# 無開口軽量鉄骨軽量コンクリート造耐力壁の耐震性能に関する実験的研究
## その 1　実験概要および実験結果

215-046　　小巻　享大

### 1. はじめに

地震多発国の中国では、震災地域復興の一環として政府側より罹災者に支援住宅を提供してきた。支援住宅の建設において、施工性の良い従来の軽量鉄骨構造と断熱性および遮音性に優れた軽量コンクリートを合成した軽量鉄骨軽量コンクリート構造システムが新たに提案された。前年度は、せん断スパン比とコンクリート強度をパラメータとする軽量鉄骨軽量コンクリート造耐力壁の静的載荷実験結果に基づき、その耐震性能評価を行った[1]。本研究では、軸力比とせん断補強筋比をパラメータとする耐力壁の静的載荷実験を実施し、その耐震性能や保有水平耐力について検討する。本報（その 1）では、静的載荷実験概要と実験結果について報告する。

### 2. 実験計画

#### 2.1　試験体概要

軽量鉄骨軽量コンクリート造耐力壁の試験体は軸力比とせん断補強筋比をパラメータとし、実大スケールの計 5 体を製作した。各試験体の概要を表 1 に、せん断補強筋比が 0.10%の試験体詳細を図 1 にそれぞれ示す。

#### 2.2　載荷計画

試験体の上下にスタブを設け、鉛直方向では軸力比が 0.2、0.3、0.4 の 3 種類となるように一定荷重を加えた（図 2）。水平方向の加力スケジュールを図 3 に示す。はじめに荷重制御により載荷し、軽量鉄骨が降伏した後から変位制御に切り替え、降伏時の水平変位 Δ を基準として漸増繰り返し載荷を行った。ここで、各制御変位での繰り返し回数は 2 回とした。

### 3. 実験結果

#### 3.1　破壊性状

(1)　0.2-600 試験体

*R*=0.05%で引張側下部に斜めのひび割れが発生し、*R*=0.25%で中央の角形鋼に沿って縦ひび割れが発生した。*R*=0.93%で下部スチールストリップのかぶりコンクリートが局部的に剥落し、最後は曲げ破壊を起こした。

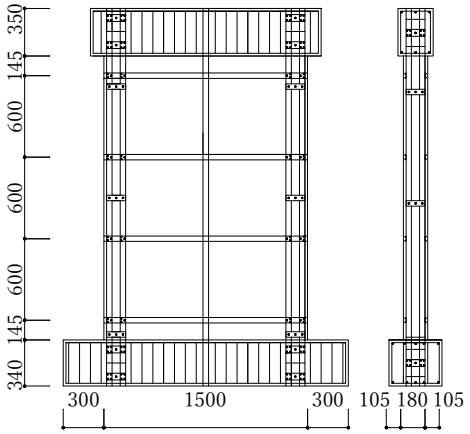



図 1　試験体の詳細例（mm）

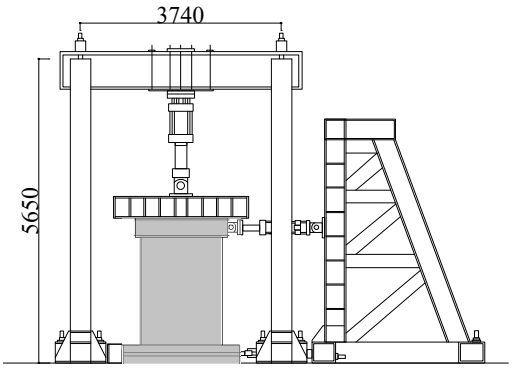



図 2　載荷装置（mm）

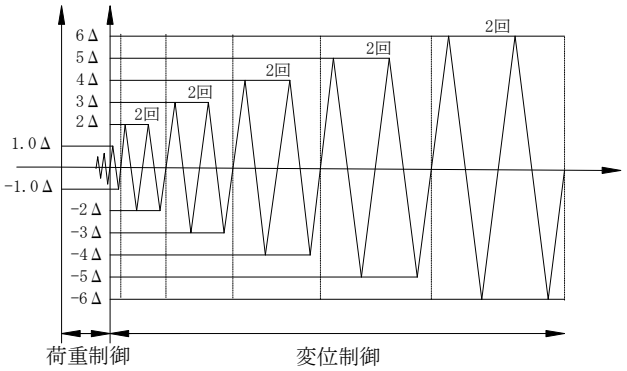



図 3　加力スケジュール

表 1　試験体概要

| 試験体番号 | 壁厚（mm） | 高さ×長さ（mm） | せん断スパン比 | スチールストリップ本数 | 角形鋼比（%） | 軸力比（%） | せん断補強筋比（%） | 軽量コンクリート圧縮強度（MPa） | $E_c$（MPa） | 軽量鉄骨種別 | 軽量鉄骨降伏強度（MPa） | $E_s$（MPa） |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.2-600 | 180 | 2250×1500 | 1.5 | 8 | 0.578 | 0.2 | 0.10 | 6.30 | 7196 | S350GD | 358 | $2.02\times10^5$ |
| 0.3-600 | | | | | | 0.3 | | 6.28 | 7159 | | | |
| 0.4-600 | | | | | | 0.4 | | 6.24 | 7185 | | | |
| 0.4-450 | | | | 10 | | | 0.14 | 6.57 | 7301 | | | |
| 0.4-300 | | | | 14 | | | 0.20 | 6.45 | 7280 | | | |

注：S-構造用鋼材　G-高強度鋼材　D-溶融亜鉛メッキ材料

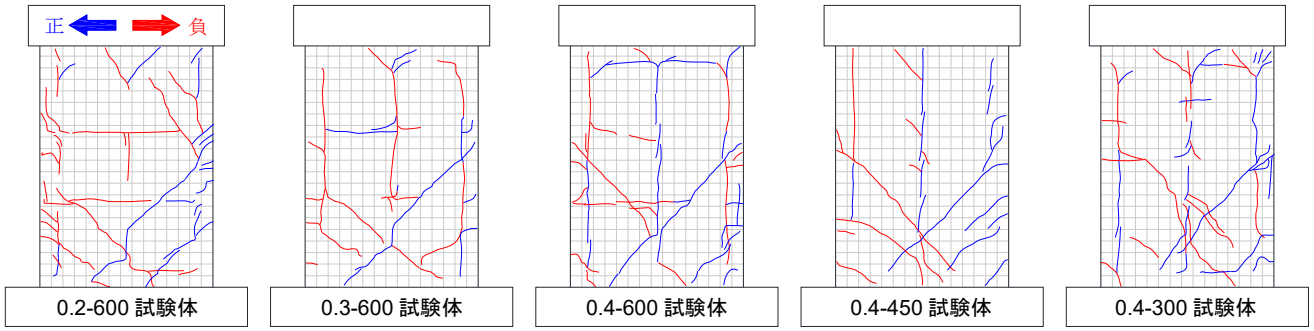



図 4　安全限界時の破壊状況

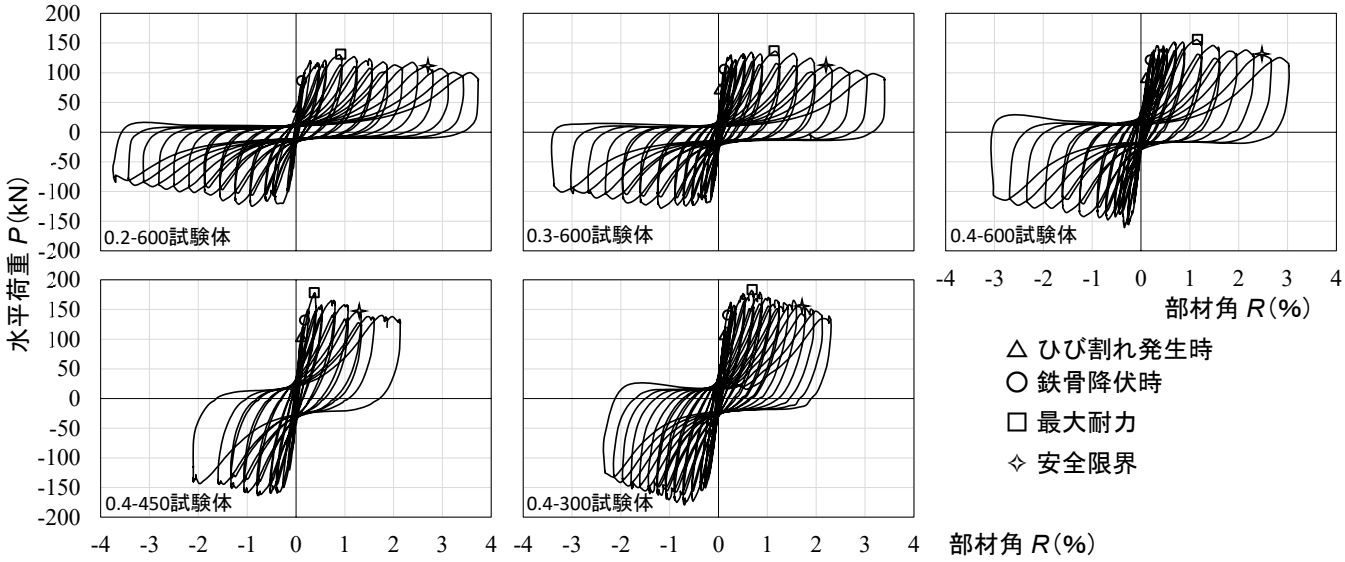



図 5　荷重－変形関係

(2)　0.3-600 試験体

$R$=0.14%で引張側下部に斜めのひび割れが発生し、$R$=0.27%で両端の角形鋼に沿って縦ひび割れが発生した。$R$=1.6%で下部スチールストリップのかぶりコンクリートが局部的に剥落し、最後は曲げせん断破壊を起こした。

(3)　0.4-600 試験体

$R$=0.11%で引張側下部に斜めのひび割れが発生し、$R$=0.27%で中央の角形鋼に沿って縦ひび割れが発生した。$R$=1.6%で角形鋼に沿ってかぶりコンクリートが局部的に剥落し、最後は曲げせん断破壊を起こした。

(4)　0.4-450 試験体

$R$=0.13%で斜めのひび割れが発生し、$R$=0.38%で中央の角形鋼に沿って縦ひび割れが発生した。$R$=1.07%で中央部スチールストリップのかぶりコンクリートが局部的に剥落し、最後は曲げせん断破壊を起こした。

(5)　0.4-300 試験体

$R$=0.27%で引張側下部に斜めのひび割れが発生し、$R$=0.36%で中央の角形鋼に沿って縦ひび割れが発生した。$R$=1.42%で中下部スチールストリップのかぶりコンクリートが局部的に剥落し、最後は曲げせん断破壊を起こした。

### 3.2　荷重－変形関係

(1)　0.2-600 試験体

$R$=0.16%で圧縮側角形鋼が降伏した。$R$=0.90%で最大耐力が 130.4kN に到達した後、耐力が徐々に低下し、$R$=2.67%で安全限界（最大耐力の 85%）に達した。

(2)　0.3-600 試験体

$R$=0.18%で圧縮側角形鋼が降伏した。$R$=1.16%で最大耐力が 136.4kN に到達した後、耐力が徐々に低下し、$R$=2.20%で安全限界に達した。

(3)　0.4-600 試験体

$R$=0.18%で圧縮側角形鋼が降伏した。$R$=1.15%で最大耐力が 155.8kN に到達した後、耐力が徐々に低下し、$R$=2.41%で安全限界に達した。

(4)　0.4-450 試験体

$R$=0.32%で圧縮側角形鋼が降伏した。$R$=0.39%で最大耐力が 178.2kN に到達した後、耐力が低下し、$R$=1.23%で安全限界に達した。

(5)　0.4-300 試験体

$R$=0.36%で圧縮側角形鋼が降伏した。$R$=0.68%で最大耐力が 181.9kN に到達した後、耐力が低下し、$R$=1.77%で安全限界に達した。

## 4.　まとめ

本報（その１）では、軸力比とせん断補強筋比をパラメータとする軽量鉄骨軽量コンクリート造壁の静的載荷実験概要と実験結果について報告した。

**参考文献**

1) 権淳日，黄強：軽量鉄骨軽量コンクリート構造システムに関する研究（その 1），日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系，No.60，pp.301-304，2020.6

（権研究室）

# 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

216 - 014　　石山　貴之

## １．はじめに

従来の鋼構造柱梁接合部の構造設計では、溶接を用いた強度重視型の剛接合が一般的であるが、阪神淡路大震災で溶接接合部に脆性的な破壊が生じたなどの理由により、鉄骨構造の柱梁接合部における接合方法の１つとしてアングルなどの接合金物と高力ボルトを用いる方法が注目されるようになった。この種の接合部は通常では、半剛接合として扱われる。溶接接合と比べ接合部の変形量が大きくなるため、半剛接合の構造設計上の課題として、接合部の剛性確保や初期剛性の評価精度向上、エネルギー吸収能力の評価法の確立などが挙げられる。

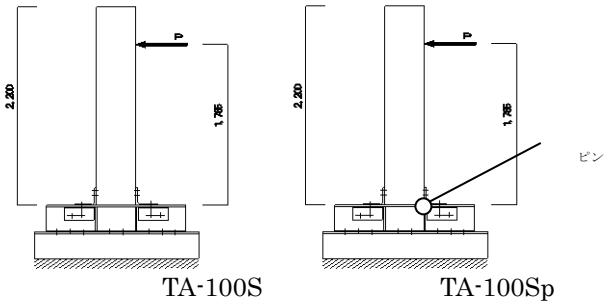
本論文ではこれらの背景を踏まえ、接合部の耐力や剛性の評価で使用している接合部回転中心の位置について、シートアングルの弾塑性挙動を検討することで評価を行ってみる。具体的には、過去の載荷実験で用いられた試験体に合わせて数値解析モデルを作成し、接合部の回転中心を強制的に固定するかどうかをパラメータとして、３次元有限要素法ソフト Abaqus を用いて弾塑性解析を行った。これらの数値解析結果の比較を行うことによって、シートアングル側の回転中心の位置及びその変化を検討した。

## 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に解析モデルの使用鋼材や寸法を示す。今回は、ピン支持があるかどうかをパラメータとした２種類の解析モデルを作成し,この２種類の解析モデルの梁端に載荷荷重 $P$ を加えてい

表１　解析モデル名及び使用鋼材・寸法

| 解析モデル名 | 梁 | ボルト | 柱 | アングル |
|---|---|---|---|---|
| TA-100S | H-300×300×10×15 | M22 | H-300×300×10×15 | L-200×200×15 |
| TA-100Sp | | | | |




TA-100S　　TA-100Sp

図１　解析モデル概要

く。TA-100Sp において、柱梁接合部曲げモーメントの算出に用いる距離 $\ell_1$ とトップアングルの引張力 $T$ を求めていく。TA-100Sp 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、TA-100S の結果との比較を通して距離 $\ell_1$ について考察し、その力学的性状を検討していく。

図１で示すような既存の研究では､実験的研究の場合、載荷実験の結果としてよく載荷点の荷重-変位グラフが示されるが、接合部として設計する時、このような荷重 $P$ と変位 $\delta$ の関係ではなく、接合部の受けている曲げモーメント $M$ と接合部の回転角 $\theta$ の関係が必要となる。例えば、本研究室において提案されてきた剛性評価式から、図２に示すパラメータをもとに以下のように計算式をまとめている。

$$
\begin{aligned}
&K_r = K\ell_1\ell_2 \\
&\ell_1 = \ell_2 + 0.5\ell_0 \\
&\ell_2 = H + 1.5t \\
&\ell_0 = g_1 - 0.5B + 0.7t
\end{aligned}
\qquad -(1)
$$

ここで $K_r$ は回転剛性、$K$ はトップアングルの引張剛性、$H$ は梁せい、$t$ はアングルの板厚、$g_1$ はボルトの中心からアングルウェブの内側表面までの長さ、$B$ はボルトのナットの寸法である。トップアングルの曲げ部分の両端を完全回転拘束とすれば、反曲点から接合部回転中心までの距離は上記の $\ell_1$ になる。図２及び $\ell_2$ の式からわかるように、接合部の回転中心をシートアングルの板厚中央に設定している。本論文では図１に示す TA-100Sp との比較でこの回転中心の位置を算出する。ここでは解析モデルの載荷点荷重 $P$、トップアングルの引張力 $T$、載荷点から接合部までの距離 $L$、トップアングル曲げ部分の反曲点から回転中心までの距離 $\ell_1$ の４者の釣り合い関係より以下の式が成り立つ。

$$PL = T\ell_1 \qquad -(2)$$

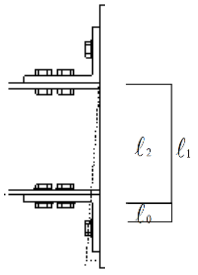



図２　接合部の回転

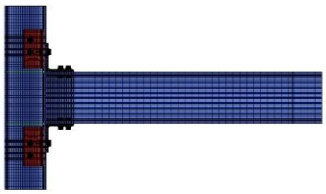


図３　モデルの要素分割

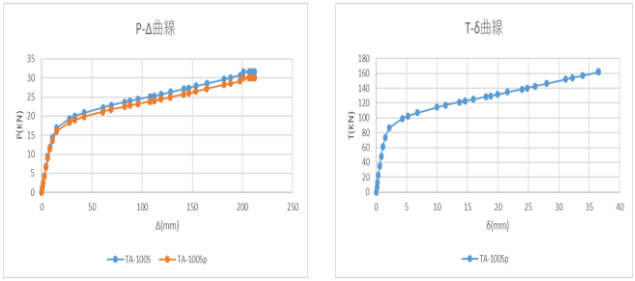
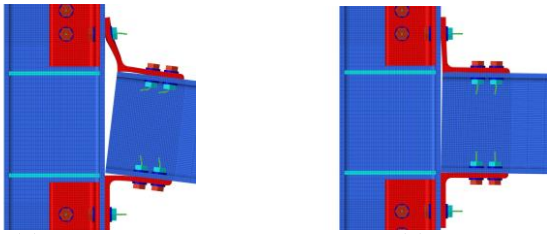



図４　荷重-変位曲線



(a)最大たわみ　　(b)降伏前

図５　TA-100S の変形状況

TA-100Sp の結果からトップアングルの引張力 $T$ を算出する。また、このモデルの計算では $\ell_2 = H + 1.0t$ となる。この結果をもとに、$T$ - δ グラフを作成する。δ は解析モデルのトップアングルの引張変位である。このグラフは回転中心を定める比較データとなる。回転中心固定ではない解析モデルについて次式が適用できる。

$$\ell = PL/T \qquad -(3)$$

$P$ は荷重、$L$ は式(2)と同じで、$T$ は上記の $T$ - δ グラフから得られる。

## ３．数値解析について

汎用数値解析のプリポストソフトである Hyper Mesh を用いて解析モデルを作成し、３次元有限要素法を用いた解析ソフト Abaqus により結果の算出を行った。また、その結果を用いて Hyper View というポスト処理ソフトを用いて、可視化処理を行った。図３はモデルの要素分割の状況を示す。解析時間の短縮をはかるために、試験体全体の 1/2 モデルを採用した。使用鋼材については素材試験より得られた応力-ひずみ曲線を元に、真応力-真ひずみ関係により与えた。また、数値解析は単調載荷とした。

## ４．解析結果

各解析モデルに対してピンの有無に着目し、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-変位曲線を、図５に TA-100S の変形状況を示す。解析値については、$P$ - Δ 曲線は全体的に本研究室で行われてきた載荷実験の結果より過小評価ではあったが、載荷初期から降伏時までは近似している。この結果から得られた TA-100Sp の初期の $\ell_1$ は 34.85(cm)で、降伏耐力は 16.9KN となった。前節で述べた初期剛性評価時に使用する回転中心位置は、比較的載荷初期のもので、その後の位置変動は初期剛性よりむしろ接合部耐力

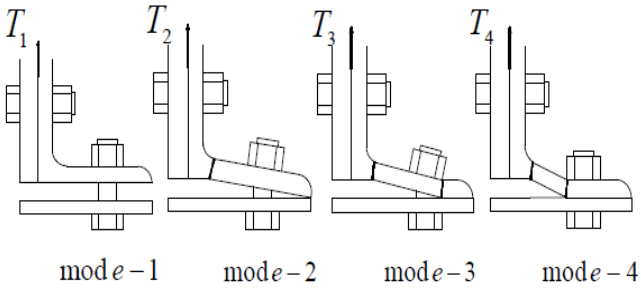



図６　耐力評価の崩壊モード

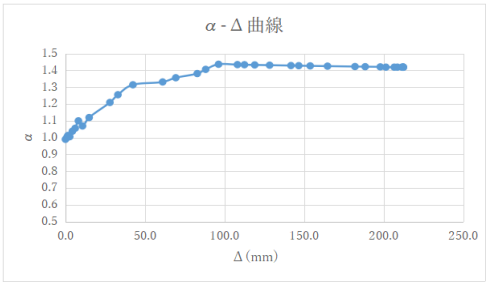



図７　α - Δ 曲線

評価に対する影響は大きい。図６は従来の既存研究でよく使用されている耐力評価の崩壊モードを示す。あらゆる接合部の崩壊に対応するもので、そのうち、４番目のモードはもっとも変形能力が大きく、既存の研究で推奨されている。本論文ではこの崩壊モードに対応した解析モデルを設定しており、この崩壊モードの耐力評価は次式のように表す。

$$M_y = T_4 \times \ell_1 = T_4 \quad (\ell_2 + 0.5\ell_0) = T_4 \quad (H + \alpha t + 0.5\ell_0) \qquad -(4)$$

最大耐力 $M_u$ についても、ほぼ同様の計算式になるが、上式の $\alpha$ は、従来使用した $\alpha$ =1.5、および早期の剛性評価用 $\alpha_k$、降伏耐力評価用 $\alpha_y$ と異なり、接合部の変形が最も進んだ時の回転中心を示す $\alpha_u$ となる。図７に載荷点の変位を Δ とした時の $\alpha - \Delta$ 曲線を示す。載荷初期は $\alpha$ =1.0 から大きく増加し、降伏耐力に達したところで増加量は小さくなり、$\alpha$ =1.4 のまま最大耐力に達した。この結果から回転中心は,載荷が進むにつれて、シートアングルのかかと部分から接合部の外側へ移動していくことが分かった。

## ５．まとめ

本論文では接合部の耐力や剛性の評価で使用している接合部回転中心の位置について、シートアングルの弾塑性挙動を３次元有限要素法ソフト Abaqus を用いて弾塑性解析を行い、これらの数値解析結果の比較を行うことによって、シートアングル側の回転中心の位置及びその変化について検討を行った。その結果、回転中心は載荷が進むにつれてシートアングルのかかと部分から更に外側へ移動することが分かった。

【参考文献】

浅田健太、林暁光：高力ボルトを用いた柱梁半剛接合部の載荷実験及び剛性評価　日本建築学会近畿支部研究論文集、2010 年

（林研究室）

# 梁の損傷を考慮した RC 造建物の残存耐震性能の評価手法に関する研究
## その 1　振動台実験概要及び損傷度評価

216-017　　井上　嘉哉人

### 1. はじめに

地震により被災した建物を継続使用するための復旧要否の判定を行う必要がり、国内では「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」[1]に基づき、震災建物の耐震性能残存率を算出し被災度を区分している。ここで、耐震性能残存率の算出において建物の各構成部材の損傷状況より損傷度を評価する必要があるが、現行の手法では天井などに隠れている梁部材の損傷度を正確に評価することが難しく、特に現在構造設計の主流である梁降伏型鉄筋コンクリート造（以下：RC 造）建物の耐震性能残存率の算定精度に影響を及ぼす可能性がある。そこで、本研究では既実施した実大 4 層梁降伏型 RC 造建物の振動台実験結果を用いて、損傷度が正確に評価できない梁部材があると想定し、梁の損傷が RC 造建物の耐震性能残存率の評価精度に及ぼす影響について定量的な検討を行う。本報（その 1）では、振動台実験概要、各部材の損傷状況およびそれに基づき評価した損傷度について報告する。

### 2. 実験概要及び実験結果

#### 2.1　実験概要

試験体[2]の伏図、A 軸および 1 軸の軸組図を図 1 に示す。試験体は長方形平面を有する実大 4 層建物で、各階の階高は 3m である。また、1 軸方向は 14.4m の 2 スパンの純ラーメン構造で、A 軸方向は 7.2m の 1 スパンの中央に連層耐震壁を有するフレーム構造となっている。柱、大梁および耐震壁の断面詳細を表 1 に示す。また、実験では 1995 年の兵庫県南部地震の地震波が使用されており、入力地震波は観測波に基づき定め、その倍率を徐々に増加させながら加振した（表 2）。

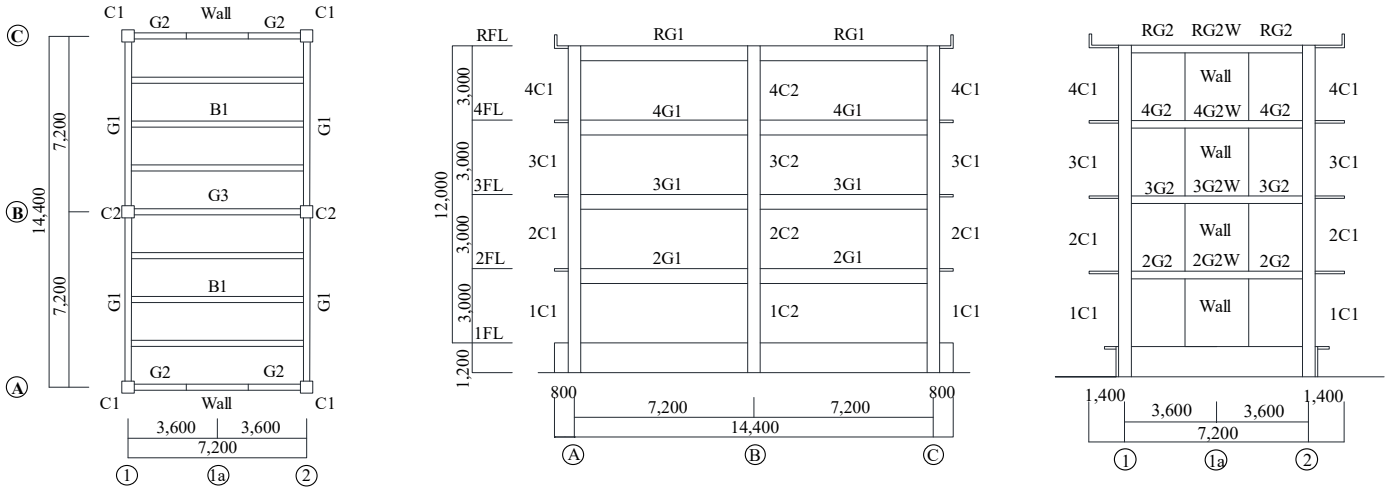
表 1　部材の断面詳細

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 階数 | 4,3,2,1T-fl. | 1B-fl. | 階数 | 4,3,2,1-fl. |
| C1 | | | C2 | |
| B×D | 500×500 | | B×D | 500×500 |
| 主筋本数 | 8-D22 | 8-D22 | 主筋本数 | 10-D22 |
| 階数 | R,4-fl. | 3-fl. | 2-fl. | |
| G1 | | | | |
| B×D | 300×600 | | | |
| 主筋本数 | T:4 B:3 | T:5 B:3 | T:6 B:3 | |
| 階数 | R-fl. | 4,3,2,1-fl. | 階数 | R-fl. 4,3,2,1-fl. |
| G2 | | | G2W | |
| B×D | 300×300 | | B×D | 300×300 |
| 主筋本数 | T:3 B:2 | T:3 B:3 | 主筋本数 | T:3 B:3 T:3 B:4 |
| 階数 | R,4,3-fl. | 2-fl. | Wall | |
| G3 | | | | |
| B×D | 300×400 | | 2,500×250 | |
| 主筋本数 | T:5 B:3 | T:4 B:3 | 2×6-D19 | |

注：Top および Bottom をそれぞれ T、B と示す。

表 2　入力地震波

| 段階 | 地震動の大きさ | 段階 | 地震動の大きさ |
|---|---|---|---|
| RUN1 | 神戸海洋気象台観測波 10% | RUN4 | 神戸海洋気象台観測波 100% |
| RUN2 | 神戸海洋気象台観測波 25% | RUN5 | JR 鷹取駅記録波 40% |
| RUN3 | 神戸海洋気象台観測波 50% | RUN6 | JR 鷹取駅記録波 60% |




(a)　伏図　　(b)　1 軸の軸組図　　(c)　A 軸の軸組図

図 1　試験体概要

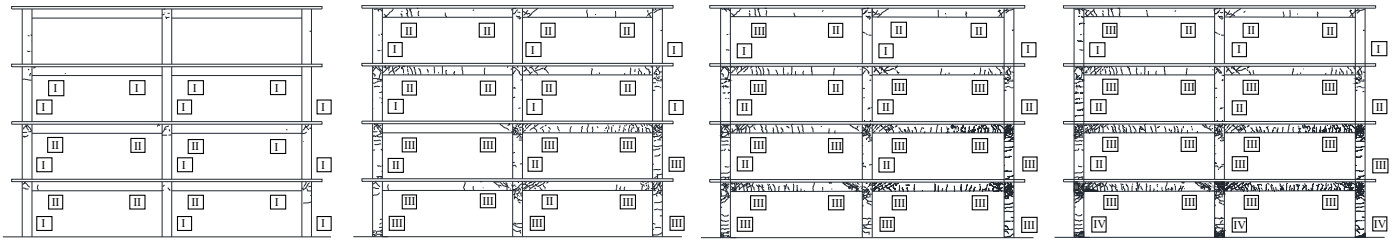



図 2　1 軸損傷状況

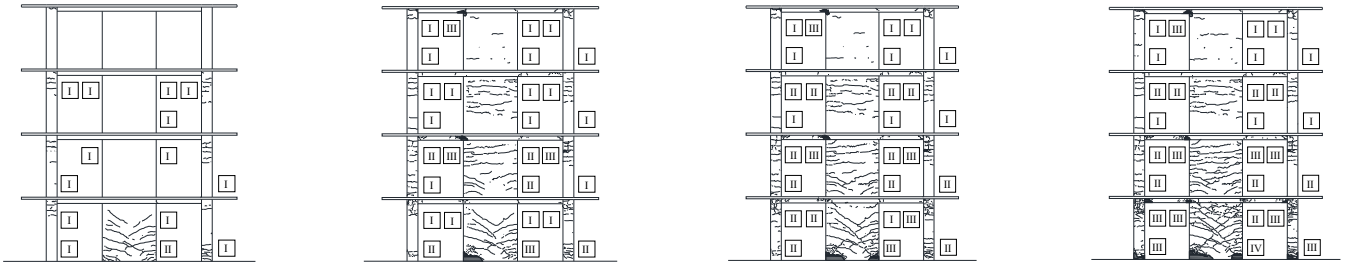



図 3　A 軸損傷状況

### 2. 2　損傷状況

1 軸および A 軸の損傷状況をそれぞれ図 2 および 3 に示す。ここで、RUN1 および RUN2 では著しい損傷が生じなかったため RUN3 以降から示す。RUN3 では 1 軸と A 軸ともに接合部、柱や耐震壁にひび割れが生じた。RUN4 に加振すると梁にもひび割れが生じ、A 軸では局部的なコンクリートの剥落が生じた。RUN5 では各部材の損傷が激しくなり、RUN6 に加振すると 1 軸と A 軸共にコンクリートの剥落が増大した。

## 3. 損傷度評価

### 3. 1　損傷度評価方法

損傷度の分類方法および概念をそれぞれ表 3 および図 4 に示す。各部材のひび割れ幅やコンクリート剥落などの損傷状態に基づきI～Vの損傷度に分類する。

### 3. 2　損傷度評価結果

実験結果より得られた各構面の損傷量および写真や映像データを用い、部材の損傷度を評価した。1 軸において、RUN3 では 1 階柱のひび割れ幅が 0.1mm となり、他部材も同等な損傷が生じたため、損傷度をIと評価した。RUN4 では 1 階柱のひび割れ幅が 2.5mm に増大し、2 階および 3 階の梁部材のひび割れ幅が 1.5mm となり、損傷度をIIIと評価した。RUN5 では RUN4 とくらべ、主に 3 階および 4 階の部材のひび割れ幅が増大したため、それらの部材の損傷度IIIと評価した。RUN6 に加振すると 1 階の柱および梁部材にコンクリートの剥落が発生したが、主筋の座屈は確認されてないため、損傷度をIVと評価した。また、RUN6 では 3 階と 4 階の柱を除いた多数の部材の損傷度がIIIと評価された。

A 軸において、RUN3 では 1 階～3 階の柱に幅 0.2mm 未満のひび割れが発生し損傷度をIと評価したが、1 階の耐震壁のひび割れ幅が大きく損傷度をIIと評価した。RUN4 では、建物全体にひび割れが進展し、多数の部材の損傷度をIと評価したが、1 階の耐震壁のひび割れ幅が

表 3　損傷度の分類

| 損傷度 | ひび割れ幅 |
|---|---|
| I | 0.2mm 以下 |
| II | 0.2～1mm |
| III | 1～2mm |
| IV | 2mm 以上 |
| V | 剥落など |

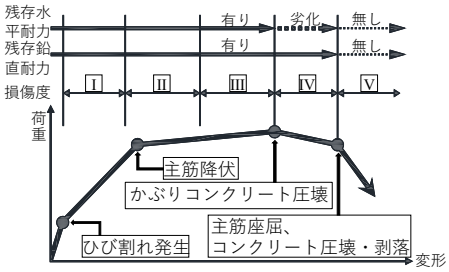



図 4　損傷度の概念

0.98mm となり、更に局部的なコンクリートの剥落が生じたため損傷度をIIIと評価した。また、3 階と R 階の梁にも 1 階の耐震壁と同等な損傷が発生したため、損傷度をIIIと評価した。RUN5 では、特に 3 階の梁および 2 階の柱のひび割れ幅が増大したため、損傷度をIIと評価した。RUN6 では、2 階～4 階の部材におけるひび割れ幅の変化が小さく見られたが、1 階の耐震壁のひび割れ幅が 2.0mm に達し、コンクリートの剥落も激しくなったため、損傷度をIVと評価した。また、RUN6 では 1 階の柱と梁にも局部的なコンクリートの剥落が発生したため、損傷度をIIIと評価した。A 軸では、1 階と 2 階の部材の損傷が特に激しく、他の階の部材と比べ大きい損傷度評価となった。

## 4. まとめ

本報（その 1）では実大 4 層梁降伏型 RC 造建物の振動台実験結果を用い、純ラーメン構面と耐震壁を有する構面の損傷度を評価した。次報（その 2）では梁の損傷度を把握できない可能性を想定し、梁の損傷が建物の残存耐震性能の評価精度に及ぼす影響について検討する。

**参考文献**

1）日本建築防災協会：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)長江拓也　他 8 名：4 階建て鉄筋コンクリート造建物を対象とした大型振動台実験，日本建築学会構造系論文集，Vol.69，No.669，pp.1961-1970，2011.11

（権研究室）

# 接触を考慮した軽量角形鋼管の座屈耐力に関する研究

216-056　小森智央

## 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をも考慮し、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。具体的には載荷梁と見なされるグレーチングのサイズの種類を昨年度より増やし、隙間距離と梁せいの組み合わせの違いの影響による耐力低下、接触による座屈耐力の低下や座屈モード、座屈荷重を比較検討する。

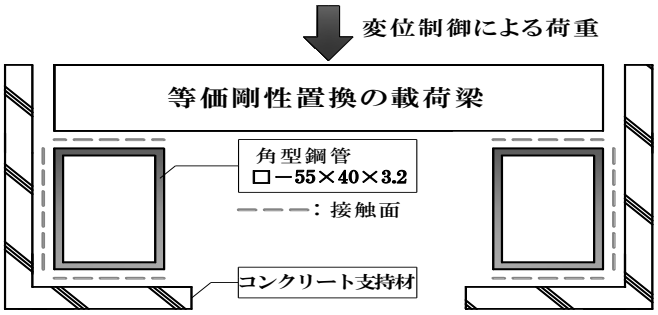



図1　解析モデルの概要

## 2.数値解析

### 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、汎用構造解析ソフト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、梁材と支持材の間は接触の関係になっている。梁は本来グレーチング材であるが、解析を容易にするため、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。かさ上げ材の角形鋼管と側面から下部にかけての支持材であるコンクリート材、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、座屈挙動をシミュレートする。数値解析では、梁材、コンクリート材を弾性材とし、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□-55 × 40 × 3.2の断面をラーメンのように使用し、奥行きを 40mm とした。梁材の剛性が異なると座屈の性状にも影響が生じるため、梁せいとしての厚みを 25mm~55mm とし、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設定した。昨年に続き、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を検討するため、間隙を 2mm～10mm とした。昨年度は梁せいが45mm以上のもののみだったが、本報ではそれ以下の梁せいも使用し、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$2.05 \times 10^5 N/mm^2$、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 45mm~55mm 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。図の①で梁の曲げ変形により、接触の影響で角形鋼管の内側鉛直プレート材のみが一次座屈(図 2-1)し、②で外側鉛直プレート材において二次座屈(図 2-2)が起きる。その後、耐力が一時低下するが、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、この座屈による変形が制抑される(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により、再び耐力が増加し、最大耐力となる③で外側鉛直プレート材が三次座屈し、その後耐力が低下していく。

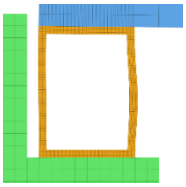


図 2-1 一次座屈

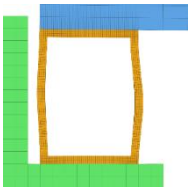


図 2-2 二次座屈

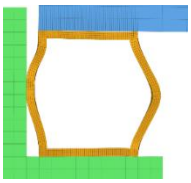
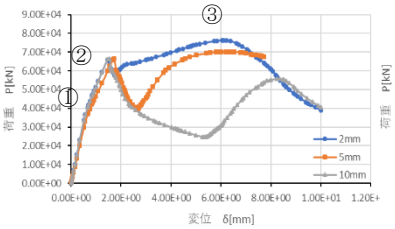
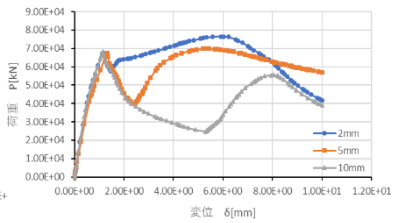


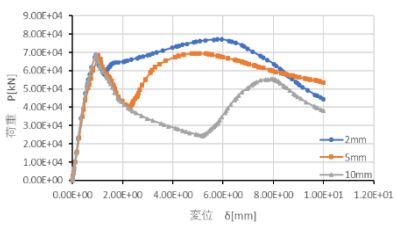
図 2-3 二次座屈後




梁せい 45mm




梁せい 50mm




梁せい 55mm

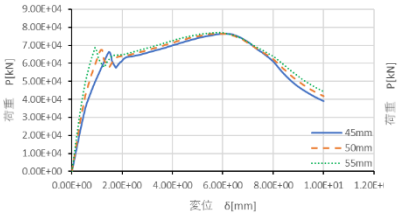
図 3 各梁せいの変位-荷重関係

表 1　座屈荷重一覧

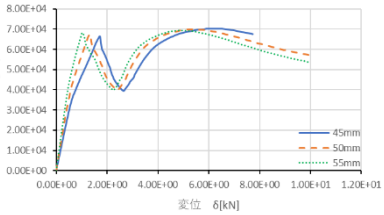
| | 梁せい45mm | | | 梁せい50mm | | | 梁せい55mm | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 2mm | 5mm | 10mm | 2mm | 5mm | 10mm | 2mm | 5mm | 10mm |
| 二次座屈荷重[kN] | 66.1 | 66.4 | 66.4 | 67.4 | 67.4 | 68.3 | 68.7 | 68.4 | 69.1 |
| 三次座屈荷重[kN] | 76.3 | 70.2 | 55.8 | 76.5 | 69.8 | 55.5 | 77.1 | 69.4 | 55.4 |

表 1 に梁せい 45~55mm における二次・三次座屈が生じた時の荷重をまとめた。この表より、図 3 のいずれの場合においても、二次座屈時の荷重は、角形鋼管とコンクリート材の隙間距離には関連性がないことがわかる。これは二次座屈する際、二つの部材の間には距離があり、接触の関係が成り立たないためである。

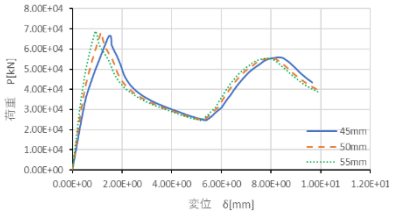
図 4 にあるように、三次座屈荷重では、隙間距離が 2mm の時は三次座屈荷重＞二次座屈荷重、5mm の時は三次座屈荷重≒二次座屈荷重、10mm の時は三次座屈荷重＜二次座屈荷重となり、隙間距離により耐力が大きく変化することがわかる。これは図 5 のように、隙間距離が大きくなるにつれ、部材間の接触面が小さくなることが原因であると考えられる。




隙間距離 2mm

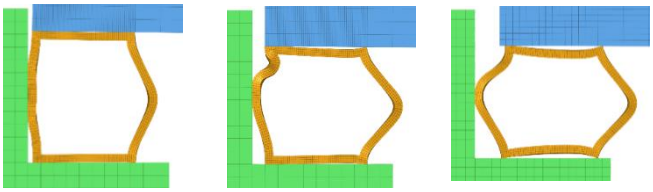



隙間距離 5mm




隙間距離 10mm

図 4　各隙間距離における変位-荷重関係



隙間距離 2mm　隙間距離 5mm　隙間距離 10mm

図 5　各隙間距離における三次座屈

図 6 は隙間距離 2mm、板厚 25mm~55mm の解析に用いたすべての梁せいのモデルが一次座屈する前後の梁材中央の載荷点の荷重と変位を取り出してプロットしたものであり、表 2 は梁せいの一次座屈が生じた時の荷重を示したものである。この図と表から、梁せいが小さくなるにつれて、梁せいが変形しやすくなるため、変位は次第に大きくなることが読みとれる。また、一次座屈における荷重の推移は、25mm~40mm の場合は、36.6kN~37.6kN の範囲内に収まっているが、梁せいの大きい 45mm~55mm になると、40.6kN、48.6kN、51.6kN となり、一次座屈の生じる荷重は大きくなっている。このことより、梁せいの厚みが小さい時は、荷重の推移も小さいが、45mm 以上の梁せいになると、梁せいが大きくなるにつれて、荷重の増加も大きくなっていくことが分かった。

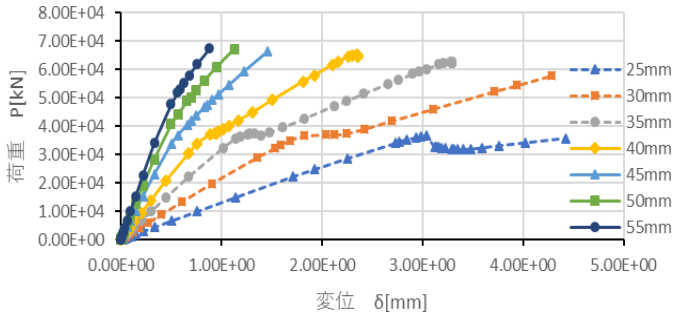



図 6　一次座屈前後における変位-荷重関係

表 2　座屈荷重一覧

| | 梁せい25mm | 梁せい30mm | 梁せい35mm | 梁せい40mm | 梁せい45mm | 梁せい50mm | 梁せい55mm |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 一次座屈荷重[kN] | 36.6 | 37.1 | 37.4 | 37.6 | 40.6 | 48.6 | 51.6 |

## 3.まとめ

本研究では、接触によって生じる角形鋼管の座屈挙動を検討するため、外側角形鋼管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一連のモデルを作成し、数値解析を用いることで検討した。その結果、次のことが言える。

(1)二次座屈後は耐力低下が顕著に見られる。また、梁せいの厚みによる変化はほとんど見られなかった。

(2)二次座屈後、外側角形鋼管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、最大耐力が二次座屈耐力を超えるケースが存在する。

(3)外側角形鋼管とコンクリート支持材との隙間距離が大きくなる程、摩擦の生じる面積が少なくなるに伴い、三次座屈耐力が小さくなる。その結果、二次座屈耐力が三次座屈耐力を上回ることもあるため、最大耐力を考慮する際は注意しなければならない。

(4)梁せいが 40mm 以下の場合、板材の厚さが変わっても、一次座屈耐力は大きく変わらないが、梁せいが 45mm 以上になると、厚みと共に耐力も大きくなる。

参考文献

(1)上村尚輝：「接触の影響を考慮した軽量角型鋼管支持材の座屈耐力に関する研究」、大阪工業大学卒業論文集 2018 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)五十嵐定義、脇山廣三、中島茂壽、辻岡静雄：「エース鉄骨構造」、朝倉書店、2005 年

(林研究室)

# 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

216-068 髙瀬　和幹

## 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るため、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場合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際、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て、数値シミュレーションの手法で座屈挙動に対する検討を試みる。この場合、グレーチング材は通常梁の集合体として設計されており、伝わってくる荷重はかさ上げ材である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ほか、一次以降の座屈を含め、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。本報では主にこの有効鋼管長さに焦点を当てて、弾塑性数値解析で検討してみる。

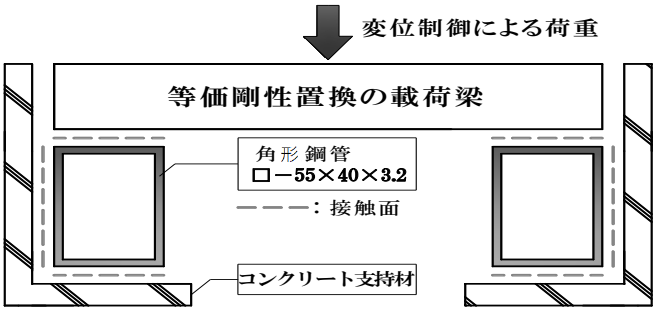



図1　解析モデルの概要

## 2.数値解析

### 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、汎用構造解析ソフト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、梁材と支持材の間は接触の関係になっている。梁材は本来グレーチング材であるが、そのままでは解析が複雑になるので、等価断面二次モーメント$I$でモデルを作成している。下部と側面の支持材はコンクリート材として設定し、かさ上げ材の角形鋼管との間に解析上の接触を設け、座屈の挙動をシミュレートする。数値解析では、梁材、コンクリート材を弾性材とし、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□-55 × 40 × 3.2の鋼管材を採用する。鋼管の断面をラーメンのように使用し、奥行きが40mmの解析モデルを基準モデルとして、角形鋼管の奥行方向長さを 1 倍の 40mm（拡張なし） から 6 倍の 240mm（拡張 200mm）まで変化させた。載荷梁の梁せいを 50mm とし、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、拡張なしのモデルとして昨年と同様のものを採用し、この基準モデルより幅（鋼管長さ）を拡張していく。鋼管の外側鉛直プレートとコンクリート材との接触する部分が大きくなる間隙 2mm のみとした。解析に使用した静摩擦係数0.45、鋼材のヤング係数$2.05 \times 10^5 N/mm^2$、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。

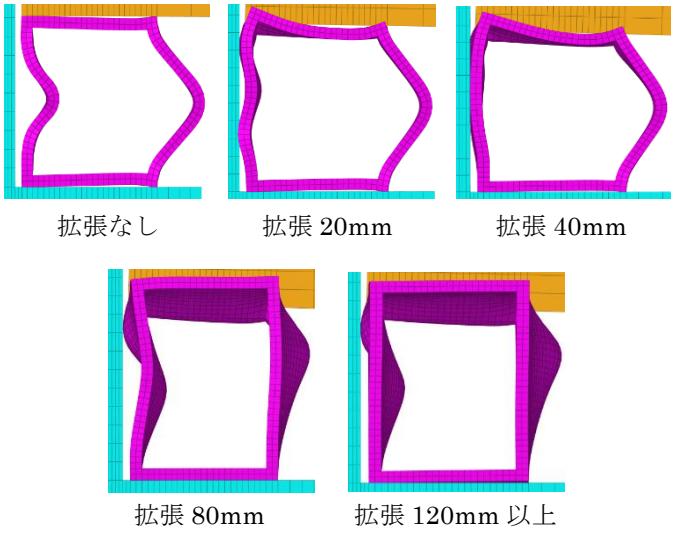



図 2　最終座屈モード

### 2.2 解析結果及び考察

図 2 は最終の座屈である三次座屈の座屈モードを示している。拡張 20mm~40mm では、拡張なしの時と比較すると、角形鋼管の内側鉛直プレートの座屈モードの変化はほとんど見られないが、外側鉛直プレートは変形が小さくなっている。また、拡張 80mm では拡張した部分の変形が小さくなり、120mm ではほとんど座屈変形が見られなくなった。図 3 は拡張 0mm~12mm の場合の載荷点の変位と荷重の関係を示したグラフである。変位制御で載荷しているため梁材中央の載荷点の反力を取り出してプロットした。①は載荷した際に生じる梁材の変形と角形鋼管の内側鉛直プレートとの接触によって生じた一次座屈を示している。②は載荷が進むにつれて、鋼管上部と梁材の接触面が増え、外側鉛直プレートが変形することによって生じた二次座屈を示している。二次

座屈の直後に外側鉛直プレートが横方向変形の増大によってコンクリート支持材と接触することで摩擦が生じて耐力が再び増加する。③は最大耐力であり外側鉛直プレートの三次座屈を示している。その後はプレートとコンクリート材の接触面が減少し耐力は低下する。一方、拡張 0 ㎜~40 ㎜はそれぞれ二次座屈後に耐力が大幅に低下したが、拡張 40 ㎜以降は耐力低下がほとんど見られなかった。三次座屈後はほとんどのケースが少しずつ耐力低下したが、拡張 40 ㎜のみ二次座屈後の耐力低下が起こった後、三次座屈することなく耐力が上昇し続けた。先述の図 3 を見ると分かるように鋼管の外側鉛直プレートのほとんどがコンクリート材と面で接触してしまい摩擦力が増大したことが要因であると考えられる。図 4 は拡張 120 ㎜・160 ㎜・200 ㎜の時の載荷点の変位と荷重を示したグラフである。同図から分かるように拡張幅 120 ㎜以降の一次・二次・三次座屈耐力はほとんど同じ結果となることが分かる。このことから角形鋼管の座屈耐力の有効幅（鋼管長さ）は拡張 120 ㎜のケース長さ以内であると考えることができる。

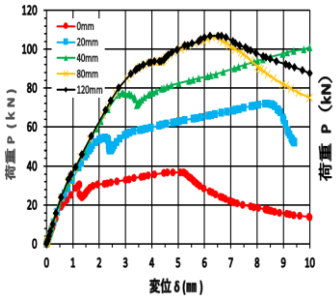



図 3　変位－荷重関係

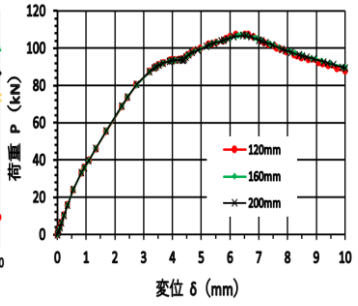



図 4　変位－荷重関係

表 1 は解析で得ることのできた拡張 0 ㎜~120 ㎜までの一次座屈と二次座屈の耐力を示したものであり、先述した通り拡張 120 ㎜以上のケースはほぼ同程度の結果となっているので、これらのケースについてはまとめて記入した。角形鋼管の長さが梁幅の 2 倍になると一次座屈耐力は約 1.25 倍となり、鋼管の長さが 3 倍になると耐力は約 1.5 倍となった。また、二次座屈は 20 ㎜拡張することで耐力が 2 倍近く増大し、それ以降も増加の幅が大きいため拡張の影響を大きく受けていると言える。これらの相違は梁材の変形による接触の影響が主因であると考えられ、座屈における有効幅（鋼管の長さ）を座屈モード抜きで定義できないことを示している。また、三次座屈が生じておらず、数値解析に何らかのトラブルがあったと考えられる。拡張 80 ㎜、120 ㎜は一次、二次でわずかな差しか生じなかった。

表 1　座屈荷重一覧

| | 拡張なし | 拡張 20 ㎜ | 拡張 40 ㎜ | 拡張 80 ㎜ | 拡張 120 ㎜以上 |
|---|---|---|---|---|---|
| 一次座屈 | 19.1 | 23.9 | 29.2 | 32.5 | 33.1 |
| 二次座屈 | 30.5 | 54.4 | 77.4 | 93.6 | 93.9 |

図 5 は拡張 0 ㎜~120 ㎜の二次座屈までの変位と荷重の関係を示したグラフで、図 3 の拡大図になる。図 3 の二次座屈後の挙動と比べると、非常に緩やかに耐力が増加しているのがわかる。また、このグラフでは拡張 80 ㎜と拡張 120 ㎜がほとんど同じであるが、三次座屈をすると 80 ㎜のほうが大幅に低下しているので、有効幅はもう少し大きくなると考えられる。

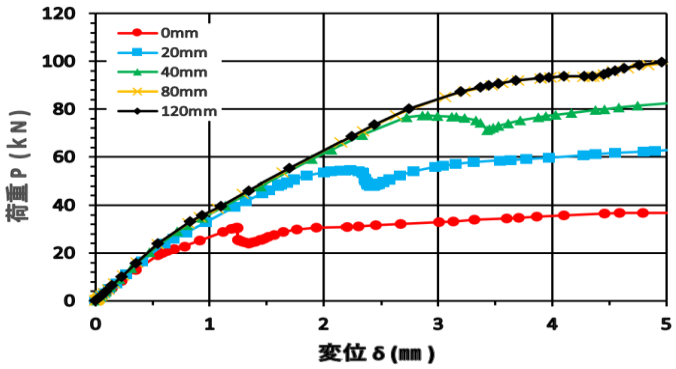



図 5　二次座屈後の変位－荷重関係

表 2 は解析で得た三次座屈の耐力を示したものである。三次座屈も二次座屈と同じで拡張 20 ㎜で耐力が 2 倍近く増大した。拡張 80 ㎜・120 ㎜は一次と二次同様わずかな差にとどまっている。以上の結果から、拡張なしの基準モデルの座屈荷重の解析値を用いれ ば、座屈時の有効幅（有効鋼管長さ）を定めることができる。一次座屈については、有効幅は約基準幅の 1.7 倍、二次座屈および三次座屈については、概ね 3.0 倍となる。

表 2　座屈荷重一覧

| | 拡張なし | 拡張 20 ㎜ | 拡張 40 ㎜ | 拡張 80 ㎜ | 拡張 120 ㎜以上 |
|---|---|---|---|---|---|
| 三次座屈 | 36.9 | 72.0 | なし | 106.0 | 107.0 |

## 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、鋼管の長さを変化させたモデルを用いて、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 120 ㎜(鋼管長さ 160㎜)以降は数値の差が微小である。よって梁せい 50 ㎜で梁幅が 4㎜ の場合の角形鋼管の有効幅は拡張 120 ㎜以内であると言える。

(2)　角形鋼管の拡張による影響は、一次座屈ではあまり表れないが二次座屈・三次座屈では顕著に表れ、拡張するごとに耐力は増大する。

(3)　拡張なしの基準モデルの解析値を用いれば有効幅を定めることができる。一次座屈は訳 1.7 倍、二次および三次座屈は概ね 3.0 倍となる。

**参考文献**

(1)上村尚輝：「接触の影響を考慮した軽量角型鋼管支持材の座屈耐力に関する研究」、大阪工業大学卒業論文集 2019 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)五十嵐定義、脇山廣三、中島茂壽、辻岡静雄：「エース鉄骨構造」、朝倉書店、2005 年

（林研究室）

# リノベーションによる小規模ビルの活用方法に関する実践的研究

216-096　橋本　康平

## １．研究の目的と背景

東京、大阪などの大都市圏をはじめ、全国で小規模空きビルや、空室を抱える小規模テナントビルが多数存在する。このようなビルの競争力を回復するには、①建て替え ②リノベーション ③コンバージョン などの方法を検討する必要があるが、現実には、耐震性の不足、老朽化、確認申請書や検査済証が残っていない、周囲に競合物件が多数存在するなどの理由により、建て替え計画が進まないまま、さらに状況が悪化するという悪循環に陥っている例もあると推定される。

本研究は、2020 年春に建築計画第 1 研究室に、一部が築 50 年超の小規模テナントビル（図 1、図 2）をリノベーションにより活用できないかとの検討依頼がきたのを契機に取り組むことになった、リノベーション計画の過程を詳細に記録するとともに、建築関連法令を遵守した現実的なリノベーション案を検討する。なお、本ビルのオーナーは、この建物に思い入れがあり、建て替えではなくリノベーションを希望していることを前提に、活用方法の可能性を検討する。

**図１　対象ビル外観（左：北西角　右：北東角）**

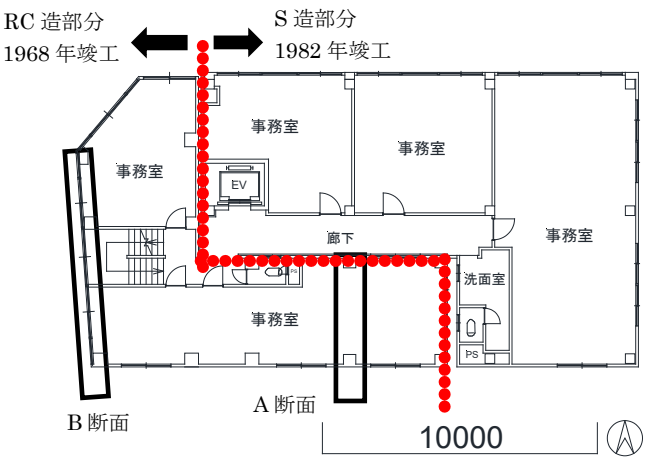



**図２　対象ビル基準階平面図**

## ２．リノベーション対象ビルの概要

当ビルは、大阪都心部に立地する（オーナーの要望で詳細な住所は非公表）。地盤がきわめて良好なため、べた基礎を採用している。RC 造部分は 1968 年竣工、S 造部分は 1982 年に増築されている。敷地の指定建蔽率は 100%、指定容積率は 600%、敷地面積 216 ㎡、建築面積 206 ㎡（建蔽率 93%）、延べ面積は 982 ㎡（容積率 405%）で、商業地域、防火地域に指定されている。

（1）構造上の問題点

構造設計事務所に耐震診断と耐震補強案を依頼した結果、新耐震基準で設計された S 造部分は耐震面では大きな問題はないが、旧・旧耐震基準で設計された RC 造部分は 1～3 階の Is 値が 0.6 を下回り、倒壊または崩壊する危険性が高いことが判明したため、1 階と 2 階に耐震壁を設けることを提案された（図 3）。

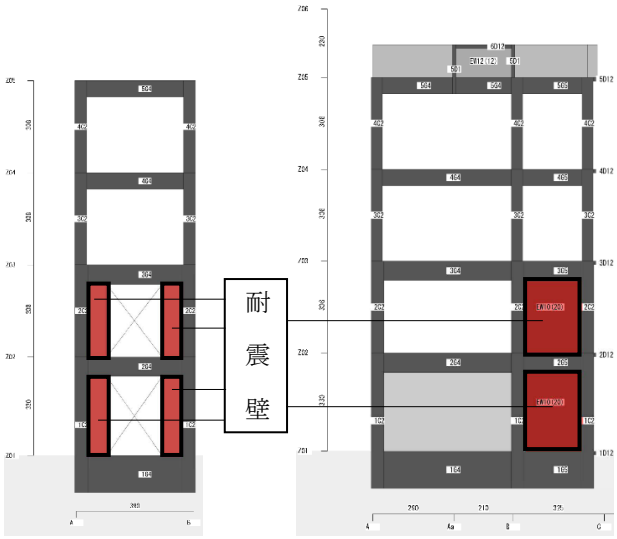



**図３　対象ビル耐震補強案（左：Ａ断面　右：Ｂ断面）**

（2）現行法への適合状況

対象ビルの建蔽率は 93%で、敷地の指定建蔽率 100%（+20%の割り増しを受ける）以内に収まる。道路斜線制限は、商業地域の斜線勾配 1.5 内に収まる。階段の寸法は、蹴上げ寸法 22cm、踏面寸法 21cm、幅 95cm でいずれも適法であるが、手すりがない（令 25 条違反）。

## ３．リノベーション計画

RC 造部分は、壁のほとんどが耐震壁であるため、壁の撤去や RC 造の階段を移設することが法的・技術的・コスト的に困難であることが明らかになったため、RC 造を将来建替えることを視野に入れた、段階的なリノベーション案を検討する。

（1）既存 S 造に新たな階段と共用スペースを設け、RC 造を解体・新築する案［A 案］

［第１段階］S 造部分を改修する。具体的院は、新たにメインエントランスと共用スペースを設け、そこに現在よりも緩勾配の階段を設置する。

［第２段階］RC 造を解体し、解体後の空地にコンテナハウスや仮設建築物を建てて暫定利用する。

［第３段階］暫定利用地を更地にして S 造で新築し、既存 S 造と連結し、耐震性を高める。

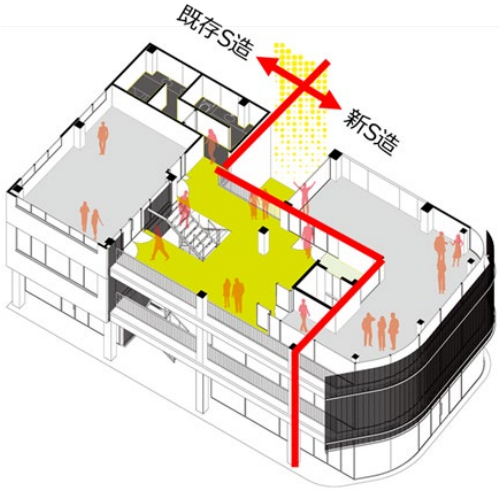



**図４　既存Ｓ造部を改修し既存ＲＣ造部を解体・新築する案**

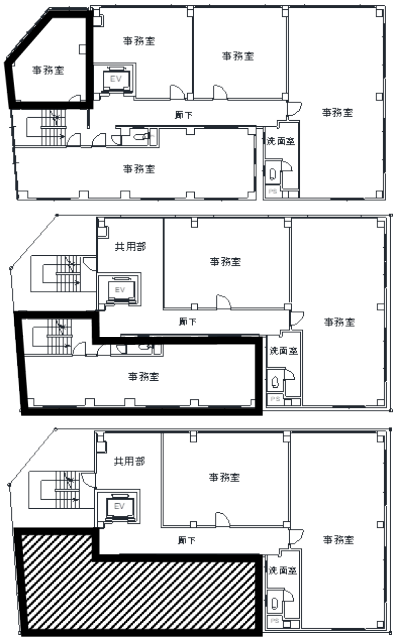
（2）段階的整備案［B 案］

図 5 の黒枠部分に階段を設ける。RC 造部分を解体し S 造で建て替えるにあたり、一気に完成させず、周辺のテナント需要をみながらフレームの状態で仮竣工させ、多目的に使える屋外テラスとして使用する。需要や資金計画などの条件が整い次第、フレーム部分をテナント賃料が得られる屋内スペースとして整備し、リノベーションを完了する。

**図５　黒枠部分に階段を設ける案［B案］**

（3）既存 S 造部分を改修せずに角地に階段を設置し、居ながら施工をする案［C 案］

唯一の屋内階段が既存 RC 造部分にあるため、RC 造部分を解体できないため、居ながら施工が可能になるよう、既存 RC 造部分は階段を残して角地部分を先行解体し、そこに S 造の階段（工事中の階段としても使用する）を新設した後、階段がある残りの RC 造部分を解体撤去することで、常に避難階段を確保する、このようにすることで、テナントを退去させることなく解体・建て替えが可能になる。




［第１段階］
角地部分（黒枠）を解体する。

［第２段階］
解体後、角地に階段を新設し、残りの部分（黒枠）を解体する。

［第３段階］
角地の階段は本階段として利用し、S 造（斜線部分）を新設する。

**図６　角地に階段を設置する案［C案］**

## ４．３案の比較検討

［A 案］S 造の改修＋既存 RC 造の解体＋新 S 造の建設により、コストがかかる。しかし、先に既存 S 造に階段を設けてから既存 RC 造を解体するため、居ながら施工が可能になり、工事中もテナント収入が見込める。

［B 案］既存 S 造部分を解体し建て替えるため、工期短縮や建設コストの抑制が期待できるが、居ながら施工ができないため、入居者には一度出てもらうことになり、その手間やコストがかかり、工事中はテナント収入がなくなる。

［C 案］テナント収入を持続して得られる一方で、解体工事に伴うテナントへの騒音問題や、テナントスペースとしての価値が高い角地部分を貸室にできないことがある。

## ５．まとめ

対象ビルのオーナーの「このビルを残したい」という思いを尊重した現実的なリンベーション案を検討した結果、二段階に分けて解体・建て替え工事を行う必要があることがわかった。また、周辺のテナントビルとの競合、テナントの負担軽減、賃貸収入の維持、建設コストの軽減などを総合的に検討し、経済・社会情勢の変化に柔軟に対応しつつ市場競争力があるテナントビルにリノベーションする必要がある。

（吉村研究室）

# 両面バルコニーを有する戸建て住宅の通風性状に関する CFD 解析

216-120　　松田　真波

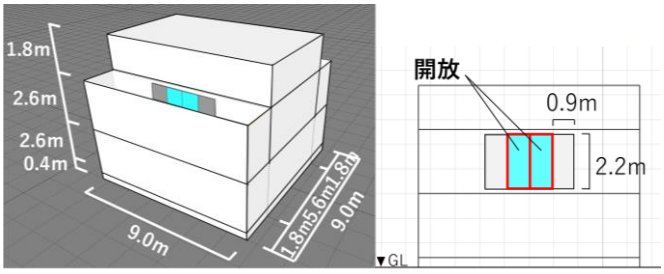
## 1. 背景・目的

両面にバルコニーを有する居室は通風・採光の面で有利とされている。しかし、密集市街地における戸建て住宅では、バルコニー間で大きな圧力差が生じ難く、良好な通風を確保できるとは限らない。また、上空風と同じ向きに居室内で風が通り抜けるとは限らない。密集市街地における建物の通風・換気性状に関する検討は数多くなされているが、両面バルコニーを対象とした検討は見られない。

本研究では、両面バルコニーを有する戸建て住宅の典型例について、系統的にＣＦＤ解析を行い、基礎的な知見を得ることを目的とする

## 2. 解析概要　2.1　解析対象住宅

密集市街地を想定し、街区モデル２種類の中央付近に解析対象住宅を配置する。1 階と 2 階をそれぞれ一室空間とした簡易形状建物（レビ設計室 中川 純の設計案）を対象とする。1 階は 9.0m×9.0m×2.6m の一室空間、2 階は 9.0m×5.6m×2.6m の一室空間と 9.0m×1.7m×2.6m のバルコニー部で構成される。バルコニーに面して、北側（風下側）と南側（風上側）壁面の中央に高さ 2.2m×幅 0.9m の開口が 4 つ設置されており、中央 2 つが開いている。手摺(目隠しに相当)はスリット無し(開口率０%)。これを基本モデルとする。モデル詳細を図 1 に示す。




解析モデル　　開口詳細(立面図)

図 1　基本モデル

## 2.2　解析条件

CFD 解析には、㈱アドバンスドナレッジ研究所製の FlowDesigner2020 を使用。解析領域を図 2、解析条件を表 1 に示す。気象データはアメダス(東京)を使用。2 階居室全体に濃度を 1000[g/(h・m³)]で空間一様発生。吹抜モデルは 1 階居室も同様に発生。開口面通過風量および濃度から推定した換気量(PFR：Purging Flow Rate)を算出する。

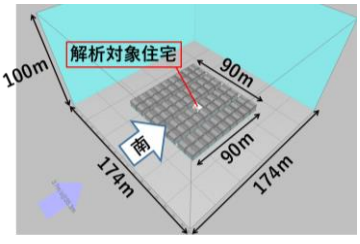



図 2　解析領域

表 1　解析条件

| | |
|---|---|
| 風向 | 南 |
| 対象区域 | 東京(大都市周辺市街地) |
| 観測点高さ | 35.3m |
| 外気風速 | 3.4m |
| 期間 | 2015-2019　7月-9月(夏) |
| 時間 | 6:00-20:00 |
| 収束 | $10^{-5.0}$ |
| 乱流モデル | 修正L-Kモデル |
| アルゴリズム | SIMPLEC |
| 解析領域 | 174m(X)×174m(Y)×100m(Z) |

## 2.3　解析ケース

建物配置・風向条件については、街区モデル 2 種と風向を組み合わせた 3 パターン(図 3 表 2,)とする。基本モデルをもとに変更を加えた計 8 ケース(表 3)を対象に解析を行う。case2 は基本ケースから開口位置のみ外側に変更した。case3,4 は図 4 に示すように、基本ケースの屋根部にウィンドキャッチャー（W.C.）を取り付けた。case5 は形状を切妻屋根に変更した。case6 は２F 手摺をスリット有りとして開口率 50%に変更。case7,8 は、１F と２F の間に吹抜を設け、１F に開口を追加。吹抜の位置・大きさは図 5 に示すよう、１F 天井部を半分に分けて、風上側あるいは風下側のいずれかを吹抜とする。全部で 3 パターン×8 ケースの計 24 通りの解析について比較検討を行う。

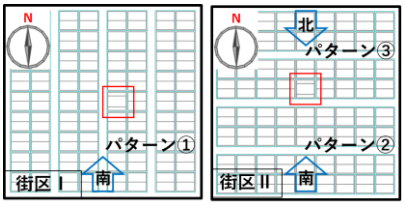



図 3　街区モデル

表 2　街区モデル

| パターン | 街区モデル | 風向 |
|---|---|---|
| ① | 街区Ⅰ | 南 |
| ② | 街区Ⅱ | 南 |
| ③ | 街区Ⅱ | 北 |

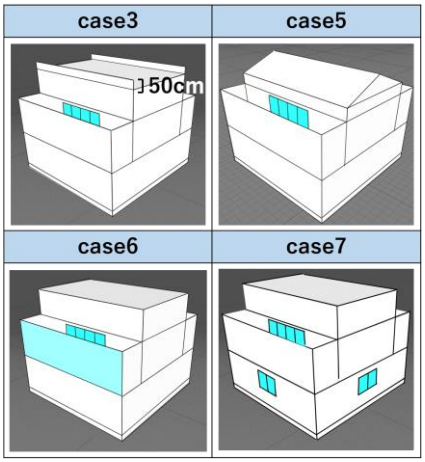



図 4　モデルケース

表 3　ケース一覧

| | |
|---|---|
| case1 | 基本 |
| case2 | 外側開口 |
| case3 | W.C.(規格:50cm) |
| case4 | W.C.(規格:1m) |
| case5 | 切妻屋根 |
| case6 | 手摺(開口率:50%) |
| case7 | 吹抜(風下側) |
| case8 | 吹抜(風上側) |

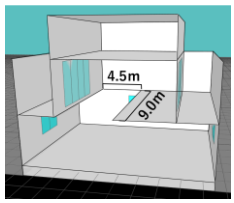



図 5　吹抜モデル

## 3. 解析結果(開口面通過風量を図 6、PFR を図 7 に示す。)

## 3.1　住宅の配置・風向に関する検討

全体的に開口面通過風量、PFR の値は街区パターン②＞パターン①＞パターン③の順となる。各街区パターンについて、case1(基本モデル)で比較する(図 8(1)～(3))。街区パターン②は建物の風上側に道路空間がありキャビティ流が形成されるが、上空からの下降気流に沿ってバルコニー、室内へと空気が流入する。街区パターン①は建物の側面に道路空間があり、道路からバルコニー、屋内へと気流経路が形成される。開口近隣の空気は屋内に取り込まれるものの、バルコニーの手摺寄りの空気はあまり流入しない。街区パターン②より、開口面通過風量は約 40%、PFR は約 30%低下した。街区パターン③は開口

面通過風量風下側にしか空間がなく、通風があまり容易ではない。街区パターン②より開口面通過風量は約 95%、PFR は約 78%低下した。

### 3.2　住宅モデルの形状に関する検討

街区パターン①②について分析する。

開口位置の違い(case1 と case2)で比較すると、街区パターン①②ともに中央に開口がある case1 より外側に開口がある case2 の方が開口面通過風量は約 700 ㎥/h、PFR は約 100 ㎥/h低下した。case1 では風上開口から風下開口まで 1 つの気流経路が形成されるが、case2 では開口が分かれ気流が流入・流出ともに分離するため空気の流れが弱くなるためと考えられる。

ウィンドキャッチャーの有無（case1 と case3, case4、図 8-(4)）で比較すると、街区パターン①②ともに case3(50cm)では開口面通過風量は約 3300 ㎥/h、PFR は約 2100 ㎥/h、case4(1m)ではそれぞれ約 4100 ㎥/h、約 2700 ㎥/h 増加した。

建物の屋根形状の違い(case1 と case5、図 8-(5)) で比較すると、街区パターン①②ともに case1(陸屋根)より case5(切妻屋根)の開口面通過風量、PFR ともに半分程度となった。切妻屋根形状は陸屋根形状に比べて、風上側の外壁の直前風が上下左右に分岐する位置(淀み点)が 40 ㎝程度低い。陸屋根の方がより高い位置までの空気をバルコニーおよび室内へと誘引することが差がついた原因と考えられる。

手摺スリットの有無（case1 と case6、図 8-(6)）で比較すると、街区パターン①②ともにスリットの無い case1 より、スリットを有する case5 の方が開口面通過風量で約 1700 ㎥/h、PFR で約 1100 ㎥/h低下した。バルコニー手摺にスリットが有る場合、一度バルコニーに流入した空気が手摺から外側に流出する。街区パターン①②ともに風上側の空間とバルコニー空間がスリットでつながり 1 つの空間となり、キャビティ一流に近い循環流が形成されたと考えられる。

吹抜の開口位置について比較すると(case7 と case8 の比較、図 8-(7), (8))、開口面通過風量、PFR ともにあまり違いは見られないが、風下側に開口を有する case7 の方がわずかに値が大きい。吹抜の風下側となる場合(case7)では 2 階の PFR が高く、風上の場合(case8)では 2 階から流入した空気が 1 階に直接届くため、1 階の PFR が高くなる。風下の場合(case8)、1 階に設けた北側開口から流入する気流を幾らかに阻害するため、総合的には風上の場合(case7)の方がわずかに大きい結果となった。

### 4. まとめ

両面バルコニーを有する戸建て住宅の典型例について、系統的な簡易形状建物のＣＦＤ解析を行い、基礎的な知見を得た。今後は横風時の検討や周辺道路との関係(角地となる場合)などについて検討する予定である。

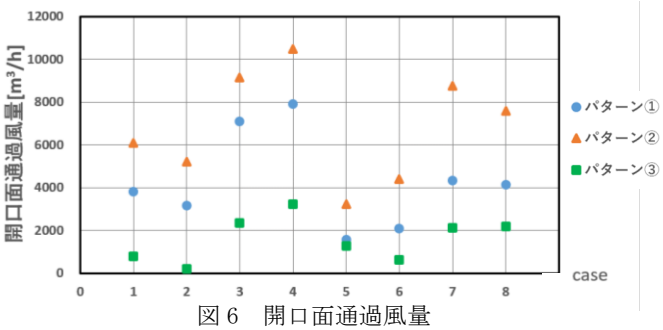


図 6　開口面通過風量

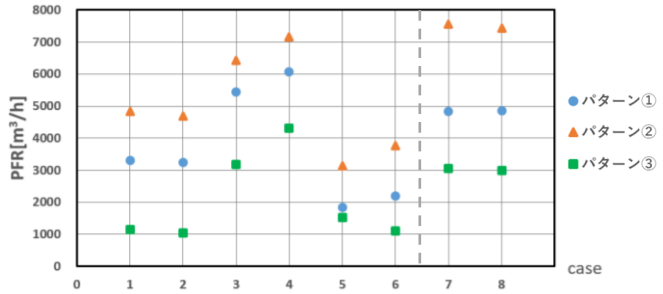
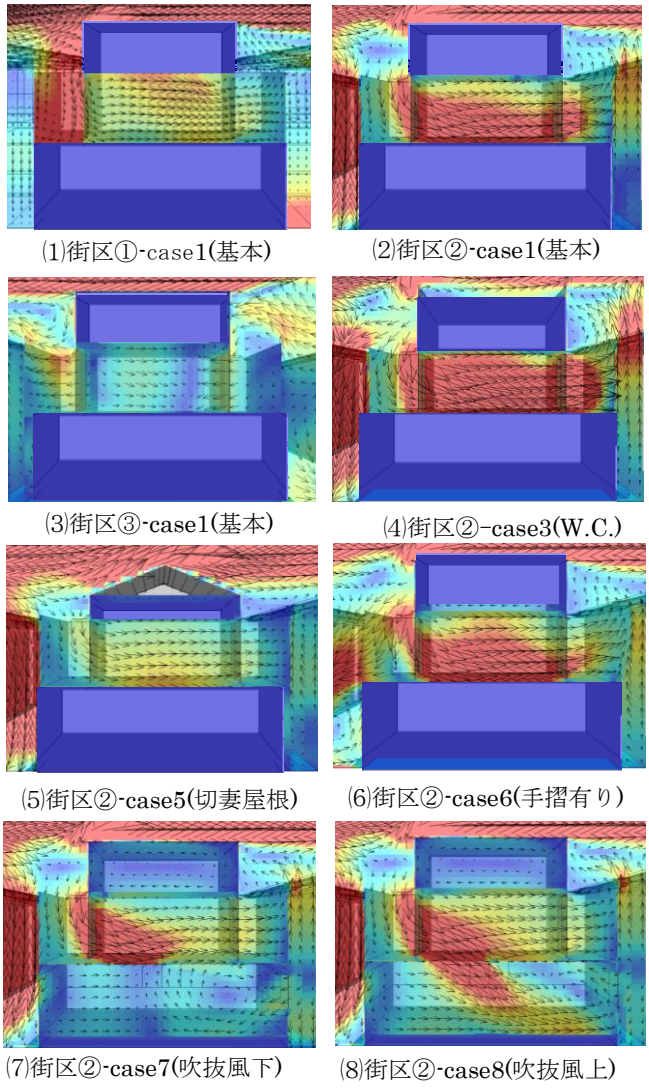


図 7　PFR



(1)街区①-case1(基本)　(2)街区②-case1(基本)
(3)街区③-case1(基本)　(4)街区②-case3(W.C.)
(5)街区②-case5(切妻屋根)　(6)街区②-case6(手摺有り)
(7)街区②-case7(吹抜風下)　(8)街区②-case8(吹抜風上)

図 8　解析結果画像

(河野研究室)

# 高力ボルトを用いた柱梁接合部の復元力特性に関する研究
# その２　復元力履歴モデルの改良

216-147　吉武　洋輔

## 1.　はじめに

本研究では、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、その１で提案された履歴モデルに対して改良を行う。具体的は、各載荷サイクルにおける除荷剛性はほぼ一定になっているにも関わらず、除荷時の履歴ルールの丸みの変化に着目し、変動丸み係数を提案することによって、復元力履歴モデルの精度向上を図る。

## 2.　利用する既存の実験結果

復元力履歴特性の検討に使用する一昨年度、昨年度の実測データ、試験体の概要についてはその１と同様のものを利用する。載荷方法は水平方向への繰り返し載荷となっており、載荷プログラムとして TA-70 は±5mm、±10mm、±20mm、±40mm、±60mm、±80mm、±100mm、±120mm を各２回行われた。TA-100 は 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 の各２回となっている。

## 3. 復元力履歴モデル

本論文では、その１で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。具体的には基本モデルとしてスケルトン部分にはバイリニア、履歴部分には Ramberg-Osgood 曲線を適用した復元力履歴モデルを採用しており、スケルトンをシフトさせるモデルにするが、シフト率の設定によって完全最大点指向にし、昨年度、一昨年度の実験結果との比較を行った。図１と図２は表１に示すパラメーターを用いた上記の復元力履歴モデルの結果と実験の実測結果の比較を示している。この場合、その１で提案された「中間経由点=2/3 の割合」を用いたうえ、履歴部分の曲線丸み係数を r=2.9 としており、さらに中間経由点を探査するための丸み係数 r=2.0 に設定している。同図からわかるように上記の丸み係数は全体の効果を考慮し設定したもので、最大実験変位振幅の半分のところでそれなりの精度になっているが、小さい振幅のループでは吸収エネルギーの過大評価、大きい振幅のループでは過小評価という傾向が見られた。図３は上記の比較のエネルギー吸収量の相対誤差を示している。一方、上記の誤差は提案したモデルの形状および固定した履歴曲線丸み係数のみの影響ではなく、第１・第２勾配及び降伏強度の設定値の影響も含まれる。本論文では履歴曲線の丸み係数のみに着目しており、勾配及び降伏強度の設定値の影響を排除するため、実験の履歴ループを正載荷・負載荷側の最大点を合わせることにした。勾配及び降伏強度の設定値をそれぞれ調整して最大変位点をほぼ一致させたうえ、もっとも実験結果を近似できるように試行錯誤で履歴曲線丸み係数を算出した。この結果を表２及び表３の中の丸み係数最適値として示している。試験体によってばらつきがあるが、全体の傾向としては、載荷振幅の増大に従って大きくなる傾向が見られた。また、同表の提案式値は次節で説明する提案式による値である。

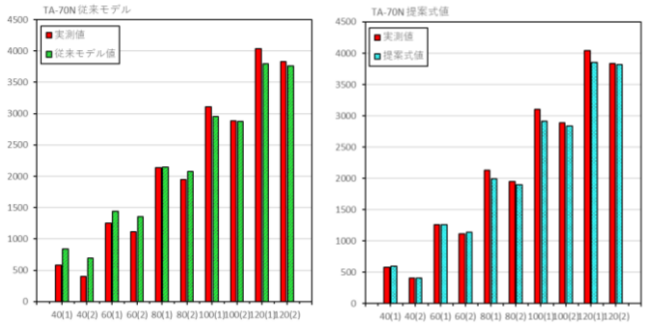



図１　実測値と従来モデル値、提案式値のエネルギー吸収量の比較(TA-70N)

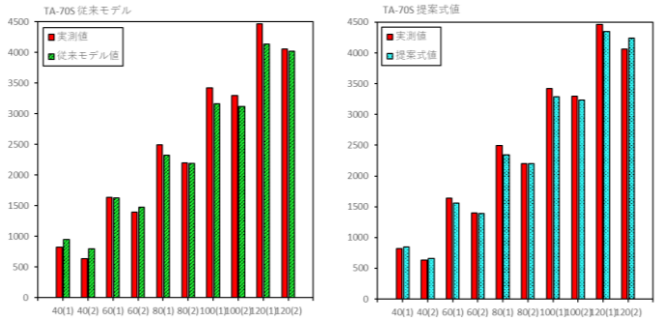



図２　実測値と従来モデル値、提案式値のエネルギー吸収量の比較(TA-70S)

表１　各パラメーターの値

| | 第一勾配 | 第二勾配 | 降伏強度(kN) |
|---|---|---|---|
| TA-70N | 0.91 | 0.059 | 15.4 |
| TA-70S | 1.16 | 0.047 | 17.0 |
| TA-100N | 2.3 | 0.070 | 38.8 |
| TA-100S | 2.8 | 0.048 | 43.0 |

表２　TA-70 まるみ係数

| 試験体 | 丸み係数 | 40mm | 60mm | 80mm | 100mm | 120mm |
|---|---|---|---|---|---|---|
| TA-70N | 最適値 | | 2.5 | 3 | 3.4 | 3.7 |
| | 提案式値 | | 2.45 | 2.88 | 3.20 | 3.45 |
| TA-70S | 最適値 | 1.9 | 2.5 | 2.8 | 3.1 | 3.4 |
| | 提案式値 | 2.05 | 2.61 | 3.04 | 3.34 | 3.50 |

表３　TA-100　まるみ係数

| 試験体 | 丸み係数 | 48mm | 64mm | 80mm | 96mm | 112mm |
|---|---|---|---|---|---|---|
| TA-100N | 最適値 | 2.2 | 2.4 | 2.9 | 3.2 | 3.5 |
| | 提案式値 | 1.95 | 2.33 | 2.66 | 2.93 | 3.16 |
| TA-100S | 最適値 | 2.1 | 2.3 | 2.8 | 3.1 | 3.4 |
| | 提案式値 | 2.29 | 2.71 | 3.04 | 3.29 | 3.45 |

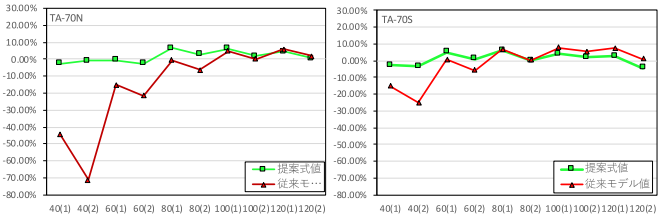



図３ 実測値に対するエネルギー吸収量の比の比較

(TA-70)

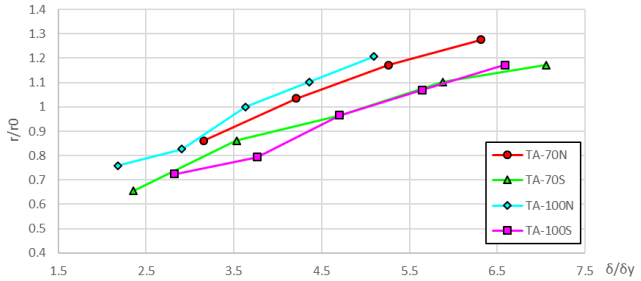



図４　まるみ係数-変位関係グラフ

**4. 改良モデルの説明及び実験値との比較**

モデルの精度を向上させるため降伏点を越える履歴ループを取り出し、形状とエネルギー吸収能力を比較した。昨年度の本研究室の研究結果より本年も中間経由点を設定するが、その１の提案の通り 2/3 の割合で中間経由点の位置を定めて、降伏強度を越えて以降のループの中間経由点までのまるみ係数は一定となる。その１のモデルでは、変位が小さいときは実測値よりエネルギー吸収量が多く、変位が大きいときは実測値よりエネルギー吸収量が少なかったため、一定であったまるみ係数を変位とともに増加させることでモデルの評価精度が向上できると考えた。そこで本論では４つの試験体に対して、全てのループのエネルギーの吸収量が実験値と近くなるようなまるみ係数を標準まるみ係数($r_0$=2.90)の倍率として設定する。図４は前節の丸み係数の最適値を示したもので、計算式を提案するため縦軸及び横軸を無次元量で設定する。具体的には、縦軸は丸み係数最適値が標準丸み係数(r=2.90)に対する倍率、横軸は各ループの変位振幅δが降伏耐力時の変位δｙに対する倍率となっている。本論文では、これらのデータに対して最小二乗法を用いて、以下のまるみ係数と変位振幅に関する関係式を算出した。

$$\frac{r}{r_0} = -0.02\left(\frac{\delta}{\delta_y}\right)^2 + 0.26\frac{\delta}{\delta_y} + 0.18$$

上記の提案式によって求めたまるみ係数を表２及び表３の提案式値で示している。また、この提案式の効果について、まず最大目標変位点のズレによる影響を排除して、図３で示す。固定丸み係数の結果（従来）に比べ、その改善効果が顕著であると言える。また、この時のエネルギー吸収量の比較は図１と図２に示しており、提案式値による丸み係数を採用したモデルでは従来モデルで精度の低かった変位が小さいときでも大きいときでも有効的である。また、図６と図７はすべての実験ループに対する評価精度を示している。この場合、剛性や降伏耐力はループごとに調整されておらず、固定されたままの時の結果である。つまり、最大点ずれの誤差を含んでいる。図からわかるように概ね評価の精度が良くなっているといえる。

表４　中間経由点までのまるみ係数

| | TA-70N | TA-70S | TA-100N | TA-100S |
|---|---|---|---|---|
| 中間経由点までのまるみ係数 | 2 | 2.0 | 1.6 | 1.9 |

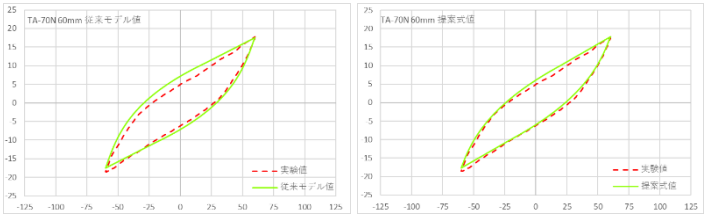


図５　エネルギー吸収量の比較(TA-100S)

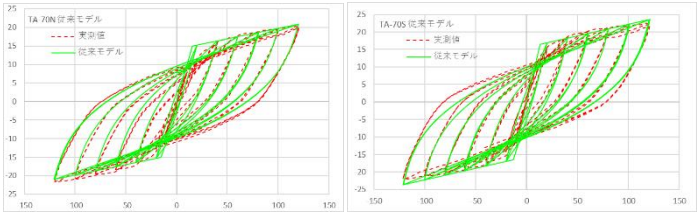


図６　実測値と従来モデルの履歴ループの比較(TA-70)

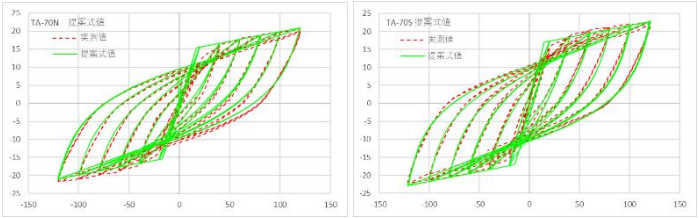


図７　実測値と提案式値の履歴ループの比較(TA-70)

**5.まとめ**

従来のモデルでは履歴ループの変位が小さいときと大きいときの精度が低いことを考慮して、本論文ではまるみ係数を変動丸み係数として扱い、その計算式を提案し、モデルの精度の向上を図った。エネルギー吸収量について、変位が増加するにつれてまるみ係数も増加させることで形状もより実測値に近づき、エネルギーの誤差も小さくなった。従来モデルと比較して図４に示したように従来モデルでは中間の変位しか実測値に近い履歴ループの形状やエネルギー吸収量は出なかったが、提案式値では実測値とのエネルギー吸収量差はどの変位においても数%程度であり、履歴ループの形状も実測値にかなり近づけることができた。

［参考文献］中田匡亮、堤将彰、嶺岸利憲：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　　(林研究室)

# 高力ボルトを用いた柱梁接合部の復元力特性に関する研究
# その１　復元力履歴モデルの提案

216-149 リアン　クリスティアント

## 1. はじめに

鉄骨構造の柱はり接合には、部材同士を直接溶接し接合する溶接剛接合とアングル等の接合金物と高力ボルトを利用した半剛接合がある。本論文では、2018 年度と 2019 年度に実施したアングルタイプの半剛接合載荷実験の実測データを用いて、接合部の復元力履歴特性について検討し、エネルギー吸収能力の評価精度の向上を目標として、昨年度の卒業研究で提案された履歴モデルの改良を試みる。

## 2. 利用する既存実験データの概要

復元力履歴特性の検討に使用する実測データの概略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とした 2 種類の試験体であり、図１に 2018 年度の試験体の概要、表１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。また、図２に 2019 年度の試験体の概要、表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　試験体名及び使用鋼材･寸法(mm)

| 試験体名 | 梁 | ボルト | 柱 | アングル |
|---|---|---|---|---|
| ＴＡ-100Ｎ | H-300×300×10×15（14.8） | M22 | H-300×300×10×15（14.8） | L-200×200×15（14.8） |
| ＴＡ-100Ｓ | | | | |

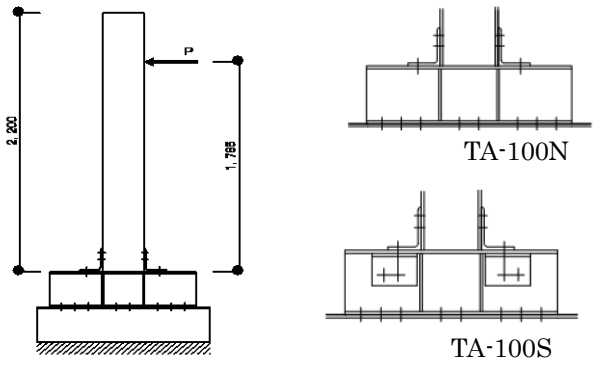



図１　試験体の概要

表２　試験体名及び使用鋼材・寸法(mm)

| 試験体名 | はり | ボルト | 柱 | アングル |
|---|---|---|---|---|
| TA-70N | H-200 x 200 x 8 x 12 (11.55) | M20 | H-200 x 200 x 8 x 12 (11.55) | L-175 x 175 x 12 (11.50) |
| TA-70S | | | | |

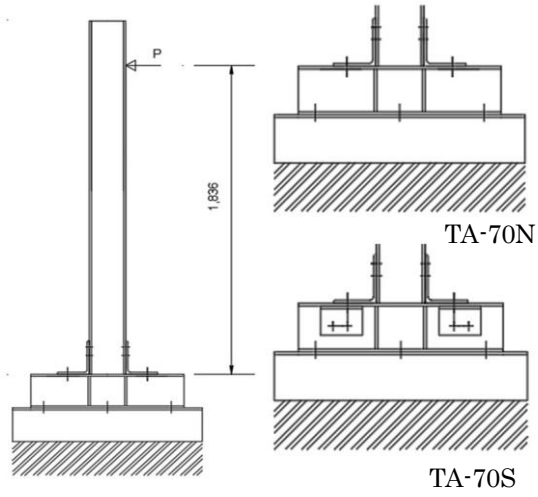



図２　試験体の概要

## 3.復元力履歴特性の比較

本研究ではマイクロソフトの Basic 言語を使用して、下記のような履歴モデルを作成した。履歴モデルの全体構想において、骨格曲線（スケルトン）部分にバイリニア、除荷の履歴部分に Ramberg-Osgood 曲線という組み合わせで表し、さらに塑性変形の量に応じて骨格曲線を移動させるスケルトンシフトモデルをベースモデルとして採用する。図３と図４の実験結果に示す最大点（除荷点）指向の特長に対して、スケルトンシフトモデルにおけるシフト率はψ=0 に設定して対応する。上記のベースモデルは、紡錘状の鉄骨構造復元力履歴に有効ではあるが、前年度の卒業論文でも指摘されたように、高力ボルトとアングルを用いた接合部に対してはエネルギー吸収能力の過大評価になる。

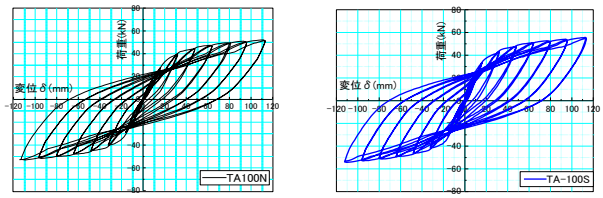



図３　荷重-変位曲線による履歴ループ

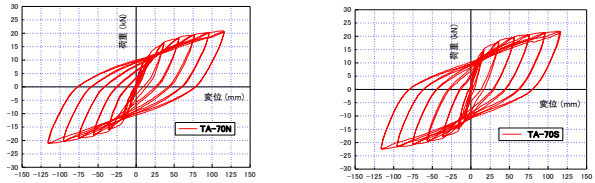



図４　荷重-変位曲線による履歴ループ

具体的には、このベースモデルの Ramberg-Osgood 曲線部分の丸み係数 r の大きさによってエネルギー吸収量が異なるが、この丸み係数 r の設定値を小さくするだけでは、十分の評価精度を得ることができず、昨年度の卒業研究では、除荷履歴区間に対して、25%の曲線と 75%の直線でモデルの改良を行い、エネルギーの吸収能力を押さえて、評価精度を向上させた成果が得られた。ただし、フル載荷振幅の履歴ループではエネルギーの過大評価と過小評価が混在し、その相殺効果で 精度が上がったという側面が否定できない。そこで本報では、過大評価と過小評価の相殺に 頼らず、履歴モデルの更なる精度の向上をはかるための提案を行う。図 5 と図 6 は実験の結果の比較を示す。

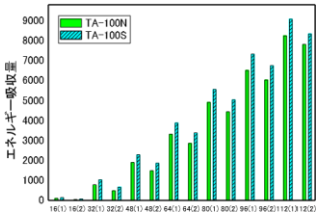


図 5　TA-100 の実験結果

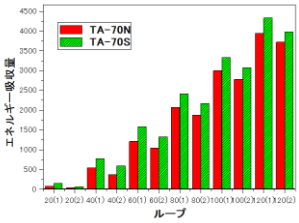


図 6　TA-70 の実験結果

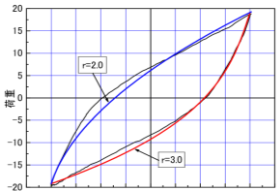


図 7 丸み係数の影響

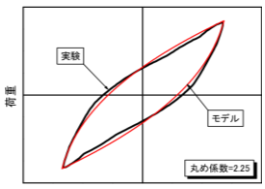


図 8 スケルトンシフトモデル

## 4. 半剛接合部の復元力履歴モデル

図 7 は代表的な半剛接合部の実測履歴に対するベースモデルの丸み係数の効果を示している。r=3.0 程度に小さくしてもまだ過大評価していることが分かる。更に、小さく設定すると、図 8 に示す過大評価と過小評価の相殺効果が見られる。このような一定振幅の繰り返し載荷では、相殺効果によってエネルギー吸収量の誤差を小さく抑えることができるが、地震応答のようなランダムの場合では、曲線部分だけの繰り返しや直線部分だけの繰り返しになると、累積による誤差の増大は考えられる。

本論文では、図 9 で示しているように復元履歴モデルに対して、昨年度卒業研究の提案モデルより更なる改良を行う。この新たな提案では、紡錘状に近い除荷初期の部分を少し大きめの丸み係数を持つ曲線で表現し、かつ、末端の線形的な部分は直線で設定できるように中間経由点を設ける。中間経由点の水平座標は除荷点と目標点との距離の 2/3 とし、高さ（鉛直座標）は除荷点から目標点に向かう、小さめの丸み係数を持つ Ramberg-Osgood 曲線で設定する。図 10 は実験結果に対する履歴モデルの改良前後の比較を示す。ここでは中間経由点の設定に使った丸み係数は r=2.5、除荷初期の丸み係数は r=3.1 としている。なお、接合部の初期剛性、降伏強度および第 2 勾配は、実験で得られた骨格曲線に対して試行錯誤でフィットさせて設定した。同図から分かるように、除荷部分と末端部分とともに改善されていることが確認できる。また、改良モデルによる復元力履歴は図 11、すべての載荷ループのエネルギー吸収量の比較は図 12 に示す。いずれの試験体も目標変位の大きいループにおいて改良の効果がはっきり確認できるが、目標変位の小さいループでは誤差が大きくなる傾向も見られた。

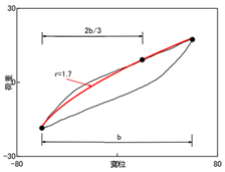


図 9 復元力の改良モデル

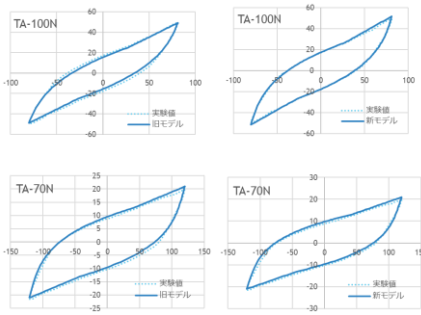


図 10　代表的な履歴ループにおける比較

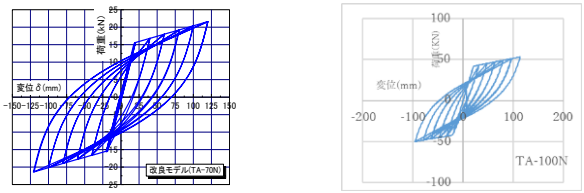


図 11 改良モデルによる結果

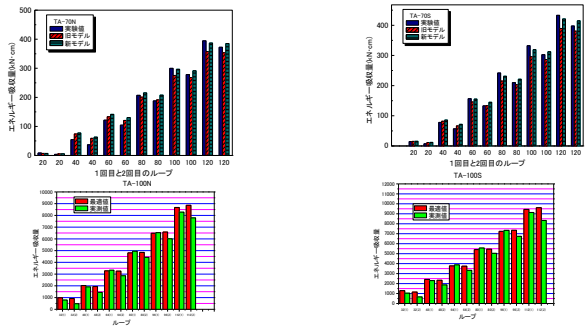


図 12　エネルギー吸収量の比較

## 5. まとめ

本論文では復元履歴モデルの改良前後に比べ、提案したモデルは形状的に実験値のモデルに近い。改良の効果は確認できて、目標変位の大きい載荷ループにおけるエネルギー吸収量の誤差も改善された。

参考文献

(1) 小原永暉、林暁光：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、2019 度日本建築学会近畿支部研究報告集 (2) 堤将彰：「接合アングルと補剛を用いた半剛接合部に関する研究その 2 半剛接合部の履歴特性」, 大阪工業大学 2019 年度卒業論文　（林研究室）

# AIJ ポンプ指針における圧送負荷算定での
# 水平管 1m 当たりの圧力損失 K 値チャート図の導出に関する研究
# その 3　比栓半径と塑性粘度と降伏値の分析

217-004 阿佐由輝

## 1. はじめに

その 3 では，佐久田文献での比栓半径 a と塑性粘度 $\mu$ B と降伏値 $\tau$ y を分析検討した。

## 2. 比栓半径 a の分析

佐久田文献[1,3]では，佐久田が図式解法で求めた比栓半径 a の計算結果が図示されている。この佐久田の比栓半径 a の結果は，管径によらずスランプごとに吐出量 Q と比栓半径 a1 の関係が区別される結果で，佐久田の当該文献でも，スランプごとに区別されることを特徴として考察している。そこで，その 1 で示した掲載図の圧力損失 $\Delta$ p/l に基づき，その 2 で示した比栓半径 4 次式を用いて，比栓半径 a を計算し，佐久田の結果と比較した。

図 1 に，掲載図の実験値に基づき，実験値間の吐出量 Q を直線補間した比栓半径 a1 について，直接 4 次式で解いた結果を示す。圧力損失 $\Delta$ p/l が吐出量 Q の全範囲と直線の関係にないと，その直線でない箇所で，吐出量 Q に対する比栓半径 a1 の結果が不連続になった。

それで，図 2 に，掲載図の実験値を，吐出量 Q の全範囲で回帰した回帰直線（4B 管の調合 No.3 と No.4 は回帰直線でない方の直線）に基づき，吐出量 Q を直線補間した比栓半径 a1 について，直接 4 次式で解いた結果を示す。吐出量 Q に対して，比栓半径 a1 が不連続にならなくなったが，スランプごとの区別から外れる結果，すなわち，5B 管と 4B 管とも調合 No.1 が No.2 よりも大きいこと，また，5B 管の調合 No.3 が No.4 よりも大きいこと，の結果になった。

## 3. 比栓半径 a と塑性粘度 $\mu$ B と降伏値 $\tau$ y の関係

図 3 に，図 1 に対応する直接 4 次式の比栓半径 a1 の解析結果を適用して，5B 管についての塑性粘度 $\mu$ B と降伏値 $\tau$ y の計算結果を示す。4B 管も同様の結果になっている。吐出量 Q に対して不連続になり，ビンガム流体での流量 Q1, Q2 で表現した圧力損失式にて，流量 Q によらず，塑性粘度 $\mu$ B と降伏値 $\tau$ y は変化しないものとした仮定条件が満足されていない。

一方，図 4 に，図 2 に対応する直接 4 次式の比栓半径 a1 の解析結果を適用して，5B 管についての塑性粘度 $\mu$ B と降伏値 $\tau$ y の計算結果を示す。4B 管も同様の結果になっている。吐出量 Q に対して完全に一定ではないが，ほぼ一定と見なすことができ，流量 Q によらず，塑性粘度 $\mu$ B と降伏値 $\tau$ y は変化しないものとした仮定条件が満足されている。なお，比栓半径 a の計算結果のスランプの順序に対して，塑性粘度 $\mu$ B や降伏値 $\tau$ y のスランプの順序は同じでなく，それぞれの結果になっている。

