ラチス状ウェブを持つストレススキンパネルを利用した耐力壁に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON A SHEAR WALL COMPOSED OF A STRESSED SKIN PANEL WITH LATTICE SHAPED WEBS

村田龍馬 — * 1 稲山正弘 — * 2
青木謙治 — * 3

Ryoma MURATA — * 1 Masahiro INAYAMA — * 2
Kenji AOKI — * 3

キーワード：
木造, 耐力壁, 木質複合構造材料, ストレススキンパネル

Keywords:
Timber construction, Shear wall, Timber composite material, Stressed skin panel

This study aims to develop a new structural utilization of a stressed skin panel (SSP) with lattice-shaped webs which is used mainly in Europe for supporting the roof of large span timber buildings. Our proposal is to construct a bearing wall by stacking, horizontally and vertically, the blocks cut out from the SSP.

In this study, we conducted four kinds of tests on shear, compression, out-of-plane bending and joint-shearing for the blocks. In this paper, we describe the features and test results of this bearing wall and clarified the fundamental performance by adding discussion basing on numerical analysis.

1. はじめに

近年, 世界的に木造建築の価値が大きく見直され, 従来木造で建てられることが無かった大規模建築物が, 次々と木造により建設されている。この潮流の要因としては, 環境の世紀と言われる21世紀に入り, 鉄やコンクリートなどの建築材料に対して木材が持つ優位性である炭素固定能力や資源としてのサステナビリティが注目を集めていることが第一に挙げられる。

建築物の大規模化に伴って要求される大スパン無柱空間を実現する構造方法として, 大断面集成材や木造トラス等と並んで, ストレススキンパネル(SSP)が多く用いられている。SSPは木軸材の片面または両面に合板等の構造用面材を接着材や木ねじで接合するものであり, 木軸材をウェブ, 面材をフランジとする複合部材を構成することによって, 木軸材単体と比べて曲げ剛性・耐力の増大を図っ

ている。SSPの研究開発は1960年代に欧米で開始され, わが国では木質プレハブ住宅の普及に伴って実用化されてきた歴史がある¹⁾。SSPの特長として, 従来は荷重でしかなかった面材を構造的に利用することで構造材積を低減させた軽量構造である点と, トラスに比べて各部材間の接合方法が単純であり複雑な部材加工を要しない点を挙げることができる。本研究で扱うラチス状ウェブを持つストレススキンパネル(以下「ラチス状SSP」という)は, SSPのさらなる大スパン化と合理化を目指してオーストリアのStefan Krestelらによって2000年代後半から開発が行われ, シュトゥットガルト大学材料試験研究所での試験を通じた検証を経て²⁾, 2013年頃から本格的な生産が開始された。現在は大スパン建築物の屋根及び床用の構造材として欧州を中心に使用されている。一般的なSSPとは逆にウェブに面材, フランジに軸材が使用されている点に加えて, 面材をラチス状に連続して配置したウェブ形状とすることによって上下フラン

ジ間でスパン直交方向のずれが生じないように工夫されている点を特徴としており, 800mm せいの部材で最大スパン27mの屋根を架け渡すことが可能である³⁾。

本稿では, ラチス状SSPを耐力壁として利用するという, 新しい使用方法を想定した研究について述べる。具体的には, ラチス状SSPから厚

図1 ラチス状SSPから300mm厚に切り出されたブロック

図2 ブロックの並列・積層による耐力壁のイメージ

¹⁾ 東京大学大学院農学生命科学研究科生物材料科学専攻 木質材料科学研究室 博士後期課程

(〒113-8657 東京都文京区弥生1-1-1)

²⁾ 東京大学大学院農学生命科学研究科生物材料科学専攻 木質材料科学研究室 教授

³⁾ 東京大学大学院農学生命科学研究科生物材料科学専攻 木質材料科学研究室 准教授

¹⁾ Doctoral Student, Dept. of Biomaterial Sciences, Laboratory of Wood-based Materials & Timber Engineering, The Univ. of Tokyo

²⁾ Prof., Dept. of Biomaterial Sciences, Laboratory of Wood-based Materials & Timber Engineering, The Univ. of Tokyo

³⁾ Assoc. Prof., Dept. of Biomaterial Sciences, Laboratory of Wood-based Materials & Timber Engineering, The Univ. of Tokyo

