

地表地震断層の断層変位による建物被害の事例

キーワード 活断層，地表地震断層，断層変位，建物被害

久田嘉章*

1. はじめに

活断層帯で大規模地震が発生した場合、地表地震断層が出現し、その近傍では強い揺れに加えて、断層変位により建物に被害が生じる。近年、断層近傍の強震動や耐震対策に関する研究は進歩を遂げ、震度7の極めて強い揺れでも全壊・倒壊に至るような甚大な被害を防ぐことは可能になっている。一方、断層変位による建物被害や対策には不明な点が多く、米国の活断層法（Alquist-Priolo Earthquake Faulting Zones Act, 以下 AP ACT 1972）に代表されるように、一般には活断層を避ける以外に対策はないと考えられてきた。しかしながら、1999年のトルコ・コジャエリ地震（Mw 7.4）や台湾集集地震（Mw 7.6）、2016年熊本地震（M7.3）などでは、大規模な断層変位が生じて、その直上の建物に殆ど被害が生じなかった事例が多数確認され、今後の活断層直上の建物の耐震対策に大いに参考になる。本報告では、これまで著者らが実施してきた断層変位と建物の被害調査例を取りまとめ、報告する^{1),2)}。

2. 地表地震断層の断層変位による建物被害

2. 1 活断層帯における建築制限

San Andreas 断層に代表される多数の活断層が存在する米国・カリフォルニア州では 1971 年 San Fernando 地震（Mw6.6）の際、活断層の近傍で約8割の建物被害が集中した結果、AP Act 1972 が制定された。同法では州による活断層調査が実施され、幅が 300m (1000 feet) 程度の活断層帯 (Fault Zone) が公開される。Zone 内では地質の専門家による現地調査により断層変位の危険性がないことが確認されるまでの宅地開発や新築は許可されず、もし敷地内で活断層が確認された場合は断層線から約 15m (50 feet) 建物をセットバックする必要がある。既存建物には適用されないが、オーナーは耐震対策を推進する義務を負う。

同様な活断層帯の土地利用規制は、ニュージーランドや台湾でも導入されているが、低層建築は建設

可能などより柔軟に運用している。一方、日本では、いくつかの地方自治体による条例（西宮市、徳島市、横須賀市など）で大規模開発や特定の建築物（教育・医療・集客施設など）に規制を実施している。一方、原子力発電施設では新規規制基準（2013）により、活断層が動いた場合に建屋や内部の機器等が損傷するおそれがあるため、耐震設計上の重要度 S クラスの建物・構築物等は、活断層等の露頭がない地盤（開削工事で現れた露頭も含む）に設置することを要求している。活断層帯の建築制限の根底には、地震の揺れとは異なり、断層変位やその対策には不明な点が多く、建物の甚大な被害を防ぐには断層を避ける以外に対策はない、と考えられていることにある。一方、近年、様々な活断層帯の地震による建物被害調査が蓄積されてきており、断層の直上でも大きな被害が生じておらず、被害低減対策が可能である事例が次々に報告されている。その結果、活断層帯での一律的な建築制限に以下のような様々な疑問点があげられ、対策も提言されている^{1),2)}。

- ・数十年程度の一般建築の耐用年数に比べて、活断層帯地震の再現期間は数千年から数万年以上と非常に長い。

- ・堆積層がある場合には撓曲地形を形成し、地表断層が出現せずに広範囲に分散して現れる場合が多い
- ・沖積層や人工的な地盤改変などがある場合、一般に断層の出現位置を明確に特定することは困難である。

- ・より可能性の高い液状化や地すべりでも同様な地盤変状被害を生じるが、なぜ活断層だけは主断層だけでなく副断層を含めて 1cm でも断層変位の可能性があれば規制するのか？

- ・事象より紹介するように、大規模な断層変位を受けても被害を免れている建物の事例が多数ある。

2. 2 断層変位による建物被害調査の事例

以下に著者らが実施した断層変位による物被害調査の事例を紹介する。

* : 工学院大学建築学部まちづくり学科

(1) 1999 年台湾・集集地震（Mw 7.6）

図 1 に示すように、1999 年集集地震の際、台湾中部の車籠埔（Chelungpu）断層沿いに約 80 km の地表地震断層が生じ、最大で 10m 近い逆断層の大規模な断層すべりが発生した。台湾ではこの地震の後、幅 30m の活断層帯における建築規制を導入した（公有地での建築禁止、私有地では 2 階建て、または高さ 7m 以下など）。ここでは著者らによる調査を中心として、断層変位を生じた代表的な地域における建物被害調査と、その後の復旧対応の状況を紹介する³⁾。

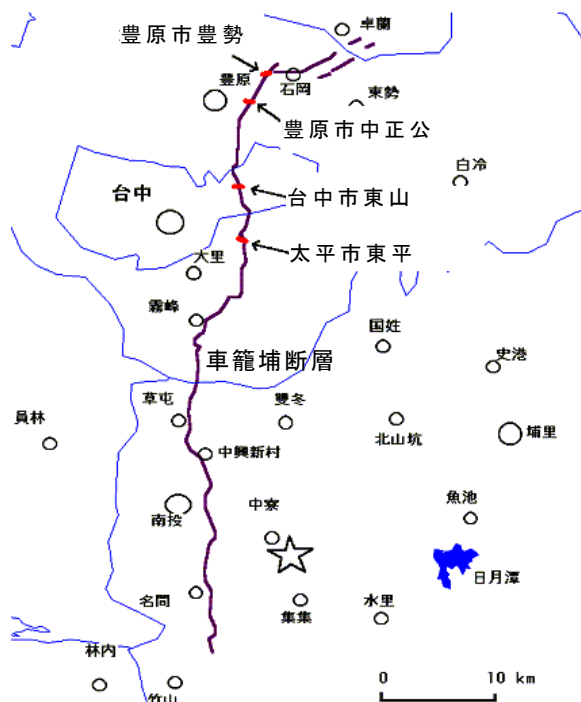


図 1 1999 年集集地震と車籠埔断層、および建物被害調査地域（○は強震観測点；日本建築学会，2000）

・豊原市豊勢路

図 2 に調査対象地域を示す。約 1m 東に 10m 近い上下断層変位を記録した石岡国民小学校や、破壊された石岡ダム（石岡水壩）がある（ちなみに、ダムは震災遺構として保存され、規模を縮小して再利用している）。当地では上盤で 3 m 以上の断層変位が生じているが、主な被害は地震動ではなく、断層変位であった。特に中破以上の被害は断層直上か上盤側の断層近傍に限定されている。

図 3 は、図 2 の○部分の断層変位と建物被害の状況（上段：2009 年 10 月 19 日撮影）と 10 年後の状況（2009 年 10 月、Google Street View）との比較である。断層変位により断層直上の建物（上段中央）は

大きく傾斜しているが、下盤側の建物（上段左）は無被害であり、現在もそのまま使われている（下段）。一方、上盤側の建物（上段右）は地盤変位により 1 階の柱・壁にクラックがあり、シャッターにも変形跡が見られる。但し、下段写真より現在も修復後に再利用していることが確認できる。一方、隆起した前面道路は掘削され、建物との間に段差には階段やスロープが設けられている。

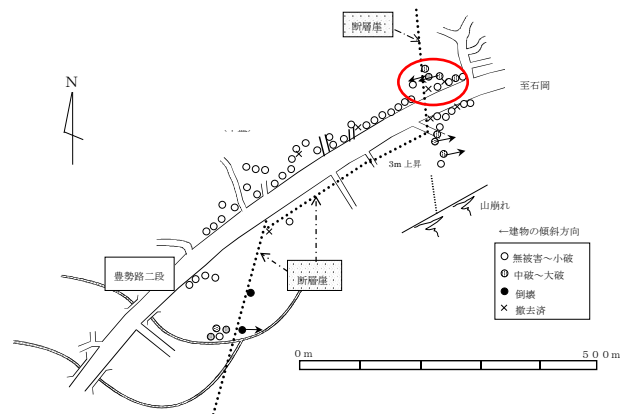


図 2 豊原市豊勢路における地表地震断層と建物被害調査結果（矢印は建物の傾斜の向き；日本建築学会，2000）



図 3 図 2 の○部分の断層変位と建物被害の状況（上段：久田撮影）と 10 年後の状況（2009 年 Google Street View、<https://goo.gl/maps/q19XaHyDD7fEFBTeA>）

図 4 は図 3 の上段中央の RC 造集合住宅の空撮（北から南を撮影）と被害の様子である。基礎の剛性が乏しく 1 階部分には変形した被害が見られるが、6m 近い断層変位の直上でも倒壊せず、躯体は剛体的に傾斜している（傾斜角は 4～6°⁵⁾）。

・豊原市中正公園

図5は、豊原市中正公園付近の主断層による4 m近い上下変位と、上盤側での分岐した断層群である。約300 mの広い範囲で地盤変位が生じ、東端部ではback thrustにより2 m近い変位が生じている⁴⁾。

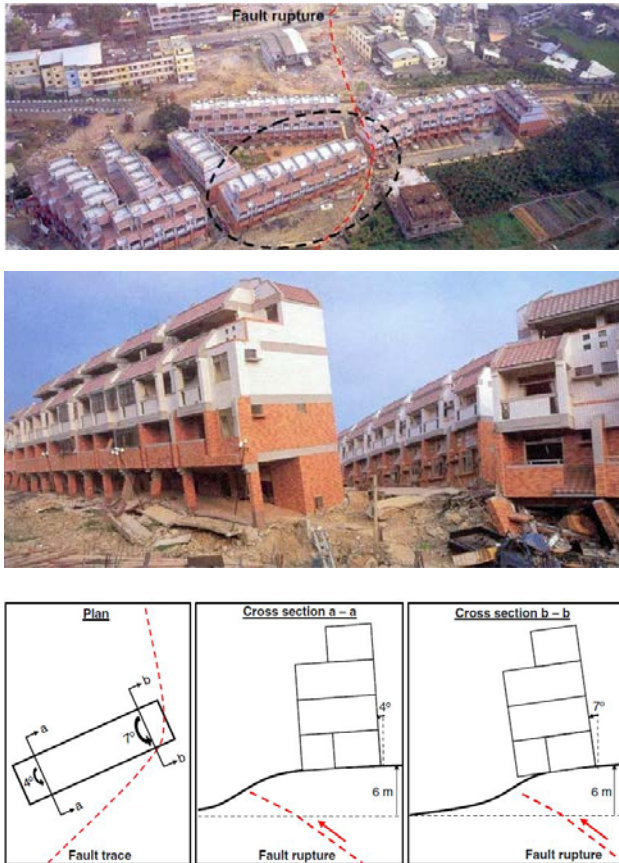


図4 図3の上段中に見える傾斜したRC造集合住宅の震災直時の被害の様子^{5),6)}

図6は、同地域の地表地震断層と建物被害調査結果であるが、図12と全く同様に断層変位によって生じており、それ以外での被害が生じていない（日本建築学会、2000）。図16の写真（位置は地図の左上）は非常に古く、ほぼ壁のない日本風の木造店舗（恐らく戦前に建設）も無被害であり、地震動は強くなかったと考えられる。

図7（上段）は、図6の○部分の地震直後と、10年後（下段）の比較である。上段左では上下で4 m近い主断層の断層変位により大きく傾斜、大破しており、後に撤去されている。一方、その奥の建物の被害は軽微であり、地震後も再利用されている（下段）。上段中央の3階建のRC造建物は基礎が柔らかく、大変形に追従できずに1階が部分崩壊している

5)。ちなみに地震直後に舗装された道路（上段）は、その後に掘削され、奥の建物の土地とは4 m近い段差が生じている（下段）。最後に上段右は、断層変位により倒壊した平屋建物（恐らく軽量S造）であり、後に撤去されている。手前の2階建てRC造は軽微な被害であり、そのまま利用されている（下段）。

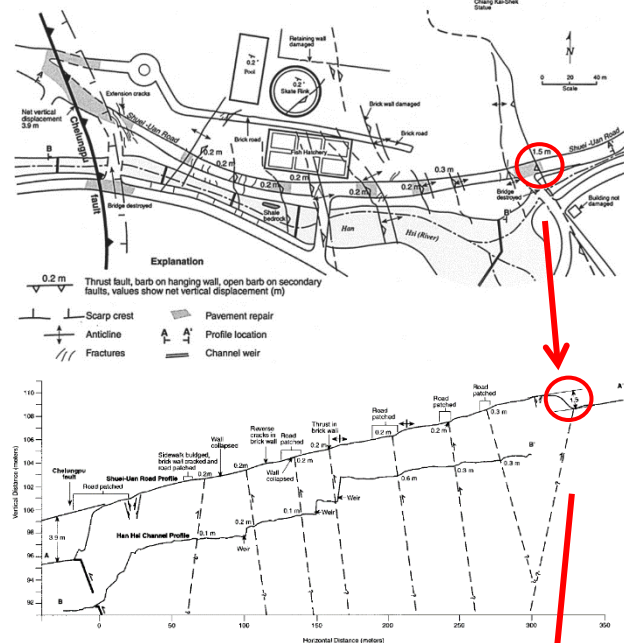


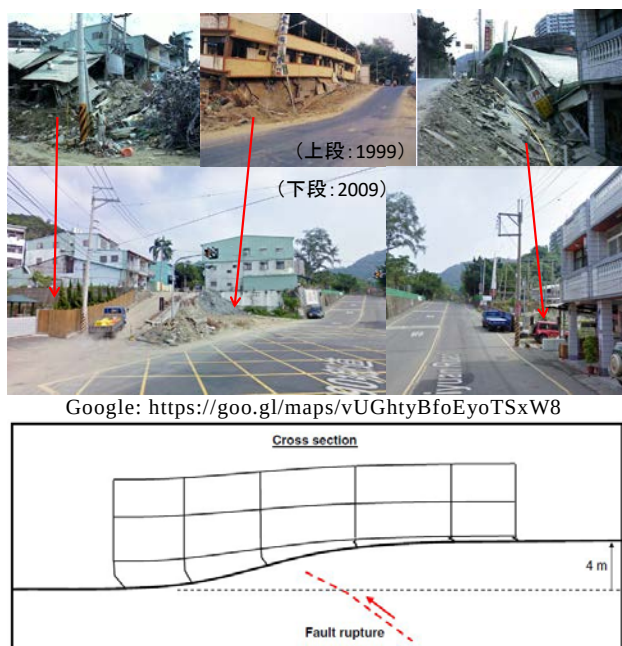
図5 豊原市中正公園近傍の主断層（左側）と上盤側の分岐した断層群⁴⁾。左写真は上図○部分のback thrust断層⁶⁾。



図6 豊原市中正公園近傍の断層と建物被害（矢印は建物傾斜の向き³⁾）。右写真の1階に壁のない非常に古い日本風店舗は無被害



（撮影：久田）



Google: <https://goo.gl/maps/vUGhtyBfoEyoTSxW8>



Google: <https://goo.gl/maps/65FcdVY87LHQccVLA>

図 9 図 7 の○の建物の被害状況（上段と下段左：久田撮影）と、10 年後の現況（下段右、Google Street View）

図 7 図 6 の○地域における地震直後（上段：左右は久田撮影）と 10 年後の状況（下段、Google Street View）。上段中と最下段の断面図⁵⁾

・ 太平市東平路

最後に図 8 は太平市東平路における被害調査である。他の地域と全く同様に、大きな被害は 3m 以上の上下変位を生じた地表地震断層の直上近傍に限定されている³⁾。

図 9 は、図 8 の○に位置する 3 階建て RC 造建物の被害状況（上段と下段左）と、10 年後の現状である。断層変位により建物は 10° を超える大きな傾斜を生じているが、基礎・躯体とも「強さ」によりほぼ無被害であり、現在も傾斜を戻して再利用している。

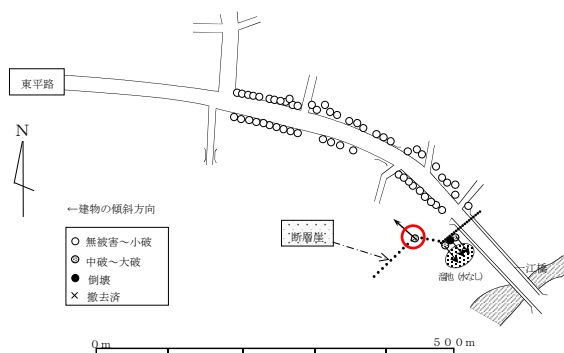


図 8 太平市東平路における地表地震断層と建物被害調査結果（矢印は建物の傾斜の向き³⁾）

(2) 2011 年福島県浜通り地震（M7.0）

著者らによる地表地震断層ごく近傍の建物被害調査結果を簡単に紹介する⁷⁾。福島県浜通り地震は 2011 年東北地方太平洋沖地震の広義の余震と考えられ、本震後の引張場により井戸沢・湯ノ岳断層沿いに正断層の地震が発生し、最大で 2m 程度の上下の断層変位が生じた。集集地震のような逆断層では上盤に広範囲な地盤変状が生じるが、正断層では地盤変状は地表断層の直上の比較的狭い範囲に限定される。主な被害は、ほぼ地表地震断層による断層変位に起因しており、揺れによる被害は顕著ではなかった。従って震度は 5 強～6 弱程度と推定された。

図 10 は田人町・田人中学校における S 造体育館と裏の水泳場における断層変位による被害子である。数 10cm の上下変位で体育館が変形し、基礎や柱脚部に亀裂が見られた（本建物は後に取り壊された）。

図 11 は字塩ノ平において、上下約 80 cm の断層変位とその直上の非常に古い在来木造の様子である。断層は建物の端部を抜け、無筋コンクリートの布基礎を破壊し、建物も大きく変形している。但し、建物は変形に追随し、倒壊は免れている。写真の下段左は隣接する古い納屋であり、前面は断層による段差ができ、土壁に亀裂が見られる。下段右はさらに隣接する非常に古い伝統木造の農家である。重い茅葺屋根で壁もほぼ無く、耐震性に著しく劣ると思われるが、外観上はほぼ無被害であり、地震動は 5 弱程度を推定された。

図 12 は、いわき市・建徳寺の非常に古い伝統木造の本堂と山門の被害である。上下約 60 cm の断層変位により、本堂は大きく変形しているが、倒壊には逃れている。一方、山門は全調査の中で唯一倒壊した建物であるが、断層変位により大きく傾斜し、柱が抜けて倒壊した。



図 10 2011 年福島県浜通り地震による田人中学校の S 造体育館（西向きに 2-3 度傾斜）と裏の水泳場における断層変位による被害の様子（撮影：久田）



図 11 宇塩ノ平における断層直上の古い木造家屋と納屋の被害の様子（撮影：久田）

(3) 2014 年長野県神城断層地震 (M6.8)

ここでは著者らによる地表地震断層ごく近傍の建物被害調査結果を簡単に紹介する⁸⁾。この地震により、神城断層沿いに、最大で 1 m 程度の上下の断層

変位が生じた。地震動による被害は震源域南部（堀之内地区など）の一部地域に限定され、地表地震断層の近傍では、断層変位による被害以外に顕著な被害は確認できなかった。



図 12 いわき市・建徳寺における断層直上の非常に古い伝統木造の本堂と山門の被害の様子（撮影：久田）

図 13 は、白馬村森上における断層変位（上下に約 80 cm）と、上盤の建物の様子である（上段）。断層はほぼ直上の木造建物を含めて、周辺の建物ほぼ無被害であった。

図 14 は、白馬村大出における断層変位である。左写真の左側はべた基礎の新しい 2 階建て木造住宅、右側は布基礎の非常に古い木造である。断層変位は 20-30 cm 程度と大きくはないが、左側建物の高い剛性により建物を避けて敷地の境界上に現れていた。右写真は南に隣接する建物の前面道路の側溝の上下変位である。圧縮力を受けて側道のブロックが 30 cm 程度持ち上がっている。

図 15 は、図 14 に南面する古い 2 階建て木造住宅である。無筋の布基礎と束基礎であり、断層変位で基礎が一部破壊され、束基礎上の柱が移動しており、約 1 年後（2015 年 7 月）には撤去されている。



図 13 白馬村森上における断層変位（上下に約 80 cm）と上盤側の建物の様子（撮影：久田・石川）



図 14 白馬村大出における断層変位（左：建物を避けて敷地境界に現れている、右：南に隣接する図 25 の建物の前面道路の側溝の上下変位：撮影：久田・石川）



図 15 図 14 に南面する古い在来木造住宅（撮影：松澤氏）。基礎は無筋の布基礎と束基礎であり、断層変位で基礎が破壊され、柱も移動していた（1年後には取壊し確認）

(4) 2016 年熊本地震 (M7.3)

図 16 に示しように、2016 年熊本地震（本震）では布田川・日奈久断層帯に加えて、それまで活断層が知られていなかった南阿蘇地域を合わせて長さ約 34 km、右横ずれ・正断層の最大で約 2 m の地表地震断層が出現した。最も被害が集中した益城町では様々な機関で精力的な被害調査が行われている。例えば、文献⁹⁾では、断層変位は 10～40 cm 程度と大きくなく、主な建物被害は強い揺れで発生したこと、被害は老朽化した建物に集中し、震度 6 強・7 の激しい揺れに対しても 2000 年の耐震基準による建物の大破・倒壊率は極めて低かったこと、2000 年に施行した住宅品質確保促進法（品確法）による耐震等級 3 の 16 棟の住宅は全て軽微な損傷以下であったこと、などが明らかになった。ここでは、著者らが実施した布田川・日奈久断層帯と南阿蘇地区の地表地震断層のごく近傍における計 314 棟の建物調査結果の一部を、地震直後のその後の現存・撤去の状況を踏まえて紹介する¹⁾。

・高木（上益城郡御船町）

日奈久断層帯の直上に位置する高木地域において計 54 棟の建物を調査した。85%は木造であり、1 棟を除き全て 2 階以下であった。築年別の全壊率では、

新しい建物（2000 年基準以降に相当）は 0%，古い建物（1981～2000 年基準に相当）が 12%，非常に古い（1981 年基準以前に相当）は 23%であった。古い建物に被害が集中しており、老朽木造建物の 1 棟を除き倒壊はなく、震度は 5 強から 6 弱程度と推定された。

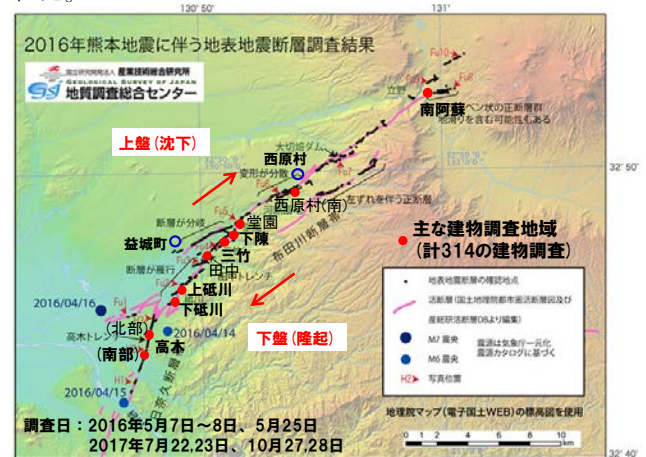


図 16 活断層と出現した地表地震断層と、断層の近傍での調査地点¹⁾

図 17 は、築約 80 年の非常に古い伝統木造家屋である。敷地南側の前面道路と建物の北側の敷地内では 50 cm 程度の明瞭な右横ずれ断層が現れ、建物の直下を南北に縦断していた。基礎は束基礎であり、耐震壁も存在せず、断層変位がそのまま建物の躯体を変形させた。ただし、建物は断層変位に追随しており、全壊判定ながら倒壊には至らなかった（2017 年 7 月には建物は撤去を確認）。