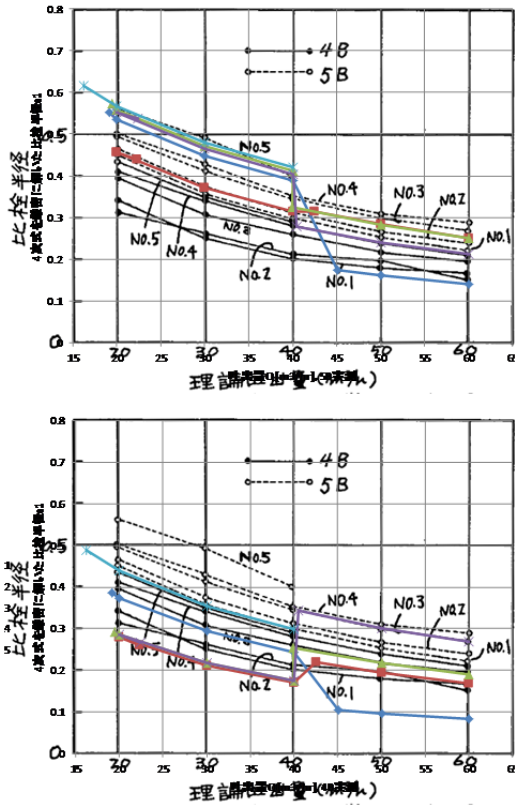



図 1 掲載図の実験値に基づく比栓半径 4 次式の計算結果

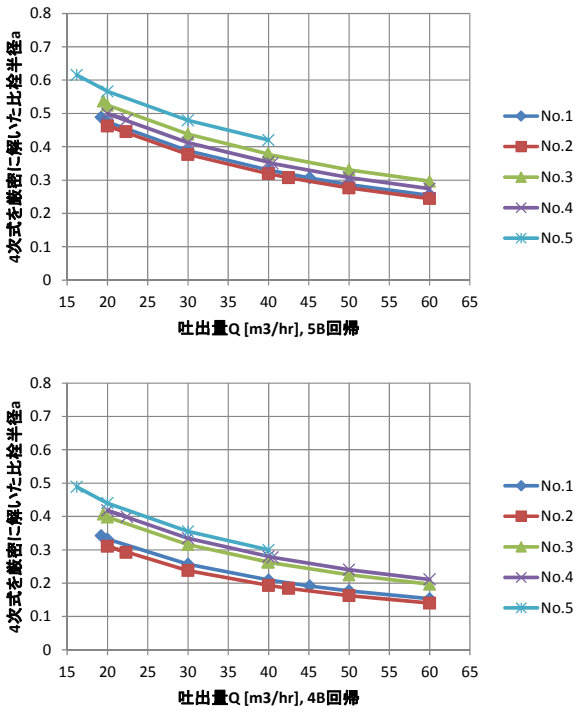



図 2 掲載図の回帰直線に基づく比栓半径 4 次式の計算結果

## 4. 塑性粘度 $\mu$ B と降伏値 $\tau$ y の分析

図 5 に，佐久田の文献[1]に記載の図から吐出量 Q [m³/hr]が 20, 30, 40, 50, 60 で読み取った比栓半径 a を

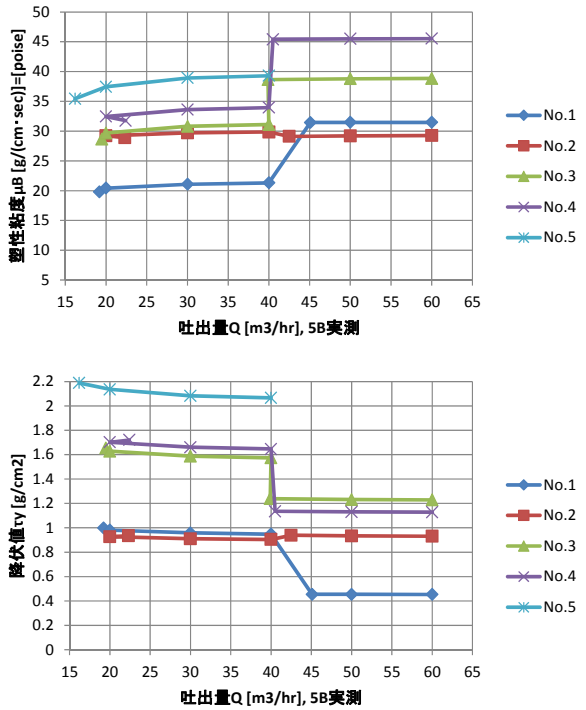



図 3 図 1 に対応する 5B 管の塑性粘度 $\mu$ B と降伏値 $\tau$ y の計算結果

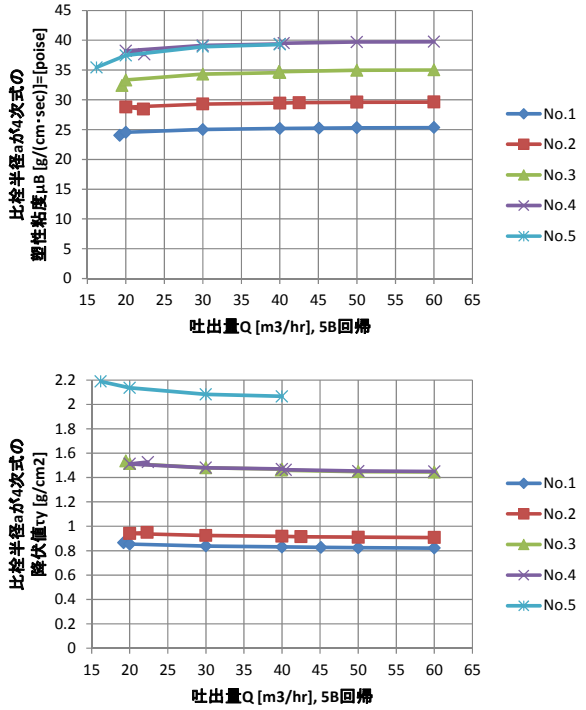



図 4 図 2 に対応する 5B 管の塑性粘度 $\mu$ B と降伏値 $\tau$ y の計算結果

適用して，吐出量 Q[m³/hr]が 20, 30, 40, 50, 60 で平均した塑性粘度 $\mu$ B と降伏値 $\tau$ y の計算結果を示す。佐久田の比栓半径 a の図から読み取った精度に依存するため，完全に一致することはないと思われるが，5B 管の調合 No.3 で，塑性粘度 $\mu$ B と降伏値 $\tau$ y の両方ともが，佐久田の結果から外れている。

図 6 に，図 4 の吐出量 Q[m³/hr]が 20, 30, 40, 50, 60 で平均した塑性粘度 $\mu$ B と降伏値 $\tau$ y の計算結果を示す。5B 管の塑性粘度 $\mu$ B で調合 No.5 が調合 No.4 より若干小さくなったが，その他は，ほとんど佐久田が導出した

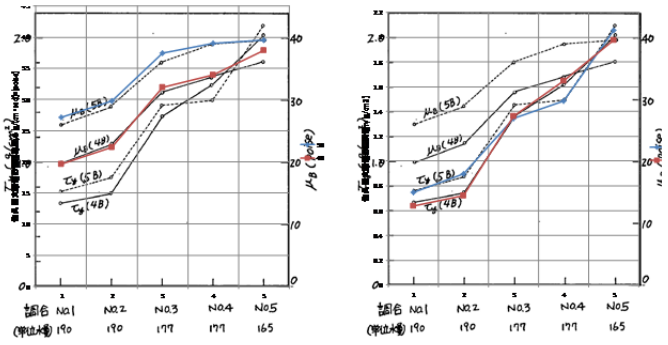


図 5 佐久田文献の比栓半径 a を適用した $\mu$ B と $\tau$ y の計算結果

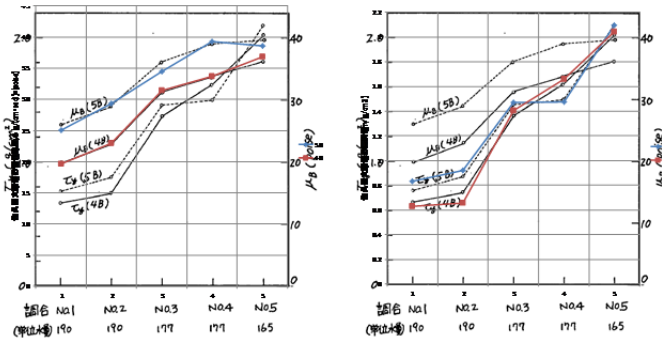


図 6 図 4 の平均 $\mu$ B と $\tau$ y の計算結果

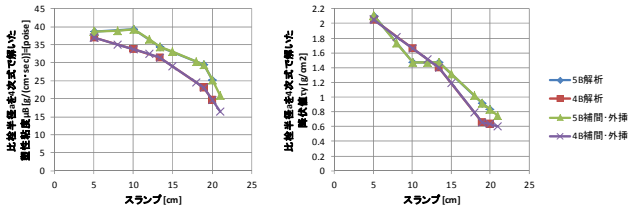



図 7 図 2 と図 6 の結果でのスランプ区分の直線補間の結果

塑性粘度 $\mu$ B と降伏値 $\tau$ y の結果と一致している。

ここでの計算結果から，5B 管の調合 No.5 の塑性粘度 $\mu$ B が，調合 No.4 より小さいということは，圧力損失チャート図の直線の傾きが調合 N.4 より調合 No.5 が小さくなることを意味しているが，降伏値 $\tau$ y が調合 No.4 よりも調合 No.5 でかなり大きいので，調合 No.4 と調合 No.5 の圧力損失チャート図の直線は交差しない結果になっているといえる。

また，ここでの計算に適用した図 2 の比栓半径 a は，スランプごとに区別された結果ではない。このため，佐久田が導出した比栓半径 a の結果にて，スランプごとに区別できた計算結果になったことに対して疑問がある。

図 7 に，図 2 と図 6 の結果でのスランプ区分の直線補間の結果を示す。塑性粘度 $\mu$ B について，5B 管のスランプ 5cm と 8cm が 10cm よりも小さくなり，スランプごとのきれいな区分になっていない。

## 5. まとめ

その 3 は，佐久田文献での比栓半径 a と塑性粘度 $\mu$ B と降伏値 $\tau$ y を分析した。佐久田が導出した比栓半径 a の結果がスランプごとに区別されたことに疑問がある分析結果を得た。

（中村研究室）

# 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１報　ヴォイド空間内の通風性状に関する基礎検討および実在街区を対象とした建物形状計画

217-007 石井 航平　(共同研究者　217-095 中城 詩穂　217-135 松島 佳司　217-087 出口 遼太朗)

### 1.　研究背景・目的

都市公園は人々のアクティビティを創発させる空間であり、都市の景観、都市環境の改善、災害時避難場所として多様な機能を有する場所となる。日本の都心部では都市公園が不足しているが、従来の制度では十分に都市公園を整備することが困難であった為、立体都市公園制度が制定された[1)]。しかし、立体都市公園は建物の屋上に整備されることが多く、視認性・利便性に問題があると考えられる。そこで建物の下層部にヴォイド空間を設け、そこに公園を整備することで問題解決を図る。

本研究では、立体都市公園の設計手法を環境性能評価と併せて提案する。実在街区内にヴォイド空間を有する建物を設け、公園を整備し、公園間をペデストリアンデッキで繋ぐことで連続する立体都市公園群を計画する。研究フローを図１に示す。

ヴォイド空間内の公園は風の影響が大きい。環境面に配慮した設計を行うにあたり、夏期においては適切に風が吹き、冬期であれば樹木等で風を抑止すべき位置を掴むことが有効となる。市街地での建物周辺の気流性状についての既往研究は数多く成されているが、ヴォイド空間を有する建物に関してはビル風抑制の観点での研究はあるものの、ヴォイド空間内利用という観点での研究はほとんど見られない。

第１報では CFD 解析を用い、単純形状街区内に設置したヴォイド空間を有する建物を対象に、主風向との関係、空間の広さ・高さに着目した際のヴォイド空間内の気流性状についての基礎的な知見を得る。次に得られた知見を実在街区に適用して、ヴォイド空間を有する建物形状を決定する。

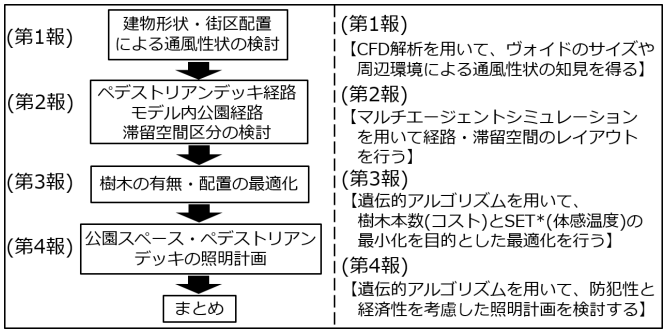



図１　研究フロー

### 2.　単純形状街区を対象とした CFD 解析

#### 2.1.　解析概要　2.1.1.　解析モデル

標準的な敷地形状・建物形状にて検討を行う。街区モデルを図２に示す。都市部に位置する大阪市中央区伏見通り周辺エリアの 36 街区から導き出した。建物モデルの概要を図４に示す。建物モデルとして９タイプで解析する。例えば、面積比 2/3・高さ 10.5m を以降、〔2/3・10.5m〕と表記する。また、ヴォイド容積は建物上部に移動させる。

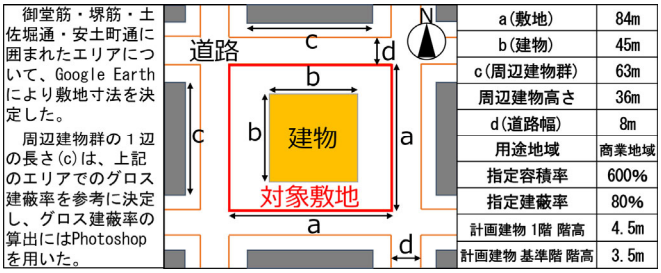



図２　街区モデルの概要

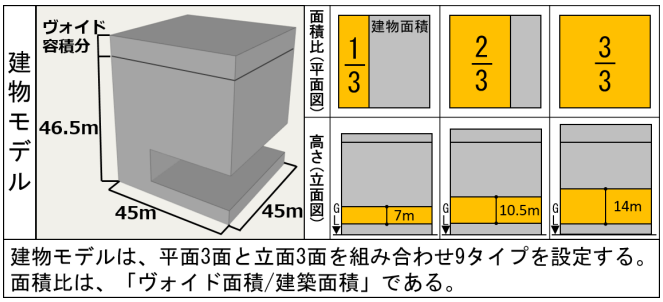



図３　建物モデルの概要

#### 2.1.2.　解析条件および解析ケース

解析条件とヴォイド建物の配置を２ケース設定し、CFD 解析を行う。図４に解析概要を示す。

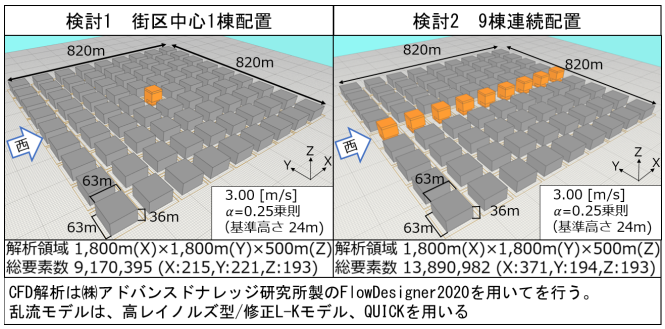



図４　解析概要

#### 2.1.3.　評価項目

街区内の中心建物を対象に、「ヴォイド内平均風速」、ヴォイド内外の境となる仮想面を流入もしくは流出する風量をヴォイド体積で基準化した「換気回数」(「開口面通過風量」に相当。)および、PFR(Purging Flow Rate[2)]) をヴォイド体積で基準化した換気回数(以下、「基準化 PFR」)を用い、評価を行う。PFR は、外気空間において汚染質を希釈、排除するのに有効な換気空気の流入量、即ち汚染質の排出効率を示す。計算式は以下の式(1)で示す。

$$\text{基準化 PFR} = q/(C \times \rho \times V) \times 3{,}600 \quad [\text{回/h}] \cdots \text{式(1)}$$

$q$：ヴォイド内で発生する汚染質[kg/s]　　ρ：空気密度[kg/m³]

$C$：ヴォイド内の平均濃度[m³/m³]　　$V$ ：ヴォイド体積[m³]

## 2.2. 解析結果

### 2.2.1. 検討 1 （中心 1 棟の場合）

いずれの場合でもヴォイドが高くなる程、建物も高くなり、風をより受け止め、ヴォイド下部に新鮮空気が流入しやすくなる。「ヴォイド内平均風速」および「換気回数」は概ね増加傾向となった。一方で、「基準化 PFR」は減少傾向となった(図 5 参照)。〔2/3・10.5m〕と〔2/3・14m〕を比較するとヴォイド上部で空気が滞留していることから、「基準化 PFR」は減少したと考えられる(図 6 参照)。また、〔3/3・14m〕では建物上部を通過した気流による建物背後のキャビティー流がヴォイド内部に逆流することでヴォイドから流出した空気が再流入している(図 6 参照)影響により、他の場合よりも「基準化 PFR」が小さく、「ヴォイド内平均風速」もそれほど増加しなかったと考えられる。

### 2.2.2. 検討 2 （9 棟連続の場合）

解析結果を図 7 に示す。〔3/3・14m〕を除き、全ての評価項目で検討 1 ほど大きな変化が見られなかった。一方で、〔3/3・14m〕の場合には、全ての評価項目で増加した。流線図(図 8)を確認すると、風上側のヴォイドから流出した空気のうち、そのまま対象ヴォイド内に流入する割合が大きい為だと考えられる。

## 3. 実在街区を対象とした CFD 解析

### 3.1. 解析概要

現地調査を行った地域を対象とし、既存の公開空地や歴史的建物等を残し、敷地面積に応じて総合設計制度 [3] に準じてヴォイドを有する建物を計画する。ここで計画した建物群は、風の進行方向には連続していない。2 節の検討 1 の結果より各建物のヴォイドを決定する。全面積(3/3)をヴォイドとした場合には「基準化 PFR」が低い点と、高さ 7m ヴォイドでは「ヴォイド内平均風速」および「換気回数」が低い点を考慮し、消去法的にヴォイドは面積比 2/3・高さ 10.5m で決定した。8 月と 1~2 月の卓越風向である「西南西」と 9 月の卓越風向である「北北東」で CFD 解析を行う。解析概要を図 9 に示す。

### 3.2. 解析結果

8 月の「西南西」の風速分布を図 10 に示す。南向きヴォイドでは、比較的風が流れやすく、北向きヴォイドでは比較的流入し難い結果となった。1~2 月の風速分布(図 10) は 8 月より 8%程度低いが、ほぼ同じ分布である。日射の影響を受けにくい冬のヴォイド空間において、人が風の影響を受け過ぎず、不快感を得ないような空間を設計する必要があると考えられる。本結果は、第 2 報の公園内計画に利用する。

## 4. まとめ

ヴォイドの大きさや周辺建物との関係性から基礎的なヴォイド内部での通風性状の知見を得た。第 2 報では、本報で決定したヴォイド建物を挿入した実在街区においてヴォイド内部の滞留空間の設計手法を提案する。

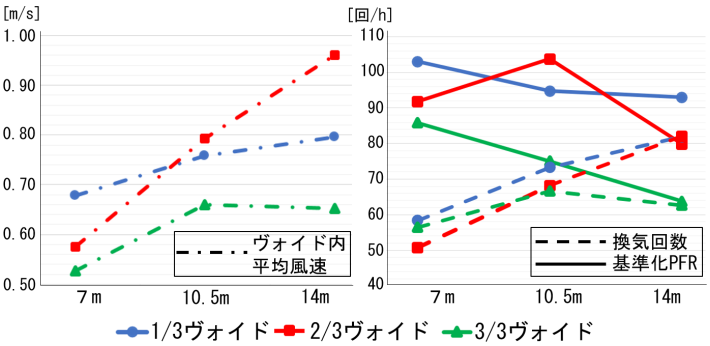



図 5 検討 1 解析結果

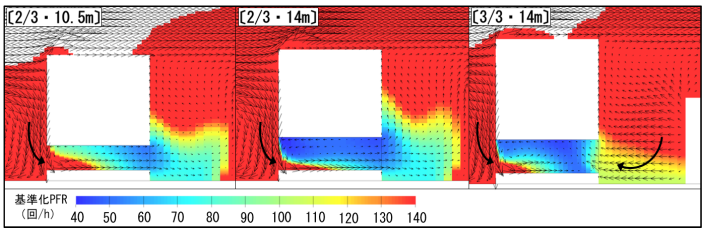



図 6 検討 1 鉛直面濃度分布（建物中心断面）

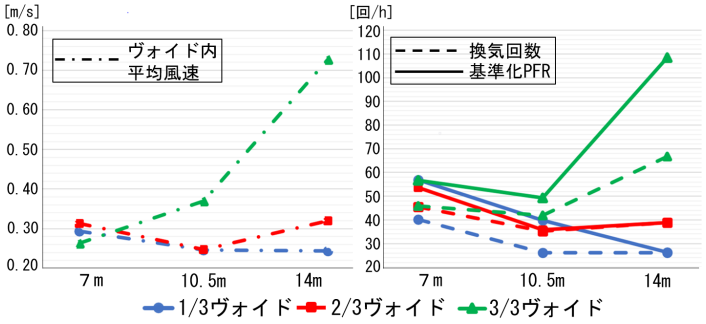



図 7 検討 2 解析結果

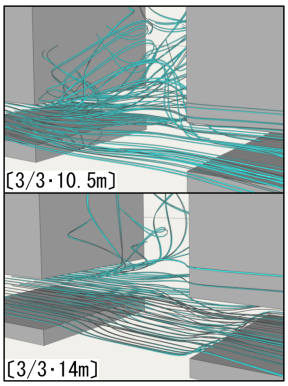



図 8 流線図

| 期間 | 風向 | 風速[m/s] |
|---|---|---|
| 夏（8月） | 西南西 | 3.06 |
| 夏（9月） | 北北東 | 2.78 |
| 冬（1~2月） | 西南西 | 2.72 |

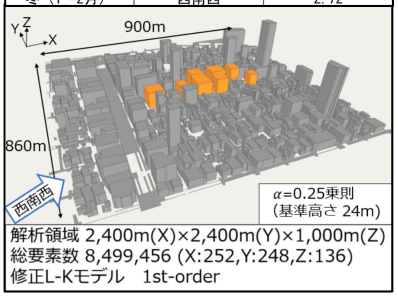



図 9 実在街区解析モデル概要

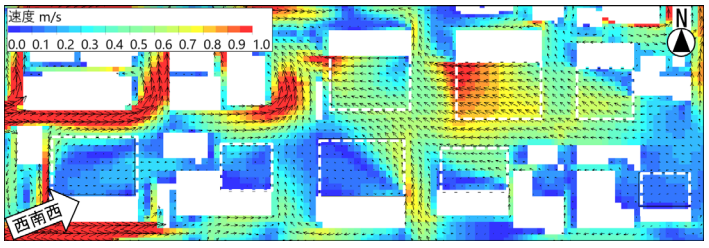



図 10 水平面風速分布（ヴォイド床面高さ 1.5m）


**参考文献**

1) 黒山夕輝也、生田京子：立体都市公園におけるアクセシビリティに関する研究 -日本建築学会東海支部研究報告書 第 56 号 2018 年 2 月-
2) 黄弘、加藤信介、大岡龍三、「CFD 解析による市街地における Visitation Frequency, Purging Flow Rate の解析-高架道路周辺換気効率の評価に関する研究-」、空気調和・衛生工学会大会学術講演論文集、p. 1223-1226、2004
3) 大阪市総合設計許可取扱要綱実施基準の解説、大阪市都市計画局 建築指導部 建築企画課、令和元年 8 月改正版



（河野研究室）

# Momentum 法を用いた空調 CFD パーツのモデリング
## 第 1 報　ダブルライン型ディフューザを対象としたチューニング方法に関する検討

217-010　石田 修平　(共同研究者　217-117　畑 悠哉)

### 1. 研究背景・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、吹き出し口から少し離れたところに体積力を与えるモーメンタム法[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。モーメンタム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き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空調機の気流性状を再現すべく、Momentum 法での体積力の与える方についてのチューニング方法を検討する。

本年度は、細かい格子分割で空調機器や空間を再現した場合を「詳細モデル」、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を「簡易モデル」とし、等温場で解析を行う。

第 1 報では、既往研究[1)]を基にダブルライン型ディフューザ空調機を対象に解析を行い、詳細モデルと簡易モデルを比較・検討し、チューニング方法に関する基礎的知見を推定する。

### 2. 解析概要

図 2 に解析領域を示す。ライン型ディフューザの吹き出しと吸い込み口が交互に並ぶ室内を想定し、中心に吹き出し口、両端に吸い込み口となるように対象とする空間の一部を切り出した。床面と天井面を壁面、周囲 4 面を対称面と設定した。

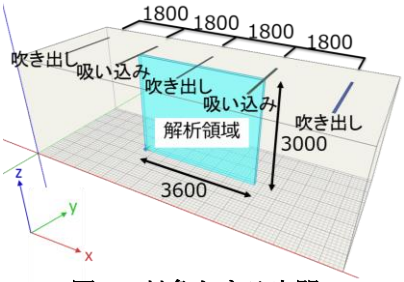
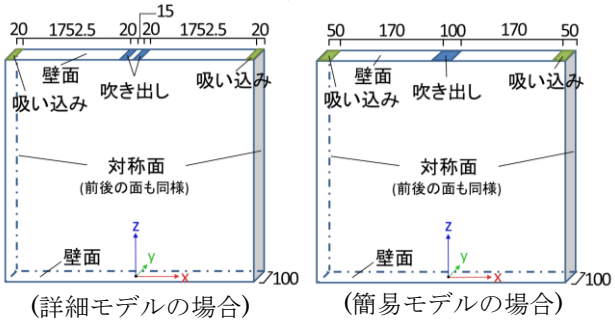



図 1　対象とする空間




(詳細モデルの場合)　(簡易モデルの場合)

図 2　解析領域

表 1 に解析条件を、図 3 に格子分割の概要を示す。詳細モデルの格子分割は、吹き出し口近傍・吸い込み口直下を 2mm その他の部分を 16mm の均等分割（(x)277×(y)50×(z)195）とし、簡易モデルの格子分割は X,Z 方向に 100mm、Y 方向に 25mm の均等分割（(x)37×(y)4×(z)30）とする。

表 1　CFD 解析条件

| | |
|---|---|
| 解析ソフト | FlowDesigner2020 |
| 解析領域 | 3.6m(x)×0.1m(y)×3.0(z) |
| アルゴリズム | SIMPLEC |
| 解析スキーム | 1st order |
| 乱流モデル | 標準k-ε モデル |
| 流入風向 | 風向：鉛直下向き |
| 吹出し風速 | $V_{in}$=2.0[m/s] (詳細モデル)<br>0.8[m/s] (簡易モデル) |
| 長さスケール | $L_{in}$=1.5[mm] (詳細モデル)<br>30.0[mm](簡易モデル) |
| 乱れの強さ | $k_{in}$=0.3 |
| 流入乱流量 | $k=\frac{3}{2}(V_{in}\cdot k_{in})^2[m^2/s^2]$<br>$\varepsilon=0.09^{3/4}\times k^{3/2}/(L_{in})[m^2/s^3]$ |
| 壁面境界条件 | 壁関数 |
| 格子数 | 2,700,750(詳細モデル)<br>4,440(簡易モデル) |

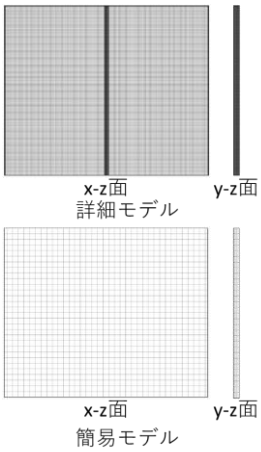



図 3　格子分割

### 3. Momentum 法の適用

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、吹き出し直下のセルにおいて、運動方程式のソース項として付与する。本解析の詳細モデルと簡易モデルの総風量は等しい。詳細モデルの運動量は、吹き出し面積、風速から換算すると 19.6N/$m^3$ となる。格子を粗くした簡易モデルでは吹き出し口は大きく、風速は小さくなり、運動量は 7.8N/$m^3$ となる。不足した運動量 11.8N/$m^3$ を簡易モデルの体積力（下向き）として付与する。体積力の計算式[1)]を①に示す。

$$\rho u^2 A\ [\mathrm{N}] \div V\ [m^3] = \rho u^2 A/V\ [\mathrm{N}/m^3] \quad \cdots①$$

$\rho$：空気密度 [kg/$m^3$]　u：吹き出し風速[m/s]
A：吹き出し面積[$m^2$]　V：1 つのセルの体積[$m^3$]

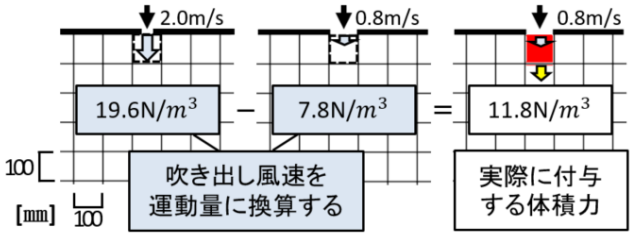



図 4　Momentum 法規定条件

### 4. 解析ケース

本報では Momentum 法を用いた CFD 空調機モデルについて体積力を付与する位置の検討を行う。吹き出し口直下に体積力 11.8N/$m^3$ を与えたものを case1 として case6 まで、1 セルずつ吹き出し口から離していく。また、それぞれの

ケースの体積力を 0.8 倍から 1.5 倍まで変更する。吹き出し口の乱流エネルギーk についても 0.8 倍から 1.5 倍まで変更し、ε の値はそれに付随する。図 5 に解析ケースを示す。

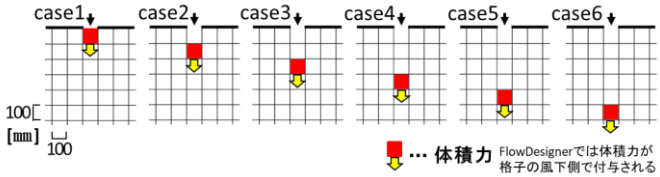



**図 5　解析ケース**

## 5. 解析結果

図 6 に詳細モデルと各簡易モデルの解析について、居住域範囲（0～2m）での中心軸上（x=0m,y=0m）速度分布を示す。吹き出し口直下に体積力を与える case1 では詳細モデルと比べて風速が小さく、z=2m で約 15%低い。case2～6 では、詳細モデルより全体的に風速は小さいものの、体積力の位置を吹き出し口から離すに従い、居住域高さの風速は詳細モデルに近づく。case5・6 では、z=1.5m 以上では詳細モデルより風速が高くなる。case1 の風速が明らかに小さくなるのは、体積力を与えるセルが吹き出し口に接するため、体積力を与えてもセル上部からは空気が補填されないことが原因であると考えられる。

図 7 に各簡易モデルの体積力を増減させた解析について、詳細モデルの結果を基準とした RMSE（二乗平均平方根誤差）を示す。RMSE は床面からの距離 0.25m~1.75m について 0.25m 毎に算出した。case1 では、体積力を増加するに従い詳細モデルとの差が小さくなるものの、1.5 倍しても 0.1m/s の差がある。一方、case2~6 で RMSE を最小とする倍率は、case2 では 1.3 倍、case3 では 1.2 倍、case4 では 1.1 倍、case5・6 では 1.0 倍となり、体積力が吹き出し口から遠ざかるに従い、最適な倍率が 1.0 に近づく傾向が見られた。各ケースで RSME が最小となった解析結果のみを抽出した中心軸上の速度分布を図 8 に示す。体積力を適切に増減させることで Momentum 法を用いた CFD パーツのチューニングについての可能性が伺える。

図 9 に各簡易モデルの吹き出し口の乱流エネルギーk を増減させた解析について、詳細モデルの結果を基準とした RMSE を示す。全てのケースで乱流エネルギーk を増加させると、RSME が小さくなる。体積力の付与位置が吹き出し口から遠ざかるに従い、乱流エネルギーの増減の影響は小さい。乱流エネルギーk を 1.5 倍した場合について抽出した中心軸上の風速分布を図 10 に示す。通常、吹き出し口から主流方向の風速は、与える乱流エネルギーk を増加させると拡散して弱まるが、空間全体としての運動エネルギーの総量は増えるため、結果として乱流エネルギーk の増加に従い、居住域風速が増加しているものと考えられる。

## 6. まとめ

本報では、ダブルライン型ディフューザを Momentum 法を用いて、少ない格子モデルで再現した場合について、

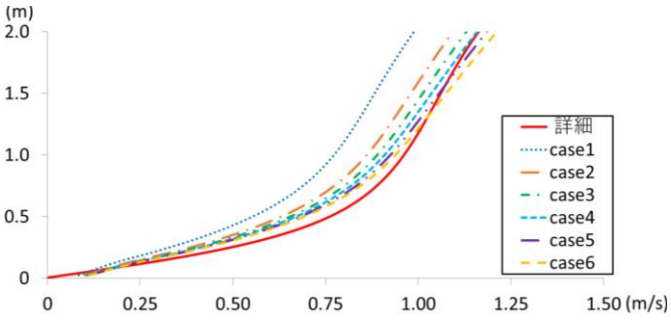



**図 6　中心軸上の速度分布（x=0m, y=0m）**

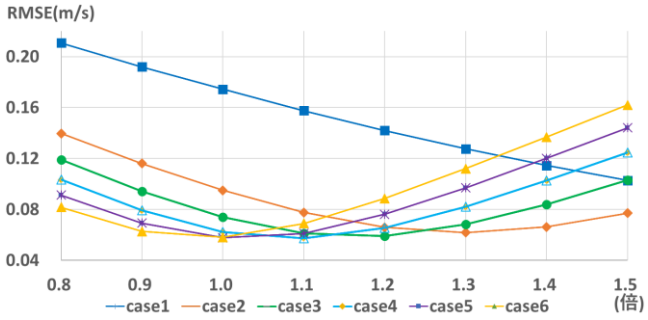



**図 7　体積力の増減と RMSE の関係**
**（詳細モデルの風速を基準）**

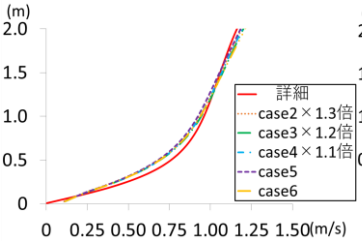



**図 8　中心軸上の風速分布**
**（体積力の増減）**

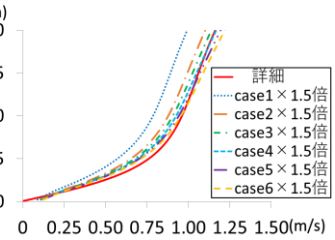



**図 10　中心軸上の風速分布**
**（乱流エネルギーの 1.5 倍）**

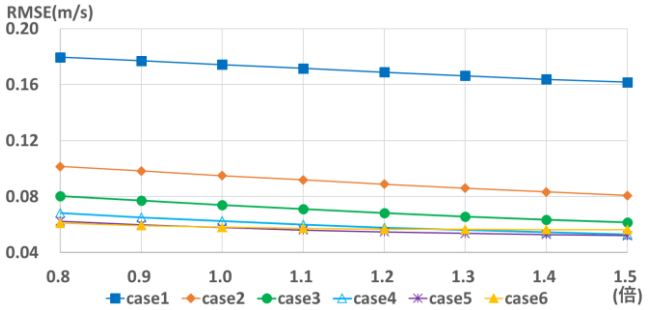



**図 9　乱流エネルギーk の増減と RMSE の関係**
**（詳細モデルの風速を基準）**

体積力の付与位置や乱流エネルギーに着目し、チューニング時における気流場の再現性について検証して知見を得た。第 2 報では、4 方向カセット型ディフューザについて検討を行う。

**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）中井奈保子、甲谷寿史、山中俊夫、桃井良尚、相良和伸、 丹原千里「ライン型ディフューザを用いた室の 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，J-3 ，P. 209～212，2016 年 9 月

（河野研究室）

# 通風を考慮した実住宅群の配置・形状計画に関する逆解析の適用

217-011　　市橋　玲央

## 1. 背景・目的

現在、レビ設計室（代表：中川 純）が、埼玉県浦和市に計24棟から構成される戸建住宅群の配置計画について環境コンサルティングを実施している。住宅群全体として通風を適切に利用可能であることをコンセプトの一つとする。戸建住宅の2階はバルコニーを挟んだ分棟形式を特徴とし、バルコニーに面して開口部を有する(図1参照)。通風は開口部近傍に十分な風が流れるかが重要であるため、戸建住宅群全体にわたり、2階開口部に面するバルコニー位置の気流を確保したい。

本卒業研究では、建物配置計画に逆解析から算出する位置感度[1)、2)]を用いて通風性能を向上させる手法を提案するとともに、提案手法を分棟形式の戸建住宅群に適用して風環境に調和した配置･形状計画を決定することを目的とする。

## 2. 解析概要

CFD 解析及び逆解析には、㈱アドバンスナレッジ研究所製 FlowDesingner2020 を使用する。乱流モデルは標準 k-ε モデルを用いる。

## 3. 提案手法の検証　3.1 解析概要

分棟形式の戸建住宅の配置計画に逆解析(位置感度)が適用可能であるか簡易モデルを対象に検討を行う。構造格子とし、格子数は約 88 万(X:110,Y:110,Z:73)。位置感度は、評価領域内の物理量(本報ではスカラー風速)を増減させるためには周辺の障害物をどちらの方向に移動させるべきかその優先度を感度値として示す。本報では建物隅部を除いて算出している。

2 棟はそれぞれ 3m×9m×6m の直方体形状(2 階建を想定)とし、その間に 3m×6m×3m の直方体形状(1 階部のみ)を中央に配置(図 1 参照)。風速向上を狙う評価領域は中央の直方体の直上 3m×6m×3m の領域とした(図 1)。評価領域内の風速向上を目的とした際の 2 棟の配置について逆解析により探査する。逆解析の結果に沿って両端に配置した 2 棟を Y 軸方向に移動させる。なお、位置感度は本来 3 成分ベクトル算出されるが、本報では Y 軸成分のみを適用する。流入風を 2.0m/s(1/5 乗則、風速設定高さ 10m)とした。逆解析における評価領域の目標値は外気風と等しい 2.0m/s とした。

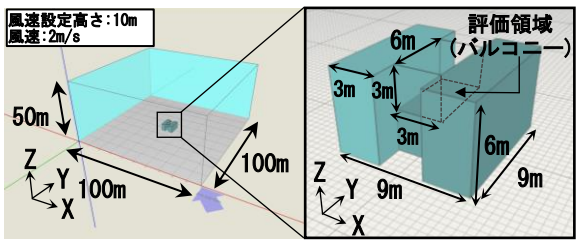



図 1　検証用簡易モデル

## 3.2 解析結果

CFD 解析と逆解析の結果(位置感度)を図 2 に示す。

位置感度は風下側(左側)の棟を Y 軸の負方向へ移動、風上側(右側)の棟を Y 軸の正方向へ移動させることを示唆している。これは 2 棟を矢印の向きにスライドさせることで風下側(左側)の棟がウィンドキャッチャーの役割をすると推測される。位置感度通りに移動させることで通風性能が向上するかについて、下記の 2 パターンの CFD 解析を行い検証する(図 3 参照)。

(1)両側の棟を位置感度通りに 1m 移動。

(2)両側の棟を位置感度とは逆に 1m 移動。

移動前の評価領域内の平均風速は 0.99m/s となった。それに対して位置感度通りに移動した場合(1)は、1.02m/s、位置感度とは逆に移動した場合(2)は 0.86m/s となった。

位置感度通りの移動の方が、風速が大きくなり、位置感度を用いて通風性能を向上させる手法についての有効性が確認できた。

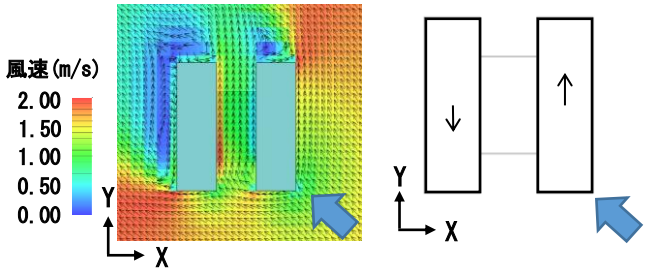
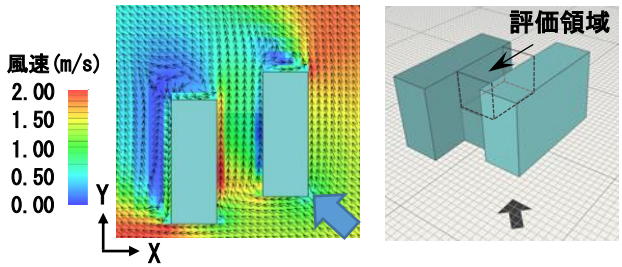
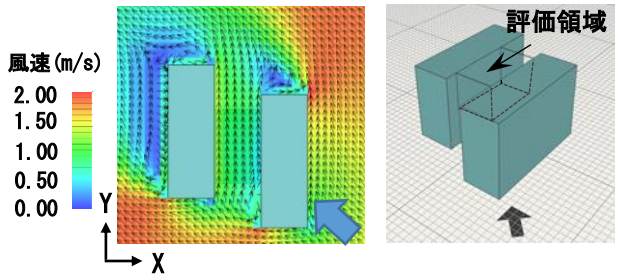



図 2 移動前の風速分布(Z=4m)(左)および逆解析結果(右)

(1) 両側の棟を位置感度の正方向に 1m 移動




(2) 両側の棟を位置感度の負方向に 1m 移動

図 3 移動後の風速分布(z=4m)

## 4. 実案件への提案手法の適用

### 4.1 解析概要

解析領域は 600m×600m×100m、設計案を構造格子に適合するよう修正を施した(図 4)。

CFD 解析における気象条件には、当該地域に最も近い気象台(熊谷地方気象台:観測高さ 10m)の過去 5 年間の夏季(6 月～9 月)および冬季(1 月～3 月)のデータを使用。夏季は南風、冬季は北北西が卓越する。流入風は、平均風速 3.0m/s(南風)、3.4m/s(北北西風)(1/5 乗則気象観測台高さ 10m)の 2 通りとする。逆解析における評価領域の目標風速は上記の流入風速の値とする。格子数は約 578 万(X:331, Y:236, Z:74)。

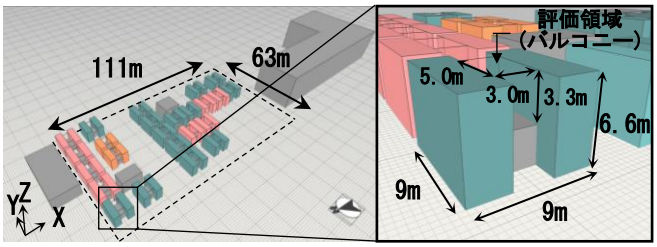



図 4 CFD 解析用実計画モデル

### 4.2 逆解析を適用した配置計画の決定

分棟タイプの住宅群の配置計画を逆解析により改善させる。まず、CFD 解析により現状の流れ場を算出し各分棟の移動方向を逆解析で推定する。3 節と同様に分棟間に評価領域を配置する。逆解析結果(位置感度)を図 5 に示す。全体の傾向として各風向の風上側に当たる計 13 棟は、風下側の棟を風上側へ移動させる結果が見られた。

位置感度の結果より、下記を条件として改良モデルを作成する。作成したモデルを図 6 に示す。

- 適用する分棟は太線で強調した両風向の風上側における 13 棟とする(図 5)。
- 両側で同方向のベクトルの場合は感度が高い方を移動。
- 両側で反対方向のベクトルの場合は同方向に移動。
- 変化量は Y 軸方向に 1m。

### 4.3 CFD 解析による検証

改良モデルより評価領域内風速が向上したかについて検証を行った。CFD 解析の結果を図 7 に、図 7 に記した番号ごとの評価領域内の平均風速を比較したものを図 8 に示す。

位置感度適用後の評価領域内の平均風速は南風の場合、全体平均で 0.42m/s から 0.56m/s と約 30%向上しており、北北西風の場合、全体平均で 0.40m/から 0.45m/s と約 13%向上している。南風時(夏季)において評価領域内の平均風速が移動前に比べ 10%以上向上した建物が 16 棟、10%以上低下した建物が 5 棟、±10%未満の変化が少ない棟は 3 棟となり、過半数で通風性能が向上し本手法の有効性が確認できた。

## 5. まとめ

逆解析を用いた気象条件に調和した建物配置形状の設計手法を提案し、有効性を確認した。今後はこれらを反映して実計画を進めていく。

**謝辞** 本研究にあたり、レビ設計室の中川 純 氏 深川 佑太 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。

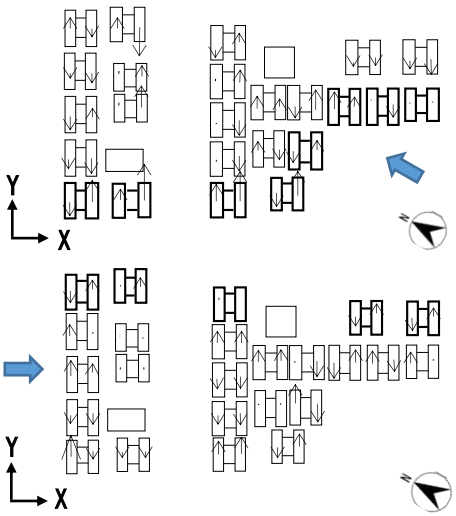



図 5 逆解析結果 (上:南風時、下:北北西風時)

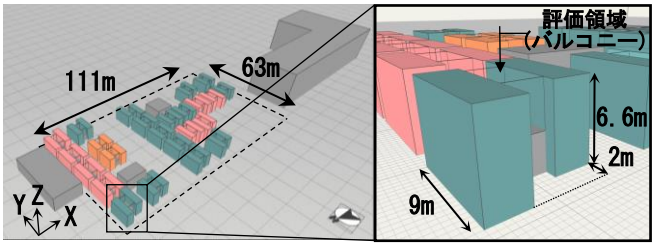



図 6 改良モデル

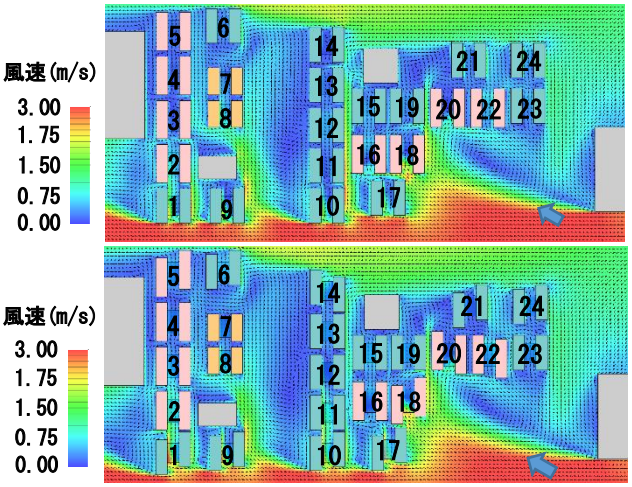



図 7 風速分布比較 Z=4.4m (南風 上:改良前、下:改良後)

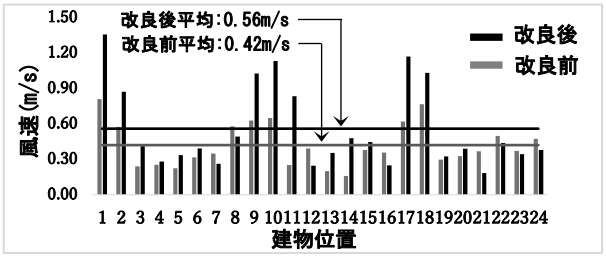



図 8 評価領域内平均風速 南風

### 参考文献

1) 井森亮太, 長谷川翔也, 河野良坪, 杉山侑司, 中川純, 桃井良尚「逆解析を用いた高速進化型遺伝的アルゴリズムの開発 風速低減を目的とした 2 つの障害物配置の GA 探査効率に関する検討」日本建築学会大会, No. 41326, P. 669～670, 北陸 2019 年 9 月 (口頭発表)
2) 中村厚太, 福本拓人, 河野良坪, 桃井良尚, 中川純, 池島薫, 桃瀬 1 成、「逆解析を用いた高速進化型遺伝的アルゴリズムの開発 換気効率を考慮した開口配置に関する最適解探査効率の向上」、日本建築学会大会, No. 40728, P. 1493～1494, 関東 2020 年 9 月 (口頭発表)
3) 気象庁過去の気象データ・ダウンロード (https://www.data.jma.go.jp/gmd/risk/obsdl/)

(河野研究室)

# フライアッシュを混合したコンクリートの ポゾラン反応を考慮した中性化の評価手法に関する研究 その 1　ポゾラン反応度 $\beta$ による CH と CSH の検討

217-012　乾　裕貴

## 1. はじめに

これまで，AIJ 耐久設計指針や土木学会 RC 示方書の中性化評価では，様々な要因を加積した中性化速度係数 a に，経過時間の平方根$\sqrt{t}$を積算した中性化深さ x＝a･$\sqrt{t}$ で取り扱われる。このため，フライアッシュ混合に対して，セメントの内割置換や外割置換の区別や，フライアッシュのポゾラン反応度 $\beta$ に応じた評価はできない。

本研究は，フライアッシュを混合したコンクリートの中性化に対して，セメントの内割置換や外割置換の区別や，フライアッシュのポゾラン反応度 $\beta$ を考慮した汎用性のある評価手法を検討した。その 1 では，ポゾラン反応度 $\beta$ による水酸化カルシウム CH とケイ酸カルシウム水和物 CSH を検討する。

## 2. フライアッシュを混合したコンクリートの促進中性化試験の概要

中村研究室の過去の共同研究にて，フライアッシュのセメント内割置換と外割置換とも $CO_2$ 濃度 5%の促進中性化試験を実施した。本研究はその実験結果を活用する。

表 1 に結合材の化学成分と構成割合を，表 2 にセメント内割置換と外割置換の調合を示す。水セメント比 W/C または水結合材比 W/B を 0.4, 0.5, 0.6 の 3 段階に，フライアッシュ質量混合比 FAg/(Cg＋FAg)を 0, 0.1, 0.2 の 3 段階になる。促進中性化試験は，前養生で十分なポゾラン反応を行わせ，材齢 119 日から促進中性化試験を開始した。この試験結果を図 1 に示す。フライアッシュ質量混合比 FAg/(Cg＋FAg)が大きくなると，内割置換と外割置換とも，中性化深さも大きくなる傾向にある。

## 3. コンクリートの中性化深さの評価式の概要

コンクリートの中性化深さは，フィック拡散第 2 法則の第 1 近似式を適用した。中性化速度係数 a は，分子にコンクリート中の結合材ペースト分の空隙率 $\varepsilon_{pest}$ に依存の $CO_2$ 有効拡散係数 $D_{e,CO2}(\varepsilon_{pest})$とコンクリート表面に $CO_2$ 濃度の $CO_2$ 量 C1 が，分母に $CO_2$ 反応項の CH 量と CSH 量で構成される。このため，CH と CSH とペースト空隙率 $\varepsilon_{pest}$ を的確に評価しなければならない。

フィック拡散第2法則第1近似式

$$x = a \cdot \sqrt{t}$$

$$= \sqrt{\frac{2 \cdot D_{e,CO2}(\varepsilon_{pest}) \cdot C_1}{CH + 3 \cdot CSH}} \cdot \sqrt{t}$$

表 1 結合材の化学成分

a) セメントとフライアッシュの化学成分の割合

| 化学成分 | SiO2 | Al2O3 | Fe2O3 | CaO | SO3 |
|---|---|---|---|---|---|
| セメント | 0.206 | 0.056 | 0.025 | 0.643 | 0.021 |
| フライアッシュ | 0.624 | 0.271 | 0.038 | 0.02 | 0 |

b) 結合材の構成割合

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| クリンカー割合 | PCL | 0.995 | 0.896 | 0.796 |
| フライアッシュ割合 | PPO | 0 | 0.1 | 0.2 |
| 石こう割合 | PGY | 0.005 | 0.005 | 0.004 |

表 2 セメントの内割置換と外割置換での調合

a) セメント内割置換

| セメント 内割置換 | W/B | W/C | FAg/(Cg +FAg) | air [%] | [kg/m3] W | 3.16 Cg | 2.25 Fag | 2.618 Sg | 2.695 Gg |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| KWB60F0 | 0.6 | 0.6 | 0 | 4.5 | 175 | 291.7 | 0 | 889.2 | 938 |
| KWB50F0 | 0.5 | 0.5 | 0 | 4.5 | 175 | 350 | 0 | 825.3 | 954 |
| KWB40F0 | 0.4 | 0.4 | 0 | 4.5 | 175 | 437.5 | 0 | 737.3 | 970 |
| KWB60F10 | 0.6 | 0.67 | 0.1 | 4.5 | 175 | 262.5 | 29.2 | 879.4 | 938 |
| KWB50F10 | 0.5 | 0.56 | 0.1 | 4.5 | 175 | 315 | 35 | 813.6 | 954 |
| KWB40F10 | 0.4 | 0.44 | 0.1 | 4.5 | 175 | 393.8 | 43.8 | 722.6 | 970 |
| KWB60F20 | 0.6 | 0.75 | 0.2 | 4.5 | 175 | 233.3 | 58.3 | 869.7 | 938 |
| KWB50F20 | 0.5 | 0.63 | 0.2 | 4.5 | 175 | 280 | 70 | 801.9 | 954 |
| KWB40F20 | 0.4 | 0.5 | 0.2 | 4.5 | 175 | 350 | 87.5 | 708 | 970 |

b) セメント外割置換（砂置換）

| セメント 外割置換 | W/B | W/C | FAg/ (Cg+FAg) | air [%] | [kg/m3] W | 3.16 Cg | 2.25 Fag | 2.624 Sg | 2.62 Gg |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SWC60F0 | 0.6 | 0.6 | 0 | 4.5 | 175 | 291.7 | 0 | 923.2 | 880 |
| SWC50F0 | 0.5 | 0.5 | 0 | 4.5 | 175 | 350 | 0 | 858.7 | 896 |
| SWC40F0 | 0.4 | 0.4 | 0 | 4.5 | 175 | 437.5 | 0 | 770 | 912 |
| SWC60F10 | 0.54 | 0.6 | 0.1 | 4.5 | 175 | 291.7 | 32.4 | 861.4 | 904 |
| SWC50F10 | 0.45 | 0.5 | 0.1 | 4.5 | 175 | 350 | 38.9 | 789.3 | 920 |
| SWC40F10 | 0.36 | 0.4 | 0.1 | 4.5 | 175 | 437.5 | 48.6 | 690.3 | 935 |
| SWC60F20 | 0.48 | 0.6 | 0.2 | 4.5 | 175 | 291.7 | 72.9 | 806.1 | 912 |
| SWC50F20 | 0.4 | 0.5 | 0.2 | 4.5 | 175 | 350 | 87.5 | 725.6 | 927 |
| SWC40F20 | 0.32 | 0.4 | 0.2 | 4.5 | 175 | 437.5 | 109 | 611.4 | 943 |

$$\text{ポゾラン反応度}\beta = \frac{FA\text{反応量}[g/\text{ペースト}1\text{00}g]}{FA\text{調合量}[g/\text{ペースト}1\text{00}g]}$$

$$FA\text{調合量}[g/\text{ペースト}1\text{00}g] = \frac{FA_g[kg/m^3]}{\left(W[kg/m^3] + C_g[kg/m^3] + FA_g[kg/m^3]\right)} \times 100$$

$$FA\text{反応量}[g/\text{ペースト}1\text{00}g] = a' \cdot \left\{1 - \exp\left(-b' \cdot \left\{M_{FA}[℃\cdot日] - M_\beta\right\}\right)\right\}$$

$$M_{FA}[℃\cdot日] = \int_0^{t[日]} \left(\theta[℃] - 19.3\right) dt = \sum_{l=1}^{k} \left\{(\theta_l - 19.3) \cdot (t_l - t_{l-1})\right\}$$

$$M_\beta[℃\cdot日] = (20 - 19.3) \cdot \text{ポゾラン反応開始材齢} t_\beta[日]$$

$$a' = c' \cdot \left\{1 - \exp\left(-d' \times FA\text{調合量}[g/\text{ペースト}1\text{00}g]\right)\right\}$$

$$b' = e' \cdot \left\{1 - \exp\left(-f' \times FA\text{調合量}[g/\text{ペースト}1\text{00}g]\right)\right\}$$

$$c' = 5.2121 + 0.05687 \cdot (W/B[\%])$$

$$d' = 0.10224 + 0.0001645 \cdot (W/B[\%])$$

$$e' = -0.00000000323 \cdot (W/B[\%])^4 + 0.00000050951 \cdot (W/B[\%])^3 - 0.00002132789 \cdot (W/B[\%])^2 - 0.00013679824 \cdot (W/B[\%]) + 0.025$$

$$f' = 0.00006786 \cdot (W/B[\%])^2 - 0.00202017 \cdot (W/B[\%]) + 0.02510435$$

ここで，$M_{FA}$ : 基準温度19.3℃のFA積算温度[℃･日], $t$ : 材齢[日], $\theta$ : 養生温度[℃], $W/B$ : 水結合材比[%]

図 2 ポゾラン反応度 $\beta$ の修正関数式

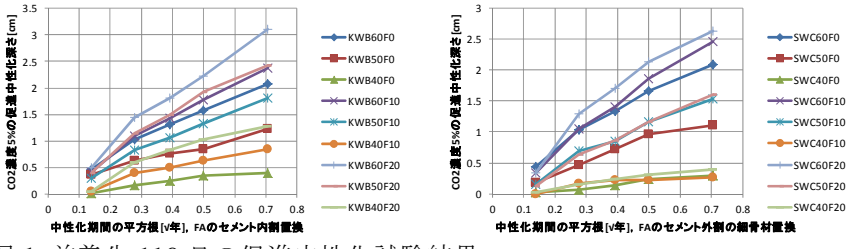
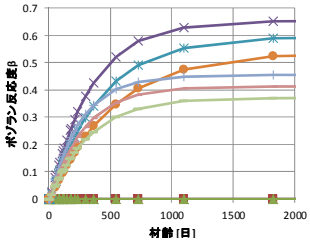



図 1 前養生 119 日の促進中性化試験結果

## 4. フライアッシュのポゾラン反応度 $\beta$ の検討

フライアッシュのポゾラン反応度 $\beta$ は，反応に基づく基準温度 19.3℃の積算温度[℃･日]とペースト 100g 中のフライアッシュ調合量[g/ペースト 100g]と水結合材比 W/B[%]の関数式の文献 [1)]



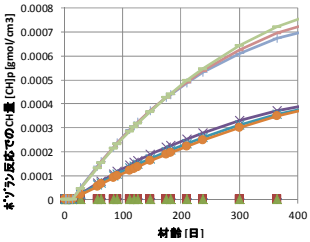




図 3 外割置換の $\beta$ の計算結果

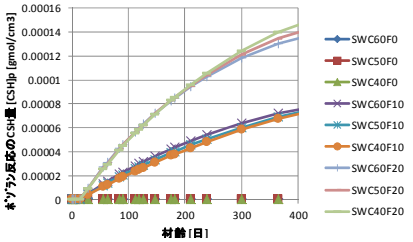
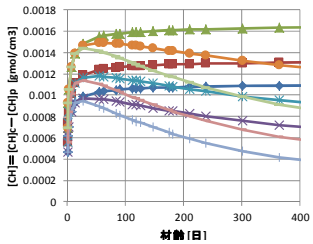



図 5 外割置換の CHp と CSHp の計算結果



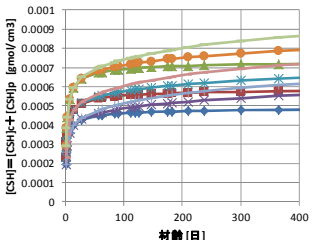




図 6 外割置換での[CH]と[CSH]の計算結果

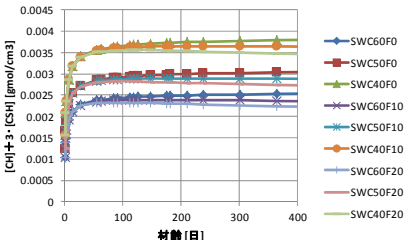



図 7 [CH]＋3･[CSH]の計算結果

を読み解き，普通ポルトランドセメント OPC の化学量論に基づく材齢変化に応じた CH と CSH の生成量を計算できるようにした。今回は，同じパパダキス博士論文 [2]でのポゾラン（フライアッシュ）の化学量論を参照し，パパダキス博士論文 [2]では材齢変化に応じていなかった CHp と CSHp の最終生成量に，ポゾラン反応度 $\beta$ を組み込んで，材齢変化に応じたポゾランによる CHp と CSHp の反応生成量を計算できるようにした。図 4 にポゾラン反応度 $\beta$ での CHp と CSHp の化学量論式を示す。

a) 結合材の構成
結合材の構成＝OPC中のクリンカー割合$p_{cl}$
＋OPC中の石こう割合$p_{gy}$＋ポゾラン割合$p_{po}$＝1
OPC中のクリンカー割合$p_{cl}$
OPC中の石こう割合$p_{gy}$＝(1－$p_{po}$)－$p_{cl}$
フライアッシュ質量混合比×ガラス化率ηでのポゾラン割合$p_{po}$＝
FAg/(Cg＋FAg)×η
OPC：普通ポルトランドセメント，po：ポゾラン（フライアッシュ），
cl：OPC中のクリンカー，gy：石こう

b) ポゾラン（フライアッシュ）の化学成分割合

$$p_{A,p} = p_{po} \cdot Al_2O_3 \quad ; p_{F,p} = p_{po} \cdot Fe_2O_3$$

$$; p_{S,p} = p_{po} \cdot SiO_2 \quad ; p_{C,p} = p_{po} \cdot CaO$$

c) ポゾランのポゾラン反応度βに応じたCHpとCSHpの反応生成量

$$p_{C3A,C} > 1.569 \cdot p_{gy} ;$$

$$p_{CH,P} = 1.850 \cdot p_{S,P} + 3.712 \cdot p_{F,P} + 2.907 \cdot \left(p_{A,P} - 0.638 \cdot p_{F,P}\right)$$

$$p_{C3A,C} \le 1.569 \cdot p_{gy} \text{ and } p_{A,P} > \left\{0.638 \cdot p_{F,P} + 0.592 \cdot \left(p_{gy} - 0.637 \cdot p_{C3A,C}\right)\right\};$$

$$p_{CH,P} = 1.850 \cdot p_{S,P} + 3.712 \cdot p_{F,P} + 2.907 \cdot \left\{p_{A,P} - 0.638 \cdot p_{F,P} - 0.592 \cdot \left(p_{gy} - 0.637 \cdot p_{C3A,C}\right)\right\} + 1.291 \cdot \left(p_{gy} - 0.637 \cdot p_{C3A,C}\right)$$

$$p_{C3A,C} \le 1.569 \cdot p_{gy} \text{ and } p_{A,P} \le \left\{0.638 \cdot p_{F,P} + 0.592 \cdot \left(p_{gy} - 0.637 \cdot p_{C3A,C}\right)\right\};$$

$$p_{CH,P} = 1.850 \cdot p_{S,P} + 3.712 \cdot p_{F,P} + 2.180 \cdot \left(p_{A,P} - 0.638 \cdot p_{F,P}\right)$$

$$p_{CH,CP} = -\left(1.321 \cdot p_{C,P} - p_{CH,P}\right)$$

$$[CH]_p\,[mol/m^3] = \frac{p_{CH,CP}}{MW_{CH}\,[kg/mol]} \cdot \left(C_g\,[kg/m^3] + FA_g\,[kg/m^3]\right) \cdot \beta$$

$$p_{CSH,P} = 2.850 \cdot p_{S,P}$$

$$[CSH]_p\,[mol/m^3] = \frac{p_{CSH,P}}{MW_{CSH}\,[kg/mol]} \cdot \left(C_g\,[kg/m^3] + FA_g\,[kg/m^3]\right) \cdot \beta$$

$$MW_{CH}\,[kg/mol] = 74.1 \times 10^{-3} \quad ; \quad MW_{CSH}\,[kg/mol] = 342.41 \times 10^{-3}$$

図 4 ポゾラン反応度 $\beta$ での CHp と CSHp の化学量論式

に基づき，様々な W/B に対応するよう e'と f'の係数式を多項回帰式でモデル化した。図 2 に修正関数式を示す。

次に，ポゾラン反応度 $\beta$ は，セメント水和反応が進行して十分に CH が析出されると開始する。このため，これらの式で，ポゾラン反応開始材齢 $t_\beta$ を材齢 14 日と設定した。20℃養生下では，ポゾラン反応開始材齢 $t_\beta$ での積算温度 $M_\beta$＝(20－19.3)･$t_\beta$＝9.8[℃･日]となる。

以上より，図 3 に，フライアッシュのセメント外割置換の調合に対するポゾラン反応度 $\beta$ の計算結果を示す。ポゾラン反応開始材齢 $t_\beta$ での対応，また，材齢 1000～2000 日程度で，反応が頭打ちになっていることがわかる。

## 5. ポゾラン（フライアッシュ）の化学量論に基づく CHp と CSHp の反応生成量の検討

中村研究室 2019 年度卒論で，パパダキス博士論文 [2]を読み解き，普通ポルトランドセメント OPC に対する化学量論に基づき，材齢変化に応じた水酸化カルシウム CH とケイ酸カルシウム水和物 CSH の生成量と，ポゾラン（フライアッシュ）の化学量論に基づき，材齢変化に応じた CHp と CSHp を重ね合わせることで，全体の[CH]と[CSH]が，次式で計算できる。

$$[CH] = [CH]_C - [CH]_P \; ; [CSH] = [CSH]_C + [CSH]_P$$

図 6 に，フライアッシュのセメント外割置換の調合に対するガラス化率 $\eta$＝1 でのセメントおよびポゾラン（フライアッシュ）の重ね合わせによる[CH]と[CSH]の計算結果を示す。[CH]は，フライアッシュの混合で，自己中性化を生じて減少する。一方，[CSH]は，フライアッシュの混合で増加する。

さらに，図 7 に，中性化時の反応量にあたる[CH]＋3･[CSH]の計算結果を示す。フライアッシュの混合が増えると，[CH]＋3･[CSH]は，小さくなっていくのがわかる。

## 7. まとめ

本研究その 1 は，中性化深さ評価に必要なポゾラン反応度 $\beta$ と CH 量と CSH 量を定量化した。

参考文献 1) 小早川真，黄光律，羽原俊祐，友澤史紀：セメント硬化体中のフライアッシュのポゾラン反応率と各種要因の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.22, No.2, pp.67-72, 2000
2) Papadakis, V.G. : Investigation of Physicochemical Processes of Hardened Cement Paste Carbonation and of the Effects on the Reinforced Concrete Durability, PhD Thesis, Dept. of Chemical Engineering, University of Patras, 1991

（中村研究室）

# 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
## （その１　解析概要）

217-017　岩﨑　美利

### 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[1]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[2]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，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な上，エネルギーの吸収性状についての検討がなされていない．

既往の研究において，柱脚における履歴特性の違いは，柱脚自身の最大変形角に大きな影響を及ぼさないことや柱脚耐力比を減少させるほど柱脚の変形振幅が増大することが示されている[3]．ただし，提案式を用いた応答予測値については，骨組や柱脚耐力比によって精度が低く，対象骨組も限られていた．

本論では，露出柱脚をもつラーメン骨組のエネルギーをより精度よく予測するため，均等スパン，不均等スパンの第１層の耐力を２割増した骨組を追加し研究対象とする．より多様な構造特性を持つ骨組の地震応答性状について考察し，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4種と層数（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（AO骨組を2倍，AR骨組を1/2倍，BO骨組を1.5倍，BR骨組を1/1.5倍）を加えた計24種類が文献5)，6)で用いられており，本論でも採用する．

既往の研究において，柱崩壊型の建物では１つの層に異種の復元力特性をもつ要素が混在する場合，その層へ損傷が集中する傾向があることが指摘されている[7]．これを第１層の相対的な強度低下として捉えると，第１層に与える損傷集中は強度低下率 15%に相当するため，第 1 層の強度を 1.2 倍にしておく必要があると指摘されている[1]．また，建築基準法が定める耐震基準では$D_S$値が最小の 0.25 であるとき，$D_S$を 0.05 割り増す必要があるとされている．上記 24 種のうち，AO，BO 骨組を$D_S$＝0.30 となるように第１層の柱，梁，パネルの材料強度を２割増した骨組（以下，第１層 1.2 倍骨組），計 6 種類を追加し研究対象とする．

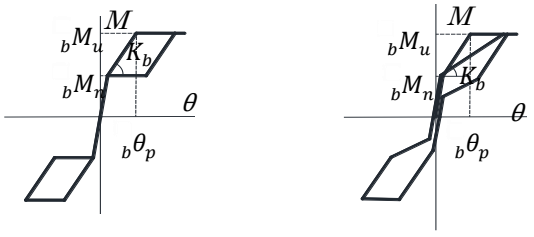
文献 4)の骨組は，1 階柱下端を固定端としているが，本論では，柱脚の履歴特性を付与した回転バネを挿入し解析骨組として用いる．

#### 2.2 解析パラメータ

解析パラメータは，上述の基準骨組 30 種類，履歴特性は，SR 型，DR 型の 2 種類，柱脚耐力比（ ${}_bM_u/M_{pc}$）は 0.2～1.5 の 14 種類を対象とする．また，柱脚剛性比（$K_b/K_c$）については， ${}_bM_u/M_{pc}$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 742 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，一昨年度[3]と同様にスリップ型(SR 型)，除荷点指向型(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$M_n$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（$\beta = 0.25$）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 PΔ効果は層への等価荷重として考慮する．

入力地震動は，標準 3 波である El Centro NS（継続時間 53.74 秒），Hachinohe EW（継続時間 50.98 秒），Taft EW（継続時間 54.38 秒）に加え，Kobe NS（継続時間 60.00 秒），Tohoku NS（継続時間 40.94 秒）の 5 種類を用い，入力地震波の入力レベルは，建物の損傷に寄与する地震入力エネルギーの速度換算値（$V_{dm} = 1.5\,m/s$）の一定値となるように決定する．

## 3. 解析結果

図 2 に示すように建物全体が塑性変形によって吸収したエネルギー（以下，塑性歪エネルギー）を $\Sigma E_{pi}$，柱脚を除いた第 1 層（2 階梁，仕口パネルと 1 階柱）の塑性歪エネルギーを $E_{p1}$，柱脚の塑性歪エネルギーを $E_{pb}$，第 1 層の柱下端の塑性歪エネルギーを $E_{p1cl}$，第 1 層上部の塑性歪エネルギーを $(E_{p1} - E_{p1cl})$とする．また図 3 に，第 1 層のエネルギー集中率 $(E_{p1} + E_{pb})/\Sigma E_{pi}$，第 1 層上部のエネルギー集中率 $(E_{p1} - E_{p1cl})/\Sigma E_{pi}$，柱脚のエネルギー集中率 $E_{pb}/\Sigma E_{pi}$の 5 波平均を示す．

第 1 層上部のエネルギー集中率は，柱脚耐力比 1.0 以下で損傷が増加するものと減少するものが存在する．これにより，柱脚が塑性化することで第 1 層上部のエネルギー吸収量が軽減することが分かる．具体的には，柱脚耐力比 1.0 付近で折れる 2 直線状，概ね柱脚耐力比 0.9 から 1.1 にかけて大きく減少する 3 直線状，柱脚耐力比 1.0 以下で下に凸の放物線状，という 3 種の傾向が確認でき，柱梁耐力比 $COF_{s2}$が低いと 3 直線状になりやすい．

第 1 層のエネルギー集中率は，柱脚耐力比が概ね 1.0 を境に 2 直線に近い傾向があり，O 骨組に比べ R 骨組の方が大きな値を示している．R 骨組は O 骨組よりも上層ほど強く設計されているため第 1 層がより多くのエネルギーを吸収したためであると考えられる．また，層数の多いモデルになると第 1 層の損傷分担率は低下する傾向が見られる．

柱脚のエネルギー集中率は，DR 型が SR 型に比べ概ね 4～5 倍程度エネルギーの吸収量が多い．また柱脚耐力比が 1.0 以下では，層数が 2 層，4 層，8 層と増えるごとに概ね 10%ずつ減少する．

2 層骨組では第 1 層のエネルギー集中率は概ね値は変わらず柱脚耐力比が小さいと，柱脚のエネルギー集中率が大きくなり，第 1 層上部のエネルギー集中率は小さくなる．

## 4. まとめ

本論では，露出柱脚における設計方法の違いによる骨組の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，得られた知見を示す．

・骨組によって様々な特徴が見られ，第 1 層上部のエネルギー集中率は，柱梁耐力比$COF_{s2}$が影響すると考えられる．

・第 1 層上部のエネルギー集中率は，柱脚の塑性化に伴い急激に増える骨組，徐々に増える骨組と様々である．

### 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，宇田有伽：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，大阪工業大学工学部建築学科卒業論文，2019.2
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
5) 松岡智大，向出静司：鋼構造ラーメン骨組における柱脚部の復元力特性が地震応答性状におよぼす影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1 分冊，pp.1337-1338，2018.9
6) 栗山騰也，山口晃一：鋼構造ラーメン骨組における柱脚部の復元力特性が地震応答性状におよぼす影響，大阪工業大学工学部建築学科卒業論文，2020.2
7) 秋山宏，大井謙一：混合型の復元力特性をもつせん断型多層骨組の損傷集中特性，日本建築学会論文報告集，第 303 号，1981.5

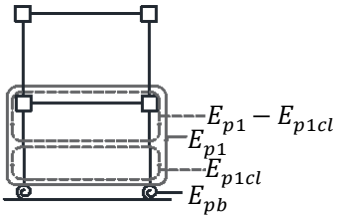
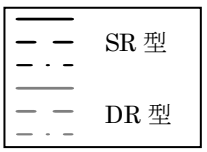
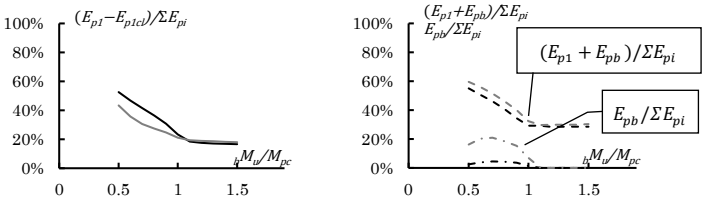
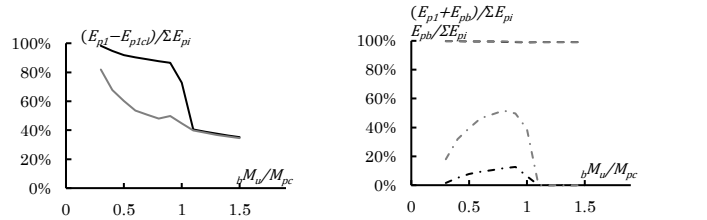




図 2　エネルギーの定義

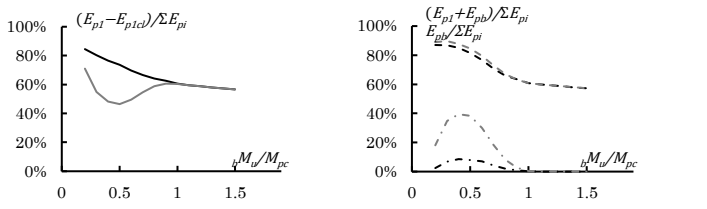



(a) AO-04（$COF_{s2}$＝1.37）




(b) BO-02（$COF_{s2}$＝1.52）




(c) AR-04（$COF_{s2}$＝2.24）

図 3　エネルギー集中率の 5 波平均

（向出研究室）

# 柱 RC・梁 S とする T 形柱梁接合部の支圧破壊性状に及ぼす小鉄骨のディテールの影響
## (その 1) 孔あき鋼板ジベル付き小鉄骨の効果

217-018　岩村　莉奈

### 1.　序

柱を鉄筋コンクリート(以下，RC という)造，梁を鉄骨(以下, S という)造とする最上階 T 形柱梁接合部(以下, T 形接合部という)において, **図 1** に示す S フランジ上面の柱コンクリートの支圧破壊(パンチングシア破壊)に対する補強法として， S フランジ下面に鉄骨(以下，小鉄骨という)を取り付けて RC 柱に内蔵し, 小鉄骨の曲げ抵抗によって内部パネルの支圧耐力を向上させる方法が提案されている [1)]。

本研究は，小鉄骨のウェブ中央部にジベル孔径を $50\phi$ とする孔あき鋼板ジベル(以下，PBL という)を有する小鉄骨が，T 形接合部の支圧破壊性状に及ぼす影響について実験的に検討する。

### 2.　実験計画

**図 2** に試験体の形状寸法, 断面および配筋詳細を示す。実験変数は，小鉄骨の有無である。試験体は，小鉄骨のない RCS-0 試験体を標準試験体とし，公称寸法を BH-150×80×6×9(SS400)とする PBL 付き小鉄骨が配置された RCS-1P 試験体，および，ジベル孔の中央部に貫通鉄筋(1-D13)を設置した RCS-1PR 試験体の計 3 体が計画された。S 梁断面の公称寸法は BH-250×100×9×16(SS400)，RC 柱は断面が 300×300 mm である。柱主筋は，隅角部の主筋(3 本)の端部に溶接された PL12 の L 形鋼板によって定着されている。接合部の帯筋は 2-D6@25(SD295A)とし，鉄骨ウェブパネルは PL16(SS400)である。小鉄骨の埋込み長さは 150 mm で, 小鉄骨の断面せい $_{sc}d$ に対する RC 柱への埋込み長さ $_{sc}l$ の比(以下，辺長比とする)を 1.0 とした。各試験体とも，T 形接合部の支圧破壊あるいは RC 柱の曲げ降伏が先行するように設計されている。**表 1** に使用材料の力学的特性を示す。

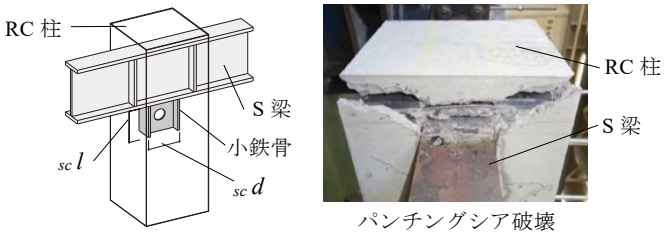



**図 1**　T 形接合部の概要およびパンチングシア破壊

### 3.　実験結果とその考察

**図 3** に履歴曲線および正載荷最大荷重時のひび割れ状況を示す。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。また，図中の▼，△は正載荷お

**表 1**　使用材料の力学的特性

| 使用材料 | | | 降伏点 $\sigma_y$ (N/mm²) | 引張強度 $\sigma_u$ (N/mm²) | ヤング係数 $E_s$ (N/mm²) |
|---|---|---|---|---|---|
| 小鉄骨 | ウェブ (SS400) | PL6 | 331 | 434 | $2.11\times10^5$ |
| | フランジ (SS400) | PL9 | 338 | 441 | $2.04\times10^5$ |
| 接合部 | ウェブパネル (SS400) | PL16 | 315 | 484 | $2.13\times10^5$ |
| | 支圧板 (SS400) | PL12 | 325 | 448 | $2.15\times10^5$ |
| RC 柱 | 主筋 (SD345) | D16 | 383 | 573 | $1.81\times10^5$ |
| | 定着板 (SS400) | PL12 | 276 | 419 | $1.94\times10^5$ |
| | 帯筋 (SD295) | D6 | 417 | 538 | $1.79\times10^5$ |
| | 中子筋 (SD295) | D10 | 355 | 494 | $1.79\times10^5$ |
| | 貫通鉄筋 (SD295A) | D13 | 353 | 504 | $1.87\times10^5$ |
| 使用材料 | | | 圧縮強度 $\sigma_B$ (N/mm²) | 割裂強度 $F_t$ (N/mm²) | ヤング係数 $E_c$ (N/mm²) |
| コンクリート | | | 25.8 | 2.30 | $1.96\times10^4$ |

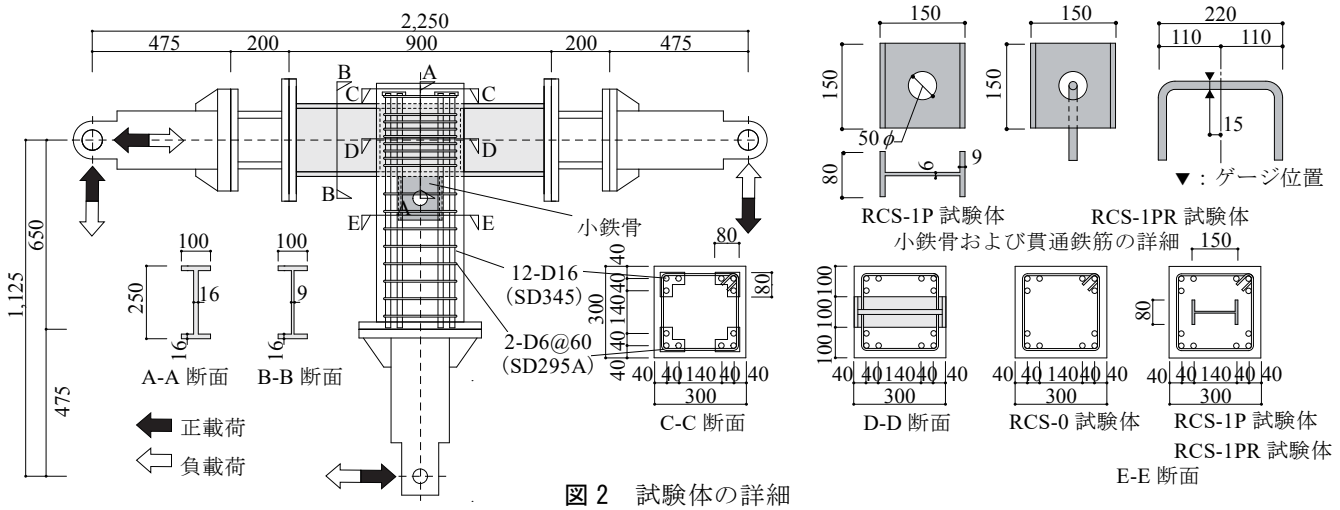
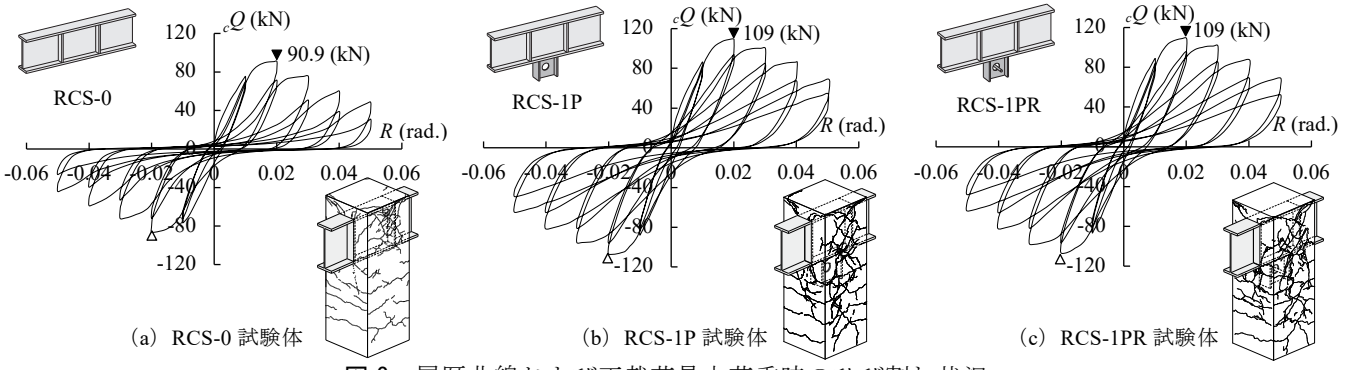



**図 2**　試験体の詳細




（a）RCS-0 試験体　（b）RCS-1P 試験体　（c）RCS-1PR 試験体

**図 3**　履歴曲線および正載荷最大荷重時のひび割れ状況

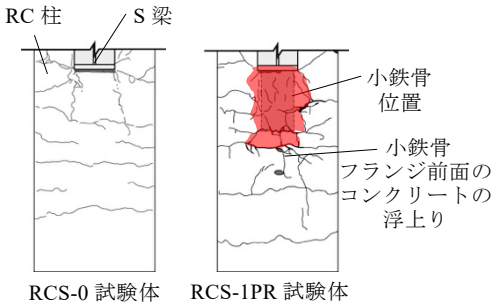



**図 4**　小鉄骨による柱側面のパンチングシア破壊の状況

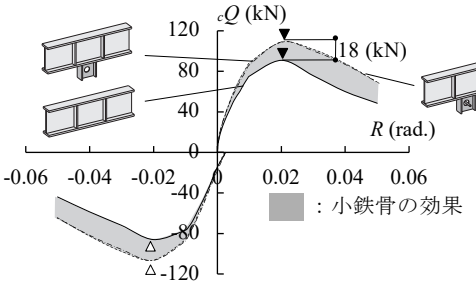



**図 5**　履歴曲線の包絡線

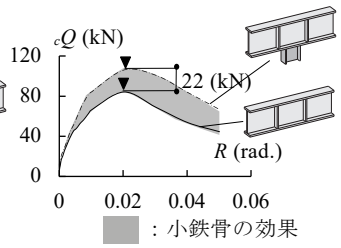



**図 6**　小鉄骨に PBL がない試験体の履歴曲線の包絡線 [2)]

よび負載荷時の最大荷重を示す。各試験体とも，$R$ = 1/100 rad.サイクル時に，S フランジ上面の柱コンクリートにパンチングシアによるひび割れが生じたが，その後も荷重は増大し，$R$ = 1/50 rad.で最大荷重に達した。小鉄骨のない RCS-0 試験体に対して，小鉄骨を有する RCS-1P および RCS-1PR 試験体では，小鉄骨先端部に生じた曲げひび割れが卓越し，小鉄骨の埋込み領域部における RC 柱のひび割れが顕著である。また，**図 4** に RC 柱の引張側側面の最終破壊状況を示すが，RCS-1P および RCS-1PR 試験体は，RC 柱側面の小鉄骨に対するかぶりコンクリートが浮き上がるような破壊が観察された。これは，小鉄骨のフランジ内外面からの支圧力によって，RC 柱側面のかぶりコンクリートがパンチングシア破壊に至ったためと考えられる。一方，履歴曲線に着目すると，RCS-1P および RCS-1PR 試験体は，RCS-0 試験体に比べて若干のエネルギー吸収能力の改善は見られるが，全体的にはすべりの大きい逆 S 字形の履歴性状を示している。また，貫通鉄筋の有無に着目すると，ジベル孔に配置された貫通鉄筋による荷重変形関係の相違は見られない。

**図 5** に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。RCS-0 試験体に対して，RCS-1P および RCS-1PR 試験体の最大荷重は，18 kN 程度増大している。しかしながら，小鉄骨の有無による最大荷重発揮後の荷重低下の度合いに明確な相違は見られない。また，**図 6** は，RCS-1P 試験体の小鉄骨と公称寸法が同じで，PBL のない試験体と小鉄骨のない標準試験体の履歴曲線における正載荷時の包絡線を示す [2)]。本試験体と既往の試験体の結果を比較すると，小鉄骨に PBL のない場合であっても，最大荷重の増加量は 22kN 程度であり，荷重−変形関係に大きな相違は見られないことから，コンクリート強度の若干の相違を考慮しても，PBL の有無が最大荷重および最大荷重発揮後の荷重低下の度合いに及ぼす影響は小さいと考えられる。また，PBL の有無にかかわらず，小鉄骨が T 形接合部の最大荷重発揮後の変形能を改善する効果は期待できないと考えられる。

## 4.　結語

本研究の結果，以下の知見が得られた。

1)　T 形接合部が ${}_{sc}l$ / ${}_{sc}d$ = 1.0 の PBL 付き小鉄骨を有する場合，小鉄骨のない場合に比べて，履歴曲線のすべり性状の抑制および最大荷重の向上に若干の改善が認められたが、最大荷重発揮後の耐力低下の度合いにほぼ相違が見られなかった。また、全体的にはすべりの大きい逆 S 字形の履歴性状を示す。

2)　小鉄骨に設けられたジベル孔に貫通鉄筋を配置しても，貫通鉄筋が最大荷重を増加させる働きは期待できない。

3)　小鉄骨に設けられた PBL が T 形接合部の最大荷重発揮後の変形能を改善する効果は小さい。

**参考文献**

1)　後藤駿介，新山慶一郎，西村泰志：突起 H 形鋼を有する柱 RC・梁 S とする柱梁接合部の支圧破壊性状の改善（その 1），（その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ.pp.1345-1348, 2015.9

2)　南浦康一郎，吉田幹人，馬場望，西村泰志：突起 H 形鋼を有する柱 RC・梁 S とする柱梁接合部の支圧破壊性状の改善（その 5），日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1287-1288, 2020.9

（馬場研究室）

# 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
## （その 2　第 1 層の損傷分配とその予測）

217-021　上田　裕士

### 1.　はじめに

本報のその 2 ではその 1 で述べた解析骨組を用いた地震応答解析から第 1 層の$D_s$値割り増しが損傷集中率に与える影響と第 1 層上部への損傷集中率の予測式を検討する．

### 2.　$D_s$値割り増しによる影響

#### 2.1　エネルギー集中率

縦軸を第 1 層，第 1 層上部の 5 波平均の損傷集中率とし，横軸を柱脚耐力比として，第 1 層 1.2 倍骨組と元骨組を比較したものを図 1 に示す．第 1 層の損傷集中率で，元骨組の柱脚耐力比 1.1 以上の第 1 層の損傷集中率と，第 1 層 1.2 倍骨組の第 1 層の損傷集中率を比べると，柱脚耐力比が 0.6~0.8 の時に同程度の値になっている．これにより，第 1 層の耐力を 1.2 倍にすると，柱脚耐力比が高ければ第 1 層への損傷を防げるが，柱脚耐力比が低いと第 1 層に損傷が集まったままになることがわかる．

第 1 層上部の損傷集中率は，2 層の骨組では，第 1 層の耐力を 1.2 倍にしても損傷を防げる効果はあまり見られなかった．これは 2 層の骨組の場合，第 1 層のエネルギー集中率が極端に高くなるような設計であるため，第 1 層の耐力を変更しても影響が少なかったためであると考えられる．第 1 層の耐力を 1.2 倍にしたことで，4 層骨組では 20%程度，8 層骨組では 10%程度低下している．DR 型は SR 型に比べ，柱脚のエネルギーが大きいため柱脚塑性化後の第 1 層上部のエネルギー集中率は低くなっている．そのため，SR 型は元骨組の柱脚耐力比が 1.1 以上の集中率より大きく上回っており，損傷集中が緩和されていないが，DR 型は柱脚が塑性化することにより，第 1 層上部への損傷集中が SR 型より緩和されている．

### 3.　応答予測

SR 型では，地震応答解析を用いずに，第 1 層上部への分配率を予測する方法が秋山ら [1)]により提案されている．第 1 層上部への分配率と柱脚の塑性歪エネルギーが分かれば，1 層の塑性歪エネルギーが予測できるようになるため，予測法と解析結果を比較する．

#### 3.1　既存の応答予測式

秋山らは，1 つの層に完全弾塑性型の履歴特性とスリップ型の履歴特性が混在する場合の，完全弾塑性型の履歴特性を持つ要素への損傷分配率$\beta_A$（完全弾塑性型要素の損傷を層の損傷で除した値）を表現し，さらに，上部ヒンジへ完全弾塑性要素を，下部ヒンジへスリップ要素を集約して考えることで，露出柱脚を含む層について以下の通りに表現することができるとしている．

$$W_{PU} = (1 - p_s) M_0 \theta_p \tag{1}$$

$$W_{PL} = p_s M_0 \theta_p / 4 \tag{2}$$

ここに，$W_{PU}$：上部ヒンジの塑性歪エネルギー，$W_{PL}$：下部ヒンジの塑性歪エネルギー，$p_s$：スリップ型要素の降伏耐力を層の降伏耐力で除した値，$M_0$：各ヒンジの降伏モーメントの和，$\theta_p$：上部ヒンジの累積塑性変形量とする．

式(1),(2)より，上部ヒンジへの損傷集中率$\beta_A$は次式で表される．

$$\beta_A = \frac{W_{PU}}{W_{PU} + W_{PL}} = \frac{1 - p_s}{1 - 0.75 p_s} \tag{3}$$

#### 3.2　既存の応答予測式の検証

縦軸を$\beta_A$とし，横軸を柱脚耐力比として予測値と応答値を比較したものを図 6 に示す．同図より，概ね予測値と応答値が一致している骨組と一部の柱脚耐力比でのみ一致する骨組がある．また，既存の$\beta_A$では，精度の悪いものも多く， SR 型のみの予測であるため，新たな予測式を検討する必要がある．

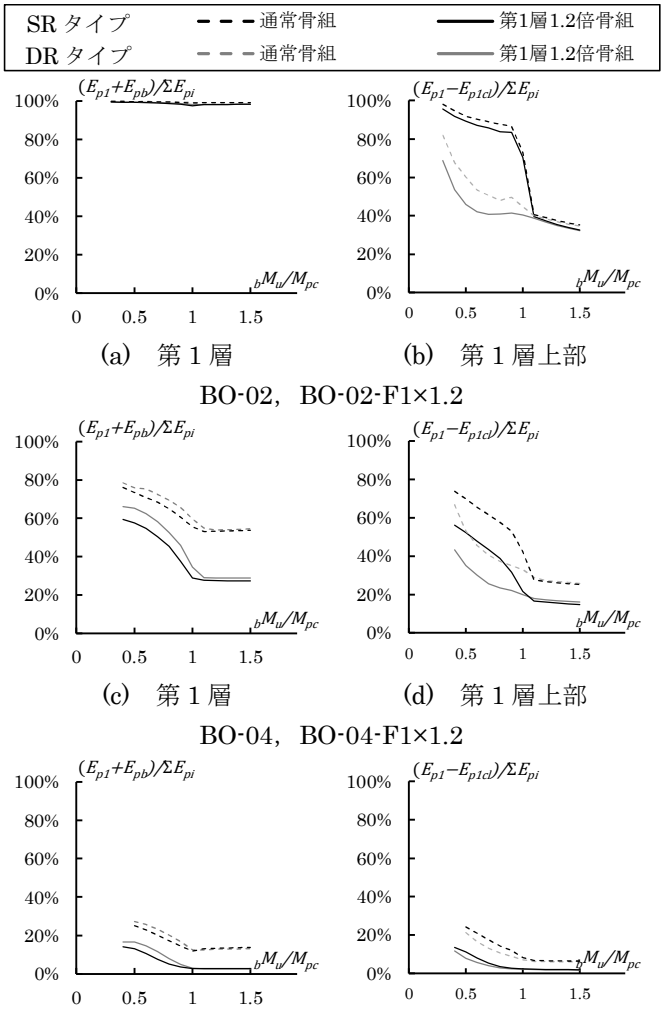



図 1　エネルギー集中率

概ね予測値と応答値が一致している骨組は直線状分布に，一部の柱脚耐力比でのみ一致する骨組は放物線状分布になることがわかったため，2 つの種類の違いを調べるために$D_{sc}-COF_{s2}$関係図を図 2 に示す．同図より，2 つのタイプは概ね$COF_{s2}$ =1.5 を境に分かれているので，放物線状分布を$COF_{s2}$ >1.5 と定義し，新たな予測式を検討する．

### 3.3　新たな予測式の提案

$\beta_A$は完全弾塑性型の履歴特性とスリップ型の履歴特性の降伏モーメントと変形量の比に影響される．降伏モーメントの比は$p_s$によって表現できるため，本研究では変形量の比について考察していく．第 1 層上部の最大変形角振幅に対する柱脚の正負の最大変形角振幅の比を$\gamma$とする．図 3 より$\gamma$は ${}_bM_u/M_{pc}$に対して負の相関を示している．また，図 4 からわかるように$\gamma$は 2 階床レベルにおける層全体の柱梁耐力比$COF_{s2}$に対し反比例に近い関係を示しているため，${}_bM_u/M_{pc}$と$COF_{s2}$を用いた図 5 の$\gamma\times COF_{s2}-{}_bM_u/M_{pc}$関係を直線近似した式(4)より，$\gamma$を決定する．

$$\gamma=\left(-0.3\ {}_bM_u/M_{pc}+3.6\right)/COF_{s2} \tag{4}$$

式(4)を式(2)に当てはめて考えると以下の式で表現することができる．

$$W_{PL}=\frac{p_sM_0\theta_p\gamma}{4} \tag{5}$$

そのため，式(1)と式(5)を用いて SR 型の$\beta_A$は次式で表せる．

$$\beta_A=\frac{1-p_s}{1-(1-\gamma/4)p_s} \tag{6}$$

$COF_{s2}$ <1.5 の場合は秋山による式(3)と同じとする．また，DR 型の塑性歪エネルギーは SR 型の塑性歪エネルギーの 4.5 倍であることより，DR 型の$\beta_A$は次式で表せる．

$$\beta_A=\frac{1-p_s}{1-(1-4.5\,\gamma/4)p_s} \tag{7}$$

### 3.4　新たな提案式の検討

図 6 に新たな提案式で算出した予測値と応答値を比較したものを示す．SR 型は$COF_{s2}$ >1.5 の場合の予測値が放物線状分布になり概ね対応しているが，柱脚耐力比によって精度が悪いものが見られる．DR 型は応答値が放物線状分布になっているにもかかわらず，予測値が直線状分布になる骨組や，予測値と応答値が大きくずれている骨組があるため，再度検討する必要がある．

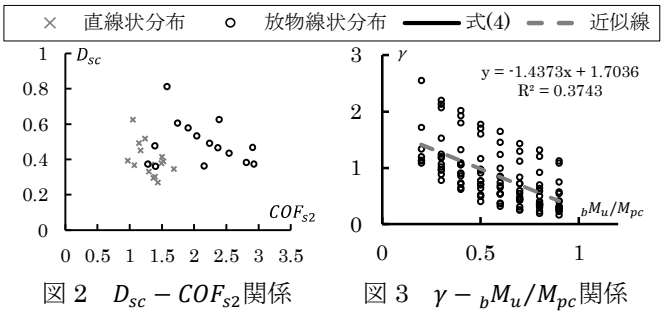


図 2　$D_{sc}-COF_{s2}$関係



図 3　$\gamma-{}_bM_u/M_{pc}$関係

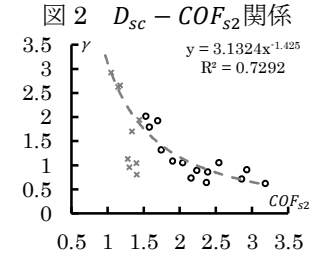


図 4　$\gamma-COF_{s2}$関係（${}_bM_u/M_{pc}$=0.4）

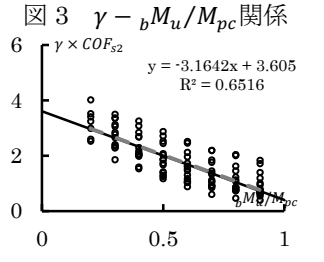


図 5　$\gamma\times COF_{s2}-{}_bM_u/M_{pc}$関係

## 4. まとめ

本報では，昨年度までの骨組に加え，第 1 層の材料強度を 1.2 倍にした骨組において柱脚の復元力特性の違いおよび柱脚耐力比の変化による柱脚自身や第 1 層に対する影響について検証した．さらに秋山らが提唱する第 1 層上部への分配率と解析結果を比較，検討した．以下に得られた知見を示す．

(1) 第 1 層上部のエネルギー集中率は，柱脚の塑性化に伴い急激に増える骨組と徐々に増えていく骨組があり，この 2 つは柱梁耐力比に影響される．

(2) 第 1 層の耐力を 1.2 倍にすると，柱脚耐力比が高ければ第 1 層への損傷集中を防げるが，柱脚耐力比が低いと第 1 層に損傷が集中したままになる．

(3) 既存の$\beta_A$の予測式では精度が低いため，本論で新しい予測式を提案したが，骨組によっては大きくずれる骨組があり，この改善は，今後の課題としたい．

### 参考文献

1) 秋山宏：鉄骨柱脚の耐震設計，技報堂出版，1985

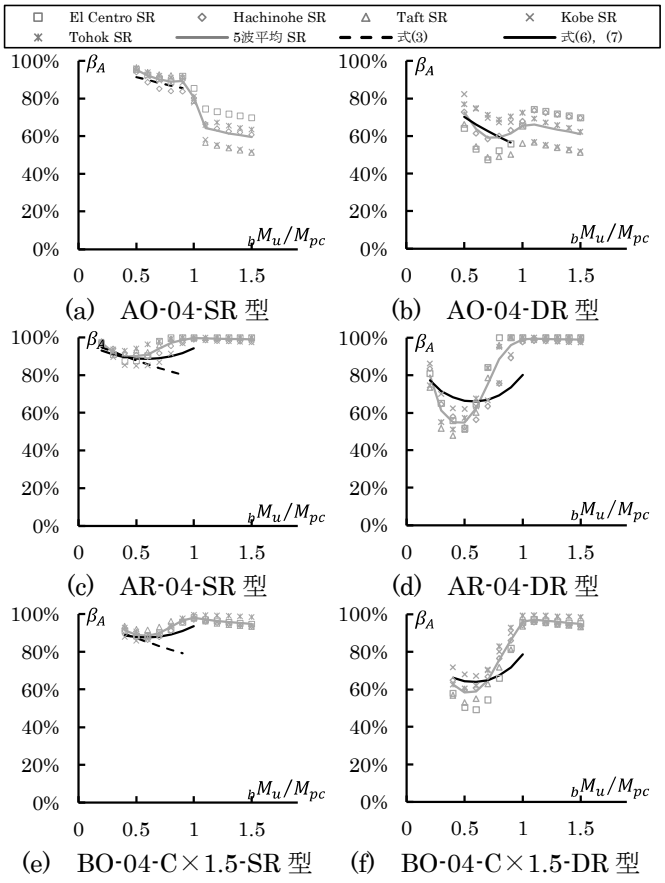


図 6　$\beta_A-{}_bM_u/M_{pc}$

（向出研究室）

# 地下街における火災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防災設備の改善提案—

217-022　鵜川　聡　(共同研究者　217-148　守屋　良治)

### １．はじめに

本報では、第 1 報で解析を行った火災発生時の煙流動モデルを用いて避難者の行動を分析し、その結果に基づいた地下街の避難計画を検討する。火災発生時の避難者の行動特性については、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。

広域 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。狭域 MAS では、地下街空間の一部分をモデル化し、防災設備のケース毎に実施する。その結果から防災設備の有効性を検討し、改善案を提案する。

### ２．使用ソフト

本報ではゲームエンジン Unity を用いて MAS を行う。そのプログラミングにおいては、第 1 報で行った煙流動解析の結果を組み入れるために Grasshopper を用いる。

### ３．広域 MAS の解析条件と結果

#### ３.１　解析モデル

広域 MAS は、第 1 報で煙流動解析を行った空間モデルを用いて実施する。その詳細は、第 1 報の図 2 に表す。

#### ３.２　煙流動解析との連携

煙流動解析の結果を Unity で扱うことができるよう変換を行う。

動画として出力される煙流動解析の結果を 1 秒間隔でキャプチャし、Grasshopper にて数値情報に変換することにより、減光係数や温度などのデータに座標情報を関連付けた CSV 形式のデータを作成した。作成したデータを C#言語によりリストに格納して MAS に組み込む。

#### ３.３　避難限界時間の算出

避難限界時間を以下の２式[1) 2)]を用いて作成する。

①　熱的影響としての熱暴露性状

$$FED_{HEAT}=\sum_{t_1}^{t_2}\frac{(\varepsilon\sigma(273+T)^4)^{1.33}}{1.33}\Delta t+\sum_{t_1}^{t_2}\frac{T^{3.4}}{5\times10^7}\Delta t\le 1 \qquad (式\ 1)$$

($t_1$：暴露開始時間, $t_2$：暴露終了時間, $\Delta t$：計算間隔[min],
T：温度[℃], ε：放射率(=0.9),
σ：Stefan-Boltzmann 定数$(5.67\times10^{-11})$[kW/m²・K⁴])

②　避難行動への影響としての減光係数

$$K\le 1\,m^{-1} \qquad (式\ 2)$$

ここに,K：減光係数[1/m]

それぞれの値は、シミュレーションモデルの FL+1.5m 地点を 0.5m グリッドで格子分割した地点で算出する。

#### ３.４　避難エージェントの種類と数

エージェントは、表 1 の通り、健常者タイプ、車椅子利用者タイプ、白杖利用者タイプの 3 種類を作成する。エージェント数は、平日の 17 時から 18 時の間に梅田の地下街で撮影した動画をキャプチャし、割り出した人口密度である通路約 0.26 人/㎡、店約 0.1 人/㎡という条件で決定する。

撮影した動画に車椅子・白杖利用者は映らなかったが、敷地調査の際に何名かの存在を確認したため、シミュレーションモデルには対応したタイプを各 2 人ずつ配置する。

火元の部屋のエージェントは、火災直後に避難したと仮定し、シミュレーション開始時に通路上にランダムで配置する。

**表 1　エージェント種類**

| エージェントタイプ | 避難速度[m/s] | 半径[m] | エージェント数[体] |
|---|---|---|---|
| a：健常者タイプ | 1.0[3)] | 0.2 | 505 |
| b：車椅子利用者タイプ | 0.7[3)] | 0.375 | 2 |
| c：白杖利用者タイプ | 0.65[4)] | 0.2 | 2 |

#### ３.５　エージェント避難ロジック

MAS は、Unity の最短経路で移動を行うコンポーネントを軸に構築し、スタート位置から一番近い避難口へ向かい、たどり着いた時点で避難完了とする。

MAS 開始時点では表 1 の避難速度で避難をするが、煙流動がエージェントに与える影響を考慮するため、第 1 報で解析を行った煙流動解析の結果から、次の式[5)]により減光係数の変化に伴う避難速度の低下を条件に加える。

$$V=-0.328\times K+V_0 \qquad (式\ 3)$$

($V$：避難速度[m/s], $V_0$：避難初速度[m/s])

K(減光係数)は避難限界時間算出の際と同じ値を用いて計算を行う。

健常者タイプは介助を行うと仮定する。白杖利用者タイプとの中心間距離が 0.4m になると一体となり、避難速度が 0.8m/s[4)] に上昇する。

#### ３.６　広域 MAS の結果及び考察

広域 MAS の結果は表 2 の通りである。

MAS の経過秒数は、避難開始から最後に避難したエージェントが避難するまでの時間を表しており、試行回数については、6 回目以降に平均経過秒数の整数部が 5 回続けて同じ値になるまでの回数を示している。

