限界までのエネルギー吸収能力の残存度合によりその残存耐震性能を評価する。ここで、本研究では方立壁が架構全体の残存耐震性能に及ぼす影響を検討するため、式(1) のように部材の求めたエネルギー吸収量(能力)の総和に基づき架構のエネルギー吸収量(能力)を定め、その耐震性能残存率 2 を算出し、被災度(表 1) を区分する。ここで、 2 を算出し、被災度(表 1) を区分する。ここで、 2 を算出し、被災度(表 2) を区分する。ここで、 2 での部材 2 のエネルギー吸収量の総和で表変形角が 2 のエネルギー吸収量の総和、 2 のに、 2 のに、

$$R = \left(1 - \frac{\sum_{i=1}^{n} E_{d,i}}{\sum_{i=1}^{n} E_{u,i}}\right) \times 100 \tag{1}$$

2.2 方立壁が架構のエネルギー吸収量に及ぼす影響

各部材の載荷サイクルにおける総エネルギー吸収量を図1に、架構に対する各部材のエネルギー吸収量の比を図2に示す。架構の小変形領域では方立壁のエネルギー吸収量が大きく、代表変形角1.5%時までは柱部材が占める割合を超え最大で約3割を負担し、架構の残存耐震性能評価においてその影響を考慮する必要があると考えられる。

2.3 精算法による残存耐震性能評価

精算法による評価結果を図3に示す。方立壁を考慮する場合、主体架構のみの耐震性能残存率Rより小さくなる傾向が見られた。特に、Rによる被災度区分結果において、代表変形角1.5%時に主体架構のみでは中破と区分されることに対し、方立壁を考慮する場合は大破と区分され、被災度区分結果においても方立壁が影響すると考えられる。

3. 損傷量に基づいた残存耐震性能評価

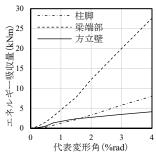
3.1 残存耐震性能評価手法(略算法)

被災度区分判定基準に基づき、図 4 および表 2 のように 部材に表出する損傷状態から損傷度を分類し、部材の損傷 度に応じる耐震性能低減係数 η (表 3) を算定して、式 (2) より R を求める。ここで、 B_j は損傷度 j の部材の基準化耐 震性能、Borg は被災前の基準化耐震性能、 k_c 、 k_g はそれぞれ曲げ柱、曲げ梁の強度指標比(k_c : $k_g = 1:1$)、 C_j 、 G_j はそれぞれ損傷度 j の曲げ柱、曲げ梁の降伏ヒンジ数、 C_{sum} 、 G_{sum} はそれぞれ曲げ柱、曲げ梁の降伏ヒンジ数である。また、全体崩壊型架構における部材の強度指標比は曲げ終局モーメントの比より定められている。

$$R = \frac{\sum_{j=0}^{5} B_j}{B_{org}} \times 100$$

$$B_j = k_c \sum_c \eta_j \cdot C_j + k_g \sum_g \eta_j \cdot G_j$$

$$B_{org} = k_c \cdot C_{sum} + k_g \cdot G_{sum}$$
(2)



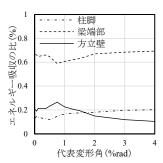


図1 総エネルギー吸収量

図2 エネルギー吸収量の比

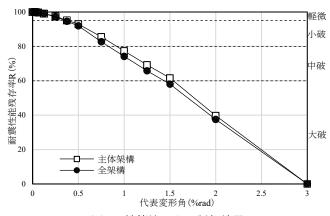


図3 精算法による評価結果

表 1 被災度区分

X 1 放火及区方						
被災度	R(%)					
軽微	R>95					
小破	80≦R<95					
中破	60≦R<80					
大破	R<60					
倒壊	R≒0					

表 2 損傷内容

	35 (153)
損傷度	損傷内容
I	0.2mm 未満
II	0.2~1.0mm
III	1.0~2.0mm
IV	2.0mm 以上
V	剥落等

表 3 耐震性能低減係数 η

損傷度	曲げ柱	曲げ梁	せん断壁
I	0.95	0.95	0.95
П	0.75	0.75	0.60
III	0.50	0.50	0.30
IV	0.20	0.20	0
V	0	0	0

図4 せん断部材の損傷度の概念図

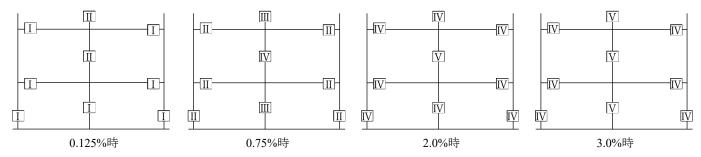


図 5 損傷度評価の例

表 4 強度指標比の算定結果

	柱	方立壁
曲げ終局強度	66.6kNm	110kNm
強度指標比	1.0	1.65

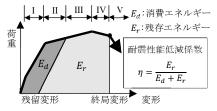


図6 耐震性能低減係数ηの概念

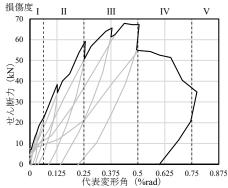


図7 2階方立壁の荷重-変形関係

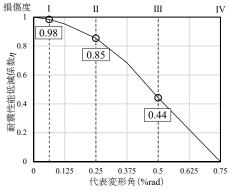


図8 サイクルごとのηの算定結果

3.2 各部材の損傷度と耐震性能低減係数

各部材の損傷度評価結果を図 5 に、強度指標比の算定結果を表 4 に示す。ここで、本試験体は約 1/3 スケールの縮小モデルであるため、図 4 のような損傷度の概念図に基づき、残留ひび割れ幅のスケール効果を考慮し、目視による損傷状態から損傷度を評価した。また、方立壁の耐震性能低減係数 η においては、図 6 と図 7 に示す概念図と荷重-変形関係を用い算定し、その結果を図 8 に示す。ここで、方立壁の荷重-変形関係は損傷が最も激しい 2 階方立壁のものを適用し、被災度区分判定基準に定められているせん断壁の η に近似する値を得られた。

3.3 略算法による残存耐震性能評価

方立壁の η をパラメータとする架構の耐震性能残存率Rの算定結果を図9に示す。図8に示す方立壁 η の算定結果を適用した場合と被災度区分判定基準で定めているせん断壁の η を適用した場合のRの算定結果が近似することがわかる。また、両ケースともにRの精算値より小さくなり、安全側の被災度評価となった。

部材の強度指標比(曲げ終局強度比)をパラメータとする架構の耐震性能残存率 R の算定結果を図 10 に示す。ここで、方立壁の η は被災度区分判定基準で定めているせん断壁の η を用いた。表 4 に示す柱に対する方立壁の実強度指標比を適用した場合と柱と同様な強度指標比を適用した場合の R の算定結果が近似しており、ケースともに R の精算値より小さく、被災度は安全側に判定された。

4. まとめ

本報 (その3) では、方立壁が RC 造架構の残存耐震性 能に及ぼす影響について検討し、以下の知見を得た。

(1) 方立壁のエネルギー吸収量は架構全体の 3 割程度を 占め、それに基づいた架構の耐震性能残存率 R の算定結果

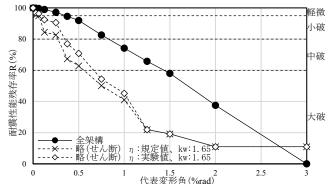


図10 強度指標比をパラメータとした略算法の評価結果に影響を与えることが分かった。(2) 方立壁の耐震性能低減係数 η を算定し、架構の耐震性能残存率 R の評価への適用性について検討した。(3) 方立壁の強度指標比が架構の耐震性能残存率 R の評価結果に及ぼす影響を把握し、柱と同様な強度指標比を適用することを提案した。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会: 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針、2015
- 2) 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、2017

(権研究室)

218-055 嶋田 佳樹

1. はじめに

熱的快適性を含めた温度には SET* (標準新有効温度) が用いられることが多い。SET*を計算するにあたり、MRT (平均放射温度) の算出が必要となる。検討点からレイ(光線)を放射状に飛ばし、衝突した箇所の放射率と表面温度から元の検討点に届く放射熱量を求めることで MRT が算出可能となる。

既報¹⁾では、Rhinoceros 及び Grasshopper を用いて樹木本数の最小化と SET*の最小化を目的関数とした樹木配置の最適化について GA(遺伝的アルゴリズム)を用いて実施した。個々の評価では 10 か所の評価点(人の中心高さ)から 993 本のレイを飛ばし、建物、道路、樹木等のいずれかに衝突するかの判定に多大な時間を要した。なお、5,000 ケース程度(個体数 50、世代数 100)に要した解析時間は約 14 時間であった。

本卒業研究では、Grasshopper を用いた放射解析の最適化の高速化について検討する。また、将来的なエージェントシミュレーションとの連携を視野に入れて、人の移動に伴い時系列的なSET*の算出と可視化を同時に行うシステムを構築する。

2. 解析概要

Rhinoceros 及び Grasshopper を用いて、SET*算出及び GA(遺伝的アルゴリズム)による最適化を行い、高速化前後での解析時間を比較する。GA の設計変数と目的関数を表 1 に示す。

表1 設計変数と目的関数の設定

設計変数	目的関数
・樹木の配置	・平均 SET*(体感温度)の最小化
	・樹木本数(コスト)の最小化

2.1. 解析対象モデル

既報 1のヴォイド内公園モデルを用いる。

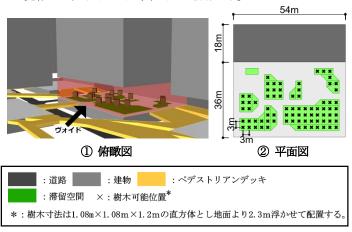


図1 解析対象モデル

2.2. 解析条件

場所は大阪市として、アメダスデースより 2010 年~2020 年 の 8 月 11 日 14 時の平均気温を用いる。

2.3. 樹木配置方法

公園内に 3m 間隔で点をグリッド配置する。滞留空間に配置された点のみを樹木配置可能位置(本報では 80 点)とする。その中から最大 15 点に樹木が配置される。

2.4. SET*算出

目的関数の一つである SET*について説明する。SET*とは環境要素である気温・相対湿度・風速・平均放射温度(以下MRT)、人体側要素である代謝量・着衣量から算出される体感温度である。 既報 ¹⁾ で富樫の熱環境計算戯法 ²⁾ の計算コードを Grasshopper に移植し、SET*の算出を可能にしている。長波長放射量において、人の中心高さから 993 本のレイを立体的に飛ばし、建物、道路、樹木、滞留空間、ペデストリアンデッキのいずれかに当たるかの衝突判定を行う。どこにも衝突しなかったレイは天空に衝突したと見なす。建物、道路、樹木、滞留空間、ペデストリアンデッキは 2.5 節に示す表面温度を、天空は気温、相対湿度を用い算出した仮想天空温度を適用し、レイの衝突位置ごとに長波長放射量を算出した。その他詳細は既報 ¹⁾ 参照。算出フローを図 2 に示す。滞留空間の任意の場所に計 10人配置し、それぞれの SET*を算出後、10人の SET*の平均値を用いて快適性の評価を行う。

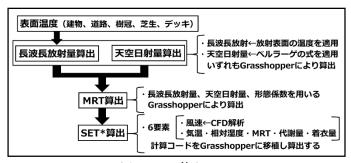


図2 SET*算出フロー

2.5. 表面温度の設定

建物、道路、樹幹、芝生の表面温度は既報¹⁾で算出した温度 を用いる。また、デッキの表面温度は32.0℃とした。

3. レイの衝突判定ロジック

従来方式と新方式における算出フローを図3、図4に示す。

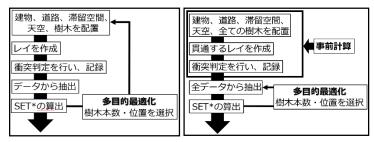


図3 従来方式の算出フロー

図4 新方式の算出フロー

3.1. 従来方式

従来は、評価点から直線をレイとして放射状に作成し、各種 オブジェクト(建物、道路、芝生、ペデストリアンデッキ、樹 木) との衝突判定を行い、形態係数を得る。なお、1本のレイ が複数のオブジェクトを貫く場合には Grasshopper の IsoVist Ray コンポーネントより、評価点から最も近いオブジェクトを 判定の対象とした。オブジェクト種別毎(建物は東西南北面毎) に、予め表面温度と放射率を設定しておくことで、レイが衝突 した面からの長波長放射量が決定される。これにより、個々の 評価点における MRT、SET*が算出される。従来方式では計算 を行う度に樹木が Rhinoceros 上にモデリングされるが、明らか に動作が重くなる。多目的最適化のように数千以上の解析を行 う際に解析時間が長くなる傾向が見られた。

3.2. 新方式

本報では個々の計算毎に樹木モデルを Rhinoceroes 上に作成 するのではなく、はじめに GA に必要となり得る全ての形態係 数を得ることで解析の高速化を図る(図 6 参照)。予め、建物、 道路、滞留空間、ペデストリアンデッキ、全ての樹木を並べた 上で全評価点から放射状にレイを飛ばす。樹木配置可能位置及 び評価点はグリッド状とする。本報では、レイをオブジェクト に貫通させることで、「各レイがどの順番に建物、樹木等に衝突 するか」を記録させる。このようにすることで、例えば、検討 点からの直線状にオブジェクトA、オブジェクトBの順に配置 可能位置が定義される場合に、オブジェクト A が B よりも手 前に配置されるケースやオブジェクトA・B両方が配置される ケースでは A が、オブジェクト B のみが配置されるケースで はBがレイの衝突対象となることを瞬時に判定できる。なお、 本報では IsoVist Ray コンポーネントを 2 つ使い、一方には樹木 以外の建物等の情報を判定させ、もう一方では、番号を振られ た樹木に対して1本ずつ衝突判定を行う(図5参照)。予め記録

させることで、多目的最 適化で都度選定される 樹木に衝突するレイを 瞬時に特定することが 可能となる。MRT、SET* の算出は従来方式と同 様である。

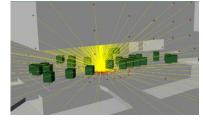


図5 衝突判定のポイント

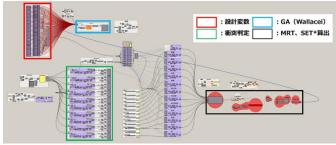


図 6 Grasshopper 全体図

従来方式と新方式の比較結果

Grasshopper のプラグインである Wallacei を用いて、既報 1)と 同じく個体数 50、世代数 100 として多目的最適化を行った。従 来方式と新方式の最適化結果のパレート解及び解析時間を図7 に示す。従来方式では14時間39分29秒、新方式では16分19 秒(事前準備 15 秒、GA 16 分 4 秒)となり、約 98%の時間短 縮に成功した。

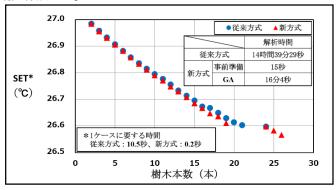
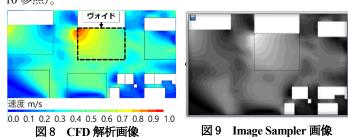


図7 最適化結果のパレート解

5. 経時変化する SET*の可視化

将来的に MRT、SET*の算出ロジックをエージェントシミュ レーションと連動させることを考え、人が歩行しながら SET* 算出を繰り返すシステムを構築し、Rhinoceros 上で可視化する。 本報では歩行ルートを固定させる。SET*算出時に用いる風速は、 (株) アドバンスナレッジ研究所製の FlowDesigner2021 を用い て CFD 解析を行い、風速分布(図8参照)をモノクロ画像と して出力する。Grasshopper の Image Sampler コンポーネントを 用いて画像を任意の数で分割したポイント毎に明度を Grasshopper 上に読み込ませる (図9参照)。最も評価点に近い ポイントの明度を風速値に変換し、SET*算出時に用いる。歩行 するエージェントは SET*に応じて色を変える仕様とした(図 10 参照)。



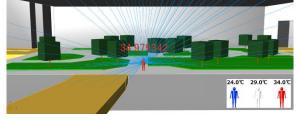


図 10 SET*の可視化

6. まとめ

本研究は Grasshopper を用いた放射解析の最適化の高速化に ついて検討した。新方式の計算時間は従来方式と比べて約98% 短縮した。今後は、エージェントシミュレーションへ組み込み、 環境面を考慮した人間行動について検討する。

参考文献

- 井森亮太: 立体都市公園群による新しい都市空間の設計手法に関する 研究 第3報 ヴォイド内公園における樹木配置と照明配置の最適 化, 4051, 2021.6
 - 富樫英介: 熱環境計算戲法 version2.2.0, p664-665, 2016.12 (河野研究室)

角部の曲率半径を考慮した軽量角形鋼管の接触座屈に関する研究 その1:座屈挙動と座屈耐力

218-060 曽東 祐真

1.はじめに

現在、建築構造物における部材間の接合部において、 溶接や高力ボルトを使用することは標準的な工法になっている。この接合部は概ね一体化されていると考えられ、部材には座屈荷重となる力が確実に伝達される。一方、高力ボルトを使わず接触程度の組み立てで施工されている際の角形鋼管において、その側面板材の座屈を考慮しなければならない場合、接触による影響は無視できない。本研究では接触の影響を検討する事例として、道路などの側溝に設置するかさ上げ材を取り上げ、数値シミュレーションの手法で座屈挙動に対する接触の影響を検討する。本論ではコンクリート支持材との接触も考慮し、角形鋼管の外側鉛直プレート材の高次座屈の検討を試みる。具体的には角形鋼管の角部の曲率半径が接触に対する影響を考慮して、より現実に近い解析モデルを作成した。梁せいの違いによる接触座屈耐力の低下や座屈モード、座屈荷重を比較検討する。

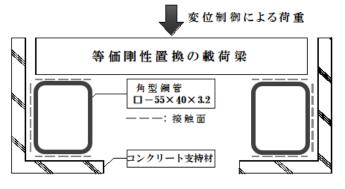


図1 解析モデルの概要

2.数值解析

2.1 解析概要

汎用プリポストシステム HyperMesh を用いて解析モデルを作成し、汎用解析ソフト Abaqus を用いて数値解析を行った。解析モデルは図 1 のように 2 つの支持材である鋼管の上に荷重を伝達する梁が設置され、梁材と支持材間は接触の関係にある。梁は本来グレーチング材であるが、解析を容易に行うために、断面二次モーメント I が等しくなるよう板材の厚みを調整しモデルを作成した。かさ上げ材である角形鋼管と、その側面から下部にかけてのコンクリート支持材、及びかさ上げ材の角形鋼管との間に解析上の接触を設け、座屈挙動のシミュレーションを行う。数値解析では梁材、コンクリート材を弾性材、鋼管は弾塑性の STKR400 材の真応力-真ひずみ関係を使用する。解析モデルについては、図 1 に示す鋼管材口・55×40×3.2 の断面をラーメンとして用い、奥行きを 80mm と設定した。さらに鋼管の角部には、

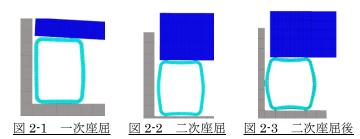
半径 R=6.4mm の丸みを加え、より現実に近い接触状況の座 屈解析を行った。

梁材の剛性が異なると梁・鋼管間の接触状況が変化し、全体の座屈性状に影響が生じるため、梁せいとする板材の厚みを 15mm~45mm とし、梁材中央に載荷するための剛体を挿入し、荷重の伝達における過大な局部変形が生じないよう設定した。昨年と同様に鋼管側面とコンクリート材の隙間距離による耐力低下の影響に加え、鋼管の角部の丸みによる影響を検討するため、隙間距離を 2mm~10mm とした。昨年度は解析上の理由で梁せいが 25mm から検討であったが、本報はそれよりも小さい 15mm から検討した。解析に使用した静摩擦係数は 0.45 とし、鋼材のヤング係数は2.05 × 105 N/mm² コンクリートは下21を採用した

解析に使用した静摩擦係数は 0.45 とし、鋼材のヤング係数は $2.05 \times 10^5 \ N/mm^2$ 、コンクリートは F_c21 を採用し、ヤング係数 $2.17 \times 10^4 \ N/mm^2$ と設定した。

2.2 解析結果及び考察

図 3 は梁せい 15mm~45mm の場合の梁材中央の載荷点 における荷重と変位の関係を示したグラフである。同図か ら分かるように、梁せい 15mm の場合では、①で一次座屈 として角形鋼管の内側側面鉛直プレートのオイラー座屈が 確認された。この時、図2-1で示しているように、梁の曲げ 変形が大きく、載荷梁と角形鋼管上面との接触は内側に集 中しているため、載荷した荷重の大半は角形鋼管の内側側 面鉛直プレートが受けているため、角形鋼管の外側鉛直プ レートの分担している荷重が小さく、座屈まで至らなかっ た。一次座屈の後、変形の増加によって、角形鋼管外側の角 部の接触も成立し、②において、二次座屈として外側側面鉛 直プレートのオイラー座屈も生じた。一方、梁せい 35mm 以上のケースでは、載荷梁の曲げ変形が小さく、内側側面鉛 直プレートの座屈が生じる前に角形鋼管外側の角部の接触 も成立し、③において、内側鉛直プレートと外側鉛直プレー トがほぼ同時に座屈に至った(図 2-2)。この場合、図中の一 次座屈と二次座屈は同じポイントとなっている。二次座屈 の発生後、耐力としての荷重が一時低下するが、外側鉛直プ レート材の変形が増大し、側面のコンクリート材と接触す ることにより、座屈による変形が制御される(図 2-3)。その 結果、外側鉛直プレート材とコンクリート材の間に摩擦が 生じることで、再び角形鋼管の耐力が増加し、最大耐力とな る④で外側鉛直プレート材が三次座屈し、その後再び耐力 が低下していく。



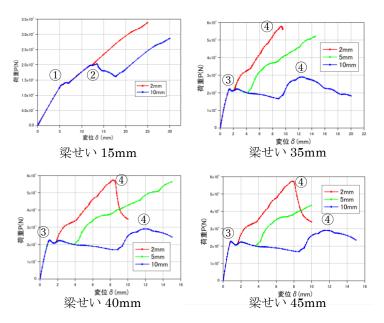


図3 各梁せいの変位-荷重関係

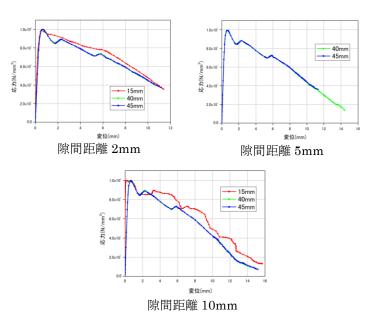


図 4 梁せい 15~45mm における変位-応力関係

表 1 に梁せい 15mm~45mm における一次・二次・三次 座屈が生じたときの荷重をまとめた。この表より、梁せいが 小さい場合の二次座屈耐力が少し低下していることがわか る。これは一次座屈後における角形鋼管の内側側面鉛直プレートの耐力低下が影響していると考えられる。図 4 はそ の内側側面鉛直プレートの耐力低下を示している。同図の 縦軸は内側側面鉛直プレートの応力度、つまり部材として

の軸力の度合いを示している。

また、表 1 にあるように、三次座屈荷重では、隙間距離が 2mm と 10mm のいずれの場合でも、三次座屈荷重>二次座屈荷重となるが、隙間距離により最大耐力が大きく変化することが分かる。これは図 5 のように隙間距離が大きくなるにつれ、部材間の接触面が小さくなることも原因であると考えられる。

表1 座屈荷重一覧

	梁せい15mm			梁せい40mm			梁せい45mm		
	2mm	5mm	10mm	2mm	5mm	10mm	2mm	5mm	10mm
一次座屈荷重[kN]	14.1	_	14.1	22.5	22.5	22.5	22.7	22.7	22.7
二次座屈荷重[kN]	_	_	20.3	22.5	22.5	22.5	22.7	22.7	22.7
三次座屈荷重[kN]	-	_	_	57.4	1	30.0	55.9	_	30.0
隙間距離 2	mm	隙間	距離	5m	<u>ım</u>	隙間	距離	10	<u>mm</u>
図 5 各隙間距離における三次座屈									

3.まとめ

本研究では、座屈耐力に対する接触の影響を検討する ため、鋼管断面材の座屈問題を取り上げ、角形鋼管外側 の鉛直プレート材とコンクリート支持材の隙間距離、及 び梁せいの板厚を変化させたモデルを作成し、接触にお ける座屈耐力の変化を数値解析で検討した。その結果、 次のことが言える。

- (1) 一次座屈後の耐力低下は、昨年度は数多くのケース に見られたが、今年度は梁せいが小さいケースにし か見られなかった。
- (2) 解析結果より、梁せいが 35mm 以上になると、一次 座屈と二次座屈が同時に生じることが分かった。
- (3) 二次座屈後の耐力低下は、昨年度よりもかなり小さくなったが、座屈耐力の値は小さくなっていた。梁せい 45mm、隙間距離 10mm のケースで昨年度の結果と比較すると、耐力低下は 0.14 倍、二次座屈荷重は 0.34 倍となっていた。
- (4) 二次座屈後、外側鉛直プレートがコンクリート支持 材と接触することで再び耐力が増加し、得られた最 大耐力はいずれのケースも二次座屈耐力を上回った。 また、隙間距離が 5mm のケースでは二次座屈耐力 の 2.5 倍の最大耐力が期待でき、隙間距離が過大で ある 10mm のケースでも、二次座屈耐力の 1.3 倍の 最大耐力が期待できることが分かった。

参考文献

(1)小森智央:「接触を考慮した軽量角形鋼管の座屈耐力に関する研究」、大阪工業大学卒業論文集 2020 年(2)井上一郎:「建築鋼構造の理論と設計」、京都大学学術出版会、2003 年(3)若林寛:「鉄骨構造学詳論」、丸善株式会社、1985 年(4)社団法人日本鋼構造協会:「わかりやすい鉄骨の構造設計」、技報堂出版株式会社、2013 年

角部の曲率半径を考慮した軽量角形鋼管の接触座屈に関する研究 その2:有効長さと等価長さ

218-052 佐々木 嘉彦

1.はじめに

本報における角形鋼管の検討事例及び検討手法などにつ いては、同研究その1と同様なので、その2では省略する。 ただし、載荷梁に伝わる荷重はかさ上げ材の軽量角形鋼管 の長さより小さく、座屈荷重を算定する場合、接触の影響を 考慮する必要の他、一次以降の座屈を含めた座屈挙動に対 する角形鋼管の有効長さも必要となってくる。本報では昨 年に続き、この有効鋼管長さの検討に対して、鋼管の角部に 丸みを加えたことによる影響を、弾塑性数値解析で検討し てみる。

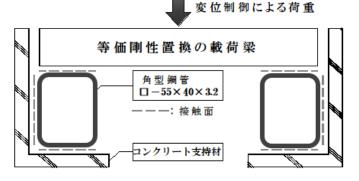
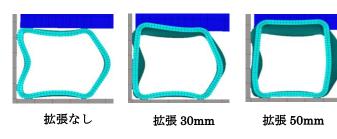


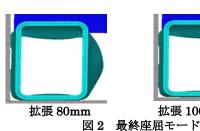
図1 解析モデルの概要

2.数值解析

2.1 解析概要

解析には、その 1 の研究と同様のデータ処理システムや 解析ソフトを用いて数値解析を行った。図1は使用した解 析モデルを示している。研究その 2 では奥行き 200mm の 解析モデルの 1/2 を基準モデルとして、角形鋼管の奥行方 向長さを1倍の100mm (拡張なし) から3.3倍の330mm (拡張長さ 230mm) まで変化させた。載荷梁の梁せいを 40mm で設定し、梁材の中央には載荷するための剛体を挟 み、荷重の伝達において過大な局部変形が生じないように している。本研究では有効鋼管長さを検討するために、昨年 度より基準モデルの奥行きを増やし、角形鋼管角部の曲率 半径を考慮することで、より現実味のあるモデルとして設 定し、この基準モデルから幅(鋼管長さ)を拡張していく。 鋼管の外側鉛直プレート材とコンクリート支持材の隙間距 離は、接触面積がより大きくなる2mmのみで検討した。解 析には研究その1と同じ設定値を使用した。



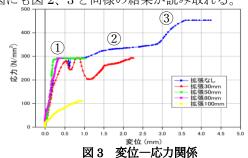


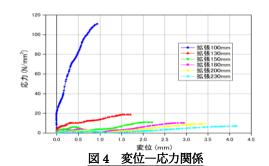


拡張 100mm 以上

2.2 解析結果及び考察

図 2 は最終座屈である三次座屈の座屈モードを示してい る。拡張 30mm では、拡張なしと比較すると、鋼管の外側 鉛直プレートにおける拡張された端部(奥行方向の中心か ら 130mm) の座屈モードは三次座屈まで到達せず、二次座 屈後のコンクリート材との接触までの変形にとどまってい る。また拡張 50mm、拡張 80mm では拡張部分の端部の変 形が小さくなり、コンクリート材との接触まで到達せず、拡 張 100mm では座屈変形がほとんど見られなくなった。図 3、図 4 はそれぞれ拡張なし ~ 100 mm と拡張 100mm \sim 230mm の場合の角形鋼管拡張側端部の外側鉛直プレート の鉛直変位と応力度の関係を示したグラフである。①は鋼 管拡張側端部の内側鉛直プレート及び外側鉛直プレートで 生じる一次・二次座屈を示しており、本研究ではどの拡張ケ ースでも一次・二次座屈がほぼ同時に生じた。②では二次座 屈直後は外側鉛直プレートの横方向変形が増大し、コンク リート材と接触することで摩擦が生じ、耐力が再び増加す る。③は最大耐力であり、鋼管の外側鉛直プレートの三次座 屈を示している。三次座屈後はプレートとコンクリート材 との接触面積が減少することで耐力が低下する。拡張 30mm までは、二次座屈後に耐力が低下するが、拡張 50mm 以降の耐力低下はほとんど見られなかった。図 4 からは、 拡張 100mm の応力度が一次座屈応力度の値に到達してお らず、以降はさらに応力、変位ともに減少していることから、 鋼管の拡張側断面の鉛直プレートに座屈変形が生じていな いことが読み取れるので、角形鋼管の座屈耐力の有効鋼管 長さは、拡張 100mm の長さであると推測できる。図 4、5 はそれぞれ拡張なし~100mm、拡張 100mm~230mm の 載荷梁の載荷点の変位と荷重の関係を示したグラフで、こ れらの図にも図2、3と同様の結果が読み取れる。





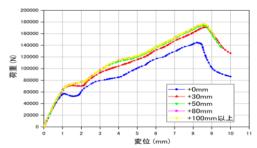


図 5 変位一荷重関係

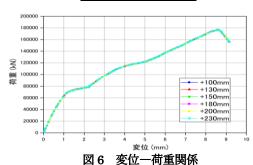


表1は、解析で得られた拡張なし~100mm までの一次座 屈・二次座屈耐力を、表2は拡張100mm~230mm の三次 座屈耐力を示したものである。拡張100mm 以降はそれぞれの表でほぼ同程度の結果となったため、まとめて記入した。表1の一次座屈、二次座屈と表2の三次座屈ともに拡張30mm で耐力の増分が最も大きくなり、それ以降も鋼管の耐力は増加するが、増加率は減少しているため、拡張30mm までは拡張の影響を大きく受けていると言える。増加率の減少に関しては、前述の図2からもわかる通り、鋼管長さの拡張50mm からは、鋼管の拡張側断面までの変形が小さくなり、それに伴い鋼管全体でのコンクリート材との接触面積の増加も少なくなることによって、鋼管全体の耐力の増分も小さくなることが原因であると考えられる。一次・二次・三次座屈のすべての耐力において、拡張80mm~100mmの耐力は、わずかな差しか生じなかった。

表1 座屈荷重(kN)一覧

拡張	なし	+30	+50	+80	+100以上			
一次座屈	57.0	69.7	75.4	77.6	77.8			
二次座屈	57.0	69.9	75.4	77.6	77.8			

表 2 座屈荷重(kN)一覧

拡張	なし	+30	+50	+80	+100以上
三次座屈	143.6	171.7	175.6	178.7	178.8

表 3 は一次・二次座屈と三次座屈の拡張長さ倍率と鋼管の各座屈における等価長さ倍率の関係を示したものである。

拡張 2.0 倍以上は同程度の結果のためまとめて記入した。また、図 5 は表 3 をグラフ化したもので、各座屈時の等価長さの増加率を比較すると、昨年度の結果と逆の傾向を示し、三次座屈よりも一次・二次座屈の増加率の方が大きくなることがわかった。これらの結果を用いて、各座屈における拡張長さ倍率と等価鋼管長さ倍率の関係について、以下の式が提案できる。

一次・二次座屈 (α:拡張倍率, β:等価長さ倍率)

$$\beta = -0.562\alpha^2 + 2.040\alpha - 0.477 \tag{1}$$

三次座屈

$$\beta = -0.464\alpha^2 + 1.621\alpha - 0.148 \tag{2}$$

ただし、 $\alpha \ge 1$, $\beta \ge 1$ とする。

表 3 拡張及び等価長さ倍率一覧

拡張倍率	1.0	1.3	1.5	1.8	2.0 以上
等価長さ倍率	1.00	1.22	1.33	1.36	1.36
(一次・二次)					
等価長さ倍率	1.00	1.20	1.23	1.25	1.25
(三次)					

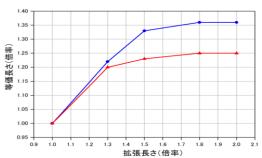


図5 拡張長さ一等価長さ関係

3.まとめ

本研究では鋼管断面材の座屈問題を取り上げて、角形鋼管とコンクリート支持材との接触を考慮し、鋼管長さを変化させた解析モデルを用いて、鋼管の拡張幅による影響を数値解析で検討した。その結果以下のことが言える。

- (1) 拡張 100mm 以降の解析結果は耐力の増加が微小であることから、梁せい 40mm で梁幅 100mm の基準モデルの場合の角形鋼管の最大有効鋼管長さは、拡張100mm であると言える。
- (2) 各拡張ケースでの等価長さの倍率は三次座屈よりも一次・二次座屈のほうが大きく、拡張の影響を大きく受けている。
- (3) 拡張なしの基準モデルの解析値を用いることで、角形 鋼管の最大等価長さを求めた。一次座屈及び二次座屈 時は約 1.4 倍、三次座屈時は約 1.3 倍となる。さらに 等価長さ倍率についての算定式を提案した。

参考文献

(1) 高瀬和幹:「角形鋼管の接触座屈挙動における有効鋼管長さに関する研究」、大阪工業大学卒 業論文集 2020 年 (2) 井上一郎:「建築鋼構造の理論と設計」、京都大学学術出版会、2003 年 (3) 若林寛:「鉄骨構造学詳論」、丸善株式会社、1985 年 (4) 社団法人日本鋼構造協会:「わかりやすい鉄鋼の構造設計」、技報堂出版株式会社、2013 年

(林研究室)

Momentum 法を用いた空調 CFD パーツのモデリング

第1報 2種類の構造格子系ソフトウェア使用時における4方向吹出し気流の性状比較

218-063 高田 晃矢 (共同研究者 218-102 藤木 竜也)

1. 背景・目的

空調の吹出し口近傍を精密に再現すると格子数が増加し易い。そこで、吹出し口から少し離れたところに体積力を与える Momentum 法 ¹⁾を用いることで、さほど格子数を増やさずとも、気流性状を適切に再現することが可能となり得る。 Momentum 法のように特殊な手法を扱うには経験が必要であるが、ノウハウそのものを空調機器と一体化したCFD 用のパーツとすることで、より多くの技術者・設計者による解析が可能となり得る。こうした考えのもと、空気調和・衛生工学会 CFD パーツ適用性検討小委員会 CFD パーツ仕様 WG では、CFD 解析において空調機器の吹出し気流を再現する CFD パーツについて開発を進めている。

本研究では、比較的少ない格子数でも空調時における気流性状を適切に再現可能とするために、Momentum 法での体積力の与え方について検討して、最終的には CFD パーツとして整理する。

本年度は、CFD パーツ化用に少ない格子分割で空調機器 や空間を再現した場合についての一次風上、QUICK 解析を 2 種類の構造格子系ソフトウェアを用いて解析し、その結 果を比較する。

第1報では既往研究^{2),3)}を基に4方向カセット型ディフューザー空調機を対象に解析を行う。Momentum法を組み込んだCFDパーツが移流項差分スキームの種類やソフトウェアの違いによりどの程度解析結果の傾向に影響するかについて基礎的知見を得る。

2. 解析概要

図 1 に解析領域を示す。 $(X)4.5m\times(Y)6.7m\times(Z)2.7m$ の室内を対象とし、X=1.8m、Y=3.35m の位置に 4 方向カセットディフューザーを設置した。表 1 に解析条件を示す。解析領域および空調機モデル、解析条件については既往研究 $^{2),3)}$ を基に作成している。図 2 に空調機近傍の詳細を示す。側面と下面端それぞれに流出境界、下面中央に流入境界を設けることで、それぞれ吹出し口・吸込み口を再現している。吹出し口の面積を $0.0075m^2$ としたモデルを「詳細モデル」、 $0.025m^2$ に拡大し体積力を与えたモデルを「簡易モデル」と称する。

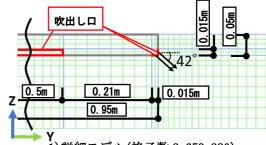
3. Momentum 法の適用

図 3 に Momentum 法を用いて与える体積力を示す。 Momentum 法では格子を粗くした際に不足した(単位時間・単位体積あたりの)運動量を吹出し直下のセルに体積力として与える。本解析の詳細モデルと簡易モデルの総風量(900m³/h)は等しい。詳細モデルの運動量は、吹出し面積、風速から換算すると水平方向に 141.33N/m³、鉛直方向 114.58N/m³。簡易モデルでは水平方向 42.40N/m³、鉛直方向 34.37N/m³。これらの運動量の差を成分ごとに求め、簡易モデルに体積力として与えることで、詳細モデルと同じ総運動量としての解析を行うことができる。体積力の計算式を式①、式②に示す。

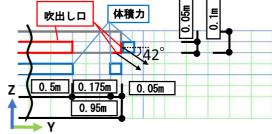
 $\rho u_h^2 A (N) \div V (m^3) = \rho u_h^2 A/V (N/m^3) ...式①$ $\rho u_v^2 A (N) \div V (m^3) = \rho u_v^2 A/V (N/m^3) ...式②$

ho: 空気密度 $[kg/m^3]$ $u_h.u_v$:吹き出し風速[m/s] A: 吹出し面積 $[m^2]$ V:1 つのセルの体積 $[m^3]$





1) 詳細モデル(格子数 2,653,280)



2) 簡易モデル(格子数 121, 280)

図2 空調機近傍詳細(縮尺は1)と2)で異なる。)



図3 Momentum 法で付与する体積力

4. 格子分割に関する検討

Momentum 法の適用に当たり、既報 ③ (の caseD')では空間全体を 0.1m の等分割とした。これを「従来型格子」とする。本報では従来型格子の吹出し口近傍第 2 格子までをそれぞれ 2 倍に分割した。これを「改良型格子」とする。図 4 に格子の違いによる到達距離比較を示す。到達距離(気流が 0.5m/s となる距離)は従来型格子で 1.2m、改良型格子で 1.7m となった。詳細モデルの到達距離が 2.07m であり、改良型格子での結果の方が近い。以降は改良型格子を用いる。

5. 解析ケース

詳細モデルと簡易モデルを対象として、移流項差分スキームを 1 次風上と QUICK とした計 4 通りを行う。㈱アドバンスドナレッジ研究所製 FlowDesigner 2021 を用いる場合を FD、MSC Software Corporation 製 scSTREAM を用いる場合を ST とする。解析ケースを表 2 に示す。

6. 解析結果

図 5 に鉛直面風速分布を示す。1 次風上の解析結果を見ると、詳細モデル同士(case1)、簡易モデル(case2)でFDとSTの結果を比較すると傾向は概ね一致する。図 6 の風速プロファイルを見ると、Z=2.0m付近の風速は概ね詳細モデルの方が簡易モデルの結果よりも大きいが Z=1.4m以下では、あまり違いがない。

次に QUICK の解析結果を見る。詳細モデルでは、FDと STで吹き出し角度が異なる。QUICK は 1 次風上に比べ数値粘性が小さく気流が拡散し難い。この拡散の程度に両ソフトウェアの特性があり体積力とは関係の無い差がある。簡易モデルでも気流の指向性については同様の差が見られる。ただし、FDも STも簡易モデルでは QUICK の方が 1 次風上の場合よりも吹出し気流が下向き傾向となる。簡易モデルでは空調機側面に下向きの体積力を与えているが、QUICKでは一次風上に比べると下向きの運動量が拡散しづらく、吹出し角度が下向き寄りになったと考えられる。

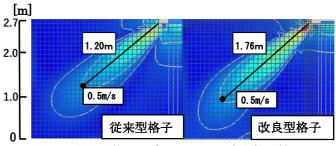


図4 格子の違いによる到達距離比較

表2 解析ケース

	FlowDesigner				scSTREAM				
ケース名	case1	case2	case3	case4	ケース名	case1	case2	case3	case4
モデル	詳細	簡易	詳細	簡易	モデル	詳細	簡易	詳細	簡易
解析スキーム	1次風上 QUICK		ICK	解析スキーム	1次風上		QU	QUICK	

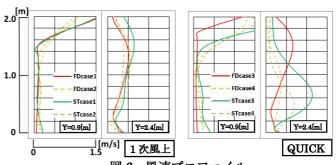


図6 風速プロファイル

図 6 の風速プロファイルを見ると Y=0.9m では、Z=1.4m 以下において詳細モデルと簡易モデルの違いはあまりない。Y=2.4m では FD と ST の指向性の差が顕著に現れる。

7. まとめ

本報では4方向カセットディフューザーを対象に、移流 項差分スキームの種類やソフトウェアの違いによる傾向 についての検証を行った。QUICK スキーム使用時には詳細 モデルと簡易モデルとで吹出し気流の角度に幾らか違い が見られた。

参考文献

- 1) 中井、桃井ら、ライン型ディフューザーを用いた室の CFD 解析手法に関する研究 (その6) ダブルラインディフューザーにおける気流性状の把握と簡易解析手法の検討,空気調和・衛生工学会大会学術講演論文集(2016,9.14~16 (原児島)]
- 五島、潘井ら、4 方向内セット型ディフューザーの CFD パーツ化に関する検討,空気調和衛生工学会 大会学術講演論文集[2017.9.13 ~ 15 (高知)]
 石田、Momentum 法を用いた CFD パーツのモデリング,空気調和・衛生工学会大会学術講演論文集
- 石田、Momentum 法を用いた CFD ハークのモデリンク,空気調和・解生工学会大会学所講演編义集 [2020.9.15 ~ 17 (福島)]

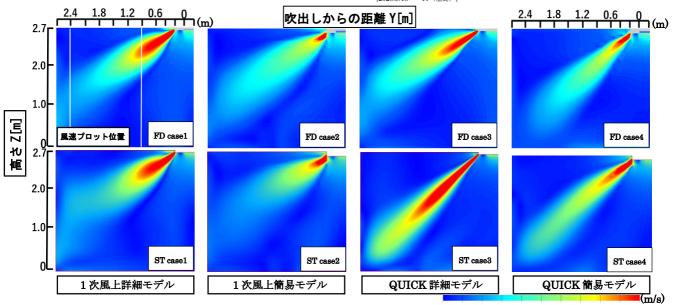


図 5 鉛直面風速分布

0.0 0.2 0.4 0.6 0.8 1.0 1.2 1.4 1.6 1.8 2.0

(河野研究室)

Momentum 法を用いた空調 CFD パーツのモデリング 第2報 ライン型ディフューザー周辺の格子分割に関する基礎検討

218-102 藤木 竜也 (共同研究者 218-063 高田 晃矢)

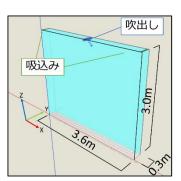
1. 背景•目的

第1報では、4方向カセット型ディフューザーを対象に CFDパーツ化に関する知見を得た。本報では、ライン型ディフューザーを対象にCFDパーツ化に向けて、構造格子の基での格子分割の方法の要所について検討する。

2. 解析概要

格子分割は構造格子とし、FlowDesigner(以下FDと省略)と seSTREAM(以下 ST と省略)で解析を行った。表 1 に解析条件を示す。図 1 に解析領域を示す。(X) 3.6m×(Y) 0.3m×(Z) 3.0mの天井面と床面を壁面境界、周囲 4 面を対称面境界として、X・Y 方向に連続することを想定する。天井面の中央部にライン型ディフューザーを設置した。解析領域両端部に流出境界を設定して吸込みを再現している。吸込み流量は均等に吹出し流量の半分ずつとする。解析領域および吹出し、吸込みについては既往研究 10を基に作成している。

図2に吹出し近傍詳細 X-Z 断面図を示す。吹出し寸法を50 mm×50 mmとした詳細な吹出しではでは斜め45度下方に吹出し、簡略化し100 mm×50 mm、100 mm×100 mmとした吹出しでは吹出し面の法線方向に吹出し、直後のセルで体積力を与えている。吹出し風量は均等に半分ずつとした。



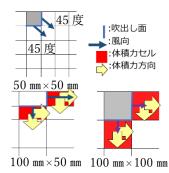


図1 解析領域

図2 吹出し近傍詳細 X-Z 断面図

表 1 解析条件

解析ソフト	FlowDesigner2021 STREAM2021.1				
解析領域	$3.6m(X) \times 0.3m(Y) \times 3.0m(Z)$				
乱流モデル/アルゴリズム	標準k-εモデル/SIMPLEC				
移流差分スキーム	HYBRID/QUICK(本梗概ではQUICKのみ)				
不足緩和係数	F D ①②と S T ①~⑥は0.85、その他はデフォルト				
流入境界条件	$k=3/2(V_{in}\cdot k_{in})^2[m^2/s^2]$				
派入境外采 什	$\varepsilon = 0.09^{3/4} \times k^{3/2} / L_{in} [m^2/s^3]$				
壁面境界条件	天井・床以外の壁面	はすべてFree-slip			

3. Momentum 法の適用

CFD 解析で格子が粗くなると吹出し面積は大きくなるが、 風量を変えないことにより、吹出し速度が減少する。吹出し 速度の減少で不足する運動量を体積力として与える。表2に Momentum 法を用いて付与する体積力の値を示す。体積力は 既往研究¹⁾を基に式(1)(2)より算出した。

 $ho u^2 A$ [N] ÷ V [m^3] = $ho u^2 A/V$ [N/ m^3] ····(1) (垂直面の場合) $ho w^2 A$ [N] ÷ V [m^3] = $ho w^2 A/V$ [N/ m^3] ····(2) (水平面の場合) ho : 空気密度 [kg/ m^3] u,w : 法線方向速度 [m/s] A:吹出し面積[m^2] V : 1 つの格子の体積[m^3]

表 2 体積力等計算表

吹出し寸法(X-Z断面)		(小)50mm×50mm			(中)100mm×50mm			(大)100mm×100mm					
吹出し口の設置位置		水平	四	垂回	直面	水平	四	垂回	直面	水平	四	垂直面	
成分の方向	成分の方向		Z	Х	Z	Х	Z	Х	Z	Х	Z	Х	Z
吹出し幅	m	0.0	50	0.0	50	0.1	.00	0.0	50	0.1	.00	0.1	.00
吹出し流量	m³/min	0.9	000	0.9	000	0.9	000	0.9	000	0.9	000	0.9	000
吹出し速度成分(u,w)	m/s	1.000	1.000	1.000	1.000	0.000	0.500	1.000	0.000	0.000	0.500	0.500	0.000
吹出し角度	0	-4	-45 -45		-9	90	()	-9	90	•	0	
吹出しのK値	m^2/s^2	0.03	000	0.03	000	0.00	375	0.01	.500	0.00	375	0.00	375
吹出しのε値	m^2/s^3	0.01	708	0.01	708	0.00	038	0.00604		0.00038		0.00	038
体積力セル厚み	m		な	L		0.0	500	0.1000		0.1000		0.1	000
体積力セル体積	m ³		な	L		0.0015 0.0015		0.0030		0.0	030		
流入運動量	N	0.018	0.018	0.018	0.018	0.000	0.009	0.018	0.000	0.000	0.009	0.009	0.000
不足する運動量	N		なし		0.018	0.009	0.000	0.018	0.018	0.009	0.009	0.018	
体積力	N/m^3		な	L		12.0	6.0	0.0	12.0	6.0	3.0	3.0	6.0

4. 格子分割

解析ケースを表3に示す。

標準格子(ケース②)は、既往研究¹⁾に準じた格子分割として 50mm 毎に全体を格子分割し、さらに吹出し近傍から外側に向かって 12.5 mm、25 mmから 50 mmと段階的に X 方向に分割する。詳細格子(ケース①)は標準格子の最小間隔である 12.5mm 幅で奥行方向も含めて均等に格子分割する。

簡易格子(ケース③、ケース⑤)は、100 mm幅で全体を均等に格子分割する。なお、ケース③は吹出し高さが50 mmのためケース⑤よりも天井面から50 mm下の格子線が1本多い。簡易格子[部分集中](ケース④、ケース⑥)は、簡易格子の吹出し近傍を、X方向の中央300 mmの範囲と、Z方向の天井下100 mm(ケース④)、200 mm(ケース⑥)の範囲を集中的に分割した。

表3 解析ケース表

ケース	吹出し寸法(X×Z)	格子パターン	総格子数	
1	(小)50mm×50mm	詳細格子	1,658,880	$(288\!\times\!24\!\times\!240)$
2	(小)50mm×50mm	標準格子	67,680	(94×12×60)
3	(中)100mm×50mm	簡易格子	3,441	(37×3×31)
4	(中)100mm×50mm	簡易格子[部分集中]	4,554	(46×3×33)
⑤	(大)100mm×100mm	簡易格子	3,330	$(37 \times 3 \times 30)$
6	(大)100mm×100mm	簡易格子[部分集中]	4,968	$(46 \times 3 \times 36)$

5. 解析結果 図3上部にFD、下部にSTの解析結果を示す。 まず、FD と ST ともに詳細格子(ケース①)と標準格子(ケ ース②)とはそれぞれ同様の気流性状となる。標準格子の有 効性が確かめられた。

次に、既往研究¹⁾に準じて簡易格子としたケース③を確かめる。FDでは吹出し直後に気流が拡散する。STでは気流の拡散は FD ほど見られないが、吹出し角度がほぼ水平方向となる。FD、ST共に気流性状としては上手く再現できていない。

ケース③から後述のケース⑥まで全体的に FD よりも ST の結果で吹出し直後の気流性状に強い指向性がみられる。 FD の仕様では体積力が格子の風下面でのみ与えられるのに対して、ST の仕様では風上・風下面に振り分けて与えられるため拡散が抑えられるものと考えられる。

吹出し近傍の格子分割を部分的に増やすことで改善できるのではと考えケース④を試みた。FD では気流の拡散は幾らか抑えられたが、吹出し風向は水平寄りの斜め方向となる。ST でも同様の傾向を示した。

吹出し気流が水平寄りとなるのは吹出し寸法 100mm×50 mmでありが垂直面と水平面で吹出し面積が異なるためと考え、ケース③を基に 100mm×100mm の吹出し寸法に変更したケース⑤を試みた。FD と ST ともに吹出し風向が 40 度程度まで再現され、FD では拡散も幾らか抑えられた。

ケース④と⑤を併せたケース⑥の結果では、FDと STともに吹出し風向が45度に近づき、FDはより拡散が抑えられた。

吹出し形状を簡略化する際に、吹出し直後の体積力及び その直後のセルを集中的に格子分割することで、比較的粗 い格子分割でも気流性状を再現することができた。

6. まとめ

本報では、ライン型ディフューザーに Momentum 法を用いて、少なめの格子で再現した場合の気流性状の再現性について2種類の構造格子系ソフトウェアで検証した。

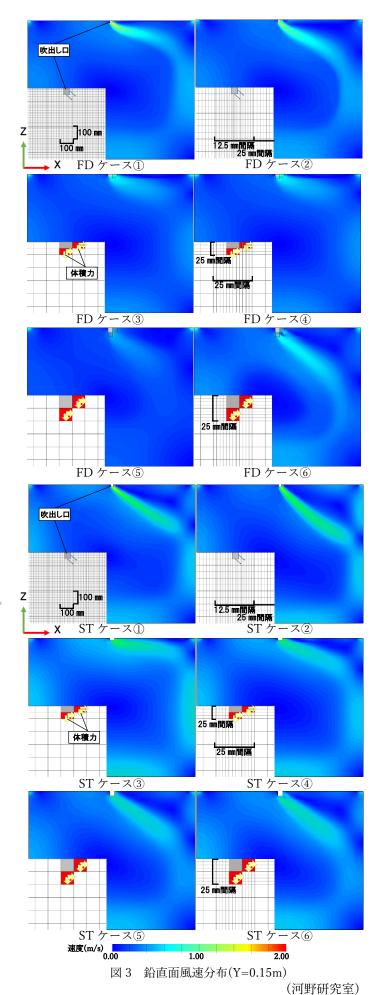
斜め吹出しの吹出し形状を簡略化する際には、2面の吹出 し面積を均等として、簡略化する。また、吹出し直後の体積 力およびその直後のセルを集中的に格子分割することで比 較的粗い格子分割でも気流性状を再現することができた。

謝辞

本研究の解析にあたり、福井大学の桃井 良尚 氏、㈱アドバンスドナレッジ研究所の桃瀬 一成 氏、平木 康隆 氏に、多大なるご助言・ご協力を頂きました。ここに感謝の意を表します。 参考文献

1) 桃井良尚、河野良坪

「空調吹出し気流の CFD モデリング手法とラインディフューザーへの適応例」 Clean Technology 2021 年 9 月号(pp. 22-26)



杭を有するフーチング基礎の耐震性能評価及び耐震補強に関する研究 その1 実験概要

218-070 田中 稜真

1. はじめに

フーチングは柱や壁を支え上部荷重を地盤へ伝える版 状構造である。フーチングは通常梁部材とみなしており、 許容応力度以内に収めるとともに、剛体とみなせる必要厚 さを十分に確保する設計によりその断面余剰耐力が大き い。しかし、2016年に発生した熊本地震1)では杭を有する フーチング基礎の被害が確認されており、既存フーチング 基礎に対する補強必要性が挙げられている。また、フーチ ングの損傷メカニズムは非常に複雑であり、地震時の挙動 に関する更なる検討が不可欠である。特に、杭を有するフ ーチング基礎構造の載荷実験の事例が少なく、杭の本数な どがフーチングの耐震性能に及ぼす影響においても不明 確な点が多い。そこで、本研究では杭の本数と補強の有無 をパラメータとするフーチングの静的載荷実験を行い、杭 の本数が破壊形状に及ぼす影響や炭素繊維グリッドによ る補強効果を調査する。本報(その1)では試験体設計及 び測定計画などの実験概要について報告する。

2. 試験体概要

2.1 試験体設計

試験体 1 と 2 は杭の本数、試験体 1 と 3 は炭素繊維グリッドによる補強の有無をパラメータとし、約 1/5 スケールである。フーチングの平断面は 1100mm×1100mm、高さは 250mm であり、上端筋に D6@100 (SD295A、両方向同様)、下端筋に D13@100 (SD295A、両方向同様)を使用している。杭の配置(載荷方向×直角方向)は試験体 1 と 3 が 2×2 (計 4 本)、試験体 2 が 2×3 (計 6 本)であり、直径と高さがそれぞれ 140mm と 275mm の鋼管杭とする。炭素繊維グリッドによる補強はフーチングの上面と側面にプライマーを塗布した後、炭素繊維グリッドをアンカーで固定し、

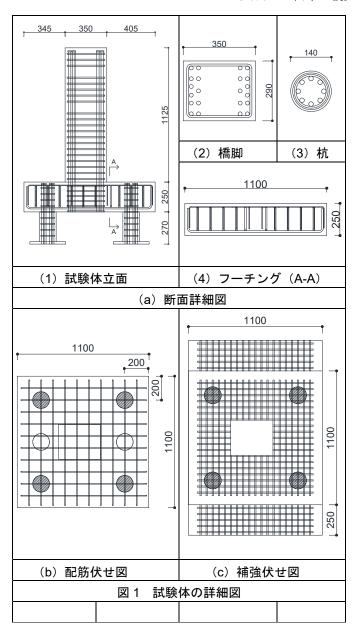


表 1 試験体詳諸元一覧

部材名称	項目	試験体1	試験体2	試験体3			
	寸法 (mm)		1125×350×290				
橋脚	主筋		22-D19				
	せん断補強筋		D10@50				
	載荷×直角方向	2×2	2×3	2×2			
杭	寸法 (mm)		Φ140				
10 L	主筋	8-D16					
	せん断補強筋	D6@50					
	寸法 (mm)		1100×1100×250				
	補強後寸法 (mm)	1100×11	1100×1100×250				
フーチング	上端筋		D6@100				
	下端筋		D13@100				
	補強有無	<u></u>	#	有			

更に上からモルタルを塗布して完成する。また、炭素繊維グリッドは載荷方向と直角方向にそれぞれ50mm間隔である。橋脚は断面が350mm×290mm、高さが1125mmである。尚、コンクリートの設計基準強度は24N/mm²である。他の試験体概要においては表1の試験体諸元一覧に示す。

2.2 材料特性

材料特性を表 2 に示す。コンクリートの圧縮強度は 44.2N/mm^2 で、ヤング係数は $2.5 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ である。また、モルタルの圧縮強度は 63.1N/mm^2 で、ヤング係数は $2.1 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ である。鉄筋のヤング係数は $1.9 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ ~ $2.1 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ であり、降伏強度は D6 が 458N/mm^2 、D10 が 388N/mm^2 、D13 が 346N/mm^2 、D16 が 393N/mm^2 である。また、補強材の引張強度は $1.8 \times 10^3 \text{N/mm}^2$ で、ヤング係数は $1.1 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ である。

3. 実験計画

3.1 載荷計画

載荷装置と載荷スケジュールを図2に示す。本実験では 鉛直方向には荷重を加えず、水平方向のみで変位制御によ る一方向の繰り返し載荷を行う。また、試験体のフーチン グ上端筋が降伏するときの水平変位yを基準とし、1y、2y、 3y、4y、5y、6yのように目標変位を設定し、安全限界に達 するまで載荷を行う。ここで、各目標変位での繰り返し回 数は1回とする。

3.2 計測計画

本実験では載荷荷重、鉄筋と補強材のひずみ度および変位を計測する。図3と図4に試験体鉄筋のひずみゲージ貼り付け位置を示す。ここで、試験体は載荷方向に対して対称となっているため、予備解析結果に基づきひび割れが集中すると予想される引張側の片側にのみにひずみゲージを貼り付ける。試験体1と3は上端筋に46枚、下端筋に10枚のひずみゲージを貼り付ける。図5に補強材のひずみゲージ貼り付け位置を示す。炭素繊維グリッドには上端筋のひずみ度計測計画に応じて34枚のひずみゲージを取り付ける。図6に変位計の取り付け位置を示す。変位計は主に変位が大きく発生するフーチング上面と載荷方向の側面に配置し、試験体の反りやすべりなどを計測する。

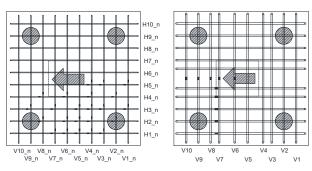


図3 上端筋のひずみゲージ 図4 下端筋のひずみゲー

4. まとめ

本報(その1)では、試験体設計概要および実験計画について報告した。次報(その2とその3)では、杭の本数が破壊メカニズムや耐震性能に及ぼす影響と炭素繊維グリッドによる補強効果について報告する。

参考文献

1) 国土交通省国土技術政策総合研究所、国立研究開発法人土木研究所:平成28年(2016年)熊本地震土木施設被害調査報告、国総研資料第967号(土研資料第4359号)、2017年3月

表 2 材料特性(単位: N/mm²)

(a) コンクリートとモルタル

項目	圧縮強度	ヤング係数		
コンクリート	44.2	2.5×10 ⁴		
モルタル	63.1	2.1×10 ⁴		

(b) 鉄筋と補強材強

項目	降伏強度	引張強度	ヤング係数				
D6 (SD295)	458	561	1.9×10 ⁵				
D10 (SD345)	388	548	2.0×10 ⁵				
D13 (SD295)	346	476	2.1×10 ⁵				
D16 (SD345)	393	538	2.1×10 ⁵				
補強材	_	1.8×10 ³	1.1×10 ⁵				

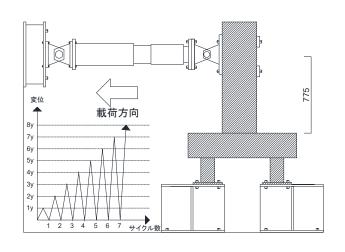


図2 載荷装置と載荷スケジュール

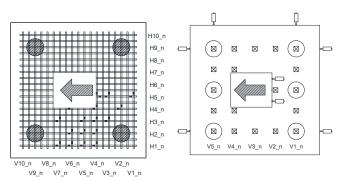


図4 下端筋のひずみゲージ 図5 補強材のひずみゲージ

H10

Н٩

Н7

Н5

НЗ

H2

図 6 変位計配置図

(権研究室)

杭を有するフーチング基礎の耐震性能評価及び耐震補強に関する研究 その2 杭の本数がフーチングの耐震性能に及ぼす影響

217-156 山口 祐輝

1. はじめに

本報 (その2) では、前報 (その1) で紹介した杭の本数 をパラメータとする試験体1と2の実験結果について報告 し、杭の本数がフーチングの破壊性状や耐震性能に及ぼす 影響について考察する。

2. 実験結果

2.1 破壊性状および荷重-変形関係

試験体1及び試験体2の載荷ステップ6y時損傷状況を図1に、荷重-変形関係を図2に示す。

(1) 試験体 1

荷重 82kN 時に、フーチングの上面と側面にひび割れが発生した。荷重 155kN (水平変位 δ =5.22mm) 時に、フーチング上面と柱接合部付近に多数のひび割れが発生し、またフーチング引張側の上端筋が降伏し、その以降からフーチングの上面、側面及び下面にひび割れが進展した。水平変位 δ =31mm) まで荷重が徐々に増加し最大の 255kN に達して、フーチング上面の圧縮側にもひび割れが発生した。

(2) 試験体 2

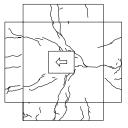
荷重 83kN 時に、フーチングの上面と側面にひび割れが発生した。荷重 188kN(δ =4.80mm)時に、フーチング上面と柱接合部に多数のひび割れが発生し、フーチングの引張側上端筋が降伏し、その以降からフーチングの上面、側面及び下面にひび割れが進展した。水平変位 $5y(\delta$ =24.02mm)で最大荷重 314kN に達して、フーチング上面圧縮側にひび割れが発生した。その後、荷重が低下し始め、 $6y(\delta$ =28.89mm)では荷重が 307kN となった。

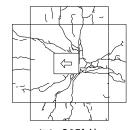
2.2 変位分布

同水平変位時の両試験体引張側杭直上のフーチング上面変位を図3に示す。両試験体ともに、フーチング中央部の変位が端部より大きくなった。また、弾性時においては両試験体のフーチング上面変位は近似したが、塑性時では杭の本数が多い試験体2の変位量は小さくなった。これは同断面に配置されている杭本数の増加によりフーチング変形が抑制されることであると考えられる。