図 18 は、図 17 の北隣の新しい木造住宅である（軽量鉄骨の可能性あり）。敷地南側の前面道路では 50 cm 程度の明瞭な右横ずれ断層が現れていたが、敷地は高さ 1.5m 程度の盛土上にあり、敷地内の断層変位は 30 cm 程度であった。断層変位は建物直下を縦断しているが RC 造の布基礎と耐震壁により断層変位は遮断され、躯体は全く変形していない（基礎には若干の亀裂あり）。2017 年 7 月には建物の基礎は補修され、現存を確認した。

図 19 は、図 18 の北に位置する古い平屋木造の店舗兼倉庫である。約 40～50cm の断層変位により、無補強のコンクリートブロック基礎が破壊され、躯体の土台や柱も大きく変形し全壊であった（2017 年 7 月には現存していたが、家主によると近い将来に撤去予定）。

図 20 は、新しい平屋の S 造工場である。3m 近い

盛土上に位置しており、擁壁には亀裂があった。敷地内にも地盤変状は生じているが、盛土により断層変位は分散されていた。剛性の低い独立基礎であるが、建物躯体にも被害が確認されず、軽微な被害であった。2017年7月に建物は現存し、擁壁も補修されていることを確認した。



図 17 2016 年熊本地震における横ずれ断層変位と、その直上の非常に古い伝統木造住宅の被害の様子



図 18 図 17 の北隣の横ずれ断層変位と、その直上の新しい木造住宅の被害の様子



図 19 図 18 の北に位置する断層変位と、その直上の古い木造建物の被害の様子



図 20 断層変位によると擁壁の亀裂と、直上の新しい S 造工場の様子

・下砥川（益城郡益城町砥川）

布田川断層の西端部に位置する下砥川地域では 31 棟の建物を調査した。74%は木造、19%は S 造（主に倉庫や整備工場）であり、全て 2 階以下で、52%は古い建物、35%は非常に古い建物であった。現地調査した建物では非常に古い建物を含めて全壊・倒壊した建物は皆無であり、震度は 5 強程度であったと推定された。



図 21 約 30cm の縦ずれ断層変位と、その直上の新しい木造建物の被害の様子

図 21 は、地表地震断層上に位置する新しい木造住宅であり、敷地内で 30cm 程度の縦ずれ変位が生じていた。RC 造の布基礎には亀裂があったが、躯体はほぼ無被害であり軽微な被害であった。ただし、敷地に生じた段差により建物全体が傾斜したと考えられ、2017 年 7 月には建物は撤去されていた。ちなみに右隣りに平屋の非常に古い木造住宅があるが、これも軽微な被害であった。この建物は断層線から外れており、補修して現存していることを確認した。

・上砥川（益城郡益城町砥川）

下砥川の西隣に位置する上砥川地域で 21 棟の建物を調査した。95%は木造、全て 2 階以下で、29%は古い建物、48%は非常に古い建物であった。現地調査した建物では非常に古い建物を含めて全壊・倒壊した建物は皆無であり、度は 5 強程度であったと

推定された。

図 22 は、約 30cm 程度の横ずれによる地表地震断層上の新しい木造家屋である。敷地は盛土されており擁壁は断層変位により破壊されたが、調査時には修復済みであった。RC 造のべた基礎や耐震壁で地盤変位は躯体には伝わらず、外観上は全く被害が無く、2017 年 7 月に現存を確認した。



図 22 約 30cm の横ずれ断層変位と、その直上の新しい木造建物の様子（久田ほか、2019）

・三竹（上益城郡益城町下陳）

布田川断層上に位置する三竹地域で 23 棟の建物を調査した。96%は木造であり、全て 2 階以下で、43%は古い建物、35%は非常に古い建物であった。現地調査した建物では非常に古い建物を含めて全壊・倒壊した建物は皆無であったが、非常に古い木造の納屋・倉庫は多数倒壊していた。従って震度は 5 強～6 弱程度であったと推定された。

図 23 は、川沿いの橋に現れた右横ずれの地表地震断層であり、1～1.5m 程度の断層変位を確認した。左写真の左上建物は、盛土上の非常に古い木造家屋である。盛土には地盤変位が生じており、基礎や壁の亀裂や一部の柱のずれなどを確認した。一方、右写真の奥は非常に古い木造家屋である。基礎や壁に亀裂が生じており一部損壊と判断した。どちらの建物も 2017 年 7 月に撤去されていることを確認した。

図 24 は、地表地震断層上の非常に古い木造家屋である。断層変位により無筋の基礎が破壊され、建物や車庫の躯体も変形しており、半壊と判定した（2017 年 7 月に撤去を確認）。ちなみに左写真の左隅に見えるのは、新しい木造住宅であり、RC 造のべた基礎や耐震壁などで十分な耐震性が確保され、被害は全く確認できなかった（2017 年 7 月には現存を確認）。

・下陳（上益城郡益城町）

布田川断層上に位置する下陳地域で 79 棟の建物を調査した。97%は木造であり、全て 2 階以下で、

42%は古い建物、30%は非常に古い建物であった。

現地調査した建物では 1 棟の非常に古い 2 階建て木造倉庫が地震動によると思われる倒壊、1 棟の非常に古い平屋木造住宅が断層変位により大破しており、全壊率は 3%、倒壊率は 1%であった。従って震度は 5 強～6 弱程度であったと推定した。

図 25 は、60cm 程度の縦ずれ断層と、その直上の築約 80 年の伝統木造住宅である。今回の調査では最大の縦ずれ変位であり、建物の床面や屋根面も大きく変形していたが、躯体は変形に柔軟に追随しており倒壊は免れていた。全壊と判断した（2017 年 7 月に撤去を確認）。



図 23 1～1.5 m の横ずれ断層変位と、その近傍の木造建物の様子（久田ほか、2019）



図 24 断層変位と直上の古い木造建物の被害。無筋のコンクリート基礎が破壊され、上部構造も変形した



図 25 約 60 cm の縦ずれ断層変位と、直上の築約 80 年の木造建物の被害の様子。縦ずれ変位に建物が追随し、遠目からも屋根の変形が確認できる

・南阿蘇（阿蘇郡南阿蘇村河陽・黒川）

南阿蘇の河陽・黒川地域では 97 棟の建物を調査した。当地では最大で 1m 以上の右横ずれの断層変位が確認されているが、事前に活断層の存在は知られていなかった。65%は木造、14%は S 造、21%は RC 造であり、87%は 2 階以下であった。52%は古い建物、29%は非常に古い建物であった、地表地震断層が現れた他の地域と異なり、南阿蘇の全壊率は 39%、倒壊率が 27%と非常に高い値であり、断層変位だけでなく、震度 7 相当の非常に強い揺れが生じたと考えられる。

南阿蘇は熊本地震の破壊開始点に対して最東端に位置するため、1995 年兵庫県南部地震の神戸市のように断層面に直交する方向に指向性パルス（キラールパルス）が発生し、建物の倒壊・傾斜の明瞭な卓越方向となる可能性がある。調査建物うち、建物の倒壊・傾斜の向きが確認できる 28 棟の断層走行（N25E を仮定）に直交する方向（N70E と N20E の間）は 20 棟、平行する方向は 8 棟であった。建物の傾斜・倒壊方向がそのまま地震動の卓越する方向になる訳ではないが、地震動は明らかに断層の直交方向に揺れが卓越しており、従って指向性パルスが発生した可能性がある。

図 26 は、地表地震断層上の 2 階建ての古い木造アパートである。右の写真にみられるように断層変位により無補強の基礎が破壊され、躯体も大きく変形しており、全壊と判断した（2017 年 10 月には取り壊し確認）。

図 27 は、地表地震断層に隣接する 3 階建ての古い木造アパートである。断層変位の直接の影響は免れているが、柱脚部にみられるように金物が無く、地震動で 1 階の南開口部（駐車場で東西方向の壁が無い）の向きに転倒時に柱が引き抜けて倒壊したと考えられた。

・地表地震断層ごく近傍の地震動、および、断層変位と建物被害

各調査地域での震度（揺れの強さ）を調べるため、図 28 に木造建物に関する震度と築年別の全壊率の被害関数（内閣府、2004）を示し、さらに被害調査から得られた各地域の築年別の全壊率を重ねて示している。この全壊率曲線は 1995 年阪神・淡路大震災など過去の震災における強震記録から得られた計測震度と、生活再建支援のための罹災証明のデータ等

より作成している（構造躯体の被害に着目する学術的な調査結果よりも全壊率は一般に高めに出る傾向がある）。震度は地震動の強さを表しているため、本調査による全壊率では、断層変位による被害が顕著な断層直上の建物のデータは除外している。図より、南阿蘇地域とその他の地域では想定される震度に大きな差があり、前者では木造建物では震度 7 相当であると推定される。一方、それ以外の地域では木造建物では震度 5 強～6 弱程度であったと推定される。南阿蘇地域での強い揺れは指向性パルスに加えて、軟弱な火山性沖積層による地震動の増幅による可能性がある。一方、その他の地域での弱い揺れは、横ずれ断層のごく近傍では地震動の放射特性から強い地震動が生じないこと、さらには比較的良好な地盤であったことによると考えられる¹⁾。



図 26 断層直上の古い木造建物の被害。無筋のコンクリート基礎が破壊され、上部構造も変形した（久田ほか、2019）



図 27 断層直上の倒壊した古い 3 階建て木造建物の倒壊。1 階は剛性の低い駐車場で、金物もないため強い揺れで柱が抜けて倒壊したと思われる

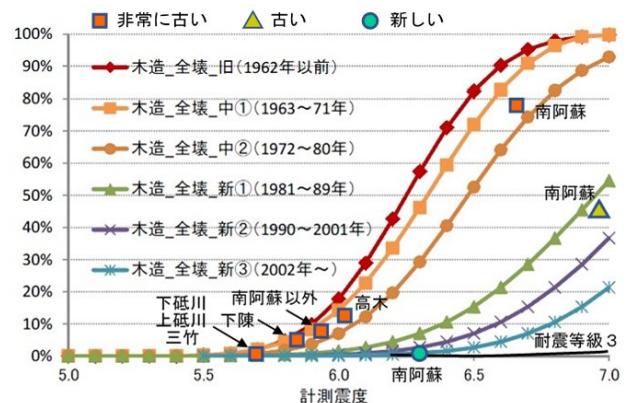


図 28 木造建物の震度と全壊率との関係と調査結果（断層直上を除く結果より¹⁾）

・建物被害と現存・取壊しと活断層対策

図 29 は調査建物の被害程度と現存・取壊しの関係である。被害程度に比例して取壊しの割合も高くなるが、D3 や D2 など構造的に甚大な被害が無くても半数近くが取り壊されている。その大半は「非常に古い」や「古い」建物であり、修復よりも再建を選択した可能性がある。一方、取壊しが多い背景として、膨大な被害家屋数に対して速やかな復旧を行うため、公費解体が全壊・倒壊だけでなく、半壊の建物でも行われたことに一因がある。膨大な建物が解体されたため、仮住まい生活者はピーク時で約 4 万 8 千名、2019 年 3 月末でも 1 万 7 千名であり、その大半は現在も自宅に復帰できる見込みが立たない状況である。その結果、直接死は 50 名に対して、災害関連死は 220 人となっている（2019/4/12 現在）。

修復よりも解体を誘導する現行の対策では、特に大都市の震災時に深刻な問題になる。今後の対策として人口密集地域の建物は、最低基準である現行の耐震基準より高い耐震性（耐震等級 3 や免震など）とし、かつ点検・修復が容易な建物を推奨し、さらには平時から関連機関・業者との連携により膨大な修繕・修復へ対応できる人材育成と体制を整備し、被災時には取壊しよりも修復により速やかな生活再建を可能にする必要がある。

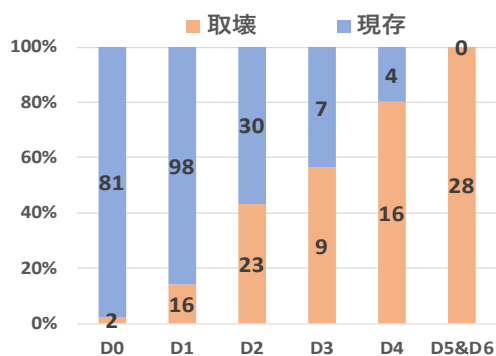


図 29 建物被害程度と現存・取壊しの関係（D0:無被害、D1:軽微、D2:一部損壊、D3:半壊、D4:全壊、D5:一部倒壊、D6:完全倒壊の 6 段階で分類¹⁾）

3. おわりに

本報告では、活断層の断層変位による建物被害調査結果を紹介した。断層変位という未知のハザードに対して、従来の対策は AP Act 1972 に代表されるように断層を避けることであった。しかしながら、1999 年集集地震、2016 年熊本地震など近年の地震から、以下のことが明らかとなった。

- ・事前に地表地震断層の出現位置が特定できる場合や過去の地震で存在が確認されている場合は、断層線を避けて建物を建てることが望まれる。
- ・しかしながら、地震が起こる前に建築的スケールで地表に出現する断層線の位置やすべり量を正確に予測することは困難である。
- ・断層変位を受けた建物調査の結果、十分に耐震対策を実施すれば被害を大きく低減することが可能であることが明らかになった。例えば盛り土地盤は基盤での断層変位を吸収し、地表面での変位量を低減し、べた基礎など RC 補強された基礎や十分な耐震壁の配置などの対策で断層変位は建物に入力せず、被害は殆ど生じなくなる。
- ・古い建物でも断層変位にねばり変形で対応し、倒壊を免れることは可能であるため、従来の耐震診断や耐震補強が有効である。
- ・断層変位対策には、地すべりや液状化などの地盤変状対策が有効であり、仮に縦ずれ変位などで建物が傾斜した場合も建物に耐震性があれば修復が可能である。

参考文献

- 1) 久田嘉章, 田中信也, 金田惇平, 寺本彩乃, 中村 航, 村上正浩, 鱒沢 曜, 境 茂樹, 仲野健一, 森 清隆, 木本幸一郎: 2016 年熊本地震の地表地震断層の近傍における建物の被害調査と活断層対策, 第 20 巻, 2 号, pp. 90-132, 2020.
- 2) 久田嘉章: 地表地震断層の断層変位による建築被害と対策、日本建築学会大会（北陸）・基礎構造部門—パネルディスカッション資料, pp. 51-70, 2019.
- 3) 日本建築学会: 1999 年台湾・集集地震、第 I 編 災害調査報告書, 2000.
- 4) Kelson, K.I. et.al: Representative Styles of Deformation along the Chelungpu Fault from the 1999 Chi-Chi (Taiwan) Earthquake: Geomorphic Characteristics and Responses of Man-Made Structures, Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 91, No. 5, pp. 930- 952, 2001.
- 5) Faccioli E., et.al.: Fault rupture-foundation interaction: selected case histories. Bull. Earthq. Eng., Vol. 6, pp 557- 583, 2008.
- 6) 地工技術研究発展基金会: 大地裂痕—空中鳥瞰 車籠埔断層, 1999.
- 7) 久田嘉章ほか: 2011 年福島県浜通り地震の地表地震断層の近傍における建物被害調査、日本地震工学会論文集、12 巻、4 号, pp. 104-126, 2012.
- 8) 石川理人、久田嘉章: 2014 年長野県神城断層地震における建物被害調査、日本地震工学会・大会梗概集、P2-37, pp. 1-7, 2017.
- 9) 国土交通省国土技術政策総合研究所: 熊本地震における建築物被害の原因分析を行う委員会報告書, 2016.

地表地震断層の断層変位と建物の耐震対策

キーワード 活断層，地表地震断層，断層変位，建物の耐震対策

久田嘉章*

1. はじめに

活断層帯で大規模地震が発生した場合、地表地震断層が出現し、その近傍では強い揺れに加えて、断層変位により建物に被害が生じる。近年、断層近傍の強震動や耐震対策に関する研究は進歩を遂げ、震度7の極めて強い揺れでも全壊・倒壊に至るような甚大な被害を防ぐことは可能になっている。一方、断層変位による建物被害や対策には不明な点が多く、米国の活断層法（Alquist-Priolo Earthquake Faulting Zones Act, 1972）に代表されるように、一般には活断層を避ける以外に対策はないと考えられてきた。同様に Euro Code 8（EN 1998-5）でも「Buildings of importance classes II, III, IV shall not be erected in the immediate vicinity of tectonic faults」と明記され、一方、建築基礎構造設計指針（日本建築学会、2001）には「敷地内を活断層が横切っているような場合には、断層の活動やその予測手法が十分解明されていない現状では建物の位置を移動するなどにより少なくとも断層を跨いで建物を建設しないことが無難であろう（同書、p.87）」とされている。しかしながら、1999年のトルコ・コジャエリ地震（Mw 7.4）や台湾集集地震（Mw 7.6）、2016年熊本地震（M7.3）などでは、大規模な断層変位が生じて、その直上の建物に殆ど被害が生じなかった事例が多数確認され、近年では様々な断層変位への耐震対策が提案されている。本報告では、これまで著者らが行ってきた断層直上での建物被害調査などの結果を踏まえ、建物を対象とした断層変位対策の現状をとりまとめ、報告する^{1),2)}。

2. 活断層と断層変位の評価

はじめに活断層の定義、その位置や断層変位量の評価に関する不確かさを確認したい。

2.1 主断層・分岐断層・副断層について

ここで主断層や副断層等の定義を確認する³⁾。地震は深さ数 km より深い地震発生層における震源断

層のずれ破壊によって発生し、浅く規模が大きな場合には地表地震断層として地表に現れる。活断層はこのように繰り返し地表に出現した震源断層の活動の痕跡であり、図1に示すように「主断層」と「分岐断層」が含まれる。一方、「副断層」は震源断層の活動に伴って形成された二次的な断層であり、震源断層と地質構造の関連性が認められないが、今後も震源断層の活動により変位する可能性が否定できない断層とされる。定義上は活断層ではあるが、重力によって生じる地すべりなどと明確に区別することは一般に困難である。さらに主断層に比べて変位量が小さいため、事前に位置や変位量を正確に評価することは不可能に近い。

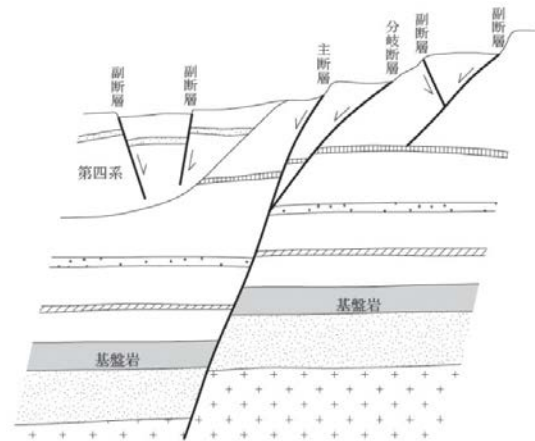


図1 主断層・分岐断層・副断層³⁾

2.2 2016年熊本地震から得られた知見

・活断層の事前評価の困難さ

熊本地震では、図2で示したように、km単位のマクロスケールでは活断層図と、実際に出現した地震断層の位置とはよく整合していたが、建築的なm単位のマクロスケールでは両者が大きく異なる場合があった。また南阿蘇地域のように未知の地震断層が現れる場合もあった。図2は熊本地震の前後の「2万5千分1活断層図」（2011年版と2018年版の「熊本」）の比較を示す、ここで「2万5千分1活断層図」とは活断層の詳細な位置情報を電子地形図25000上

* : 工学院大学建築学部まちづくり学科

に表した図であり、空中写真による判読から活断層を抽出し、併せて既存の調査結果も参考にして活断層の詳細な位置を表したものである。図の緑色で示されている地域（扇状地・沖積錘、沖積低地、及び埋立地・干拓地）は過去数千年間に形成された若い地層の土地であり、未知の活断層が埋もれている可能性もあるとされている。凡例に示しているように、明瞭な地形的特徴から活断層が特定できる場合は実線で、風雨による侵食や堆積、また開発の影響などで活断層の位置を明確に表示できない区間は破線で、さらには活動の跡が土砂の下に埋もれていると推定される区間は点線で、それぞれ表示している。また図中の赤線の四角枠は、著者らによる三竹、下陳、堂園地区の調査対象地域である¹⁾。

図2の黒い点線は、熊本地震で出現した地表地震断層の位置を示している。事前の活断層位置と比較すると、丘陵地の境界などでは両者の位置は比較的一致しているが、緑色の若い地質の領域では全く特定できなかったことが分かる。一方、下陳から堂園を通る活断層や三竹の南に位置する断層は、地震前では「明瞭な位置が特定できる（実線）」とされていたが、実際には地震断層が現れず、「明確な位置が特定できない（破線）」に変更されている。さらに堂園では約2mの右横ずれ断層が出現したが、改訂版にも横ずれ断層は明示されていない。段差地形などの特徴が現れやすい縦ずれ断層に比べて、横ずれ断層を事前に特定することが困難であることが分かる。一方、下陳の南東部などでは想定外の位置に縦ずれ断層が出現（図に活断層露頭の○印が表示）しており、改訂版には断層位置が追加されている。さらに三竹・下陳・堂園地区では「明瞭な位置が特定できる断層」も数10m程度は異なる位置に現れており、改訂版では断層位置が修正されている。断層のタイプも地域によって横ずれと縦ずれが混在して現れており、事前に断層タイプや変位量を正確に予測することは困難である。

・広範囲な地域における地表断層群の発見

熊本地震を契機として、人工衛星の合成開口レーダー（Synthetic Aperture Radar; SAR）により地震前後の詳細な地盤変位の解析が行われた。その結果、主断層である布田川・日奈久断層から20～30km程度離れた非常に広範囲な地域において地表断層群が発見されている⁴⁾。図3に発見された地表断層群