車椅子・白杖者タイプありのパターンは、煙の有無にかかわらず健常者タイプのみのパターンと比べて僅かながら早く避難に時間がかかるという結果になった。また、煙の影響を考慮したパターンのほうが早く避難が終了するという結果になった。これは、曲がり角や避難扉の前でエージェントが詰まり、避難時間が長くなる現象が、減光係数の増加によって避難速度が遅くなった結果、現象が生じ難くなったためと考えられる。

どのパターンでも避難不可能者が存在せず、この空間モデルでは、適切に避難口が配置されていたといえる。

**表 2　広域 MAS の結果**

| ケース | 煙流動の有無<br>避難開始時間 | エージェントの内訳<br>(体) | 試行回数<br>(回) | 平均経過時間<br>(秒) | 平均避難不可能者数<br>(体) |
|---|---|---|---|---|---|
| 広域① | 無 | a:509 | 14 | 49.6 | - |
| | | a:505,b:2,c:2 | 17 | 49.7 | - |
| | 有<br>火災発生30秒後 | a:509 | 10 | 48 | 0 |
| | | a:505,b:2,c:2 | 10 | 48.5 | 0 |
| | 有<br>火災発生60秒後 | a:509 | 10 | 48.3 | 0 |
| | | a:505,b:2,c:2 | 10 | 48.5 | 0 |

注)a,b,c はエージェント種別を示す。

## ４．狭域 MAS の解析条件と結果

### ４.１　解析モデル

狭域 MAS は、第 1 報で煙流動解析を行った、基準となる狭域ケース①とそのほかの 3 ケースについて行う。それらのケースの条件を第 1 報の図 3・表 2 に示す。

防火シャッターに付随する防火扉は幅 0.75m、高さ 1.8m とする。

### ４.２　エージェント条件

狭域 MAS では、基本的に最短経路を用いて一番近い避難口へ向かうというロジックで作成する。避難扉増設モデルについては、2 つの防火扉にエージェントを分散させるため、まず、一番近くの防火扉を目的地とし、到着後に避難口へ向かうという設定で作成する。エージェント数は、健常者タイプを 155 体、車椅子・白杖利用者タイプを 1 体ずつ、各パターン配置する。その他の条件は、広域 MAS を基にシミュレーションを構築していく。

### ４.３　狭域 MAS の結果及び考察

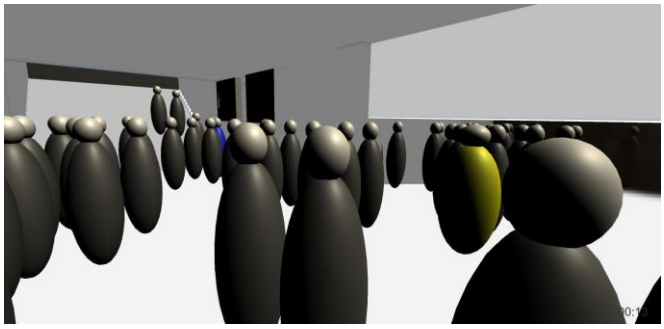


**図 1　狭域ケース③MAS の様子**

狭域 MAS の結果は、広域 MAS の結果と同じ項目についてそれぞれのケースについて算出し、比較を行った。

火災発生 60 秒後に避難を開始したパターンのいくつかで経過秒数が短くなっているのは、避難不可能者の出現によって、避難するエージェントの総数が減少したためである。

狭域ケース①③④では、広域 MAS の結果と同じ理由で煙流動を考慮したパターンの避難時間が、煙流動を考慮しないパターンと比べて短いという結果が示された。火災発生 60 秒後に避難開始をした場合は、狭域ケース④の 1 つのパターンを除いて避難不可能者が出ており、火災発生 60 秒後に避難開始を想定する場合の防災設備改善の必要性が結果として表れた。避難不可能者数の数は、①→②→③→④の順に少なくなっており、基準となる狭域ケース①からの改善案として今回設定したケースの中では、階段及び避難口を増設した狭域ケース④の有効性が最も高い。

**表 3　狭域 MAS の結果**

| ケース | 煙流動の有無<br>避難開始時間 | エージェントの内訳<br>(体) | 試行回数<br>(回) | 平均経過時間<br>(秒) | 平均避難不可能者数<br>(体) |
|---|---|---|---|---|---|
| 狭域① | 無 | a:157 | 16 | 68.1 | - |
| | | a:155,b:1,c:1 | 10 | 69 | - |
| | 有<br>火災発生30秒後 | a:157 | 10 | 66.5 | 0 |
| | | a:155,b:1,c:1 | 12 | 68.8 | 0 |
| | 有<br>火災発生60秒後 | a:157 | 10 | 65.1 | 6 |
| | | a:155,b:1,c:1 | 10 | 65.2 | 5 |
| 狭域② | 無 | a:157 | 10 | 66.5 | - |
| | | a:155,b:1,c:1 | 12 | 69 | - |
| | 有<br>火災発生30秒後 | a:157 | 12 | 67 | 0 |
| | | a:155,b:1,c:1 | 18 | 67.8 | 0 |
| | 有<br>火災発生60秒後 | a:157 | 10 | 66.4 | 3 |
| | | a:155,b:1,c:1 | 12 | 66.1 | 3 |
| 狭域③ | 無 | a:157 | 10 | 66.5 | - |
| | | a:155,b:1,c:1 | 10 | 67 | - |
| | 有<br>火災発生30秒後 | a:157 | 10 | 62.6 | 0 |
| | | a:155,b:1,c:1 | 14 | 63.6 | 0 |
| | 有<br>火災発生60秒後 | a:157 | 15 | 63.6 | 2 |
| | | a:155,b:1,c:1 | 11 | 64.1 | 2 |
| 狭域④ | 無 | a:157 | 16 | 63.1 | - |
| | | a:155,b:1,c:1 | 10 | 63.4 | - |
| | 有<br>火災発生30秒後 | a:157 | 11 | 62.6 | 0 |
| | | a:155,b:1,c:1 | 10 | 63.5 | 0 |
| | 有<br>火災発生60秒後 | a:157 | 12 | 63.2 | 0 |
| | | a:155,b:1,c:1 | 10 | 64.5 | 1 |

## ５．まとめ

本報では、地下街モデルにおける火災発生時の避難行動について MAS を用いて検証を行った。そして、エージェントのタイプ数や防災設備の違いによる、避難時間や避難不可能者数への影響を示した。

広域 MAS では、広域モデルを用いて、エージェントが避難する様子を MAS で表し、避難口等の防災設備が適切に配置されていることを示した。

狭域 MAS では、狭域 4 ケースそれぞれについて MAS を行い、防災設備の設置ケースによって避難時間や避難不可能者数に違いがあること並びに設備改善の有効性を示した。

### 参考文献


1) 中濱慎司ほか 6 名：住宅火災における死者発生防止に関する研究　その 4　FDS よる避難限界時間の算定と避難シミュレーションによる比較分析　日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)2013.8
2) Richard G Gann,et al：International Study of Sublethal Effects of Fire Smoke on Survivability and Health (SEFS)：Phase I Final Report,pp.59-61,2001.8
3) 北澤知大ほか 4 名：群集避難行動における高齢者・身体障碍者の影響(その 12)～車いすの混在を考慮した避難計画に関する研究～　日本建築学会学術講演梗概集(九州) 2007.8
4) 古川容子ほか 2 名：障がい者の避難能力を考慮した避難計画に関する研究(その 6)群集避難における障がい者の避難行動の特性　日本建築学会学術講演梗概集(中国)　2017.8
5) 東京理科大学「火災安全科学研究拠点」研究成果概要報告書、2013


（岡山研究室）

# 文献調査から見出した特別養護老人ホームの設計チェックリストの提案
## 居室における照明方法の提案

217-023　江口　俊輔

### 1. 研究背景と目的

近年急速に高齢化が進んで超高齢社会に突入した我が国では、急増した高齢者を迎え入れる高齢者施設の需要が急増している[1)]。

現在の高齢者施設は従来の“施設然”とした雰囲気を持つ計画から、それぞれの高齢者がそれまで過ごしてきた住環境や住まいの継承、生活の継続を重視する計画に移行している。高齢者が慣れ親しんだ環境で落ち着いて生活できる空間の整備が、高齢者施設を計画する際の主要な視点である。一方で、高齢者施設には施設の適切な維持・管理が容易に行え、ケアスタッフや利用高齢者が安心して健康的に過ごすための、質の高い設備計画も求められる[2)]。このように、高齢者介護施設の設計における建築計画と建築設備は切っても切れない関係であると言える。

本研究では、高齢者施設の設計者の立ち位置から、介護される側と介護する側の両者が施設内を快適に過ごすために必要な建築計画・建築設備的配慮点の双方を把握し、建築設備が十分に性能を発揮するための計画(空間)を考察し提案することを目的とする。意匠設計者が積極的に関われる特別養護老人ホームの居室の照明計画に焦点を当てチェックリストの提案を行う。

### 2. 特別養護老人ホームの居室の照明計画

#### 2.1 居室の照明計画・照明方式

居室は入居高齢者が生活する場でもあり、介護者が介護を行う場でもある。入居高齢者が安寧に過ごせて、介護者が適切な介護を行えるように計画する必要があることから、居室の照明計画は、室全体が均一な明るさとなるように計画する。

高齢者の生活に適した照度基準は、通常の JIS の照度基準の 2 倍程度とされており[3)]、歩行や食事が行われる居室では 60~150 [lx]とする。寝台から車椅子への移乗やおむつ交換等の介護行為を行う介護者を対象とした適切な照度は、「JIS 工場/大きな製品の視作業」と同程度の行為と考え、居室内で 70~150 [lx]とする。

居室には入居高齢者の体内時計を狂わせないために自然光を取り入れる。自然光を取り入れられる窓やベッドの位置、照明器具で均一な照度を得られるよう考慮したプランで検討する[4)]。

#### 2.2 照明器具と照度

人工照明で使用される照明器具は、自宅生活同等とするならシーリングライト・ペンダントライト・ベースライト・ダウンライトなどが挙げられる。表 1 に器具一覧[5) 6) 7)]を示す。これらの照明器具で基準照度を満たすように配置し、照度分布図を作成する。照度分布図の作成はパナソニック社製のルミナスプランナーを使用している。作成範囲は高齢者の生活スペースかつ介護者の介護スペースとなる部分としている。図 1~図 3 に各照明器具の照度分布図(床面)、図 4~図 6 に各照明器具の照度分布図(作業面 : 床上 0.45m)を示す。床面および作業面のベッド周辺・ベッド上において、適切な照明計画となっていることが確認できる。

#### 2.3 仰臥位時における不快グレア

高齢者がベッド上に仰臥した際に不快グレアが生じる可能性がある。照度が目に入る光量で、高齢者の視野を静視野とした場合において不快グレアが生じるか検討した。テレビやパソコンのディスプレイの最高輝度 250 [cd/㎡]を一つの目安とした[8) 9)]。ディスプレイの輝度は高齢者でも許容範囲内であることから、枕の位置の照度が 250 [lx]を超えなければ、不快グレアにはならないと判断できる。

#### 2.4 介護時に生じる手暗がり

図 7 に照明器具と介護者の位置関係を示す。このような位置関係で介護者がベッド周りで介護を行う場合、介護者自身が照明の光を遮ってしまうことで手暗がりが生じる。介護者自身が遮る直接照度を算出した。図 8 に手暗がりとなる範囲(シーリングライト)を示す。遮られる最低照度が 25.4 [lx]、最高照度が 123.1 [lx]であった。この手暗がりによって適切な介護を行うための照度基準が満たせなくなる箇所が生じてしまう。

#### 2.5 昼光利用の提案

手暗がりの解消や排便状態の確認等の医療行為に近しい行為を行うなど、より高い照度を必要とする場合に補助照明が必要となる。介護を行う姿勢は様々であるが、昼光による手暗がりは考慮せず介護者が体を起こした姿勢で昼間の介護を行う場合に補助照明として昼光利用が見込めるかを検討した。特別養護老人ホームでの生活スケジュールを考慮し、春分・夏至・秋分・冬至での 6 時・9 時・12 時・15 時・18 時の照度計算を行った。季節による日の出・日の入時刻の違いよって計算時刻に違いがある。図 9 に春分(6 時・9 時・12 時・15 時・17 時)の昼光照度分布図を示す。介護を行う際の基準を満たす照度さらには基準を上回る照度を確保できることがわかる。夏至・秋分・冬至の場合も冬至 7 時を除く全ての時間帯において同様の結果を得た。

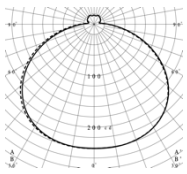
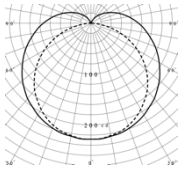
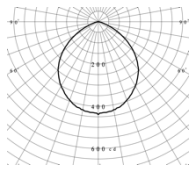
### 3. まとめ

介護される側と介護する側の両者が施設内を快適に過

ごすための提案・建築設備が十分に性能を発揮するための計画の提案として特別養護老人ホームの居室における照明方法について考察した。

人工照明での照明器具で基準照度が確保され、仰臥位時の不快グレアは発生しないこと、冬至 7 時を除く全ての季節・時間帯において、介護時に生じる手暗がりを昼光にて補うことが見込める。

表 1 器具一覧

| シーリングライト | ベースライト | ダウンライト |
|---|---|---|
| 光束：4299 [lm] | 光束：978 [lm] | 光束：1504 [lm] |
| | | |
|  |  |  |


## 参考文献

1) 内閣府 , 令和 2 年度版高齢社会白書

2) 境野健太郎：高齢者向け施設の設備的配慮空気調和・衛生工学 第 90 巻 第 3 号 平成 28 年

3) 高橋貞雄,渕田隆義：高齢者と推奨照度 照明学会誌 第 80 巻 第 7 号 平成 8 年

4) 病院・高齢者施設：水まわりの配慮ポイント (TOTO) <http://www.catalabo.org/cgi-bin/openCatalog.cgi?catalogId=0103_15212002&pageId=51>

5) 住宅用照明器具 Expert2020 pp,483 シーリングライト Panasonic (品番：LGC31601) <https://sumai.panasonic.jp/catalog/lighting.html#>

6) 住宅用照明器具 Expert2020 pp,123 ダウンライト Panasonic (品番：LGD6200N-LE1) <https://sumai.panasonic.jp/catalog/lighting.html#>

7) 住宅用照明器具 Expert2020 pp,552 ベースライト Panasonic (品番：LGB50603-LB1) <https://sumai.panasonic.jp/catalog/lighting.html#>

8) 三橋哲雄,倉重光宏：直視型,投写型テレビの画像品質効果 光学 第 23 巻 第 2 号 (1994)

9) 山本敏裕：薄型ディスプレイの特性・画質評価技術 映像情報メディア学会誌 Vol.63,No.6 (2009)

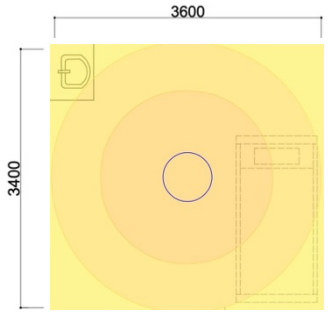




図 1 照度分布図(床面) シーリングライト

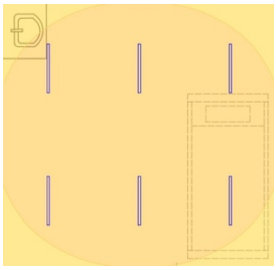


図 2 照度分布図(床面) ベースライト

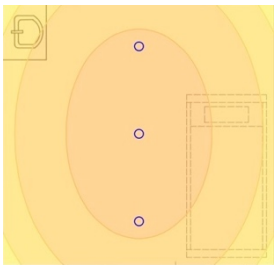


図 3 照度分布図(床面) ダウンライト

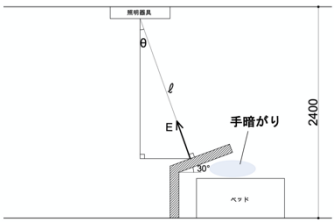



図 7 照明器具と介護者の位置関係

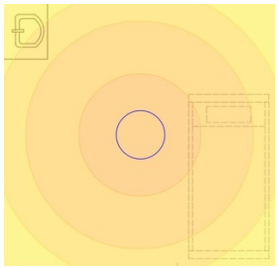


図 4 照度分布図(作業面) シーリングライト

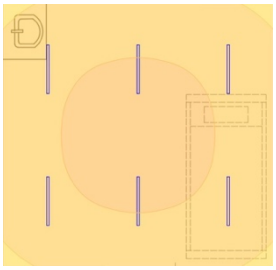


図 5 照度分布図(作業面) ベースライト

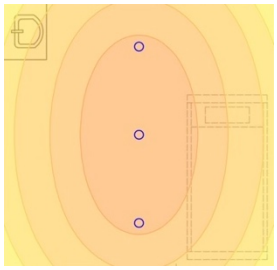


図 6 照度分布図(作業面) ダウンライト

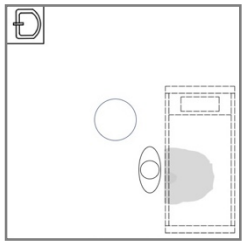
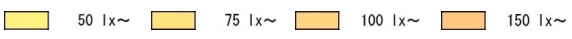


図 8 手暗がりの範囲



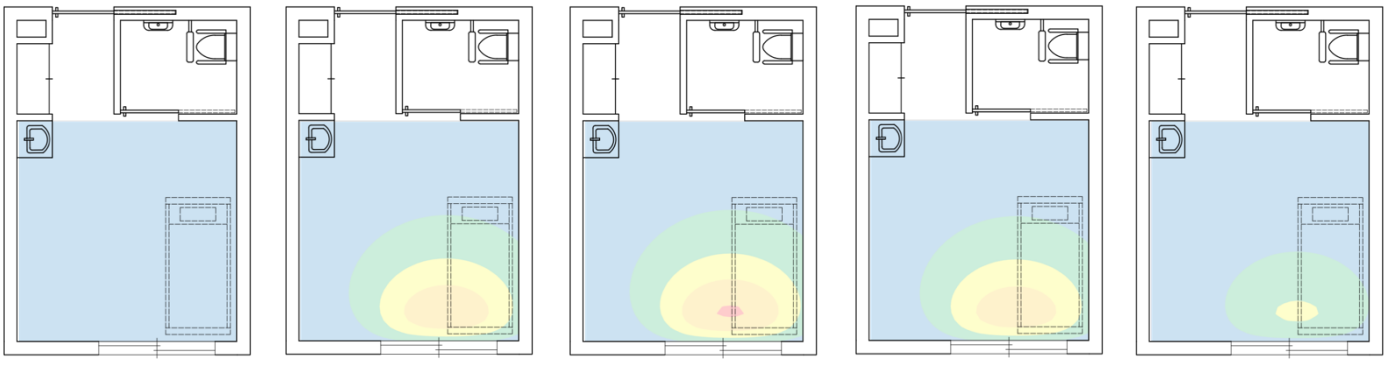




図 9 昼光照度分布図 春分 (6 時・9 時・12 時・15 時・17 時)

(佐藤研究室)

# 鋼構造立体ラーメン骨組の耐倒壊指標に関する研究
## （その２　耐倒壊指標と入力エネルギーの関係）

217-024　　大崎　祐太

### １．はじめに

擬似速度応答スペクトルから推定される入力エネルギー$S_v$は，正負２方向に分解することができないので，これと比較するには，$V_{dm4}(\phi)$ではなく，$V_{dm2}(\phi)$を把握する必要がある．そのため，その２では，その１で用いた解析モデル・解析条件耐倒壊指標を用いて，$V_{dm2}(\phi)$と $V_{dm4}(\phi)$の比較を行うとともに，建物が倒壊する際の応答周期の評価方法を構築する．

### ２．エネルギー吸収量の差

文献 1）では，$V_{dm2}(\phi)$と $V_{dm4}(\phi)$の$\phi_c$方向のエネルギー吸収量の差が，倒壊レベルの地震動ケースで 63～76%となる知見を得ている．しかし１種類の骨組でしかエネルギー吸収量は検討されていない．ここでは，塑性変形能力の異なる骨組に対してエネルギー吸収量の差を検討し $V_{dm2}(\phi)$と $V_{dm4}(\phi)$の関係性を考察する．図１に $V_{dm2}(\phi)$と $V_{dm4}(\phi)$の関係を示す．

図２に各骨組の $E_{dm4}(\phi_c)$が $E_{dm4}(\phi_c)+E_{dm4}(\phi_c+\pi)$に占める割合を示す．この割合は，どの骨組でも，概ね同程度であり，平均 61%，標準偏差で 5.5%となる．また最大で 73%の割合となるため，エネルギーを速度換算値した場合，$V_{dm2}(\phi_c)$に対する $V_{dm4}(\phi_c)$の割合は最大 85%の割合となる．

### ３．　耐倒壊指標

#### ３.1　$V_{dm2}(\phi)$と速度応答スペクトルとの比較

文献 1）と同様，２方向地震動入力を受ける弾性１質点系の応答解析により，求めた各方向（0°≦$\phi$＜180°）の速度応答スペクトル分布 $S_{v(T_1)}(\phi)$を，解析モデルの１次固有周期 $T_1$から任意の周期区間終了時点 $\alpha T_1$（$\alpha$：区間平均終了時点での１次固有周期に対する倍率）までの範囲で平均をした$\overline{S_v}_{(T_1\sim\alpha T_1)}(\phi)$で $V_{dm2}(\phi)$と概ね対応することが例示されている．本節では，様々な骨組と地震動の組み合わせに対して$\overline{S_v}_{(T_1\sim\alpha T_1)}(\phi)$と $V_{dm2}(\phi)$の比較を行い，建物が吸収する地震入力エネルギーを予測することを目的とする．

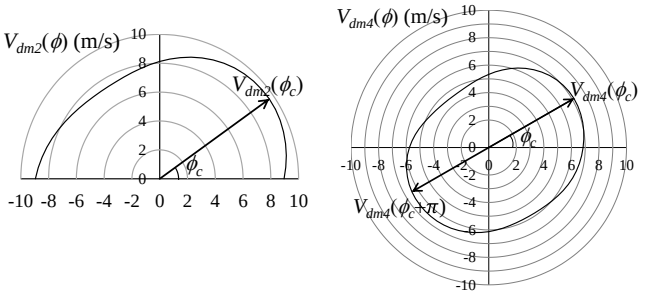



図１　$V_{dm2}(\phi)$と $V_{dm4}(\phi)$の関係

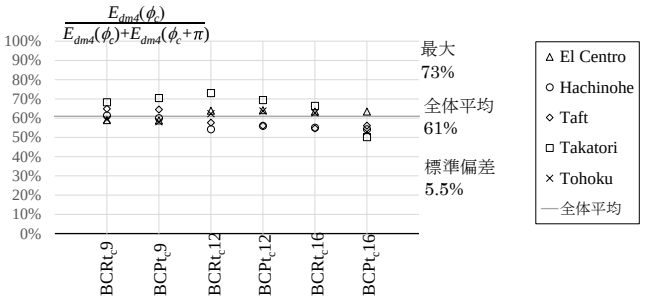



図２　$E_{dm4}(\phi_c)$が $E_{dm4}(\phi_c)+E_{dm4}(\phi_c+\pi)$に占める割合

図３に，塑性変形能力の高い BCPt$_c$16 骨組の$\overline{S_v}_{(T_1\sim\alpha T_1)}(\phi)$と $V_{dm2}(\phi)$の比較による解析結果を示す．$\overline{S_v}_{(T_1\sim\alpha T_1)}(\phi)$と $V_{dm2}(\phi)$の形状は似ているが，$\alpha$によって大きさが異なる結果となった．次に，建物に入力するエネルギー量は吸収するエネルギー量とほぼ等しくなるように評価するために，任意の$\phi$方向における速度応答スペクトルの最大となる $\phi_{\max}$ 方向と $V_{dm2}(\phi_c)$に着目する．図 4 に各地震波における任意の周期区間および$\overline{S_v}_{(T_1\sim\alpha T_1)}(\phi_{\max})$に対する $V_{dm2}(\phi_c)$の比率を示す．ここで縦破線に示すものは，$\overline{S_v}_{(T_1\sim\alpha T_1)}(\phi_{\max})$と $V_{dm2}(\phi_c)$の比率が 1 となるように線形補間した周期区間のタイミングである．同図から塑性変形能力が高い骨組ほど塑性後も粘り強く変形するため，$\alpha$の値が大きくなることが見て取れる．

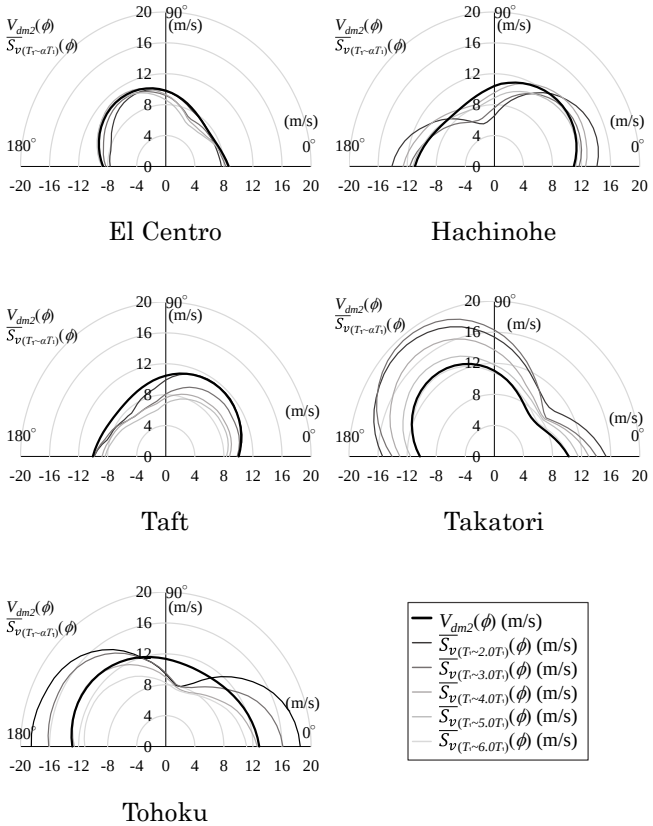



図３　BCPt$_c$16 骨組の$\overline{S_v}_{(T_1\sim\alpha T_1)}(\phi)$と $V_{dm2}(\phi)$の比較

### ３.２　等価１自由度系による応答周期の評価方法

本節では，建物が塑性化した際の地震入力エネルギーを決定する応答周期の評価方法を構築する．解析モデルが 4 層骨組であることから，地震入力エネルギーおよび構造物のエネルギー吸収性能の等価性を重視した方法で等価１自由度系に置換して検討する[2]．図 5 に正弦波半波 0°方向入力時の層せん断力－層間変形角関係から等価１自由度系に置換した BCP 骨組を示す．次に固有周期 $T_1$ を用いて１自由度系の初期剛性 $K_1$ を求める．また図 4 の破線で示す$\overline{S_v}_{(T_1\sim\alpha T_1)}(\phi_{\max})$と $V_{dm2}(\phi_c)$の比率が 1 となるときの周期区間の終了時点での見かけ上の剛性 $K_\alpha$ とすると，$K_1$ と $K_\alpha$ の関係は(1)式のようになる．

$$K_\alpha = \frac{1}{\alpha^2}K_1 \tag{1}$$

図 5 より，どの骨組に対しても $K_\alpha$ の直線と履歴が交差する点は，最大耐力付近になることから，最大耐力付近の見かけ上の剛性に基づいて α を決定することで，$V_{dm2}(\phi)$を推定するための$\overline{S_v}_{(T_1\sim\alpha T_1)}(\phi)$を得られることがわかった．

### 4. まとめ

その 2 では，様々な骨組と地震動の組み合わせの下，$V_{dm2}(\phi_c)$と $V_{dm4}(\phi_c)$の比較を行うとともに，$\overline{S_v}_{(T_1\sim\alpha T_1)}(\phi)$と $V_{dm2}(\phi)$の比較から，建物が倒壊する際の地震入力エネルギーを決定する応答周期の評価方法を行った．以下に得られた知見を示す．

(1) $E_{dm4}(\phi_c)$が $E_{dm4}(\phi_c)+E_{dm4}(\phi_c+\pi)$に占める割合は，塑性変形能力の異なる骨組であっても平均 61%となり，標準偏差で 5.5%となった．さらに最大で 73%の割合となることから，エネルギーを速度換算値にした場合 $V_{dm2}(\phi_c)$に対する $V_{dm4}(\phi_c)$の割合の最大 85%の割合となる．

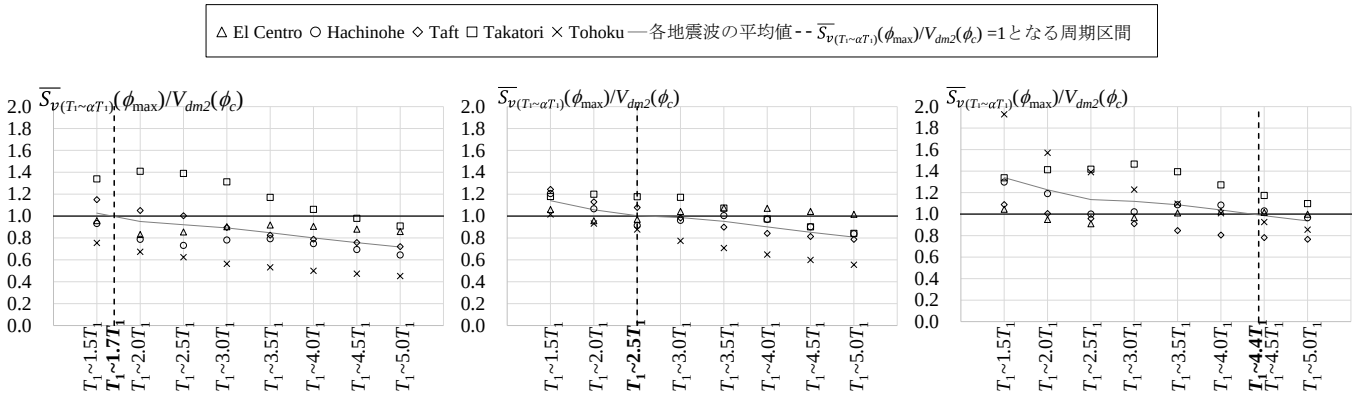
(2) $\overline{S_v}_{(T_1\sim\alpha T_1)}(\phi)$と $V_{dm2}(\phi)$を比較すると形状は似ているが，α によって大きさが異なる結果となった．また、$\overline{S_v}_{(T_1\sim\alpha T_1)}(\phi_{\max})$に対する $V_{dm2}(\phi_c)$の比率が 1 となる周期区間に着目すると，塑性変形能力の高い骨組ほど α が大きくなる傾向にある．

(3) 4 層骨組を置換した等価１自由度系では，$V_{dm2}(\phi_c)$と$\overline{S_v}_{(T_1\sim\alpha T_1)}(\phi_{\max})$の比率が 1 となる時点での固有周期 α $T_1$ で最大耐力付近となる傾向がある．そのため，最大耐力付近での見かけ上の剛性を用いることで，α の値を決定することができる．α から，$V_{dm2}(\phi)$を推定するための$\overline{S_v}_{(T_1\sim\alpha T_1)}(\phi)$を得られることがわかった．


［参考文献］

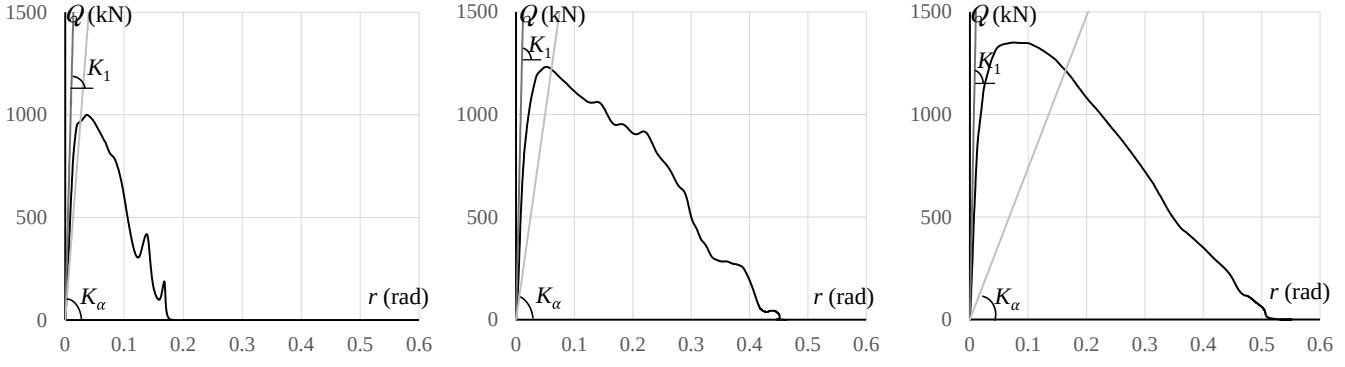
1) 森前直樹，向出静司，多田元英：様々な地震動に対して鋼構造立体骨組が倒壊するときのエネルギー吸収性状，日本建築学会大会学術梗概集，2014.9

2) 小川厚治，井上一郎，中島正愛，澤泉紳一：梁降伏型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集，2000.11


（a）BCPt$_c$9 骨組　　（b）BCPt$_c$12 骨組　　（c）BCPt$_c$16 骨組

図 4　各骨組の$\overline{S_v}_{(T_1\sim\alpha T_1)}(\phi_{\max})$に対する $V_{dm2}(\phi_c)$の比率




（a）BCPt$_c$9 骨組　　（b）BCPt$_c$12 骨組　　（c）BCPt$_c$16 骨組

図 5　等価１自由度系のせん断力－変形角関係

（向出研究室）

# AIJ ポンプ指針における圧送負荷算定での
# 水平管 1m 当たりの圧力損失 K 値チャート図の導出に関する研究
# その 4　圧力損失チャート図の分析

217-028　大西　俊也

## 1. はじめに

その 4 では，その 1～その 3 の分析結果を踏まえて，圧力損失チャート図を分析検討した。

## 2. 4 次式の比栓半径解析結果と佐久田文献および AIJ ポンプ指針 1979 年 2 版のチャート図の比較

佐久田文献[2,3]には，AIJ ポンプ指針の圧力損失 K 値チャート図（指針チャート図と略す）のもとになっていると思われるスランプごとの吐出量と水平管 1m 当たりの圧力損失の関係図（文献チャート図と略す）が示されている。その 3 での 4 次式の比栓半径解析結果に基づき，スランプごとの吐出量と水平管 1m 当たりの圧力損失の関係図を，文献チャート図と指針チャート図，それぞれで比較した結果を図 1 と図 2 に示す。

図 1 より，5B 管と 4B 管ともスランプ 21cm の結果が，実験値に由来するスランプ 20cm の結果と対応している。また，5B 管と 4B 管ともスランプ 15cm の結果に，元図との差が見られる。

図 2 より，比較結果は，いくつか一致していないところもあるが，おおむね一致していると見なせる。また，AIJ ポンプ指針の 5B 管のスランプ 21cm は，実験値由来のスランプ 20cm と対応している。一方，4B 管のスランプ 21cm は，外挿データが対応していることがわかる。

## 3. 表記載図に基づく圧力損失チャート図の検討

佐久田の研究において，調合 No.1～5 の実験結果のみに基づき指針チャート図が導出されていたことがわかった。しかし，佐久田は，導出にあたって，実験結果や途中の解析結果で，恣意的にスランプごとに区分していることもわかり，本来の実験結果に基づく結果でないこともわかった。それで，ここでは，その 1 の表記載図に基づき，圧力損失チャート図を検討する。なお，表には，調合 No.5 の吐出量 Q が 40[m³/hr]程度のデータが記載されておらず，ここだけ掲載図の 38.4[m³/hr]を適用した。

図 3 に，文献[1, 3]の表記載の吐出量 Q と平均圧力損失 Δp/l に基づくとその回帰直線の関係を示す。回帰直線について，5B 管ではスランプごとに区別される結果になったが，4B 管では調合 No.1 と No.2 が交差する結果になり，スランプごとに区別されない結果になった。

図 4 に，文献[1, 3]の表記載図に基づくスランプに対する塑性粘度 μB と降伏値 τy の解析結果を示す。5B 管と 4B 管ともスランプごとに区別されない結果になった。

図 5 に，文献[1, 3]の表記載図に基づく圧力損失チャート図の解析結果を示す。5B 管と 4B 管とも，スランプ 15, 18, 21cm で，元図と異なった。

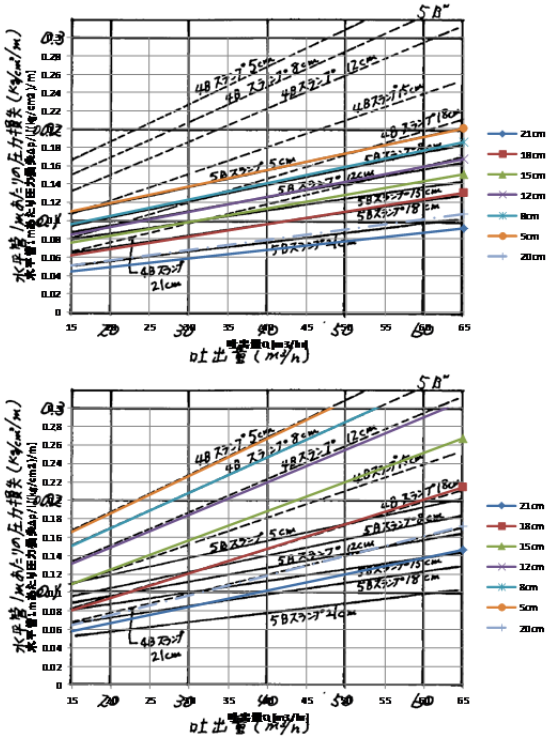
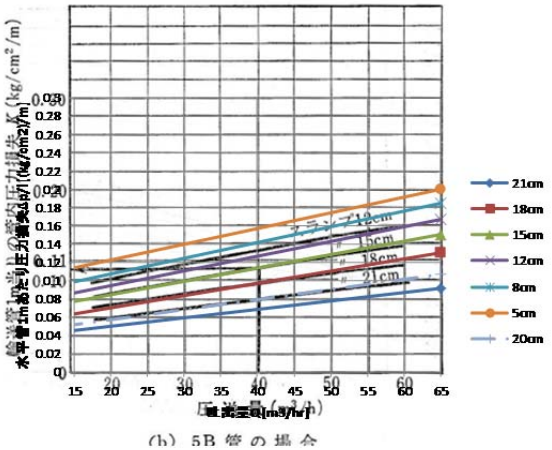
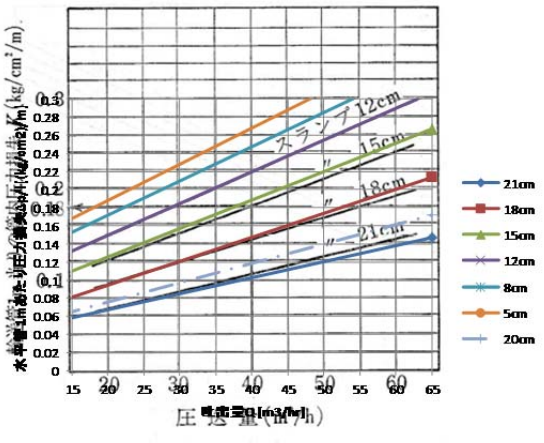



図 1 4 次式の比栓半径解析結果と文献チャート図の比較




(b) 5B 管の場合




(a) 4B 管の場合

図 2 4 次式の比栓半径解析結果と指針チャート図の比較

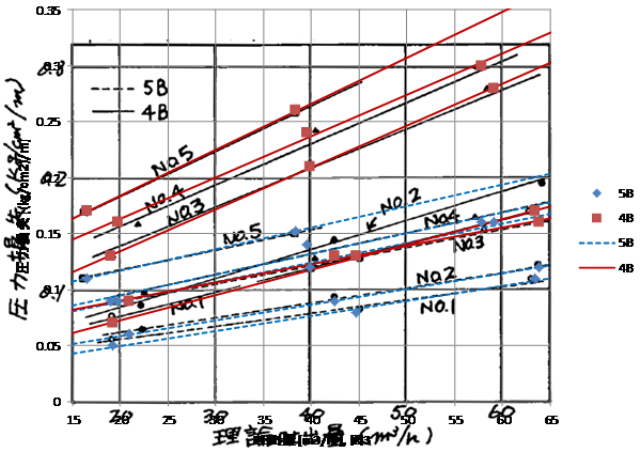



図 3 文献[1, 3]の表記載の吐出量 Q と平均圧力損失 Δp/l に基づくとその回帰直線の関係

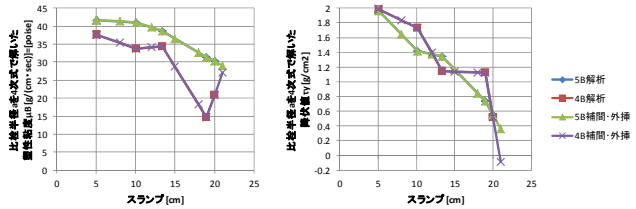



図 4 文献[1, 3]の表記載図に基づくスランプに対する塑性粘度 μB と降伏値 τy の解析結果

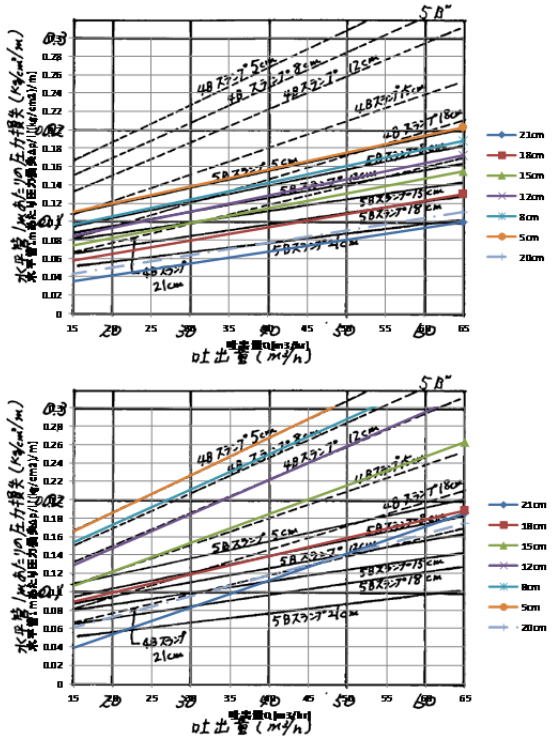



図 5 文献[1, 3]の表記載図に基づく圧力損失チャート図の解析結果

## 4. まとめ

その 1～4 の知見を総合的にまとめる。

1) 佐久田は，吐出量と平均圧力損失の関係について，根拠は不明であるが，スランプごとにデータが整うように，表の実験値を図示するにあたって修正し，この修正圧力損失の図の内容を正として取り扱っている。

このため，スランプごとにデータが整うよう修正した佐久田の対応は，修正前データが文献中に記載され続けられており，修正根拠も不明のため，恣意的であると指摘せざるを得ない。

2) 佐久田の文献で繰り返し図示されていたスランプ 20cm の調合 No.1 の圧送距離と管内圧力の実測結果に基づいて計算した平均圧力損失を適用して，区間ごとの圧力損失に基づく圧送距離と管内圧力の関係を計算した。その結果，ポンプ根元側の圧力損失について，吐出量が大きいときに，0.048[(kg/cm²)/m]や 0.062[(kg/cm²)/m]と計算され，図示されている実測結果から計算した 0.084[(kg/cm²)/m]や 0.113 [(kg/cm²)/m]の約半分になっている。

このため，吐出量の大きい領域で，本来，5B 管の調合 No.1 の回帰直線が 5B 管の調合 No.2 の回帰直線よりも大きくなって交差し，スランプごとに整ったデータにはならないはずであるが，この該当する箇所での表の実験値や図示された修正圧力損失は，スランプごとに整ったデータになっていて，疑問が生じた。

3) 修正圧力損失のチャート図（掲載図）において，4B 管の調合 No.3 と No.4 の回帰直線が，最小二乗近似でない直線として適用している。

4) 流量を変えたビンガム流体モデルに基づく比栓半径 a を求めるにあたり，吐出量 Q と圧力損失 Δp/l が直線関係にないと，比栓半径 a，塑性粘度 μB，降伏値 τy が吐出量 Q に対して不連続になり，流量を変えたビンガム流体モデルでの流量に影響せずに塑性粘度 μB と降伏値 τy が一定とした仮定条件が満足しない。

このことは，もともとの吐出量 Q と圧力損失 Δp/l の関係の実験値を回帰した回帰直線が必要になることを意味する。

5) 流量を変えたビンガム流体モデルに基づく比栓半径 a，塑性粘度 μB，降伏値 τy を求めなくても，もともとの吐出量 Q と圧力損失 Δp/l の関係の実験値を回帰した回帰直線の傾きと y 切片を，それぞれスランプに対する直線補間の結果が，AIJ ポンプ指針の圧力損失 K 値チャート図とおおむね一致する。

6) 4 次式の比栓半径 a と吐出量 Q の関係がスランプごとにきれいに区別されていない解析結果において，AIJ ポンプ指針の圧力損失 K 値チャート図とおおむね一致した。

7) AIJ ポンプ指針の 5B 管のスランプ 21cm は，実験値由来のスランプ 20cm と対応している。一方，4B 管のスランプ 21cm は，外挿データが対応している。

8) 表に記述されている吐出量と平均圧力損失の結果（表記載図）に基づく圧力損失チャート図の解析結果では，5B 管と 4B 管とも，スランプ 15, 18, 21cm で，元図と異なった。

（中村研究室）

# 柱 RC・梁 S とする T 形柱梁接合部の支圧破壊性状に及ぼす小鉄骨のディテールの影響
## (その 3) 埋込み長さの小さい小鉄骨による付加耐力の算定

217-030　小笠原　中

### 1. 序

本研究は，前報(その 1)，(その 2)に引き続き，柱を鉄筋コンクリート(以下，RC という)造，梁を鉄骨(以下，S という)造とする最上階 T 形柱梁接合部(以下，T 形接合部という)において，S フランジ下面に取り付く小鉄骨の算定を試みる。

### 2. T 形接合部の終局支圧耐力

既往の研究[1]より，T 形接合部の終局支圧耐力 $_pM_b$ は，**図 1** に示すように，S フランジ幅内の領域である内部パネルの支圧耐力 $_iM_b$，および，それより外側の領域の外部パネルの終局耐力 $_oM$ を単純に累加することによって，(1)式で求められる。

$$_pM_b = {}_iM_b + {}_oM \tag{1}$$

内部パネルの支圧耐力 $_iM_b$ は，S フランジ上面のパンチングシア耐力によって決定される。一方，外部パネルの終局耐力 $_oM$ は，外部パネルにコンクリート圧縮束が形成されると考え，コンクリート圧縮束に作用する圧縮力の鉛直成分は柱主筋端部に設定される定着板の支圧力によって，水平成分は内部パネルと外部パネルとの間に生じるねじりモーメントによって釣合い系を構成すると仮定する。したがって，外部パネルの終局耐力 $_oM$ は，ねじり耐力 $_oM_T$ とコンクリート圧縮束の釣合い系を構成する要素の耐力 $_oM_a$ によって(2)式で求められる。

$$_oM = min.\{\ {}_oM_T\ ,\ {}_oM_a\} \tag{2}$$

$_oM_a$ は，圧縮束の圧縮耐力 $_oM_p$，主筋の降伏耐力 $_oM_y$ および定着板の支圧耐力 $_oM_b$ のうち，もっとも小さい耐力として(3)式で評価される。

$$_oM_a = min.\{\ {}_oM_p\ ,\ {}_oM_y\ ,\ {}_oM_b\} \tag{3}$$

小鉄骨の付加耐力は，内部パネルの支圧耐力に単純に累加できるものとする[1]。

### 3. 小鉄骨の付加耐力の評価

**図 2** は，前報(その 1)で示された小鉄骨の断面せい $_{sc}d$ に対する埋込み長さ $_{sc}l$ の比 $_{sc}l$ /$_{sc}d$(以下，辺長比という)が 1.0 の試験体について，小鉄骨の埋込み領域に配置された RC 柱の副帯筋に関する軸ひずみ度の推移を示したものである。縦軸および横軸は，図中に示す位置に貼付されたひずみゲージから得られた副帯筋の軸ひずみ度 $\varepsilon_1$ および $\varepsilon_2$ である。また，グラフの鎖線は，図中に示すように，小鉄骨フランジ内外面からの支圧力が副帯筋の引張力として伝達されると想定した場合の応力の作用線方向を表す。副帯筋の軸ひずみ度の推移は，最大荷重発揮時において，小鉄骨フランジ外面側の支圧力からの応力の作用線方向に漸近しているものの，おおよそ最大荷重までは小鉄骨フランジ内外面からの応力の作用線の中間に分布している。一方，変形の増大に伴って，副帯筋の軸ひずみ度は増大しているものの，前報(その 1)で示したように，検証試験体の最大荷重発揮後の荷重低下が大きいことから，小鉄骨フランジの全面のかぶりコンクリートがパンチングシア破壊に至った後，その周囲に配置される帯筋あるいは副帯筋による十分な拘束効果は得られないと考えられる。

ここで，**図 3** に小鉄骨フランジの内外面に作用する支圧応力分布を模式的に示す。前報(その 2)で示したように，RC 柱に埋め込まれた小鉄骨は，S 梁の回転に伴って片持ち柱として挙動すると考えられる。このとき，小鉄骨の埋込み先端部において，小鉄骨フランジの内外面の全幅にコンクリートからの支圧応力が作用し，矩形の応力ブロックを想定した場合，応力ブロックのせいは，既

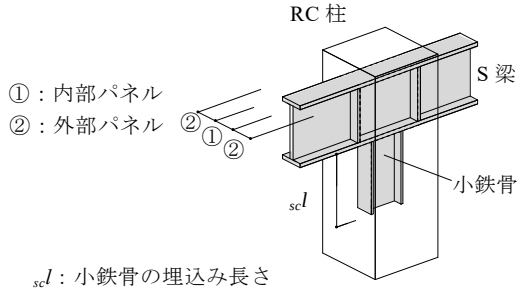



**図 1**　T 形接合部の構成

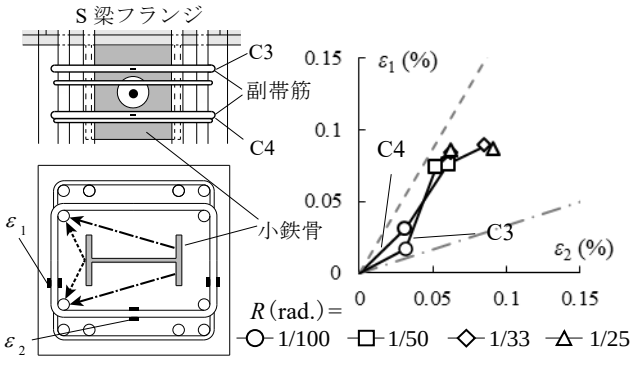



**図 2**　副帯筋の軸ひずみ度の推移(RCS-1PR 試験体)

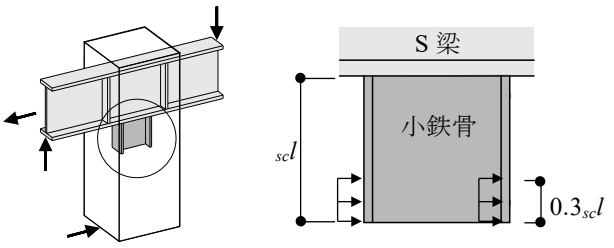



**図 3**　小鉄骨に作用する支圧応力の分布

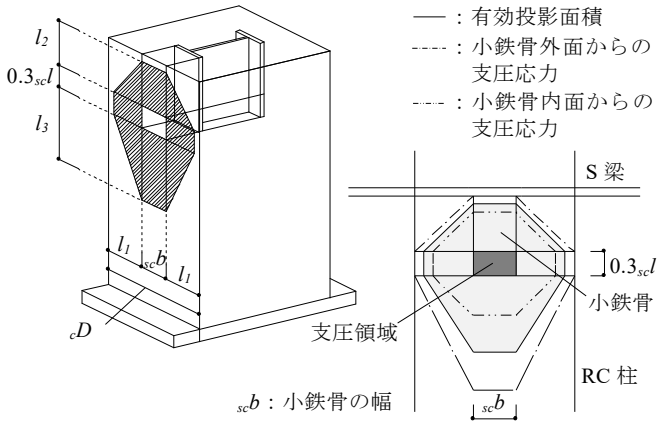



**図 4**　小鉄骨フランジ前面のパンチングシア破壊の有効投影面積

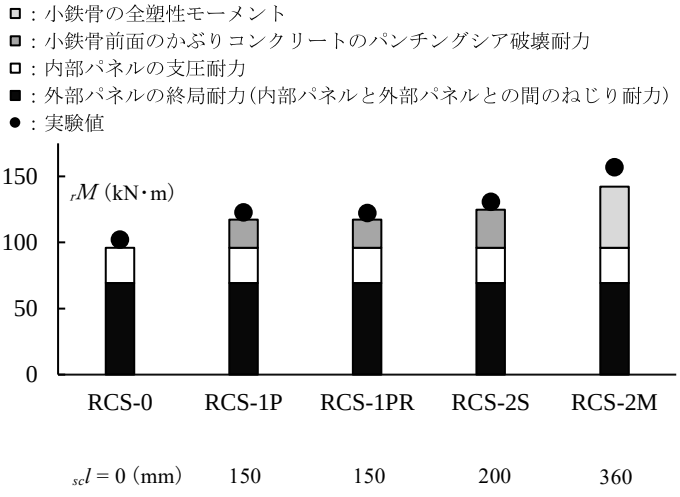



**図 5**　実験値と計算値の比較

往の研究[2]に基づいて，小鉄骨の埋込み長さ $_{sc}l$ の 0.3 倍と仮定する。この仮定および本実験結果に基づいて，小鉄骨による付加耐力 $\Delta_{sc}M$ は，パンチングシアによる耐力 $_{sc}M_{ps}$ と小鉄骨の断面の全塑性モーメント $_{sc}M_P$ のいずれか小さい方として，(4)式で表現される。

$$\Delta_{sc}M = \min\{{}_{sc}M_{ps}, {}_{sc}M_P\} \quad (4)$$

$${}_{sc}M_{ps} = \Delta_{sc}Q_{ps} \cdot 0.85_{sc}l$$

ここに，$\Delta_{sc}Q_{ps}$ は，小鉄骨のフランジの内外面に作用するパンチングシア破壊時の支圧応力(**図 3** 参照)の合力である。$\Delta_{sc}Q_{ps}$ は，小鉄骨によるパンチングシア破壊時のコンクリートの有効投影面積を $_{sc}A_{ps}$ とすれば，(5)式によって求められる。

$$\Delta_{sc}Q_{ps} = {}_{sc}A_{ps} \cdot 0.313\sqrt{\sigma_B} \quad (5)$$

ここに，$\sigma_B$ はコンクリートの圧縮強度である。

有効投影面積 $_{sc}A_{ps}$ は，**図 4** に基づいて以下の通り仮定した。

1)　小鉄骨フランジの内外面に作用する支圧応力による破壊面は，それぞれ 45 度と仮定する。

2)　**図 2** の実験結果より，小鉄骨フランジ前面のかぶりコンクリートのパンチングシア破壊は，小鉄骨フランジの内外面からの支圧応力の影響を受けることから，小鉄骨フランジの内外面より想定される各々の投影面の中間点を $_{sc}A_{ps}$ として採用する。

この仮定に基づけば，$_{sc}A_{ps}$ は(6)式によって求められる。

$${}_{sc}A_p = \left(2l_1 \cdot 0.3_{sc}l\right) + \left\{{}_{sc}b \cdot (l_2 + l_3)\right\} + \{l_1 \cdot (l_2 + l_3)\} \quad (6)$$

$$l_i = \left({}_{sc}h_i - {}_{sc}h_o\right)/2$$

ここに，$l_i$=($l_1$~$l_3$)は水平および鉛直上･下方向における矩形の応力ブロックから支圧応力の作用する範囲の最外縁までのそれぞれの距離，$_{sc}h_i$ および $_{sc}h_o$ は内面側および外面側フランジから引張側コンクリート面までの距離である。

## 4.　実験値と計算値の比較

**図 5** に各試験体の実験値と計算値の比較を示す。縦軸は RC 柱部材接合端の抵抗モーメント $_rM$ である。小鉄骨の付加耐力の計算値は，RCS-1P，RCS-1PR および RCS-2S 試験体が小鉄骨フランジ前面のかぶりコンクリートのパンチングシア破壊耐力，RCS-2M 試験体が小鉄骨の断面の全塑性モーメントで決定されており，前報(その 1)，(その 2)で示された小鉄骨の破壊モードに関する実験結果と整合している。パンチングシア破壊耐力で決定された小鉄骨を有する試験体の計算値に対する実験値の比は 1.04～1.05 であり，概ね実験値を評価できている。一方，小鉄骨の付加耐力が小鉄骨の断面の全塑性モーメントで決定された RCS-2M 試験体は，計算値が実験値を過小評価している。T 形接合部の外部パネルの終局耐力は，(3)式より，内部パネルと外部パネルとの間のねじり耐力によって決定されていることから，外部パネルのコンクリートにはせん断力に対する余力があると考えられる。したがって，小鉄骨の付加耐力が断面の全塑性モーメントによって決定される場合，図 2 に示すように，小鉄骨に作用する支圧応力が小鉄骨の埋込み領域に配置された帯筋あるいは副帯筋の引張力によって RC 柱の背面側に伝達され，T 形接合部の外部パネルとの間に形成されるコンクリート圧縮束に作用する圧縮力と釣合いを構成するストラット機構によって，付加耐力が増大することが推測される。今後，この応力伝達および抵抗機構について，詳細に検討する必要がある。

## 5.　結語

本研究の結果，提案された小鉄骨の付加耐力の算定法は，実験より得られた小鉄骨の破壊モードを適切に表現するとともに，小鉄骨を有する T 形接合部の終局支圧耐力を概ね評価できることが示された。

**参考文献**


1)　西村泰志，永峰頌子：柱 RC・梁 S とする梁貫通形式 L 字形および T 字形柱梁接合部の支圧破壊性状の改善，構造工学論文集 Vol.60B，pp.89-95，2014.3

2)　日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針･同解説，2005.7


(馬場研究室)

# 大阪における明治末期の都市計画に関する研究
## －小林林之助による「大阪市圖」の計画内容の分析と歴史的位置づけ－

217-031　　小川　哲史

### 1. 研究背景・目的

大阪の近代都市計画史において、「大阪市新設市街設計」(明治 32 年)と「大阪市区改正設計」(大正 9 年)の間の 21 年間はいわゆる「空白期間」である。

明治 36 年に発行された「大阪市圖」[注1)]（図１）は、その名称からは一般市街地図と判別されると思われるが、その図面表示を見ると、道路網や掘割の位置を内容とする計画図であることがわかった。

そこで、この計画図を分析し、当時の大阪における都市計画の考え方の一端を明らかにすることを本研究の目的とする。延いては、冒頭の 2 つの計画図と比較することで、明治末期から大正前期にかけての大阪近代都市計画史の「空白期間」を埋める一助になると思われる。

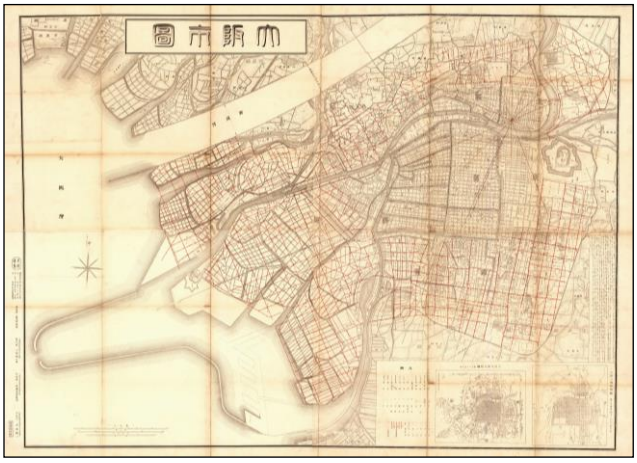



図１　大阪市圖

### 2. 研究方法

文献調査により、当時の時代背景を整理し、発行者である小林林之助の人となりを調査する。そして、計画図を分析し、上記の 2 つの計画図との比較を行う。

### 3. 大阪市圖前後の２つの計画

#### 3.1. 大阪市新設市街設計について

明治末期の大阪は、工業化に伴い明治 30 年に旧大阪三郷の外側への第一次市域拡張が行われ、その健全な発達を促進する都市計画の樹立が必要とされた。そこで大阪市は、パリに留学し、土木・建築技術を学んだ山口半六を招聘し、計画立案を依頼した。そして、明治 32 年に「大阪市新設市街設計説明書」が発表されたが、国の認可を得ることができず実施には至らなかった。[1)]

#### 3.2. 大阪市区改正設計について

都市の近代化を図るために東京では明治 21 年に市区改正条例が公布された。大阪市では大正 6 年に関一を委員長、市幹部や片岡安などを委員とする都市改良計画調査会が設置、街路及び鉄道軌道の改善計画が検討され、東京市区改正条例を準用して、大正 9 年 1 月 21 日に市区改正設計が告示された。[2) 3)]

### 4. 小林林之助について

老舗菓子店「あみだ池大黒」の二代目小林林之助の長男として文久 1 年大阪市に生まれた。明治 26 年に大阪市の実測地図を作成し、明治 31 年には皇陵巡拝道路略図も作成した。明治 43 年には大阪市会議員となる。その後も「おこし」の普及やご陵巡拝のため活動を続けた。[4)]

明治 39 年には東京の根津嘉一郎らとともに近畿電気鉄道計画に出資した記録がある。これは大阪から奈良を結ぶ電鉄計画であったが、実現には至らなかった。[5) 注2)]

### 5. 大阪市圖に関する考察

#### 5.1. 大阪市圖の計画内容の分析

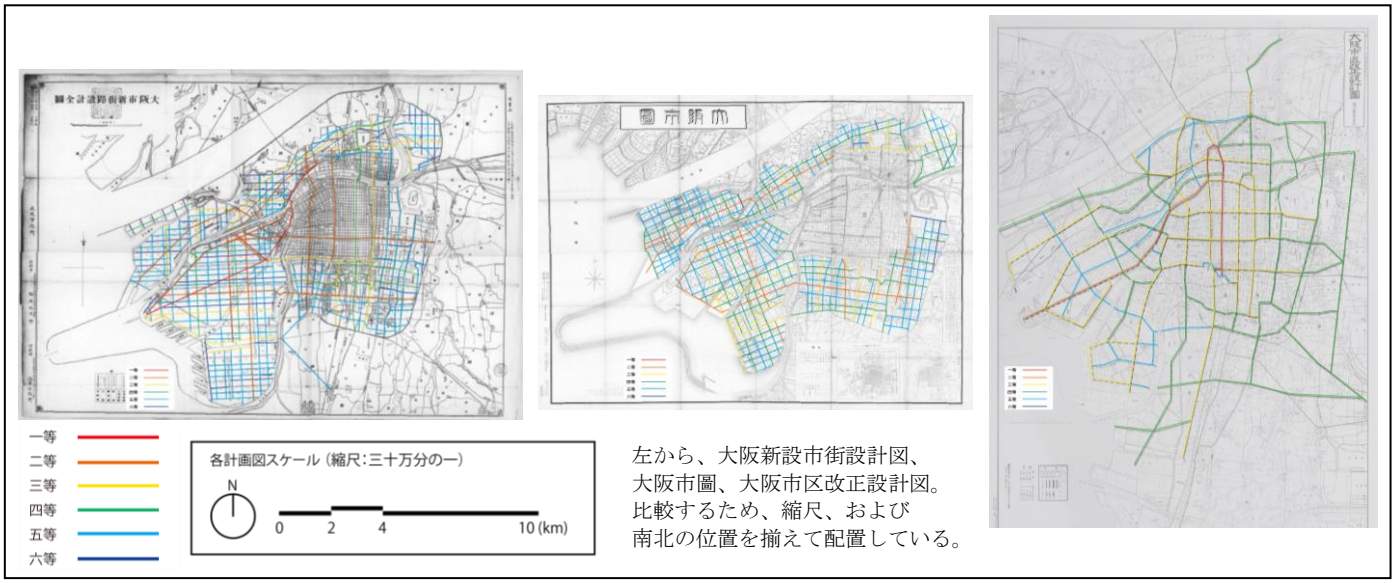
計画図の地勢･沿革の意訳や図面上での解析を行った。等級別に見た路線の調査結果を表 1 に、項目別の考察結果を表 2 にまとめている。

表 1 大阪市圖 等級別路線調査結果

| | 路線数 | 総延長 | 平均延長 | 現道との重なり | 標準偏差（東西） | 標準偏差（南北） |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 二級 | 15 | 32km | 2123m | 4 | 1252 | 815 |
| 三級 | 14 | 26km | 1892m | 5 | 986 | 641 |
| 四級 | 40 | 74km | 1859m | 7 | 1331 | 1113 |
| 五級 | 71 | 117km | 1646m | 18 | 906 | 796 |
| 六級 | 5 | 4.2km | 854m | 0 | － | － |
| 東西線 | 72 | 127km | 1765m | 9 | | |
| 南北線 | 87 | 134km | 1545m | 25 | | |

表 2　項目別考察結果

| | |
|---|---|
| 地勢・沿革 | ・地勢では大阪の地理環境や淀川の支流、鉄道網について、沿革では大阪の歴史や過去の町割りについて詳細に言及。 |
| 路線等級 | ・路線数、総延長は五級が最長。<br>・平均で見ると等級が高いほど延長も長い。<br>・現行道路との重なりは等級に関係なく、旧市に接続する南北道路や地形、自然環境に沿う形で存在する。 |
| 東西・南北線 | ・路線数や総延長に大きな差はない。<br>・平均延長では東西線のほうがやや長い。<br>・標準偏差は東西線の方のばらつきが大きい。 |
| 鉄道との関係 | ・築港への市電の路線近くや梅田・難波周辺では幹線道路が通っている。<br>・その他の駅近くでは低い等級の路線も見られ、全体的に鉄道との関係性は薄い。 |
| 掘割 | ・掘割が全体的に規則正しく配置されている。<br>・現行の掘割と重なる部分はあるが、多くは大胆に新設している。<br>・特に二級・三級の幹線道路の近くにそれらを補うような形で計画されているものが多い。 |




左から、大阪新設市街設計図、
大阪市圖、大阪市区改正設計図。
比較するため、縮尺、および
南北の位置を揃えて配置している。

図 2　3 つの計画図の比較

### 5.2. 3 つの計画図の比較

大阪市新設市街設計図、大阪市圖、大阪市区改正設計図の 3 つの計画図をデータ上で解析し、比較した。その結果を表 3 と図 2 に示す。

表 3 計画図別道路幅員・路線数

| | 新設市街設計 | | 大阪市圖 | 市区改正設計 | |
|---|---|---|---|---|---|
| 等級 | 道路幅員 | 路線数 | 路線数 | 道路幅員 | 路線数 |
| 一等 | 九十尺（十五間） | 2 | – | 二十間以上 | 1 |
| 二等 | 六十尺（十間） | 15 | 15 | 十六間以上 | 2 |
| 三等 | 五十一尺（八間半） | 18 | 14 | 十二間以上 | 19 |
| 四等 | 三十九尺（六間半） | 10 | 40 | 十間以上 | 31 |
| 五等 | 三十尺（五間） | 96 | 71 | 六間以上 | 13 |
| 六等 | 二十五尺八寸（四間三分） | 47 | 5 | – | – |
| 七等 | 十九尺八寸（三間三分） | – | – | – | – |

大阪市圖と新設市街設計は計画範囲や等級ごとの道路配置、路線数など似た関係にあるものが多い。大きく異なるのは、湾岸部において大阪市圖は築港への路線に垂直に交わるように引かれているのに対して、新設市街設計では南北基準で引かれている。また、大阪市圖は旧市との接続路線で等級が高い傾向にあるが、新設市街設計でその傾向は見られない。

一方で、大阪市圖と市区改正設計は大きく異なる。市区改正設計は路線数が非常に少なく、市内において市電の発達に合わせ主要道路の拡張が計画されていることや、計画範囲が郊外に広がっていることが特徴である。

また、築港へ高い等級の路線が引かれていることは 3 つの計画図に共通であった。

### 5.3. 計画内容の実現について

大阪市圖に基づく道路敷設の実現について、「大阪市街全図」（発行者：和楽路屋、大正 5 年）と比較することで確認した。新設市街設計、大阪市圖ともに計画道路が実現している箇所は全体でほとんど見られなかった。ただし、両計画の差異が見られた湾岸部では、大阪市圖の計画に近い方角で道路が敷設されていた。

## 6. まとめ

大阪市圖において過去の町割りに言及し、その図を記載していたことからも、小林は市民の一人として大阪の歴史・文化を踏まえて新たなまちづくりの指針となるように計画図を作成したのではないかと考えられる。

3 つの計画図の比較からは当時の築港の重要性が明らかになった。大阪市圖と新設市街設計は時代が近いこともあり類似性が見られたが、湾岸部では市民として築港を重要視した小林と、理論的に計画を行った山口の違いが表れていると考えられる。市区改正設計については、交通機関の発達に合わせた市内道路の拡張や、郊外の発展に対処する広範囲の道路計画がされている点で大阪市圖とは大きく異なる。

しかし、なぜ「あみだ池大黒」の三代目が計画図を作成したのかについては未だに解明できていない。今後さらに小林林之助に関連する資料が発見されれば、この点が明らかになると考える。

**注**

注1) 研究室で入手できた図は、著作者が大阪市役所、発行者が小林林之助で、明治 36 年 1 月 25 日に印刷、同年 2 月 1 日に発行されたものを明治 38 年 3 月 20 日に印刷、同年 3 月 30 日訂正再版発行された図である。なお、この図は国会図書館にも所蔵されている。

注2) 小林林之助に関する資料について、あみだ池大黒に電話し拝見できないか尋ねたが、会社としてはホームページに掲載されている以上の情報はなく、新型コロナウイルスの影響で取材も断っているということだった。

**参考文献**

1) 山口半六,『大阪市新設市街設計説明書』,1899,東京大学史料編纂所所蔵資料データベース https://wwwap.hi.u-tokyo.ac.jp/ships/shipscontroller
2) 新修大阪市史編纂委員会,『新修大阪市史第六巻』,1994
3) 大阪市市区改正部,『大阪市区改正設計書』,1920
4) 大坂起業家ミュージアム https://www.justice.co.jp/kigyoka/tablelist.php?name=%8F%AC%97%D1%20%97%D1%94V%8F%95%81i%8EO%91%E3%96%DA%81j
5) 東大阪市史編纂委員会,『東大阪市史近代Ⅰ』,1982

（岡山研究室）

# 集合住宅開口部の日射遮蔽が吸放湿性材料による室内湿度調整に及ぼす影響
## その２　空調された室内で発生水分がある場合

217-032　　小川　寮　　（共同研究者　217-044　　神川　武）

### １．はじめに

前報 [1]では自然室温の時、吸放湿材が室内湿度調整にどのように働くか評価を行った。本報では、人の生活行為（空調と人体発出、調理）がある場合について、夏季の日射遮蔽が室内湿度調整に及ぼす影響を評価した

### ２．解析条件

解析対象は前報に示す中層集合住宅西向きの２室住宅である。冷房作動時期は 5/1～9/30、暖房作動時期は 10/1～4/30 とする。冷房設定温度 26℃、暖房設定温度を 20℃とする。室温が空調設定温度を上回る若しくは下回り次第作動するものとする。空調作動時間はリビングが 7:00～24:00、居室が 21:00～7:00 の時間に作動し、空調作動時間は１日の活動に合わせて決定とする。吸放湿材の働きを見るため空調の除湿は考えないものとする。生活者人数は成人２人、乳幼児１人とする。平日の在室と調理の時間を表１に示す。平日は 8:00～18:00 を成人１人が外出し、休日は 8:00～18:00 を家族３人居るものとする。毎月第２日曜日の１度だけ３人で外出する。外出時は、10:00～18:00 を０人とする。人体と調理で発生する水分量を表 2,3 に示す。日射遮蔽の期間は 5/1～9/30 に日射遮蔽を行い、10/1～4/30 に日射遮蔽を行わないものとする。１年間日射遮蔽を行わない期間と 5/1～9/30 だけ日射遮蔽を行う期間の２つを比較して評価する。快適性の評価として、既報 [2]の ASHRAE55-2013 による快適範囲を参考に快適範囲を評価する。

表１　平日の在室と調理の時間

| 時間帯 | リビング | 居室 |
|---|---|---|
| 0:00~7:00 | 0人 | 男性+女性+乳幼児 |
| 7:00~7:15 | 男性+女性 | 乳幼児 |
| 7:15~7:50 | 男性+女性+乳幼児+朝食 | 0 人 |
| 7:50~8:00 | 男性+女性+乳幼児 | 0 人 |
| 8:00~12:00 | 女性+乳幼児 | 0 人 |
| 12:00~12:15 | 女性+乳幼児+昼食 | 0 人 |
| 12:15~18:00 | 女性+乳幼児 | 0 人 |
| 18:00~19:00 | 男性+女性+乳幼児+夕食 | 0 人 |
| 19:00~21:00 | 男性+女性+乳幼児 | 0 人 |
| 21:00~0:00 | 男性+女性 | 乳幼児 |

表２　人体の発生水分量

| 生活者 | 男性 | 女性 | 乳幼児 |
|---|---|---|---|
| 発生水分量［g/分］ | 0.949 | 0.746 | 0.517 |

表３　調理の発生水分量

| | 合計［g/分］ | 調理時間［分］ | 発生量［g］ |
|---|---|---|---|
| 朝食 | 13.37 | 35 | 467.8 |
| 昼食 | 10.62 | 15 | 159.3 |
| 夕食 | 15.77 | 60 | 946.0 |

### ３．解析結果と考察

5/1～9/30 の日射遮蔽の有・無の各室の室温と水蒸気分圧を図 1,2,3,4 に示す。図 1,3 より各室の日射遮蔽を行っている時の方が室温を減らすことが可能であるが、図 2,4 より凝縮で消えて無くなる水分量が多く発生し、水蒸気分圧が減少する結果となった。表 4 に 5/1～9/30 の冷房作動期間において日射遮蔽有りと日射遮蔽無しの空調負荷を示す。比較したところリビング約 47%、居室約 53%の負荷削減が可能である。

表４　5/1～9/30 の空調負荷

| 室名 | リビング | | 居室 | |
|---|---|---|---|---|
| 仕様 | ヨシズ無 | ヨシズ有 | ヨシズ無 | ヨシズ有 |
| 空調負荷[MJ] | 633.117 | 334.441 | 26.040 | 12.175 |

5/1～9/30 から吸放湿材の吸収量と放出量が各室の材料の中で最も多い結果となったのが間仕切り壁のため図５に示す。日射遮蔽がある方が吸放湿材の吸収量が多くなる。斜線の範囲の期間では日射遮蔽が有・無ともに吸収量が多く、日射遮蔽の無しの方が吸収量が多い結果となった。その原因は日射遮蔽が有りの方では、材料表面温度が低く、湿度が高いため凝縮して消えて無くなる水分量の発生が多いため、吸放湿材では吸収しきれず、日射遮蔽無しは材料表面温度が高いため吸収量が多くなると考えられる。

5/1～9/30 のリビング側、居室側の人体と調理の影響の作用温度と相対湿度の快適範囲の結果を図 6,7 に示す。各室より日射遮蔽を行うことで作用温度は低くなる結果となったが相対湿度が日射遮蔽無しの時より高いため、快適域に入る頻度が少なくなる。また各室の日射遮蔽有りと日射遮蔽無し両方とも湿度の高い結果となったため調理の水分発生の影響が激しいと考え、人体のみの影響の快適範囲の結果を図 8,9 に示す。各室共に人体のみの影響でも湿度が高い結果となった。

本報では、エアコンの除湿は考えず、吸放湿材のみの働きだけでどこまで働くかについて考えているため、日射遮蔽が有・無ともに吸放湿材のみの働きだけでは大幅な湿度調整の効果は見込めないことが分かった。

### ４．まとめ

・夏季日射遮蔽は、室温上昇を抑え空調負荷を削減するが、室内湿度は高い結果となった。吸放湿材による湿度調整には表面温度を上げるのが良く、日射の誘導が必要である。
・日射遮蔽によって内装材表面温度が低くなり、加湿量が多くなる実生活では吸放湿性能を十分利用利用できない。加湿に見合う吸湿を促すための日射遮蔽を行う期間を検

討する必要がある。

**参考文献**

1）2020 年度卒業論文　集合住宅開口部の日射遮蔽が吸放性材料による室内湿度調整に及ぼす影響　その１　神川　武
2）ANSI/ASHRAE Standard 55 -2013

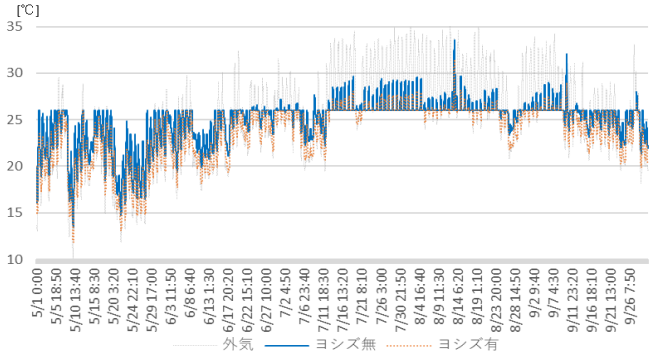



図１　5/1～9/30 のリビング室温

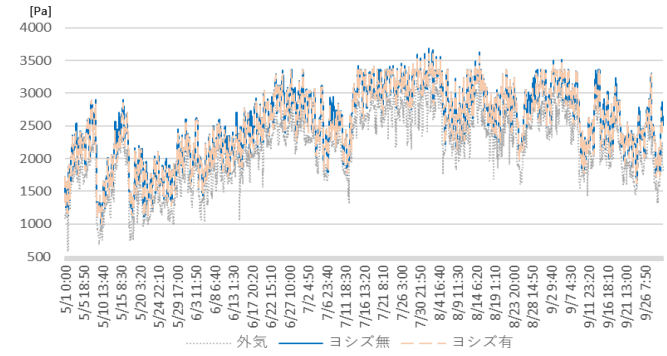



図２　5/1～9/30 のリビング水蒸気分圧

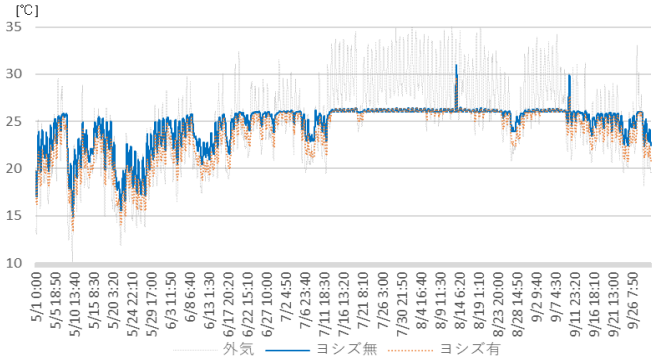



図３　5/1～9/30 の居室室温

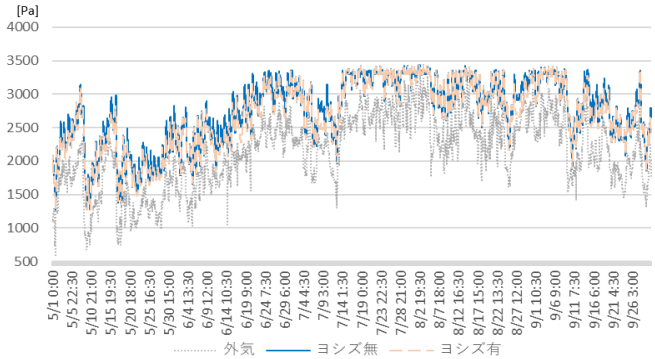



図４　5/1～9/30 の居室水蒸気分圧

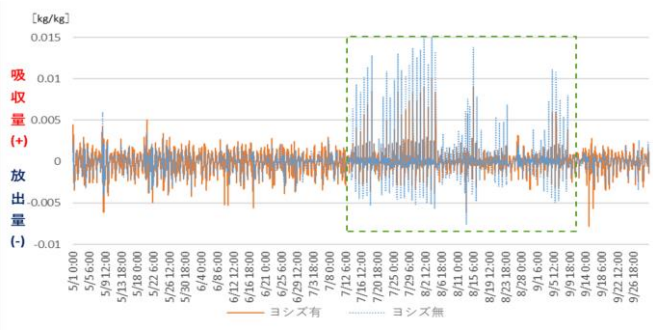



図５　間仕切り壁の吸放湿材の吸収量と放出量

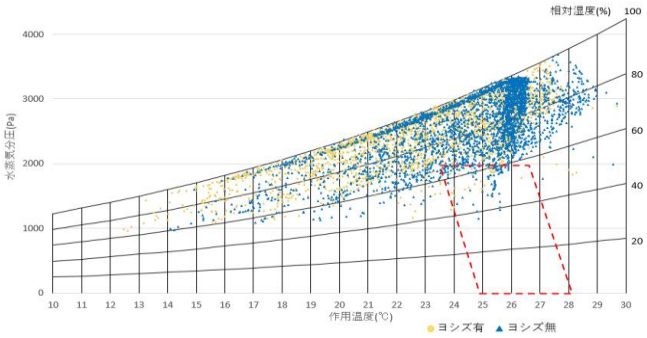



図６　リビング側の快適性（人体と調理）

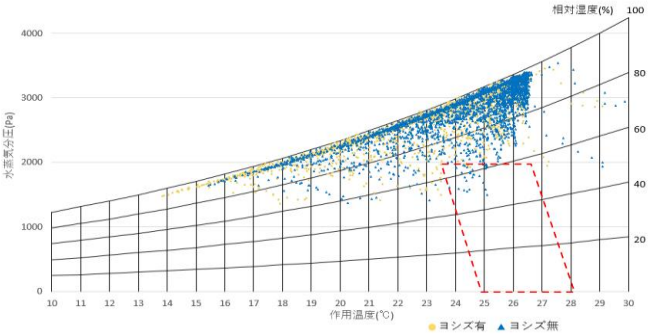



図７　居室側の快適性（人体と調理）

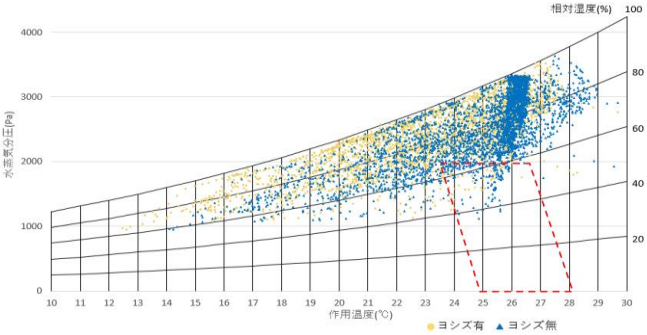



図８　リビング側の快適性（人体のみ）

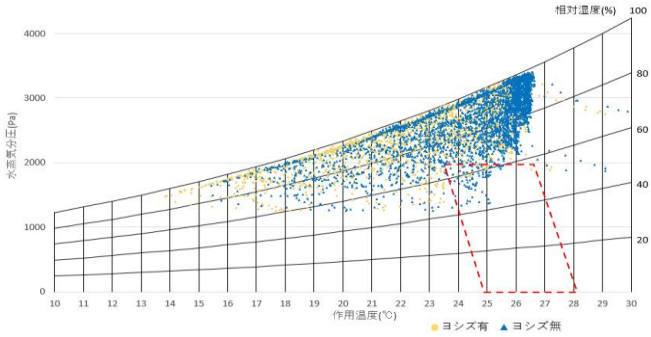



図９　居室側の快適性（人体のみ）

（佐藤研究室）

# RC 造梁部材の損傷度と変形量の相関モデルに関する基礎的研究

217-034　　荻山　克雅

## 1.　はじめに

地震により被災した RC 造建物において、崩壊を防止し復旧の要否を判定するためには、部材の損傷度評価ならびに建物の被災度区分判定を行う必要がある。「被災度区分判定基準」[1]では、残留ひび割れ幅やコンクリートの剥落など肉眼で確認できる損傷状態より RC 造構造部材の損傷度を定義している。一方、既往の時刻力応答解析研究では損傷度と変形量の相関関係を仮定し、架構の解析結果から得られた部材の変形量からその損傷度を推定してきた。しかし、RC 造梁部材において、損傷度と変形量の相関関係モデルの妥当性はまだ明確に検証されていない。そこで、本研究では既実施した RC 造梁部材の静的載荷実験結果[2]を用いて、損傷度と変形量の関係について検討し、その相関モデルを提案する。また、「被災度区分判定基準」で定められている RC 造梁部材の耐震性能低減係数 $\eta$ に基づき、損傷度と変形量の力学的関係を推定し、提案した相関モデルの妥当性について検証する。

## 2.　損傷度と変形量の定義

### 2.1　損傷度の定義

損傷度の概念および分類方法をそれぞれ図 1 および表 1 に示す。部材の損傷度は最大残留ひび割れ幅やコンクリートの剥落などの損傷状態により Ⅰ～Ⅴに区分される。

### 2.2　変形量の定義

損傷度と変形量の相関モデルの提案において、変形量は塑性率を適用する。ここで、塑性率 $\mu$ は式(1)のように降伏変位 $\delta_y$ に対する経験変位 $\delta$ の割合で定義する。

$$\mu = \delta / \delta_y \qquad (1)$$

## 3.　実験結果

既実施した RC 造梁実大試験体の静的載荷実験[2]の荷重－変形関係および損傷状態をそれぞれ図 2 および図 3 に示す。この実験では、部材角 0.10、0.20、0.40、0.67、1.00、1.50、2.00、3.00 および 4.00%を目標変形として 1 方向繰り返し載荷を行った。また、各載荷部材角において、3 名の計測者が除荷時の最大残留ひび割れ幅を計測した。

除荷時の最大残留ひび割れ幅およびそれによる損傷度評価結果と部材角の関係を図 4 に示す。また、実験結果より求めた降伏変位 $\delta_y$ (0.47%) に基づき、各載荷部材角に応じる塑性率 $\mu$ を算定し図 5 に示す。

## 4.　損傷度と変形量の相関モデル

### 4.1　相関モデル

図 4 および図 5 の実験結果を用い、損傷度と変形量（塑性率 $\mu$）の相関モデルを図 6 のように提案する。ここで、損傷度は計測者 3 名の最大残留ひび割れ幅の平均値により評価し、損傷度に応じる塑性率 $\mu$ を求めている。その結果、塑性率 $\mu$ が 0.98 未満の場合は損傷度が Ⅰ であり、塑性率 $\mu$

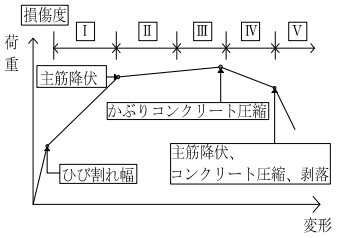



図 1 曲げ部材の損傷度の概念

表 1　損傷度の分類

| 損傷度 | 残留ひび割れ幅 |
|---|---|
| Ⅰ | 0.2mm 程度 |
| Ⅱ | 0.2~1.0mm 程度 |
| Ⅲ | 1.0~2.0mm 程度 |
| Ⅳ | 2.0mm 以上 |
| Ⅴ | —— |

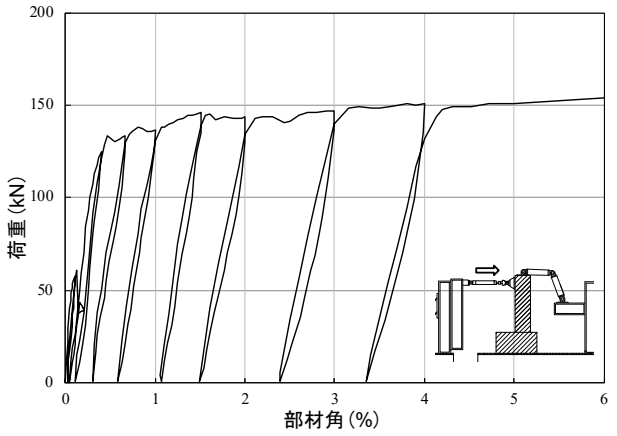
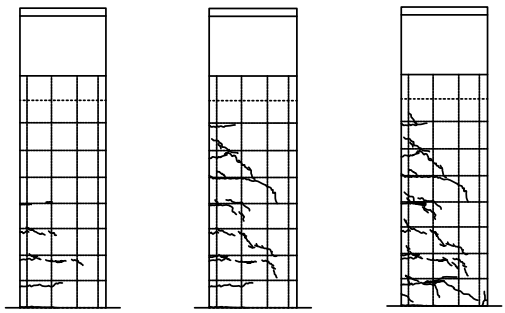



図 2　荷重−変形関係



*R*=0.20%（損傷度Ⅰ）　*R*=0.67%（損傷度ⅡとⅢ）　*R*=3.00%（損傷度Ⅳ）

図 3 試験体の損傷状態

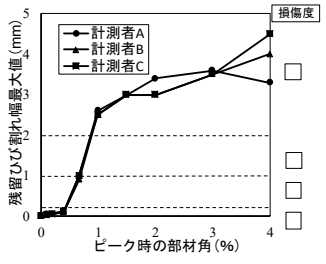



図 4　ひび割れ幅と部材角

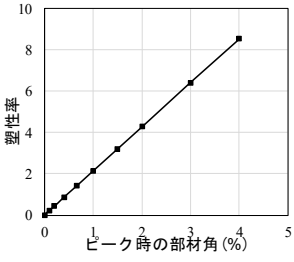



図 5　塑性率と部材角

が 0.98～1.54 では損傷度がⅡとなっている。また、塑性率 $\mu$ が 1.54～1.96 では損傷度がⅢであり、塑性率が 1.96 以上の場合は損傷度がⅣになる。しかし、この実験では試験体の耐力低下時まで載荷しなかったため、損傷度ⅣとⅤを区分する塑性率 $\mu$ を求めることができなかった。

### 4.2 耐震性能低減係数 $\eta$ による損傷度を区分の塑性率

RC 造曲げ梁部材の耐震性能低減係数 $\eta$ およびその算定概念をそれぞれ表 2 および図 7 に示す。また、図 8 に示している復元力特性モデルを用いて、曲げ梁部材の耐震性能低減係数 $\eta$ より損傷度を区分する塑性率 $\mu$ を求める。ここで、梁部材のエネルギー吸収能力の算定における終局塑性率 $\mu_u$ を 4、6、8、10 および 12 と仮定した。Bilinear モデルにより算定した結果を表 3 および図 9(a)に、Trilinear モデルにより算定した結果表 4 および図 9(b)に示す。その結果、復元力特性モデルの違いによる損傷度を区分する塑性率 $\mu$ の算定結果の差は小さく、終局塑性率 $\mu_u$ が 4 或いは 6 の場合の算定結果が実験結果に最も近似した。これは被災度区分判定基準で耐震性能低減係数 $\eta$ を定める時に用いられた試験体の終局塑性率 $\mu_u$ の平均値が 6 程度であったためだと考えられる。

## 5. まとめ

本研究では、RC 造梁部材の損傷度と変形量の相関モデルについて検討した結果、以下の知見が得られた。

(1) 実験結果に基づき、梁の損傷度と塑性率の相関モデルを提案し、損傷度を区分する塑性率を算定した。

(2) 梁の耐震性能低減係数 $\eta$ より損傷度と変形量の力学的関係を推定し、終局塑性率 $\mu_u$ が 4 或いは 6 の場合に実験結果と最も近似することが分かった。

### 参考文献


1) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度判定基準および復旧技術指針（2015 年改正版）
2) 松川和人、沙拉依丁沙吾提、崔琥、中埜良昭 : RC 造縮小試験体に生じる曲げひび割れ量の実大スケールへの換算評価手法の定式化とその適用性、構造工学論文集、Vol.62B、pp.133-140、2016.3
3) 権淳日、高橋典之、崔琥、中埜良昭：梁降伏型 RC 造架構のエネルギー吸収能力に基づく全架構残存耐震性能評価、日本建築学会構造論文集、Vol.78、No.693、pp.1931-1938、2013.11

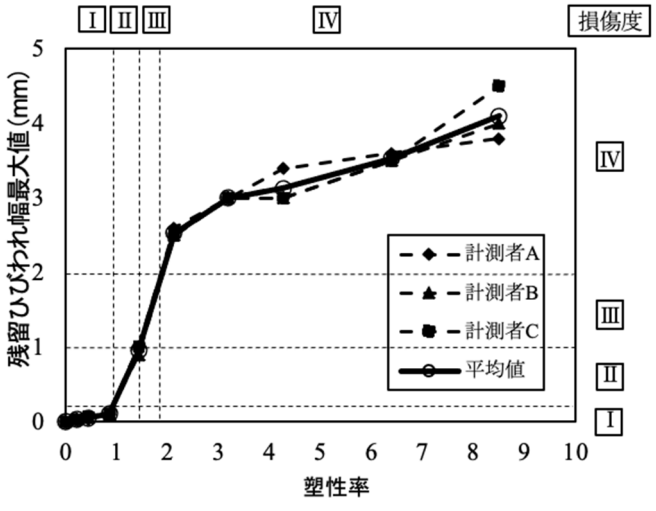




図 6 損傷度と変形量の相関モデル

表 2 損傷度による $\eta$

| 損傷度 | 曲げ梁部材 |
|---|---|
| Ⅰ | 0.95 |
| Ⅱ | 0.75 |
| Ⅲ | 0.50 |
| Ⅳ | 0.20 |
| Ⅴ | 0.00 |

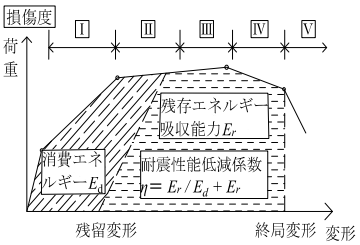
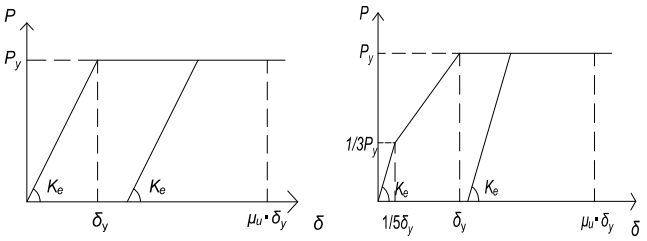



図 7 $\eta$ の定義




(a) Bilinear モデル　　(b) Trilinear モデル

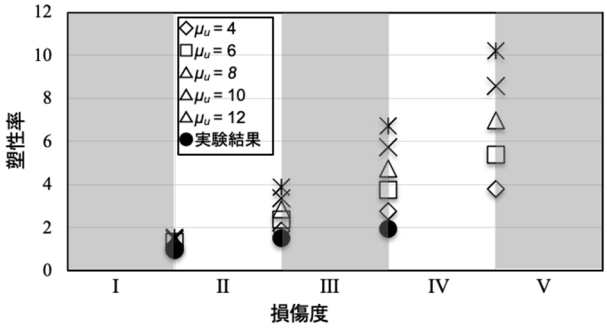
図 8 復元力特性モデル

表 3 Bilinear モデル

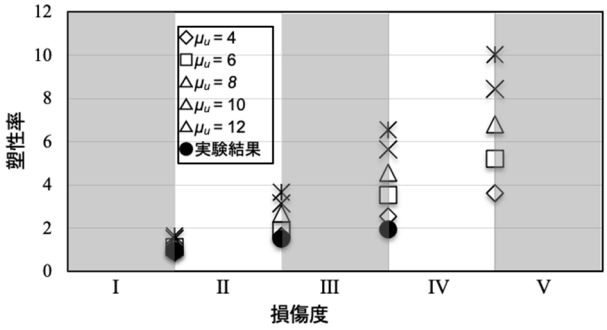
| 損傷度 | $\mu_u$=4 | $\mu_u$=6 | $\mu_u$=8 | $\mu_u$=10 | $\mu_u$=12 | 実験結果 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Ⅰ | | | | | | |
| Ⅱ | 1.17 | 1.37 | 1.37 | 1.47 | 1.57 | 0.98 |
| Ⅲ | 1.87 | 2.37 | 2.87 | 3.37 | 3.87 | 1.54 |
| Ⅳ | 2.75 | 3.75 | 4.75 | 5.75 | 6.75 | 1.96 |
| Ⅴ | 3.80 | 5.40 | 7.00 | 8.60 | 10.20 | |

表 4 Trilinear モデル

| 損傷度 | $\mu_u$=4 | $\mu_u$=6 | $\mu_u$=8 | $\mu_u$=10 | $\mu_u$=12 | 実験結果 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Ⅰ | | | | | | |
| Ⅱ | 0.90 | 1.13 | 1.33 | 1.51 | 1.67 | 0.98 |
| Ⅲ | 1.67 | 1.93 | 2.67 | 3.17 | 3.67 | 1.54 |
| Ⅳ | 2.56 | 3.56 | 4.56 | 5.66 | 6.56 | 1.96 |
| Ⅴ | 3.63 | 5.23 | 6.83 | 8.43 | 10.03 | |




(a) Bilinear モデル




(b) Trilinear モデル

図 9 力学的結果

（権研究室）

# 柱 RC・梁 S とする T 形柱梁接合部の支圧破壊性状に及ぼす小鉄骨のディテールの影響
## (その 2) 小鉄骨の形状寸法の影響

217-036　押場　雄大

### 1. 序

本研究は，前報(その 1)に引き続き，小鉄骨の形状寸法が T 形接合部の支圧破壊性状に及ぼす影響を実験的に検討する。

### 2. 実験計画

試験体は，前報(その 1)で実施された小鉄骨のない RCS-0 試験体を標準試験体とし，形状寸法の異なる小鉄骨が配置された RCS-2S および RCS-2M 試験体の計 3 体が計画された。

**図 1** に小鉄骨の詳細を示す。試験体の形状寸法，断面および配筋詳細，コンクリート強度ならびに加力方法は，前報(その 1)の試験体と同じである。ただし，RCS-2S および RCS-2M 試験体には，小鉄骨周辺に副帯筋は配筋されていない。小鉄骨の断面および形状寸法の組合せは，小鉄骨の断面せい $_{sc}d$ に対する RC 柱への埋込み長さ $_{sc}l$ の比 $_{sc}l$ / $_{sc}d$ (以下，辺長比という)を 2.0 とし，塑性断面係数がほぼ等しくなるように，RCS-2S 試験体では BH-100×80×12×16 (SS400，$_{sc}l$ = 200 mm)，RCS-2M 試験体では BH-180×80×6×6 (SS400，$_{sc}l$ = 360 mm)とした。**表 1** に小鉄骨の使用材料の力学的特性を示す。

### 3. 実験結果とその考察

**図 2** に履歴曲線および正載荷最大荷重時のひび割れ状況を示す。履歴曲線の縦軸は RC 柱端部に負荷された荷重 $_cQ$，横軸は層間変形角 $R$ であり，図中の▼，△は正載荷および負載荷時の最大荷重を示す。各試験体とも，$R$ = 1/100 rad.サイクル時に，S フランジ上面の柱コンクリートにパンチングシアによるひび割れが生じたが，荷重の低下は見られず，RCS-2S 試験体は $R$ = 1/50 rad.，RCS-2M 試験体は $R$ = 1/33 rad.で最大荷重に達した。小鉄骨のない RCS-0 試験体に対して，小鉄骨を有する RCS-2S および RCS-2M 試験体は，RC 柱引張側の小鉄骨先端部の曲げひび割れが卓越するとともに，小鉄骨の埋込み領域部に生じた RC 柱の曲げおよびせん断ひび割れが顕著であった。

また，**図 3** は，小鉄骨による柱引張側側面のひび割れ状況を示すが，RCS-2S 試験体は小鉄骨フランジ前面のかぶりコンクリートにパンチングシア破壊と考えられるひび割れが顕著であるのに対して，RCS-2M 試験体はこれらの破壊状況は確認できなかった。

次いで，**図 2** に示す履歴曲線に着目すると，$_{sc}l$ = 360 mm の RCS-2M 試験体は，紡錘形に近いエネルギー吸収能力の大きい性状を有しているが，$_{sc}l$ = 200 mm の RCS-2S 試験体は，エネルギー吸収能力の小さい逆 S 字形の性状を示している。

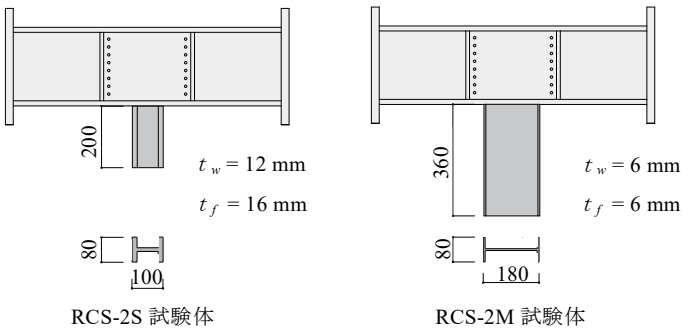



**図 1**　小鉄骨の詳細

**表 1**　使用材料の力学的特性(小鉄骨)

| 使用材料 | | | 降伏点 $\sigma_y$ (N/mm²) | 引張強度 $\sigma_u$ (N/mm²) | ヤング係数 $E_s$ (N/mm²) |
|---|---|---|---|---|---|
| 小鉄骨 | ウェブ・フランジ (SS400) | PL6 | 331 | 434 | $2.11\times10^5$ |
| | ウェブ (SS400) | PL12 | 303 | 452 | $2.09\times10^5$ |
| | フランジ (SS400) | PL16 | 272 | 427 | $2.10\times10^5$ |

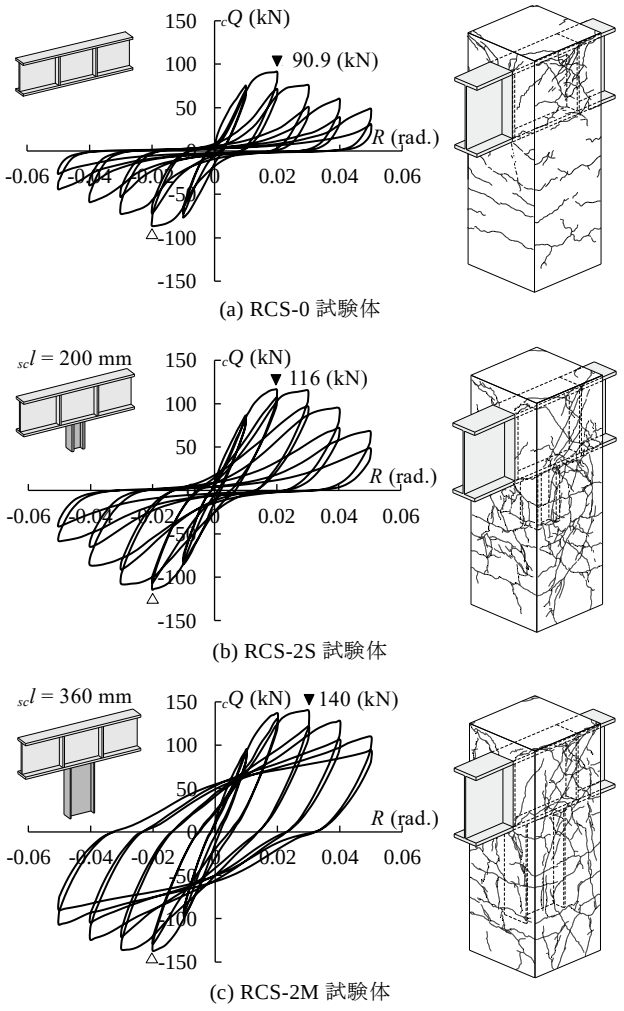



**図 2**　履歴曲線および正載荷最大荷重時のひび割れ状況

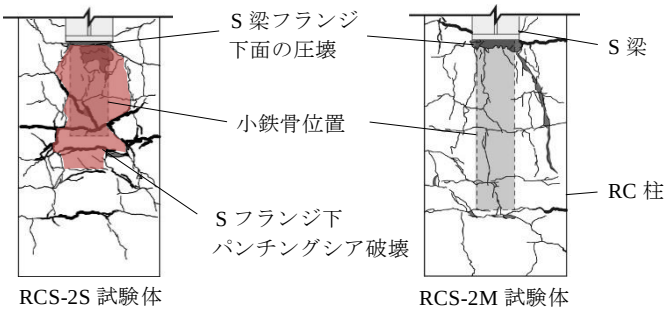



**図 3**　小鉄骨による柱引張側側面のひび割れ状況

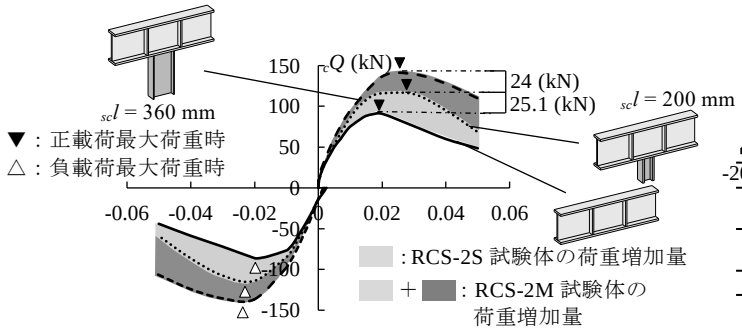



**図 4**　履歴曲線の包絡線

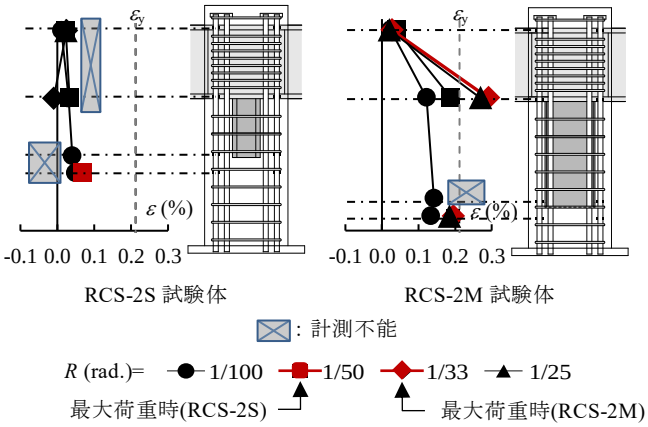



**図 5**　主筋の軸ひずみ度分布（正荷重時）

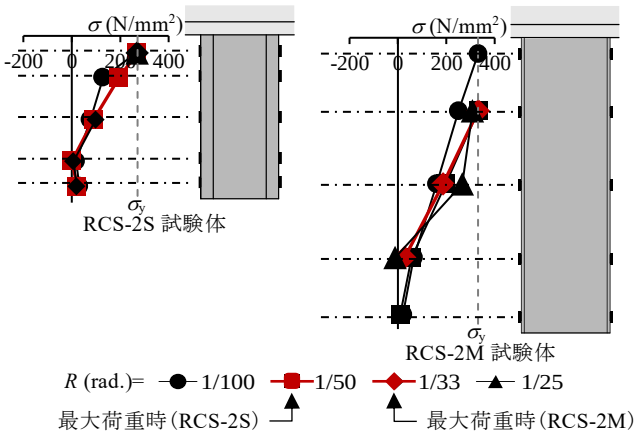



**図 6**　小鉄骨の軸応力度分布（正荷重時）

**図 4** に履歴曲線の包絡線を示す。小鉄骨のない RCS-0 試験体に比べて，小鉄骨を有する RCS-2S および RCS-2M 試験体の初期剛性は若干増大していることがわかる。また，小鉄骨の埋込み長さ $_{sc}l$ が大きくなるにつれて，最大荷重は大きくなっている。一方，最大荷重発揮後の荷重低下の度合いは，RCS-0 および RCS-2M 試験体に比べて，RCS-2S 試験体の方が大きい。これは，**図 3** に示すように，RCS-2S 試験体では，小鉄骨フランジ前面のかぶりコンクリートのパンチングシア破壊が卓越したためと考えられる。また，前報（その 1）で実施された小鉄骨の断面せい $_{sc}d$ が $_{sc}d$ = 150 mm の RCS-1P および RCS-1PR 試験体の最大荷重は，$_{sc}d$ = 100 mm の RCS-2S 試験体より小さい。