2.3 ひずみ度分布

フーチング引張側の同断面における上端筋ひずみ度分布を図4に示す。弾性域では、両試験体ともにフーチング中央部鉄筋のひずみ度が端部鉄筋より大きくなっている。塑性域に入った後、試験体1では鉄筋 H4 のひずみ度が最も大きくなったが、試験体2では鉄筋 H5 も H4 と同程度のひずみ度分布となり、他の鉄筋より大きい値を示した。これは杭の本数の増加によりフーチングの応力分布が変化し、耐力負担筋の数も増えることであると考えられる。





(a) 試験体 1

(b) 試験体 2

図 1 載荷ステップ 6y 時の損傷状況

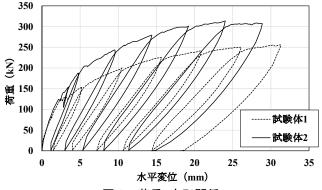


図 2 荷重-変形関係

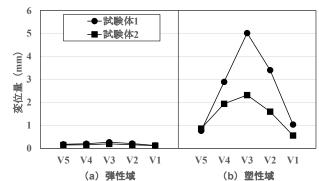


図3 同水平変位時のフーチング上面の変位

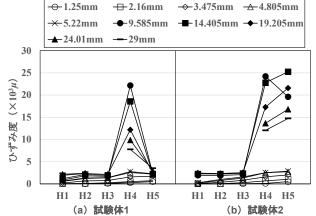


図4 フーチング引張側同断面の上端筋ひずみ度

また、各試験体の圧縮側同位置の杭の鉄筋ひずみ度分布を 図5に示す。同水平変位において、弾性時と塑性時ともに 杭の本数が多い試験体2のひずみ度が小さくなり、杭一本 当たりの負担力が小さくなっていると考えられる。

3. 杭の本数がフーチングの曲げ耐力に及ぼす影響

3.1 梁部材とした算定方法

フーチングの曲げ耐力は既往の研究 1 や道路橋示方書 2 で定めた方法を適用し、フーチングを片持ち梁に置き換えた式 1 により算定した。ここで、 σ_s は鉄筋応力度 1 (1 N/mm 2)、 2 は応力中心間距離 2 (1 があり、 2 は鉄筋ひずみ度、 2 は鉄筋ヤング係数 2 (1 N/mm 2) である。

$$M_{cv} = \sigma_s \times A_s \times j \tag{1a}$$

$$\sigma_{\rm S} = \varepsilon \times E \tag{1b}$$

式 (1b) による鉄筋応力度 σ_s の算定において、表 1 のように鉄筋のひずみ度を用い算定し、フーチング曲げ耐力の計算値と実験値を図 6 に示す。フーチングの引張側鉄筋が降伏した後では、その曲げ耐力の計算値と実験値の差が小さく、梁部材とした算定方法に基づきフーチングの曲げ耐力を精度よく評価できると考えられる。

3.2 杭の影響を考慮したフーチング有効幅の検討

フーチングの設計時では、 σ_s は鉄筋の降伏強度を適用しつつ、 A_s は式(2a)より求める。また、フーチングの有効幅は式(2b)~(2e)のように 4 つの方法が提案されている。ここで、 p_t は引張鉄筋比、b はフーチング有効幅 (mm)、d はフーチング有効高 (mm)、 t_c は柱幅 (mm)、B はフーチング全幅 (mm) である。

$$A_s = p_t \times b \times d \tag{2a}$$

$$b = t_c + d \tag{2b}$$

$$b = t_c + 1.5d \tag{2c}$$

$$b = t_c + 2d \tag{2d}$$

$$b = B \tag{2e}$$

各試験体の降伏荷重時のフーチング曲げモーメント M_{eu} (実験値) と有効幅による曲げ耐力 M_{cy} (計算値) の比較結果を図7に示す。式 (2b) ~ (2e) に定めた有効幅の算定方法では、杭本数の影響を考慮しないため、試験体1と2のフーチング曲げ耐力 M_{cy} の算定結果が同じであり、杭本数の増加によるフーチング曲げ耐力の向上を評価することができない。そこで、図4に示すように杭本数の増加によるフーチングの応力分布変化を考慮し、その耐力負担鉄筋の増加数と杭径の相関関係を検討して、式 (3) のように杭の本数と直径をパラメータとして組み込んだ有効幅の算定式を提案する。ここで、b は既往の有効幅、n は引張側杭本数、 φ は杭の直径である。

$$b' = b + (n - 2) \times \varphi \tag{3}$$

式 (3) を用い算定した曲げ耐力 M_{cy} と実験結果より得られた曲げモーメント M_{eu} の比較結果を図 8 に示す。式 (3) を用いることにより、両試験体の曲げ耐力において、計算値と実験値の割合が近似していることより、式 (3) は杭本数の増加によるフーチング曲げ耐力の増大を精度よく評価できると考えられる。

4. まとめ

本報(その2)では、杭の本数がフーチングの破壊性状

や耐震性能に及ぼす影響について検討した。

- 1) 杭本数の増加により、フーチングの変形が抑制され、またその引張側の応力分布にも変化が生じており、耐力負担筋の数が増えることが分かった。
- 2) フーチング曲げ耐力の算定において、杭の影響を考慮した有効幅算定法を提案し、その妥当性について検証した。 参考文献
- 1) 国土交通省土木研究所: 上面側が主鉄筋となる場合のフーチングの耐力算定式に関する実験的研究、土木研究所資料、第 3781 号、2001
- 2) 日本道路協会:道路橋示方書·同解説IV下部構造編、2017

表 1 計算値の求め方

計算値① 引張側同断面の各鉄筋のひずみ度から鉄筋の応力度を求めた場合 引張側各鉄筋おいて最大のひずみ度から鉄筋の応力度を求めた場合

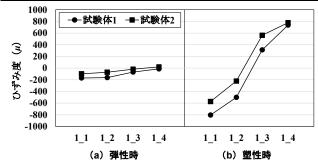


図5 圧縮側杭の鉄筋ひずみ度

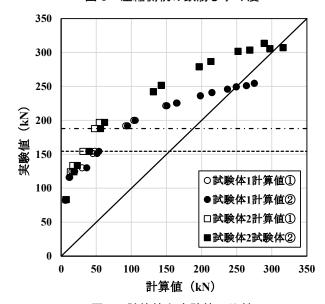


図6 計算値と実験値の比較

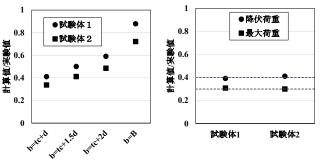


図7 既往の有効幅

図8 提案した有効幅

(権研究室)

杭を有するフーチング基礎の耐震性能評価及び耐震補強に関する研究 その3 炭素繊維グリッドを用いたフーチングの補強効果

217-120 林田 龍汰

1. はじめに

本報 (その3) では、前報 (その1) で紹介した炭素繊維 グリッドによる補強有無をパラメータとする試験体1と3 の実験結果を報告し、その補強効果について検討する。

2. 実験結果

2.1 破壊経過

試験体3の載荷ステップ8y時の損傷状況を図1に示す。また、試験体1の破壊経過は前報(その2)を参照されたい。試験体3の荷重151kN(δ =3.46mm)でフーチング上面と柱接合部近傍にひび割れが発生し、引張側鉄筋が降伏する時(水平変位1y)ではフーチング上面の引張側にひび割れが多数発生した。水平変位4yでは補強材を縁取るようなひび割れが進展し、 δ y 以降からはフーチング上面の圧縮側にも大きなひび割れが進展した。

2.2 荷重-変形関係

試験体 3 の荷重 -変形関係を図 2 に示す。また、試験体 1 の荷重 -変形関係は前報 (その 2) を参照されたい。試験体 3 の荷重 232kN (\delta=8.10mm) でフーチングの引張側上端筋が降伏した。試験体 1 と比べ耐力が大きく増加し、水平変位 3y (\delta=24.4mm) で最大耐力 314.8kN に達した。その後、耐力が徐々に低下し、安全限界(最大耐力の 80%低下時)に達した荷重 241kN で載荷を終了した。

2.3 変位分布

両試験体の弾性時(水平変位 δ =5.22mm)および塑性時(水平変位 δ =24.40mm)の載荷方向フーチング上面の変位を図 3 に示す。弾性時と塑性時ともに試験体 3 の変位が試験体 1 より小さくなっており、炭素繊維グリッドがフーチング表面から剝離するような破壊が生じなく、その補強によりフーチング上面の変位が抑えられることがわかる。

2.4 ひずみ度分布

両試験体の弾性時(水平変位 δ =5.22mm)および塑性時(水平変位 δ =24.40mm)の載荷方向のフーチング上端筋と補強材のひずみ分布を図 4 に示す。また、補強材のひずみ度と水平変位の関係を図 5 に示す。図 4 の弾性時において、試験体 3 のフーチング上端筋のひずみ度が試験体 1 より小さく、補強材のひずみ度の発生により、補強材がフーチング上端筋に掛かる荷重を負担し、耐力が増加していることがわかる。塑性時において、試験体 3 のフーチング上端筋のひずみ度は試験体 1 と同程度の値となっており、補強材にもひずみ度が生じていることから補強材が機能していることがわかる。図 2 および図 5 により、水平変位 30mmで補強材のひずみ度の大幅低下に従い試験体の荷重が低下しており、補強材によって耐力が増加したことがわかる。

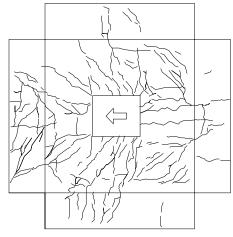


図 1 試験体 3 の載荷ステップ 8y 時の損傷状況

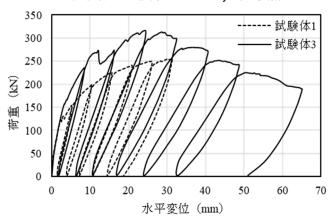


図2 荷重-変形関係

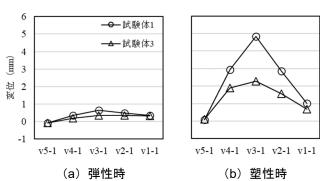


図3 同水平変位時のフーチング上面の変位

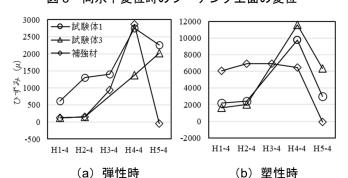


図4 フーチング引張側同断面のひずみ度

3 炭素繊維グリッドによる補強効果

3.1 梁部材とした算定方法

補強後のフーチングの曲げ耐力は式 (1) のように梁部材とした算定方法 $^{1)}$ で求める。ここで、 A_s : 鉄筋の断面積 (mm^2) 、 E_s : 鉄筋のヤング係数 (N/mm^2) 、 E_s : 実験で得た鉄筋のひずみ度、j: 鉄筋の応力中心間距離、 A_f : 炭素繊維グリッドの断面積 (mm^2) 、 E_f : 炭素繊維グリッドのひずみ度、 (N/mm^2) 、 E_f : 実験で得た炭素繊維グリッドのひずみ度、 (M/mm^2) 、 (M/mm^2) 、 (M/mm^2) である。

$$M = A_s \times E_s \times \varepsilon_s \times j + A_f \times E_f \times \varepsilon_f \times (7/8) \times d_f$$
 (1)

式(1)の適用において、フーチングの引張側同断面の鉄筋と補強材のひずみ度から求めた値を計算値①、引張側各鉄筋と補強材の最大ひずみ度から求めた値を計算値②とし、実験値との比較を図6に示す。計算値①と計算値②ともに最大耐力時に対して、計算値と実験値が近づいていることがわかる。

3.2 補強材による耐力増加の算定

図 5 のように炭素繊維グリッド $H1 \sim H4$ のひずみ度は試験体の最大耐力時に概ね 7000μ を示しており、規格値(前報(その 1)の表 2 を参照)の 5 割程度に相当する値となっている。また、図 4 のように補強材 H5 はほとんどひずみ度が生じなく、引張側の柱前面に位置している補強材は鉄筋と同様に耐力の増加にほぼ寄与していないと考えられる。そのため、耐力増加に寄与している載荷方向の補強材は、柱前面部を除いた 14 本(幅 600mm)であると考えられ、上端筋の有効幅b(= t+1.5d=660mm)と概ね一致していた。これらのことより、炭素繊維グリッド補強材の引張強度は規定値の 50%とし、有効幅は鉄筋と同様にb=t+1.5dと設定した。

そして、炭素繊維グリッドを用いたの補強フーチングの曲げ耐力算定は同様の特性を有する連続繊維シートの曲げ耐力評価方法 $^{2)}$ を適用し、式(2)のように提案する。ここで、 σ_s :鉄筋の降伏強度(N/mm^2)、 σ_{fa} :繊維グリッドの設計用引張強度の 50%(N/mm^2)とする。

$$M_u = A_s \times \sigma_s \times j + A_f \times \sigma_{fd} \times (7/8) \times d_f \tag{2}$$

両試験体のフーチング上端筋の降伏時のひずみ度分布を図7に示す。また、炭素繊維グリッドによる耐力寄与分の実験値において、両試験体の上端筋の降伏時荷重の差から求めた値を実験値①、両試験体の最大耐力の差から求めた値を実験値②とし表1に示す。炭素繊維グリッドによる曲げ耐力増加の実験値は理論値より大きくなっていることより、式(2)は余力のある設計方法になると考えられる。

4. まとめ

本報(その3)では、炭素繊維グリッドを用い補強したフーチングの実験結果に基づき、その補強効果について検討した結果、以下の知見が得られた。

1) 炭素繊維グリッドを用い補強したフーチングの変位やひずみ度分布を把握し、補強によるフーチング曲げ耐力増

加のメカニズムを確認した。

- 2) 炭素繊維グリッドによる補強効果の評価において、梁部材とした既往のフーチング曲げ耐力算定式の適用性について検証した。
- 3) 炭素繊維グリッドの引張強度とフーチング有効幅を考慮した補強後のフーチング曲げ耐力の算定式を提案し、その適用性について検証した。

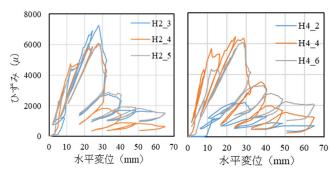


図5 補強材のひずみ度-変位関係

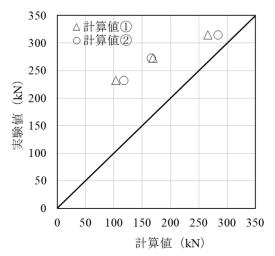


図6 試験体3の実験値と計算値

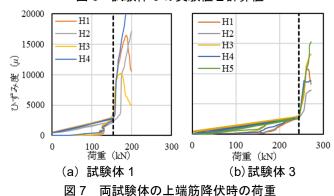


表 1 フーチングと補強材の実験値と理論値

実験値① 実験値② 理論値 91kN 60kN 51kN

参考文献

1) 呉智深、岩下健太郎、林啓司、樋口哲郎、村上信吉、小関徳昭: PBO 連続繊維シート緊張接着による RC 曲げ部材の補強法、日本複合材料学会誌、Vol.28、No.4、pp.146-155、2002 2) 中谷昌一、西田秀明、谷本俊輔:橋梁基礎の耐震補強技術に関する試験調査、土木研究所、pp.1-32、2010 (権研究室)

高力ボルトとスプリットティーを用いた柱はり接合部の復元力履歴特性に関する研究 その1 数値解析及び繰り返し載荷実験

218-071 谷 隆行

1. はじめに

本研究では、スプリットティーを用いた接合に着目し、繰り返し載荷の曲げ実験によって接合部の荷重-変位関係を検討する。更に、3次元有限要素法を用いた大規模な数値解析が可能な汎用ソフト Abaqus を用いて、ボルトによる接触を考慮した数値解析を行い、実験結果と解析結果との比較検討を行う。

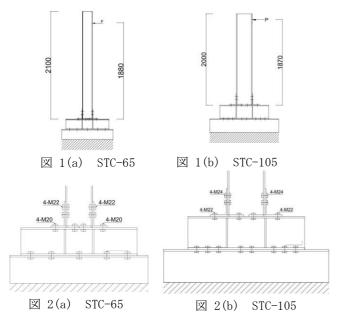
2. 繰り返し載荷実験

2.1. 実験概要

まず、表 1 に試験体名及び使用鋼材を、図 1 に各試験体概要を示した。試験体は、STC-65 と STC-105 の計 2 体を作成した。接合部は、スプリットティーを高力ボルトにより柱・梁に接合する構成である。梁材、柱材、スプリットティーの摩擦面にはショットブラスト処理を施している。また、図 2 に接合部詳細図を示す。繰り返し載荷の基本載荷プログラムは、STC-65 では水平方向に ± 5 mm、 ± 10 mm、 ± 20 mm、 ± 40 mm、 ± 60 mm、 ± 80 mm、 ± 10 0mm、 ± 10 0

表 1 試験体名及び使用鋼材

試験体名	使用鋼材	梁	柱	スプリットティー	ボルト(F10T)	
				H-300x300x10x15か		
STC-65		H-194x150x6x9	H-200x200x8x12	ら切り出し、フラン	M20,M22	
	SS400			ジを12mmに加工		
STC-105	H-340x250x9x14		H-300x300x10x15	H-300x300x10x15か ら切り出し	M22,M24	



2.2. 実験結果

初期剛性と除荷剛性及び降伏耐力を表 2 に示す。初期剛性については載荷初期の立ち上がり勾配から算出した。除荷剛性は各試験体のそれぞれの載荷ループの平均値を除荷剛性として記入した。

表 2 剛性及び降伏耐力(実験)

試験体	初期剛性(kN/mm)	除荷剛性(kN/mm)	降伏耐力(kN)
STC-65	1.53	1.27	15.3
STC-105	5.29	4.59	35

図3には、載荷実験の計測で得られた履歴ループ曲線を示す。試験体はいずれのケースにおいても最大点指向の特徴を示しており、スケルトン部分はバイリニアに近いと言える。また、基本的には紡錘状であることが分かるが、変位が大きくなると逆 S 字に近づく傾向が確認できる。

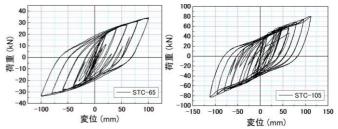


図3 各試験体の履歴ループ(実験)

3.数值解析

3.1 解析概要

各試験体寸法の実測値と公称値の解析における耐力の差を調べるため、72mmを最大変位とした単調載荷の解析を、①試験体の寸法をすべて公称値、②試験体の寸法をすべて実測値、③スプリットティーのフランジのみ実測値の3つの場合に分けて行った。その結果、②と③ではほとんど差が見られず、①との比較では1割程度の差がみられたため、実験との比較では③を採用した。また、試験体STC-65については、スプリットティーフランジの寸法の公称値と実測値に差がほとんど見られなかったため、数値解析では公称値を採用している。

3.2. 解析結果

解析では、変位制御とした単調載荷を STC-65 に対して $100 \, \mathrm{mm}$ 、STC-105 に対して $96 \, \mathrm{mm}$ の変形を与えた。そして、 各モデルについて得られた変位と荷重を用いて、図 6 に表す $p-\delta$ グラフを作成した。解析結果から求めた剛性及び 降伏耐力を表 4 に示す。

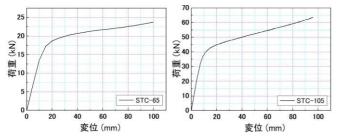


図 6 荷重-変位の弾塑性数値解析結果(解析結果)

表 4 剛性及び降伏耐力(解析結果)

試験体	初期剛性(kN/mm)	除荷剛性(kN/mm)	降伏耐力(kN)
STC-65	1.38	1.12	15.2
STC-105	5.08	4.11	37.5

4.実験と解析との比較

表 5 にはそれぞれの剛性及び降伏耐力の比較を解析値/実験値で示した。表から、どの結果も概ね精度良く評価できており、特に試験体 STC-65 の降伏耐力、試験体 STC-105 の初期剛性はほとんど誤差無く評価できていると言える。また、接合部の初期回転剛性を次式及び図 7 に示す剛性評価モデルによって算出し、表 6 に解析結果及び実験結果との比較とともにまとめた。

表 5 剛性及び降伏耐力の比較

	20 1001-200	0 1 1 5 (104) 5 . 1 5	123
試験体	初期剛性	除荷剛性	降伏耐力
STC-65	90%	88%	99%
STC-105	96%	90%	107%

$$K_t = K_0(B_r + \alpha_1 B_{f1} + \alpha_2 B_{f2}) \tag{1}$$

$$K_0 = \frac{E \cdot t^3}{\ell_0^3 (1+\gamma)}, \alpha = \beta^{(\gamma/3-14)}, \beta = 1 + 0.65 \frac{B_f}{\ell_0}$$
 (2)

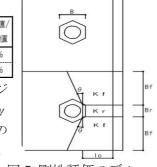
$$K_r = K_r \cdot \ell_1 \cdot \ell_2 \tag{3}$$

表 6 接合部の初期

<u> </u>	」転削;	<u> </u> 生(×]	LU^3K	N • m	<u>m)</u>
	IREA/is	中野店	4刀+亡/古	実験値/	解析值
	理論値	実験値	月午17月11旦	理論値	理論值

	产品		77 1/1 100	理論値	理論値		
STC-65	84.1	53.9	48.5	64%	58%		
STC-105	234.7	151.3	144.2	64%	61%		
式において、tは接合金物のフランジ							

式において、t は接合金物のフランジ 板厚、 γ はせん断変形による係数 γ = 3.12 $(t/\ell_0)^2$ 、 ℓ_0 は幅 Br 部分の長さ ℓ_0 = g1-0.5B+0.7t である。 ℓ_0 = ℓ_0 = H + t はティーウ



 $\ell_1 = \ell_2 = \mathbf{H} + \mathbf{t}_w$ 、 \mathbf{t}_w はティーウ 図 7 剛性評価モデルエブの板厚、 \mathbf{H} は梁せいを示す。

解析結果及び実験結果からは、変位計の値は極めて小さく、 柱フランジの面外変形の影響は極僅かであると考えられ るが、表 6 からわかるように解析・実験のいずれにおいて も過小評価の傾向がみられる。

5.不規則変位のエネルギー吸収量

不規則変位の履歴ループエネルギー吸収量の傾向を調べ、STC-65、STC-105 で比較した。結果を図 8 に示す。図から、2 試験体の間には大きく差があり、また不規則変位の絶対値が大きくなるとエネルギー吸収量も大きくなる

ことが分かる。また、同一試験体でも不規則変位の相対値 で見ると、その分布にはばらつきがあり、より細かな分類 に分ける必要があると言える。

そこで、それぞれの不規則変位のパターンごとに分類し、エネルギー吸収量を調べた。不規則変位のパターン分類の詳細を図9、結果を図10に示す。図からパターンごとに分布が大きく異なることが分かる。

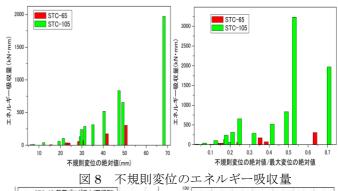


図9 不規則変位のパターン詳細

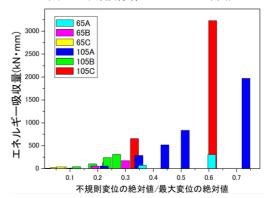


図 10 不規則変位パターンごとのエネルギー吸収量

5.まとめ

本論文では、数値解析及び繰り返し載荷実験を通してスプリットティータイプの柱はり接合部の性能の検討及び履歴特性の考察を行った。定振幅履歴ループは試験体の大きさによらず同様の履歴特性を示している。また不規則な振幅の履歴はパターンによって履歴特性が大きく異なることが分かった。その2では履歴モデルの提案を試みる。[参考文献]1)林、島野:高力ボルトとスプリットティーを用いた柱梁接合部に関する研究 その4 補剛アングルを用いた載荷実験 2018年度日本建築学会近畿支部研究報告集、2)林、吉武、梶本:高力ボルトとアングルを用いた柱はり半剛接合部に関する研究 その3履歴モデル2021年度日本建築学会近畿支部研究報告集 (林研究室)

高カボルトとスプリットティーを用いた柱はり接合部の復元力履歴特性に関する研究 その2 復元力履歴モデル

218-019 大嶺 雄平

1. はじめに

本研究では、スプリットティーを用いた鉄骨構造柱はり の接合部に着目し、繰り返し載荷の曲げ実験によって接合 部の荷重・変位関係を検討する。更に、昨年度に提案された アングルタイプの接合部の復元力履歴モデルはスプリッ トティータイプの接合にどの程度適用できるかについて、 不規則的な目標変位の載荷ループを含めて、エネルギー吸 収能力等における誤差を検討する。

2. 復元力履歴ループ

2.1 旧モデルとの比較

昨年度に提案された履歴モデル (旧モデル) のパラメー タとして基本丸み係数 3.1、曲線と直線の切り替えポイン トである中間経由点について、別の Ramberg-Osgood 曲線 で設定するが、除荷点と目標点との水平距離の2/3を水平 位置として固定し、高さを決めるには除荷点から目標点に 向かう丸み係数 r'を持つ Ramberg-Osgood 曲線を用いる。 中間経由点を探す際の丸み係数 r'を 2.17 とした。図 1 に 旧モデルと実験値の履歴モデルの比較を示す。図から、丸 み係数が各ループにおいて変動しており、また中間経由点 の高さが大きく異なっている。また、丸み係数 r=1.0 の時 は膨らみが消滅し直線となるが、除荷点変位がゼロになる 時点で丸みを持っていることから、丸み係数 r=1.0 を下限 値と見なすことができないため、新たに提案する必要があ るといえる。しかし、中間経由点が最大変位から目標変位 までの2/3の位置という傾向は見られるため、新モデルの 提案においてもこのパラメータは引き続き用いる。

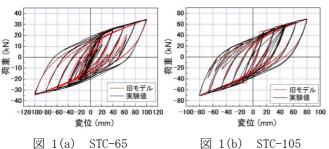
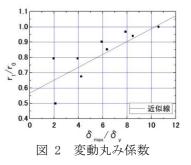


図 1(b) STC-105

2.2 新モデルとの比較

新モデルの基本丸み係数は3.4とした。表1では各ルー プでの最適丸み係数、図2では最適丸み係数の相関関係を 示す。図表からループの目標変位が大きくなるほど最適丸 み係数も大きくなる傾向がある。そこで、それぞれに対し て誤差が最小となるように最小二乗法を用いて式(1)を提 案する。ここで、変化させる原点となる基準値として、 r0=3.4 に固定する。また、各ループの最大変位 δ max、試 験体の降伏変位 δyを用いて、変動丸み係数 r1を求める。 中間経由点を探す丸み係数の最適値として、STC-65 は 3.92、STC-105 は 3.34 となったため、新モデルの丸み係 数は、過小・過大評価による相殺を最小限に留めつつ、エ ネルギー吸収量の誤差が最小となるようにこの丸み係数 を 3.65 とした。

最適丸み係数 試験体 目標変位 最適丸み係数 STC-65 2.8 60 16 1.7 32 2.3 STC-105 48 2.9



$$\left(\frac{r_1}{r_0}\right) = 0.042 \left(\frac{\mathcal{S}_{\text{max}}}{\mathcal{S}_y}\right) + 0.568 \tag{1}$$

図3に各試験体の実験値の代表的な部分に対して、昨年 度に提案された履歴モデルによる内側不規則変位部分の 結果との比較を示す。図4に各試験体の実験値と新たに提 案する履歴モデルによる結果との比較を示す。不規則履歴 部分の除荷点変位は同じ側(変位のプラス側とマイナス側 で区別)の定振幅載荷サイクル目標変位より小さくなれば なるほど、丸み係数に対応している膨らみが小さくなる。 上述のことを考慮して、式(2)を提案する。

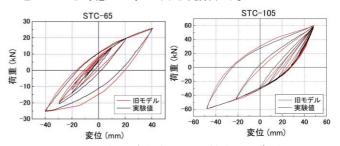


図 3 不規則変位部分の比較(旧モデル)

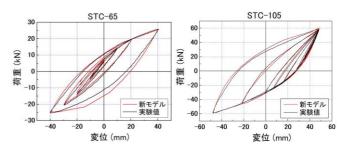
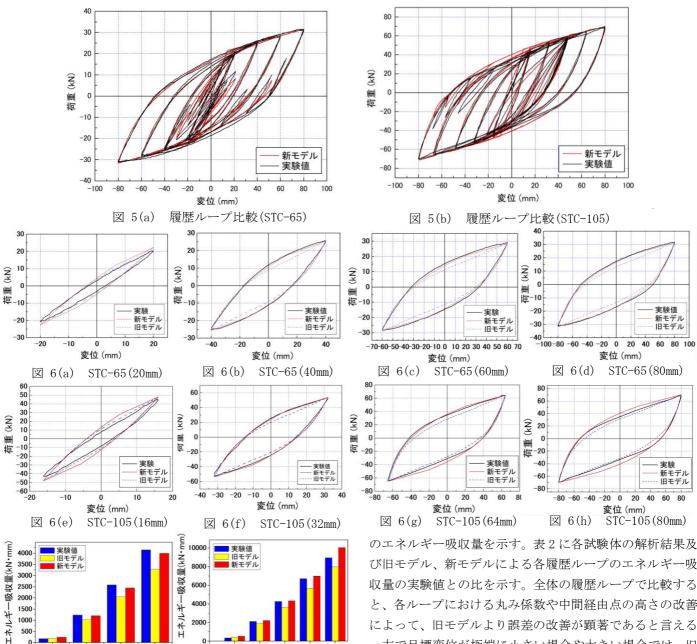


図 4 不規則変位部分の比較(新モデル)

 $\alpha = \delta_i / \delta_{max}$ $r_2 = 1.4 + (r_1 - 1.4) \cdot \alpha \cdot |\alpha|^{0.4},$ ただし、 $r=r2\langle 0.7$ の時は r=0.7 とする。 δ max はスケル トンシフトモデルの最も外側の目標変位で、上述の上側と 下側に分かれるが、地震応答解析時のそれぞれ経験した最



-吸収量の比較

32 48 載荷ループ

旧モデル

125%

89%

85%

85%

89%

新モデ

1509

104%

102%

104%

図 7(b) STC-105

STC-65	解析	旧モデル	新モデル	STC-105	解析
20	79%	113%	137%	16	163%
40	112%	83%	98%	32	121%
60	120%	80%	95%	48	133%
				64	0%
80	129%	79%	96%	80	0%

40 60 載荷ループ

図 7(a) STC-65

500

20

大変位になる。δi はスケルトンシフトモデルの最も内側 の目標変位で、地震応答解析時の最も新しい折り返し点と なる。いずれのδも正負付きの値である。図3~4より、内 側不規則目標変位ループの丸みは概ね改善されたが、STC-105 の一部ループに履歴モデルの誤差は大きくなっている。

図5に各試験体の実験値及び新モデルの履歴ループ全体 を、図6に各試験体、各ループにおける新モデル、旧モデ ル、実験値の比較を示す。図7に各試験体それぞれの実験 値及び解析結果、旧モデル、新モデルによる各履歴ループ

び旧モデル、新モデルによる各履歴ループのエネルギー吸 収量の実験値との比を示す。全体の履歴ループで比較する と、各ループにおける丸み係数や中間経由点の高さの改善 によって、旧モデルより誤差の改善が顕著であると言える。 一方で目標変位が極端に小さい場合や大きい場合では、旧 モデルより誤差が大きくなる傾向も見られた。エネルギー 吸収量でも同様の傾向が確認された。

まとめ

本研究では、実験値を用いて前報の復元力履歴モデルの 改良を検討した。内側不規則目標変位ループの丸みは概ね 改善された。また、目標変位が極端に小さい場合や大きい 場合を除いて、載荷ループの丸み係数や中間経由点の高さ の改良によって、エネルギー吸収量の評価誤差が改善され た。

[参考文献]1)林、島野: 高力ボルトとスプリットティーを用 いた柱梁接合部に関する研究 その4 補剛アングルを用い た載荷実験 2018 年度日本建築学会近畿支部研究報告集、2) 林、吉武、梶本: 高力ボルトとアングルを用いた柱はり半剛 接合部に関する研究 その3 履歴モデル 2021 年度 日本建築 学会近畿支部研究報告集

(林研究室)

コンクリートの中性化における複合則に関する研究

その1 セメントペーストと骨材の2相複合則に基づく CO_2 拡散係数の検討

218-073 谷口 貴思

1. はじめに

コンクリートはセメントペーストと骨材の2相複合材料に近似でき、その複合則は例えばフック弾性則での弾性係数評価等で応用されている。しかし、中性化に複合則を適用した研究例は少ないのが現状である。

本研究は、セメントペーストと骨材の2相複合則に基づく CO_2 拡散係数を定式化し、コンクリートの中性化における複合則の検討を目的としている。その1では、並列モデルと直列モデルの複合則を組み合わせた CO_2 拡散係数の定式化を報告する。

2. 低湿度条件を考慮した中性化の√t 則の概要

中性化速度係数 a は、細孔でのフィック拡散則の第 2 法則から、25℃1 気圧の空気中の CO_2 バルク拡散係数 D_0 =14170 $[cm^2/H]$ =1.64× 10^{-5} $[m^2/sec]$ 、コンクリートの CO_2 有効拡散係数 D_e 、境界条件 CO_2 量 C_1 、コンクリート空隙率 ϵ 。、収斂度 δ ,屈曲度 τ の非定常拡散方程式の第 1 近似解での \sqrt{t} 則の比例係数になる。また、水和物の CH や CSH が炭酸化反応するが、この化学反応には、各元素がイオン化するための電解物質すなわち水分がある程度必要であり、このため、相対湿度 RH が低いと炭酸化反応が進行しにくくなることから、 $RH \leq 0.55$ では補正影響項 λ = (RH/0.55) ® を設定している。ここで、パパダキスは λ の関数の指数 σ = 2 としている。

3. 立方体を包含した複合立方体モデルの概要

図 1 に、立方体を包含した複合立方体モデルを示す。本研究は、コンクリートを、骨材立方体をセメントペーストで包含した 2 相複合立方体にモデル化し、複合則によって CO_2 拡散係数を定式化する。ここでの複合則は、フック弾性則とフィック拡散則が、それぞれ同次形 dy/dx=y/x のため、弾性係数 E を拡散係数 D に変換可能であり、直感的に理解しやすいフック弾性則での複合弾性係数を定式化し、その後、複合拡散係数に換算する。

4. 複合立方体モデルでのバネモデル化

図2に、弾性係数に対する立方体を包含した複合立方体モデルでのメーメルとカーンのバネモデル化の概要を示す。カーンが1962年に提案した複合立方体のバネモ

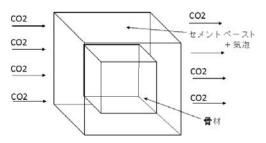


図1 立方体を包含した複合立方体モデル

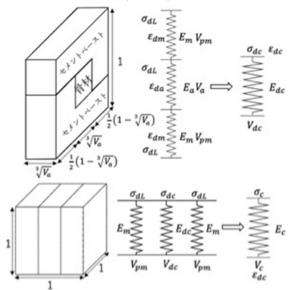


図2 メーメルとカーンの複合立方体でのバネモデル化

デルは、直列バネから全体の並列バネを求めている。ここでは、中心部の骨材立方体の前後のペーストを組み合わせた並列バネは考慮しないで、中心部の骨材立方体の前後のペースト体積を、上下のペースト要素に振り分けた中央部の直列バネを、全体の並列バネに組み込んだ近似で対応している。

5. 中心部(ペースト,骨材,ペースト)の並列バネ c1 の検討

図 3 に、中心部の要素 i=(1,2,3)=(ペースト、骨材、ペースト)の並列バネ c1 の概要を示す。各要素 <math>i の体積率 V_i は次式になる。

また、各要素 i の弾性係数は次式になる。 骨材 $E_2 = E_a$; ^ ¬¬¬¬ $E_1 = E_3 = E_p$; 全体c1 $E_4 = E_{c1}$ 並列バネ c1 の複合弾性係数 $E_4 = E_{c1}$ は次式になる。

$$\begin{split} E_4 &= E_{c1} = E_1 \cdot \frac{V_1}{V_4} + E_2 \cdot \frac{V_2}{V_4} + E_3 \cdot \frac{V_3}{V_4} \\ &= E_a \cdot \frac{V_a}{\sqrt[3]{V_a} \cdot \sqrt[3]{V_a}} + 2 \cdot \left\{ E_p \cdot \frac{\sqrt[3]{V_a} \cdot \sqrt[3]{V_a} \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(1 - \sqrt[3]{V_a}\right)}{\sqrt[3]{V_a} \cdot \sqrt[3]{V_a}} \right\} \\ &\therefore E_{c1} = E_a \cdot \sqrt[3]{V_a} + E_p \cdot \left(1 - \sqrt[3]{V_a}\right) \end{split}$$

6.中央部(ペースト,並列バネ c1,ペースト)の直列バネ c2 の検討

図 4 に、中央部の要素 i=(1,2,3)=(ペースト、並列バネ c1、ペースト)の直列バネ c2 の概要を示す。各要素 <math>i の体積率 V_i は次式になる。

並列バ
$$c_1 \quad V_2 = V_{c1} = \sqrt[3]{V_a} \cdot \sqrt[3]{V_a}$$

$$\wedge^\circ - \text{スト} \quad V_1 = V_3 = \frac{1}{2} \cdot \left(1 - \sqrt[3]{V_a}\right) \cdot \sqrt[3]{V_a} \quad ; \ \text{全体} c2 \quad V_4 = V_{c2} = \sqrt[3]{V_a}$$
 また,各要素 \mathbf{i} の弾性係数は次式になる。

直列バネ c2 の複合弾性係数 $E_4 = E_{c2}$ は次式になる。

$$\begin{split} &\frac{1}{E_4} = \frac{1}{E_{c2}} = \frac{1}{E_1} \cdot \frac{V_1}{V_4} + \frac{1}{E_2} \cdot \frac{V_2}{V_4} + \frac{1}{E_3} \cdot \frac{V_3}{V_4} \\ &= \frac{1}{E_a \cdot \sqrt[3]{V_a} + E_p \cdot \left(1 - \sqrt[3]{V_a}\right)} \cdot \frac{\sqrt[3]{V_a} \cdot \sqrt[3]{V_a}}{\sqrt[3]{V_a}} + 2 \cdot \frac{1}{E_p} \cdot \frac{\frac{1}{2} \cdot \left(1 - \sqrt[3]{V_a}\right) \cdot \sqrt[3]{V_a}}{\sqrt[3]{V_a}} \\ &\therefore E_{c2} = \frac{\left\{E_a \cdot \sqrt[3]{V_a} + E_p \cdot \left(1 - \sqrt[3]{V_a}\right)\right\} \cdot E_p}{E_p \cdot \sqrt[3]{V_a} + \left\{E_a \cdot \sqrt[3]{V_a} + E_p \cdot \left(1 - \sqrt[3]{V_a}\right)\right\} \cdot \left(1 - \sqrt[3]{V_a}\right)} \end{split}$$

7. 全体(ペースト,直列バネ c2,ペースト)の並列バネ c3 の検討

図 5 に、全体の要素 i=(1,2,3)=(ペースト、直列バネ c2、ペースト)の並列バネ c3 の概要を示す。各要素 i の体積率 V_i は次式になる。

また, 各要素iの弾性係数は次式になる。

並列バネ c3 の複合弾性係数 $E_4=E_{c3}$ は次式になる。

$$\begin{split} E_4 &= E_{c3} = E_1 \cdot \frac{V_1}{V_4} + E_2 \cdot \frac{V_2}{V_4} + E_3 \cdot \frac{V_3}{V_4} \\ &= \frac{\left\{ E_a \cdot \sqrt[3]{V_a} + E_p \cdot \left(1 - \sqrt[3]{V_a} \right) \right\} \cdot E_p}{E_p \cdot \sqrt[3]{V_a} + \left\{ E_a \cdot \sqrt[3]{V_a} + E_p \cdot \left(1 - \sqrt[3]{V_a} \right) \right\} \cdot \left(1 - \sqrt[3]{V_a} \right) \cdot \sqrt[3]{V_a}} \\ &+ 2 \cdot E_p \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(1 - \sqrt[3]{V_a} \right) \\ & \therefore E_{c3} = \frac{\left\{ E_a \cdot \sqrt[3]{V_a} + E_p \cdot \left(1 - \sqrt[3]{V_a} \right) \right\} \cdot E_p}{E_p \cdot \sqrt[3]{V_a} + \left\{ E_a \cdot \sqrt[3]{V_a} + E_p \cdot \left(1 - \sqrt[3]{V_a} \right) \right\} \cdot \left(1 - \sqrt[3]{V_a} \right)} \cdot \sqrt[3]{V_a} \\ &+ E_p \cdot \left(1 - \sqrt[3]{V_a} \right) \end{split}$$

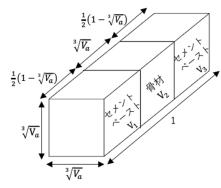


図 3 中心部の要素 i=(1,2,3)=(ペースト, 骨材, ペースト)の並列バネ c1 の概要

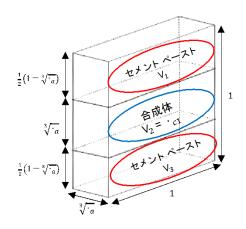


図 4 中央部の要素 i=(1,2,3)=(ペースト, 並列バネ c1, ペースト)の直列バネ c2 の概要

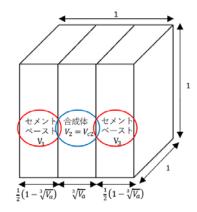


図 5 全体の要素 i=(1,2,3)=(ペースト, 直列バネ c2, ペースト)の並列バネ c3 の概要

8. 複合立方体モデルでの CO₂ 拡散係数の検討

フック弾性則とフィック拡散則が同次形 dy/dx=y/x のため、並列バネ c3 の E を拡散係数 D に変換する。

$$\begin{split} D_{c3} &= D_{e1} = \frac{\left\{\!\!\! \left\{\!\!\! D_a \cdot \sqrt[3]{V_a} + D_p \cdot \left(\!\!\! \left(\!\!\! 1 - \sqrt[3]{V_a}\right)\!\!\!\right\}\!\!\! \cdot D_p \right. \right. \\ &\left. D_p \cdot \sqrt[3]{V_a} + \left\{\!\!\! \left\{\!\!\! D_a \cdot \sqrt[3]{V_a} + D_p \cdot \left(\!\!\! 1 - \sqrt[3]{V_a}\right)\!\!\!\right\}\!\! \cdot \left(\!\!\! 1 - \sqrt[3]{V_a}\right)\!\!\!\right\}\!\! \cdot \left(\!\!\! 1 - \sqrt[3]{V_a}\right) \\ &\left. + D_p \cdot \left(\!\!\! 1 - \sqrt[3]{V_a}\right)\!\!\!\right\} \end{split}$$

9. まとめ

本研究その 1 は、コンクリートをペーストと骨材の 2 相で表し、並列モデルと直列モデルの複合則を組み合わせて CO_2 拡散係数の定式化を行った。 (中村研究室)

コンクリートの中性化における複合則に関する研究 その 2 2 相複合則の CO_2 拡散係数による中性化の検討

218-083 中井 大介

1. はじめに

本研究は、セメントペーストと骨材の 2 相複合則に基づく CO_2 拡散係数を定式化し、コンクリートの中性化における複合則の検討を目的としている。その 2 では、2 相複合則の CO_2 拡散係数による中性化を検討する。

2. パパダキスの CO2有効拡散係数 De の再構築

パパダキスの CO_2 有効拡散係数 De は, $RH \le 0.55$ の 補正影響項 $\lambda = (RH/0.55)^2$ を, δ / τ^2 の相対湿度関数に 対応させるのが妥当で, $(RH/0.55)^\circ$ が,平方根中の CO_2 拡散係数 D のため二乗して,次式に整理できる。

ハ゜ハ゜タ゛キス
$$D_e[m^2/\mathrm{sec}] = (1-RH)^{2.2} \cdot \varepsilon_p^{-1.8} \cdot (1.64 \times 10^{-6})$$
 コンクリートの空隙率 $\varepsilon_c = \varepsilon_p^{-1.8}$

$$\frac{\delta}{\tau^{2}} = \frac{(1 - RH)^{2.2}}{10} \rightarrow \frac{\delta}{\tau^{2}} = \left\{ \left(\frac{RH}{0.55} \right)^{2} \right\}^{2} \cdot \frac{(1 - RH)^{2.2}}{10}$$

$$D_{e}[m^{2} / \text{sec}] = \frac{\delta}{\tau^{2}} \cdot \varepsilon_{c} \cdot D_{0}$$

$$= \left\{ \left(\frac{RH}{0.55} \right)^{2} \right\}^{2} \cdot \frac{(1 - RH)^{2.2}}{10} \cdot \varepsilon_{p}^{1.8} \cdot \left(1.64 \times 10^{-5} \right)$$

;
$$\frac{RH}{0.55} \ge 1$$
のときは $\frac{RH}{0.55} = 1$

3. コンクリートとペーストの空隙率 ε c と ε p の対応

フレッシュコンクリートの空気量に由来する空隙は、コンクリートとともにセメントペーストにも負担させるようにした。フレッシュコンクリートの空隙率 ϵ 0 とコンクリートの空隙率 ϵ c は次式になる。

$$\begin{split} \varepsilon_0 &= \frac{W_V[l/m^3]}{1000[l/m^3]} + \frac{Air_V[l/m^3]}{1000[l/m^3]} \\ \varepsilon_c(t) &= \varepsilon_0 - \Delta \varepsilon_H(t) - \Delta \varepsilon_{po} (\beta(t) \cdot \eta) - \Delta \varepsilon_{carb}(t) \end{split}$$

ここで、 Δ ϵ $_{\rm H}$ (t): セメントの水和反応による空隙率、 Δ ϵ $_{\rm po}$ (β (t)・ η): ガラス化率 η のフライアッシュでのポゾラン反応度 β (t)による空隙率、 Δ ϵ $_{\rm carb}$ (t): 中性化反応による空隙率。

次に、セメントペーストの空隙率 ϵ p では、砂 S と砂 利 G を固相と考え、空隙体積がコンクリートとセメントペーストで同じと考えることで次式になる。ここで、セメントペーストに空気量に由来する空隙を負担させる。

空隙体積 =
$$\varepsilon_c(t) \cdot (W_V + C_V + FA_V \cdot \beta(t) \cdot \eta + S_V + G_V + Air_V)$$

= $\varepsilon_p(t) \cdot (W_V + C_V + FA_V \cdot \beta(t) \cdot \eta + Air_V)$

$$\therefore \varepsilon_p(t) = \varepsilon_c(t) \cdot \frac{W_V + C_V + FA_V \cdot \beta(t) \cdot \eta + S_V + G_V + Air_V}{W_V + C_V + FA_V \cdot \beta(t) \cdot \eta + Air_V}$$

4. 複合立方体の各要素の CO₂ 有効拡散係数の検討

立方体を包含した複合則の各要素となるセメントペースト要素の CO₂ 拡散係数 Dp と, 骨材要素の CO₂ 拡散係

数 Da も, CO_2 バルク拡散係数 D0,各要素の空隙率 ϵ p と ϵ a,収斂度 δ ,屈曲度 τ で定義する。また, $RH \leq 0.55$ の相対湿度補正影響項 $\lambda = (RH/0.55)^\circ$ を考慮する。ここで, δ/τ^2 は空隙の形状や長さの幾何学的変数であるが,間接的に CO_2 拡散の通過しやすさを表しているため,パパダキス式を考慮して, CO_2 拡散の通過しやすさに影響する相対湿度 RH の関数 $0.1 \times (1-RH)^\circ$ で考える。

また、セメントペーストは、水和物を負担しているため、ペースト要素で相対湿度の補正影響項 $\lambda=(RH/0.55)$ を設定する。指数 σ は、後述の実験結果と整合させて $\sigma=3$ とした。さらに、セメントペーストは、水とセメントの割合すなわちセメント水比 C/W で空隙率 ϵ p が変化するとともに、 δ/τ^2 の空隙の形状や長さの幾何学的変数も変化するため、相対湿度の関数項(1-RH)の指数 α をセメント水比 C/W の関数 f(C/W)で表現する。

なお、セメントペースト要素の相対湿度の関数項(1-RH)の指数について、セメント水比 C/W の関数 f(C/W) としたが、その具体的な関数は、単純化した次式を考えた。指数 n=2 とした理由は、 $(C/W)^2$ が、W/C=60%前後で、パパダキス式での指数 2.2 近傍になるためである。

$$f(C/W) = (C/W)^n$$
; $n = 2$

図 1 にその f(C/W)の検討結果を示す。n=2 は、高 W/C でパパダキス値 2.2 の近傍で、低 W/C で大きくなる。

また、骨材要素では、相対湿度の関数項(1-RH)の指数 α を g と表現する。ここで、指数 g は、パパダキス式での指数 2.2 近傍として、g=2 とした。

$$D_a = \left(\frac{\delta}{\tau^2}\right)_a \cdot \varepsilon_a \cdot D_0 = \frac{(1 - RH)^g}{10} \cdot \varepsilon_a \cdot D_0 \quad ; \quad g = 2$$

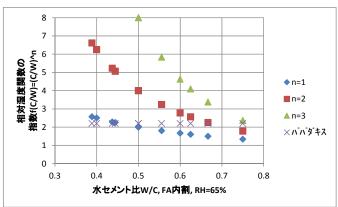


図1 f(C/W)の検討結果

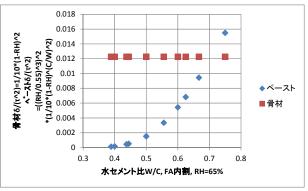


図 2 ペースト要素と骨材要素の δ/τ^2 と W/C の関係

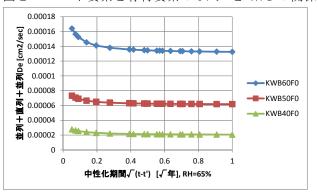


図 3 CO₂ 有効拡散係数 De と中性化期間の平方根の関係

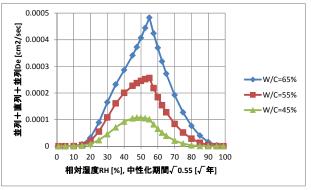


図 4 CO2有効拡散係数 De と相対湿度 RH の関係

図 2 にペースト要素と骨材要素の δ/τ^2 と W/C の関係を示す。ペースト要素の δ/τ^2 は、低 W/C になると小さくなり、CO2 拡散がしにくくなる状況が表現できている。図 3 と図 4 に、提案した複合則に基づく CO_2 有効拡散係数 De の解析結果を示す。低 W/C または低 RH ほど De が小さくなり、中性化進行しにくくなることが表現できている。

5. 中性化深さ x の実験結果と解析結果の比較

図 5 と図 6 に、提案式での中性化深さx の実験結果と解析結果の比較を示す。図 5 の中性化期間の平方根に対する複合則に基づく提案式の結果は、W/C=60, 50, 40% とも、実験結果と近似し、予測精度が高いことがわかる。図 6 の RH に対する複合則に基づく提案式の結果は、 $RH=60\sim70\%$ の環境下で、実験結果と近似している。 $RH=30\sim60\%$ では最大値が合っていないが、これは空気量に由来する気泡設定が合っていないことによる。相対湿度 RH の解析では、空気量を 0%として計算した。

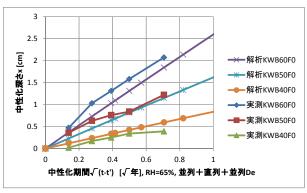


図 5 中性化期間での中性化深さ x の比較結果

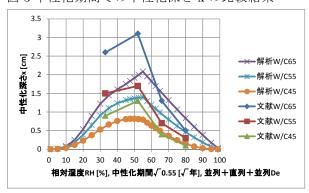


図 6 相対湿度 RH での中性化深さ x の比較結果

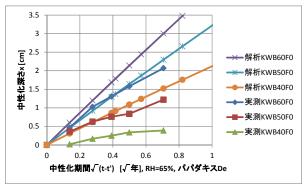


図 7 パパダキス式の期間と中性化深さxの比較結果

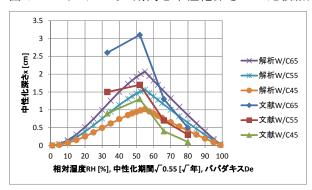


図8パパダキス式のRHと中性化深さxの比較結果

常,2%程度になるが,空気量に関する実測結果がないため,空気量0%として計算したためである。

図7と図8に、パパダキスの解析結果を示す。複合則 に基づく提案式より予測精度が低いことがわかる。

6. まとめ

本研究その2は,2相複合則のCO₂拡散係数による中性化を評価し,提案式の有効性を示した。(中村研究室)

関西地域の住宅における想像温度に関するフィールド調査

218-075 谷村 友翼

1. はじめに

近年、地球温暖化の進行が懸念されている。地球温暖 化の原因の1つとして温室効果ガスの多量排出が挙げら れる。これは、一般家庭での電力消費も関係している。 家庭での電力消費の増加は温室効果ガスの増加に関係す る。関西地方では、住宅世帯当たり年間用途別 CO2排出 の 20%がエアコン冷暖房使用を占める(冷房: 4%、暖房: 16%)1)。このことから、住宅においてはエアコン使用が 温室効果ガス排出に大きな影響を与えていると考えられ る。電力消費削減のためのエアコン使用の工夫として、 夏であれば実際温度より想像する温度が低く、冬であれ ば実際温度より想像する温度が高いという状況になれば、 エアコンの設定温度を抑えられるのではないか。

想像温度とは、ヒトを取り囲んでいる温熱環境におい て、ヒト自身が予想した気温のことである。この想像温 度に関する研究は国内でいくつか行われてきた。初期の 研究としては 2007 年に斉藤らが札幌の大学と戸建住宅 で行った実験 2)が挙げられ、それ以降にも関東の戸建住 宅3)、滋賀の中学校4)、千葉の屋外公共広場5)、人工気候 室実験 %などで研究が行われてきた。しかし、近年の関 西地域における実際の住宅での想像温度の研究は私の知 る限りではまだ行われていない。想像温度は温熱環境の 分野であり、適応的な快適性のことを考慮すると、地域・ 対象建築によって想像温度に差異があると考えられる。 このことから、先行研究が特に少ない関西地域の住宅に おいて想像温度の研究を行うことは、関西地域の居住実 態を解明する上で重要な基礎資料になり得る。

本研究では、関西地域の住宅で温熱物理環境測定とア ンケート申告を併用したフィールド調査を実施し、想像 温度の実態を解明することを目的とする。

2. 研究方法

本研究では、実測調査と申告調査を同時実施するフィ ールド調査からデータを収集した。調査対象住宅は大阪 4世帯、兵庫1世帯、京都1世帯の計6世帯である。調



図1 測定風景

表	1 寒暑感尺度
尺度	寒暑感
1	非常に寒い
2	寒い
3	やや寒い
4	どちらでもない (暑くも寒くもない)
5	やや暑い
6	暑い
7	非常に暑い

	070								
	270	亚坎尔	5 - 2/ 3						
	240	標準偏	· 24.5	1					
	210	度数:	:24.3 幕差:4.1 1,059				_		
	180								
度数	150								
蚁	120								
	90								
	60								
	30								
	0	0	5	10	15	20	25	30	35
	想像温度[℃]								
			図 2	想	像温质	きの分	介布		

査期間は 2021 年 6 月 5 日~同年 12 月 9 日である。調 査対象人数は12人である。

測定では温湿度やグローブ温度などの温熱物理環境を 10 分間隔で測定した。図1に測定風景を示す。測定点の 高さは床から 100±10cm になるように設置を依頼した。

申告調査は、アンケート用紙を用いて、居住者の都合 が合うタイミングに1日最大4回まで回答してもらった。 ただし、激しい運動や帰宅、食事、入浴の直後は申告し ないように依頼した。アンケート申告では熱的快適性や 居住者行動の状況を回答してもらっている。表1に寒暑 感尺度を示す。

申告調査における想像温度は、小数第1位まで回答可 能とし、「今、この部屋の温度は何℃だと思いますか?(温 度計を見ないでお答えください)」という問いに対して回 答してもらった。想像温度の回答期間は2021年7月10 日~同年12月9日であり、1059回の申告数が得られた。

3. 結果と考察

3. 1 想像温度の分布

想像温度にどの程度ばらつきがあるかを明らかにする ために、図2に想像温度の分布を示す。平均値の24.3℃ に対して標準偏差は 4.1℃である。最大値は 34.0℃、最 小値は4.0℃であり、想像温度の申告の幅は非常に広い。 これは、想像温度の申告期間が約半年という期間の長さ だけでなく、居住地域・居住環境の違い、個人差などが 原因と考えられる。次に分布をみると、最頻値は階級値 26℃である一方で、20℃付近のデータも集中しており、 2 極型の分布であった。度数が少ない 23℃付近は秋頃の 申告と考えられるが、どの月でも安定した申告数が得ら れており、秋頃の申告数が少ないわけではない。したが って、今年の季節の変化のスピードが早く、秋が非常に 短かったことが想像温度にも影響したと考えられる。

3. 2 各月の平均想像温度

各月の平均想像温度に統計的な有意な差があるかを明 らかにするために、図3に各月の想像温度のエラーバー

> を示す。なお、エラーバ 一の範囲は平均値に対す る 95%信頼区間を示す。 各月の平均想像温度を みると、8月から12月に かけて低くなっている。 エラーバーの範囲をみて も、8月から11月にかけ てはバーが重なっておら

ず、各月の平均想像温度の間に統計的に有意な差がある。 10 月と 11 月を比較すると、10 月の平均値は 23.9°C、 11 月の平均値は 19.6°Cであり、1 ヶ月という短期間で 想像温度の平均値は 4.3°C下がっている。このことより、季節の急な変化が想像温度にも影響したと考えられる。

3. 3 想像温度と室内気温の関係

想像温度と室内気温にどの程度差異があるのかを明らかにするために、図 4 に想像温度と室内気温の関係を示す。なお、図中の実線は回帰線を示し、破線は想像温度と室内気温が同値となるところを示している。

想像温度の申告の分布をみてみると、室内気温よりも 想像温度の方が高い割合と室内気温よりも想像温度の 方が低い割合がほぼ同じようにみえる。また、室内気温 が約 24 C以上のときは概ね破線付近に集中しているが、 室内気温が約 $17\sim24$ Cのときは想像温度のばらつきが 大きくなる。これは、ある回答者 1 人の申告であるこ とがわかっている。

回帰分析を行ったところ、以下の回帰式が得られた。 T_{cog} =0.948 T_{cog} +0.986 (1)

(n=1036, R²=0.644, p=0.071)

 T_{cog} : 想像温度[\mathbb{C}]、 T_i : 室内気温[\mathbb{C}]、n: 度数、 \mathbb{R}^2 : 決定係数、p: 有意確率である。得られた回帰線と破線が、ほぼ同じ位置で重なっている。このことより、全体の傾向としては想像温度と室内気温がほぼ同値になっていることがわかる。

3. 4 想像温度と寒暑感の関係

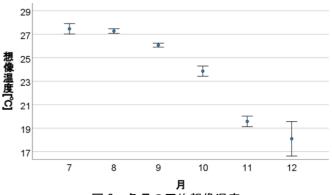
居住者が体感している暑さ寒さによって想像温度に 差はあるのかを明らかにするために、図 5 に想像温度 と寒暑感の関係を示す。

分布をみると、寒暑感が暑い側の申告に移るほど想像温度は高くなっている。また、各寒暑感に対する想像温度の幅は非常に広い。例えば、回答者が寒暑感4と申告した、すなわち「暑くも寒くもない」と感じている場合の想像温度は、15~31℃の範囲で想像している。このことより、16℃という想像温度の大きな幅をもってしても、寒暑感は同じ4という申告になっており、この理由としては、想像温度は季節に応じて変動するが、暑さ寒さについてはその季節に適応することで、適応的な熱的快適性を得ていたためと考えられる。つまり、ヒトの心理的に許容できる温度範囲は非常に広いことがわかる。

4 まとめ

本研究では関西地域の住宅6世帯でフィールド調査 を実施したところ、以下の知見が得られた。

- (1) 想像温度の平均値は 24.3℃、最大値は 34.0℃、最 小値は 4.0℃であった。想像温度の分布は 2 極型 となった。
- (2) 各月の平均想像温度は、8月から11月にかけては



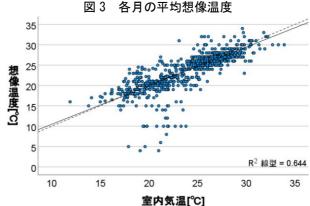


図4 想像温度と室内気温の関係

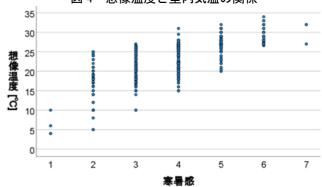


図5 寒暑感と想像温度の関係

エラーバーが重なっておらず、各月の平均想像温度 の間に統計的に有意な差がある。

- (3) 想像温度と室内気温の関係を回帰分析すると、全体傾向として比例の関係にあった。
- (4) 各寒暑感に対する想像温度の幅は非常に広く、ヒト の心理的に許容できる温度範囲は非常に広い。

参考文献

- 1) https://sustainable-switch.jp/domestic-co2-210927/
- 2) 斉藤雅也:ヒトの温度感覚と環境調整行動に関する考察 -想 像室温と想像 MRT-,日本建築学会大会学術講演梗概集(九 州),pp.501-502,2007.8
- 3) 酒井匠・H.B.リジャル・菊池世欧啓:住宅の想像温度と想像 快適温度に関する研究,日本建築学会関東支部研究報告集 II,pp.117-120,2012.3
- 4) 廣谷純子・山田信博・町田佳世子・斉藤雅也:夏季における 中学生の想像温度と熱環境適応プロセスの関係,日本建築学 会環境系論文集,Vol.84,No.756,pp.171-178,2019.2
- 5) 宮坂裕美子・水出喜太郎・菅野颯馬・田端康宏・古川亮哉・ 野元彬久・高橋好斗・堀川晋・田辺新一:暑熱屋外に涼感を 提供するゼロエネルギー・クールツリーの開発,日本建築学会 技術報告集,Vol.26,No.63,pp.619-624,2020.6
- 6) 新井渓・今川光・繪本詩織・橋本哲・リジャル H.B.・宿谷昌 則:湿度条件の違いが想像温度に及ぼす影響に関する研究, 空気調和・衛生工学会論文集,No.288,pp.13-20,2021.3

(今川研究室)

積層ゴムを有する CFT 柱脚の鉛直方向載荷実験 その1 実験概要と実験結果

218-079 徳田 透馬

1. はじめに

近年、超高層建築物や大空間の建築物の建設において、従来の高層建物に広く使われてきたRC造、S造やSRC造などに続く第四構造種別としてコンクリート充填鋼管構造(Concrete Filled Tube、以下: CFT造)の適用が増えている。CFT造は鋼管とコンクリートが相互的に変形を拘束することにより、他の構造と比べ高い耐力の発揮が期待されているが、この効果は鋼管からコンクリートへの応力伝達を前提とする。一方、高層建物の地震作用を低減するため、免震構造が最も効果的な設計案として挙げられている。そこで、本研究では免震システムとCFT構造の合成実用化の一環として、積層ゴムを有するCFT柱脚の鉛直方向載荷を行い、長期荷重時の変形メカニズムについて検討する。本報(その1)では実験概要と実験結果について報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体設計