さ数十cm程度に切り出されたブロック（図1、以下単にブロックという）を並列・積層することで木造建築物の耐力壁を構成し、鉛直荷重並びに地震や風による水平力に抵抗させるものである（図2）。

本耐力壁の特長として、①ラチス状 SSP は工場製作のため品質が安定しており、現場では木ねじ接合のみによって並列・積層を繰り返すだけで大規模な耐力壁を短期間に施工可能であること、②積層段数を変えることにより様々な階高に容易に対応可能であることに加え、③ルーバー（調光機能）としての使用など、従前の耐力壁には無い機能性及び意匠性を挙げることができる。

ただし、ラチス状 SSP の日本国内での使用例はこれまでに無く、建築基準法第37条による指定建築材料としての認定也未取得である。そのため、現時点では一般的に建築物に使用することはできないが、時刻歴応答解析を行い個別建築物の性能評価（大臣認定）を受けることによって建築物に使用することが可能である。本研究は、このプロセスにおいて必要となる基礎的データを得ることを目的として各種試験を実施したものであり、試験体寸法は導入を検討した建築物の設計条件より定めた。

2. ラチス状 SSP の仕様と製作方法

ラチス状 SSP は、スプルー材（EN 14081-1 規格、強度等級 C24）による上下フランジと、スパン方向を強軸方向とした合板（EN310 規格）または OSB（EN 300 規格、OSB/3）によるラチス状に配置されたウェブによって構成される木質複合構造材料である。フランジとウェブは工場内で液状メラミン・ユリア樹脂接着剤（EN301 規格）を用いて接着接合される。製造工程は以下の通りである。

1. 材料の受入れ・フランジ材の選別（欠点の除去）
2. フランジ材のフィンガージョイント・仕上げ切削
3. ウェブ接着面の薄削り・接着剤塗布
4. 一对のウェブ材とフランジ材を仮接着
5. 積み上げ（図3・左）・圧縮（図3・右）
6. 仕上げ切削・必要長さに切断

なお、既製品としての部材せいは 228mm、330mm、380mm、485mm、560mm、610mm、730mm、800mm の 8 種類が設定されており、フランジ厚は 30mm～90mm、ウェブ厚は 4.5mm～12mm の範囲が使用されている。ウェブ材料として、部材せい 380mm 以下には合板が、485mm 以上には OSB がそれぞれ使用されている。また、部材幅は 1.2m に統一されており、部材長さは 5m～35m の範囲が製作可能である（部材のせい・幅・長さの各方向は図1を参照）。

図3 積み上げ完了時（左）及び圧縮完了時（右）

3. 試験内容と目的

部材せい 610mm、上下フランジ厚 50mm、ウェブ OSB 厚 10mm のラチス状 SSP から 300mm 厚に切り出されたブロック（図1）を用いて試験体を製作し、せん断試験、圧縮試験、面外曲げ試験の3種類の試験を行った。また、上記に加えて、ブロックからフランジの一部を切り出した試験体を用いた接合部せん断試験も実施した。今回実施した試験種目一覧を表1に、試験体に使用されているフランジ材（スプルー材 C24）の強度及び弾性係数基準値を表2に、ウェブ材（OSB/3）の強度及び弾性係数基準値を表3にそれぞれ示す。

表1 試験種目一覧

試験名	試験目的
せん断試験	地震力等の水平力が作用した際に耐力壁面内に生じるせん断力に対する剛性及び耐力の評価
圧縮試験	屋根の固定荷重や積雪荷重等の鉛直荷重を支持する際に耐力壁が負担する圧縮力に対する剛性及び耐力の評価
面外曲げ試験	外壁として用いた際に受ける風圧力等の、耐力壁面外方向に作用する力に対する剛性及び耐力の評価
接合部せん断試験	上下に積層されたブロック同士の接合部（木ねじ）におけるすべり剛性及び耐力の評価

表2 フランジ材の強度及び弾性係数基準値

項目	記号	基準値 (N/mm ²)
曲げ強度	$f_{m,k}$	24
引張強度	$f_{t,0,k}$	14
圧縮強度	$f_{c,0,k}$	21
せん断強度	$f_{v,k}$	2.3
曲げ弾性係数	$E_{0,mean}$	11000
めり込み強度	$f_{c,90,k}$	2.5