これらのことから，小鉄骨を有する T 形接合部の最大荷重は，小鉄骨の辺長比によらず，小鉄骨の断面せいよりも埋込み長さ $_{sc}l$ の大きさによる影響が支配的になると考えられる。

**図 5** に正載荷時の主筋の軸ひずみ度分布を示す。横軸はひずみ度 $\varepsilon$，$\varepsilon_y$ は主筋の降伏ひずみ度である。また，**図 6** に正載荷時の小鉄骨の軸応力度分布を示す。横軸は応力度 $\sigma$，$\sigma_y$ は小鉄骨フランジの降伏点である。RCS-2M 試験体は，RC 柱接合端より小鉄骨の埋込み先端部にわたって，主筋の軸ひずみ度が降伏ひずみ度に近い値を示しているのに対して， RCS-2S 試験体は，主筋の軸ひずみ度の推移は非常に小さい。一方，小鉄骨の応力度分布においても，RCS-2S 試験体の小鉄骨は元端部で降伏点に達しているものの，RCS-2M 試験体は，RCS-2S 試験体よりも小鉄骨の降伏域がその埋込み長さ方向に拡張していることがわかる。これらのことから，各試験体の最大耐力に及ぼす小鉄骨の効果として，RCS-2S 試験体は小鉄骨フランジ前面のかぶりコンクリートのパンチングシア破壊，RCS-2M 試験体は小鉄骨の埋込み長さ領域が鉄骨鉄筋コンクリート柱として挙動し，小鉄骨は，全塑性モーメントを発揮したと考えられる。なお，**図 6** より，小鉄骨は片持ち柱に近い挙動を示していることから，小鉄骨のフランジ内外面に作用するコンクリートの支圧力は，小鉄骨の先端部に集中すると想定できる。

## 4.　結語

本研究の結果，以下の知見が得られた。

1)　$_{sc}l$ = 200 mm の場合，試験体は S 梁フランジ下の試験体正面側のコンクリートパンチングシア破壊が顕著であり，履歴曲線のすべり性状が卓越する。

2)　$_{sc}l$ = 360 mm の場合，履歴曲線のすべり性状が大幅に改善され，エネルギー吸収能力および最大荷重は向上する。

3)　塑性断面係数が同じ小鉄骨の場合，T 形接合部の最大荷重に及ぼす影響は，小鉄骨の断面せいよりも RC 柱への埋込み長さの大きさによる効果の方が大きいと考えられる。

（馬場研究室）

# ユニバーサルデザインとしての緩勾配階段の可能性に関する研究

217-038　小原　真央

## １．研究の目的・背景

バリアフリー法や福祉のまちづくり条例などのバリアフリー関連規定により、高齢者や障がい者が公共施設をはじめとするさまざまな施設を利用するときのバリア、道路、公共交通機関による移動時のバリアの解消や軽減が図られている。移動時のバリアの種類は、障がいの種類や移動能力などにより異なるが、なかでも段差の解消によるアクセシビリティの改善効果は大きく、下肢障がい者の行動範囲を大きく拡大することが期待できる。

段差解消の主な手段としては、エレベータ・エスカレータの設置、スロープの設置などがあるが、バリアフリー法や福祉のまちづくり条例では､階段の蹴上げを 16cm 以下、踏面を 30cm 以上とすることで、段差による移動時のバリアの緩和がはかられている。

本研究では、蹴上げが小さく、踏面が大きい緩勾配階段によるバリアフリー化の可能性を論理的かつ実証的に検討し、車いすでも利用可能な階段デザインの可能性とその必要条件を明らかにすることを目的とする。

## ２．勾配による階段の分類

現在、建築・都市空間におけるバリアフリー・ユニバーサルデザインの概念整理とバリアフリー関連の法整備の歴史を調べた。この作業に並行して、緩勾配階段・超緩勾配階段の事例を収集し、データシート化を行った。

現在までに、勾配、蹴上げ、踏面の寸法から段差・階段・傾斜路の概念整理と分類を試み、超緩勾配階段の定義について考察している。以下にそれらの概要を示す。

### 2.1 スロープと階段の境界

踏面寸法が大きい屋外の緩勾配階段には、階段と斜路の中間領域となる“stepped ramp”（階段状の斜路）と“ramped steps”（斜路のような階段）の 2 種類があるが、明確な定義はない（図 1)。本論では、階段の踏面が緩く傾斜しているものを“stepped ramp”、踏面がほぼ水平のものを“ramped steps”と定義する。

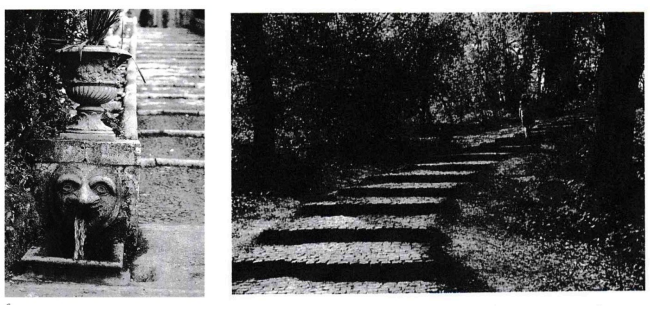


図1 “stepped ramp”（左）と“ramped steps”（右）

### 2.2 勾配による傾斜路と階段の分類

建築基準法、バリアフリー関連規定などに基づき、床、スロープ、階段の概念を整理した結果を以下に示す。

**［床］**“Stepped ramps are not recommended for public use”[2)]ことから、勾配が 1/20 未満の場合は床とみなす。

**［スロープ］** 車いす用の傾斜路の勾配は 1/12 以下（バリアフリー法、福祉のまちづくり条例)、階段に代わる傾斜路の勾配は 1/8 以下（建築基準法施行令第 26 条)、傾斜路の勾配が 1/20 未満ではバリアフリー関連規定の適用が緩和されることから、スロープを ①勾配 1/20 以上 1/12 以下（車いす用）②勾配 1/12 超 1/8 以下(歩行者用）に分類する。

**［階段］** 蹴上げと踏面の値の組み合わせから、階段を以下の 8 種類に分類した。

**準緩勾配階段1**:蹴上げ 18cm 以下 16cm 以上、踏面 26cm 以上（建築基準法の中学校・高等学校の生徒用階段相当）
**準緩勾配階段2**:蹴上げ 16cm 以下 15cm 以上、踏面 30cm 以上、勾配 1/2 以下
**緩勾配階段1**:蹴上げ 15cm 以上、踏面 30cm 以上
**緩勾配階段2**:蹴上げ 15cm 以下、勾配 1/2 以下 1/8 以上
**緩勾配階段3**:蹴上げ 15cm 以上、踏面が 120cm 以上
**緩勾配階段4**:蹴上げ 15cm 以下、勾配 1/8 以下 1/12 超
**超緩勾配階段1**:蹴上げ 15cm 以上、勾配 1/12 以下 1/20 以上
**超緩勾配階段2**:蹴上げ 15cm 以下、勾配 1/12 以下 1/20 以上

以上の分類を T-R の関係式で示したのが、図 2 である。

## ３．ユニバーサルデザインとしての超緩勾配階段の可能性

### 3.1 超緩勾配階段の事例分析

勾配による階段の分類で示した緩勾配階段 1～4､超緩勾配階段 1・2 の関係式を示すグラフ上に、収集した 30 事例の超緩勾配階段の蹴上げ・踏面寸法を図 2 に重ねてプロットした結果、緩勾配階段 2 の事例が最多であった。

### 3.2 超緩勾配階段のデザイン

階段の蹴上げを R（cm)、踏面を T（cm）としたときの快適な階段の式として T +2R=60～65 が知られている。この式を踏面で半歩以上歩ける階段に拡大適用すると、図 2 の破線で示す T+2R=60n（n：踏面上での歩数）となる。超緩勾配階段にすることで、階段に通行空間以上の意味が付加され､踏面が 120cm 以上であれば､踊場の設置間隔の制限受けなくなる。また、R の寸法を小さくし T を大きくすることで、介助付きで車いす走行が可能になり、ユニバーサルデザインとしての階段の可能性が生まれる。特に、T≧150cm とすれば、各段が車いす対応の踊場になる。

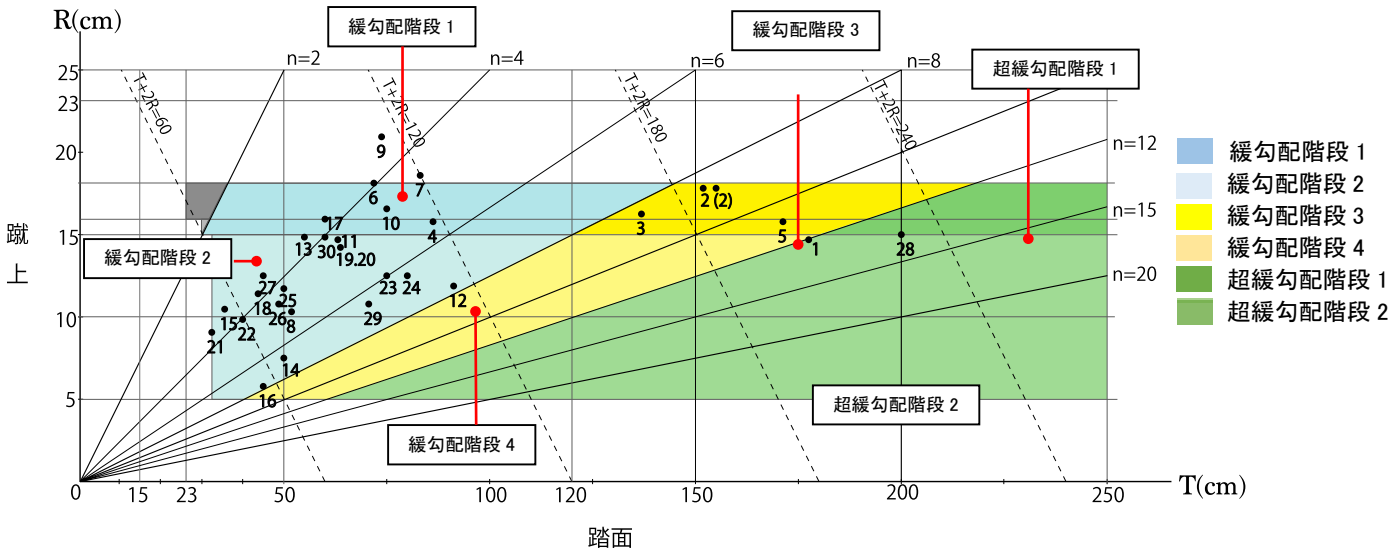



図2 緩勾配階段の蹴上げ･踏面寸法の関係

## 4．車いす後輪での段差乗り越え実験

### 4.1 実験の目的

車いす前輪で乗り越えられる限界は 2cm であるが､後輪での乗り越え限界寸法は明らかになっていない。その限界寸法を実験により明らかにし、車いすで昇降可能な超緩勾配階段の蹴上げ寸法の上限を決定する。

### 4.2 実験の方法

大阪工業大学大宮キャンパス 2 号館 5 階のコモンラボにある 10cm の段差を使用し、スタイロフォームやベニヤ板を用いて 1cm 刻みの段差をつくる。車いすの助走可能範囲は、車いす用スロープの踊り場の踏み幅の下限寸法に合わせて段鼻から 1.5m 以内とした（1.5m ラインを緑色の養生テープで明示）。予備実験の結果、6cm を超える段差を後輪で乗り越えることは不可能と判断し、5cm と 6cm の段差で実験した（図 3）。被験者は介助用車いすに乗り、後輪からバックで 1 人 10 回ずつ乗り越える。30 秒を超えても乗り越えられない場合は、乗り越え不可能と判定した。

図3 段差乗り越え実験のようす

### 4.3 実験結果

実験の結果を図 4 に示す。乗り越え成功率は 5cm で 24 %、6cm で約 7.1%である。予備実験の結果、7cm でほぼ成功率が 0%となると推定されること、バリアフリー基準で前輪からの乗り越えが可能とされる 2cm の段差では成功率が 100%となる。今後も引き続き本学で実験を継続するとともに、他大学で同時に実施している実験結果も合わせてデータを増やし、結果の信頼性を高める必要がある。

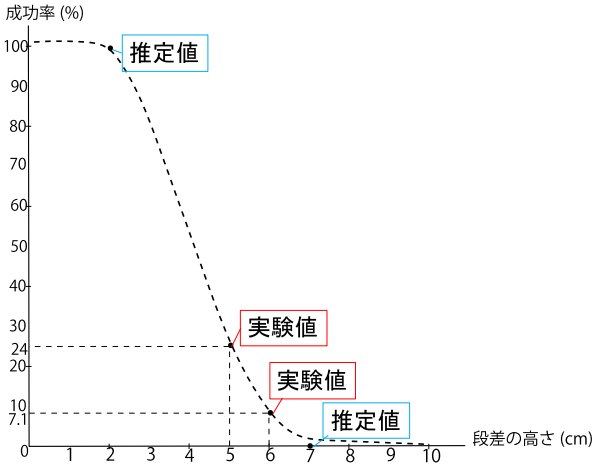



図4 段差の高さと成功率の関係

## 5．まとめ

1) 超緩勾配階段の可能性について、建築関連法規における 傾斜路・階段の規定の整理を行い、蹴上げ・踏面・勾配の分析を行い、階段を準緩勾配階段、緩勾配階段、超緩勾配階段の 3 つに分類した。

2) 緩勾配階段と超緩勾配階段を定義し、それぞれの特徴を明らかにした。

3) 車いすで後輪から段差を乗り越える実験を行った結果､車いすでも乗り越えられる段差の限界は 5cm 以内であると推測される。

超緩勾配階段の蹴上げ寸法を 5cm 以下にすれば､介助ありの車いすの場合は容易に昇降可能であり、介助なしでも自力で昇降できる可能性がある。

超緩勾配階段にすることで、階段が車いすでも通行可能になり、また踏面が大きいと各段で車いすが停止できるようになる。また、健常者にとっても、踏面がさまざまな活動スペースとしても使えるとともに、階段での転落事故が防止できるなどのメリットが生じ、ユニバーサルデザイン的要素を備えた階段となる。

（吉村研究室）

# 高力ボルトを用いた柱梁接合部の復元力特性に関する研究
# その３　不規則変形履歴の対応

217―040　梶本大貴

## 1. はじめに

本研究では、その２に続き、半剛接合であるアングル接合に着目し、補剛の有無を考慮した載荷実験での荷重-変形関係を利用することによって、接合部のエネルギー吸収量の観点から復元力履歴モデルの改善を行う。2019 年度に実施したアングルタイプの半剛接合実測データに対して、不規則変位履歴の載荷ループに着目し、地震時のランダムな変位履歴にも対応できるように改良を加えることによって、復元力履歴の形状やエネルギー吸収の評価精度の向上を図る。

## 2.復元力履歴モデルによる比較

本論文ではその１で提案した履歴モデルを踏まえ、スケルトン部分にはバイリニア、履歴部分には Ramberg-Osgood の曲線を適用した復元力履歴モデルであるスケルトンシフトモデルをベースとしており、シフト率の設定によって完全最大点指向にして,2019 年の実験結果との比較を行った。ここでは試験体の復元力実測値に対して、二つの検討を行った。一つ目は、偏った任意目標変位の載荷ループと実測値との誤差を減らすため、偏った任意目標変位の載荷ループがある定振幅ループの復元力履歴のパラメータを調整した。表１に今回検討した復元力履歴のパラメータを示す。この調整したパラメータについては、本論文は履歴部分の改善に限定しているため、第１・第２勾配および降伏強度の設定値の影響を排除し、実験時の定振幅ループの最大目標点をできるだけ近づけるように試行錯誤で表１の値を決めた。二つ目は調整後の復元力履歴のパラメータを偏った不規則変形履歴の載荷ループ部分のみ、履歴部分の丸み係数と中間経由点探査用の丸み係数を可変とし、その値を不規則履歴部分の除荷点の変位とその一番外側の最大点の変位との関係によって今回作成した式を用いて算出した。また、さらなる内側の不規則履歴部分に対しても、同様に算出した。いずれの不規則変形履歴においても、この履歴部分の丸み係数と中間経由点探査用の丸み係数を固定して、次の折り返し点まで一定とする。図１は一つ目の検討の結果を示す。外側の点線は±80mm の定振幅載荷時の実測値、内側の実線は上記の定振幅載荷サイクルの中で施した不規則変形履歴の実測値を示す。図から分かるように、定振幅載荷サイクルより小さい不規則変位の履歴部分は紡錘状とならず、その不規則的な振幅が小さいほど、細痩せていくことが分かる。ここでは、その１で提案した履歴モデルを適用した時の結果を点線で示す。不規則変形履歴の部分の面積について、実測値との比較では外側の定振幅載荷時と異なる傾向を示し、過大評価になっていることが分かる。本論文では、この大きい誤差を解消するため、上述の二つ目の検討を行う。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。丸み係数 r=1.0 の時は膨らみが消滅し直線となるので、概ね除荷点変位がゼロになる時の下限値と見なすことができる。ただし除荷点変位がさらに小さくなり、つまり、ゼロを超えて反対側に入った場合、直線よりもエネルギーの吸収が悪くなり、丸み係数 r を 1.0 以下に設定する必要があると言える。上述のことを考慮して、式(1)に示す除荷点変位と同じ側の一番外側の目標変位との比である α を用いて、丸み係数の低減を図る。ここでは、丸み係数の低減傾向はほぼこの係数 α の２乗に比例していることを踏まえて、更に除荷点変位がゼロを超えて反対側に入った場合の低減量を同一提案式で計算できるように設定するため、プラスとマイナスをつけた α の２乗を用いることにする。その結果、不規則履歴部分の丸み係数 r の提案式は式(2)になる。一方、ここでは外側の定振幅載荷ループの時と同様、目標までの変位スパンの 2/3 のところで中間経由点を設けて、中間経由点まで上述の丸み係数 r に基づく曲 線､残りの 1/3 の区間は直線とする。中間経由点を探索するための丸み係数 r'はほぼ同様な 考え方でまとめると、式(3)になる。

$$\alpha=\delta/\delta_{max} \quad (1)$$

$$r = 1+(r_0-1)\,\alpha|\alpha| \quad (2)$$

$$r' = 1+(r'_0-1)\,\alpha|\alpha| \quad (3)$$

ただし　r<0.7 の時、r=0.7

r'<0.1 の時、r'=0.1 とする。

表１　履歴モデルのパラメータ

| 試験体名 | TA-70S | TA-70N |
|---|---|---|
| 降伏強度(kN) | 18.15 | 16.6 |
| 第１勾配(kN/m) | 1.07 | 0.8 |
| 第２と第１勾配の比 | 0.037 | 0.056 |

表２　履歴モデルの詳細パラメータ

| 試験体名 | TA-70S　±80mm | | | TA-70N　±100mm | |
|---|---|---|---|---|---|
| ループ名 | Loop1 | Loop2 | Loop3 | Loop4 | Loop5 |
| 丸み係数<br>上側(下側) | 2.75<br>(3.00) | 3.15<br>(3.40) | 3.25<br>(3.45) | 3.35<br>(3.05) | 4.15<br>(3.65) |
| 中間経由点探査用の丸み係数<br>上側(下側) | 2.25<br>(2.3) | 2.20<br>(2.25) | 2.25<br>(2.3) | 2.25<br>(1.95) | 2.30<br>(2.05) |

上式において、δ は不規則履歴部分の除荷点変位である。δmax は同じ側の定振幅載荷ループによる目標変位である。構造設計時において、多重ループなどの複雑な履歴の場合でも δmax は隣接する目標変位（つまり、この時の一番内側の目標変位）とならず、一番外側の目標変位としている。$r_0$ は外側の定振幅載荷ループの丸み係数で、ここでは $r_0$=2.90 となる。$r'_0$ は外側の定振幅載荷ループの中間経由点を探索する丸

み係数で、ここでは $r'_0$=2.00 となる。r と r' はそれぞれこの履歴部分の丸み係数と中間経由点探索の丸み係数である。この提案式を図１の実測履歴に適用したときの結果を図２に示す。この時得られた各不規則変形ループ（片側）の丸み係数は表２に示す。明らかに改善されたことが分かる。この時のエネルギー吸収量の比較を図８に示す。外側定振幅載荷ループにおける目標点の誤差がなければ、非常によい精度で実験値を評価していることが分かる。

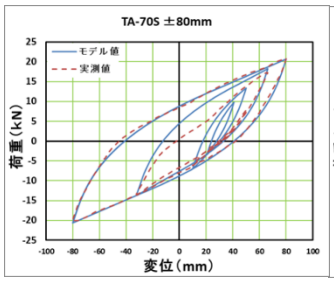



図１実測値とモデル値の比較
(TA-70S　±80mm)

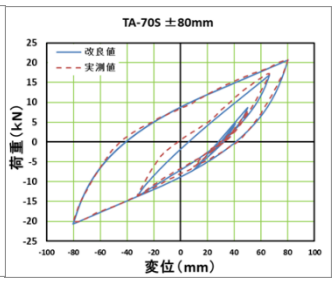



図２実測値と改良値の比較
(TA-70S　±80mm)

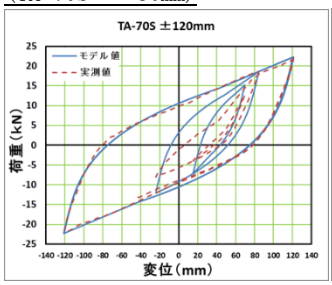



図３実測値とモデル値の比較
(TA-70S　±120mm)

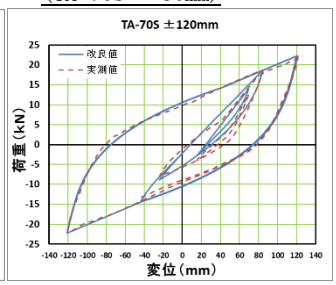



図４実測値と改良値の比較
(TA-70S　±120mm)

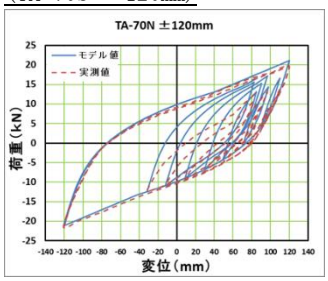



図５実測値とモデル値の比較
(TA-70N　±120mm)

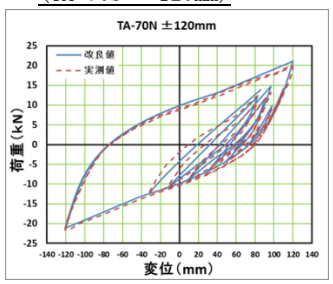
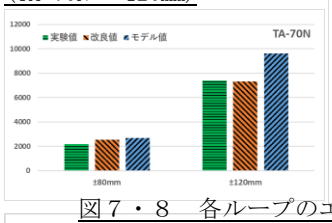



図６実測値と改良値の比較
(TA-70N　±120mm)



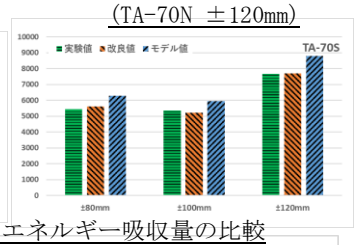




図７・８　各ループのエネルギー吸収量の比較

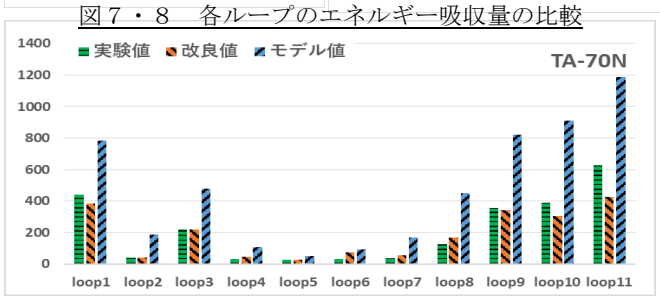



図９　各偏った任意目標変位の載荷ループの
エネルギー吸収量の比較(TA-70N)

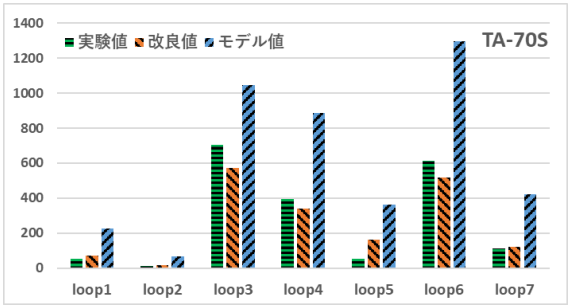



図１０　偏った任意目標変位の載荷ループの
エネルギー吸収量の比較(TA-70S)

一方、通常の構造解析用履歴モデルとして、実務では個別の外側目標点に合わせることができないので、その１で提案した従来のモデルの中に、本論文の提案式を組み込んで検討してみた。図 11 は全実験値のループと復元履歴モデルとの比較を示す。誤差は大きくなっているが、目標点のずれによる影響だと言える。図 12 はその時のエネルギー吸収量の比較を示している。

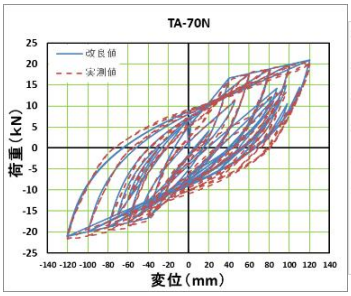



図 11 実測値と改良値の比較
(TA-70N)

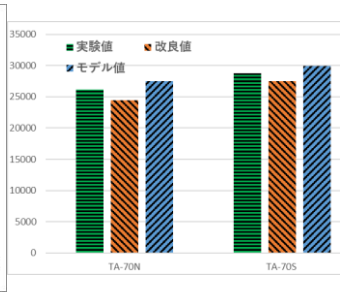



図 12　ループ全体の
エネルギー吸収量の比較

## 3. まとめ

本論文では従来のモデルでは履歴ループ内の偏った任意目標変位の載荷ループ、特に小さい変位ループの履歴部分が表現できないことを考慮し、偏った任意目標変位の載荷ループの丸み係数と中間経由点探査用の丸み係数を提案式によって変化させ改良し、エネルギー吸収量評価精度の向上を図った。履歴ループの形状について、計算式を用いた改良モデルの方が、従来モデルよりループの形状がより近づき、小さい変位の履歴部分における細痩せた形状も表現できた。さらにエネルギー吸収量もすべてのループにおいて従来モデルより誤差が小さくなり、特に従来モデルでは実験値のエネルギー吸収能力が大きくなるにつれ誤差が大きくなる傾向が見られたが、改良モデルではその傾向は見られずエネルギー吸収量の誤差が小さく抑えられたと言える。

〔参考文献〕

中田匡亮、堤将彰、嶺岸利憲：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
小原永暉：日本建築学会近畿支部研究報告書 2019 年度
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

(林研究室)

# 鉄骨フレーム-CLT 壁ハイブリッド骨組の構造性能に関する研究（その 1）

217-043　　金村　美沙

## 1. はじめに

近年，木質材料の 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，CLT パネルを鉄骨フレームに耐震壁として取り付けるハイブリッド構造を対象とした。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，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 2019 年度に引き続き行った構造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

鉄骨フレームに CLT パネルを取り付けるディテールは多く提案され検討されている。本実験では，CLT パネルと上部梁との取付は，表-1 に示すように，中央部では T 形の金物を介して，ドリフトピンと高力ボルトで接合した。角部は LSB を CLT パネルに埋め込んで金物を取り付け，高力ボルトで梁に接合した。CLT パネルと下部梁との接合は，直接接合することなく，頭付きスタッドおよびモルタルを介してせん断伝達を行った [1]。上下の接合部とも，接合部のせん断耐力が CLT パネルの負担せん断力を上回るように計画した。

### 2.2　試験体

表-1 に試験体一覧を，図-1 に試験体の形状を示す。試験体は 1 層 1 スパンのラーメン骨組とした。計画されている実建物の約 2/3 スケールとし，柱の最小スパンと最大スパンを対象として，試験体ではそれぞれスパンを 1100mm，4500mm とした 2 体である。左右の柱と CLT パネルの間にはそれぞれ 110，100mm の隙間を設けた。上下梁の軸心距離（高さ）は 2000mm とした。

CLT パネルはひのき材を用いた同一等級構成 S120 で，5 層 5 プライ，厚さ 100mm である。

### 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 3 回の試験の平均値で 41.3 N/mm$^2$（40.0～42.4 N/mm$^2$）であった。

### 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

表-1　試験体一覧

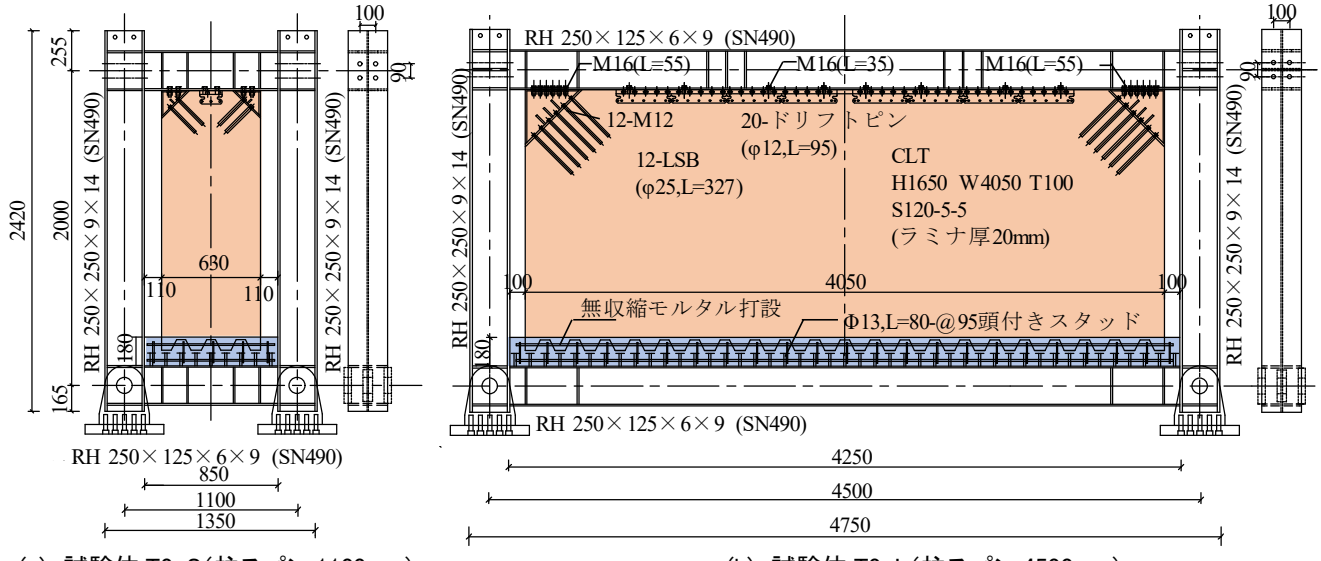
| | CLT パネル | CLTパネルの寸法 | CLT-上梁接合部（中央部金物） | CLT-上梁接合部（角部金物） | CLT-下梁接合部 |
|---|---|---|---|---|---|
| T0-S | S120-5-5 | W630×H1650×t100 | 高力ボルト4-M16<br>ドリフトピン3-12φ | 高力ボルト4-M16<br>LSB4-25φ,L=213 | CLT下部凹凸<br>スタッド13φ,L=80<br>@95<br>主筋4-D10<br>あばら筋2-D6@190 |
| T0-L | | W4050×H1650×t100 | 高力ボルト16-M16<br>ドリフトピン20-12φ | 高力ボルト12-M16<br>LSB12-25φ,L=327 | |

・柱断面：RH-250×250×9×14（SN490B），　梁断面：RH-250×125×6×9（SN490B）

・CLTパネル：同一等級S120，5層5プライ厚さ100mm，ラミナ厚さ20mm

表-2　鋼材の引張試験結果

| 鋼材 | 使用部位 | 降伏応力度 $\sigma_y$ (N/mm$^2$) |
|---|---|---|
| PL-9 | 梁フランジ | 385 |
| PL-6 | 梁ウェブ | 442 |
| PL-14 | 柱フランジ | 340 |
| PL-9 | 柱ウェブ | 404 |




(a) 試験体 T0-S（柱スパン 1100mm）　　(b) 試験体 T0-L（柱スパン 4500mm）

図-1 試験体の形状・寸法 （単位：mm）

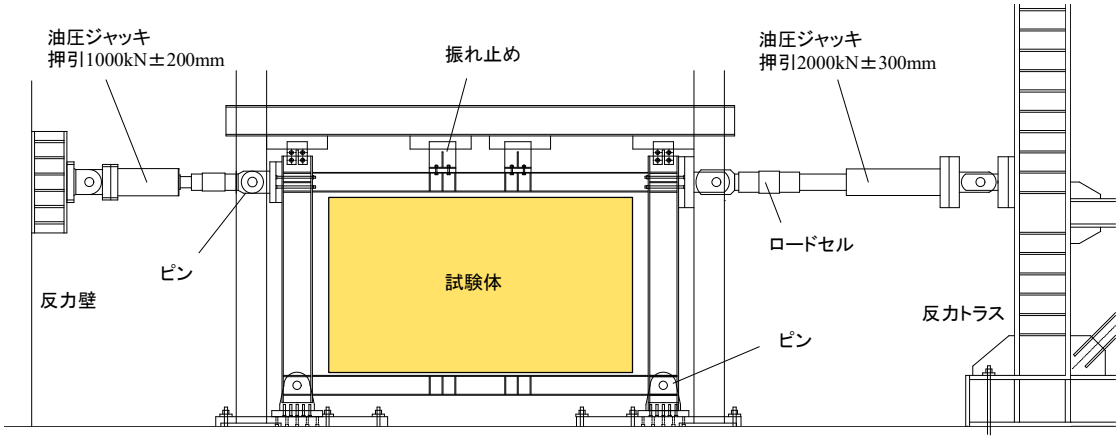



図-2 加力装置の概要

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），この値の平均値をピン間距離 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。

## 3. 実験結果

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。

スパンの小さい試験体 T0-S は，R=3.8/1000rad で下部モルタルに斜めひび割れが発生し，その後水平方向にひび割れが貫通した。R=20/1000rad では上部の角部金物から CLT パネルに縦方向のひび割れが発生した。さらに，梁端部の CLT パネルが無い隙間部分のフランジに局部座屈が生じた。荷重-変位曲線は紡錘形となり，荷重低下の無い安定した履歴曲線となった。その後，実験終了まで荷重低下を生じることはなかった。

スパンの大きい試験体 T0-L は，R=2/1000rad で下部モルタルにひび割れが発生し，R=10/1000rad では水平方向にひび割れが貫通し，最大耐力に達した。その後，荷重は大きく低下し，R=20/1000rad では CLT パネルの下部に縦方向のひび割れが発生した。R=20/1000rad では梁端部のフランジに局部座屈が生じた。最終的には，下部モルタルがせん断破壊して CLT パネルがずれる破壊モードとなった。

表-3 に，最大耐力の実験値と計算値を比較して示す。最大耐力の計算方法はその 2 に示す。なお，CLT パネルのせん断基準強度は 2.1 N/mm$^2$ とした [2]。計算値に対する実験値の比（実／計）は 1.11，1.18 となり，いずれの試験体も実験値が大きくなった。

## 4. 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ハイブリッド骨組の構造性能を検討するための実験を行った。実験の結果，鉄骨フレームの耐力に CLT パネルの耐力が累加されることがわかった。

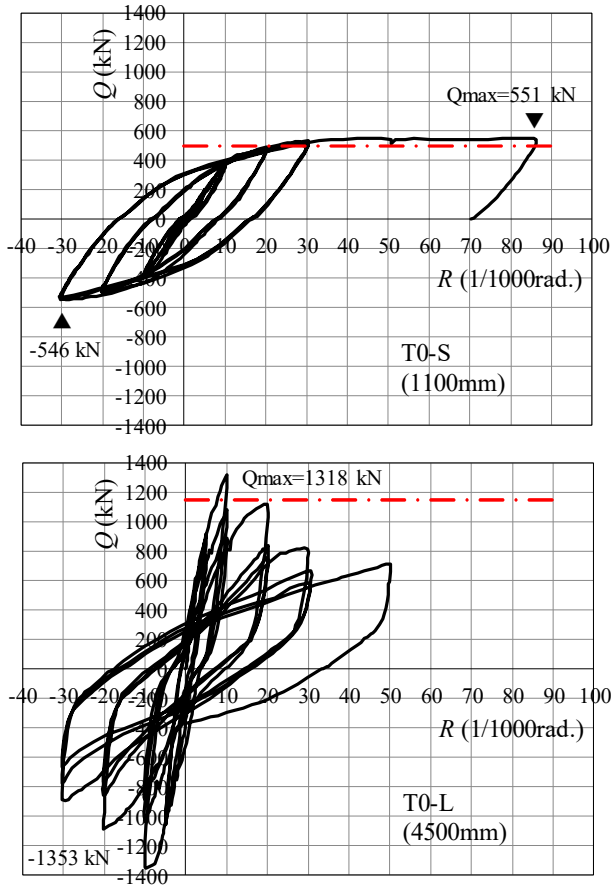



図-3 荷重-変位曲線

表-3 最大耐力の実験値と計算値の比較

| | 最大荷重の実験値(kN) | 最大耐力の計算値(kN) | | | 実／計 |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 鉄骨フレーム | CLT壁 | 計算値 | |
| T0-S | 551 | 362.8 | 132.3 | 495.1 | 1.11 |
| T0-L | 1353 | 296.9 | 850.5 | 1147.4 | 1.18 |

・最大荷重の実験値は，正負荷重の大きい方の値である。

## 参考文献

1) 栗原嵩明，宇佐美徹，梁田真史，花井厚周，麻生直木ほか：鉄骨架構に適用する CLT 耐震壁の構造実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.143-144，2018.9

2) 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）

# 集合住宅開口部の日射遮蔽が吸放湿性材料による室内湿度調整に及ぼす影響
## その 1 室内の自然状態での温湿度調整

217-044　神川　武　（共同研究者　217-032　小川 寮）

### 1．目的

前報 [1]では、日射遮蔽が室温の快適性の制御にどのように寄与するかについて示した。

本研究では、既報同様の住宅モデルを使用し、新たに吸放湿建材（石膏ボード）を界壁、天井壁、間仕切り壁及び外壁に追加した。本報では、日射遮蔽の有無が、自然状態の室内温度及び湿度環境にどのように影響するかを考察した。住居の作用温度と湿度にどのようになるかを評価する。

### 2.　室内の住宅モデルと解析方法

解析モデルは既報と同様のものを使用し、新たに吸放湿材を天井壁、間仕切り壁、界壁、外壁に追加した。解析対象となるリビングと居室を図 1，2 に示す。居室には直接日射が入射しない。各室の床面 20 ㎡で、室温と湿度は 1 質点で定義する。吸放湿材は、熱水分移動方程式で解く。また、熱伝導移動方程式の基礎式を図 3 に示す。石膏ボードの平衡含水率を図 4 に示す。壁面の吸放湿材に使われる石膏ボードとコンクリートの物性値は表 1 に示す。また室温や壁面温度を解析する時に用いる総合熱伝達率は表 2 に示す。外気条件は 2017 年度の拡張アメダス気象データ [2]を用いる。

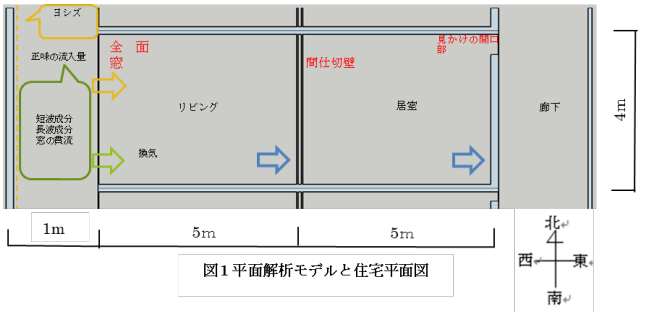



図 1　平面解析モデルと住宅平面図

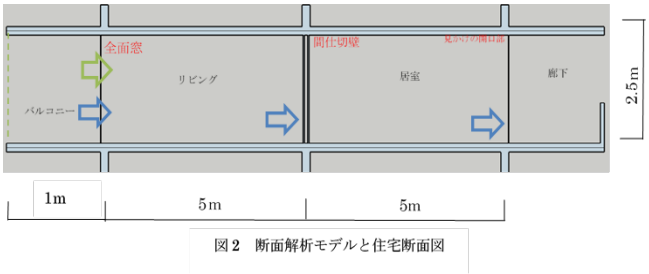



図 2　断面解析モデルと住宅断面図

熱収支　$(c\rho-\gamma\nu)\frac{\partial T}{\partial t}+(-\gamma\kappa)\frac{\partial P_v}{\partial t}=\nabla(\lambda\nabla T)$

境界条件(熱)　$\alpha(T_{air}-T)=\lambda\nabla T$

水分収支　$\left[\frac{\emptyset_0}{R_vT}+\kappa\right]\frac{\partial P_v}{\partial t}+\nu\frac{\partial T}{\partial t}=\nabla(\lambda'_{P_v}\nabla P_v)$

境界条件(水分)　$\alpha'_{Pv}(P_{Vair}-P_v)=\lambda'_{P_v}\nabla P_v$

$\kappa=\rho_w\frac{\partial\varphi}{\partial P_v}$　　$\nu=\rho_w\frac{\partial\varphi}{\partial T}$

$c\rho=c_s\rho_s+c_w\rho_w\varphi+c_{av}\rho_{av}(\emptyset_0-\varphi)$

図 3　熱水分移動方程式の基礎式

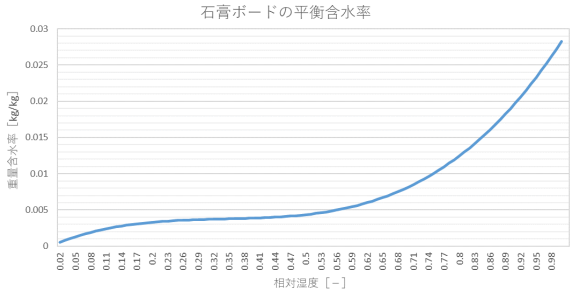



図 4　石膏ボードの平衡含水率

表 1.　石膏ボードとコンクリートの物性値

| | 密度 [kg/㎥] | 比熱 [J/(Kg・K)] | 熱伝導率 [W/(m・K)] |
|---|---|---|---|
| 石膏ボード | 833 | 870 | 0.24 |
| コンクリート | 2200 | 840 | 1.4 |

表 2.　総合熱伝達率

| 総合熱伝達率 [W/(㎡・K)] | 垂直壁面 | 水平壁面 |
|---|---|---|
| | 9 | 7 |

### 3.　解析結果と考察

吸放湿性材を使用した場合の、日射遮蔽有無での 1 年間のリビング自然室温を図 5 に示す。図 5 から日射遮蔽することで 1 年間の昼のリビング室温がヨシズ無と比べて下がることが分かる。ヨシズ有無での昼の温度差は 7 月 30 日の 14:30 の時に最大 1.6℃になった。一方で、夜間では 11 月 28 日の 4：00 の時に最大 0.3℃になり、ヨシズ有の方が高い結果となった。図 6 はヨシズ有無での 1 年間の居室自然室温である。ヨシズ有無での昼の居室温度差はリビング室温同様の時刻で最大 1℃になり、夜間では 4.5℃の差で、ヨシズ有の方が高くなった。

図 7 はヨシズ有無で、リビング側各壁面の吸湿・放湿量(7/1～8/31)を示すグラフである。図 7 の結果からヨシズ有無での吸湿・放湿量は約 0.1(g)程度の違いから、ほぼ変わらないという結果になった。また居室側壁面も同様の結果になった。

図 8 はヨシズ有無での 1 年間の自然状態のリビング湿度のグラフである。5 月から 10 月中旬にかけて、リビングの水蒸気分圧の差は 0.2～0.3(Pa)ほぼ無いと見ることができる。一方で冬の 11 月から 12 月にかけて水蒸気分圧の差が-3～6(Pa)ほどある。図 9 はヨシズ有無での 1 年間の居室湿度を示すグラフである。居室も同様の結果となった。

次に室温の快適性を評価する。図 10.11 は 7/1～8/31 のヨシズ有無での室内の快適性の違いである。図 10、11 ともにヨシズ有無での水蒸気分圧の差はなかった。また自然状態での解析のため快適域にはほとんど入らなかっ

たが、作用温度では 1.2℃の差があった。図 12、13 は 11/1～12/31 までの室内の快適性のグラフである。快適域と水蒸気分圧ともに違いはないが、図 10、11 同様に作用温度で見ると約 1℃の差があった。

これらの結果から自然状態での室内湿度の観点から見ると、ヨシズ有無での湿度差はほとんどなかった。また吸放湿材の吸放湿の観点からもほとんど差がないことが分かった。一方で室温の観点から見ると、日射遮蔽することで最大 1.6℃下げることができることが分かった。

**参考文献**


1) 2019 年度卒業論文　集合住宅開口部の日射遮蔽効果の評価

2) アメダス気象データ　日本建築学科協会

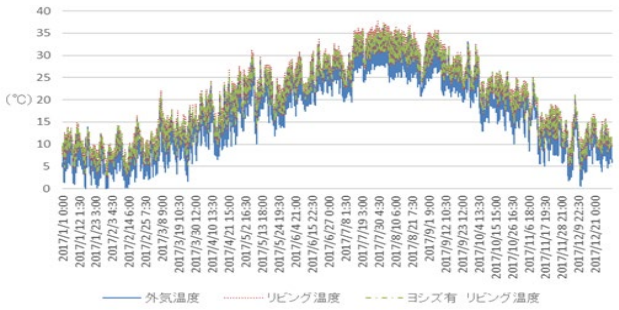




図 5　ヨシズ有無での 1 年間のリビング温度

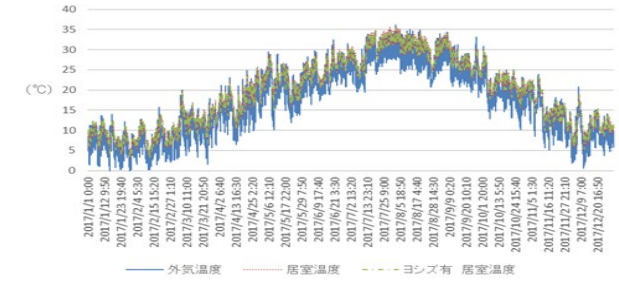



図 6　ヨシズ有無での 1 年間の居室温度

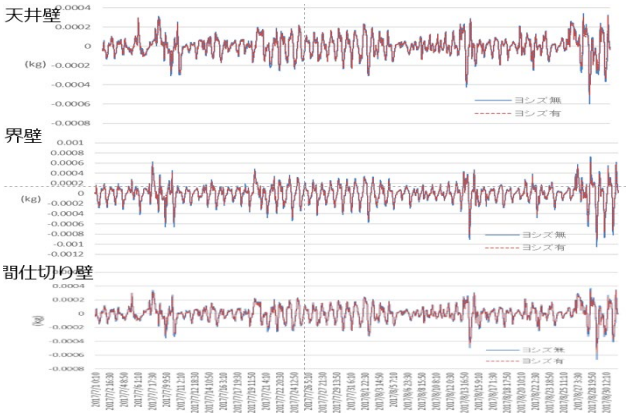



図 7　ヨシズ有無での各壁面の吸放湿量(7/1～8/31)

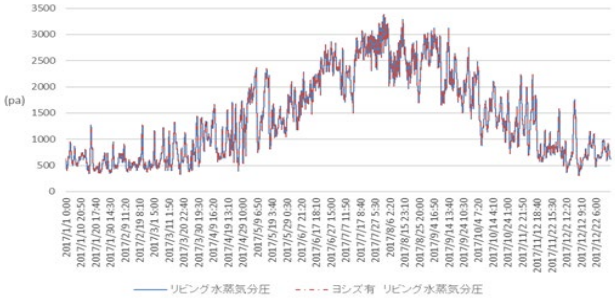



図 8　ヨシズ有無での 1 年間のリビング湿度

図 9　ヨシズ有無での 1 年間の居室湿度

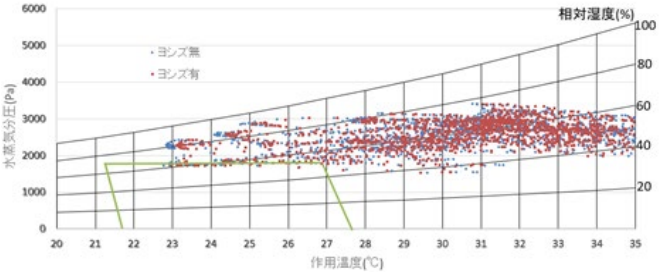



図 10　リビング側の快適性(7/1～8/31)

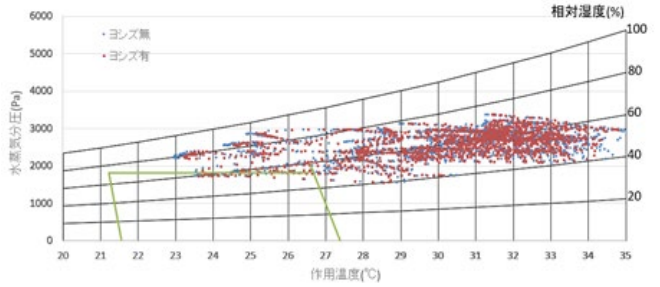



図 11　居室側の快適性(7/1～8/31)

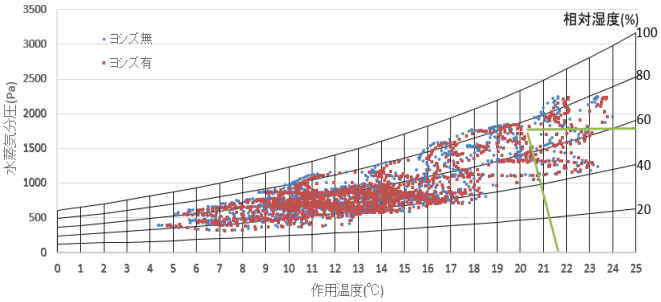



図 12　リビング側の快適性(11/1～12/31)

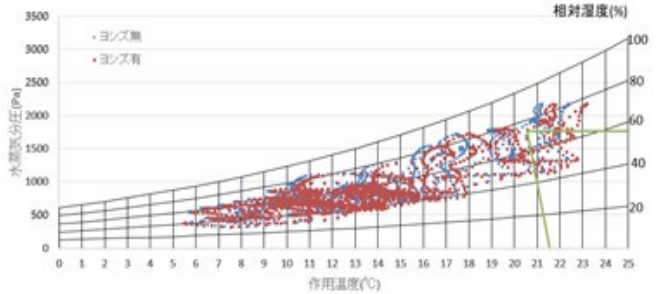



図 13　居室側の快適性(11/1～12/31)

$C$：比熱［W・s/kg・K］　$\rho$：密度［kg/m³］

$\gamma$：相変化熱［J/kg］　$T$：温度［K］　$P_v$：水蒸気分圧［Pa］

$R_v$：水蒸気のガス定数［N・m/kg・K］

$\phi_0$：飽和含水率［m³/m³］　$\varphi$：含水率［m³/m³］

$\lambda$：熱伝導率［W/m・K］　$\lambda'_{Pv}$：湿気伝導率［kg/m・s・Pa］

$\alpha$：熱伝達率［W/m²・K］　$\alpha'_{Pv}$：湿気伝達率［kg/m²・s・Pa］

図 14 記号一覧


（佐藤研究室）

# 深層学習を用いたCFD解析格子の開口部特定に関する基礎検討

217－046　　河本　翔

## 1.　背景・目的

CFD解析において格子作成は要であり、元の物体形状が適切に再現される必要がある。格子解像度は解析時間の増加につながるため、あまり細かくすることができず、結果として不適切な形状再現にとどまることもある。気流解析において、開口部や道路などの風の通り道が再現されてないと、全く異なる流れ場になる。こうした瑕疵は人間の目でしっかりと確認すれば判定は難しくないものの、気が付かずにCFD解析が実行されることも少なくないであろう。そこで、機械学習における物体検出を形状再現の判定に適用することで、自動的なエラー検出が可能ではないかと考えた。

本研究では、深層学習を用いて、CFD解析の格子上に再現された建物開口部の特定について検討する。本年度の卒業研究では、ニューラルネットワークのアルゴリズムにSSDを用いて、壁体上に開口部を再現したCADモデルを対象に、開口部の特定を試みる。

## 2.　SSD(Single Shot MultiBox Detector)による物体検出

### 2.1　SSD[1)]の概要

SSD とは、ネットワークに画像を入力し、学習・検証を実施することで、画像内の物体位置を予測する手法である。画像内の物体を枠で囲むことで検出結果を表示させる。

SSD には SSD300 と SSD500 があり、本研究では、入力画像の大きさを 300×300 ピクセルにリサイズする SSD300 を使用する。

学習用の画像データと対となり、表示されているモノの位置情報と種別を用意する。これはアノテーション情報と呼ばれ、XML 形式のテキスト情報である。具体的には図 1 に示す開口の場合、[xmin、ymin、xmax、ymax]の座標データと物体名（クラス）を指す。(図 1 参照)

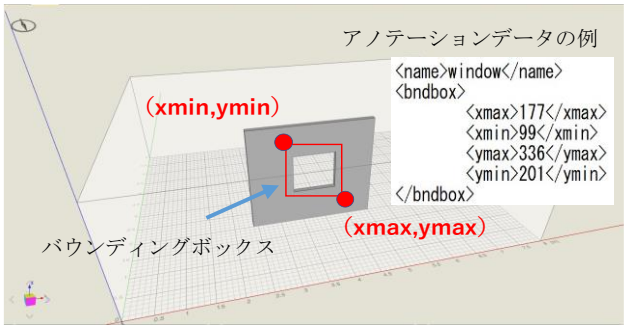



**図 1　SSD 学習データの例**

SSD ネットワークは、画像に対して畳み込み処理を行い、階層毎に特徴マップを抽出するが、畳み込み層のサイズが異なるため、各層で違うスケールの予測がなされる。ネットワークに入力する前処理として 300×300 ピクセルにリサイズし、その際に色情報も標準化する。

### 2.2　損失関数の実装

損失関数とは予測値と正解データとのずれの大きさを表す関数で、予測の精度を評価する。損失関数に予測値を入力することで重みが更新され、正解データとのずれが修正される。損失関数の値は小さければ、小さいほど望ましいとされる。図 2 に示すように SSD の予測結果は重複している。損失関数によって重複した予測結果の中から最も精度の良い重なりを抽出する。

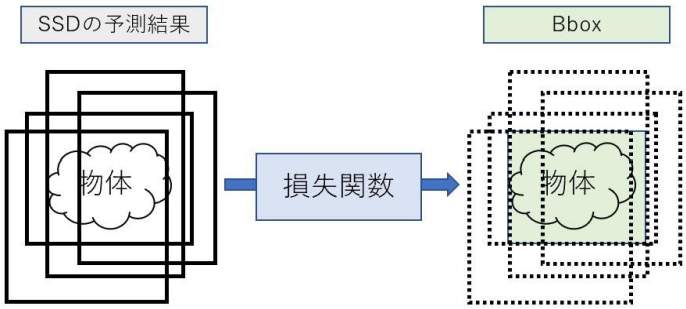



**図 2　損失関数による予測値の絞り込み**

### 2.3　画像判定の実施

学習を行い、画像判定を行う。学習は 10epoch（epoch 数は 1 つのデータを何回学習させるかを示す数）に 1 回の頻度で保存する。学習データが多い場合、繰り返し学習を行わなければうまく学習がされない。

## 3.　SSD を用いた開口部の特定に関する検討

### 3.1　CAD モデラーで作成した壁体上の単一開口部の特定

格子形状に近似した単純モデルとして、独立壁体に設けた単一の開口部について画像判定での特定を試みる。本研究では CFD 解析用ソフトウェア、Flow Designer 2020(以下、FD)のモデラー画面を使用。FD 上で壁体（直方体オブジェクト）から四角い穴をくり抜いたモデルを画像キャプチャする(図 3 参照)。SSD の学習において色情報の標準化、およびリサイズした画像例を図 4，5 に示す。モデルを 10 パターン用意、画角を 16 方向とし、計 160 枚の画像を用意した。この 160 枚を学習させる。epoch 数を 1000 として学習し、画像判定した結果、開口部の特定には至らなかった（図 6 参照)。

epoch 数や画角を絞り込んだ画像に限定する等、様々な試行錯誤を行ったが、どの場合も成功しなかった。(なお、予め動物等の写真については幾らか試行したところ成功していた。) 理由として形状が単純すぎる、陰影が乏しいなど、実写ではなく CAD モデル特有の問題もあり得る。図６の画像判定結果で、開口と判定された場所（赤い四角）の共通項として、色が同じである点が挙げられる。開口の向こうの背景が学習されている可能性がある。そこで、比較的リアルな窓モデルについての画像特定を試みる。

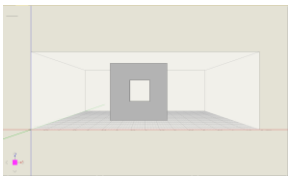


図３　学習データ例

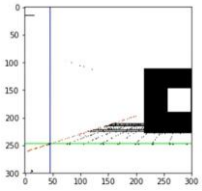


図４　色情報の標準化の例

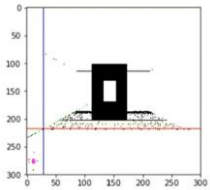


図５　リサイズ後の画像例

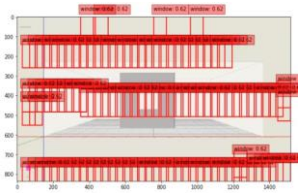


図６　画像判定結果

### 3.2　フレームを有する窓の特定

フレームを有する窓形状を学習用の正解データとする。Google 検索により図７に示すような画像を 50 枚取得。画像は３D CAD と写真を混合させている。epoch 数を 1000 として学習を行い、窓画像の特定を行った。窓単体の画像、複数の窓画像を並べて配置、窓と関係の無い画像も含め並べて配置等の試行をしたところ、基本的に窓画像が個別に判定された（図８参照）。図８の右下のように絞り切れない場合も見られ、50 枚程度の学習での判定精度は十分でない可能性がある。

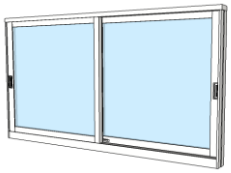


図７　学習させた窓の例[2)]

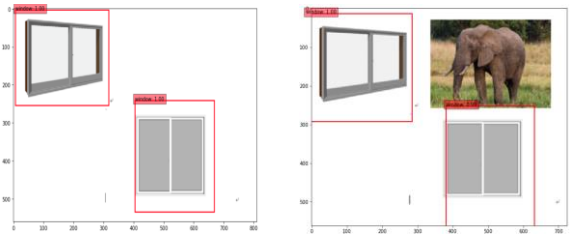


図８　フレームを有する窓の画像判定結果

結果より、比較的リアルな窓画像の場合特徴があり、窓の特定が可能である。次に、より３.１節の条件に近づけての特定が可能か試みる。

窓の３D CAD データ[2)]を FD に取り込み、モデラー画面からキャプチャした画像（図９参照）について試行した。Google 検索で集めた画像と同様に窓が複数ある場合でも特定ができた。

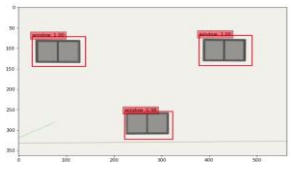


図９　モデラー画面の判定

### 3.3　3D CAD の建物上における窓の特定

３.２節で学習済みのデータを用いて 3D CAD 建物[3)]壁面に取り付けた窓の特定を試みる。FD に取り込みキャプチャした画像（図１０参照）を用いて、画像判定を行った結果、複数の窓でも個別に特定された。

次に住宅モデルを CFD 用の格子に変換して画像判定を行う（図１１参照）。解析格子であるため直方体に沿わない形状は、階段状の配列となる。

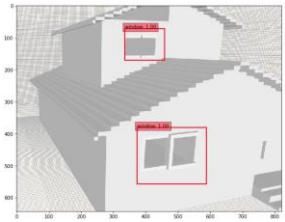


図１０　３D 建物モデル　図１１　格子形状３D 建物モデル

ただし、窓は四角いためフレーム幅が変わる以外は原型をとどめている。画像判定を行った結果、３D CAD でうまく認識されたケースについては、格子画像でも認識される傾向がある。ただし、epoch 数 1000 ではうまくいかず、今回は epoch 数 700 程度に調整している。また、画像の角度によって特定が難しい場合があった。

## 4.　考察

以上の結果から、本研究の目的である、単純形状の開口部の特定は現在のところ一つも成功してないが、フレームを有する窓を学習させた場合、精度に差はあれど、比較的判定されやすい結果が得られたと考える。しかし、成功結果の中には、epoch 数を調整しないと成功しない場合がある。判定成功に関わる要因として、ある程度特徴を有することが言え、サッシの有無や陰影の差、また、引き違い窓の重なりによってできる中央の境目等が考えられる。

## 5.　まとめ

SSD による開口部および、窓の画像判定を行った。単純形状窓の特定は難しいが、フレームを有する窓の特定は一定の成果がみられた。今後は必要となる画像の特徴や画像枚数、epoch 数に関する知見を深め、特徴の少ない単純形状モデルの特定について改善を図る予定である。

**参考資料**

1)SSD:Liu,W.,Anguelov,D.,Erhan,D.,Szegedy,C.,Reed,S.,Fu,C.Y.,& Berg,A.C.(2016,October).Ssd:Single shot multibox detector.In European conference on computer vision(pp.21-37).Spring,Cham
2)BuildMate ”SketchUp 3D 素材ライブラリー”
http://sketchup3d.jp/archives/5562
3) Trimble ”3Dwarehouse”
https://www.sketchup.com/ja/products/3d-warehouse

（河野研究室）

# 土壁の仕上げにおける引きずりに関する研究
## その４　引きずりの発生メカニズムの検討

217-050 北林 崇

### 1. はじめに

引きずりとは、中塗りの上に上塗り材の塗りつけ、その直後に引きずり鏝で表面を撫でることで複数の線状の模様を付けることができるという仕上げ方法である。

その 4 では、引きずり波の間隔と長さの関係について検討した上で､引きずりの発生メカニズムの検討を行う。

### 2. 引きずり波の間隔と長さの関係

図 1 に、聚楽土と錆土での引きずり波の長さと間隔の関係を示す。引きずり波の長さは、ミジンすさと中すさに区別できる傾向にあり、波の間隔は、ばらついているが、おおよそ波長さが長いと広がる傾向にある。

図 2 に、壁土①②③を引 b の鏝で引いた時と、壁土④⑤⑥を引 a の鏝で引いた時の、引きずり波の長さと間隔の関係を示す。引きずり波が長くなるほど波の間隔が広くなる関係にあることがわかる。

### 3. 引きずり波の発生メカニズム検討のためのモデル化

図 3 に鏝の断面形状の抽出作業を示す。鏝の裏の曲面に沿ってペンでなぞり、鏝の断面形状を抽出した。

図 4 に引きずり時の壁土と鏝の接触状況の把握作業を示す。鏝裏への壁土の付着状況から、壁土が付着し始めた位置、壁土がはがれ始めた位置、完全にはがれた位置を特定し、図 3 で作成した鏝のデータに落とし込んだ。

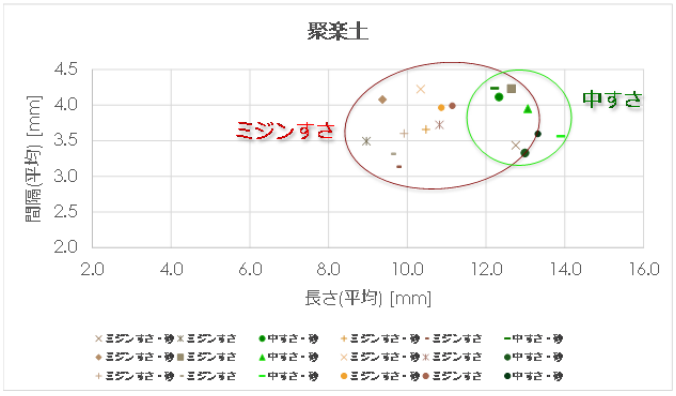



図 1 聚楽土と錆土での引きずり波の長さと間隔の関係

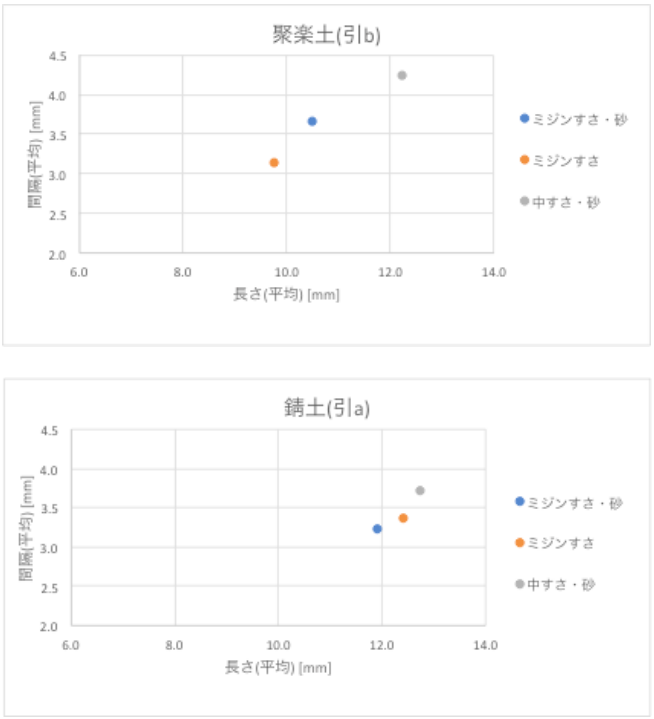



図 2 引 a と引 b での引きずり波の長さと間隔の関係

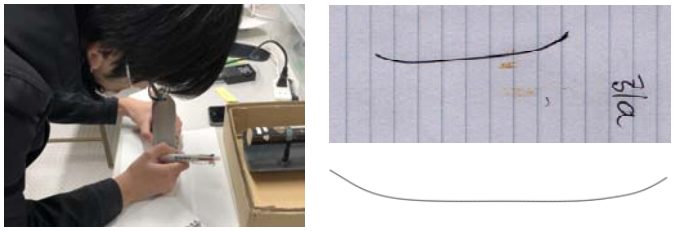



図 3 鏝の断面形状の抽出作業

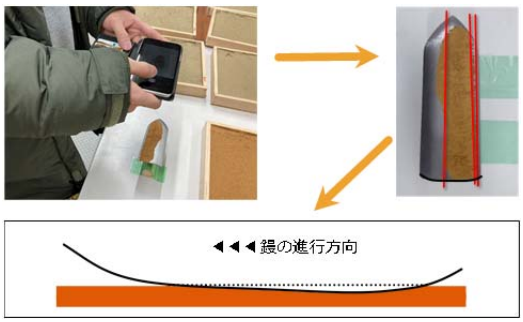



図 4 引きずり時の壁土と鏝の接触状況の把握作業

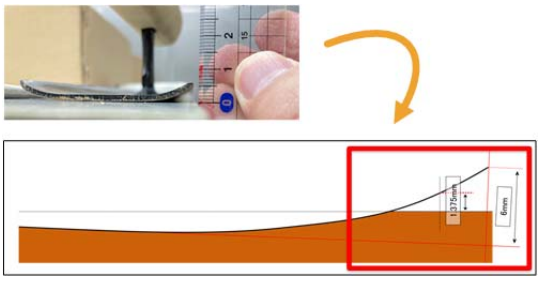


図 5 壁土と鏝の接触状態のモデル化の概要

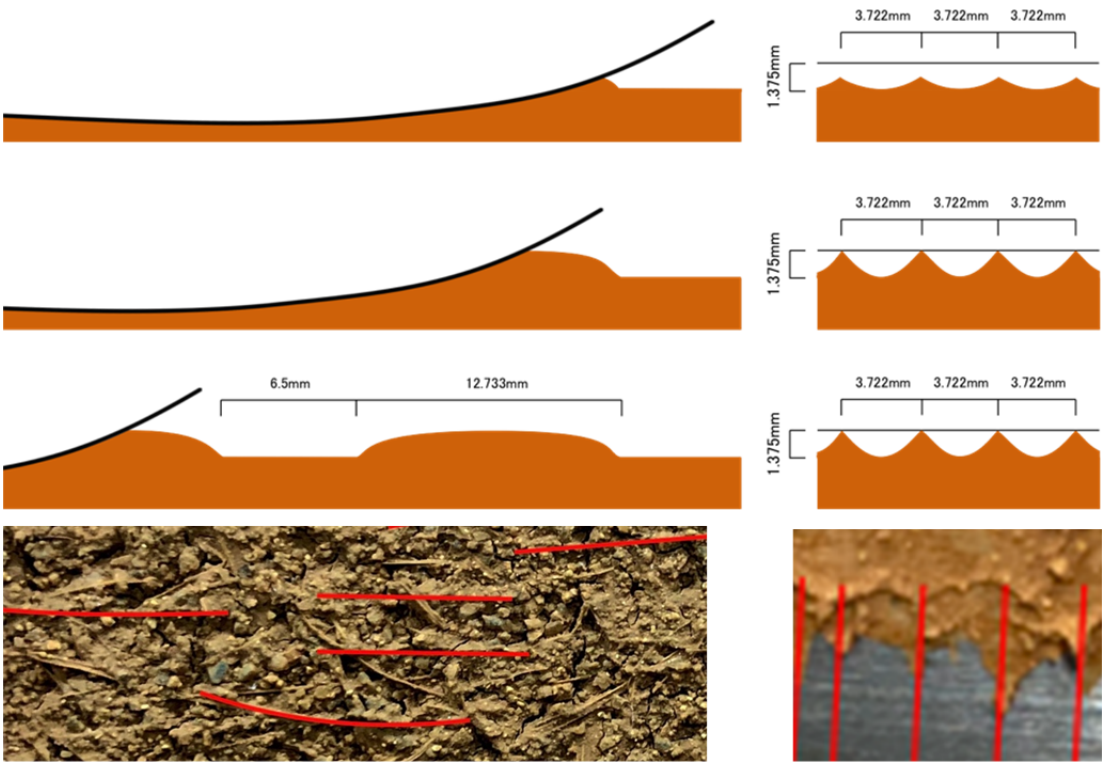



図 6 引 a の鏝により壁土④の引きずり仕上げの仕組み

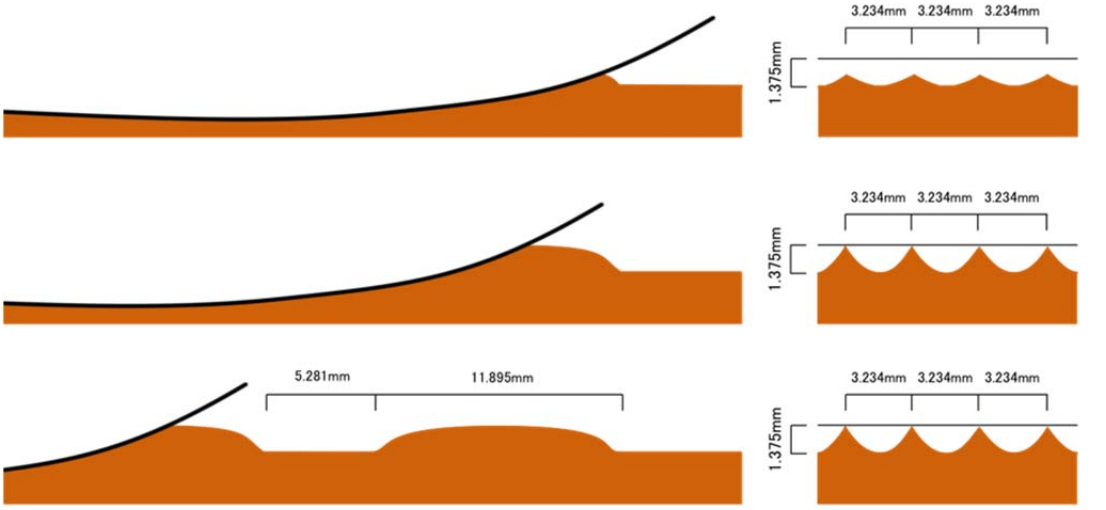



図 7 引 a の鏝により壁土⑥の引きずり仕上げの仕組み

図 5 に壁土と鏝の接触状態のモデル化の概要を示す。上塗り面から鏝裏の壁土が完全にはがれた位置の高さを算出するために、引きずり鏝のせり上がった縁の高さを計測した。ここで得られた数値を図 4 で作成した鏝のデータに参照し、必要な高さを算出した。

## 4. 引きずり波発生のメカニズムの検討

図 5 に基づき、引きずり波の長さと間隔のデータを用いて、引きずり波発生の仕組みの図化を検討した。

図 6 に引 a の鏝により壁土④の引きずり仕上げの仕組みを示す。実測値平均から，引きずり波の長さは 11.895 mm、波の延長線上の間隔は 5.281mm、鏝の移動方向の直交方向から見た波の間隔は 3.722mm が図化できた。

図 7 に引 a の鏝により壁土⑥の引きずり仕上げの仕組みを示す。引きずり波の長さは 12.733　mm、波の延長線上の間隔は 6.5mm、鏝の移動方向の直交方向から見た波の間隔は 3.722mm が図化できた。

壁土④の方が壁土⑥よりも引きずり波が短くなっている原因としては、壁土④の調合に用いられているすさの長さが壁土⑥に用いられているものよりも短いことが関係していると考えられる。

図 6 および図 7 において、引きずり波がちぎれ、次の波が立つまで間隔が開いていることがわかる。引きずり波がちぎれる仕組みとしては、壁土のうち、それまで引きずり波が発生していたものよりすさや砂の比率が高い部分が引きずり波発生箇所に差し掛かると、鏝と壁土の間の付着力が維持できず、引きずり波がちぎれるためと考えられる。

壁土④に比べ、壁土⑥における鏝の移動方向に直交する向きから見た波の間隔が広い理由として、すさの調合比率が挙げられる。壁土④のミジンすさに比べ壁土⑥の中すさは比率で見ると 1/3 程度で調合されているため、壁土⑥の方が錆土の特性がよく出たことで鏝への付着度が高まり、間隔が広まったと考えられる。

## 5. まとめ

その 4 では、引きずり波の間隔と長さの関係について検討した。その結果、メカニズムの手がかりを得た。また、実験と試験体の計測を通じてこれまでに得られたデータを用いて､引きずり波発生のメカニズムを検討した。

その 1 からその 4 を通して、土壁の仕上げにおける引きずりは、左官職人の技量と鏝に影響し、また、土がちや砂がちなど、材料の配分にも影響していることが分かった。

(中村研究室)

# 矩形断面への適用を考慮した加熱冷却後のコンクリートの構成則に関する考察
## （その 1）角柱供試体を対象とした加熱および圧縮試験の概要

217-057 小林　拓実

## 1.　はじめに

建築構造物が火災を受けた場合，火害による構造性能の低下を適切に評価する必要がある。火害による建築構造物の残存構造性能の評価は，「建物の火害診断および補修・補強方法指針・同解説」[1] に基づいて，火害診断（目視等の調査）を行い，その補修・補強方法を判断するのが一般的であるが，構造物の残存構造性能を詳細に判断するための手法は構築されていない。

特に，柱部材は軸力保持の観点から，火災後における残存軸耐力を評価することが重要となる。鉄筋コンクリート（以下，RC という）柱の軸圧縮耐力は，一般にかぶりコンクリートと帯筋で拘束されたコアコンクリートおよび主筋の圧縮耐力を単純に累加することによって評価される。一方で，既往の研究 [2] により，加熱冷却後の RC 柱の残存軸圧縮耐力についても，断面の構成要素の単純累加が成立することが明らかにされている。

ここで，RC 柱の残存軸圧縮耐力を算定するためには，**図 1** に示すように，断面内の経験温度分布 $T_i$ を仮定し，その経験温度に対するコンクリートの残存圧縮強度を評価する必要がある。コンクリートの残存圧縮強度の算定を目的とした既往の研究は，その多くが円形断面のコンクリートシリンダー供試体を対象としているが，RC 柱は一般的に矩型断面であり，断面形状の影響を考慮する必要がある。このような観点から，既往の研究 [3] では，角柱供試体を対象としたコンクリートの残存圧縮強度試験を実施しており，**図 2** に示すような角柱供試体に対するコンクリートの残存圧縮強度の推定式が提案されている。しかしながら，文献 3) は，コンクリートの残存圧縮強度のみに着目した成果であり，コンクリートの圧縮応力度と圧縮ひずみ度の関係において，その初期剛性や圧縮強度時ひずみ度に及ぼす経験最高温度の影響は明らかにされていない。加えて，当該研究では，コンクリートの粗骨材の粒径に 15$\phi$ が使用されており，一般的な RC 構造物には 20 $\phi$ が用いられることから，粒径の違いによる影響についても考慮する必要がある。

本研究は，コンクリートの粗骨材の粒径を 20 $\phi$ とする普通コンクリートを用いて，角柱供試体における加熱冷却後のコンクリートの構成則を明らかにするとともに，その構築を試みるものである。

## 2.　試験計画

角柱供試体は，コンクリートの呼び強度 $F_c$ を 21（水セメント比 $W/C$=59%）および 33 N/mm$^2$（$W/C$=46%），経験最高温度 $T$ を 200，400，600 および 800℃を試験変数とし，各試験変数とも 3 体の供試体を実施するための 24 体に加えて，各 $F_c$ に非加熱とする基準供試体となる 3 体を含む計 30 体が計画された。角柱供試体の断面は 150×150 mm，高さは 300 mm とし、コンクリート打設後の 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。なお，加熱試験における内部温度の計測のため，**図 3** に示すように，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，角柱供試体の上面からの熱の入出を防ぐために，グラスウールを設置し，耐火被覆を行う。**表 1** に常温時のシリンダーの力学的特性を示す。

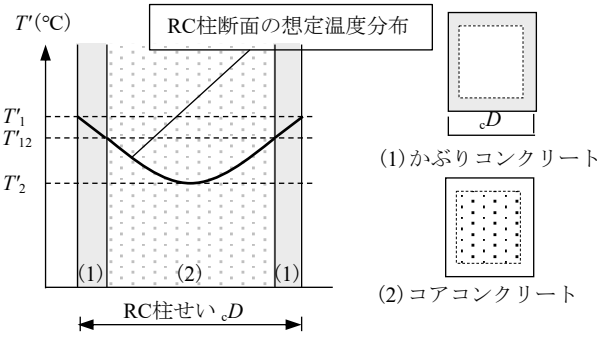



**図 1**　加熱冷却後の RC 柱断面の温度分布 [2]

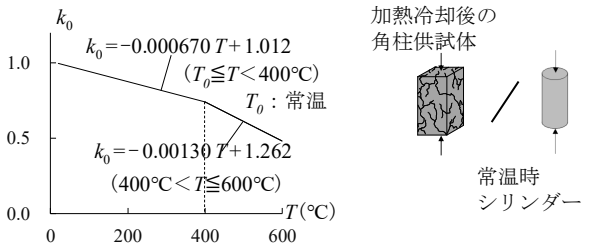



**図 2**　角柱供試体の残存圧縮強度の推定式 [3]

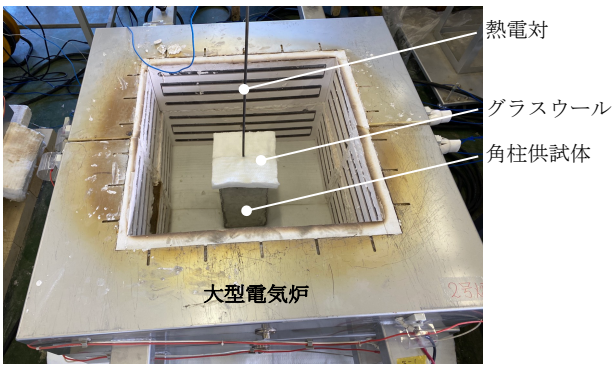



**図 3**　加熱試験

**表 1**　常温時のシリンダーの力学的特性

| | ヤング係数 $_cE$ (N/mm$^2$) | 圧縮強度 $_c\sigma_B$(N/mm$^2$) | 圧縮強度時ひずみ度 $_c\varepsilon_B$ (-) |
|---|---|---|---|
| $F_c$21 | 19070 | 25.66 | 0.002374 |
| $F_c$ 33 | 22883 | 31.25 | 0.002168 |

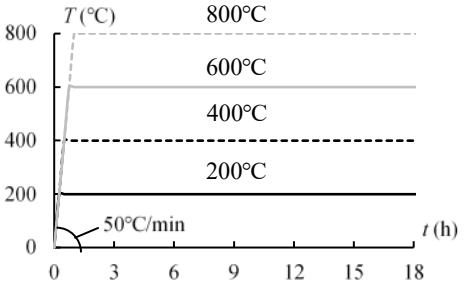



**図 4**　加熱温度曲線

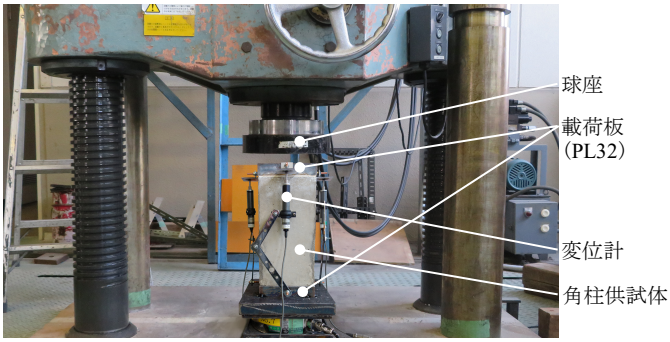



**図 5**　圧縮試験（2000kN 万能試験機）

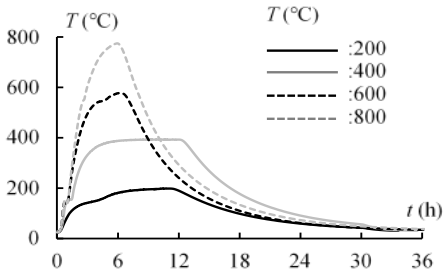


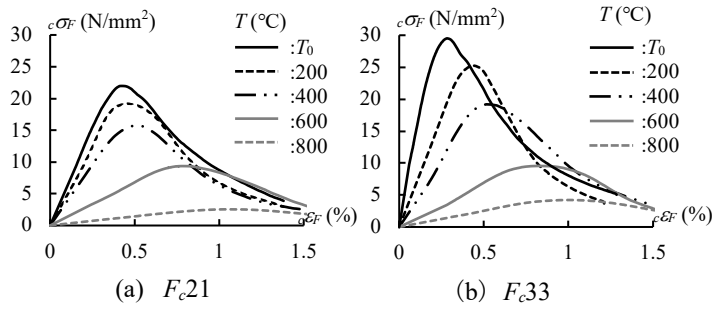

**図 6**　角柱供試体の加熱試験の結果

前述の通り，全供試体とも，コンクリート表面の含水率が 3～4%程度（平均値 3.85%）の平衡状態を確認した後，**図 3** に示す大型電気炉による加熱試験を実施した。加熱試験は，**図 4** 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の 95%以上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，自然冷却を行った。なお，加熱速度は，全ての供試体において 50℃/min とした [3]。

加熱試験終了後，コンクリートの残存圧縮強度を平衡状態にするための冷却期間を 10 日間と定義し [3]，その後，**図 5** に示すように，2000kN 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 ${}_c\sigma_{BF}$ の 1/3 に強度低下するまで行う。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たひずみ度より算出した。

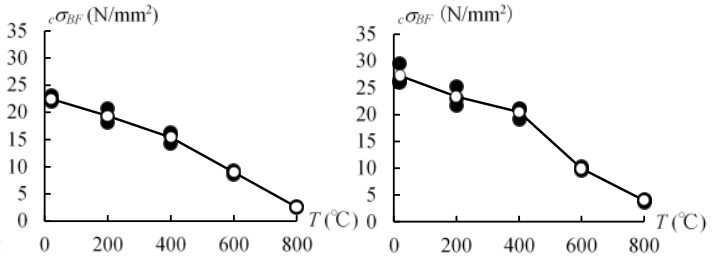
## 3.　試験結果とその考察

**図 6** に角柱供試体の加熱試験の結果に示す。コンクリート内部温度は，設定した加熱曲線と比較して，緩やかな温度勾配を示している。




(a)　$F_c21$　　(b)　$F_c33$

**図 7**　加熱冷却後における角柱供試体の圧縮試験の結果




(a)　$F_c21$　　(b)　$F_c33$

**図 8**　残存圧縮強度 ${}_c\sigma_{BF}$ と経験最高温度 $T$ の関係

**図 7** に加熱冷却後における角柱供試体のコンクリートの残存圧縮応力度と圧縮強度時ひずみ度の関係を示す。縦軸は残存圧縮応力度 ${}_c\sigma_F$，横軸は圧縮ひずみ度 ${}_c\varepsilon_F$ である。経験最高温度 $T$ の上昇に伴って残存圧縮強度 ${}_c\sigma_{BF}$ とヤング係数 ${}_cE_F$ は低下し，圧縮強度時ひずみ度 ${}_c\varepsilon_{BF}$ は増加する傾向が見られる。

**図 8** に残存圧縮強度 ${}_c\sigma_{BF}$ と経験最高温度 $T$ の関係を示す。縦軸は ${}_c\sigma_{BF}$，横軸は $T$ である。${}_c\sigma_{BF}$ は，呼び強度 $F_c$ にかかわらず，400℃までほぼ直線的に低下しているが，400℃を超えるとその低下率は大きくなり，その影響は $F_c$ が大きいほど顕著であるっていることがわかる。

## 4.　まとめ

本実験が対象とした粗骨材を 20$\phi$ とする普通コンクリート（$F_c21$，$F_c33$）の範囲において，経験最高温度 $T$ が上昇すると，加熱冷却後の角柱供試体の残存圧縮強度とヤング係数は低下し，圧縮強度時ひずみ度は増加する傾向にあることが示された。

引き続き，次報（その 2）では，加熱冷却後の角柱供試体の圧縮試験結果について検討する。

**参考文献**

1) 日本建築学会著：建物の火害診断および補修・補強方法指針・同解説,2015 年
2) 吉田正友ほか：地震火災に対する鉄筋コンクリート柱の保有　耐火性能及び残存構造性能 その 1 残存圧縮耐力，日本建築学会大会芸術講演梗概集 防火　pp.335-336，2018.9
3) 小西貴之ほか：加熱冷却後のコンクリートブロックの残存圧縮強度，日本建築学会大会芸術講演梗概集 防火　pp.149-150，2019.7

（馬場研究室）

# 土壁の仕上げにおける引きずりに関する研究
## その３　引きずりの特徴の計測

217-060　齋藤　毅

### 1. はじめに

その 3 では、塗り付け直後と硬化後の特徴の変化や鏝裏の土の付着の仕方について着目して、引きずりの波模様の計測方法を検討し、その引きずりの特徴としての計測結果を報告する。

### 2. 色彩計による色彩値の計測の概要

引きずりは、仕上がった硬化後のテクスチャーが重要になる。このため、引きずりの特徴の計測は，硬化後の試験体を対象とし、硬化＝乾燥と考えて、十分に乾燥したかどうかを、色彩計の色彩値の計測で判断した。

図 1 に色彩計による計測状況を示す。色彩値は、カラーリーダー CR-20（コニカミノルタ製）を使用し，CIE 1976 年推奨の表色系での知覚的にほぼ均質な色空間の色彩値となる L*を測定した。色の明度 L*（L*=0 が黒，L*=100 が白の拡散色）になる。乾燥＝硬化すると白っぽくなってくることを利用して、硬化状況を把握した。

図 2 に壁土③⑥の各鏝条件を例として L*値の計測結果を示す。塗り付けから 4 日後の L*値と 12 日後の L*値は，ほとんど変わらない値であった。他の条件の試験体も同様の傾向にあった。このため，12 日後の試験体を硬化後の試験体と定義し、引きずりの波模様の計測を行うこととした。

### 3. 塗り付け直後と硬化後の試験体の波模様の比較

壁土⑥を例とした各鏝条件での試験体の波模様について、図 3 に塗り付け直後の結果を、図 4 に硬化後の結果を示す。目視観察により、硬化後は、塗り付け直後と違って、乾燥してテカリが無くなる。また、硬化後の波模様が塗り付け直後より小さくなっているようで、これは乾燥収縮に起因していると思われる。

### 4. 引きずりをしたときの鏝裏に付着した壁土の検討

図 5 に引きずりをしたときの鏝裏に付着した壁土の結果を示す。引きずり鏝では、付着した土が薄く広がっている。一方、丸鏝では、付着している土は狭く高く盛り上がっている。また、丸鏝では丸形状の曲率 R が小さいほど多くの土を抉り取っている結果となった。

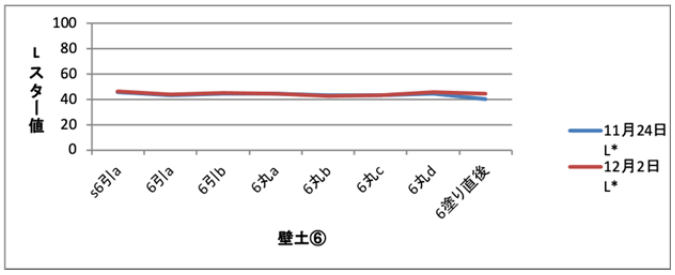
### 5. 引きずり時の波模様の形状の測定方法の検討

試験体の引きずり時の波模様の形状は、次の手順や方法で評価することにした。

1) 試験体の引きずり表面に対して、20mm×60mm の枠を切り抜いた塩化ビニル版を 3 箇所あてる。

2) 塩化ビニル板をあてた 1 箇所ずつ写真を撮影する。このとき、引きずりの波模様の影が出て、波模様がはっきりと見えるように、本来の壁のように立てて撮影する。

図 1 色彩計による計測状況



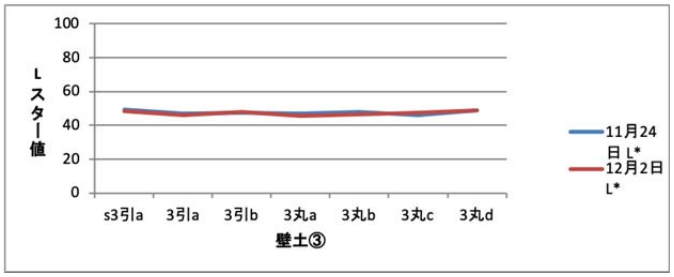




図 2 .壁土③⑥の各鏝条件を例とした L*値の計測結果例

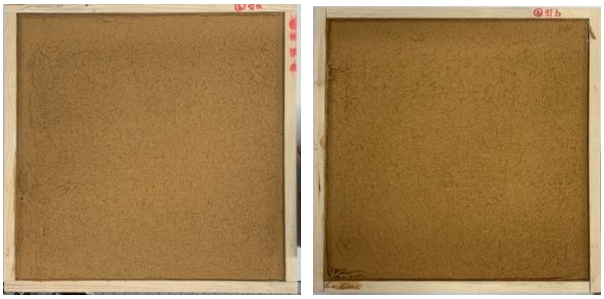
a)引きずり鏝 a

b) 引きずり鏝 b

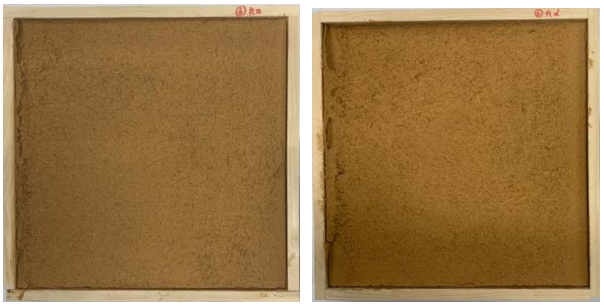
c)丸鏝 a

d)丸鏝 d

図 3 壁土⑥を例とした塗り付け直後の試験体の波模様

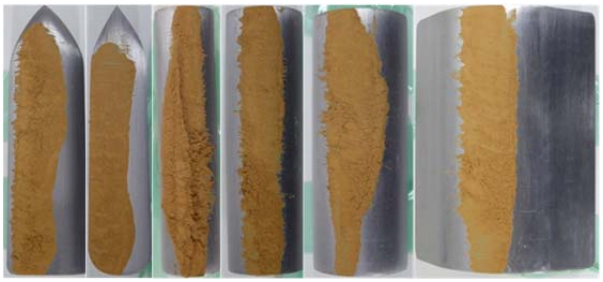


a) 引きずり鏝 a　　b) 引きずり鏝 b



c) 丸鏝 a　　d) 丸鏝 d

図 4 壁土⑥を例とした硬化後の試験体の波模様



a)引 a b)引 b c)丸 a d)丸 b　e)丸 c　　f)丸 d

図 5 引きずりをしたときの鏝裏に付着した壁土の結果

図 6 引きずりの波模様の形状の測定状況

3) 撮影した写真を PC の画像ソフトに取り込み，その画像に、波模様を目視で抽出し、その波模様に沿って、画像上に線を引く。このとき、次の 4)の計測基準を設定し、対応した。

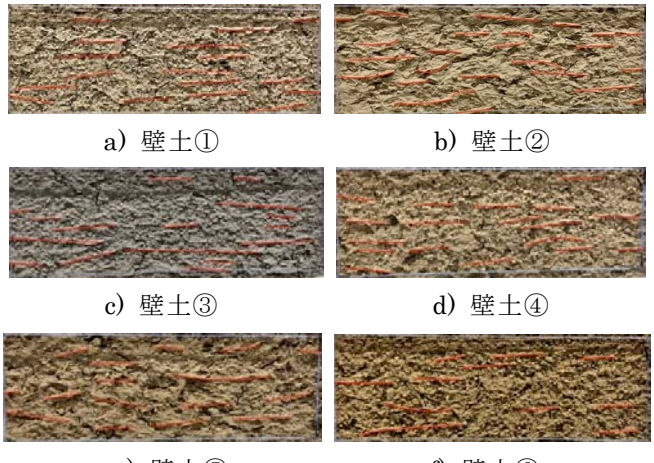
4) 波模様を目視抽出する上での計測基準は、次の a)～d)にしたがう。

a) 波模様の波間隔が 5mm 以上を波間隔と見なさない。

b) 浮いているすさは、波模様としない。

c) 塩化ビニル板の枠外に、波模様の全体の半分以上が広がっている波模様は測定しない。

d) 撮影した写真をもとに、計測者 4 人で、波模様の数、長さ、波と波の間隔を測定し、4 人の平均をとった値を計測値とした。

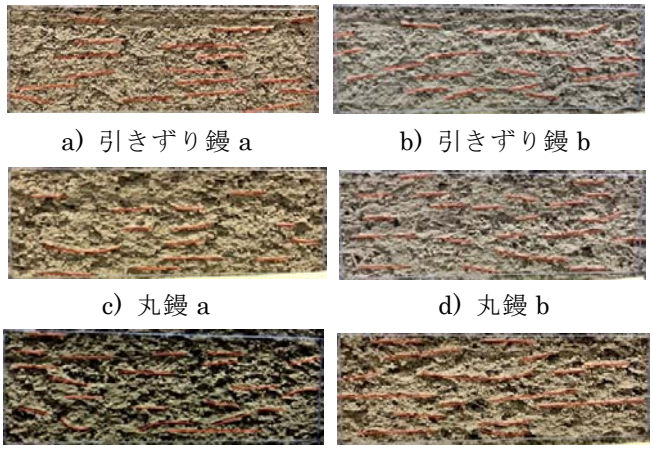


a) 壁土①　　b) 壁土②

c) 壁土③　　d) 壁土④

e) 壁土⑤　　f) 壁土⑥

図 7 引きずり鏝 a での各壁土①～⑥の波模様の結果



a) 引きずり鏝 a　　b) 引きずり鏝 b

c) 丸鏝 a　　d) 丸鏝 b

e) 丸鏝 c　　f) 丸鏝 d

図 8 壁土①での各鏝の波模様の結果

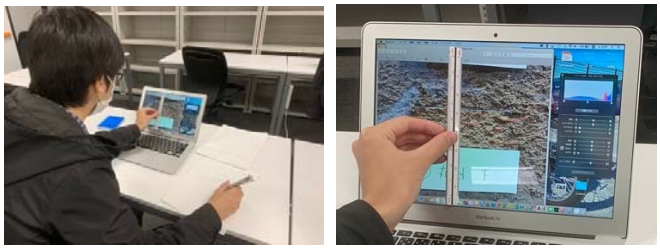


図 9 撮影した写真に対する画像処理の様子

図 6 に引きずりの波模様の形状の測定状況を、図 7 に引きずり鏝 a での各壁土①～⑥の波模様の結果を、図 8 に壁土①での各鏝の波模様の結果を示す。また、図 9 に撮影した写真に対する画像処理の様子を示す。写真中の赤線は引きずりの波模様の抽出線になる。

## 6. まとめ

その 3 では、引きずり試験体の波模様の特徴の計測方法や計測結果についてまとめた。

色彩値 L*は、塗り付け 4 日後と 12 日後の硬化後もほとんど変わらず、早期に硬化していたことがわかった。

また、鏝裏の目視観察から、丸鏝の曲率 R に対応して引きずり時の表面の荒れ方が変わることがわかった。

ついで、引きずり波模様の形状の計測方法を検討し、引きずり波模様の長さと間隔を計測することとした。

（中村研究室）

# 高齢者施設における健康的な生活

217-061　荒木真紀

## 1.研究背景と目的

日本の高齢者人口増加に伴い高齢者施設の需要も増えている。高齢者の免疫機能について熱環境に着目した研究[1]は多いが、室内湿度の指針は明らかになっていない。

既報[2]では施設における排尿、飲水に不感蒸泄や運動・入浴による発汗を考慮した生活モデル下で、高齢者が免疫機能を維持できる室内湿度の評価基準を提案した。

排尿量と必要水分摂取量には体格や生理的機能差が大きく影響する。本報では、既報[2]でモデル化した排尿と水分摂取量について、生理的機能差を考慮した免疫機能低下を改善できるスケジュールを検討する。

## 2.体内水分量と充足率

免疫機能を低下させる体内水分量の評価基準を水分充足率とする。体重の 55%である初期体内水分量あたりの体内水分量の割合である。表 1 に充足率と健康被害を示す。

表 1　水分充足率と健康被害[3]

| 水分充足率(%) | 健康被害 |
|---|---|
| 99≧X＞98 | のどの渇き |
| 98≧X＞97 | 食欲減衰、血液濃縮 |
| 97≧X＞95 | 動きの鈍り、疲労及び嗜眠 |
| 95≧X＞93 | 手足の震え、脈拍、呼吸の上昇 |
| X≦80 | 死亡 |

## 3.基本解析条件

既報[2]で充足率 98%以下の危険時間が最長であった解析条件を基本解析条件とし表 2 に、解析結果を図 1 に示す。

表 2　基本解析条件

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 対象者 | 80歳以上の高齢者 | | | | | |
| 体型 | 男性 | | | 女性 | | |
| | 身長 | 体重 | 体表面積 | 身長 | 体重 | 体表面積 |
| | 160.1[cm] | 59.1[kg] | 1.57[㎡] | 148.2[cm] | 50.4[kg] | 1.39[㎡] |
| 各室条件 | 施設内 | | 脱衣室 | | 浴室 | |
| | 27[℃] | 20,40,70[%] | 27[℃] | 60[%] | 30[℃] | 100[%] |
| 室内風速 | 0.15[m/s] | | 0.38[m/s] | | 0.15[m/s] | |
| 初期体内水分量 | 体重×55[%] | | | | | |
| 食事 | 朝食 | | 昼食 | | 夕食 | |
| | 8:00 | 660[ml] | 13:00 | 660[ml] | 18:00 | 670[ml] |
| 飲水 | 7:00,15:00,21:00 | | | | 計3回　各170[ml] | |
| 生活リズム | 日中行動時間　7:00～22:00 | | | 就寝時間　22:00～7:00 | | |
| 発汗 | 運動(毎日)　11:00 | | | 入浴(週2回)　13:30 | | |
| 排尿 | 日中 | 7:00,9:00,11:00,13:00 | | | 計8回 | 各120[ml] |
| | | 15:00,17:00,19:00,21:00 | | | | |
| | 夜間 | 1:00,4:00 | | | 計2回 | |
| 排便 | 起床時　7:00　100[ml] | | | | | |

## 4.排尿スケジュールによる免疫機能への影響

相対湿度 20%男性は排尿スケジュールを調整しても体内水分が減少の一途を辿り極めて危険な状態に陥る。

1:00 と 4:00 各 120ml の夜間排尿をまとめて 1:00 に 240ml 排出する条件での解析結果を図 2 に示す。相対湿度 20%女性、40%男女では就寝中の危険時間が増加した。70%では危険時間への影響は見られない。

各食事の 1 時間後の定期排尿を 30 分後に変更した結果を図 3 に示す。相対湿度 40%男性は危険時間と不定期排尿回数が共に減少する。40%女性、70%男女では危険時間が減少するとともに不定期排尿回数が増加する。

運動・入浴前後の 11:00 の定期排尿を 10:30 に、15:00 の定期排尿を 14:30 に変更した結果、図示していないが相対湿度 40%、70%は免疫機能への影響は見られない。20%女性は、運動前と入浴後 0.5 時間は一時的に体内水分量が低下する。その後直近の水分摂取で直ちに回復する。以降健康への影響はない。

## 5.水分摂取量と排尿量に男女差を考慮した解析

体重比を男女体格差とし、表 3 に示すように食事による水分摂取量に反映させる。

女性の体重[kg]/男性の体重[kg]≒85.3[%]　(1)

表 3　食事による水分摂取量の検討

| | 朝食 | 昼食 | 夕食 | 合計 |
|---|---|---|---|---|
| 男性 | 660[ml] | 660[ml] | 670[ml] | 1990[ml] |
| 女性 | **560[ml]** | **560[ml]** | **570[ml]** | **1690[ml]** |

推算糸球体濾過量(eGFR)の推定式[4)5)]を用いて男女の腎機能差を数値化する。血清クレアチニン値は高齢者であることを考慮し、基準範囲の最低値(男性：1.00[mg/dl]，女性：0.70[mg/dl])[6)]を用いる。

$$eGFR_{男}=194\times Cr^{-1.094}\times 年齢^{-0.287} \quad (2.1)$$

$$eGFR_{女}=194\times Cr^{-1.094}\times 年齢^{-0.287}\times 0.739 \quad (2.2)$$

eGFR：推算糸球体濾過量[ml/min/1.73 ㎡]