本研究では、試験体 4 と 5 のようにダイヤフラムの有無を、試験体 5 と 6 のようにリブプレートの有無をパラメータとし計 3 体の試験体を計画する。各試験体の概要を表 1 に、ダイヤフラムとリブプレートを有する試験体 6 の詳細を図 1 に示す。試験体の鋼管は 1800mm×500mm×500mmであり、コンクリートは鋼管上部から 50mm まで充填する。また、ダイヤフラムは鋼管上部から 450mm の位置に設け、その上側にリブプレートを取付ける。

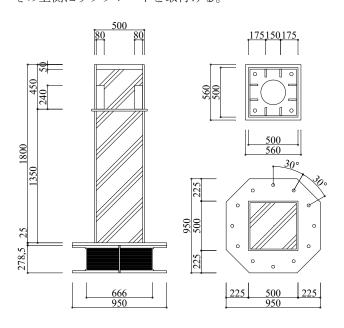


図1 試験体詳細

2.2 材料特性

鋼材とコンクリートの材料特性をそれぞれ表 2 と表 3 に示す。鋼材の材質は全て SN490B であり、そのヤング係数は 2.05×10^5 MPa である。ここで、スキンプレートとリブプレート(厚さ 16mm)の降伏強度および引張強度はそれぞれ 365MPa および 539MPa で、ダイヤフラム(厚さ 19mm)の降伏強度および引張強度はそれぞれ 409MPa および 556MPa で、ベースプレート(厚さ 25mm)の降伏強度および引張強度はそれぞれ 370MPa および 556MPa である。また、コンクリートの圧縮強度は 71.5MPa で、ヤング係数が 3.65×10^4 MPa である。

表 1 試験体概要

表 1 試験体概要							
試験体名			試験体4	試験体5	試験体 6		
柱寸法			1800×500×500				
(n	ım)		1000/300/300				
スキン	東	上	1800	450×500			
プレート	西	下	×500	1331×500			
	南	上	1800	450>	<468		
(111111)	(mm) 北		×468	1331×468			
コンクリート			1750 460 460				
(mm)			1750×468×468				
ダイヤフラム				,560			
(mm)			-	- 560×560			
リブプレート			- 240×8				
(mm)			- 240×80				
ベースプレート			950×950				
(mm)							
積層	全位	Ż	278.5×φ950				
ゴム	内部に	Ĭム	222.5×φ650				
(mm) 被覆ゴム			222.5×φ666				

表 2 鋼材の材料特性

3. 2							
部位	材質	厚さ (mm)	降伏点 (MPa)	引張 強度 (MPa)	ヤング 係数 (MPa)		
スキン プレート リブ プレート	CNIAOOD	16	365	539	2.05		
ダイヤ フラム	SN490B	19	409	556	×10 ⁵		
ベース プレート		25	370	541			

表3 コンクリートの材料特性

部位	圧縮強度	ヤング係数		
th/ln/	(MPa)	(MPa)		
コンクリート	71.5	36458		

2.3 実験計画

載荷装置を図2に示す。本研究では、長期荷重のみを想定し、CFT 柱脚の上から鉛直下向きの静的載荷を行った。また、ダイヤフラムとリブプレートを有する試験体6の変位計およびひずみゲージの位置を図3に示す。試験体の左右側面に鉛直方向の変位計を取付け区間ごとの軸縮みを計測し、裏面と右側面に水平方向の変位計を取付けスキンプレートの面外膨らみを計測する。また、スキンプレート、ダイヤフラム、リブプレートおよびベースプレートにひずみゲージを貼り付け、各断面の応力度分布を把握する。コンクリートにはモールドゲージを埋め込み、コンクリートの軸力分担を計測する。

3. 実験結果

試験体の荷重-変形関係、鋼材の応力度やコンクリートのひずみ度などの実験結果を図4に示す。ここで、スキンプレートの面外変位は最も大きい裏面と右側面の中央部の値を用い、更に試験体の面外転倒などの影響を解除したものである。また、コンクリートとスキンプレートのひずみ度は同断面のゲージの平均値であり、ダイヤフラムとベースプレートにおいては、3軸ひずみゲージの計測結果より求めた主応力度(計算の詳細は次報(その2)を参照)の値を示す。

実験結果より、ダイヤフラムを設けた試験体はそれによ

るコンクリートへの応力度伝達が優れており、ダイヤフラム上側のスキンプレートの面外変形にも大きく影響することがわかる。また、コンクリートの軸力分担の違いにより、ベースプレートの応力度分布の差異も著しくなっていることがわかる。

4. まとめ

本報(その 1) では実験概要と実験結果について報告した。次報(その 2) では実験結果に基づき、各断面のコンクリートとスキンプレートの軸力分担や CFT 柱脚の変形メカニズムについて検討する。

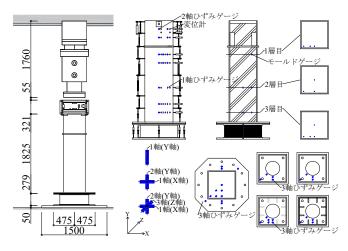


図2 載荷装置

図3 計測計画

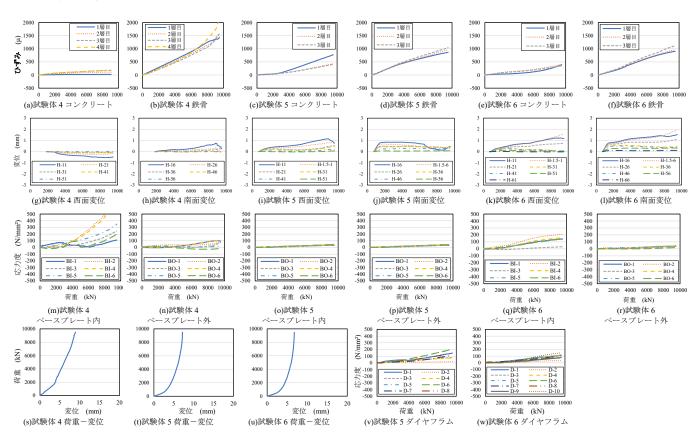


図4 実験結果

積層ゴムを有する CFT 柱脚の鉛直方向載荷実験 その2 長期荷重に対する CFT 柱脚のメカニズム

218-004 安藤 拓海

1. はじめに

本報 (その2)では、前報(その1)の実験結果を用いて、スキンプレートとコンクリートの軸力分担率について検討する。また、ダイヤフラムやベースプレートの応力度分布に基づき、CFT 柱脚の変形メカニズムを把握する。

2. 分担率

スキンプレートとコンクリートの軸力分担は式 (1) より 算定する。ここで、 σ_c はコンクリートの応力度、 σ_s は鋼管の応力度、 A_c はコンクリートの断面積、 A_s は鋼管の断面積である。また、コンクリートと鋼管の応力度は同断面のひずみゲージの平均値により求めたものである。

$$P = \sigma_c A_c + \sigma_s A_s \tag{1}$$

各試験体の計測断面におけるスキンプレートの軸力分担率を図1に示す。全ての試験体において、コンクリートと比べスキンプレートの分担率が大きくなっており、特にダイヤフラムを設けて無い試験体4の1層目ではスキンプレートがほぼ全部の軸力を負担する。しかし、ダイヤフラムを有する試験体5と6においては、ダイヤフラム下側のコンクリートが4割以上の軸力負担率を示している。この結果より、ダイヤフラムの設置によりコンクリートへの軸力伝達が有効であると考えられる。また、リブプレートの設置はコンクリートの軸力分担率にほとんど影響を与えないことがわかる。

3. スキンプレートの面外変形

各試験体のスキンプレートの面外変位を図2に示す。前報(その1)の荷重-変形関係のようにダイヤフラムを設けて無い試験体4の鉛直変位が最も大きくなることに比べ、スキンプレートの面外変位は最も小さくなり、柱脚の面外変形としては最も小さくなる。しかし、ダイヤフラムを有する試験体5と6においては、ダイヤフラム上側のスキンプレート面外変位が下側のそれより顕著に大きくなることがわかる。また、リブプレートを有する試験体6の場合は、スキンプレートに対するリブプレートの変形抑制効果により、ダイヤフラム上側においてリブプレート上側のスキンプレートの面外変形が最も大きくなっている。試験体5と6のダイヤフラム下側のスキンプレートにおいては、両試験体ともに同程度の面外変形が生じていることがわかる。

4. ダイヤフラムとベースプレートの変形メカニズム

4.1 主応力度の算定

ダイヤフラムおよびベースプレートの変形メカニズム はその主応力度分布に基づき検討する。ここで、主応力度 は3軸ひずみゲージの計測結果を用い、式(2)~(4)に

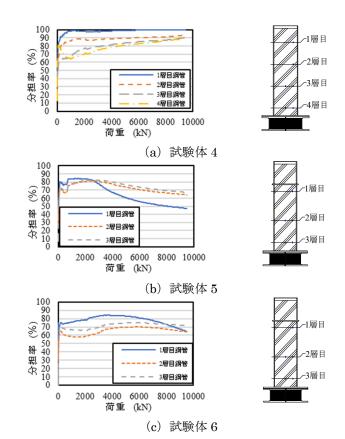


図1 鋼管の軸力分担率

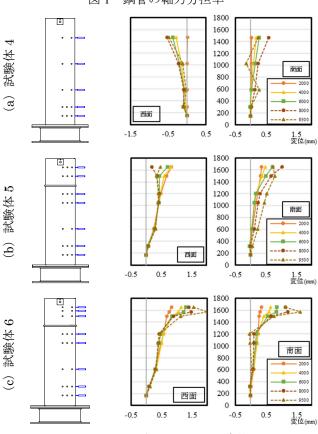


図2 スキンプレートの面外変位

より算定する $^{1)}$ 。ここで、 εmax を最大主ひずみ、 εmin を最小主ひずみ、 σmax を最大主応力度、 ϕp を第 1 軸のひずみゲージからの角度、vをポアソン比(本研究では 0.3 を適用)である。

$$\varepsilon max = 1/2 \left[\varepsilon 1 + \varepsilon 2 + \sqrt{2} \left\{ (\varepsilon 1 - \varepsilon 3)^2 + (\varepsilon 2 - \varepsilon 3)^2 \right\} \right]$$
 (2)

$$\varepsilon min = 1/2 \left[\varepsilon 1 + \varepsilon 2 - \sqrt{2} \left\{ (\varepsilon 1 - \varepsilon 3)^2 + (\varepsilon 2 - \varepsilon 3)^2 \right\} \right]$$
 (3)

$$\emptyset p = 1/2 \tan^{-1} \{ 2\varepsilon 3 - (\varepsilon 1 + \varepsilon 2)/\varepsilon 1 - \varepsilon 2 \}$$
 (4)

$$\sigma max = E(\varepsilon max + \nu \varepsilon min)/(1 - \nu^2)$$
 (5)

4.2 ダイヤフラムの主応力度

試験体5と6のダイヤフラムの主応力度の大きさと方向を図3に示す。いずれの試験体においても、ダイヤフラム上面の主応力度が下面のそれより大きく、上下両面の主応力度分布によりダイヤフラムは鉛直方向に膨らんでいくことがわかる。また、リブプレートを有する試験体6の場合は、リブプレートによるダイヤフラムの鉛直方向の膨らみが抑制され、リブプレートの取付け位置のダイヤフラム下面の主応力度はリブプレートの直交方向に引っ張られる向きになっている。なお、リブプレートの間のダイヤフラムは鉛直方向に膨らむ傾向を示している。

4.3 ベースプレートの主応力度

各試験体のベースプレートの主応力度の大きさと方向を図4に示す。全ての試験体において、スキンプレート外側のBO位置の主応力度がスキンプレート内側のBI位置のそれより小さくなり、その中でもダイヤフラムを設けて無い試験体4のBI位置の主応力度が最も大きくなる。また、全ての試験体のBI-3の主応力度が最も小さく、ベースプレートの中心部よりもスキンプレートの付近の変形が大きくなっており、スキンプレートとの溶接部以外のベースプレートは鉛直方向に浮き上がる変形になっているが、スキンプレート内側のベースプレートの変形が外側のそれより大きいことがわかる。ダイヤフラムを有する試験体5と6においては、ベースプレートの主応力度の大きさおよび方向は同じ傾向を示しており、ダイヤフラム下側のスキンプレートの変形傾向と同様である。

5. まとめ

本報(その2)では、前報(その1)の実験結果に基づき

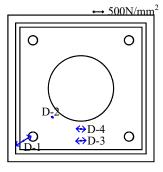
CFT 柱脚の変形メカニズムについて検討した結果、以下の知見を得られる。

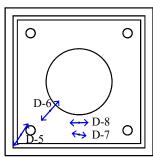
- (1) ダイヤフラムを設置することにより、コンクリートの軸力分担を確保することができた。
- (2) ダイヤフラムやリブプレートの設置によるスキンプレートの面外変形を定量的に把握した。また、ダイヤフラムの主応力度分布に基づき、リブプレートによるダイヤフラムの変形拘束効果についても検討できた。
- (3) ベースプレートの主応力度分布の検討により、その変形メカニズムを把握した。

【参考文献】

 東京測器:ロゼット解析の計算法(製品総合カタログ 2021-2022)

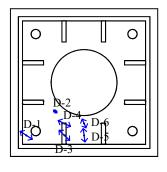
(権研究室)

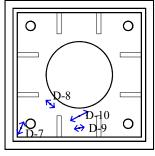




下面 上面

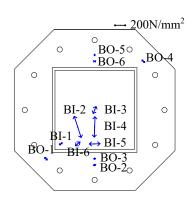
(a) 試験体 5



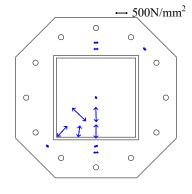


下面 上面

(b) 試験体 6 図 3 ダイヤフラムの主応力度

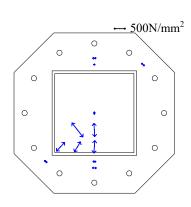


(a) 試験体 4



(b) 試験体 5

図4 主応力度 (ベースプレート)



(c) 試験体 6

土壁のい草刷き仕上げによる筋目模様の形成に関する実験的研究

その1 土壁パネル試験体によるい草刷き仕上げ実験の結果について

218-085 中辻 智実

1. はじめに

左官技術は、歴史的に古くから使われている技術であるとともに、現代建築にも欠かせない技術である。その中で、壁面に筋目を表現するテクスチャ仕上げ技術に、引きずり鏝、刷毛、櫛、箒を使った引き仕上げ等がある。これらの引き仕上げで、い草が使われた技術もあることが、京都府左官協同組合の重鎮の熟練左官職人の佐伯氏や浅原氏からアドバイスを受けたが、文献資料等には記載がなく、詳細が不明である。本研究は、い草を刷毛に仕立てて、壁土の刷毛引き仕上げの実験的検討を目的とした。その1では、い草刷き仕上げ実験の状況を報告する。

2. 実験の要因と水準

表1に実験の要因と水準を示す。実験は、筋目模様の出方を考えて、刷毛の使い方や土の水加減を要因とした。また、表2に実験に使用した材料と練り混ぜ後の調合・計量値を示す。実験は、京都府左官協同組合の職業訓練校の学院長で熟練左官職人である佐伯護氏に指導を受けた。

表1 実験の要因と水準

要因	水準
刷毛の長さ	毛長(6cm)、毛短(3cm)
持ち方	寝かせ、斜め、垂直
土の水量	普通、多い
引き方	一度引き、二度引き

表2 実験に使用した材料と練り混ぜ後の調合・計量値

	計量値[g]		計[g]
	±	41185.5	
中塗り土	水	14964.7	
	アクヌキワラすさ	1119.4	57269.6
	あさぎ色土	7426.3	
上塗り土(壁土a)	水	11611.6	
工室り工(室工4)	大すさ	219.4	
	消石灰	2787.2	22044.6
	あさぎ色土	4516.4	
上塗り土(壁土b)	水	8178.7	
	大すさ	133.4	
	消石灰	1695.1	14523.6

3. い草刷き仕上げ実験の施工工程

い草刷き仕上げ実験での土壁パネル試験体の施工工程についてまとめる。施工工程は、1)計量・ふるいわけ、2)中塗り土練り混ぜ、3)上塗り土練り混ぜ、4)中塗り土塗り付け、5)上塗り土塗り付け、6)引きずり仕上げ、になった。また、本研究では、畳表の裁断部分を利用したい草刷毛も手作りした。これらを図 1~7 にまとめた。

4. 試験体表面の筋目模様の結果

乾燥後の試験体表面にできた筋目模様の結果例を示す。図8は壁土a、図9は壁土bである。い草刷毛の垂直は斜めと同じ結果のため省略した。実仕事では、毛長、寝かせ、一度引きが基本になる。





・中塗りと上塗りに使用する土と消石灰と水を小分けにしふるいにかけて、ゴミや塊になっているものを取り除く。中塗り用土は1分のふるい、上塗り用土と消石灰は5厘のふるいを使用した。土・水・アクヌキワラすさと麻すさを計量した。

図1 工程1:材料計量・ふるいわけ



・先に大きな容器に図1でふるいわけし、計量した土と水を入れて練り混ぜ、ある程度混ざったところでアクヌキワラすさを入れ、 再度混ぜる。混ぜ加減は、左官職人の感覚になる。

図2 工程2:中塗り土練り混ぜ



・練り混ぜる麻すさを棒状の木で叩き細かくする。土と水を先に大きな容器で練り混ぜ、次に細かくした麻すさを入れ、再度練り混ぜる。最後に消石灰を入れ、練り混ぜる。今回の実験では、練り混ぜたあとに中塗り土を半分ほど別の容器に移し、水を 1.1L 足した上塗り土を壁土 b とした。水分量が違う上塗り土(壁土 a 、壁土 b) の 2 つを用意した。

図3 工程3:上塗り土練り混ぜ



・まず塗り付けた際に試験体の下地に中塗り土の水分が過度に吸収され、塗り加減が変わるのを防ぐために、刷毛で下地全体に水を塗り付けた。中塗り土を適量乗せ、鏝で木枠の隅まで塗り、中塗り土を押さえる。机の上に水平に試験体を置き、塗り付けるものと試験体を垂直にし、塗り付ける2つパターンをした。

図4 工程4:中塗り土塗り付け





・中塗り土を塗り付けた後、乾燥させている間に各試験体の木枠に番号を書き記す。1時間30分ほど乾燥させ、上塗り土を塗り付けていく。中塗り土の塗り付けと同様、上塗り土を適量乗せ、小さい鏝で木枠の隅まで隙間無く塗り付け、上塗り土を押さえつける。

図5 工程5:上塗り土塗り付け





・引きずり仕上げで使用する刷毛を作る。畳表の裁断部の端が飛び出るように木の板で挟み込み、釘で留める。もう1つ同じものを作り、板から裁断部の飛び出た部分が3cmと6cmになるように切る。

図6畳表裁断部からのい草刷毛作り





・上塗り土を塗り付け後すぐに、試験体 1 体ずつ、い草刷きによる引き仕上げを行う。引き仕上げの種類としては、表 1 の全ての組み合わせで行った。

図7工程6:い草刷きによる引き仕上げ

どちらも毛長、寝かせ、一度引きできれいに仕上がり、二度引き、斜め(垂直含む)、毛短の条件では、表面の荒れた部分が散見され、下地が見える箇所もできた。

5. 実験に使用した材料や壁土の土質試験の結果

実験に使用したあさぎ色土、中塗り土、練り混ぜ後の壁土 a、壁土bのJIS土質試験(密度試験、粒度試験、含水比試 験、湿潤密度試験)を実施した。図10に粒径加積曲線の結 果を示す。粒子の細かなあさぎ色土で密度2.8g/cm³と中塗 り土2.7g/cm³より大きくなった。壁土は、湿潤密度がa、b とも1.4g/cm³になり、含水比はaが106%、bが122%と大き く、水加減の実験条件と整合した。





a) 毛長、寝かせ、一度引き b) 毛長、寝かせ、二度引き





c)毛長、斜め、一度引き d)毛短、寝かせ、一度引き 図8 壁土 a の筋目模様の結果例





a) 毛長、寝かせ、一度引き b) 毛長、寝かせ、二度引き





c)毛長、斜め、一度引き d)毛短、寝かせ、一度引き 図 9 壁土 b の筋目模様の結果例

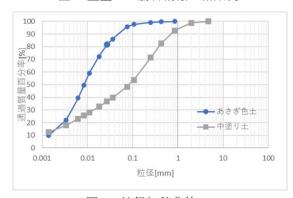


図 10 粒径加積曲線

6. まとめ

その1では、土壁パネル試験体のい草刷き仕上げ実験の引きずり仕上げまでの施工工程と筋目模様の概略と土質試験についてまとめた。い草刷毛の長さが毛長で、寝かせの持ち方で、一度引きでないと上塗り土がめくれてきれいに仕上がらないことを実験で明らかにした。 (中村研究室)

土壁のい草刷き仕上げによる筋目模様の形成に関する実験的研究 その2 い草刷き仕上げの筋目模様の形成状況について

218-026 勝間 美月

1. はじめに

本研究その2では、い草刷きによる筋目模様の形成状況について3Dスキャナーを用いて断面計測をし、塗り方等の違いによる比較結果を報告する。

2. 目視観察による検討

2.1 試験体の状態について

図1は試験体の表面を拡大したものである。筋目模様 が横に入っており、所々にみられる斜めに短く入ってい る線はスサが表面上に出たものである。

試験体の中には土の水量や刷毛の持ち方によっては、図2の四角で囲んだ部分のように上塗り土が引き連れたものや図3のように上塗り土がなくなり中塗り土が露出したものもある。試験体の測定には土の余りが少ない中央部分を評価の対象として採用する。

2.2 筋目模様の出方

図1(a), (b), (c)の順に筋目模様が薄く目立たなくなっている。これは刷毛の持ち方が寝かせ、斜め、縦の順と等しくあることから、刷毛の角度が垂直に近づくほど筋目模様が現れにくくなる。

(d)は(a)と同条件だが、壁に立てかけ地面と垂直にし、 通常の刷毛引き状態と似せた試験体である。(a)に比べて ほんの少し劣るが(b)よりもしっかりとした筋目模様が 確認できる。そして垂直に塗り付け、い草刷きを行うこ とは水平状で行うよりも難易度が高く、より技能を求め なければならない。

3. 3D スキャナーによる筋目模様の断面計測

3.1 3D スキャナーによる断面計測の概要

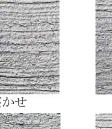
試験体の断面形状を把握するために図4の3Dスキャナー (EinScan-SE)を使用した。スキャン精度は 0.1 mmであり、筋目模様も読み込める精度である。ここでは、試験体表面の中央部のスキャンを行った。図7のようにターンテーブルは使用せず、三脚で斜め上から下向きに1ショットでスキャニングした。向きは波模様で死角ができないように波が3Dスキャナーと垂直に設置し、取り込んだデータの向きがわかるように突起物を置いて撮影した。撮影したデータは3D点群処理ソフトウェア (Cloud Compare)を使用し、断面図を作成した。

3.2 断面作成方法

断面の算定は図6の中央部になる。面を回転させ、角を(0,0)になるよう調節する。断面抽出の箇所に長さ5 cmのポリラインを引き、線上の座標データを CSV ファイル形式で保存し Excel に取り込んで断面図を作成した。



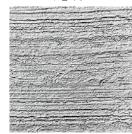
a)①寝かせ



b)②斜め



c)③縦



d)①寝かせ,垂直

図1 壁土 a, 毛長, 1度引き



図2 引き連れた壁土



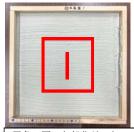
図3 中塗り土の露出箇所



図 4 EinScan-SE



図5 スキャンデータ



四角で囲った部分がスキーン範囲 真ん中の線が断面部分

図 6 断面図の算定箇所



図7 3Dスキャンによるスキャンの様子

3.3 Excel による筋目断面の座標データのグラフ化

筋目断面の座標データを X と Y に割り当て、散布図で グラフを作成した。図 8 に結果を示す。寝かせの水平と 垂直条件で差がないことがわかる。

3.4 グラフ化したデータの分析

図 9 にそれぞれの条件別で、波の高さの比較を示す。 それぞれの試験体の波の高さを求めるため波の最上点と 最下点を出し上下差の平均を算出した。この時の値を波 の高さとして取り扱う。

a)は刷毛の持ち方による違いを表した図である。壁土aとbの違い、刷毛の長さの違い、1度塗りか2度塗りの違いによらず、寝かせ、斜め、縦の順に波の高さが低くなっていることがわかる。目視観察での筋目模様の出方と一致している結果である。さらに、b)~d)でも寝かせ、斜め、縦の順で波が低くなることが繰り返されている。このことからも刷毛の持つ角度は寝かせて引くことで筋目模様が付きやすく、刷毛を垂直に近づけるほど筋目模様は付きにくくなることがわかる。

b)は土の水量の違いからみるグラフであり、壁土 a は水の量が普通、壁土 b は多めで設定している。壁土 a よりも壁土 b で波が高くなっているものが数か所存在するが、その差は大きなものでなく、壁土 a が高くなり得た場合の方が、差が良く出ていることがわかる。したがって、基本的には水の量が普通の場合波が高くなりやすい。

c)は刷毛の長さによる違いで、毛の部分の長さが長い刷毛で6cm、短い刷毛で3cmの刷毛を使用した結果である。グラフをみると毛長の波が高くなっていることが多いため、基本毛短よりも毛長の方で筋目模様が付きやすい傾向がある。

d)は引く回数による違いであるが、2 度引きしたものが全体的に見て、波が高く表れている。当初の予定では1 度引きの方が良いと考え実験を行ったが、2 度引きをすることで面に余すことなく筋目模様が付き、2 度引きの方で波が高くなったと思われる。

4. まとめ

本研究その2では、い草刷きによる筋目模様の形成状況について、目視観察による分析だけでなく、3D スキャナーを用いての解析、分析を行った。その結果、本研究の範囲内で、刷毛の角度では筋目模様の付き方に大きな変化が生じることを示した。

なお、筋目模様の形成メカニズムについて、実験結果で得た数値をもとに評価をし、手掛かりを得た。しかし、左官実験に左官職人の技量が大きく影響することも確かである。そのため、必ずしも本研究の限られた実験結果で一般性を確認できたとまでは、なっていない。ばらつきも生じやすい。基礎的研究として、傾向を見いだしたことを付記しておく。

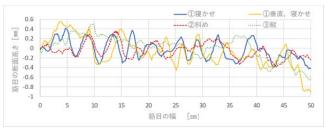
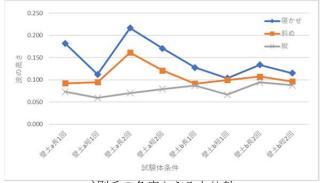
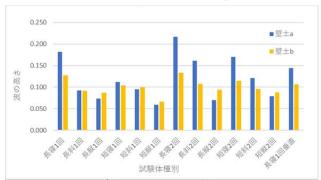


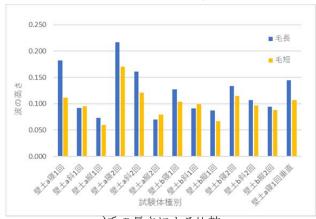
図8 筋目模様の凹凸比較グラフ



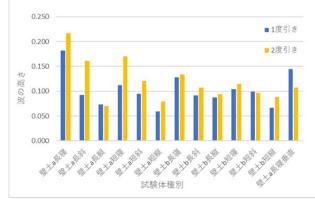
a)刷毛の角度からみた比較



b)水の量による比較



c)毛の長さによる比較



d)引く回数による比較

図9 条件別、波の高さ比較(中村研究室)

柱と梁が偏心する RCS 柱梁接合部の終局耐力の評価に関する一考察

218-089 長濵 聖実

1. はじめに

2021年2月に「鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造設計指針」¹⁾(以下, RCS 指針という)が刊行され, 図1に示す梁貫通形式柱梁接合部の終局耐力に関する設計法が示された。一方,建物の外周では,梁と外壁の納まりの問題から,図2に示すように,鉄骨(以下,Sという)梁の材軸を鉄筋コンクリート(以下,RCという)柱断面の中心より偏心させることがある。しかしながら,現状のRCS 指針では,S梁がRC柱に対して偏心する場合のRCS柱梁接合部(以下,偏心接合部という)の設計法は明示されていない。

本研究は、梁貫通形式 RCS 柱梁接合部を対象とし、偏心接合部の終局耐力を RCS 指針に規定される設計式(以下、RCS 指針式という)に基づいて評価するための方法について、既往のデータベースに基づいた考察を行う。

2. データベース

表1および表2は、既往の偏心のないRCS 柱梁接合部(以下、標準接合部という)試験体および偏心接合部試験体のデータベースを示したものである。対象とした試験体は、標準接合部試験体が6体、偏心接合部試験体が7体であり、試験体数が少ないことから、RCS 指針では非

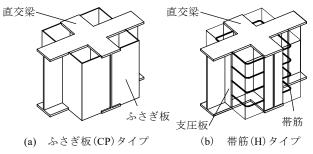


図1 梁貫通形式 RCS 柱梁接合部

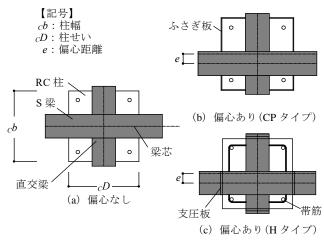


図2 偏心接合部

対象である直交梁が片側のみに取り付く試験体も対象としている。ただし、S 梁と直交梁がともに偏心している試験体や、標準接合部試験体と偏心接合部試験体で RC 柱の断面が異なる試験体は対象外としている。また、ふさぎ板タイプに関して、RCS 指針では図1(b)に示す支圧板を設けたディテールを対象としているが、標準および偏心接合試験体の全ふさぎ板タイプについて、支圧板が配置されていないディテールが対象となっている。

なお、表1中の柱梁接合部の破壊モードは、①がRCS 指針式による算定結果、②が実験結果であり、BFが支圧 破壊、SFがせん断破壊を表している。データベースの多 くの標準試験体が柱梁接合部のせん断破壊と報告されて いるが、RCS 指針式による算定結果では支圧破壊と判定 されることから、偏心接合部の破壊モードは標準接合部 に準ずるものとする。

3. 偏心接合部におけるコンクリートパネルの有効幅

標準接合部の終局耐力がせん断破壊で決定される場合、RCS 指針式は、「鉄骨鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説」 2 (以下、SRC 規準という)に規定されている SRC 柱 $^{-}$ S 梁柱梁接合部の終局せん断耐力式に準じた設計式による。この場合、標準接合部のコンクリートパネルの有効幅 $_{1}b_{e}$ は、 $_{2}b_{e}=_{2}cb/2$ として評価される。しかしながら、この有効幅の計算値は実験値を相当安全側の評価を与えることから、ここでは、SRC 規準に規定され

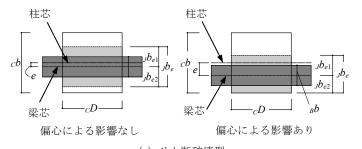
表1 標準接合部試験体のデータベース

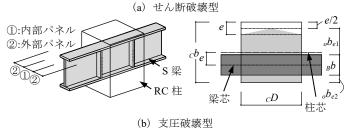
Z · M · OCH PIPE · OCH										
No.	直交梁	破壊モ	ード	タイプ	cb	cD	$_{mC}d$	$\sigma_{\!\scriptscriptstyle B}$	$_{\scriptscriptstyle B}b$	$_{B}D$
INO.	旦又朱	1	2	247	mm	mm	mm	N/mm ²	mm	mm
1	両側	BF	SF	CP	350	350	280	33.6	125	300
2	両側	BF	SF	CP	400	400	330	22.5	100	300
3	片側	BF	SF	Н	350	350	263	39.1	125	300
4	両側	BF	SF	Н	350	350	263	34.8	125	300
5-1	両側	SF	SF	CP	400	360	313	47.3	80	298
5-2	両側	BF	BF	CP	400	360	313	25.5	80	300

表 2 偏心接合部試験体のデータベース

No.	直交梁	タイプ	cb	$_{C}D$	$_{mC}d$	$\sigma_{\!\scriptscriptstyle B}$	$_Bb$	$_{B}D$	e	$e/_C b$
INO.	巨人米	217	mm	mm	mm	N/mm^2	mm	mm	mm	
1e	両側	CP	350	350	240	32.6	125	300	65	0.19
2e	両側	CP	400	400	263	27.0	100	300	100	0.25
3e	片側	Н	350	350	228	39.1	125	300	55	0.16
4e-1	両側	Н	350	350	228	34.8	125	300	55	0.16
4e-2	片側	Н	350	350	228	34.8	125	300	55	0.16
5e-1	両側	CP	400	360	238	48.0	80	298	100	0.25
5e-2	両側	CP	400	360	238	26.1	80	300	100	0.25

【記号】 $_{mcd}$:柱主筋の一段筋重心間距離, σ_B :コンクリート圧縮強度





【記号】

Bb:梁幅 ,be: コンクリートパネルの有効幅

,be2:偏心側の有効幅 ■:コンクリートパネル ,bel: 偏心していない側の有効幅 の有効領域

図3 偏心接合部のコンクリートパネルの有効幅 に関する評価法の提案

ている SRC 柱-SRC 梁柱梁接合部の終局せん断耐力式 に適用される RC 柱幅と S 梁幅の平均値をコンクリート パネルの有効幅 ,beとして採用する。上述に基づき,せん 断破壊型の偏心接合部において、図 3(a)に示すように、 e を変数とする $_{J}b_{e}=_{J}b_{e1}+_{J}b_{e2}$ を(1)式として定義する。

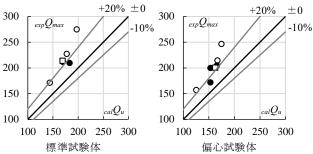
$$_{J}b_{e} = \min\left\{\frac{cb + _{B}b}{2}, \frac{1.5_{c}b + 0.5_{B}b}{2} - e\right\}$$
 (1)

一方, 偏心接合部の終局耐力が支圧破壊によって決定 される場合、図3(b)に示すSフランジ幅より外側の外部 パネルにおいて, 偏心方向と反対側の有効幅が e の影響 を受けると考える。偏心接合部の外部パネルの有効幅は, 図3(b)に示す考え方に基づき, 偏心時の支圧破壊型のコ ンクリートパネル有効幅 $_{o}b_{e}$ = $_{o}b_{e1}$ + $_{o}b_{e2}$ を(2)式として定 義する。

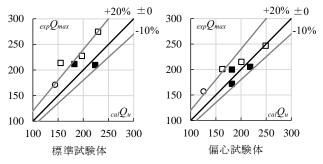
$$_{o}b_{e} = (_{C}b - _{B}b) - \frac{3}{4}e$$
 (2)

実験値と計算値の比較

図5および表3に標準および偏心接合部の実験値と計 算値の比較を示す。図5の縦軸は柱せん断力に置換した 実験値、横軸は計算値である。また、表3は、RCS 指針 によって判定された破壊モードに基づいた算定結果を代 表して示したものである。標準試験体の実験値/計算値 (表3の①/③)は1.25, 偏心試験体の実験値/計算値(表 3 の② / ④) は 1.26 であり、提案したコンクリートパネル の有効幅 "be を RCS 指針式に適用した計算値は、実験値 を安全に評価かつ、標準試験体に関する比とほぼ同じ評 価を与えている。また、表3の偏心接合部/標準接合部に 着目すると,実験値の比(②/①)が0.918に対して,計算



(a) RCS 指針による破壊モード



(b) 実験の報告による破壊モード

○CP:支圧破壊 ●H:支圧破壊 □CP:せん断破壊 ■H:せん断破壊 実験値と計算値の比較

=	2	実験	(± 1	. ⇒1.	松 I:	+ 0	사바시
ℼ	ა	天 跡	11目 2	1 計画	晃៕	目ひり	比型

,	$_{exp}Q_{max}$		cal	Q_u	1	2	2	4
	1	2	3	4	_	_	_	_
e(mm)	=0	>0	=0	>0	3	4	1	3
No.1	275	247	197	181	1.39	1.36	0.897	0.887
No.2	227	215	178	176	1.28	1.22	0.944	0.941
No.3	210	205	183	172	1.14	1.19	0.977	0.905
No.4-1	212	200	170	159	1.25	1.26	0.944	0.904
No.4-2	212	172	170	159	1.23	1.08	0.812	0.904
No.5-1	214	201	169	163	1.26	1.23	0.938	0.961
No.5-2	171	157	144	132	1.19	1.18	0.915	0.873
		Ave.	•		1.25	1.26	0.918	0.911

値の比(④/③)が 0.911 である。このことから、標準接合 部に対する偏心接合部の終局耐力の低減率を良好に評価 できていると言える。

まとめ

本報では、梁貫通形式 RCS 柱梁接合部を対象として、 既往のデータベースおよび RCS 指針式に基づいて, 偏心 接合部の終局耐力を評価する方法を提案し、実験値を安 全に評価できることを示した。

謝辞

-タベース作成に当たり,多くの研究機関の貴重な実験データ を活用させて頂きました。関係各位に対して厚く御礼申し上げます。 参考文献

- 1) 日本建築学会:鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造設計指針,
- 2) 日本建築学会:鉄骨鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説, 2014.1
- 金本清臣, 山野辺宏治, 中西啓二, 渡辺泰志:高強度材料を用 いた鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構(NewRCSS 構法)の開発(その1)、(その2)、日本建築学会大会学術講演梗 概集, pp.1103-1106, 2005.9

(馬場研究室)

コンクリートのポンプ圧送でのスクイズ式とピストン式の圧力波形に関する研究 その1 塑性粘度と降伏値のレオロジー定数の検討

218-092 西村 悠稔

1.はじめに

コンクリート工事では、圧送作業が必要不可欠であるが、生コンクリートの種類や圧送手法によって、圧送作業の状況が様々に変化する。このため、圧送作業の予測技術が求められているが、まだ確立していない。本研究は、圧送時の圧力波形を予測する手法を開発することを目的としている。その1では、圧送実験の概要とその実験結果から算定するレオロジー定数を検討する。

2. スクイズ式の圧送について

今回の圧送実験では、小型車両のスクイズ式圧送の検 討を主として実施した。このスクイズ式圧送は、ピスト ン式とは圧送の仕組みが大きく異なる。

スクイズ式は歯磨き粉を出すメカニズムと同じであり、図―1 に示すように、吸入口からポンピングチューブに入ったコンクリートが回転しているローラーによって吐出口へ押し出され、吐出口から配管へ吐出されていく。またポンピングチューブチューブの内側は真空になっており、ローラーによって押しつぶされたポンピングチューブが、真空になっていることにより、元に戻りコンクリートを吸入するようになっている。

3. 実験に使用したコンクリートの調合について

表―1 に今回の実験で使用した材料の種類とコンクリートの調合を示す。呼び強度 30 でスランプ 18cm の一般的に多用される調合になる。圧送実験時のスクイズ式、ピストン式ともに同じ調合のコンクリートを使用した。

4. 圧送実験での配管の概要

図-2 に圧送実験での配管の概要を示す。配管は 1 本 3m の直管を合計 21 本つないでいる。そして,ポンプ車の筒元から圧力計測管 P1 まで 3m のドッキングホースで接続し,また,配管 5 本ごとに管長 0.25m の圧力計測管 $P1\sim P6$ を設置した。

5. 圧送実験での圧力波形の実測結果

図-3 に、圧送実験での圧力波形の実測結果を示す。 スクイズ式とピストン式とも圧送実験では、低速の体積 流量が小を条件から速度を高速側に3段階と変化させて 体積流量を増し、その後、低速側に3段階変化させて終 了した。

スクイズ式の圧力波形は、このときの低速と中速と高速を示している。また、ピストン式は低速と中速になる。 圧力波形は、スクイズ式とピストン式とも圧送根本部から距離減衰して圧力が低下している。しかし、ピストン式では、圧力が高まったときのサージ発生後に、安定した波形が現れるが、スクイズ式では、サージ発生の状況や波形形状が、圧送速度で異なっている。

6. すべり流動の塑性粘度 k2 と降伏値 k1 の検討

6.1 ビンガム流体の塑性粘度 μ B 降伏値 τ y の算定

流量 Q を変化させた場合の圧力損失 Δ p/l が既知のと

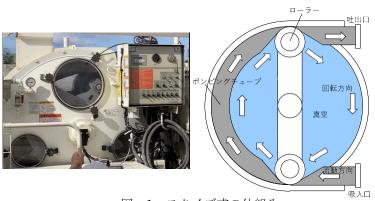


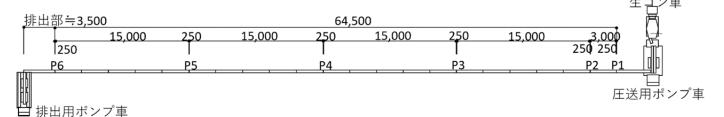
図-1 スクイズ式の仕組み

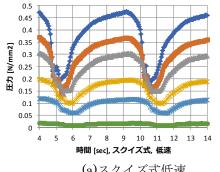
表-1 実験で使用した材料の種類とコンクリートの調合

	a) 使用した材料の種類					
セメント	C	普通ポルトランドセメント				
水	W	地下水および上澄水				
細骨材	S1	砕砂 福岡県北九州市小倉区産				
	S2	砕砂 兵庫県赤穂市西有年産				
粗骨材	G1	砕石 2005 兵庫県赤穂市西有年産				
	G2	砕石 2005 大分県津久見市青江産				
混和剤	Ad	高性能 AE 減水材 標準形				

b) コンクリートの調合

W/C	s/a	単位量(kg/m³)							
(%)	(%)	W	W C S1 S2 G1 G2 Ad						
50	49.9	180	360	442	426	602	267	2.92	





(a)スクイズ式低速

き, ビンガム流体の管内流動式から比 栓半径 a を介して, 塑性粘度 μ B と降 伏値τyのレオロジー変数が求まる。

円筒管内を流動するビンガム流体は 円筒管の中央部分で栓流を形成する。 栓流の半径 r0 と円筒管の半径 R の比 を比栓半径 a=r0/R とし、 $0 \le a \le 1$ の 範囲になる。比栓半径 a から塑性粘度

 μ Bと降伏値 τ y が求まる。 $\frac{\Delta p}{l} = \frac{8 \cdot \mu_B}{\pi \cdot R^4 \cdot \phi_0} \cdot Q = \frac{2 \cdot \tau_y}{R \cdot a} \quad ; \quad \phi_0 = 1 - \frac{4}{3} \cdot a + \frac{1}{3} \cdot a^4$ $au_y = \frac{R \cdot a}{2} \cdot \frac{\Delta p}{l}$; $\mu_B = \frac{\pi \cdot R^4 \cdot \phi_0}{8} \cdot \frac{\Delta p}{l}$ 実験による吐出量 Q1 と Q2 の比をとると, 4 次式の比

栓半径 a を求められる。

径 a を求められる。
$$\frac{\Delta p_1}{\Delta p_2} = \frac{\phi_{02}}{\phi_{01}} \cdot \frac{Q_1}{Q_2} = \frac{a_2}{a_1} = \frac{1}{\xi_0} \, \, \mathcal{L} \, \mathcal{I}, a_2 = \frac{a_1}{\xi_0}$$

$$\therefore \frac{\phi_{02}}{\phi_{01}} \cdot \frac{Q_1}{Q_2} = \frac{1}{\xi_0} \, \, \mathcal{L} \, \mathcal{I}, \frac{\phi_{02}}{\phi_{01}} = K_0 \, \mathcal{I} \, \mathcal{I} \, \mathcal{O}, a_2 = K_0 \cdot \phi_{01}$$

$$\therefore a_1^4 + \frac{\frac{4}{3} \cdot \left(K_0 - \frac{1}{\xi_0}\right)}{\frac{1}{3} \cdot \left(\frac{1}{\xi_0^4} - K_0\right)} \cdot a_1 + \frac{(1 - K_0)}{\frac{1}{3} \cdot \left(\frac{1}{\xi_0^4} - K_0\right)} = 0$$

6.2 すべり流動の塑性粘度 k2 と降伏値 k1 の算定

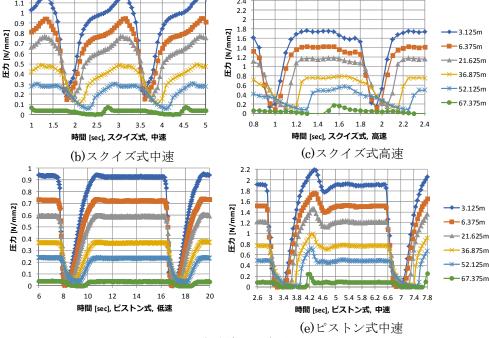
このビンガム流体の塑性粘度 μ B と降伏値 τ y は、次 式ですべり流動の塑性粘度k2と降伏値k1に変換できる。

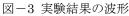
$k1=4/3 \cdot \tau y$ $k2 = \mu B \cdot 4/R$

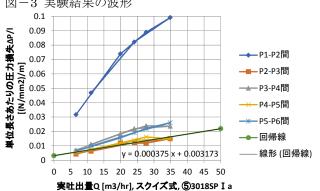
図-4 に、スクイズ式の調合⑤と、ピストン式の調合 9の圧力損失 Δ p/l と吐出量 Q の実測値を回帰した結果 を示す。圧力計 P1 は筒元からのドッキングホース接続 近傍で圧力が高めに計測された。このため P1-P2 間の 圧力損失は使用しない。これらの回帰結果から比栓半径 a を求め、ビンガム流体とすべり流動の各塑性粘度と降 伏値を計算した。その計算結果を表-2 に示す。調合⑤ と調合⑨は、材料のばらつきを考えると、同じ調合であ り、得られたレオロジー定数も同じような値である。若 干,調合⑨が小さく軟らかい状況にある。

7. まとめ

本研究その 1 では、圧送実験の概要を示した。また、 その実験結果から圧送速度を変化させた圧力波形の実測 結果を示した。圧力波形は、スクイズ式では圧送速度に よってサージ発生を含めた波形形状が異なる結果になっ た。また、流量が変化した実測結果を用いて、レオロジ 一定数を評価することができた。







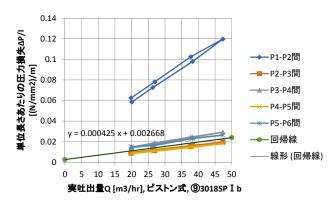


図-4 スクイズの調合⑤と、ピストンの調合⑨の圧力 損失 Δ p/l と吐出量 Q の実測値を回帰結果 表-2 比栓半径 a, ビンガム流体とすべり流動の各塑性 粘度と降伏値の計算結果

レオロジー定義	数	調合⑤	調合⑨
比栓半径a		0.162	0.130
降伏値 τ y	[g/cm2]	0.62	0.52
	[N/m2]=[Pa]	60.87	51.04
$k1=4/3 \cdot \tau y$	[N/m2]=[Pa]	81.16	68.05
塑性粘度μB	[g/(cm·sec)]	35.27	40.04
	[(N/m2)·sec]	3.53	4.00
$k2 = \mu B \cdot 4/R$	[Pa·sec/m]=	277.70	252.24

(中村研究室)

コンクリートのポンプ圧送でのスクイズ式とピストン式の圧力波形に関する研究 その2動的解析モデルによる圧送時の圧力波形の検討

218-127 山口 寛基

1. はじめに

本研究その2では、その1のレオロジー定数を適用して、動的解析モデルによる圧送時の圧力波形を検討する。

2. 動的解析モデルによる圧力波形の解析方法の概要

図1に、動的1次元粘弾塑性解析での作用力の力の釣り合いを示す。各質点ごとに、ダランベールの原理に基づき、復元力 Fs、すべり減衰力 Fd、すべり降伏作用力 Fy、慣性力 Fa、重力作用力 Fg、外力 Fo の各作用力が釣り合うことになる。振動時の応答結果は、応答変位 x、応答速度 x'=v'=dx/dt, 応答加速度 $x''=v'=dv/dt=d^2x/dt^2$ になり、各質点ごとの運動方程式(1)が定型化できる。 出

質点 1
$$-Fy_1-Fd_1-F_{a1}-F_{g1}-Fs_{12}-Fo=0$$

質点 2 $-Fy_2-Fd_2-F_{a2}-F_{g2}-Fs_{21}-Fs_{23}=0$
質点 3 $-Fy_3-Fd_3-F_{a3}-F_{g3}-Fs_{32}-Fs_{34}=0$
…
質点 n $-Fy_n-Fd_n-F_{an}-F_{gn}-Fs_{nn-1}=0$

員点 n -ryn-run-ran-rgn-rsnn_1-0 ここで、バネ定数ksと減衰係数cと降伏作用力Fvは、

式(2)~(4)になり、その1で評価したすべり流動の塑性粘度 k2 とすべり降伏値 k1 を適用する。また、体積弾性係数 Ks は 20[MPa]一定とした。

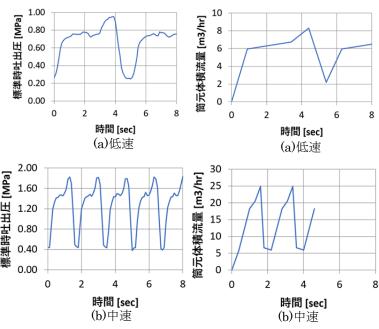
$$ks[N/m] = Ks[N/m2] \cdot \frac{\pi \cdot r^2[m^2]}{L[m]} \quad (2)$$

 $c[N\cdot sec/m] = k2[N\cdot sec/m^3] \cdot 2 \cdot \pi \cdot r[m] \cdot L[m] \quad (3)$

 $Fy[N]=k1[N/m^2] \cdot 2 \cdot \pi \cdot r[m] \cdot L[m] \quad (4)$

3. スクイズ式圧送での圧送根本の油圧の実測結果

スクイズ式の小型車両の圧送根本に、油圧計を取り付け、圧送時の送り出し時の圧力を実測していた。動的解



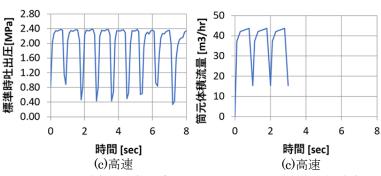


図2 スクイズ式油圧実測結果 図3 スクイズ式筒元体積流量

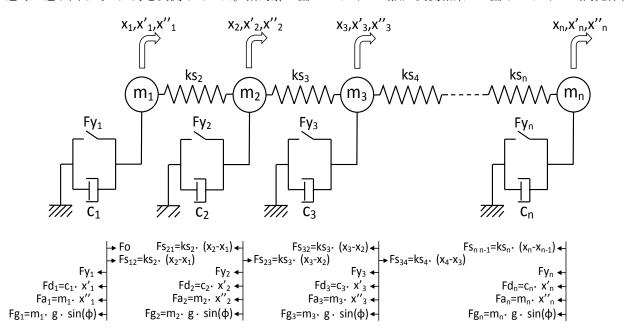


図1動的1次元粘弾塑性解析での作用力

析では、圧送根本部に対応する送り出し時の外力を設定する必要がある。この外力設定のため、解析対象とする 低速、中速、高速での油圧実測結果を、図2に示す。

このスクイズ式の圧力波形中のサージ発生は、低速と中速で圧力が低下する直前に現れているが、高速では大きなサージ発生には至っていない。すなわち、圧送速度によって、圧力波形の出方が異なる状況になっていることがわかる。

4. 筒元体積流量の検討

これらの油圧実測結果から,動的解析モデルの外力設定に関係する筒元体積流量を設定した。図3に,スクイズ式の筒元体積流量の設定結果を示す。低速,中速,高速とも,油圧実測結果と類似した筒元体積流量が設定できた。

一方、ピストン式の圧送においては、圧送根本部に油圧計がないため、その1の圧力波形の実測結果を参照して、低速と中速の筒元体積流量を設定した。図4に、ピストン式の筒元体積流量の設定結果を示す。ここでは、筒元体積流量にサージ発生は含めていない。

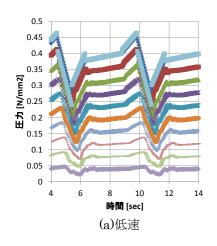
5. 動的解析モデルによる圧力波形の解析結果

圧送実験持の水平配管距離は約70mであり、ここでの動的解析モデルの質点配置間隔を7mごととし、10質点で構成した。

図 5 に、ピストン式での圧力波形の解析結果を示す。

動的解析モデルの定式化にあたって慣性力項を設定している。筒元体積流量の設定パターンに合わせて、流量が増加や減少するとき、加速度が生じて、慣性力が作用する。ピストンの脈動に応じて、圧力上昇時に生じた加速度に由来する慣性力が、サージ発生に対応している。また、圧力減少時は、本来、すべり降伏値が作用して圧力が0にならないが、慣性力の作用で圧力波形が0まで下がる傾向にある。

図6に、スクイズ式での圧力波形の解析結果を示す。油圧実測にて、低速と中速では、



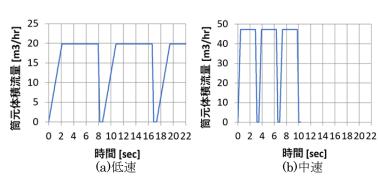


図4 ピストン式筒元体積流量

排出時に圧力が高まる傾向を, 筒元体積流量の設定パターンに組み込んでいる。その対応が反映した圧力波形の解析結果になっている。また, 圧力上昇持の慣性力の作用のサージは, 顕著には見られず, 実測の圧力波形の形状と類似した結果を得た。また, 高速では, ピストン式と似たような筒元体積流量の設定パターンのため, ピストン式の圧力波形解析の結果と類似した結果になった。実測の圧力波形の形状とは少し異なったが, 解析モデルを単純化して設定している影響と思われる。

6. まとめ

本研究その2は、動的解析モデルによる圧送時の圧力 波形を検討した。その結果、実測結果に対応するよう、 筒元体積流量の波形パターンを設定し、スクイズ式とピ ストン式の圧力波形を解析して、慣性力の作用によるサ ージ発生についての考察を示すことができた。

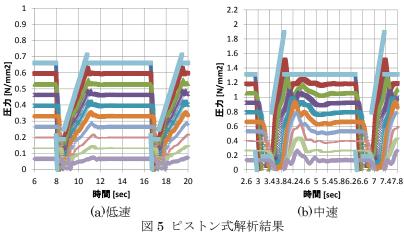
(中村研究室)

1.4 1.6 1.8

時間 [sec]

(c)高速

22 24



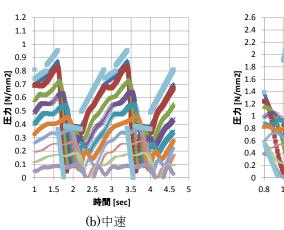


図 6 スクイズ式解析結果

住宅床下の断熱性能の違いが室内温熱環境に及ぼす影響

第1報 定常・非定常 CFD 解析を用いた居室内温度分布の再現

218-100 坂東 あすか (共同研究者 218-020 岡田 和磨)

1. 背景・目的

外皮の断熱性能の向上は室内温熱環境の改善に寄与する。部分的な断熱改修により温熱環境の改善は可能であるが、適切に改修が施されなければコールドドラフトが生じ 温熱的な快適性が確保し難い可能性もある。

本研究では、住宅床下の断熱性能に着目し、効率的な断熱改修計画の立案や評価手法構築に寄与する知見の整理を目的とした検討を行う。

現在、床下断熱の厚さが居室の上下温度分布に及ばす影響について知見を得るため、旭化成ホームズ(株)の実験住宅で計測を行っている。本報では、定常および非定常 CFD 解析でヒーターの立ち上がりを含めた室温変化を再現することを試みる。

本研究は、旭化成ホームズ(株)との共同研究である。

2. 解析概要

実験住宅に対応した居室の室内気流・温度分布について、 定常・非定常 CFD 解析を実施する。解析には、㈱アドバンス ドナレッジ研究所製の FlowDesigner2021 を用いる。床下の 断熱材厚みについては、実験に対応する 3 ケースを検討す る。表 1 に実験に対応した解析ケースを示す。

表1 解析ケース

解析ケース	天井高(mm)	格子数 $(\Delta X \times \Delta Y \times \Delta Z)$
I (床断熱材 0 mm)	2,400	$297,480(67\times60\times74)$
Ⅱ(床断熱材 30 mm)	2, 358	$311, 100 (68 \times 61 \times 75)$
Ⅲ(床断熱材 60 mm)	2, 328	$315,248 (68 \times 61 \times 76)$

2.1 解析対象居室モデル

実験住宅内の居室を熱物性体で再現した。図1に解析対象となる居室モデルを、表2に各熱物性体に使用した物性値を示す。

熱収支および収束性向 上の工夫として、既報¹⁾ で用いた外皮の周囲6面 を屋外側の空気層相当

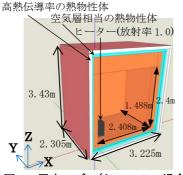


図1 居室モデル(ケース I の場合)

(熱伝達抵抗:1/23m²K/W)の熱物性体で囲み、さらにその外側に高熱伝導率の熱物性体で覆う。空気層相当の熱物性体と高熱伝導率の熱物性体の物性値を表3に示す。

表 2 各熱物性体の物性値

当日の 3 日日の 3 日日 1 日本								
	壁	天井	床[0mm]	床[30mm]	床[60mm]			
厚み(m)	0. 209	0.505	0.125	0. 167	0. 197			
比熱(J/(kg・K))	1128	1119	1100	1150	1173			
密度(kg/m³)	258. 9	109.3	724. 5	569. 5	478.6			
熱伝導率(W/(m・K))	0.1127	0.1280	0. 2031	0.0948	0.0629			

※床の[]内は床下の断熱材の厚み

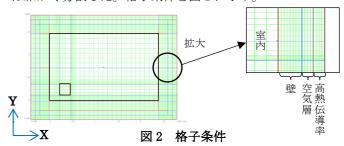
表 3 空気層相当の熱物性体と高熱伝導率の熱物性体の物性値

	空気層相当の熱物性体	高熱伝導率の熱物性体
厚み(m)	0.1	0. 1
比熱(J/(kg・K))	1005	0.01
密度(kg/m³)	1. 204	0. 01
熱伝導率(W/(m・K))	2.3	9999999

ヒーターのサイズは、実験で使用した楕円形のヒーター $(0.28m\times0.32m\times0.56m)$ を、発熱面積が同じになるような直方体モデル $(0.24m\times0.24m\times0.56m)$ で再現した。ヒーター下部は断熱とする。

2.2 格子分割

室内空間は約0.1mでの分割を基本とし、壁体内部を8分割、床を5分割、天井を20分割、空気層相当の熱物性体と高熱伝導率の熱物性体内部を4分割とした。ヒーター周囲は細かく分割した。格子条件を図2に示す。



2.3 共通解析条件

定常・非定常 CFD 解析の共通解析条件を表 4 に示す。

表 4 共通 CFD 解析条件

乱流モデル	標準 k- ε モデル	離散化	有限体積法
移流項差分スキーム	一次風上	メッシュ	構造格子
放射解析	放射強度輸送方程式	アルゴリズム	SIMPLEC 法

解析領域最外周における境界条件は外気温度 4.5℃固定とする。ただし、床下は床下空間を考慮し、7.72℃(ケース I)、6.97℃(ケース II)、6.64℃(ケース III)とする。また、実験住宅の漏気を再現するために、室内全体に実験住宅内で計測された C 値 $(1.81 \text{cm}^2/\text{m}^2)$ から推測した損失熱量(表 5)を空間一様吸熱として設定。再現モデル(図 1) 隅

部から熱が逃げ過ぎる可能性があるため、ラーメン構造状に障害物を設置(図3)して一次元熱移動を生じ易くした場合も検討した。障害物を含まないモデルを「障害物なし」、含むモデルを「障害物あり」とする。

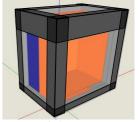


図3 障害物設置位置

表 5 空間一様吸熱量(換気による損失熱量)

	ケースI	ケースⅡ	ケースⅢ
損失熱量(W)	68. 5	66. 5	66. 5

3. 定常 CFD 解析における室温分布の再現

3.1 解析概要

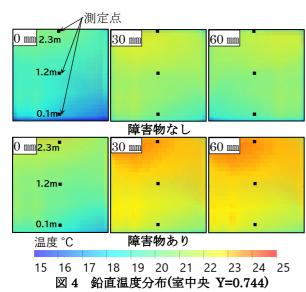
収束判定(残差)は10⁻⁶、計算回数は2000回。ヒーター発 熱量は、実験で定常とみなした時間帯のヒーター発熱量の 平均値(表 6)を設定する。

表 6 ヒーター発熱量

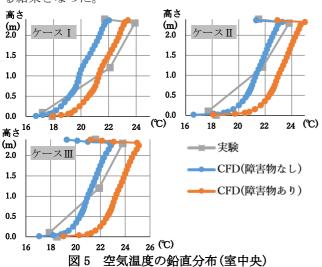
	ケース I	ケースⅡ	ケースⅢ
発熱量(W)	299	280	274

3.2 解析結果

温度、速度分布を図4に示す。室中央における鉛直温度分布を図5に示す。



熱収支誤差は全ての解析で±0.1%以内に収まっている。 いずれも、障害物ありの場合の方が約3℃程度高くなる。 ただし、足元の本報のCFD解析で低Re数型モデル等を用 いておらず、ドラフト気流の再現性は低い。上下温度差は 実験よりも全てのケースで解析のほうが2℃ほど小さくな る結果となった。



床上 1.2m、2.3mの空気温度について、床断熱なし(ケース I)の場合、実験>障害物あり>障害物なしとなり、障害物ありの方が再現精度が高いと考えられる。床断熱あり(ケース II、III)の場合、障害物あり>実験>障害物なしとなり、障害物なしの方が再現精度が比較的高いと考えられ

る。実験と両 CFD 解析で傾向が異なるのは、解析ではコールドドラフトの再現が十分でなく足元で高めの温度となる代わりに天井付近の温度が低下したためと考えられる。

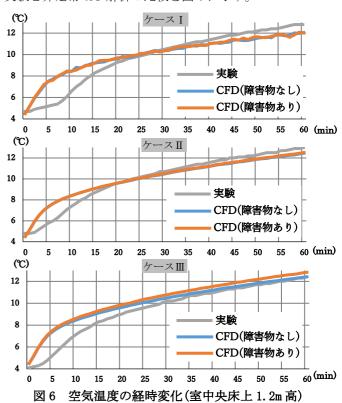
4. 非定常 CFD 解析における室内温度分布の再現

4.1 解析概要

2 節のモデルを初期温度 4.5℃、刻み時間 1 分で 1 時間 の非定常 CFD 解析を行う。ヒーター発熱量は実験での 1 時間の発熱量の平均値を用いる。その他概要は 2 節に準ずる。

4.2 解析結果

室中央高さ 1.2m 位置の空気温度の経時変化について、 実験と非定常 CFD 解析の比較を図 6 に示す。



いずれも、発熱開始から約20分は、実験の室温はCFD解析に比べて低い。これは、実験ではヒーター底面が幾らか温まり、真下の床が温まるまでは床下へ熱が逃げ得る点が原因と考えられる。また、CFD解析の床下境界条件は、実験で定常と判断した時点の床下空間の温度を用いたため初動の室温は高めとなり得る。実験のケースIでは発熱開始7分頃を境に温度の勾配が急となるが、この辺りで床温度が安定したものと考えられる。1時間の解析では床断熱性能が高い方が、実験に近い立ち上がりになる結果となった。