表3 ウェブ材の強度及び弾性係数基準値

項目	記号	基準値 (N/mm ²)
曲げ強度（面外）	$f_{m,k}$	12.7 (14.3)
圧縮強度	$f_{c,k}$	12.9
引張強度	$f_{t,k}$	7.2
せん断強度（面外）	f_v	6.8
曲げ剛性（面外）	E_m	2180 (1844)
圧縮剛性	E_c	3000
引張剛性	E_t	3000
せん断剛性（面外）	G_v	1080

注）「基準値」欄の括弧内数値は、実測値を示す。

フランジ材の含水率は、製品の規格値として 12±3%、全乾法による実測値として 9.6%（抜き取った6体の平均値）であった。

また、ウェブ材について面外方向の3点曲げ試験（スパン 360mm、幅 300mm、試験体数：3）を行い、曲げ強度及び剛性を実測した。その結果、最大荷重から求まる曲げ強度の実測値は 14.3 N/mm²、曲げ剛性の実測値は 1844 N/mm²であった（いずれも3体の平均値）。また、ウェブ材の密度の実測平均値は 578 kg/m³であった。

3. 1 セン断試験

せん断試験は、図4に示す通り、2ピースのブロックの各フランジを斜め打ちされた木ねじ（材質：SWCH22A 相当、以下共通）により接合して1つの試験体とした。支持は両端の下部をピン支持とし、試験体下端にはアングルと全ねじボルトによる開き止めを設けた。また、試験体中央部の下端にも開き止めとして6mm厚の鋼板を両側のフランジに対して木ねじ止めとした。加力は試験体中央のフランジ接合部上端に対して、H形鋼の加力ジグを介して鉛直下向きに0.05 mm/secで単調加力した。計測は両端部フランジの上端及び中央部フランジの下端の上下方向変位に加え、ウェブのひずみ（4ヶ所）を測定した。試験体数は3体（S1, S2, S3）とした。

図4 セン断試験方法

3. 2 圧縮試験

圧縮試験は、図5に示す通り、単体のブロックを鋼製反力床の上に立てた状態で、上から鋼製の定盤（加圧板）を介して鉛直下向きに0.025 mm/secで単調加力する方法により行った。なお、荷重の偏心を避けるため、試験体片側端部のウェブ及び上フランジ（図5に破線で示す位置）を切断した後に試験を行った。計測は、上フランジの上下方向変位（左端・中央・右端の各表裏、計6ヶ所）及びウェブのひずみ（4ヶ所）を測定した。試験体数は3体（C1, C2, C3）とした。

図5 圧縮試験方法

3. 3 面外曲げ試験

面外曲げ試験は、図6に示す通り、2ピースのブロックの各フランジを斜め打ちされた木ねじにより接合して1つの試験体とした。すなわち、試験体自体はせん断試験に用いたものと同一であるが、加力方向が異なっており、せん断試験では試験体を立てた状態で上から加力したのに対して、面外曲げ試験では試験体を平に置いた状態で上から加力を行った。

支持は試験体両端部をピン・ローラー支持とした。加力は試験体中央のフランジ接合部上端に対して、H形鋼の加力ジグを介して鉛直下向きに0.05 mm/secで単調加力した。計測は、両端支持部のフランジ上端及び中央加力部のフランジ下端の上下方向変位を測定した。試験体数は3体（B1, B2, B3）とした。

図6 面外曲げ試験方法

3. 4 接合部せん断試験

ブロックからフランジの一部を切り出して、接合部せん断試験に用いる試験体（図7）を作成した。加力は万能試験機によって行い、鋼板を介して鉛直下向きに0.05 mm/secで単調加力した。計測は試験体の表裏2ヶ所について上下方向変位を測定し、表裏の平均値を変形量 δ とした。試験体数は3体（J1, J2, J3）とした。

図7 接合部せん断試験方法

4. 試験結果及び考察

4. 1 セン断試験

せん断試験の結果一覧を表4に、荷重－変位曲線を図8に、荷重－ひずみ曲線を図9にそれぞれ示す。荷重－ひずみ曲線については、各試験体による差異は少なかったため、代表として試験体S1について示した。なお、Pmaxは最大総荷重を、Qmaxはブロック1個あたりの最大荷重（Pmaxの1/2）をそれぞれ示す。また、グラフの縦軸（Q）はブロック1個あたりのせん断力を示す。