Cr：血清クレアチニン値[mg/dl]

$$eGFR^{*}=eGFR\times S/1.73 \quad (3)$$

$$eGFR^{*}_{女}/eGFR^{*}_{男}\fallingdotseq 96.6[\%] \quad (4)$$

S:体表面積[$m^2$]

eGFR*:推算糸球体濾過量(体格補正)[ml/min/体表面積]

女性の 1 回の排尿量は 116ml とし、解析結果を図 4 に示す。相対湿度 20%、40%では体内水分量が減少の一途を辿る。70%では減少傾向は脱したが危険時間が増加する。

## 6.まとめ

室内相対湿度 70%では昼夜とも排尿の回数、時間による危険時間への影響はないが、不定期排尿が生活の質を落とす危険性がある。室内相対湿度 40%以上なら、食事直後の排尿を促すことで、危険時間は減少し、不定期排尿回数が少なくなる。室内相対湿度 40%以上なら、入浴・運動前の定期排尿で体内水分量を免疫力が維持できる状態に保つことが出来る。夜間は複数回各少量ずつの排尿が理想的であるが生活の質は維持できない。

体格や男女の生理機能の違いを考慮しても、相対湿度 20%は当然のことながら許容できない。相対湿度 40%では

男女の発汗量の違いを考慮し運動2回分に相当する水分を適宜摂取することで免疫力低下の危険時間を軽減できる。男女の生理的な違いを考慮すると、相対湿度70%では不定期排尿を減らす生活の質の改善は見られたが、危険時間は増加した。

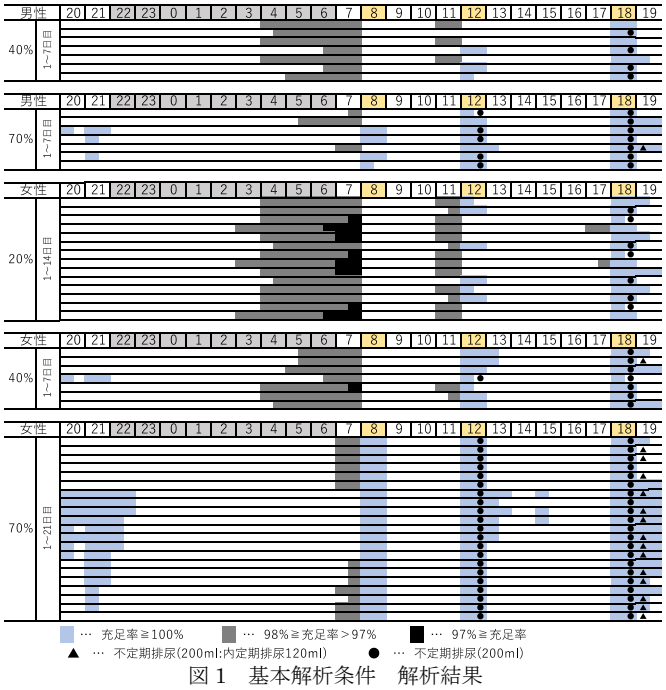



図１　基本解析条件　解析結果

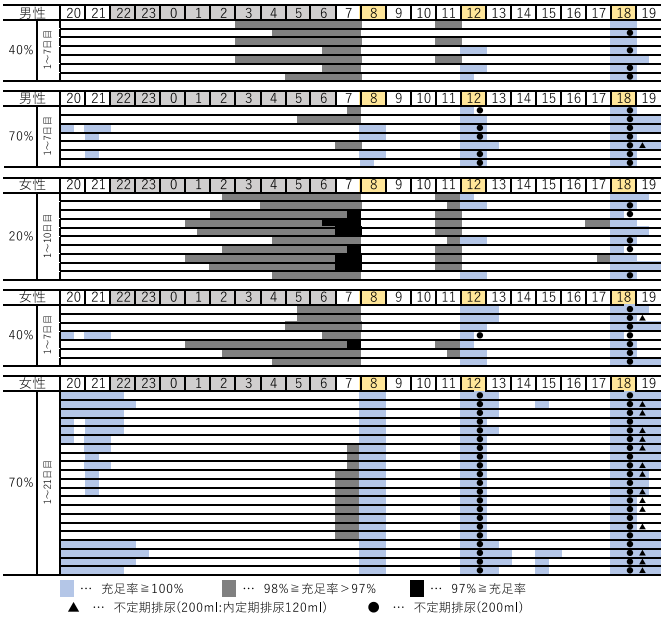



図２　夜間排尿が与える影響　解析結果

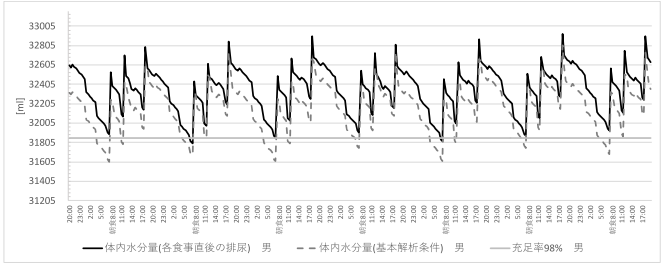



図５　体内水分量　相対湿度 40%　男性　各食事直後の排尿


参考文献

1)『からだと湿度の事典』 朝倉書店 彼末一之監修 2010/4

2)2016 年度 卒業研究 黒川翔太郎

2019 年度 卒業研究 川本竜平・佐々木陽平

3)水と人-生理的立場から- 田中正敏 福島県立医科大学医学部衛生学講座人間と生活環境(J.Human and Lving Environment),6(2),85/91,1999)

4)一般社団法人 全腎臓病協議会

(https://www.zjk.or.jp/kidney-disease/diagnostic-criteria/)

5)平成 27 年度 第２回 薬剤師卒後教育研修講座 主催：千葉大学医学部附属病院薬剤部・大学院薬学研究院・薬友会　2015/5/16

(https://www.ho.chiba-u.ac.jp/pharmacy/No7_sotsugo2_0516.pdf)

6)ソニー損保 健康情報ガイド(https://www.sonysonpo.co.jp/md/i_hch015.html)

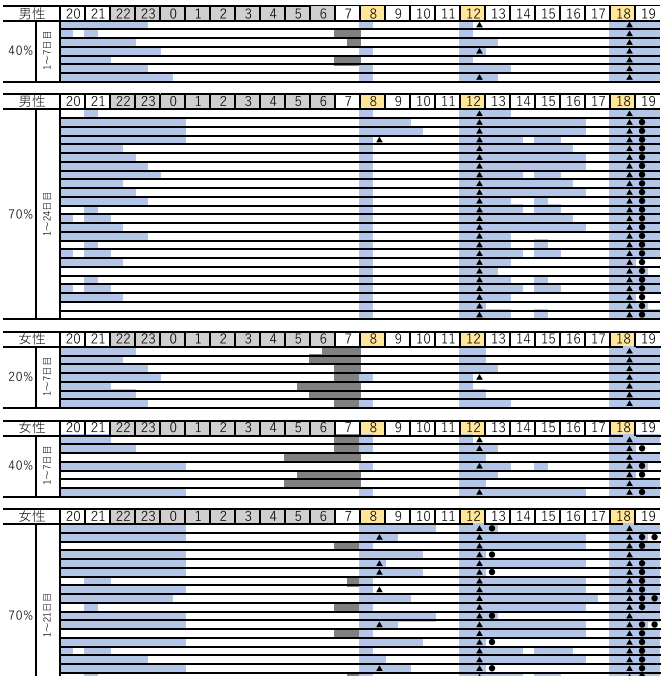




図３　各食事直後の排尿　解析結果

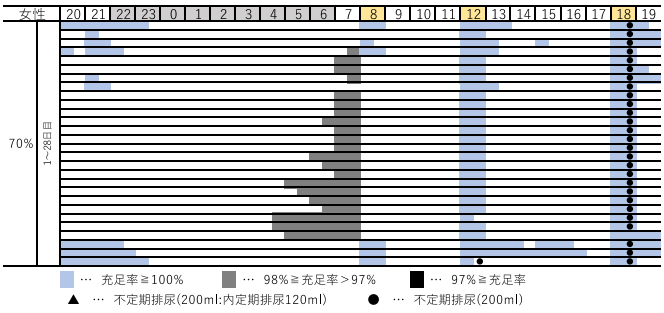



図４　男女差を考慮した解析　解析結果

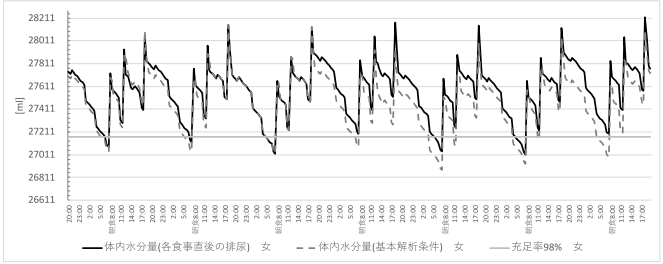



図６　体内水分量　相対湿度 40%　女性　各食事直後の排尿

(佐藤研究室)

# クランプのすべり耐力に関する研究

217-070　ジャネット ミカエラ スチプット

## 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局所的な食い込み変形の影響を検討する。

## 2. 三次元数値解析

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=20KN の張力を導入した。クランプと単管パイプは STK500 クラス程度の鋼材の弾塑性体を使用した。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 0.45 と動摩擦係数 0.3 を設定し、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をモデル化したものであり、二つ目は上記の簡素化した解析モデルに対して、クランプの内側に凹凸を付けたモデルである。凹凸を付けることにより、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 x 方向に 50mm、70mm、90mm 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。

無偏心のモデルについては、一部のクランプを剛体化し、その部分に z 軸方向の変位制御で載荷を行った。偏心ありのモデルに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、図 3 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。

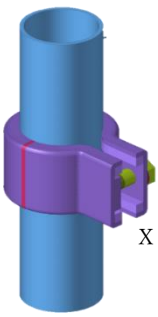



**図** 1 無偏心モデル

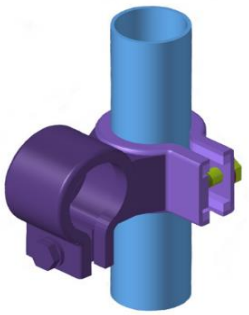


図 2 偏心ありモデル

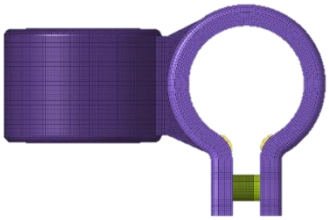


図 3 凹凸あり偏心ありモデル

表 1 パラメーター一覧

| モデル名 | 偏心距離 | 凹凸 |
|---|---|---|
| A1 | 0mm | なし |
| A2 | 50mm | なし |
| A3 | 70mm | なし |
| A4 | 90mm | なし |
| B1 | 50mm | あり |
| B2 | 70mm | あり |
| B3 | 90mm | あり |

## 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。解析結果のクランプの滑り量は 4 点の平均によって作成した。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。

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 4 点の滑り量の値を平均にして滑り量として採用した。この滑り量を算出場所は具体的には図 4 の中で示す。

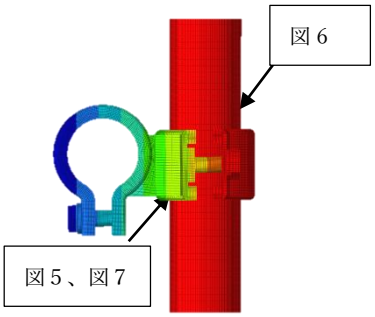



図 4　モデル A2 の変形性状

A2 モデルの解析結果により、解析時に各ステップ平均 0.0264mm で滑っていたことがわかった。ただし、荷重 8.29KN を超えた瞬間、0.06mm で滑っていた。この瞬間の荷重をすべり耐力として採用した。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 5、図 6、図 7 に示す。すべての滑り耐力は表 2 にまとめた。

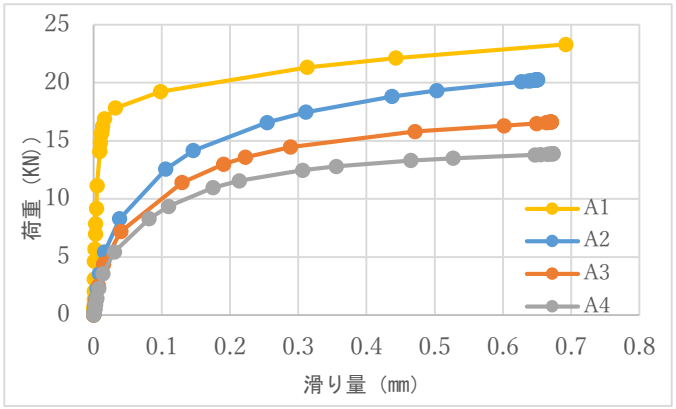



図 5　下端外側のすべり耐力

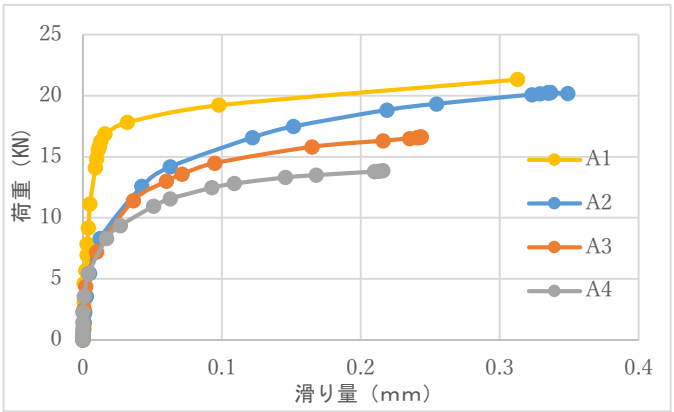



図 6　上端内側のすべり耐力

図 5、図 6、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。

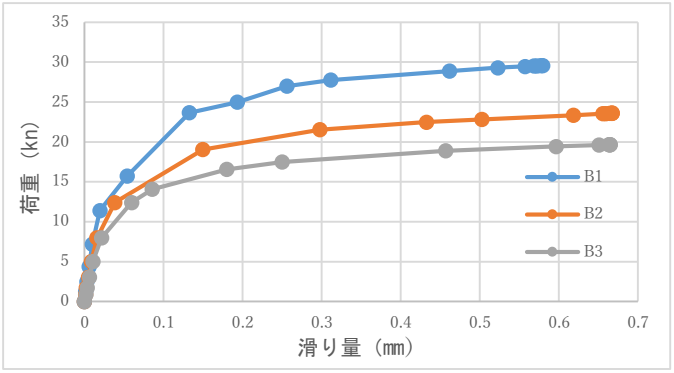



図 7　下端外側のすべり耐力

表 2　滑り耐力一覧

| モデル名 | 図 5 | 図 6 | モデル名 | 図 7 |
|---|---|---|---|---|
| A1, | 17.8kn | 17.8kn | B1 | 16.7kn |
| A2 | 8.3kn | 8.3kn | B2 | 12.4kn |
| A3 | 7.2kn | 7.2kn | B3 | 8.0kn |
| A4 | 5.4kn | 5.4kn | - | - |

図 5 と図 7 を比べると、滑り耐力が上昇したことが分かった。A2 と B1 を比べると、滑り耐力が 2.01 倍上昇し、A3 と B2 を比べると、滑り耐力が 1.7 倍上昇し、A4 と B3 比べると、1.5 倍上昇した。凹凸をつけることにより、滑り耐力は平均で 1.7 倍上昇したことが分かった。以下の図 8 と図 9 に滑り耐力の比較を示す。

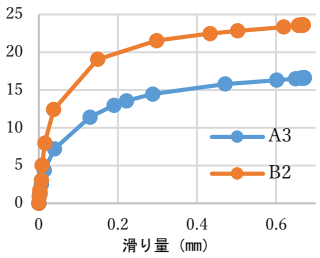



図 8 滑り耐力の比較

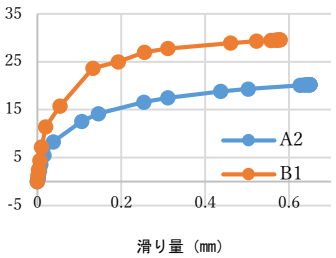



図 9　滑り耐力の比較

## 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、クランプの内側に凹凸をつけることにより、局所的な食い込み変形が滑り耐力に影響が与え、滑り耐力が上昇したことが分かった。

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 年技報堂出版
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

（林研究室）

# AIJ ポンプ指針における圧送負荷算定での
# 水平管 1m 当たりの圧力損失 K 値チャート図の導出に関する研究
# その 2　ビンガム流体モデルの分析

217-072 曽根啓悟

## 1. はじめに

その 2 では，佐久田が圧力損失チャート図に対して，ビンガム流体モデルをどのように適用したのか検討した。

## 2. 佐久田が参照引用したビンガム流体モデルの分析

佐久田文献[1]から，石炭スラリーの水力輸送研究の吉沢らの文献[5]を参照していたのがわかったが，本研究では，その吉沢らが McMILLEN が提案したビンガム流体での流量が変化したときの管内流動時の圧力損失の関係式[4]を適用していたことがわかった。この流量 Q を変化させた場合の圧力損失Δp/l が既知のとき，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μB と降伏値τy のレオロジー変数が求められる。

[4] Elliott L. McMILLEN : Simplified Pressure-Loss Calculations for Plastic Flow, Chemical Engineering Progress, Vol.44, No.7, pp.537-546, 1948.7
[5] 吉沢幸雄，川島俊夫：管路輸送における圧力損失，別冊化学工業　粉流体の輸送, 1968.3 初版（別冊化学工業 33-5 増補 粉流体の輸送, pp.135-151, 1989.9）

図 1 に，ビンガム流体での管内流動の概要を示す。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。この栓流の半径 r0 と円筒管の半径 R の比を比栓半径 a＝r0/R といい，0≦a≦1 の範囲になる。実験による吐出量 Q と圧力損失Δp/l の関係に基づき，4 次式の比栓半径 a を求め，その得られた比栓半径 a から塑性粘度μB と降伏値τy のレオロジー変数が求まる。

ビンガム流体の管内流動式は，流量 Q と圧力差Δp の関数として，次になる。この式は，右辺の比栓半径 a を構成する栓流半径 r0 が左辺の圧力損失Δp/l で構成されているため，右辺の流量 Q＝0 でも，左辺の圧力損失Δp/l は 0 にならないことに注意が必要である。

$$r_0 = \frac{2 \cdot l \cdot \tau_y}{\Delta p}$$

$$\frac{\Delta p}{l} = \frac{8 \cdot \mu_B}{\pi \cdot R^4 \cdot \phi_0} \cdot Q = \frac{2 \cdot \tau_y}{R \cdot a} \quad ; \quad \phi_0 = 1 - \frac{4}{3} \cdot a + \frac{1}{3} \cdot a^4$$

McMILLEN は，ビンガム流体での流量が変化したときの管内流動での圧力損失の関係式を導出した。それを吉沢と川島らが翻案して，流量 Q1, Q2 における管長 l についての圧力損失Δp1，Δp2 として，流量変化のときの圧力比ξ0 と K0 を定義した。

$$\xi_0 \equiv \frac{\Delta p_2}{\Delta p_1} \quad ; \quad \frac{\Delta p_1}{\Delta p_2} = \frac{Q_1}{Q_2} \quad \therefore K_0 \equiv \frac{\Delta p_1 \cdot Q_2}{\Delta p_2 \cdot Q_1} = \frac{1}{\xi_0} \cdot \frac{Q_2}{Q_1}$$

ビンガム流体式を変形した圧力損失式を，流量 Q1, Q2 で表現すると次式になり，塑性粘度μB と降伏値τy は変化しないものと仮定している。

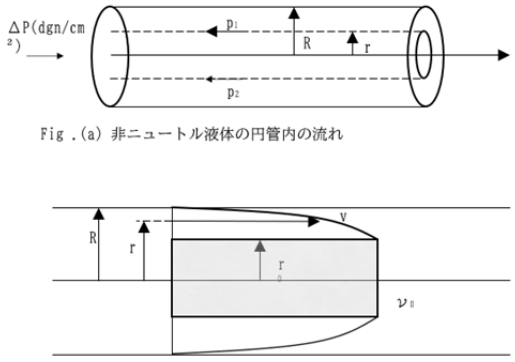



図 1 ビンガム流体での管内流動の概要

$$\frac{\Delta p_1}{l} = \frac{8 \cdot \mu_B}{\pi \cdot R^4 \cdot \phi_{01}} \cdot Q_1 = \frac{2 \cdot \tau_y}{R \cdot a_1} ; \ \phi_{01} = 1 - \frac{4}{3} \cdot a_1 + \frac{1}{3} \cdot a_1^4$$

$$\frac{\Delta p_2}{l} = \frac{8 \cdot \mu_B}{\pi \cdot R^4 \cdot \phi_{02}} \cdot Q_2 = \frac{2 \cdot \tau_y}{R \cdot a_2} ; \ \phi_{02} = 1 - \frac{4}{3} \cdot a_2 + \frac{1}{3} \cdot a_2^4$$

流量 Q1, Q2 の両式の比をとると，次式の関係を得る。この関係式が McMILLEN で示されている。

$$\frac{\frac{\Delta p_1}{l}}{\frac{\Delta p_2}{l}} = \frac{\Delta p_1}{\Delta p_2} = \frac{\frac{8 \cdot \mu_B}{\pi \cdot R^4 \cdot \phi_{01}} \cdot Q_1}{\frac{8 \cdot \mu_B}{\pi \cdot R^4 \cdot \phi_{02}} \cdot Q_2} = \frac{\phi_{02}}{\phi_{01}} \cdot \frac{Q_1}{Q_2} = \frac{\frac{2 \cdot \tau_y}{R \cdot a_1}}{\frac{2 \cdot \tau_y}{R \cdot a_2}} = \frac{a_2}{a_1}$$

$$\therefore \frac{\Delta p_1}{\Delta p_2} = \frac{\phi_{02}}{\phi_{01}} \cdot \frac{Q_1}{Q_2} = \frac{a_2}{a_1} = \frac{1}{\xi_0} \text{より，} \ a_2 = \frac{a_1}{\xi_0}$$

$$\therefore \frac{\phi_{02}}{\phi_{01}} \cdot \frac{Q_1}{Q_2} = \frac{1}{\xi_0} \text{より，} \frac{\phi_{02}}{\phi_{01}} = K_0 \text{から，} \ \phi_{02} = K_0 \cdot \phi_{01}$$

したがって，次の比栓半径 a1 の釣り合い式を得る。

$$\phi_{02} = K_0 \cdot \phi_{01}$$

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

この比栓半径 a1 を整理すると，次の 4 次式になる。

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

この比栓半径 a1 の 4 次式は，4 次と 1 次の項になる。

$a_1^4 + A \cdot a_1^3 + B \cdot a_1^2 + C \cdot a_1 + D = 0$とすると，

$A = 0 \quad ; \quad B = 0$

$$; \quad C = \frac{\frac{4}{3} \cdot \left( K_0 - \frac{1}{\xi_0} \right)}{\frac{1}{3} \cdot \left( \frac{1}{\xi_0^4} - K_0 \right)} \quad ; \quad D = \frac{(1 - K_0)}{\frac{1}{3} \cdot \left( \frac{1}{\xi_0^4} - K_0 \right)}$$

佐久田は，この比栓半径 a1 の 4 次式を解くために，4 次式から 4 次項の $a1^4$ を分離して，Y＝$a1^4$ の a1 を横軸変数とした方程式に変換するとともに，$a1^4$ を分離した

残りを，Y＝－C･a1－D の a1 を横軸変数とした 1 次式（佐久田文献[1]では右辺のプラスマイナスが逆に記述されているが本式が正しい表記になる）に変換している。この a1 を横軸の変数とした 2 つの方程式の 0≦a1≦1 の範囲で，2 つの方程式の交点を 4 次式の解となる a1 として，図式的に求めたようである。

$a_1$を横軸変数とした1つ目の方程式　$Y = a_1^4$

$a_1$を横軸変数とした2つ目の方程式

$Y + C \cdot a_1 + D = 0 \quad \therefore Y = -C \cdot a_1 - D$

この2つ式の$0 \leqq a_1 \leqq 1$の交点を4次式解$a_1$

図 2 に，調合 No.1 の 5B 管の比栓半径 a1 の図式解法の結果の一例を示す。図中の黄色で示した比栓半径 a1 が直接的に 4 次式を解いた結果で，それぞれ Y＝a1⁴ と Y＝－C･a1－D の方程式の交点になっていることがわかる。図式解法を厳密に行うと，比栓半径の 4 次式を厳密に解いていることがわかる。

### 3. 比栓半径 a 式の 4 次式と 1 次近似式の関係

4 次式の圧力損失 Δp/l 式を整理する。比栓半径 a を比栓半径 a の 4 次項 a⁴≒0 の 1 次式に近似すると，塑性粘度 μB と降伏値 τy のレオロジー変数による吐出量 Q と圧力損失 Δp/l の直線式が得られる。これらの流量 Q に対する 4 次式の圧力損失 Δp/l 式あるいは 1 次式の圧力損失 Δp/l 式が，佐久田が提案した水平管 1m 当たりの圧力損失 Δp/l と吐出量 Q の関係を表す圧力損失チャート図の直線に該当する。

$$\frac{\Delta p}{l} = \frac{8 \cdot \mu_B}{\pi \cdot R^4 \cdot \left(1 - \frac{4}{3} \cdot a + \frac{1}{3} \cdot a^4\right)} \cdot Q = \frac{2 \cdot \tau_y}{R \cdot a}$$

$$\therefore \frac{\Delta p}{l} + \frac{\Delta p}{l} \cdot \left(\frac{l}{\Delta p}\right)^4 \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{R^4} \cdot 2^4 \cdot {\tau_y}^4 = \frac{8 \cdot \mu_B}{\pi \cdot R^4} \cdot Q + \frac{4}{3} \cdot \frac{1}{R} \cdot 2 \cdot \tau_y$$

圧力損失チャート図の厳密解

$$\therefore \frac{\Delta p}{l} + \frac{l^3}{\Delta p^3} \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{R^4} \cdot 2^4 \cdot {\tau_y}^4 = \frac{8 \cdot \mu_B}{\pi \cdot R^4} \cdot Q + \frac{4}{3} \cdot \frac{2}{R} \cdot \tau_y$$

4次項 $\frac{l^3}{\Delta p^3} \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{R^4} \cdot 2^4 \cdot {\tau_y}^4 \fallingdotseq 0$とすると，

圧力損失チャート図の近似解

$$\therefore \frac{\Delta p}{l} = \frac{8 \cdot \mu_B}{\pi \cdot R^4} \cdot Q + \frac{4}{3} \cdot \frac{2}{R} \cdot \tau_y \quad ; \quad \frac{l^3}{\Delta p^3} \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{R^4} \cdot 2^4 \cdot {\tau_y}^4 \fallingdotseq 0$$

ここで，佐久田が，圧力損失 Δp/l と吐出量 Q の関係のチャート図の導出にあたって，圧力損失チャート図が直線の 1 次式で構成されているということは，最後に 4 次式の 4 次項 $\frac{l^3}{\Delta p^3} \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{R^4} \cdot 2^4 \cdot {\tau_y}^4 \fallingdotseq 0$ として 1 次式に近似しているということになる。

このことは，比栓半径 a を求める段階で，比栓半径 a の 4 次式の解を直接求めずに，比栓半径 a の 4 次項 a⁴≒0 と近似した 1 次式で解いても，圧力損失 Δp/l と吐出量 Q の関係の最終結果は，圧力損失チャート図の 1 次式の近似解の形式と同じになる。

| 調合No.1, スランプ20cm, 5B管 | | | |
|---|---|---|---|
| Q1 [m3/hr] | | 19.2 | 45.1 |
| Q2 [m3/hr] | | 45.1 | 63 |
| a1 | Y=a1^4 | Y=-C･a1-D | Y=-C･a1-D |
| 0 | 0 | −1.35667 | −0.29156 |
| 0.1 | 0.0001 | −1.08863 | −0.12388 |
| 0.174435 | 0.000926 | −0.88912 | 0.000926 |
| 0.3 | 0.0081 | −0.55255 | 0.211469 |
| 0.4 | 0.0256 | −0.28452 | 0.379145 |
| 0.5 | 0.0625 | −0.01648 | 0.546821 |
| 0.537223 | 0.083295 | 0.083295 | 0.609235 |
| 0.7 | 0.2401 | 0.519601 | 0.882173 |
| 0.8 | 0.4096 | 0.78764 | 1.049849 |
| 0.9 | 0.6561 | 1.055679 | 1.217525 |
| 1 | 1 | 1.323717 | 1.385202 |

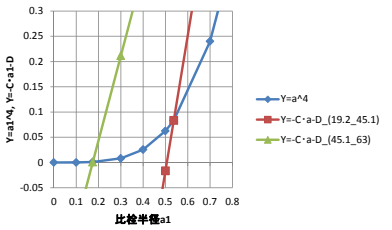



図 2 調合 No.1 の 5B 管の比栓半径 a1 の図式解法の結果

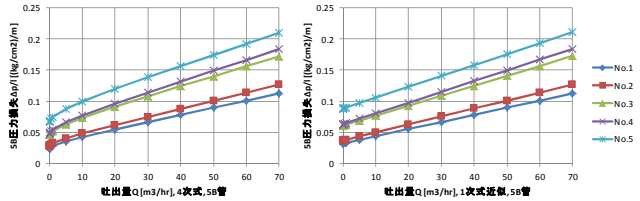



図 3 調合 No.1～No.5 の 5B 管での 4 次式と 1 次近似式の比較

$$\frac{\Delta p}{l} = \frac{8 \cdot \mu_B}{\pi \cdot R^4 \cdot \left(1 - \frac{4}{3} \cdot a + \frac{1}{3} \cdot a^4\right)} \cdot Q = \frac{2 \cdot \tau_y}{R \cdot a}$$

$a^4 \fallingdotseq 0$のとき，$\frac{\Delta p}{l} = \frac{8 \cdot \mu_B}{\pi \cdot R^4} \cdot Q + \frac{4}{3} \cdot \frac{1}{R} \cdot 2 \cdot \tau_y$（圧力損失チャート図の近似解と同じ）

この場合，比栓半径 a の 4 次項 a⁴≒0 で近似すると，比栓半径 a の式は 1 次式になり，比栓半径 a1 が，次式で求められる。

$a_1^4 \fallingdotseq 0$に近似すると，$C \cdot a_1 + D = 0$

$$\therefore a_1 = \frac{-D}{C} = \frac{-(1 - K_0)}{\frac{4}{3} \cdot \left(K_0 - \frac{1}{\xi_0}\right)} = \frac{3 \cdot (K_0 - 1)}{4 \cdot \left(K_0 - \frac{1}{\xi_0}\right)}$$

したがって，比栓半径 a 式の 4 次式あるいは 1 次式近似のいずれかから比栓半径 a1=a が求まると，圧力損失 Δp/l が既知として，次式から塑性粘度 μB と降伏値 τy が求められる。なお，比栓半径 a の 4 次式からの結果と 1 次式近似からの結果では異なるので，最終的な圧力損失チャート図の直線は，比栓半径 a の 4 次式からの結果と 1 次式近似からの結果で完全には一致しない。

a）比栓半径 a1 が 4 次式での塑性粘度 μB と降伏値 τy

$$\mu_B = \frac{\Delta p}{l} \cdot \pi \cdot R^4 \cdot \left(1 - \frac{4}{3} \cdot a + \frac{1}{3} \cdot a^4\right) \cdot \frac{1}{8 \cdot Q} \quad ; \tau_y = \frac{\Delta p}{l} \cdot R \cdot a \cdot \frac{1}{2}$$

b）比栓半径 a1 の 4 次項 a⁴≒0 と近似した 1 次式での塑性粘度 μB と降伏値 τy

$$\mu_B = \frac{\Delta p}{l} \cdot \pi \cdot R^4 \cdot \left(1 - \frac{4}{3} \cdot a\right) \cdot \frac{1}{8 \cdot Q} \quad ; \tau_y = \frac{\Delta p}{l} \cdot R \cdot a \cdot \frac{1}{2}$$

図 3 に，5B 管の 4 次式と 1 次近似式を比較した。塑性粘度 μB と降伏値 τy が同じ条件で，4 次式の厳密解と 1 次式近似の違いは，吐出量 Q が 10[m³/hr]より小さい範囲で顕著になるが，ポンプ圧送の実務の状況を考慮すると，1 次式近似の対応でも問題ないことがわかる。

### 4. まとめ

その 2 は，佐久田のビンガム流体モデルを分析し，比栓半径図式解法が 4 次式の厳密解に対応することと，4 次式と 1 次近似式の関係を明らかにした。（中村研究室）

# 矩形断面への適用を考慮した加熱冷却後のコンクリートの構成則に関する考察
## (その 2)　加熱冷却後におけるコンクリートの力学的特性

217-075　高田　恭兵

### 1.　はじめに

本研究は，前報(その 1)に引き続き，加熱冷却後における角柱供試体の圧縮試験の結果および，加熱冷却後のコンクリートの強度回復について検討する。

### 2.　加熱冷却後における角柱供試体の圧縮試験の結果

本研究では，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構築を試みるために，**図 1** に示すように，角柱供試体の残存圧縮応力度 ${}_c\sigma_F$ と圧縮ひずみ度 ${}_c\varepsilon_F$ の関係において，1）残存圧縮強度 ${}_c\sigma_{BF}$，2）圧縮強度時ひずみ度 ${}_c\varepsilon_{BF}$，3）ヤング係数 ${}_cE_F$ および 4）応力下降域の勾配 ${}_c\theta_F$ に着目する。なお，加熱冷却後の角柱供試体のヤング係数 ${}_cE_F$ は原点と ${}_c\sigma_{BF}$ の 1/3 倍の点を結ぶ直線の傾き，応力下降域の勾配 ${}_c\theta_F$ は ${}_c\sigma_{BF}$ と応力下降域における ${}_c\sigma_{BF}$ の 1/3 の点を結ぶ直線の傾きによって定義する。一方，コンクリートの材料の力学的特性は，一般にシリンダー供試体の結果に基づくことから，コンクリートの構成則を構成する上述の 4 要素の検討については，加熱冷却後における角柱供試体の圧縮試験の結果を常温時のシリンダーの圧縮試験の結果で除した無次元量を扱う。

**図 2** に加熱冷却後における角柱供試体の圧縮試験の結果を示す。なお，各グラフとも，横軸は経験最高温度 $T$ である。

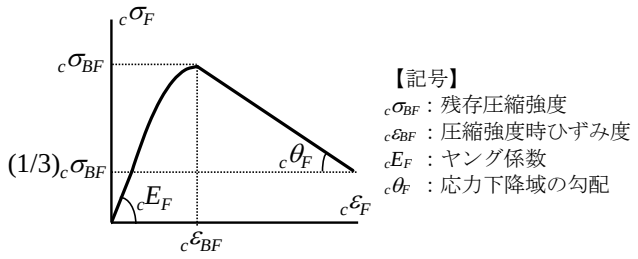



**図 1**　加熱冷却後における角柱供試体のコンクリートの残存圧縮応力度 ${}_c\sigma_F$–ひずみ度 ${}_c\varepsilon_F$ 関係

1）残存圧縮強度 ${}_c\sigma_{BF}$

**図 2**(a)に加熱冷却後におけるコンクリートの残存圧縮強度と経験最高温度の関係を示す。縦軸は，非加熱時のシリンダーの圧縮強度 ${}_c\sigma_B$ に対する加熱冷却後における角柱供試体の残存圧縮強度 ${}_c\sigma_{BF}$ の比 $k_0 = {}_c\sigma_{BF}/{}_c\sigma_B$ である。コンクリートの呼び強度 $F_c$ にかかわらず，$T$ が高くなるにつれて $k_0$ はほぼ直線的に低下するが，$T$ = 400℃を超えると $k_0$ の低下率が増大しており，$T$ = 400℃時に折れ点が確認される。

2）圧縮強度時ひずみ度 ${}_c\varepsilon_{BF}$

**図 2**(b)に加熱冷却後における圧縮強度時ひずみ度と経験最高温度の関係を示す。縦軸は，非加熱時のシリンダーの圧縮強度時ひずみ度 ${}_c\varepsilon_B$ に対する加熱冷却後における角柱供試体の残存圧縮強度時ひずみ度 ${}_c\varepsilon_{BF}$ の比 $k_1 = {}_c\varepsilon_{BF}/{}_c\varepsilon_B$ である。$F_c$ にかかわらず，$T$ が高くなるにつれて $k_1$ はほぼ直線的に増加するが，$T$ = 400℃を超えると $k_1$ の増加率は大きくなっており，$k_1$–$T$ 関係と同様に $T$ = 400℃時に折れ点が確認される。

3）ヤング係数 ${}_cE_F$

**図 2**(c)に加熱冷却後におけるコンクリートのヤング係数と経験最高温度の関係を示す。縦軸は，非加熱時のシリンダーのヤング係数 ${}_cE$ に対する加熱冷却後における角柱供試体の残存ヤング係数 ${}_cE_F$ の比 $k_2 = {}_cE_F/{}_cE$ である。$F_c$21 の場合，$T$ が高くなるにつれて $k_2$ はほぼ直線的に低下するが，$T$ = 600℃を超えると $k_2$ の低下率は小さくなっている。一方，$F_c$33 の場合，$T$ が高くなるにつれて $k_2$ は上に凸の放物線に近い分布を示すが，安全側に考慮すれば，$k_2$ は常温 $T_0$ と $T$ = 600℃時の結果を結ぶ直線分布に仮定できると考えられる。

4）応力下降域の勾配 ${}_c\theta_F$

**図 2**(d)に加熱冷却後におけるコンクリートの応力下降域の傾きと経験最高温度の関係を示す。縦軸は非加熱

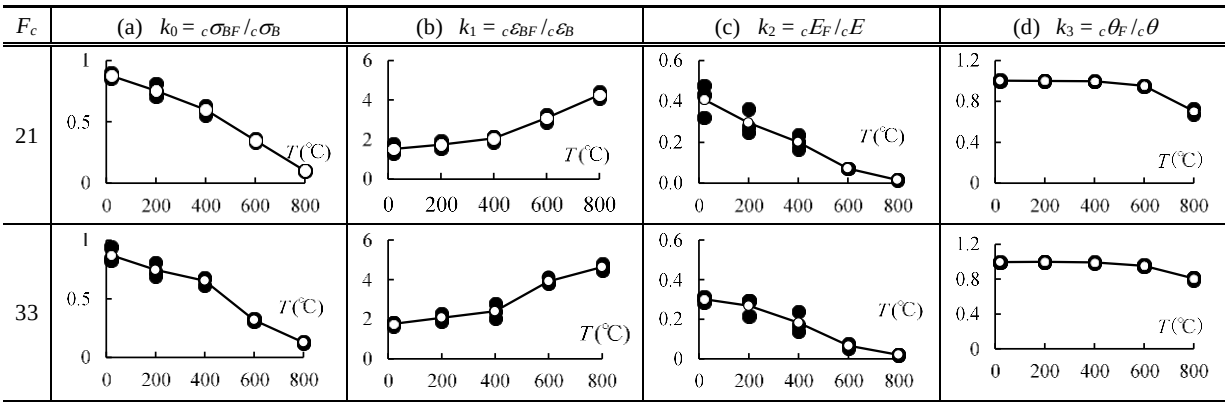
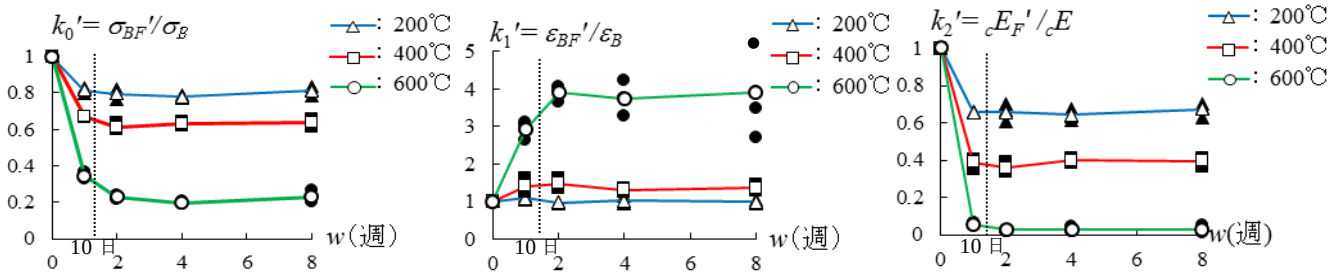



**図 2**　加熱冷却後における角柱供試体の圧縮試験の結果




(a) $k_0'$ − $w$ 関係　(b) $k_1'$ − $w$ 関係　(c) $k_2'$ − $w$ 関係

**図 3**　加熱冷却後の時間経過に対するコンクリートの構成則を構成する要素の推移状況

時のシリンダーの応力下降域の傾き ${}_c\theta$ に対する加熱冷却後における角柱供試体の傾き ${}_c\theta_F$ の比 $k_3 = {}_c\theta_F / {}_c\theta$ である。$F_c$ にかかわらず，傾き ${}_c\theta_F$ は $T = T_0$〜600℃まで $T_0$ 時の値にほぼ等しい。一方，$T > 600$℃の範囲では，$T$ が高くなるにつれて傾き ${}_c\theta_F$ の低下の度合いが大きくなり，その傾向は $F_c$ が小さい方が顕著であるが，安全側に考慮すれば，$k_3$ は $T = 600$℃と 800℃時の結果を結ぶ直線分布に仮定できると考えられる。

## 3.　加熱冷却後におけるコンクリートの力学性能の回復に関する一考察

本研究は，前報(その 1)で述べたように，加熱試験より 10 日間の冷却期間 [1] を経た角柱試験体の圧縮試験の結果を扱っている。一方，加熱冷却後のシリンダーの残存圧縮強度は，加熱冷却後から急激に低下するものの，その後は時間の経過とともに強度が回復し，その回復の度合いは水セメント比 $W/C$ の影響を強く受けることが知られている [2]。しかしながら，経験最高温度が時間経過に対するコンクリートの力学性能の回復に及ぼす影響は明らかにされていない。このような観点から，シリンダーを対象とした時間経過に対する残存圧縮強度 ${}_c\sigma_{BF}'$，圧縮強度時ひずみ度 ${}_c\varepsilon_{BF}'$ およびヤング係数 ${}_cE_F'$ の回復に及ぼす $T$ の影響を検討するための試験を行う。

シリンダー供試体は直径 100 mm，高さ 200 mm とし，その呼び強度 $F_c$21，$W/C$ = 54 %である。試験変数は，経験最高温度 $T$ および加熱後冷却期間 $w$ であり，$T$ = 200，400 および 600℃の 3 種類および $w$ = 1，2，4 および 8 の 4 種類とする。シリンダー供試体は，これら試験変数の各組合せに対して 3 本の供試体を実施するとともに，非加熱の基準供試体 6 本を含む計 42 本が用意された。また，加熱試験における内部温度計測のため，試験変数である各加熱温度に対して，1 体の供試体について，その中央部に温度計測用の熱電対を配置している。なお，非加熱の基準供試体の圧縮強度 ${}_c\sigma_B = 26.5$ N/mm$^2$，ヤング係数 ${}_cE = 1.93\times10^4$ N/mm$^2$ である。

加熱試験は，前報(その 1)に示した角柱試験体と同様の方法に基づいて実施し，圧縮試験は 1000 kN 万能試験機によって行う。

**図 3** に試験結果を示す。各グラフの縦軸は，(a) 非加熱時のシリンダー圧縮強度 ${}_c\sigma_B$ に対する ${}_c\sigma_{BF}'$ の比 $k_0' = {}_c\sigma_{BF}' / {}_c\sigma_B$，(b) 非加熱時のシリンダーの圧縮強度時ひずみ度 ${}_c\varepsilon_B$ に対する ${}_c\varepsilon_{BF}'$ の比 $k_1' = {}_c\varepsilon_{BF}' / {}_c\varepsilon_B$ および(c) 非加熱時のシリンダーのヤング係数 ${}_cE$ に対する ${}_cE_F'$ の比 $k_2' = {}_cE_F' / {}_cE$ である。横軸は，$w$(週)である。なお，$w = 0$ は，加熱試験直前に実施した非加熱時のシリンダーの力学特徴を示す。また，グラフの各線は，各試験変数において実施した 3 体の供試体における試験結果の平均値を結んだ直線を表す。

**図 3**(a)より，$k_0'$ は $w = 1$ 週時まで大きく低下し，その傾向は $T$ が高くなるにつれて大きくなるが，$T$ にかかわらず，$w = 1$ 週時以降の低下率は小さくなり，ほぼ $w = 2$ 週時の残存圧縮強度を維持している。また，**図 3**(c)より，$k_2'$ についても，ほぼ同様の傾向を示している。一方，**図 3**(b)より，$k_1'$ は，$T = 200$℃の場合，時間経過に伴う変化は非常に小さく，非加熱時の ${}_c\varepsilon_B$ をほぼ維持している。また，$T = 400$℃の場合，$k_1'$ は時間の経過とともに若干大きくなるものの，$w = 4$ 週時にはほぼ ${}_c\varepsilon_B$ まで回復している。それに対して，$T = 600$℃の場合，$w = 2$ 週時まで $k_1'$ は急激に増大し，その後，平衡状態に移行していることがわかる。

これらの結果より，本試験が対象としたコンクリートの配合および加熱後冷却期間の範囲において，加熱冷却後のコンクリートの残存性能を検証するための試験は，加熱後冷却期間 $w$ = 2〜8 週時に実施すれば，ほぼ平衡な状態下における試験結果を得ることができると考えられる。

## 4.　まとめ

本研究では，前報(その 1)に引き続き，加熱冷却後における角柱供試体のコンクリートの圧縮性状，および，シリンダーの加熱冷却後における力学性能の回復について検討した。

**参考文献**

1) 小西貴之ほか：加熱冷却後のコンクリートブロックの残存圧縮強度，日本建築学会大会芸術講演梗概集 防火 pp.149-150, 2019.7
2) 原田有：高熱を受けたコンクリートの強度と弾性の変化(第 3 報. 強度と弾性の自然恢復)，日本建築学会論文集，第 56 号，pp.1-7, 1957.6

(馬場研究室)

# 鉄骨フレーム-CLT 壁ハイブリッド骨組の構造性能に関する研究（その 2）

217-076　　田中　佑樹

## 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ハイブリッド構造に関する実験を行った結果を報告する。

## 2. 実験計画

### 2. 1　CLT パネルの取付方法

本実験では，まず，CLT パネルの厚さ方向の中央に，コ字形の鋼板 PL-9 を埋め込み，ドリフトピンを用いて固定した。このコ字形の鋼板は，梁との接合に用いるとともに，CLT パネルの両側では曲げ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，上下の梁に取り付けたガセットプレートとコ字形鋼板を，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モルタルを打設した。上下の接合部とも，接合部のせん断耐力が CLT パネルの負担せん断力を上回るように計画した。

### 2. 2　試験体

表-1 に試験体の一覧を，図-1 に形状を示す。試験体は 1 層 1 スパンのラーメン骨組とし，CLT パネルの大きさおよび配置を変えた 4 体である。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，各試験体共通である。

試験体 A0-N は CLT パネルの無い鉄骨フレームのみの試験体である。これに対して，試験体 A0-A は両側に設けた幅 100mm のスリットを除き，ほぼ全面に CLT パネルを取り付けた試験体，試験体 A0-OS は片側に開口を設けた試験体，試験体 A0-OC は CLT パネルを両側に配置し，中央に開口を設けた試験体である。

CLT パネルはすぎ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-250×250×9×14，梁断面は H-250×125×6×9 とした。

### 2. 3　使用材料

表-2 に鋼材の引張試験結果を示す。鋼材はその 1 と同じ材料である。また，モルタルの圧縮強度は，加力期間中の 3 回の試験の平均値で 32.5 N/mm$^2$ であった。

### 2.4　加力方法

加力は，その 1 と同様に行った。

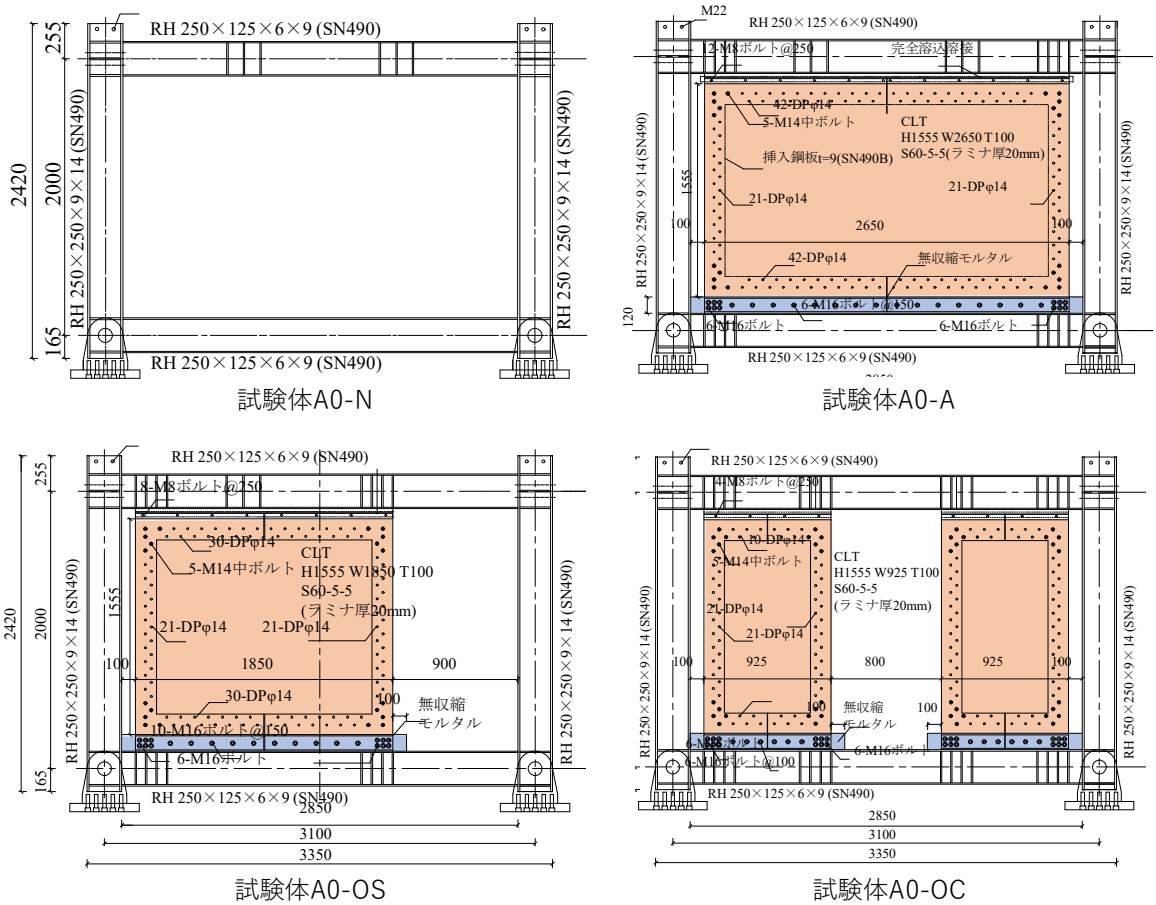



図-1　試験体の一覧および形状（単位；mm）

表-1　試験体一覧および最大耐力の実験値と計算値の比較

| | CLT パネル | CLTパネルの寸法 | 最大荷重の実験値(kN) | 最大耐力の計算値(kN) 鉄骨フレーム | CLT壁 | 計算値 | 実／計 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A0-N | S60-5-5（すぎ材） | ― | 397 | 305.0 | － | 305.0 | 1.30 |
| A0-A | | W2650×H1555×t100 | 1267 | | 715.5 | 1020.5 | 1.24 |
| A0-OS | | W1850×H1555×t100 | 966 | | 499.5 | 804.5 | 1.20 |
| A0-OC | | 2-W925×H1555×t100 | 993 | | 499.5 | 804.5 | 1.23 |

・最大荷重の実験値は，正負荷重の大きい方の値である。

表-2　鋼材の引張試験結果

| 鋼材 | 使用部位 | 降伏応力度 $\sigma_y$(N/mm$^2$) |
|---|---|---|
| PL-9 | 梁フランジ | 385 |
| PL-6 | 梁ウェブ | 442 |
| PL-14 | 柱フランジ | 340 |
| PL-9 | 柱ウェブ | 404 |

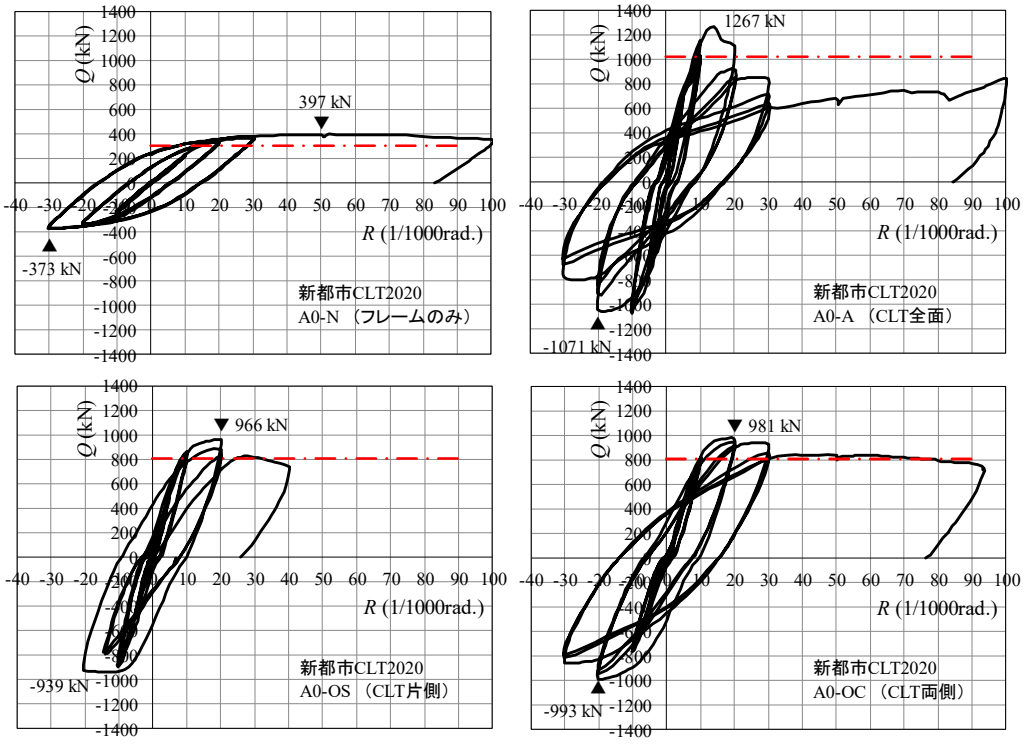



図-2 荷重－変位曲線

## 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。

鉄骨フレームのみの試験体 A0-N は梁端部が曲げ降伏し，紡錘形の履歴曲線を示した。これに対して，CLT パネル全面の試験体 A0-A は，R=14/1000rad でパネルのラミナ毎にずれが生じ，また下部モルタルの両端で斜めひび割れが生じた。この時点で最大耐力に達し，その後耐力低下した。片側に開口を設けた試験体 A0-OS は R=10/1000rad で開口部の上梁が横座屈しはじめ，加力が不安定になった。中央に開口を設けた試験体 A0-OC は R=20/1000rad で開口上下梁の曲げせん断変形が大きくなり，最大耐力に達した。R=30/1000rad で片側のパネルはラミナ毎に，他方のパネルは，中央 1 か所でずれが生じ，耐力低下を生じた。

## 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。最大耐力の計算値 cQh を下式で求めた。

$$cQh = Qf + Qclt \quad (1)$$

Qf：鉄骨フレームの水平耐力計算値（kN）

Qclt：CLT 壁の負担せん断力計算値（kN）

鉄骨フレームの水平耐力計算値 Qf は，上下梁の両端部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 壁の負担せん断力 Qclt は，下式で計算した。

$$Qclt = \tau clt \times Bclt \times tclt \quad (2)$$

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/mm$^2$ とした [1]。

計算値に対する実験値の比（実／計）は 1.20～1.30 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 CLT パネルを取り付け，耐震壁として活用するハイブリッド骨組の構造性能を検討した結果，パネルの幅に応じて最大耐力が増大した。

## 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）

# 無開口軽量鉄骨軽量コンクリート造耐力壁の耐震性能に関する実験的研究
## その３　保有水平耐力の算定

217-077　　田中　友貴

### 1.　はじめに

本報（その 3）では、無開口軽量鉄骨軽量コンクリート造耐力壁の従来の実験結果（表 1）を用い、三要素理論と対角圧縮ストラット理論に基づいたせん断破壊する耐力壁のせん断終局強度の評価方法について検討する。

### 2.　三要素理論に基づいたせん断終局強度の評価

#### 2.1　理論概要

三要素理論は中国で鉄筋コンクリート造耐力壁のせん断終局強度の算定に適用されている理論の一つで、耐震壁に作用する外力に対して、壁のコンクリートが負担する耐力（$Q_c$）、軸力が及ぼす耐力（$Q_N$）および壁の鉄筋が負担する耐力（$Q_{SV}$）の三要素に基づき提案されたものである [1)]（式 1、図 1(a)）。ここで、耐力壁に軸力が作用する場合、壁の上下が拘束力を受け水平方向の外力に対する抵抗力が増加することにより、耐力壁の水平耐力における負担分の一要素として考えている。三要素理論に基づき実用化したせん断終局強度の算定方法を式(2)に示す。

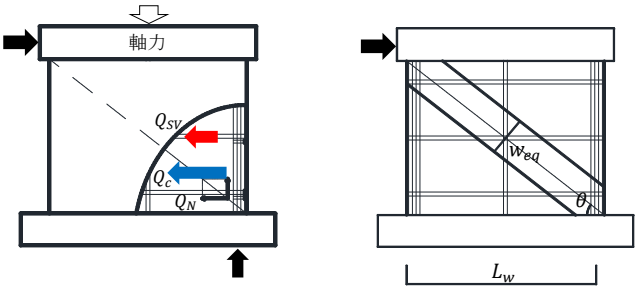
$$Q_{su} = Q_c + Q_N + Q_{sv} \tag{1}$$

$$Q_{su} = \left[\frac{1}{\lambda - 0.5}\left(0.3 f_t A_c + 0.06 N \frac{A_w}{A}\right) + 0.2 f_a \frac{A_{ah}}{s} h_{w0}\right] / \gamma_{RE} \tag{2}$$

ここで、$\lambda$は壁のせん断スパン比、$f_t$は軽量コンクリート引張強度(N/mm$^2$)、$A_c$は壁のコンクリート部分の断面積(mm$^2$)、$N$は軸力、$A$は壁の断面積（mm$^2$)、$A_w$はＬ字やＴ字型壁の有効断面積(mm$^2$、本研究では$A$と同様な値を使用)、$f_a$は横補強筋（スチールストリップ）の引張強度(N/mm$^2$)、$A_{ah}$は横補強筋の断面積(mm$^2$)、$s$は横補強筋の配筋間隔(mm)、$h_{w0}$は壁有効幅(mm)、$\gamma_{RE}$は耐震調整係数(本研究では 0.85 を適用)である。

#### 2.2　評価結果

式(2)に基づき算定した軽量鉄骨軽量コンクリート造耐力壁のせん断終局強度と実験結果との比較を図 2 に示す。全ての試験体において実験値が理論値を上回る結果となり、実験値が理論値の 2.04～2.79 倍程度となっている。この理由として、式(2)は強度や厚さの小さい B 形鋼を縦方向の軽量鉄骨として使用した耐力壁の実験結果に基づき提案したものであり、角形鋼を用いた耐力壁の理論値がより保守的な評価になったと考えられる。当理論式は安全性が高いが、建築コストが増加する原因となり、角形鋼を用いた耐力壁に対しては三要素それぞれの重み付け係数を調整する必要があると考えられる。




(a)　三要素理論　　(b)　対角ストラット理論

図 1　理論概念図

表 1　試験体概要

| 厚さ×高さ×幅 (mm) | シアスパン比($\lambda$) | コンクリート部分の断面積 $A_c$ (mm$^2$) | コンクリート引張強度 $f_t$ (N/mm$^2$) | 軸力 $N$ (kN) | 実験結果 (kN) | 横補強筋引張強度 $f_a$ (N/mm$^2$) | 横補強筋断面積 $A_{ah}$ (mm$^2$) | 横補強筋ピッチ $s$ (mm) | 三要素理論結果 (kN) | ストラットの有効幅 $w_{eq}$ (mm) | コンクリート圧縮強度 $F_{ck}$ (N/mm$^2$) | ヤング係数 $E_c$ (N/mm$^2$) | 対角ストラット理論結果 (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 180×1650×2062.5 | 0.8 | 355250 | 0.85 | 212 | 278.4 | 350 | 55 | 600 | 136.5 | 720.6 | 6.3 | 7080 | 347.5 |
| | | | 0.86 | 321 | 317.3 | | | | 137.8 | 822.7 | 6.38 | 7203 | 374.5 |
| | | | 0.78 | 377 | 295.5 | | | | 127.8 | 923.7 | 5.61 | 6898 | 350.4 |
| | | | 0.50 | 103 | 206.7 | | | | 92.6 | 707.9 | 3.08 | 4621 | 172.8 |
| | | | 0.51 | 160 | 219.8 | | | | 93.9 | 810.2 | 3.13 | 4680 | 188.8 |
| | | | 0.59 | 257 | 231.2 | | | | 103.9 | 906.5 | 3.83 | 5020 | 242.3 |
| | | | 0.77 | 184 | 292.8 | | | | 126.5 | 715.8 | 5.48 | 5922 | 303.1 |
| | | | 0.83 | 308 | 292.9 | | | | 134.0 | 821.9 | 6.12 | 7018 | 359.5 |
| | | | 0.79 | 385 | 359.7 | | | | 129.0 | 918.3 | 5.78 | 6630 | 358.6 |
| | | | 0.70 | 251.9 | 317.6 | | | | 117.7 | 846.8 | 4.5 | 5601 | 275.5 |
| | | | 0.69 | 246.4 | 323.1 | | | | 116.5 | 846.7 | 4.39 | 5480 | 269.2 |

## 3. 対角ストラット理論に基づいたせん断終局強度の評価

### 3.1 理論概要

対角ストラット理論は、鉄筋コンクリート造耐力壁のせん断終局強度の算定に広く適用されている理論であり、図1(b)のように耐力壁を対角圧縮ストラットに置換し、その有効幅と壁の厚さにより形成する断面が水平方向の外力を負担すると考えている[2) 3)]。対角ストラット理論に基づいた軽量鉄骨軽量コンクリート造耐力壁のせん断終局強度の算定方法を式(3)～(7)に示す。ここで、コンクリートの圧縮強度$F_c$は円柱状供試体の試験結果に対し、本研究では立方体供試体のそれが用いられているため、材料供試体の形状による圧縮強度の補正を行う（式(8)）[4)]。

$$Q_{su} = F_c w_{eq} t \cos\theta \tag{3}$$

$$w_{eq} = \left(0.25 + 0.85\frac{N_c}{A_c F_c}\right) L_w \tag{4}$$

$$N_c = \frac{N A_c}{A_c + A_s E_s / E_c} \tag{5}$$

$$\sigma_N = \frac{N}{A_c + A_s E_s / E_c} \tag{6}$$

$$\theta = 90° - \cos^{-1}\frac{\left(\frac{\sigma_N}{\sigma_N + 2f_t}\right)}{2} \tag{7}$$

$$F_c = \alpha_1 \alpha_2 F_{ck} = 0.72 F_{ck} \tag{8}$$

ここで、$Q_{su}$は壁のせん断終局強度、$F_c$はコンクリートの圧縮強度(N/mm²)、$w_{eq}$は対角ストラットの有効幅(mm)、$t$は壁の厚さ(mm)、$\theta$は対角ストラットの角度(°)、$L_w$は壁の有効幅(mm)、$f_t$はコンクリートの引張強度(N/mm²)、$A_c$は壁のコンクリート部分の断面積(mm²)、$A$は壁の断面積(mm²)、$A_s$は縦方向鉄骨の断面積(mm²)、$E_s$は縦方向鉄骨のヤング係数(N/mm²)、$E_c$はコンクリートのヤング係数(N/mm²)、$N$は軸力、$\alpha_1$と$\alpha_2$はコンクリート圧縮強度の形状補正係数（本研究では$\alpha_1\alpha_2$=0.72 を適用）、$F_{ck}$は立方体供試体のコンクリート圧縮強度である。

### 3.2 評価結果

式(3)に基づき算定した軽量鉄骨軽量コンクリート造耐力壁のせん断終局強度と実験結果との比較を図 3 に示す。三要素理論による算定結果と異なり、対角ストラット理論の算定値と実験値が概ね一致することが分かる。ただし、鉄筋コンクリート構造と比べ、軽量鉄骨軽量コンクリート造耐力壁の圧縮ストラットの有効幅$w_{eq}$が過大評価となったため、式(3)の算定値が実験値をやや上回ることもある。対角ストラット理論の軽量鉄骨軽量コンクリート構造への適用において、圧縮ストラットの有効幅$w_{eq}$や角度$\theta$に対する更なる検討が必要であると考えられる。

## 4. まとめ

本報（その 3）では、三要素理論と対角圧縮ストラット理論を適用し、軽量鉄骨軽量コンクリート造耐力壁のせん断終局強度を評価した結果、以下の知見が得られた。

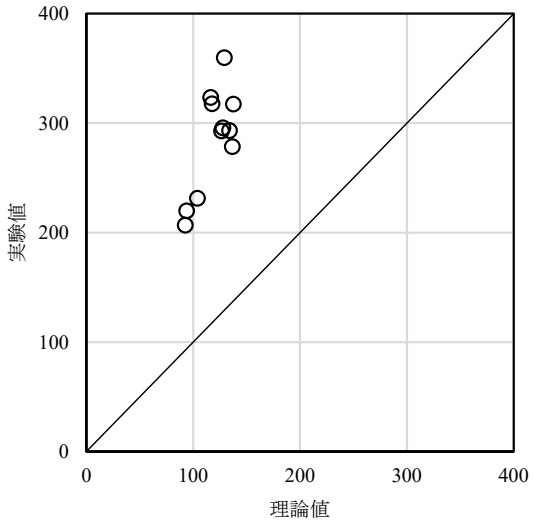



図２　三要素理論値と実験値の比較

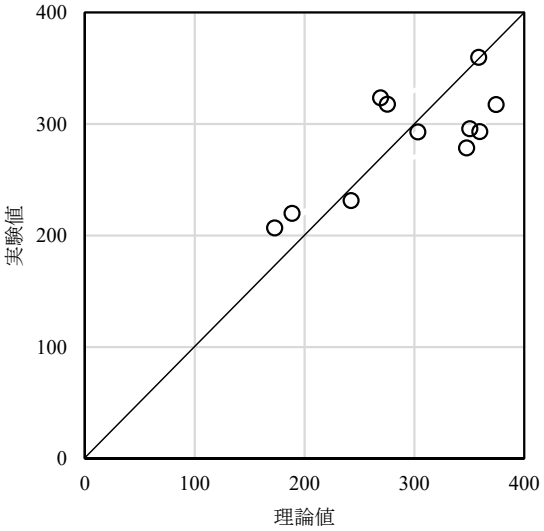



図３　対角ストラット理論値と実験値の比較

（1）三要素理論に基づいた算定結果は実験結果を大幅に下回っており、極めて保守的な評価となった。

（2）対角ストラット理論に基づいた算定結果は実験結果と概ね一致しており、良い適用性を見せた。

今後は、三要素理論おける三要素それぞれの負担寄与分および対角ストラット理論における圧縮ストラットの有効幅$w_{eq}$や角度$\theta$に関する更なる検討を行い、せん断終局強度算定式の適用性や精度を高めていきたい。

### 参考文献


1）Ministry of housing and urban-rural development. Technical specification of lightweight steel and lightweight concrete structure, 2016 [in Chinese]

2）Mainstone R J, Weeks G A. The influence of a bounding frame on the racking stiffness and strengths of brick walls: Proceedings of the 2nd International Brick Masonry Conference, Watford, England, 1970. Building Research Establishment

3）Paulay T, Priestley M J N. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. Wiley, 1992:49-56

4）Xin Yanqing. Analysis of compressive strength relationship between concrete cylinder specimen and cube specimen, China Water Power & Electrification, No.7 (total No.124), pp.59-62, 2015.7


（権研究室）

# 冷房と通風を同時利用した居室における負荷増大に関する考察

217-079　　タピア　アンジェラ

## 1. 背景・目的

空調利用時には窓を閉めることが省エネルギーの観点から常識とされている。しかしながら、現在は新型コロナウィルスの感染対策として、居室で空調をつけながら窓を開ける利用も現実に行われている。空調時の換気・通風は感染予防として有効であるが、取り込み風量や外気の室奥への届き方によっても室温上昇への影響程度は異なるであろう。こうした観点からどの程度増エネになるかについての知見はまだない。

本研究では、片側開口となる小型の居室を想定し、夏季空調時において開口部を開けた場合に増加する熱負荷、室内気流・温熱性状について CFD 解析により検証する。外部風速、開口部種別をパラメータとした温熱環境面の知見を整理する。CFD 解析は(株)アドバンスドナレッジ研究所製の FlowDesigner2020 を用いる。

## 2. 空調時における設定温度の再現に関する事前検討

### 2.1 解析概要

**2.1.1 解析モデル**（図 2-1、図 2-2）

本モデルは正方形型平面形状の居室で検討する。室内には、評価領域と空間発熱領域を設ける。

**2.1.2 空調モデル**（図 2-3、図 2-4）

CFD 解析で空調を扱う際には吹出し口に流速（流量）と温度を与える。室温を任意の温度とするためには、吹出し温度を調整する必要がある。FlowDesigner の機能には、CFD 解析と逆解析を繰り返す最適化があり、これを活用することで、実際の空調の設定温度のように設定した領域の温度を目標温度にすることが可能と考えられる。4 方向カセットでは吹出し口が 8 面あるが、FlowDesigner の最適化機能を用いるとそれぞれの吹出し温度は別々に調整されるが、4 方向の吹出し温度が異なるのは現実的ではない。そこで、4 方向カセット内部のファンに相当する位置に吹出し境界面を設け、この吹出し境界面の温度について逆解析で決定する。一方で、本来の吹出し口境界面ではなく、空気の格子の境を速度固定する。空調吹出し風量は 10 ㎥/min（2.5 ㎥/min×4 方向）とする。

**2.1.3 解析条件**

夏季冷房時を検討対象とする。室中央に空間発熱領域（熱負荷 200W）と、これを覆う評価領域を設置。評価領域内の目標温度（冷房設定温度相当）は 25°Cとする。CFD 解析と逆解析を交互に繰り返す。逆解析で算出した温度感度に基づき、CFD 解析の吹出し表面の温度を変更していく。評価領域内の目標温度に対して±0.2°Cに収まれば、室温形成に要する吹出し境界面温度が特定できたとし完了する。

**2.1.4 解析ケース**（表 2-1）

解析時間を短縮するためには、格子数を減らしたいが、4 方向カセット空調内部高さの格子分割がある程度されなければ、CFD 解析が適切に算出されない可能性がある。そこで、空調内部高さ（格子分割）を変えた場合に、解析に問題が生じないかを確認する。

### 2.2 解析結果（図 2-5）

いずれの場合も、評価領域内温度は±0.2°Cに収まる。しかしながら、最適化において、空調内部高さ 0.15m 以下の場合に、収束し難くなる傾向がみられ、特に空調内部高さ 0.10ｍの場合で頻発した。空調内の格子分割数による影響によると考えられるため、空調内部高さ 0.25m（格子分割数 6）を次節で用いる。

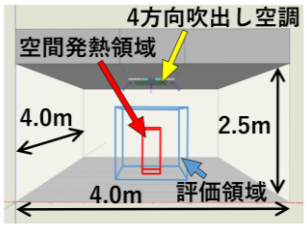



図 2-1 解析モデル-全体図

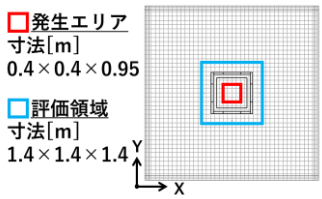



図 2-2 解析モデル-平面図

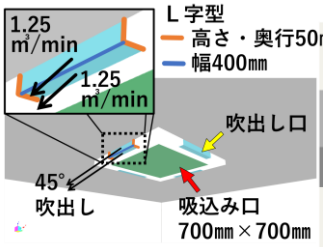



図 2-3 空調詳細図①

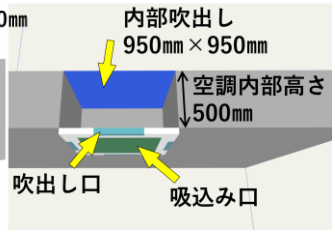



図 2-4 空調詳細図②

表 2-1 解析ケース

| 空調内部高さ[m] | 0.50 | 0.25 | 0.15 | 0.10 | 0.05 |
|---|---|---|---|---|---|
| 格子分割数 | 11 | 6 | 4 | 3 | 2 |

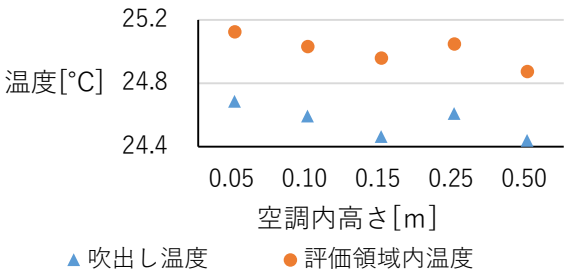



図 2-5 温度の解析結果

## 3. 冷房と通風の同時利用に関する CFD 解析

### 3.1 解析概要

片側開口を有する居室を対象に、窓開放しながら空調利用すると冷房消費エネルギーがどの程度増加するかについて、CFD 解析を用いて評価する。

### 3.1.1 解析モデル（図 3-1、図 3-2）

幅 6.0m、高さ 5.0mの吹出し・吸込み面から成る筒状の長さ 11.8m の屋外空間と、これに接続させて片側開口居室を設ける。この居室は幅 3.8m、奥行 6.5m、高さ 2.5mとする。室中央上部に 4 方向型カセット空調機を設置。また前節の吹出し口幅を 50 ㎜から 40 ㎜、吸込み口は一辺 700 ㎜から 500 ㎜に変更した。

### 3.1.2 解析条件

夏季冷房時を検討対象とし、外気温度は 31.3°C（アメダス気象台　大阪市 2020 年 8 月　日平均温度 30.7°Cに日射吸収率 0.5 を仮定した相当外気温度を用いる)。空調吹出し風量は 10 ㎥/min、評価領域内の目標温度は 26°Cとする。相対湿度 70%、clo 値 0.6、代謝量 1met を仮定する。

### 3.1.3 解析ケース（図 3-3、表 3-1）

屋外風速は 1.0m/s と 2.5m/s とし、窓を閉じて空調を利用する場合と窓を開きながら空調を利用する場合について検討する（計 12 ケース)。

### 3.1.4 予備検討

本解析で窓閉鎖時はガラスの熱物性体（熱貫流率 6.3[W/(㎡・K)]）とし、窓開放時は障害物とする。貫流成分は無視できると考えられる。念のため、窓開放時のガラス熱物性を障害物に変えて比較した。空調除去熱量の差が 10Wと小さく、ガラス設定の違いは無視して差し支えない。

## 3.2 解析結果

### 3.2.1 空調除去熱量（表 3-2）

ケース⓪と①の解析結果より、窓開放時の空調除去熱量は窓閉鎖時よりも約 7～9 倍増加することがわかる。またケース②と③では、窓の開放面積がケース①より半分になり、流入空気量も減るため、空調除去熱量も約半分になった。ウィンドキャッチャーをつけたケース④と⑤の空気除去熱量はケース①に対して、屋外風速 1.0m/s 時は約 2 倍と約 3 倍、屋外風速 2.5m/s 時は約 4 倍と約 8 倍になった。

### 3.2.2 風速・室温・SET*（図 3-4）

室内全体および評価領域内について着目する。屋外風速が 1.0m/s から 2.5m/s になると、ケース①～⑤で、室内・評価領域内風速はともに増加した。ケース②と③は、開口面積が小さく、屋外風速の違いは室内風速にあまり影響しない。ウィンドキャッチャー使用時は、屋外風速の増加倍率にほぼ比例して風速が高くなる。特にケース⑤では、風上開口から室内を通じて風下開口へスムーズに通風が可能となる。

室内平均温度では外気の取り込み風量による影響が大きく、温度と風速のグラフは似た傾向にある。

一方 SET*は風速が高くなれば体感温度が低下するため、ケース④と⑤では、屋外風速 2.5m/s の方が 1.0m/s よりも、室内温度が 0.5°C程度低下している。しかし、評価領域内の SET*はケース⑤のみ高い結果となった。ケース⑤の室内風速分布より、屋外から流入した暖かい空気が評価領域近くへ運ばれる様子が見られる（図 3-5)。

## 4.まとめ

本報では片側開口居室で冷房と温度を同時利用した場合について、CFD 解析を行った。引き違い窓の場合、冷房使用時に比べて、熱負荷が約 7～9 倍程増加した。ウィンドキャッチャーを利用することで、室内風速を高くすることは可能であるが、外気温が高い場合には、体感温度が高くなる原因となり得る。

今後は、冬季暖房時冬季についての検討や LES を用いて精度を向上した検討を行う予定である。

**参考文献**

1)　河野良坪，伊藤大輔ら,「人工太陽装置を用いた開口部の入射角特性に関する測定方法の確立（その 2)」, 41024 , p47-48 ,日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）2014 年 9 月

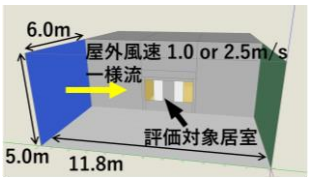



図 3-1 解析モデル-全体図

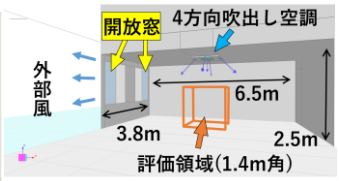



図 3-2 解析モデル-室内図

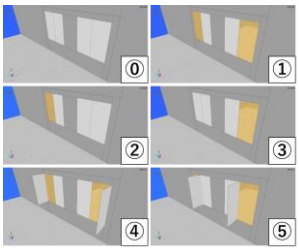



図 3-3 解析ケース

表 3-1 解析ケース

| ケース | 特徴 |
|---|---|
| ⓪ | 引き違い窓：閉 |
| ① | 引き違い窓：両側開 |
| ② | 引き違い窓：風上側開 |
| ③ | 引き違い窓：風下側開 |
| ④ | ウィンドキャッチャー外側 |
| ⑤ | ウィンドキャッチャー内側 |

表 3-2 空調除去熱量

| ケース | 1.0m/s時[W] | 2.5m/s時[W] |
|---|---|---|
| ⓪ | 77.1 | 80.5 |
| ① | 634.5 | 578.6 |
| ② | 319.4 | 314.8 |
| ③ | 314.1 | 281.4 |
| ④ | 1324.3 | 2113.2 |
| ⑤ | 1860.2 | 4721.4 |

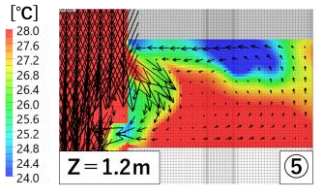



図 3-5 水平面 SET*分布

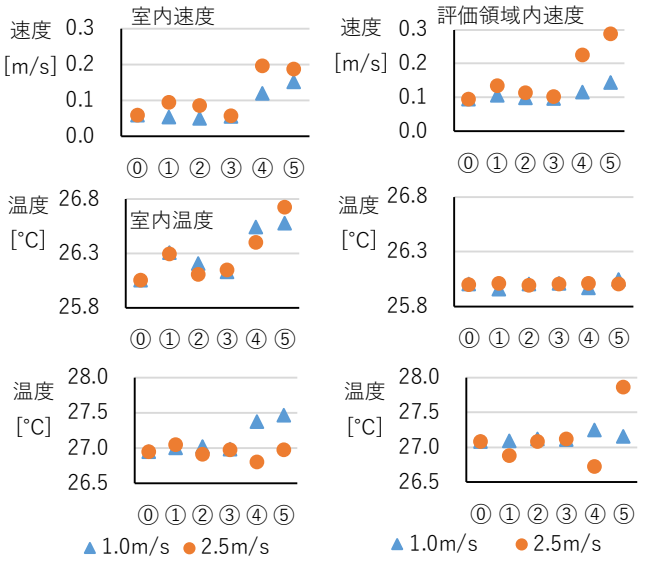



図 3-4 速度・温度・SET*の解析結果

（河野研究室）

# 土壁の仕上げにおける引きずりに関する研究
## その２　引きずり試験体の作製

217-084 辻　崚人

### 1. はじめに

引きずり仕上げとは、下地に中塗り材を塗りつけた後乾燥させ、上塗り材を塗り、引きずり鏝を使い引きずりの波模様のテクスチャーを出す左官仕上げの一つである。中塗り材、上塗り材ともに塗厚や塗り後の乾燥時間、材料の調合によって１度塗りの１しゃ塗りと、重ね塗りする２しゃ塗りを使い分ける。その２では、引きずり試験体の作製を通じて、その施工状況について報告する。

### 2. 引きずり仕上げの試験体の概要

実験は、京都府左官協同組合・京都府左官技能専修学院の学院長で熟練左官職人の佐伯護氏に指導を受けた。

今回の実験では、中塗り材、上塗り材ともに１しゃ塗りとして、中塗り後 2~3 時間の乾燥時間を置き、上塗り材を塗り付け、すぐに引きずり仕上げを行う。引きずり仕上げの試験体は、300mm×300mm の木枠に下地材を塗り十分に乾燥させた状態の物を使用する。中塗り材は、中塗り土（1 分 2 厘のふるいにかけたもの）とアクヌキワラすさと水を混ぜたもので、上塗りの前に塗りつける。

表 1 に試験体の組み合わせを示す。上塗り土 2 種類、すさ 2 種類、砂の有無で、上塗り用の壁土①～⑥の 6 パターンを実験水準とした。

図 1 に使用する 6 種類の鏝を示す。引きずり仕上げ用の鏝として、引きずり鏝 2 種類、丸鏝(溝引き鏝)の 4 種類の計 6 種類を使用した。引きずり鏝の側面の広い方を引 a に、引きずり鏝の側面の狭い方を引 b に、丸鏝の径の小さい順に丸 a・丸 b・丸 c・丸 d とした。

試験体の塗り付けは、壁土 6 種類と鏝 6 種類の 36 パターンの試験体を作成した。組み合わせ例として、壁土①と引きずり鏝 a の組み合わせを①引 a とし、壁土⑥と丸鏝 d の組み合わせを⑥丸 d とする。

### 3. 実験に使用した壁土の概要

表 2 に上塗り材に使った各土壁の使用材料ごとの計量値を示す。使用材料の練り合わせ調合は、佐伯先生の経験知で対応し，その時々の必要材料の質量をすべて計測し、これを計量値とした。すなわち、土と水の量は、佐伯先生の塗りやすさによって練混ぜながら材料を追加していき、その都度，計量した。なお、聚楽土と錆土とも、水とスサの組み合わせが、土壁①と土壁④、土壁②と土壁⑤、土壁③と土壁⑥で同じになるよう、聚楽土で得た計量値をその場で参照し、錆土のときに、佐伯先生の手感触で許容できる範囲で微調整対応した。表 3 と図 2 に計量値の質量比率を示す。結果的に、砂とミジンすさ、中すさの質量比率がほぼ揃えられた。

表 1 試験体の組み合わせの概要

| | | |
|---|---|---|
| 壁土①-(聚楽土+水+砂+ミジンすさ) | × | 引きずり鏝 a |
| 壁土②-(聚楽土+水+ミジンすさ) | | 引きずり鏝 b |
| 壁土③-(聚楽土+水+砂+中すさ) | | 丸鏝(溝引き鏝) a |
| 壁土④-(錆土+水+砂+ミジンすさ) | | 丸鏝(溝引き鏝) b |
| 壁土⑤-(錆土+水+ミジンすさ) | | 丸鏝(溝引き鏝) c |
| 壁土⑥-(錆土+水+砂+中すさ) | | 丸鏝(溝引き鏝) d |

図 1 実験に使用した鏝の種類

表 2 各壁土上塗り材の計量値

| | 聚楽土 | 錆土 | 水 | 砂 | ミジンすさ | 中すさ | 計 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 壁土① | 5291.1 | | 4798.1 | 5013.2 | 407.2 | | 15509.6 |
| 壁土② | 4206.3 | | 3163.4 | | 347.7 | | 7717.4 |
| 壁土③ | 4650.8 | | 3382.4 | 4405.6 | | 115.8 | 12554.6 |
| 壁土④ | | 6412.7 | 5060 | 5013.2 | 407.2 | | 16893.1 |
| 壁土⑤ | | 4206.3 | 3491.9 | | 346.6 | | 8044.8 |
| 壁土⑥ | | 5635.3 | 3834.8 | 4405.6 | | 115.8 | 13991.5 |

表 3 各壁土上塗り材の計量値の質量比率

| | 聚楽土 | 錆土 | 水 | 砂 | ミジンすさ | 中すさ | 計 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 壁土① | 34.12% | | 30.94% | 32.32% | 2.63% | | 100% |
| 壁土② | 54.50% | | 40.99% | | 4.51% | | 100% |
| 壁土③ | 37.04% | | 26.94% | 35.09% | | 0.92% | 100% |
| 壁土④ | | 37.96% | 29.95% | 29.76% | 2.41% | | 100% |
| 壁土⑤ | | 52.29% | 43.41% | | 4.31% | | 100% |
| 壁土⑥ | | 40.28% | 27.41% | 31.49% | | 0.83% | 100% |

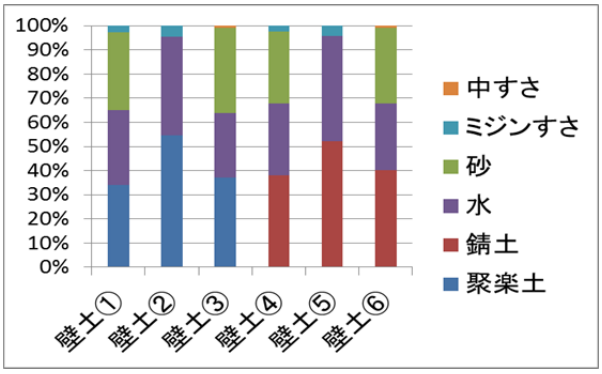



図 2 各壁土の計量値の質量比率の比較

### 4. 施工工程の結果および考察

図 3～図 8 に実験時の土練り合わせの計量工程と、塗り付けを行った塗り付け工程を示す。試験体の水引が実際と同じになるよう、中塗り土下地を施した。引きずりは最後の上塗り土塗り付け後に行う最終仕上げになり、施工は、工程 1～6 にまとめることができた。

・練混ぜに使用する材料の中塗り用の土と砂をふるいかけする。中塗り用土は 1 分 7 厘のふるい、砂は 7 厘のふるいにかけ、ごみや粒径大のものを取り除く。
・ふるいかけ後、土壁①～⑥の順で土、砂、水、すさをバケツを使って計量する。計りの計測重量が 3kg のため、小分けして計量する。

図 3 ふるいかけ・材料計量（工程 1）

・中塗り土を練混ぜる。土と水だけで先に練り混ぜ、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。佐伯先生の塗りやすい感覚に合うように、各材料を追加し調整する。材料の練混ぜの 3 日後に、試験体への塗り付けをする。材料が少し乾燥するため、塗り付け直前に水を追加する。

図 4 中塗り土練混ぜ（工程 2）

・壁土①～⑥の各種を順番に、表 2,3 の計量量と計量質量比率で混ぜ合わせる。塗りやすさの加減を見て、砂、すさの量を固定して、土、水を追加する。まずは土、水、砂だけでまぜ混ざったところですさを入れ再度練混ぜをする。全体を一気に混ぜるのではなく、端から少しずつ手前に寄せるように混ぜ合わせる。反対に回り、同じように繰りし混ぜ合わせる。

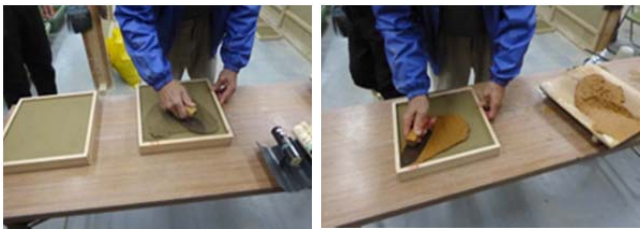
図 5 上塗り土練混ぜ（工程 3）

## 5. まとめ

その 2 では、引きずり試験体の作製方法についてまとめた。今回の引きずりに使用した上塗り土は、聚楽土と錆土になり、水とスサと砂を混合した練り混ぜにおいて、熟練左官職人の手感触により、塗り付けやすい計量値を得た。また、引きずり仕上げの施工手順を整理できた。

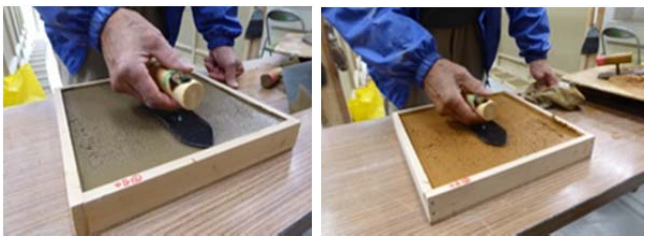
・乾燥させることを考え試験体 1 体ずつ、順番に塗り付けしていく。まず塗り付けた際に試験体の下地に中塗り土の水分が過度に吸収され塗加減が変わるのを防ぐ目的で、バケツの水に浸した、刷毛を使って水を塗り付け水分を含ませる。次に中塗り土を適量落とし、五角形の平鏝で隅までしっかりと塗り、中塗り土を押さえつける。ある程度平らにならしたところで面の大きい長方形の平鏝に持ち替え、全体が均等に平らになるように押さえつける。

図 6 中塗り土塗り付け（工程 4）



・中塗り後に、各試験体の木枠に番号を示す。上塗り土の塗り付け前に中塗り土の塗り付け後、気温 21.3℃ 湿度 72%の室内で、2～3 時間程度乾燥させる。中塗り土の塗り付け同様、上塗り土を適量落とし、五角形の平鏝で隅までしっかりと塗り、上塗り土を押さえつける。面の大きい長方形の平鏝に持ち替え全体が均等に平らになるように押さえつける。
（聚楽土→写真左、錆土→写真右）

図 7 上塗り土塗り付け（工程 5）



・各試験体 1 体ずつ、上塗り土の塗り付け後にすぐに引きずり仕上げを行う。①引 a から土壁①のシリーズから順番に塗りつける。1 度引きになるように右から左に向かって重なりを減らして、引きずる。引きずり鏝の場合は、側面に材料が当たらないように、底面が当たるように引きずる。丸鏝（溝引き鏝）は試験体に対して、垂直に当て引きずる。鏝は各試験体で引きずった後、毎回ブラシを使って水洗いして綺麗な状態で使用する。

図 8 引きずり仕上げ（工程 6）　（中村研究室）

# 土壁の仕上げにおける引きずりに関する研究
# その１　左官職人への引きずりのヒアリング

217-086 恒成　泉

## 1. はじめに

引きずり仕上げとは、数寄屋建築や茶室の外壁または塀などに適用される工法で、塗り付けられた土壁は、表面に特徴的な波模様が発生する。塗り付けの鏝は、専用の引きずり鏝になる。底が丸く反り返った形状や舟形状など様々な種類があり、その鏝形状の違いや左官職人の技倆（材料種類や混合状況を含む）によって、波の高さや数に違いが現れ、様々なテクスチャーになる。しかし、現場施工では左官職人の経験的な技術に頼ることが多く、学術的な資料や知見はほとんどまとめられていない。また、この波模様の発生メカニズムなど不明な点が多い。

本研究は、引きずり仕上げで土壁を塗り付けた際の波模様がどのような状況で発生するのか、基礎的検討を行う。その１では、図１に示すように、左官職人へのヒアリングおよび、使用材料の JIS 土質試験結果を報告する。

## 2. 引きずりの施工事例

図２に引きずりの施工事例を示す。今回実験を行った京都府左官技能専修学院の近くに引きずりを用いた塀があった。京都市下京区にある薮内家・燕庵は西本願寺の西方約 300m、西洞院通りに面して建つ邸宅である。茶道流派の１つである薮内家の屋敷の塀には引きずり仕上げが施されていた。この壁の材料は今回の実験とは違い漆喰や紙すさであるが、はっきりとした引きずり仕上げが広範囲にわたって確認できた。

## 3. 左官職人へのヒアリングの対応および結果と考察

### 3.1 左官職人へのヒアリングの概要

本研究の施工実験を行った京都府左官組合・京都府左官技能専修学院では、能力開発セミナーという左官技術向上を目指す講習会を実施している。今年は引きずり仕上げについて、材料の調合や施工手順の講習が行われた。このとき、参加した左官職人達へのヒアリングを行った。

### 3.2 京都府左官組合の引きすり仕上げの講習会の概要

図３に講習会の目的を示す。左官技術の向上や工法の幅を広げるきっかけを作ることと、左官職人の担い手自体が減少しつつある現状で職人から職人へ埋もれつつある伝統技術を伝える目的になる。今回参加した左官職人達の概要は次になる。講習指導者は(株)しっくい浅原の代表で熟練左官職人の浅原一郎氏で、裏千家の茶室で引きずりの経験を有する。また、父親の浅原雄三氏と学院長の佐伯護氏がアドバイザーで、参加者は京都左官組合員６人（40 代４人，30 代１人，20 代１人）と、組合外の 40 代建築設計士１人であった。このうち 40 代組合員４人以外は、引きずり仕上げは初めての体験であった。

**左官職人の経験的な技術**

- 学術的資料や知見がほとんど無い

**波模様の発生メカニズムをヒアリングから考察**

- 施工実験を左官職人の協力により実施
- 実験やヒアリングから得られた知見から考察

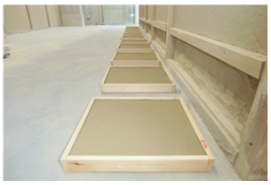


図１ その１での検討内容

図２ 引きずりの施工事例

**講習会の目的**

- 技術の幅・引き出しを増やすきっかけに
- 職人から職人へ伝統技術を伝える
- 業界全体として左官の仕上げ技法を発信するため

図３ 京都府左官組合の講習会の目的

### 3.3 左官職人の経験技術の知見

図４に左官職人のヒアリングから得た経験技術の知見を示す。浅原氏や経験者達からは、職人同士でかわされている独自の表現があった。例えば、材料の「粘り」の度合いについての表現は「ネバい」「サクい」という表現で表される。また、すさを多く混ぜたものは「しぶい」、すさが少ないものは「あまい」という。また、上塗り土の塗り付け回数は１回を「1 しゃ」、２回を「2 しゃ」という。材料の状態や波模様のテクスチャーに関しては左官職人それぞれに好みがあるようであったが、ある程度共通した考えもあるようであった。例えば、数寄屋建築などの伝統的な日本建築では壁はあくまで背景としての役割と考え、他の要素を際立たせるために引きずり仕上げの波は高さを抑えた控えめのテクスチャーにすることにより、上品な仕上がりを目指すとのことであった。

## 左官職人の知見

- 独自の表現「ネバい」砂が少なく粘りがある
  「サクい」砂が多く粘りが少ない
- すさを多く混ぜると「しぶい」もさもさしたイメージ
  「あまい」ネチネチしたイメージ
- 上塗りの回数は１回＝「１射」　２回＝「２射」という表現で表される
- すさは材料の繋ぎの役割だが、波のメカニズムには大きな影響はない
- 建築によって壁の役割は変わる
  →数寄屋のような日本建築にはダイナミックで目立つ波模様は合わない

図 4 左官職人のヒアリングから得た経験技術の知見

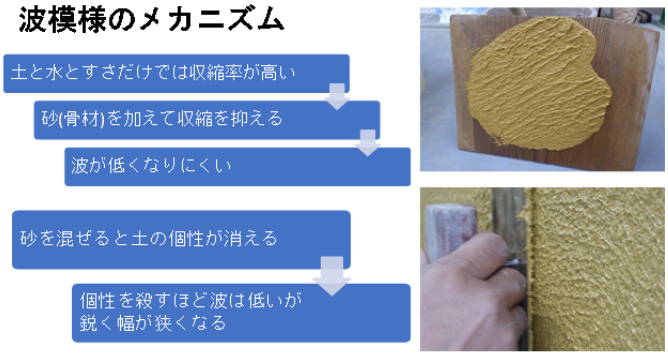



図 5 ヒアリングでの波模様の発生メカニズムの知見

## 塗り付け

- 砂を混ぜた材料は塗りやすいよう水分量を増やす
  →ひび割れが出にくいので1射塗り
- 砂を混ぜない材料は２射塗り
  →水分の急激な蒸発を防ぐため
- 丸形の引き摺り鏝は安定しにくいため塗り付けづらい
  それに対し舟形は安定している

図 6 講習会での左官職人たちの塗り付け注意点

### 3.4 ヒアリングでの波模様発生メカニズムに関する知見

図 5 にヒアリングから得た波模様の発生メカニズムに関する知見を示す。浅原氏や経験者達からは、材料は、水・土・すさから成り、その他に砂を骨材として加えることがあるが、これは材料の収縮を止める働きがある。水と土とすさのみでは収縮率が高くなるので水分が蒸発した際に材料が収縮しやすいため、波が施工時よりも低くなり上塗り土にひび割れが生じやすくなる。

また、図 6 に講習会での塗り付け注意点を示す。砂を加えるとひび割れが生じにくく、波は低くなりにくい。そのため、砂の量の度合いによって塗り付けの回数が異なる。砂を混ぜた材料はひび割れが生じにくいので１しゃ塗りにする。一方、砂を混ぜない材料は 2 しゃ塗りにすることで水分の急激な蒸発を防ぎ、ひび割れを生じにくくするとのことであった。

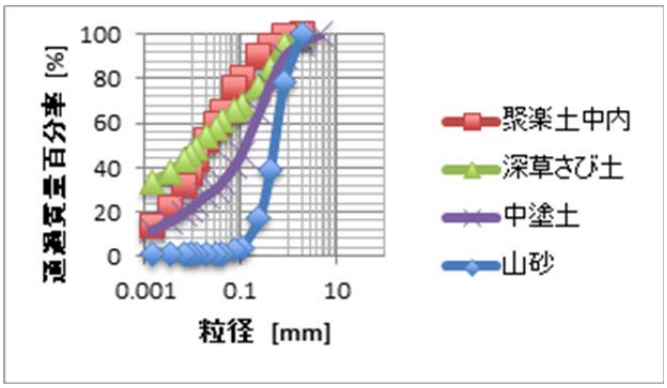



図 7 JIS 粒径加積曲線の結果

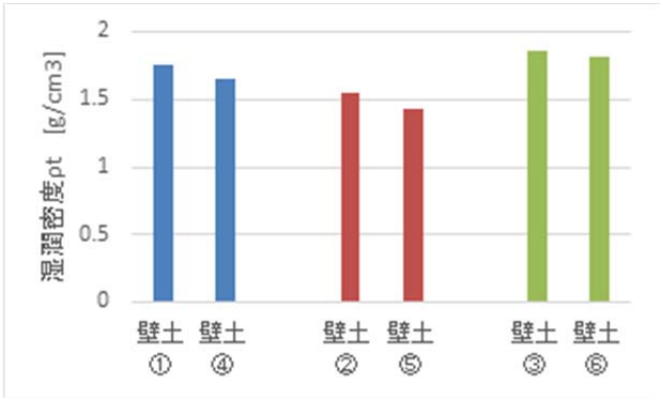



図 8 練り混ぜ時の壁土になる JIS 湿潤密度試験の結果

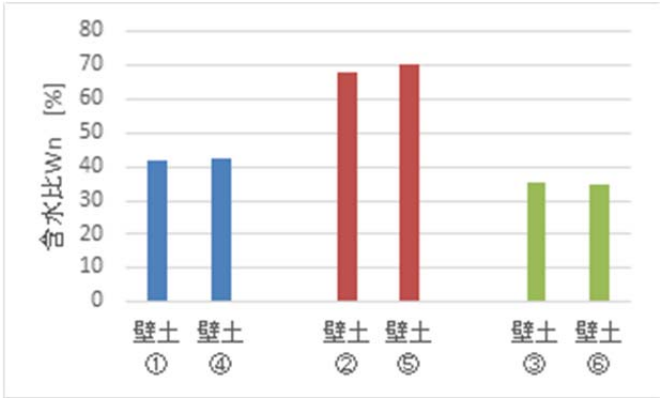



図 9 練り混ぜ時の含水比になる JIS 含水比試験の結果

### 4. 実験材料の JIS 土質試験結果

引きずりの施工実験の詳細は、その 2 で説明する。ここでは、実験に使用した 4 つの土と砂について JIS 土質試験を実施した。JIS 粒径加積曲線の結果を図 7 に示す。また、塗り付けに用いた壁土①～⑥について、練り混ぜ時の壁土になる JIS 湿潤密度試験の結果を図 8 に、練り混ぜ時の含水比になる JIS 含水比試験の結果を図 9 に示す。上塗り土は山砂が最も粒径が大きく、聚楽土中内は深草さび土よりも粒径が細かい。また、練り混ぜ時の含水比は、山砂を混合している壁土②⑤で大きくなった。一方、湿潤密度はどの壁土も 1.58g/cm³ 前後になった。

### 5. まとめ

その 1 では、左官職人への引きずりのヒアリングを行った。その結果、引きずりの取り組みの実際がわかった。

（中村研究室）

# 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４報　防犯性と経済性のバランスを考慮した照明計画

217-087 出口 遼太朗　(共同研究者　217-007 石井 航平　217-095 中城 詩穂　217-135 松島 佳司)

### 1.　はじめに

第 3 報では、遺伝的アルゴリズム(以下 GA とする。）を用いて滞留空間の樹木の位置と形状を決定した。本報では、公園やペデストリアンデッキに配置した街灯による安全性の向上を目指す。夜間におけるパブリックスペースやペデストリアンデッキ周辺の街灯を増やすことで明るさが増し、利用者が安全に過ごすことができる反面、街灯の設置、管理の費用がかかる。そこで防犯性と経済性のバランスを考慮した照明計画を提案する。

### 2.　解析概要

①　公園

照明計画の設計手法の提案に GA を用いた。設計変数と目的関数の設定を表 1 に示す。解析ソフトは Rhinoceros[1] のプラグインである Grasshopper[2] を使用した。また、照度解析には DIVA[3] 、GA による最適化には Wallacei[4] を使用した。

**表 1　設計変数と目的関数の設定**

| 設計変数 | 目的関数 |
|---|---|
| ・街灯の位置：公園上の点<br>・器具取り付け高さ：<br>0m　（照明なし）<br>3.5m（照明あり） | ・最低基準照度未満の面積の個数<br>→最小化<br>・街灯にかかるコスト<br>→最小化（本数） |

②　ペデストリアンデッキ

ペデストリアンデッキでは、街灯の配置を 4 ケース選定し、照度解析を行った。解析には、DIVA を用いた。

### 2.1.　解析モデル

解析モデルを図 1 に示す。前報までで決定したモデルをもとに Rhinoceros と Grasshopper を用いて解析モデルを作成した。

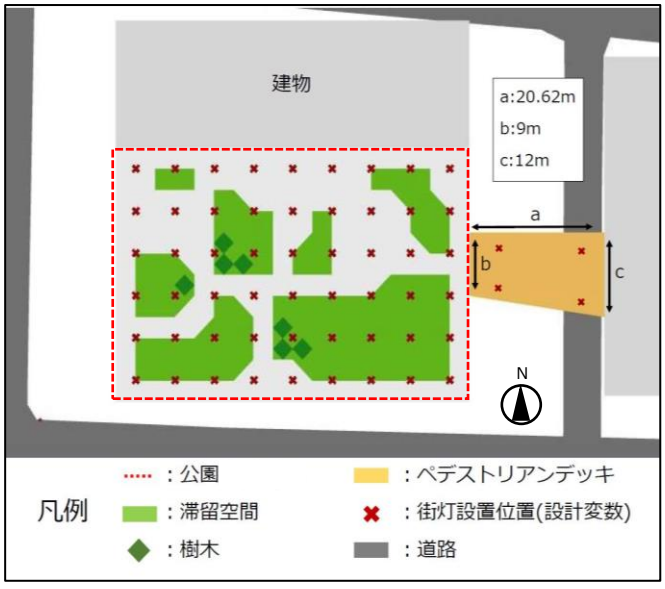



**図 1　解析モデル**

### 2.2.　解析条件

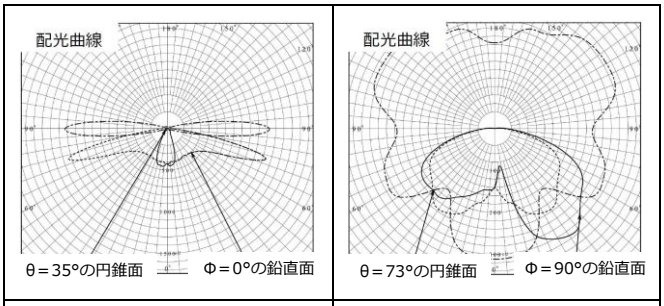
公園やペデストリアンデッキの街灯の高さ、種類、大きさ、配置間隔を設計変数として設定する。このことについては、警察庁「安全・安心まちづくり推進要綱」[5]や日本防犯設備協会の「防犯灯の推奨照度」[6]を基準として考える。