5. まとめ

定常・非定常 CFD 解析いずれも、室温をある程度再現することができた。定常計算では約2時間、非定常計算では約4時間と解析にかなりの時間を要する点が課題である。

参考文献

1) 杉浦鱗太郎、河野良坪等: 断熱性能の不均一性が室内温熱環境に及ぼす影響 -その2 室形状および窓の断熱性能に着目した居室の CFD 解析, 日本建築 学会大会, No. 41244, P. 521~522, 広島, 2017 年8月

(河野研究室)

住宅床下の断熱性能の違いが室内温熱環境に及ぼす影響

第2報 居室モデルの簡略化による解析時間の短縮に関する検討

218-020 岡田 和磨 (共同研究者 218-100 坂東 あすか)

1. 背景・目的

第1報では、実験室の躯体を詳細に再現した定常・非 定常 CFD 解析を行い、室温分布や室温変化の再現を試 みた。実験値との比較をしたところ一定の精度が見られ たものの、解析に時間がかかる点に問題がある。

本報では躯体再現を既報 1)で用いた CFD 解析用の厚 み無しとした形状モデルにより簡略化した上で適切な熱 収支や解析精度をある程度維持しながら解析時間の短縮 が可能であるかについて、定常・非定常 CFD 解析を行 い検証する。

2. 解析概要

第1報で用いた建物躯体の熱物性の代わりに、外気温 と固体表面までの熱伝達率を設定した3種境界条件を熱 的境界として使用。この境界面には部材の熱特性を含み、 部材内部の温度分布は、2次関数近似により計算される。 部材厚み無しとなるため、室内空間のみの再現で済む。 第1報と同様に床下の断熱材厚さ(0mm、30mm、60mm) を再現して、定常・非定常 CFD 解析を実施する。

解析には、㈱アドバンスドナレッジ研究所製の FlowDesigner2021 を用いる。

CFD 解析の解析条件を表1に示す。天井高さと格子分 割を表 2 に示す。非定常 CFD 解析の刻み時間は第 1 報 と同様に1分とする。

表1 CFD 解析条件

乱流モデル	標準 k-ε モデル	離散化	有限体積法
アルゴリズム	SIMPLEC 法	メッシュ	構造格子
移流項差分スキーム	一次風上	収東判定	10-6
放射解析	放射強度輸送方程式	計算回数	2000 回
刻み時間(非定常)	1分	計算期間(非定常)	1時間

表 2 天井高と格子分割

断熱材厚さ	天井高	格子分割	格子数
0mm	2.400m	34(X)×25(Y)×34(Z)	28,900
30mm	2.358m	34(X)×25(Y)×32(Z)	27,200
60mm	2.328m	34(X)×25(Y)×32(Z)	27,200

※断熱材の厚みが増すと室容積が減少する。

3. 実験室モデルの簡略化

3.1 境界条件を用いたモデル再現

図1のように3種境界条件を熱 的境界として設定し、壁厚等の無 いシンプルな方法で再現した。以 降、「簡略化モデル」とする。便宜 上、第1報で熱物性体を扱い、隅 部の障害物ありとしたモデルを

「躯体再現モデル」とする。

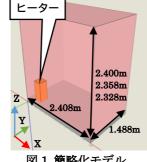


図1 簡略化モデル

境界条件に設定した疑似的な厚みを表3に示す。

熱容量については躯体の床下空間の空気および基礎部の 熱容量を加えて算出し、その分躯体の密度を割り増して CFD 解析上設定した。ヒーター発熱量は第1報と同様。

表 3 疑似厚み

7.1 77-12-11-7					
		床面	壁面(前後)	壁面(左右)	天井面
	0mm	0.125			
断熱材厚さ	30mm	0.167	0.209	0.209	0.505
	60mm	0.197			

3.2 格子条件

第1報の室内空間部分の格子分割のみを再現した。 ヒーター下部は断熱境界。格子条件を以下の図2に示す。

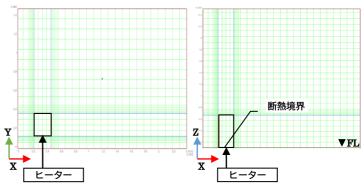


図 2 格子分割図(左 XY 平面、右 XZ 立断面)

4. 定常 CFD 解析結果

定常 CFD 解析の結果より熱収支誤差を表 4 に示す。 いずれも 1%の誤差を下回る。また、収束精度は速度変 動で 10^{-7} 、温度変動で 10^{-5} 以下となった。

表 4 定常 CFD 解析(計算回数 2000 回)の熱収支誤差

断熱材厚さ	0mm	30mm	60mm
熱収支[%]	0.067	0.581	0.727

室中心温度分布を図3に、室中央における実験値と簡 略化モデルと第1報の躯体再現モデルの鉛直温度分布を 図 4 に示す。

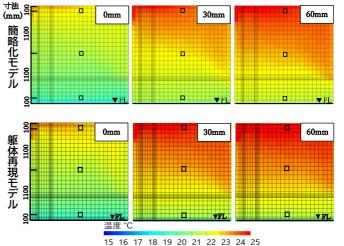


図3 室中心温度分布(□マークは実験時温度測定位置)

両 CFD 解析ともにコールドドラフト現象による床面付近の温度は、実験値ほど低下していない。簡略化モデルの解析は面の法線方向(1 次元)の熱移動の計算に限定されるため、(第 1 報で障害物ありとした)躯体再現モデルに対応するはずである。

両 CFD 解析結果を比較すると、床上高さ 1200mm と 2300mm では、断熱材厚さに関わらず簡略化モデルの方が約 0.4 $^{\circ}$ $^{\circ}$

5. 非定常 CFD 解析結果

室中央床上高さ 1200mm 位置における空気温度の経時変化(ヒーター発熱開始から 1 時間後まで)について、図 5 に示す。

第1報で示した通り、開始10分間の実験とCFD解析で温度上昇の傾向は異なるが、ここでは簡略化モデルが躯体再現モデルの結果にどの程度近づくかに着目する。

両 CFD 解析の結果を比較すると、断熱材厚さに関わらず温度変化の傾向は似ている。ただし、簡略化モデルの方が断熱材厚さ 0mm では開始直後のみ少し高く、以降は約 0.7~0.9℃低めとなる。断熱材厚さ 30mm・60mmでは開始 40 分ぐらいまでは約 0.5℃前後高めとなり、以降は若干低めとなる。簡略化モデルでは 2 次関数近似を用いており、部材厚み方向の熱的中心は部材での厚み中心と同じになる。そのため初動においては、熱が内部に浸透し易くなり少し温度上昇が速くなると考えられる。また、最終的に簡略化モデルの方の温度が低くなるのは定常 CFD 解析時と同じく簡略化モデルでは躯体面内方向への熱移動が無く、屋外側に流出し易いことが原因と考えられる。

6. 解析時間比較

躯体再現モデルと簡略化モデルの解析時間を比較する と、表 5 より定常では 95%以上、非定常では 99%以上 も本報の簡略化モデルにおいて時間削減が見受けられた。

7. まとめ

簡略化モデルによる定常・非定常 CFD 解析を提案した。熱収支誤差は小さく、解析時間の大きな削減が見られた。今後は、非定常 CFD 解析時における内部ループの収束条件や刻み時間を細かくし、解析精度を向上させる検討を行う予定である。

謝辞 本研究の解析にあたり、旭化成ホームズ㈱の中谷 剛氏、 伊藤 康之氏らに、多大なるご助言・ご協力を頂きました。 ここに感謝の意を表します。

参考文献

1)河野良坪,中川純: 非定常 CFD 解析における熱容量を考慮した厚み無し部 材の改良提案,日本建築学会学術講演梗概 集,NO.40526,2017 年 8 月 2)杉浦麟太郎、河野良坪等:断熱性能の不均一性が室内温熱環境に及ぼす影響 その 2 室形状および窓の断熱性能に着目した居室の CFD 解析,日本建築 学会大会,No.41244, P.521~522, 広島, 2017 年 8 月

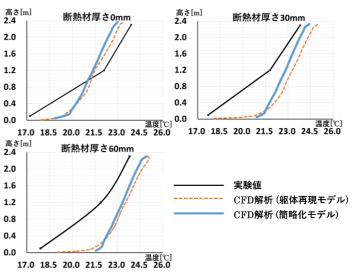


図 4 鉛直温度分布

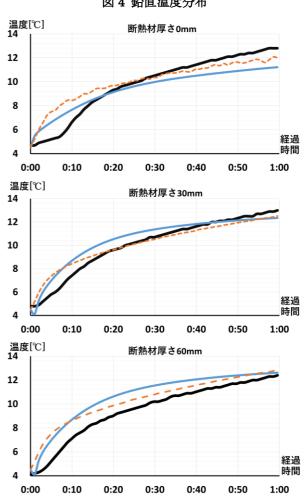


図 5 空気温度(室中央)の経時変化

表 5 躯体再現モデルと簡略化モデルの解析時間比較

実験値

CFD解析 (躯体再現モデル)

CFD解析 (簡略化モデル)

24 0 4511 11 25 - 2 2 14 14 15 - 2 2 2 14 14 15 15 15 15 15 15 15 15 15 15 15 15 15			
第1報(躯体再現モデル)		時間比較	
断熱材厚	さ0mm		
1時間50分39秒	4分56秒	95.5%減	
3時間32分46秒	19秒	99.9%減	
断熱材厚さ30mm			
1時間57分50秒	5分46秒	95.1%減	
2時間41分53秒	21秒	99.8%減	
断熱材厚さ60mm			
2時間15秒	5分47秒	95.2%減	
2時間26分50秒	21秒	99.8%減	
	断熱材厚 1時間50分39秒 3時間32分46秒 断熱材厚 1時間57分50秒 2時間41分53秒 断熱材厚 2時間15秒	断熱材厚さ0mm 1時間50分39秒 4分56秒 3時間32分46秒 19秒 断熱材厚さ30mm 1時間57分50秒 5分46秒 2時間41分53秒 21秒 断熱材厚さ60mm 2時間15秒 5分47秒	

(河野研究室)

関西地域の住宅におけるエアコン冷房使用と窓開閉に関するフィールド調査

218-101 樋口匠

1. 序論

人々は日々の生活を送る上で快適性を得るための様々な環境調整行動を行っている。人々が実施する環境調整行動は社会背景が大きく影響している。例えば、コロナ化による窓開放の増加、エアコンの普及率の増加などが挙げられる。どのような行動をすればいいのかという知見が十分に得られていない。これについて、社会背景が反映された環境調整行動モデルを作成することが重要である。

環境調整行動モデルの先行研究は数多く存在する。日本の事例では、Takasu ら Dが関東地域の大学内のオフィスビルにおける窓開閉、エアコン冷暖房使用、着衣量のモデル化を行った。また、羽原ら Dは関西地域の核家族を対象に居間、寝室において外気温、室内温度、湿度を用いて入退室、滞在中のエアコン使用・不使用、窓開閉をロジスティック回帰分析により調査し、各活動(入室、退室、滞在)において同じ温度湿度でも生起確率が異なることを明らかにした。海外においても、Kim らるはオーストラリアのエアコン冷暖房使用、窓開放をモデル化し窓やドアを開ける割合が最も高いことを示している。一方、先行研究においては、近年のコロナにおける関西地域のモデル化を行った論文は行われていない。

以上のことから本研究では、関西地域の住宅における 長期フィールド調査を実施し、窓開放とエアコン冷房の 環境調整行動モデルを作成する。また、住戸タイプ、地 域による行動の傾向の差異を明らかにする。さらに、本 研究から得られた環境調整行動モデルを用いて窓開閉と 冷房使用の再現を外気温を用いて試みる。

2. 研究方法

本研究はリビングにおける測定機器とアンケート用紙を併用したフィールド調査を行った。調査期間は 2021 年 6 月 5 日~2021 年 12 月 9 日である。調査対象住宅は 6 世帯(大阪府 4 軒、兵庫県 1 軒、京都府 1 軒)である。

調査期間において、各リビングに測定機器を設置し、 温湿度などの温熱物理環境値を 10 分間隔で測定した。 測定風景を図 1 に示す。センサーの設置高さは床から 100±10 cmとなるように依頼した。外気温は最も近い 気象台の 10 分毎のデータを用いた。

申告対象人数は 6 世帯の 12 人であった。得られた申告数は 1199 回答であった。アンケートはリビングでのみ回答を、居住者の都合のあう日の都合の合うタイミングに可能な回数(1 日 4 回まで回答可能)してもらった。ただし、激しい運動、帰宅、食後、入浴直後の申告はし

ないよう依頼した。

アンケート申告では、居住者の快適性と環境調整行動に関する項目がある。エアコンの設定温度は少数第 1 位とする。窓開閉は「0: 閉める」、「1: 開ける」の二者択一方式で申告してもらった。エアコン冷房使用は「0: off」、「1: on」、「2: エ

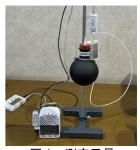


図1 測定風景

アコンが設置されていない」、 $\begin{bmatrix} 3:$ 送風」、 $\begin{bmatrix} 4:$ 除湿」の 5 段階表記とした。ただし、本研究では窓開閉、エアコン冷房の確率モデルの作成のために、 $\begin{bmatrix} 0\\ 2 \end{bmatrix}$ を off」、 $\begin{bmatrix} 1\\ 3\\ 4 \end{bmatrix}$ を on」とする。申告時刻の記入項目もある。

3. 結果と考察

3.1 調査対象の居住者行動の実態の把握

各月の平均外気温は 7 月が 28.0℃に対して、12 月は 9.1℃であり、その差は 18.9℃の差があった。6 月と 9 月を比較すると 23.8℃と 23.9℃であり、6 月と 9 月の 外気温の差は見られないことが分かった。図 2 は各月 の行動割合の推移を示す。エアコン冷房割合について、 7月と8月を比較すると、56%と73%であった。6月 と 9 月を比較すると、20%と 45%であった。このこと から外気温がほとんど同じである月でもエアコン冷房使 用割合に差があることが分かった。窓開放割合をみると、 最も窓開放割合が高い月は6月の46%を示した。外気 温が高く、エアコン冷房使用も高い 7月、8月では 27%、17%を示した。7月と8月、6月と9月で比較し てもエアコン冷房使用割合が高い方が窓開放割合は低い ことが分かった。この結果から、エアコン冷房使用と窓 開放の期間には対応関係があることが考えられた。また、 外気温の差がほぼない月同士でも環境調整行動には相違 がみられた。

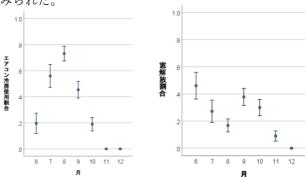


図2 各月のエアコン冷房と窓開放割合

3.2 環境調整行動モデルの開発と先行研究との比較

エアコン冷房使用割合は外気温が上昇するにつれて割 合が常に増加していくためロジスティック回帰分析の関 数を使用する。窓開放割合は外気温が上昇するにつれて、 割合が増加し、約 25℃を境に割合が減少していくため ガウス関数を用いたモデル化を行う。得られた行動モデ ルを図 3 に示す。完成した関西地域のモデルと既存研 究を比較したものが図 4 である。エアコン冷房使用割 合は日本より、オーストラリアと比較するとルームエア コンの普及率の差や文化の違いが大きく影響していると 考えられる。また、関東地域の大学オフィスでは全館空 調によりエアコン冷房使用割合が高く、一方 HEMS 住 宅のようにエネルギーを節約するシステムを導入する建 物では使用割合が低いことから、地域差のみならず住戸 タイプや使用用途の影響が大きいと考えられる。次に窓 開放割合の比較をしてみると、既存研究ではエアコン冷 房を使用しない外気帯で窓開放を多く行う傾向がみられ たが、本研究のモデルではエアコン冷房を使用する外気 温帯にも窓開放をする傾向が見られた。コロナ化による 窓開放の意識向上が関係していると考えられる。

3.3 環境調整行動の再現

関西地域の行動モデルと外気温を用いてシミュレーションの作成を行った。図 5 に 2021 年 8 月 21 日の外気温から再現された行動と各月の再現結果を示す。図 5 の修正後とは睡眠時間での行動を制御するため、0 時~7 時は行動が変化しないものを考慮したものである。月別に実測調査で得られた行動割合とシミュレーションで得られた行動割合を比較すると、月別では、再現度が高かったものの1日ごとにみると12月にエアコン冷房使用しているなどまだまだ課題が多くみられた。

4. まとめ

本研究はリビングにおける測定機器とアンケート用紙によるフィールド調査を行い、以下の結果が得られた。 1)各月ごとのエアコン冷房と窓開放割合を調査するとエアコン冷房使用と窓開放の期間には対応関係があることが分かった。

2)エアコン冷房と窓開放のモデルを算出できた。エアコン冷房は文化の違い、地域差、住戸タイプが大きく影響していることが分かった。一方、窓開放は既存研究ではエアコン冷房を使用しないときに窓開放を多く行う傾向がみられたが、関西地域のモデルをみてみるとエアコン冷房を使用するときにも窓開放をする傾向が分かった。3)フィールド調査で得られた行動割合とシミュレーションで得られた行動割合を比較したが各月ごとの再現はできたが、各日に着目すると、12月に冷房を使用しているなどの改善点があることが分かった。

参考文献

1)Marina Takasu,Ryozo Ooka, Hom B. Rijal, Madhavi Indraganti, Manoj Kumar Singh: Study on adaptive thermal comfort in Japanese offices under various operation modes, Building and Environment, Vol.118, pp.273-288, 2017

2) 羽原宏実: ロジスティック回帰分析による居間におけるエアコン・窓操作の生起要因に関する分析, 日本建築学会環境系論文集, 第80巻, 第715号, pp.827-837, 2015年9月

3) Jungsoo Kim, Richard deDear, Thomas Parkinson, Christhina Candido: Understanding patterns of adaptive comfort behaviour in the Sydney mixed-mode residential context, Energy and buildings, Vol.142, pp.274-283,2017

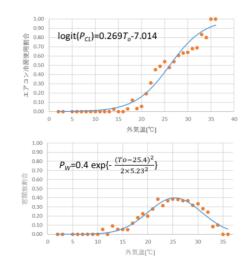


図3 エアコン冷房使用と窓開放のモデル

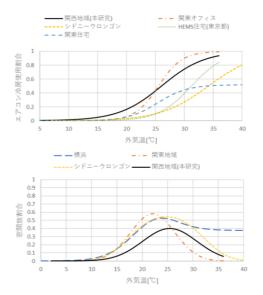


図 4 関西地域のモデルと先行研究との比較

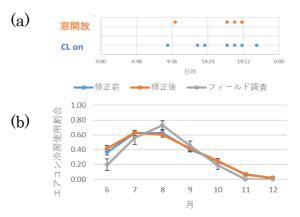


図5 シミュレーションの作成(a)と比較(b)

(今川研究室)

大阪市内の長屋住宅における温熱環境と 熱的快適性に関するフィールド調査

218-104 渕脇海星

1. はじめに

我が国においては、新築住宅が増加する一方、住宅業界では空き家率の増加が懸念されている。大阪府総務部の資料 10 によると、 20 18年の大阪府内の空き家数は約 20 70万戸となり、総住宅数の 20 15.2%を占める。また住宅の築年数の傾向 10 から老朽化が進んでいることがわかる。少子高齢化と空き家率増加が進んでいる現代社会においては、既存住宅を取り壊して新築住宅を増加させるより、住宅ストックを再利用した方が持続可能な社会の形成に貢献できる。これは、 20 50年のまでする。 20 6年の表でする。 20 7年の表でする。 20 8年の表でする。 20 9年の表でする。

様々な住宅ストックの中でも、「長屋」は歴史的にも価値があり、その再活用のポテンシャルがある。大阪では歴史的建造物として点在しており、この長屋を残すために新たな活用方法を普及する活動3も行われている。

国土交通省の調査 Dによると、長屋の半数は昭和 55 年 以前に建てられており、昭和 25 年以前に建てられた建物 の割合は一戸建てや共同住宅に比べても高く長屋建物の 全体の 9%を占めている。また長屋における居住世帯のい ない期間に 20 年以上住んでおらず物置利用や取り壊しの ために利用していないことが多いのが現状である。長屋の 多くは設備の老朽化や耐震性が課題となっており、これら を解決することで、長屋を住宅ストックとして再利用でき る可能性がある。

古民家に関する学術的研究もこれまでに行われてきた。 小池ら ゆは入居方法や入居にあたってのシステムの仕組み、 建物の改修における実態などについて調査している。加え て、木造長屋建築の実践的研究 がでは、改修や暮らし方に 関するアンケートを実施し木造長屋建築の保全や持続可 能性についても検討した。しかし、長屋の温熱環境の実態 やそこに暮らす人々の快適性に関する研究が少ない。長屋 がどのような温熱環境であるのか、その居住実態を明らか にすることで得られる知見は、長屋を住宅ストックとして 再利用する上で重要な基礎資料となる。

以上のことから本研究では、大阪市内で実際に住居として利用されている長屋1棟において、温熱物理環境測定と、快適性アンケートを併用した長期フィールド調査を実施し、長屋の温熱環境とそこに暮らす人々の快適性の実態を解明することを目的とする。

2. 研究方法

本研究では統計解析に用いるデータを収集するために、フィールド調査を実施した。調査期間は2021年6月5日

~同年12月9日である。調査対象場所は、大阪市内にある築80年以上の木造2階建ての長屋である。対象の部屋は現在和室であった1階を土間空間に改築して生活空間として過ごしているため1階の土間空間での温熱環境の測定とアンケート調査を実施した。測定器は着座の高さに合わせて100±10 cmにし、測定間隔を10分とした。アンケートは調査対象空間でのみの回答とし、都合のあう日のタイミングで回答(1日4回まで)してもらった。ただし、激しい運動や食事、入浴直後は回答しないように依頼した。アンケート項目には居住者の快適性と環境調整行動に関する項目をそれぞれ数字の尺度を使って選択してもらい、服装については、その値にあった尺度から着衣量を選択してもらった。寒暑感は7段階尺度を用いた。





図1 調査対象の長屋と測定風景





図2 対象建物の1階(左)と2階(右)の平面図

3. 結果と考察

3.1 室内気温の各月の分布と外気温度との関係

図3をみると、室内温度の温度幅が大きい11月は約10℃の幅があった。また10月では、20~25℃域のデータが少ないことがわかった。図4の室内温度と外気温度の関係をみると、外気温度が20℃以上の時、室内温度より外気温の方が高い傾向になっており、20℃以下ではその逆の傾向がみられ、回帰線から大きく外れる値もみられた。20℃以上の温度域では自然風による換気と扇風機の使用によって室内環境を調節していたが、20℃以下では石油ストーブの使用により回帰線から外れる値が大きくなったと考えられる。

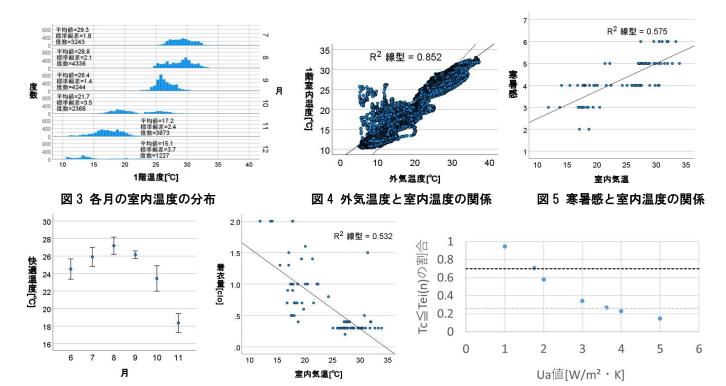


図6 各月の快適温度の推移 3.2 室内気温と寒暑感の関係

図7着衣量と室内温度との関係 図8 室内温度が18.4℃を超える割合と Ua 値の関係

アンケート調査から回答した寒暑感と室内気温の関係を図 5 に示した。寒暑感が 4 (暑くも寒くもない) と回答した時の温度幅が約 15℃~28℃まで広く分布していることが分かった。この寒暑感から Griffiths 法を使って各月の快適温度を導き、信頼区間 95%のエラーバーで示した(図 6)。Griffiths 法は以下の式で表される。

$$T_c = T_i + (4 - TSV)/a \tag{1}$$

 T_c =Griffiths による快適温度 T_i =室温 TSV=寒暑感申告 a=回帰係数(*a=0.5)を仮定である。これは寒暑感の7段階 尺度に対して 2 \mathbb{C} の差を意味する。快適温度は 18 \mathbb{C} ~27 \mathbb{C} までの温度域になっている。また 8 月をピークに快適温度 が減少している。また 9, 10, 11 月で有意な差がみられたが 6, 7, 8 月ではその差が見られなかった。

3.3着衣量と室内気温の関係

図7は着衣量と室内温度の関係を示す。室内温度が25℃を超えると半袖、半ズボンの服装をしている割合が多く、20℃付近から下回る温度域になると着衣量の幅が広がる傾向が見られた。このことから20℃より低い温度域からは服の着衣で個人に応じた調整をしながら暮らしていることがわかった。特に10月、11月付近では着衣量の数値の幅が大きくなっていることが判明している。

3.4 室内温度の再現と断熱性能の検討

 $2021/11/1\sim2021/12/8$ までの期間の $0:00\sim5:50$ までの10分毎の室内温度を以下の式(2)を使って再現した 0 。

$$T_{ei(n)} = \frac{H\Delta t + C\rho V T_{ei}^{(n-1)} + \Sigma_{i=1}^{5} A_{i} U_{i} T_{eo}^{(n)} \Delta t}{C\rho V + \Sigma_{i=1}^{5} A_{i} U_{i} \Delta t}$$
(2)

H=室内発熱[W], V=室容積[m³], C=空気比熱[J/kg K], ρ =

空気密度[kg K/m³], T_e =室内温度[\mathbb{C}], T_{ee} =外気温度[\mathbb{C}], A=室内表面積[\mathbb{m}], U=熱貫流率[\mathbb{W} / \mathbb{m} ・K]である。次に、11月の快適温度18.4 \mathbb{C} を超える室内温度の割合を外皮平均熱貫流率Ua値を調節して検討した。図8の点線は快適温度より高い割合が70%を示す。改善する前のUa値が3.84であり、1.76まで改善することで快適温度18.4 \mathbb{C} を超える時間が70%を超えることが考えられた。

4.まとめ

本研究では以下の知見が得られた。

- (1) 11 月の室内温度の変動幅が約 10℃もあり、石油ストーブの使用が影響していることが考えられる。
- (2) 快適温度にはいくつかの月の間で有意な差が見られなかったが 9 月から 11 月では有意な差が見られ、居住者は室内温熱環境の変化に応じて着衣を変化させていた。
- (3) 2021/11/1~12/8 期間の快適温度から Ua 値を 1.76 まで改善することで、快適温度を超える時間を全体の 70%まで増やせることが考えられた。

参考文献

1) 平成30年住宅・土地統計調査住宅及び世帯に関する基本集計結果の概要(大阪府)

2) 外務省: SDGs とは?, https://www.mofa.go.jp/mofaj/gaiko/oda/sdgs/about/index.html 3)オープンナガヤ, https://opennagaya-osaka.tumblr.com/

4)小池ら:大阪近代長屋における改修を伴う新規入居の仕組みと改修の傾向 オープン長屋大阪のネットワークを通じた事例から、日本建築学会計画系論文集,85(768),pp.223-232,2020 5)小伊藤ら:新居入居者による大阪近代長屋の住み方 オープンナガヤ大阪のネットワークを通じた事例から、日本建築学会計画系論文集,83(750),pp.1381-1390,2018

 $6)\;$ Thapa et al.: Study on the wintry thermal improvement of makeshift shelters built after Nepal earthquake 2015, Building and Environment, 199, pp.62-71, 2019

(今川研究室)

柱RC・梁SとするT形柱梁接合部の支圧破壊に対する新しい補強法の提案

218-105 船本 彩楓

1. はじめに

鉄筋コンクリート(以下, RC という)柱と鉄骨(以下, S という)梁で構成される最上階柱梁接合部(T 形あるいは L 形接合部)は, S 梁が RC 柱を貫通する梁貫通形式の場合, S フランジ上面の柱コンクリートのパンチングシアによる支圧破壊が卓越することから, S 梁上面のコンクリートを U字形のキャップ筋によって拘束する補強が一般的に行われている。

本研究は、T 形接合部の支圧破壊に対する補強法の選択肢のひとつとして、木質構造の柱梁接合部や柱脚部に用いられるラグスクリューボルト(以下、LSB という)を用いた新しい補強法を提案し、要素実験によりその効果を検証する。

2. 実験計画

図 1 に補強要素とする LSB 詳細を示す。LSB は、S 梁フランジ下面からねじ部元端までの長さ srl_e (不完全ねじ部 30 mm を含む),有効なスクリューねじ部の長さ srl_e おび M16 部 (65 mm) で構成される。LSB の材質は SCM435R とし、ねじ部は鋼棒を切削加工することによって製作されている。

本補強法による応力伝達は、LSB の大きなねじ高さに



図1 ラグスクリューボルト詳細

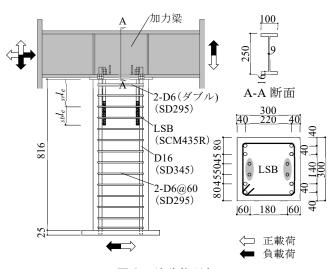


図2 試験体詳細

よる付着作用に依存することから、RC 柱頭部に生じる曲げ・せん断ひび割れによる LSB ねじ部の付着劣化を抑制するために、長さ srl_e を十分に確保することによって、ねじ部を RC 柱の柱頭から柱せい程度まで離れた位置に配置できる特徴を有する。

図2に代表的な試験体の詳細を示す。各試験体とも、RC 柱断面は300×300 mm である。主筋は、RC 柱端面に定着ナットを有するねじ節鉄筋とし、8-D16(SD345)が配置されている。また、帯筋は2-D6@60(SD295)である。

表 1 に実験変数を示す。実験変数は、長さ $_{srl_e}$ = 0.5 $_{c}D$ (= 150 mm), 1.0 $_{c}D$ (= 300 mm) および長さ $_{sbl_e}$ = 100 mm, 200 mm であり,これらを組み合わせた 4 体と, $_{srl_e}$ = 300 mm, $_{sbl_e}$ = 200 mm の試験体に副帯筋が配置された試験体を加えた計 5 体が計画された。 表 2 に使用材料の力学的特性を示す。

試験体は、図2に示すように、加力梁とRC柱試験体をLSBで結合し、ロ型載荷装置に水平に設置する。実験は、加力梁両端を単純支持し、RC柱端部に正負漸増載荷を行うものである。

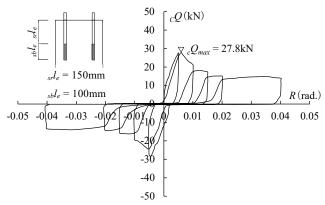
3. 実験結果とその考察

図 3 に LSB15-10 試験体の履歴曲線を代表して示す。 縦軸は RC 柱端部に負荷された荷重 $_cQ$, 横軸は層間変形 角 $_R$ である。各試験体とも,最大荷重発揮後に大きな耐 力低下を示すが,LSB の引抜きに伴う棚を形成し,変形

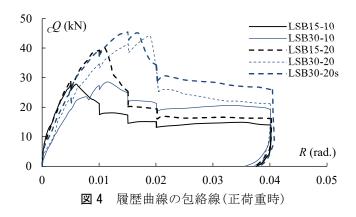
	表 1 美	長	
		sr l e	
	□ : 丸鋼部■ : ねじ部	0.5 _C D (150 mm)	1.0 _C D (300 mm)
	100 mm	LSB15-10	LSB30-10
sb l e	200 mm	LSB15-20	LSB30-20 (LSB30-20s)
		():副帯筋あり

表 2 使用材料の力学的特性

	21 - 22/191	* 1 1 . > 4 .		
	N/mm ²	降伏強度	引張強さ	ヤング係数
材料		σ_y	σ_u	E_s
LSB	M16 (SCM435R)	660	982	2.06×10 ⁵
主筋	D16 (SD345)	400	598	1.99×10 ⁵
帯筋	D6 (SD295)	430	588	1.96×10 ⁵
材料	N/mm ²	圧縮強度 σ_B	割裂強度 <i>F</i> ,	ヤング係数 E_c
コンクリート	$(F_C = 24 \text{ N/mm}^2)$	28.3	2.45	1.98×10 ⁴



履歴曲線(LSB15-10 試験体) 図 3



の増大に伴って段階的に荷重が低下する様相を呈する。

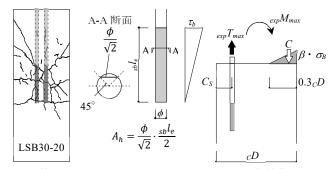
図4に正載荷時における履歴曲線の包絡線を示す。縦 軸および横軸は、履歴曲線と同じである。図4より得ら れる LSB の付着特性は、以下の通りである。

- 1) 長さ sble = 200 mm の試験体の最大荷重は、sble = 100 mm の試験体に対して、 $srl_e = 0.5cD (= 150 mm)$ の場合は 1.4 倍程度, $s_r l_e = 1.0_C D (= 300 \text{ mm})$ の場合は 1.5 倍程度 であり、 LSB の付着耐力は sble に単純比例しない。
- 2) 長さ sble が等しい場合, srle の大きい試験体の方が剛 性は低いが、最大荷重に及ぼす影響は小さい。
- 3) 副帯筋を配置して帯筋比を大きくしても、それらの 最大荷重の向上に対する働きは小さい。一方,剛性は, 帯筋比を大きくすることにより高くなる。

図 5(a) は、LSB の長さ $srl_e = 300$ mm、 $sbl_e = 200$ mm と する LSB30-20 試験体を代表して、最大荷重発揮時にお ける RC 柱引張面側のひび割れ状況を示したものである。 各試験体とも, LSB の引抜きに伴う付着破壊性状は, RC 柱引張面側のコンクリートが、機械式定着鉄筋の側方割 裂破壊とほぼ同じ要因によって破壊に至っていることが 考えられる。ここでは、機械式定着鉄筋の引抜きに伴う 側方割裂破壊耐力式 1), 2)を参考にして, LSB の引抜き耐 力式を(1)式によって求める。

$$_{cal}T_{u} = 10 \cdot k_{w} \cdot C_{s} \cdot \sqrt{A_{h}} \cdot \sqrt{\sigma_{B}}$$
 (1)

ここに、 k_w は LSB ねじ部周辺の帯筋比 p_w による影響



(a) 代表的なひび (b) LSB ねじ部の付着 (c) RC 柱接合端の断面 割れ状況 応力分布の仮定 の釣合い

図5 LSB の負担引張力の算定

表 3

 $_{cal}T_u$ $_{exp}T_{max}$ $_{exp}\,T_{\,max}/_{cal}\,T_{\,u}$ kN kN LSB15-10 122.6 131.1 1.07 LSB30-10 122.6 133.8 1.09 LSB15-20 173.4 188.1 1.08 LSB30-20 173.4 206.7 1.19 LSB $_{sr}l_{e} - _{sb}l_{e}$

LSB30-20s 197.8 214.4 1.08

実験値と計算値の比較

係数で $k_w = 70.6p_w + 0.628$, C_s はLSBの側方かぶり厚さで ある。また、Anは機械式定着部の支圧面積に対応する付 着面積で,図5(b)に示すように,LSB 断面の重心から45° 方向の投影水平面積, および LSB ねじ部の付着応力分布 を三角形と仮定して求めた。表3に実験値と計算値の比 較を示す。LSB の実験引張耐力値 $expT_{max}$ は、図 5(c) に示 すように、最大荷重時に RC 柱接合端に生じる曲げモー メント $_{exp}M_{max}$ と,文献3)に基づいて仮定した加力梁フラ ンジ下面の支圧応力 β ・ σ _B(β :局部支圧係数, σ _B:コンク リート圧縮強度)および支圧応力が作用する領域 0.3cD(cD: RC 柱せい)とする圧縮応力より求めた。実験 値 $expT_{max}$ /計算値 $calT_u$ は $1.07\sim1.19$ であり,(1)式による 計算値は、概ね実験値を評価している。

4. まとめ

柱RC・梁SとするT形柱梁接合部の支圧破壊に対す る LSB を用いた新しい補強法を提案し、要素実験により その補強効果に関する基礎データを得た。

謝辞

本研究で使用した LSB は(株)ダイロック 米本和央 氏より提 供いただいた。ここに,感謝の意を表します。

参考文献

- 1) J.Hofmann, R.Eligehausen: Development Length of Headed Reinforcing Bars, Bond in Concrete-from research to standards 2002 Budapest, pp.477-484, 2002.11
- 2) 中澤春生:鉄筋コンクリート梁主筋の機械式定着における定着 機構と側方割裂破壊耐力評価,清水建設研究報告 80,pp33-44,
- 3) 日本建築学会:鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造設計指 針, 2021.2

(馬場研究室)

狭小住宅の屋根形状と積算日射量との関係

218 - 111 松本 希路

1. 背景•目的

密集市街地における狭小な敷地に建つ住宅(以下、狭小 住宅)では、北側斜線制限や道路斜線制限の影響を受ける 中で可能な限りの室容積確保を目指すことが多く、制約面 から建物全体や屋根の形状が決まることも多い。近年では、 2030年に新築住宅の平均で ZEH の実現を目標とする中で、 これからの狭小住宅では住空間の最大化だけではなく、太 陽光発電に必要な日射量確保との両立が必須となると考 えられる。現状の斜線制限から決まる屋根形状が太陽光発 電に適しているとは限らないが、こうした観点からの研究 はまだ行われていない。設計に有効となる知見の整理が望 まれる。

本研究では、建築面積が50m²以下となる3階建ての狭小 住宅を対象に数値解析を行い、斜線制限から決まる建物形 状と太陽光パネル設置面における日射量との関係につい て整理する。

本研究は、レビ設計室 中川 純 (東京都市大学 准教授) との共同研究である。

2. 解析概要

2.1 周辺街区・検討対象建物モデル

本研究で対象とする街区は住居系地域と想定する。街 区モデルを図1、図2に示す(周辺建物高さは全て9mとす る)。狭小敷地を想定し、10m×4.8mの敷地が5×4に配置 される。本解析で屋根形状を検討する建物は高さ9m、12m とする。道路に面しており、尚且つ周辺街区に囲まれて いる。

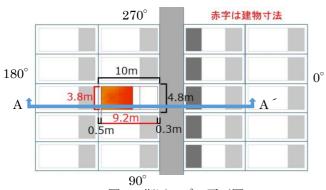


図1 街区モデル平面図

2.2 屋根形状 (図3、図4参照)

(1)斜線制限による制約

解析領域内の全建物形状は、北側斜線制限、道路斜線制 限による制約を受ける。

(2)南側勾配屋根

太陽光パネルの設置を想定し、勾配屋根とする。以降、 「南側勾配屋根」と記す。建物上部(フラット)面や、道路 斜線制限により決まる傾斜面には設置しない。本報では、 勾配の起点となる高さ(以降、「勾配起点高さ」)と、「勾配 角度」を設計変数とする。

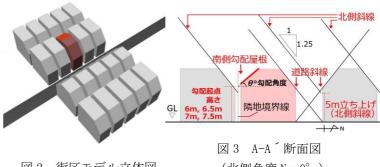
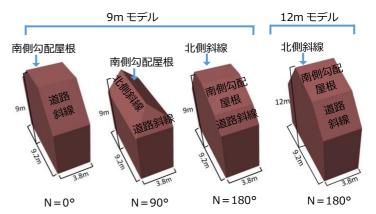


図2 街区モデル立体図

(北側角度 N=0°)



※ 各屋根面には道路斜線、北側斜線、南側勾配屋根の いずれで決定された面であるかを記載する。

図4 検討対象建物モデル

2.3 解析条件

検討対象建物モデルは南側勾配屋根により形状を変化 させるため、Rhinoceros for Grasshopper で可変モデルを 作成。積算日射量解析には、Ladybug (EnergyPlus)を使用。 気象データは、大阪の epw データ(緯度 34.78、経度 135.45、 標高 15) を使用。1 月 1 日から 12 月 31 日を解析期間とし、 6日毎に午前4時から午後20時の時間帯の解析を行い、結 果を比較する。本来は太陽光パネルのモジュールサイズを 考えるべきであるが、本報では単純に南側勾配屋根に搭載 されるとした。

尚、前面道路斜線で決まる屋根面積にも太陽光パネルを 設置できる余地はあるが、急勾配となるため本報では南側 屋根勾配で決まる面のみに限定する。

2.4 解析ケース

北方向については図1の0°、90°、180°の3通りとす る。勾配起点高さは6m、6.5m、7m、7.5mの4通りとする。 検討対象建物の高さ 9m とし、N=180°のみ 12m 高さでも 検討した。

3. 解析結果

積算日射量,南側勾配屋根の面積,容積を図5~8に示す。

3.1 検討対象建物が周辺建物と同じ高さの場合

(1)N=0° (9m モデル)

起点高さ 6m の場合を見ると、勾配角度が 0° から 20° の範囲で屋根面積は緩やかに減少するものの、積算日射量はほぼ一定(約 34,000kWh)となる。20° で南側勾配屋根は道路斜線と交差する。勾配角度が 20° 以上になると高さ 9m の制約があるため屋根面積の減少が急となり、積算日射量は次第に低下する。一方、容積は勾配角度が大きくなると次第に増加し、勾配角度 40° 以上で最大約 290 ㎡となる。

勾配起点高さが高くなる場合でも、勾配角度が小さい範囲では積算日射量は一定(約35,000kWh)である。しかし、積算日射量が減少に転じる角度が小さくなる。勾配角度30°では、勾配起点高さが7.5mの場合の容積は勾配角度20°以降はあまり変わらず、最大約290㎡程度となる。本ケースは積算日射量と容積のいずれかであれば大きく確保し易いケースといえる。

(2) N=90° (9m モデル)

勾配起点高さに関わらず、勾配角度が増加するに従い、 南側屋根面積および積算日射量は減少する。これらは勾配 起点高さが高くなるほど緩やかに減少する。容積は最大約 260㎡に対して、勾配角度が小さくなると1,2割減少する。 本ケースでは日射量は比較的確保できるが屋根の傾斜が3 面となるため、容積は大きく確保し難い傾向を有する。

(3)N=180° (9m モデル)

勾配起点高さに関わらず、勾配角度が増加するに伴い、南側屋根面積および積算日射量は減少する。これらは勾配起点高さが高くなるほど著しく減少する。容積は最大約280㎡に対して、勾配角度が小さくなると減少するものの、20㎡以内の減少にとどまる。

(4)N=180° (12m モデル)

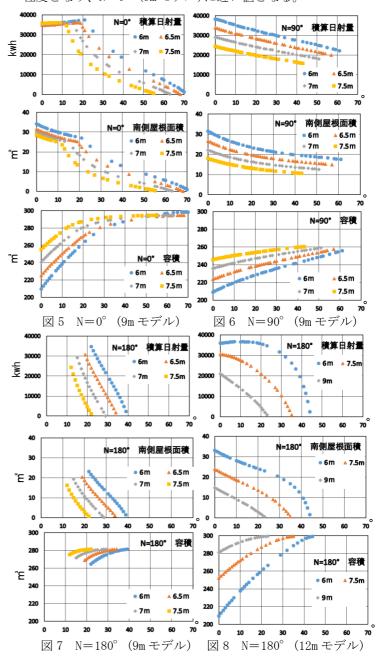
勾配起点高さに関わらず、勾配角度が増加するに従い、 南側屋根面積および積算日射量は減少する。ただし、勾配 起点高さ 6m の場合は、勾配角度 0° から 20° の範囲では 南側屋根面積が減少してもほぼ変化しない。この値の傾向 は 9m モデルと異なり、容積は最大約 300 ㎡となり得るが 勾配角度が小さくなると大きく減少する。

4. 考察

各ケースの最適な勾配起点高さと勾配角度を推定する。 $N=0^\circ$ (9m モデル) 勾配起点高さ 7.5m とした場合に勾配角度が 11° で積算日射量が 33,000kWh、容積が 280 ㎡程度となり、いずれも最大値に近い値となる。

 $N=90^\circ$ (9m モデル) 勾配起点高さ 6.5m とした場合に 勾配角度が 18° で積算日射量が 29,000kWh、容積が $280 m^\circ$ 程度となり、他のケースよりは低いが、 $N=90^\circ$ の中ではバランスの取れた値となる。

N=180° (9m モデル) 勾配起点高さ 6m とした場合に勾配角度が 25° で積算日射量が 30,000kWh、容積が 270 ㎡程度となり、N=0° (9m モデル) より少しだけ小さい値となる。N=180° (12m モデル) 勾配起点高さ 6m とした場合に勾配角度が 30° で積算日射量が 30,000kWh、容積が 280 ㎡程度となり、N=0° (9m モデル)に近い値となる。



5. まとめ

狭小住宅の屋根形状に着目し、太陽光パネル設置を考慮した際に適した南側屋根の傾斜面を選定すべく、積算日射量解析を行い資料として整理した。本報ではN=180°は南側に前面道路が有るため日当たり良いが、道路斜線により南側屋根面積が制約される。N=0°の場合に最もバランスが取れ良好な解が見られた。近い将来省エネ住宅普及のため、木造住宅の高さ規制が緩和される可能性が高い。

今後はより高い建物について検討を行う予定である。

(河野研究室)

木材を積層した東屋(COOL TREE)の力学メカニズムの解明に関する研究

218114 丸岡 龍ノ介

1.はじめに

夏の暑さ対策として、涼感を提供する東屋(COOL TREE)の開発が日建設計により行われた。COOL TREE は、木陰のような影を作り出す屋根と柱、くつろぐためのベンチ、それらを支える土台によって構成される。木材を積層させられた建築物は提案されているが、複数層の摩擦及びめり込みによる水平機構は複雑で、全体の構造性能を評価することは難しい。従って、COOL TREE の部位ごとに実大実験を行っている。本研究はその1つの柱の静的加力実験の結果を踏まえ COOL TREE の力学メカニズムの検討を行った。2章では既往研究として柱の静的加力実験の概要と結果について、3章では力学メカニズムの検討とその結果を比較した結果を報告する。

2. 柱の静的加力実験

2.1 実験方法

試験体は COOL TREE の水平力に対する構造性能を把握するため、柱のみの試験体とした。また正六角形の平面形状を有していることから、加力方向による水平抵抗機構の違いを検証するため、加力方向が異なる試験体2体を用意した(図1)。試験体立面図の①から④の番号は変位計を示しており、この変位計から見かけのせん断変形角を求めて、変位制御のもとで加力を行った。

試験体の下端と上端は通しボルトを治具に貫通させ緊結し、上部の治具に連結した油圧ジャッキで水平力を加えた。屋根自重を再現するために、治具の上に鋼板を載せ、試験体に約10.4 kN の鉛直荷重を作用させた。

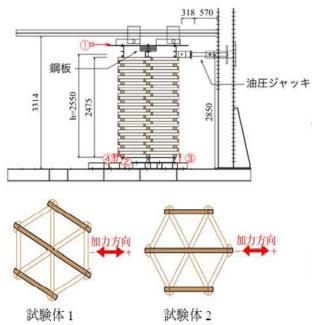


図 1 上 実験装置 下 試験体平面図

2.2 実験結果

この実験により実験の最大荷重(49.8kN)が文献¹⁾により設定した目標構造性能(28.3kN)を十分に上回っていることから、十分な水平抵抗力を有していることが確認できた。破壊の様子は、圧縮側では木材のめり込みや小口の亀裂が、引張側では木材の離間がみられ、また水平方向にはボルト孔にボルトのねじ山がめり込んでいる様子も確認できた。これらは試験体脚部に近づくにつれて顕著であった。加力を続けるといずれの試験体も引張側のボルトが破断し実験が終了した。これらのことにより COOL TREE は抵抗力として圧縮側には木材の圧縮抵抗力が、引張側にはボルトの引張抵抗力、また1段1段がずれていくような変形には木材間同士の摩擦力とともにボルトのせん断抵抗力がそれぞれ作用していることが確認できた。

3.力学的メカニズムの検討

柱の静的加力実験により COOL TREE に働く反力を確認できた。このことより、COOL TREE の変形にはせん断力によるずれ変形と引張力と圧縮力による曲げ変形が作用すると考え、。これらを別々に算出し足し合わせることで全体の変形量を算出する。

3.1 ずれ変形

ずれ変形は既往研究である木材のせん断実験⁽³⁾ の結果をもとに求めた。実験装置の図と、実験により得られた荷重変形関係のグラフを図2に示す。この実験はCOOLTREEの積層部分を模擬したせん段実験であり、1段分の水平力による荷重変形関係を得ることができた。この結果を実際のCOOLTREEの段数に置き換え、COOLTREE全体の変位量を求めた。また、ボルトのせん断力が作用する接合部箇所が7か所であるため水平荷重を7倍し荷重変位関係を得た。それにより得られた変位量を試験体高さの2475mmで除することにより変形角を求め、荷重変形角関係を求めた。

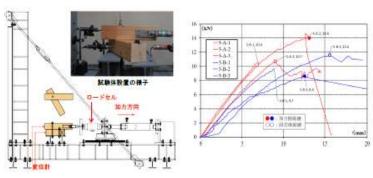


図 2 左:木材の一面せん断試験概要 右:荷重一変位関係

3.2 曲げ変形

曲げ変形については試験体 1、試験体 2 においてそれぞ れ柱の静的加力実験の1段目をモデルにした自由体図(図 1)を作成し、脚部の変形量を求めることでメカニズムの検 討を行う。はじめに、曲げ変形は1段目のみで起き、2段 目以降は剛体として変形すること、1段目の変形には平面 保持がなりたつ、これらのことを仮定する。自由体図から 得られる力のつり合い式を式(1)~(6)に示す。Q は木材間 の摩擦力、V は各通りの軸力を表し、P は油圧ジャッキに よる水平力、W は試験体の屋根の自重 (10.4kN)、L は試 験体高さ (2475mm)、1 は木材一段分の高さ (75mm)、h は各通りの距離 (650mm) を表している。.係数の値は各通 りでの接合部の数を乗じている。引張側にはボルトによる 反力、圧縮側には木材による反力がそれぞれ作用する。各 反力の評価はボルトと木材それぞれの剛性に各通りの変 を乗じることで各通りの軸力を求め力のつり合い式を立 てる。またボルトと木材の降伏荷重はボルトの引張要素試 験木材の圧縮要素試験にから得た 35kN と 49.8kN とし た。水平荷重が大きくなるとボルトと木材の降伏が起きる ので段階ごとに力のつり合い式を求め、メカニズムの検討 を行った。これらの自由体図と力のつり合い式から、1段 目の変位量を通りごとに算出し、試験体幅 1300mm で除 することで変形角を求めた。これにより得られる荷重変形 角関係をずれ変形の結果と合わせることにより、全体の変 形量を算出する。

・試験体1力のつり合い式

鉛直方向 $2V_1 + 3V_2 + 2V_3 - W = 0$ (1)

水平方向 $2Q_1 + 3Q_2 + 2Q_3 = P$ (2)

2通りのモーメント $2V_1h-2V_3h=P(L-1)$ (3)

・試験体2力の釣り合い式

鉛直方向 $V_1 + 2V_2 + V_3 + 2V_4 + V_5 = W$ (4)

水平方向 $Q_1+2Q_2+Q_3+2Q_4+Q_5=P$ (5)

3 通りのモーメント $V_1h+V_2h-V_4h-V_5h=P(L-l)$ (6)

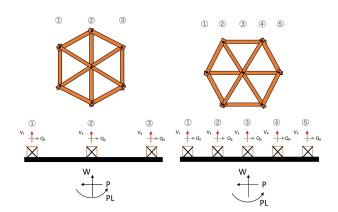
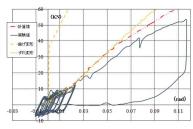


図 3 上:平面図 下:自由体図 左:試験体 1 右:試験体 2

3.3 実験結果と計算結果の比較

試験体 1、試験体 2 の実験結果と計算結果からそれぞれ得られた荷重と真のせん断変形角との関係を示したのグラフを図4に示す。縦軸に水平荷重、横軸に変形角を示す。実線が実験値、二点鎖線が計算値で求めた値を表しており、点線が曲げ変形、破線がずれ変形で求めた変形角を示している。計算値のグラフを見比べると、全体の変形にはずれ変形が大きく影響していることが確認できた。また、曲げ変形は小変形時にはほとんど見られず、試験体 1、2 ともに 40kN を超えたあたりから曲げ変形による影響が大きくなることが確認できた。また、実験値と計算値を比較すると、0.03rad ほどの微小変形時までは試験体 1、2 ともに計算値と似た傾向を示した。それ以降では、試験体 1 では計算値の方が実験値の結果を過大評価する結果となったが、ともに近いグラフの傾向が得られた。また試験体 2 では、計算値の方が全体的に過大評価していた。だが、実験終了時の最大荷重の変位量を比べると近い結果が得られた。



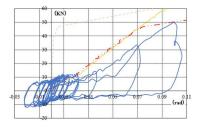


図4 左:試験体1右:試験体2 荷重一変形角関係

5.まとめ

- ・COOL TREE の柱の実用性を測るために行われた柱の静的加力実験の結果をもとに、力学メカニズムの解明をおこなった。
- ・COOL TREE は柱の静的加力実験より、実用には十分な体力を保有していることが確認できた。
- ・COOL TREE の変形には木材の摩擦により抵抗する水平方向のずれ変形が大きく起因していることが確認できた。
- ・試験体 1、2 ともに計算値の方が過大評価していた結果をしめしたが、全体の変形量、グラフの傾きなどともに良い傾向を示した。

参考文献

- 1) 日本建築学会、期限付き建築物設計指針、2013
- 2) 社団法人日本建築学会/木質構造基礎理論

3)佐藤澪,瀧野敦夫,加登美喜子,佐々木隆允,田代靖彦,宇都 宮直樹:木材を積層した東屋(COOL TREE)の実大実験その1 ~3,日本建築学会大会学術講演梗概集,pp19-24,2018.9

(瀧野研究室)

緑化モニュメントが周辺環境に与える効果に関する研究 第1報 梅田スカイビル周辺における夏期の環境性能評価

218-126 山岡 咲輝 (共同研究者 218-028 金子 昂平)

1. **背景・目的** (図1に研究フローを示す。)

都市における緑化は、ヒートアイランド現象を緩和する 効果が期待できる。緑化に関する既往研究では、壁面緑化 に関する研究^りや樹木の配置や蒸散効果などに着目した研 究³は多くみられるが、緑化とデザインを組み合わせた緑 化モニュメントの環境性能に関する研究はほとんど見ら れない。

本研究では、夏期において梅田スカイビル周辺を対象に 実測調査を行い、緑化モニュメントが周辺の温熱環境に与 える効果およびその特性を明らかにする。その結果に基づ き、緑化モニュメントの形状を変化させることによる温熱 環境の改善方法について CFD 解析を用いて提案する。

非定常 CFD 解析の実施にあたり、境界条件、検証用データが必要となるため、実測値の把握が必要となる。第 1 報では、梅田スカイビル周辺にある緑化モニュメント「希望の壁」を対象として行った実測調査について報告する。

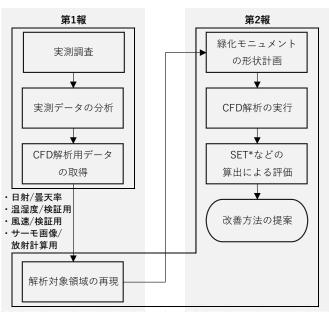


図1研究フロー

2. 実測調査 2.1. 実測概要

大阪市北区に位置する希望の壁を対象敷地とし、2021年7月21日・22日・23日の10:00-16:00の期間で実測調査を行った。その様子と実際の実測写真を図2(左)、図3(左)に示す。実測調査は移動測定とする。図2(右)に実測機器一式の配置場所、図3(右)に実測機器を示す。温湿度計・風速計により得られた空気温度と風速はCFD解析の検証用データとして用いる。対象敷地とその周辺の表面温度の測定には、サーモカメラを用いて、1時間に1回の間隔で巡

回して撮影した。得られた表面温度は CFD 解析での、建物、地面、緑化モニュメント表面の境界条件(温度固定)として用いる。日射量の測定は梅田スカイビルの屋上で行った。日射量は CFD 解析での曇天率の算出に用いた。測定の概要を表 1 に記載する。

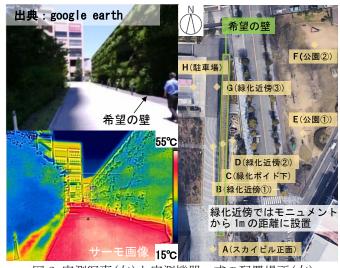


図2 実測写真(左)と実測機器一式の配置場所(右)



図3実測の様子(左)と実測機器一式(右)

表1 測定の概要

測	定項目	測定器	測定間隔	測定高さ
	気温	温湿度計	1分	1.1m
実測機器	グローブ温度	グローブ球・温温度計	1分	1.1m
一式	湿度	温湿度計	1分	1.1m
	風速	風速計	1秒	1.1m
E	引射量	データロガー・日射計	1分	屋上
表	面温度	サーモカメラ	1時間	-

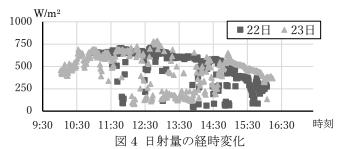
2.2. 実測結果

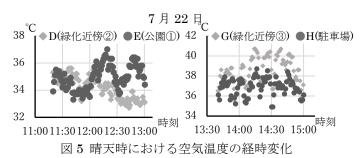
公園および駐車場付近について着目する。7月22日、23日の日射量の経時変化を図4に示す。各測定における空気温度の経時変化を図5~図7に示す。

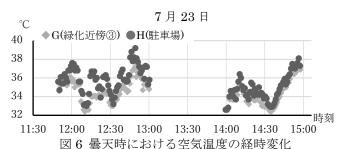
2.2.1 測定点 D·E·G·H

7月22日は終日晴れであった(図4)。7月22日11:30-13:00のD(緑化近傍②)とE(公園①)について比較すると、 12 時以前は同程度もしくは少し D(緑化近傍②)の方が高い(図 5 左)。一方で、12 時以降は E(公園①)の方が高い。また、同日 13:30-15:00 の G(緑化近傍③)と H(駐車場)について比較すると、G(緑化近傍③)の方が高い(図 5 右)。午前のD 近傍の緑化モニュメントには東から、午後の G 近傍の緑化モニュメントには西から直達日射が当たるため、緑化表面の温度が上がり周辺の空気が温まった可能性が高い。駐車場地面も熱されるものの同日 H(駐車場)では風速が高く、空気温度が低下したと考えられる。

7月23日については日中から曇りとなる(図4)。G(緑化近傍③)と H(駐車場)を比較すると終始駐車場中央の方が高い(図6)。22日のように緑化モニュメントに直達日射が当たらないため、樹木の蒸散効果が働き、緑化近傍の空気温度が低下したものと考えられる。

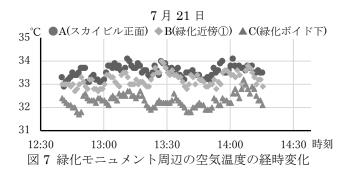






2.2.2 測定点 A·B·C

緑化モニュメントの有無とボイドに着目する。7月21日は終日晴れであった(日射量データは欠測)。7月21日12:45-14:15のA(スカイビル正面)とB(緑化近傍①)とC(緑化ボイド下)を比較するとA>B>Cの順で空気温度が高い(図7)。B(緑化近傍①)はA(スカイビル正面)に比べて、0.5 程度低いのは、樹木の蒸散効果が働いたためだと考えられる。また、C(緑化ボイド下)はB(緑化近傍①)に比べて $1\sim2$ 低いのは、周囲を緑化モニュメントに囲まれており直達日射が当たらないためと考えられる。



3. 再現モデルの作成

CFD 解析には㈱アドバンスドナレッジ研究所製のFlowDesigner2021を使用した。第2報の非定常 CFD 解析で用いる梅田スカイビル及び周辺(写真 1)を再現したモデルを作成した(図 8)。Arc GIS pro および詳細地図データを使用し、梅田スカイビル周辺の建物を再現した(図 9)。また、梅田スカイビルや希望の壁などは簡易形状モデルで再現した。

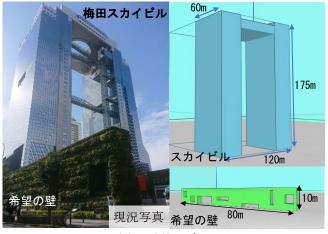


図8再現モデル

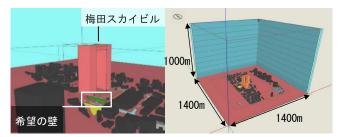


図9解析モデル

4. まとめ

梅田スカイビルで実測調査を行い、CFD解析の条件・検証用データを取得した。実測結果から緑化モニュメントの蒸散効果などが確認された。第2報では緑化モニュメントと風通しを両立させるべく、ボイド形状について検討する。【謝辞】本研究の遂行にあたり、積水ハウス㈱、積水ハウス梅田オペレーション㈱、㈱ガーデンラボの方々には多大なるご協力を頂きました。ここに感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) 杉本英夫らほか 2 名: ダブルスキン型大規模壁面緑化における環境評価に関する 研究 夏期の温熱環境と風況調査 日本建築学会大会学術梗概集 2013 年 8 月
- 研究 复期の温熱環境と風况調宜 日本建築子芸人芸学術授成集 2013 年 8 月 2) 須田美らほか 2 名:緑のカーテンの葉量密度と日射遮蔽率の関係 日本建築学 会大会学術講演梗概集 2017 年 8 月

(河野研究室)

緑化モニュメントが周辺環境に与える効果に関する研究 第2報 非定常 CFD 解析による緑化モニュメントのボイド部形状と効果の関係

218-028 金子 昂平 (共同研究者 218-126 山岡 咲輝)

1. はじめに

第1報では、実測調査の分析と CFD 解析用に周辺環境の再現モデルの作成を行った。本報では、非定常 CFD 解析を行い、緑化モニュメントの形状と温熱環境の関係性及び前者が後者に及ぼす効果について明らかにする。

2. 解析概要

CFD 解析には㈱アドバンスドナレッジ研究所製のFlowDesigner2021を使用。非定常 CFD 解析を用いて温熱環境を比較検討する。非定常解析の期間は2021年7月23日の9時から16時までとし、比較対象は実測日である7月23日の14時から15時までとする。再現モデルの比較は、実測調査の測定点周辺で行い、形状計画の比較は、スカイビル日影の影響があまりない範囲で行う。

2.1 解析条件

表1に条件設定の内容、表2に各解析領域及び解析格子数、表3に解析条件を示す。

表1 条件設定の内容

項目	解析条件の設定
流入風	流入風温度はアメダスデータから 2021 年 7 月 23 日の気温 を 10 分毎に経時変化させる。風向は 14 時から 15 時までに 卓越する南西とした。
天空温度	アメダスデータの気温・相対湿度から 2021 年 7 月 23 日から算出し、1 日の平均値(18.25℃)を設定した。
曇天率	ブーガ・ベルラーゲの式で算出した値を全日射量と仮定して、測定した日射量を仮定した全日射量で割った値を日照率 として、その日照率を (1-日照率)として求めた。
表面温度	実測時にサーモカメラで撮影した 1 時間ごとの熱画像から 希望の壁、スカイビル、地面等の表面温度を抽出し、解析モ デル表面に経時変化として入力した。