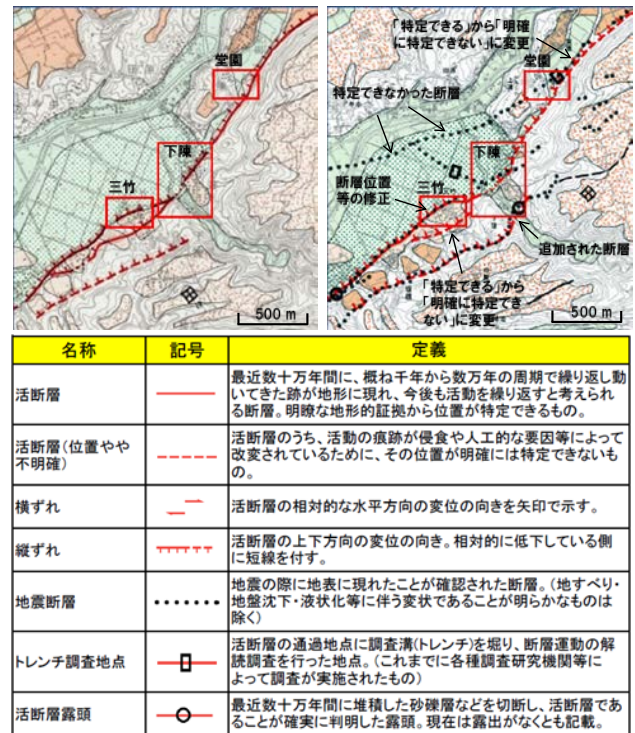


図2 熊本地震前（上段左：2011年熊本）と地震後（2017年熊本 改訂版）における2万5千分1活断層図の変化¹⁾

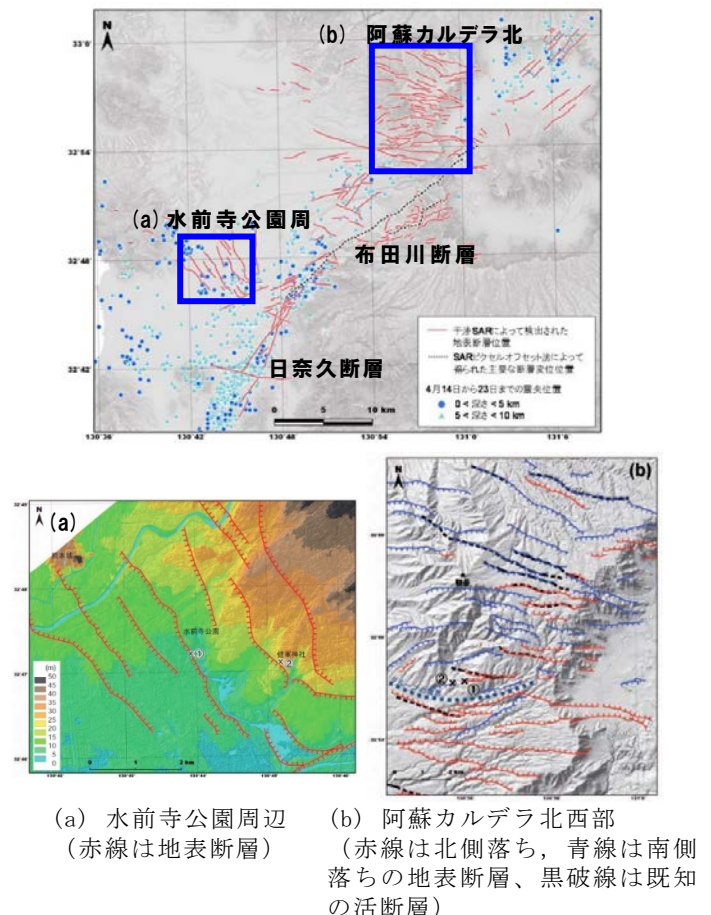


図3 広範囲な地域で発見された地表断層群⁴⁾

の分布と、熊本市内の水前寺公園周辺地域と、阿蘇カルデラ北西部の拡大図を示す。前者は布田川断層と共役となる北北西-南南東の走向を持ち、縦ずれの変位が卓越している。最大の変位量を示す健軍神社の南部では崖地形との相関が高く、テクトニックな背景を持つ活断層と推定された。一方、後者は既知の活断層とも一致しており、古いカルデラ地形の沈降帯で発生した正断層が熊本地震により断層すべりが誘発されたと考えられている⁴⁾。

上記のような主断層の断層変位に誘発された副断層（お付き合い断層）も定義上は活断層ではあるが、両地域での断層変位量は非常に小さく、周辺の建物にも断層変位や強震動による大きな被害は報告されていない。地震前に特定することは困難であり、また特定されたとしても厳しい規制を課することも現実的ではない。

・確率論的断層変位ハザード解析

活断層の位置や断層変位の不確実さを考慮した評価法として、率論的断層変位ハザード解析（Probabilistic Fault Displacement Hazard Analysis：PFDHA）が提案され、原子力発電所施設に用いられている。この方法は、文献⁵⁾により提案され、国内においても日本のデータを用いた評価が行われている⁶⁾。今後はデータの蓄積や精度検証を行う必要があるが、建築分野でも重要施設などに有効に活用できる可能性がある。

3. 断層変位対策と適用事例

従来、活断層を避けることが困難な長大な土木構造物やライフライン施設では様々な断層変位への対策がすでに実施されている⁷⁾。一方、建物に関しても近年の地震による被害調査結果をもとに様々な「断層変位-地盤-基礎-構造物の相互作用（Fault Rupture-Soil-Foundation-Structure Interaction）に関する実験的・数値解析的な研究が行われ、次世代の設計基準に反映させる試みが行われている⁸⁾。ここでは建物を主対象とした断層変位対策と、実際の適用事例を紹介する。

3. 1 断層変位対策への提言

・Bray^{9) -11)}による断層変位対策への提言

UC Berkley の Bray 教授は以下の対策を提案している^{9) -11)}。

土地利用計画（Land Planning）

- ・断層変位の可能性あるエリアを避ける

応用地質学（Engineering Geology）

- ・主断層を調査し、特定できた場合は避ける
- ・断層や地盤条件を考慮し、柔軟にセットバックする
- ・断層のタイプや変位量を評価
（著者注：明瞭な断層が無い場合でも撓曲地形等による地盤傾斜の可能性も考慮する）

地盤工学（Geotechnical Engineering）

- ・断層変位を分散させるため、靱性ある盛土・埋土を活用する
- ・地盤補強（soil reinforcement）の実施する
- ・建物の基礎から断層変位を分離するためのすべり地盤層（slip layer）を利用する
- ・全ての基礎部材の基底面を同じ高さに保つ
- ・建物が地盤に引っ掛かるような突起物を避ける
- ・地盤に接する壁面や施設・設備等に圧縮吸収材を設置する（著者注：ドライエリアも有効）

構造工学（Structural Engineering）

- ・厚い RC 造のべた基礎やワッフルスラブ、ポストテンションスラブなど頑強で靱性ある基礎を設計する
- ・建物を地盤に固定するような杭基礎は使用しない
- ・変形性能（ねばり）ある構造体と isolation joints（エクステンションジョイントや可動支承など）を併せて設計する
- ・断層をまたぐ橋梁の橋げたやデッキには落下受け構造（catcher bents）や緊結材（ties for bridge spans）を設置する

・常田¹²⁾による断層変位対策への提言

常田¹²⁾による断層変位対策の提言は土木構造物としているが、考え方は建築にも参考となる。図 4 に断層変位量と構造物への影響変位量による対策の概念図を示す。対策の概念を「吸収する」、「追従する」、「避ける」の 3 形態に分類している。例として、免震支承のように影響変位量が支承の応答の範囲にあり、損傷が生じない場合は断層変位を「吸収する」とする。一方、橋梁の桁かかり長の確保のように影響変位量による支承逸脱のように、断層変位による損傷を許容するが致命的な破壊に到らない場合は断層変位に「追従する」とする。最後に断層変位量が過大であり、致命的な被害が避けられ

ない場合は「避ける」とする。この基本方針は、地下構造物の耐震性能照査と地震対策ガイドライン（案）（土木学会，2011）に用いられている。

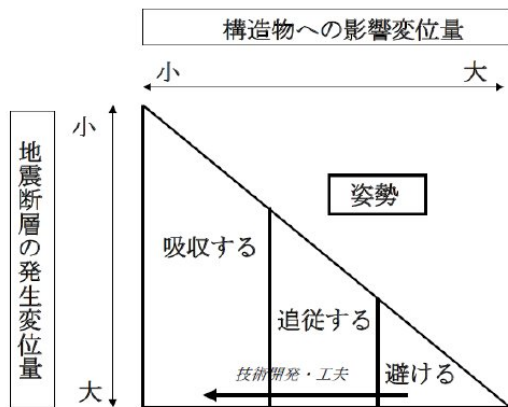


図 4 に断層変位量と構造物への影響変位量による対策の概念図を示す¹²⁾。

・QUAKER research project による断層変位対策への提言

QUAKER project では Euro Code 8（Design of Structures for Earthquake Resistance）の改定を念頭に断層変位対策の基本設計に関する提言を行っている⁸⁾。以下に概要を紹介する。

- (1) 活断層近傍の建物は、seismotectonic-geotechnical-structural に関する特別な調査を実施したうえで建設が許可されるべきである。
- (2) 活断層が非常に良く特定されている場合でも断層が出現する位置を正確に特定することは不可能である。
- (3) 構造物の存在自体が断層変位の出現場所を変えることがある。従って、断層変位・地盤・基礎・構造の相互作用解析を実施すべきである。
- (4) 基礎のタイプが断層変位で生じる躯体の応答に決定的に重要な役割を演じる。図 5(a)のような高い剛性のべた基礎や box 型基礎が有効である。同図(b)左のような独立基礎は避け、その場合は同図(b)右のように高い剛性の基礎梁で連結すべきである。
- (5) 杭基礎の場合、図 5(c)左のように断層変位が躯体に誘導される可能性があるため、特別な配慮が必要になる。上部構造の被害を避ける、あるいは被害を限定的にするために、同図(c)右のように剛性の高いパイルキャップを互いに連結し、杭は弱くして頑強な上部構造の組み合わせを検

討すべきである。

- (6) 橋梁のように橋脚・基礎を緊結することが不可能な場合、独立した橋脚により各橋りょう床版（deck）は剛体のようにふるまう。その場合、様々な床版落下対策（十分な着床長さや緊結材など）を行う。

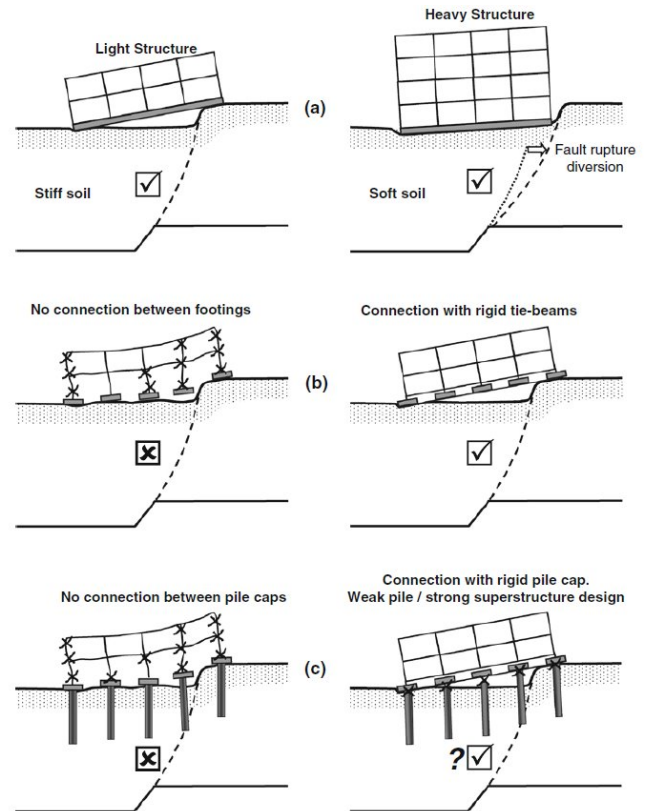


図 5 QUAKER research project による断層変位対策への提言⁸⁾

・八尾・村山¹³⁾による断層変位対策への提言

八尾・村山¹³⁾は、図 6 に示すような実用的な 2 つタイプの断層変位対策を提案している。

- ・分離型：断層を避けて計画する、または断層を跨ぐ部分は静定構造とする
- ・剛強型：断層上に堆積層が十分ある場合には、地盤のずれ変形に抵抗可能な剛強な構造とする。あるいは、堆積層厚が不十分な場合には、盛土等の緩衝材を用いて、堆積層と同様の機能を持たせる

図 7 に 1999 年 Kocaeli 地震の際、断層変位を回避した建物の事例を示す。論文では断層が建物を回避するための設計式も提案している。

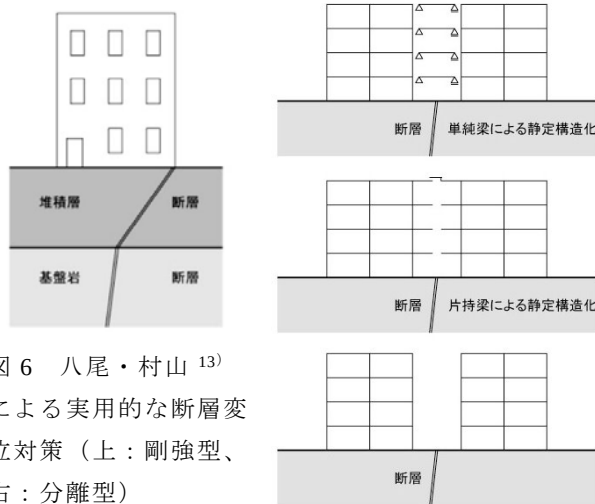


図 6 八尾・村山¹³⁾
による実用的な断層変位対策（上：剛強型、
右：分離型）

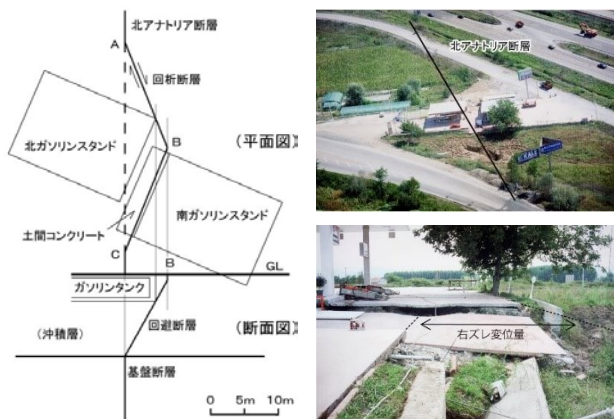


図 7 1999 年 Kocaeli 地震の際、断層変位を回避した建物の事例¹³⁾

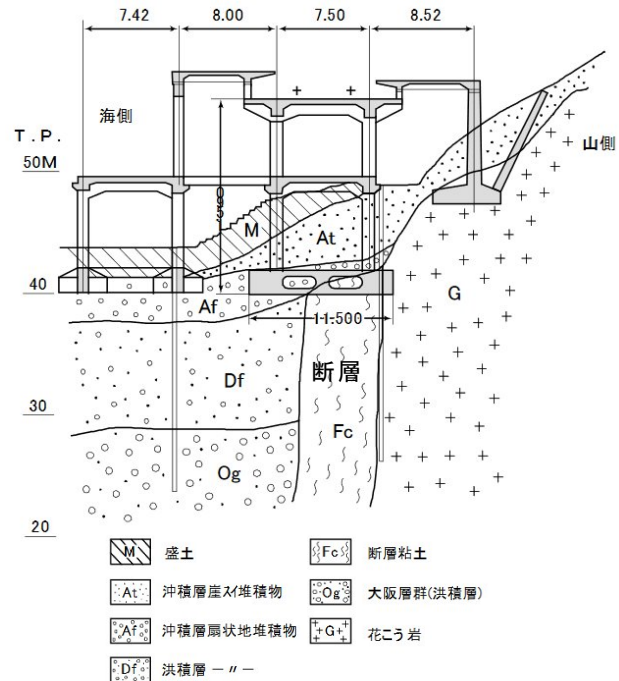
3. 2 断層変位対策を実施した建物例

ここでは建築分野での断層変位対策を実施した新築と補強例を紹介する。

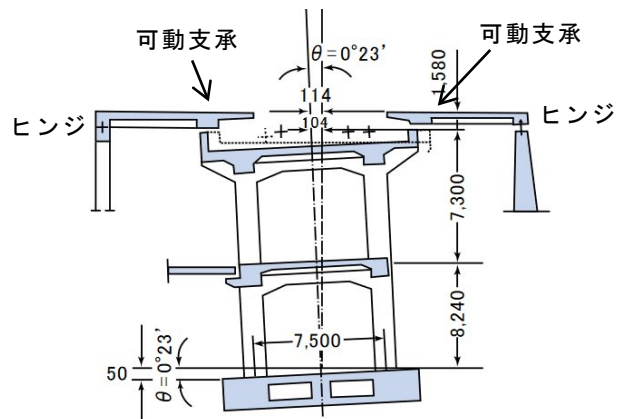
・新神戸駅（旧国鉄/JR 西日本、1972）

六甲山を貫通する六甲トンネルと神戸トンネルの間に位置する山陽新幹線新神戸駅は、市街地へのアクセスのために諏訪山断層の直上という厳しい条件下での設計が要請された。図 8(a)に示すように、断層は線路高架橋およびプラットフォームと並行し、また同図(b)にあるように山側の地質は花崗岩、海側は堆積・沖積層であり、高架橋は海側に不動沈下する可能性があった。検討の結果、同図(c)に示すように断層の上下変位は最大で 5 cm、高架橋のレール面で水平変位は 11.4 cm と見積もられた。基礎の被害を防ぐため、高架橋には剛性の高い中空式大型ベタ

基礎を採用した。また、両側のプラットフォームとは独立した構造物として、プラットフォームと高架橋の接合部に可動支承を用い、最大で 15 cm の水平変位に対応可能とした。これらの対策により、1995 年兵庫県南部地震の際は軽微な損傷に抑えられた¹⁴⁾。



(b) 地質と高架橋・プラットフォームの断面



(c) 高架橋の不同沈下による線路の変位量

図 8 新神戸駅の断層変位対策（近藤、2018）

・ Nesbett Courthouse（米国 Alaska, Anchorage, 1996）

1964 年アラスカ地震の際、Anchorage では大規模な地滑り被害を生じており、Nesbett Courthouse の敷地でも地震の際に地すべりを生じる可能性が懸念された。地質調査の結果、以下の設計クライテリアを設け、耐震設計を実施した^{11),15)}。

設計クライテリア（地震による地すべり対策）

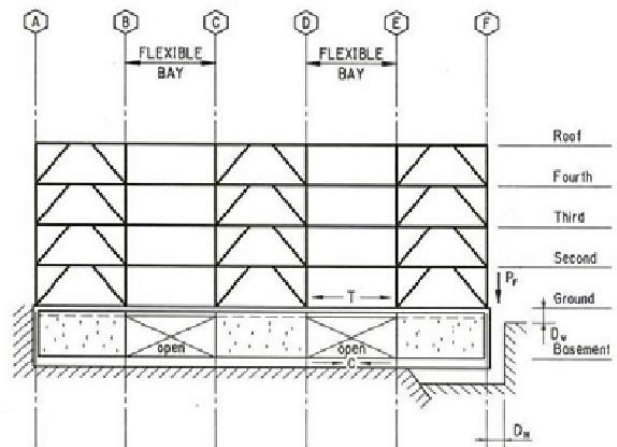
- ・ レベル 1（5 百年に 1 度の地すべり）
変位：水平 0.4 ft（約 12cm）、上下 0.27 ft（約 8cm）
目標：修復可能
- ・ レベル 2（5 千年に 1 度の地すべり）
変位：水平 4 ft（約 1.2m）、上下 2.7 f（約 0.8m）
目標：倒壊せず

このクライテリアを満足させるため、図 9 に示す S 造ラーメン構造による耐震・耐地すべり対策を行った。まず基礎は 9ft（約 0.9m）厚の剛性の高い RC べた基礎とし、その両端を鋼製梁で補強し、変形性能を付与する。架構の柱間(bay)は耐震壁とブレースによる剛構造と、梁のみによる柔構造を交互に配置する。レベル 1 の地すべりには剛基礎により変形を抑え、レベル 2 には柔構造部分により変形するが、倒壊は防止する構造とした。

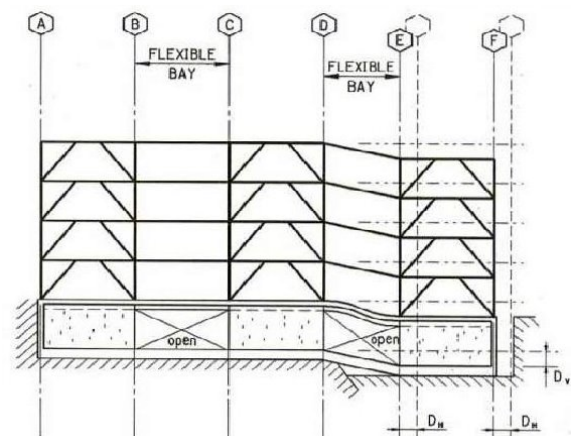
・ あいち産業科学技術総合センター（愛知県、2012）
対象となる敷地から 100 m ほど北側に猿投山北断層があり、今後 30 年間に 0~2%の発生確率と見積もられている。地質調査の結果、敷地内にも副次的と考えられる 2 本の活断層が発見された。猿投山北断層と連動してずれると仮定した場合、最大で水平方向に 1 m、鉛直方向に 0.1 m の変位と推定された。地盤は強固であり、検討の結果、図 47 に示すように建物は地上 3 階建て RC 造の免震構造とした。断層変位に対応するために、北側の断層線は避け、南側の断層線の両側にそれぞれ構造的に独立した建物を分割配置し、両者間の床面にエキスパンションジョイント、ブリッジ・屋根等には転がし支承をそれぞれ設置し、断層変位に対応可能とした。想定される変位量に対し、各棟及び可動式ブリッジ・屋根の機能が維持できる構造として計画した¹⁶⁾。

・ California Memorial Stadium の耐震改修
(UC Berkley, California, 2012)

1923 年竣工の本建物は 63,000 人を収容するフッ



レベル 1（剛基礎で変形を抑制）



レベル 2（柔構造で変形するが倒壊は防止）

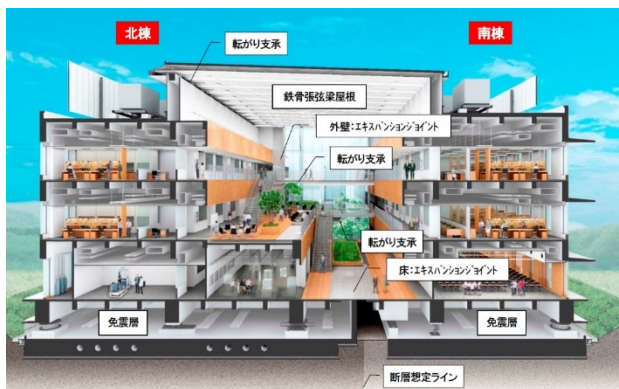
図 9 Nesbett Courthouse の地すべり変位対策¹¹⁾

にトボールスタジアムである。図 10(a)に示すように、San Andreas 断層と分岐する Hayward 断層の直上に位置しており、年約 1.2 mm のペースでのクリープ変形が生じている。そのため建物のジョイント部に変形が蓄積しており、1998 年に実施した耐震性調査では危険と判断された。歴史的な価値等の理由から断層変位に対する改修工事を選択し、2010 年に着工、2012 年に完成した^{11),17)}。地震による断層変位量は断層線の中心部では水平 3-6.2 ft (0.9-1.9 m)、上下 1-2 ft (0.3-0.6 m)、断層線の周辺部では水平に 1 ft (0.3 m)