**表 2　街灯の位置**

| | 公園 | ペデストリアンデッキ |
|---|---|---|
| 街灯の位置 | 公園の 4 辺を 3 m内にオフセットしたスペースを 6m 間隔でグリッドを組み、その交点を街灯の位置とした（図 1）。 | 図 1 に示したケースで設定する。 |
| 器具取付高さ | 3.5m | 4.5m |

**表 3　照明器具データ**

| | 公園 | ペデストリアンデッキ |
|---|---|---|
| 明るさ相当 | 水銀灯 100 形相当 | 蛍光灯 FL20 形相当 |
| 全光束 | 3100lm | 730lm |
| 消費電力 | 30W | 6.3w |
| 器具単価 | 238,000 円 | 11,500 円 |
| 配光分布 | 図 2 左(①) | 図 2 右(②) |




公園（①）　ペデストリアンデッキ（②）

**図 2　配光曲線**

**表 4　目的関数**

| | 公園 |
|---|---|
| 照度 | ①　最低基準照度 3lux 未満となった解析格子の個数の最小化を目指す。解析格子は、0.63m×0.63m(計 3648 個)で公園を分割する。<br>②　平均水平面照度が 3lux での照明配置を解析する。 |
| イニシャルコスト | $IC_1 = n_1 P_1$　・・・(1)<br>$IC_1$:イニシャルコスト<br>$n_1$ :街灯の本数　$P_1$:街灯の器具単価 |
| ランニングコスト | $RC_1 = c_1 \times w_1 \times n_1 \times h_1$　・・・(2)<br>※　計算条件　CO2 排出係数：0.488kg-CO2/kWh、電気料金(税抜)：25 円/kWh、年間点灯時間：3,000 時間で計算した。<br>$RC_1$:イニシャルコスト<br>$c_1$:電気料金　$w_1$:照明器具の消費電力<br>$n_1$ :街灯の本数　$h_1$:街灯の器具単価 |
| トータルコスト | $C_1 = IC_1 + RC_1$　・・・(3)<br>$C_1$ :街灯にかかるトータルコスト<br>$IC_1$:イニシャルコスト<br>$RC_1$:ランニングコスト |

解析を行う際の街灯の位置、照明器具の高さについては、表 2 に示す。照明器具の詳細は、表 3 に示す。また、その配光曲線は、図 2 に示している。コストは、街灯のイニシャルコストとランニングコストを算出し、2 つを合算したトータルコストとした。イニシャルコストは、照明配置に用いた街灯の器具単価の合計価格を算出し、ランニングコストは、公園での年間の電力費を算出した。

## 3. 解析結果と考察

公園での解析結果の散布図を図 3 に示す。街灯の本数と最低基準照度未満の面積の個数はトレードオフの関係があるといえる。パレート最適解のうち、最低基準照度 3lux の解析格子の個数が 0 個で最小の本数での照明配置の解を図 4 に示す。また、平均水平面照度 3lux での照明配置も示した。そして、図 4 で示した照明配置の照度分布図を図 5 に示した。それぞれの照明配置をコストと照度で比較すると、3lux 未満の面積の個数の照明配置では、公園全体が照度基準を超え明るく、防犯性が高いと考えられる。また、コストは、5,285,500 円である。平均水平面照度の照明配置では、警察庁「安全・安心まちづくり推進要綱」の基準の平均水平面照度 3lux を超えてはいるが、照度分布を見てもわかる通り、部分的に基準を満たさないスペースがあり、そのスペースでは、防犯性が低いと考えられる。またコストは、720,750 円である。これらの結果を比べると、3lux 未満の面積の個数が 0 個の照明配置をすることで、防犯性が確保できるが、経済性を考慮すると、平均水平面照度の約 7 倍のコストとなる。

ペデストリアンデッキの解析結果の照度分布を図 5 に示す。図 5 の街灯の位置での照度分布は、図 5 のようになり、中央部分の水平面照度は、日本防犯設備協会の基準を下回った。このスペースは、防犯性が低く、通行には適していないと考えられる。したがって、デッキ中央部分の床を抜くことで、デッキ下まで街灯の灯りを届くように計画したり、暗い部分に、樹木を植栽したりする計画が効果的であると言える。

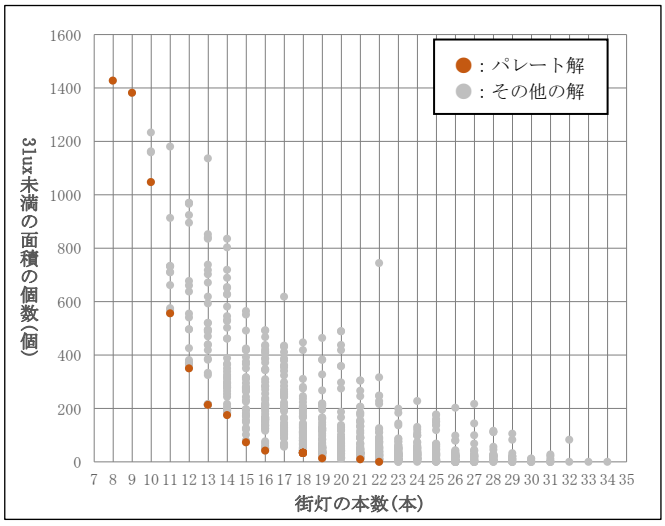



**図 3　解析結果の散布図**

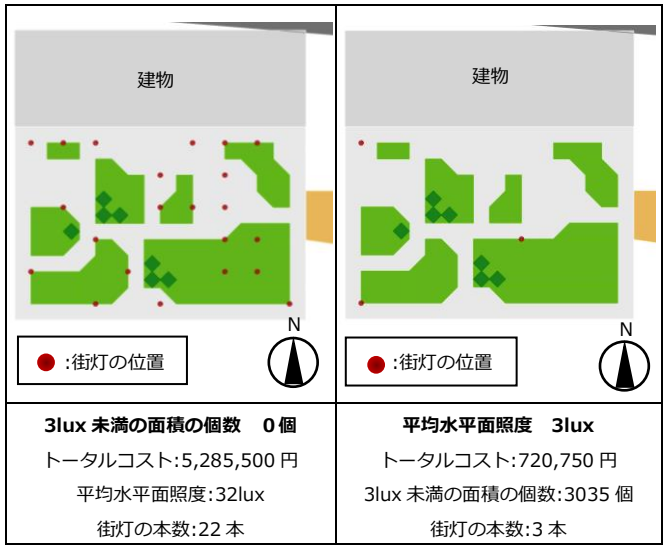



**図 4　パレート最適解**

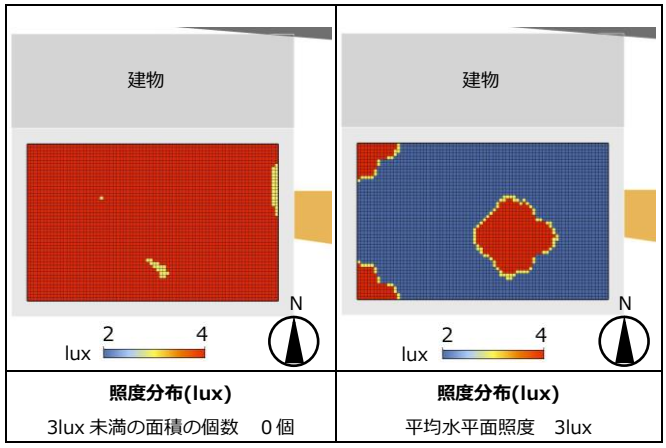



**図 5　照度分布図**

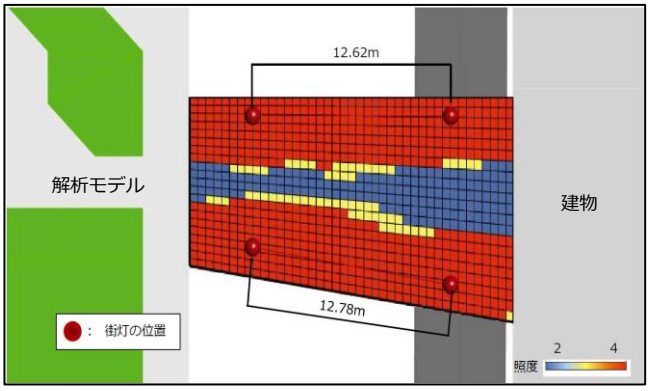



**図 6　ペデストリアンデッキにおける照度分布図**

## 4. まとめ

本報では、GA を用いた多目的最適化により、公園とペデストリアンデッキにおける防犯性と経済性を考慮した照明配置計画に係る特性を見い出すことができた。

## 参考文献


1) Rhinoceros Robert McNeel & Associates https://www.rhino3d.com/
2) Grasshopper https://www.grasshopper3d.com/
3) DIVA https://solemma.com/Diva.html
4) Wallacei https://www.wallacei.com/
5) 警察庁「安全・安心まちづくり推進要綱」2014 年 8 月 28 日
6) SES E1901-3 防犯灯の照度基準 日本防犯設備協会 2012 年


（岡山研究室）

# 鋼構造立体ラーメン骨組の耐倒壊指標に関する研究
## （その１　解析計画および耐倒壊指標）

217-091　　鳥野　祥平

### 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]．既往の研究[3]において，耐倒壊性能を評価するための指標を用いた検討が行われている．そこで，その 1 では解析データの充実性を図る目的として，繰り返し回数の多い地震動や卓越する方向が異なる地震動を追加して，正弦波半波を用いたエネルギー吸収性能曲線の妥当性について検証を行う．

### 2.　解析計画

#### 2.1.　解析骨組

E-ディフェンス震動台実験が実施された実大 4 層鉄骨造建物の完全倒壊試験体の骨組をもとに，柱の外径 $B$=300 mm として，柱の鋼種と製造方法が 490 N/mm$^2$ 級冷間プレス成形材（BCP295）・冷間ロール成形材（BCR295）の 2 種類，板厚 $t_c$=9 mm（幅厚比 $B/t_c$=33），板厚 $t_c$=12 mm（幅厚比 $B/t_c$=25），板厚 $t_c$=16 mm（幅厚比 $B/t_c$=19）の 3 種類をそれぞれ組み合わせて，柱を変化させ計 6 種類の骨組を用いる．鋼材が BCP 材，板厚 $t_c$=9 mm の柱を持つ骨組を BCPt$_c$9 と表記し，他の骨組も同様に表記する．形状・寸法は図 1 に示す．

#### 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．MS モデルを用いる柱の軸バネのモデルを図 2 に示す．同図に示すように，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－歪関係で規定する．接合部パネルはせん断変形のみを考慮したバイリニア型とする．梁は単純塑性ヒンジを用いる．合成梁であるため，正曲げは完全弾塑性のバイリニア型，負曲げは加藤秋山の骨格曲線[4]とし，図 3 に示す．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[5]を適用する．正曲げ耐力は鋼構造限界状態設計指針[6]に基づき算出する．初期剛性は正負曲げの平均とし，正曲げ側は各種合成構造設計指針[7]に基づき算出する．いずれの部材も破断は考慮しない．

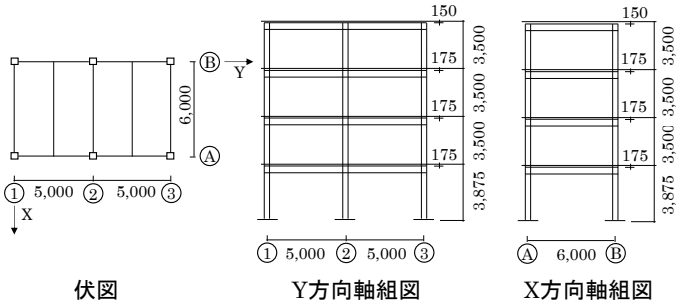



図 1　解析骨組

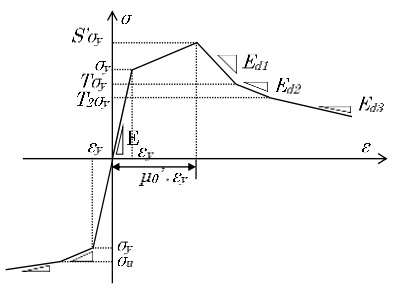


図 2　柱のモデル

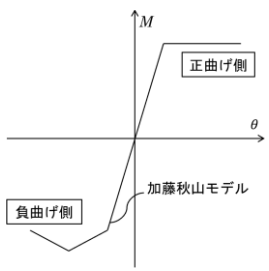



図 3　梁のモデル

#### 2.3.　解析条件

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．

#### 2.4.　入力方法

入力地震動は Takatori，標準 3 波，正弦波半波に加え，Tohoku を追加する．入力レベルは，Takatori は原波を 100%入力として小さいレベルから 10%刻みで増幅，標準 3 波・Tohoku・正弦波半波は最大地動速度を基準化して小さい入力レベルから，0.1 m/s 刻みで増幅させる．正弦波半波の入力する加速度波形については文献 8)に示されているものを基に作成する．正弦波半波は水平斜め 1 方向入力，地震波は 0°-90°方向入力および 45°-135°方向入力とする．45°-135°方向入力は，地震波の入力方向を−45°回転した際の入力方向である．ここで，地震波入力方向の変換式を以下に示す．

$$A_{NE-SW} = A_{NS} \cdot \cos 45° - A_{EW} \cdot \sin 45° \quad (1)$$

$$A_{NW-SE} = A_{NS} \cdot \sin 45° + A_{EW} \cdot \cos 45° \quad (2)$$

ここに，$A_{NE\text{-}SW}$：北東-南西方向の加速度，$A_{NW\text{-}SE}$：北西-南東方向の加速度．

### 3.　耐倒壊指標の定義

水平任意方向における地震入力エネルギーのスペクトル分布を求めるにあたり，吸収エネルギーの最大応答を $E_{dm2}(\phi)$として次式で算出する．

$$E_{dm2}(\phi) = \left\{ \sum_{i=1}^{n} \int Q_i(\phi) \cdot d\delta_i(\phi) \right\}_{\max} \quad (3)$$

ここに，$n$：層数，$Q_i(\phi)$：水平任意方向$\phi$の第 $i$ 層の層せん断力，$\delta_i(\phi)$：水平任意方向$\phi$の第 $i$ 層の層間変形．ただし，

$Q_i(\phi)$の正負に関わらず，0°≦$\phi$<180°として$\phi$の範囲を決定する．$E_{dm2}(\phi)$の速度換算値 $V_{dm2}(\phi)$を以下の式で求める．

$$V_{dm2}(\phi) = \sqrt{\frac{2gE_{dm2}(\phi)}{W}} \quad (4)$$

倒壊判定時のエネルギー吸収量が最大となる方向を$\phi_c$方向とし，その方向における速度換算値を耐倒壊指標 $V_{dm2}(\phi_c)$とする．また，$Q_i(\phi)$≧0 となる時点では 0°≦$\phi$<180°として，$Q_i(\phi)$<0 となる時点では180°≦$\phi$<360°となるように $\phi$の範囲を決定し $E_{dm2}(\phi)$，$V_{dm2}(\phi)$と同様に算出した値を $E_{dm4}(\phi)$，$V_{dm4}(\phi)$とする．図4と図5に地震波 $V_{dm4}(\phi)$と正弦波半波の $V_{dm4}(\phi_c)$を例示する．図 5 のように，正弦波半波の $V_{dm4}(\phi_c)$を繋いだものが，倒壊するまでのエネルギー吸収性能を表す曲線として提案されている [3]．同図のように，水平 2 方向同時入力の $V_{dm4}(\phi_c)$を安全側に評価できることが示されているが，その事例が限られているため，様々な骨組と入力地震動の組み合わせの下で検証する．

## 4. エネルギー吸収性能曲線の妥当性

各地震波の入力を 0°-90°方向入力と 45°-135°方向入力から得られた変位オービット・$V_{dm4}(\phi_c)$・エネルギー吸収性能曲線の比較を行う．既往の研究 [9]では，正弦波の入力サイクル数 $n$ が増加するにつれて塑性化回数が多くなることで $V_{dm4}(\phi_c)$の値も大きくなるという知見が得られている．しかし繰り返し回数の多い Tohoku 波でも，Tohoku 波以外の直下型地震を含む他の地震動と同程度の結果が得られた．これより，地震動の振動特性を変化しても $V_{dm4}(\phi_c)$の大きさにあまり影響しないことがわかる．図 7 よりほとんどの骨組において，地震波を 0°-90°方向入力した際に倒壊方向が斜め方向付近となっていたケースでは，45°-135°方向入力した際に倒壊方向が構面平行方向側へと移動した．これは，地震波成分が斜め方向に強いということになる．

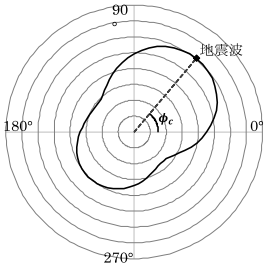



図 4 地震波の $V_{dm4}(\phi)$

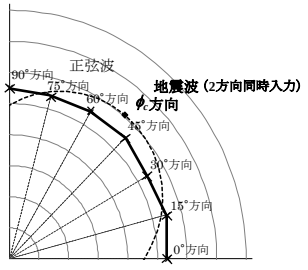



図 5 正弦波半波入力時の $V_{dm4}(\phi_c)$

また BCPt$_c$16 骨組の Tohoku 波入力時など，入力方向変換後も倒壊方向がほぼ変化していないようなケースがあるが，対称性に基づき象限を変換して図示しているためである．入力方向変化後の倒壊挙動として，塑性変形能力の低い骨組は倒壊方向が概ね±45°移動しており，0°-90°方向入力した際の地震波を 45°回転した分だけ移動している．つまり，地震波成分の強い方向で建物が倒壊していることが分かる．一方で塑性変形能力の高い骨組では，地震波成分の強い方向に関わらず，倒壊方向にばらつきが見られる．これは塑性変形能力の低い骨組ほど，地震波成分の強い方向に建物が倒壊していることに起因する．

## 5. まとめ

その 1 では，正弦波半波から得られるエネルギー吸収性能曲線を地震動の耐倒壊指標として用いることの妥当性について検証した．地震動の振動特性や卓越する方向に関わらず，エネルギー吸収性能曲線が地震動 2 方向同時入力におけるエネルギー吸収量を安全側に評価していることを確認した．

［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) 村上友規，向出静司，多田元英：様々な地震動に対する鋼構造立体ラーメンの倒壊性状比較，2013 年度日本建築学会大会学術講演梗概集，pp1027-1028，2013.8
4) 秋山宏：建築物の耐震極限設計,東京大学出版，1980.9
5) 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
6) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，2010
7) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010
8) 大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動及び設計法に関する研究会：大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動および耐震設計指針（その 1　上町断層帯地震に対する大阪市域編），日本建築構造技術者協会関西支部，2011.11
9) 門光太朗，藤井梨沙：鋼構造立体ラーメン骨組の解析条件および耐倒壊指標に関する解析的研究，大阪工業大学卒業論文，2020.4


数値は倒壊した層の範囲を表し，Tc は全層倒壊を表す．細字は各方向の正弦波半波，**太字**は地震波における倒壊層数を表す．

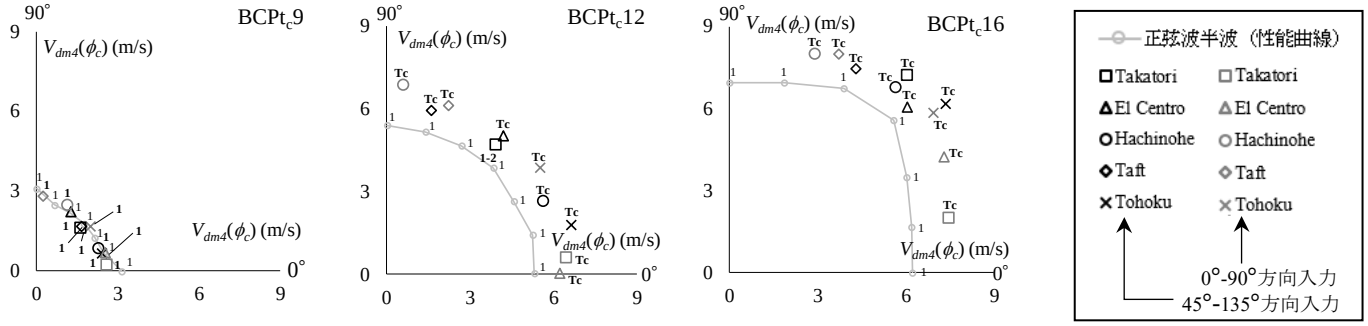



図 7 エネルギー吸収性能曲線の比較

（向出研究室）

# キャップ筋を用いた T 形柱 RC 梁 S 接合部の構造性能に関する研究（その 1）

217-094　　中川　結惟

## 1. はじめに

柱 RC 梁 S 構造の最上階 T 形柱梁接合部では，梁から柱への応力伝達を確実に行うために，柱主筋の定着の確保および梁鉄骨による柱上部コンクリートのパンチングシア破壊を防止することが重要である。この対策の一手法として，キャップ筋の使用がある。キャップ筋は，写真-1 に示すように，U 字形に曲げ加工した鉄筋で梁フランジを跨ぐように上部から落とし込んだ鉄筋のことを言い，鉄骨梁左右の直線定着された柱中間主筋を重ね継手して定着性能の確保を図るとともに，パンチングシア破壊の防止も期待する鉄筋である。

本研究では，表-1 に示すように，3 つの接合部形式を対象とし，それぞれキャップ筋を配筋した T 形柱梁接合部の構造性能を検討した。なお，梁貫通形式は H 形断面の梁がそのままの形状で柱梁接合部を貫通する形式であり，非梁貫通形式はそのままの形状では貫通しない形式である。

## 2. 実験計画

### 2.1　試験体

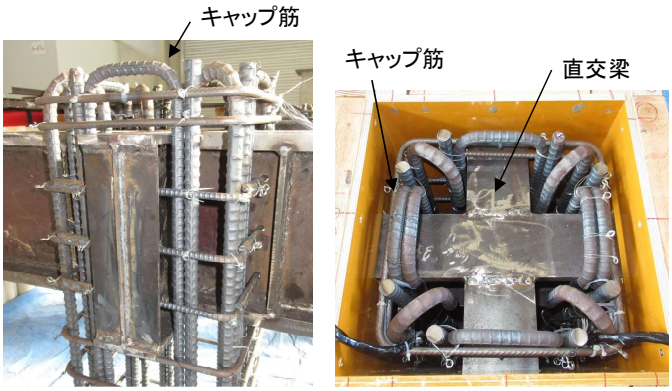



写真-1　キャップ筋および試験体の配筋状況

表-1 に試験体の一覧を示す。試験体は，柱梁接合部の形式を変えた 3 体である。キャップ筋の仕様は 3 体とも共通とした。

図-1 に試験体の形状および柱，梁断面を，図-2 に各試験体の柱梁接合部の詳細を示す。試験体は T 形部分架構の形状とし，梁ピン間距離 L=4000mm，柱先端のピンと梁せい中心間の距離 H=1000mm とした。柱断面は B×D =350×350mm，主筋は 12-D19（引張鉄筋比 Pt=1.4%）帯筋は柱のせん断破壊を防止するために，2-D10@80（高強度せん断補強筋，帯筋比 Pw=0.51%）とし，各試験体共通とした。

TV-11 試験体の柱梁接合部の帯筋は 2-D10@80（3 段）とし，L 字形の鉄筋 4 本をウェブに貫通させ，フレア溶接によってロの字につなげて閉鎖型とした。TV-12，TV-13 試験体の柱梁接合部にはふさぎ板 PL-2.3 を配置した。キャップ筋は D16 鉄筋とし，内法の幅は梁フランジを挟めるように 104mm，全長は梁下フランジから 20d

表-1　試験体一覧

| 試験体 | TV-11 | TV-12 | TV-13 |
|---|---|---|---|
| 柱 | 350×350 | | |
| 加力梁 | BH-300×100×9×25 | | |
| 直交梁 | BH-300×100×6×12 | | |
| 柱梁接合部の形式 | 梁貫通形式 | | 非梁貫通形式 |
| | 帯筋タイプ | ふさぎ板タイプ | |

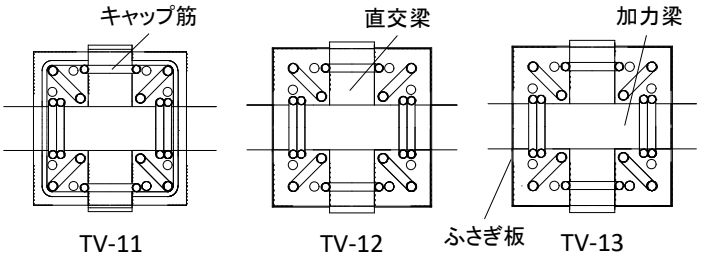



図-2　柱梁接合部の詳細

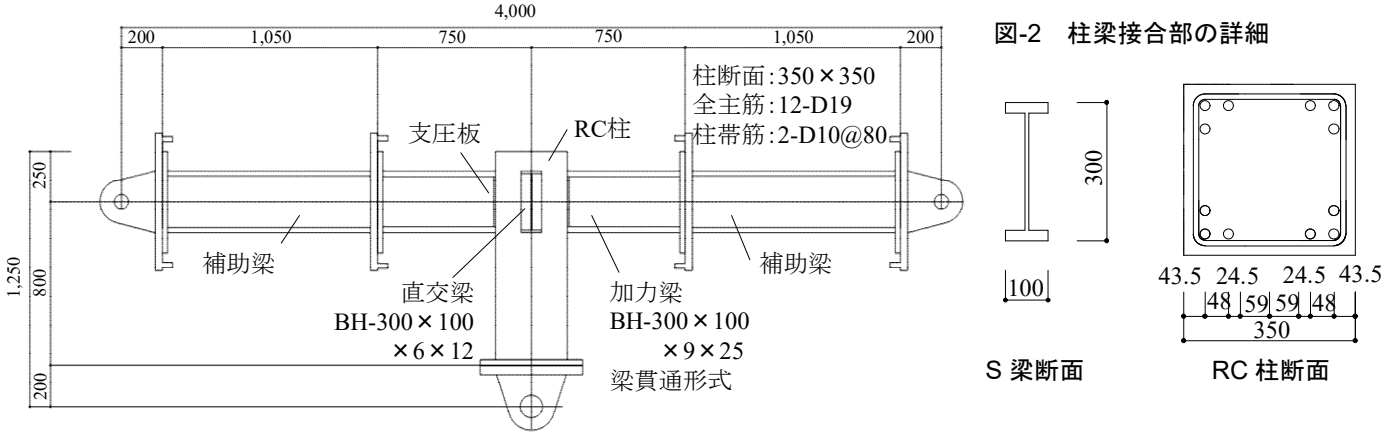



図-1 試験体の形状および柱・梁断面（単位：mm）

表-2　鋼材の引張試験結果

| 鋼材 | 使用部位 | | 降伏応力度 $\sigma_y$(N/mm$^2$) | 引張強度 $\sigma_u$(N/mm$^2$) | ヤング係数 $E_s$ (N/mm$^2$) |
|---|---|---|---|---|---|
| PL-25 | 加力梁 | フランジ | 327.28 | 493.76 | 223274 |
| PL-9 | | ウェブ<br>支圧板 | 361.07 | 517.03 | 214576 |
| PL-12 | 直交梁 | フランジ | 290.88 | 421.35 | 214313 |
| PL-6 | | ウェブ | 285.91 | 421.02 | 215485 |
| PL-2.3 | 接合部 | ふさぎ板 | 396.98 | 455.75 | 219501 |
| D10 | RC柱 | 帯筋 | 820.24 | 1006.38 | 218637 |
| D19 | | 主筋 | 427.23 | 605.92 | 203266 |
| D16 | | 中間筋 | 359.13 | 561.87 | 194419 |
| D10 | 接合部 | 帯筋 | 354.52 | 484.45 | 194794 |

・鉄筋は 3 本，鋼板は 4 枚の平均値

表-3　コンクリートの材料試験結果

| 圧縮強度 $\sigma_B$(N/mm$^2$) | ヤング係数 $E_c$(N/mm$^2$) | 割裂強度 $\sigma_t$(N/mm$^2$) |
|---|---|---|
| 32.22 | 23129 | 2.80 |

・3 回の試験の平均値

を確保するために 700mm とした。加力梁のキャップ筋は 2 本，直交梁方向のキャップ筋は 1 本とした。

加力梁の断面は，BH-300×100×9×25，直交梁は BH-300×100×6×12 とした。TV-13 試験体は非梁貫通形式とするために，梁フランジのみを貫通させ，ウェブは梁端部で切断した。直交梁もフランジのみとした。

### 2. 2　使用材料

表-2 に鋼材の引張試験結果を示す。使用した鋼材は，梁フランジおよびウェブ，支圧板には SM490A 材を，直交梁およびふさぎ板 SS400 材を用いた。柱の主筋には SD345 を，帯筋には高強度せん断補強筋 MK785 を，柱梁接合部の帯筋には SD295A を用いた。

表-3 にコンクリートの材料試験結果を示す。

### 2.3　加力方法

図-3 に加力装置の概要を示す。加力は試験体を縦置きし，梁材の片側をピン支点，他方をローラー支点によって支持し，柱に正負繰り返しのせん断力を負荷した。変位計測は，梁両端のピンに取り付けた測定フレームを用いて柱ピン位置の変位量を測定し，この変位を用いて T 形骨組の層間変形角 $R$ を求め，繰り返し載荷に対する制御変位とした。

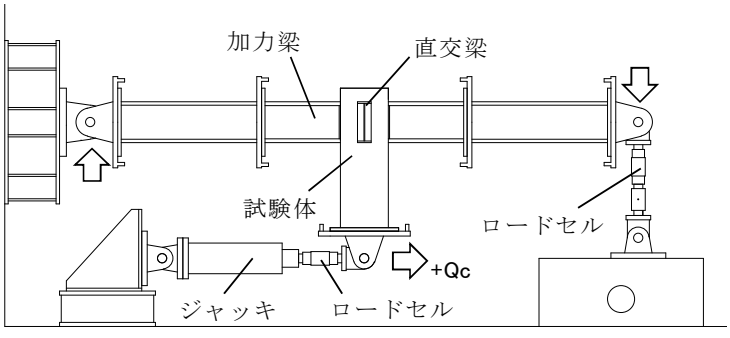



図-3　加力装置の概要

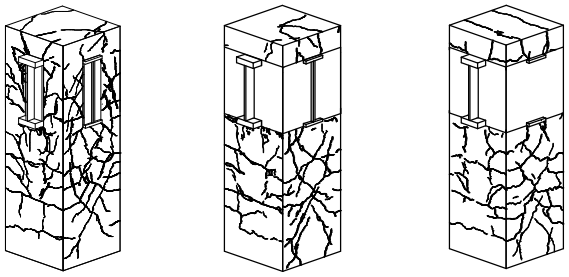



図-4　ひび割れ状況（R=20/1000 rad）

### 3. 実験結果（破壊経過）

図-4 に $R$=20/1000 rad 時のひび割れ状況を示す。

いずれの試験体も $R$=5/1000rad の加力サイクルでまず柱に曲げひび割れ，さらに曲げせん断ひび割れが発生した。その後，梁貫通形式帯筋タイプの TV-11 試験体は，$R$=10/1000rad で柱および柱梁接合部にせん断ひび割れが発生し，梁下フランジから縦方向のひび割れが発生した。これはキャップ筋に沿ったひび割れと思われる。また 2 回目のサイクルでは梁フランジ下に支圧ひび割れが生じた。R=15 /1000rad では梁フランジ上部にパンチングシアひび割れが生じた。最終的には，柱梁接合部のせん断ひび割れ，フランジ下の支圧ひび割れおよびフランジ上のパンチングシアひび割れが顕著になった。

梁貫通形式ふさぎ板タイプの TV-12 試験体は，$R$=10 /1000rad の加力サイクルで柱梁接合部において直交梁から斜めひび割れ，フランジ下の支圧ひび割れおよびフランジ上パンチングシアひび割れが発生した。R=20/1000 rad の加力サイクルではキャップ筋に沿った縦ひび割れが発生した。最終的にはパンチングシアひび割れはさほど進展せず，柱のせん断ひび割れが顕著になった。

非梁貫通形式ふさぎ板タイプの TV-13 試験体は，$R$=5/1000rad では柱梁接合部において直交梁から斜めひび割れも生じ，R=10/1000rad の加力サイクルではキャップ筋に沿った縦ひび割れが発生した。R=20/1000rad ではフランジ下の支圧ひび割れおよびフランジ上のパンチングシアひび割れが発生した。最終的にはこれらのひび割れはさほど進展せず，梁フランジ位置においてふさぎ板にふくらみが見られた。

### 4. まとめ

柱梁接合部の形式を 3 種類に変えた T 形柱 RC 梁 S 接合部の実験を行った。試験体にはそれぞれキャップ筋を配筋した。各試験体の最終破壊モードは，TV-11 試験体は柱梁接合部のせん断破壊であり，フランジ上のパンチングシアひび割れも進展した。これに対して，ふさぎ板タイプの TV-12 試験体は柱の曲げひび割れが顕著になり，TV-13 試験体はそれぞれのひび割れ幅はさほど拡大せず，梁フランジ位置においてふさぎ板にふくらみが見られた。

（宮内研究室）

# 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　体感温度を考慮したヴォイド内滞留空間における樹木配置の最適化

217-095　中城 詩穂　(共同研究者　217-007 石井 航平　217-087 出口 遼太朗　217-135 松島 佳司)

### 1.　はじめに

第 2 報では、マルチエージェントシミュレーションを用いて経路・滞留空間の位置と形状を決定した。本報では、その結果を受けて、滞留空間の植樹について検討する。樹木には蒸散効果があり表面温度は周辺建物よりも低下しやすいため放射の影響が小さく、体感温度の低下が期待できる。滞留空間の樹木を増やすことで利用者が快適に過ごすことができる反面、植樹には費用がかかる。そこで、熱的快適性と経済性のバランスを考慮して樹木配置を最適化する方法について提案する。

### 2.　解析概要

最適化の概要を表 1 に示す。Rhinoceros および Grasshopper を用い、SET*の算出および GA(遺伝的アルゴリズム)を用いて最適化を行う。

**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<br>・樹木本数(コスト)の最小化 |

### 2.1.　解析対象モデル

第 2 報で決定した滞留空間をもとに、より自然な滞留空間を再現し芝生で緑化した(図 1 参照)。

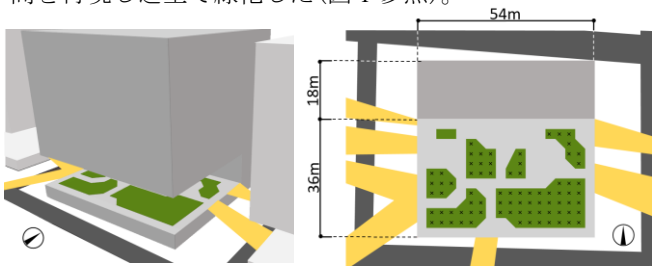



**図 1　解析モデル**

### 2.2.　解析条件

場所は大阪市、日時は 8 月 11 日 14 時とする。2010 年～2020 年の 8 月各日の特に暑い 14 時における平均値を算出し、最暑日であった 11 日とする。

### 3.　樹木配置

設計変数である樹木配置について説明する。

### 3.1.　樹木モデル

樹木は滞留空間に直達日射があまり入らないことを考慮し、日陰に強い樹木(イヌマキ)の造園木を選定しモデルを作成した(図 2 参照)。

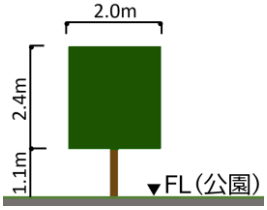



**図 2　樹木モデル**

### 3.2.　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取り出し、植樹可能位置(本報では 80 点)とする。その中から 15 点を選択し、同時に樹木の有無も決定する。

### 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。本報では富樫の熱環境計算戯法[1]の計算コードを Grasshopper に移植し SET*を算出する。算出フローを図 3 に示す。滞留空間の任意の場所に計 4 人配置し、それぞれの SET*を算出後、4 人の SET*の平均値を用いて快適性の評価を行う。

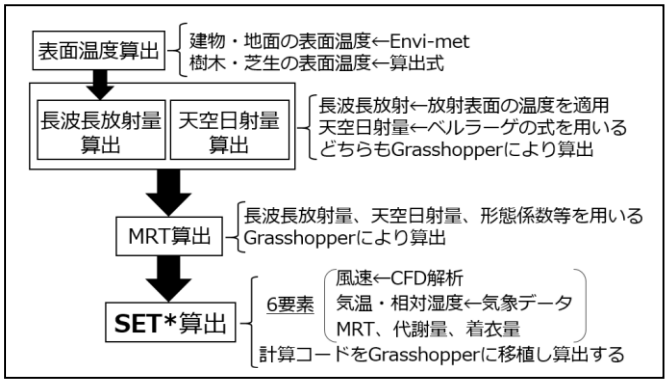



**図 3　SET*算出フロー**

### 4.1.　表面温度算出

1) 建物・道路の表面温度

ENVI-met 社の微気候シミュレーションモデルを用いて、非定常の CFD 解析により算出する。解析範囲は対象モデルと周囲 1 街区分とした。計算条件を表 2 に示す。算出した建物の表面温度分布図を図 4 に示す。

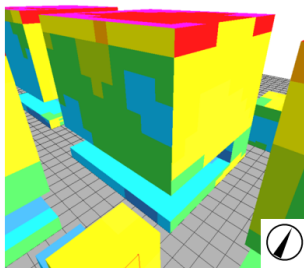


**図 4　建物表面温度分布**

**表 2　計算条件**

| | |
|---|---|
| 位置 | 北緯 34.65 度　東経 135.00 度 |
| 気象データ | 大阪市の EPW データ<br>Climate.OneBuilding.Org より取得 |
| 時間刻み | 60 秒 |
| 領域サイズ | 350m×315m×300m |
| 格子分割 | Δx=Δy=Δz=5.0m<br>(高さ方向 5.0m まではΔz=1.0m) |
| 乱流モデル | 標準 k － ε モデル |

2) 樹冠の表面温度

鈴木の研究[2]より引用した算出式 (1) 式を用いた。

$$T_{TR} = d_{TR} \cdot T_a + a_{TR} \cdot I_{in} - c_{TR} \cdot u + b_{TR} \quad \cdots (1)$$

$T_{TR}$:樹冠の温度[℃] $d_{TR}$:気温の影響に関する係数(0.875)[-] $T_a$:気温[℃]
$a_{TR}$:日射量の影響に関する係数(0.003)[-] $I_{in}$:入射日射量[W/㎡]
$c_{TR}$:風速の影響に関する係数(0.109)[-] $u$:風速[m/s] $b_{TR}$:係数(2.53)[-]

3) 芝生の表面温度

梅干野らの研究[3]より引用した算出式 (2) を用いた。

$$Y_a = 0.015X_1 + 0.009X_2 + 0.690X_3 - 0.049X_4 - 0.917X_5 + 4.6 \quad \cdots (2)$$

$Y_a$:芝表面温度[℃] $X_1$:水平面全天日射量[Kcal/㎡ h] $X_2$:大気放射量[Kcal/㎡ h]
$X_3$:気温[℃] $X_4$:露点温度[℃] $X_5$:風速[m/s]

上記の算出式 2) 3) の気温、露点温度は気象データを用いた。入射日射量、水平面天空日射量はベルラーゲの式より算出した。風速は CFD 解析より算出した値を用いた。

### 4.2. 長波長放射量 $E_i$

人の中心高さから 993 本のレイ(光線)を立体的に飛ばし、建物、道路、樹木、滞留空間のいずれに当たるかの衝突判定を行う(図 5 参照)。どこにも衝突しなかったレイは天空に当たったと見なす。建物、道路、樹木、滞留空間は 4.1 節で算出した表面温度を、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。

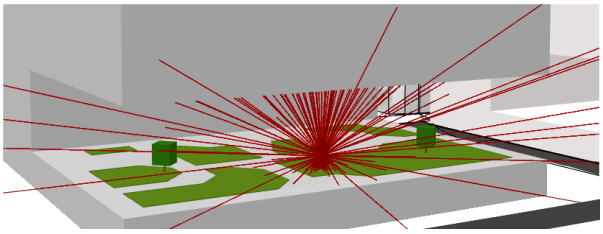


**図 5 レイによる衝突判定**

### 4.3. 天空日射量 $D_i$

既報[4]と同様に算出する。仮想天球の中に人体に見立てた角柱(500mm×500mm×1,700mm)を作成し、角柱上面を通して見える仮想天球からは水平面天空日射が、残りの鉛直面を通して見える仮想天球からは鉛直面天空日射が届くものとした。

### 4.4. MRT 算出

4.2 節と 4.3 節で算出した値を渡邊らの研究[5]より引用した算出式(3) に当てはめた。形態係数は、4.2 節のレイを飛ばす動作を利用し、飛ばした全てのレイがそれぞれどの物体に衝突したかの割合を算出し用いた。

$$t_{mrt} = \left[\frac{f_{eff}}{\sigma} \cdot \sum_{i=1}^{n}\left(E_i + a_k \cdot \frac{D_i}{\varepsilon_p}\right) \cdot F_i\right]^{0.25} - 273.2 \quad \cdots (3)$$

| | | | |
|---|---|---|---|
| $t_{mrt}$ | :平均放射温度[℃] | $f_{eff}$ | :有効放射面積率[-] |
| $\sigma$ | :Stefan-Boltzmann 定数 | $a_k$ | :短波長放射に対する吸収率[-] |
| $\varepsilon_p$ | :着衣人体の放射率[-] | $F_i$ | :形態係数[-] |

## 5. 最適化結果

Grasshopper のプラグインである Wallacei を用いて、個体数 40、世代数 80 で多目的最適化を行った。最適化結果を図 6 に示す。プロットの内側にあたるパレート解(最適解の集合)を見ると、樹木が 1 本増えるごとに平均 SET*は約 0.05℃低下する傾向がみられた。そして、樹木最小本数の 1 本設置時(図 7、A の樹木)と、樹木最大本数の 7 本設置時 (図 7 参照)の平均 SET*を比較すると 0.33℃の低下がみられた。その際、配置した 4 人(図 7 の評価点①～④)の SET*の温度低下はそれぞれ①0.01℃②0.28℃③0.64℃④0.62℃であった。①②については、周辺の滞留スペースが少ないため樹木があまり配置できず、SET*が低下しなかったと考えらる。③④については、表面温度の高い壁面からの放射を防ぐ位置に樹木が配置されたことで SET*が低下したと考えられる。

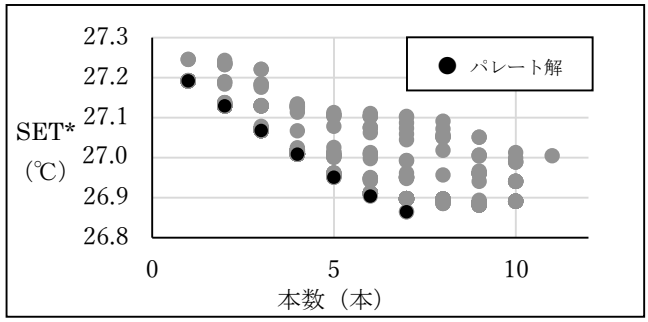



**図 6 最適化結果のパレート解**

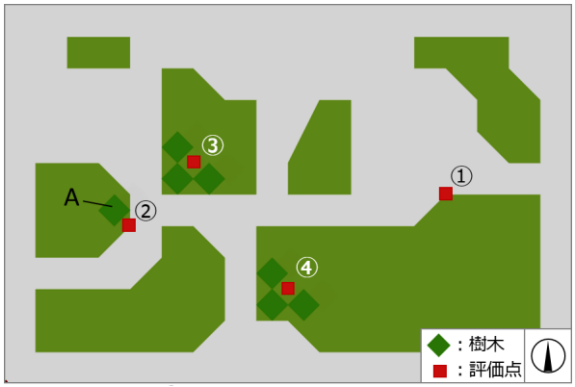



**図 7 SET*算出位置および平均 SET*最小解の樹木配置**

## 6. まとめ

GA を用いた多目的最適化により、快適性と経済性を考慮した樹木の配置方法を提案した。人の配置に偏りがあったことで部分的に樹木が集中し、SET*の温度低下に差が生じる結果となった。今回は解析時間短縮のため配置を 4 人に限定したが、今後は、滞留空間の広範囲に人の配置を増やし最適化を行う必要がある。第 4 報では、本報で平均 SET*が最小解であった樹木配置をもとに、防犯性と経済性のバランスを考慮した照明計画を行う。


**参考文献**

1) 富樫英介：熱環境計算戯法 version2.2.0，p644-665，2016.12
2) 鈴木弘孝：実在街区内での樹木配置・壁面緑化の違いによる温熱環境シミュレーション，日本緑化工学会誌，34(2)，p399-408，2008
3) 梅干野晃他：芝生植栽による照り返し防止・焼込み防止・雨水の保水効果（植栽の建築環境に及ぼす省エネルギー効果 その 1)，日本建築学会九州支部研究報告，第 27 号，p125-128，1983.3
4) 藤原拓人他：OpenStreetMap を利用した人間行動と環境解析の連動システムの構築（屋外暑熱環境下における歩行時の熱中症のリスク評価)，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸)，40365，2019.9
5) 渡邊慎一他：測定に基づいた屋外における平均放射温度の算出方法，日生気誌 49(2)，p49-59，2012


(河野研究室)

# 梁の損傷を考慮した RC 造建物の残存耐震性能の評価手法に関する研究
## その 2　梁の損傷が建物の残存耐震性能に及ぼす影響

217-096　　中務　雅人

### 1. はじめに

本報（その 2）では、前報（その 1）で報告した損傷度の評価結果に基づき、梁の損傷が RC 造建物の残存耐震性能の評価精度に及ぼす影響ついて検討する。

### 2. 耐震性能残存率の評価手法

耐震性能残存率 $R$ は被災度区分判定基準[1)]で定められている式（1）のように、各部材の損傷度に応じる耐震性能低減係数 $\eta$（表 1）と曲げ終局モーメントにより算定する。しかし、実際の被災現場では部材の曲げ終局モーメントを求めることが困難であり、強度指標比を用いた略算法（式(2)）より求める。また、耐震性能残存率 $R$ の算定式は建物の崩壊メカニズムによって異なるが、本報では対象建物の全体崩壊形の算定式より $R$ を求めて、被災度区分を行う（表 2）。

$$R = \frac{\sum \eta_c M_{u柱} + \sum \eta_g M_{u梁} + \sum \eta_{cwc} M_{u耐震壁}}{\sum( M_{u柱} + M_{u梁} + M_{u耐震壁})} \quad (1)$$

ここで、$M_u$は塑性ヒンジが生じる柱、梁と耐震壁の曲げ終局モーメント、$\eta$ は損傷度に応じる耐震性能低減係数である。

$$R = \frac{\sum_{j=0}^{5} B_j}{B_{org}} \times 100 \quad (2)$$

$$B_j = k_c \sum {}_c\eta_j \cdot C_j + k_g \sum {}_g\eta_j \cdot G_j + k_{cwc} \sum {}_{cwc}\eta_j \cdot CWC_j \quad (3)$$

$$B_{org} = k_c \cdot C_{sum} + k_g \cdot G_{sum} + k_{cwc} \cdot CWC_{sum} \quad (4)$$

ここで、$B_j$は損傷度 $j$ の部材の基準化耐震性能、$B_{org}$は被災前の基準化耐震性能、$k_c$、$k_g$と$k_{cwc}$はそれぞれ曲げ柱、曲げ梁と耐震壁の強度指標比（$k_c$: $k_g$: $k_{cwc}$=1:1:30）、$C_j$、$G_j$、と$CWC_j$はそれぞれ損傷度 $j$ の曲げ柱、曲げ梁と耐震壁の降伏ヒンジ数、$C_{sum}$、$G_{sum}$と$CWC_{sum}$はそれぞれ曲げ柱、曲げ梁と耐震壁の降伏ヒンジ数である。

### 3. 梁の損傷が建物の残存耐震性能に及ぼす影響

#### 3.1 実曲げ終局モーメント比を適用した場合

柱、梁と連層耐震壁の曲げ終局モーメント比及び各構面の崩壊メカニズムを図 1 に示す。ここで、曲げ終局モーメント比は各構面の梁部材を基準（1.0）とした他の部材の比率である。また、各部材の強度指標比及び曲げ終局モーメント比（図 1）を用い算定した耐震性能残存率 $R$ をそれぞれ CaseA 及び CaseB とし図 2 に示す。被災度区分判定基準の強度指標比に対する本試験体の曲げ終局モーメント比の差が小さいため、1 軸及び A 軸ともに CaseA と CaseB の耐震性能残存率 $R$ は近似しており、同様な被災度区分判定結果となった。また、強度比の占める割合と損傷度が大きい耐震壁を有する A 軸の耐震性能残存率 $R$ が 1 軸より小さくなることが分かる。

表 1　耐震性能低減係数 $\eta$

| 損傷度 | 曲げ柱 | せん断壁 | 曲げ梁 |
|---|---|---|---|
| I | 0.95 | 0.95 | 0.95 |
| II | 0.75 | 0.6 | 0.75 |
| III | 0.5 | 0.3 | 0.5 |
| IV | 0.2 | 0 | 0.2 |
| V | 0 | 0 | 0 |

表 2　被災度区分

| 被災度 | 耐震性能残存率 |
|---|---|
| 軽微 | $R$≧95(%) |
| 小破 | 80≦$R$＜95(%) |
| 中破 | 60≦$R$＜80(%) |
| 大破 | $R$＜60(%) |
| 倒壊 | 倒壊などにより $R$≒0 |

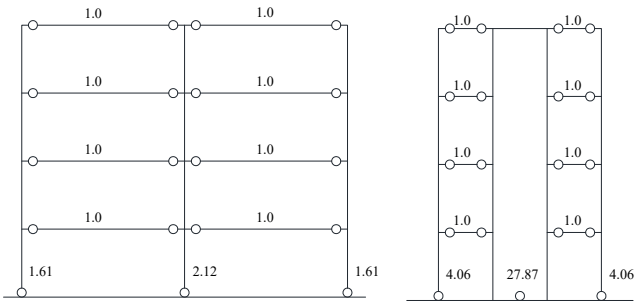



図 1　ヒンジ箇所及び曲げ終局モーメント比

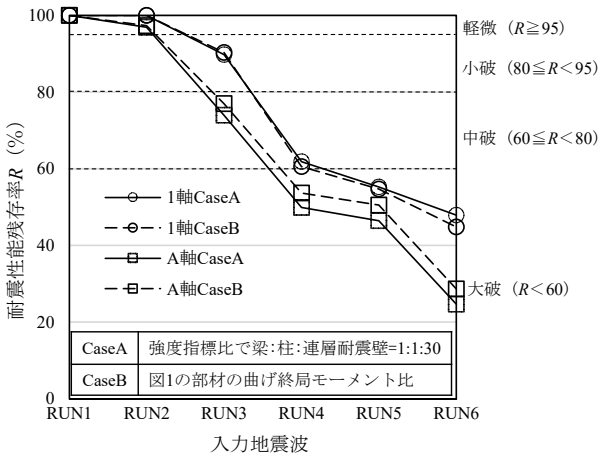



図 2　曲げ終局モーメントが耐震性能残存率に及ぼす影響

#### 3.2 計測不可能の梁部材を考慮しない場合

地震被災現場で天井などにより梁の損傷度が確定できないことを想定し、梁の損傷を考慮しない場合の耐震性能残存率を算出する。ある 1 層の梁が計測不可能な場合と複数の梁が計測不可能な場合の耐震性能残存率 $R$ を図 3 に示す。ここで、全ての梁の損傷が計測不可能となり損傷度を考慮しない場合は、鉛直部材のみから耐震性能残存率 $R$ を算定するため、層崩壊形とした場合と同じ値になる。1 軸及び A 軸ともにある 1 層が計測不可能な場合は、CaseA の算定結果と近似した。しかし、1 軸では梁の損傷を計測不可能な層が多くなるほど CaseA との差が大きくなり、二つ及び三つの層の梁が計測不可能な場合は CaseA と最大 10% 程度の差が見られた。また、2 階及び 3 階の梁の損傷が計

測不可能な場合は耐震性能残存率 $R$ が CaseA より高くなる傾向となった。その結果、RUN3 の被災度判定結果において CaseA は小破となっているが、2、3 階の梁が計測不可能の場合は軽微となり、同様に RUN5 では CaseA の大破の判定結果に対し、2~4 階の梁が計測不可能の場合は中破に分類され、被災度が危険側に評価された。これは損傷度が比較的に大きい低層側の梁を考慮せずに耐震性能残存率 $R$ を算定したためであると考えられる。

A 軸では、梁の損傷を計測不可能な層が多くなると耐震性能残存率 $R$ の算定結果が CaseA を下回って行った。これは構面内の他の部材に比べ、強度比と損傷度が比較的に大きい連層耐震壁の影響であると考えられる。

### 3.3 計測不可な梁部材の損傷を読み替えた場合

損傷が確認できない梁に対して、隣接する鉛直部材から損傷度を読み替え（表 2）算定した耐震性能残存率 $R$ の精度について検討する（図 4 及び図 5）。

読み替え方法①により耐震性能残存率 $R$ を算定する場合、1 軸及び A 軸ともに CaseA をやや上回って行った。これは上層階になるほど隣接する柱の損傷度が梁より小さくなる傾向があり、その柱から梁の損傷度を読み替えたためであると考えられる。読み替え方法②の場合は、読み替え方法①と比べ梁の損傷度を 1 ランク上げたため、耐震性能残存率 $R$ の算定結果が CaseA を下回って, 被災度も保守的な評価となった。また、計測不可能な梁の損傷を考慮しない場合の耐震性能残存率 $R$ の算定結果より誤差が小さく、被災度は安全に評価できた。

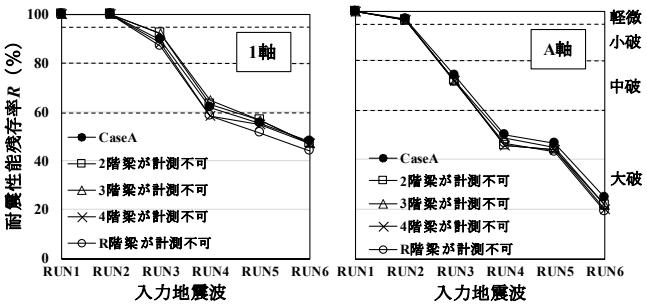
表 2　梁の損傷度を隣接の鉛直部材から読み替える方法

| | |
|---|---|
| 読み替え方法① | 損傷度を同じにしてそのまま読み替える場合 |
| 読み替え方法② | 損傷度を 1 ランク上げて読み替える場合 |

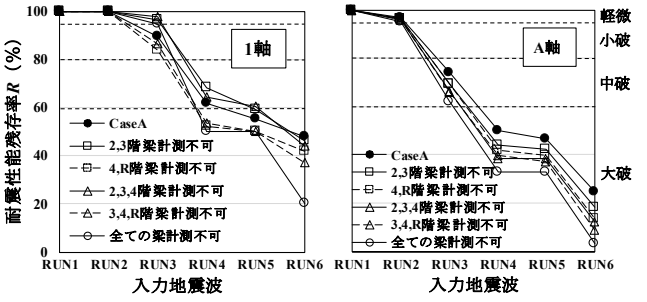
## 4. まとめ

本報（その 2）では全体崩壊型 RC 造建物を対象として、地震被災現場で梁の損傷度を確定できないことを想定し、梁の損傷が建物の残存耐震性能評価結果の精度に及ぼす影響について定量的な検討を行った。以下に得られた知見を示す。

1) 連層耐震壁付きラーメン構造では連層耐震壁の強度指標比の占める割合が他の部材と比べ大きいため、耐震性能残存率の算定結果においては連層耐震壁の影響を受けやすい。
2) 純ラーメン構造は測定不可能な梁部材が生じた場合、耐震性能残存率の算定結果に大きい誤差が生じやすく被災度の区分判定には注意が必要である。
3) 計測不可能な梁に対して、隣接する鉛直部材の損傷度を 1 ランク上げて読み替える方法の耐震性能残存率の算定結果が最も誤差が小さくかつ安全側に評価できた。

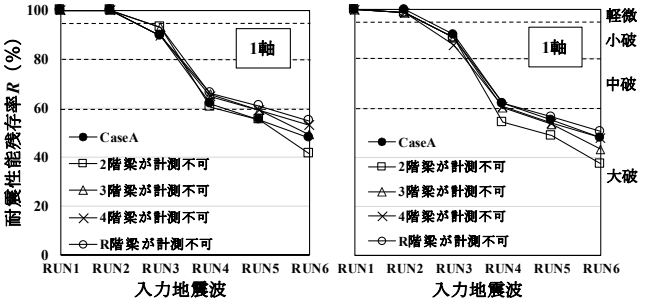



(a) ある 1 層の梁部材が計測不可能な場合



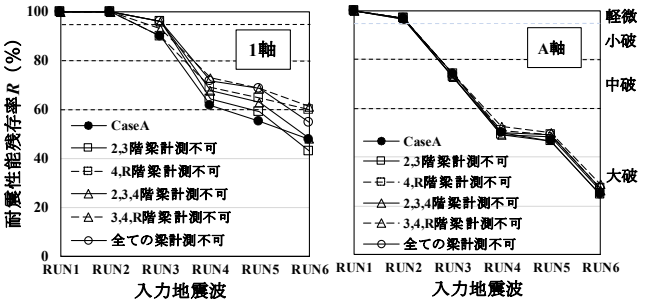

(b) 複数の層の梁が計測不可能な場合

図 3　計測不可能な梁部材を考慮しない場合

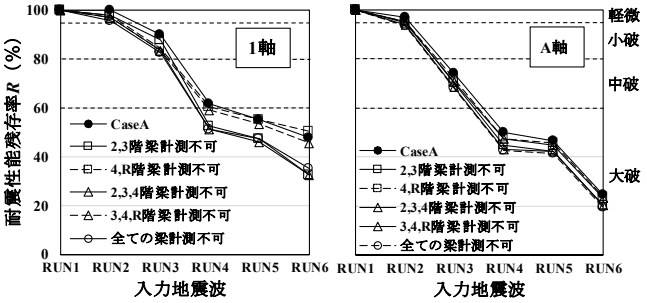



(a) 読み替え方法①　　(b) 読み替え方法②

図 4　ある 1 層の梁部材の損傷を読み替えた場合




(a) 読み替え方法①




(b) 読み替え方法②

図 5　複数の梁部材の損傷を読み替えた場合


**参考文献**

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


（権研究室）

# ライトシェルフブラインドを利用した室奥照度の改善
## 第 1 報　GA を用いた回転角・スラット角の最適化

217-098　　中村　真也　　（共同研究者　217-113　　糊田　智大）

### 1.　背景・目的

直達日射は冷房負荷の増大やグレアの発生原因となる。

ライトシェルフブラインド[1]は、上部が室内側に折れ曲がることでライトシェルフの機能を果たし、直射光によるグレアや均斉度を制御しながら室奥への導光が可能である。伊藤らは測定箱を用いた実験で、特定の日付における視環境性能を確認している[1]。

本研究では、数値解析により、ライトシェルフブラインドの上部回転角やスラット羽根角の年間を通した適切な制御や、適切なスラット角形状など、今後の開発に向けた知見を得ることを目的とする。昨年度は、ブラインド表面を拡散反射面とした解析を行い、上部回転角およびスラット角の幾通りかの組み合わせについて夏至・冬至における照度改善に有効な知見を得た[2]。

本卒業研究では、室奥照度の改善に焦点を絞る。第 1 報では、オフィス空間を想定して、夏至・冬至における最適なライトシェルフブラインドの角度を算出する。

### 2.　回転角・スラット角の最適化　2.1　解析対象モデル

オフィス空間を対象とする。昨年度[2]は室幅 6,000mm としたが、太陽方位角が大きく斜め上からの入射となっても天井面に当たるように、十分な室幅 48,000mm とする。

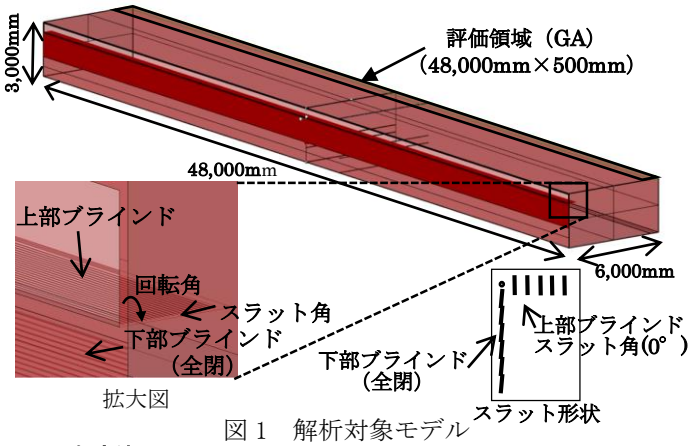



図 1　解析対象モデル

### 2.2　解析概要

オフィス空間を対象に、夏至及び冬至の各時刻において可能な限り室奥に昼光を導くブラインドの回転角・スラット角（図 1 参照）を遺伝的アルゴリズム（GA）により算出する。最適化には Grasshopper for Rhinoceros の Galapagos を使用。設計変数はブラインドの回転角・スラット角とする。目的関数は直射光に平行な光線をブラインドで反射させた際に、室奥 5,500mm～6,000mm の位置に設けた評価領域に当たる光線の本数の最大化とする。光線は 1,400 本の直線で再現する。天井面に当たる程、拡散反射して下方が明るくなると想定する。個体数 50・世代数 50 とした最適化を 2 回行い、天井面に当たる本数が増加しなければ最適解到達と判断する。増加すれば 3 回目の最適化を行い、増加本数が 5 本以下ならば最適解到達とみなして最適化を終了する。本報では、室奥の照度改善のみを目的とし、直射光が視線高さ面や机上面に到達する場合の対処は本検討の対象外とする。解析条件及び解析ケースを表 1、表 2 に示す。

表 1　解析条件

| | |
|---|---|
| 緯度、経度 | 34.64°、135.00°（兵庫県明石市） |
| 反射回数 | 1回 |

表 2　解析ケース

| ケース | 日付 | 時刻（真太陽時） | 太陽方位角(°) | 太陽高度(°) | 最適解 | | 本数 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | 回転角(°) | スラット角(°) | |
| 1-1 | 6/22 | 12:00 | 180.0 | 78.8 | 120.0 | 83.6 | 153 |
| 1-2 | 6/22 | 13:00 | 233.3 | 72.8 | 118.5 | 81.6 | 149 |
| 1-3 | 6/22 | 14:00 | 254.8 | 61.6 | 127.9 | 89.9 | 151 |
| 1-4 | 6/22 | 15:00 | 266.3 | 49.5 | 158.9 | 118.5 | 79 |
| 2-1 | 12/22 | 12:00 | 180.0 | 31.9 | 99.8 | 87.0 | 123 |
| 2-2 | 12/22 | 13:00 | 195.9 | 30.2 | 99.9 | 87.5 | 119 |
| 2-3 | 12/22 | 14:00 | 210.5 | 25.3 | 99.5 | 88.3 | 121 |
| 2-4 | 12/22 | 15:00 | 222.9 | 17.9 | 98.4 | 89.7 | 129 |

### 2.3　解析結果

表 2 に各ケースの最適解を示す。図 2 に代表例としてケース (1-1, 1-4, 2-1, 2-4) の最適化結果の光線の軌跡を示す。

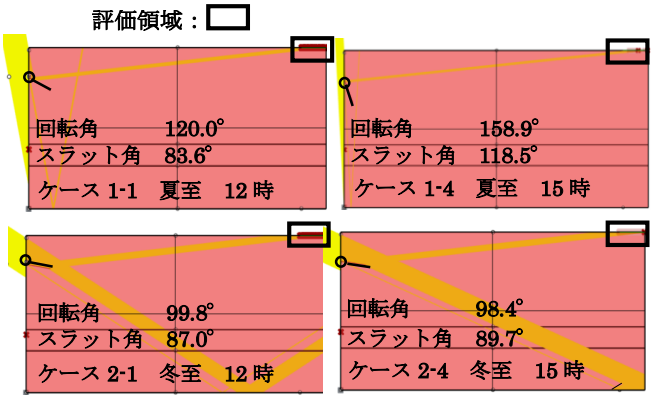



図 2　最適化結果の光線の軌跡

夏至は太陽高度が高く、室内に入る光線の本数は少ない。最適解（回転角・スラット角）は、ブラインド全体で光線を受けるのではなく、一部で受けて反射させる傾向が見られた。また、12 時と 13 時（ケース 1-1, 1-2）の最適解は微差であるが、以降時間が経つにつれて大きくなるという傾向が見られる。

冬至の場合では太陽高度が低いため多くの光線が室内へ入る。ブラインド全体で光線を受け反射させるが、全てを受けられず、グレアの原因となる直射光が床面に到達する。各ケースの回転角とスラット角の値はほぼ同値となった。ブラインドで反射して天井に当たる光線の幅は、評価領域全体よりも広くなり、時刻が変化しても評価領域に当たる本数の差はほぼないものと考えられる。

## 3. 照度解析　3.1 解析対象モデル

解析対象モデルを 2 節 図 1 に示す。照度算出領域は天井面（高さ 3,000mm）、視線高さ面（高さ 1,200mm）、机上面（高さ 800mm）、床面とし、それぞれ室中央の 1 ラインとする（図 3 参照）。室中央の解析結果が代表性を有することを確認するため中央から 3,000mm ずらした 1 ラインの照度も算出し、中央との結果とほぼ変わらないことを予め確認している。下部ブラインドは全閉とする。

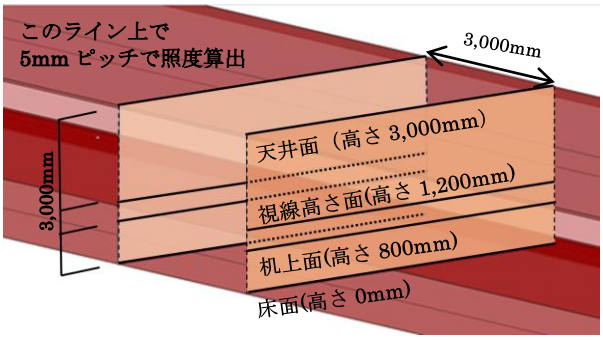



図 3　照度算出領域

## 3.2 解析概要

本解析では、2 節と同じ空間を対象に GA で求めたブラインドの回転角・スラット角の最適解をライトシェルフブラインドに反映させた照度解析を行う。本報では、ブラインドのスラットは平面で作成している。Grasshopper for Rhinoceros のプラグインである DIVA（計算プログラムは Radiance）を使用。解析条件を表 3、解析ケースを 2 節の表 2 に示す。また、比較のためにそれぞれライトシェルフブラインドを外したケースも行う。

表 3　解析条件

| | |
|---|---|
| 緯度、経度 | 34.64°、135.00°（兵庫県明石市） |
| ブラインド表面性状 | 拡散鏡面（Plastic+Mirror） |
| 表面反射率 | ブラインド　：73.1%<br>（拡散反射率　：58.48%<br>鏡面反射率　：14.62%とする）<br>地面　：20%（完全拡散面）<br>天井　：80%（完全拡散面）<br>床・壁　：0% |
| ガラス透過率 | 100% |
| 反射回数 | 2回 |
| 計算格子幅(グリッド間隔) | 5㎜ |

## 3.3 解析結果

表 4 に各ケースの視線高さ面（5, 000㎜ 位置）の照度を示す。比較としてライトシェルフブラインドを外した場合の照度分布を図 4、5 に示す（ケースは 2 節と同じ）。

表 4　各ケース視線高さ面照度（5, 000㎜ 位置）

| ケース | 太陽方位角(°) | 太陽高度(°) | 照度（lux） | |
|---|---|---|---|---|
| | | | ライトシェルフあり | ライトシェルフなし |
| 1-1 | 180.0 | 78.8 | 315 | 249 |
| 1-2 | 233.3 | 72.8 | 267 | 193 |
| 1-3 | 254.8 | 61.6 | 240 | 172 |
| 1-4 | 266.3 | 49.5 | 178 | 162 |
| 2-1 | 180.0 | 31.9 | 457 | 335 |
| 2-2 | 195.9 | 30.2 | 451 | 321 |
| 2-3 | 210.5 | 25.3 | 401 | 299 |
| 2-4 | 222.9 | 17.9 | 291 | 247 |

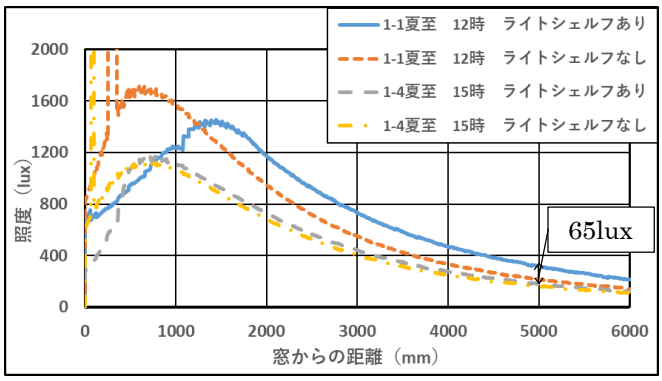



図 4　視線高さ面の照度分布（夏至）

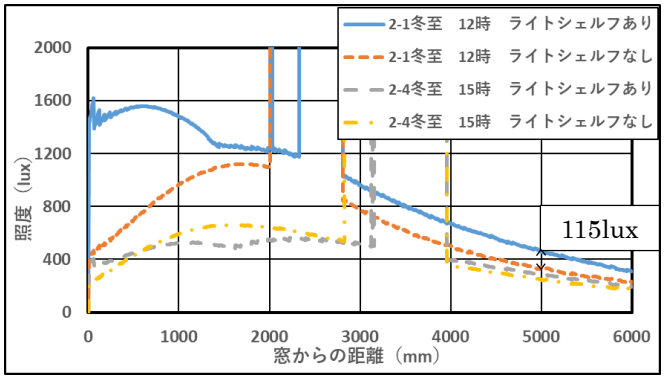



図 5　視線高さ面の照度分布（冬至）

夏至の場合、GA により最適解として算出された回転角とスラット角については窓の近傍を除いてグレアは生じなかった。照度分布は、各ケース（15 時を除く）ライトシェルフブラインドがない場合と比べて全体的に 100lux 程（グレア部を除く 1,000mm～6,000mm の平均値）室奥へ光を導くことができており、12 時では室奥 5,000mm 位置で 65lux 程の照度改善が見込まれる。

冬至の場合においては、室奥中央あたりで、グレアの発生が見られるものの、ライトシェルフブラインドがない場合と比べて発生する範囲は減少している。照度分布は各ケース（15 時を除く）ライトシェルフブラインドがない場合と比べて全体的に 160lux 程（グレア部を除く 1,000mm～6,000mm 位置での平均値）室奥へ光を導くことができており、12 時では室奥 5,000mm 位置で 115lux 程の照度改善が見込まれる。

## 4. まとめ

オフィス空間を対象に、GA を用い各時刻において可能な限り室奥に昼光を導くライトシェルフブラインドの最適な回転角、スラット角を算出するとともに、最適解をライトシェルフブラインドに反映し、各面の照度を算出する検討を行った。

夏至、冬至の場合も室奥の照度改善が見られた。次年度以降では、室奥の照度を改善しつつグレアが生じない工夫について検討する。

**参考文献**

1)　Daisuke Ito, Toshie Iwata , Eiji Sakuma and Hiroyuki Nakajima; DEVELOPMENT OF LIGHTSHELF BLIND FOR DAYLIGHTING , Proceedings of the ISES Solar World Congress 2011,pp.2474-2479,2011
2)　黒田　悠介：「ライトシェルフブラインドの利用に関する昼光利用」大阪工業大学卒業論文　2020 年 1 月

（河野研究室）

# 水族館の光環境
## 日光と日射の利用実態の定量化と評価

217-103　長田瑞基

### 1.研究背景と目的

水族館には展示用水槽の他、バックヤードに生物の健康維持に必須の日光浴可能な休息用水槽を設けることが多い。市街地に建つ水族館では展示水槽に採光をとり、展示と生物の休息を兼ねさせるものが 1990 年代に現れた。採光は昼光照明による時刻や季節の移ろいが感じられる緩やかな水槽照度の変動をもたらし、自然環境下での生物行動の展示を可能とすることが期待できる。採光は昼光利用による人工照明にかかる省エネが期待できると同時に、生物展示期間での必要照度の確保の確認が必要である。直達日射の誘導は生物の健康維持へ効果はもたらすが、水槽水温の上昇ももたらす。光環境制御には遮蔽すべき直達日射の誘導は観覧者にとってグレアとなる可能性は大きい。本研究では、採光を取り入れている水族館を対象に日光と日射の利用実態の定量化を行った。本梗概では、日光の利用実態について説明する。

### 2. 定量化の手法

本研究では、海遊館と沖縄美ら海水族館の水族館で夏至、秋分、冬至で各水族館の屋内のメイン水槽を対象とし、各水族館の開館時間から昼光利用できる時間での天空光と直達光の照度を算出する。図-1 と図-2 は開口と水槽の位置関係図である。日光照度と日射量を算出するにあたり、共通の条件を以下に示す。

1) 全天空照度はベルラーゲの式、直射日光照度はブーガの式より算出する。
2) 計算の単純化のため水面は水平と仮定する。
3) 水中の塩分は一様とする。
4) 水中では散乱・吸収、海水の透過率による光の減衰を考慮する。入射平行光束 $F_0$ が水中で距離 L だけ進んだ時、散乱・吸収によってその光束が F となった場合の関係式を次式に示す[1]。

$$F/F_0 = e^{-cL} \quad (2.1)$$

$e^{-cL}$:光の散乱・吸収による消散、C:消散係数 0.03

5) 全ての算出において、影響が最大の場合を評価する。

水族館では、照度は水槽に飼育している生物などにより断るので基準としている照度は設定されていない。しかし、マリンピア日本海[2]では、水面の基準照度を 5,500lx(水深 5m)と設定し水槽の設計がされている。本報告ではその基準照度を参考にし、逆算し、2 つの水族館の水面の必要照度を算出する。海遊館では 6,200lx、沖縄美ら海水族館では 6,400lx を水面での必要照度とし評価を行う。

日光照度を算出する際の計算値は、日光定数を 126,800lx、空気から海水の透過率を 0.95、大気透過率[3]を 0.59 とする。ガラスの透過率は文献 4 を参考する。

全天空照度はガラスの透過率は無視し算出する。

各水族館の水面(海遊館の水面の面積は 610 ㎡、沖縄美ら海水族館は 895 ㎡)を約 1m 間隔で区切り、天窓に対する各点の立体角投射率を求める。長方形光源面(天窓)と各点との間の立体角投射率は、錐面積分の法則を利用する。本稿では立体角投射率を昼光率と同等とする。最後に、各点の照度を算出する。

不快グレアの算出のために直射光の照度を算出する。水面と水底、各展示室から水槽を見た時の人間の限界視野である上に 50 度、下に 70 度の計 13 か所を算出する。図-3 は人の視野の算出例と海遊館の展示室である。壁の反射は 2 回まで考慮し算出し日射による壁の反射率は 0.7 とする。

不快グレアの評価方法として本研究では、英国のグレア・インデックス(以下では BGI と呼ぶ)法[5]を使い評価をする。水面と水底の照度を使い、水面、水底でそれぞれ、一番 BGI 値の最大値を算出する。次式には BGI の式を示す。数値が小さいほどグレアが少ない。

$$M = 0.478\frac{L_S^{1.6}\cdot\omega^{0.8}}{F\cdot P^{1.6}} \quad (2.2)$$

$$G = \Sigma M \quad (2.3)$$

$$BGI = 10\log_{10}(0.5G) \quad (2.4)$$

M:グレア定数、$L_S$:光源の輝度(cd/㎡)、ω:光源の立体角(sr)、F:視野の平均輝度(cd/㎡)、P:光源の位置指数(m)

### 3. 昼光照度とグレア評価のまとめ

各水族館の夏至・12 時の昼光の照度分布図を図-4、図-5 に、中心部の昼光照度を図-6、図-7 に示す。

海遊館の夏至の 12 時の昼光照度は、中心部分で 968lx となり一番低いところで 106lx となった。冬至の南中で 791lx となり一番低いところは 87lx となった。沖縄美ら海水族館では、中心部分で 4252lx となり一番低いところで 1125lx となった。冬至の南中で 3724lx となり一番低いところは 986lx となった。必要照度と比べ、夏至・12 時の海遊館では最大で 6094lx、沖縄美ら海水族館は 5275lx 足りない。

中心部分で海遊館は必要照度の 16%確保でき、沖縄美ら海水族館は 66%確保できるが昼光照明だけでは見込めない。

直射日光照度と BGI の結果を表-1、表-2 に示す。海遊館、沖縄美ら海水族館と共に、夏至の南中での水面照度は壁の反射なしで 6 万 lx 程、水中も同じく減衰されるものの 4 万 lx 程の結果となった。秋分、冬至でも照度は夏至よりは小さくなるものの、1 万 lx はほとんどの時間帯で超える結果となった。グレア評価では、BGI 値が 16 を超えないよう設計されるが今回の各水族館のグレア評価では、沖縄美ら海水族館の一つを除き、16 を超えることはなかった。

したがって、直射光が入ってもグレアは発生しない。

## 参考文献


1) 水中照明
https://www2.panasonic.biz/ls/lighting/plam/knowledge/pdf/0224.pdf
2) 岩崎電機　施設報告　新潟市水族館「マリンピア日本海」
https://www.iwasaki.co.jp/tech-rep/facility/95/
3) 理科年表 平成 21 年度 気象部 大気混濁係数、直達日射量
4) 旭硝子板ガラス建材総合カタログ 1998 年
5) 不快グレアの評価 | グレア評価 | 岩崎電気
https://www.iwasaki.co.jp/lighting/support/tech-data/knowledge/glare/02.html

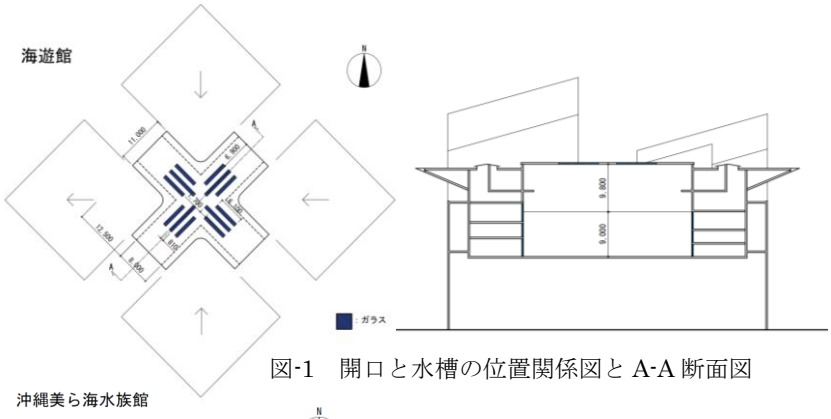




図-1　開口と水槽の位置関係図と A-A 断面図

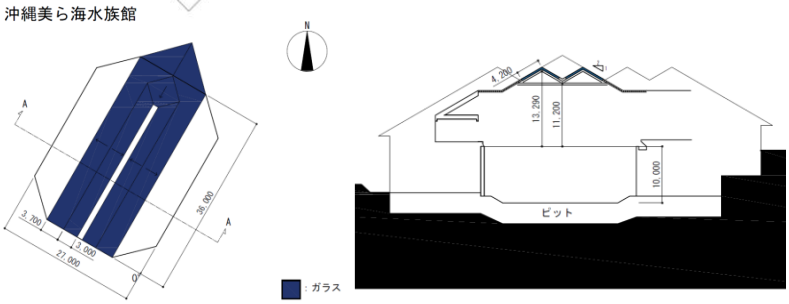



図-2　開口と水槽の位置関係図と A-A 断面図

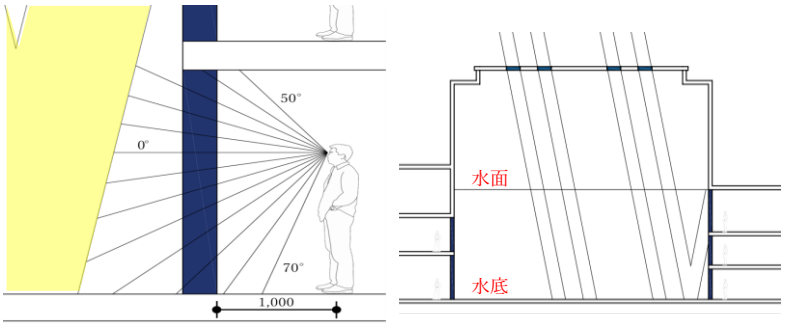



図-3　人の視野の算出例と海遊館の 5 か所の展示室例

表-1　夏至・12 時の BGI 結果(海遊館)

| | 水面 | | 水底 | |
|---|---|---|---|---|
| | 0 回反射 | 1 回反射 | 1 回反射 | 2 回反射 |
| 水平面照度(lx) | 62,228 | 43,560 | 29,002 | 20,302 |
| 輝度(cd/㎡) | 47,409,928 | 33,186,949 | 9,188,239 | 6,431,767 |
| 立体角(sr) | 0.001 | 0.001 | 0.006 | 0.006 |
| 光源の位置指数 | 3.48 | 3.48 | 1.60 | 1.60 |
| BGI | 8.13 | 7.20 | 14.71 | 13.78 |

表-2　夏至・12 時の BGI 結果(沖縄美ら海水族館)

| | 水面 | | 水底 | |
|---|---|---|---|---|
| | 0 回反射 | 1 回反射 | 1 回反射 | 2 回反射 |
| 水平面照度(lx) | 53,715 | 37,601 | 27,039 | 18,927 |
| 輝度(cd/㎡) | 281,192 | 196,835 | 356,486 | 249,540 |
| 立体角(sr) | 0.191 | 0.191 | 0.152 | 0.152 |
| 光源の位置指数 | 6.80 | 6.80 | 2.40 | 2.40 |
| BGI | 7.41 | 6.48 | 14.46 | 13.53 |

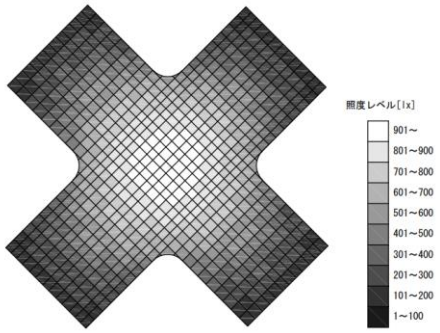



図-4　夏至・12 時の昼光の照度分布図(海遊館)

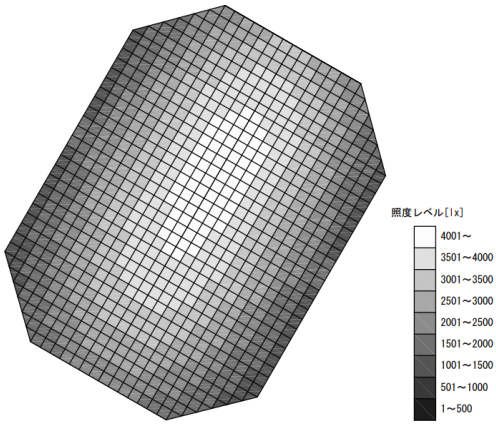



図-5　夏至・12 時の昼光の照度分布図
(沖縄美ら海水族館)

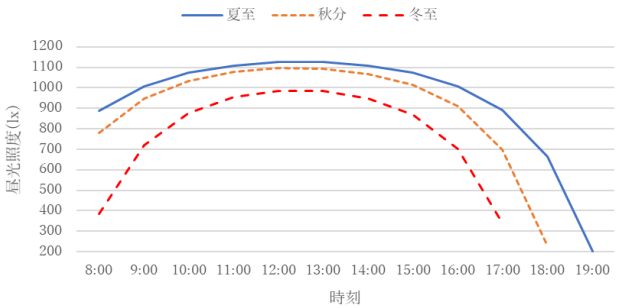



図-6　海遊館の最大昼光照度

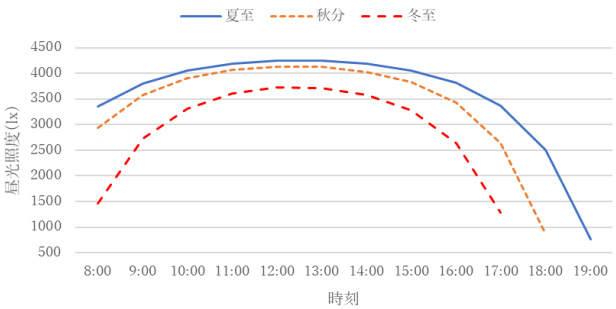



図-7　沖縄美ら海水族館の最大昼光照度

(佐藤研究室)

# 矩形断面への適用を考慮した加熱冷却後のコンクリートの構成則に関する考察
## (その 3) 加熱冷却後におけるコンクリートの構成則のモデル化

217-111　野上　翔太郎

## 1. はじめに

本研究は，前報(その 1)，(その 2)で示された試験結果に基づいて，角柱供試体を対象とした加熱冷却後におけるコンクリート構成則のモデル化を試みる。

## 2. 加熱冷却後におけるコンクリート構成則のモデル化

加熱冷却後における角柱供試体のコンクリート構成則，すなわち，残存圧縮応力度 ${}_c\sigma_F$ と圧縮ひずみ度 ${}_c\varepsilon_F$ 関係のモデル化は，**図 1** に示す定義にしたがって行う。

1)　応力上昇域($0 \leqq {}_c\varepsilon_F \leqq {}_c\varepsilon_{BF}$)のモデル化

・$0 \leqq {}_c\sigma_F \leqq (1/3)\,{}_c\sigma_{BF}$

**図 1**(a)に示すように，初期勾配を加熱冷却後のコンクリートのヤング係数 ${}_cE_F$ とし，原点と残存圧縮強度 ${}_c\sigma_{BF}$ の 1/3 の点を結ぶ直線で近似する。

・$(1/3)\,{}_c\sigma_{BF} \leqq {}_c\sigma_F \leqq {}_c\sigma_{BF}$

**図 1**(b)に示すように，残存圧縮強度 ${}_c\sigma_{BF}$ の 1/3 の点と残存圧縮強度 ${}_c\sigma_{BF}$ の点間を，残存圧縮強度 ${}_c\sigma_{BF}$ を頂点とする放物線によって表現する。なお，本モデルでは，残存圧縮強度 ${}_c\sigma_{BF}$ の 1/3 の点で折れ点が生じるが，これを許容する。

2)　応力下降域($ {}_c\varepsilon_{BF} \leqq {}_c\varepsilon_F$)のモデル化

**図 1**(c)に示すように，残存圧縮強度 ${}_c\sigma_{BF}$ の点と，応力下降域における残存圧縮強度 ${}_c\sigma_{BF}$ の 1/3 の点を結ぶ直線で近似する。応力下降域の勾配 ${}_c\theta_F$ は，この直線の横軸となす角によって表現する。

3)　構成則のモデル化

**図 1**(d)に示すように，1)および 2)で得られた結果を組み合わせることによって，加熱冷却後におけるコンクリート構成則を表現する。

上述で定義されたコンクリート構成則のモデル化に基づいて，ある呼び強度 $F_c$ に対する加熱冷却後における角柱供試体のコンクリート構成則を決定するためには，$F_c$ に対する残存圧縮強度 ${}_c\sigma_{BF}$，圧縮強度時ひずみ度 ${}_c\varepsilon_{BF}$，ヤング係数 ${}_cE_F$ および応力下降域の勾配 ${}_c\theta_F$ と経験最高温度 $T$ の関係を与える必要がある。一方，コンクリートの力学的性質は，シリンダーによる圧縮試験結果に基づくことが一般的であることから，コンクリート構成則を決定するこれら 4 要素と経験最高温度 $T$ の関係を $k_0$～$k_3$ とし，シリンダーの圧縮試験より得られた 4 要素における値，すなわち，圧縮強度 ${}_c\sigma_B$，圧縮強度時のひずみ度 ${}_c\varepsilon_B$，ヤング係数 ${}_cE$ および応力下降域の勾配 ${}_c\theta$ を用いることによって，角柱供試体におけるコンクリート構成則を(1)～(4)式で表現する。

・$0 \leqq {}_c\sigma_F \leqq (1/3)\,{}_c\sigma_{BF}$

$$ {}_c\sigma_F = k_2 \cdot {}_cE \cdot {}_c\varepsilon_F \tag{1} $$

$$ {}_c\varepsilon_{F1} = \frac{k_0 \cdot {}_c\sigma_B}{3k_2 \cdot {}_cE} \tag{2} $$

・$(1/3)\,{}_c\sigma_{BF} \leqq {}_c\sigma_F \leqq {}_c\sigma_{BF}$

$$ {}_c\sigma_F = -\frac{2}{3}k_0 \cdot {}_c\sigma_B \cdot \left( \frac{{}_c\varepsilon_F - k_1 \cdot {}_c\varepsilon_B}{{}_c\varepsilon_{F1} - k_1 \cdot {}_c\varepsilon_B} \right)^2 + k_0 \cdot {}_c\sigma_B \tag{3} $$

・応力下降域

$$ {}_c\sigma_F = -\tan\left(k_3 \cdot {}_c\theta\right) \cdot \left( {}_c\varepsilon_F - k_1 \cdot {}_c\varepsilon_B \right) + k_0 \cdot {}_c\sigma_B \tag{4} $$

ここに，${}_c\varepsilon_{F1}$ は $(1/3)\,{}_c\sigma_{BF}$ 時の圧縮ひずみ度である。

コンクリート構成則を決定する 4 要素と経験最高温度 $T$ の関係を示す $k_0$～$k_3$ は，前報(その 1，その 2)で示された試験結果において，残存圧縮強度 ${}_c\sigma_{BF}$ および圧縮強度時ひずみ度 ${}_c\varepsilon_{BF}$ と $T$ の関係では 400℃，ヤング係数 ${}_cE_F$ および応力下降域の勾配 ${}_c\theta_F$ と $T$ の関係では 600℃で折れ点が確認されたことから，$T_0$ および $T$= 800℃と各々の折れ点間の回帰直線を求め，2 直線によって推定する。**表 1** は，前報(その 2)の**図 2** をで示された $T$ に対する加熱冷却後のコンクリート構成則を決定する 4 要素に関する各試験データより求められた，$F_c$21 および $F_c$33 の $k_0$～$k_3$ の結果を示している。

## 3. 試験値と推定式による算定結果の比較

**図 2** および**図 3** は，呼び強度 $F_c$ 21 および $F_c$33 の場合について，加熱冷却後における角柱供試体の圧縮試験の結果と推定式による算定結果を比較したものである。縦軸はコンクリートの残存圧縮応力度 ${}_c\sigma_F$，横軸は圧縮ひずみ度 ${}_c\varepsilon_F$ である。圧縮試験は各経験最高温度 $T$ に対して 3 体の供試体を実施しているが，ここでは，そのうち

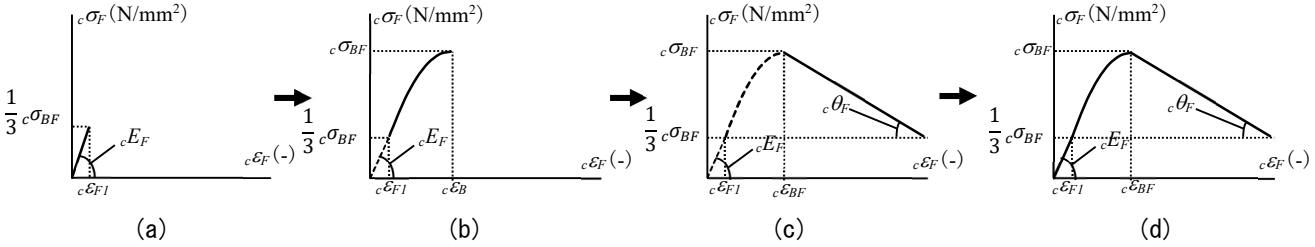



**図 1**　残存圧縮応力度 ${}_c\sigma_F$ と圧縮ひずみ度 ${}_c\varepsilon_F$ 関係のモデル化

**表 1**　加熱冷却後のコンクリート構成則を決定する各要素と経験最高温度の関係

| $F_c$ | $k_0 = {}_c\sigma_{BF} / {}_c\sigma_B$ | $k_1 = {}_c\varepsilon_{BF} / {}_c\varepsilon_B$ | $k_2 = {}_cE_F / {}_cE_B$ | $k_3 = {}_c\theta_F / {}_c\theta$ |
|---|---|---|---|---|
| 21 | $T_0 \le T \le 400$<br>$k_0 = -0.000724T + 0.889$<br>$400 \le T \le 800$<br>$k_0 = -0.00125T + 1.099$ | $T_0 \le T \le 400$<br>$k_1 = 0.00142T + 1.489$<br>$400 \le T \le 800$<br>$k_1 = 0.00548T - 0.136$ | $T_0 \le T \le 600$<br>$k_2 = -0.000582T + 0.422$<br>$600 \le T \le 800$<br>$k_2 = -0.000282T + 0.242$ | $T_0 \le T \le 600$<br>$k_3 = -0.0000885T + 1.004$<br>$600 \le T \le 800$<br>$k_3 = -0.00123T + 1.690$ |
| 33 | $T_0 \le T \le 400$<br>$k_0 = -0.000572T + 0.884$<br>$400 \le T \le 800$<br>$k_0 = -0.00144T + 1.238$ | $T_0 \le T \le 400$<br>$k_1 = 0.00166T + 1.738$<br>$400 \le T \le 800$<br>$k_1 = 0.00608T - 0.0192$ | $T_0 \le T \le 600$<br>$k_2 = -0.000406T + 0.310$<br>$600 \le T \le 800$<br>$k_2 = -0.000228T + 0.203$ | $T_0 \le T \le 600$<br>$k_3 = -0.0000704T + 0.996$<br>$600 \le T \le 800$<br>$k_3 = -0.000732T + 1.392$ |

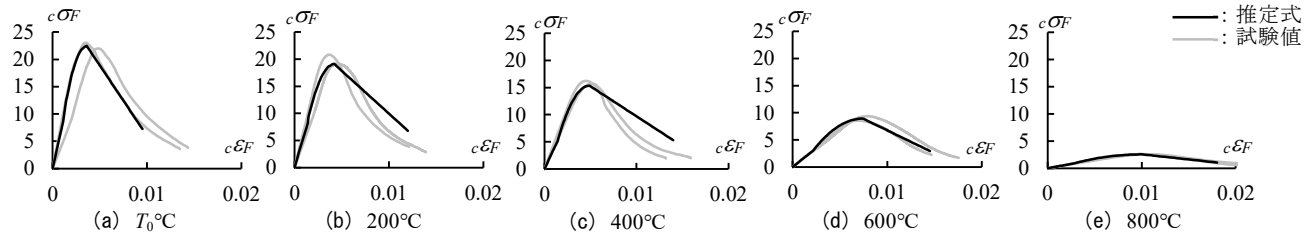



**図 2**　呼び強度 $F_c$21 に関する加熱冷却後の圧縮試験の結果と推定式による算定結果の比較

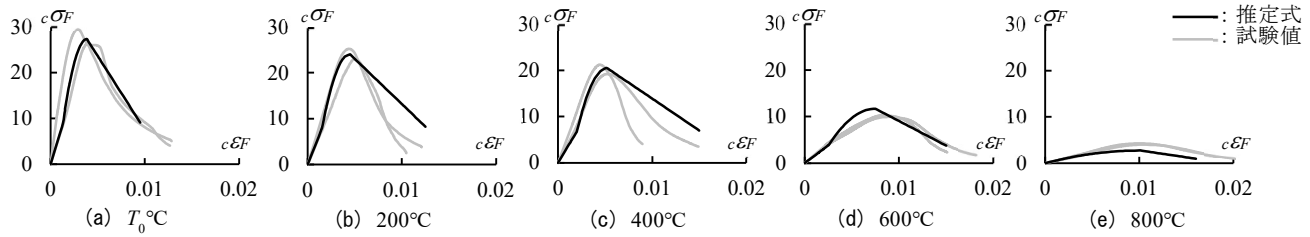



**図 3**　呼び強度 $F_c$33 に関する加熱冷却後の圧縮試験の結果と推定式による算定結果の比較

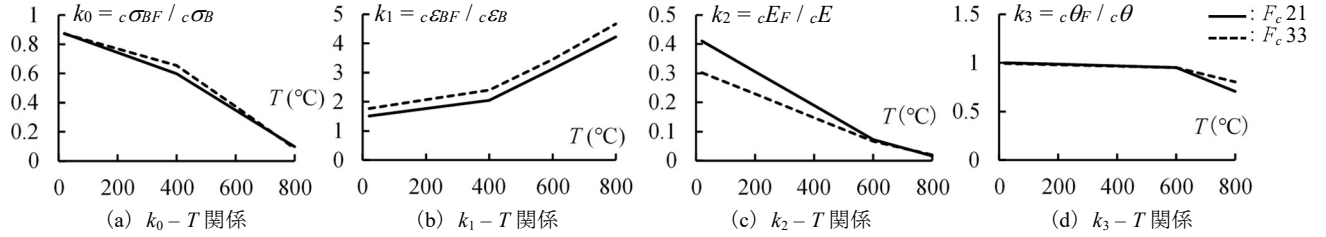



**図 4**　コンクリート構成則を決定する各要素に及ぼす呼び強度の影響

残存圧縮強度 ${}_c\sigma_{BF}$ が最大および最低の試験値を示した結果を示している。また，$T_0$ は常温を示す。$F_c$21 における応力上昇域では，$T$ にかかわらず，本モデルによる算定結果は試験値を比較的良好に推定できているが，$T$=200，400℃の応力下降域の勾配 ${}_c\theta_F$ については過大評価している。一方，$F_c$33 の場合の応力上昇域に関する試験値に対する算定結果は，$T$=600℃の場合は過大評価，$T$=800℃の場合は過小評価しており，バラツキが認められる。また，$F_c$21 の場合と同様に，$T$ = 200，400℃の応力下降域の勾配 ${}_c\theta_F$ を過大評価していることがわかる。

## 4.　加熱冷却後におけるコンクリート構成則に及ぼす呼び強度の影響

**図 4** は，前述のコンクリート構成則を決定する 4 要素の各経験最高温度 $T$ に及ぼす呼び強度 $F_c$ の影響を示したものである。**図 4**(a)および(d)に示すように，残存圧縮強度 ${}_c\sigma_{BF}$ および応力下降域の勾配 ${}_c\theta_F$ の $T$ に及ぼす $F_c$ の影響は，本試験の範囲においては小さいと言える。また，**図 4**(b)に示すように，圧縮強度時ひずみ度 ${}_c\varepsilon_{BF}$ に及ぼす $F_c$ の影響は，各 $T$ においてその傾向に相違はみられないものの，若干ではあるが，$F_c$ の増大に伴って $k_1$ の値が増大している。一方，ヤング係数 ${}_cE_F$ は，$T$ の増加に伴う $k_2$ の低下率が $F_c$ の増加によって小さくなっている。

## 5.　まとめ

本研究では，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モデル化を試み，試験値との比較検討を行った。

より信頼性の高い加熱冷却後における角柱供試体のコンクリート構成則を構築するためには，今後，試験データを更に蓄積し，特に ${}_cE_F$–$T$ 関係および ${}_c\theta_F$–$T$ 関係の再検討を行うとともに，$F_c$ が各要素に及ぼす影響を定量的に評価する手法を確立する必要がある。

（馬場研究室）

# ライトシェルフブラインドを利用した室奥照度の改善
## 第２報　外付け反射板を利用した照度改善効果に関する数値検証

217-113　　糊田　智大　　（共同研究者　217-098　　中村　真也）

### 1.　背景 目的

第１報では、ライトシェルフブラインドによるオフィスの室奥の照度改善に一定の効果がみられた。そこで第２報では、開口外側に外付け反射板を設置することで多くの光をオフィスの室奥へ到達させる方法を提案する。

本論では、ライトシェルフブラインドのみで外付け反射板を設置していない場合の照度と外付け反射板を設置した場合の照度を比較し、外付け反射板の効果について確認する。

### 2.　外付け反射板の回転角 スラット角の最適化

#### 2.1　解析モデル(図 1、図 2 参照)

第１報と同様に、斜め上からの太陽光線の入射の影響を考慮し十分な室幅 48,000mm とする。ライトシェルフブラインドと同じ高さの開口外側に奥行き 400mm の外付け反射板を設置する。図 1 に解析モデル全体図、図 2 に外付け反射板及びライトシェルフブラインドの回転角の定義を示す。

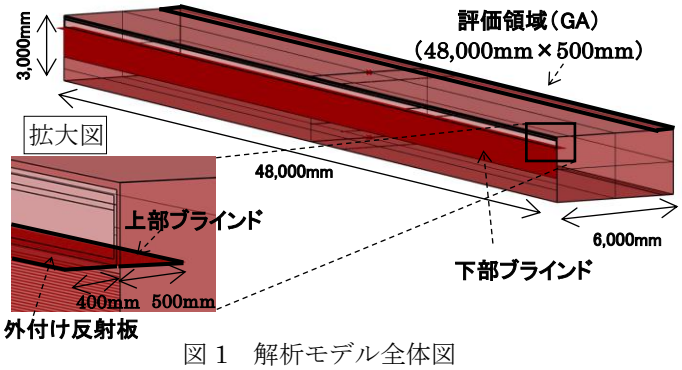



図 1　解析モデル全体図

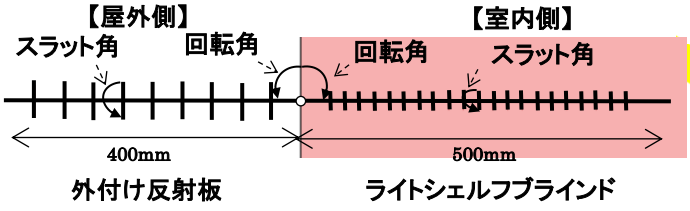



図 2　外付け反射板及びライトシェルフブラインドの回転角の定義

#### 2.2　解析条件

本解析では、オフィス空間を対象に、夏至及び冬至の 12 時、13 時、14 時および 15 時において可能な限り室奥に昼光を導くようにライトシェルフブラインド及び外付け反射板の角度を遺伝的アルゴリズム（以下 GA）により算出する。最適化には Grasshopper の Galapagos を用いる。

設計変数はライトシェルフブラインド及び外付け反射板の回転角及びスラット角とする。目的関数は、太陽光に平行な光線をライトシェルフブラインドや反射板で反射させた際に室奥 500mm の天井面に設けた評価領域に当たる光線の本数の最大化とする。解析条件は第 1 報の表 1 参照。個体数 50・世代数 50 と設定し最適化を行った。

#### 2.3　解析結果

最適化結果を表 1 に示す。代表例としてケース（1-1, 1-4, 2-1, 2-4）の最適化結果の光線の軌跡を図 3 に示す。光線の軌跡の図より、外付け反射板は、本来は開口部から入らず開口部よりも下に当たる光を反射させて、室奥に届かせる効果がみられた。

夏至の場合、外付け反射板の有無で比較したところ、外付け反射板有りの方に光の本数の増加率は平均 88.4%程増加した。冬至の場合、外付け反射板の有無で比較したところ、外付け反射板有りの方に光の本数の増加量は平均で 85.7%程増加した。

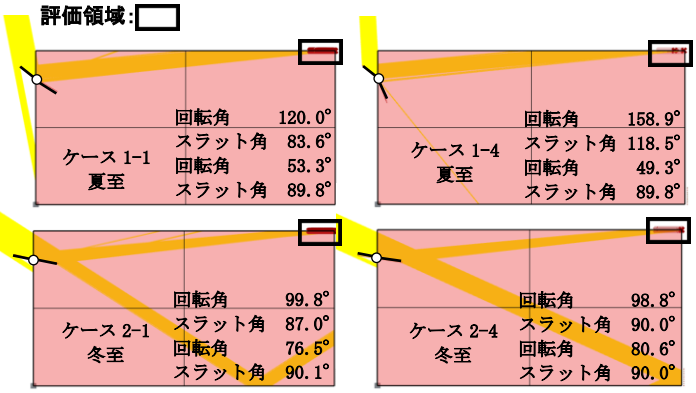



図 3　光線の軌跡

表 1　最適化結果

| ケース | 日付 | 時刻（真太陽時） | 太陽方位角（°） | 太陽高度（°） | 外付け反射板　有り | | | | | 外付け反射板　無し | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | ライトシェルフブラインド | | 外付け反射板 | | 本数 | ライトシェルフブラインド | | 本数 |
| | | | | | 回転角(°) | スラット角(°) | 回転角(°) | スラット角(°) | | 回転角(°) | スラット角(°) | |
| 1-1 | 6/22 | 12:00 | 180.0 | 78.8 | 120.0 | 83.6 | 53.3 | 89.8 | 281 | 120.0 | 83.6 | 153 |
| 1-2 | 6/22 | 13:00 | 233.3 | 72.8 | 118.5 | 81.6 | 58.8 | 84.0 | 282 | 118.5 | 81.6 | 149 |
| 1-3 | 6/22 | 14:00 | 254.8 | 61.6 | 127.9 | 89.9 | 75.9 | 65.7 | 290 | 127.9 | 89.9 | 151 |
| 1-4 | 6/22 | 15:00 | 266.3 | 49.5 | 158.9 | 118.5 | 49.3 | 89.8 | 228 | 158.9 | 118.5 | 79 |
| 2-1 | 12/22 | 12:00 | 180.0 | 31.9 | 99.8 | 87.0 | 76.5 | 90.1 | 226 | 99.8 | 87.0 | 123 |
| 2-2 | 12/22 | 13:00 | 195.9 | 30.2 | 99.9 | 87.5 | 76.8 | 90.2 | 230 | 99.9 | 87.5 | 119 |
| 2-3 | 12/22 | 14:00 | 210.5 | 25.3 | 99.5 | 88.3 | 78.3 | 89.9 | 228 | 99.5 | 88.3 | 121 |
| 2-4 | 12/22 | 15:00 | 222.9 | 17.9 | 98.8 | 90.0 | 80.6 | 90.0 | 229 | 98.8 | 90.0 | 129 |