表 2 各解析領域及び解析格子数

モデル名	解析領域	解析格子数
2.2 節の解析	x:1400m, y:1400m, z:1010m	5,928,192(x:248, y:288, z:83)
再現モデル	x:1400m, y:1400m, z:1010m	8,443,656(x:248, y:291, z:117)
ボイドなし	x:1400m, y:1400m, z:1010m	7,958,816(x:248, y:284, z:113)
ボイド 1m×1m	x:1400m, y:1400m, z:1010m	8,070,912(x:248, y:288, z:113)
ボイド 3m×3m	x:1400m, y:1400m, z:1010m	8,142,336(x:248, y:288, z:114)
ボイド 5m×5m	x:1400m, y:1400m, z:1010m	8,142,336(x:248, y:288, z:114)
ボイド 7m×7m	x:1400m, y:1400m, z:1010m	8,070,912(x:248, y:288, z:113)

表 3 解析条件

乱流モデル	修正 L-K モデル	風速	3.2 [1	n/s]	
離散化	有限体積法	湿度	50 [%]		
アルゴリズム	SIMPLEC 法	風向	南西		
解析スキーム	1st order	流入風温度	経時	変化	
日射解析	輸送方程式	天空温度	18.25 [°C]		
放射解析	輸送方程式	曇天率 50 [%		[%]	
解析期間	2021年7月23日	刻み時間	3分		

2.2 非定常 CFD 解析の工夫

日射を伴う CFD 解析は、非定常解析で行う。外気風として流入する空気の温度は時刻ごとに変化させると適切な評価が困難になる場合がある。例えば、気温が上昇する時間帯の場合、先に領域内に流入した空気は、後から流入す

る空気に比べて温度が低いため密度が小さく、閉じた解析 領域の中では本来は生じない逆流が生じる。 (図1左、図 2左) 気温が低下する時間帯は、逆に地面付近で増速する。 外気風の速度が大きければ、こうした問題も抑えられるが、 暑熱環境下での解析では体感温度が高くなる場合を想定 して微風条件下とすることもある。

本研究では、流入境界の風速分布を模擬して流出境界面付近に速度固定条件として与えることで改善を試みた。図1に気温が上昇する時間帯の鉛直風速分布の比較、図2に気温が上昇する時間帯の鉛直温度分布の比較、図3に本解析で工夫した方法の概要を示す。この方法を適用した結果、地表付近での逆流は生じなくなり、温度分布についてはピストンフローのように水平方向に温度成層が形成された。(図1右、図2右)この方法を再現モデルで用いる。

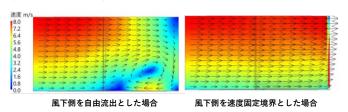


図1 気温が上昇する時間帯の鉛直風速分布の比較

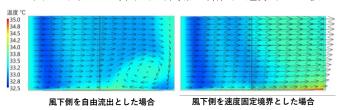


図2 気温が上昇する時間帯の鉛直温度分布の比較

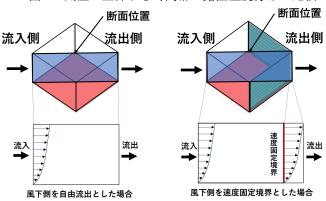


図3 本研究で工夫した方法の概要

3. 周辺環境の再現と形状計画

3.1 周辺環境の再現の概要

第1報で作成した再現モデルに流出境界面付近に流入風 を模擬した風速ベクトル分布を設置して解析を行い、実測 調査の結果と再現モデルの比較を行う。

3.2 再現モデルと実測調査の比較・考察

図4に実測とCFD解析の結果の比較を示す。CFD解析の気温は、実測の気温の最大・最小値の範囲内に収まり、環境の再現ができた。実測とCFD解析の結果が大きく外れた箇所は、実測日が曇りであった影響と考えている。

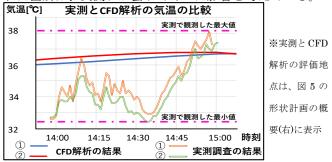


図 4 実測と CFD 解析の結果の比較

3.3 形状計画の概要

周辺環境を再現したモデルに緑化モニュメントを模擬 したオブジェクトを設置して、ボイドの形状による効果の 関係について明らかにする。

図 5 に形状計画の概要図を示す。再現モデルで使用した緑化モニュメントのオブジェクトを一部図 5 のように変えて、ボイドなしのオブジェクトとオブジェクトの左下の端から各 1m の位置を基準に正方形のボイドを開けたオブジェクト(ボイド $1m \times 1m$, 同 $3m \times 3m$, 同 $5m \times 5m$, 同 $7m \times 7m$)を作成した。

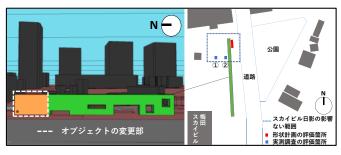


図5 形状計画の概要図

3.4 空気温度の比較

図6に温度の解析結果を示す。緑化モニュメントにボイドを開けることで風下側の空気温度が緩和される。しかし、ボイド7m×7mでは、風上側で温められた空気が風下側に流れ易いため、ボイドなしの気温と逆転すると考えられる。

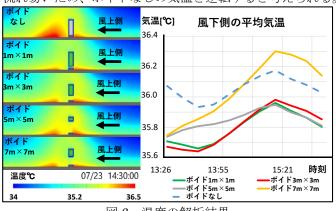


図 6 温度の解析結果

3.5 風速の比較

図7に風速の解析結果を示す。また、風速と風量の両方を確認したが、風速の結果が顕著に表れたため、梗概では、風速の結果のみを示している。ボイドの大きさを大きくしていくと風が流れ易くなるが、ボイド7m×7m程の大きさになると風が流れにくくなる結果となった。

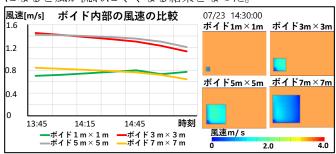


図7 風速の解析結果

3.6 SET*の比較

図8に SET*の解析結果と日射の解析結果を示す。ボイドを開けることで風下側の SET*が緩和される。しかし、15 時頃から西日の影響でボイド部から日射が差し込むため、ボイドなしの方がボイドありに比べて SET*が小さくなる結果となった。

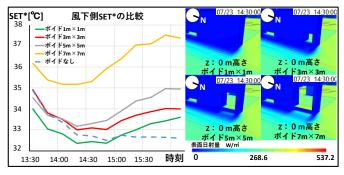


図8 SET*の解析結果と日射の解析結果

4. まとめ

流出境界面付近に流入風を模擬した風速分布を速度固定することで、非定常 CFD 解析特有の問題を改善した。

本敷地では、緑化モニュメントにボイドを開けることで 風下側の SET*が改善される場合を確認できたが、ボイド を過度に大きくすると日射遮蔽の効果が低下して、SET* が高くなることが分かった。

今後はボイドの位置と温熱環境との関係性を分析することなどが課題である。また、グリーンカーテンや大規模な壁面緑化では、植物の生育にばらつきがあり、緑化する全面が緑で覆われるまでに時間を要するが、緑化モニュメントは、一定の高さごとで植栽を設置できるため時間がかからなく、樹木等の一般的な緑化よりデザインの自由度が高い。そのため、都市のオープンスペースでそれぞれの場所にあった効果的な形状があり、本研究の CFD 解析を用いた手法が日射遮蔽効果を加味した最適な形状を見出すために有効であると思われる。 (岡山研究室)

鉄骨フレーム-CLT 壁混合骨組の構造性能に関する研究(その1)

218-132 山本 美穂

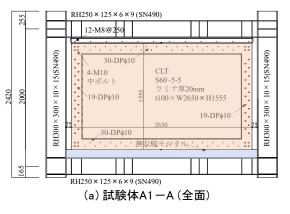
1. はじめに

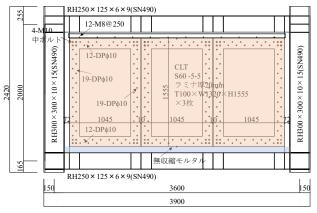
近年、木質材料である CLT パネルを建築構造に用いる研究が盛んに行われている。本研究では鉄骨フレームに CLT パネルを耐震壁として取り付ける混合構造を対象とした。本構造は、鉄骨フレームの拘束効果により効率的に CLT 耐震壁の構造性能を発揮させることができ、また、CLT パネルを耐震要素として用いることにより耐火被覆を無くし木目を現しにできる特徴がある。本報告は昨年2020 年度に引き続き行った実験の結果を報告する。

2. 実験計画

2.1 CLT パネルの取付方法

CLT パネルの取付方法は、まず CLT パネルの厚さ方向の中央にコの字形の鋼板 PL-9 (SN490B) を CLT パネルの両側から差し込み、ドリフトピンを用いて固定した。このコの字形鋼板は、梁との接合に用いるとともに、CLT パネルの両側では引張応力に抵抗させることも意図している。 CLT パネルと梁との接合は、梁に取り付けたガセットプレートとコの字形鋼板を、上梁では完全溶け込み溶接、下梁ではボルト接合した。また、下梁ではボルト接合部にメッシュ筋を配筋した後モルタルを打設した。



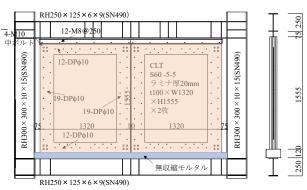


(c) 試験体A1-TR (全面3分割, スパン3600mm)

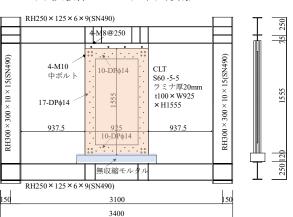
2.2 試験体

図-1 に試験体の形状を示す。試験体は図に示す 4 体で、1 層 1 スパンの骨組とし、CLT パネルの配置、分割数および梁スパンを変えた。柱の軸心距離(スパン)は3100mm および 3600mm (試験体 A1-TR) とした。上下梁の軸心距離(高さ)は2000mm とし、各試験体共通である。

試験体 A1-A は全面に CLT パネルを取り付けた試験体である。ただし、柱との間に 75mm のスリットを設け、柱と CLT パネルの変形の違いにより両者が接触しないようにした。試験体 A1-TW、A1-TR も同様にスリットを設け、全面に CLT パネルを取り付けた試験体であるが、試験体 A1-TW は実施工時の運搬を考慮して、CLT パネルを 2 分割した試験体であり、CLT パネル間には 10mmのスリットを設けた。試験体 A1-TR はスパンを大きくし、3 分割した CLT パネルを取り付けた試験体である。これら 3 体の試験体のドリフトピンは 10 φとし、昨年度実験の 14 φより細くし、ドリフトピンが曲げ変形することにより CLT パネルの損傷が小さくなり、変形性能が向上することを期待した。



(b) 試験体A1-TW(全面2分割)



(d) 試験体A1-OBS (中央)

図-1 試験体の一覧および形状(単位; mm)

表-1	試験体ー	- 覧お。	よび最大耐	力の実験	値と計	∤算値の比較

_	
主っ	鋼材の引張試験結果
<i>7</i> ▽-/	

公· 路域种 完0000 取入間1900人域相互 计异位0000						
	最大耐力 の実験値 eQh (kN)	最大耐力の計算値				
試験体		鉄骨	CLT壁		31 /x /±	
		フレーム	CLTパネル	ドリフトピン	計算値 cQh	実/計
		Qf (kN)	Qclt (kN)	接合部耐力 <i>Qdp</i> (kN)	(kN)	
A1-A(全面)	1317.5	302.3	715.5	531.9	834.2	1.58
A1-TW(2分割)	1455.0	302.3	712.8	496.4	798.7	1.82
A1-TR(3分割)	1626.0	297.9	846.5	638.3	936.2	1.74
A1-OBS (中央)	776.0	302.3	249.8	332.6	552.1	1.41

衣-2 動物の引張武殿和来						
鋼材	使用部位	降伏応力度	ヤング係数			
到四个月	使用部位	$\sigma_y(\text{N/mm}^2)$	$E_s(N/mm^2)$			
PL-6	梁鉄骨	448.1	199190			
PL-9	采妖月	370.1	204990			
PL-9	挿入鋼板	364.7	199240			
PL-10	柱鉄骨	407.3	201750			
PL-15	性軟情	376.0	206140			

一方、試験体 A1-OBS は、スパン 中央に CLT パネルを取り付けた試験 体であり、昨年度 CLT パネルの配置 による影響を検討した際に残された 配置の試験体に対し今年度計画した ものである。ドリフトピンは昨年度 と同様に 14 φ とした

CLT パネルはスギ材を用いた同一 等級構成 S60 で、5 層 5 プライ、厚さ 100mm である。

柱断面は H-300×300×10×15 (SN490B), 梁断面はH-250×125× 6×9 (SN490B) とした。

2.3 使用材料

表-2 に鋼材の引張試験結果を示す。 また、モルタルの圧縮強度は、加力 期間中の4回の試験の平均値で 30.7 N/mm²であった。

2.4 加力方法

加力方法は、その2に示す。

3. 実験結果

図-2 に荷重-変位曲線を示す。縦軸は水平荷重 Q (kN)を, 横軸は層間変形角 R を示す。

試験体 A1-A は、層間変形角 R=10/1000rad で上部梁下でコの字形鋼板と CLT パネルの間にずれが生じ、ドリフトピンのめりこみも見られた。 R=20/1000rad では下部の柱と CLT パネルの間のモルタルにひび割れが生じ、コの字形鋼板のずれが見られた。この時点で最大耐力に達し、その後大きく耐力低下した。 R=33.4/1000rad で上部梁下でコの字形鋼板に座屈が生じ、また CLT パネルに割れが見られるとともに、折れたドリフトピンもあった。最終的には上部梁下でコ字形の鋼板と CLT パネルの間の水平方向のすべり破壊となった。

試験体 A1-TW, A1-TR ともに破壊経過は A1-A と同様であった。ただし,CLT パネルの回転変形により CLT パネル間の縦方向のずれが顕著になり,最終的には CLT パネルに縦方向の割れを生じた。最大耐力は R=33.4/1000 rad で達し,試験体 A1-A より変形性能は改善された。

スパン中央にCLTパネルを配置した試験体A1-OBSは,

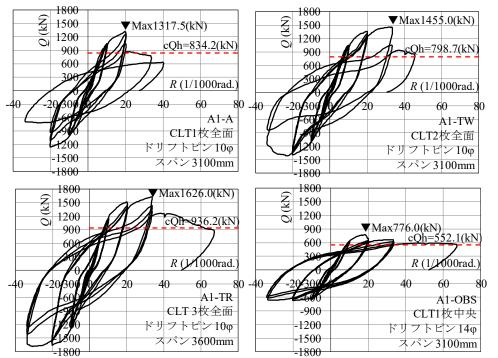


図-2 荷重一変位曲線

R=20/1000rad で CLT パネルが縦方向に割れ、ドリフトピンのめり込みも見られた。R=33.4/1000rad では上部梁下でコの字形鋼板に座屈が生じ、また梁端部フランジに局部座屈が生じた。最終的には、CLT パネルが縦方向にせん断破壊するとともに、梁端部が局部座屈したが、履歴性状は紡錘型となり変形性能も大きくなった。

4. 最大耐力の実験値と計算値の比較

表-1 に最大耐力の実験値と計算値を比較して示す。また、図-2 中に計算値のラインを示す。最大耐力の計算値 cQh は下式に示すように、鉄骨フレームの水平耐力 Qf に、CLT パネルの耐力 Qclt とドリフトピンの耐力 Qdp の小さい方を加えて求めた。詳細はその 2 に示す。

$$cQh = Qf + min (Qclt, Qdp)$$
 (1)

計算値に対する実験値の比(実/計)は $1.41\sim1.82$ となり、いずれの試験体も実験値が大きくなった。

5. まとめ

鉄骨フレームに分割した CLT パネルを取り付け、耐震壁として活用する混合骨組の構造性能を検討した結果、分割していない場合と同等以上の構造性能を示した。

(宮内研究室)

鉄骨フレーム-CLT 壁混合骨組の構造性能に関する研究(その2)

218-113 松山 和樹

1. はじめに

前報その1に引き続き、鉄骨フレームにCLTパネルを耐震壁として取り付ける混合構造に関する実験を行った結果について報告する。

2. 実験計画

2.1 CLT パネルの取付方法

鉄骨フレームにCLTパネルを取り付ける方法はその1と同じであり、まずCLTパネルに挿入したコの字形鋼板をドリフトピンによりCLTパネルと一体化する。次にコの字形鋼板と梁に取り付けたガセットプレートを上下ともボルト接合するが、本実験ではコの字形鋼板とガセットプレートの間に両面アルミ溶射したフィラープレートを挟み込み、水平力を受けた際にこの接合部分で積極的に滑らし、滑りまさつ力により地震エネルギーの吸収能力を高めることを目的とした。

2.2 試験体

図-1 に試験体の形状を示す。試験体は図に示す 2 体で、 その 1 と同様に 1 層 1 スパンの骨組とした。

試験体 T1-TW は 2 分割した CLT パネルを全面に取り付けた試験体である。ただし、CLT パネル間には 10mm のスリットを設け、また柱との間に 75mm のスリットを設け、柱と CLT パネルの変形の違いにより両者が接触しないようにした。柱の軸心距離(スパン)は 3100mm、上下梁の軸心距離(高さ)は 2000mm とした。

試験体 T1-TR も全面に CLT パネルを取り付けた試験体であるが、スパンを 3600mm とし、3 分割した CLT パネルを取り付けた試験体である。高さは T1-TW と同じ 2000mm とした。

CLT パネルはスギ材を用いた同一等級構成 S60 で,5 層 5 プライ,厚さ 100mm である。柱断面は H-300×300×10×15 (SN490B),梁断面は H-250×125×6×9 (SN490B)とした。これらの諸元はその1と同じである。ドリフトピンは、昨年度と同様に 14 ϕ とし、ドリフトピンでは CLT 壁の負担耐力が決まらないようにした。

2.3 使用材料

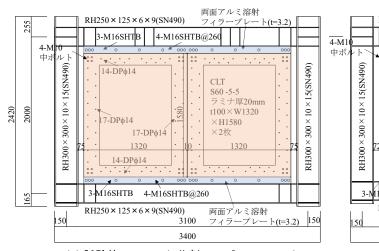
使用した鋼材は、その1と同じである。

2.4 加力方法

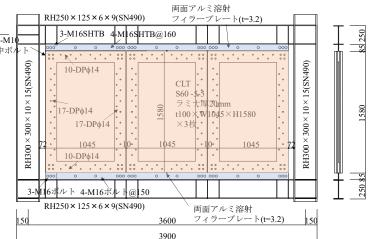
図-2 に加力装置の概要を示す。加力は、柱脚側柱梁接合部のピンを反力床に固定した後、柱頭の梁中心位置にピンを介して油圧ジャッキを設置し、片側からの押し荷重、他方からの引き荷重を同時に加え、両者の合計を水平力として載荷した。柱軸力は載荷していない。また、試験体上部にはテフロン板を用いて振れ止めを設けた。変位計測は、柱脚ピンに対する柱頭(柱梁の節点)の水平変位を計測し(左右2カ所)、この値の平均値を高さ2mで除することにより求めた層間変形角を制御変位Rとした。加力サイクルは、R=5/1000radを2回繰り返し、10、20、33.4/1000radを3回繰り返し、その後66.7/1000radまで一方向に載荷した。

3. 実験結果

CLT パネルを 2 分割した試験体 T1-TW は R=10/1000rad でフィラープレートのずれが見られ、また、CLT パネルの回転変形により分割した CLT パネル間の目地で鉛直方向のずれが見られた。 R=20/1000rad ではドリフトピンのめり込みおよびコの字形鋼板の座屈による CLT パネルの面外変形が見られた。 R=33.4/1000rad では片側の CLT パ



(a) 試験体T1-TW (2分割, スパン3100mm)



(b) 試験体T1-TR (3分割, スパン3600mm)

図-1 試験体の一覧および形状(単位; mm)

ネルがほぼ中央部で縦方向に 割れ、最終的には CLT パネル の回転変形が顕著になった。

3 分割した試験体 T1-TR では CLT パネルの回転変形により目地での鉛直方向のずれが R=5/1000rad で見られ, T1-TW より早期に生じた。それ以降の破壊経過は T1-TW とほぼ同じであり, 最終的には CLT パネルの回転変形が顕著になった。

図-3 に荷重-変位曲線を示す。 縦軸は水平荷重 Q (kN) を,横軸 は層間変形角 R を示す。荷重-変 位関係は両試験体ともほぼ同じ であり、R=10/1000rad で剛性が大 きく低下し、R=33.4/1000rad で最 大耐力に達した。その後,耐力低 下を生じたが、比較的紡錘形の履

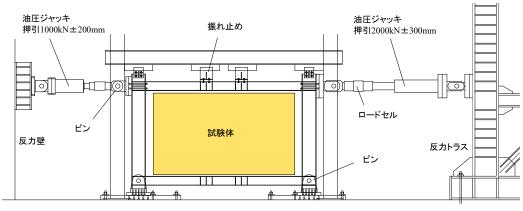


図-2 加力装置の概要

表-1 最大耐力の実験値と計算値の比較

		最大耐力の計算値(kN)				
	最大荷重 の実験値 (kN)	鉄骨	CLT壁		計算値	ا جا بات
試験体		フレーム	CLTパネル	ドリフトピン	cQh	実/計
		(kN)	Qclt	接合部耐力	(kN)	
		(K11)	(kN)	Qdp(kN)		
T1-TW(2分割)	1317.0	302.3	712.8	931.3	1015.1	1.30
T1-TR(3分割)	1335.5	297.9	846.5	997.8	1144.3	1.17

歴曲線を示し、変形性能も大きくなり、前報その1の実験および昨年度の実験より履歴性状は改善された。

4. 最大耐力の実験値と計算値の比較

表-1 に最大耐力の実験値と計算値を比較して示す。また、図-3 中に計算値のラインを示す。最大耐力の計算値 cQh を下式で求めた。

$$cQh = Qf + min (Qclt, Qdp)$$
 (1)

Qf: 鉄骨フレームの水平耐力計算値(kN)

Oclt: CLT パネルの水平方向耐力計算値(kN)

Qdp:ドリフトピンの水平方向耐力(kN)

鉄骨フレームの水平耐力計算値 Qf は、上下梁の両端が全塑性曲げモーメントに達した時の節点モーメントから柱せん断力を求めた。CLT パネルの水平方向の耐力 Qclt は下式で計算した。

$$Qclt = \tau \ clt \times Bclt \times tclt \tag{2}$$

ここで、 τ clt, Bclt および tclt はそれぞれ CLT パネルの せん断基準強度、幅および厚さ(100mm)であり、CLT パネルのせん断基準強度は 2.7 N/mm² とした 1 0。また、ドリフトピンの 1 本あたりのせん断耐力は要素実験の結果 より qdp=33.3kN/本(14 ϕ)とした。

計算値に対する実験値の比(実/計)は 1.30, 1.17 となり、いずれの試験体も実験値が大きくなった。

5. まとめ

鉄骨造で計画されている建物において、鉄骨フレーム内に CLT パネルを取り付け、耐震壁として活用する混合骨組の構造性能を検討するための実験を行った。鉄骨フレームと CLT パネルの取付部にアルミ溶射フィラープレートを用い、この部分で積極的にずれを生じさせた。

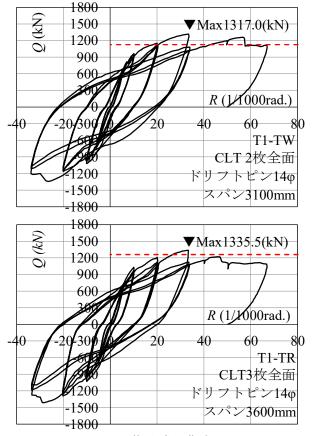


図-3 荷重-変位曲線

実験の結果,最大耐力は鉄骨フレームの耐力に CLT 壁の耐力を累加した耐力を発揮するとともに,履歴性状および変形性能が改善されることがわかった。

参考文献

1) CLT 関連告示等解説書編集委員会: 2016 年公布・施行 CLT 関連告示等解説書,日本住宅・木材技術センター (宮内研究室)

鋼構造立体ラーメン骨組の倒壊性状に上下動が及ぼす影響 (その1 解析計画および固有値解析)

218-133 渡邉 和倫

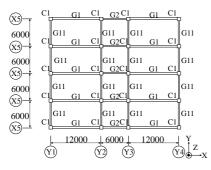
1. はじめに

近年の地震工学の成果として、建築基準法でこれまで想定されていた大地震よりも強い地震が近い将来発生する可能性が指摘されている。そこで、現行の耐震設計基準に従って設計・施工された鉄骨造建物が、どの程度の倒壊余裕度があるかを明らかにするため E-ディフェンスにおいて震動台実験が行われた 1). この鋼構造実大 4 層骨組震動台実験における倒壊挙動を簡易に表現することができる立体骨組モデルが提案されている 2). この中で、耐倒壊性能を評価するための指標 3 を用いた検討が行われているが、既往研究 3 では E ディフェンス震動台実験をモデルとした骨組のみが解析対象であったことに加え、骨組が倒壊する最小の入力レベルでの検討はされていないため、本研究では詳細に検討する.

2. 解析方法

2.1 解析骨組

解析対象は、文献 4) の R シリーズの 2 層, 4 層, 8 層, 12 層の計 4 体の立体骨組を対象とする。全骨組において、X 方向構面は不均等スパン、Y 方向構面は均等スパンとなっている。階高について、1 階のみ 4 m, 2 階以上は全て3.75 mである。柱は正方形箱型断面、梁はH形断面であり、柱梁接合部は通しダイアフラム形式である。鋼材の降伏強さは公称値の1.1 倍、引張強さは公称値とする。形状・寸法は図1に示す。



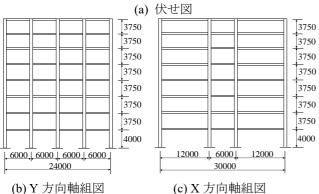


図1 解析骨組(8層骨組の例)

2.2 解析モデル

柱は既報²⁾の提案モデルに従い,Multi-Spring(MS)モデルを用いて,柱の塑性ヒンジ領域をモデル化する.圧縮側は局部座屈による耐力劣化を考慮した 5 折れ線,引張側は3 折れ線の応力ー歪関係で規定する.梁の解析モデルは単純塑性ヒンジを用い,トリリニア型とする.正曲げ負曲げ共に加藤秋山の骨格曲線 5 を用いる.ただし,上下動による梁の上下応答を考慮するため全梁の中央部に節点を設け質量を持たせることで,慣性力がかかるようにして上下動の挙動を再現している.履歴則はバウシンガー効果を考慮した孟・大井らの履歴則 6 を適用する.接合部パネルの解析モデルはせん断変形のみを考慮したバイリニア型とする.パネルの全塑性耐力は鋼構造接合部設計指針 7 に基づき算出し,X,Y構面の耐力は独立で互いに影響しないものとする.いずれの部材も破断は考慮しない.

2.3 解析条件および入力条件

解析プログラムには SNAPver.7 を用いる. 内部粘性減衰 はレーリー型とし、X 方向の 1 次と 2 次に対して減衰定数 を 2%とする.

入力波について、JMA Kobe 波、標準 3 波(El Centro 波、Hachinohe 波、Taft 波)の計 4 波を入力地震動とする。X 方向に EW 波、Y 方向に NS 波、Z 方向に UD 波を入力する。入力レベルは、地動最大速度を 1.0 m/s に基準化し、それを 0.1 m/s 刻みで増減させて倒壊に至った最小入力レベルを 用いる。EW 波、NS 波と UD 波で波の強さが異なるため、EW 波と NS 波の最大地動加速度が大きい方を基準に入力 倍率を調整し、残る 2 波も同じ入力倍率で調整する。2 層骨組、4 層骨組、8 層骨組での解析の刻み分割時間は 0.0001 s とする。12 層骨組は解析時間が非常に長くなってしまうため、解析結果に影響が出ない程度に刻み分割時間を長く調節する。具体的には、0.0002s としている。

2.4 固有値解析

骨組の構造特性を把握すべく,立体の固有値解析を行う. 上下動の応答を考察するにあたり Z 方向(鉛直方向)の変位を伴う固有モードを, Z 方向の刺激係数が大きいものから3つ抽出し,対応する各固有モードを図2,鉛直方向の加速度応答スペクトルと各固有周期を比較したものを,図3に例示する.固有モードは,図2,図3の通り各骨組で地震動に対して柱が変形せず梁がすべて同じ向きに変形するモードや,隣り合う梁が互い違いに上下に変形するモードなどがある.

4層・8層・12層骨組では上から $2\sim3$ 層分ほどが上下に大きなモードとなっており、それに比べて下層は変形がかなり小さくなっている。2層骨組では下階のモードの方が

上階より大きくなっているものもある.次に、地震動の周波数特性との関係を検討するべく、加速度応答スペクトルに着目する.図4は最小倒壊レベルに増幅されたスペクトルであり、Taft 波では12層骨組の応答値は2層骨組よりも大きな応答値となっている.

倒壊に至る地震応答においても、Taft 波では高層骨組の 上層部の梁はZ方向に大きく振幅すると考えられる.

2.5 耐倒壊指標

耐倒壊指標として、任意方向における地震入力エネルギーの速度換算値 $V_{dm4}(\phi_c)^{3)}$ を用いて検討を行う。水平任意方向 ϕ ($0^{\circ} \le \phi < 180^{\circ}$) の第 i 層の層せん断力 $Q_i(\phi)$ ・層間変形 $\delta_i(\phi)$ を次式により算出する。

$$Q_i(\phi) = Q_{xi} \cdot \cos \phi + Q_{yi} \cdot \sin \phi \tag{1}$$

$$\delta_i(\phi) = \delta_{xi} \cdot \cos \phi + \delta_{vi} \cdot \sin \phi \tag{2}$$

ここに、 Q_{xi} 、 Q_{yi} :第 i 層の $X \cdot Y$ 方向構面層せん断力、 δ_{xi} 、 δ_{yi} :第 i 層の $X \cdot Y$ 方向構面層間変形.エネルギーの各方向のスペクトル分布を求める際、 $Q_i(\phi) \ge 0$ となる時点では $0^{\circ} \le \phi < 180^{\circ}$ に、 $Q_i(\phi) < 0$ となる時点では $180^{\circ} \le \phi < 360^{\circ}$ として ϕ の範囲を設定して ϕ の範囲を設定して吸収エネルギーの最大応答を $E_{dm4}(\phi)$ として次式で算出する.

$$E_{dm4}(\phi) = \left\{ \sum_{i=1}^{n} \int Q_i(\phi) \cdot d\delta_i(\phi) \right\}_{\text{max}}$$
(3)

ここに、n: 層数. 倒壊するケースでは、 $E_{dm4}(\phi)$ がピークを迎えた後、急激に減少する. この減少する直前の $E_{dm4}(\phi)$ の最大値を取るタイミング t_{dm} を倒壊とみなす.

 $E_{dm4}(\phi)$ の速度換算値 $V_{dm4}(\phi)$ は以下の式によって求める.

$$V_{dm4}(\phi) = \sqrt{\frac{2gE_{dm4}(\phi)}{W}} \tag{4}$$

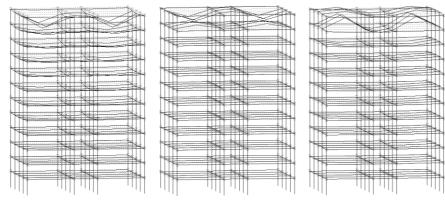


(a) 49 次固有モード

(b) 65 次固有モード

(c) 12 次固有モード

図2 鉛直方向に刺激係数が卓越する固有モード(2層骨組)



(a) 14 次固有モード

- (b) 20 次固有モード
- (c) 29 次固有モード

図3 鉛直方向に刺激係数が卓越する固有モード(12層骨組)

ここに, g:重力加速度, W:建物重量.

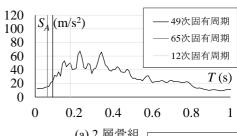
(4)式を極座標表示したものを図 5 に例示する. 建物が倒壊に至るまでのエネルギー吸収量が最大となる方向を ϕ 。方向とする. この ϕ 。方向は,建物の倒壊する方向にほぼ対応し,この方向でのエネルギー吸収量の速度換算値を耐倒壊指標 $V_{dm}(\phi_c)$ とする.

3. まとめ

その1では、骨組において3方向入力時における固有値解析により算出される、Z方向の変位を伴う固有モードと加速度応答スペクトルとの関係についての考察、および骨組ごとの振動特性についての考察を行った.

[参考文献]

- 1) 吹田啓一郎、松岡祐一、山田哲、島田侑子、多田元英、笠井和彦:震動台実験の概要と弾性応答特性(実大4層鉄骨造建物の完全崩壊実験その1)、日本建築学会構造系論文集、Vol.74、No.635、pp.157-166、2009 1
- 2) 松川大起, 片岡大, 向出静司:鋼構造ラーメンの倒壊解析のためのモデル化方法に関する研究, 日本建築学会近畿支部研究報告集.構造系, No.57, pp.85-88, 2017.6
- 3) 森前直樹,向出静司,多田元英:様々な地震動に対する鋼構造立体骨組の倒壊性状とそれに基づく倒壊判定指標,日本建築学会近畿支部研究報告集,Vol.54,pp.501-504,2014.5
- 4) 建築研究所,鋼材倶楽部:数値解析研究会研究報告書,1995.7
- 5) 秋山宏:建築物の耐震極限設計,東京大学出版, 1980.9
- 6) 孟令樺,大井謙一,高梨晃一:鉄骨骨組地震応答解析のための耐力劣 化を伴う簡易部材モデル,日本建築学会構造系論文報告集,第437号, pp.115-124,1992.7
- 7) 日本建築学会:鋼構造接合部設計指針・同解説,2021



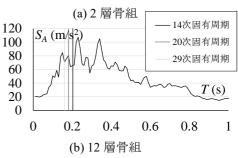


図 4 Taft 波の UD 方向の 加速度応答スペクトル

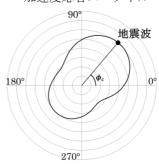


図 5 地震波の V_{dm4}(φ)曲線

(向出研究室)

鋼構造立体ラーメン骨組の倒壊性状に上下動が及ぼす影響 (その2 地震応答解析)

218-010 岩崎 清佳

1. はじめに

水平 2 方向同時入力と 3 方向同時入力から得られた $V_{dm}(\phi)$ 曲線を用いたエネルギー吸収性能の比較を行い、上 下動が倒壊性状に及ぼす影響について考察する.

2. 解析結果および考察

2.1 倒壊性状および耐倒壊指標

図 1 の ϕ_c 方向に投影した層せん断力 Q_{ϕ_c} - 層間変形角 r_{ϕ_c} 関係より、3 方向入力時には軸力変動が大きくなることか ら耐力が若干小さくなる傾向にあるが、概ね同じ履歴ルー プを描いている. 図 2 の $V_{dm4}(\phi)$ 曲線を見ると, 3 方向入力 では,水平2方向入力のものと酷似した形状となっている. 表1の解析結果一覧より、上下動を入力することにより倒 壊レベルや倒壊層数に影響を及ぼす場合もあるが、 $V_{dm4}(\phi_c)$ の減少は最大で 5%程度に収まっている. 上下動が倒壊挙 動に及ぼす影響についてさらに詳細な検証を行う.

2.2 鉛直方向の振動特性

本節では、鉛直方向の振動特性について検討する.

まず、重力加速度に対して入力レベルがどの程度大きい かを表す加速度比 α_{max} および α_{max} について, 以下の式に基 づいて算出する.

$$\alpha_{\text{max}}^{+} = \frac{PGA^{+}}{g}$$
 , $\alpha_{\text{max}}^{-} = \frac{|PGA^{-}|}{g}$ (1), (2)

ここで、g: 重力加速度. 本論では入力する向きが鉛直上向 きとなる方を PGA+(m/s2), 鉛直下向きを PGA-(m/s2)と定義 している.

上下動は、図3に示すように、骨組の柱、梁に伝達され、 入力加速度よりも大きな応答加速度となる. そこで、柱、 梁にどのように伝達されたのかをそれぞれ考察する.

表 1 解析結果一覧(12層骨組)

	入力地震動			PGV	$V_{dm4}(\phi_c)$	阿库尼米	3 方向 V _{dm4} (φ _c)
	X 方向	Y方向	Z方向	(cm/s)	(m/s)	倒壊層数	2 方向 V _{dm4} (φ _c)
	<u>EW</u>	NS	UD	530	6.52	1-2	
JMA Kobe	<u>EW</u>	NS	-	570	6.87	1-3	0.95
	EW	NS	UD		5.54	1-3	
El Centro	EW	NS	-	300	5.56	1-3	0.96
	EW	<u>NS</u>	UD		6.36	1-4	
Hachinohe	EW	NS	-	320	6.41	1-5	0.99
T. 0	<u>EW</u>	NS	UD	340	5.50	1-2	0.06
Taft	<u>EW</u>	NS	-	350	5.72	1-3	0.96

※地動最大速度 PGV は、入力地震動の欄の下線がついた方向 の値を示している.

柱に作用する軸力が長期軸力を基準に考えるとどれほ どの増幅があるのか定量化する. 各地震波の i 層の最大軸 力和を $\Sigma N_{i \, \text{max}}$, 最小軸力和を $\Sigma N_{i \, \text{min}}$, 長期軸力和を ΣN_{0i} と したとき、最大・最小軸力和が $\Sigma N_{i,\text{max}} = \beta_{\text{max}}^{+} \Sigma N_{0i}$, $\Sigma N_{i,\text{min}} =$ β_{\max} ΣN_{0i} となるような β_{\max}^+ , β_{\max} を次式により算出する.

$$\beta_{\text{max}}^{+} = \frac{\sum N_{i \text{ max}} - \sum N_{0i}}{\sum N_{0i}}$$
 (3)

$$\beta_{\text{max}} = \frac{\sum N_{0i}}{\sum N_{0i}}$$

$$\beta_{\text{max}}^{-} = \frac{\sum N_{0i} - \sum N_{i \text{ min}}}{\sum N_{0i}}$$
(4)

次に梁に着目する. 柱梁節点上の質点に作用する鉛直方 向の慣性力に加え,梁中央質点上の慣性力も含めた総和が 柱軸力和の変動量となる. このうち後者の振幅が大きくな ることが明らかなため、梁の上下動の影響について考察す る. 梁ごとの鉛直加速度を算定するにあたって、両端モー メントの平均と中央のモーメントの差を Mun, そしてこの 値が長期荷重のみ作用しているときを Mo とし、両者の比 M_{UD} / M_0 の最大、最小をそれぞれ γ_{max}^+ 、 γ_{max}^- とする. 詳細 は,以下の式に示す.

$$M_{UD} = \frac{M_L - M_R}{2} - M_C (5)$$

$$\gamma_{\text{max}}^{+} = \frac{M_{UD \text{ max}}}{M_0} - 1 \tag{6}$$

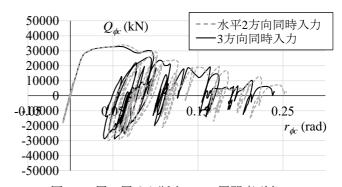


図 1 2層の層せん断力 Q_{∞} - 層間変形角 r_{∞} (Taft 入力時, 12 層骨組)

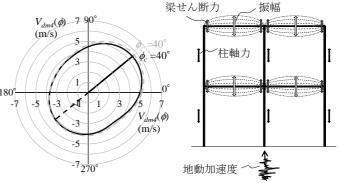


図 2 $V_{dm4}(\phi)$ 曲線 (Taft 入力時, 12 層骨組)

図3 梁の振幅と柱への 応力伝達

$$\gamma_{\text{max}}^{-} = \left| \frac{|M_{UD \text{ min}}|}{M_0} - 1 \right| \tag{7}$$

上記の式から求まる γ_{max} , γ_{max} は, 梁中央に作用する鉛直 方向応答加速度の重力加速度に対する比に相当する.

γ_{max}+, γ_{max}-を図 4 に示す. まず, 水平 2 方向入力の場合 には,幾何学的非線形性によって,鉛直方向の慣性力や減 衰力が作用し、 γ_{max}^+ 、 γ_{max}^- は、若干変動している. 一方で3 方向入力時の γ_{max}+, γ_{max}-は水平 2 方向入力時よりもはるか に大きく、上層ほど大きくなる傾向がある. 上層の梁の変 形が大きくなる固有モードと対応する応答スペクトル(SA (a)/g, $S_{A(b)}/g$, $S_{A(c)}/g$) と γ_{max}^+ , γ_{max}^- が同程度となっている ことがわかる. 柱については、図5より、上下動の有無に よる $V_{dm4}(\phi_c)$ の差が最も大きくなる 12 層骨組に着目すると, β_{max}^{+} , β_{max}^{-} は上層になるほど長期軸力からの軸力変動は大 きくなる傾向があり、2層・4層・8層の骨組でも程度は異 なるが同様の傾向が見られた. また, 上層になるほど骨組 の応答加速度 β_{\max}^+ , β_{\max}^- に対する入力地動加速度 α_{\max}^+ , α_{\max}^- の比は大きくなり, 入力した地動加速度は骨組の応答では 増幅されることが分かり、それは高層骨組ほど増幅される 傾向が見て取れる. その1の図4の固有モードに着目する と、同一層の隣り合う梁同士でせん断力を打ち消しあって おり、柱軸力の増幅は梁に比べて小さくなっている.

2.3 柱応力に関する考察

上下動を扱う際,水平2方向のみの入力に比べて柱軸力 の変動が大きくなることから、軸力によって低下した曲げ 耐力に達しやすくなることが倒壊挙動に影響すると考え られる. そこで、図 6 の軸力比 n_v - ϕ_c 方向の無次元化曲げ モーメント $|m_{\omega}|$ 相関関係を用いて考察する.同図では、柱 は二軸曲げを受けると全方向で同程度の耐力となるほぼ 円形の相関となることから, 曲げの向きは考えず大きさで 評価するために、mocは絶対値を取っている. 本論文で使用 している骨組においては、骨組の層数に関わらずスパン割 りが同一の平面となっていることから、高層骨組になるほ どアスペクト比が大きくなるため、12層骨組の隅柱・側柱 では水平2方向入力時においても,変動軸力が大きくなっ ている.一方,中柱は側柱や隅柱に比べて柱が負担する床 面積が大きいことから、柱が支持する節点の質量が大きく なることで, 同節点に生じる鉛直方向の慣性力が大きくな る. そのため、上下動によって中柱に生じる変動軸力は隅 柱より大きくなり、曲げ耐力が大きく低下することで何度 も塑性化を繰り返している. このように、柱に塑性ヒンジ が形成されやすくなることによって倒壊層数が減少する 傾向が見られたと考えられる.

3. まとめ

その2では、水平2方向同時入力に上下動を加えたことによる、倒壊性状への影響について考察した。以下に得られた知見を示す。

(1) 3 方向同時入力では、水平 2 方向同時入力の Vdm (4)曲

線は酷似した形状となり、 $V_{dm4}(\phi_c)$ の減少は 5%程度に留まった。その中でも減少が大きいケースは、いずれも倒壊層数が減少したことによるものである。

- (2) 上下動の地動加速度は入力されると、骨組の応答加速度で増幅される. それは、地震動の周波数特性と骨組の鉛直方向の構造特性によるものである. 特に上層になるほど加速度は増幅されるが、それは最上階付近の鉛直方向固有モードが大きいことが起因している.
- (3) 柱軸応力と柱曲げ応力の関係から、高層骨組ほどアスペクト比が大きいため、隅柱・側柱では水平2方向入力でも変動軸力は大きくなっている.一方で、中柱は柱が負担する床面積が大きいことから、柱が支持する節点の質量が大きくなることで、同節点に生じる鉛直方向の慣性力が大きくなる.このことから、上下動によって中柱に生じる変動軸力は比較的大きくなり、曲げ耐力の低下が見られた.そのため、柱に塑性ヒンジが形成されやすくなり、倒壊層数が減少したと考えられる.

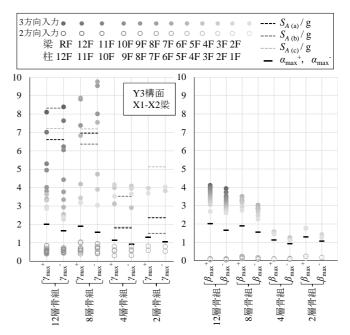
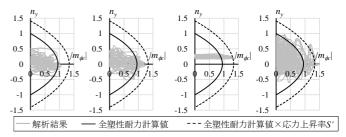


図 4 Taft 入力時の梁に作用 する鉛直方向応答加速度 の重力加速度に対する比

図 5 Taft 入力時の柱軸力 長期軸力に対する比



(a) 2 方向入力 (b) 3 方向入力 (a) 2 方向入力 (b) 3 方向入力 2F 隅柱 (X1-Y1) 2F 中柱 (X2-Y3)

図 6 Taft 入力時の n_v - |m_{oc}|の相関関係 (12 層骨組)

(向出研究室)

クランプ接合部の滑り耐力に及ぼす局所変形の影響に関する研究

218-901 ナム ブンサラン

1. はじめに

太陽光発電パネルは基礎と架台の上に設置される。クランプで固定された単管パイプで構成された架台の上に太陽光発電パネルが設置される場合があるが、この場合の架台は様々な構造形式で構成される。クランプで締め付けられた単管パイプのほか、高力ボルトで締め付けられたL型鋼やH型鋼、溝型鋼で構成される場合もあるが、比較的にコストが高い。一方、クランプで締め付けられた単管パイプは曲げ耐力が小さいうえ、軸方向に偏心荷重を加えることにより、クランプとの接合部で滑りが生じることになる。本論文では汎用解析ソフトABAQUSを用いて、8節点6面体要素による弾塑性数値解析を行い、偏心荷重の有無によるすべり耐力の変化、およびボルト締め付け時の弾性パイプと弾塑性パイプの局所的な食い込み変形の影響を検討する。パラメータは偏心距離とパイプの材料特性とする。

2. 三次元数值解析

数値解析では汎用ポリポストシステムHYPERMESHを用い て簡素化したクランプのモデルを作成し、汎用解析ソフト ABAQUSを用いて解析を行った。実際のクランプの締め付け る部分をモデル化するために、ボルトを作成し、片側にナ ットとワッシャーを付け、ナットとワッシャーがない側に は厚い板のような補強を加えた。クランプを締め付けるた めにボルトに初期張力を導入するが、そのボルトの変形に は着目しないため、ボルト、ナット、ワッシャーは弾性体 とした。さらに、ボルトはクランプと一体化した。ボルト はM10ボルトを使用し、締め付けるためにT=15KNの初期張 力を導入した。パイプはSTK400クラス程度の鋼材の弾塑性 体を想定して材料設定を行った。比較する為に弾性体パイ プのケースも設定して解析を行った。また、クランプはパ イプと同程度の弾塑性として設定した。クランプの内側と パイプの外側の接触面には静摩擦係数0.3した。無偏心載 荷ケースでは、図1で示しているようにクランプの円周方 向に3mm厚の鋼体を2か所挿入して、変位制御で載荷を行っ た。汎用ポリポストシステムHYPERMESHのCONTACTPAIRの機 能で接触面を作成した。さらに、パイプの両端部を固定し た。

本論文では2つのパターンのモデルを作成した。一つ目は実際のクランプに対して、詳細な形状を無視した簡素化解析モデルで、材料を弾性体にして、後述の弾塑性モデルとの比較で局所塑性変形の影響を検討するものである。二つ目は上記の簡素化した解析モデルに対して、パイプの材料特性を変更ることにより、ボルトを締め付け、つまり初期張力を導入する荷重ステップで単管パイプに局所的な食い込み変形が生じる。この局所的な食い込み変形が滑り耐力に与える影響について検討する。太陽光架台のメイン部材となる単管パイプの接合部では、クランプのサイズに起因する軸方向荷重の偏心が生じ、この偏心の影響を検討

するため、実態と同程度の複数偏心量として、パイプの中心点からY方向に40mm、56mm、72mmの3パターンでz軸方向の偏心荷重をかけた。無偏心を含め、計4パターンになる。偏心ありのモデルでは実際のクランプでは二つの部品があるが、本論文では片一方のクランプの滑り耐力を検討するため、もう一つの部品は剛体化した。

以下の図1、図2は各解析モデルを示し、表1に具体的な モデル名と偏心距離を示す。

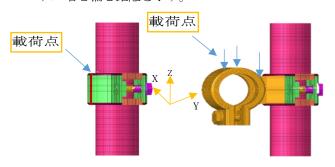


図 1 無偏心モデル 図 2 偏心ありモデル

± 1	パラ	1	_ 4	
	ハフ	X	$- \sim$	一 恒

モデル名	偏心距離	パイプの材料特性
A1	Omm	弾性体
A2	Omm	弾塑性体
B1	40mm	弾性体
B2	40mm	弾塑性体
C1	56mm	弾性体
C2	56mm	弾塑性体
D1	72mm	弾性体
D2	72mm	弾塑性体

3. 解析結果とその考察

汎用解析ソフトABAQUSで解析を行い、その結果をHYPERVIEWで確認した。本論文はこれらのパイプの変形性状を考慮して解析結果によりボルト締付け時のパイプの局所的な食い込み変形を検討するために、弾性及び弾塑性パイプの上に1点の変位を算出した。さらに、無偏心モデルの作成にあたって、滑りの指標として多少の弾性変形が含まれている載荷点、つまり変位制御の目標変位を滑り量として採用した。偏心ありモデルの作成にあたって、パイプの外側とクランプの内側はCONTACTPAIRの機能で接触されたが、解析結果により、降伏に到達した後、この接触面は接触されず、離間の状態となった区間(面積)は、全体の接触面に占める割合が大きくなった。本論文では、クランプとパイプがまだ接触しているところから滑り量として、複数パイントの変位量の平均値を採用した。この滑り量を算出場出場所は具体図4の中で示す。

図3の解析結果により、弾塑性体のパイプと弾塑性体のパイプを比べると、食い込み変形が1.65倍上昇すること

が分かった。さらに、弾性体はクランプの滑り後に変形が元の状態に戻ることに対して、弾塑性体の場合は、クランプの滑った後に変形がはっきり残っていることは確認できた。

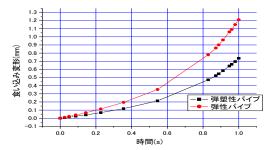


図3 食い込み変形

表2 ボルトの締め付けによって生じる局所変形一覧

パイプの材料特性	図3
弾性体	0.78mm
弾塑性	1.25mm

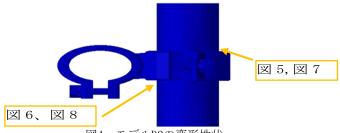


図4 モデルD2の変形性状

滑り耐力については、例えば図8のD2モデルでは、前述の滑り量として採用した変位(若干弾性変形を含んでいる)が急激に増大したところ、滑り耐力として計上する。具体的には子の滑り量=0.06mmのところの荷重を滑り耐力と見なした。他のモデルにも同じ方法で滑り耐力を算出した。その滑り量—荷重関係は以下の図6、図7、図8,図9に示す。すべての滑り耐力は表3にまとめた。

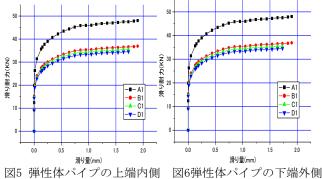


図7弾塑性体パイプの上端内側 図8弾塑性体パイプの下端内

図5、図7の解析結果により、偏心距離が増大すると滑り

耐力が低下したことが分かった。また、図5と図6を比べると、上端と下端の滑り耐力はほぼ変わらないことが分かった。

表3 滑り耐力一覧

モデル名	図5	図6	モデル名	図7
A1	31.6KN	31.6KN	A2	20. 3KN
B1	24. 6KN	24.6KN	B2	16.5KN
C1	23. 4KN	23.4KN	C2	15. OKN
D1	22. 7KN	22.7KN	D2	14.7KN

図5と図7を比べると、滑り耐力が低下したことが分かった。A1とA2を比べると、滑り耐力が0.64倍低下した。偏心ありモデルにB1とB2を比べると、滑り耐力が0.67倍低下し、C1とC2を比べると、滑り耐力が0.64倍低下し、D1とD2を比べると、滑り耐力が0.65倍低下したことが分かった。パイプの材料特性を変えることにより、滑り耐力は平均で0.65低下したことがわかった。以下の図9,図10,図11,図12に滑り耐力を示す。

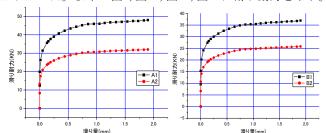


図9A1とA2の滑り耐力の比較 図10B1とB2の滑り耐力の比較

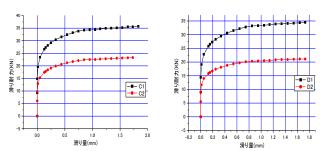


図11C1とC2の滑り耐力の比較 図12D1とD2の滑り耐力の比較

4. まとめ

本論文では接触を考慮した数値解析で滑り耐力を検討した結果、偏心距離が大きくなると滑り耐力が低下する傾向がみられた。さらに、パイプの材料特性により、局所的な食い込み変形が滑り耐力に大きな影響が与えたことが分かった。弾塑性体パイプの結果に比べ、弾塑性弾塑性体では大きな局所変形が生じたが、滑り耐力が小さくなる。

参考文献

- 1) 日本構造協会編:わかりやすい鉄骨の構造設計(第四版)、2009年技報党出版
- 2) 樽谷将司:「クランプのすべり耐力に関する研究」、 大阪工業大学2018年度卒業論文
- 3) 八田幸大:「偏心荷重を受けるクランプ接合部の滑り 耐力に関する研究」、大阪工業大学2019年度卒業論文
- 4) ジャネットミカエラスチプット:「クランプの滑り耐力に関する研究」、大阪工業大学2021年度卒業論文

(林研究室)

接合金物としてアングルを用いた接合部の復元力履歴特性に関する研究 復元力履歴モデルの精度検証

216-030 小川源斗

1. はじめに

本研究では、従来の溶接接合にデメリットがあるため、 半剛接合部であるアングル接合に着目し、補剛の有無を考慮した既存の載荷実験結果を利用して接合部の荷重-変形関係を検討することによって、履歴モデルの精度を検証する。具体的には、昨年度に提案された変動丸み係数を用いた履歴モデルに対して、各履歴ループの最大変位時荷重を実験時の実測値に合わせることでスケルトンによる誤差を完全に排除して、除荷履歴の提案式による誤差(精度)を検証する。また、実験の実測結果を用いてスケルトンをバイリニア型、トリリニア型にすることで骨格部分の誤差を含めた場合の誤差を検証する。

2. 既存の研究結果

復元力履歴特性の既存の実験データの概要について以下に示す。試験体は、補剛アングルの有無をパラメーターとした4種類の試験体であり、図1、2に試験体の概要、表1、2にいずれの試験体の使用鋼材や寸法、括弧内はフランジの板厚の実測値を示す。表1にあるTA-70Nは無補剛の試験体、TA-70Sは補剛アングル(板厚12mm)、調整板(12mm)を使用し、柱フランジの面外補剛を行った試験体である。載荷方法は水平方向への繰り返し載荷とした。載荷プログラムとして±5mm、±10mm、±20mm、±40mm、±60mm、±80mm、±100mm、±120mm を各2回行った。表2にあるTA-100Nは無補剛の試験体、TA-100Sは補剛アングル(板厚15mm)と調整板(12mm)を使用し、柱フランジの面外補剛を行った試験体である。TA-70と同様の載荷プログラムを採用しており、各ループの振幅は±4mm、±8mm、±16mm、±32mm、±48mm、±64mm、±80mm、±96mm、±112mmを各2回行っている。

表1試験体名及び使用部材の寸法(mm)

四次次件	*	75.70	11	1 / 1/1
TA-70N	H- 200 × 200		H- 200 × 200	L- 175× 175
TA-70S	× 8× 12	M20	× 8× 12	×
171.700	(11.6)		(11.6)	12 (11.5)
2/00		8881	TA-70	DN

図 1 TA-70 試験体概要

TA-70S

表 2 試験体名及び使用鋼材の寸法(mm)

試験体名	梁	ボルト	柱	アングル
TA-100N	H- 300 × 300		H- 300 × 300	L-200× 200
TA-100S	× 10 × 15	M22	× 10 × 15	×
TA-1003	(14.8)		(14.8)	15 (14.8)
2,200	P 288. 1		TA-100N	
			TA-100S	

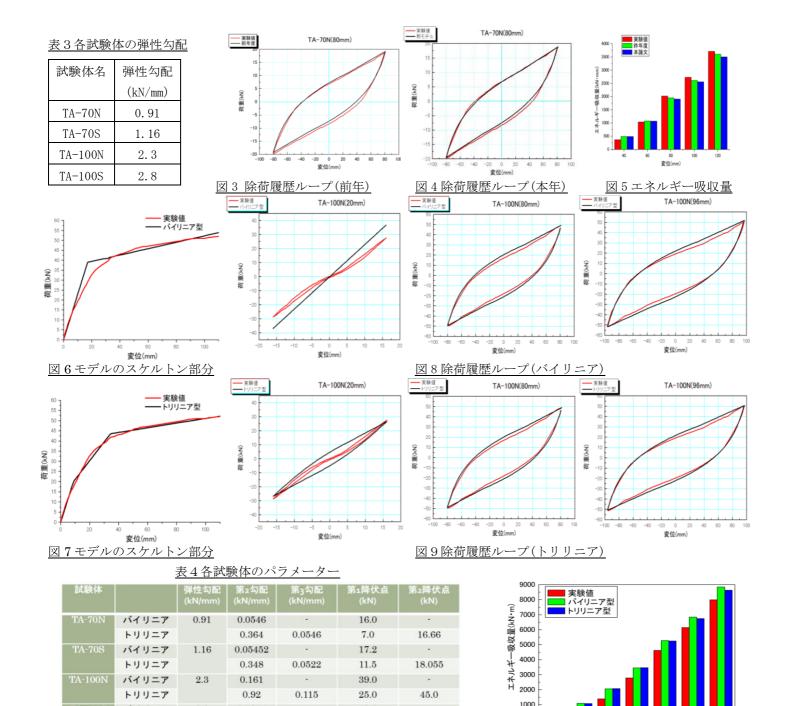
図 2 TA-100 試験体概要

3. 復元力履歴モデル

本論文では、昨年度に提案されたモデルを踏まえエネルギー吸収能力などの評価精度を向上させる改良を試みる。 基本モデルとしてスケルトン部分にバイリニア、履歴部分には Ramberg-Osgood 曲線を適用した復元力履歴モデルである。履歴部分の丸み係数は昨年度の変動丸み係数 r_1 を使用する。各ループの最大変位を δ_{max} 、降伏変位を δ_{y} と置き、基準丸み係数を r_0 として、変動丸み係数式を以下に示す。

$$\left(\frac{\mathbf{r}_1}{\mathbf{r}_0}\right) = 0.04 \left(\frac{\delta \max}{\delta \mathbf{v}}\right) + 0.71 \tag{1}$$

復元力モデルの履歴部分は上記の Ramberg-Osgood 曲線と 直線の組み合わせで構成されているが、切り替えのポイン トである中間経由点の位置については、目標変位までの変 位区間長さの 2/3 の位置に定め、除荷点から中間経由点ま では上記の曲線を、残りの1/3は直線で設定する。中間経 由点を探す丸み係数を「r'=0.7ri」として固定する。スケ ルトンの弾性勾配(初期剛性)および除荷勾配の設定値に ついて、実験の実測データから得られた表3に示す弾性勾 配の値を使用する。このようなバイリニア、トリリニアの スケルトンを含めた履歴モデル精度の検証のほかに、本年 度の研究として、各ループの圧縮側、引張側の最大変位点 (各ループの除荷点)をそれぞれ実験値に合わせたケース も設定し、除荷履歴のみの精度も検証する。図3、4はこ のような除荷履歴のみの検証ケースの結果を示している。 図5はその時のエネルギー吸収量の比較を示す。TA-70N試 験体のエネルギー吸収量は過大評価と過小評価の相殺に より昨年度よりわずかに悪化したが、ループを見ると実験 値との誤差(ずれ)が少ないと言える。



43.0

20.0

4. 骨格部分の影響

バイリニア

トリリニア

TA-100S

骨格部分はバイリニアで表現しているが、降伏点の周辺で大きく誤差が出ている点に着目し、より実験値に近づけられるトリリニア型のモデルを検証する。各試験体の復元カモデルのスケルトン部分のパラメーターを表4に示す。なお、このときの丸み係数の値は3.1とする。図6.7にTA-100N試験体のモデルのスケルトン部分を示す。図8.9にそれぞれの除荷履歴ループを示す。図10はこの除荷ループのエネルギー吸収量を示している。バイリニア型モデルでは、骨格部分の誤差を含めたにもかかわらず、精度の良い結果となった。トリリニア型のモデルは降伏後の大変形ループにおいて精度がよくなった。

2.8

0.1344

0.1344

5. まとめ

45.0

正載荷、負載荷の除荷点をそれぞれの実験値に合わせ、 スケルトンの影響を完全に排除した結果、履歴モデルのループ自体は高い精度を示した。バイリニア型のモデルでは、 スケルトンによる誤差を含んだにもかかわらず精度の良い結果となった。トリリニアにすることでスケルトンの実験値との誤差を抑えた結果、降伏後の大変形ループでの精度が良くなった。

図10エネルギー吸収量

[参考文献] 1)野上、室野:S字型履歴曲線を有する土の非線形モデルとその標準パラメータの設定、第30回土木学会地震工学研究発表会論文集、2009 2) 林、吉武、梶本:高力ボルトとアングルを用いた柱はり半剛接合部に関する研究 その3履歴モデル、日本建築学会近畿支部研究報告集、2021 (林研究室)

コンクリートの凍結時における不凍水圧とその変形に関する解析的研究

1.はじめに

凍結時の未凍結水の水圧作用は、1940年代に P·C·パワーズが提唱し、凍害の基本劣化機構と認知された。近年では、2010年代に、名和らが、パワーズの不凍水圧式を取り込んでの凍結融解時の内部圧力と変形挙動の予測モデルを文献 1)等で発表し、2015年に第43回セメント協会論文賞を受賞の優れた凍害研究と認識されている。

本研究は、この名和らの一連の研究での内部圧力とひずみの予測モデルの取扱いに幾つかの問題点があることを見いだしたので、これらの検討結果を報告する。

2. 名和らの凍結時の不凍水圧と変形のモデル概要

名和らの文献 $^{1)}$ では、1940年代のパワーズの不凍水圧式 P_H とともに、結晶化圧 P_A と吸引負圧 P_L を 2010年のスンらの提案式を引用して、凍結融解時の内部圧力 P_F を評価した。また、2010年のスンらも引用している 2008年のコーシーのひずみ式を引用して変形挙動を記述した。

$$\begin{split} P_F &= P_H + P_A + P_L \,, \quad P_H = \frac{\eta}{3 \cdot k} \cdot \left(1.09 - \frac{1}{s} \right) \cdot \frac{dw_f}{dT} \cdot \frac{dT}{dt} \cdot \Phi \big(L, r_b \big) \\ P_A &= \frac{\phi_c}{2} \cdot \Delta S_{iv} \cdot \big(T_0 - T \big), \quad P_L = - \big(1 - \phi_c \big) \cdot \Delta S_{iv} \cdot \big(T_0 - T \big) \\ \mathcal{E}_F &= \frac{1}{3 \cdot K_P} \cdot \frac{2 \cdot \phi}{\big(1 + \phi \big)} \cdot P_F + \mathcal{E}_{temp} \,, \quad \mathcal{E}_{temp} = \sum \Delta \mathcal{E}_{temp} = \sum \alpha \cdot \Delta T \end{split}$$