以下と見積もられた。断層変位対策として、同図(b)示すように断層を挟んで計5つのブロックで構造的に分離した。断層変位を分散されるため、同図(c)に示すように各ブロック下に3 feet (0.9 m) の砂層を埋め、さらに断層直下のブロック下には2層のHDPE（高密度ポリエチレン）シートを敷いた¹¹⁾。また図48に示すように設備配線・配管は、ジョイント部で可撓性を確保し、さらに各ブロックやプレスボックスなどの接合部には揺れを低減させる油圧式ダンパーを配置した¹⁷⁾。



(a) 想定断層線と建物配置図



(b) 想定断層線と、分離した免震構造と両者を結ぶ可動式ブリッジと床と屋根の概要

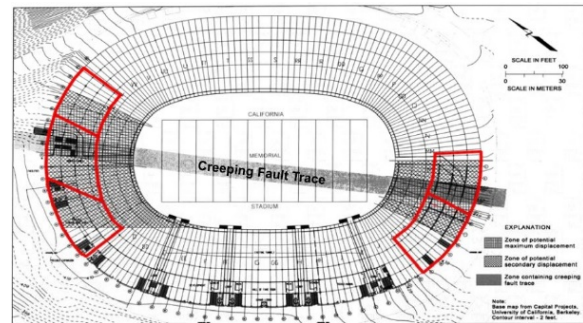
図 10 あいち産業科学技術総合センターの断層変位対策¹⁶⁾



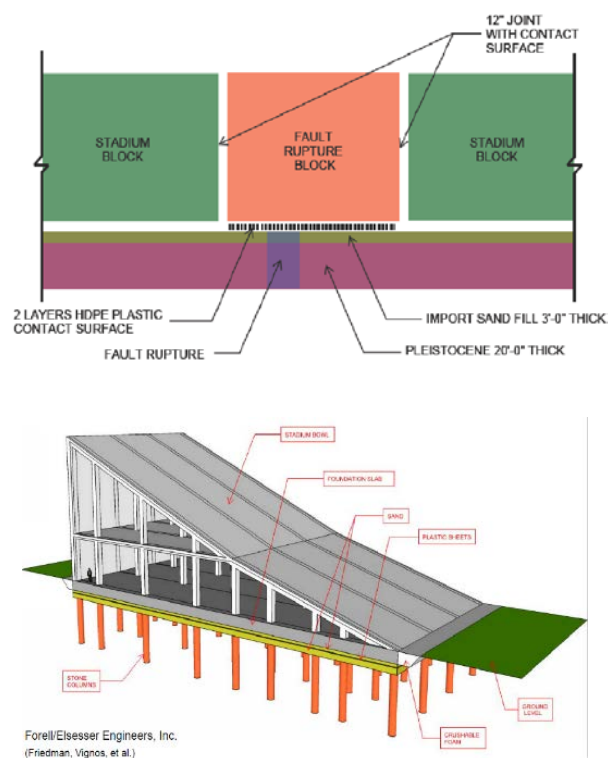
図 12 各ブロックジョイント部の設備配線・配管（左）と油圧式ダンパー（右）¹⁷⁾



(a) Hayward 断層と California Memorial Stadium



(b) Hayward 断層と5つの構造ブロック



(c) 各ブロックと断層変位を分散するための様々な工夫

図 11 California Memorial Stadium の補強工事¹¹⁾

・ Bowles Hall の耐震補強

（UC Berkley、2008 年調査・改修案；2016 年実施）

California Memorial Stadium の北西約 200 m に位置する Bowles Hall は University of California のなかで最古の寮であり、1927 年に 8 層レベル RC 造として図 12 に示すような傾斜地に建設された。1938 年には建物背面に Hart library を、1948 年には東隅角部に recreation/weight room をそれぞれ増築した。1977 年には耐震補強を実施し、1997 年の大学による耐震性評価で good の評価を得ている。ところが 2007 年には Hayward 断層の影響が懸念され、地質調査の結果、同図に示すように Hart library と weight room に該当する部分が断層直上にあることが明らかになっ

た。断層変位ハザード評価解析によると、再現期間 475 年で期待変位量は水平 14 inch (35 cm)、上下 2 inch (5 cm) であり、より低い確率であるが最大で水平 7 ft (2.1 m)、上下で 1 ft (0.3 m) と評価された。weight room（建物の東隅角部）の構造は布基礎上にコンクリート壁、部屋のほぼ中央に 2 つの独立基礎と柱があり、この部屋を含めて屋根まで 6 層構造である。断層変位で崩壊する可能性があり、上部構造も倒壊し、多数の死者が出ることが懸念された。一方、Hart library はメインホールから完全に独立した構造であり、断層変位により構造的に分離してねじれ変形を生じるものの、修復可能であり、死者を出すほどの被害は出さないと評価された¹⁸⁾。



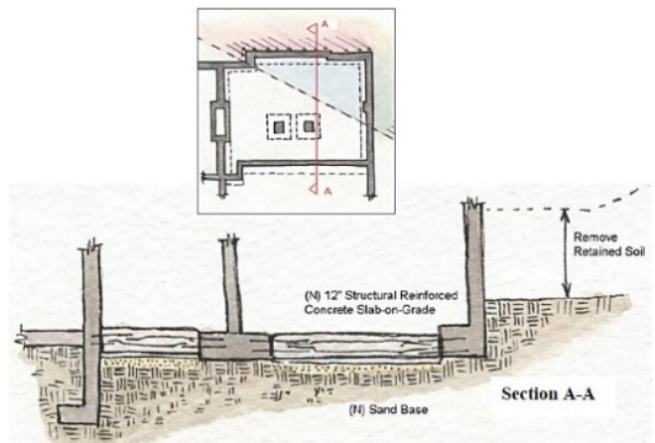
(a) Bowles Hall 全景（裏手が断層側）



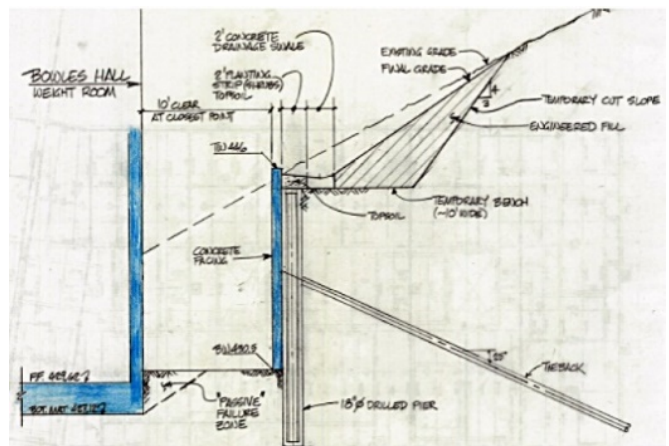
(b) Bowles Hall と Hayward 断層の関係



(c) Weight room と Hayward 断層



(d) Weight room の基礎スラブの補強と土壌の撤去



(e) 基礎スラブの補強、土壌の撤去と擁壁

図 13 Bowles Hall における補強対策¹⁸⁾

断層変位により、基礎底面にはすべり摩擦荷重、壁面には断層変位による土圧がそれぞれ作用し、せん断力と曲げモーメントが躯体に発生する。対策として、基礎スラブの補強と、周辺の土壌の撤去（ドライエリアの確保）が提案された。前者には約 30 cm 厚の RC 造べた基礎を用い、底面は滑らかな表面として摩擦力を低減させた。後者では急傾斜地に断層変位が生じるが、擁壁は変形に追従できる構造を採用した。さらに上記対策で上下変位にも対応できることを確認した¹⁸⁾。2008 年に提出した補強案は採用され、2016 年に補強工事が完了した。

4. おわりに

本報告では、活断層の断層変位による建物の被害調査結果、および対策と実施例を紹介した。断層変位という未知のハザード（あるいは「恐怖」）に対して、従来の対策は AP Act 1972 に代表されるように断層を避けることであった。しかしながら、1999 年コジャエリ地震や集集地震、2016 年熊本地震など近年の地震から、

- ・建築的スケールで地表に出現する断層線の位置やすべり量を正確に予測することは困難
- ・十分に耐震対策を実施すれば被害を大きく低減可能
- ・断層変位対策には、地すべりや液状化などの地盤変状対策が有効

等が明らかになった。その結果、近年では様々な対策が提案され、実際の建物に適用し、さらには次世代の耐震基準へ反映する試みが行われている。まとめとして、図 14 に断層変位に対する建物の耐震性能と対策の概念を示す。横軸は断層変位や地盤の傾斜角、再現期間の目安であり、縦軸は建物の被害程度である。あくまで目安であるが、図には左上から右下に向かい 1981 年以前の基準から、2000 年基準、その 1.5 倍程度（耐震等級 3 など）の余裕度を付与した場合、最後に断層変位対策を実施した場合、の耐震性能をそれぞれ示している。一方、図の下には「強さ」や「ねばり」などによる耐震対策の目安である。一般に断層変位が小さければ躯体の「強さ」や、免震層・可撓支承等による「吸収」で構造体の変形を防ぐことが可能である。断層変位が大きくなると、構造体は変形や傾斜するが、躯体の「ねばり」で変形に追従し、倒壊などの甚大な被害を抑制する。さらに図の四角の枠内は設計上の想定内であるが、

外枠はそれを凌駕した場合（想定外）を示している。想定を超えた場合、被害は必ず生じるため、被害程度に応じた柔軟な災害対応と復旧計画・対策を事前に準備する「レジリエンス性能」の確保が必須となる。具体的には、甚大な被害を前提とした危機対応（シビアアクシデントマネジメント）と復旧計画・対策の推進、関連機関との支援・受援体制の整備、代替施設の準備、さらには、移転など「回避」など、ソフト的な対策の比重が高くなる。

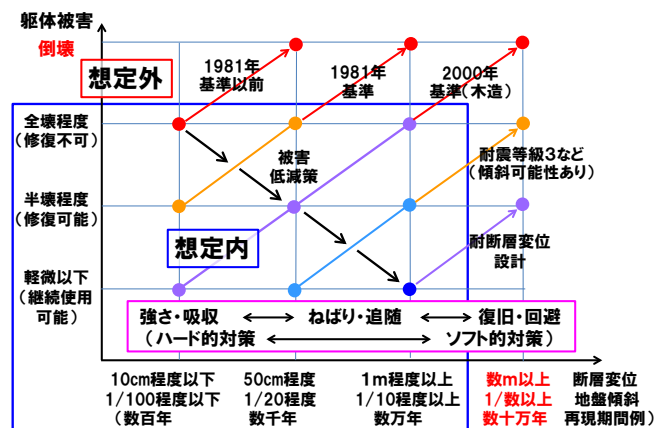


図 14 断層変位に対する建物の耐震性能と対策の概念図

参考文献

- 1) 久田嘉章, 田中信也, 金田惇平, 寺本彩乃, 中村 航, 村上正浩, 鯉沢 曜, 境 茂樹, 仲野健一, 森 清隆, 木本幸一郎: 2016 年熊本地震の地表地震断層の近傍における建物の被害調査と活断層対策, 第 20 巻, 2 号, pp.90-132, 2020.
- 2) 久田嘉章: 地表地震断層の断層変位による建築被害と対策、日本建築学会大会（北陸）・基礎構造部門一パネルディスカッション資料, pp.51-70, 2019.
- 3) 原子力安全推進協会: 原子力発電所敷地内断層の変位に対する評価手法に関する調査・検討報告書, 2013.
- 4) 藤原 智: だいち 2 号干渉 SAR による熊本地震で生じた小変位の地表断層群の抽出、国土地理院時報、No. 128、pp.147-162, 2016.
- 5) Youngs, R.R. 他: A methodology for probabilistic fault displacement hazard analysis (PFDHA), Earthquake Spectra, Vol. 19, No. 1, pp.191-219, 2013.
- 6) 高尾 誠 他: 確率論的断層変位ハザード解析手法の日本における適用、日本地震工学会論文集、第 13 巻、第 1 号、2013、pp.17-36, 2013.
- 7) エンジニアリング協会・地下開発利用研究センター: 平成 28 年度エネルギー関連施設に関する活断層の工学的研究会 報告書, 2017.
- 8) Gazetas, G. 他: Preliminary design recommendations

- for dip-slip fault- foundation interaction, Bull. Earthquake Eng., Vol.6, pp.677- 687, 2008.
- 9) Bray, J.D.: Recent earthquakes have reminded the profession of the devastating effects of earthquake surface fault rupture, A Workshop on Seismic Fault-Induced Failures - Possible Remedies for Damage to Urban Facilities, Research Project 2000 Grant-in-Aid for Scientific Research (No. 12355020), Japan Society for the Promotion of Science, 2001.
- 10) Bray, J.D.: Designing Buildings to Accommodate Earthquake Surface Fault Rupture, ATC & SEI 2009 Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures, pp.1269-1280, 2009.
- 11) Bray, J.D.: Building Near Faults, 2012 William B. Joyner Memorial Lecture: Seism. Soc. Am. & Earthq. Eng. Res. Inst., 2012.
- 12) 常田賢一（2004）、土木構造物における地震断層の工学的対応に関する考察、土木学会論文集、No. 752/1-66, pp.63-77, 2004.
- 13) 八尾眞太郎・村山恭平：断層変位による構造物の被害発生メカニズムと対策手法、地盤事故・災害における法地盤工学問題ワークショップ。
- 14) 近藤政弘：活断層に配慮した山陽新幹線新神戸駅の構造、上町断層—変位被災を考えるシンポジウム、地域地盤環境研究所，2018.
- 15) U.S. Geological Survey: “17. Nesbett Courthouse” , 1964 Great Alaska Earthquake - A Photographic Tour of Anchorage, Alaska, Open-File Report 2014- 1086, 2014.
- 16) 蔭山 寿：断層をまたぐ建築へのアプローチ、名古屋大学建築学科創設 50 周年記念事業、「わたしのしごと」展，2013.
- 17) U.C. Berkeley, Seismological Laboratory: The Hayward Fault at Campus of the University of California, Berkeley, Guide to a Brief Walking Tour, 2017.
- 18) Redmond, L.: Survey of Surface Fault Rupture and Structure Interaction Rupture and Structure Interaction, A Thesis of California Polytechnic State University, 2012.

地表地震断層近傍の強震動評価と建物被害

キーワード 2016 年熊本地震 地表地震断層，強震動評価，建物被害

田中信也*、久田嘉章**

1. はじめに

著者らはこれまで 2016 年熊本地震に代表される地表地震断層のごく近傍の長周期パルス（フリングステップ/パルス）を対象とした強震動予測手法を開発し、過去の強震記録への適用により手法の妥当性を確認している^{1),2)}。本報告では開発手法の応用として、2016 年熊本地震における地表地震断層近傍の地震動と建物被害の関係について調査する。はじめに、KiK-net 益城周辺と益城町下陳地区周辺の建物被害程度の違いを説明し、次に KiK-net 益城と益城町下陳の地震動評価を行い、建物被害との関係について考察を行う³⁾。

2. 2016 年熊本地震における KiK-net 益城と益城町下陳の建物被害

図 1 に 2016 年熊本地震で出現した地表地震断層と KiK-net 益城と下陳地区を示す。益城町中心部については、文献 4)によれば益城町宮園における木造建物の全壊率は 44.4%と非常に高いが、KiK-net 益城周辺における木造住宅の全壊率は 6.3%であった。

KiK-net 益城周辺を含む益城町市街地において、倒壊した建物は約 84%が東西方向に倒壊しており、これは断層の走向に近い方向である。なお、観測記録から算定される計測震度は益城町宮園で 7 (6.77)、KiK-net 益城で 6 強 (6.49) であり、極めて強い地震動であった。

一方、益城町下陳に関しては、筆者等が 2016 年 4 月 23 日～4 月 24 日、2016 年 5 月 7 日～8 日、2017 年 7 月 23 日、及び、2017 年 10 月 27 日により建物被害調査を実施した⁵⁾。表 1 に被害建物の一覧を、図 2 に下陳の建物被害の分布を示す。被害度（Damage Grade）は、岡田・高井による被害チャートにより、D0(無被害)、D1(軽微)、D2(一部損壊)、D3(半壊)、D4(全壊)、D5(一部倒壊)、D6(完全倒壊)の 6 段階で判別した。本調査では基本的には非構造部材が主要被害である場合は D2 以下、構造部材に被害が生じていると考えられる場合は D3 以上、残留変形がある場合は D4 以上として判断した。倉庫や納屋を除く 65 棟の建物の内、全壊率は 2% (D4 が 1 棟)、倒壊率は 0%と極めて低い割合であった。

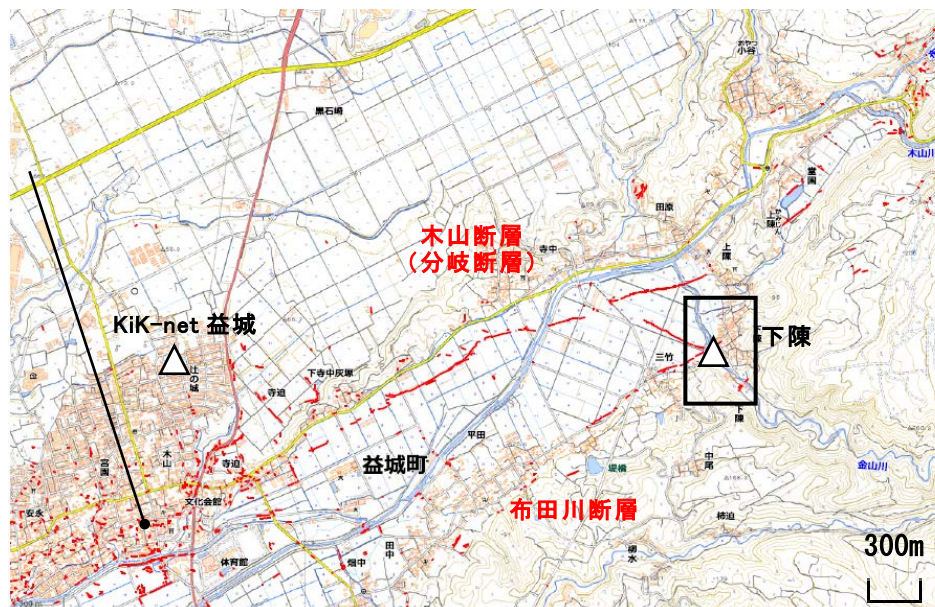


図 1 2016 年熊本地震で出現した地表地震断層と KiK-net 益城と下陳地区

*：東電設計株式会社（工学院大学博士課程）

**：工学院大学建築学部まちづくり学科

さらに、D4 と判定した建物は地表地震断層の直上に位置しており、断層変位による被害であった。これらの結果から震度は5強～6弱であり、地震動はあまり強くなかったと推定される。

表1 2016年熊本地震による下陳地区における
建物被害調査結果⁵⁾

被害度	新しい		古い		非常に古い	
	棟数	割合	棟数	割合	棟数	割合
D0	17	77%	9	27%	2	8%
D1	4	18%	22	67%	13	54%
D2	1	5%	2	6%	4	17%
D3	0	0%	0	0%	3	13%
D4	0	0%	0	0%	1	4%
D5	0	0%	0	0%	1	4%
D6	0	0%	0	0%	0	0%
合計	22	100%	33	100%	24	100%
全壊	0	0%	0	0%	2	8%
倒壊	0	0%	0	0%	1	4%

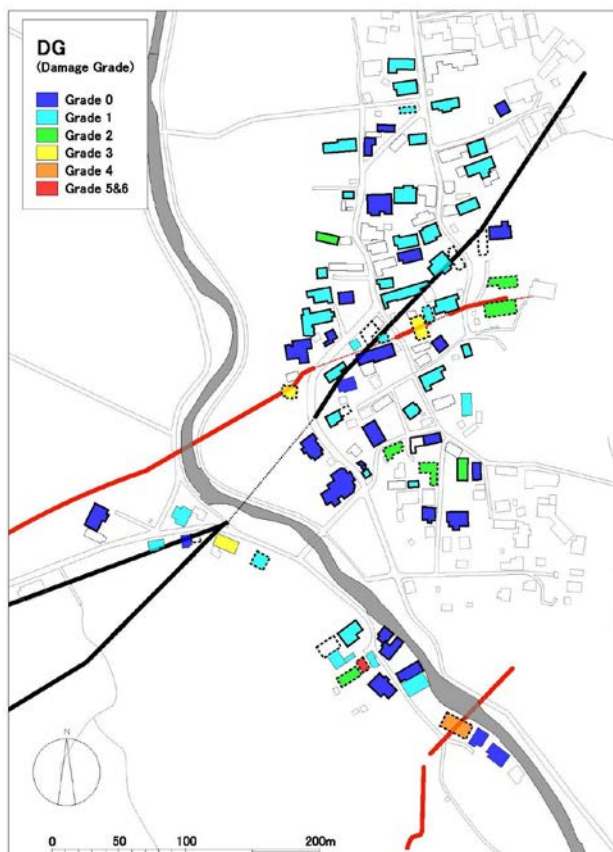


図2 下陳地区における建物被害調査結果

3. 2016年熊本地震におけるKiK-net 益城と益城町 下陳における地震動推定

KiK-net 益城と益城町下陳における地震動推定を行う。まず震源断層モデルは、地表地震断層近傍に

おける永久変位を含む広域の観測記録を説明できる必要がある。既往の震源インバージョン結果を用いることも考えられるが、建物被害に影響する周期1秒まで対象としているモデルは少ない。そこで、著者らが開発した手法を用い、強震動レシペを地震発生層以浅まで拡張した震源断層モデルを設定する。断層面と対象地点との位置関係を図3と図4に、設定した震源断層モデルの主な諸元を表2に示す。建物被害と地震動の関係について議論を行うことから、KiK-net 益城における周期1秒付近の再現性を重視し、より小さいアスペリティーをKiK-net 益城近傍の深部に追加した。すべり速度時間関数の立ち上がり時間は地震発生層内のすべりの立ち上がり時間を表2に示すように、0.7秒あるいは1.8秒遅らせるように設定した。1.8秒は、すべり速度時間関数の最大すべり速度に達する時間が地震発生層内と地震発生層以浅でほぼ同時刻となる設定とした。

次に地下構造はJ-SHISのモデルを参照に、平行成層でモデル化した。表3と表4は、それぞれKiK-net 益城と下陳における地盤モデルである。前者では浅部の地盤増幅特性の影響が指摘されていることから、2016年熊本地震本震記録の地表/地中スペクトル比から、遺伝的アルゴリズム(GA)を用いて地中観測点以浅の速度構造およびQ値を同定した。一方、下陳では本震記録が得られていないことから、J-SHISの深部地盤モデルを基本として、余震記録を再現することで地下構造モデルの妥当性を確認した。その他の地盤モデルはJ-SHISを用いてモデル化した。詳細は文献³⁾を参照されたい。