S1・S2・S3ともに破壊状況はウェブ材の座屈であった。代表として試験体S3について加力終了時の写真を図10に示す。

表4 セン断試験結果一覧

試験体 番 号	荷重 Pmax (kN)	ブロックの せん断力 Qmax (kN)	最大荷重時 フランジ材の上下方向変位(mm)		
			加力部		
			変位① (= δ)	変位②	変位③
S1	27.4	13.7	9.7	3.3	3.0
S2	27.0	13.5	8.8	3.0	3.0
S3	26.9	13.4	10.1	3.9	3.5
平均	27.1	13.5	9.5	3.4	3.2

図8 荷重－変位曲線
(試験体 S1～S3)

図9 荷重－ひずみ曲線
(代表として試験体 S1)

図10 破壊状況
(代表として試験体 S3)

図8の荷重－変位曲線より、3体のばらつきは少なく、最大荷重後の荷重低下は緩やかであり、粘りのある挙動であることが読み取れる。これは、破壊機構として多数のウェブが一斉にではなく順々に座屈破壊を起こして行くため、急激な荷重低下が起らなかったものと推察される。

また、図9の荷重－ひずみ曲線より、最大荷重付近で圧縮側のウェブ材（ひずみ③及び④）に座屈が生じていることが読み取れる。

次に、せん断試験結果のまとめとして、試験体の長さ1.115mで除した壁長1mあたりの最大耐力、1/120rad時の耐力、終局耐力及び

初期剛性を表5に示す。ここに、終局耐力及び初期剛性の算出方法は「木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2017年版)」4.3節の評価方法⁴⁾によった。

表5 セン断試験結果まとめ

試験体番号	最大耐力 Qmax (kN/m)	1/120rad 時の 耐力 Q ₁₂₀ (kN/m)	終局耐力 Qu (kN/m)	初期剛性 K (kN/mm/m)
S1	12.31	8.05	11.50	1.71
S2	12.10	8.19	11.54	1.78
S3	12.06	7.60	11.32	1.62
平均	12.15	7.95	11.45	1.70
ばらつき係数	0.995	0.982	0.995	—
50%下限値	12.09	7.80	11.40	—

本試験では試験体両端下部をピン支持としているが、実際の耐力壁としての使用状況を考慮すれば、試験体両端のフランジ全体が支持されているほうがより実情に即していると考えられるため、試験体の支持方法の違いが結果に与える影響について考察を加える。

第一に、試験体の曲げ変形（両端フランジが内側に向かって倒れ込むとする変形）について考える。純粋なせん断状態を仮定すれば、試験体の各ウェブが負担する軸力は、絶対値が等しく、交互に現れる圧縮力と引張力となる（上に凸のウェブが圧縮を、下に凸のウェブが引張を、それぞれ負担する）。これに対して、曲げ変形の影響は、上に凸、下に凸に関わらず、試験体上方のウェブに圧縮を生じさせると考えられる。

これを数値的に検証するため、midas iGen (Ver.870 R1x)を用いて試験体をモデル化し、弾性解析を行った。モデルは図11に示す形状の、梁要素による平面モデルとした。ウェブは実断面（10mm×300mm）、ヤング率は実測値、フランジは剛体と仮定した。荷重条件は、モデル上端の中央に2×8.70kNの集中荷重（↓印）とし、拘束条件は、モデル下端の両端部をピン支持（▲印）とした。なお、荷重の大きさは、1/120rad時の耐力（7.80×1.115=8.70）相当とした。

図11
せん断試験モデルの
数値解析結果（軸力）

図11に解析結果（軸力）を示す。試験体下端のウェブは同じ絶対値の引張・圧縮軸力を負担しているが、試験体上端では引張に比べて圧縮のほうがやや大きい結果となっており、これが曲げ変形による影響と考えられる。ただし、この曲げによる付加軸力はせん断による軸力の2%程度にとどまっている。