ここに、 $P_H:$ 不凍水圧[Pa]、 $\eta:$ 細孔液の粘性係数 $[Pa\cdot sec]$ 、k: 浸透率 $[m^2]$ 、s: 飽水度、dw/dT: 凍結時の凍結水量の温度変化 $[(m^3/m^3)/^{\mathbb{C}}]$ 、dT/dt: 昇降温速度 $[\mathbb{C}/sec]$ 、影響半径 r_m での $\Phi(L, r_b):$ 流水面積 $[m^2]$ 、L: 気泡間隔係数[m]、 $r_b:$ 不飽和細孔の平均半径 [m]、 $r_m:$ 影響半径で $L+r_b[m]$, $P_A:$ 結晶化圧[Pa]、 $\phi c:$ 氷の体積分率、 $\Delta S_{iv}:$ 氷の融解エントロピー[Pa/K]、 $T_0:$ バルク氷の凍結温度 $[\mathbb{C}]$ 、T: 凝固点降下度 $[\mathbb{C}]$ 、 $P_L:$ 吸引負圧[Pa]、 $\alpha:$ セメント硬化体の熱膨張係数 $[1/^{\mathbb{C}}]$ 、 $\phi:$ 空隙率、 $K_P:$ セメント硬化体の体積弾性係数[Pa]、 $\epsilon_F:$ 内部応力によるひずみと温度ひずみ ϵ_{temp} の和。

文献から読み取った解析に必要な諸定数は,次になる。不凍水圧 P_H 式は, s=0.96, $dw/dT=\Delta w/\Delta T=(-3.585\times 10^{-4}\cdot T^2-0.0236\cdot T)/\Delta T$, 低温 DSC 測定時の $dT/dt=0.0167[^{\circ}C/sec]$, $L=0.31\times 10^{-3}[m]$, $r_b=0.05005\times 10^{-3}[m]$, η/k が実験値に合うようチューニングして $4.9\times 10^{17}[Pa\cdot sec/m^2]$ 。結晶化圧 P_A と吸引負圧 P_L 式は, $\Delta S_{iv}=1200000[Pa/K]$, ϕc が低温 DSC 測定による実験値。ひずみ ϵ_F 式は, $\phi=0.2432$, $K_P=12.72\times 10^9[Pa]$, α は水中凍結融解試験の常温時の温度とひずみの関係を適用,となる。それで, $\Phi(L, r_b)$ が具体的に表示されていないが,パワーズ式から次になる。

$$r_m = L + r_b$$

$$\Phi(L, r_b) = \frac{r_m^3}{r_b} + \frac{r_b^2}{2} - r_m^2 - \frac{r_m^2}{2} = \frac{L^3}{r_b} + \frac{3 \cdot L^2}{2}$$

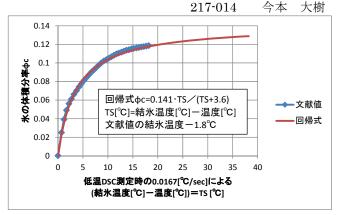


図 1 低温 DSC 測定時の dT/dt=0.0167[\mathbb{C}/sec]による凍結時の氷の体積分率 ϕ c の回帰結果

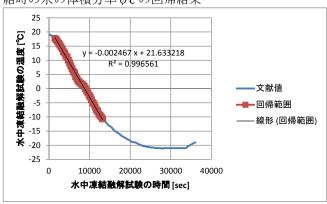


図2 水中凍結融解試験での昇降温速度 dT/dt の同定結果

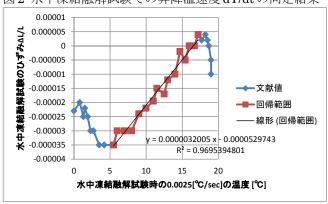


図3水中凍結融解試験での常温時の温度とひずみの関係

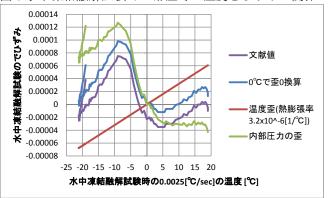


図4 水中凍結融解試験での1サイクル目の凍結終了までの ϵ F から ϵ temp を差し引いた内部応力のひずみ

また、低温 DSC 測定時の dT/dt=0.0167[C/sec]による凍結時の氷の体積分率 ϕ c の結果が文献中に図示されており、この結果を読み取り、次の回帰関数式を作成した。図 1 に回帰結果を示す。過冷却による結氷温度-1.8℃で氷が形成される結果から、回帰は、結氷温度-温度=TS として実施した。

回帰式
$$\phi_c = \frac{0.141 \cdot (-1.8 - T)}{(-1.8 - T) + 3.6}$$

3. 名和らの凍結時の不凍水圧と変形挙動の解析結果と 問題点の検討

3.1 熱膨張係数 α と水中凍結融解試験の dT/dt の検討

3.2 内部圧力とひずみの検討

図 5 に、文献に従っての内部圧力 P_H , P_A , P_L とひずみの解析結果を示す。内部圧力は、文献にも同じ結果が図示されていて、解析に適用した各種パラメータが文献で適用されたものと同じだったことがわかる。また、ひずみは、内部圧力の比例で得られていることがわかる。

この内部圧力の解析結果を踏まえて、図 6 に、温度ひずみ ϵ Tempを加えたひずみ ϵ F の解析結果を示す。ひずみは、水中凍結融解試験で実測されており、熱膨張係数 α はその実験の同定値を適用したが、ひずみ ϵ F の結果は整合しなかった。

このため、文献値で図示されているひずみ結果に合うように熱膨張係数 α を修正した結果を図 7 に示す。熱膨張係数 $\alpha=21.5\times10^6[1/C]$ で、文献値 ϵ_F とほぼ同じ結果を得た。内部圧力の結果が文献値とほぼ同じのため、ひずみ ϵ_F 解析では、著者らが実験値に合うようチューニングしていたと考えられ問題である。

3.3 不凍水圧 P_Hの昇降温速度 dT/dt の対応

ひずみ ϵ F は,水中凍結融解試験から得られた結果である。低温 DSC 実測から得た氷体積分率 ϕ C は,不凍水圧 P_H の算定では適用していない。このため,不凍水圧 P_H によるひずみは,水中凍結融解試験の昇降温速度 dT/dt を適用するべきである。図 8 に,不凍水圧 P_H 式で,dT/dt の変化結果を示す。図中の最小の結果が,本来の結果であるべきで,この場合,実測の ϵ F との整合はかなり困難で,モデルの精度は良くない結果と考えられる。

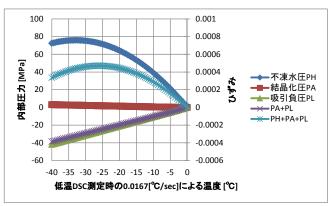


図 5 文献による内部圧力 PH, PA, PLとひずみの解析結果

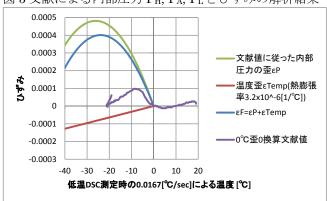


図 6 内部圧力の解析結果を踏まえたひずみ ε Γ解析結果

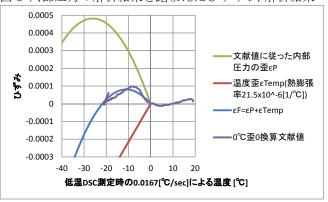


図 7 ひずみ ε F 結果に合う熱膨張係数 α の修正結果

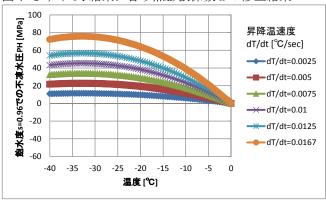


図8 不凍水圧 PH式での dT/dt の変化結果

4. まとめ パワーズの不凍水圧 PHは, 凍害劣化の要に なる重要項目になるが, いまだにその適切な予測モデル は確立されていないことがわかった。

参考文献 1) 堀江諒, 新枦雄介, 栗山広毅, 名和豊春: 凍結融解時の収縮低減剤混和セメントペーストの膨張収縮挙動の予測,セメント・コンクリート論文集, Vol.68, pp.442-449, 2014 (中村研究室)

建築人間工学からみたデザインに現れる右・左の影響に関する研究

217-054 小坪 宏充

1. 研究の目的・社会背景

右と左は、対をなす反対の概念として、自然現象、物理 現象、生物の形態・生態に現れ、幾何学では最も基礎的な 概念である。また、人体においても身体構造、行動・動作、 利き手などにおいて左右の違いがみられる。右・左の概念 は、人間の行動においては右回り・左回り、右利き・左利 きを考慮した動線・道具などの使いやすさ・安全性などに 関係し、都市計画や建築においては街区の形状、棟配置、 室配置において、特に左右対称という形で具現化される。

一方、右と左が影響しているものに、右利き者を前提と ているデザインが多い。左利き者に対するデザイン上の配 慮はいまだ不十分である。

本研究は、まず既往の研究・文献・インターネットから 右もしくは左の概念が影響している事例を収集し、そのな かから特に人間の生活や建築デザインにおいて右・左の違 いが関わる現象や問題点を整理したうえで、共通の法則性 やアフォーダンスを見いだし、右利き者、左利き者、両利 き者のいずれに対しても「わかりやすい」「便利」「安全」 なデザインを実現するための必要性を明らかにすること を目的とする。なお、上記の3項目は、ユニバーサルデザ インの7原則に合致するものであり、社会的意義が大きい 研究として位置づけられる。

2. 右・左の事例

右・左に関連する多数の文献や事例の中から、右・左の 収集事例の一部を紹介する。

2.1 配置・平面・立面における左右対称

古代ギリシャは、左右対称で合理的幾何学性のあるものに価値を見出し、美しさの基本としての調和、安定、合理性が受け継がれた。中国では無秩序な自然を人間の観念によって秩序づけて、支配しようとしたといわれる。

日本でも、神社の本殿や寺院の本堂、国会議事堂(図 1) などの例があるが、非対称な建築も多い。日本人の渡来文明に対するコンプレックスから、左右対称は権威主義と結びついたため、権威の象徴になったとされる。画家の岡本太郎によると、日本人の美意識の根底には、縄文式土器の「驚くほど激しい」隆線紋の力強さと非対称があるという。



図 1 帝国国会議事堂正面図

合理的な理由から、左右反転型の建築が設計されることがある。集合住宅やホテルの基準階では、同じタイプの住戸や客室が並ぶ場合、設備配管類を隣戸・隣室と兼用し集約するため、左右対称平面を併置することがあるが(図2)、左右対称が目的化したと思われる建築もある(図3)。



晴海高層アパート

ワンルームマンション

図2 集合住宅の左右反転住戸

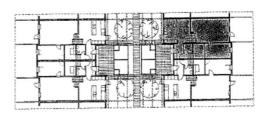


図3 ガルグバーゲンの集合住宅平面図

ユニバーサルデザインを想定した平面計画の例として、 国立競技場のアクセシブルトイレがある(図 4)。このトイレは、障がい者団体の意見を採り入れて左右を反転させた2室のブースを隣接させ、右まひ・左まひの利用者のいずれにも対応できるように配慮したもので、最先端のユニバーサルデザインの好例である。



[右図出典]: クローズアップ現代+「目指せ!世界標準のバリアフリー 東京 2020 大会の先へ」(NHK 2011.9.8 放送)

図 4 片まひ者等に配慮した新国立競技場のアクセシブルトイレ

2.2 階段の回り方向

階段は左回りのほうが早く下りられるため、避難階段は 左回りに降りるように設計するほうがよいとされるが、住 宅の階段は位置やスペースが限られるので、登りきりの位 置で回り方向が決まる。

2.3 螺旋構造の階段・スロープの回り方向

螺旋構造の階段・スロープを有する構築物には、螺旋が

外壁側を回るタイプ(螺旋式のミナレットなど)と内部空間を回るタイプ(グッゲンハイム美術館など)の2種類があるが、前者では右巻(左回りに上る)の事例が多い。その理由として、以下の二つがあげられている。

①右巻きの螺旋は、脳の中で螺旋の巻と上方への強い運動性の方向との特別な関係が刷り込まれている。

②右利き者は、壁を横にして座る場合に左に壁があるほう を好むように、左に壁がある螺旋を上るほうを好む。

現実には、周辺環境、立地、機能上の要求、設計者の明確な意図などにより、左巻の螺旋構造も存在する。

2.4 右利きを前提とした教育

左利き者に、右利きを前提とした動作や道具の使い方を 教えるのは、教える側も教わる側も混乱するが、鏡会わせ のように正面に立って見せて教えるなどの方法で対処可 能である。また、ユニバーサルデザインの普及の観点から、 両利き用の道具の開発・普及が望まれる。

小学校の普通教室は、黒板に向かって左側に自然採光窓をとるのが原則である。これは、右手で文字を書くときに自分の手が影になり紙面が見にくくなることを避けるためである。だが、人工照明技術の進歩や教室周りの平面・断面計画の工夫などにより、窓側と廊下側の照度差を小さくできれば、上記の原則は緩和される。

3. 右利き・左利きに関わる考察と関連する事例

現在の社会は右利き者に有利にできており、左利き者に とって住みにくい・使いにくい環境にある。ここでは、こ の問題について「安全―危険」と「便利―不便」の観点か らの考察を述べる。

3.1 安全一危険

階段やエスカレータの片側通行や片側空けのルールは、 地域や場所により異なるが(図 5)、使える、使いやすい手 の側が片空けになっていると、とっさの時に手すりやベル トをつかめず、不安や危険が大きい。





左空け(南海難波駅)

右空け(JR 新宿駅)

図5 地域により異なるエスカレータの片空けルール

片刃の刃物は利き手に合った規格でなければ切れにく く、合わないものは危険であると言われている。

また、利き手とそうでない手の筋力差が大きいと、チェーンソーなど重量のある道具類を使用するとコントロールがしにくく、ケガが起きやすくなると考えられる。

3.2 便利一不便

急須、定規、レードルなどのように、右利き者の使用を

前提にデザインされたものは、左利き者にとって使いづらいという声が挙がっている。このほかにも右ねじなどの手首をひねる行為や、体をひねる行為を強いられることも挙げられる。実際に、左利き者の多くが大変であると言われている駅の自動改札口を通るときも体をひねる行為が含まれている。

4. まとめ

4.1 デザインにおける「右・左」の事例の体系的分類

本稿では示せなかったが、「右・左」の概念を整理したうえで、「習慣・制度における右・左」、「芸術・文化における右・左」、「建築・都市の配置における右・左」、「反転平面」、「階段・昇降路における右回り・左回り」、「右勝手・左勝手」、「視点」「右側通行・左側通行」、「右回り・左回り」、「右折れ・左折れ」、「描画にみられる右・左」、「右利き・左利き」、「動作のステレオタイプ」「位置関係」の事例を網羅的に体系化した。

4.2 ユニバーサルデザインへの条件

ユニバーサル化への必要条件に繋がる共通点は、「右手、 左手のどちらでも使いやすい・持ちやすい」、「使用時に体 や手首をひねる必要がない」ではないかと考えられる。前 者は、スタンレー・コレン著の「左利きは危険がいっぱい」 によると、右利き用・左利き用を揃えた時よりもコストの 節約ができ、使い分けのややこしさがなくなるとある。ま た、株式会社良品計画が行ったアンケートには多くの人が 「シンプルでユニバーサルなデザインを開発してほしい」 とある。後者について、体をひねる行為は近くの腕を使う より体を使い、移動しながらの場合は前が見づらくなる。 手首をひねる行為については、両手首とも最大のひねり角 度が内側で180度、外側は90度になるため、右手か左手 かでひねる回数が変わる。

4.3 今後の展開

「使用時に体や手首をひねる必要がない」をもとに考えると、建築計画からも対策できる可能性がある。具体的には、ドアノブを引くだけで開くものにする、階段の手すりを両側に設けるなどが挙げられる。

4.4 まとめ

- 1) 建築・都市空間の一部のデザインが、状況によっては左 利き者や片まひ者にとって危険もしくは不便な環境に なっていることを示した。
- 2) 右利き・左利きの両方に対応するデザインは、右まひ・ 左まひなどの人に対応しうる可能性が見出された。今 後は、スマートウオッチのように、右利き・左利きのど ちらにも対応する設定が可能なデザインの開発が望ま れる。
- 3) 調査すればするほど新たな事例が相次いで見出され、 網羅するには程遠い状態であるため、引き続き事例収 集に努める必要がある。

(吉村研究室)

回転摩擦溶接を用いた継手を有する水平ハンチ梁の構造性能に関する実験的研究 (その1 施工試験および継手引張試験)

217068 篠田瑛一朗

1. はじめに

本章では、梁継手載荷実験のために設計されたプラグ径 (先端径 ϕ 19 及び ϕ 21)では、使用した圧接機の制約により、所要の面圧で圧接した際の溶込み状況やその構造性能は確認されていない.

梁の曲げせん断載荷実験に先立ち、使用予定のプラグと 同条件で摩擦圧接した際の施工試験及び継手引張試験に ついて述べる.

2. 施工試験

2.1 試験計画

施工試験に使用する試験体の形状及び寸法を図1に示す。プラグは、プラグと添板のクリアランスが外面に向かって拡がっているのは、空気や圧接によって生じるスラグが孔から排出されやすいことを意図している。この点は、後述の継手引張試験ならびに梁継手実験でも同じ条件としている。使用する材料の引張試験結果を表2に示す。

圧接の条件は、プラグ底面の径(ϕ 19、 ϕ 21)、プラグ底面の面圧(50、60 N/ mm²)、プラグの目標溶込み長さ(6、9mm)であり、同じ条件で2体ずつ施工する。回転数が設定値(3000 rpm)に達してから、押付けを開始し、所用の溶込み長さに達した段階でモーターを停止させる。その後、押付け力を一定時間(5m00s)保持した後、除荷して圧接を完了する。このため、試験体 $9\sim11$ 、12 は、同条件での試験体数が2で統一されていない。これらをワイヤー放電加工により十字に切断し、直交2断面の接合状況を目視により確認する。

2.2 試験結果

施工試験の結果として、試験結果一覧を表 1、切断面の 状況を写真 1 に示す。同図表中の溶着径とは、プラグ底面 位置において、母材と添板の間のスリットや未溶着がなく 範囲をノギスにて計測し、それにワイヤー放電加工による 切り代 0.3 mm を加えた値である。

まず、溶込み長さについては、目標溶込み長さ到達直後に回転を停止しても、押付け力を保持する5分の間に、プラグが $1.1\sim2.0$ mm程度さらに溶け込んでいることがわかる.

全体を通して確認された未溶着としては、プラグ底面と 添板テーパー孔の入隅部の間に隙間(以下,入隅部の隙間) が発生することが多い.これとは別に、添板テーパー孔の 側面に沿ってスリット状に未溶着(以下,側面スリット) が生じているものもある.

この結果から、溶込み長さやプラグ面圧によって入隅部

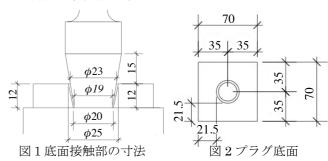
の隙間や側面スリットに変化が生じるが、溶着径では変化が小さい.

以上の結果に基づいて、以後の圧接条件を決定する. プラグ面圧は、60MPa を採用する. 目標溶込み長さは、複数のプラグを近接して設計する際、バリが隣接孔にはみ出る懸念があること、回転停止後に概ね 1.5mm 程度の溶込みが期待できることから、7.5mm を採用する.

表 1 圧接条件一覧

鋼種	使用箇所	σ _y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)
PL-12(SN490B)ロットA	母材・添板 (施工試験片・継手引張試験片) フランジ・フランジ添板 (試験体 J14・N)	332	498
PL-12(SN490B)ロットB	フランジ・フランジ添板(試験体 J12)	347	523
PL-9(SN490B)ロットA	ウェブ,ウェブ添板,(試験体 J14・N)	351	506
PL-9(SN490B)ロットB	ウェブ,ウェブ添板,(試験体 J12)	356	521
φ30(SNR490B)	プラグ (全試験体)	317	499

(注)降伏強さσ,は、下降伏点の値を用いている。



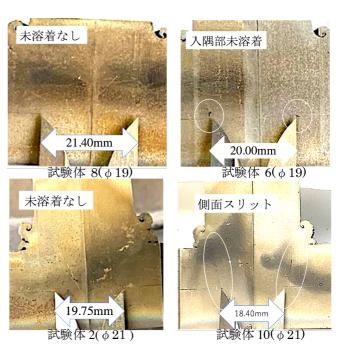


写真1 施工試験の切断面

表 2 施工試験片観察結果一覧

		圧接条件			計測結果				
試	プラ	プラグ	目標溶込	実溶込み	溶着径		未溶着		
験	グ径	面圧	み長さ	長さ	(mm)	С	S (mm)		
体		(MPa)	(mm)	(mm)			3 (11111)		
1	φ19	50	9.0	_	19.20×19.50	2	_		
2	φ19	50	9.0	10.4	19.20×19.75	2	_		
3	φ19	60	9.0	11.0	18.80×19.75	2	_		
4	φ19	60	9.0	10.5	18.80×19.20	2	2.0		
5	ф21	50	9.0	10.5	21.80×21.75	3	_		
6	ф21	50	9.0	10.8	20.00×21.55	3	2.5		
7	ф21	60	9.0	10.6	20.80×21.60	2	2.3		
8	ф21	60	9.0	10.8	21.40×22.25	1	_		
9	φ19	60	6.0	7.1	19.35×19.65	3	4.4, 1.5, 3.3		
10	φ19	60	6.0	7.2	19.50×18.70	1	7.9, 8.0, 7.6, 7.8		
11	φ19	60	6.0	7.1	19.45×19.50	1	4.8, 5.4, 5.2		
12	ф21	60	6.0	7.5	19.30×21.55	2	4.3		

(注)未溶着は、入隅部の隙間(c)の箇所数と、側面スリット(c)の長さを記入してい

3. 継手引張試験

3.1 試験計画

前節の施工試験結果に基づき、継手引張試験では、押付け力がプラグ先端面圧 $60 \, \text{N/mm}^2$ 相当、目標溶込み長さが $7.5 \, \text{mm}$ という条件で圧接する. 試験体の形状及び寸法は、 $2 \, \text{面せん断による板継手とする.}$ プラグ及び添板の孔形状・寸法は施工試験と同じであり、使用材料も同ロットの鋼材である. 試験片は、プラグ底面の径 $2 \, \text{種類} (\phi \, 19 \, \text{と} \phi \, 21)$ それぞれ同条件で $2 \, \text{本ずつとする.}$ その他の条件は、施工試験と同様の条件で行われている.

3.2 試験結果

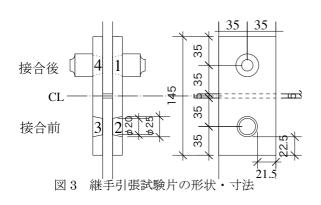
継手引張試験においては、いずれの試験体も、1 本ずつ 2 度に分けて破断した。このため、1 度目の破断においては、表裏 1 対のプラグで引張荷重に抵抗していたことから、荷重の半分がプラグ 1 本の破断耐力 q_{pu1} に相当し、計 4 本のプラグのうち最も耐力が小さかったプラグの耐力を表している。これを踏まえて、継手引張試験の結果を表 3 に示す。同表には、次式のプラグせん断破壊耐力の計算値を併記している。

$$q_{pu} = \alpha A_p \frac{\sigma_{pu}}{\sqrt{3}} \tag{1}$$

 A_p : プラグ 1 本の底面積, σ_{pu} : プラグの引張強さ,

α:せん断耐力の有効係数.

ただし、本節では、継手片側にプラグが 1 本の場合の既往実験 11 の破断耐力の下限となるように、 $\alpha=0.85$ とする。同表に基づくと、 4 つの試験片のうち最も耐力が小さい場合でも、 $q_{pul}/q_{pu}=1.00$ となっていることから、式(1)



により実験値の下限を評価できていることがわかる。このプラグは、既述のとおり、溶込み長さが不足していたことが施工後に判明したプラグである。また、 $q_{pul}/q_{pu}=1.00$ となった1本のプラグを除き、 q_{pul}/q_{pu} が 1.33 以上となっていることがわかる。各試験片の破面を写真 2 に示す。4つの試験片のうち最も耐力の小さかった写真 2 の(b)の破面を、他の試験片と見比べると対の破面の凸凹が合致しなかったことから、プラグ底面の溶着が十分ではなかったと推察される。式(1)においては有効係数 α が低い状態に相当し、耐力が小さくなったと推測される。

表 3 継手引張試験結果一覧

試験片	計算値	1度目の破断			2度目の破断		
武映月	q _{pu} (kN)	破断 箇所	$q_{pu1} \ (kN) \ q_{pu1}/q_{pu}$		破断 箇所	q _{pu2} (kN)	q_{pu2}/q_{pu}
φ 19-a	69.3	4	69.4	1.00	2	106.8	1.54
φ 19-b	09.3	3	98.3	1.42	1	100.9	1.46
φ 21-a	84.7	3	112.9	1.33	1	127.1	1.50
φ 21-b		4	113.0	1.33	1	124.3	1.47





(a)試験体 φ 21-a・プラグ 1





(b) 試験体φ19-a・ プラグ4 写真2 継手引張試験の破面

4. まとめ

プラグ圧接の条件として、プラグ先端の面圧、プラグ溶け込み長さをパラメータとした施工試験を実施した.その結果、プラグ先端の面圧を 60MPa にし、プラグの溶け込み長さを 7.5mm にして圧接を行うことを決定した.この条件の下、継手引張試験を 4 体実施したところ、1 体の試験体では耐力の下限値を表す式(1)の耐力と等しくなったが、残り 3 体の試験体では式(1)の 1.3 倍の耐力が得られ、全ての試験体で式(1)の耐力を満足した.

参考文献

1) 加藤遼士,仮屋冬馬:回転摩擦溶接接合工法に関する 実験的研究,摂南大学理工学部建築学科 2020 年度卒 業論文,2021.2

(向出研究室)

回転摩擦溶接を用いた継手を有する水平ハンチ梁の構造性能に関する実験的研究 (その2 梁の曲げせん断載荷実験)

217-136 松山 宗平

1. はじめに

本実験で対象とする接合法においては、テーパー加工されたプラグ孔を摩擦圧接接合により充填する(すなわち、断面欠損が生じない)ため、継手を塑性化部位に隣接させても接合部破断が生じにくい設計とすることができる。その特徴を活かす設計例として、水平ハンチ(拡幅)梁のブラケットの梁継手を対象にすると、ブラケット長さを大幅に短くした設計が可能となる。この際、ブラケット製作の省力化、運搬コストの低減、梁端溶接部の破断リスク低減などのメリットが見込める。本実験では、梁の曲げせん断載荷により、本接合法による梁継手を有した水平ハンチ付き梁の構造性能を確認する。

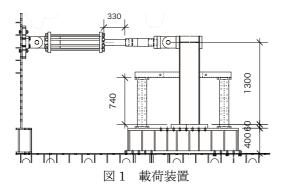
2. 実験計画

本実験では、想定される実寸法の縮尺 1/2.5 程度となる梁 $BH-320\times160\times9\times12$ (SN490B)、シアスパン L=1.3 mを実験対象とする. 試験体は、水平ハンチ (拡幅) 梁とし、その形状および寸法を図 2 に示す. なお、梁端の拡幅断面では、危険断面が全塑性モーメント M_{bp} となる時に、1.2 倍の耐力を有している. 試験体数は 3 体で、接合部耐力をパラメータとした梁継手を有する試験体(J12, J14)が 2 体と比較対象のための梁継手がない試験体(N)が 1 体である. 各試験体の諸元を表 1 に示す. 試験体の危険断面位置は、継手ありの試験体では第 1 プラグ位置を、継手なしの試験体ではハンチ開始位置をそれぞれ危険断面位置と見なしている.

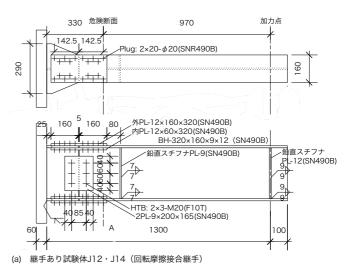
表 1 試験体諸元

試験体	梁	拡張幅	危険断面位置	継手中央位	プラグ
		$B_h(mm)$	$L_p(mm)$	置 $L_s(mm)$	
J12	BH-	290	330	187.5	20-φ19(SNR490)
J14	320×160×9×12	290	330	187.5	20-φ21(SNR490)
N	(SN490B)	290	330	I	

載荷方法は、図 1 に示すように、シアスパン L=1300 mm の片持ち形式とする. 試験体の固定端側は基礎梁に接合され、試験体の固定端側は基礎梁に接合され、自由端側



をオイルジャッキにより曲げせん断力を載荷する. 固定端側から 800mm の位置において横補剛材を設ける. また,試験体の形状及び寸法を図 2 に示す. 載荷履歴は,漸増交番繰返し載荷とする. まず,危険断面位置が降伏モーメント M_y となる振幅で 2 サイクル繰り返した後,部材角 θ が $\pm 2\theta_p$, $\pm 4\theta_p$, $\pm 6\theta_p$, $\pm 8\theta_p$, の振幅で 2 サイクルずつ載荷する. θ_p は,ハンチを無視して全長ストレートと見なした梁が全塑性モーメントに達した際の弾性変形角とする.



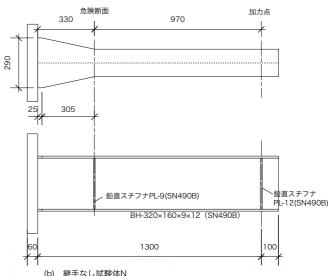


図2 試験体の形状及び寸法

3. フランジ継手の耐力算定式

本節では、継手の最大軸耐力 P_{tv} が母材の降伏耐力 P_{tv} に対して所定の余力を持つよう設計する。ここでは、3 つの破壊モードを想定した設計式を構築し、各算定式は以下で表される。

$$P_{fy} = A_f \,\sigma_{fy} \tag{1}$$

$$P_{fu} = \min \{ P_{fu1}, P_{fu2}, P_{fu3} \}$$
 (2)

$$P_{fu1} = A_f \,\sigma_{fu} \tag{3}$$

$$P_{fu2} = \left\{ A_{se} + \beta \left(A_{sg} - A_{se} \right) \right\} \sigma_{su} \tag{4}$$

$$P_{fu3} = n_f q_{pu} \tag{5}$$

ここに、 σ_y : 母材の降伏強さ、 σ_{fu} , σ_{su} : フランジ及び添板の引張強さ、 A_f : フランジ母材の断面積、 n_f : フランジ継手のプラグ本数、 A_{se} : プラグ孔を無視した添板の投影有効断面積、 A_{sg} : 添板の全断面積、 β : プラグ側面の接合の有効係数(ここでは、施工試験に基づき 0.8 とする). q_{pu} はその1 の式(1)により算定する. ただし、複数プラグを用いた実験結果 11に基づいて α = 0.71 とする.

危険断面位置で M_{bp} 時に、継手中央位置及び外縁プラグ位置のフランジが負担する軸力は P_{ff} , P_{ef} であり、次式で与えられる.

$$P_{jf} = \frac{L - L_p + L_j/2}{L - L_p} \cdot \frac{1 - \Phi I_w / I_o}{1 - M_{wp} / M_{bp}} P_{fy}$$
 (6)

$$P_{ef} = \frac{L - L_p + L_j}{L - L_p} \cdot \frac{1 - I_w / I_h}{1 - M_{wp} / M_{bp}} P_{fy} \tag{7}$$

ここに、 L_j : 外縁プラグ間の距離(= 285mm), φ : ウェブの継手効率(= 0.4), I_o , I_w , I_h : 梁全体,ウェブ,拡幅梁断面の断面二次モーメント.

実強度を用いた際の計算値を表 2 に示す. 同表によると,危険断面位置で M_{hp} 時に,母材の降伏耐力 P_{fy} と比べ,継手中央位置で約 1.4 倍,危険断面位置で約 1.5 倍の軸力が作用している.この軸力と部材の破断耐力を比べたものを余裕度と呼んでいる. 試験体 J12 では,危険断面位置が M_{hp} 到達後早期にプラグで破断し,試験体 J14 ではより大きな塑性変形性能となることが推測される.

表 2 継手の耐力計算値

	7	波断耐力	J	全塑	性時作	用力		余裕度	
試験	P_{ful}	P_{fu2}	P_{fu3}	P_{fy}	P_{jf}	P_{ef}	P_{fu1}	P_{fu2}	P_{fu3}
体	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	$\overline{P_{fy}}$	$\overline{P_{fy}}$	P_{fy}	P_{jf}	P_{ef}
J12	1003	1505	1160	666	1.43	1.55	1.50	1.57	1.12
J14	956	1425	1417	636	1.38	1.50	1.50	1.55	1.42

4. 実験結果及び考察

実験結果の荷重一変形関係を図 3, プラグ及び添板の破断箇所を図 4 に示す. 試験体 J12 では、プラグ、添板の順に破断した. 危険断面位置で全塑性時(*Mi*=369kNm)を基準にすると、プラグ破断時には 1.24 倍の *Mi*で、計算上のプラグ破断の余裕度 1.12 を上回っていた. 計算値以上の耐力が出た理由としては、耐力の大きいプラグが耐力の小さいプラグをある程度補っていたと考えられる. 試験体J14 では、添板が破断した. 応力集中・歪集中の影響や、同位置が熱影響で脆化したことが原因となり、早期にプラグ側面に亀裂が生じた. その結果、添板の有効断面積が少なくなり、耐力が低下したと推測される. 危険断面位置で

全塑性時 $(M_h=356\text{kNm})$ を基準にすると、添板破断までに 経験した最大耐力時には 1.37 倍の M_h であり、計算上の余 裕度を下回っていた.

計算時には有効係数 α を 0.71, β を 0.8 と仮定していたが, 試験体 J12 および試験体 J14 の実験結果から逆算すると α が 0.79, β が 0.67 に相当する. 試験体 N では, ハンチ部に局部座屈が生じ, 耐力が低下した. 最大耐力が一番大きかった試験体 N が実験終了時までに経験した最大耐力時には, 危険断面位置で全塑性時(M_h =356kN) を基準にすると, 1.41 倍の M_h となった.

5. まとめ

本研究では、継手を有する水平ハンチ梁の載荷実験を行い、この実験結果に基づいた設計法を示す事ができた.

参考文献

1) 川口歩:回転摩擦溶接接合に関する実験的研究その3 母材が先行降伏する継手,摂南大学工学部建築学科卒 業論文,2022.1

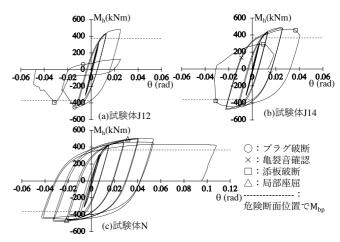
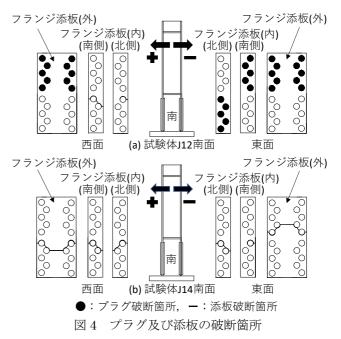


図3 荷重-変形関係



(向出研究室)

伝統的構法による木造民家の耐震性能評価に関する解析的研究

-宇陀市歴史文化館「薬の館」を事例に-

217-074 高須 健志

1.はじめに

1.1 背景と目的

民家や社寺建築物をはじめとした伝統的木造建築物は金物等による柱脚部の接合がなく、石場建てと呼ばれる礎石に柱を立てる建築手法である。このような伝統的構法は建築基準法の木造に関する使用規定を満足しないが、2000年の建築基準法改正で導入された限界耐力計算は使用規定を適用除外できる性能規定型計算法と位置付けられた。昨今では、地震により毎年数多くの建物の倒壊が見られ、その度に新たな技術開発がなされ法律も整備された。本報では伝統構法による民家の耐震性能の評価を伝統的構法のための木造耐震設計法 『を用いて限界耐力計算を行う。そして、任意形状立体フレームの弾塑性解析ソフト SNAP を用い、質点系モデルを作成し大地震時の建物の挙動から耐震補強の検討を行い、その結果から耐震補強の提案を行うことを目的としている。

1.2 建物概要

対象とする建物は奈良県にある伝統構法による民家で耐震要素は土壁である。建造は江戸時代末期と推定される。屋根面は本瓦葺きの切妻造であり、小屋組は和小屋である。西側正面玄関の写真を図1に、各階平面図を図2に示す。

2.限界耐力計算による耐震診断

2.1 土壁の復元力特性

土壊と、壁上下端または左右端に圧潰が生じる曲げ破壊 に分類され、以下の算定式で求められる。

(1)式より Qw は、土壁部のみで負担されるせん断耐力であり、Qws, Qwb の小さい値とする。(2)式及び(3)式の Qws, Qwb はそれぞれ、せん断破壊と曲げ破壊によるモードで算出される。Hw は土壁内法高さ、Lw は土壁長さ、tw は土壁厚さ、 τ_s 及び τ_B はせん断破壊あるいは曲げ破壊が卓越する場合の土壁の水平断面積当たりの基準せん断力である。壁の破壊モードは、壁中央にひび割れが生じるせん断破である。

図4に各層合計の土壁復元力特性を示す(黒実線)。結果から桁行方向の土壁復元力が張り間方向に比べ低い値を示した。その理由として、一階はいずれの方向とも、小壁が多かったものの桁行方向に関しては土壁が少なく板壁による耐震要素が多いことが挙げられる。

2.2 限界耐力計算による耐震性能評価

図 4 に各層の土壁復元力と地震時のスペクトルを示す。 本研究では対象の建築物が伝統的な建築物であることから文献 ²⁾と同様に損傷限界変形角を 1/120rad、安全限界変形角を 1/15rad 以下と設定した。

図 3.7 に稀、極稀時の必要性能スペクトルの結果を示す。 張り間方向では、稀に発生する地震に対しての応答値は 1/100rad、極めて稀に発生する地震に対する応答層間変形 角は、1/16rad となり設計クライテリアを満足した。そし て桁行方向の結果であるが稀に発生する地震力に対して は極めて稀に発生する地震に対する応答値がなく、稀に発 生する地震 に対して応答値が見られなかったため両地震 に対する応答値がともに設計クライテリアを満足しなか った。以上の結果より、桁行方向では大地震時に対象建築 物の倒壊の危険性があることがわかった。

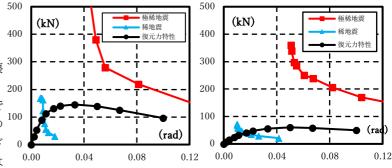


図 4 各層土壁復元力とスペクトル (左:桁行方向、右:張り間方向)



図1 西側正面玄関

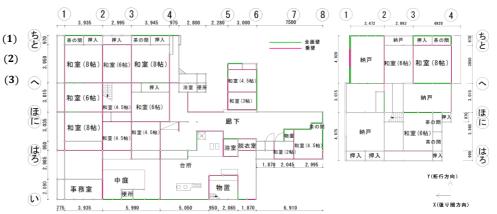


図 2 平面図 (左:1 階、右:2 階)

3. SNAP を用いた地震応答解析

解析モデルを図5に示す。質点間を全てスプリングで繋 ぎ、質点間を繋ぐ水平構面のスプリングにおいては公益財 団法人日本住宅・木材技術センター・木造軸組工法住宅の 許容応力度設計 2008 年版 3)を参照し、水平構面の単位面積 当たりの許容せん断耐力 0.39 に奥行を掛けた値とした。 初期剛性、降伏耐力は土壁の復元力特性から入力した。鉛 直のスプリングの高さは構造階高とし、1階 3.37m、2階 は 2.26m を入力した。

地震波は告示波-kobe を使用し、解析を行う。 (E. E) 本研究では桁行方向 1-4 通り、張り間方向 い、ろ+は、に+ほ、へ、と+ち 通りの母家 部の質点系モデルを作成し耐震補強の検討 😝 を行う。 (1)

図 5 質点系モデル図(左:桁行方向、右:張り間方向)

図 6,7 に補強前の桁鉛直及び水平構面の最大変形量を示 す。伝統構法による建築物では崩壊にあたる変 形角の 0.2rad を上回る応答結果が見られた。どちらも耐 震要素が少なく土壁の復元力が結果的に少ないのが原 因であると考えられる。以上の結果から崩壊の恐れがあ る為、耐震補強の提案が必要とされると考える。

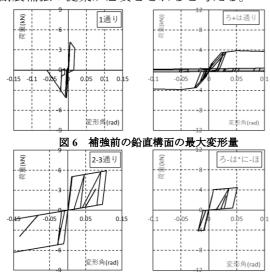


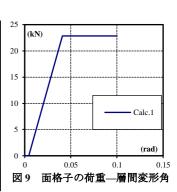
図7 補強前の水平構面の最大変形量

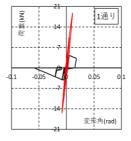
4. 各階の耐震補強案の検討と補強後の結果

この章では例として2階に補強する面格子の諸元及び 材料性能を表8、図9に示す。更に補強後の応答値を図10、 11 に示し、結果を述べる。応答値の結果から、2 階の ろ+ は 通りのスプリングに対して 3 枚の面格子壁の補強を行

った結果、補強前では正側で最大耐力 3.87kN の時の最大 変形角 0.48rad なのに対し耐震補強後では正側で最大耐力 5.65kN の時、最大変形角は 0.026rad の変形に至った。 桁行 方向に関しても面格子1枚の補強を行った結果、同様に安 全限界層間変形角の 1/30rad を下回る応答値となった

表 8	表8 2階の耐刀壁諸元					
耐力壁	幅 (L)	910 mm				
	高さ(H)	3370 mm				
縦格子	見つけ(b)	105 mm				
	奥行(h)	105 mm				
	本数(v)	2本				
横格子	見つけ(b)	105 mm				
	奥行(h)	105 mm				
	本数(u)	9本				





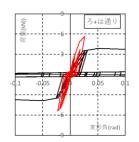
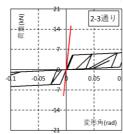


図 10 補強後の鉛直構面の最大変形量



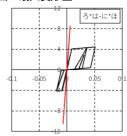


図11 補強後の水平構面の最大変形量

5.まとめ

本報では土壁による耐震要素の復元力特性を算定した。 その結果をもとに質点系モデルを作成し地震応答解析を 行った。解析の結果から現状の状態で崩壊の恐れのある 0.2rad を超える地震挙動が見られた為、変形量の多い箇所 に補強案として面格子壁による補強を行った。補強後の結 果として鉛直構面・水平構面のスプリングで限界耐力計算 における安全限界層間変形角の 1/30rad(0.3rad)を下回る挙 動を確認した。

参考文献

- 1) 伝統的構法木造建築物設計マニュアル編集委員会: 伝 統的構法の木造耐震設計法石場建てを含む木造建築 の耐震設計・耐震補強マニュアル,2019年6月10日,
- 2) 学芸出版社:伝統構法を生かす木造耐震設計マニュ アル厳戒耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法,2004年 3月30日
- 3) (財)日本住宅・木材技術センター:木造軸組工法住宅の許 容応力度設計(2008年版),2008年12月p75-p79
- 4) (財)土塗壁・面格子壁・落とし込み壁板壁の壁倍率の係る 技術解説書 (瀧野研究室)

Temperature Distribution of RC Columns Cross-Section Based on ISO834 Standard Heating Curve

217-088 トウトウ-サン

1. はじめに

火災を受けた鉄筋コンクリート(以下,RC という)柱の残存構造性能を検証する手法を構築するためには、Fig.1 に示すように、加熱冷却後におけるコンクリートの残存圧縮強度等、経験最高温度Tに対するコンクリートの力学的特性を評価するだけでなく、被災したRC柱断面の経験最高温度分布を推定する必要がある。

本研究は、RC柱を対象として、標準加熱曲線(以下、ISO834 曲線という)に基づいた加熱試験を実施し、RC柱断面の温度分布データを得ることを目的とする。

2. 既往の研究

RC 部材断面の温度分布の推定に関する代表的な既往の研究として、大宮らの研究がある 11 。大宮らは、4 面加熱を受ける矩形柱を対象とし、実務上の有為さを考慮した ISO834 曲線の近似式である告示評価式による火災温度に対して、無限平板の解析解 $F_p(x)$ の近似式であるコンクリート系部材断面温度 T の分布予測簡易式((1)式)を提案している。

$$\frac{T - T_0}{460t^{\frac{1}{6}}} = 1 - \left(1 - \left(\gamma \left(\frac{t}{l_x^2}\right)^2\right)^{\frac{\chi}{l_x}}\right) \cdot \left(1 - \left(\gamma \left(\frac{t}{l_y^2}\right)^2\right)^{\frac{\gamma}{l_y}}\right) \tag{1}$$

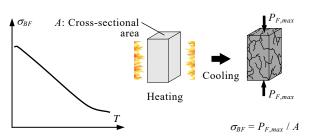
【記号】T: 断面の予測温度 (\mathbb{C}), I_0 : 常温 (\mathbb{C}), t: 火災継続時間 (min), γ : 係数(普通コンクリートの場合, 4.5×10^9), l_x , l_y : x および y 方向の矩形柱径(2l) の 1/2 の値 (m)

3. 加熱試験計画

RC 柱供試体は、コンクリートの実強度 σ_B を 30 および 45 N/mm² とする計 2 体が計画されたが、ここでは、 σ_B = 30 N/mm² の試験体の結果を表す。なお、加熱試験を実施する直前の σ_B = 38.7 N/mm² であった。

Fig.2 に供試体詳細を示す。供試体は、断面を600×600 mm, 高さを1200 mmとするRC柱である。主筋は10-D19(SD295), 帯筋は2-D10(SD295)が配置されている。コンクリート打設から10日後に脱型し、含水率がほぼ平衡状態になるまで空気養生を行った。

Fig.5 i)に熱電対の配置位置を示す。熱電対を配置す



 σ_{BF} : Residual Compressive Strength T: Maximum Experienced Temperature

Fig.1 Relationships between Residual Compressive Strength and Maximum Experienced Temperature

る断面は、RC 柱高さ方向の温度分布の相違を考慮して、RC 柱上面から 150 mm(Fig.2 の H2 断面) および 600 mm(Fig.2 の H1 断面) の位置の 2 断面とする。1 か所の断面に配置する熱電対は、RC 柱断面縁の中心および隅角部から断面の重心に向かうおのおの方向に計 26 点が配置されている。

Fig.3 に加熱試験装置を示す。加熱試験装置は水平炉であり、供試体は、その各側面が均等に受熱するように配置されている。水平炉内の温度を計測する熱電対は、供試体隅角部から 100 mm 離れた位置に計 8 か所配置している。なお、供試体の上下面はイソウールブランケットにより耐火被覆を行っている。また、加熱試験は、ISO834 曲線に従って 3 時間加熱を実施し、1、2 および3 時間耐火時における RC 柱断面の温度分布を得る。

4. 加熱試験結果とその考察

Fig.4 に加熱試験結果と ISO834 曲線の比較を示す。原因は不明であるが、加熱時間 t=30 min 以降の本試験結果は、ISO834 曲線と比較して約 100 $^{\circ}$ 程度低い結果になっている。

Fig.5 に 1 および 2 時間耐火時における H1 および H2 断面の温度分布を示す。グラフの縦軸は加熱温度 T,横軸は表面からの距離 l_a である。同図 i)に RC 柱断面の熱

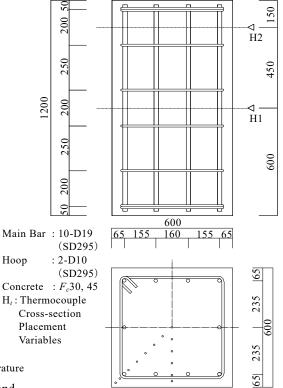
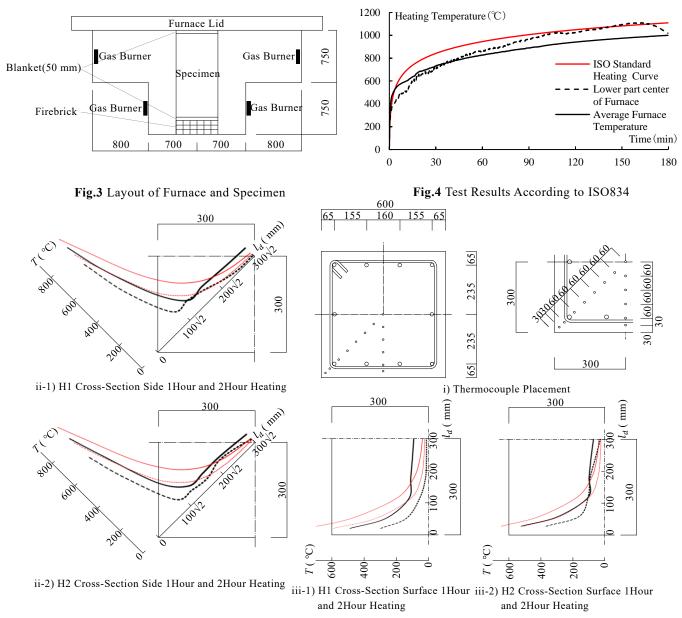


Fig.2 Details of RC Column Specimen



--- 1Hour Heating Test Result — 2Hour Heating Test Result --- 1Hour Heating of (1) Formula — 2Hour Heating of (1) Formula

Fig. 5 Test Results

電対の配置状況, 同図 ii)および iii)に断面縁の法線方向 および隅角部から対角線方向の温度分布が示されている。

1 および 2 時間耐火および断面のいずれの方向の温度 分布とも、断面の表面側から中心に向かって急激に温度 が減少し、断面縁から 100 mm 以上の範囲では、ほぼ $100\sim200 \text{ } \mathbb{C}$ の間で温度分布が平衡になっている。

一方,断面縁から $100 \, \mathrm{mm}$ 以内の範囲において, $\mathrm{H1}$ 断面より温度分布の高い $\mathrm{H2}$ 断面縁の中心に関する温度分布 (同図 iii -1)) に着目すると,断面縁から $30 \, \mathrm{mm}$ の点において,1 時間耐火では $257 \, \mathrm{C}$,2 時間耐火では $421 \, \mathrm{C}$ に達している。また,試験値と (1) 式による推定値を比較すると,1 および 2 時間耐火における断面のいずれの方向の温度分布とも,推定値は試験値を過大に評価し,2 時間加熱試験の結果と 1 時間加熱時の温度分布の推定

値がほぼ対応している結果を示したが、前述のように、本加熱試験が ISO834 曲線よりも 100 $^{\circ}$ $^{\circ}$ 程度加熱温度が低いことから、(1) 式による推定の妥当性が示唆される。なお、断面の隅角方向の温度分布は、断面縁の法線方向の温度分布の $\sqrt{2}$ 倍より高くなる結果を示したが、これは、断面の隅角部ではコンクリートの剥落が顕著であったことに起因すると考えられる。

5. まとめ

本研究によって、加熱時における RC 柱断面の温度分布を推定するためのデータを得た。

参考文献

l) 日本建築学会:大会学術講演梗概集 コンクリート系部材の断面温度予測 その14面加熱を受ける矩形柱の簡易断面温度予 測式 pp.87-88, 2004.8

(馬場研究室)

中大規模木造を想定した木質ラーメン構造の必要断面性能の推定に関する解析的研究 -7 階建てを事例にした検討-

217-090 徳井 翔汰

1. はじめに

日本では中大規模建築物の木造化の流れになっており、木質 ラーメン構造に注目が集まっている。その理由として、耐力壁 を必要とせず、設計の自由度が高いことなどがあげられる。木 質ラーメン構造の接合部の開発は盛んに行われており、高耐力、 高靭性の接合部を目指すものの、現実的に完全剛接合となる接 合には程遠く、半剛接合にしかならないのが現状である。本研 究ではその程度を低減率 α で表しており $\alpha=1$ を完全剛接合と した時、例えば引ボルト接合であれば剛性の低減率は 0.2、曲 げ耐力の低減率は0.3程度である。性能が良いとされている鋼 板挿入ドリフトピン接合であれば低減率は0.5程度となる。

これらの接合部を使用した設計のプロセスはあるが、本研究 では開発目標を見定めるために中大規模木造を実際に設計し ようとすると、どの程度の接合効率を持つ接合部が必要である か確認する。

2. 解析モデルと解析方法

本研究で比較するモデルの一覧を表1に示す。各フレームで 使用する木材は全て共通のものとし、基準曲げ強度 Fb=27N/mm²、ヤング係数 E=9,500N/mm² とする。スパンは 6,000mm、高さ方向は1層3,500mmの7階建てとする。

スパン数(1,3,5)(図1)、負担幅の違いによる鉛直荷重違い (図2)、接合部に入力する低減率αの値(0.25、0.50、0.75)の 組み合わせ(表 2)をパラメータとして比較を行う。この場合の 1、3スパンというのは、それぞれ地震力の2割、6割を負担 する場合を考え、残りのスパンを木質ラーメン構造以外の構造 で構成することを想定したモデルである。

構造解析ソフト SNAP を用い、ai 分布による強制変位増分 として解析を行い、変位は 1mm ずつ 800mm までとした。部 材の接合部は半剛接合で単軸バネモデルとし、解析時に入力す る回転剛性 Kr と復元力特性に入力する降伏耐力 My は次の式 (1)、式(2)、式(3)によって求められる。

$$Kr = \alpha * 6EI/L$$
 (1)

$$Ma = Fb * Z * 2/3 \tag{2}$$

$$My=\alpha*Ma$$
 (3)

ここで、 α : 低減率, Z: 断面係数, L: 部材長さ。

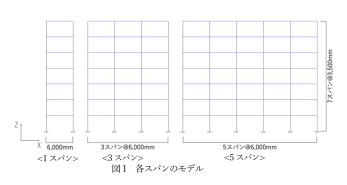
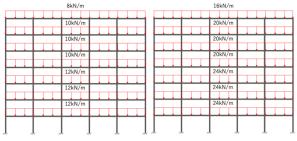


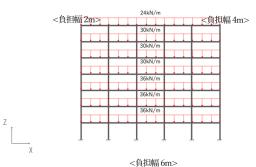
表1 モデルの一覧

モデル 番号	柱(mm)	梁(mm)		
A	900×420	900×420		
В	900×420	1層:900×300 2,3層:750×420 4,5層:750×300 6層:600×240 7層:450×210		
С	900×210	900×210		
D	900×210	1~3層:900×210 4~6層:750×210 7層:750×105		

表2 低減率の組み合わせ

組み合わせ	低减率		
番号	Kr	My	
1	0.25	0.25	
2	0.50	0.50	
3	0.75	0.75	
4	0.25	0.50	





3. 解析結果と考察 図2 モデルに作用させる鉛直荷重

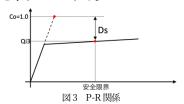
構造特性係数 Ds を次の式(5)で表すこととする。

いずれかの部材が降伏する直前を弾性限界時とし、R階の変 位が490mmとなるところを安全限界時としている。解析結果 を読み取る際、次の式(4)を満たしているか否かによって、前提 条件として一次設計を満足しているか確認している。

$$Qi2/Qi1 > 1$$
 (4)
ここで、 $Qi1: Co=0.2$ 時の地震力、 $Qi2:$ 弾性限界時の応力
また、 $図3$ のようにフレームに必要な靭性の見当をつけるため

Ds=Qi3/Qud (5)ここで、Qi3:安全限界時の応力、Qud:Co=1.0時の地震力

式(5)で算出した Ds の値を図 4 に示す。尚、ここでは式(4)を満 たすものだけを示すこととする。



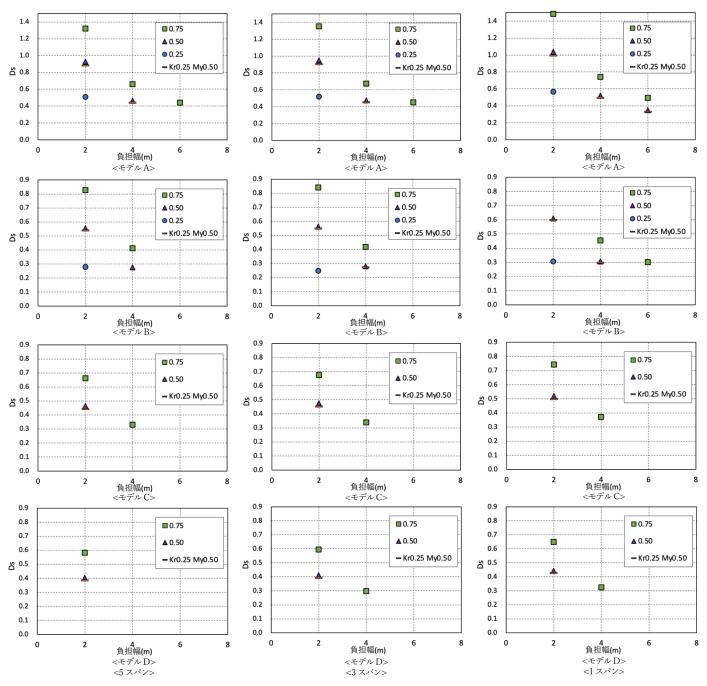


図4 各モデルの Ds

図4を見ると、負担幅が大きいほど、低減率が小さいほど目指すべき Ds の値が小さくなっており、高い靭性を確保する必要があることがわかる。5 スパンモデルを見ると、モデル B では負担幅 4m であれば剛性、曲げ耐力にかける低減率がともに0.75 である接合部であれば Ds の値は 0.4 ほどを目指せば良いが、この時柱脚の塑性率を見てみると $\mu=7$ となっている。これ程高剛性、高耐力でありながら、塑性率 7 を示す靭性を確保する接合部は現実的に厳しい。

次に地震力の負担割合を減らした3スパン、1スパンモデルを見るとモデルDの負担幅2mでは剛性にかける低減率が0.25、曲げ耐力にかける低減率が0.5の接合部であれば、Dsの値は0.45ほどを目指せばよくこの時柱脚の塑性率は $\mu=5$ となっている。この結果は既存の鋼板挿入ドリフトピン接合の性能と近い値となった。

4. まとめ

本報では様々な条件をパラメータとして解析し、比較的検証、 既往研究 ¹⁾²⁾の結果とも比較することにより必要な接合部の性 能を検討した。また、これらにより高剛性かつ、高靭性な接合 部が必要であることが分かったが、フレームが負担する地震力 の割合を減らせば、既存の接合部性能に近い値が得られた。

参考文献

- 1) 山口和弘, 稲山正弘, 志村智, 畠山太志, 河合直人: スパン、層高、 鉛直荷重の有無などを変化させた木質ラーメン架構の実験的研 究, 日本建築学会構造系論文集, No.683, pp.119-128, 2013.1
- 景山誠、村上雅英:実務設計における木質ラーメンの構造解析に 関する一考察、日本建築学会技術報告集、No.35、pp.107-112、 2011.2

(瀧野研究室)

重要伝統的建造物群保存地区における

民家の補強用耐震壁の開発に向けた基礎的検討

217100 中村洋介

1. はじめに

1-1. 研究の背景と目的

奈良県宇陀市の松山地区は現代でも伝統的構法の木造建築が数多く残っている。これらの民家は個人所有のものである上、費用の問題で耐震補強が進んでいない。そこで、本研究では宇陀市の民家の1つを対象として耐震性を評価し、耐震補強案を作成する。また、耐震補強用の耐震壁の開発に向けた情報を提起することで、コスト面に優れた耐震補強につなげていく。

1-2. 研究方法

本論文ではまず、対象の民家について財団法人日本建築防 災協会による一般診断と限界耐力計算をおこなっていく。そ れぞれの耐震基準を満たす壁を配置した補強案を作成し、耐 震壁の開発に向けた必要性能について考察していく。

2. 耐震診断

2-1. 対象建物

調査対象建物は茅葺瓦屋根の厨子 2 階建てである。階高は 1 階が 2700mm、2 階が 1800mm である。重量は建築基準法 第 84 条を参照して算出し、1 階が 122.5kN、2 階が 153.74kN である。

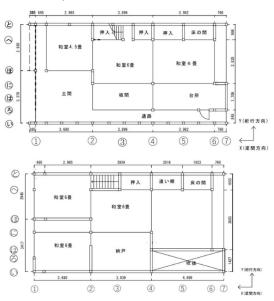


図 2.1 補強前平面図(上:1階、下:2階)

2-2. 一般診断法による耐震診断

財団法人日本建築防災協会の一般診断法による診断プログラムを使用した。プログラムに入力した耐力壁は無開口壁、窓型開口壁、掃出し型開口壁の3種で壁基準耐力はそれぞれ2.9、0.6、0.3kN/mである¹⁾。

床面積から必要耐力を、存在する壁から保有する耐力を算出し、比率で示した上部構造評点が基準を満たしているかどうかを判断する。現状では主にY方向を支持する耐力が満足されておらず、補強案で壁を配置した。

保有する耐力 必要耐力 上部構造評点 階 方向 Qr(kN) Qu(kN) Qu/Qr 44.55 Χ 117.48 2.63 2 Υ 30.95 44.55 0.69 Χ 102.56 75.73 1.16 1 27.84 75.73 0.24

表 2.1 一般診断の結果(補強前)

2-3. 限界耐力計算

土壁の荷重変形関係、建物の重量を算出し、それらをもとに地震応答計算をおこなう。対象建築物は2階建てのため1質点に縮約する。各変形角ごとに求められた必要性能スペクトルと復元力との交点を応答値とする²⁾³⁾。計算の結果、応答値が現れなく、復元力が不足していることが分かった。

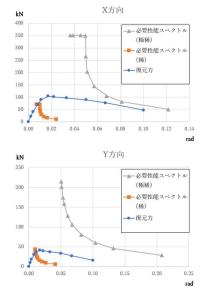


図 2.2 補強前の応答値(上:梁間方向、下:桁行方向)

3. 補強用耐震壁の必要性能

2つの結果から、主に Y 方向の復元力が大きく不足していたため、面格子壁に見立てた仮の壁を屋内空間の動線を害することのないように配置した。既存の土壁の復元力に面格子壁の復元力を足し合わせることで補強後の復元力とした。4)

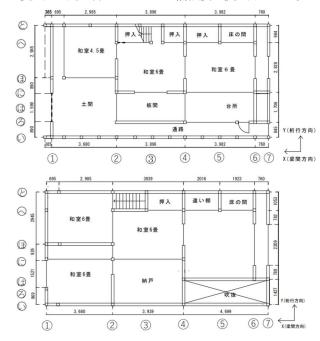


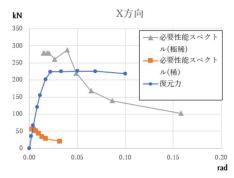
図3.1 補強後平面図(上:1階、下:2階)

一般診断の診断マニュアルでは土壁と同じ壁基準耐力のものを補強壁として配置した。1階はX,Y方向、2階はY方向に壁を配置し、耐震補強案とした。一般診断では上部構造評点が倒壊する可能性が高い0.24から一応倒壊しない1.04まで補強された(表3.1)。

表 3.1 一般診断の結果(補強後)