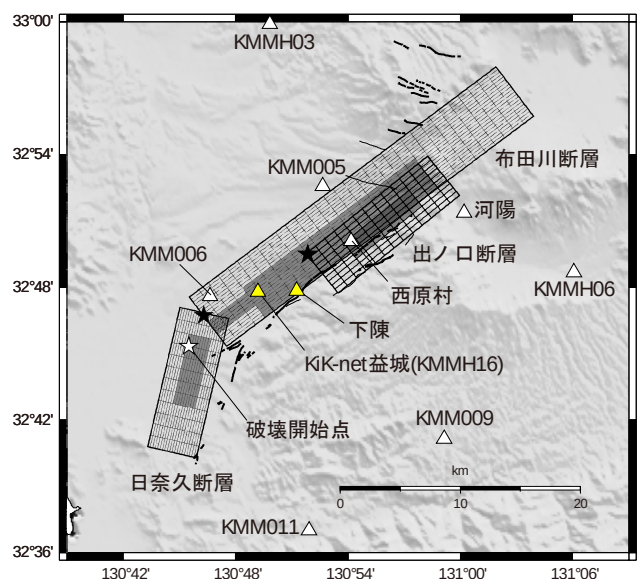


図3 震源断層モデルと計算点の位置関係

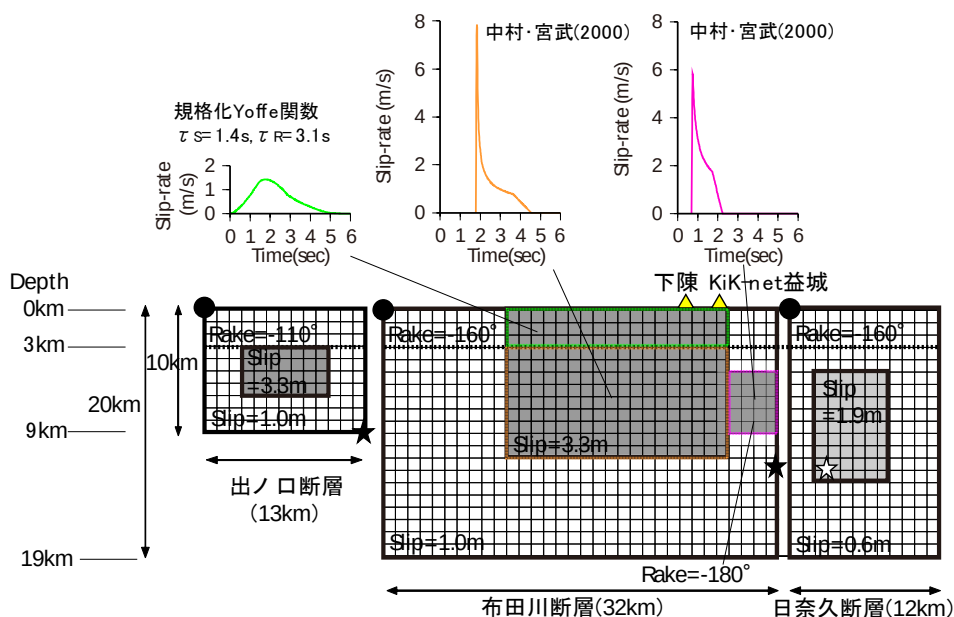


図 4 震源断層モデルとすべり速度時間関数

表 2 震源断層モデルのパラメータ

	項目		布田川断層	日奈久断層	出ノ口断層
巨視的断層 パラメータ	断層面 (長さ×幅)		32km×20km	12km×20km	13km×10km
	走向		233°	193°	231°
	傾斜角		75°	78°	65°
	すべり角		-160° (小アスペリティのみ-180°)	-160°	-110°
	地震モーメント		4.0×10 ¹⁹ Nm (地震発生層内)		
微視的断層 パラメータ	すべり 速度時間 関数	地震発生 層 以浅	規格化Yoffe関数：τ _S =1.4s, τ _R =3.1s 立ち上がり時間：0秒		
		地震発生 層 内	中村・宮武 (2000) 立ち上がり時間：1.8秒 (小アスペリティのみ0.7秒)	中村・宮武 (2000) 立ち上がり時間：1.8秒	

表 3 PS 検層と 2016 年熊本地震本震記録から同定した KiK-net 益城の地盤モデル

層 No.	深度 (m)	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	NS 方向			EW 方向			UD 方向		
				Vs	ho	n	Vs	ho	n	Vp	ho	n
				(m/s)	—	—	(m/s)	—	—	(m/s)	—	—
1	0	3	1.22	31	0.13	0.78	47	0.20	0.40	87	0.20	0.70
2	3	12	1.37	232			223			416		
3	15	18	1.82	155	0.11	0.73	356	0.05	0.70	598	0.20	0.70
4	33	8	1.82	145			352			1427		
5	41	28	2.06	239			396			1975		
6	69	32	2.15	301			334			2204		
7	101	32	2.26	772	0.10	0.66	1190	0.02	0.50	2889	0.20	0.70
8	133	10	2.26	387			563			2856		
9	143	26	2.26	1185			1294			2940		
10	169	32	2.15	441			875			2244		
11	201	33	2.15	829			1519			2503		
12	234	18	2.58	2700			2700			5000		
13	252											

表 4 下陳における地盤モデル

層	深度 (m)	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	Vp (m/s)	Qp —	Vs (m/s)	Qs —
1	0						
2	53	53	1.85	1700	60	400	60
3	153	100	2.00	2200	10	800	100
4	1122	969	2.40	4000	20	2100	200
5	2122	1000	2.60	5500	20	3100	200
6	7122	5000	2.70	5700	30	3300	300
		∞	2.75	6000	30	3400	300

図 5 に熊本地震本震時における波数積分法による計算波と観測記録の比較を示す。結果は断層平行（FP）、断層直交（FN）、UD 成分の順で示している。地表地震断層に近い観測点では周期 1 秒以上を対象に計算を行い、その他の観測点は周期 1 秒～20 秒を対象とした。KiK-net 益城の地表記録は、FN 成分の最大変位がやや過大評価では測点の記録を概ね再現できており、特に速度波形における特徴的なパルスの形状や、変位波形及びフーリエスペクトルの形状

が概ね再現できている。また、地表地震断層に近い観測点でも西原村の FP 成分における最大速度や、河陽の FP 成分における最大変位など、一部の成分で計算結果と観測記録との乖離が大きいものの、速度波形、変位波形及びフーリエスペクトルの形状は概ね再現できている。一方、地表地震断層から離れた KMMH03 と KMMH06 の一部の成分では計算結果と観測記録との乖離が大きく、速度波形の形状についても地表地震断層近傍の観測点に比べると再現性がやや悪い。一部の観測点あるいは成分で再現性が悪い原因としては、本検討では KiK-net 益城以外の地点では地盤モデルのチューニングを行っていないことと、震源断層モデルのアスペリティの形状が単純なため、指向性効果の影響が大きいことが考えられ、これらの点は改良の余地があると考えられる。以上のように、一部の観測点あるいは成分で課題があるものの、下陳周辺の地表地震断層近傍を含む観測点の記録を概ね再現できることを確認した。

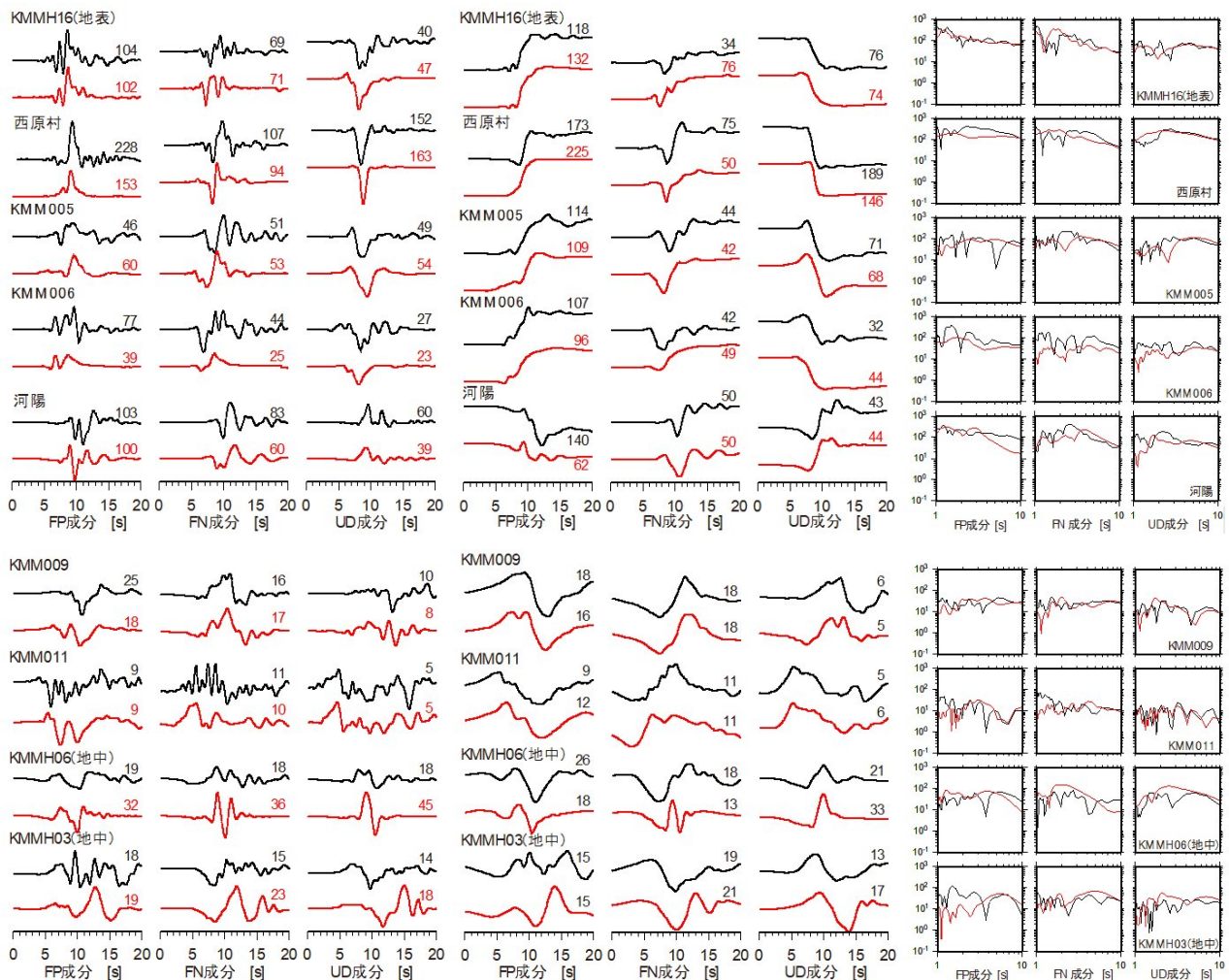


図 5 2016 年熊本地震本震における計算波（赤線）と観測波（黒線）の比較（周期 1 秒以上、左から速度波形、変位波形、フーリエ振幅スペクトル。図中の数値は最大値）

最後に、下陳の本震時の地震動を波数積分法により計算し、KiK-net 益城の地震動と比較するとともに、両地域における建物被害程度の大きな違いが生じた原因について考察を行う。下陳の地震動評価結果について、計測震度の比較を表 5 に、波形とフーリエ振幅スペクトルを図 6 に示す。観測記録の周期 1 秒以上のバンドパスフィルター波形を用いて算定した KiK-net 益城の計測震度は 6 強 (6.14) となり、計算結果である 6 弱 (5.84) はやや小さいものの、速度波形、変位波形の特徴、及びフーリエ振幅スペクトルは概ね再現できている。一方、下陳の計測震度は 5 強 (5.46) となり、KiK-net 益城よりも小さい。

この違いについては、まず地盤増幅特性の違いが影響している可能性について確認を行う。そのために評価位置は KiK-net 益城とし、地盤モデルのみを下陳として計算を行った。計算結果を表 5 及び図 6 に併せて示すが、計測震度は 6 弱 (5.67) と低減することから、地盤増幅特性の影響が確認できる。最大速度振幅については違いが大きい成分もあるものの、フーリエスペクトルと計測震度 [6 弱 (5.53)] は、前述の計算結果と概ね対応していることが確認できる。

次に震源特性の影響について考察する。すなわち、推定した下陳の計測震度 [5 強 (5.46)] は、地盤モデルのみを下陳とした上記の結果よりもさらに小さい。この原因に関して、図 6 のフーリエスペクトルを見ると、FP 成分の周期 1~2 秒の振幅が、評価位置を下陳とした場合に他の評価結果よりも有意に小さくなっている。これは下陳のような横ずれ断層の地表地震断層のほぼ直上では、放射特性の節にあたるために、地震発生層内からの FP 成分の地震動がほとんど出ないことが原因と考えられる。一方、FN 成分に関しては、周期 1.5 秒付近で下陳の評価結果が KiK-net 益城の評価結果や観測記録を上回っている。

最後に、本検討では下陳を上盤側として評価したが、仮に下陳を下盤側として評価すると計測震度は、5 強 (5.46) となる。当然のことながら、永久変位の方法は異なるものの、地震動レベルや永久変位の絶対値は大きく変わらないことを確認している。また、前述の G.L.-250m~G.L.-1000m 程度のやや深い構造で、KiK-net 益城と下陳の差異が大きい点について、G.L.-252m 以深の下陳の構造を KiK-net 益城と同様にした場合、計測震度は 5 強 (5.40) となり、

結果に大きな影響を与えないことを確認している。

以上の考察から、下陳の 2016 年熊本地震本震時の地震動が KiK-net 益城よりも小さくなる原因としては、地盤増幅特性に加えて、震源の放射特性の違い、すなわち、震源断層と評価地点の位置関係の違いによって生じたと考えられる。

4. おわりに

本報告では、まず KiK-net 益城周辺と益城町下陳地区周辺の建物被害程度に大きな違いがあり、前者では震度 6 強相当の揺れと被害、一方、後者では震度 6 弱以下に揺れと被害であることを明らかにした。次に KiK-net 益城と益城町下陳を対象に波数積分法による地震動評価を行い、上記の震度と建物被害に違いが表層地盤の増幅特性に加えて、震源断層に対する地域の位置関係による震源の放射特性に起因することを明らかにした。

謝辞

建物被害調査は村上正浩・寺本彩乃・金田惇平・柳田悠太郎・新藤俊弥氏(工学院大学)、鱒沢曜氏(鱒沢工学研究所)、境茂樹・森清隆・仲野健一・東條有希子氏(安藤ハザマ)、木本幸一郎氏(SAI 構造設計)、大原美保氏(土木研究所)、小林亘氏(東京電機大学)、鈴木光氏(減災アトリエ)、田中信也氏(東電設計)の協力を頂きました。なお本研究では JSPS 科研費 JP16K06586 の助成を頂きました。

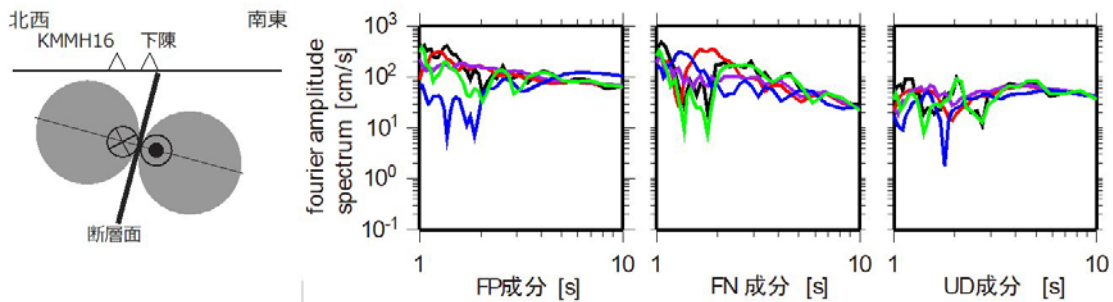
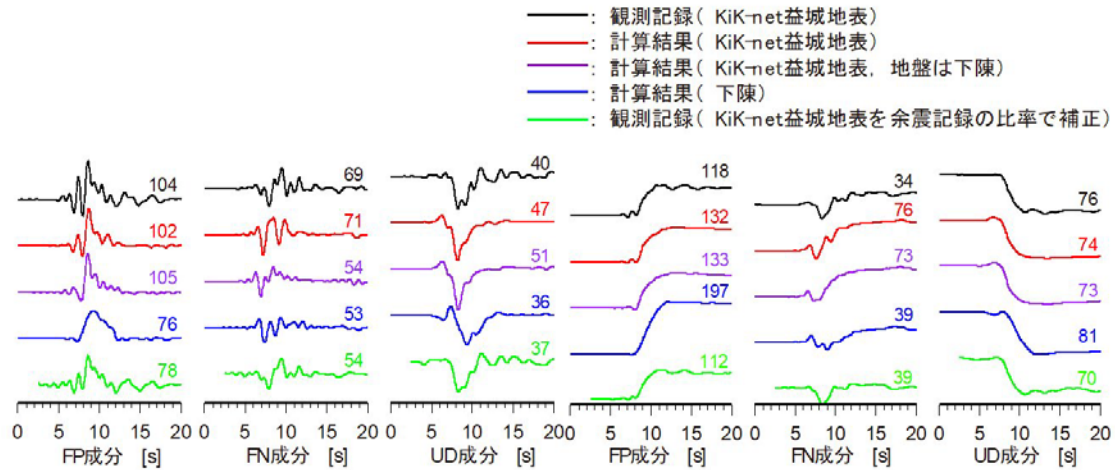
参考文献

- 1) 田中信也, 引間和人, 久田嘉章: 震源インバージョン結果に基づく地震発生層以浅におけるすべり速度時間関数の評価, 日本地震工学会論文集, 第 17 巻, 5 号, pp. 1-20, 2017.
- 2) 田中信也, 金田惇平, 引間和人, 久田嘉章: 地表地震断層近傍における永久変位を含む長周期成分の地震動評価のための震源モデルの設定方法, 日本建築学会構造系論文集日本建築学会, 第 83 巻, 752 号, pp. 1525-1535, 2018.
- 3) 田中信也, 金田惇平, 中村航, 久田 嘉章: 2016 年熊本地震における KiK-net 益城と益城町下陳の地震動と建物被害の違いの原因について日本地震工学会論文集, 19 巻, 5 号, pp. 59-76, 2019.
- 4) 境有紀, 汐満将史, 神野達夫: 建物被害の観点から見た地震動の性質, 第 44 回地盤震動シンポジウム, pp. 47-54, 2016.
- 5) 久田嘉章, 田中信也, 金田惇平, 寺本彩乃, 中村 航, 村上正浩, 鱒沢 曜, 境 茂樹, 仲野健一, 森 清隆, 木本幸一郎: 2016 年熊本地震の地表地震断層の近傍における建物の被害調査と活断層対策, 第 20 巻, 2 号, pp. 90-132, 2019.

表 5 KiK-net 益城と下陳における計算波形と強震記録による計測震度の比較

位置	KiK-net益城					下陳 (上盤)	下陳 (下盤)
地盤	KiK-net益城			下陳			
手法	観測記録	観測記録 (周期1秒以上)	波数積分	波数積分	余震記録の 比率で補正	波数積分	波数積分
計測 震度	6 強 (6.49)	6 強 (6.14)	6 弱 (5.84)	6 弱 (5.67)	6 弱 (5.53)	5 強※ (5.46)	5 強 (5.44)

※GL-252m以深をKiK-net益城と同様の地盤モデルとした場合、震度は5強（5.40）となる。



(3) フーリエ振幅スペクトルと S 波の放射特性

図 6 KiK-net 益城と下陳の波数積分法による計算結果の比較（周期 1 秒以上を対象）

溶接部の破断防止のための合成梁ドッグボーン型補強の有効性に関する研究

梁端溶接部 既存超高層建築 ドッグボーン
RBS 工法 ひずみ低減率

望月清佳 ** 蕪木大河 **
山下哲郎 *

1. はじめに

本論文では既存超高層建築の工学院大学新宿校舎（以下、新宿校舎）を題材に、合成梁にドッグボーン（以下、RBS）を設けた際の溶接部のひずみ低減率を比較する。

2. 有限要素解析ソフトによる実大実験との比較

解析モデル作成にあたり、有限要素解析ソフト Marcmentat2018¹⁾（以下、Marc）を用いた解析値と文献²⁾による実験値との比較を行い、Marc による解析結果の整合性を確認する。

文献²⁾における床スラブ付き試験体を、基本部材は全てシェル要素、頭付きスタッドは梁要素を用いて再現する。床スラブと柱は接合されていないため正曲げ時は曲げ耐力を負担するが、負曲げ時には負担しない。これを再現するために、GAP 要素を使用した。また、側面部の床スラブと柱は切り離し、床スラブはクラック等を再現する低張力材料とした。解析結果と実験結果が概ね一致し、Marc による解析の整合性を確認することが出来た。

3. 解析対象及び解析モデル

解析対象は、大きな曲げモーメントが生じる可能性がある新宿校舎 25 階 X4 通り Y15-16 構面の境界梁（図 1³⁾）とする。

解析モデル及び機械的性質を図 2、表 1 に示す。RBS は下フランジにのみ設ける。梁は柱中心から梁先端までがシアスパン長さである 1600mm、柱は上下ともに階高の 1/2 の長さとなるようにした。スカラップは半径 35mm の 1/4 円弧状とし、梁ウェブ端の上下に設けた。床スラブと柱は接合されていないため正曲げ時は曲げ耐力を負担するが、負曲げ時には負担しない。これを再現するために、GAP 要素の使用及び側面部の床スラブと柱の切り離しをした。また、床スラブにおける低張力材料の設定は、クラック発生応力 $\sigma_{cr}=2.1\text{N/mm}^2$ 、ひずみ軟化係数 $E_s=2168.2\text{N/mm}^2$ 、圧壊発生ひずみ $\varepsilon_{crush}=0.003\text{mm/mm}$ 、せん断保持率 0.5 とする。床スラブ有効幅を文献⁴⁾より 890mm と算出し、鋼材及び床スラブの機械的性質はそれぞれ、鋼構造限界状態設計指針・同解説⁵⁾及び文献⁴⁾より抜粋した。境界条件は、柱両端部を固定端とし、梁先端に強制変位を与えた。強制変位は、材端変形角 $\theta=0.005\text{rad}$ を基準とし、載荷振幅として θ に対応する変位 $\delta=0.005\text{rad}\times 1600\text{mm}=6.78\text{mm}$ を 2 倍、3 倍、4 倍と漸増させた。また、各振幅を 2 サイクル繰り返す。