最適化結果より、夏至は時刻の変化ごとに最適解に変化があるが、冬至の場合は時刻の変化にかかわらず最適解にあまり変化がない。夏至の太陽高度はケース 1-1 と 1-4 とで、およそ 30° 異なるが、冬至の太陽高度はケース 2-1 と 2-4 とで 15° のみの違いであるためだと考えられる。

## 3. 照度解析　3.1 解析モデル

解析モデルを図 4 に示す。天井面、視線高さ面、机上面、床面の中央部に照度算出領域を設ける。

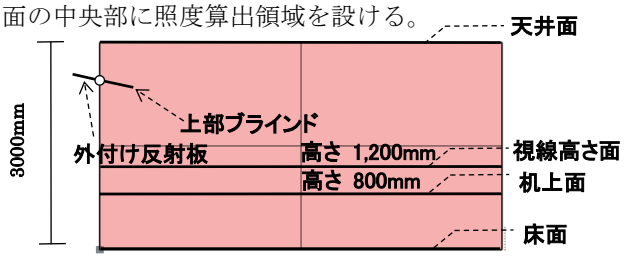



図 4　解析モデル（立面図及び照度算出領域）

## 3.2 解析条件

本解析では、GA で求めたブラインド及び外付け反射板の回転角・スラット角の最適解を反映させた照度を算出する。ライトシェルフブラインドと外付け反射板の表面性状は表 2 に示す。他の解析条件は第 1 報 表 3 を参照。

表 2　解析条件

| | |
|---|---|
| ブラインド表面性状 | 拡散鏡面 (Plastic+Mirror) |
| 外付け反射板表面性状 | 拡散鏡面 (Plastic+Mirror) |
| 表面反射率 | ブラインド：73.1%<br>(拡散反射率58.48%、鏡面反射率14.62%とする)<br>外付け反射板：73.1%<br>(拡散反射率58.48%、鏡面反射率14.62%とする) |

## 3.3 解析結果

図 5 に夏至の 12 時および 15 時の比較結果、図 6 に冬至の 12 時および 15 時の比較結果を示す。表 3、図 7 に各ケースの視線高さ面(5,000mm 位置)の照度を示す。

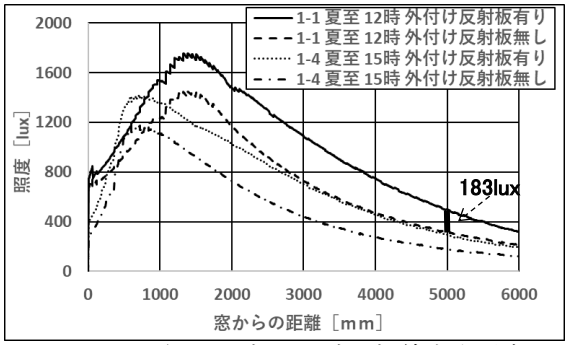



図 5　夏至 12 時、15 時の視線高さ照度

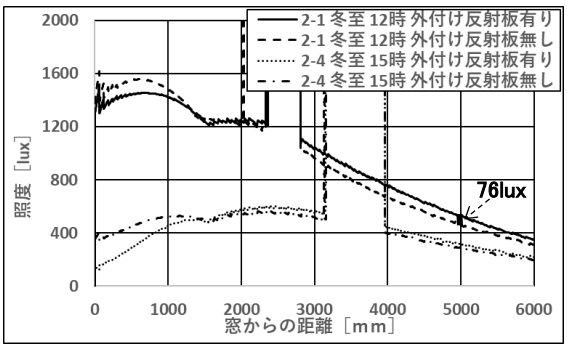



図 6　冬至 12 時、15 時の視線高さ照度

表 3　視線高さ面照度（5,000mm 位置）

| ケース | 太陽方位角(°) | 太陽高度(°) | 照度(lux) | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | ライトシェルフ板有り | | ライトシェルフ板無し |
| | | | 外付け反射板有り | 外付け反射板無し | 外付け反射板無し |
| 1-1 | 180.0 | 78.8 | 498 | 315 | 218 |
| 1-2 | 233.3 | 72.8 | 410 | 267 | 193 |
| 1-3 | 254.8 | 61.6 | 308 | 240 | 172 |
| 1-4 | 266.3 | 49.5 | 294 | 178 | 162 |
| 2-1 | 180.0 | 31.9 | 533 | 457 | 335 |
| 2-2 | 195.9 | 30.2 | 505 | 451 | 321 |
| 2-3 | 210.5 | 25.3 | 428 | 401 | 299 |
| 2-4 | 222.9 | 17.9 | 316 | 291 | 247 |

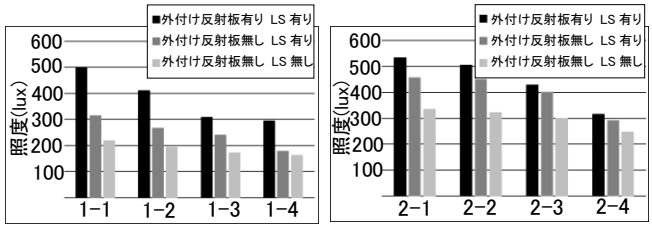



図 7　視線高さ面照度（5,000mm 位置）

夏至の場合、照度分布は各ケース外付け反射板が無い場合と比べて全体的に 202lux 程(グレア部を除く 1,000mm～6,000mm の平均値)室奥へ光を導くことが出来ている。ケース 1-1 では、室奥 5,000mm 位置で 183lux 程の照度改善が見込まれる。また、ライトシェルフブラインド及び外付け反射板無し時よりライトシェルフブラインド及び外付け反射板有り時は、ケース 1-1 では 280lux 程の照度改善が見込まれる。

冬至の場合、照度分布は各ケース外付け反射板が無い場合と比べて全体的に 49lux 程(グレア部を除く 1,000mm～6,000mm の平均値)室奥へ光を導くことが出来ており、ケース 2-1 では、室奥 5,000mm 位置で 76lux 程の照度改善が見込まれる。また、ライトシェルフブラインド及び外付け反射板無し時よりライトシェルフブラインド及び外付け反射板有り時は、ケース 2-1 では、198lux 程の照度改善が見込まれる。

## 4. まとめ

オフィス空間を対象に、GA を用いて夏至、冬至の各時刻において可能な限り室奥に昼光を導くライトシェルフブラインド及び外付け反射板の最適な回転角、スラット角を算出するとともに、最適解をライトシェルフブラインドに反映し、各面の照度を算出する検討を行った。

外付け反射板はライトシェルフブラインドのみの場合に比べて、室奥 5,000mm 位置で夏至では 183lux～68lux 程、冬至では 76lux~25lux 程の照度改善が見込まれる

今後はグレアを考慮した最適なライトシェルフブラインド及び外付け反射板の回転角、スラット角の算出と、年間を通した最適なライトシェルフブラインド及び外付け反射板の利用について検討する予定である。


1)　Daisuke Ito, Toshie Iwata , Eiji Sakuma and Hiroyuki Nakajima; DEVELOPMENT OF LIGHTSHELF BLIND FOR DAYLIGHTING , Proceedings of the ISES Solar World Congress 2011,pp.2474-2479,2011

2)　黒田　悠介：「ライトシェルフブラインドの利用に関する昼光利用」大阪工業大学卒業論文　2020 年 1 月



(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　４方向カセット型ディフューザを対象とした体積力付与方法に関する検討

217-117　畑　悠哉　（共同研究者　217-010　石田　修平）

### 1. 背景・目的

第 1 報では、ダブルライン型ディフューザについて Momentum 法を用いた CFD 解析を行い体積力等のチューニングを検討した。本報では既往研究[1]を基に、4 方向カセット型ディフューザを対象とした解析を行い、体積力の付与方法ごとに気流場の再現性について検証する。

### 2. 解析概要

図 1 に解析領域を示す。 (X)4.5m×(Y)6.7m×(Z)2.7m の室内解析とし、X=1.8m, Y=3.35m の位置に 4 方向カセットディフューザを設置した。解析領域および空調機モデルについては、既往研究[1]を基に作成している。図 2 に吹き出し口近傍詳細 Y-Z 断面図を示す。水平方向と垂直方向それぞれに流入境界、下面に流出境界を設けることで吹き出し口・吸い込み口を再現している。2 つの吹き出し口からはそれぞれ斜め 42°下方に吹き出す。図 3 に格子分割を示す。詳細モデルは空調機を X 方向 2.5cm, Y 方向 2cm 間隔で等分割、吹き出し口を 0.75cm で 2 分割、天井付近を約 0.16cm で 3 分割した。その他を 1.05 倍で等比分割した。簡易モデルは 10cm の等分割にした。

### 3. Momentum 法の適用

図 4 に Momentum 法を用いて付与する体積力の値を示す。算出式は既往研究[1),2)]を参照した。式①に示す。詳細モデルと簡易モデルとで風量を等しくするため、簡易モデルでは格子を粗くした際に吹き出し口の面積が大きくなり風速が小さくなる。詳細モデルと比較して体積力が不足する。基本となる caseA では、斜め吹き出し風速を水平方向と垂直方向に分解し、図 4 に示す方法を基に、吹き出し直下と真横の格子に体積力を付与した。本報では、体積力の付与方法について比較・検証する。

$$\rho u^2 A\ 〔\mathrm{N}〕 \div V\ 〔m^3〕 = \rho u^2 A/V\ 〔\mathrm{N}/m^3〕 \cdots ①$$

$\rho$：空気密度〔$\mathrm{kg}/m^3$〕　u：吹き出し風速[m/s]
A：吹き出し面積[$m^2$]　V：1 つの格子の体積[$m^3$]

### 4. 解析ケース

図 5 に簡易モデルの解析ケースを示す。caseA～D のように体積力を割り当てる。caseD′では caseD の下側の体積力を 1 格子下げた。caseD′′では体積力の値を caseD の 1.5 倍にしている。caseE では吹き出し近傍の格子を 5cm で等分割し、吹き出しの幅と体積力のサイズも小さくした。体積力はサイズを 1/4、単位体積あたりの値を 4 倍にする。

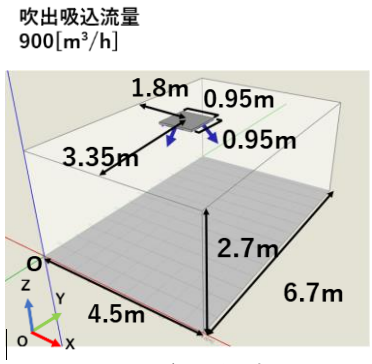



図 1　解析領域

表 1　解析条件

| | | |
|---|---|---|
| 解析コード | | FlowDesigner2020 |
| 数値解法 | | SIMPLEC |
| 移流項スキーム | | 1st order |
| 壁面境界条件 | | 壁関数 |
| 境界条件 | 吹出し風速 | $V_{in}$=4.17[m/s]（詳細）<br>$V_{in}$=0.625[m/s]（簡易） |
| | 吹出し幅 | $L_{in}$=0.03[m]（詳細）<br>$L_{in}$=0.2[m]（簡易） |
| | 流入風向 | $V_A = \pm\cos\theta$<br>$V_B = -\sin\theta$（$\theta$=42°） |
| | 流入乱流量 | $k_{in}=V_{in}^2/100[m^2/s^2]$<br>$\varepsilon_{in}=0.09^{3/4} \times k^{3/2}/L_{in}[m^2/s^3]$ |
| メッシュ数 | | 2,653,280(詳細)<br>83,214(簡易) |

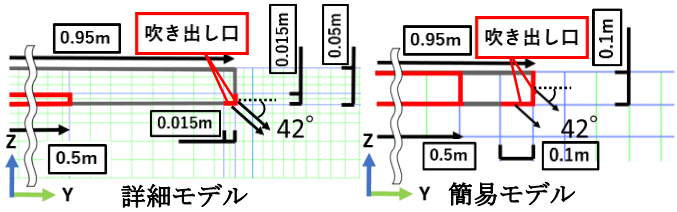



図 2　吹き出し口近傍詳細 Y-Z 断面図

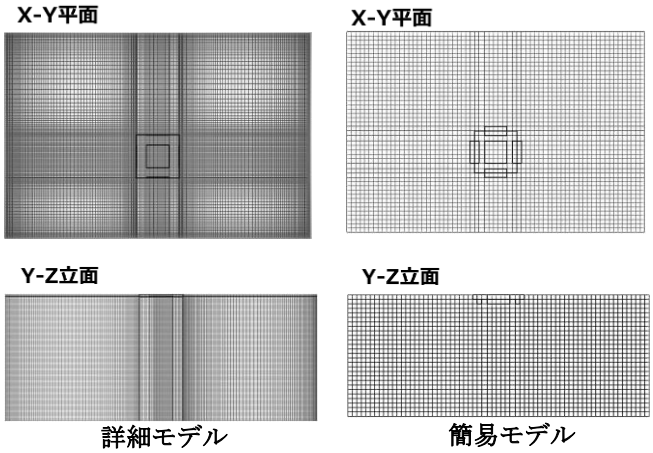



図 3　格子分割

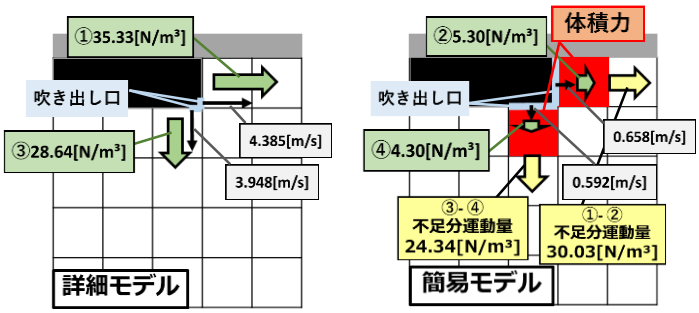



図 4　Momentum 法で付与する体積力(caseA)

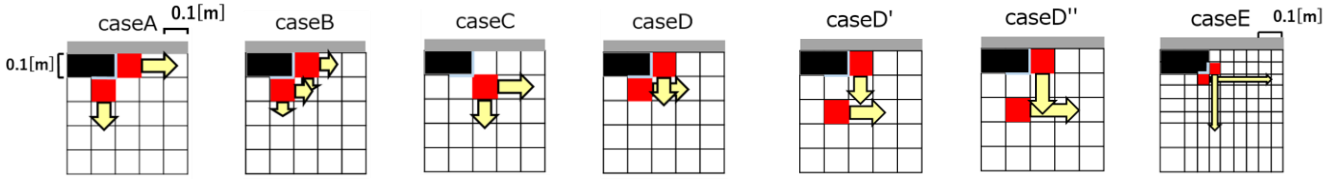



図 5　体積力解析ケース(体積力の与え方について検討する)

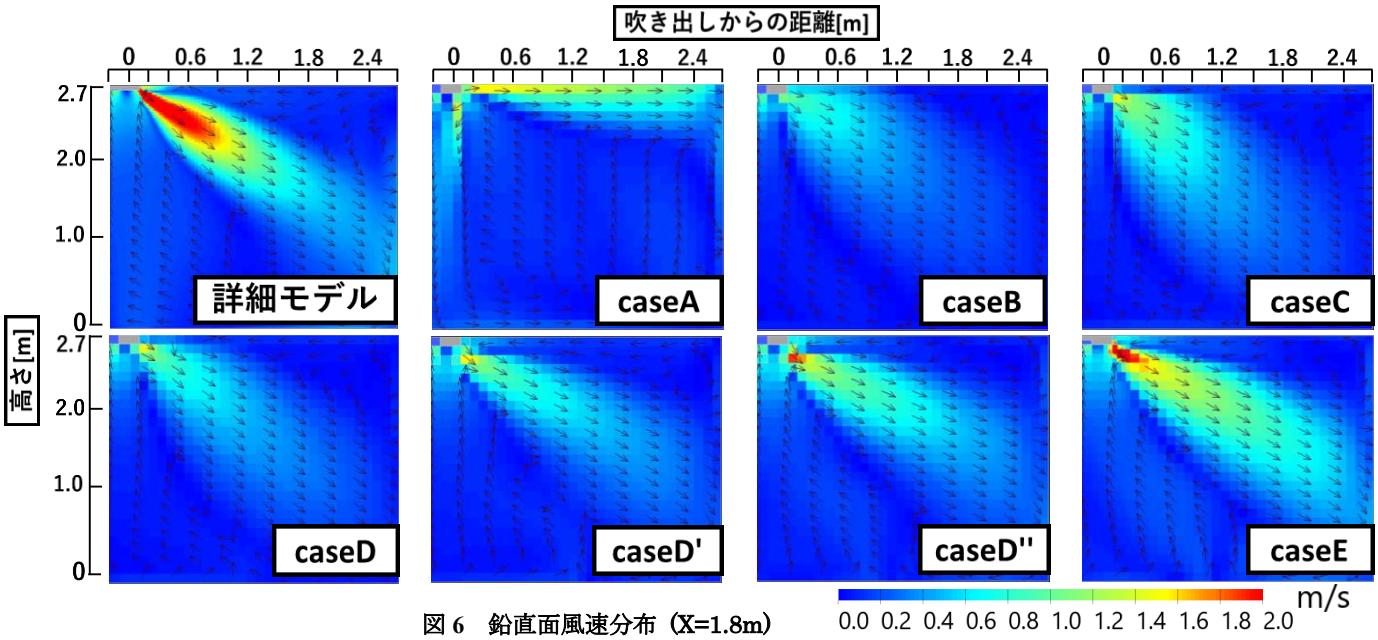



図 6　鉛直面風速分布（X=1.8m）

## 5. 解析結果

図 6 に室中心鉛直面の風速分布を示す。caseA は水平方向と垂直方向の 2 方向に分かれて吹き出す。caseB, C は斜め下に吹き出し、直後に拡散する。格子が粗いため、数値拡散の影響が大きい。caseD では詳細モデルと気流性状は概ね一致しているが、風速が小さく吹き出し近傍で詳細モデルの 0.58 倍程度となる。caseD′は caseD より気流が鋭くなり詳細モデルに近づいた。caseD では鉛直および水平方向の体積力を付与した直後の格子が共通となり、拡散が生じ易くなる。caseD′では垂直方向に空気が送られた後に、水平方向に力を与えているため拡散が生じ難くなることが理由であろう。caseD′′は体積力の値が大きくなったことにより、吹き出し近傍の風速が caseD′に比べて 1.53 倍になった。caseE は詳細モデルに最も近く、鋭く吹き出している。吹き出し幅が小さくなり、吹き出し風速が向上したことや、吹き出し近傍の格子が細かくなったことによる数値拡散の抑制が理由だと考えられる。また、体積力について格子を小さくする代わりに単位体積あたりの付与量を増やすことで吹き出し風速が向上した。

図 7 に詳細モデルと比較的気流性状が似ている caseD, D′, D′′, E について高さ 2m 以下での風速プロファイルを示す。caseD は詳細モデルと傾向が大きく異なる。caseD′, D′′, E は傾向は似ているが、高さ 1.6～2.0m 付近での風速値にそれぞれ大きな違いが見られた。

図 8 に吹き出しからの距離-0.2～2.7m の範囲で RMSE(2 乗平均平方根誤差)を高さ方向 9 点で平均した値を示す。caseD′, D′′, E は caseD に比べて RMSE が小さくなっており、caseE が最も RMSE が小さい。caseD′, caseD′′は吹き出しからの距離 1.2～1.8m の範囲での RMSE が大きかったが、caseE の RMSE は 0.065～0.135[m/s]にとどまり、比較的精度の高い再現が可能であった。

## 6. まとめ

本報では、4 方向カセット型ディフューザを対象に気流性状の再現を目的に CFD のモデリングおよび体積力の配置、付与量について検討を行った。その結果、垂直方向の吹き出し側に配置されている体積力を 1 格子下げることで気流方向の再現性を向上させることが出来た。吹き出し近傍の体積力を与える格子を細かくすることで風速の再現性を向上させることが出来た。今後は非等温場での解析やアネモなどでの解析を検討していく予定である。

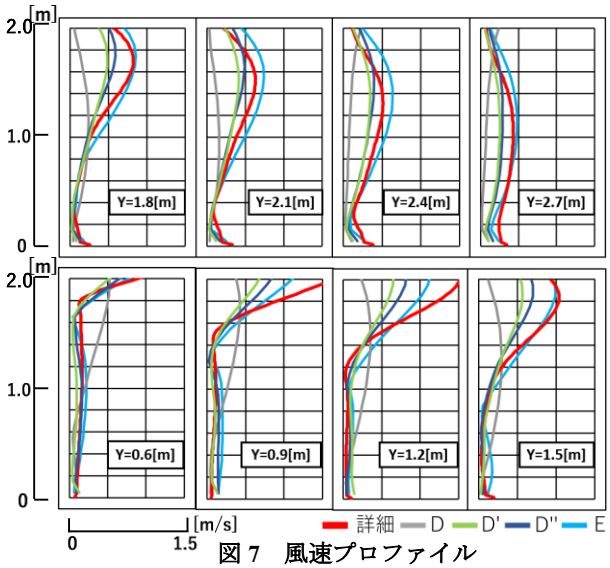



図 7　風速プロファイル

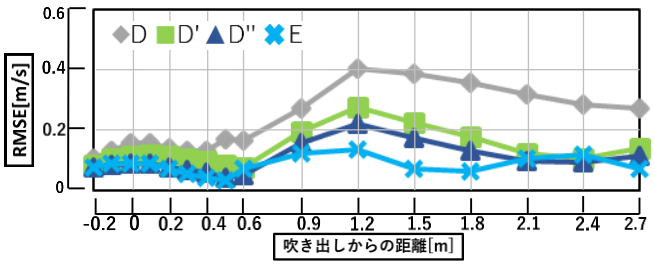



図 8　詳細モデルと簡易モデルの風速値の RMSE

**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) 五島、酒井ら、4 方向カセット型ディフューザの 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）〕
2) 中井、桃井ら、ライン型ディフューザを用いた室の 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（鹿児島）〕

(河野研究室)

# 無開口軽量鉄骨軽量コンクリート造耐力壁の耐震性能に関する実験的研究
## その２　耐震性能の評価

217-122　　樋口　榛人

### 1. はじめに

本報（その 2）では、前報（その 1）で報告した軽量鉄骨軽量コンクリート造耐力壁の静的載荷実験結果に基づき、耐力壁の水平耐力、変形能力およびエネルギー吸収能力を評価し、耐震性能を把握する。

### 2. 水平耐力

軸力比とせん断補強筋比による各試験体の最大耐力を図 1 に示す。試験体の軸力比が大きくなるほど最大耐力も大きくなり、軸力比が 0.2 の試験体と比べ、軸力比が 0.3 および 0.4 の試験体の最大耐力がそれぞれ 4.52%および 19.4%増加していることがわかる。また、各試験体の最大耐力はせん断補強筋比に対しても正の相関を示しており、せん断補強筋比が 0.10 の試験体と比べ、せん断補強筋比が 0.14 および 0.20 の試験体の最大耐力がそれぞれ 14.4%および 16.8%増加している。

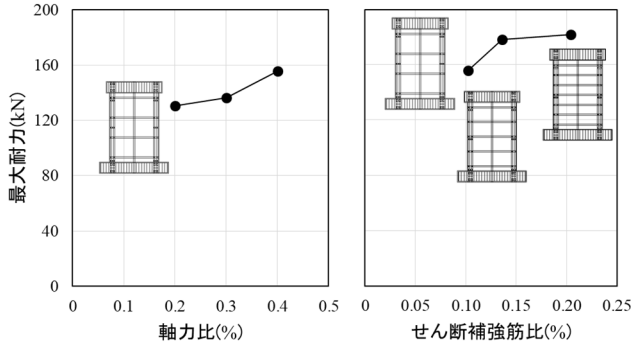



図 1　最大耐力

### 3. 変形能力

耐力壁の変形能力は式（1）より算定した終局塑性率 $\mu_u$ に基づき評価する。ここで、$\mu_u$は終局塑性率、$\delta_y$は降伏変位、$\delta_u$は終局変位である。本研究では、中国の基準 [1]に従い、降伏変位$\delta_y$と終局変位$\delta_u$を図 2 のように定義した。

$$\mu_u = \delta_u/\delta_y \qquad (1)$$

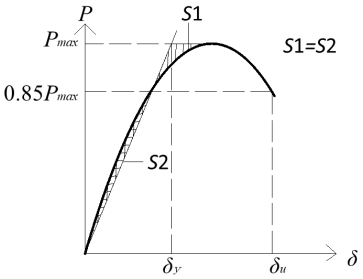



図 2　降伏と終局変位の定義

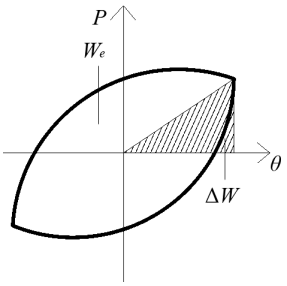



図 3　等価減衰定数の定義

軸力比とせん断補強筋比による各試験体の終局塑性率$\mu_u$を図 4 に示す。軸力比とせん断補強筋比に対する各試験体の終局塑性率$\mu_u$にばらつきが見られるが、いずれの試験体においても終局塑性率$\mu_u$が 5.0 以上である。本試験体のせん断補強筋比は比較的に小さいが、その終局塑性率は従来の鉄筋コンクリート造耐力壁 [2]を上回っており、同等以上の変形能力を示している。

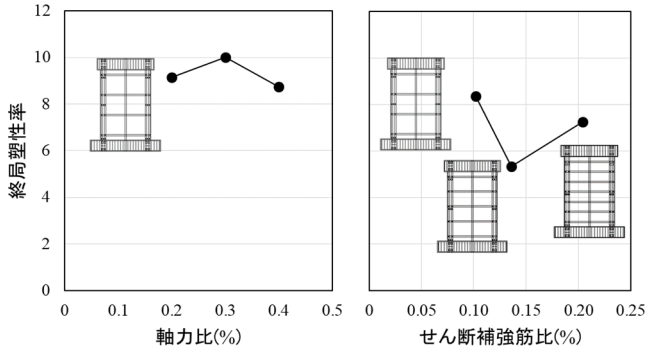



図 4　終局塑性率

### 4. エネルギー吸収能力

#### 4.1　等価減衰定数

試験体のエネルギー吸収量を図 5 に示す。変形角が大きくなるほど各試験体のエネルギー吸収量も増加している。しかし、試験体の規模や配筋状況などでエネルギー吸収量の絶対値が異なるため、式 (2) より基準化した等価減衰定数$h_{eq}$を用い、耐力壁のエネルギー吸収能力を評価する。ここで、$\Delta W$：等価ポテンシャルエネルギー、$W_e$：1 載荷サイクルに応じるエネルギー吸収量である（図 3）。

$$h_{eq} = 1/4\pi \times W_e/\Delta W \qquad (2)$$

図 6 より、各試験体の等価減衰定数$h_{eq}$の最大値はそれぞれ 0.2-600 試験体が 14.62%、0.3-600 試験体が 15.15%、0.4-600 試験体が 15.95%、0.4-450 試験体が 17.00%および 0.4-300 試験体が 13.93%であることがわかる。また、変形角

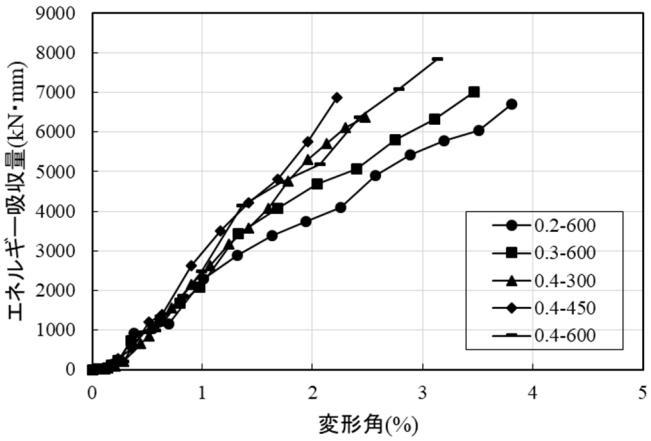



図 5　エネルギー吸収量

1.0%以降において各試験体の等価減衰定数$h_{eq}$は 10～17%であり、前年度の耐力壁試験体[3]の等価減衰定数$h_{eq}$と近似している。また、軽量鉄骨軽量コンクリート造耐力壁のスリップが大きく、履歴エネルギー吸収量が低下したため、従来の鉄筋コンクリート造耐力壁[4]の等価減衰定数$h_{eq}$と比べやや下回っていることがわかる。

### 4.2 等価減衰定数の理論値

各試験体の荷重－変形関係に基づき、図 7 に示している復元力特性スリップモデルを適用し、等価減衰定数$h_{eq}$の理論値を求める（式 (5)）。その際、降伏後の剛性は考慮しないが、除荷時の剛性低下率$\alpha$は各試験体の算定結果（図 8）に基づき 0.3 とした。ここで、$P_y$は軽量鉄骨降伏時の耐力、$\delta_y$は軽量鉄骨降伏時の変位、$k_c$は初期剛性、$k$は除荷時の剛性、αは除荷時の剛性低下率（初期剛性に対する除荷時剛性の比率）、$\mu$は塑性率である。

$$W_e = P_y \times(\delta - \delta_y + \delta/2) - P_y \times \delta_y/(2\alpha) \quad (3)$$

$$\Delta W = P_y \times \delta/2 \quad (4)$$

$$h_{eq}=1/2\,\pi \times(2-1/\mu-1/(\mu \times \alpha)) \quad (5)$$

### 4.3 理論値と実験値の比較

塑性率$\mu$が 1.0 以降の等価減衰定数$h_{eq}$の理論値と実験値を比較した結果を図 9 に示す。各試験体における等価減衰定数$h_{eq}$の実験値は塑性率対して変化が小さいが、理論値は塑性率が大きくなるほど増加している。ただし、塑性率$\mu$が 3.0~5.0 の場合は等価減衰定数$h_{eq}$の理論値と実験値が近似しており、壁式構造に関する中国の現行設計基準[5]により定められている耐力壁の設計塑性率$\mu$=4.0 においては、理論式(5)に基づき軽量鉄骨軽量コンクリート造耐力壁の等価減衰定数$h_{eq}$を概ね評価できると考えられる。

## 5. まとめ

本報（その 2）では、軽量鉄骨軽量コンクリート造耐力壁の静的載荷実験結果を用い、その耐震性能について評価し、以下の知見が得られた。

（1）軸力比とせん断補強筋比が耐力壁の水平耐力に及ぼす影響を定量的に把握した。

（2）各試験体の終局塑性率は5.0以上となり、従来の鉄筋コンクリート造耐力壁と比べ同等以上の変形能力を見せた。

（3）各試験体の等価減衰定数は10～17%程度であり、従来の鉄筋コンクリート造耐力壁のエネルギー吸収能力より小さくなった。また、等価減衰定数の理論式より耐力壁の設計塑性率に応じる等価減衰定数を概ね評価できた。

### 参考文献


1）Specification for seismic test of buildings，JGJ/T 101-2015
2）嶋津孝之，福原安洋，佐藤立美，大田和彦：新しい鉄筋コンクリート構造，pp.222-223，2002.4
3）権淳日，黄強：軽量鉄骨軽量コンクリート構造システムに関する研究（その 1），日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系，No.60，pp.301-304，2020.6
4）都祭弘幸：降伏機構分離型鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性，コンクリート工学年次論文集，vol.31，No2，pp.409-414，2009
5）Code for design of concrete structures, GB 50010-2010

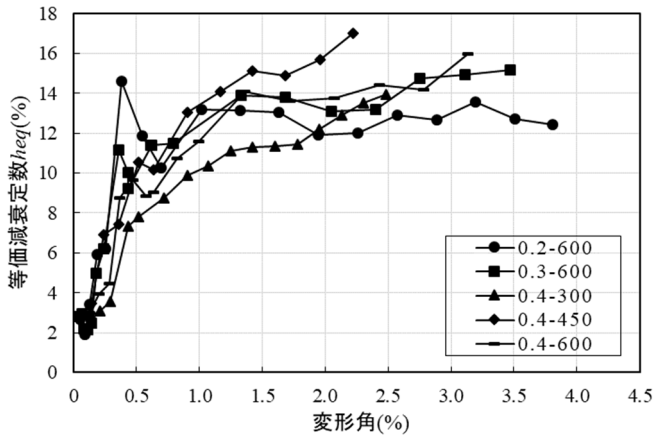




図 6　等価減衰定数

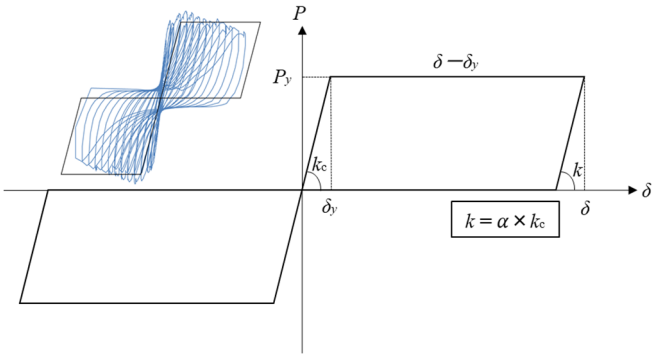



図 7　復元力特性モデル

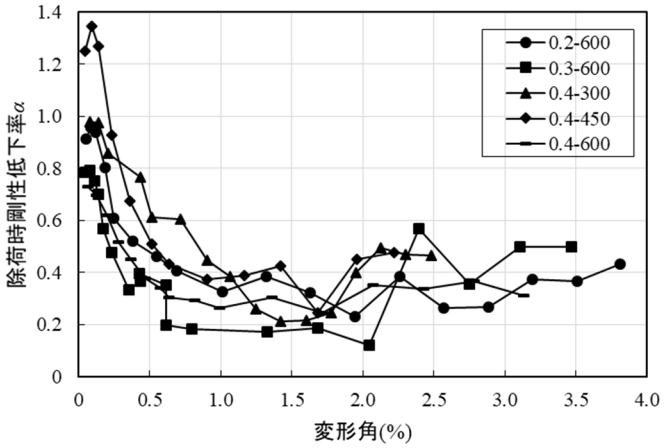



図 8　除荷時の剛性低下率 α の推移

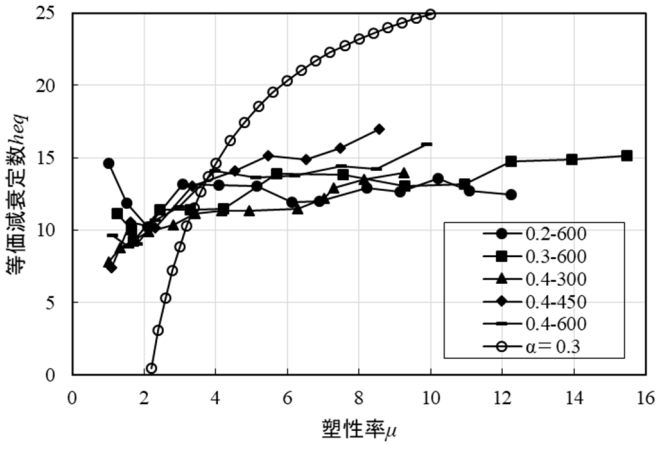



図 9　等価減衰定数の理論値と実験値の比較

（権研究室）

# 主筋にあき重ね継手を用いた PCa-RC 柱の構造性能に関する研究（その 1）

217-130　　藤長　幹太

## 1. はじめに

東南アジア地域では柱主筋にあき重ね継手を採用することが認められる場合がある。本実験は，柱主筋にシース管を介したあき重ね継手を用いたプレキャスト RC 柱の構造性能を検討し，現地での採用に供する実験資料を得ることを目的として行った。図-1 に試験体の製作手順を示す。スタブ部分と PCa 柱を別々に製作した後，PCa 柱のシース管内にスタブから突出した柱主筋を挿入して PCa 柱を設置し，シース管内にモルタルをグラウトして一体化を図った。なお，PCa 柱とスタブの間には厚さ 20mm の目地を設けており，シース管内と同時にグラウトした。本報その 1 では実験計画および結果の一部を報告する。

## 2. 実験計画

### 2.1　試験体

図-2 に試験体の断面・形状および配筋詳細を示す。試験体は，片持ち柱の形状をした 3 体である。試験体 RC1 は比較の基準となる従来の継手の無い試験体である。これに対して，試験体 PC1 は，あき重ね継手の試験体である。また，試験体 PC1R は，図に示すように，あき重ね継手部分に継手性能の向上を目的として補強筋を配筋した試験体である。なお，試験体 RC1 もプレキャスト試験体と同様にスタブ部分と柱部分を 2 度に分けてコンクリート打設した。

試験体は約 1/2 スケールであり，柱断面は 400 mm×400 mm，主筋は 12-D19，帯筋は 4-D10@100，あき重ね継手部の補強筋には D6 を用いた。柱主筋の重ね継手長さは $40d_b$（760 mm）とした。

### 2.2　使用材料

表-1 に鉄筋の引張試験結果を示す。主筋には SD390，帯筋および継手補強筋には SD295A 相当を用いた。

表-2 に柱部分の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の最大径 13mm の普通コンクリートであり，設計基準強度は 30N/mm$^2$ とした。また，モルタルにはプレミックスの無収縮モルタルを用いた。スタ

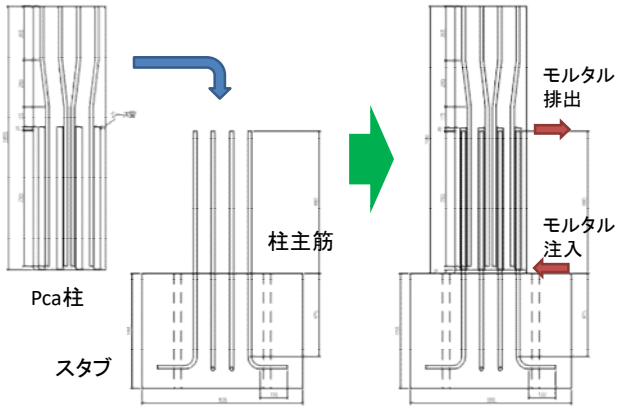
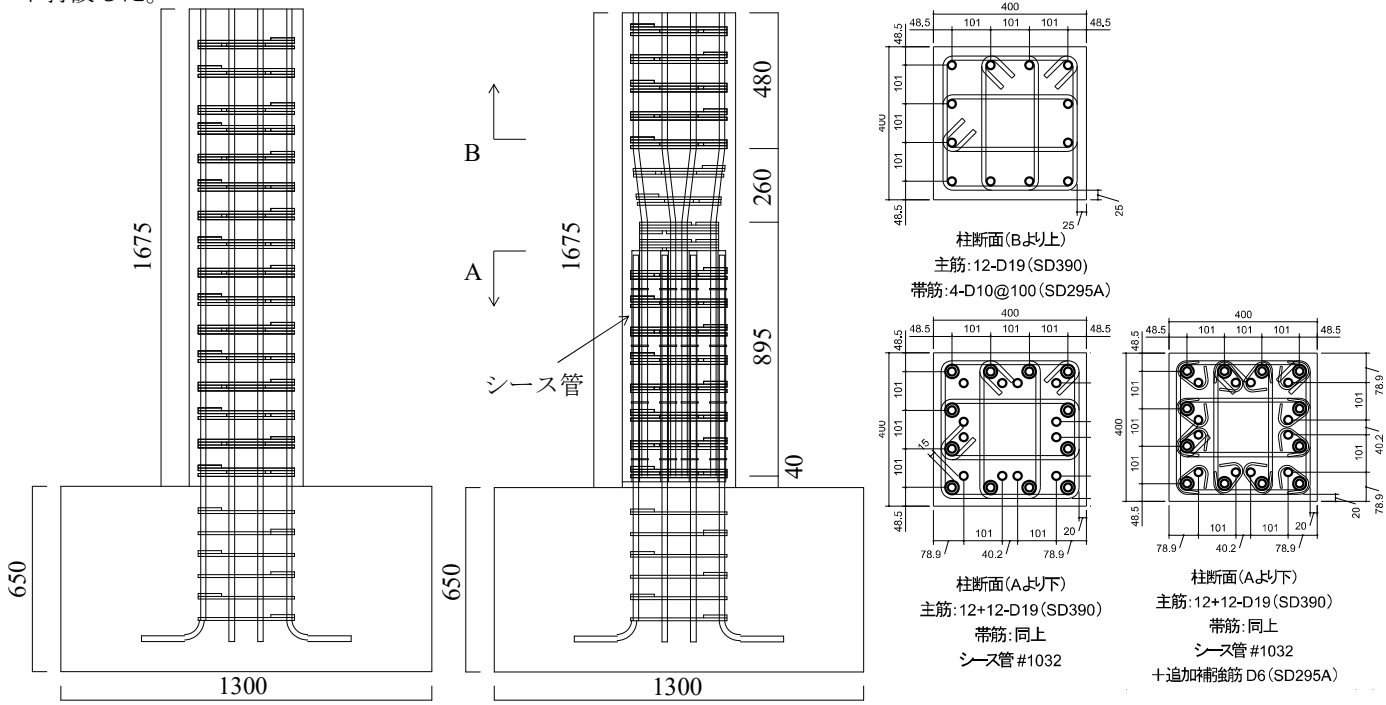



図-1　試験体の製作手順




（a）試験体 RC1（継手なし）　（b）試験体 PC1R（あき重ね継手）　（c）柱断面の詳細

図-2 試験体の断面・形状および配筋詳細 （単位：mm）

表-1　鉄筋の引張試験結果

| 鉄筋 | 使用箇所 | 鋼種 | 降伏応力度 $\sigma_y$ (N/mm$^2$) | 引張強度 $\sigma_u$ (N/mm$^2$) | ヤング係数 $E_s$ (N/mm$^2$) |
|---|---|---|---|---|---|
| D6 | 柱補強筋 | SD295 | 436.9 | 625.6 | 180187 |
| D10 | 柱帯筋 | | 352.6 | 477.6 | 180772 |
| D13 | スタブ帯筋 | | 353.4 | 485.3 | 184683 |
| D19 | 柱主筋 | SD390 | 436.9 | 625.6 | 180187 |
| D25 | スタブ主筋 | SD345 | 370.8 | 574.7 | 188783 |

表-2　コンクリートの材料試験結果

| 実験日 | 圧縮強度 $\sigma_B$ (N/mm$^2$) | ヤング係数 $E_c$ (N/mm$^2$) | 割裂強度 (N/mm$^2$) |
|---|---|---|---|
| 1回目 | 30.47 | 24083 | 2.24 |
| 2回目 | 32.08 | 22775 | 2.03 |
| 3回目 | 32.40 | 22410 | 2.24 |
| 平均値 | 31.65 | 23090 | 2.17 |

ブ部分のコンクリートの圧縮強度は，柱部分と同じ日に試験し，平均値は 31.82 N/mm$^2$ であった。また，モルタルの圧縮強度は平均値で 69.48 N/mm$^2$ であった。

### 2.3　加力方法

写真-1 に加力状況を示す。加力は試験体を反力床に固定した後，スタブ上面から 1350mm の高さ位置に柱せん断力を載荷した。軸力は載荷していない。また，加力は柱の部材角 R に基づく変位制御とし，部材角はスタブに固定した計測フレームに取り付けた 4 台の変位計の平均値により求めた水平変位を計測高さで割って計算した。加力サイクルは，ACI T1.1-01（Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing）に準拠し，R=2，2.5，3.5，5，7.5，10，15，20，25，35/1000rad をそれぞれ 3 回繰り返して載荷した後，100/1000rad まで一方向に載荷した。

## 3．実験結果（ひび割れ性状）

図-3 に R=20/1000rad 時におけるひび割れ状況を示す。

従来の重ね継手の無い試験体 RC1 は，部材角 R=1.9/1000rad で曲げひび割れが発生し，その後，高さ方向全域にわたって曲げひび割れが順次発生した。R=2.5/1000rad では柱側面で主筋に沿った縦ひび割れが，R=7.5/1000rad では曲げせん断ひび割れ，R=15/1000rad ではせん断ひび割れが発生した。R=25/1000rad では側面柱脚でコンクリートの圧壊がみられた。

あき重ね継手を用いたプレキャスト柱の試験体 PC1 も RC1 と同様なひび割れ発生状況であった。R=1.9/1000rad で曲げひび割れが発生し，その後，高さ方向全域にわたって曲げひび割れが順次発生した。柱脚から高さ 800mm の重ね継手端部の曲げひび割れ幅が RC1 より大きくなった。R=5/1000rad では重ね継手端部の曲げひび割れから曲げせん断ひび割れが発生し，その後柱脚側ではなく，

写真-1　加力状況

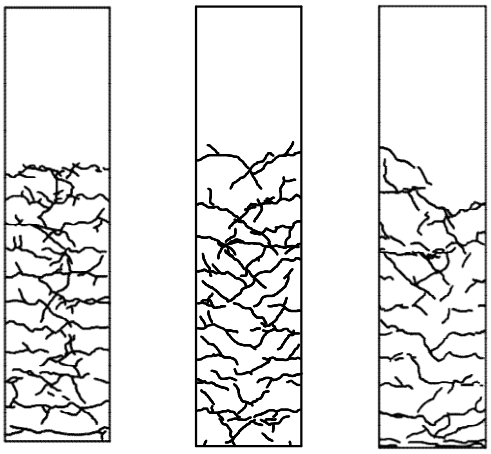


図-3　ひび割れ状況（R=20/1000rad）

さらに上部にも曲げせん断ひび割れが発生した。R=15/1000rad ではせん断ひび割れが発生した。R=20/1000rad で柱側面に主筋（重ね継手）に沿った縦ひび割れが発生したが，このひび割れは進展しなかった。また，R=20/1000rad で柱脚のモルタル部分に圧壊が発生し，R=35/1000rad にはコンクリートが剥落した。

重ね継手部に補強筋を配筋した試験体 PC1R は，PC1 と同様なひび割れ発生状況であった。R=2/1000rad で曲げひび割れが発生し，その後，高さ方向全域にわたって曲げひび割れが順次発生した。柱脚から高さ 800mm の重ね継手端部の曲げひび割れ幅が RC1 より大きくなった。R=3.5/1000rad では重ね継手端部の曲げひび割れから曲げせん断ひび割れが発生した。R=10/1000rad ではせん断ひび割れが発生した。R=25/1000rad で柱側面で主筋（重ね継手）に沿った縦ひび割れが発生したが，このひび割れは進展しなかった。また，R=25/1000rad で柱脚のモルタル部分に圧壊が発生した。

## 4．まとめ

柱主筋をシース管を介したあき重ね継手とするプレキャスト RC 柱の構造性能を検討する実験を行った。

（宮内研究室）

# 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２報　エージェントシミュレーションを用いた経路・滞留空間レイアウトの提案

217-135 松島佳司　（共同研究者　217-007 石井航平　217-087 出口遼太朗　217-095 中城詩穂）

### 1. はじめに

本報では第1報の風解析により導き出されたヴォイドを設けた建物モデルを用いて利便性を考慮したペデストリアンデッキの経路計画および、風、日射量、昼光率の環境解析による公園内の滞留空間を踏まえた経路・滞留空間区分をマルチエージェントシミュレーション（以下、MAS と略記する。）によって行う。

### 2. MAS と使用ソフト

MAS は、複数のエージェントを用いた、予測や分析のため現実を模したモデルで行われる仮想実験である[1)]。エージェントは人間や生物の行動を模擬して自律的に振る舞う行動主体である。本報ではゲームエンジンである Unity[2)] を使用する。Unity は、AI による MAS を行うことが可能であり、「NavMesh」と呼ばれるコンポーネントを使用する。「NavMesh」は、エージェントが最短経路で目的地に向かう機能である。

### 3. 伏見通り周辺におけるペデストリアンデッキ計画

#### 3.1. 計画敷地におけるモデルの位置の設定

第1報により 12 街区内に 8 棟の建築モデル（表 1）の建物形状、ヴォイドの配置位置（図 1）が決定された。

#### 3.2. エージェントの構成

エージェントは行動目的で 4 つのタイプで構成し、行動経路や人数は表 2 に示す。

#### 3.3. エージェントの行動アルゴリズム

エージェントは定めた目的地を順番に移動し、最終目的地に到達すると初期目的地に向かい巡回移動する(図 2)。

淀屋橋駅 11 番出入口(Ⓐ)、北浜駅 6 番出入口(Ⓑ)、8 棟建築モデルのエントランス位置(▲)を目的地とする(図 1)。

表 1　モデルの詳細

| | パターン | 建築用途 | 寸法（m×m） | 高さ（m） | 階数 | 敷地面積（m²） |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ① | 歴史的街区 | オフィス | 54×54 | 52 | 12 | 5018 |
| ② | 半街区 | マンション | 45×33 | 49 | 11 | 2539 |
| ③ | 歴史的街区 | マンション | 49×49 | 52 | 12 | 4079 |
| ④ | 全街区 | マンション | 54×54 | 52 | 12 | 5000 |
| ⑤ | 全街区 | オフィス | 54×54 | 52 | 12 | 4979 |
| ⑥ | 半街区 | マンション | 43×43 | 49 | 11 | 3215 |
| ⑦ | 半街区 | オフィス | 48×36 | 49 | 11 | 2985 |
| ⑧ | 歴史的街区 | オフィス | 32×32 | 45 | 10 | 1770 |

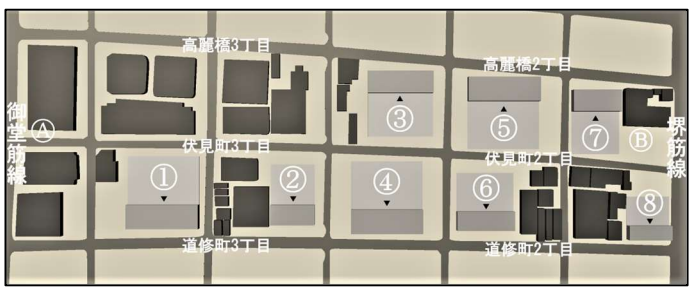



図 1　モデルの形状・ヴォイド配置位置

出勤行動は駅、オフィス、駅の順に向かう。昼食行動はエージェントが初期配置される公園から前後左右の隣接公園に移動し元の公園に戻る行動をする。散歩行動は、奥田ら[3)] の研究で、散歩経路で自宅周辺を 1 周する人が最も多いため、初期配置公園から時計回りと反時計回りに回る行動と設定した。外出行動はマンション、駅、マンションの順に向かう。

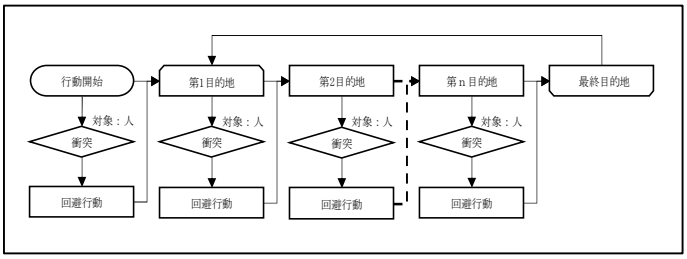



図 2　行動フロー図

#### 3.4. シミュレーション結果

計 4 つの行動によるシミュレーションを行い、図 3 に示す通り結果の軌跡から、数字で表記している公園を結ぶペデストリアンデッキの位置(34 か所)を決めることができ、その軌跡の多少で幅員も決定することができる。

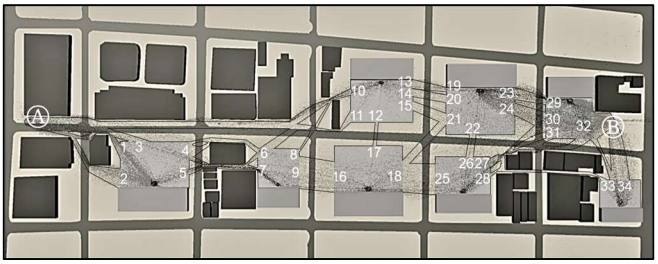



図 3　ペデストリアンデッキ計画位置

表 2　エージェントの詳細

| 行動目的 | 経路（左から右へ巡回） | 人数 |
|---|---|---|
| 出勤（オフィス・マンション） | Ⓐ-①-Ⓐ | 115 人 |
| | Ⓑ-⑤-Ⓑ | 115 人 |
| | Ⓑ-⑦-Ⓑ | 62 人 |
| | Ⓑ-⑧-Ⓑ | 34 人 |
| | ②-Ⓐ-② | 13 人 |
| | ③-Ⓐ-③ | 23 人 |
| | ④-Ⓐ-④ | 28 人 |
| | ⑥-Ⓐ-⑥ | 16 人 |
| | ②-Ⓑ-② | 13 人 |
| | ③-Ⓑ-③ | 23 人 |
| | ④-Ⓑ-④ | 28 人 |
| | ⑥-Ⓑ-⑥ | 16 人 |
| 昼食（オフィス） | ①-隣公園-① | 46 人 |
| | ⑤-隣公園-⑤ | 46 人 |
| | ⑦-隣公園-⑦ | 25 人 |
| | ⑧-隣公園-⑧ | 14 人 |
| 散歩（マンション） | ②-自宅周辺公園-② | 4 人 |
| | ③-自宅周辺公園-③ | 8 人 |
| | ④-自宅周辺公園-④ | 9 人 |
| | ⑥-自宅周辺公園-⑥ | 5 人 |
| 外出（マンション） | ②-Ⓐ-② | 35 人 |
| | ③-Ⓐ-③ | 63 人 |
| | ④-Ⓐ-④ | 76 人 |
| | ⑥-Ⓐ-⑥ | 44 人 |

**＜表 1 の補足説明＞**

**歴史的街区：**
歴史的建物が街区内に含まれている街区

**全街区：**
建物がモデルのみの街区

**半街区：**
街区内に既存の建物が存在し、街区内の半分がモデルとなった街区

**＜図 1 の凡例＞**

**数字番号：**表 1 モデル番号

**黒色建物：**既存の建築物

**▲：**建物のエントランス位置

**Ⓐ：**淀屋橋駅 11 番出入口

**Ⓑ：**北浜駅 6 番出入口

## 4. 公園計画

### 4.1. 対象地の公園選定

開発ポテンシャルの高い御堂筋もしくは堺筋に近い位置、公園面積の大きさ、および他の公園との近さという点から公園⑤を選定した。

### 4.2. 公園内滞留空間の選定

樋口ら[4]の研究では、大規模公園の滞留空間での場所取り行動分析が行われ、人は拠り所となるオブジェクト近く3m以内に滞留することが結果として示された。本報はその3mの値を参考値とし、公園内を3m×3mの四角形グリッドで分割し、冬季の風速・日射量・昼光率の解析結果およびデッキ経路の軌跡を用いて MAS 前に緑化率 16%の滞留空間(図4)を確保した。

図5は冬の1月・2月の卓越風（西南西）風速分布である。赤い部分の風速は比較的大きくなる傾向があり、滞留空間には適さない。図6の日射量は8月の日積算日射量の分布を示す。周辺建物により直達日射は入りにくいが端部は滞留空間として望ましくない。図7はアクティビティを考慮し、普通の日を条件とした昼光率分布である。中央部は暗く滞留空間には適さないと考えられる。

### 4.3. エージェントの行動アルゴリズム

エージェントの目的地として考えられる場所を複数設定し、その中からランダム関数を用いて1か所の目的地を選出し移動する。目的地に到達すると新たな目的地を決定し移動する。図8に行動フロー図を示す。公園内目的地は滞留空間、エントランス、デッキ位置として計17か所（図9）を指定しMASを行った。

### 4.4. シミュレーション結果

MAS で各グリッド面のエージェントが通った回数をカウントし、カウント数を基に経路と滞留空間を計画した（図10)。建物の緑化基準[5]では、利用可能な緑化面積の20%以上(1)を確保する必要がある。解析の手順は緑化率を50%から 1%ずつ下げ、経路・滞留空間の面積で適した解を求めた。(2)の緑化率50%から（3）の緑化率38%までは経路・滞留空間が不適切な結果となり、(4)の37%で動線処理と滞留空間面積との適した解が見い出せた。

## 5. まとめ

本報のエージェントシミュレーションを用いることにより公園群を結ぶペデストリアンデッキ計画と公園内の経路・滞留空間の配置計画最適解を見い出すことができた。

第 3 報では、滞留空間における樹木配置の検討を行う。


**参考文献**

1) MAS コミュニティ-構造計画研究所 (https://mas.kke.co.jp/about/)
2) Unity (https://unity.com/ja/our-company)
3) 奥田夏子、森一彦：高齢者の散歩環境における場所とルートに関する研究 平成13年度日本建築学会近畿支部研究報告集 5057
4) 樋口圭太、太幡英亮：大規模公園の広場空間における場所取り行動の分析 −名古屋市の総合公園及び広域公園を対象として−日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）5268 2018 年 9 月
5)「建築物の敷地等における緑化を促進する制度」運用指針（改訂版）令和2年6月 大阪府環境農林水産部 みどり推進室

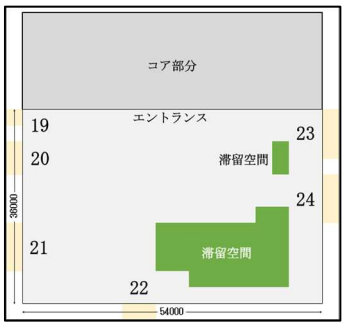




図4 滞留空間緑化率 16%

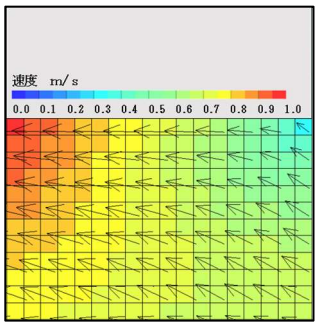



図5 冬季の風速分布

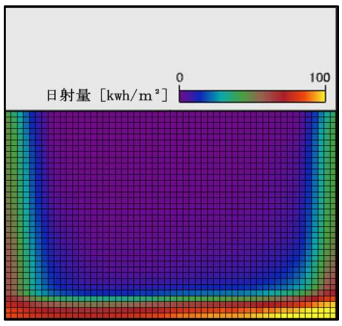



図6 夏季の日射量分布

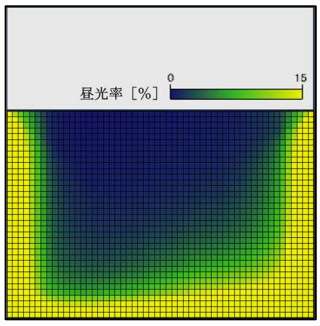



図7 夏季の昼光率分布

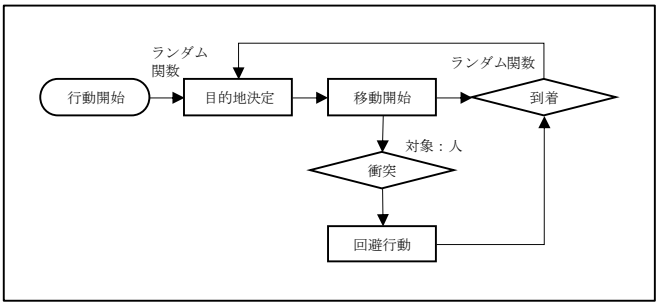
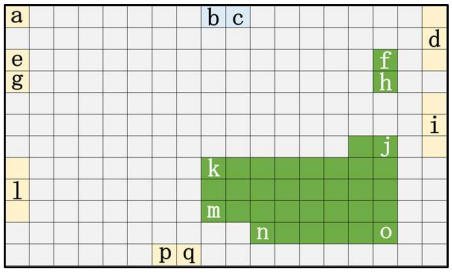


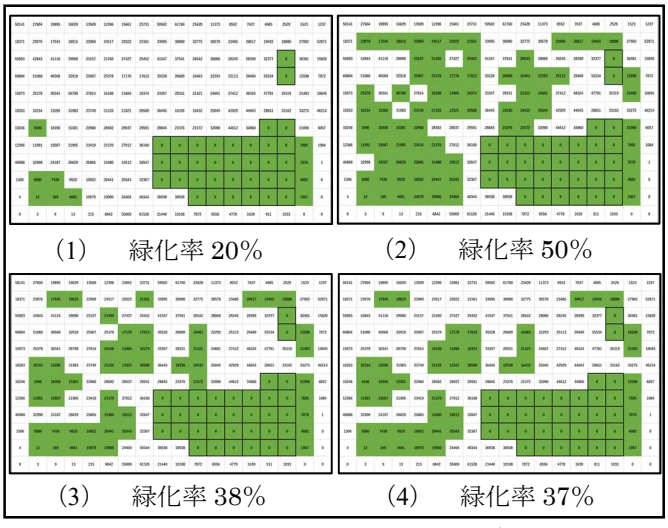

図8 行動フロー図




＜図9の凡例＞
青：エントランス位置
茶：ペデストリアンデッキ位置
緑：滞留空間

アルファベット：各エージェントの目的地

図9 公園内目的地



(1) 緑化率 20%　(2) 緑化率 50%

(3) 緑化率 38%　(4) 緑化率 37%

図10 滞留空間の緑化面積


（岡山研究室）

# 自宅介護される高齢者の免疫機能低下を防ぐ生活スタイルの検討

217-139　　三雲　　伸弥

## １．研究背景・目的

日本の高齢化率は増加傾向にあり、2060 年には約 40%になるという見通しがある [1)]。年をとって生活したいと思う場所は「自宅」が最も多い [1)]。また、経済面も家庭により様々であり、介護施設の数にも限りがあることから、自宅介護の重要性は高い。

本報では、自宅介護を想定して組んだスケジュールをもとに解析を行い、水分摂取量や水分摂取時間を調節することで免疫機能低下を抑制する方法を検討する。体内水分量の減少は免疫細胞の運搬の鈍りに繋がり、免疫機能低下と関係する。水分充足率による健康被害 [2)] を表 1 に示す。

## ２．基本スケジュール・解析条件・解析結果

表 2 に解析条件、図 1 に不感蒸泄・発汗による水分排出量を示す。表示のように、飲水・排尿量や時間は既報 [3)] の施設で介護される高齢者の事例を参考にする。男女で不感蒸泄量に差があるので、男性の 1 回の水分摂取量は女性の 1 回の水分摂取量(170ml)より 45ml 多くする。

高齢者の運動に関するアンケート調査 [4)] をもとに、1 日 2 回(午前・午後)運動する。深夜 2 回の定期排尿で起床時の体内水分量が減少する。午前の運動は体内水分量が十分に多い時間(8：30)に行う。午後の運動は、間食後(15：30)に行う。運動はラジオ体操程度の負荷(4mets)とする。

1 日おき入浴時の体内水分充足率の周期変動を男性は図 2 に、女性は図 3 に示す。表 3 に免疫機能低下が懸念される 96%＜充足率≦98%になる時間帯を示す。男性は湿度 20%、40%の場合、充足率 98%以下になる時間が朝・昼に多くある。湿度 70%の場合は充足率 98%以下になる時間はない。女性はどの湿度の場合でも、充足率 98%以下になる時間が朝・昼・夕方に多くある。

## ３．入浴頻度の変更・解析結果

高齢者の入浴に関するアンケート [5)] より、平均入浴回数が多く、入浴頻度が多くなることに否定的な意見があまりない。また、風呂に入るのが嫌いになったという人は少ない。入浴回数が増えることは実際の生活でも十分にあり得るので、毎日基本条件と同時刻(20：00)に入浴する場合を評価する。

入浴の回数が増え、体内水分の排出量が多くなる。就寝前(21：30)に男女ともに水分 100ml(1 回の入浴の水分排出量)を摂取することを表 2 に示す基本条件に追加する。

毎日入浴する場合の充足率周期変動のうち男性を図 4 に、女性を図 5 に示す。男女ともに湿度 20%、40%の場合、充足率 98%以下になる時間が朝・昼に多くある。湿度 70%の場合は充足率 98%以下になる時間はない。

## ４．充足率の改善

充足率が最も低下している時間である朝食前(7：30)の体内水分量を、充足率 98%になる体内水分量(31854.9ml)以上にすることで、各入浴頻度・湿度の充足率の改善を検討する。

水分摂取時間は、就寝前(21：30)とする。図 6 に一例として女性の不定期排尿が発生する就寝前の体内水分量を示す。就寝前水分摂取が充足率低下につながる場合、水分摂取は深夜 2 回の排尿時(1：00、4：00)として改善策を検討する。表 4 に改善した水分摂取量･水分摂取時間を示す。

表 3 に水分摂取量を改善した後の 97%＜充足率≦98%になる時間帯を示す。各湿度に応じて就寝前や深夜 2 回の排尿時に適切な水分量を摂取することで、1 日の免疫機能低下時間は最小で 30 分､最大で 90 分になるまで減少する。

## ５．まとめ

高齢者が相対湿度 70%を維持した環境で生活できる場合は、入浴頻度に関わらず、免疫機能低下時間を無くすことができる。

各住宅で設備や性能の差があり、湿度を 70%に保つことができない場合は、各湿度に応じた適量の水分を摂取することで昼や夕方の免疫機能低下時間が無くなる。

室内湿度の終日 70%を維持できなければ、起床前後の免疫機能低下時間は完全に無くすことができない。

表 1　水分充足率による健康被害

| 水分充足率(%) | 健康被害 |
|---|---|
| 99≧X>98 | 喉の渇き |
| 98≧X>97 | 食欲減衰、血液濃縮 |
| 97≧X>95 | 動きの鈍り、疲労及び嗜眠 |
| 95≧X>93 | 手足の震え、脈拍・呼吸の上昇 |
| X≦80 | 死亡 |

※免疫機能低下の評価をするために、体内水分充足率(実体内水分量/初期体内水分)を扱い、以下、充足率と示す。

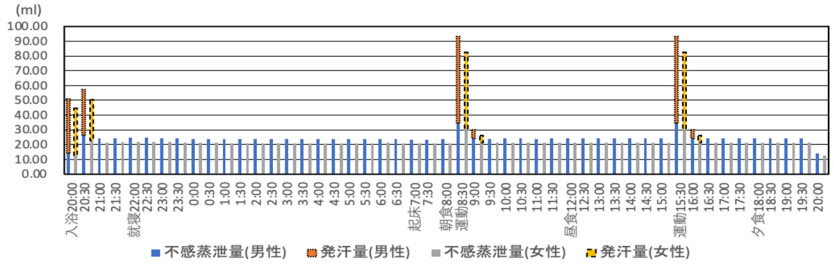



図 1　不感蒸泄・発汗による水分排出量

表 2　解析条件

| 対象者 | 自宅生活で身の回りのことが自分ででき、軽く運動ができる高齢者 | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 体型 | 男性 | | | 女性 | | |
| | 身長 | 体重 | 体表面積 | 身長 | 体重 | 体表面積 |
| | 160.1cm | 59.1kg | 1.57㎡ | 148.2cm | 50.4kg | 1.39㎡ |
| 各室条件 | 室内 | | 脱衣室 | | 浴室 | |
| | 27°C | 20%40%70% | 27°C | 60% | 30°C | 100% |
| 室内風速 | 0.15m/s | | 0.38m/s | | 0.15m/s | |
| 初期体内水分量 | 体重×55% | | | | | |
| 食事 | 朝食 | | 昼食 | | 夕食 | |
| | 8:00 | 660ml | 12:00 | 660ml | 18:00 | 660ml |
| 飲水 | 7:00,15:00,21:00 | | | | 各3回　男性:215ml　女性:170ml | |
| 生活リズム | 日中行動時間 7:00~22:00 | | | 就寝時間22:00~7:00 | | |
| 入浴・運動 | 入浴20:00(1日おき) | | | 運動8:30,15:30(毎日) | | |
| 排尿 | 日中 | 7:00,9:00,11:00,13:00<br>15:00,17:00,19:00,21:00 | | | 計8回 | 各120ml |
| | 夜間 | 1:00,4:00 | | | 計2回 | |
| 排便 | 起床時7:00　100ml | | | | | |

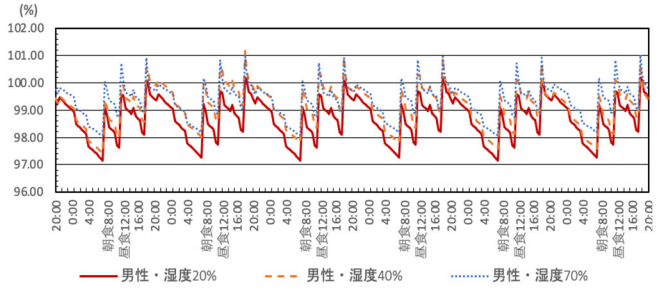



図 2　男性・充足率(1 日おき入浴)

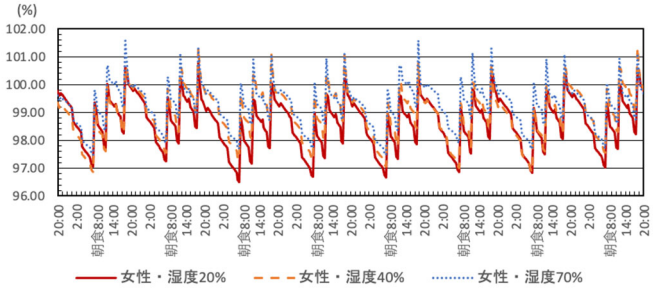



図 3　女性・充足率(1 日おき入浴)

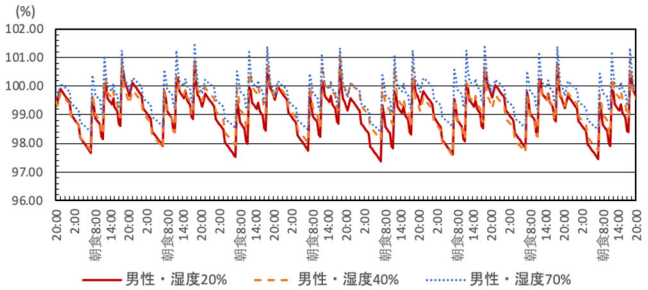



図 4　男性・充足率(毎日入浴)

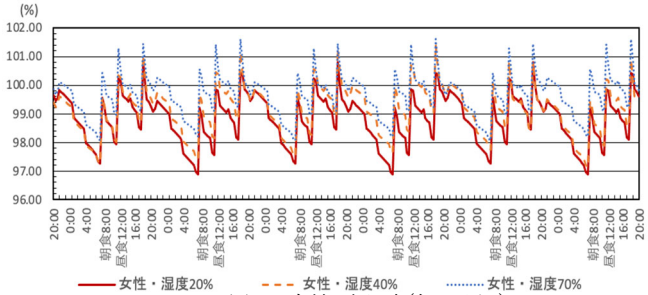



図 5　女性・充足率(毎日入浴)

表 3　97%＜充足率≦98%になる時間

| 条件 | 水分充足率X | 性別 | 改善前 日 | 改善前 時間帯 | 改善前 周期 | 改善後 日 | 改善後 時間帯 | 改善後 周期 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1日おき入浴 湿度20% | 97%<X≦98% | 男性 | 1・2日目 | 4:00~8:00,11:00~12:00 | 2日 | 1日目 | 7:30 | 14日 |
| | | 女性 | 1・2日目 | 4:00~8:00,11:00~12:00 | 8日 | 2日目 | 7:00~8:00 | 2日 |
| | | | 3日目 | 2:00~8:00,9:00~12:00,17:00~18:00 | | | | |
| | | | 4日目 | 3:00~8:00,10:30~12:00,17:00~18:00 | | | | |
| | | | 5日目 | 3:00~8:00,10:00~12:00 | | | | |
| | | | 6~8日目 | 4:00~8:00,10:00~12:01 | | | | |
| | 96%<X≦97% | 女性 | 3日目 | 5:30~8:00 | 8日 | - | なし | 2日 |
| | | | 4日目 | 7:00~8:00 | | | | |
| | | | 5日目 | 6:30~8:00 | | | | |
| | | | 6・7日目 | 7:00~8:00 | | | | |
| 1日おき入浴 湿度40% | 97%<X≦98% | 男性 | 1日目 | 4:00~8:00,11:30~12:00 | 6日 | 4日目 | 7:30~8:00 | 4日 |
| | | | 3日目 | 6:30~8:00 | | | | |
| | | | 4日目 | 6:00~8:00 | | | | |
| | | | 5・6日目 | 4:30~8:00 | | | | |
| | | 女性 | 1・3・4日目 | 4:00~8:00 | 6日 | 3日目 | 7:00~8:00 | 10日 |
| | | | 2日目 | 5:30~8:00 | | | | |
| | | | 5・6日目 | 4:00~8:00,11:00~12:00 | | | | |
| | 96%<X≦97% | 女性 | 1日目 | 7:00~8:00 | 6日 | - | なし | 10日 |
| 1日おき入浴 湿度70% | 97%<X≦98% | 女性 | 1日目 | 4:00~8:00 | 4日 | - | なし | 4日 |
| | | | 2日目 | 7:00~8:00 | | | | |
| | | | 3・4日目 | 6:30~8:00 | | | | |

| 条件 | 水分充足率X | 性別 | 改善前 日 | 改善前 時間帯 | 改善前 周期 | 改善後 日 | 改善後 時間帯 | 改善後 周期 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 毎日入浴 湿度20% | 97%<X≦98% | 男性 | 1日目 | 5:30~8:00 | 8日 | 2日目 | 7:30~8:00 | 2日 |
| | | | 2日目 | 7:00~8:00 | | | | |
| | | | 3日目 | 4:30~8:00,11:30~12:00 | | | | |
| | | | 4日目 | 6:00~8:00 | | | | |
| | | | 5・8日目 | 4:00~8:00,11:00~12:00 | | | | |
| | | | 6日目 | 5:00~8:00 | | | | |
| | | | 7日目 | 6:30~8:00 | | | | |
| | | 女性 | 1日目 | 5:30~8:00 | 2日 | 2日目 | 7:00~8:00 | 2日 |
| | | | 2日目 | 7:00~8:00 | | | | |
| | 96%<X≦97% | 女性 | 2日目 | 7:00~8:00 | 2日 | - | なし | 2日 |
| 毎日入浴 湿度40% | 97%<X≦98% | 男性 | 1・2日目 | 6:30~8:00 | 7日 | 1・10日目 | 7:30~8:00 | 11日 |
| | | | 3日目 | 7:00~8:00 | | 6日目 | 6:30~8:00 | |
| | | | 6日目 | 4:30~8:00 | | 8日目 | 7:00~8:00 | |
| | | | 7日目 | 5:30~8:00 | | | | |
| | | 女性 | 1日目 | 4:00~8:00 | 6日 | 5日目 | 7:00~8:00 | 5日 |
| | | | 2日目 | 4:30~8:00 | | | | |
| | | | 3日目 | 5:30~8:00 | | | | |
| | | | 4日目 | 6:00~8:00 | | | | |
| | | | 5日目 | 7:00~8:00 | | | | |
| | | | 6日目 | 4:00~8:00,11:00~12:00 | | | | |

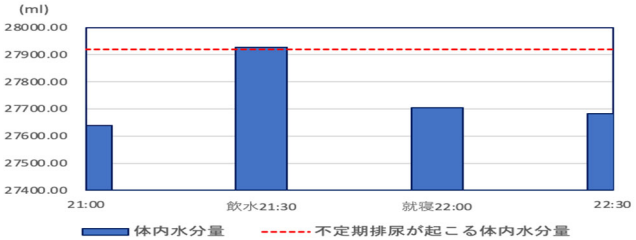



図 6　女性の就寝前の体内水分量(毎日入浴・湿度 20%)

表 4　改善した水分摂取量・水分摂取時間

| 水分摂取量まとめ | | 男性 | | 女性 | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 水分摂取時間 | 水分摂取量 | 水分摂取量時間 | 水分摂取量 |
| 1 日おき入浴 | 湿度 20% | 排尿時(1:00,4:00) | 各 140ml | 就寝前(21:30) | 270ml |
| | 湿度 40% | 就寝前(21:30) | 190ml | 排尿時(1:00,4:00) | 各 160ml |
| | 湿度 70% | - | - | 就寝前(21:30) | 150ml |
| 毎日入浴 | 湿度 20% | 就寝前(21:30) | 210ml | 排尿時(1:00,4:00) | 各 105ml |
| | 湿度 40% | 就寝前(21:30) | 180ml | 排尿時(1:00,4:00) | 各 105ml |


参考文献

1)　平成 28 年版厚生労働白書-人口高齢化を乗り越える社会モラルを考える-(http://www.nenkinsha-u.org/04-youkyuundou/pdf/kourousyou_roudou_hakusyo_gaiyo_h28.pdf)

2)　水と人-生理的立場から-　田中正敏　福島県立医科大学医学部衛生学講座人間と生活環境(J.Human and Lving Environment),6(2),85/91,1999

3) 2019 年度卒業研究　佐々木陽平・川本竜平

4) 公益財団法人長寿科学振興財団 健康長寿ネット 健康長寿とは？ 2019 年 5 月 (https://www.tyojyu.or.jp/net/kenkou-tyoju/tyojyu-shakai/koreisha-undoshukan.html)

5) 高齢者の QOL を高める入浴のあり方に関する調査研究報告書・滋賀県レイカディア振興財団 1998 年 3 月



(佐藤研究室)

# キャップ筋を用いた T 形柱 RC 梁 S 接合部の構造性能に関する研究（その 2）

217-141　　三嶋　崇志

## 1. はじめに

前報に引き続き，キャップ筋を用いた T 形柱 RC 梁 S 接合部の実験結果について報告する。

## 2. 実験結果

### 2.1　荷重−変位曲線

図-1 に各試験体の荷重-変位曲線を，図-2 に正荷重時の包絡線を比較して示す。縦軸は柱せん断力 *Qc* を，横軸は層間変形角 *R* を示す。図中には後述する終局耐力の計算値をラインで示す。図より以下のことがわかった。

(1) いずれの試験体もひび割れの発生に伴い，R=5/1000rad 付近から剛性が徐々に低下した。フランジのみを柱梁接合部に貫通させた非梁貫通形式の TV-13 試験体は他の試験体に比べて剛性が小さい。

(2) TV-11 試験体は正荷重時は R=30/1000rad で，負荷重時は R=20/1000rad で最大耐力に達し，後述するウェブのひずみ状況より，R=+30/1000rad で柱梁接合部がせん断破壊したものと思われ，その後大きく耐力低下した。TV-12 試験体は正荷重時，負荷重時ともに R=30/1000rad で最大耐力に達し，ふさぎ板の効果により柱梁接合部のせん断ひび割れの進行が低減され，耐力低下も TV-11 より軽微であった。TV-13 試験体は正荷重時は R=40/1000rad で，負荷重時は R=30/1000rad で最大耐力に達し，その後の耐力低下もわずかであった。

(3) 全ての試験体で逆 S 字形の履歴曲線となっている。帯筋タイプの TV-11 試験体がもっとも顕著なスリップ性状を示したが，TV-13 試験体は若干改善され，ループ面積は大きくなっている。

### 2.2　ひずみ状況

図-3～図-7 にひずみ状況を示す。縦軸は柱せん断力 *Qc*，横軸はひずみ ε を示す。図中には降伏ひずみを示す。

図-3 には梁下フランジ位置における柱主筋のひずみ状況を，図-4 には梁端部のフランジのひずみ状況を，図-5 には柱梁接合部内のウェブのひずみ状況（3 軸ゲージの斜め方向ひずみ）を示す。

TV-11 試験体は正の最大耐力を発揮する前に柱主筋が降伏ひずみに達した。しかし，その前に柱梁接合部ウェ

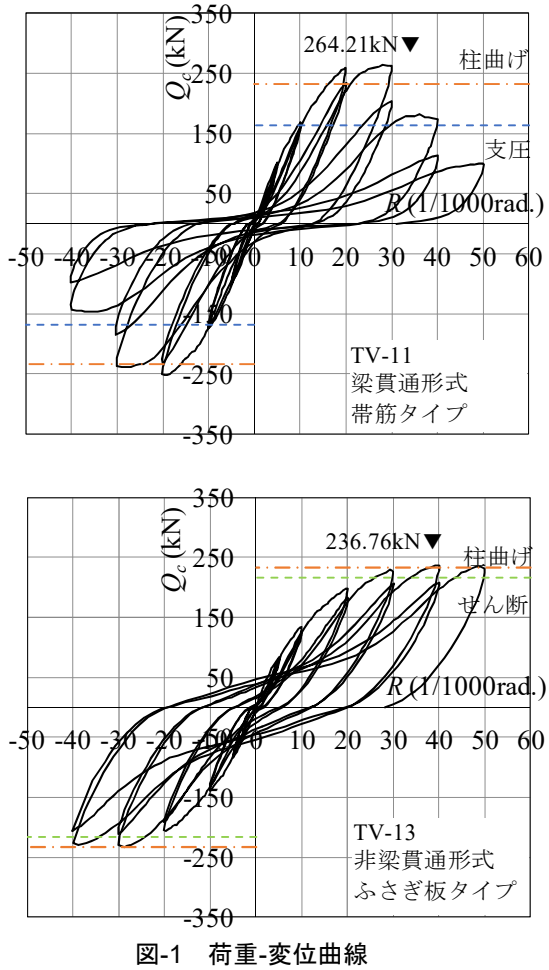



図-1　荷重-変位曲線

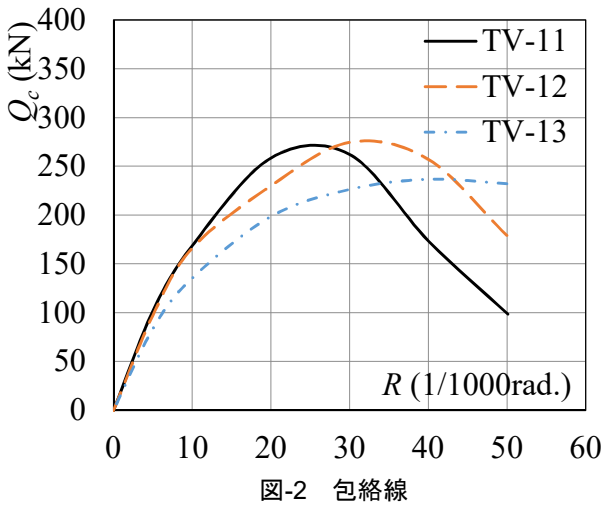
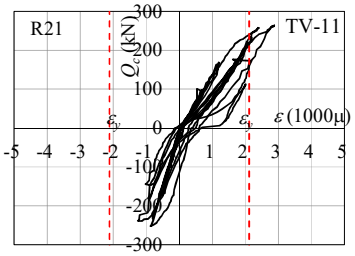
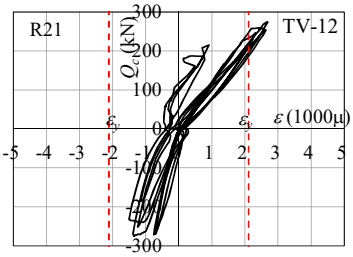



図-2　包絡線





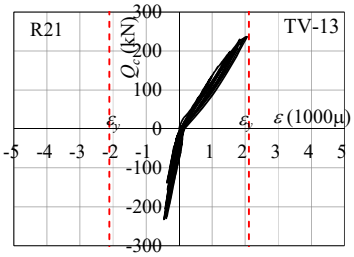
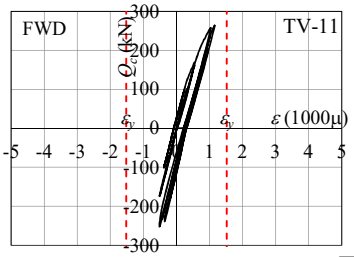
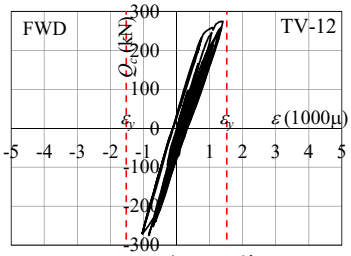



図-3　柱主筋のひずみ





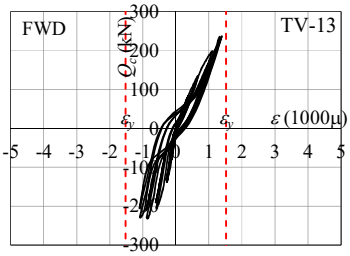
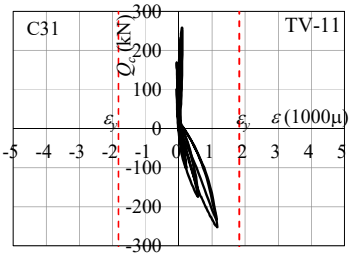
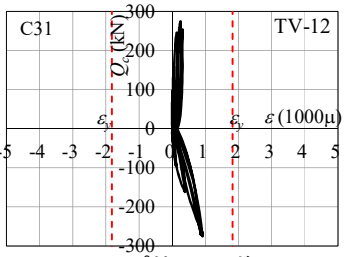



図-4　梁フランジのひずみ





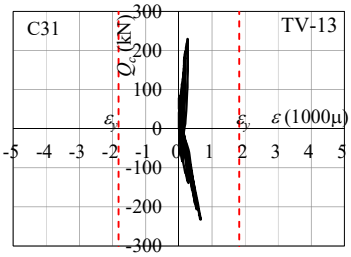
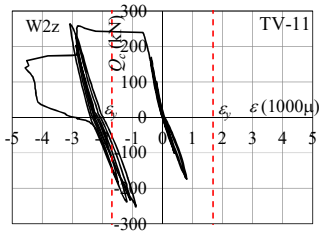



図-7　キャップ筋のひずみ



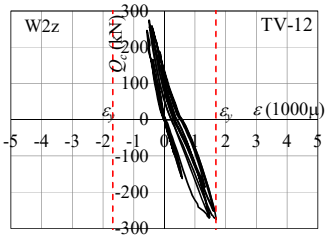



図-5 柱梁接合部ウェブのひずみ

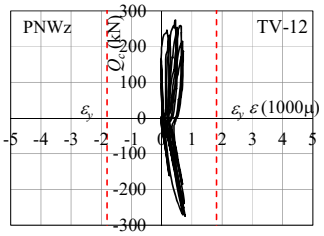



図-6 ふさぎ板のひずみ

表-1　最大耐力の実験値と計算値の比較

| 試験体名 | 最大耐力の実験値 | 柱 | | 梁 | | 柱梁接合部 | | 実験値と計算値の比較 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 曲げ | せん断 | 曲げ | せん断 | せん断 | 支圧 | |
| TV-11 | 264.2 | 232.5 | 563.5 | 469.0 | 727.7 | 318.8 | 167.2 | 1.58 |
| TV-12 | 274.5 | | | | | 353.9 | 236.1 | 1.16 |
| TV-13 | 236.7 | | | | | 216.9 | - | 1.09 |

ブのひずみが急増しており，柱梁接合部のせん断破壊が先行したものと思われる。

ふさぎ板タイプの TV-12 試験体の柱梁接合部ウェブのひずみは，負加力時には降伏ひずみにほぼ達しているが，正荷重時は小さい。図-6 にふさぎ板のひずみを示す。ふさぎ板のひずみも降伏ひずみには達していない。これに対して，柱主筋のひずみは降伏ひずみに達しており，TV-12 試験体は柱の曲げ降伏が先行したものと思われる。

非梁貫通の TV-13 試験体は，正加力時に柱主筋および梁フランジがほぼ降伏ひずみに達しており，ふさぎ板のひずみは図には示していないが TV-12 と同程度であった。TV-13 試験体は梁が曲げ降伏したものと思われる。

図-7 に梁上フランジ近くの折り曲げ位置におけるキャップ筋のひずみを示す。いずれの試験体も 1000$\mu$ 程度であった。

## 3.　最大耐力の検討

表-1 に最大耐力の実験値と計算値を比較して示す。計算値は，柱，梁および柱梁接合部それぞれの耐力のうち小さいものとした。柱梁接合部の耐力は日本建築学会 RCS 指針案を参考にしてせん断耐力と支圧耐力を計算した。TV-13 試験体は梁ウェブが柱梁接合部を貫通していないが，梁の曲げ耐力は端部の H 形断面の全塑性耐力とした。

計算の結果，TV-11 試験体は柱梁接合部の支圧耐力，TV-12 試験体は柱の曲げ耐力，TV-13 試験体は柱梁接合部のせん断耐力で計算値は決定した。計算値に対する実験値の比（実/計）は 1.09～1.58 となった。

## 4.　まとめ

RC 柱の配筋，鉄骨梁の断面およびキャップ筋の仕様は同一とし，柱梁接合部の形式を変えた T 形柱梁接合部の構造実験を行った結果，以下のことがわかった。

(1)　梁貫通形式柱梁接合部において，ふさぎ板タイプは帯筋タイプよりせん断補強効果は大きい。また，ふさぎ板タイプは，梁フランジ上のパンチングシアひび割れを軽減できる。

(2)　キャップ筋のひずみは降伏ひずみには達しない。

(3)　終局耐力の計算値に対する実験値の比（実/計）は 1.09～1.58 となった。

## 参考文献

(1)　日本建築学会:柱 RC 梁 S 混合構造設計指針(案)の作成に向けて，日本建築学会大会(中国)パネルディスカッション資料，2017.8

（宮内研究室）

# 免震滑り支承の静摩擦係数に対する待機時間依存性に関する研究

217-143　　牟礼　花恵

## 1. はじめに

免震建物のより長周期化のために採用される滑り支承には，テフロンの商品名で知られるフッ素樹脂（ポリテトラフルオロエチレン，PTFE）が用いられる。これは，化学的に安定で耐熱性，耐薬品性に優れる性質を保有している。また、現在までに発見されている物質の中で最も摩擦係数の小さい物質とされている。一方，免震構造に用いられる場合，静止した状態で長期間にわたって圧縮軸力（面圧）を受けるため，地震発生の滑り始め時には静摩擦係数が大きくなる待機時間依存性があることが指摘されているが[1)]，定量的は十分に把握されていない。本研究では，滑り支承の静摩擦係数に対する待機時間依存性について検討した結果について報告する。

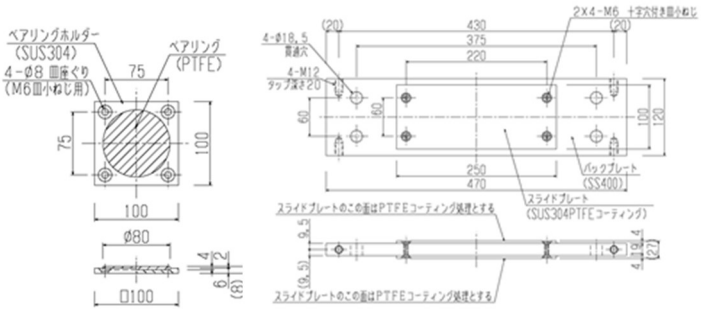
## 2. 実験計画

### 2.1　試験体

試験体は表-1 に示す面圧および待機時間を変数とした 12 体および待機時間中の面圧を継続計測用の 1 体である。各試験体は待機時間中に比較的温度変化の少ない構造実験棟地下ピット内にて設定面圧を加えたままで保管し，試験体温度と面圧の変化を継続的に計測した。図-1 に試験体の形状を示す。同図(a)に示すすべり材はステンレスの座彫りを施したホルダーに 80φ の PTFE 材を半埋め込み接着したものであり，同図(b)に示すすべり板は加力のためのバックプレートの両面に PTFE コーティングを施したステンレス板をビス固定したものである。試験体としてはすべり板の両面にすべり材を当て，2 面摩擦としている。各試験体ともに動摩擦係数の仕様値は 0.011 である。

表-1　試験体一覧

| 試験体名 | 設定面圧 (N/mm²) | 待機時間 |
|---|---|---|
| L-1,2 | 6.0 | 15 分,2 時間,1 日,7 日,42 日,126 日 |
| L-3,4 | | 1 分,15 分,175 日 |
| M-1,2 | 18.0 | 15 分,2 時間,1 日,7 日,42 日,126 日 |
| M-3,4 | （基準面圧） | 1 分,15 分,175 日 |
| H-1,2 | 36.0 | 15 分,2 時間,1 日,7 日,42 日,126 日 |
| H-3,4 | | 1 分,15 分,175 日 |




(a)すべり材　　(b)すべり板

図-1 試験体の形状・寸法 （単位：mm）

### 2.2　加力方法

図-2 に加力装置を示す。摩擦面を上下とした試験体を鋼板で挟み込み，設定面圧となるよう PC 鋼棒に軸力を導入した。PC 鋼棒は予め実施した引張試験の結果から 2 枚/本のひずみゲージにて軸力を換算し，締付け部にはリラクセーションを考慮して皿ばねを用いた。加力は試験体のすべり板に連結した鋼板を，50kN ロードセルを介して 50kN 油圧ジャッキによりまず静的に引き出した後，引き続き反対方向に押し出し，元の位置まで引き戻す操作を油圧ポンプにて行った。

各試験前には試験体の移動等により 0～3%程度緩んだ PC 鋼棒の張力を設定面圧の約±0.5%以内に調整した。変位は試験体前後でワイヤー式変位計 4 点にて計測し，その平均値を求めた。静摩擦係数の測定が主目的であるため，すべり板が移動を開始する瞬間の荷重を計測する

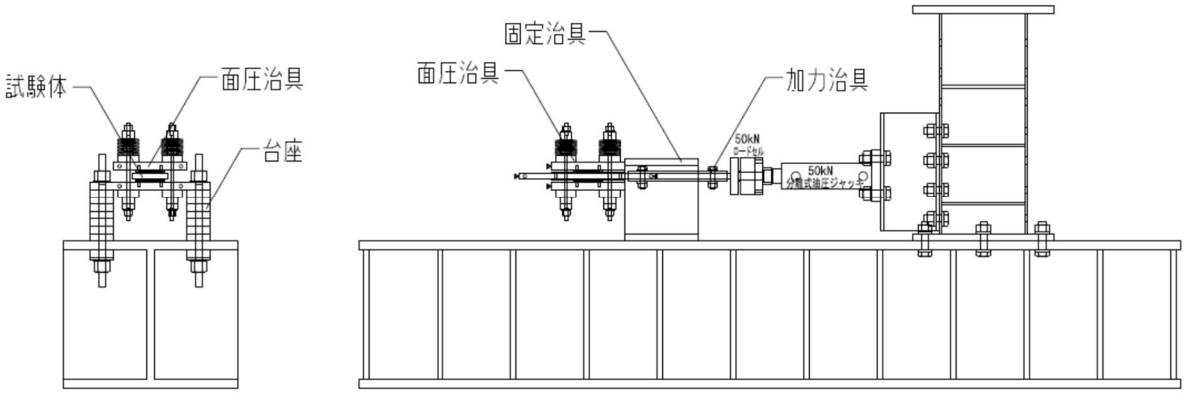
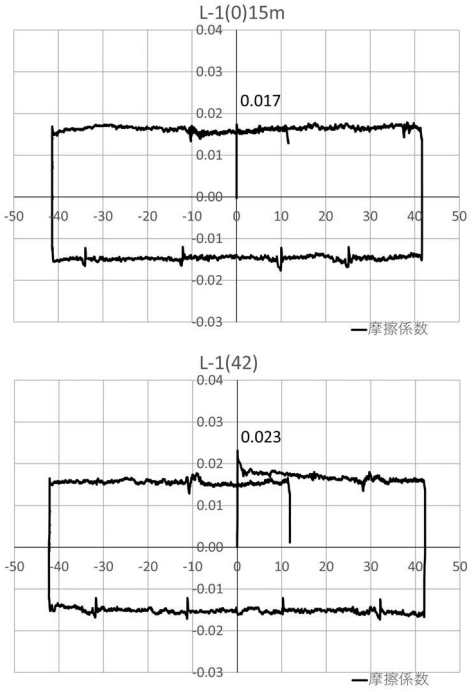
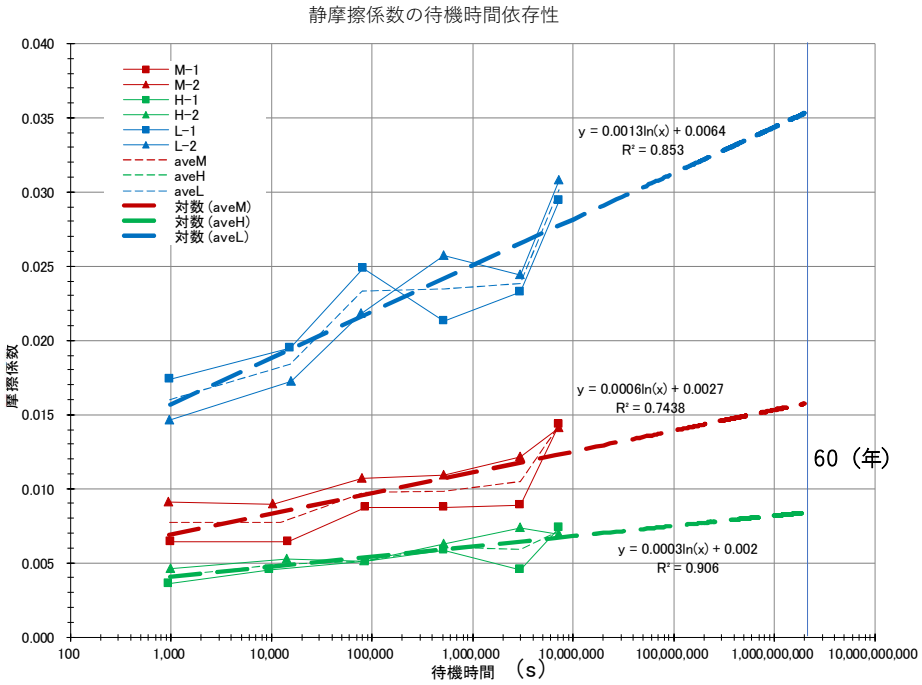



図-2 加力装置




図−3　荷重−変位曲線




図−4　静摩擦係数−待機時間関係

ために最大 50Hz 程度の高速データロガーを用いた。

## 3. 実験結果と考察

図-3 に荷重-変位曲線の一例を示す。図の試験体は面圧 6 N/mm$^2$ の L-1 試験体で，待機時間が 15 分と 42 日の試験結果である。横軸は変位量を示し，縦軸は 1 面分の摩擦係数としている。待機時間 42 日では，加力を開始すると変位は微小なままで荷重（摩擦係数）が増加し，最大値（静摩擦係数）に達した後は概ね一定の動摩擦係数で変位した。正側に 40mm，負側に 40mm 移動させ，正側に 10mm 程度まで移動させた 1 サイクルで加力を終了した。待機時間 15 分でも同様に試験を行ない，静摩擦係数は動摩擦係数とほぼ同等であった。これらの試験結果から摩擦係数の仕様値である動摩擦係数は，正負の切片の平均値に速度および面圧依存性による補正（15 分：×1.586×0.572，42 日：×1.568×0.572）を行うと，両試験結果ともに 0.014 と仕様値の許容誤差 40%以内であった。静摩擦係数は，15 分で 0.017，126 日では 0.023 と待機時間の増加に伴って増加していることがわかる。

これらの試験結果を，静摩擦係数と待機時間の対数との関係で整理すると図-4 のように表される。図中の各点は各回の試験結果のプロットであり，2 面摩擦であるので 2 面の平均値を示している。太点線はそれぞれの設定面圧での対数近似曲線を示した。いずれも右上がりであり，また基準面圧（M-赤）と比較して高面圧（H-緑）ではその勾配が小さく，低面圧（L-青）ではその勾配が大きいことがわかる。すなわち待機時間の対数に比例して静摩擦係数は増加し，その増加の程度は面圧に依存していることがわかった。これは参考文献[2)]に示される待機時間 $t_w$ の関数で表される式

$$F_{st}{}^{max}(t_w) = F_{st}{}^{max}(0) + B \ ln \ t_w \qquad (1)$$

により説明ができると考えられ，摩擦面における真実接触面積が待機時間の増加に伴って対数関数的に増加することに起因するものと考えられる。

免震建物の設計に考慮することが必要な 60 年後の性能に関して，その静摩擦係数は，特に面圧が低い使用状況の場合に摩擦係数の仕様値よりも大きく増加していると考えられるため，注意が必要であると考えられる[3)]。

## 4. まとめ

滑り支承に使用されるすべり材とすべり板を組合せた試験体を用いて，面圧と待機時間を実験変数とした静摩擦係数を測定する実験を行い，以下の知見を得た。

（1） 滑り支承の静摩擦係数は，待機時間の対数に比例して増加する。

（2） 滑り支承の静摩擦係数の待機時間依存性には面圧依存性があり，低面圧ではその増加の程度が比較的大きい傾向がある。

## 参考文献

1) 三山剛史，稲井慎介，増田圭司，加藤貴司：面圧を加えた滑り免震支承における摩擦係数の経年変化に関する研究　その 2 3 年経過時のすべり支承特性について，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，pp.1047～1048，2007.8

2) 松川宏：摩擦の物理，株式会社岩波書店，2012.6

3) Yoshida, Y. and Miyauchi, Y.: Effect of Static Friction Coefficient of Elastic Sliding Bearings Considering Waiting Time on Building Response, Proceedings of the 17th World Conference on Earthquake Engineering, Sendai, Japan, 2g-0088,2020.9

（宮内研究室）

# 梁貫通孔リング補強工法の合理化に関する実験的研究
## （その２　荷重−変形関係および破壊性状）

217-147　　森岡　真生

### １．序

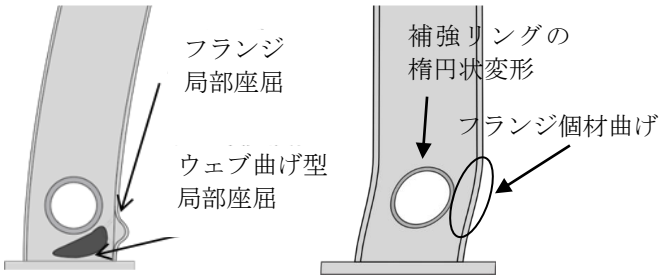
その 2 では，その 1 で述べた内容を踏まえ，荷重−変形関係および破壊性状について考察する．

### ２．実験結果

実験で観察される主要な変形性状の概要を図 1，梁のせん断耐力 $Q$-変形角 $\theta$ 関係の例を図 2 に，実験終了時の状況を写真 1 に示す．写真 1 には，リング溶接部の亀裂発生位置を太線で示している．以下では，梁端降伏試験体と孔部降伏試験体ごとに分け，その破壊モードと傾向についての考察を示す．ただし，梁端先行降伏と孔部先行降伏の試験体は，梁端と孔部の耐力比が 1 に近いため，両方の破壊モードが見られやすい．

○無孔試験体（C004）

C004 は，梁端部フランジが降伏し剛性が低下した．その後局部座屈が発生し，梁端部ウェブが塑性化した．0.01rad あたりから耐力が大幅に低下しており，局部座屈の影響が出ていると考えられる．



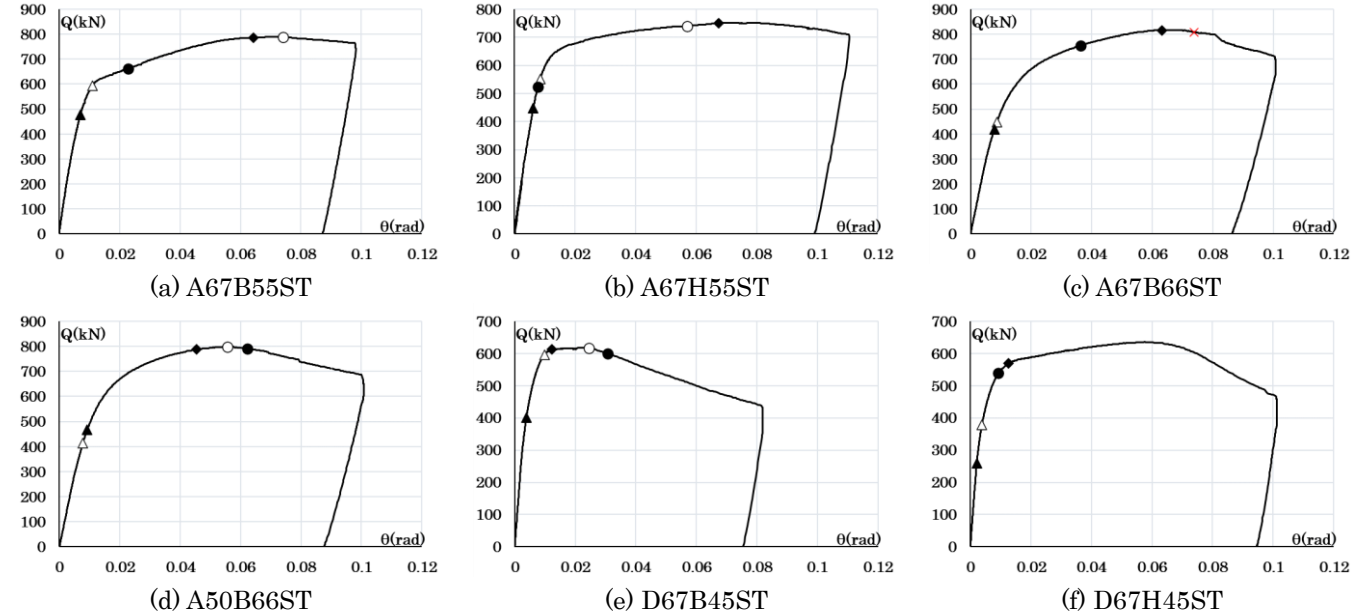

梁端部曲げ破壊　　孔部曲げせん断破壊

図 1　破壊モード

○梁端先行降伏試験体（C67B45ST・D67B45ST・A50B66ST・A67B66ST・A67B55DR・A67B55WL・A67B55ST・A67B55ST-C・A67B55ST-01t・A67B55ST-01c）