階	方向	保有する耐力	必要耐力	上部構造評点
P白	刀凹	Qu(kN)	Qr(kN)	Qu/Qr
2	Χ	117.48	44.55	2.63
	Υ	62.36	44.55	1.39
1	Χ	102.56	75.73	1.35
1	Υ	81.54	75.73	1.07

限界耐力計算において、現状では極稀に起こる地震に対して X,Y 方向ともに応答値が現れなかったが、補強後、X 方向は 0.048rad で約 225kN、Y 方向は 0.043rad で約 285.5kN と応答値が現れた(図 3.2)。



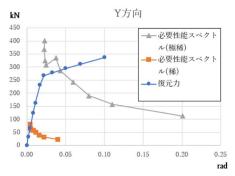


図 3.2 補強後の応答値(上:梁間方向、下:桁行方向)

4. 結論

- ・土壁の復元力は 0.017rad 以降の復元力の低下が著しく、靭性を持たせられる粘り強い壁が必要であるということがわかった(図 4.1)。
- ・一般診断法の結果、1 階は梁間方向に 6m 程度、桁行方向に 11m 程度の耐力壁が必要で、また、2 階は桁行方向に 10m程 度必要であった。
- ・特に桁行方向の壁量が少なく、1 階の面積当たりの土壁の 約1.5 倍の耐力が必要である。
- ・大地震の際、倒壊しない補強案では構造用壁の最大耐力が 梁間方向では 1.3 倍、桁行方向では 6.0 倍に補強された。 これらを踏まえたうえで、施工面、コスト面を考慮した耐震 壁の開発が必要である。

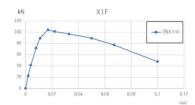


図 4.1 土壁の荷重変形角関係(X 方向)

瀧野研究室

参考文献

- 1)一般財団法人日本建築防災協会:一般診断法による診断プログラム,2021 年改訂版
- 2)伝統的構法木造建築物設計マニュアル編集委員会:伝統的 構法の木造耐震設計法石場建てを含む木造建築の耐震設計・ 耐震補強マニュアル,伝統的構法のための木造耐震設計法,2019 年6月10日.
- 3)木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会:伝統 構法を生かす木造耐震設計マニュアル,限界耐力計算による耐 震設計・耐震補強設計法,2004 年 3 月 30 日
- 4)(財)土塗壁・面格子壁・落とし込み壁板壁の壁倍率に係る 技術解説書

関西の住宅における WBGT を用いた熱中症リスクに関するフィールド調査

217-109 西田 凌

1. はじめに

日本には、四季折々の中で様々な人々が暮らしている。 その中で地球温暖化など様々な問題を抱えている。地球温暖化により、地球の温度は徐々に上昇しており、人々はその気候変動に適応していかなければならない。暑さに関する社会問題の1つとして熱中症が挙げられる。特に高齢者にとって危険度の高い社会問題あり、高齢化が進む日本においてこの問題を解決することは不可欠だと考える。

今日の熱中症の現状を総務省データ リより確認すると平成 30 年 5 月~9 月の 95137 人を更新してから年々減少傾向にあり、令和 3 年では 47877 人であった。しかし、このコロナ下において外出している人が少なくなっているのにもかかわらず、約 5 万人の方々が搬送されている リ。さらに令和 3 年度の都道府県別のデータ リによると、最も多い東京都の 3362 人に次いで大阪府は 2781 人と 2 番目に多いことが分かった。またその他の関西地域をみても、兵庫県は 2033 人、京都府は 1023 人であり、多い傾向にある。このことから、関西地域における熱中症と温熱環境について研究する必要がある。

熱中症の発症場所は、令和3年の総務省データ¹⁾によると住居39.4%、道路17.5%、工場などの仕事場11.2%が多くの割合を占めており、最高割合を占めていた住居は過去5年分をみる限り、どの年も約4割を占めている。このことから屋外だけでなく、住居内における熱中症の予防、リスクについて考える必要があると考えられる。

室内の温熱環境に関する研究は主に WBGT を使った調査が多く行われている。渡部ら 20の研究では、大阪のマンション 9 戸を対象に温熱環境調節行為と温熱環境を測定し WBGT を用いて 2020 年 8 月 24 日~10 月 13 日の期間に調査しており、冷房を使う機会が少ない期間は冷房を使わずに通風を利用する方が熱中症のリスクが低いことを示した。小林ら 30の研究では、神奈川県横浜市の集合住宅について湿球温度を計算することで WBGT を算出し、グリーンカーテンが熱中症の危険性を低下させることを示した。しかしコロナ化における、関西地域の WBGT や熱中症に関する調査は渡部ら 20のみであり、まだ十分に行われていない。

以上のことから本研究では、関西地域の住宅において、 温熱物理環境測定とアンケートによる居住者快適性申告 を併用した長期フィールド調査を実施し、WBGTを用いて 住宅における温熱環境および熱中症リスクの実態を解明 することを目的とする。

2. 研究方法

本研究では、関西地域の住宅6世帯に居住する計 12 人

を調査対象に、温熱環境測定とアンケート申告によるフィールド調査を行った。調査期間は 2021 年 6 月 5 日 \sim 2021 年 12 月 9 日である。図 1 に測定風景を示す。測定項目は、温湿度、照度、10 以グローブ温度、10 に変してある。外気温は気象庁のデータを引用した。



図1 測定風景

表 1 熱的主観申告尺度 尺度 寒暑感 快適感 非常に寒い 非常に不快 1 2 不快 3 やや寒い やや不快 4 やや快適 どちらでもない 5 やや暑い 快適 暑い 6 非常に快適

室内の WBGT は生気象学会指針 4)により、湿球温度と グローブ温度から推定する。

非常に暑い

7

$$WBGT = T_{wbi} \times 0.7 + T_g \times 0.3 \tag{1}$$

 T_{wbi} : 湿球温度 $[^{\circ}]$ 、 T_g : グローブ温度 $[^{\circ}]$ グローブ気温は測定値を使用し、湿球温度は室内気温 T_i と相対湿度 RH_i を用いて以下の関係式 5 から算出した。

$$T_{wbi} = T_i + (esw - e)/AP \tag{2}$$

esw: 湿球温度の飽和水蒸気圧[kPa]、e: 水蒸気圧[kPa]、A: 乾湿係数(0.000662)、P: 気圧(101.3)[kPa]

3. 結果と考察

3.1室内気温と相対湿度の分布

図 2 に室内気温の分布を示す。室内気温は最高気温が 33.9° 、最低が 11.9° であった。 25° 27 $^{\circ}$ Cに多く分布し平均気温は 24.6° であった。図 3 に室内相対湿度の分布を示す。分布の範囲は 20° 90%であり、季節を通して湿度も幅

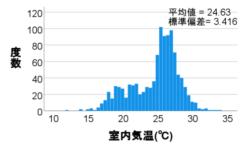


図2室内気温の分布

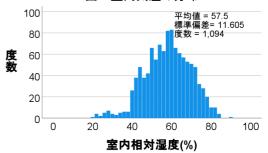
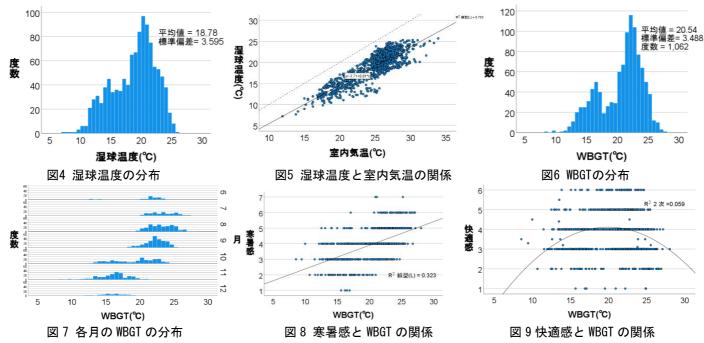


図3室内相対湿度の分布



広く変動していた。一方、分布の多くは 40%~76%の範囲 に集中しており、60%が最も多かった。労働安全衛生法に 基づく衛生基準 [®]では、人が快適に過ごせる環境は室温 17℃以上 28℃以下且つ相対湿度 40%以上 70%以下とされており、在宅勤務環境としても概ね満たしていると考えられる。

3.2 湿球温度の分布と湿球温度と室内気温の関係

図4に算出した湿球温度の分布を示す。21℃~22℃の分布が多い。最高値は25.7℃、最低値が7.2℃となり、平均は18.8℃となった。図5に湿球温度と室内気温の関係を示す。室内気温と湿球温度の関係は、室内気温が上がるとともに湿球温度も上昇している関係がある。回帰分析を行ったところ以下の式が得られた。

$$T_{wbi} = -3.7 + 0.91T_i \text{ (R}^2 = 0.753)$$
 (3)

3.3 WBGTの分布

図6にWBGTの分布を示す。21~23℃付近が多く、平均は20.5℃となった。WBGTの危険度でみる21~23℃は、一番危険度の低い段階(25℃未満[注意])に該当した。したがって今回の調査対象の住宅は、激しい運動をしなければ熱中症のリスクは低いと考えられる。図7に各月のWBGTを示す。夏の始まりからWBGTの値が高くなっていき、秋に近くなるにつれてWBGTは下がっていった。WBGT値は8月が1番高い傾向となった。

3.4 熱的快適性と WBGT の関係

図8にWBGTと寒暑感の関係を示す。WBGTの上昇に応じて、寒暑感の値も大きくなっていた。WBGTが20℃以下になると寒い側の申告も増えていた。図9に快適感とWBGTの関係を示す。快適感とWBGTでは明確な関係性はみられなかった。そこで2次関数で回帰分析を行ったところ、WBGTが上昇しても下降しても不快側に推移することが分かった。

4. まとめ

本研究では、関西地域の住宅を調査し、WBGTを用いて 温熱環境や熱中症リスクについて分析した。

- 1. 平均室内気温は 24.6℃、平均相対湿度は 57.5%となり、比較的快適に過ごしやすい環境と考えられた。
- 2. 湿球温度を計算により算出し、求めた湿球温度と室内 気温の関係式が得られた。
- 3. WBGT は 21~23°C付近が多く、激しい運動をしなければ、熱中症のリスクは低いと考えられた。WBGT は8月で一番高くなる傾向がみられた。
- 4. WBGT が高くなれば寒暑感も大きい値を示していた。
- 5. 快適感と WBGT では、室内気温が上昇しても下降しても不快側に推移した。

参考文献

1)総務省消防庁:報道資料 令和3年(5月から9月)の熱中症による 救急搬送状況,2021

https://www.fdma.go.jp/disaster/heatstroke/items/heatstroke_gepp ou_2021.pdf (2022 年 1 月 18 日確認)

2)渡部麗杏・梅宮典子: 在宅状況を考慮した冷房・通風選択時の熱中症発症のリスク,令和 2 年度日本建築学会近畿支部研究発表会,4029,pp.113-116,2020

3)小林玄明・リジャル H.B.・廣木亮哉・阿部寛人・飯島健太郎・太田明:集合住宅におけるグリーンカーテンに関する研究 その 10 WBGT による熱中症緩和効果の検証,日本建築学会大会学術講演梗概集,40526,pp.1111-1112,2020

4)日本気象学会:日常生活における熱中症予防指針 Ver.3.1, 2021 年 5)株式会社テクノ菱和:空気状態値算出で使用している計算式,

https://www.techno-ryowa.co.jp/rrlab/note.html(2022年1月18日確認)

6) エバーグリーン・マーケティング株式会社:温度と湿度の関係は? 快適な温度・湿度を保つ方法もご紹介,

https://www.egmkt.co.jp/column/consumer/20210506_EG_067.htm l (2022 年 1 月 18 日確認)

(今川研究室)

高強度コンクリート梁貫通形式柱 RC 梁 S 接合部の構造性能に関する研究

217-114 萩原 千陽

1. はじめに

本研究では梁貫通形式ふさぎ板タイプの柱 RC 梁 S 接合部を対象とする。この柱梁接合部のせん断耐力および支圧耐力の向上を目的として、柱梁接合部のみコンクリートを高強度化した場合の構造性能を検討することを目的として行った実験について報告する。

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体は3体で、柱梁接合部のコンクリート設計基準強度を60N/mm² (試験体 JS-60/60)、90N/mm² (JS-90/60) および120 N/mm² (JS-120/60) に変化させた。柱部分のコンクリート強度は、各試験体共通で60N/mm² とした。図-1 に試験体の形状を、図-2 に断面詳細を示す。試験体の形状および断面は、各試験体共通である。

試験体は柱梁接合部を含む十字形部分架構の形状とし、梁先端のピン間距離を L=4000mm, 柱先端のピン間距離を H=2000mm とした。柱断面は B×D=300×300mm, 柱主筋は 16-D19 (SD490, 引張鉄筋比 Pt=1.40%), 帯筋は 4-D10@60 (785 級高強度せん断補強筋, 帯筋比 Pw=1.58%) である。柱主筋の配置は変則的であるが, これは柱の曲げ耐力を確保するためである。加力梁の断面は BH-250×100×6×28 (SN490B), 直交梁は BH-250×100×6×12 (SN490B) とした。柱梁接合部のせん断破壊が先行するように,加力梁のフランジを厚くした。ふさぎ板は PL-2.3 (SS400) とした。

試験体 JS-90/60, JS-120/60 はまず柱梁接合部のコンクリートを縦打ちし、その後上下の柱部分を平打ちした。柱梁接合部と柱部分のコンクリートの打継ぎは、図-2 に示すように、梁フランジからそれぞれ上下に 45mm の位置に設けた。試験体 JS-60/60 では、コンクリートを打ち

分けないで、縦打ちでコンクリートを一体に打設した。

2.2 使用材料

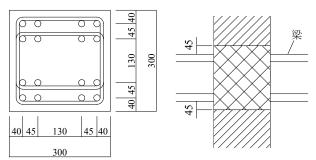
表-1 に鋼材の材料試験結果を示す。表-2 にコンクリートの材料試験結果を示す。コンクリートは粗骨材 13mmの普通コンクリートである。

2.3 加力方法

図-3 に加力装置の概要を示す。加力は柱の上下端をピン支持し、柱に一定の圧縮軸力 Nc=αn×B×D×σB(αn=0.15)を載荷した後、梁先端に正負繰り返しのせん断力を載荷することとした。変位計測は、柱上下のピンに取り付けた測定フレームを用いて梁先端の変位を測定し、十字形骨組の層間変位角 R を繰り返し載荷に対する制御変位とした。梁先端の変位は、左右の梁先端に 4 ヶ所ずつ変位計を設置し、左右それぞれの平均値とした。

3. 実験結果

図-4 に R=20/1000rad 時におけるひび割れ状況を示す。 各試験体の破壊経過はほぼ同じであった。まず R=5/1000 rad サイクル時に柱に曲げひび割れが発生し、R=10/1000 rad サイクル時に直交梁フランジから斜めひび割れが発生し、,引き続きふさぎ板からも斜めひび割れが発生した。



柱断面

ふさぎ板の高さ(打継ぎ位置)

図-2 試験体の断面詳細 (単位;mm)

表-1 鋼材の引張試験結果

	_		
細種	部位	降伏強度	ヤング係数
邓門 /1里	DD 177	(N/mm^2)	(N/mm^2)
PL-28	梁フランジ	370.1	195210
PL-12	直交梁フランジ	380.8	204190
PL-6	ウェブ	450.0	204110
PL-2.3	ふさぎ板	232.6	213090
D19	柱主筋	531.3	189260
K10	柱帯筋	730.2	198690

表-2 コンクリートの材料試験結果

設計基準強度	圧縮強度	ヤング係数	割裂強度
Fc(N/mm ²)	$\sigma_B(\text{N/mm}^2)$	$E_c(N/mm^2)$	(N/mm^2)
60	65.6	37090	3.27
90	95.1	40830	3.71
	138.3	48410	4.06

Fc60は5回, Fc90は2回, Fc120は2回の試験の平均値

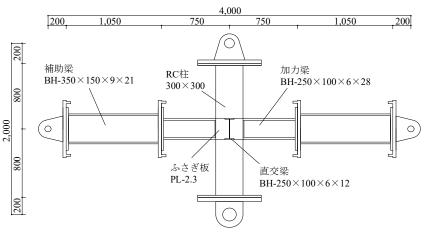
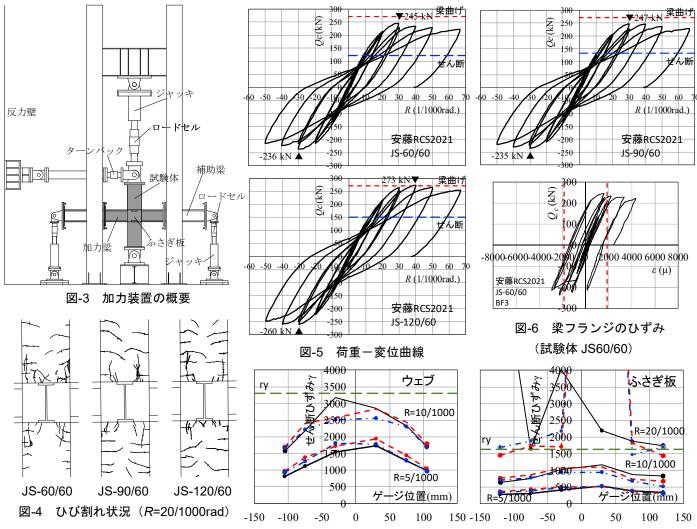


図-1 試験体の形状 (単位; mm)



試験体 JS60/60 では R=30/1000rad サイクルで加力梁フランジからコンクリートの圧壊が生じたが、他の試験体では R=40/1000rad であった。最終的には各試験体ともコンクリートの圧壊が顕著になった。

図-5 に荷重-変位曲線を、図-6 に試験体 JS60/60 (Fc=60) の梁フランジ端部のひず みを示す。いずれの試験体もひび割れの

発生とともに剛性が低下し、R=30/1000rad、試験体 JS 120/60 では R=40/1000rad で最大耐力に達した。最大耐力はコンクリート強度が大きくなるに従い大きくなった。その後の耐力低下は小さかった。柱梁接合部のせん断破壊が先行するように計画したが、図-6 に示すように、試験体 JS60/60 でも最大耐力時にはフランジが局部的にほぼ引張降伏し、他の試験体ではより顕著であった。

図-7に柱梁接合部のウェブおよびふさぎ板のせん断ひずみ分布を示す(黒実線; JS-60/60, 赤破線; JS-90/60, 青一点鎖線; JS-120/60)。縦軸は3軸ひずみゲージから求めた各測定位置でのせん断ひずみである。いずれの試験体もR=20/1000rad時にはウェブおよびふさぎ板ともにほぼせん断降伏した。降伏前もほぼ同じせん断ひずみを示し、柱梁接合部に高強度コンクリートを用いても、

図-7 柱梁接合部ウェブおよびふさぎ板のせん断ひずみ分布 表-3 終局耐力の実験値と計算値の比較

柱梁接合部の			終局耐力計算値				
試験体	コンクリート	最大耐力 実験値	梁	柱梁接	そ合部	計算値	実/計
	強度		曲げ耐力	せん断耐力	支圧耐力	可身胆	
JS60/60	65.6 N/mm ²	244.8		121.8	165.9	121.8	2.01
JS90/60	95.1 N/mm ²	247.1	271.3	133.3	196.4	133.3	1.85
JS120/60	138.3 N/mm ²	272.6		150.1	196.0	150.1	1.82

最大耐力の実験値は、正荷重時の最大値である。 各値とも、柱せん断力で示す。(単位;kN)

ウェブおよびふさぎ板のせん断補強効果は同等であることが示された。

表-3 に終局耐力の実験値と計算値を、図-6 中には計算 ラインを示す。終局耐力の計算は、日本建築学会;柱 RC 梁 S 混合構造設計指針に準じた。計算値は柱梁接合部のせん断耐力で決まったが、実験値よりかなり小さくなった。また試験体 JS-120/60 の実験値は梁曲げ耐力より大きくなった。

4. まとめ

柱梁接合部のみに高強度コンクリートを用いた梁貫通 形式ふさぎ板タイプの柱RC梁S接合部の実験より、コンク リート強度が大きくなるに従い、最大耐力は大きくなるこ とがわかった。終局耐力の計算値については引き続き検討 が必要である。

(宮内研究室)

Deep Learning を用いた気流予測に関する研究 第1報 建物周辺気流分布の画像生成

217-118 羽根田 駆 (共同研究者 218-037 岸野 建造)

1. 背景・目的

近年、建築分野における Deep Learning (深層学習)の活用が広がっている。CFD 解析の分野でも結果の画像を学習させることで、CFD 解析を行わずに屋外・屋内全体の風速分布を予測する研究例 ¹⁾が幾らか見られる。こうした研究はまだ少なく、CFD 解析に代わる気流予測手法となり普及するにはまだ時間がかかるものと思われる。

本研究では、Deep Learning を CFD 解析の代替手法や組み合わせた活用方法としての可能性について研究する。

本報では屋外気流場を対象とし、解析領域内に建物を設けた場合の建物周辺気流性状について Deep Learning による予測を試み、Neural Network(以下、NN)構造や学習反復世代数等に関する知見を得ることを目的とする。

2. 解析概要

(PD解析ご地アドシスドナレッジ研究所製 FloeDesigner2021を使用。Deep Learning には㈱ソニーグループの Neural Network Console (以下 NNC)を使用。NNC では多層の NN から成る Deep Learning を用いた機械学習による画像認識が可能である。本報では NNC を用いて CFD 解析結果の画像を学習し、単一の水平面に限定した上で、CFD 解析と同等の気流予測画像の生成を試みる。以下に作業過程を示す。

- (1) CFD 解析用のモデルを作成する。本報では移動可能 範囲を 2 つの建物 (20m 角立方体) が 20m ピッチで移 動する。図1に解析領域、図2に建物モデルを示す。
- (2) CFD 解析における 2 つの建物配置は各々 X 座標 10 通り、Y 座標 10 通りとして、計 10,000 ケース(組み合わせは 4,950 通り。)を実行し、風速分布(Z=10m)の画像を作成する。表 1 に解析条件を示す。
- (3) 保存した画像を全て同じサイズにリサイズ(本研究では カラー24bit 150×100pixel)して、建物配置と結果画像が対になったデータセットを作成する。データセットは入力画像の建物配置画像と風速コンター画像3成分(U・V・W)の計4枚を1組とした10,000データを用意。図3にリサイズしたCFD解析結果画像を示す。
- (4) 作成したデータセットを NNC に取り込み、画像学習 が可能な NN 構造を作成し、風速 3 成分を同時に画像 学習する。試行の上作成した NN 構造を図 4 に示す。
- (5) 学習結果を踏まえて学習データ数・学習反復世代数を変化させ、より学習負荷が少なく誤差(画像ピクセルの RGB 値の平均二乗誤差)の小さい結果を予測可能な組み合わせについて探索する。(RGB 値は長整数に換算した場合の最大値「R+G×256+B×256²=16,777,215」を「1」とする。)

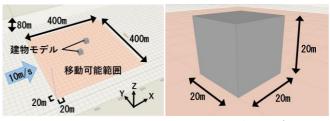


図 1 解析領域

図 2 建物モデル

表 1 解析条件

解析領域	X1,000×Y600×Z80 [m]	収束判定	10 ⁻⁵
建物サイズ	X20×Y20×Z20 [m]	乱流モデル	高Re数型k- $arepsilon$
総格子数	$384,\!000(\DeltaX200\!\times\DeltaY120\!\times\DeltaZ16)$	アルゴリズム	SIMPLEC
風速	10[m/s](高さ10m, α=0.25)	移流項差分スキーム	1次風上

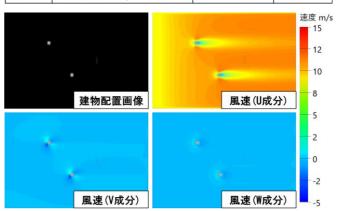


図 3 CFD 解析結果画像(評価用データの1例)

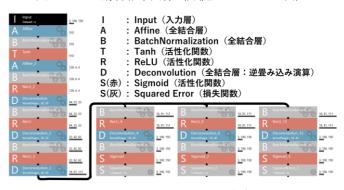


図 4 Neural Network 構造

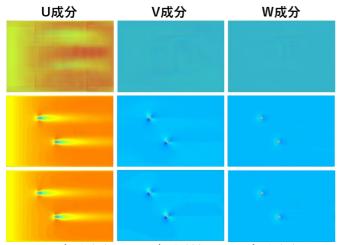
3. 学習結果

学習の際使用した PC のスペックは、CPU:intel(R) Core(TM)i7-9700, GPU:NVIDIA GeForce GTX 1660Ti である。

3.1 学習データ数による結果の変化

学習は全て、学習反復世代数(学習完了までの最適化の世代数)500世代、バッチサイズ(1世代での学習データを使う量)16データを共通設定として学習する。

学習データ数毎による学習結果として、図3の評価用データを予測して生成された画像を図5に、このときの学習処理時間と評価誤差を図6に示す。



50 データ(上)・1,000 データ(中)・9,000 データ(下) 図 5 学習データ数による学習結果の変化

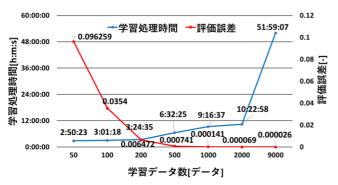


図 6 学習処理時間と評価誤差のグラフ

まず、十分な学習データを用意した場合として 10,000 データのうちランダム抽出した 9,000 データを学習用とした。 (学習で使用しないデータを評価用とする。)

学習処理時間は 51 時間 59 分 7 秒、評価誤差(評価用データを予測した際の平均二乗誤差) は 0.000025 となった。 誤差は比較的に小さく、精度よく CFD 解析結果画像を再現 出来ているといえる(図 5 下段)。

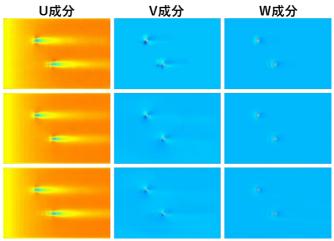
次に少量の学習データに限定した場合として 50 データを学習した。この学習処理時間は 2 時間 50 分 23 秒、評価 誤差は 0.095422 となった。誤差が大きく、生成された画像 も不鮮明で再現性が非常に悪い(図 5 上段)。

学習データ数について 100~2,000 データの範囲で試行した。1,000 データを学習した場合には、学習処理時間は9時間16分37秒、評価誤差は0.000141となった。9,000 データを学習させた場合と比べると若干精度が落ちるが、見た目にも本来の風速分布を概ね予測出来ていると見られる(図5中段)。

3.2 学習反復世代数による結果の変化

学習は全て、学習データ数 500 データ、バッチサイズ 16 データを共通設定とする。学習反復世代数は 500 世代、1,000 世代、2,000 世代、5,000 世代の4 通りとする。

学習反復世代数毎による学習結果として、図3の評価用 データを予測して生成された画像を図7に、このときの学 習処理時間と評価誤差を図8に示す。



500世代(上)・2,000世代(中)・5,000世代(下) 図 7 学習反復世代数による学習結果の変化

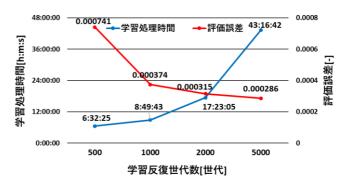


図 8 学習処理時間と評価誤差のグラフ

500世代を基準として、学習反復世代数が2倍、4倍、10倍となると学習処理時間は約・1.4倍、3.0倍、7.0倍、評価誤差は約・0.50倍、0.42倍、0.38倍となった。

評価誤差は学習反復世代数を増やすと小さくなる。しかし、誤差の減少幅は学習反復世代数が増加すると減少し、特に 2,000 世代以降は誤差の減り方が鈍くなる。

学習反復世代数が増えると、V・W 成分風速の再現精度が 僅かに向上した(図 7)。

4. 考察

図 6,8 から大まかには学習処理時間は学習データ数にも 学習反復世代数にも比例するといえる。しかし評価誤差は 学習データ数が増えると反比例的に減少するのに対して、 学習反復世代数が増えてもある程度の世代から(本検討で は 2,000 世代以降)評価誤差の減少が緩やかになる。

第一には学習データ数を増やすことが効果的といえる。

5. まとめ

NN を用いた CFD 解析結果画像の予測・生成は十分に可能であると考えられる。

今後は、より学習効率の良い NN 構造や評価誤差を小さくする方法を探索するとともに、鉛直方向の風速分布や、温度分布まで含めた予測について検討する予定である。

) 田中英之,川上沢馬,松岡康友,畔上泰彦、「畳み込みニューラルネットワークによる 建物周辺気流の予測精度」,日本建築学会大会学術講演梗概集,p.805-806,40377,2019 年9日

(河野研究室)

Deep Learning を用いた気流予測に関する研究 正面風向時における開口位置の気流予測

218-037 岸野 建造 (共同研究者 217-118 羽根田 駆)

1. 背景・目的

CFD 解析で居室内の通風性状を予測する場合には、建物 周囲を含めた広範囲な領域で解析を行う必要がある。通風 開口位置の検討を行う場合には解析を繰り返すことにな り時間を要する。予め開口を開けていないシールドモデル 形状の建物を対象として解析を行い、算出された建物周り の気流性状から開口を設けた際の開口位置の気流を特定 できるのであれば、様々な開口パターンの試行については 室内領域のみの解析で済む。屋外を含む解析と室内のみの 解析とでは計算格子数が大幅に異なるため、解析時間を大幅 に短縮できる可能性がある。こうした視点での研究は倉渕ら により局所相似モデル 1)に関する理論的研究がなされている。

本研究では、「シールドモデルの建物周辺気流」と、「開 口を設けた際の開口位置の気流」との関係を Neural Network で構築することで、一度のシールドモデルの CFD 解析から多様な開口位置の風向・風速の予測が可能である かについて検討する。本年度は正面風向時を対象とする。

近年、建築分野における Deep Learning の活用が広がり、 CFD 解析の分野でも事前学習により CFD 解析を行わずに屋 外・屋内の風速分布を予測する研究例が幾らか見られる。 これらの研究が一般的な3次元に対応した気流予測ツー ルとなり普及するにはまだ時間がかかるものと思われる。 本研究は、開口位置のみの気流予測に限定することで、近 い将来での実用化を目指すものである。

2. 研究概要

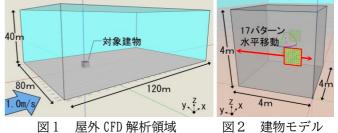
CFD 解析には㈱アドバンスドナレッジ研究所の FlowDesigner2021を用い、深層学習には㈱ソニーグループ の Neural Network Console (以下 NNC) を用いる。Neural Network(以下 NN)を用いて、以下の手順で開口面の気流性 状を予測し、屋外解析の再現が可能であるかを確かめる。

- (1) NN での予測に必要な情報を得るべく屋外 CFD 解析を 行い、シールドモデルの開口想定位置周辺の気流分布 の画像と、開口を設けたモデルの開口面気流のデータ セットを17パターン用意する。
- (2) 17 パターンのデータセットのうち一部を訓練データ、 残りを評価用データとして NN に予測させる。
- (3) 予測によって得られた開口面気流データを屋内 CFD 解析の境界条件として入力し屋内気流を再現する。
- (4) NN の予測をもとに再現した屋内解析の風速分布と、 屋外解析の風速分布(評価用データ)を比較して予測 精度を確かめる。

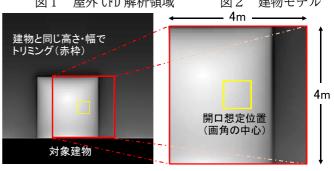
屋外解析は風上と風下に 0.8×0.8 m²の開口を設け、風 上の開口を端から 0.2 m ピッチで水平移動させて 17 パタ

屋外 CFD 解析条件 表 1

対象建物	$(x)4\times(y)4\times(z)4$ [m ³]	収束判定	10 ⁻⁵
解析領域	$(x)120\times(y)80\times(z)40 \text{ [m}^3]$	乱流モデル	修正L-Kモデル
格子数	2,992,626 (x:203 y:162 z:91)	アルゴリズム	SIMPLEC
風速	1.0 [m/s] (高さ10 [m] ,α=0.20)	移流項差分スキーム	QUICK



屋外 CFD 解析領域



学習に用いるシールドモデルの風速分布画像 図3



図4 Neural Network の構造

ーンを作成する。解析条件を表1、解析領域を図1、対象 建物を図2に示す。

学習に使用する画像は図3に示すように、CFD 解析によ るスカラー風速分布の白黒画像を開口が想定される位置 が真ん中になるようにトリミングし、80×80pixel、カラ ー24bit にリサイズする。NN で予測する項目は風速(u,v,w 3成分)、乱流エネルギー(以下 k)、散逸率(以下 ε)の5 項目とする。開口部を 8×8 の 64 部分に分割し、各部の u,v,w,k,ϵ について学習させる。数値の範囲がu,v,wと k,ϵ では異なるため、図4に示す通り NN の構造を別にして予 測した。風速は範囲が-1.0~1.0と正負をとるため活性化 関数に Tanh を、k,ε は範囲が 0.0~1.0 のため sigmoid を用いた。17パターンの内、開口が最外端にある2パタ ーンについては他の15パターンとは異なる傾向の風速分

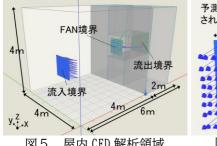
布を示すため予測精度に影響を及ぼすことを考慮し、開 口が最外端となる2パターンを含めて学習したものを

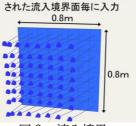
「ケース1」、これらを省いて学習したものを「ケース 2」とし、2通りの予測精度を比較する。ケース1では 端から 0.4 m ピッチで移動させた 9 パターンを訓練用デ ータ、その間の8パターンを評価用データとし、ケース 2では両端を除いた 7 パターンを訓練用データとし、評 価用データはケース1と同じ8パターンを用いた。学習 反復世代数は 10,000 回で、バッチサイズ(1世代当たり に学習に使用するデータ数)は「6」として学習した。

屋内解析は屋外解析の屋内部分と同じ格子分割とし、 流入境界と疑似的な流出境界(指向性をもたせるべく FAN 境界で代用。)の各部分に予測した5項目を入力する。表 2に解析条件、図5に解析領域、図6に流入境界の画像 を示す。解析領域の画像では FAN 境界を置くために領域 を拡張してあるが、居室対象となるのは左の立方体形状 の空間である。

表 2 屋内 CFD 解析条件

解析領域	$(x)6\times(y)4\times(z)4 \text{ [m}^3]$	乱流モデル	修正L-Kモデル	
格子数	127,776 (x:66 y:44 z:44)	アルゴリズム	SIMPLEC	
収束判定	10 ⁻⁵	移流項差分スキーム	QUICK	
予測した u,v,w,k, ε を8×8分割				





屋内 CFD 解析領域 図 5

図6 流入境界

3. 結果

NN による予測を屋内解析に入力し再現したスカラー風 速と、正解となる屋外解析のデータの開口中心高さのス カラー風速の結果画像を図7に示す。ケース1,ケース 2ともに、正解に近い結果になったが、2つを比較する とケース2の方がより高い精度での予測になっている。

開口面の各項目についての NN の予測値と正解値の二乗 平均誤差を表3に示す。u,v,wとkについては、ケース2 の方が誤差は小さく、εについては近い値であるがケース 1の方が誤差は小さいという結果になった。

解析の格子数と平均解析時間を表4に示す。屋内解析 にすることで、格子数は約 1/23~1/24 に減少し解析時間 は約1/4~1/5に短縮された。NNの学習に要した平均時間 は風速 3 成分で 8 分 29 秒、k,ε で 2 分 30 秒であった。 4. 考察

ケース1の予測精度がケース2よりも悪かった原因は 風速分布傾向の違う最外端のデータを学習に使用したこ とであると考えられる。開口が端に近づくほど予測精度 が悪くなっているため、特異的なデータを使うと少し離 れた位置の予測精度が低下することが確かめられた。

表3 予測値の二乗平均誤差

	u,v,w [m/s]	k [m ² /s ²]	ε [m^2/s^3]
ケース1	0.0188493	0.0051058	0.0002825
ケース2	0.0083795	0.0033766	0.0002939

表4 メッシュ数・解析時間比較

	屋外解析	ケース1	ケース2
総メッシュ数	2,992,626	127,776	127,776
平均解析時間	33分52秒	7分32秒	6分18秒

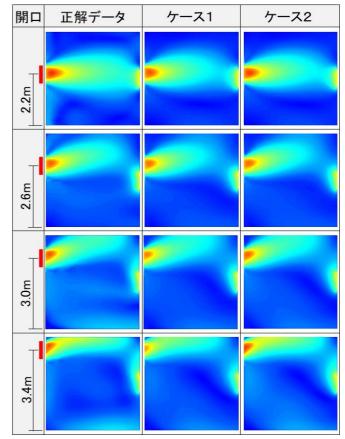


図7 開口中心高さのスカラー風速分布

本報では単純形状建物で設計変数が開口の位置のみで あったため 17 パターンという少ないデータセット数で予 測することができたが、設計変数が複数になり複雑にな るとデータセットの数を追加する必要がある。また、学 習に用いた画像は1パターン当たり鉛直1断面のみであ ったが、学習画像種類についても今後は追加が必要であ り、画像として切り取る部分・画角を検討する必要があ ると考えられる。

5. まとめ

深層学習によってシールドモデルの解析画像から開口 を想定する位置の気流の予測が可能であると考えられ る。本報では立方体建物で一方の開口を水平に動かした が、今後は2つの開口を上下左右に移動させた場合や、 斜め風向時の場合、立方体以外の建物形状の場合につい ても予測可能であるかを検討する。

【参考文献】

後藤伴延,大場正昭,倉渕隆,遠藤智行,赤嶺嘉彦,野中俊宏,塚本健二, 「流出開口部への局所相似モデルの適用に関する検討 通風時の換気量予 測法に関する研究(第3報)」日本建築学会環境系論文集 p259-266, 2012年4月

(河野研究室)

3 ユニット移動昇降式足場に及ぼすランダム関数による誤差の応力解析

217124 平塚 輝成

1. はじめに

従来の足場は昇降式足場に比べ部材が多く、組立・解体に数日を要し工期の長期化の要因ともなる。近年、用途に応じて様々な足場が開発されている中で、移動昇降式足場は、従来の工法に比べ、組立・解体が早く、工期の短縮と資材の削減が実現でき、トータルコストの削減にも繋がる。さらに、適切な高さで作業ができるため施工性にも優れており、作業中に日射を遮らず、監視カメラの設置により、作業周辺の安全が確保できるため、安全性にも優れている。

本論文では、移動昇降式足場において使用される作業床 架台の製作誤差を考慮した試験体の性能および製作誤差 による影響を検討する。具体的には試験体の解析モデルを 作成し、数値解析を行い実際の実験値と比較することで解 析値の検討を行う。また、応力やひずみ、節点変位などの 状況も加えて解析結果および既存の載荷実験の結果と比 較・検討を行う。

2. 解析モデル

解析モデルは3つのユニットで構成されており、製作誤差を考慮しない標準ユニットのTB-3Aと左右非対称の製作誤差を考慮したTB2-3B、TB2-3C、TB2-3Dの計4つの試験体の線材モデルを平面フレーム解析ソフトSuper・Build/FA1を用いて作成し、解析を行う。各ユニットはそれぞれ片側をピン支持、もう片側をローラー支持とした。ユニット間の連結部には、接触を考慮したピン接合を設定し、曲げモーメントの伝達の伝達が起こらないよう設定している。また、試験体の支点間距離は全て5,976 mmである。

表 1;各部材の材料特性

部材名	寸法	鋼材
上弦材	□100 × 50 t=2.12	STKR400
下弦材	□50 × 50 t=3.01	STKR400
支柱	Φ42.5 t=2.17	STK400
斜材	Ф34.04 t=2.14	STK400
補強プレート	50.0 t=6.0	SS400

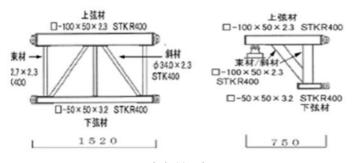
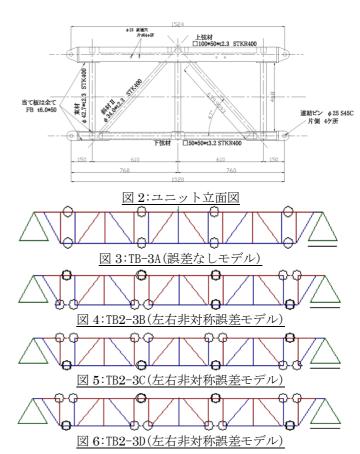


図 1:各部材詳細図



ユニットのメイン構造部材である上弦材、下弦材、斜材、支柱の材料特性を表 1 に示す。また、各部材詳細図を図 1 に示す。さらに、中央ユニットの立面図を図 2 に示す。製作誤差を考慮しない標準ユニットの TB-3A の線材モデルを図 3 に示す。左右非対称の製作誤差を考慮した TB2-3B、TB2-3C、TB2-3Dの線材モデルを図 4 と図 5 と図 6 に示す。製作誤差を考慮しない標準モデルの TB-3A はユニット間のせん断力による接触が上弦材・下弦材で同時に発生し、伝達される。標準ユニットに対し、製作誤差を考慮した TB2-3B と TB2-3C と TB2-3D は荷重の伝達に差が生じ、部材ごとに集中して荷重が発生する。

本研究では製作誤差による連結孔のずれをより現実的な誤差にするため、ランダム関数を用いて標準位置に対して±1 mm上下方向に発生させる。ランダム関数で考慮した誤差と載荷による鉛直変位の差がなくなった時、一度載荷を終了して偏心によるピンの接触が完了した箇所のモデルを変更し、再度載荷を行う。ピン接触毎にモデルを変更し、すべてのピンの接触が完了するまで1点集中荷重で載荷を行う。

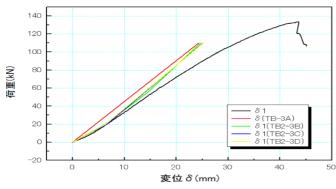


図 7:各試験体中央鉛直変位

3. 解析結果と考察

図 7 に荷重と中央変位の関係値を示す。全ての試験体で 最大で 2~2.5 割の過小評価が見られた。これは載荷時の 荷重が増加するにしたがって顕著になっている。

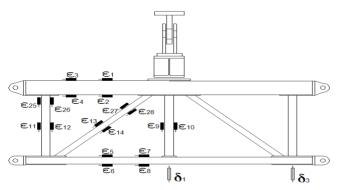
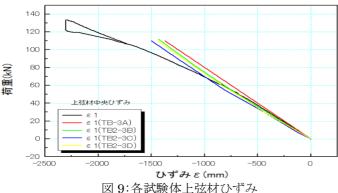


図8:3ユニット試験体の計測位置



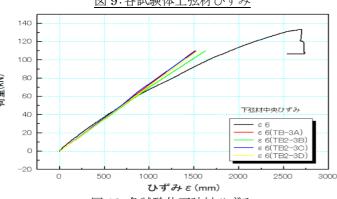


図 10:各試験体下弦材ひずみ

図8に3ユニット試験体の計測位置を示す。図9~12に各試験体の上弦材、下弦材、斜材、支柱の荷重とひずみの関係値を示す。製作誤差を考慮しない標準ユニットのTB-3Aと製作誤差を考慮したTB2-3B、TB2-3C、TB2-3Dは実験

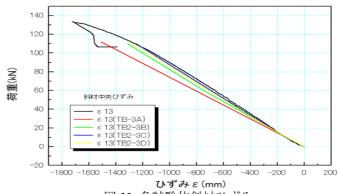


図 11:各試験体斜材ひずみ

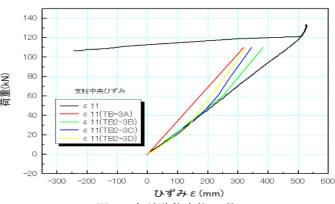


図 12:各試験体支柱ひずみ

値に比べ、1.5~2 割の過小評価が見られた。下弦材においても同様に 1.5~2 割の過小評価が見られた。上弦材、下弦材ともに製作誤差を考慮しない標準ユニットの TB-3A のグラフが直線的になっており、これはユニット間のせん断力の接触が同時に発生したためである考えられる。また、製作誤差を考慮した TB2-3B と TB2-3C と TB2-3D は荷重の伝達に差が生じているため、ピン接触時に傾きが変化している。斜材では製作誤差を考慮した TB2-3B、TB2-3C、TB2-3D は実験値との大きな差はなかったが、製作誤差を考慮しない TB-3A ではひずみが過大となった。支柱では製作誤差を考慮した TB2-3B、TB2-3C、TB2-3D でピン接触時に大きな変化が見られた。これはピン接触時の曲げモーメントが過大となったためであると考えられる。

4. まとめ

本研究での実験値と解析値から得られた結論を以下にまとめる。

- (1) 中央鉛直変位ではすべての試験体で実験値に比べ最大で $2\sim2.5$ 割の過小評価が見られ、荷重が増加しピン接触毎に顕著になっている。
- (2) 製作誤差を考慮したモデルはピン接触時の曲げモーメントの影響を強く受ける。

参考文献

- 1) 林暁光:移動昇降式足場における足場作業床架台の強度実験、東阪工業株式会社、2014年
- 2) Super・Build/FA1~任意形平面フレーム解析~、ユニオンシステム株式会社
- 3)日本構造協会わかりやすい鉄骨の構造設計、2009 年、技報 堂出版

(林研究室)

半剛接合部に使用されるアングルの弾塑性挙動に関する研究

217-138 丸井友輔

1. はじめに

現在の日本の構造設計では、通常建築物の接合部の場合、完全なピン接合あるいは剛接合のどちらかで扱われている。その中でも鉄骨構造の柱梁接合部は、大地震でも破断させないことを目的とし、接合部の強度確保を中心とした溶接による剛接合がよく用いられている。しかし、兵庫県南部地震において、溶接接合部近傍に亀裂や破断が生じた例が多く見つかり、溶接を用いず、アングルなどのような接合金物と高力ボルトを利用した半剛接合が注目されるようになった。

本論文では、接合部の耐力や剛性の評価で使用している反曲点の位置について、アングルの弾塑性挙動を検討することによって評価を行ってみる。評価方法として、本研究室で行われた載荷実験の際に用いられた試験体に似せた数値解析モデルを作成し、アングルの長さの違いをパラメータとし、3次元有限要素法ソフト Abaqus を用いて弾塑性解析を行った。これらの数値解析結果から、反曲点の位置を算出し、異なる荷重レベルにおける反曲点の位置及びその変化を検討した。

2. 数値解析の概要

アングルと高力ボルトによる柱梁接合部の数値解析を 行った。図1に解析モデルの概要、表1に解析モデルの使

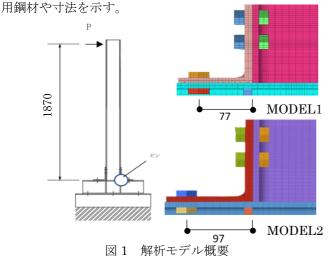
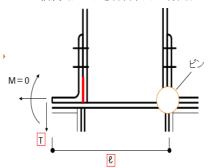


表 1 解析モデル名および使用鋼材・寸法

細たヶゴ	沕	में गरी	44-	マンガ
解析モデ	梁	ボルト	柱	アング
ル名	(mm)		(mm)	ル
				(mm)
MODEL1	H-194×150×6×9	M20	H-	L-187×110×12
		M22	200×200×8×12	
MODEL2				L-187×130×12

今回は、アングルの水平部分の寸法の違いをパラメータとした 2 種類の解析モデルを作成し、梁端に 50mm までの変位制御による載荷と設定し、そこにかかる載荷荷重を数値解析の結果から算出する。両モデルにおいて、柱梁接合部曲げモーメントの算出に用いるピン支点から反曲点までの距離0とアングルにかかる引張力 T を求めていく。アングルの摩擦接合部のボルトが締まっている位置より下側の梁との接触面は、表面を滑らかにするために、摩擦係数 0.01 を与えた。両モデルでは接合部の梁端の回転中心とみなす位置にピンを設けた。このピンを設けた解析モデルの解析結果を利用して、それぞれの結果と比較を行い、反曲点の位置について考察し、その力学的性状を検討していく。

載荷点から接合部内の梁端までの距離を L、摩擦接合



側(梁フランジとの接合部分)のアングルに生じる引張力 T、ピンから引張接合側のアングルプレートの反曲点までの距離0を用いて、次の式が成り立つ。

図2反曲点の距離例 PL=T(

3. 数値解析について

汎用プリ・ポストシステムである HyperMesh を用いてモデルを作成し、汎用構造ソフト ABAQUS を用いて数値解析を行った。そして、数値解析結果は汎用プリ・ポストシステムである HyperView を用いて可視化処理を行い、挙動の確認、変位の大きさなどのデータを算出した。図 3は、モデルの要素分割の状況を示す。また、解析時間の短縮を図るために、ピン設定によって不要になった箇所(解析結果に影響を全く与えない部分を黒枠で示す)を省略している。



図3 モデルの要素分割の状況

解析に使用した鋼材は SS400、高力ボルト(引張接合側 M20、摩擦接合側 M22)、アングル等で、それぞれに使用した材料設定は、ヤング係数を 20500N/mid、ポアソン比

を 0.3 とし、アングルの弾塑性の性質を設定する際に使用する真応力、真ひずみの値は今年度の本研究室の載荷実験で得られた結果から使用している。また、数値解析は単調載荷としている。

4. 解析結果

各解析モデルに対してアングルの寸法の違いに着目し、 単調載荷の解析結果を比較する。図4に解析値の結果を もとに作成した荷重・変位グラフ、図5に荷重・引張力グラ フを、図6に解析結果から得られた数値を使用し、反曲 点を算出し、反曲点の最大範囲であるアングルのかかと からボルトナット部までの区間のどの位置にあるかを示 したグラフである。このグラフではアングルのかかと部 を基準とし、最大範囲のボルトナットまでの位置を100% として表記している。

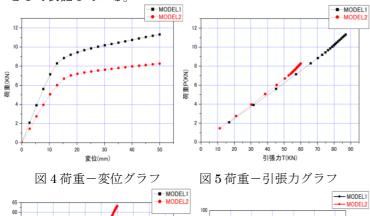


表 2 それぞれの反曲点距離

	載荷初期	降伏耐力	最大耐力
	(KN)	(KN)	(KN)
MODEL1	5.61	8.28	11.3
反曲点距離(mm)	35.6	40.5	49.3
MODEL2	3.95	6.68	8.26
反曲点距離(mm)	46.7	52.5	63.3

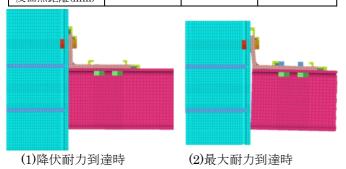


図 7MODEL1 の変形状況

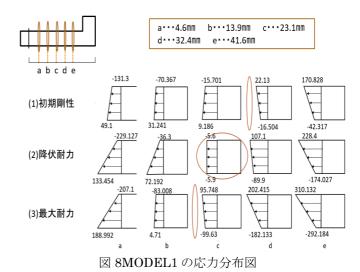


図7では、数値解析による MODEL1 の変形状況を示す。図7(1)のように降伏耐力到達直前までは、載荷が進むにつれて少しずつ変形していたが、降伏耐力を過ぎてからは大きく変形し、最大耐力到達時には図6(2)のように変形した。図8はアングルのボルト側から右にa、b、c、d、eと点を取り、それぞれ 4.6 mm、13.9 mm、23.1 mm、32.4 mm、41.6 mmの位置であり、同図の(1)は図 4 の荷重一変位曲線の直線区間、つまり弾性区間の中央辺りの応力分布を示しており、点cと点dの間に反曲点があることを示している。図6も示しているように、ここから荷重が増加すれば、反曲点がほぼ線形的に外側へ移動することがわかる。降伏耐力辺りでは、図 8 の(2)で示しているように、反曲点はほぼ点c辺りになる。図8(3)からも分かるように、最大耐力(最大荷重)辺りでは、点bと点cの間に移動した。5まとめ

本論文では、梁に与えた荷重Pと、摩擦接合部のアングルに生じる引張力 T の釣り合いにより反曲点の位置を求め、反曲点の位置変化について検討した。変形の増大によって変化する反曲点の位置関係を検討するために、2 種のアングル接合部を用意したことで2パターンのモデルを作成し、これらの数値解析結果の比較を行った。その結果、反曲点の位置はアングルかかとからボルトナット部までの区間において、概ね中央あたりに位置することが、応力分布の結果から確認できた。上記の釣り合いから得られた相対の位置は、アングルかかとからの割合で、初期剛性時で約6割、降伏耐力到達時で約6.5割、最大耐力(最大荷重)到達時で約8割となることが分かった。

6参考文献

(1)石山貴之:「高力ボルトを用いた半剛接合部におけるシートアングルの弾塑性挙動に関する研究」大阪工業大学卒業論文集 2020 年(2)中田匡亮:「接合アングルと補剛アングルを用いた半剛接合部に関する研究」大阪工業大学卒業論文集 2020 年(3)浜本憲史、植村章浩、林暁光:「フランジアングルを用いた半剛接合部の剛性評価」平成 18年度日本建築学会近畿支部研究報告集

鋼構造ラーメン骨組における露出柱脚の復元力特性が地震応答性状に及ぼす影響

216-075 谷渕 悠晃

1. はじめに

鋼構造建築物において、柱脚を非保有耐力接合とした露出柱脚を有する場合、上部構造は、紡錘形の履歴性状を示すのに対し、柱脚は塑性化後、上部構造とは異なる性質を示す。秋山らりは、柱崩壊型の建物で1つの層にのみ異種の復元力特性を示す構造要素が混在する場合、混合層に損傷集中が生じるとし、河野らりは、柱脚ヒンジ型アンカーボルトを先行して塑性化させることによるスリップ型(SR型)とベースプレートを先行して塑性化させることによる除荷点指向型(DR型)の履歴特性の違いは、上部構造および柱脚自身の変形応答にあまり影響を与えないとしている。しかし、これらの研究では、入力地震動、地震入力レベル、解析骨組などの条件が限られているため、より幅広い条件下での応答が不明瞭である。

既往の研究 3において、提案式を用いた応答予測を行ったが、骨組や柱脚耐力比によって精度が低くいものも見られた。特に低層骨組において柱脚の変形が大きく、この一因として固有周期に関わらず地震入力レベルに擬似速度応答スペクトル $S_V=1.50$ m/s 相当で一定値を用いたことが考えられる.

本論では、固有周期 1 秒未満の露出柱脚を持つラーメン 骨組の地震応答性状について考察し、より精度が良い地震 応答予測法を提案することを目的とする.

2. 解析計画

2.1 検討対象建物

解析骨組は、均等4スパンラーメン骨組のA骨組、不均等 3スパンラーメン骨組のB骨組とし、文献4)において設計されたうち必要保有水平耐力(D_S =0.25)に対して必要最小断面を有するOシリーズと、保有水平耐力だけでなく一次設計用地震荷重に対する層間変形角制限(1/200)および許容応力度も満足するような実断面を割り付けたRシリーズとする。これらを組み合わせたAO、AR、BO、BR骨組の基準骨組を層数(2、4、8層)の3種類を組み合わせた12種類の基準骨組を用いる。柱梁耐力比の影響を検討するためさらに、基準骨組の柱の耐力のみを変更した骨組12種(4O骨組を1/2倍、1/26、1/28 BO骨組を1/28 BR骨組を1/1/28 を加えた計1/29 を加えた計

2.2 解析パラメータ

解析パラメータは、上述の基準骨組 24 種類、履歴特性

は、SR 型、DR 型の 2 種類、柱脚耐力比 (bM_u/M_{pe}) は 0.2 ~1.5 の 14 種類を対象とする. また、柱脚剛性比 (K_b/K_e) については、 bM_u/M_{pe} と等しい値とし、柱軸力による抵抗モーメント bM_n を下回る柱脚耐力比の解析モデルは割愛している. 解析モデルは 596 種類になる.

2.3 解析モデル

各層の重量はA骨組を1,412kN,B骨組を1,129kNとし、解析モデルの各節点および梁中央に鉛直荷重として与える.すべての節点に接合部パネルを考慮し、剛床仮定のもと各階の節点は、水平方向のみ変位等置とする.柱脚は、文献3)と同様にSR型、DR型の履歴特性を持つ単軸バネにそれぞれ履歴減衰を生じない弾性バイリニア型の履歴特性の単軸バネを並列に配置することで柱軸力による抵抗モーメントを考慮した2種類の履歴特性を表現する(図1).柱・梁・接合部パネルは、bi-linear型にモデル化したものを用いる.各部材の降伏応力度は、F値を1.1倍とする.R骨組は、床スラブを想定し、梁剛性を1.4倍とする.



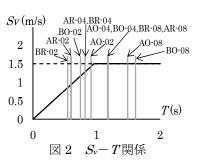
(a)スリップ型 (SR型) (b)除荷点指向型 (DR型) 図 1 並列結合した単軸バネモデルの履歴特性

2.4 解析条件

解析プログラムには、SNAP (ver.7) を用いる。解析には、数値積分法として Newmark β 法 (β =0.25) を用い、積分計算における時間刻みは 0.0004 秒とする。減衰は、減衰定数 2%の初期剛性比例型とし、骨組の $P\Delta$ 効果は層への等価荷重として考慮する。

入力地震動は、El Centro NS, Hachinohe EW, Taft EW, Kobe NS, Tohoku NS の 5 種類を用い、入力レベルは、固有周期 T \geq 1 の場合 S_V =1.50 m/s, T<1 の場合 S_V (T) (式(1)) となるように各々収斂計算を用いて決定する.

 $S_V(T)=1.5T$ (1) 図 2 は本国の耐震基準の第 2 種地盤の設計速度応答スペクトルとほぼ対応しており、図中に各骨組の S_V-T 関係を示している.



3. 解析結果

3.1 地震入力レベルによる影響

柱脚の正負の最大変形角の差を最大変形振幅 θ_{Amax} (単位:rad)と定義する. 縦軸を5波平均の θ_{Amax} , 横軸をbMu M_{pc} として固有周期1秒未満の骨組のSv(T)とSv=1.50 m/s の解析結果の比較を図3に示す. ただし掲載は,各骨組の外柱と内柱の結果に大きな差は見られないため,内柱のみとし、また柱脚の履歴特性の違いによる柱脚の最大変形角に大きな影響が見られないため、SR型のみとする.

 $S_V = 1.50$ m/s で $\theta_{A_{\text{max}}}$ が 3 直線の傾向を示した骨組は、 $S_V(T)$ では $\theta_{A_{\text{max}}}$ が 2 直線に近い傾向を示し、柱が塑性化しづらくなったことが考察できる.

3.2 応答予測

既往の研究により、柱脚の最大変形振幅 θ_{Amax} はある柱脚耐力比を境に線形的な減少を示す範囲と、概ね一定となる範囲の 2 直線に近い傾向を示すとされている 3 . そこで図 4 に示すような 2 直線で近似する.

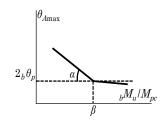


図4 θ_{Amax} の近似直線

2 直線の折れ点に相当する柱脚耐力比を β ,柱脚耐力比が β 以下の傾きを α ,柱脚耐力比が β を超える場合は $2_b\theta_p$ ($_b\theta_p$:柱脚全塑性時回転角)で一定とする。 図 5, 6 より, α , β ともに柱梁耐力比 COF_{S2} との相関がみられた, α , β は式(2), (3)のように定める.

$$\alpha = -0.017 COF_{S2} - 0.03 \tag{2}$$

$$\beta = -0.4 COF_{S2} + 1.8 \tag{3}$$

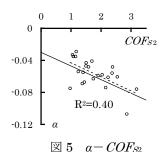
この α , β を用いた式(4)を $\theta_{A\max}$ の予測式として提案する. ただし、 $_bM_u/M_{pc}=1$ の場合、 $COF_{S2}<1$ の骨組で $_bM_u/M_{pc}\ge1$ の場合は考察対象としない.

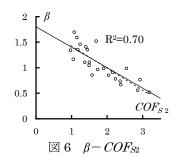
$$\theta_{Amax} = \begin{cases} \alpha \left(\frac{{}_{b}M_{u}}{M_{pc}} - \beta \right) + 2 {}_{b}\theta_{p} & \left(\frac{{}_{b}M_{u}}{M_{pc}} < \min\{\beta, 1.0\} \right) \\ 2 {}_{b}\theta_{p} & \left(\frac{{}_{b}M_{u}}{M_{pc}} > \min\{\beta, 1.0\} \right) \end{cases}$$
(4)

式(4)において、 COF_{S2} <2の範囲では柱が主に塑性化し、 $\theta_{A\max}$ は3直線を示す.

式(4)より $S_V(T)$ の $heta_{Amax}$ の予測値と応答値を比較した結

--- 線形近似式 —— 提案式





果を図 3 に示す。また、本論と文献 3)の各骨組の応答値と 予測値の相関関係を応答値の回帰式(y 切片をゼロとした 直線式)とともに図 7 に示す。本論の予測式は固有周期 1秒未満の骨組の $S_V(T)$, COF_{S2} <1 を新たに考慮している。

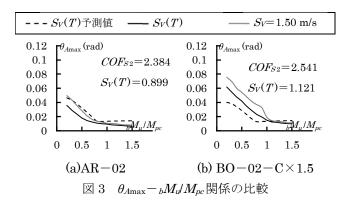
図3より,2層の固有周期1秒未満のO骨組は予測値が解析値を下回り,R骨組では予測値が解析値を上回った.

図7より,新たに提案した予測式の精度は既往の予測式³⁾の精度と比較してほぼ変化が見られなかったが,図7の近似式を比較することで,今年度の提案式は少し安全側に変化したといえる.

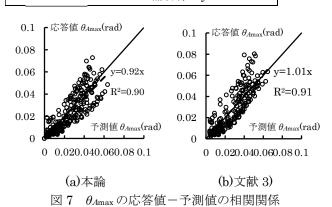
4 まとめ

本論では、露出柱脚における地震入力レベルの違いが地 震応答性状に与える影響を地震応答解析により検討した. 以下に得られた知見を示す.