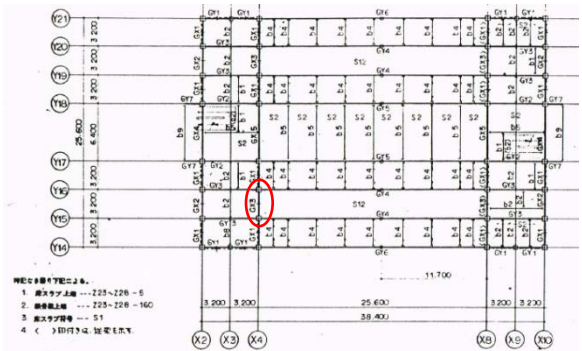


図 1 新宿校舎 25 階伏図³⁾

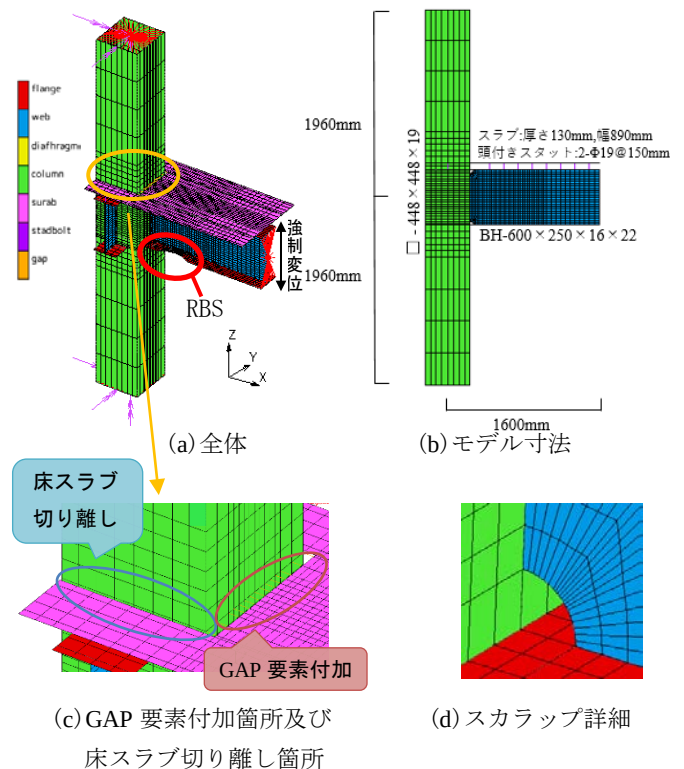


図 2 有限要素解析モデル

表 1 機械的性質

	鋼材種類	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
フランジ	SM490A	330	490		205000	0.3
ウェブ						
ダイアフラム						
柱						
スラブ				21	21682.1	0.2

*工学院大学建築学部教授

**工学院大学建築学部建築学科

4. RBS 詳細

接合部から RBS までの距離を a、RBS 長さを b、切り欠き幅を c とする。RBS の寸法を表 2、RBS の詳細及びひずみ計測位置を図 3 に示す。

5. ひずみ低減率の評価

図 4 に、GX3 モデルの各点の塑性ひずみ(以下、ひずみ)を示す。そして、振幅が 2 回目に 0.02rad に達した時のひずみの低減率 $\beta_{0.02}$ の比較を図 13 に示す。低減率 $\beta_{0.02}$ は式(1)で求める。

$$\beta_{0.02} = \frac{A_x \text{ひずみ(RBS ありモデル)}}{A_x \text{ひずみ(RBS なしモデル)}} \quad (1)$$

ここに、 A_x は図 3 に示すひずみ計測位置とする。

図 5 より、a=200mm のモデルが全ての点においてひずみ低減率が概ね 1 以下である。a=100mm のモデルではスカラップ(A_5)に生じるひずみが増えており、破断の危険性を高めると考えられる。ひずみが大きい $A_1 \sim A_3$ において、RBS 長さ b は短い方がひずみを抑えられている傾向がある。今回作成した 15 体のモデルの中では a200b300 が一番よいと考えられる。

表 2 RBS 寸法

モデル名	a	b	b/梁せい	c
GX3	-	-	-	-
a100b300	100mm	300mm	0.5	62.5mm
a100b350		350mm	0.583	
a100b400		400mm	0.667	
a100b450		450mm	0.75	
a100b500		500mm	0.833	
a150b300	150mm	300mm	0.5	
a150b350		350mm	0.583	
a150b400		400mm	0.667	
a150b450		450mm	0.75	
a150b500		500mm	0.833	
a200b300	200mm	300mm	0.5	
a200b350		350mm	0.583	
a200b400		400mm	0.667	
a200b450		450mm	0.75	
a200b500		500mm	0.833	

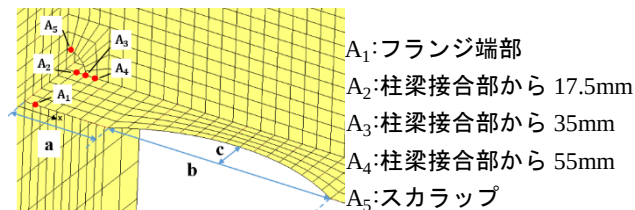


図 3 RBS 詳細及びひずみ計測位置

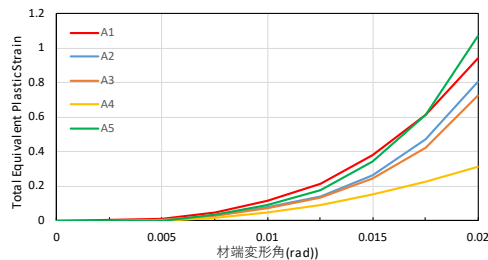


図 4 GX3 各点ひずみ比較

7. まとめ

既存超高層建築である新宿校舎 25 階境界梁を題材に、様々な寸法の RBS を設けてひずみ低減率の比較を行った。

今後は、接合部から RBS までの距離 a 及び切り欠き幅 c について検討する必要がある。

謝辞

本研究は、文部科学省・私学ブランディング事業の助成を頂いております。

参考文献

- 1) Marc Software: Marc-mentat2018.1.0.
- 2) 関清豪、成原弘之、安田聡、長谷川隆他: 長周期地震動に対する鉄骨造超高層建築物の安全性検証方法の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)、2012 年 9 月。
- 3) 株式会社日本設計:(仮称)KDN 街区再開発計画、構造設計書
- 4) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説、2010
- 5) 日本建築学会: 鋼構造境界状態設計指針・同解説
- 6) Engelhardt, M.D: Design of Reduced Beam Section Moment Connections, Proceedings-1999 North American Steel Construction Conference, AISC, 1999.5

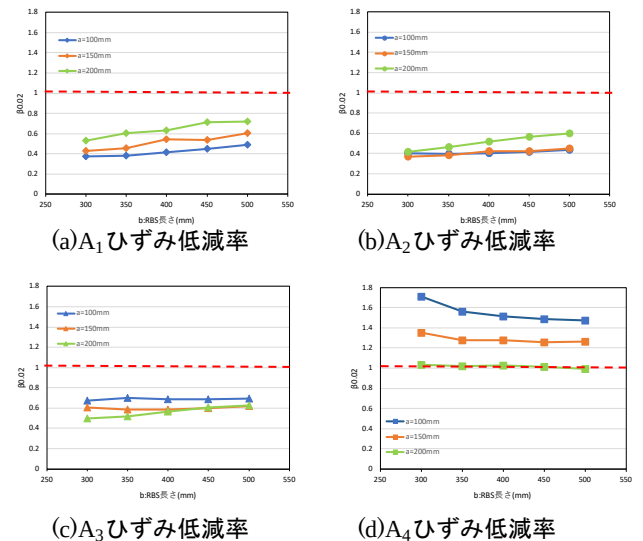


図 5 各点ひずみ低減率

下フランジにドッグボーン型補強を設けた合成梁の等価線材モデル

ドッグボーン、RBS、合成梁
等価断面二次モーメント、梁端破断防止対策

蕪木大河* 望月清佳*
山下哲郎**

1. はじめに

本研究では、ドッグボーン(以下、RBS)を設けた工学院大学新宿校舎（以下、新宿校舎）の全体解析を行うために、下フランジに RBS を設けた合成梁の等価断面二次モーメントの算出方法の提案を目的とする。

2. 合成梁と RBS の形状

RBS の形状は SAC¹⁾²⁾が暫定的に推奨している円弧状とし、下フランジにのみ RBS を設ける。図 1 に RBS の形状を示し、柱のフェイスから RBS が始まる端までの距離を a' 、RBS 長さを b' 、切り欠き幅を c とする。

RBS の切り欠き半径を R とし、切り欠き幅 y を式(1)より算出する。

$$y = \sqrt{R^2 - x^2} - d \quad (1)$$

ここで、 $R = (b'^2 + 4c^2)/8c$ 、 $d = (b'^2 - 4c^2)/8c$ とする。

等価断面二次モーメント算出のために図 2 のように RBS 形状を直線状に近似する。RBS 形状を直線状としたときの切り欠き幅を e とする。

合成梁の断面図と記号の定義を図 3 に示す。

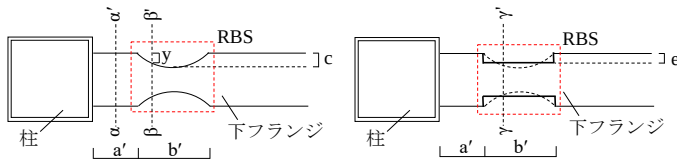


図 1 RBS 形状

図 2 近似後の RBS 形状

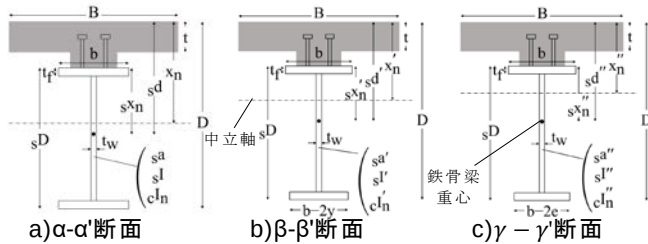


図 3 合成梁断面図

4. 等価断面二次モーメントの算出

RBS 全区間で中立軸が床スラブ外にあるとし、負曲げを受けた際は、鉄骨梁のみとして計算を行う。

RBS 部分の中立軸位置と鉄骨梁重心位置を二次曲線に近似して正曲げと負曲げを受けた際の等価切り欠き幅を算出し、等価断面二次モーメントを算出する。

4.1 正曲げを受けた時の等価切り欠き幅 E' の算出

RBS 部分の床スラブ上端から中立軸までの距離 X_n' を $(-\frac{b'}{2}, x_n)$, $(0, c x_n)$, $(\frac{b'}{2}, x_n)$ の 3 点を通るように二次曲線とし、式(2)より算出する。

$$X_n' = \frac{4(x_n - c x_n)}{b'^2} x^2 + c x_n \quad (2)$$

ここで、 $c x_n$ を切り欠き幅 c の時の床スラブ上端から中立軸までの距離とする。

等価切り欠き幅 E' のときの床スラブ上端から中立軸までの距離を X_n'' とする。範囲を $-b'/2 \leq x \leq b'/2$ とし、直線 $X_n' = x_n$ と式(2)で囲まれた面積を S_1 、直線 $X_n' = x_n$ と直線 $X_n'' = X_n''$ で囲まれた面積を S_2 とする。 $S_1 = S_2$ とし、 X_n'' について解くと X_n'' は式(3)より算出する。

$$X_n'' = \frac{x_n + 2 c x_n}{3} \quad (3)$$

文献(3)を参考に正曲げを受けた時の等価切り欠き幅 E' を式(4)より算出する。

$$E' = \frac{2n \{ b t_f (2D - s D - 2X_n'') + t_w (s D - 2t_f) (D - \frac{s D}{2} - X_n'') \} - t B (2X_n'' - t)}{4n t_f (D - \frac{t_f}{2} - X_n'')} \quad (4)$$

4.2 負曲げを受けた時の等価切り欠き幅 E'' の算出

正曲げを受けた時と同様の方法を用いて等価切り欠き幅 E'' を算出する。

RBS 部分の上フランジ上端から鉄骨梁重心までの距離 $s X_n'$ を二次曲線とし、式(5)より算出する。

$$s X_n' = \frac{4(s x_n - s_c x_n)}{b^2} x^2 + s_c x_n \quad (5)$$

ここで、 $s_c x_n$ を切り欠き幅 c の時の上フランジ上端から鉄骨梁重心までの距離とする。

等価切り欠き幅 E'' の時の上フランジ上端から鉄骨梁重心までの距離 $s X_n''$ を式(6)、負曲げを受けた時の等価切り欠き幅 E'' を式(7)より算出する。

$$s X_n'' = \frac{s x_n + 2 s_c x_n}{3} \quad (6)$$

$$E'' = \frac{b t_f (s D - 2 s X_n'') + t_w (s D - 2 t_f) (\frac{s D}{2} - s X_n'')}{2 t_f (s D - \frac{t_f}{2} - s X_n'')} \quad (7)$$

4.3 等価切り欠き幅 e の算出

RBS 形状を直線状としたときの等価切り欠き幅 e は、等価切り欠き幅 E',E'' の平均とし、式(8)より算出する。

$$e = \frac{E' + E''}{2} \quad (8)$$

4.4 等価断面二次モーメント I の算出

梁両端に RBS を設けた時の等価断面二次モーメント I は、RBS を設けた片持ち梁が正曲げと負曲げを受けた際の等価断面二次モーメント I_+, I_- の平均とし算出する。RBS 形状を直線状としエネルギー法より、等価断面二次モーメント I_+, I_- を式(9)、等価断面二次モーメント I を式(10)より算出する。

$$\begin{cases} I_+ = \frac{\beta I^3}{\beta I^3 + 2(1-\beta) \left\{ 4(a'+b')^3 - 4a'^3 + 3b'l(l-4a'-2b') \right\}} c I_n \\ I_- = \frac{\beta I^3}{\beta I^3 + 2(1-\beta) \left\{ 4(a'+b')^3 - 4a'^3 + 3b'l(l-4a'-2b') \right\}} s I \end{cases} \quad (9)$$

$$I = \frac{I_+ + I_-}{2} \quad (10)$$

ここで、剛性低下率を β, β' ($\beta = \frac{I_n}{c I_n}, \beta' = \frac{s I}{s I}$) とする。

5. 有限要素解析による算出式の整合性の確認

有限要素解析ソフト Marc Mentat2018 を用いて式(10)の整合性の確認を行う。

5.1 試験体概要

case1~case5 の 5 つの RBS を設けた合成梁を解析対照とする。case1~case4 が RBS 形状の違いによる影響、case5 が床スラブの影響が大きい場合を考慮する。表 1 に部材諸元、表 2 に RBS 形状を示す。

図 4 に case1 の有限要素解析モデルを示す。解析モデルは全て等しく、弾性解析とする。

表 1 合成梁の部材諸元

試験体名	鉄骨		コンクリート		鉄骨梁				床スラブ	
	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	断面(mm)	厚さ(mm)	幅	せい	有効幅 (mm)	厚さ (mm)
case1	2.05×10 ⁵	0.3	2.17×10 ⁴	0.2	200	600	16	25	520	130
case2										
case3										
case4										
case5									700	200

表 2 RBS 形状(単位:mm)

試験体名	a'	b'	c	試験体名	a'	b'	c
case1	150	450	45	case4	150	450	70
case2	600	450	45	case5	150	600	70
case3	150	900	45				

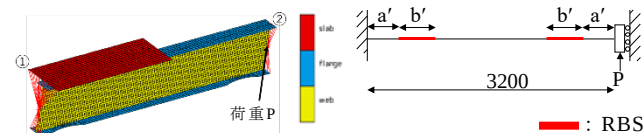


図 4 逆対照曲げの有限要素解析モデル

5.2 等価断面二次モーメント I の算出式の整合性

理論値と有限要素解析結果による移動固定端の変位を比較する。式(11)より理論値の変位 v を算出する。

$$v = \frac{Pl^3}{3EI} + \frac{Pl}{GA_w} \quad (11)$$

ここで、 G をせん断弾性係数、 A_w をウェブ面積とする。

表 3 に変位の比較結果を示す。全てのケースで変位の誤差が微小であり、式(11)より等価断面二次モーメント I を算出可能であると考えられる。

表 3 変位比較

試験体名	変位(mm)		誤差(%)
	有限要素解析	理論値	
case1	3.500	3.507	0.203
case2	3.500	3.521	0.588
case3	3.500	3.533	0.935
case4	3.500	3.450	1.441
case5	3.500	3.479	0.611

6. RBS を設けた新宿校舎の等価剛性と固有周期

新宿校舎の 2 階から 28 階までの全ての境界梁に RBS を設け、等価剛性と固有周期の変化を確認する。

RBS を設けたことによる等価剛性の低減率は最大で 7.2%、最小で 6.3%であった。

表 4 に RBS を設けたことによる固有周期の変化を示す。RBS を設けたことによる固有周期の変動は概ね 0.25%から 0.4%で、基本的には変動しない。

表 4 固有周期

次数	固有周期(s)	
	RBSなし	RBSあり
1	3.038	3.046
2	0.966	0.970
3	0.496	0.498

6. まとめ

RBS 全区間で中立軸が床スラブ外にあり、下フランジに RBS を設けた合成梁の等価断面二次モーメントの算出方法を提案した。有限要素解析モデルを用い、等価断面二次モーメント I の算出式の適合性の確認を行った。その結果、等価断面二次モーメント I の算出式の適合性の確認ができた。新宿校舎の 2 階から 28 階の境界梁に RBS を設け、等価剛性と固有周期の変化を確認した。

参考文献

- Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures, SAC Joint Venture, FEMA267, 1995.8
- Interim Guidelines Advisory No.1, Supplement to FEMA267, FEMA-267A, SAC Joint Venture, 1997.3
- 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説, 2010

シングルライン天井の耐震性向上のための実験的研究

シングルライン天井 照明器具 TH クリップ
面内剛性 振動台実験

** 石黒翔生 *** 坂本信治 *** 宮下恵輔
* 山下哲郎

1. はじめに

テーマ 2「機能継続・早期復旧を可能とする大地震対策建築モデルの開発」は、膨大な人数が勤務するオフィスの鉄骨造高層建築と、避難所として用いられる体育館の耐震性を、構造、非構造両面から研究対象とする。

2011 年 3 月に発生した東北地方太平洋沖地震により、工学院大学新宿校舎の一部で天井の落下、脱落(写真 1)が発生した。2014 年 4 月に天井脱落対策に関わる告示¹⁾が施行され、特定天井に関しては力学的な検討及び対策が要求されることになった。しかし、システム天井に関しては各メーカーの設計基準²⁾が示されているが、天井落下メカニズムは明らかではない。

本校新宿校舎で広く採用されるシングルライン天井(以下ライン天井)は、在来天井やシステムグリッド天井に比べて研究例³⁾は少ない。システム天井は在来天井と異なり、天井板が一体ではなく、天井面は十分な面内剛性を有していないことから、在来天井とは異なる手法での評価が求められる。

ライン天井は、図 1 に示すように地震時に発生する慣性力を端部の壁を介して構造躯体に伝達するが、その衝撃に対して、壁は十分な剛性や強度を有していない可能性が高い。そのため、各メーカーの設計基準²⁾では、壁に期待せず、ブレースに慣性力を負担させる耐震対策が設けられている。しかし、図 2 に示すように、ブレースが設置されていない列が大きく変位することで、天井面は弓形に面内変形を起こす。その結果、壁際に隙間が生じ、H バーの脱落による天井板の落下が発生する。

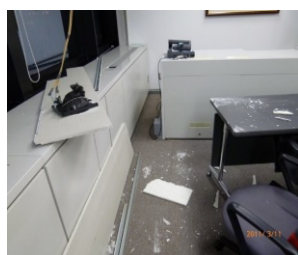


写真 1 天井板落下

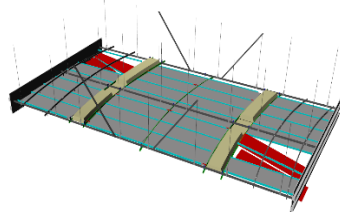


図 2 天井面の面内変形

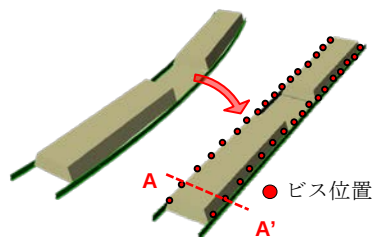


図 7 面内変形抑制

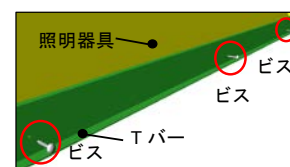
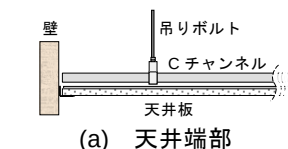
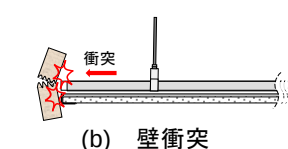


図 8 ビス固定



(a) 天井端部



(b) 壁衝突

図 1 天井面の面内変形

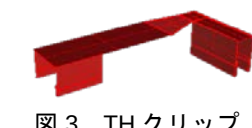


図 3 TH クリップ

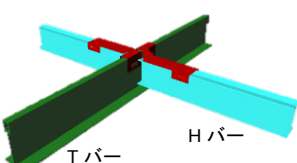


図 4 TH 接合部

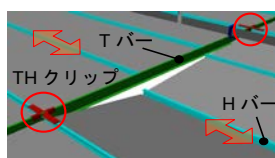


図 5 H バーの脱落

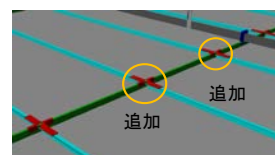


図 6 TH クリップ

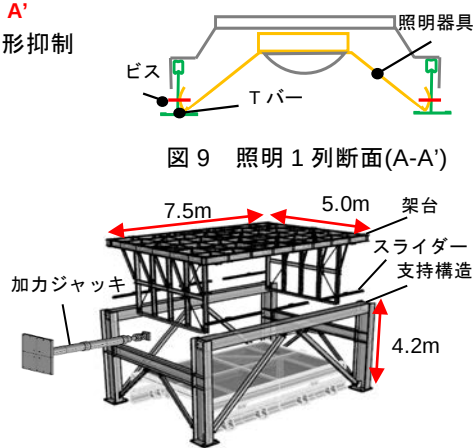


図 10 天井実験用振動台

そこで本研究では、初めに 2018 年度のユニット加振実験により、天井の落下に及ぼす次の影響を調査した。

1. H バーの脱落をしにくくするため、T バーと H バーを繋ぐ TH クリップ(図 3)の数を増加する(図 5、6)。
2. 天井面の面内変形を抑えるため、照明器具と T バーをビスで固定し、変形を抑える梁とする(図 7~9)。

上記結果を踏まえ、2019 年度では静的要素試験とユニット加振実験により、天井面の面内剛性を定量的に評価するため、次の影響を調査した。

3. 天井面の面内剛性を向上させるため、TH クリップの代わりに L 金物を用いて TH 接合部(図 4)を強化する。
4. 照明器具の剛性を最大限に活用するため、照明器具、T バー、プレートのビス固定箇所を変更する。

2. 2018 年度実験

2. 1 実験装置

図 10 に実験装置の全容を示す。加振には 2018 年 3 月に新たに完成した天井実験用振動台(以下、振動装置)を使用する⁴⁾。天井を吊り下げる振動装置の架台は桁行方向 7.5m、梁間方向 5m、吊り長さ 2.5m、重量 4500kg である。動的アクチュエータの仕様は、最大荷重 100kN、ストローク±50 cm であり、最大加速度 2G による加振が可能である。本振動装置の構造は、架台とそれを支える支持構造から構成され、架台と支持構造の間にスライダを設置することで振動装置を直接加振する。試験体の天井は架台から吊るされる。

* 工学院大学建築学部建築学科教授

** 工学院大学大学院工学研究科建築学専攻

*** 工学院大学建築学部建築学科

2. 2 試験体

図 11 にライン天井の構成を示す。野縁受けには「C チャンネル」を使用し、野縁には「T バー」を用いる。C チャンネルと T バーは「CT ハンガー」によって接続される。天井板は T バー間で支持されるが、壁端部においては「L バー」を壁にビスで固定し、T バーと L バーが天井板の支持部材となる。天井板は側面の窪みにはめ込む「H バー」と接合し、H バーを支持部材のフランジに載せることで支持部材間を架け渡している。H バーと支持部材の接合について、T バーは「TH クリップ」によって固定される。また、天井板には岩綿吸音板を使用する。