これらの試験体は，梁端位置と孔部位置のフランジが概ね同時期に降伏したことで剛性が低下して，緩やかに耐力上昇した後，局部座屈が発生するという概ね梁端曲げ破壊の性状を示した．なお A67B66ST では，ウェブ塑性化や面外変形が見られなかったため，梁端部のウェブが狭い領域で厚い補強リングとフランジとエンドプレートに 拘束されたことで, 局部座屈が生じにくくなったと考えられる．FA ランクで，シアスパン比が小さく（1.35 以下）軸力ゼロと圧縮の試験体は，同時に，孔部における楕円状の変形も進み，孔部曲げせん断破壊が併発したと考えられる．FA ランクでシアスパン比が大きい 5.0 か引張軸力の試験体と, FC･FD ランクの試験体では，孔部のせん断変形はほとんど生じることがなかった．ただし，A67B55ST-C と A67B55ST-01t では，局部座屈する前に，リング溶接部に亀裂が発生しことで耐力が低下した．

○孔部先行降伏試験体（A67H5531・A67H55ST・A6




(a) A67B55ST　(b) A67H55ST　(c) A67B66ST

(d) A50B66ST　(e) D67B45ST　(f) D67H45ST

| | | |
|---|---|---|
| △梁端部フランジ塑性化 | ▲孔部フランジ塑性化 | ○梁端部ウェブ塑性化 |
| ●孔部補強リング塑性化 | ◆局部座屈発生 | ×亀裂発生 |

図 2　梁せん断力 $Q$ −部材角 $\theta$ 関係

7H5507・A67H5545・A67H55LS・A67H55SS・A67H66ST・C67H45ST・D67H45ST）

これらの試験体では A67H55LS を除き，孔部位置のフランジとリングで降伏したことで剛性が低下して，緩やかに耐力上昇しつつ，孔部の楕円状の変形が進むという概ね孔部曲げせん断破壊の性状を示した．また，高強度鋼の A67H45ST とリング断面アスペクト比 1.0 の A67H5531 では，局部座屈の発生が認められなかったが，それ以外の試験体では梁端位置のフランジに局部座屈が発生した．リング断面アスペクト比が 0.7 以下の試験体では，リングの偏心が大きいほど局部座屈が顕著となる傾向が認められた．A67H55SS では，溶接部に亀裂が発生し，急激な耐力低下を引き起こした．しかし，亀裂の発生に伴う耐力低下は発生したものの，実験結果は耐力評価式により算出される耐力を上回ることを確認できた．A67H55LS だけ他の孔部先行降伏試験体とは例外に，梁端部曲げ破壊であった．

## ３．まとめ

各試験体に共通して，梁端先行降伏試験体では梁端部から，孔部先行降伏試験体では孔部から破壊する傾向があり，想定されていた通りの結果が得られた．

## 参考文献

1) 日本ファブテック，清水建設：梁貫通孔補強工法（EG リング工法）－ 鉄骨梁の貫通孔周囲をリング状鋼板で補強する工法 －（改定２），建築技術性能証明評価概要報告書，日本建築総合試験所，GBRC 性能証明第 09-27 号 改 2，2018.7

(a) C004　(b) C67B45ST　(c) D67B45ST　(d) A50B66ST　(e) A67B66ST

(f) A67B55DR　(g) A67B55WL　(h) A67B55ST　(i) A67B55ST-C　(j) A67B55ST-01t

(k) A67B55ST-01c　(l) A67H5531　(m) A67H55ST　(n) A67H5507　(o) A67H5545

(p) A67H55LS　(q) A67H55SS　(r) A67H66ST　(s) C67H45ST　(t) D67H45ST

写真１　実験終了後の状況・亀裂発生位置

（向出研究室）

# 地下街における火災発生時の避難計画に関する研究
## —第 1 報　非定常 CFD 解析を用いた火災シミュレーション—

217-148　守屋　良治　(共同研究者　217-022　鵜川　聡)

### 1．はじめに

日本の大都市の中心駅周辺では地下街が形成されている場合が多い。特に大規模の地下街は利便性が高い反面、安全性に課題を持っているため、防災に関する研究対象としてよく取り上げられる。災害時の避難計画も重要な研究テーマのひとつである。しかし、その多くが津波・高潮被害についての研究となっており、火災発生時の避難に関しての研究、特に即地的なシミュレーションを行っている研究は少ない。火災は津波・高潮と比べると被害の範囲は狭いが、発災から地下街利用者へ被害が及ぶまでのスピードが非常に速く、予め綿密な避難計画を立てておくことは非常に重要である。地下街は高齢者や車椅子利用者も多く、介助者を含めたそれぞれの行動特性は避難計画において考慮されるべきであるが、こうした条件の下でなされた避難シミュレーションに関する研究は見られない。

本研究では、地下街火災を対象に CFD 解析とマルチエージェントシミュレーションを連携させた避難計画の手法について研究する。研究フローは図 1 に示す。

| | | |
|---|---|---|
| 第1報 | 地下街モデル作成<br>↓<br>火災シミュレーション | 火災シミュレーションを行い地下街における煙流動について解析を行う。 |
| 第2報 | 避難ロジック<br>↓<br>避難シミュレーション | 避難者のロジックを考え解析結果に基づいた避難計画を検討する。 |

図 1　研究フロー

第 1 報では実際の地下街を参考にモデルを作成し、モデル内の温度･煙流動分布について非定常 CFD 解析を行う。第 2 報のマルチエージェントシミュレーションの入力データを作成し、排煙設備や防火シャッター等の防災設備の設置が煙の進行に及ぼす影響について分析・評価する。

### 2．解析対象モデル

大阪・梅田地下街は大規模で利用者が多いため本卒業研究で避難計画の手法を適用する対象空間に選定した。モデルを作成するにあたり、平面情報は一般配布地図を、高さ情報は現地で実測した値を参考にした。解析対象モデルは「広域モデル」と「狭域モデル」の 2 種類を作成した。

1）広域モデルの説明を表 1 に、平面図を図 2、立体図を図 3 に示す。

2）狭域モデルの説明を表 2 に、平面図を図 4、立体図を図 5 に示す。狭域モデルの立体図は基準となる狭域①の立体図である。

### 3．解析条件

解析条件を表 3 に示す。非定常 CFD 解析には NIST（アメリカ国立標準技術研究所）の FDS を用いる。火元の発生速度は（式 1）を元に算出した。

表 1　広域モデル

| | |
|---|---|
| 考え方 | 大阪･梅田地下街の中で明らかに利用率の高いエリアを参考に作成した。火元位置は避難階段が隣接し、且つ通路側中央に配置した。広域モデルでは、標準的な地下街の火災における煙流動と避難時間を予測する。モデル作成するにあたり、平面情報は一般配布地図を、高さ情報は現地での実測した値を参考にした。 |
| 解析空間 | 169m(X) ×43m(Y)×3m(Z) |

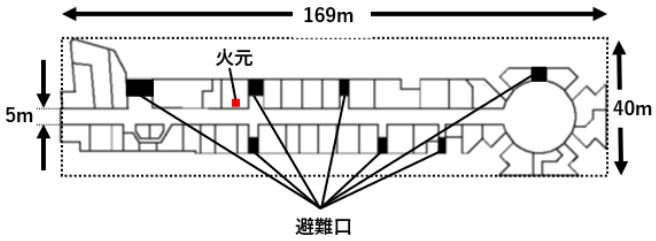



図 2　広域モデル平面図

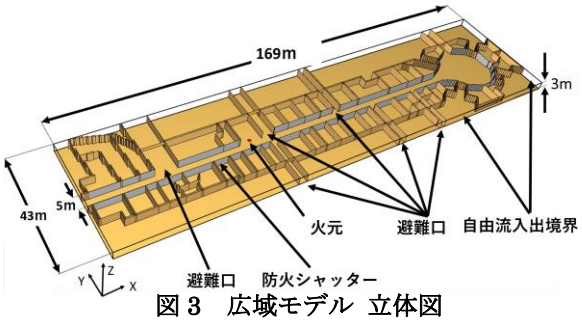



図 3　広域モデル 立体図

表 2　狭域モデル

| | |
|---|---|
| 考え方 | 大阪･梅田地下街の比較的避難口が離れているエリアを参考に作成した。本来は2方向避難が可能であるが、片方の避難口付近で火災が発生した場合には避難口は逆方向へ限定される。こうした状況において、防災設備(防火シャッター等)の可動状況を変化させた際の地下街火災の煙の進行の緩和及び避難時間の短縮を予測するために用いる。 |
| 解析空間 | 61m(X) ×20m(Y)×3m(Z) |

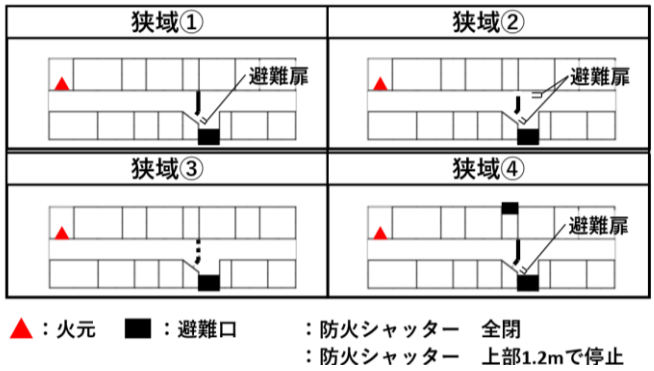



図 4　狭域モデル平面図

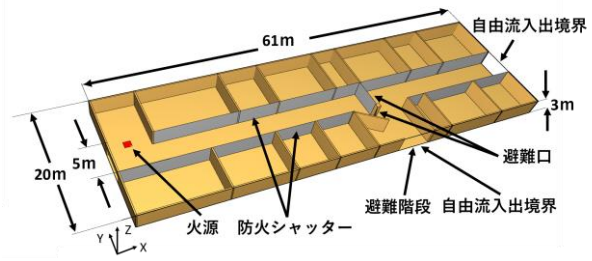



図 5　狭域モデル 立体図（ケース：狭域①）

$Q = \alpha \times t^2$ （式１）

（Q：発生速度[kW]，α：火災成長率[kJ/s³]，t：時間[s]）

火災成長率は NFPA が基準化した中で最も早い（Fire Growth Rate　Ultra-Fast）0.188 kJ/s²[1]を使用した。

排煙風量は建築基準法及び消防法の排煙設備の設置基準[2]に従い算出した。広域モデルで 8100m³/分、狭域モデルで 1350m³/分とする。天井面で一様に排気、排煙する設定とした。通路上及び出火店舗の防火シャッターは作動せず、他の店舗及び避難階段の防火装置は作動する。

**表 3　解析条件**

| | |
|---|---|
| 解析ソフト | FDS（Fire Dynamics Simulator） Ver 6.7.15 |
| 解析ソフト GUI | PyroSim |
| 格子数 | 広域ケース ： 174, 408　狭域ケース ： 48, 800 |
| 乱流モデル | Very Lage-Eddy モデル |
| 境界面条件 | 自由流入流出 |
| 煙探知機 | 店舗中央　減光率0. 15/ｍで作動 |
| 解析時間 | 180秒 |
| 火源設定 | 火源面積：1.0 m² (床面にフラックスで設置) |
| | 発熱速度：0 kW ~ 1000 kW |
| | 火災成長率 α = 0.188 |

## 4.　解析ケース

広域モデルでは排煙風量と煙の進行の関係について検証すべく 3 ケース（表 4 参照）を解析した。

**表 4　広域モデル 解析ケース**

| ケース名 | 排煙風量の倍率 | 排煙風量 |
|---|---|---|
| 広域① | 基準値 | 8,100m³/分 |
| 広域② | 基準値の1/2倍 | 4,650m³/分 |
| 広域③ | 基準値の2倍 | 22,200m³/分 |

狭域モデルでは防災設備で煙の進行の変化を抑える効果について検証すべく、3 ケース（表 5 参照）を解析した。ただし、狭域①　②は手動の避難扉の数が異なるのみで、人の通行時のみ扉が開く想定とする。CFD 解析では閉鎖とするため両ケースで一つの解析とする。

**表 5　狭域モデル 解析ケース**

| ケース名 | | 避難扉 | 避難階段 | 防火シャッター |
|---|---|---|---|---|
| 狭域① ② | ① | 1ヶ所 | 1ヶ所 | 全閉 |
| | ② | 2ヶ所 | 1ヶ所 | 全閉 |
| 狭域③ | | 2ヶ所 | 1ヶ所 | 天井から1.2ｍで停止 |
| 狭域④ | | 1ヶ所 | 2ヶ所 | 全閉 |

## 5．　解析結果

火災による煙は避難の際の見通しが悪くなり避難を困難にする。本研究では煙の温度分布から算出される減光係数[3)4)]を用いて評価する。避難時の目線高さ 1.5m における減光係数が 1 [1/m] 以上となる場合避難不可能とする。

### 5.　1 広域モデル解析結果

火災発生後 180 秒までの間、排煙風量を基準の 2 倍(広域③)にすると拡散による煙の影響範囲がおよそ半分となり、排煙風量を半分(広域②）にすると影響範囲はおよそ 2 倍となった(図 6 参照)。

解析 180 秒時点で火元からの煙の進行距離は広域①で約 25m、広域②で約 55m、広域③で約 13m となった。

本解析では空気が図 6 の左から右に流れる。風下側では X＝10、20、30m の位置で煙が到達する時刻はそれぞれ 49s、60s、85s となった。一方風上側では X＝−10、−20、−30m の位置で煙が到達する時刻はそれぞれ 50s、82s、110s となった。風下側の方が早く煙が到達するが、避難口からの新鮮空気の流入により 180 秒後での減光係数は風下側(0. 3[1/m])の方が風上側(1. 0[1/m])より低くなる。

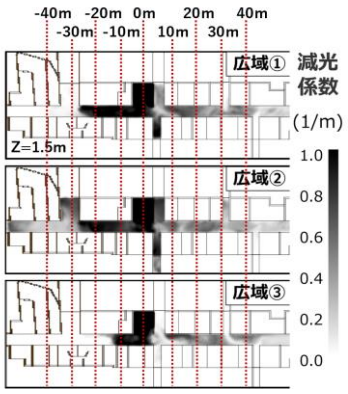



図 6　減光係数 平面分布(180 秒)

### 5.　2 狭域モデル解析結果

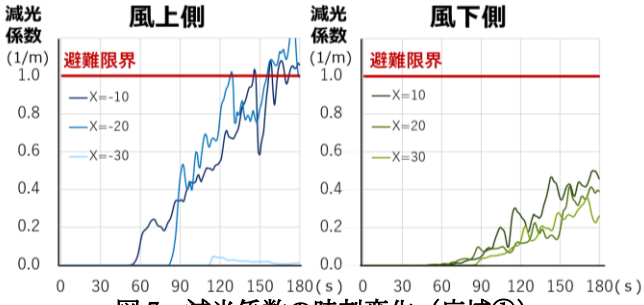



図 7　減光係数の時刻変化（広域①）

火災発生後 180 秒までの間で狭域①②では通路内の減光係数は避難限界値の 1. 0 を超えていたが、狭域③④では下回った。狭域③では 180 秒後に防火シャッター付近(x=35m)で減光係数は 1. 0 を少し上回るが、通路(X=15、25m)では 1. 0 を下回った。煙が隣接空間上部に移流拡散するためである。狭域④では全て(X=15、25、35m)で 1. 0 を下回った。増設した避難口からの新鮮空気によるためである。

## 6.　考察

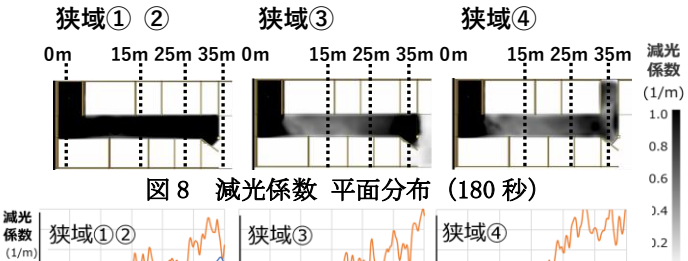



図 8　減光係数 平面分布 (180 秒)

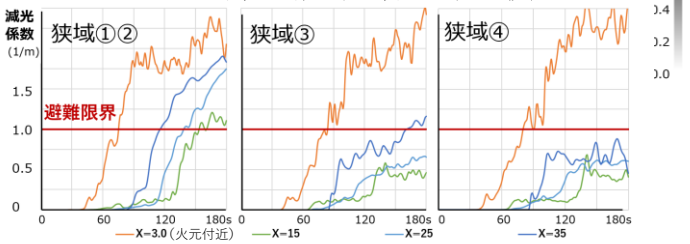



図 9　減光係数の時刻変化（狭域）

煙の進行を抑えるには、避難口から新鮮空気を誘引することが重要である。火元付近に新鮮空気を誘引することで煙の初期進行を遅らせる可能性がある。また、二段降下式は煙の低下に有効であることを示した。


**参考文献**

1)　https://projects.bre.co.uk/frsdiv/designfires/NFPA.htm
2)　建築基準法 令 126 条の 3　消防法 規則第 30 条
3)　中濱慎司ほか 6 名：住宅火災における支社発生防止に関する研究
その 4　FDS よる避難限界時間の算定と避難シミュレーションによる比較分析　日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)2013.8
4)　神 忠久：煙中のものの見え方　照明学会雑誌 1973.3


（河野研究室）

# フライアッシュを混合したコンクリートの ポゾラン反応を考慮した中性化の評価手法に関する研究 その 2　空隙率 ε の検討と中性化深さの解析結果

217-149　柳瀬　綾冴

## 1. はじめに

本研究は，フライアッシュを混合したコンクリートの中性化に対して，セメントの内割置換や外割置換の区別や，フライアッシュのポゾラン反応度 $\beta$ を考慮した汎用性のある評価手法を検討した。その 2 では，空隙率 ε の検討と中性化深さの解析結果を報告する。

## 2. 化学量論に基づく空隙率 $\varepsilon_{con}(t)$の検討

パパダキス博士論文でのセメントとポゾランの化学量論を参照し，材齢 t に応じて，コンクリート空隙率 $\varepsilon_{con}(t)$ とフレッシュコンクリート空隙率 $\varepsilon_o$ と OPC の水和消費空隙率 $\Delta\varepsilon_H(t)$ とポゾラン反応時の空隙率 $\Delta\varepsilon_p(t)$ と炭酸化収縮空隙率 $\Delta\varepsilon_{carbo}(t)$ を計算できるようにした。図 1 に化学量論に基づく空隙率式を示す。

図 2 に，外割置換の調合での $\Delta\varepsilon_H(t)$ と $\Delta\varepsilon_p(t)$ と $\Delta\varepsilon_{carbo}(t)$ と $\varepsilon_{con}(t)$ の計算結果を示す。ポゾラン反応が反映される $\Delta\varepsilon_p(\beta(t))$ と $\Delta\varepsilon_{carbo}(\beta(t))$ によって，最終のコンクリートの空隙率 $\varepsilon_{con}(t)$ は，フライアッシュ混合により，材齢が長くなると，小さくなることがわかる。

## 3. 結合材ペースト空隙率 $\varepsilon_{pest}(t)$の検討

空隙率 ε は，空隙体積 $V_\varepsilon$／全体積 V で定義される。コンクリート中の空隙は，結合材の構成や反応に基づいての形成と考えると，コンクリート中の空隙体積＝結合材ペースト中の空隙体積になる。

図 3 に結合材ペースト空隙率 $\varepsilon_{pest}(t)$ の計算式を示す。a)は材齢に無関係な結合材構成のみを考えた結合材ペースト中の空隙率 $\varepsilon_{pest}(t)$ の式になる。なお，パパダキス博士論文では，右辺の分数項の分母と分子とも空気量体積 $\varepsilon\,air_V$ が含まれておらず，間違っていた。一方，この空気量体積 $\varepsilon\,air_V$ を含めた a)式でも，フライアッシュのセメント外割置換に適用すると，間違いになることが判明した。すなわち，フライアッシュのポゾラン反応度 $\beta$ は，セメント水和反応より $t_\beta$[日]遅れて開始する。このため，$t_\beta$[日]以前は，フライアッシュは砂扱いで，フライアッシュを含めた結合材ペースト体積で考えるのではなく，フライアッシュを除いたセメントペースト体積で考えなければならない。また，材齢 $t_\beta$[日]以降は，砂扱いのフライアッシュの一部が結合材の一部としてポゾラン反応に使われることになり，フライアッシュ体積の全部を結合材ペースト体積に含めるのは間違いになる。これらのことを考慮して，フライアッシュ体積 $FA_V$ は，ポゾラン反応度 $\beta$ に依存することと，反応に寄与するガラス化率 $\eta$ に依存することを反映させた b)式を提案する。この提案式は内割置換でも成立する。図 4 に外割置換の調合に対するガラス化率 $\eta=1$ での $\varepsilon_{pest}(t)$ の計算結果を示す。

## 4. $CO_2$ 有効拡散係数 $D_{e,CO2}(\varepsilon_{pest})$の検討

図 5 に $CO_2$ 有効拡散係数 $D_{e,CO2}(\varepsilon_{pest})$ 式を示す。a)式が，パパダキス博士論文での相対湿度 RH と結合材ペースト空隙率 $\varepsilon_{pest}(t)$ で構成された式になる。ここで，結合材ペースト空隙率 $\varepsilon_{pest}(t)$ の指数は，水セメント比 W/C が小さいときは 3 乗で，大きいときは 1.8 乗になっている。これは，結合材ペースト空隙率 $\varepsilon_{pest}(t)$ の指数は，W/C と密接に関係があることを表している。そこで，本研究では，W/C が 40%～80%までの広範囲で対応できるようにするため，パパダキスの W/C＝50%～80%の式をベースに，結合材ペースト空隙率 $\varepsilon_{pest}(t)$ の指数をセメント水比 C/W の関数で表すこととし，低 W/C に対して式定数が小さいことを勘案して，W/C＝40%の指数が 3 乗より大きめの 3.5 乗程度になるよう，指数＝C/W＋1 の関数を考えた。図 6 に，外割置換での $CO_2$ 有効拡散係数 $D_{e,CO2}(\varepsilon_{pest})$ の計算結果を示す。

a) コンクリート空隙率$\varepsilon_{con}(t)$

$$\varepsilon_{con}(t)=\varepsilon_o-\Delta\varepsilon_H(t)-\Delta\varepsilon_P(\beta(t))-\Delta\varepsilon_{carbo}(t)$$

b) フレッシュコンクリート空隙率$\varepsilon_o$

$$\varepsilon_o=\frac{Wv\left[l/m^3\right]}{1000}+\varepsilon_{air}$$

c) 水和消費空隙率$\Delta\varepsilon_H(t)$

$0\leqq t\leqq t_{gy}$ ;

$$\Delta\varepsilon_H(t)=[C_3S]_o\cdot F_{C3S}\cdot\Delta V_{C3S}+[C_2S]_o\cdot F_{C2S}\cdot\Delta V_{C2S}+[C_3A]_o\cdot F_{C3A}\cdot\Delta V_{CSH2}+[C_4AF]_o\cdot F_{C4AF}\cdot\Delta V_{C4AF}$$

$t\geqq t_{gy}$ ;

$$\Delta\varepsilon_H(t)=[C_3S]_o\cdot F_{C3S}\cdot\Delta V_{C3S}+[C_2S]_o\cdot F_{C2S}\cdot\Delta V_{C2S}+\left([C_3A]_o\cdot F_{C3A}-[C\bar{S}H_2]_o\right)\cdot\Delta V_{CSH2}+[C_4AF]_o\cdot F_{C4AF}\cdot\Delta V_{C4AF}$$

d) ポゾラン反応消費空隙率$\Delta\varepsilon_p(\beta(t))$

$p_{C3A,C}>1.569\cdot p_{gy}$ ;

$$\Delta\varepsilon_{P,f}=[S]_o\cdot\Delta V_S+[F]_o\cdot\Delta V_F+\left([A]_o-[F]_o\right)\cdot\Delta V_A+[C]_o\cdot\Delta V_C$$

$p_{C3A,C}\leq 1.569\cdot p_{gy}$ *and* $p_{A,P}>\left\{0.638\cdot p_{F,P}+0.592\cdot\left(p_{gy}-0.637\cdot p_{C3A,C}\right)\right\}$;

$$\Delta\varepsilon_{P,f}=[S]_o\cdot\Delta V_S+[F]_o\cdot\Delta V_F+\left([C\bar{S}H_2]_o-[C_3A]_o\right)\cdot\Delta V_{A,S}+\left\{[A]_o-[F]_o-\left([C\bar{S}H_2]_o-[C_3A]_o\right)\right\}\cdot\Delta V_A+[C]_o\cdot\Delta V_C$$

$p_{C3A,C}\leq 1.569\cdot p_{gy}$ *and* $p_{A,P}\leq\left\{0.638\cdot p_{F,P}+0.592\cdot\left(p_{gy}-0.637\cdot p_{C3A,C}\right)\right\}$;

$$\Delta\varepsilon_{P,f}=[S]_o\cdot\Delta V_S+[F]_o\cdot\Delta V_F+\left([A]_o-[F]_o\right)\cdot\Delta V_{A,S}+[C]_o\cdot\Delta V_C$$

$$\Delta\varepsilon_p(\beta(t))=\Delta\varepsilon_{P,f}\cdot\beta(t)$$

e)炭酸化収縮の空隙率$\Delta\varepsilon_{carbo}(\beta(t))$

$$[CH]=[CH]_C-[CH]_P$$

$$[CSH]=[CSH]_C+[CSH]_P$$

$$\Delta\varepsilon_{carbo}(\beta(t))=[CH]\cdot\Delta V_{CH}+[CSH]\cdot\Delta V_{CSH}$$

図 1 化学量論に基づく空隙率式

a) 材齢に無関係な結合材構成のみ

空隙体積 $=\varepsilon_{pest}(t)\cdot(W_V+C_V+FA_V+\varepsilon air_V)$

$=\varepsilon_{con}(t)\cdot(W_V+C_V+FA_V+S_V+G_V+\varepsilon air_V)$

$$\therefore\varepsilon_{pest}(t)=\varepsilon_{con}(t)\cdot\frac{W_V+C_V+FA_V+S_V+G_V+\varepsilon air_V}{W_V+C_V+FA_V+\varepsilon air_V}$$

b) β(t)とガラス化率ηを反映させたFAv式

空隙体積 $=\varepsilon_{pest}(t)\cdot(W_V+C_V+FA_V\cdot\beta\cdot\eta+\varepsilon air_V)$

$=\varepsilon_{con}(t)\cdot(W_V+C_V+FA_V\cdot\beta\cdot\eta+S_V+G_V+\varepsilon air_V)$

$$\therefore\varepsilon_{pest}(t)=\varepsilon_{con}(t)\cdot\frac{W_V+C_V+FA_V\cdot\beta\cdot\eta+S_V+G_V+\varepsilon air_V}{W_V+C_V+FA_V\cdot\beta\cdot\eta+\varepsilon air_V}$$

図 3 結合材ペースト空隙率 $\varepsilon_{pest}(t)$ の計算式

a) パパダキス有効拡散係数式

$50\%\leqq W/C\leqq 80\%$ ;

$$D_{e,CO2}(\varepsilon_{pest})[m^2/\sec]=(1.64\times10^{-6})\cdot\varepsilon_{pest}^{\ 1.8}\cdot(1-RH)^{2.2}$$

$38\%\leqq W/C<58\%$ ;

$$D_{e,CO2}(\varepsilon_{pest})[m^2/\sec]=(6.1\times10^{-6})\cdot\varepsilon_{pest}^{\ 3}\cdot(1-RH)^{2.2}$$

b) 空隙率εの指数の修正式

$$D_{e,CO2}(\varepsilon_{pest})[m^2/\sec]=(1.64\times10^{-6})\cdot\varepsilon_{pest}^{\ (C/W+1)}\cdot(1-RH)^{2.2}$$

図 5 $CO_2$ 有効拡散係数 $D_{e,CO2}(\varepsilon_{pest})$ 式

## 5. 中性化深さ x の検討

フィックの拡散第 2 法則の第 1 近似解に基づき，中性化深さ x を計算する。図 7 に，a) フライアッシュのセメント内割置換でのガラス化率 $\eta$ ＝1 の中性化深さの計算結果を，b) フライアッシュのセメント外割置換でのガラス化率 $\eta$ ＝1 の中性化深さの計算結果を示す。

セメント内割置換の結果は，実験結果とほとんど一致している。セメント外割置換の結果は，フライアッシュの混合に対しての中性化深さが，実験結果が大きくなるのに対して，ここでの解析結果は若干であるが小さくなっていて，逆の挙動になっている。

## 6. 空隙率 ε の発現を気中養生から停止させたときの中性化深さ x の検討

セメント外割置換でのペースト空隙率 $\varepsilon_{pest}$ において，実験条件での水中養生期間が 91 日間で，それ以降，乾燥環境にあり，水中養生から乾燥環境に変えたときに，ポゾラン反応の進行があっても，空隙の充填は行われないと仮定して，中性化深さの計算を行った。図 8 に水中養生期間 91 日以降の乾燥環境で，a) 空隙率 $\varepsilon_{pest}$ の進行が止まった計算結果を示す。また，そのときの b) 中性化深さ x の計算結果を示す。中性化深さ x は，実験結果と同じように，フライアッシュの混合が増えると，若干であるが大きくなる結果を得た。

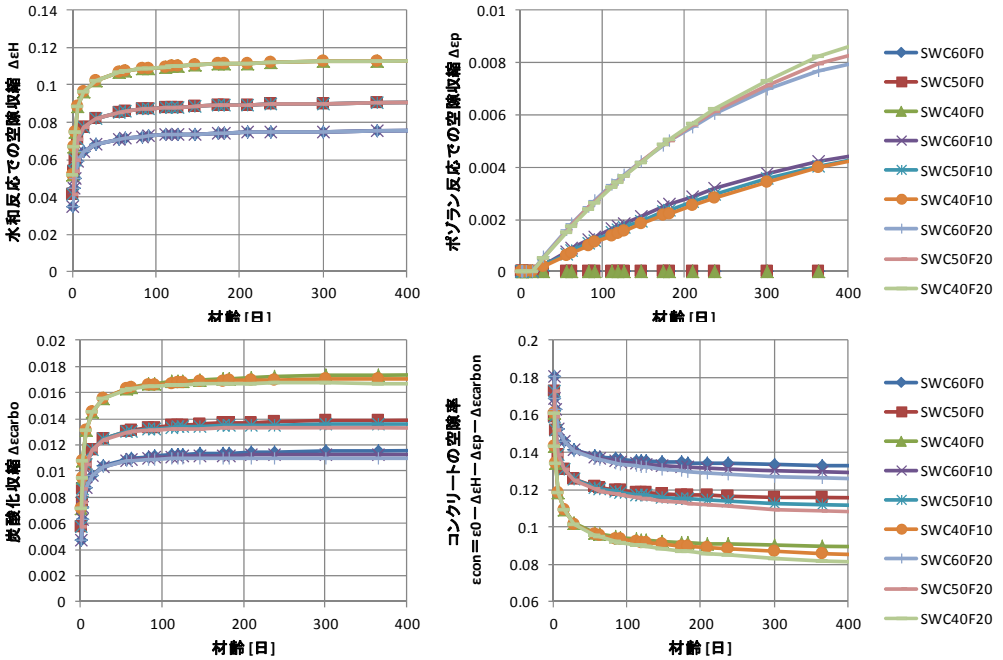



図 2 外割置換の Δ $\varepsilon_H$(t)と Δ $\varepsilon_p$(t)と Δ $\varepsilon_{carbo}$(t)と $\varepsilon_{con}$(t)の計算結果

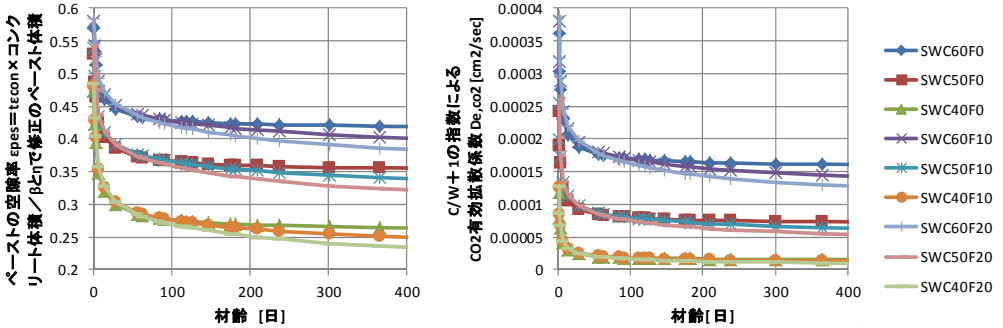
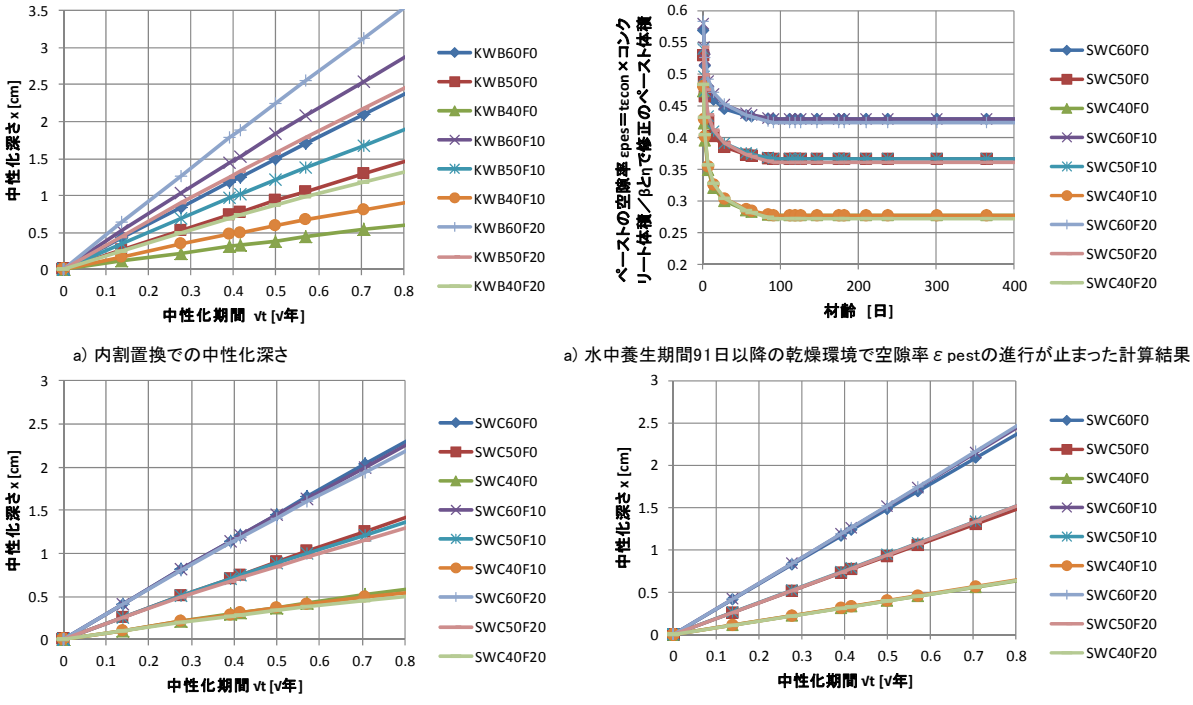



図 4 外割置換のガラス化率 $\eta$ ＝1 での $\varepsilon_{pest}$(t)の結果　図 6 外割置換の $D_{e,CO2}$( $\varepsilon_{pest}$)の結果




a) 内割置換での中性化深さ

a) 水中養生期間91日以降の乾燥環境で空隙率 ε pestの進行が止まった計算結果

b) 外割置換での中性化深さ

b) 空隙率 ε pestの進行が止まったときの中性化深さの計算結果

図 7 中性化深さ結果　　図 8 $\varepsilon_{pest}$ の進行停止時の中性化深さ x の結果

## 7. まとめ

その 2 は空隙率 ε を定量化し，化学量論に基づくフライアッシュ混合の中性化深さを評価した。(中村研究室)

# 梁貫通孔リング補強工法の合理化に関する実験的研究
## (その１　実験計画)

217-150　　矢野　拓海

### １．序

鋼構造建物において，建物高さや階高を抑えるために，梁ウェブに設備配管用の貫通孔が設けられることが多い．貫通孔を設けることにより，断面欠損が生じるため，耐力・剛性が低下する．特に，梁端部付近など応力が大きい箇所に貫通孔が設けられた場合には，その影響が大きいため，補強が施される．

貫通孔補強には様々な方法があるが，近年はリング状鋼材による補強を採用することが多い．本論では，45 度のテーパーがある断面の補強リングと貫通孔が設けられた梁ウェブ切断面とを溶接接合することにより構成される「EG リング工法」[1)]を対象にする．第 1 期実験では，「EG リング工法」を開発するにあたり，静的加力実験を行い，破壊性状・荷重変形関係から補強効果の検討を行った．第 2 期実験では，第 1 期実験を踏まえて設計上の適用範囲および施工上の許容差拡大を目指した実験を行った．第 3 期実験では，第 2 期実験の結果を踏まえ，さらにコストや施工性を改善することならびにリング補強材の高強度化を目的とした．第 4 期実験として位置づけられる本実験では，リング補強材の合理化を意図して，リング補強材の断面形状を変更する．リング補強材の断面を等価に置換した矩形断面のアスペクト比 $P_R/t_d$ を従来の下限値 1.0 より小さくすることで，同じ断面積でも径が小さい部分に材料を集めて鋼材料を低減できる（図 1 参照）．この際，リング補強材の断面を，四角形状の断面を面取りした五角形状の断面を新たに採用しつつ，ウェブ板芯とリング補強材板芯の間に大きな偏心を許容するものとする．また，本工法のための耐力評価式を改良する．本報その 1 では実験計画を示す．

### ２．実験計画

実験の試験体一覧を表 1 に示す．梁の断面および材質は 4 種類あり，BH−750×250×11×11（SN400B）が FC，BH−750×250×9×9（SN400B）が FD，BH−450×150×15×12（SA400B）と RH−500×200×10×16（SN490B）が FA である．ただし，RH−500×200×10×16（SN490B）については，実降伏点を用いた構造ランクがウェブでは FB となる．有孔試験体の貫通孔は，孔径比 $d/D$=0.67 を基本としている．試験体 A67H55ST は，梁が RH−500×200×10×16（SN490B）で，リングが先行して全塑性状態になることを意図した試験体のうち標準となるもので，リング補強材断面のアスペクト比 $P_R/t_d$ =0.7，偏心率 $e/t_d$=0.3，シアスパン $L$ = 1350 mm である．試験体 A67H5531，A67H5507，A67H5545 は，リング補強材のアスペクト比 $P_R/t_d$（0.47～1.0）と偏心率 $e/t_d$（0.1～0.46）をパラメータとしている．試験体 A67H55LS，A67H55SS は，シアスパン（890，10000mm）をパラメータ

表１　試験体一覧

| No. | 試験体 | 梁 | 貫通孔 | リング | | | | 載荷方法 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 断面形状（材質） | 孔径比 d/D | 板厚（材質） | 耐力 | 偏心 e/$t_d$ | アスペクト比 | 軸力比 | シアスパン（mm） |
| 1 | A67H5531 | RH-500×200×10×16（SN490B） | 0.67 | PL-45（TMCP325B） | 弱 | 0.30 | 1.01 | 0 | 1350 |
| 2 | A67H55ST | | | PL-55（TMCP325B） | | | 0.70 | | |
| 3 | A67H5507 | | | | | 0.00 | 0.71 | | |
| 4 | A67H5545 | | | PL-70（TMCP325C） | | 0.46 | 0.47 | | |
| 5 | A67B55ST | | | | 強 | 0.30 | 0.71 | | |
| 6 | A67B55ST-C | | | | | | | | |
| 7 | A67B55WL | | | | | | | | |
| 8 | A67B55ST-01t | | | | | | | +0.1 | |
| 9 | A67B55ST-01c | | | | | | | −0.1 | |
| 10 | A67B55DR | | | | | | | 0 | 5000 |
| 11 | A67H55LS | | | PL-40（SN490B） | 弱 | | 0.67 | 0 | 10000 |
| 12 | A67H55SS | | | PL-55（TMCP325B） | | 0.31 | 0.70 | | 890 |
| 13 | A50B66ST | BH-450×150×15×12（SA440A） | 0.50 | PL-50（SA440B） | 強 | 0.30 | 0.70 | 0 | 1350 |
| 14 | A67B66ST | | 0.67 | PL-65（SA440C） | | | | | |
| 15 | A67H66ST | | | PL-55（SA440B） | 弱 | | 0.71 | | |
| 16 | C004 | BH-750×250×11×11（SN400B） | — | — | — | — | — | 0 | 1350 |
| 17 | C67B45ST | | 0.67 | PL-80（TMCP325B） | 強 | 0.30 | 0.73 | | |
| 18 | C67H45ST | | | PL-63（TMCP325B） | 弱 | | 0.71 | | |
| 19 | D67B45ST | BH-750×250×9×9（SN400B） | 0.67 | PL-75（TMCP325B） | 強 | 0.30 | 0.69 | 0 | 1350 |
| 20 | D67H45ST | | | PL-58（TMCP325B） | 弱 | | | | |

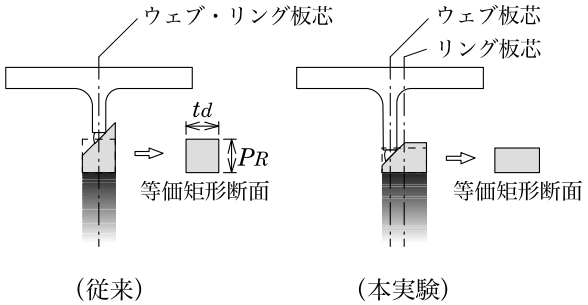



図１　リング補強材の断面形状の変更

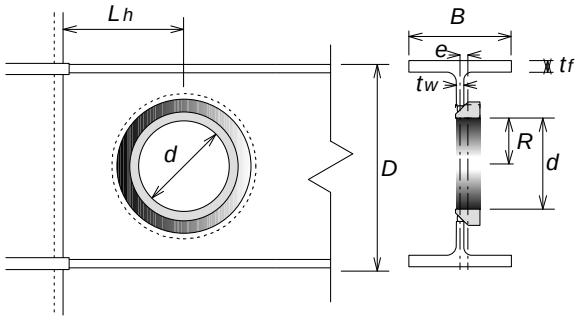



図２　各部寸法の定義

とした試験体である．これらの試験体は，リング補強材の補強効果を確認することが目的であるため，溶接サイズは必要最低限よりも大きくなるようウェブ面までとしている．試験体A67B55STは，梁がRH−500×200×10×16（SN490B）で，実設計と同様，梁端が先行して全塑性状態になることを意図した試験体のうち標準となるもので，試験体A67H55STと同様，$P_d/t_d$=0.7，$e/t_d$=0.3，$L$=1350mmである．試験体A67B55ST-C，A67B55ST-01t，A67B55ST-01cは，他が全て軸力ゼロでの単調載荷なのに対して，正負交番漸増繰返し載荷，軸力比±0.1の条件で載荷する．A67B55WLは，溶接時にウェブの溶け落ちることの影響を確認すること意図して，予めウェブに5mmの面取りを施し溶接補修せずにグラインダー研磨のみした状態を模擬している．これらの試験体は，実設計と同じ条件下での性能を確認することを意図しており，溶接サイズも実設計と同じく，計算上の必要のど厚[2]に，ルート部の想定未溶融深さ1.5mmを加えて決定している．試験体C67B45ST，C67H45ST，D67B45ST，D67H45STは，梁がFC・FDランクの試験体である．試験体4-C004は，比較対象のための無孔梁の試験体である．試験体A67H66ST，A67B66ST，A50B66STは，梁がSA440材のFAランクの試験体である．梁端先行降伏（強リング）では，孔径比$d/D$を0.50と0.67としてパラメータを設定している．

表2　使用材料の引張試験結果

| 使用材料 | 使用試験体 | 使用箇所 | 降伏応力度 (N/mm²) | 引張強度 (N/mm²) | 破断伸び (%) |
|---|---|---|---|---|---|
| H-500×200×10×16 (SM490A) | No1, No2 No3, No4 | 梁(フランジ) | 408 | 535 | 24.6 |
| | | 梁(ウェブ) | 448 | 546 | 25.3 |
| H-500×200×10×16 (SM490A) | No5, No6 | 梁(フランジ) | 360 | 547 | 27.5 |
| | | 梁(ウェブ) | 394 | 564 | 24.4 |
| H-500×20010×16 (SN490B) | No7, No8 No9, No10 No11, No12 | 梁(フランジ) | 372 | 543 | 27.1 |
| | | 梁(ウェブ) | 411 | 558 | 22.7 |
| PL-19 (SA440B) | No13, No14 | 梁(フランジ, ウェブ) | 520 | 670 | 18.7 |
| PL-19 (SA440B) | No15 | 梁(フランジ, ウェブ) | 532 | 684 | 18.8 |
| PL-12 (SN400B) | No16, No17, No18 | 梁(フランジ, ウェブ) | 258 | 413 | 33.4 |
| PL-9 (SN400B) | No19, No20 | 梁(フランジ, ウェブ) | 291 | 443 | 27.1 |
| PL-45 (TMCP325B) | No1 | 補強リング | 389 | 511 | 40.3 |
| PL-55 (TMCP325B) | No2, No3 No12 | 補強リング | 424 | 562 | 37.4 |
| PL-70 (TMCP325C) | No4, No5 No6, No7 No8, No9 No10 | 補強リング | 410 | 570 | 35.0 |
| PL-40 (SN490B) | No11 | 補強リング | 379 | 515 | 38.4 |
| PL-50 (SA440B) | No13 | 補強リング | 506 | 677 | 26.9 |
| PL-70 (SA440C) | No14 | 補強リング | 498 | 638 | 29.6 |
| PL-55 (SA440B) | No15 | 補強リング | 503 | 693 | 29.0 |
| PL-80 (TMCP325B) | No17, No19 | 補強リング | 377 | 540 | 35.6 |
| PL-75 (TMCP325B) | No18, No20 | 補強リング | 399 | 552 | 33.7 |

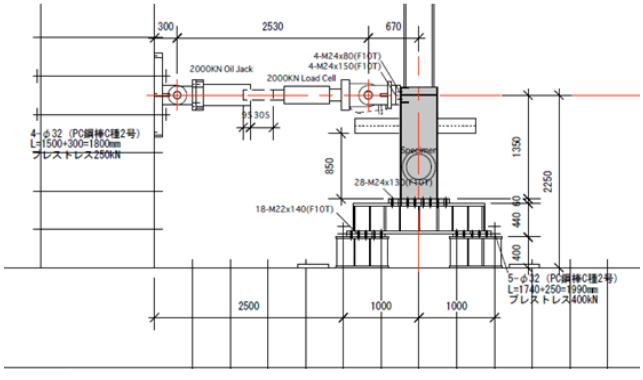



図3　載荷装置A

3．載荷方法

載荷装置は2種類あり，図3, 図4に示す．載荷装置Aは，梁端におけるシアスパンが1350mmとなる片持ち梁形式によって，水平荷重用オイルジャッキにより，せん断力$Q$を載荷する．また，材端から800mm付近において，横座屈止め装置を設置している．軸力を導入する試験体とシアスパンが異なる試験体には載荷装置Bを採用する．載荷装置Bは試験体の両端を載荷装置に固定した状態で2本の鉛直方向ジャッキと1本の水平方向ジャッキを調整することにより一定軸力と所定のシアスパンによる曲げせん断力を載荷する．また，材端から800mm付近において横座屈を拘束している．載荷履歴は，単調載荷の場合，部材角$\theta$が0.1 radまでせん断力$Q$を単調に載荷する．軸力を導入する試験体では，それぞれ鉛直荷重用オイルジャッキにより所定の軸力比+0.1，-0.1に相当する鉛直荷重を保持し，水平荷重用オイルジャッキにより，せん断力$Q$を載荷する．繰返し載荷の場合，±（$2\theta_p$，$4\theta_p$，$6\theta_p$，$8\theta_p$）rad，それぞれ2サイクルずつ，水平荷重用オイルジャッキでせん断力$Q$を加える．試験体においては，耐力が大幅に低下した時点で載荷を終了している．

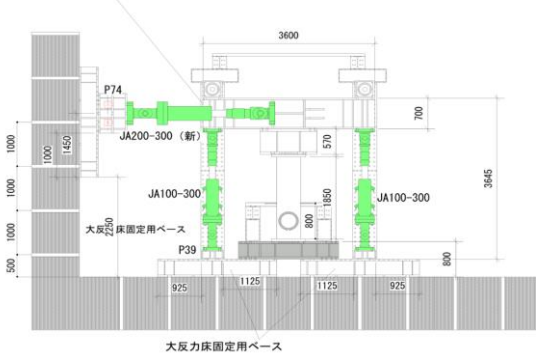



図4　載荷装置B


参考文献

1) 日本ファブテック，清水建設：梁貫通孔補強工法（EGリング工法）− 鉄骨梁の貫通孔周囲をリング状鋼板で補強する工法 −（改定2），建築技術性能証明評価概要報告書，日本建築総合試験所，GBRC性能証明 第09-27号 改2，2018.7

2) 福知，土井，釜江：円形孔を有するはりの耐力と設計法 2. スリーブ管補強付の場合の耐力，日本建築学会論文報告集，No.301，p43-51，1981.03


（向出研究室）

# 展示水槽の設計に関する考察
## 水塊を用いた定量的評価

217-157　　山下　純平

### １．研究背景・目的

現在日本には約 150 館の水族館が存在しており、これは世界の水族館の 1/4 以上の数になる。水族館は生き物を展示する博物館の一種で教育・研究施設としての役割を持ちながら観光施設としての役割も担っている。海外の水族館と比べ海獣ショーが盛んに行われるなど娯楽性が高い点が日本の水族館の特徴である。水族館に対する意識調査では市民は「娯楽の場」と「(普段見られない)生物を見る場」という大きく 2 つのイメージを抱いていることが確認されている[1]。このような背景がある中、水族館計画では水塊という言葉が重要視されている。水塊とは海の奥行感や浮遊感、清涼感、躍動感といったあたかもダイビングをしているかのような非日常を体験できる光景のことである[2]。本報では展示水槽の定量的評価を行い、水塊度を高めている要素を明らかにするとともに水族館の展示水槽の設計に関する考察を行うことを目的とする。

### ２．分析対象施設

水塊度で示されている水族館を分析対象とする。図面収集可能な分析他対象施設は以下に示す 9 施設[3]である。水塊度 5 の大洗水族館、海遊館、新江ノ島水族館、美ら海水族館、水塊度 4 のアクアマリンふくしま、いおワールドかごしま、男鹿水族館、水塊度 3 の城崎マリンワールド。

### ３．人間の視野を用いた奥行感の検討

図 3.1[4]に人間の垂直視野・水平視野を示す。図示の水平視野は単眼(左眼)のものを示したもので、これに右眼の水平視野を重ね合わせたものを人間の両眼視野の範囲として扱う。奥行感の評価では標準的視線は基準とせず、0°の状態を基準として垂直視野を扱う。図 3.2 に観覧位置と水平距離 $L_h$ の関係図を示す。国内の水族館利用者は 2017 年では年間 3000 万人を超え、利用者の 7 割が大人であることから日本人の成人男性の平均身長[5]を想定し視点の高さを 160 ㎝とする。観覧位置はアクリル面の中央から 1m 離れた地点として評価を行う。水平距離とは視線を水平方向に向けたときに水槽内のみ視線距離を考慮したもので評価軸の 1 つとする。図 3.3 に水中距離 $L_{uw}$・空気中距離 $L_a$ 水中距離割合 P の関係図について示す。視線が対向壁や天井に到達した時に水槽内の視線距離に対する水中距離の割合を水中距離割合として扱う。

### ４．奥行感の定量評価

図 4.1 に水塊度と水平距離の関係を示す。海遊館、美ら海水族館が大きい値となった。水塊度 3 である城崎マリンワールドが一番小さい結果となり奥行感に対して水槽の奥行寸法は基本的な要素であると言える。水塊度 5 の大洗水族館、新江ノ島水族館は低い結果にとどまっており奥行感を上げるための要素として他の要素が強く関係していると考えられる。水塊度 4 の男鹿水族館、仙台うみの杜水族館は水平距離の差が水塊度 3 である城崎マリンワールドと変わらずこの 2 つの水族館についても評価を上げている要素が他にあると考えられる。

図 4.2 に水塊度 5 の水族館の水中距離を示す。視線角度 10°の地点では水平距離同様、美ら海水族館と海遊館(長辺)が長いことが確認できる。視線を 10°ごと上げてくとある角度から視線が水面上部に抜けるため基本的に水中距離は減少傾向になるが水平距離の評価が低かった大洗水族館は視線角度 30°まで上昇傾向にあり視線を上げるごとに水中距離が増している。図 4.3 に水塊度 3,4 の水族館の水中距離を示す。男鹿水族館と仙台うみの杜水族館が大洗水族館と同様に上昇傾向がみられる。これらの水族館は対向壁が斜面状あるいは段差状になっていることにより視線角度を上げるとともに水中距離が大きくなっている。全体的に水中距離は減少傾向にあるが視線角度 10°~30°の間で水中距離を減少させずに一定を保つか上昇していることで評価が高くなっている。水中距離に上昇傾向がみられた水族館はいずれも水平距離の評価が低かった水族館であり視線を上げたときに水中距離が増えることで水平方向の水中の広がりを補填していると考えられる。

図 4.4 に水塊度 5 の水中距離割合を示す。視線角度 20°の時の大洗水族館、新江ノ島水族館が高い数値を示した。図 4.5 に水塊度 3,4 の水族館の水中距離割合を示す。視線角度 20°で男鹿水族館、仙台うみの杜水族館は水中距離割合が 100%と高い数値となった。水中距離と同様に水平距離の評価が低かった水族館が高い数値を示す。水塊度 4 と 5 の結果を比較すると視線角度 40°から 50°で水中距離割合が水塊度 5 の水族館の方が高い。

### ５．まとめ

水槽の水平距離は奥行感を高める基本的要素である。十分な水平距離が確保されていない水槽では本報で定義した水中距離、水中距離割合の視野内変化を調整可能とする水槽の対向壁を傾斜させるあるいは階段状にする方法で奥行感を補填することが可能と考えられる。

### 参考文献

1)　広島大学総合博物館研究報告,2018 年
2)　web 水族館全国水族館ガイド,web-aquarium.net
3)　全館訪問 中村元の全国水族館ガイド 125,講談社,2019 年
4)　社会基盤のための景観設計学,コロナ社,2006 年
5)　e-Stat 政府統計の総合窓口 国民健康・栄養調査,2017 年

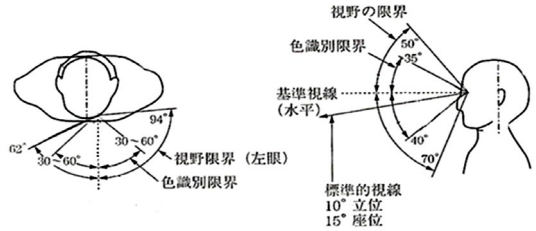



図 3.1　人間の単眼視野

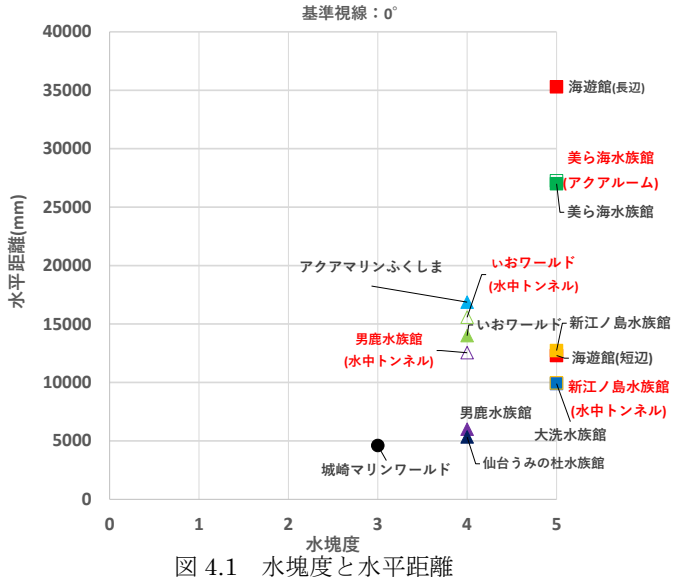



図 4.1　水塊度と水平距離

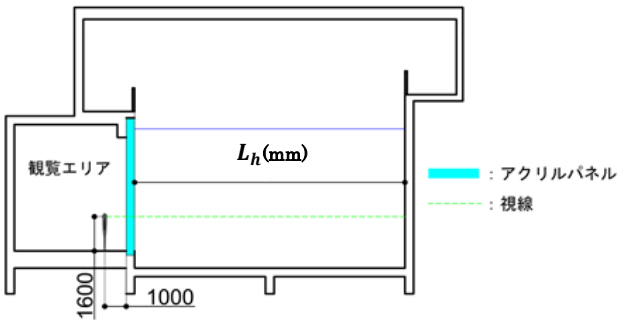
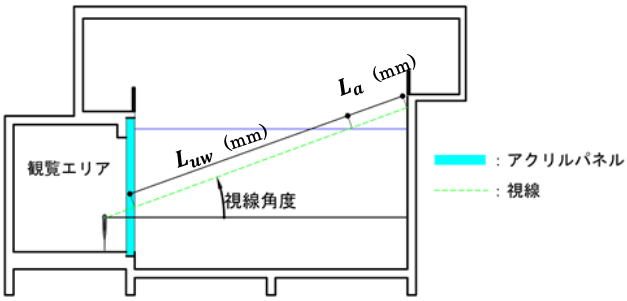



図 3.2　観覧位置と水平距離$L_h$関係図




$$\text{水中距離割合 } P = \frac{L_{uw}}{L_a + L_{uw}} \times 100\,(\%)$$

図 3.3　水中距離$L_{uw}$関係図

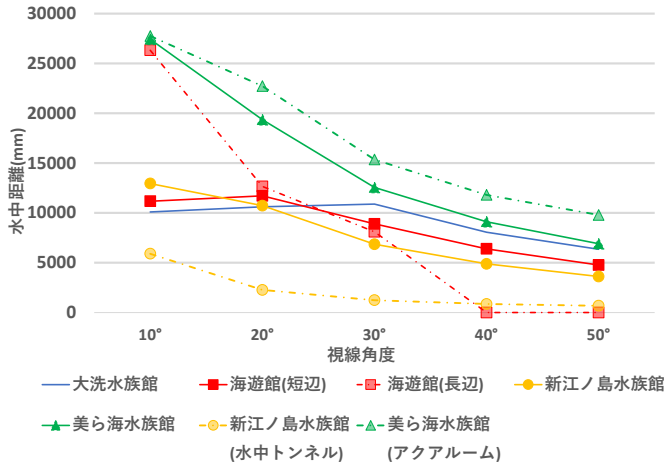



図 4.2　視線角度と水中距離(水塊度 5)

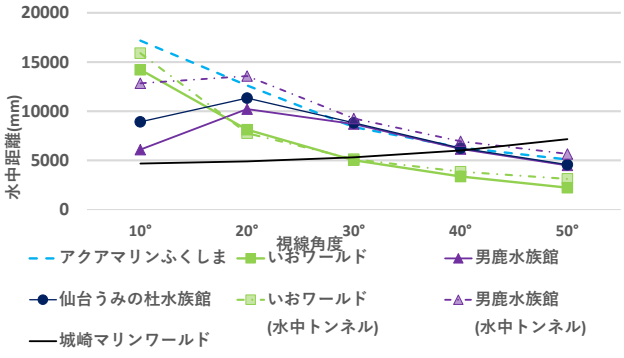



図 4.3　視線角度と水中距離(水塊度 3,4)

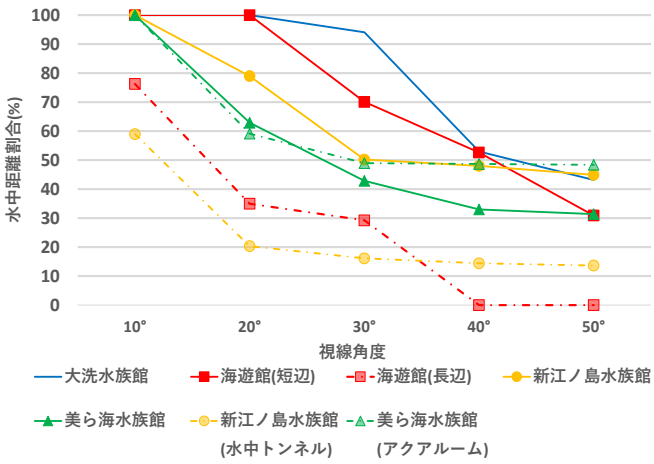



図 4.4　視線角度と水中距離割合(水塊度 5)

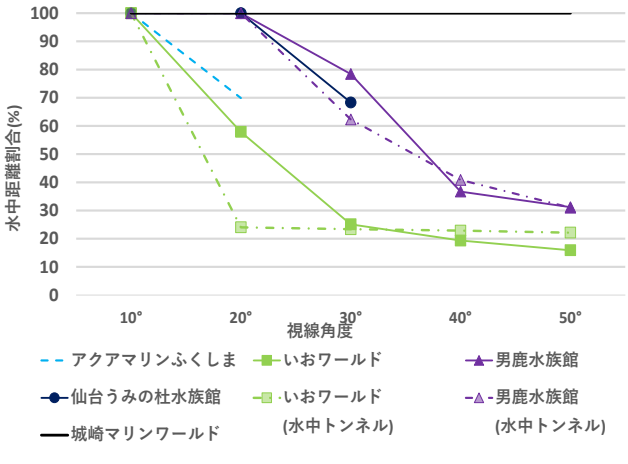



図 4.5　視線角度と水中距離割合(水塊度 3,4)

(佐藤研究室)

# 梁貫通孔リング補強工法の合理化に関する実験的研究
## （その３　考察および構造性能評価）

217-162　　山本　大貴

### １．序

その 3 では各パラメータの傾向および，その 1，その 2 で報告した実験結果について全塑性耐力式の比較・検討し，塑性変形能力について考察する．

### ２．各パラメータ比較

各試験体の荷重–変形関係を比較するため，せん断力 $Q/{}_cQ_{bp}$–変形角 $\theta$ 関係を図 1 に示す．${}_cQ_{bp}$ は梁端全塑性時のせん断力である．

○偏心の影響（図 1 (a)参照）

偏心率によらず弾性剛性および全塑性耐力は同程度であるが，偏心率が大きくなるほど最大耐力がやや低下する傾向にある．偏心率が大きいほど，局部座屈による面外変形が大きい傾向が見られたことから，リングを偏心させたことで局部座屈が生じやすくなったと考えられる．

○断面アスペクト比の影響（図 1 (b)参照）

アスペクト比によらず弾性剛性および全塑性耐力，最大耐力は同程度である．アスペクト比が 0.47 の A67H5545 の最大耐力が小さいが，偏心率が 0.46 と他の試験体の偏心率（0.3）より大きいことが影響していると考えられる．

○ウェブ溶け落ちの影響（図 1 (c)参照）

溶接による溶け落ちを模擬した A67B55WL は，A67B55ST と比べ，耐力が全体的に低いが，両試験体とも梁端の塑性化により耐力が決まっており，計測上の誤差や材質のばらつきなどによる差異と考えられる．この結果から，ウェブの角欠けによる影響は生じないと考えられる．

○載荷履歴の影響（図 1 (d)参照）

繰返し載荷の A67B55ST-C は，亀裂が発生するまでは単調載荷の A67B55ST の履歴曲線と概ね一致している．繰返し載荷にすることで，孔部溶接部の亀裂が生じやすくなるが，亀裂発生前には影響していないと考えられる．

○軸力比の影響（図 1 (e)参照）

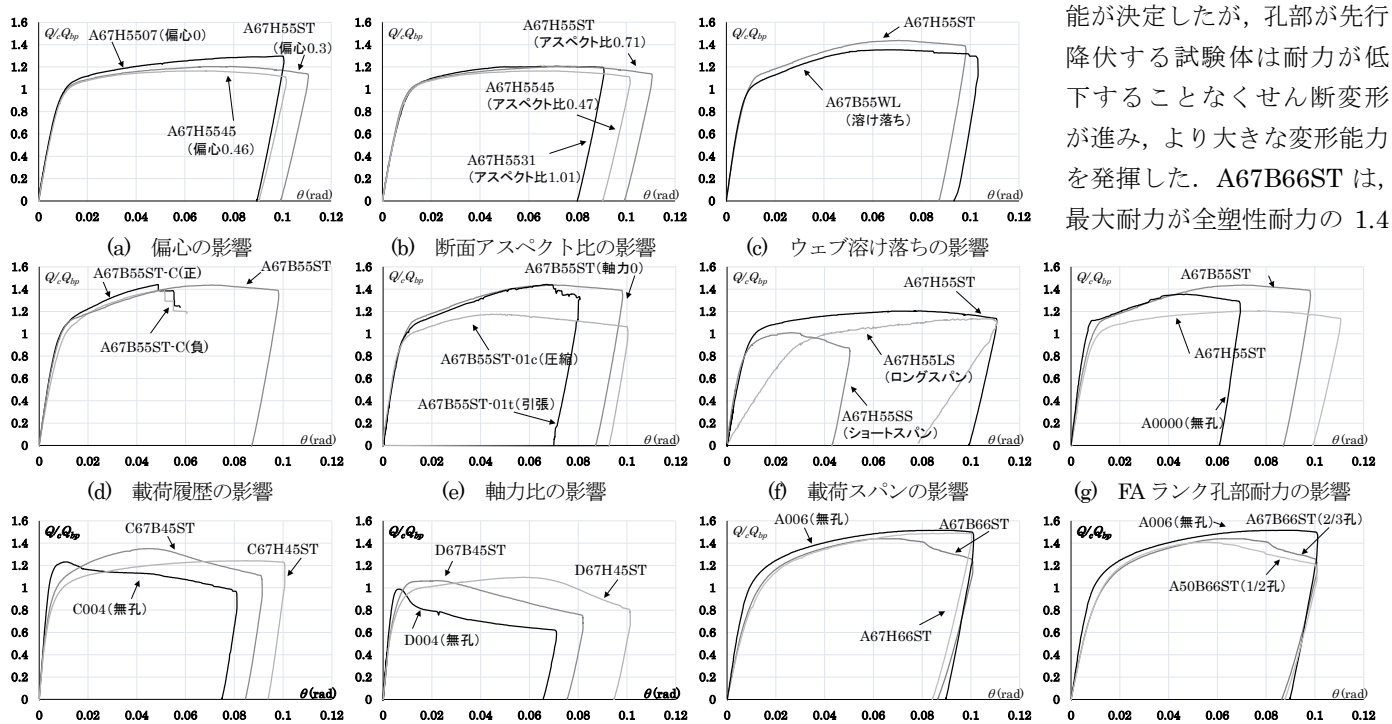
引張軸力が作用する A67B55ST-01t は，軸力ゼロの A67B55ST と全塑性耐力・最大耐力が同程度であった．圧縮軸力が作用する A67B55ST-01c は，A67B55ST と比べ降伏耐力，全塑性耐力が 1 割程度低下し，最大耐力が 2 割程度低下している．最大耐力は，圧縮軸力により局部座屈が促進されたと考えられる．その他は，軸力比の影響とは考えにくく，計測上の誤差などに起因すると考えられる．

○載荷スパンの影響（図 1 (f)参照）

載荷スパンが 890mm の A67H55SS は $\theta$ =0.03rd あたりで亀裂が発生したため，耐力が早い段階で低下した．10000mm の A67H55LS は A67H55ST より変形が進んでも耐力が増加した．以上より，シアスパンが短くなると変形性能が低下する傾向が見られた．

○孔部耐力の影響（図 1 (g)～(j)参照）

梁端が先行降伏するようにした試験体は，孔部が先行降伏する試験体よりも降伏耐力，全塑性耐力が大きくなった．また，梁端が先行降伏した試験体は局部座屈により変形性能が決定したが，孔部が先行降伏する試験体は耐力が低下することなくせん断変形が進み，より大きな変形能力を発揮した．A67B66ST は，最大耐力が全塑性耐力の 1.4




(a)　偏心の影響　(b)　断面アスペクト比の影響　(c)　ウェブ溶け落ちの影響

(d)　載荷履歴の影響　(e)　軸力比の影響　(f)　載荷スパンの影響　(g)　FA ランク孔部耐力の影響

(h)　FC ランク孔部耐力の影響　(i)　FD ランク孔部耐力の影響　(j)　SA440 孔部耐力の影響　(k)　高強度材 FA ランク孔径比の影響

図 1　$Q$–$\theta$ 関係の比較

倍以上にまで大きくなり，溶接部に亀裂が発生し，最大耐力が小さくなった．有孔補強梁は無孔梁よりも局部座屈の発生が抑えられる傾向が見られた．

○孔径比による影響（図 1 (k)参照）

孔径の小さい A50B66ST は，孔径の大きい A67B66ST と比べると，全塑性耐力および降伏耐力が同程度であったものの，最大耐力が少し低下した．これは溶接の品質のばらつきや余力の違いがあると考えられる．

## 3．全塑性耐力式

全塑性耐力は，図 2 の相関図に示す対応で導く．式は文献[1]による既往の評価式に基づいて算出する．従来式では，計算値に対して実験値が大きくなる傾向があるため，FA～FC ランクの $t_{de}$：有効リング厚（=min{ $t_d$, 5.5 $t_w$}）の撤廃および，孔部せん断耐力に及ぼす孔径の影響の調整係数 $\gamma_{eg}$の修正，トリリニア耐力式の導入を試みた．トリリニア耐力式では，従来式における孔部の $M-Q$ 相関曲線が近似的に 2 直線で表しており，塑性理論に基づくと，全塑性耐力の相関曲線は外に凸となることから，梁端と同様曲げせん断破壊領域が楕円状になると仮定し，3 直線に近似した．この際，折れ点となるせん断力を $Q_{hp}$ に係数 $\lambda$ をかけた値（$\lambda Q_{hp}$）とする．また，図 3 に $M$–$Q$ 相関曲線の例を示す．

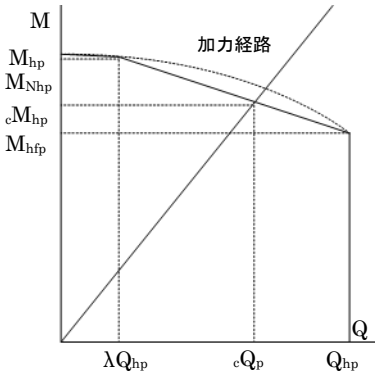



図 2　孔部全塑性時の $M$–$Q$ 相関関係

$_cM_{hp}$：全塑性時の孔部の曲げ耐力

$$ {}_cM_{hp}=\begin{cases} M_{hp}-\dfrac{{}_cQ_{hp}}{\lambda Q_{hp}}\left(M_{hp}-M_{Nhp}\right) & ({}_cQ_{hp}<\lambda Q_{hp}) \\ \dfrac{M_{Nhp}Q_{hp}-M_{hfp}\lambda Q_{hp}}{Q_{hp}-\lambda Q_{hp}}-\dfrac{{}_cQ_{hp}}{Q_{hp}-\lambda Q_{hp}}\left(M_{Nhp}-M_{hfp}\right) & (\lambda Q_{hp}\leqq {}_cQ_{hp}<Q_{hp}) \end{cases} \quad (1) $$

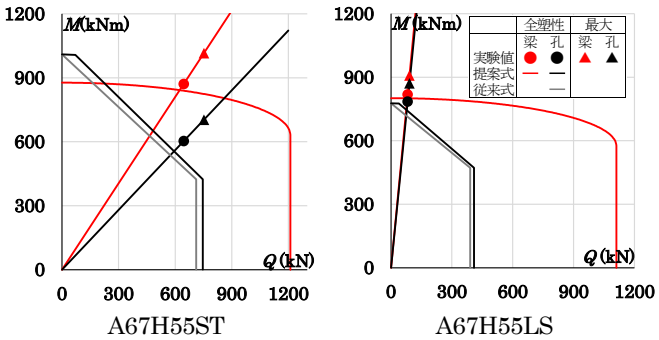
$M_{hp}$：$Q=0$ の時の孔部の全塑性モーメント

$M_{hfp}$：$Q=Q_{hp}$ の時の孔部のフランジの全塑性モーメント

$Q_{hp}$：孔部のウェブの全塑性せん断耐力

$$ Q_{hp}=\gamma_{eg}\alpha'\left(1-2\frac{R}{h}\right)Q_p \quad (2) $$

$Q_p$：無孔の時のウェブの全塑性せん断耐力




A67H55ST　　A67H55LS

図 3　$M$–$Q$ 相関曲線

$\alpha'$：フィーレンディール効果を考慮してリング補強効果を表す係数

$\gamma_{eg}$：孔部せん断耐力に及ぼす孔径の影響の調整係数

$$ \gamma_{eg}=1+0.0254\left(\frac{d}{D}\right)-0.389\left(\frac{d}{D}\right)^2 \quad (3) $$

$M_{Nhp}$：$Q=\lambda Q_{hp}$ 時の孔部の全塑性モーメント

$$ M_{Nhp}=M_{hp}-\left\{1-\sqrt{1-\lambda^2}\right\}\left(M_{hp}-M_{hfp}\right) \quad (4) $$

ここに，D：梁せい，h：ウェブせい，d：孔径

別途実施した FEM 解析による検討の結果 $\lambda=0.1$ とした．

## 4．実験結果と計算値の比較

本実験は既往の実験[1]を基に実施されているため，ここでその結果と式の妥当性を併せて確認する．

全塑性耐力実験値は，slope facter 法（係数 1/10）により決定している．図 4 の $_eQ_p/{}_cQ_{bp}$–$_cQ_{hp}/{}_cQ_{bp}$ 関係を用いて，実験値と計算値を比較する．同図において，太線であらわされる 2 直線は $_cQ_{hp}/{}_cQ_{bp}$<1 では孔部全塑性耐力，$_cQ_{hp}/{}_cQ_{bp}$>1 では梁端部全塑性耐力を表しており，それより上に実験値があると，安全側に評価できていることとなる．すべての試験体で $_eQ_p/{}_cQ_p$>1 となっていることが分かる．

## 5．塑性変形性能

単調載荷時の塑性変形能力を表す指標として，最大耐力の 90%低下時の変形角 $\theta_{90\%}$と孔部耐力安全率 $_cQ_{hp}/{}_cQ_{bp}$ の関係を図 5 に示す．既往実験では，$_cQ_{hp}/{}_cQ_{bp}$ と $\theta_{90\%}$には正の相関が認められ，$_cQ_{hp}/{}_cQ_{bp}\geqq 1$ という設計条件を満足すると，有孔補強試験体の $\theta_{90\%}$が無孔試験体を上回ることが確認されている．本実験においても同様に，$_cQ_{hp}/{}_cQ_{bp}\geqq 1$ の試験体では無孔試験体よりも高い変形性能を示した．

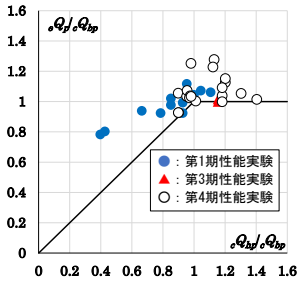



図 4　$_eQ_p/{}_cQ_{bp}$–$_cQ_{hp}/{}_cQ_{bp}$関係

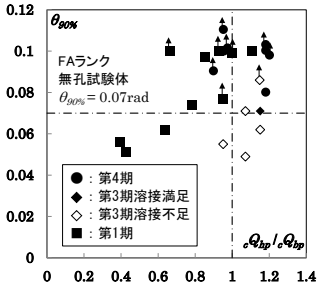



図 5　$\theta_{90\%}$ と $_cQ_{hp}/{}_cQ_{bp}$関係

## 6．結

・文献[1]で提案された式を改善し，より精度の高い耐力式を提案，試験体の評価が安全であることを確認した．

・リング合理化を意図し，リング補強材断面を等価に置換した矩形が長方形断面となり，ウェブ板芯とリング板芯の間に偏心が生じる試験体形状であったが，既往実験と比べ，全塑性耐力，塑性変形性能ともに同等の性能を発揮した．

**参考文献**


1) 日本ファブテック，清水建設：梁貫通孔補強工法（EG リング工法）– 鉄骨梁の貫通孔周囲をリング状鋼板で補強する工法 –（改定 2），建築技術性能証明評価概要報告書，日本建築総合試験所，GBRC 性能証明 第 09-27 号 改 2，2018.7



（向出研究室）

# 主筋にあき重ね継手を用いた PCa-RC 柱の構造性能に関する研究（その 2）

217-165　　吉田　笙太

## 1. はじめに

前報その 1 に引き続き，柱主筋をシース管を介したあき重ね継手としたプレキャスト RC 柱の曲げせん断実験を行った結果について報告する。

## 2. 実験結果

### 2.1　最終破壊状況

写真-1 に最終破壊状況を示す。ひび割れ発生状況はその 1 に示したように，各試験体とも同様であり，曲げひび割れ，曲げせん断ひび割れおよびせん断ひび割れが順次発生した。その後，いずれの試験体も，最終的には曲げひび割れ，曲げせん断ひび割れの幅が大きくなり，曲げ圧縮側ではコンクリートの圧壊が生じ，柱脚における曲げ圧縮破壊となった。あき重ね継手を有する試験体 PC1 および PC1R では，継手の無い試験体 RC1 とは異なる特別なひび割れは継手部には認められなかった。

### 2.2　荷重-変位曲線

図-1 に荷重-変位曲線を示す。縦軸は柱せん断力 Q (kN) を，横軸は部材角 R を示す。

いずれの試験体も紡錘形の安定した履歴曲線を示した。ひび割れの発生に伴い徐々に剛性が低下したが，R=10/1000rad でさらに大きく剛性低下し，この付近で曲げ降伏したと思われる。R=15/1000rad で剛性はほぼ水平になった。その後も耐力低下することなく，R=100/1000rad に達した。なお，R=50, 70/1000rad で少し荷重が低下しているのは，写真撮影のため荷重を除荷したためである。

### 2.3　主筋のひずみ状況

図-2 に柱主筋のひずみ状況を示す。縦軸は柱せん断力を，横軸は図中に示した位置における柱主筋のひずみを示す。

主筋柱脚の位置（C1A）におけるひずみは，いずれの試験体も R=7.5/1000rad で引張降伏した。プレキャストの試験体 PC1，PC1R の柱主筋は，$40d_b$ の定着長さを確保して切断され，あき重ね継手とされた主筋であるが，それでも継手の無い試験体 RC1 と同様に引張降伏ひずみに達した。一方，柱脚から 810mm の位置（重ね継手の端部）におけるひずみも継手の無い試験体 RC1（C1E）

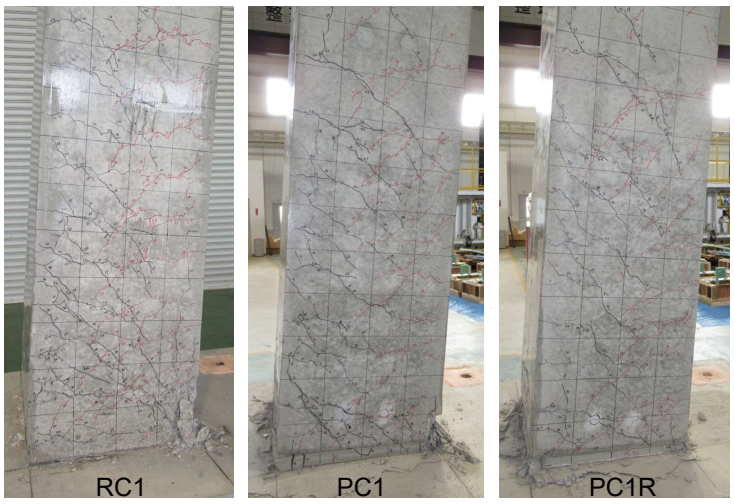



写真-1　最終破壊状況（R=100/1000rad）

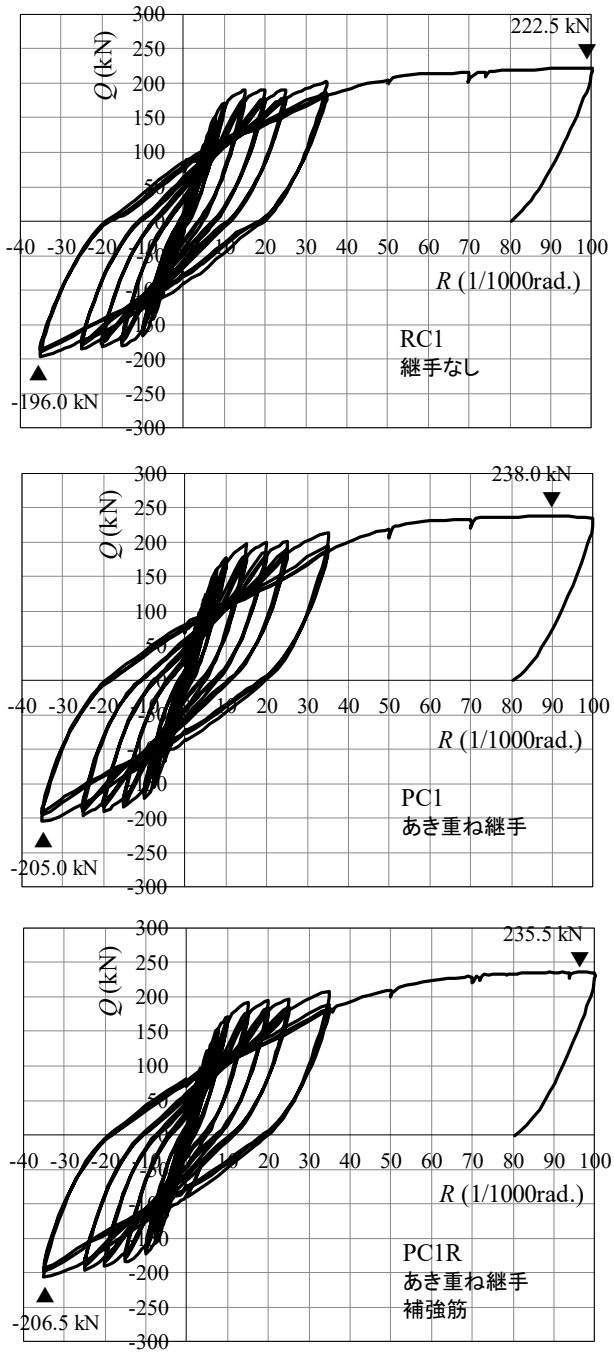



図-1　荷重－変位曲線

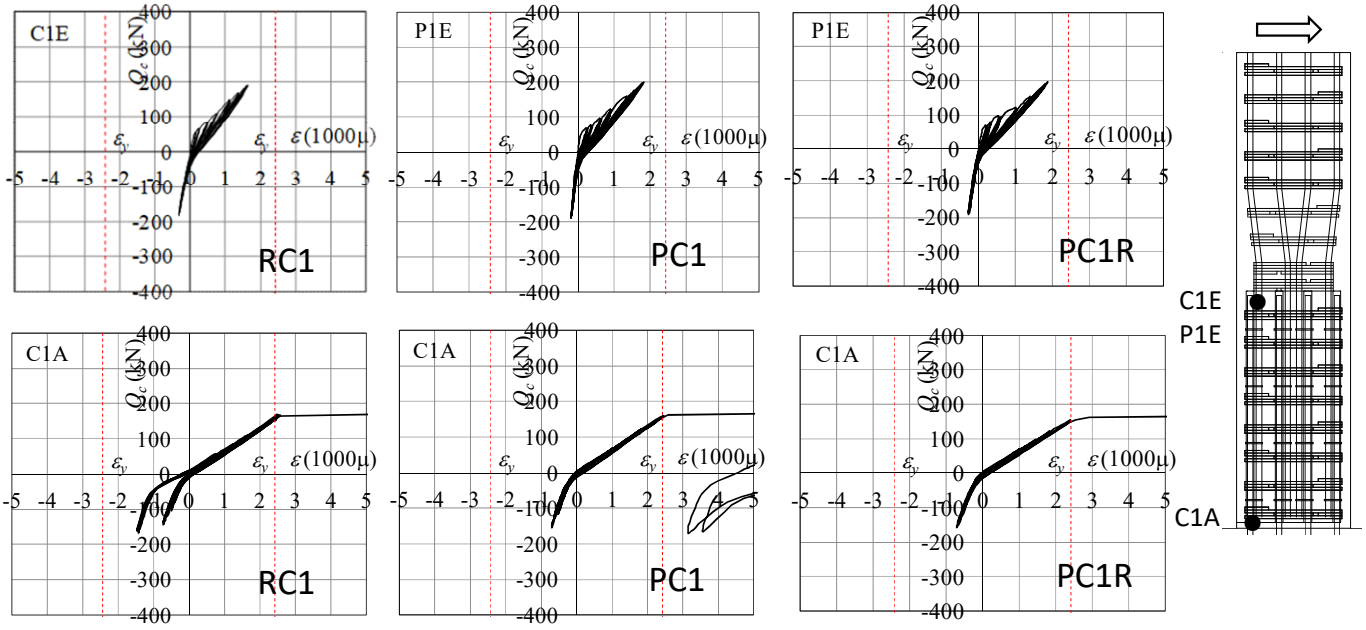



図-2 柱主筋のひずみ状況

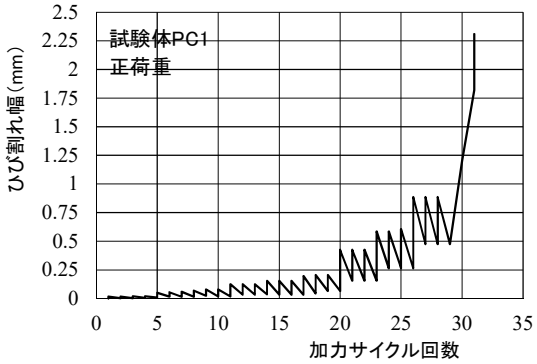



図-4 ひび割れ幅の推移状況

とプレキャストの試験体 PC1，PC1R（P1E）とも同様なひずみ状況であった。すなわち，柱脚における主筋のひずみは，継手の無い試験体とあき重ね継手としたプレキャスト試験体で同等であることがわかった。

### 2.4 柱脚の変位分布

図-3 に柱脚の変位分布を示す。縦軸は柱脚（スタブの上面）から 200mm の位置に埋め込んだボルトと柱脚との間の変位を，横軸は計測した位置（柱中心位置を 0 とした）を示す。図には，R=5 および 10/1000rad 時を示す。

継手の無い試験体とプレキャストの試験体にかかわらず，変位はほぼ同じであり，かつ平面が保持されていることがわかった。

### 2.5 ひび割れ幅の推移状況

図-4 にプレキャスト試験体 PC1 のひび割れ幅の推移状況を示す。縦軸は 5 か所の曲げひび割れおよび曲げせん断ひび割れの幅を平均した値を，横軸は加力サイクルの繰り返し回数を示す。16 回目の加力サイクル（R=10/1000 rad）時において，ひび割れ幅は 0.15mm 以下であり，損傷修復性において問題ないことがわかった。

## 3. まとめ

柱主筋をシース管を介したあき重ね継手とするプレキャスト RC 柱の構造性能を検討した結果，従来の継手が無い試験体と同等の曲げせん断性状であることがわかった。

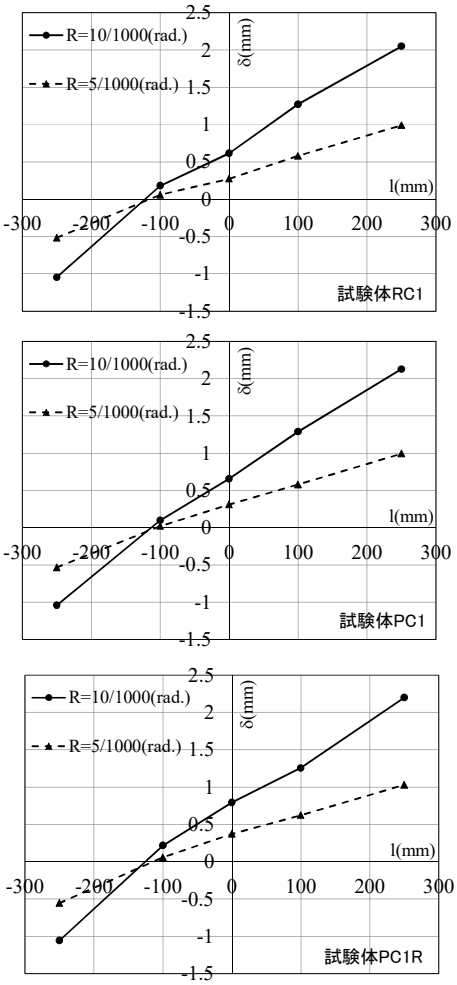



図-3 柱脚の変位分布

（宮内研究室）

# AIJ ポンプ指針における圧送負荷算定での
# 水平管 1m 当たりの圧力損失 K 値チャート図の導出に関する研究
# その 1　佐久田文献の実測結果の分析

217-168　渡辺和希

## 1. はじめに

コンクリート工事に重要なポンプ圧送工法において，日本建築学会からコンクリートポンプ工法施工指針・同解説（AIJ ポンプ指針と略す）が 1972 年に制定され，1979 年に 2 版，1995 年に 3 版，2009 年に 4 版が刊行され，2021 年現在，5 版への改定準備が進められている。

ポンプ圧送工法では，輸送管配管時の圧送距離と生コンクリートの品質を考慮して管内圧力を計算し，その圧送負荷をまかなえる配管根元のポンプ機種を選定する。この圧送負荷算定手法は，図 1 に示す水平管 1m 当たりの圧力損失 K 値を適用するもので，AIJ ポンプ指針の 1979 年 2 版において，当時，竹中工務店技術者の佐久田昌治の諸研究に基づき，圧力損失 K 値チャート図として採用された。しかし，その圧力損失 K 値チャート図を佐久田がどのように取りまとめたのか具体的には不明のまま，40 年以上同じ図のまま見直されずに現在に至る。

本研究は，40 年以上見直されずに導出過程不明の圧力損失 K 値チャート図について，1970 年代当時の佐久田の諸研究を分析検討し，圧力損失 K 値チャート図の導出方法や導出にあたっての佐久田の対応を明らかにする。その 1 では，佐久田文献の実測結果の分析を行う。

## 2.佐久田文献の普通骨材コンクリートの圧送実験の概要

佐久田文献[1～3]の普通骨材コンクリートでの圧送実験の内容を検討することにした。図 2 に，文献[1～3]に記載の普通骨材コンクリートの圧送実験に関する調合表と配管図とベント管とテーパ管の前後の管内圧力実測値と水平管 1m 当たりの圧力損失をまとめた表を示す。本研究は，この図 2 の一連の内容を基に検証する。

## 3. 吐出量と平均圧力損失の関係の検討

図 2 中の表に記述されている吐出量と平均圧力損失から，吐出量と圧力損失の関係が図示できるため，図 3 に，図 2 中の表に基づく吐出量と平均圧力損失の関係図（表記載図と略す）を示す。この表記載図の結果は，スランプごとにデータの区別ができない。一方，文献[1,3]に，吐出量と圧力損失の関係が図示（掲載図と略す）されていて，スランプごとにデータの区別ができる。また，調合 No.5 の吐出量が大きい結果が示されていなかったが，掲載図では示されていた。この掲載図には，実験値に対する回帰直線が記載されており，掲載図の実験値を読み取り，その回帰直線式を算定した。その結果を図 4 に示す。4B 管の調合 No.3 と No.4 では，実験値に対する回帰直線が合致しない結果となった。

図 3 の表記載図と図 4 の掲載図を比較すると，全体に吐出量や実験値の位置が異なり，特に，5B 管の調合 No.3 や 4B 管の調合 No.2 の実験値が大きく異なる。これらの結果から，佐久田は，吐出量と平均圧力損失の関係について，根拠は不明だが，表の実験値を図示するにあたっ

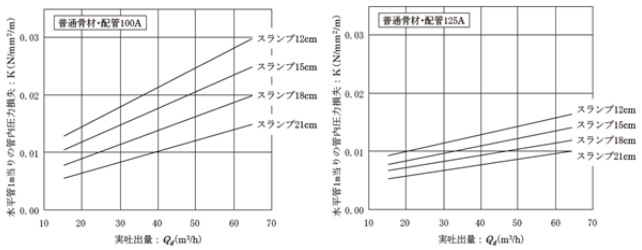
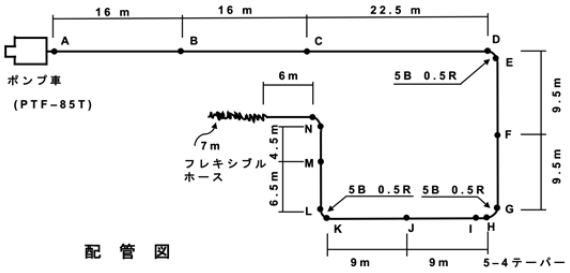



図 1 AIJ ポンプ指針 2009 年 4 版の圧力損失 K 値チャート図




| 調合番号 | W/C [%] | s/a [%] | 重量調合 [kg/m3] W | C | S | G | AE剤 [g/m3] | スランプ [cm] | 空気量 [%] | 単位容積質量 [kg/L] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 60 | 45 | 190 | 316 | 800 | 990 | 63.2 | 20 | 3.4 | 2.25 |
| 2 | 60 | 50 | 190 | 316 | 887 | 900 | 63.2 | 19 | 4 | 2.21 |
| 3 | 50 | 50 | 177 | 354 | 887 | 900 | 70.8 | 13.4 | 3.8 | 2.22 |
| 4 | 60 | 50 | 177 | 295 | 914 | 950 | 59 | 10.1 | 3.5 | 2.28 |
| 5 | 50 | 45 | 165 | 330 | 822 | 1016 | 66 | 5.1 | 3.3 | 2.32 |

| 調合No. | | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 2 | 3 | 3 | 3 | 4 | 4 | 4 | 5 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| コンクリートのスランプ | [cm] | 20 | 20 | 20 | 19 | 19 | 19 | 13.4 | 13.4 | 13.4 | 10.1 | 10.1 | 10.1 | 5.1 |
| 吐出量 | [m3/hr] | 19.2 | 44.7 | 63.4 | 21 | 42.5 | 63.8 | 19 | 39.9 | 59.1 | 19.8 | 39.5 | 57.8 | 16.6 |
| テーパ管の前の圧力 | [kg/cm2] | 2.4 | 5 | 7.1 | 3 | 5.5 | 8.1 | 3.4 | 9.7 | 13.6 | 6 | 9.5 | 12 | 6 |
| テーパ管の後の圧力 | [kg/cm2] | 2.6 | 5.1 | 7.2 | 3.2 | 5.7 | 8.4 | 3.7 | 9.5 | 13.4 | 5.7 | 9.7 | 12 | 5.7 |
| 4B水平管の圧力損失 | [(kg/cm2) | 0.07 | 0.13 | 0.17 | 0.09 | 0.13 | 0.16 | 0.13 | 0.21 | 0.28 | 0.16 | 0.24 | 0.3 | 0.17 |

| 調合No. | | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 2 | 3 | 3 | 3 | 4 | 4 | 4 | 5 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| コンクリートのスランプ | [cm] | 20 | 20 | 20 | 19 | 19 | 19 | 13.4 | 13.4 | 13.4 | 10.1 | 10.1 | 10.1 | 5.1 |
| 吐出量 | [m3/hr] | 19.2 | 44.7 | 63.4 | 21 | 42.5 | 63.8 | 19 | 39.9 | 59.1 | 19.8 | 39.5 | 57.8 | 16.6 |
| 4B曲り管前の圧力 | [kg/cm2] | 1.4 | 2.7 | 3.8 | 1.7 | 3.1 | 4.3 | 2 | 5 | 7.3 | 3.4 | 5.4 | 6.7 | 3.1 |
| 4B曲り管後の圧力 | [kg/cm2] | 1.4 | 2.6 | 3.7 | 1.7 | 3 | 4.1 | 1.8 | 5.2 | 7.3 | 3.5 | 5.4 | 6.9 | 3 |
| 4B水平管の圧力損失 | [(kg/cm2) | 0.07 | 0.13 | 0.17 | 0.09 | 0.13 | 0.16 | 0.13 | 0.21 | 0.28 | 0.16 | 0.24 | 0.3 | 0.17 |
| 5B曲り管前の圧力 | [kg/cm2] | 3.6 | 7.5 | 10.4 | 4.6 | 8 | 11.6 | 6.4 | 13.7 | 19.1 | 8.4 | 13.4 | 17 | 9 |
| 5B曲り管後の圧力 | [kg/cm2] | 3.5 | 7.3 | 10.1 | 4.3 | 8 | 11.4 | 6.4 | 13.2 | 18.4 | 8.1 | 13.2 | 16.1 | 8.3 |
| 5B水平管の圧力損失 | [(kg/cm2) | 0.05 | 0.08 | 0.11 | 0.06 | 0.09 | 0.12 | 0.09 | 0.12 | 0.16 | 0.09 | 0.14 | 0.16 | 0.11 |

図 2 佐久田文献[1～3]の普通骨材コンクリートの圧送実験の概要

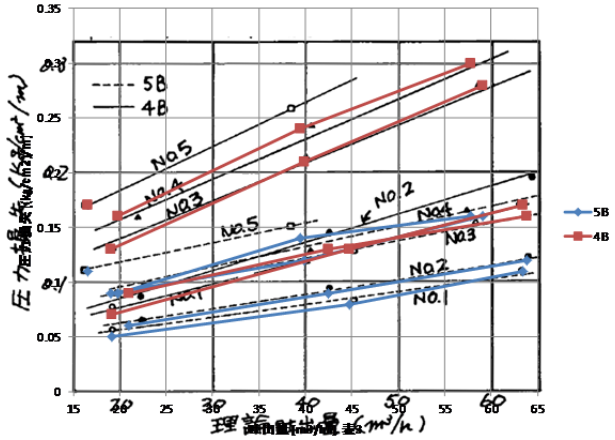



図 3 佐久田文献の表記載の吐出量と圧力損失の関係（表記載図）

てスランプごとにデータが整うよう修正したと考えられる。なお，表記載図の表データは，掲載図とともに，文献[1～3]で併記されているため，このスランプごとのデータ修正行為は，恣意的であると指摘せざるを得ない。

## 4. 圧送距離と管内圧力の関係の検討

### 4.1 調合 No.1 の圧力損失の分析結果

文献[1,3]に，調合 No.1 だけ圧送距離と管内圧力の実測結果が図示されている。この実測結果を図から読み取り，区間ごとの圧力損失を求めて，全体の圧力損失となる平均圧力損失を検証した。

表 1 に調合 No.1 の管内圧力実測図から分析した平均圧力損失の計算結果を，図 2 中の表の記載値と比較して示す。5B 管の吐出量が大きい圧力損失の計算結果は，文献[1～3]の表記載図や文献[1,3]の掲載図より大きくなった。このことは，表記載図や掲載図の圧力損失を適用してポンプ根元側の最大管内圧力を算定すると，文献[1,3]で図示された調合 No.1 の圧送距離と管内圧力の実測結果よりも小さな推定結果になる。

### 4.2 圧送距離と管内圧力の関係の分析結果

図 2 中の圧送実験の諸情報に基づき，配管図からベント管とテーパ管の配管位置を特定し，その前後の管内圧力を表記載値で確定して，各管径と各吐出量ごとの水平管 1m 当たりの圧力損失を適用して，起点から配管距離に応じた管内圧力を計算した。

図 5 に，調合 No.1 の圧送距離と管内圧力の推定結果を例示する。計算は，調合 No.1～No.5 のすべてについて，表記載図の圧力損失に基づく計算と，掲載図の圧力損失に基づく計算の両方を行った。ここでの考察は，調合 No.1～No.5 すべての計算結果に基づく。

まず，圧送距離と管内圧力の関係の推定結果から，吐出量と平均圧力損失の関係に対するスランプごと区別の修正有無の影響は見られない。このため，なおさらスランプごと区別の修正行為は恣意的と指摘せざるを得ない。

また，平均圧力損失は，表記載のベント管前後の実測圧力とテーパ管前後の実測圧力を結んだ傾きと合致しない。このため，ベント管側からの推定圧力とテーパ管側からの推定圧力の 2 種類の推定圧力を計算した。

次に，ベント管前後やテーパ管前後のどこかの区間の圧力損失が高くなると，他区間の圧力損失が低くなる。ここで，ベント管前後やテーパ管前後の管内圧力実測値が既知のため，この区間の圧力損失が算定でき，全体の平均圧力損失も既知のため，他の区間の圧力損失を推定し，管内圧力を計算した。図 6 に計算結果を示す。

図 6 から，ベント管前後やテーパ管前後の管内圧力が 2 種類に明確に分かれた図 5 よりも，この区間を直接結んだ圧力損失を適用すると，ポンプ根元側の圧力最大値が小さい。また，調合 No.1 の図から分析した圧力損失を適用すると，ポンプ根元側の最大圧力が小さく推定さ

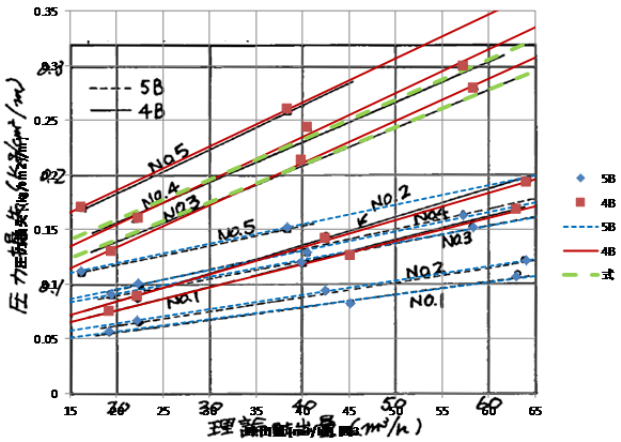



図 4 佐久田文献に掲載の吐出量と圧力損失の関係（掲載図）に基づく回帰直線の分析結果

表 1 調合 No.1 の管内圧力実測図からの圧力損失の計算結果

| | 5B管圧力損失 [(kg/cm2)/m] | | | 4B管圧力損失 [(kg/cm2)/m] | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 吐出量Q[m3/hr] | 19.2 | 44.7 | 63.4 | 19.2 | 44.7 | 63.4 |
| 表記載 | 0.05 | 0.08 | 0.11 | 0.07 | 0.13 | 0.17 |
| 掲載図 | 0.057 | 0.082 | 0.107 | 0.075 | 0.126 | 0.169 |
| 図分析結果 | 0.053804 | 0.099955 | 0.124891 | 0.065972 | 0.129861 | 0.182639 |

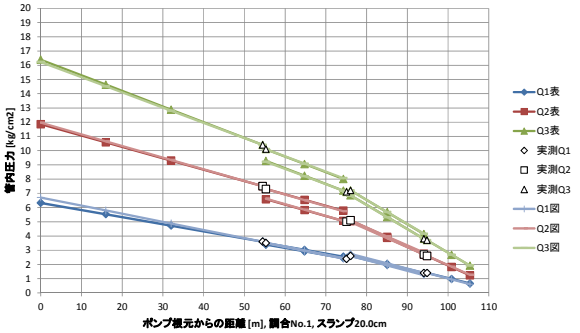



図 5 調合 No.1 の圧送距離と管内圧力の推定結果

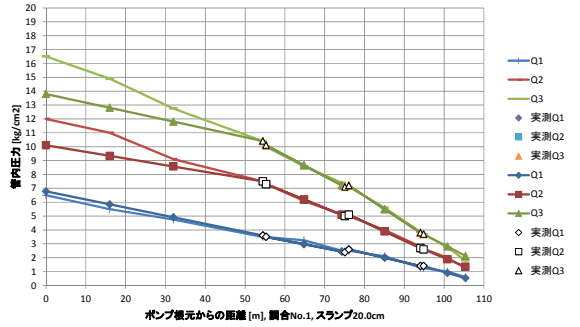



図 6 調合 No.1 の区間ごとの圧力損失を適用した推定結果

れた。この結果を掲載図に反映すると，吐出量の大きい領域で，5B 管の調合 No.1 の回帰直線が 5B 管の調合 No.2 の回帰直線よりも大きくなって交差する。すなわち，スランプごとに整ったデータにはならないことになる。

## 5. まとめ

その 1 は，佐久田が根拠を示さずにスランプごとにデータを区別した行為を見いだした。


参考文献[1]佐久田昌治 他：ﾌﾚｯｼｭｺﾝｸﾘｰﾄの管内流動 Bingham Body としての性状と軽量コンクリートの圧力分布の非線形性について,AIJ 関東支部研究報告集, No.44, pp.145-148, 1974
[2]佐久田昌治：コンクリートポンプの圧送負荷の算定方法に関する一提案,AIJ 関東支部研究報告集, No.47, pp.349-352, 1977
[3]山根昭，嵩英雄，佐久田昌治，佐藤忠博：コンクリートポンプの圧送負荷の算定，竹中技術研究報告, No.19, pp.36-45, 1978.4


（中村研究室）