- (1) 短周期域(1 秒未満)で地震入力レベルを小さくする と $\theta_{A\max}$ が低下する傾向があり、3 直線の傾向を示し た骨組の $\theta_{A\max}$ は 2 直線に近くなる傾向があった.
- (2) 本論で提案する θ_{Amax} の予測値の精度は文献 3)と同程度であった。精度向上は引き続き今後の課題である。 [参考文献]
- 1) 秋山宏:鉄骨柱脚の耐震設計,技報堂出版,1985
- 2) 河野昭雄,松井千秋:柱脚の復元力特性の違いが梁降伏型ラーメンの地震応答性状に与える影響について,日本建築学会構造系論文集,第507号,pp.139-146,1998.5
- 3) 中野駿一:鋼構造ラーメン骨組みにおける露出柱脚の損 傷予測に関する研究,大阪工業大学工学部建築学科修士 論文,2021.2
- 4) 建築研究所,鋼材倶楽部:数値解析研究会研究報告書, 1995.7



·-- 回帰式 — 補助線:y=x



(向出研究室)

偏心圧縮を受ける形鋼圧縮材の断続補剛に関する実験的研究 (その1 実験計画および実験結果)

217-146 森岡 虎大朗

1. 序

耐震補強する際、やや細長比の大きい山形鋼や溝形鋼などを補剛し、許容圧縮力を増やそうとする設計を行う場合がある。その中で重機等が使用不可の際、人力での運搬・ 揚重を求められることや施工環境(足場など)が悪いケースも多く、施工性がより重要視される。

このような形鋼圧縮材の補剛方法は、既に様々な提案がなされている 1-40など、補剛材の接合方法については、取付金物を介して補剛材を圧着する方法が多いが、高力ボルト摩擦接合される例もある。長期的な屋外での環境下で、取付金物の緩みなどのリスクを考慮すると、高力ボルト摩擦接合や溶接接合にも優位な点があると考えられる。また、補剛材の長さについては、被補剛材に近いものが多いが、補剛材長さを半分にして中央に配置した例もある。既往実験の載荷方法に着目すると、いずれの場合も中心軸圧縮載荷(被補剛材の重心から偏心が生じない条件)が採用されている。しかし、形鋼を用いた軸力材では、一般に端部はガセットプレートを介して接合されるため、偏心が不可避であり、実建物での境界条件を再現しているとは言えない。

本論では、1 丁のみの山形鋼もしくは溝形鋼を用いた軸力材を被補剛材として、長さ方向に断続的に補剛材を接合し、重機を用いない簡易な施工ができることを目指した工法を対象とする。補剛材の接合方法については、高力ボルト摩擦接合を基本としながらもボルト接合や隅肉溶接接合も検討に含める。

2. 実験計画

2.1 使用試験体

試験体は、山形鋼 $L-65\times65\times6$ (SS400) と溝形鋼 $[-100\times50\times5\times7.5$ (SS400) の被補剛材を対象とし、複数に分割された補剛材を接合する。実験パラメータは、表 1 に示すように、補剛の有無、補剛材の分割数(2 分割、3 分割)、補剛材の接合方法(高力ボルト摩擦接合、ボルト接合、隅肉溶接)、補剛材 1 本あたりのボルト本数(4 本、7 本)、座屈方向(面外)、補剛方向(面外)、試験体数は 15 体である。

補剛材の接合方法が、高力ボルト摩擦接合およびボルト接合の場合には被補剛材と同一断面の補剛材を重ねて接合しており、隅肉溶接の場合にはサイズダウンした山形鋼を向かい合わせて箱形断面に近い形状となるように接合している. 試験体表面は、高力ボルト接合の摩擦面を含めて、さび止め塗装(JIS K 5674、2 回塗り)する. 締め付けトルクは、高力ボルトで標準ボルト張力を目標として325 Nm とし、中ボルトで100 Nm(高力ボルトの一次締

めに相当)とする. 被補剛材は、想定されるガセットプレート (PL-6) 板芯を加力芯とした偏心 e (= 3mm + Cx、Cx: 1 辺の縁端から図心までの距離)を与えている.

2.2 載荷方法

載荷方法の簡略図を図2に示す. 試験体の両端を一方向 ピン他方向固定支持として,2000kN アムスラー型万能試 験機により単調圧縮力を載荷し,面外方向で座屈するよう に設置する. 座屈長さは,試験体長さ+両端エンド PL 板 厚(32 mm)である. 加力芯がガセットプレート板芯(想 定板厚 6mm)となる被補剛材外縁から 3mm の位置とし た偏心圧縮載荷を基本とする.

2.3 材料特性

使用材料の引張試験結果を表 2 に示す. 各試験体において,被補剛材と補剛材は同一ロットの鋼材である. いずれの値も規格値を満足する結果となった.

表1 実験パラメータ

試験体	被補剛材	長さ (mm)	補剛材	接合方法など	
A0X0-1.7		1700			
A0X0-2.2		2200	無補剛	-	
A0X0-2.7		2700			
A2H4-1.7		1700		HTD 4 M16	
A2H4-2.2		2200		HTB 4-M16 (F10T)	
A2H4-2.7		2700		(F101)	
A2H7-2.2	L-65×65×6	2200	2 L-65×65×6	HTB 7-M16 (F10T)	
A2R4-2.2		2200		中ボルト 4-M16 (6.8)	
A2W6-2.2		2200	2 L-50×50×6	隅肉溶接 6mm	
A3H4-2.2		2200	3 L-65×65×6	HTB 4-M16 (F10T)	
A3W6-2.2		2200	3 L-50×50×6	隅肉溶接 6mm	
C0X0-1.7		1700	Arr 4-4 EVI		
C0X0-2.7	[-100×50×5	2700	無補剛	_	
C2H4-1.7	×7.5	1700	2[-100×50×5	HTB 4-M16	
C2H4-2.7		2700	×7.5	(F10T)	

表 2 材料試験結果

鋼材の種類	使用試験体	降伏強さ (N/mm²)	引張強さ (N/mm²)
L-65×65×6 (SS400) ロット1	A0X0-2.2 A2R4-2.2 A2H7-2.2 A2H4-2.2 A3H4-2.2	303	441
L-65×65×6 (SS400) ロット2	その他試験体	315	455
L-65×65×6 (SS400) ロット3	A2H4yo-2.2 A2H4ye-2.2	334	465
[-100×50×5 ×7.5 (SS400)	C0X0-1.7 C0X0-2.7 C2H4-1.7 C2H4-2.7	390	473

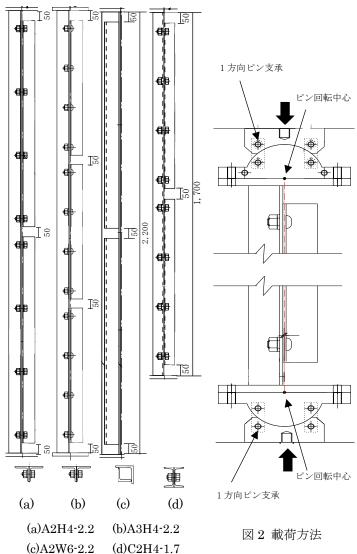


図1 試験体図例

3. 実験結果

本実験により得られた A0X0-2.2, A2H4-2.2 の圧縮力 P —軸変形 δ_a を図 3, P—中央位置の横たわみ δ_{do} 関係を図 4, 最大耐力の比較を図 5 に示す. 図 3, 4 中には,被補剛材単体の座屈荷重計算値 P_{cr} を併記しており, A0X0-2.2 を実線, A2H4-2.2 を点線で描いている.

無補剛試験体はいずれも、偏心が大きいため、補剛試験体と比べて軸変形、横たわみともに生じやすく、図3、4を見ると座屈荷重計算値 P_{cr} の0.5倍程度で最大耐力 P_{max} を

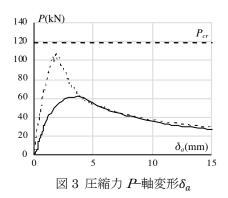
迎え、耐力が急減した.最大耐力時前後では、材中央でペンキの剥離(リューダースライン)が生じた.また、山形鋼の無補剛試験体では、変形が進むとともにねじれが起こり、耐力にも影響が現れた.

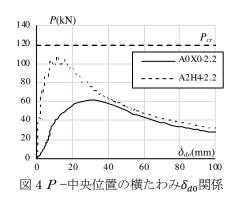
図5を見ると、補剛試験体はいずれも、無補剛試験体の 1.3~1.9 倍ほどの最大耐力に達した. また, 高力ボルト接 合、ボルト接合の試験体は補剛により図心が加力芯に近づ くことで偏心の影響が小さくなったことと, 補剛材の補剛 効果により,補剛試験体の最大耐力 $P_{
m max}$ は, P_{cr} の 0.64~ 1.39 倍となった. 次に長さによる影響を見ると, 2.2m を 基準に山形鋼では 0.68~0.98 倍になり、溝形鋼では 2.7m は 1.7m の 0.60 倍になった. また, 高力ボルト・中ボルト で補剛材を接合した際のボルト張力の違いが大きいと, す べり耐力の差も大きくなり、最大耐力にも影響が出ると予 想していたが、補剛材 2 分割の試験体のボルト張力は、 A2H4-2.2 を基準とすると A2H7-2.2 で 1.75 倍, A2R4-2.2 で0.31 倍と大きな差があるのに対して,最大耐力がA2H7-2.2 で 1.11 倍, A2R4-2.2 で 0.91 倍と小さい変動にとどま っている. 溶接接合した場合, 高力ボルト接合した際に比 べると,約 9.1~11.9 kN 耐力が低下したが他のボルト接 合した試験体比べると大きな差は見られなかった. 補剛材 の分割数を2分割から3分割に変更した試験体は,無補剛 区間が2分割の試験体より増える(3箇所→4箇所)こと で耐力が低下する影響と、*P8*モーメントが最大となる材中 央を避けた位置に無補剛区間を設けたことで耐力が上昇 する影響が打ち消し合い、2分割補剛したものと同程度の 最大耐力となったと考えられる.

参考文献

- 高塚ら:既存山形鋼トラス部材の補強,日本建築学会 大会学術講演会梗概集,構造 III,pp.1147-1148, 1994.9
- 2) 小澤ら:鉄塔山形鋼トラス個材の座屈補強実験,日本 建築学会大会学術講演会梗概集,構造 III,pp.829-830, 2006.9
- 3) 福岡ら:送電用山形鋼鉄塔柱材の補強に関する研究, 日本建築学会大会学術講演会梗概集, 構造 III, pp. 581-582, 2003.9
- 4) 植野ら:組立補剛された山形鋼トラス部材の座屈耐力 に関する研究,日本建築学会大会学術講演会梗概集, 構造 III,pp. 839-840,2015.9

(向出研究室)





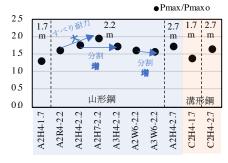


図5 最大耐力の比較(面外座屈)

偏心圧縮を受ける形鋼圧縮材の断続補剛に関する実験的研究 (その2 考察および座屈耐力評価)

217-116 橋本充

1. はじめに

鋼構造建物においては、引張材として山形鋼が多用されている. 耐震補強の際、これを圧縮材として活用できれば、より合理的な設計が可能となると考え、本研究では、施工性を高めることを意図して、分割された部材を用いて補剛する工法を提案し、本工法により補剛された山形鋼の座屈補剛効果について実験的に検討した。

2. 無補剛試験体の考察

無補剛試験体はいずれも,偏心eが大きいため,補剛試験体と比べて軸変形 δ_a ,横たわみ δ_{do} ともに生じた. $P-\delta_{do}$ 関係に着目する.偏心軸圧縮力下における弾性曲げ座屈挙動は,座屈荷重 P_{cr} に漸近するような次式の関係で近似できる $^{1)}$.

$$P = \frac{\delta_{d0}}{\delta_{d0} + e} P_E \tag{1}$$

ここに、 P_E : 中心軸圧縮時の弾性座屈荷重.式(1)に従って材中央の横たわみ δ_{d0} が大きくなることで、次式の材中央の曲げモーメント Mも大きくなる.

$$M = P(\delta_{d0} + e) \tag{2}$$

断面最外縁が初期降伏する際の荷重 P_{cr} と座屈荷重の関係を比較する。面外座屈する場合は、突出脚側が引張となる曲げが作用して最外縁が引張降伏するか、接合面側が圧縮降伏することが想定され、その条件式は次式で与えられる。

$$M_{yc} = Z_c \, \sigma_y \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) \tag{3}$$

$$M_{yt} = Z_t \,\sigma_y \left(1 + \frac{P}{P_y} \right) \tag{4}$$

ここに, Z_c = 圧縮側の断面係数, Z_t =引張側の断面係数。式(1),(2)を連立し,M に式(3),(4)をそれぞれ代入して得られる荷重 P_{yc} と P_{yt} のうち小さい方が,降伏荷重として,次式で与えられる.

$$P_{yb} = \min\{P_{yc}, P_{yt}\} \tag{5}$$

$$P_{yc} = \frac{1}{2} \left\{ 1 + \frac{k_c}{\lambda_c^2} - \sqrt{\left(1 + \frac{k_c}{\lambda_c^2}\right)^2 - \frac{4}{\lambda_c^2}} \right\} P_y \tag{6}$$

$$P_{yt} = \frac{1}{2} \left\{ -1 + \frac{k_t}{\lambda_c^2} + \sqrt{\left(-1 + \frac{k_t}{\lambda_c^2}\right)^2 + \frac{4}{\lambda_c^2}} \right\} P_y \tag{7}$$

ただし、 $k_c = 1 + A_e/Z_c$ 、 $k_t = -1 + A_e/Z_t$ とする.

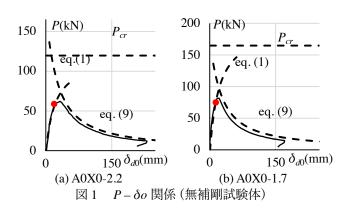
初期降伏後,全塑性状態に至る際の材中央の曲げモーメントならびに山形鋼の全塑性条件式は次式で与えられる.

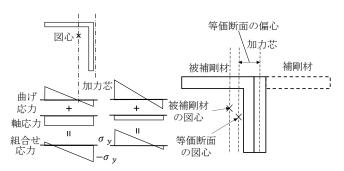
$$M = P(\delta_{d0} + e_p) \tag{8}$$

$$M_{pc} = Z_p \,\sigma_y \left\{ 1 - \left(\frac{P}{P_y}\right)^2 \right\} \tag{9}$$

ここに、 e_p : 塑性中立軸と加力芯の偏心(= C_{xp} + 3mm). 全塑性状態に至った後は、式(8)、(9)を満たしたまま、横たわみ δ_{d0} が増大すると考えると、座屈後耐力が徐々に低下する挙動を表現することができる.

以上の理論的な挙動と実験結果を比較するため,弾性挙動を表す式(1),降伏耐力 P_{yb} ,全塑性時の挙動を表す式(8),(9)を図 1 に併記している。図示で割愛しているものが多いが,断面形状や座屈長さに関わらず,いずれの試験体も P_{yb} を超えてすぐに最大耐力に達し,その後,式(8),(9)と座屈後挙動が概ね一致していることがわかる。溝形鋼では,山形鋼よりも P_{yb} を超えてから最大耐力に達するまでの荷重が大きくなっており,山形鋼と溝形鋼ではねじれの具合が大きく違っている。 P_{\max}/P_{yb} の値は0.95~1.28 になっており,座屈耐力を概ね安全側に評価できていることがわかる。以上のように,無補剛試験体については,偏心の影響を考慮することにより,座屈挙動を概ね把握することができる。





(a)曲げ圧縮側(b)曲げ引張側 縁降伏 縁降伏

図2 初期降伏時の応力分布 図3 等価断面の仮定

3. 補剛試験体の考察

前章の偏心圧縮載荷実験において、無補剛試験体の座屈耐力は、既往の理論式やそれを援用した式により把握することができている。一方、補剛試験体については、補剛材の応力が長さ方向に複雑に変化し、その補剛効果を単純な理想モデルにより座屈挙動を評価することが難しいと考えられる。そこで、本章では、曲げ試験に基づいて、補剛試験体の等価な曲げ剛性を求め、それを用いて座屈耐力を評価することを試みる。

詳細は割愛するが、A2R4-2.2、A2H4-2.2、A2H7-2.2、A2W6-2.2と同仕様の試験体を用いて、3点曲げ載荷実験を実施した.この曲げ試験の結果によると、補剛試験体の弾性剛性は無補剛試験に比べ、A2R4-2.2は1.3倍、A2H4-2.2は1.4倍、A2H7-2.2は1.46倍、A2W6-2.2は1.46倍となった.

曲げ剛性はボルト接合において、補剛材断面の一部が有効な全長同一断面と仮定して、等価な断面二次モーメントを算出する.ボルト接合した補剛試験体では、図3のように補剛材の突出脚を無視して考えると、断面二次モーメントは無補剛に比べ1.40倍と、曲げ試験と同程度となる.一方、溶接接合の補剛試験体については、補剛材が全長に渡って接合しているものと仮定すると、断面二次モーメントは1.42倍となる.

補剛した弾性曲げ座屈挙動と初期降伏後の全塑性条件式は無補剛試験体と同じ式(1),式(9)を用い、図4に示す、図4より、2分割補剛した場合、無補剛試験体と同じ式を用いると、 $P-\delta o$ 関係における弾性曲げ座屈挙動は補剛試験体の実験値より少し低下する傾向があったが、座屈耐力計算値 P_{yb} は最大耐力実験値を安全側に評価できるようになった。

4. 座屈曲線

図5に座屈曲線を示す.無補剛試験体では、最大荷重が座屈曲線 P_{cr} を下回っていたが、偏心の影響を考慮した初期降伏耐力として得られる座屈曲線 P_{rb} は最大耐力実験値概ね対応していることがわかる.

補剛試験体で見てみると、最大耐力実験値はA2H4-1.7、A2H4-2.7とも座屈曲線に概ね到達していることがわかる. ただし、式(1)中に代入する偏心eは、補剛を考慮した等価な値を用いるべきであるため、修正の余地がある.

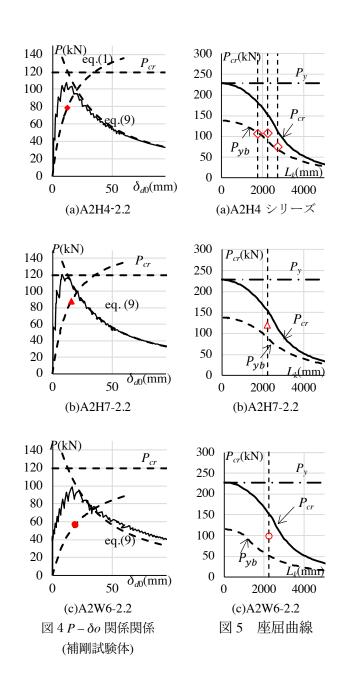
5. まとめ

今回,山型鋼,溝形鋼を被補剛材として,同一断面の 山形鋼,溝形鋼を分割して補剛する工法の補剛効果を確 認することを目的に,単調圧縮実験を実施した.

無補剛試験体の荷重-変形関係は、ガセットプレート板芯位置に加力することで生じる偏心を考慮することで、概ね把握することができた。補剛試験体は、ボルト接合面において複数回のすべりが生じた後、無補剛試験体の $1.3\sim1.9$ 倍の座屈耐力を発揮した。いずれも、補剛区間

が直線状で、無補剛区間で大きく回転するモードの座屈が生じ、座屈耐力は、補剛材を接合するボルトの種類や本数によりボルト張力が大きくなるほど大きくなった。ボルト接合部は、推定されるすべり耐力よりもずっと小さい段階ですべりが生じた。また、溶接補剛をすることでボルトによるすべりは無くなるが、耐力に大きな変化は得られなかった。

曲げ試験から補剛材断面の一部が有効な全長同一断面 と仮定した. それに基づくと曲げ試験から求めた等価な 剛性, 等価な断面二次モーメントならびに等価な偏心を 用いて座屈耐力を求め,表現することができた.



参考文献

1) 井上一朗, 吹田啓一郎:建築鋼構造-その理論と設計-、鹿島出版会, 2007.12

(向出研究室)

水平二方向荷重下における合成梁の大変形域載荷実験 (その1 実験計画)

216-074 田中 大喜

1. 序

近年,建築基準法の想定を超える地震動が観測され,将来も想定以上の大地震が予想されている。このような極大地震に対して,建築物が保有水平耐力を保持できる変形域を超えて,完全に倒壊することが懸念される。そのため,建築物が倒壊に達するほどの超大変形域における挙動を把握するべきである。

合成梁は、スラブの合成効果により、梁の弾性剛性や全塑性耐力が上昇することが既往の研究 ^{1)・2)}により知られている.しかしながら、耐力が著しく低下して建物全体が倒壊する程の超大変形時に至るまでの合成梁の載荷実験例は見当たらない.

このような観点から、幅方向に 1 スパン以上ある部分 架構を用いた水平一方向大変形域載荷実験により合成梁の 破壊性状とそれによる耐力劣化性状を把握した 3). 大変形域においては耐力算定式に想定している有効幅よりもかなり広い範囲にまで応力が作用しており、その破壊性状から直交する合成梁の破壊が互いに影響すると考えられる. そこで、本論では 1 スパンの長さを持つ部分架構を用いて二方向に大変形を起こす場合の合成梁の破壊性状とそれによる耐力劣化性状を把握することを目的とする.

本報(その1)では、実験計画について述べる.

2. 実験計画

2.1 試験体

本実験は, 文献 3)の合成梁 1 方向載荷試験体 A1 と同じ 設計条件の試験体で行う.

試験体は、1/2.5 程度の縮尺を想定して各部の寸法を図1に示すように決定した。合成梁試験体は既往の研究より広い1スパン分の幅を持つ二方向載荷試験体 A1-O, A1-Dの計2体とする。A1-Oは、構面方向に載荷した後、構面直交方向に載荷する試験体である。A1-Dは、構面方向に対して45度方向に斜め一方向載荷する試験体である。

表 1	鋼材の	引張試験約	丰果
		min the min to	-

鋼種	使用箇所	降伏強さ (N/mm2)	引張強さ (N/mm2)	破断伸び (%)
H-200×100×5.5×8	フランジ	311	441	40
(SS400)	ウェブ	332	456	38. 7
□-200×200×12 (BCR295)	柱	333	443	40. 6
頭付きスタッドφ10	シアコネクタ	349	477	27. 2
D6 (SD295A)	スラブ筋	439	530	20. 1

表 2 コンクリートの試験結果

材齢	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm²)
29日	26. 4	2.66	22715
48日	30.3	_	23750

両試験体は同様の形状,寸法である. また X, Y 方向についても同様である. 試験体が正載荷時に正曲げを受ける梁を+梁,負曲げを受ける梁を-梁とする.

各試験体は不完全合成梁であり、スタッドは完全合成梁とするのに必要なスタッドの本数を n_r 、実際に配置した本数をnとした時、 $n/n_r=0.67$ となっている.

本試験体に供する材料試験の結果を表 1,2 に示す.

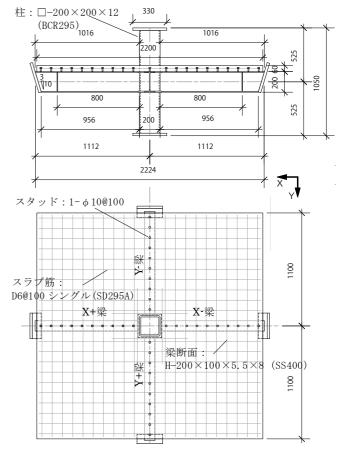


図1試験体の形状・寸法

表 3 耐力算定結果

試験体名称	A1-O	A1-D	A1
$_{c}M_{p}$ (kNm)	24	17	240
$_{b}M_{p}$ (kNm)	63	. 2	65. 4
$_{j}M_{p}$ (kNm)	16	66	185
$_{b}M_{p^{+}}(\mathrm{kNm})$	94	. 2	100. 2
$_{b}M_{p^{-}}(\mathrm{kNm})$	70. 5		72. 9
$_{c}M_{p'}$ (kNm)	16	_	
$_{j}M_{p'}$ (kNm)	148		_
$_bM_{p^+}/_bM_p$	1.	1.49	
$_bM_{p^-}/_bM_p$	1.	16	1. 11
$\Sigma_c M_p^* / \Sigma_b M_p^*$	3. 18	_	3.00
$_{j}M_{p}^{*}/\Sigma_{b}M_{p}^{*}$	1.63 —		1.56
$\Sigma_{c}M_{p}^{'}/\Sigma_{b}M_{p}$	_	2. 12	_
$_{j}M_{p}^{'}/\Sigma_{b}M_{p}^{*}$	_	1. 45	_

2.2 耐力および剛性の計算値

各試験体の耐力および弾性剛性の計算方法は文献 1), 2)により計算できる、柱、梁、接合部パネルの全塑性モー メントの計算値を $_cM_p$, $_bM_p$, $_iM_p$, 合成梁が正曲げ, 負 曲げを受けるときの全塑性モーメントを $_{n}M_{n}^{-1}$, $_{n}M_{n}^{-1}$, 45°方向載荷を受ける場合の柱および接合部パネルの構面 方向の全塑性モーメントの計算値を cM_{p}' , jM_{p}' とし、これ らの値を表 3 に示す. また A1 についても併記する 3). な お,本実験では梁崩壊型となるよう各部の寸法を決定して おり、柱梁耐力比およびパネル梁耐力比が 1 より十分大 きな値になっている.

2.3 載荷方法

図 2 および図 3 に A1-O および A1-D 載荷装置を示す. 十字架構形式の試験体の柱下端をピン支持し、梁スパン中 央に相当する先端をローラー支持した状態で、柱上端に接 合したピンに水平力を与えることで、曲げせん断載荷を行 う. 両試験体はオイルジャッキの先端付近にジャバラを取 り付けることでの面外変形を拘束する. 加えて, A1-O 試 験体では梁端から 800mm 離れた位置の下フランジに, A1-D 試験体では、2 つのクレビスを連結した小梁にそれ ぞれジャバラを取り付けることで試験体の面外変形を拘束 している.

載荷履歴は図 4 に示す. A1-O 試験体は X 方向に Rx= 0.12 rad まで片側漸増繰り返し載荷を行なった後、試験 体を 90 度回転させてから Y 方向に Ry= 0.24 rad まで片 側漸増繰り返し載荷を行う. A1-D 試験体は R = 0.24 rad まで、構面方向に対して斜め 45 度一方向に片側漸増繰返 し載荷を行う. ただし、試験体 A1-D については、載荷制 御時にモニタリングしていた変位に計測上の不具合が生じ たため目標とした値とは乖離した載荷履歴となっている.

2.4 計測方法

得られた変位より試験体全体の変形および柱、梁、接合 部パネル各部の変形を求める. また, 梁端位置における鉄 骨梁に加え、正載荷時正曲げ側のコンクリートスラブ上下 面,正載荷時負曲げ側のコンクリートスラブ下面,正載荷 時正曲げ側と負曲げ側のスラブ筋、直交梁のスタッドにも ゲージを添付し、その歪を計測している.

しかし、本実験では柱、梁、接合部パネル各部の変形を 十分な精度で計測することが出来なかったため、柱、接合 部パネルは弾性であると仮定し、次式より梁の変形角 $_{h}\theta$ を求める.

$$_{b}\theta \ = \left(R \ - \ \frac{M^{*}}{_{c}K} - \ \frac{M^{*}}{_{i}K}\right) \ / \ \left(1 \ - \ \frac{d_{c}}{L}\right)$$

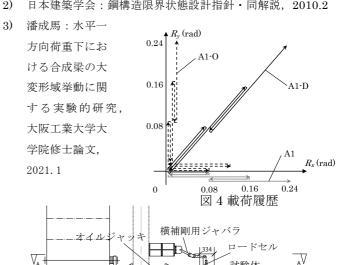
ただし、 M^* :節点モーメント、R:層間変形角、 d_c :柱の 板厚中心における幅、L:試験体のスパン、 $_{c}K:$ 柱の弾性 剛性, ¡K:接合部パネルの弾性剛性

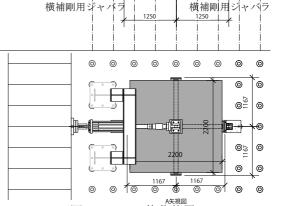
3. 結

本報その1では、本実験の計画概要を示した.

参考文献

- 日本建築学会:各種合成構造設計指針・同解説,2010.11 1)
- 日本建築学会:鋼構造限界状態設計指針・同解説,2010.2





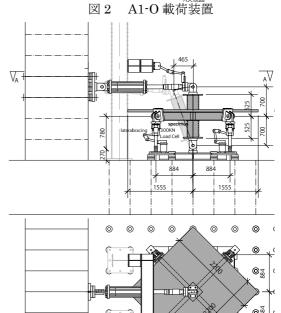


図 3 A1-D 載荷装置

(向出研究室)

水平二方向荷重下における合成梁の大変形域載荷実験 (その2 直交二方向交互載荷の実験結果および考察)

218-125 矢野 和哉

1. 序

本研究では、合成梁を持つ部分架構の大変形時挙動を 把握するために実験を行なった。前報(その 1)に引き 続き、本報(その 2)では、実験結果および考察 A1-O(X)方向、Y 方向)試験体について述べる。

2. 荷重-変形関係および破壊性状

2.1 破壊性状

各試験体の梁端モーメント $_bM$ - 変形角 $_b\theta$ 関係を図 1, $_bM$ $_bM_p$ - $_b\theta$ 関係における A1-O と A1 の比較を図 2, A1-O 試験体のコンクリートスラブのひび割れ図を図 5, 図 6 に示す。 A1-O の破壊性状は A1 と概ね同様であり, それを以下に示す。

正載荷時正曲げ側の X+梁および Y+梁では, R=0.01rad頃から剛性低下が見られR=0.02rad程度に達した時点で剛性がほぼゼロとなり全塑性状態に達している. $R=0.02\sim0.03$ rad で、柱前面のコンクリート上面が圧壊した後、柱隅角部周辺のコンクリート下面が圧壊する. その後、圧壊が進むことで最大耐力に達して、僅かに耐力低下するものの概ね耐力を保持し続けている. このことから、柱前面に集中していた圧縮応力が徐々に幅方向に拡がることで柱前面の耐力低下を補っていると推察される. その後も、柱前面の圧壊およびスタッド周辺のコンクリート支圧破壊が進展し、R=0.10 rad頃には、梁とスラブが大きく離間してスラブからの拘束がなくなったことと梁に作用する引張軸力が減少することから、上フランジに局部座屈が生じ、梁端から横補剛位置の間では横座屈が生じて、その後、耐力が低下している.

正載荷時負曲げ側の X-梁および Y梁では,R=0.005 rad 程度でスラブ上面に幅方向に拡がるひび割れが生じながらも剛性を保持し,R=0.01 rad 程度で剛性が低下し始めて,R=0.04 rad 程度で下フランジに局部座屈が生じて,耐力が低下している。その後,スラブ上面では,ひび割れが全幅に伸びつつ本数も増えており,スラブ下面では,梁端から離れた位置でひび割れが同じ位置で生じており,厚さ方向に貫通しているが,梁端から幅方向に伸びるひび割れの貫通は認められない.

A1-O では、X 方向に載荷した後に Y 方向の載荷を行ったことで A1-O(Y 方向)では A1-O(X 方向)と異なる破壊性状が見られた。まず、Y 方向正載荷時正曲げ側の圧壊領域は X 方向載荷時の圧壊の影響により、A1 試験体や A1-O の X 構面に比べて小さい。A1-O(X 方向)では、負曲げ側スラブ上面に対称的なひび割れが入っているが、A1-O(Y 方向)の負曲げを受ける X+梁側のスラブに入る

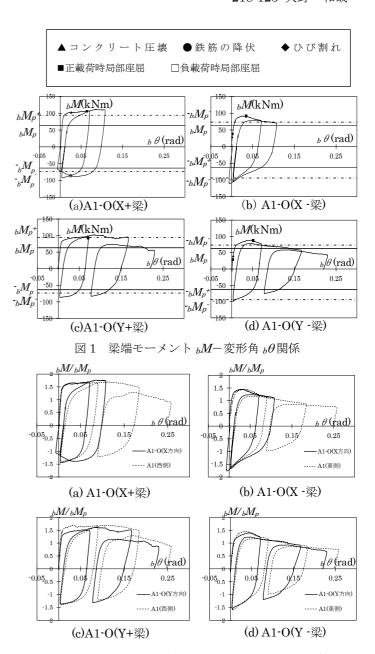


図 2 $_bM_bM_p-_b\theta$ 関係における A1-O と A1 の比較

ひび割れが少なかった. これは, X 方向載荷時のスタッドによる支圧破壊によって負曲げを受ける X+梁側のスラブと鉄骨梁の一体性が早期に損なわれたためと考えられる.

2.2 各試験体の比較

図 2(a), (b) より A1-O 試験体(X 方向)と A1 試験体を比較したとき,ほとんど差が見られなかった.これは A1-O 試験体と A1 試験体が同じ設計仕様で,同じ載荷を行ったためである.図 2(c), (d) より A1-O(Y 方向)試験体と A1 試験体を比較したとき,正載荷時正曲げとなる Y+梁の耐力は,最大値で見ると A1 試験体を 5%程度下

回ったが耐力が概ね一定となる範囲全体で見ると1~2割 程度下回った. これは一度 X 方向で載荷を行ったことに より、コンクリートスラブの圧壊やスタッドの支圧破壊 が生じたからだと考えられる. 正載荷時負曲げとなる Y-梁の最大耐力は A1 試験体を 4%程度低下した.

3. 歪分布

A1-O 試験体のコンクリートスラブおよびスラブ筋の 歪分布を図3, 図4に示す.

図3より, A1-O(X方向)試験体は計測点数が少なかっ たため、傾向がわかりにくいが、R=0.02rad 時では柱前 面に圧縮歪が集中し、スラブが圧壊した後には柱前面の 圧縮歪が減少するとともに柱周辺の圧縮歪が増加すると いう A1 の傾向と概ね符合する. スラブ圧壊後も, 正曲 げ側で耐力を保持できたのは, 鉄骨梁の歪硬化による耐 力上昇に加え, 柱前面の圧縮力が低下した分を柱周辺の スラブが補ったためと考えられる.

図 4(a), (b) より, X-梁側のコンクリートスラブと鉄 筋では、-550 mmの位置において、X方向載荷時に生じた ひび割れを跨いだことによって Y 方向載荷開始時点の R=0.00rad で既に引張歪が生じている. その後, コンク リートスラブは圧縮歪、鉄筋は引張歪が増えている. し かし、X+梁側ではコンクリート、鉄筋ともにその特徴が 見受けられない. これらは, 一度 X 方向に載荷を行った ことにより、コンクリートスラブは圧壊とスタッドの支 圧破壊が、鉄筋はスタッドの支圧破壊が生じたからだと 考えられる.

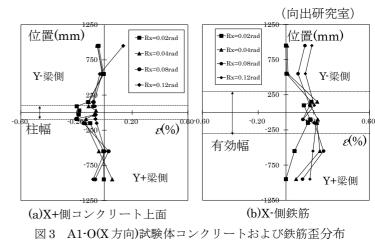
4. 結

本論その2では、合成梁を持つ鋼構造部分架構の載荷 実験により、直交二方向水平力を順に受ける際の大変形 域における荷重-変形関係およびその破壊性状を把握し

た. 1 度載荷したのち, 直交方向で載荷した時の耐力は, 既に損傷が生じている分, 一方向のみの載荷した際より も劣る. このような傾向は、負曲げ側よりも正曲げ側で より顕著であった.

参考文献

1)日本建築学会:鋼構造限界状態設計指針・同解説,2010.2 2) 潘成馬:水平一方向荷重下における合成梁の大変形域挙動に 関する実験的研究,大阪工業大学大学院修士論文,2021.



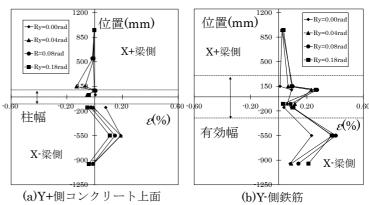
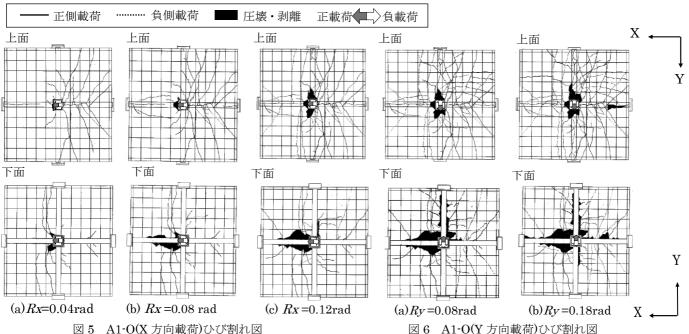


図 4 A1-O(Y 方向)試験体コンクリートおよび鉄筋歪分布



水平二方向荷重下における合成梁の大変形域載荷実験 (その3 斜め45度方向載荷の実験結果および考察)

216-132 村井 一輝

1. 序

本研究では、合成梁を持つ部分架構の大変形時挙動を把握するために実験を行なった. 前報(その1,2)に引き続き、本報(その3)では、主にA1-D試験体の実験結果および考察を述べる.

2. 荷重-変形関係および破壊性状

2.1 破壊性状

図 1 および図 2 より,A1-D 試験体は,ほとんどの部分で A1 試験体と同様の破壊性状を示していたが,A1 試験体と異なった破壊性状を以下に示す.

A1 試験体は R = 0.036 rad で,柱全面部のコンクリート上面が圧壊したが,A1-D 試験体では R = 0.018 rad と,より早期に柱隅角部周辺のコンクリート上面が圧壊した.その後,柱隅角部周辺のコンクリート下面が圧壊する.

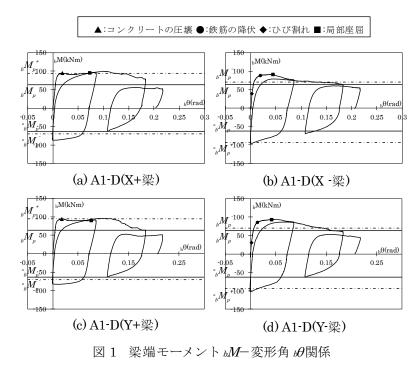
圧壊が進むとスラブと梁の界面におけるズレが進展する. その際, スラブ下面では A1 試験体同様に X+梁および Y+梁に沿ってコンクリートの剥離が生じた. スラブ上面では, A1 試験体の時は梁先端支持点近傍のスタッドを起点として幅方向に拡がってこれらと直交する梁に向かうひび割れが生じたが, A1-D試験体では X+梁および Y+梁の梁先端支持点付近から X-梁および Y梁に向かってひび割れが生じた. このことから, A1-D 試験体においても柱前面に集中していた圧縮応力が徐々に幅方向に拡がることで柱前面の耐力低下を補っていると推察される.

A1 試験体のひび割れは載荷構面方向を軸に対象に生じているが、A1-D 試験体のひび割れは載荷方向を軸に対象なひび割れが発生しており、Xまたは Y構面を軸には非対称に生じている.

2.2 各試験体の比較

上記のように、A1 試験体よりも早期に A1-D 試験体のコンクリートスラブが圧壊した。A1-D 試験体では柱前面のコンクリートの圧壊領域が重なることで圧壊が早まったと考えられる。

図 2 より A1-D 試験体と A1 試験体を比較すると, 3 サイクル目の耐力が A1-D 試験体のほうが A1 試験体よりも小さい. これは柱前面のコンクリートスラブが圧壊後に柱周囲のコンクリートスラブが圧縮力の負担を補うことで耐力の低下を防ぐことは既往の研究で明らかになっているが ¹, 斜め 45 度方向載荷することで, スタッドはコンクリートスラブと鉄骨梁上梁の間に生じる水平せん断力と, コンクリ



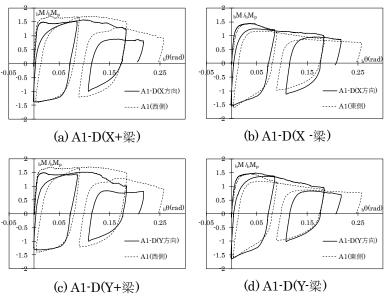


図 2 $bM_bM_p - b\theta$ 関係における A1-Dと A1の比較

ートスラブが面外曲げ抵抗したことにより生じるねじれモーメントから発生する引張力 2 を同時に受けるため,スラブの損傷が A1 試験体よりも著しく,直交構面での圧壊領域に圧縮力を伝達することができないこと,支圧破壊が生じやすくなったことで耐力が低下したと考えられる.その結果,耐力が概ね一定となる範囲全体で見ると,A1-D 試験体の X 構面,Y 構面の耐力はどちらも,A1 試験体を正曲げ側で $1\sim2$ 割程度下回った.負曲げ側では顕著な違いはなかった.

3. 歪分布

図 3(a)より、A1-D 試験体のコンクリートスラブの歪分布の特徴を以下に示す. R=0.02rad 時では柱前面に圧縮歪が集中しているが、スラブが圧壊した後には柱周辺の圧縮歪が増加している. スラブ圧壊後も、正曲げ側で耐力を保持できたのは、鉄骨梁の歪硬化による耐力上昇に加え、柱前面の圧縮力が低下した分を柱周辺のスラブが補ったためと考えられる. しかしながら計測位置によっては、負曲げ側の柱隅から幅方向に伸びるひび割れを跨いだため、引張歪みとなっている部分が見受けられるが徐々に圧縮方向に転じている.

図 3(a)より A1-D 試験体のスラブ筋の歪分布の特徴を以下に示す. R=0.02rad 時点では主に有効幅内のスラブ筋が引張力を負担しているが, R=0.04rad 時にはほぼ全てのスラブ筋が降伏歪の半分程度以上に達している. このように, R=0.02rad を超えると, 有効幅以外のほぼ全てのスラブ筋が引張力を分担したことで, 負曲げ側の全塑性耐力算定値を大幅に上回る最大耐力に達したと考えられる. ただし, Y 構面は変形が大きくなるにつれ, 有効幅外のスラブ筋も歪みが増加しているが, X 構面では Y-側における有効幅外のスラブ筋は歪みの増加が小さい. これは A1-D 試験体のひび割れ図より, スラブ筋の歪計測位置近傍にひび割れが発生しなかったためと考えられる.

4. 結

本論では、合成梁を持つ鋼構造部分架構の斜め 45 度方向 載荷実験により、大変形域における荷重-変形関係およびそ の破壊性状を把握した。特筆すべき点として、斜め 45 度 方向の力を受ける合成梁試験体では一方向の力を受けた時 よりも早く柱前面のコンクリートスラブが圧壊を起こし、 合成効果がより早く失われることにより耐力が低下するこ とが挙げられる。

参考文献

- 1) 潘成馬:水平一方向荷重下における合成梁の大変形域挙動に 関する実験的研究,大阪工業大学大学院修士論文,2021.1
- 2) 桑村仁,杉田朋哉,横山幸夫:鉄骨梁破断後の床スラブのバックアップ効果、日本建築学会構造系論文集,No.547,pp.169-176,2001.9

40

● R=0.02rad

■ R=0.08rad

→ R=0.20rad

(向出研究室)

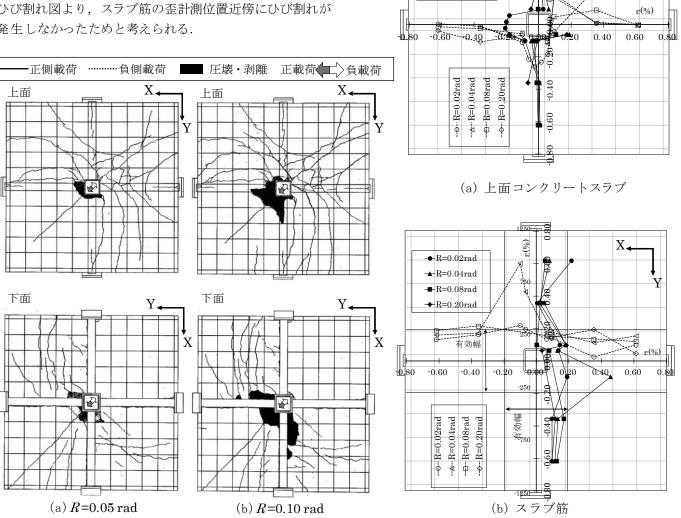


図 2A1-D 試験体ひび割れ図

図3 A1-D 試験体コンクリートおよび鉄筋の歪分布

生コンクリートの言葉の使われ始めに関する調査研究 その1 生コンクリートの言葉の文献調査結果について

217-163 尹 秀輔

1.はじめに

現在、学術用語として生コンクリートの言葉は排除されているが、経産省傘下のJISハンドブックでは生コンクリートの巻が刊行されているとともに、産業界での事業社名や産業用語で生コンクリートの言葉が一般に使われている。S63から11.15を全国生コンクリート工業組合連合会・協同組合連合会が、S24の同日に戦後初出荷をしたことを記念して、生コンクリート記念日が制定された。しかし、そもそも生コンクリートの言葉がいつどのように使われ始めたのか検討した文献はまったくない。本研究は、生コンクリートの言葉の使われ始めに関して調査することとし、その1は文献調査結果を報告する。

2. 文献調査の方法

生コンクリートの言葉が使用されている文献を探索して,影響を与えた出来事を調査し、本研究の範囲内で, 生コンクリートの言葉の使用とその普及状況を検討した。

3. 文献調査の結果及び考察

現在の生コンクリート工場方式の最初は、関東大震災が起きた 1923 年の震災復興にて、当時のアメリカから技術輸入して、集中コンクリート混合所が仮設運営されたことによる。戦前の様々な諸文献を探索した結果、本研究の範囲内で、生コンクリートの言葉が初めて文献で使用されたのは 1928 年(昭和3年)であった。また、その記述は、集中コンクリート混合所に関する文献であった。

3.1 戦前の諸学会の規準類の調査結果

表1に、戦前の諸学会規準類での生コンクリートの使用の調査結果を示す。土木学会は、鉄筋コンクリート示方書・解説を刊行し、建築学会は、戦前 JASS5 と建築工学ポケットブックを刊行した。これらは学術用語の規範になる文献にあたるが、戦前 JASS5 の一部で生コンクリートの言葉が使用されていたのみであった。

表 2 に、建築学会の戦前 JASS5 の生コンクリートの記載状況を示す。当時、大蔵省営繕管財局嘱託の池部宗薫が執筆した 4 章練方及打方で 7 箇所と、5 章型枠で 6 箇所と側圧図の記述で使用されていた。池部が営繕関係の施工現場での対応をしていたことから、施工現場で生コンクリートの言葉が使われていたことが推測される。

表 3 に、学術関係者の生コンクリートの言葉の状況 例を示す。当時、熊本工業高等学校教授の吉田彌七は、 集中コンクリート混合所論文の討議で、生混凝土の言葉 を 1 箇所使用したが、その後、土木学会鉄筋コンクリー ト示方書の解説文献の執筆で、生コンクリートの言葉を まったく使用しなかった。表 1 の結果と併せて、学術関 係者は生コンクリートを俗語扱いしたことがうかがえる。

表1戦前の諸学会規準類での生コンクリートの調査結果

女工 大川,	グ昭子云が平規し	*/ 1. * / /	TVJM且加入
学会名	土木学会	建築学会	建築学会
文献名	鉄筋コンクリート 示方書 解説	コンクリート及鉄 筋コンクリート標 準仕様書解説書	建築工学ポ ケットブック
発行年数	全161頁 ・第2版1936.S11 全179頁	 講習会資料 1933.S8 第1版 1935.S10 全378頁 第2版 1937.S12 全384頁 第3版 1939.S14 全384頁 第4版 1941.S16 全384頁 	1929.S4全 1637頁 ·第2版 1933.S8全 1676頁
生コンク リートの 表現	第1~3版:なし	第1~4版:一部で 生コンクリート	第1~2版:なし

表2 建築学会の戦前 JASS5 の生コンクリート記載状況

- · - ·	(C) = D(1) 0 -		. 40 1/4 1/100	
		生コンクリートの使 用範囲	生コンクリー トが使用され た範囲の著者	
第1版	13	4章:7回、5章:6回、 第31.1図生コンク リートの圧力	池部 宗薫	
備考: 第2~4版も第1版と同じ記載状況				

L 妻3学術関係者の生コンカリートの言葉の世況の適田例

衣 3 子	州関係者の生コングリ 5	ートの言葉の状化	元の週用例
発行年	吉田弥七の文献名	生コンクリー トの表現	出版社
1929	集中コンクリート混合所と現場試験との 実績報告	生混凝土	土木学会 論文集
1932	コンクリート及び鉄 筋コンクリート汎論	コンクリート	丸善(土木 学会RC示 方書の解 説)

3.2 生コンクリートが使用され始めた頃の文献探索結果

表 4 に、生コンクリートの言葉が使用され始めた頃の文献探索結果を示す。様々な戦前の文献を閲覧していく中で、本研究の範囲内で、1928年の土木学会論文誌での集中コンクリート混合所の論文が生コンクリートの言

表 4 生コンクリートの文献と使用回数の時系列順

	マエー・ケケー 「シス版と及用四級ジャイン	生コンクリー
発行年	文献	上の使用回数
	平山復次郎、山田忠雄:土木学会誌	1.02 K / 11 E1 88
1928	 vol.14.No.4.pp.663~692集中コンクリート混合所と	9
	現場試験との實績報告	
1929	中末 郁二: 土木学会誌vol15,No.3,pp.283~288集中	2
	コンクリート混合所と現場試験との實績報告	
	日本ポルトランドセメント同業社編集:セメント界彙	
1931	報No.262,pp.1~23混凝土業號	1
1935	佐野 俊男:土木學會誌vol.21,No1,pp.53~77 論説報告	3
1935	坂路に於けるコンクリート舗装	3
	秋田 益雄:建築學會大論文集	
1935	vol.49,No.598,pp.230~232 混凝土の施工軟度試験の	1
1933	結果得たる混凝土の最高限度に経済的なる配合につ	1
	いて	
1005		1
1935	日本ポルトランドセメント同業社編集 型枠編	1
1938	クライン・ローゲル:コロナ社,建築工学海外名著書	22
1938	集冬のコンクリート	23
1020	坐司、坐→出土村 _ 、	8
1939	當山 道三:共立社,コンクリート及鐵筋コンクリート	ŏ
1948	坂 静雄: 産業国書株式会社,鐵筋コンクリート學教程	6
	*表1~表3にある文献は省略	

葉の記載文献の最初であった。この文献では、文献中に、 工場の構造関係が 1927 年発表の都市工学誌での「コン クリート・プラントに就ついて」で詳述紹介があって、 この文献も閲覧したが、こちらは生コンクリートの言葉 は使用されていなかった。戦前は、論文誌の一部と教科 書の一部で生コンクリートが使われていたことを確認で きたが、調査にあたって閲覧した大多数の論文や単行本 では、硬化前の生コンクリートと硬化後のコンクリート の使い分けはされていなかった。

3.3 集中コンクリート混合所について

以上より、集中コンクリート混合所が生コンクリートの言葉の使用きっかけになったのではないかと考えられる。このため、集中コンクリート混合所についての記事を、表5にまとめた。集中コンクリート混合所は、当時の復興局の道路舗装に対する仮設工場で、その学術的分野は土木学会になる。このため、集中コンクリート混合所の記事は、土木学会やセメントコンクリート産業誌で主に取り上げられ、表5の文献で生コンクリートの言葉の使用が確認できた。生コンクリートの言葉は、施工現場に密接に関係した言葉であることがわかる。

3.4 生コンクリートの言葉の学術と産業での違いの検討

図1に生コンクリートの言葉の戦後の状況を示す。コンクリートは現場で練り混ぜられていたが 1923 年の関東大震災で道路舗装など大量にコンクリートが必要となったことがきっかけで品質の安定・生産性の向上・コストダウンが測れるように集中コンクリート混合所が仮設された。その後、第二次大戦を経て、戦後復興で、土木学会の土木用語委員会で生コンクリートを用語として定

表 5 中央混合所方式について記載された文献

1	日本の集中コンクリート混合所に関する文献					
発行年	文献	掲載内容	生コンの表現			
1927	道路協会:都市工	コンクリートプラン	記述する場面			
	学	トに就て	なし			
	土木学会誌14巻5	集中コンクリート混	生コンクリー			
1928	号	合所と現場試験の実	F			
	•	積報告	,			
1000	土木学会誌15巻3	集中コンクリート混	生コンクリー			
1929	号	合所と現場試験の実	F			
	アメリカの由血っ、	績報告 ンクリート混合所に関う	 トス 立 齢			
	早稲田大学建築学					
1931	報 第八號	中央混練装置	コンクリート			
1926	セメント界彙報	中央混練装置	記述する場面			
1320	第150号	十大化脒 表直	なし			
1927	セメント界彙報	コンクリートの強度	コンクリート			
1321	第160号	均一法	(特殊)			
1930	セメント界彙報	中央混合所用の大ミ	記述する場面			
1930	第229号	キサー	なし			
1931	セメント界彙報	Ready Mixed	レディミキス			
1331	第262号	Concrete Business	ドコンクリー			
1936	セメント界彙報	米国における中央混	コンクリート			
_ • • •	第334号	合所に就て				

●戦前

- ・~1923コンクリートは現場で練り混ぜられて作られていた。
- ・1923年の関東大震災直後、集中コンクリート混合所が仮設される
- ・1928年初めて土木学会誌が集中コンクリート混合所の文献で生コンクリートを使用する。
- ・その後も集中コンクリート混合所の文献を中心に生コンクリートを 使用した文献が出版された。
- ・1935年当時の基準を定めるコンクリート及鉄筋コンクリート 標準仕様書に掲載された。

●戦後

- ・1948年12月生コンクリートの産業の発祥として 磐城コンクリート工業(株)が設立された。
- ・1948~1953年、磐城コンクリート工業(株)が生コンクリート工場を 磐城生コンクリート工業KKという会社を設立し経営した。
- 1953年11月に生コンクリートのJIS A 5308が制定され、 生コンクリートのことを「レディーミクストコンクリート」 ということに決まった。

図1生コンクリートの言葉の戦前と戦後

める取り組みが進んだが、1953年11月にJISA5308(レデーミクストコンクリート)が制定され、生コンクリートの言葉がレディーミクストコンクリートで規定された。また、フレッシュコンクリートに当たる言葉が、まだ固まらないコンクリートの言葉として規定された。一方1948年に産業界で戦後初となる生コンクリート工場が設立し、生コンクリートの言葉を会社名にした。このように学術用語と産業用語の使用に違いが生じた。

4. まとめ

本研究の範囲内で、文献調査結果により、生コンクリートの言葉が初めて使用されたときから戦後に到るまでの普及状況をまとめることができた。

(中村研究室)

生コンクリートの言葉の使われ始めに関する調査研究 その2翻訳書「冬のコンクリート」の生コンクリートの言葉の使用状況について

217-105 名倉 大介

1. はじめに

本研究その 1 より、翻訳書「冬のコンクリート」は、「生コンクリート」という言葉がまだ一般的に普及していない時代に、日本語訳全体で「生コンクリート」が使用されている特異な文献であった。このため、本研究その 2 では、翻訳書「冬のコンクリート」での生コンクリートの言葉の使用状況について、詳細に検討した。

2. 翻訳書「冬のコンクリート」の概要

アドルフ・クラインローゲルによるドイツ語の著書である「Winterarbeiten」第 1 版,1932 を、当時,東京帝国大学の濱田稔と松下清夫が 1935 年に和訳した文献であり、冬季のコンクリートの性質及びコンクリート工事に関する具体的な方法や対応方法や熱量計算の方法が詳しく述べられている。

2021 年度の本研究実施にあたり、第 1 版のドイツ語原本「Winterarbeiten」は、国会図書館をはじめ公立・大学図書館を探したが見つからなかったため、オーストリアの古書店の通信販売で購入し取り寄せた。

3. 著者と翻訳者について

著者のクラインローゲルは、当時ダルムシュタット工科大学の特別教授を務めていた。冬のコンクリートが出版された 1935 年に、翻訳者の濱田稔は東京帝国大学の助教授で、松下清夫は東京帝国大学建築学科卒業直後で東大営繕課に勤務していた。表1に関係者の年譜を示す。

4. 「冬のコンクリート」の生コンクリートの言葉の使用 状況の検討

4.1 生コンクリートの言葉の使用箇所の抽出結果

表 2 に、「冬のコンクリート」の生コンクリートの言葉の使用状況を示す。「冬のコンクリート」では、全ページを通して 23 箇所で生コンクリートの言葉が使用されていた。

4.2 濱田稔の硬化前のコンクリートの表現の検討

それで、翻訳者の濱田について、「冬のコンクリート」の刊行直前までの諸文献での生コンクリートの言葉の使用状況を調査した。表3に、濱田が執筆した昭和7年から昭和13年までの文献の硬化前コンクリートの言葉表現の調査結果を示す。調査した文献中には、まったく生コンクリートの言葉が使用されていなかった。

このため、「冬のコンクリート」の翻訳は、実際には、 濱田はほとんど関わらず、松下が主体となって和訳した 文献であると考えられる。また、当時、濱田は東京帝国 大学の助教授で、松下は東京帝国大学を卒業したばかり であったことから、濱田は監修のような立場で「冬のコ ンクリート」に携わったと考えられる。

表1 関係者の年譜

	クラインローゲル	濱田	松下
1927年		東京帝国大学助教授	
(昭和2)		米 尔市国八子助教技	
1929年		建築学会コンクリート標	
(昭和4)		準仕様書調査委員会委員	
1930年		「コンクリート及鋼コン	
(昭和5)		クリートに関する研究」	
(ДД/ДО)		にて工学博士	
1932年	W interarbeiten 1版		東京帝国大学工学部建築
(昭和7)	発行		学科 入学
1935年			東京帝国大学工学部建築
(昭和10)			学科 卒業
			東京帝国大学営繕課事務
			取扱嘱託
		「冬のコンク	リート」発行
1938年		東京防空司令部防空研究	臨時招集
(昭和13)		会委員	
1940年		教授	
(昭和15)		7/12	
1941年	W interarbeiten 2版		
(昭和16)	発行		
1943年		大東亜建築委員会委員	東京帝国大学助教授
(昭和18)		八不正在不安員五安員	不水山 四八 F 明 秋 区
1947年	W interarbeiten 3版		
(昭和22)	発行		
1953年	W interarbeiten 4版		
(昭和28)	発行		

表 2 「冬のコンクリート」での生コンクリート使用箇所 と個数の調査結果

ページ数	P11	P23	P24	P25	P56	P76	P77	P78	P82	P95
個数	1	1	1	1	1	1	5	1	1	2
ページ数	P96	P99	P107	P113	P114	P116	4	È123-	ペーシ)
個数	3	1	1	1	1	1		全23	か所	

表3 濱田稔の硬化前のコンクリートの表現の調査結果

年	文献名	記述箇所
1932年	建築雑誌 資料 コンク	P116(18行目)
(昭和7年)		練つたコンクリートを入れるので
(PD TU / ++)	リート調合及施工に就て	あります。
		P116(20~21行目)
		非常に軟かいコンクリートであり
		ますとざつと流れて高さが低くな
		ります。
	建築雑誌 報告 コンク	P45(10~11行目)
1933年	リート・ミキサの廻轉速度	之等のカート中のコンクリートは
(昭和8年)	に關する試驗	夫々流出の初、中、終を代表する
	1~1970 ダ の記入司以	ものとす。
	建築雑誌 講演 高級コン	P980(1~3行目)
1934年	クリートに於ける性狀 强	なおこの實驗は最初セメント液量
(昭和9年)	度、軟度、彈性常數、經濟	が標準調合比に於ける値の0.8倍な
(PD/113 1 7)	の各季節に於ける考察)(昭	るコンクリートをスランプ試驗1回
	和9年5月29日講演)	分より少しく多量に練り、
	鹽化カルシウム入りのコン	P51(27~28行目)
1938年	クリート中の鋼材腐食と其	コンクリートに鹽化カルシウムを
(昭和13年)	の防止に關する問題	混和する目的は冬季コンクリート
	の山屋	の短期强度の增進、

4.3 松下清夫の生コンクリートの対訳状況の検討

表4に松下清夫の生コンクリートの対訳状況の調査結果を示す。硬化前のコンクリートの表現方法はドイツ語では表記に揺れがあり、原本「Winterarbeiten」では7種類の言葉で表記されている。しかし、松下は「生コンクリート」の言葉1種類に統一している。ドイツ語の単語を直訳すれば硬化前のコンクリートを示すことが分かる単語もあれば、文脈から硬化前のコンクリートを示すことが分かる単語も存在している。表4中の1、3、5、

表 4 松下清夫の生コンクリートの対訳状況の調査結果

	ドイツ語	Google翻訳		
	Betongemischs			
1	Betongemisch	コンクリート 混合物		
	Betongemisches			
	Mischgut	混合物		
2		ミックス		
		混合材料		
3	frischen Beton	フレッシュコンクリート		
٥	frischer Beton			
4	Beton	コンクリート		
4	Betons			
5	Fertigbeton	生コンクリート		
6	frischen Baukörper	新鮮な構造物		
7	letzteren	後者		

6のドイツ語は単語の意味だけで硬化前のコンクリートを示すことがほぼ分かるが、2、4、7のドイツ語は単語の意味だけでは硬化前のコンクリートを示すことは分からない。

4.4 原本「Winterarbeiten」の7種類の単語と松下清夫の 生コンクリート翻訳の内容の検討

そこで、原本「Winterarbeiten」の7種類の単語が使用された文章の内容を検討することにした。表5に、原本「Winterarbeiten」の7種類の単語と松下清夫の生コンクリート翻訳と Google 翻訳による直訳の内容の比較結果を示す。2と4の文章は、ミキサから取り出された旨の記述があるので、松下は「生コンクリート」と訳したと思われる。また、7の文章は前の文脈で後者にあたる箇所の記述が硬化前のコンクリートについての記述であったので「後者」を「生コンクリート」と訳したと思われる。松下清夫が、硬化前のコンクリートを意識して、また、生コンクリートの言葉の意味をきちんと理解していたことがわかる。

5. まとめ

「冬のコンクリート」はドイツ語でも表現が統一されていないまだ固まらないコンクリートの表現を、日本でも当時まだ完全に普及していなかった「生コンクリート」という言葉1つで表現している貴重な文献であり、翻訳者である松下が高度な知識を有していたことが分かる。

(中村研究室)

表 5 原本「Winterarbeiten」の 7 種類の単語と松下清夫の生コンクリート翻訳と Google 翻訳による直訳の内容の比較

	「冬のコンクリート」	「W interarbeiten」	Google翻訳
1	翌日になつても未だ硬化しない事があつた。その時は豫め冷却を考慮に入れて凝結を15℃で行はしめんとして生コンクリートの温度を20℃以上にして置いたのであるから	daß der Beton am anderen Tage noch weich war, was man sich zunächst nicht erklären konnte, um so weniger, als man mit der Temperatur des Betongemischs vorsorglich weit über + 20°C hinausgegangen war,	最初は説明できませんでしたが、予防 措置としてコンクリート <mark>混合物</mark> の温度
2	52℃でミキサから 取り 出した <u>生</u> コ ンクリート は	für das aus der Trommel kommende <mark>Mischgut</mark> +52℃ zu erzielen;	ドラムから出てくる材料に対して+ 52℃を達成するため。
3	生コンクリートに對する保護處置	Schutzmaßnahmen für den frischen Beton	フレッシュコンクリート の保護対策
4	ミキサから取出した <mark>生</mark> コンクリート	Nachdem der <mark>Beton</mark> die Mischmaschine verlassen hat,	コンクリートがミキサーを離れた後、
5	以上のことは <mark>生コンクリート</mark> についても同様である。	Die gleiche Bedeutung kommt dem Fertigbeton zu,	プレキャストコンクリートも 同じ意味 ですが、
6	水の加熱(急硬化を防ぐ爲30℃までゞ止める) 假枠の温湯洗滌・水量の減少・藁・板・紙類による生コンクリートの被覆・假枠存置期間の延長等より、	Verminderung des Wasserzusatzes soweit irgend zulässig, Abdecken der frischen Bauk örper mit Stroh, Brettern, Papiersäcken u. dgl, längeres Belassen in der Schalung.	水の添加を可能な限り減らし、 <mark>新しい</mark> 建物の構造をわら、板、紙袋などで覆い、型枠に長期間置いておきます。
7	によれば、出来た <mark>生コンクリート</mark> の温度は結局10+(66+6)=21℃	Bei 66 °C Wasserwärme (Turner) und bei $+10$ °C Temperatur der Zuschlagstoffe ergibt sich somit für die letzteren eine Erwärmung auf nur $10+(66\div6)=21$ °C.	66℃の水熱(ターナー)および+ 10℃