第二に、フランジ全体が支持されていないことによるもう一つの影響として、図10においてウェブの座屈位置が左右対称となって

いないことから分かるように、ウェブが負担する力に場所によるばらつきが生じることが考えられる。

結果として、これらの影響によって本試験では圧縮力をより多く負担しているウェブから順次座屈が進行することとなるため、ウェブが負担する軸力のばらつきがより少ないと想定される実情と比べて、せん断耐力を若干安全側に評価しているものと考察される。

4. 2 圧縮試験

圧縮試験の結果一覧を表 6 に、荷重－変位曲線を図 1 2 に、荷重－ひずみ曲線を図 1 3 にそれぞれ示す。荷重－ひずみ曲線については、各試験体による差異は少なかったため、代表として試験体 C1 について示した。

C1・C2・C3 ともに破壊状況はウェブ材の座屈であった。代表として試験体 C2 について加力終了時の写真を図 1 4 に示す。

表 6 圧縮試験結果一覧

試験体 番 号	荷重 Pmax (kN)	最大荷重時			
		フランジ材の上下方向変位 (mm)			
		ブロック中央 δ_1	ブロック端部 δ_2	平均 δ_3	平均 δ
C1	119.3	2.3	2.2	1.9	2.1
C2	125.5	2.3	2.6	1.9	2.3
C3	118.4	2.0	2.4	1.7	2.0
平均	121.1	2.2	2.4	1.8	2.1

(注) δ_1 : 変位①・変位②の平均, δ_2 : 変位③・変位④の平均, δ_3 : 変位⑤・変位⑥の平均, δ : 変位①～⑥の平均を示す。

図 1 2 荷重－変位曲線
(試験体 C1～C3)

図 1 3 荷重－ひずみ曲線
(代表として試験体 C1)

図 1 4 破壊状況 (代表として試験体 C2)

せん断試験と同様に、3 体のばらつきは少なく、最大荷重後の荷重低下も緩やかであった。壁長 1m あたりの最大圧縮力 (3 体の平均値) は 108.6 kN であった。なお、図 1 4 から読み取れるように、ウェブの座屈は試験体の左側に比べて右側のほうが顕著であり、この傾向は他の試験体も同様であった。その原因としては、試験体の非対称性 (左右端部で下フランジの有無が異なる) によるウェブの固定度の違いが考えられる。また、図 1 3 の荷重－ひずみ曲線において、ひずみ④だけが他と異なる傾向を示すのも、この非対称性による影響と考えられる。

次に、ブロックがせん断力と圧縮力を同時に受ける際の耐力評価について考察を行う。これまでの試験結果から明らかとなったように、せん断力による破壊機構と圧縮力による破壊機構は、いずれもウェブ材の座屈であるため、せん断力と圧縮力に対しては複合応力状態に対する検定を行う必要がある。具体的には、せん断力に対する検定比 (許容せん断力に対する設計せん断力の比) と圧縮力に対する検定比 (許容圧縮力に対する設計圧縮力の比) をそれぞれ計算し、その和が 1 以下であることを確認する方法が考えられる。

4. 3 面外曲げ試験

面外曲げ試験の結果一覧を表 7 に、荷重－変位曲線を図 1 5 にそれぞれ示す。Pmax は最大総荷重である。

B1・B2・B3 ともに破壊状況は木ねじの抜け及びねじ頭のめり込みであった。各試験体による破壊状況の差異は少なかったため、代表として試験体 B1 について加力終了時の写真を次頁図 1 6 に示す。

表 7 面外曲げ断試験結果一覧

試験体 番 号	荷重 Pmax (kN)	接合部の たわみ δ (mm)	最大荷重時 フランジ材の上下方向変位 (mm)			
			加力部		支持部	
			変位①	変位②	変位③	変位④
B1	41.9	6.3	7.1	7.1	1.2	0.3
B2	43.7	5.0	5.7	5.8	1.2	0.3
B3	44.0	5.5	5.9	5.9	0.6	0.3
平均	43.2	5.6	6.2	6.3	1.0	0.3

(注) 接合部のたわみ δ は変位①・変位②の平均から変位③・変位④の平均を差し引いたものとした。

図 1 5 荷重－変位曲線 (試験体 B1～B3)

図 1 5 から読み取れるように、3 体のばらつきは少なく、最大荷重後の荷重低下は緩やかであった。

なお、前の 2 つの試験が母材 (ウェブ) で破壊するのにに対して、面外曲げ試験は接合部 (木ねじ) の破壊で耐力が決まっている。変形も試験体下端の接合部の開きによって生じており、母材は剛体的