試験体について図 12、表 1 に示す。大きさ 3.2m×3.2m のプレースを有する天井のユニット試験体を構成した。試験体 1-1 は H バー数の約 1/3、試験体 1-2 は H バー数の約 2/3、試験体 1-3 は H バーの全数を TH クリップで固定した。試験体 2-1 は H バー数の約 1/3 を TH クリップで固定し、加えて照明補強を行った。試験体 2-2 は H バーの全数を TH クリップで固定し、照明補強を行った。

2. 3 加振

図 13 に入力波の概要を示す。最初に正弦波による加振を行い、各加速度によるライン天井の損傷状況を確認する。損傷状況に応じて次に入力する加速度振幅を決定する。正弦波 520gal まで落下が見られなかった場合、振幅漸増波による加振を実施する(表 2)。

2. 4 計測

図 14 に計測器の配置を示す。加速度計を振動装置の入力を計測するために架台上に 2 カ所、天井面の応答を計測するために試験体の T バー受け C チャンネル上に 3 カ所、T バー上に 3 カ所の計 8 カ所に設置した。ひずみゲージにより、溝形プレース 4 本に加わる軸力を計測し、プレース 1 本につき

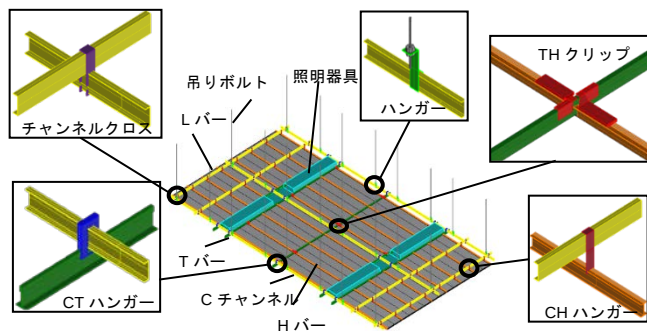


図 11 シングルライン天井の構成

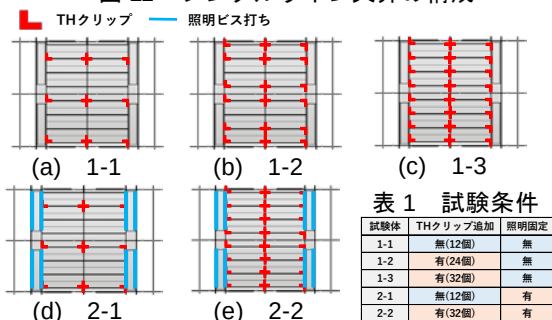


図 12 各試験体

モーションキャプチャソフト「VENUS 3DR」を用いて計測した。計測に用いるマーカーを 1 本の T バー上に 5 カ所の計 10 カ所設置した。サンプリング周波数は加速度計、ひずみゲージ、変位計は 1000Hz、VENUS 3DR は 100Hz とした。

計測したデータにおいて、正弦波は 0.3Hz～1.5Hz、振幅漸増波は 0.3Hz～2.5Hz のバンドパスフィルタによるノイズ処理を行った。

2. 5 実験結果

2. 5. 1 正弦波加振による損傷状況

図 15、表 3 に正弦波加振による実験後の試験体の損傷状況を示す。試験体 1-1 において、天井板は入力 80gal で H バーが T バーから外れ、天井板と H バーが一体となって落下した。TH クリップの設置数が少ないと TH クリップがない箇所から脱落下、連鎖的な落下が発生しやすくなる。試験体 1-2 において、150gal で加振した際、片側にしか天井板がない H バーが加振直交方向に移動し、天井板は H バーと T バーから外れたことで脱落している。しかし、実際は壁が存在し、加振直交方向に H バーが動くことはほぼない。試験体 1-3 では、入力 520gal で天井面端部に位置する H バーと T バーから天井板が外れたことで脱落し、TH クリップの追加による効果が見られた。試験体 2-2 では、照明補強と TH クリップの追加により入力 520gal においても目立った損傷は見られなかった。

このように、TH クリップには H バーの脱落による天井板の連鎖的な落下を防ぐ効果があり、TH クリップの個数を増

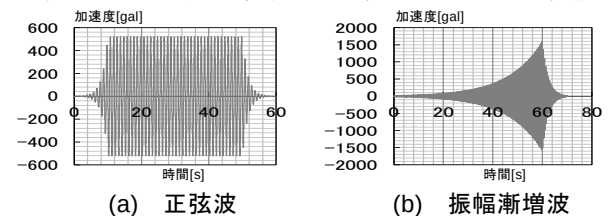


図 13 入力波

表 2 入力波概要

入力波	最大加速度 (gal)	最大速度 (kine)	最大変位 (cm)	試験体					
				1-1	1-2	1-3	2-1	2-2	
正弦波 (1Hz)	40	6.4	1.0						
	80	12.7	2.0						
	105	16.7	2.7						
	130	20.7	3.3						
	200	31.8	5.1						
	260	41.4	6.6						
	400	63.7	10.1						
漸増波 (2Hz)	520	82.8	13.2						
	目標1600	目標120	目標9.5						

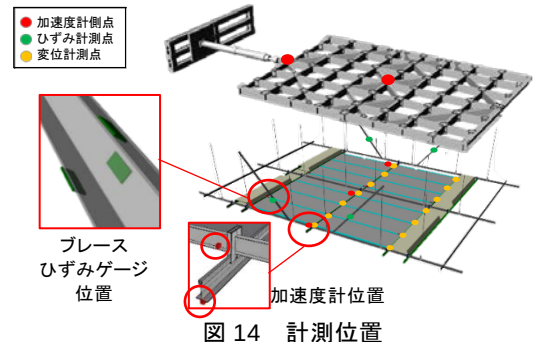


図 14 計測位置

やす重要性を確認することができた。また、天井面端部での脱落、落下が多く見られ、端部における隙間の有無が天井板落下に影響すると考えられる。

表 3 各試験体損傷状況

入力 加速度 (gal)	試験体							
	1-1		1-2		1-3		2-1	
	脱落	落下	脱落	落下	脱落	落下	脱落	落下
40								
80		○						
105								
130								
200			○					
260								
400						○		
520					○			
目標1600					○			○

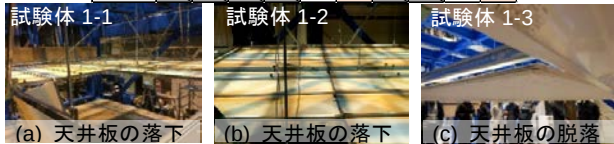
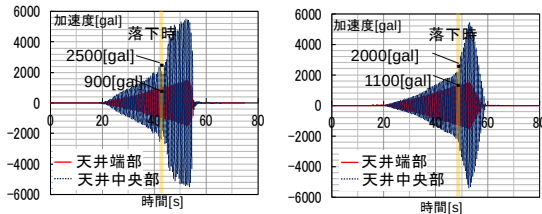


図 15 各試験体損傷状況

2. 5. 2 振幅漸増波加振による損傷状況

図 16 に振幅漸増波加振による加速度波形と天井落下加速度について示す。試験体 1-3 において、最初の落下は入力 900gal 程度であった。落下位置はブレース構面がある天井面端部であり、天井は天井面両端部から天井の中央部分に向かう順で落下した。天井面の加速度応答はブレース列で 1000gal 程度、ブレースがない列で 2500gal 程度であり、応答加速度が大きいブレースがない列に位置する天井板が後に落下する結果となった。試験体 2-2 において、最初の落下は入力 1100gal 程度であった。落下位置及び順番は試験体 1-3 と同様で、天井面の加速度応答はブレース列で 1200gal 程度、ブレースがない列で 2000gal 程度であった。

試験体 1-3 と試験体 2-2 を比較すると、照明補強により天井面の面内変形を抑えたことで、落下開始加速度は 200gal 程度増加した。照明補強による天井面の面内変形を抑える方法は、各ユニットで変形を抑制する事が可能であり、大空間の天井面でも有効であると考えられる。



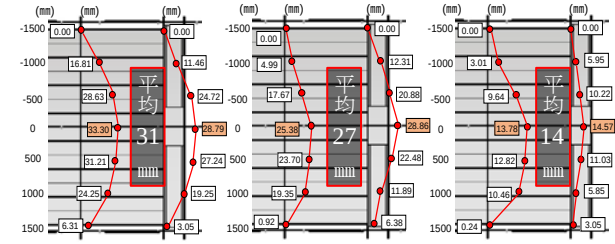
(a) 試験体 1-3 (b) 試験体 2-2

図 16 振幅漸増波加振計測波形

2. 5. 3 T バーの変形と落下の関係

図 17 に試験体 1-2、2-1、2-2 に正弦波加振(400gal)を入力した際の T バーの変形量を示す。天井面端部に位置するブレース構面は変位が著しく小さいが、ブレースのない天井の中央部分は大きく変位するため、T バーが弓なりに変形する傾向にある。試験体 1-2 と 2-2 を比較すると、ビスによる T バ

ーと照明器具の固定により T バー変形量を抑えていることが確認できた。また、試験体 2-1 と 2-2 を比較すると、TH クリップ追加によって T バー変形量を抑えている。これは、TH クリップには H バー脱落防止だけではなく、H バーによる T



(a) 試験体 1-3 (b) 試験体 2-1 (c) 試験体 2-2

図 17 T バー変形量

3. 2019 年度実験(静的要素試験)

3. 1 TH 接合部曲げ試験

3. 1. 1 実験装置

実験装置である水平加力ジャッキは、シリンダ長さ 120 mm、仕様はストローク±100mm、載荷能力 100kN である。

3. 1. 2 試験体

試験体について、図 18、表 4 に示す。T バーと H バー接合部を再現し、TH クリップもしくは、L 金物を対象とした試験体 2 体を構成した。

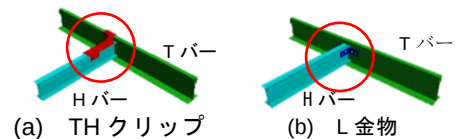


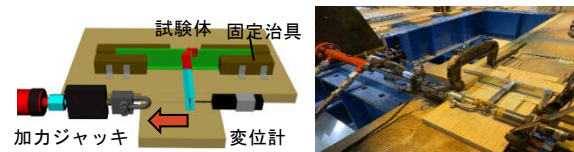
図 18 各試験体

表 4 各試験体条件

対象	試験体A(TH接合部)			
条件	THクリップ(12個)	THクリップ(32個)	L金物(12個)	L金物(32個)
試験体	A-1	A-2	A-3	A-4

3. 1. 3 加力と計測

図 19 に試験状況を示す。載荷方法は単調載荷とし、加力方向は T バー軸方向とした。T バーは土台に固定し、H バー先端に釣り糸を取り付けて釣り糸を引っ張ることで加力した。荷重はジャッキ先端に取り付けたロードセルにより測定し、変位は H バー先端の加力線上に設置したピストン変位計により計測した。



(a) 概要

(b) 実験風景

図 19 TH 接合部要素試験状況

3. 1. 4 実験結果

図 20 に各試験から得られたモーメント回転角関係、表 5、6 に各試験から得られた剛性・耐力等の力学的特性を示す。回転剛性は初期剛性とし、計算で用いる回転剛性は各試験における 3 つの試験体の平均値とする。TH クリップに比べ、

L 金物の曲げ剛性は 3.8 倍程度となり、TH クリップに代わる強靱な金物として十分な耐力と剛性である。

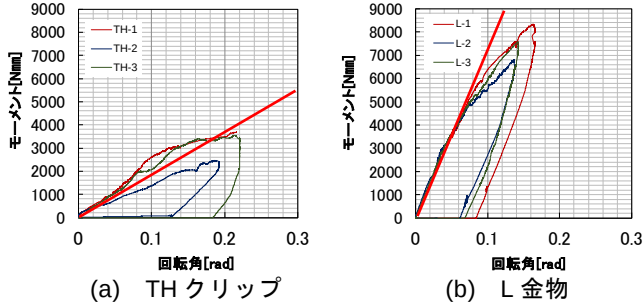


図 20 モーメント回転角関係

表 5 TH クリップ回転剛性

試験体	TH-1	TH-2	TH-3	平均
部材長さ L [mm]	150	150	150	150
変位 δ [mm]	5.0	5.0	5.0	5.0
荷重 P [N]	5.06	3.64	4.72	4.47
変形角 θ [rad]	0.033	0.033	0.033	0.033
モーメント M [Nm]	759	546	707	671
回転剛性 K θ [Nm/rad]	22781	16388	21225	20131

表 6 L 金物回転剛性

試験体	L-1	L-2	L-3	平均
部材長さ L [mm]	150	150	150	150
変位 δ [mm]	5.0	5.0	5.0	5.0
荷重 P [N]	15.69	18.36	16.77	16.94
変形角 θ [rad]	0.033	0.033	0.033	0.033
モーメント M [Nm]	2354	2754	2516	2541
回転剛性 K θ [Nm/rad]	70612	82612	75487	76237

3. 2 照明ライン曲げ試験

3. 2. 1 実験装置

実験装置は TH 接合部曲げ試験と同様である。

3. 2. 2 試験体

試験体について、図 21、表 7 に示す。T バー間で支持された照明器具 1 列を再現し、T バー、照明器具、プレートのビス補強箇所 2 種類と補強なしを条件とした試験体 3 体を構成した。

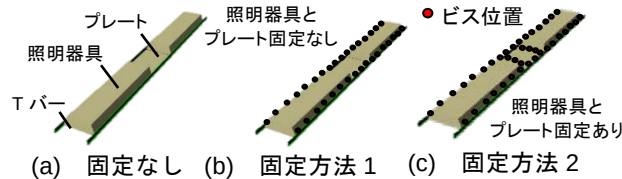


図 21 各試験体

表 7 各試験体条件

対象	試験体 B (照明器具)		
条件	固定なし	固定方法 1	固定方法 2
試験体	B-1	B-2	B-3

3. 2. 3 加力と計測

図 22 試験状況を示す。荷重方法は単調荷重と繰り返し荷重とし、加力方向は照明器具 1 列に対して直交方向とした。加力方法は、ジャッキ先端に取り付けたチェーンをトーナメント式で 2 つに分岐させる。チェーンは照明器具 1 列の真下

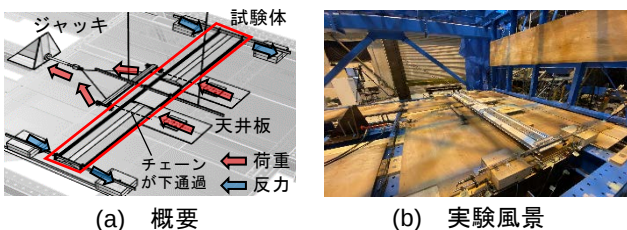


図 22 照明ライン要素試験状況

を通過し、チェーン先端に取り付いた 2 枚の天井板が引張力を受ける。そして、天井板が照明器具 1 列を支持する T バーのウェブを押し、水平力を加えることで試験体に 2 支点荷重

3. 2. 4 実験結果

図 23 に単調荷重試験と繰り返し荷重試験から得られた荷重変位関係、表 8 に各試験から得られた曲げ剛性を示す。荷重および照明器具 1 列のたわみによる変位から各試験体の曲げ剛性を算出した。計算で用いる曲げ剛性について、試験体 1 に関しては初期剛性、試験体 2 と 3 に関しては 1 次剛性と 2 次剛性のうち、2 次剛性とした。これは、1 次剛性は 3 mm 程度のわずかな変位であるため、実際の天井面で剛性として効くのは 2 次剛性と考えられるためである。また、曲げ剛性は各試験における試験体の平均値とする。試験体 1 に比べ、試験体 2 の曲げ剛性は 3.6 倍程度、試験体 3 の曲げ剛性は 4.5 倍程度となり、T バーと照明器具のビス固定による効果が確認された。固定方法が異なる試験体 2 と試験体 3 を比較すると、曲げ剛性は 1.1 倍程度でその差はわずかであった。

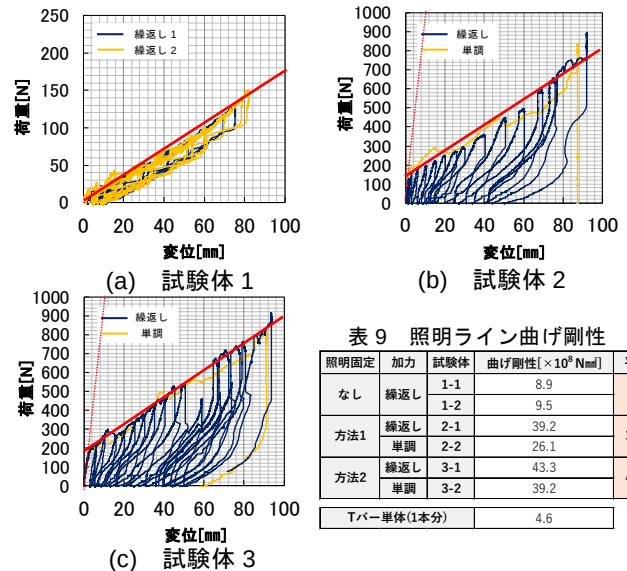


図 23 荷重変位角関係

表 9 照明ライン曲げ剛性

照明固定	加力	試験体	曲げ剛性 [$\times 10^8$ Nm]	平均
なし	繰返し	1-1	8.9	9.2
	繰返し	1-2	9.5	
方法 1	繰返し	2-1	39.2	32.7
	単調	2-2	26.1	
方法 2	繰返し	3-1	43.3	41.3
	単調	3-2	39.2	
Tバー単体 (1 本分)			4.6	

4. 2019 年度実験 (ユニット加振実験)

4. 1 実験装置

実験装置は 2018 年度ユニット加振実験と同様である。

4. 2 試験体

試験体について図 24、表 9 に示す。天井面の両端に照明器具は設けず、ブレースのみ設置した天井ユニット試験体を 4 体(試験体 A)、天井面の両端にブレースと照明器具を設けた天井ユニット試験体 3 体(試験体 B)を構成した。試験体 A-1 は H バー数の約 1/3 (TH クリップ 12 個)、試験体 A-2 は H バーの全数 (TH クリップ 32 個) を TH クリップで固定した。試験体 A-3 は H バー数の約 1/3 (L 金物 24 個)、試験体 A-4 は H バーの全数 (L 金物 64 個) を L 金物で固定した。試験体 B-1 はビス固定なし、試験体 B-2 は T バーに対して照明器具とプレートで固定、試験体 B-3 は B-2 に加えて照明器具とプレートを鋼板に介してビスで固定した。

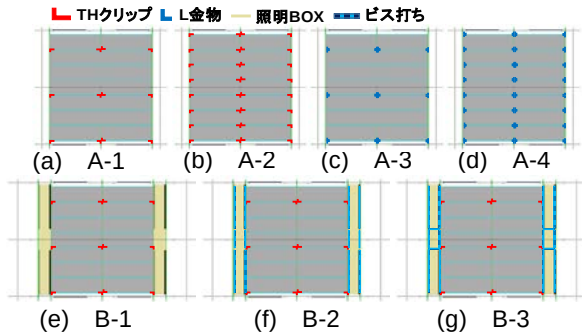


図 24 各試験体

表 9 試験条件

対象	試験体A(TH接合部)				試験体B(照明器具)		
条件	THクリップ(12個)	THクリップ(32個)	L金物(12個)	L金物(32個)	固定なし	固定方法1	固定方法2
試験体	A-1	A-2	A-3	A-4	B-1	B-2	B-3

4. 3 加振と計測

本実験で使用する入力波は、振幅が段階的に増幅する振幅漸増波とし、周期 1 秒の最大振幅 400gal と周期 0.5 秒の最大振幅 400gal、800gal の 3 種類行った。計測は 2018 年度と同様である。

4. 4 実験結果

4. 4. 1 振幅漸増波加振による損傷状況

図 25、表 10 に各振幅漸増波加振による実験後の各試験体の損傷状況を示す。試験体 A-1 において、1Hz,400gal で加振した際、300gal 程度で天井板 1 枚の脱落が発生した。2Hz,800gal では、天井面端部における TH クリップが設置されていない箇所から H バーが脱落し、600gal 程度で天井板 1 枚が落下した。その後、落下した天井板に隣接する天井板が連鎖的に落下し、全ての天井板が落下した。

試験体 A-2 において、1Hz,400gal、2Hz,600gal で天井板の脱落が発生したが、天井板の落下は確認されなかった。試験体 A-1 に比べ、TH クリップを追加したことで天井板の落下加速度が増加した。

試験体 A-3、A-4 では、CT ハンガーの回転が生じたが、どの振幅漸増波においても目立った損傷は見られなかった。試

表 10 各試験体損傷状況

入力波	最大加速度 (gal)	試験体							
		A-1		A-2		A-3		A-4	
		脱落	落下	脱落	落下	脱落	落下	脱落	落下
漸増波(1Hz)	400		○	○					
漸増波(2Hz)	200								
	600		○	○					
		B-1		B-2		B-3			
漸増波(1Hz)	400	○							
漸増波(2Hz)	200	○							
	600	○	○						

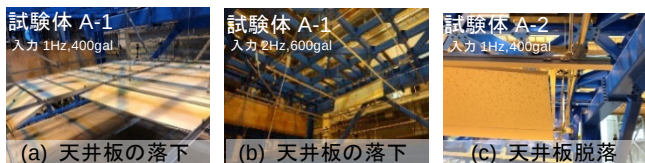


図 25 各試験体損傷状況

験体 A-1、A-2 に比べ、TH クリップより剛強な L 金物を用いることで、天井板の落下を防ぐ効果が確認された。

試験体 B-1 において、1Hz,400gal、2Hz,600gal で加振した際、天井面端部で天井板の落下、脱落が多く発生した。2Hz,800gal で加振した際、600gal 程度で天井板の落下、脱落が 5 カ所で見られた。

試験体 B-2、B-3 において、どの振幅漸増波加振でも天井面に目立った損傷は見られなかった。

4. 4. 2 天井面内剛性

図 26 に各試験体における各振幅漸増波を入力した際のブレース軸力の水平成分と T バーの平均変位から求めた天井面の面内剛性を示す。各試験体で比較するにあたり、面内剛性は各加振の平均とした(図 27)。TH クリップと L 金物の違いによる試験体で比較すると、TH 接合部が同数の A-1 と A-3 では面内剛性が 1.2 倍、A-2 と A-4 では面内剛性が 1.3 倍向上した。試験体 A-1 と A-4 では面内剛性が 1.6 倍向上しており、TH 接合部の増加と強化が面内剛性の向上に大きく影響していることが確認された。

試験体 B-1 と B-2 を比較すると、ビス固定により剛性が 1.3 倍向上している。また、固定方法が異なる試験体 B-2 と B-3 を比較すると、プレートと照明器具を固定した B-3 の剛性 1.1 倍が向上している。試験体 B-2 と B-3 で面内剛性に格段の差が生じると思われたが、その差は平均で 10N/mm であるため、B-2 の固定方法でも有効であると考えられる。