に挙動していることが観察された。このことから、面外曲げ試験は木ねじ接合部の曲げ引っ張りに対する性能を確認するとともに、母材での破壊が先行しないことを確認した試験であると言える。

壁長 1m あたりの最大荷重（3体の平均値）は 38.7 kN であった。中央集中荷重を受けるスパン 1.17m の単純梁と考え、最大曲げモーメントに換算すると、 $38.7 \times 1.17/4 = 11.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$ となる。

図 16 破壊状況（代表として試験体 B1）

4. 4 接合部せん断試験

接合部せん断試験の結果一覧を表 8 に、荷重－変位曲線を図 17 にそれぞれ示す。初期剛性の算出は「木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2017 年版）」4.3 節の評価方法に準拠した。

J1・J2・J3 とともに破壊状況はねじ頭のめり込み及び木ねじ近傍での木材のめり込み破壊であった。J3 ではそれに加えて木ねじの破断と考えられる大きな音が観察された直後に急激な荷重低下が見られた。代表として試験体 J2 について加力終了時の写真を図 18 に示す。

なお、試験体（フランジ部分）の平均密度は 497 kg/m^3 、全乾法による平均含水率は 9.6% であった。

表 8 接合部試験結果一覧

試験体 番 号	木ねじ 1 本あたりの 最大荷重 $Q_{\max}$ (kN)	木ねじ 1 本あたりの 初期剛性 (kN/mm)
J1	3.76	0.75
J2	3.23	0.50
J3	3.39	0.44
平均	3.46	0.56

図 17 荷重－変位曲線（試験体 J1～J3）

試験体 J1 及び J2 では最大荷重に達した後、比較的ゆるやかな荷重低下が見られたが、試験体 J3 では最大荷重に達した後、木ねじの破断によると考えられる急激な荷重低下が見られた。

図 18 破壊状況（代表として試験体 J2）

耐力壁の裏表両面から各フランジに対して、上下から木ねじを斜め打ちすると仮定すると、木ねじ 4 本を 112mm 間隔で打つこととなるため、壁長 1m あたりの最大せん断力（3体の平均値）は、 $3.46 \times 4/0.112 = 123.6 \text{ kN}$ となり、ブロックのせん断試験より求まる最大せん断力（12.1kN）の約 10 倍の耐力を有する。よって、実用上は木ねじ接合部の耐力で決まることは無いものと考えられる。

また、壁長 1m あたりの木ねじ接合部の初期剛性（3体の平均値）は、 $0.56 \times 4/0.112 = 20.0 \text{ kN/mm}$ となり、ブロックのせん断試験より求まる初期剛性（1.70 kN/mm）と比べて十分に大きな剛性を持つことが確認された。

5. まとめ

ラチス状 SSP から切り出して作られるブロックに対して実施した、せん断・圧縮・面外曲げ・接合部せん断の 4 種類の試験結果を示し、ブロックを並列・積層することによって構成される耐力壁の基礎的な構造性能を明らかにした。

なお、耐力壁として繰り返しせん断変形を受けた際の履歴特性に関する議論のためには、本研究で未実施の、ブロックを数段積層した実大試験体による正負交番繰り返し加力試験が必要であり、今後の課題として挙げられる。

6. 謝辞

本研究に際し、試験へのご協力を頂いた一般財団法人建材試験センター及び、河原大氏、落合陽氏をはじめとする東京大学大学院木質材料科学研究室の皆様、並びに、試験体材料の提供にご協力頂いた関係各位に心より感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 杉山, 杉沢, 鈴木: 合板を接着した木質ストレススキン・パネルの曲げ剛性とその影響因子に関する実験的研究, 日本建築学会論文報告集第 203 号, pp. 13～23, 1973. 1
- 2) MPA University of Stuttgart, Newsletter, p.6, 2012.4
- 3) Workbook for Architects and Planners, KIELSTEG Deutschland GmbH, 2015.11
- 4) 木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2017 年版）①, 公益財団法人日本住宅・木材技術センター, pp. 299～302, 2017. 3

[2019 年 2 月 6 日原稿受理 2019 年 6 月 13 日採用決定]