各加振で比較すると周波数 1Hz に比べ、周波数 2Hz の剛性が低下している。これは、共振により周波数 2Hz の方が天井板同士のずれが大きく生じ、天井面が一体ではなくなったためと考えられる。また、周波数 2Hz の加振レベルで比較すると、400gal に比べ 800gal の剛性が高くなっている。これは、天井板同士の摩擦による減衰効果によって剛性が上昇しているように見えると考えられる。

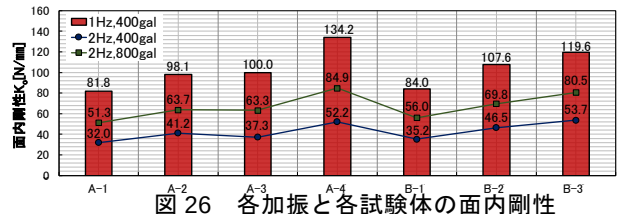


図 26 各加振と各試験体の面内剛性

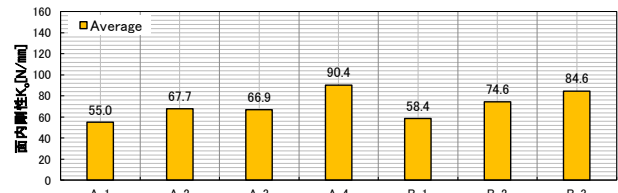


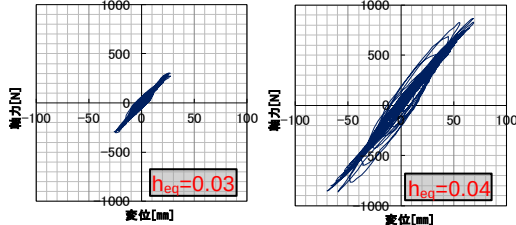
図 27 各加振の面内剛性平均値の比較

4. 4. 3 天井板と H バーによる減衰

図 28 に試験体 B-1(入力 2Hz)におけるブレース軸力の水平成分と T バーの平均変位による荷重変位関係を示す。グラフから、履歴曲線の楕円で囲まれた面積は一振幅で天井板同士による摩擦によって吸収する振動エネルギーを表していると考えられ、等価減衰定数 h_{eq} を以下の式 1 で求める。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{E_d}{W_e} \right) \quad (1)$$

ここで、 E_d は楕円の面積、 W_e は三角形面積である弾性ひずみエネルギーとする。求めた等価減衰定数 h_{eq} を比較すると、振幅が大きい 2Hz400gal の減衰定数が増加している。これは、共振により振幅が増大し、天井板同士の摩擦が多く生じたためと考えられる。そのため、変位が減少し、天井面の剛性が向上したように見える。



(a) B-1(2Hz,400gal) (b) B-1(2Hz,800gal)

図 28 天井面慣性力と面内変形による荷

4. 5 評価・分析

静的試験で得られた特性値を用いて、天井面のモデル化を行い、モデルから算出した面内剛性と、加振実験で得られた面内剛性の比較を行う。図 29 に単純な力学モデルによる天井面を示す。天井面が δ だけ変位した時の変位関数を式 2 で仮定する。

$$y = \delta \sin\left(\frac{\pi x_i}{L}\right) \quad (2)$$

その時の各部材(T バーまたは照明器具 1 列)における曲げひずみエネルギーを U 、TH 接合部のばねエネルギーを T とし、それぞれ式 1 の微分結果を用いて整理すると、下記の式 3 と式 4 となる。

$$T = \frac{1}{2} K_\theta \theta^2 = \sum \frac{K_\theta \pi^2 \delta^2}{2L^2} \cos^2\left(\frac{\pi x_i}{L}\right) \quad (3)$$

$$U = \frac{1}{2} \int_0^L \frac{M^2}{EI} dx = \frac{EI \pi^4 \delta^2}{4L^3} \quad (4)$$

2 つを足し合した天井面におけるばねひずみエネルギーを K とする(式 5)。

$$K = 3T + 3U \quad (5)$$

また、天井面に等分布荷重が作用する場合、荷重の位置エネルギー H は式 1 を用いて、下記の式 6 とする。

$$H = \int_0^L w y dx = \frac{2Lw\delta}{\pi} \quad (6)$$

ここで、全ポテンシャルエネルギーを Π とし、荷重の位置エネルギー H とばねひずみエネルギー K を用いると下記の式 7 となる。

$$\Pi = K + H \quad (7)$$

式 7 の関係式において、つり合い点では $\frac{d\Pi}{d\delta} = 0$ となるため、両辺を微分すると、下記の式 8 となる。

$$\frac{d\Pi}{d\delta} = 3 \left(\frac{EI \pi^4 \delta}{2L^3} + \sum \frac{K_\theta \pi^2 \delta}{L^2} \cos^2\left(\frac{\pi x_i}{L}\right) \right) - \frac{2Lw}{\pi} = 0 \quad (8)$$

また、中辺を整理すると式 9 となり、これを天井面の面内剛性 K_c とする。

$$\frac{wL}{\delta} = 3 \left\{ \frac{EI \pi^5}{4L^4} + \sum \frac{K_\theta \pi^3}{2L^3} \cos^2\left(\frac{\pi x_i}{L}\right) \right\} L = K_c \quad (9)$$

図 30 に式 9 から算出した天井面の面内剛性と、加振実験で得られた天井面の面内剛性を比較した結果を示す。どの試験体においても、理論値に対して実験値の面内剛性の方が大きな値を示した。これは、理論値では天井板の剛性を考慮せず、システムライン天井の骨組みのみで計算したためである。この結果から、システムライン天井の面内剛性では、天井板の剛性が大きく関係していることが分かる。

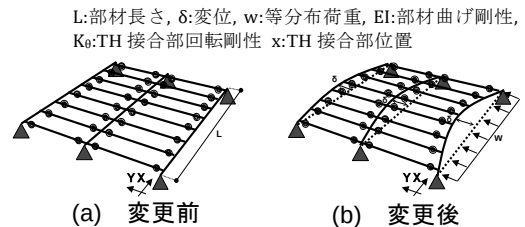


図 29 天井面モデル

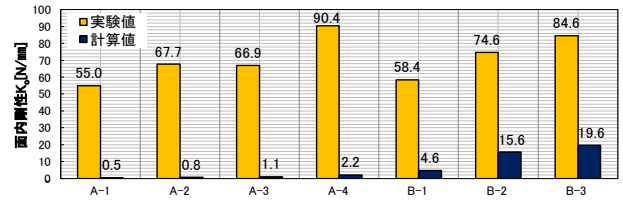


図 30 実験値と計算値の面内剛性の比較

5. まとめ

当研究では、地震時におけるシステムライン天井の面内変形による天井板落下を防ぐため、TH 接合部と照明器具の剛性に着目した実験を行い、以下の知見を得た。

- 1) TH 接合部の増加と照明器具の剛性が天井面の面内剛性向上に寄与し、天井落下防止に影響を与えていることが確認された。
- 2) TH 接合部の強化は、補強としての効果があり、H バーの落下防止と面内剛性向上により天井板の落下を防ぐことができる。
- 3) T バー、照明器具、プレートの固定箇所の違いで面内剛性に变化が見られた。しかしその差は小さく、T バーと照明器具のみでも補強として有効である。
- 4) シングルライン天井の面内剛性は天井板と H バーの嵌合度合に大きく左右される。本研究対象の 2 種類の効果は、天井板と H バーの滑りの抑制に寄与し、天井面の面内剛性向上に貢献した。

参考文献

- 1) 国土交通省：建築物における天井脱落対策に係る技術基準の解説, 2013. 10
- 2) 元結正次郎、上條楓、他: 動的な外乱を受けるグリッドタイプシステム天井の力学特性に関する研究(その 1,2), 2018 年度日本建築学会大会(東北)(学術講演梗概集, pp989-992), 2018
- 3) パナソニック株式会社エコソリューションズ社：複合天井システム, 21-27, 2017. 8
- 4) 羽鳥稔也：天井実験用振動台の設計、工学院大学建築系学科卒業論文梗概集山下哲郎研究, 2017

せん断力と曲げモーメントを受ける置屋根体育館支承部の復元力特性に関する研究

キーワード（置屋根構造，支承部，偏心モーメント
アンカーボルト，耐力評価）

縄田舜* 山下哲郎**
町田巧*** 荒木拓実***

1. はじめに

2016 年に発生した熊本地震においてシステムトラス屋根部材の破断や落下等の被害が発生した¹⁾。被害原因として支承部が強固に作られており、RC 柱に生じた慣性力が支承部を介して屋根側に伝達されたことが挙げられる。そこで本研究では図 1 のように屋根架構側で偏心モーメントを負担できず、せん断力と曲げモーメントを負担する支承部の繰返し加力実験を行った。モルタル厚 h 、偏心距離 e 、スライド機構の有無でパラメータを変化させた異なる試験体を作成し、破壊挙動の観察と耐力評価を行う。

2. 実験計画

2. 1 実験装置及び試験体

実験装置の全容を図 2 に示す。左の水平油圧ジャッキでベースプレートに繰返しせん断加力を与え、支承側に偏心モーメントが生じる支承を再現した。試験体概要を表 1 に示す。S350-70-70, S350-70-70 はルーズホール直交方向加力を想定し、加力芯のずれを防止するため、P350-70-70 と同様に公称径+5mm の丸孔とした²⁾。SL175-25-0 はルーズホール方向加力を想定し、ルーズホール長さはアンカー芯位置で±22mm、幅は 24mm である。アンカーボルトは ABR400 規格の転造ねじを使用し、有効埋め込み深さは呼び径 d の 20 倍とした²⁾。アンカーボルトの機械的特性と、コンクリ

ート及びモルタルの材料強度を表 2 に示す。試験体セット後、アンカーボルトのナットに初期張力 10kN を導入した。

スライド支承試験体では摩擦力を低減するため、図 3 に示すようにモルタル上に PTFE シートを貼った敷プレートを置き、底面にステンレスシートを溶接したベースプレートを設置した。またベースプレートと下ナット間にほぼ摩擦力が生じないように PTFE シートを挟む。ステンレスシートとテフロンシート間の摩擦係数は公称値で 0.06 である。RC ボックス内には十分なせん断補強筋を配して側方破壊を防止する。

2. 2 計測と荷重

ベースプレートの水平変位 δ_{BP} 、モルタル層のせん断変形角 $\bar{\gamma}$ 、支承回転角 θ を式(1)(2)(3)より定める。

$$\delta_{BP} = \frac{A+B}{2} - D \quad (1) \quad \bar{\gamma} = \frac{\delta_{BP} - \delta_{cl}}{h} \quad (2)$$

$$\theta = \left(C - \frac{A+B}{2} \right) / e \quad (3)$$

図 2 の変位計 a, b, c, d の計測位置での変位を A, B, C, D と表記した。 δ_{cl} はボルト孔のクリアランスである 5mm の $1/2(2.5\text{mm})$ である。水平加力は正負交番漸増繰返し変位となるように手動で制御する。

さらに、図 4 に示した位置に貼ったひずみゲージによりアンカーボルトの軸ひずみの計測も行う。

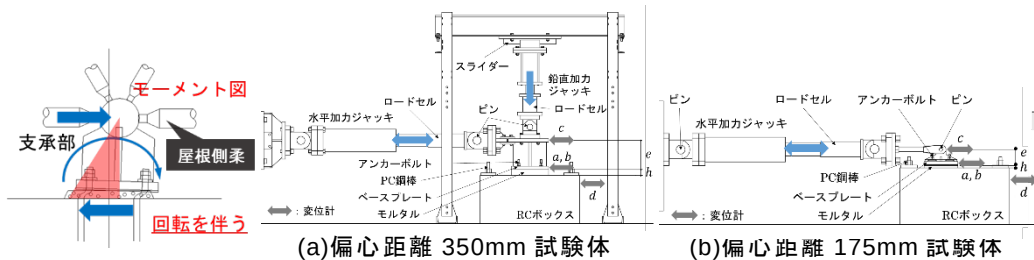


図 1 モーメント分布

図 2 支承部の形式

表 1 試験体概要

試験体	支承種類	偏心距離 $e(\text{mm})$	モルタル厚 $h(\text{mm})$	鉛直荷重 $P_v(\text{kN})$
P350-70-70	ピン	350	70	70
S350-70-70	スライド (加力直交方向)		30	
S350-30-70			30	
SL175-25-0	スライド(加力方向)	175	25	0

表 2 機械的性質及び材料強度

試験体	アンカーボルト 公称径	降伏強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	モルタル圧縮 強度(材齢(日)) [N/mm ²]	コンクリート圧縮 強度(材齢(日)) [N/mm ²]
P350-70-70	M20	309	453	32.9(14)	31.2(28)
S350-70-70					
S350-30-70					
SL175-25-0		312	460		

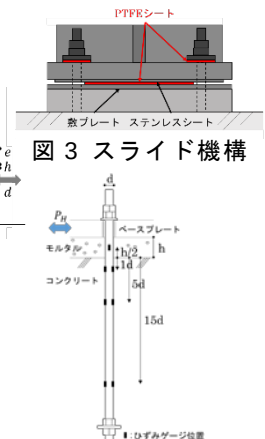


図 3 スライド機構

図 4 ひずみゲージ位置

* : 工学院大学大学院 建築学専攻
** : 工学院大学建築学部建築学科 教授
*** : 工学院大学 建築学部 建築学科

3. 実験結果

図 5 に荷重変形曲線を示す。図 5 は横軸をベースプレート回転角、縦軸を水平荷重としている。

各試験体において、偏心距離 e の差異により復元力特性の傾向が変化した。これは偏心距離 e の違いによる回転量が影響していると考えられる。P350-70-70 は加力直後から荷重が上昇し、降伏に至った。一方、S350-70-70, S350-30-70 はスライド機構により、クリアランスまでベースプレートが撓動した。その後、アンカーボルトがベースプレートに接触すると、P350-70-70 同様に荷重が上昇し、降伏に至った。SL175-25-0 もまた、可動域内までベースプレートが撓動し、ベースプレートがアンカーボルトに接触すると水平荷重が上昇した。しかし、他のスライド支承試験体とは異なり、変位 $\delta_{BP} = \pm 35\text{mm}$ 付近で荷重が僅かに緩やかになったように見えたが、すぐに水平荷重が再上昇したため降伏点をはっきりと読み取れなかった。その後、変位 $\delta_{BP} = \pm 50\text{mm}$ 付近で荷重がさらに上昇した。これはベースプレートの回転により、ベースプレートと敷プレートが接触し、摩擦力が上昇したと考えられる。

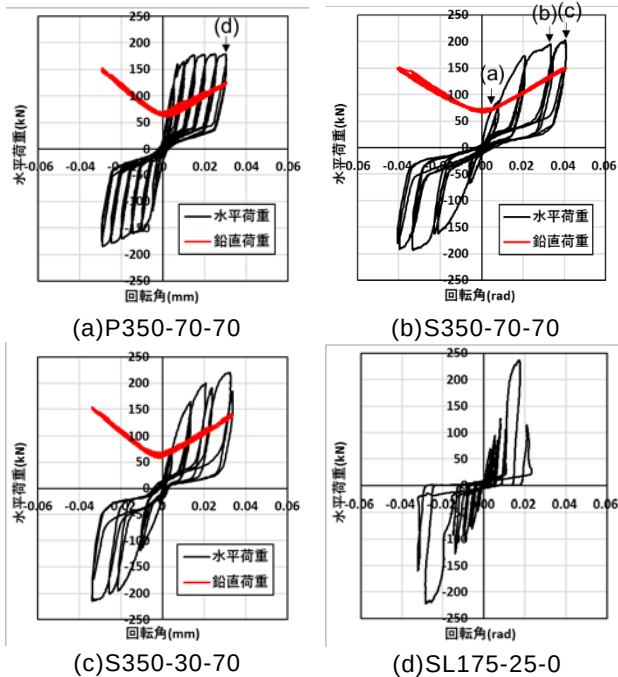


図 5 荷重変形曲線

モルタルの破壊挙動を図 5 のグラフ中の(a)-(d)に対応させて写真 2(a)-(d)に示す。ピン支承試験体では変位がほぼ生じず、回転が支配的となり、圧壊した。スライド支承試験体では、モルタルは変位が可動域内では無損傷であったが、接触後にアンカーボルト側面の位置にひび割れが生じた後(写真 2(a))、変位とともに、外側のモルタルがアンカーボルトに押し出され、かつベースプレートの回転により、徐々に圧壊した(写真 2(b))。全試験体において、加力終了後のモルタルは大きく損傷していたが、鉛直支持に問題は見られなかった(写真 2(c)(d))。

アンカーボルトに張り付けたひずみゲージから算定した軸力を図 6 に示す。全試験体において、アンカーボルト②④が正側加力で、アンカーボルト①③が負側加力で降伏軸力に到達した。スライド支承試験体はアンカーボルトとベースプレートが接触すると回転を伴い、軸力が急増した。一方、ピン支承試験体は加力直後から軸力の急増が見られた。これはアンカーボルトの接触が起こらず、ベースプレートの回転のみで軸力が上昇したと考えられる。

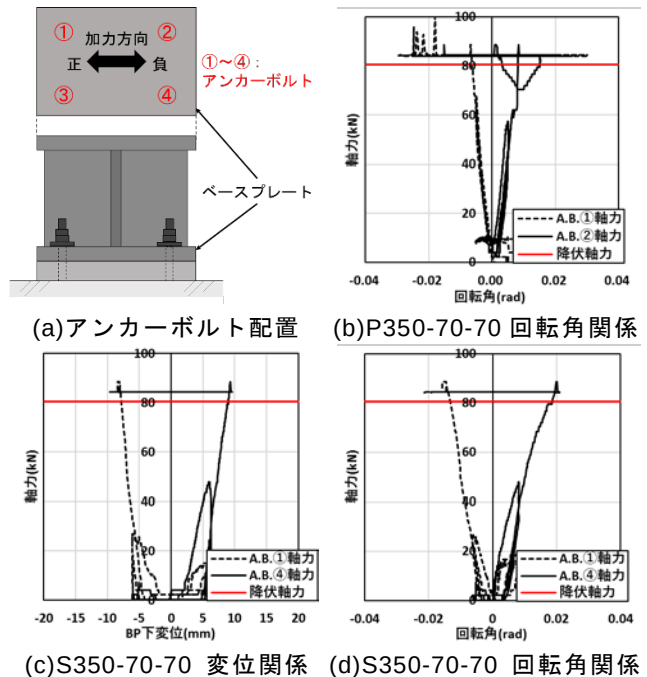


図 6 アンカーボルト軸力



(a) モルタルひび割れ



(b) モルタル圧壊



(c) 実験後の S350-70-70



(d) 実験後の P350-70-70

写真 1 モルタルの破壊挙動

4. 分析

4. 1 弾性回転剛性の評価

鋼構造接合部設計指針²⁾を参考にして支承部の弾性回転剛性 K_{BS} は式(4)で表される。

$$K_{BS} = \frac{E \cdot n_t \cdot A_b \cdot j^2}{2l_b} \quad (4)$$

ここに、 E, A_b はアンカーボルトのヤング係数と軸部断面積、 n_t は引張側アンカーボルトの本数、 l_b はアンカーボルトの有効長さである。 j は圧縮側応力重心から引張側アンカーボルト重心までの距離であるが、圧縮側応力重心は圧縮側アンカーボルト重心位置とした。これはアンカーボルトの変形でアンカーボルトから外側のモルタルが崩れ、ベースプレートは中央部に残ったモルタルの端部で回転するとの仮定に基づく(図 8(a))。またスライド支承の場合には図 8(b)のように圧縮側応力重心を PTFE シート端部と仮定した。

式(4)で算出した値と実験値を比較したグラフを図 9 に示す。圧縮側応力重心をピン支承では圧縮側アンカーボルト重心、スライド支承では PTFE シート端部と仮定することで実験値と良好に一致した。

4. 2 降伏曲げ耐力と全塑性曲げ耐力の評価

指針²⁾では露出柱脚の降伏耐力の算定法としてベースプレートの形状を断面とし、引張側アンカーボルトを鉄筋とする鉄筋コンクリート柱とみなして降伏曲げ耐力を算定することが述べられている。しかし、支承部では曲率 ϕ の関係からではなく、ベースプレート回転角 θ の関係より中立軸を定める必要がある。これは支承部において、回転による引張側アンカーボルトの有効長さが効くためである。よって、力の釣り合

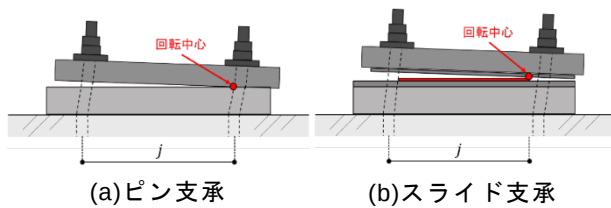


図 8 圧縮側応力重心の仮定

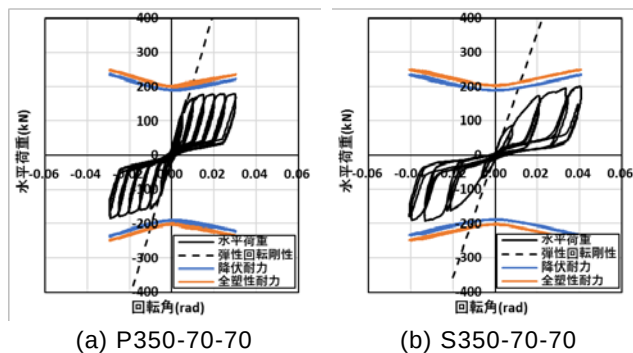


図 9 評価式の比較

い式に算出した中立軸を用いて降伏曲げ耐力 M_y の算定を行うものとする。

RC 柱は鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説³⁾より曲率の関係から図 10 を仮定し、つり合いより中立軸を算出する。一方、支承部は回転角の関係から図 11 の関係を仮定し、つり合いより中立軸を算出する。その時の支承部の降伏曲げ耐力 M_y を式(5)で求める。また指針²⁾より全塑性曲げ耐力 M_p は柱軸力 P_v の値に応じて算出式が使い分ける。本実験の条件から全塑性曲げ耐力 M_p は式(6)で表される。

$$M_y = \min(M_c, M_s) \quad (5)$$

$$\text{ここに } M_c = \frac{\sigma_y x_{nc} B}{3} \left(d - \frac{1}{3} x_{nc} \right) - P_v \left(d - \frac{D}{2} \right)$$

$$M_s = \frac{\sigma_y x_{ns}^2 B}{2n(d - x_{ns})} \cdot \frac{l_b}{h} \left(d - \frac{1}{3} x_{ns} \right) - P_v \left(d - \frac{D}{2} \right)$$

$$M_p = T_p \cdot d_t + \frac{(P_v + T_p)D}{2} \left(1 - \frac{P_v + T_p}{N_{base}} \right) \quad (6)^{2)}$$

$$\text{ここに } N_{base} = 0.85 \sigma_B B D$$

M_c はモルタルが短期許容圧縮応力度 $\frac{2}{3} \sigma_B$ に達するときの降伏曲げ耐力、 M_s はアンカーボルトが降伏強度 σ_y に達するときの降伏曲げ耐力、 x_{nc}, x_{ns} はそれぞれの条件を満たす中立軸である。 σ_B はモルタルの圧縮強度、 B, D はそれぞれ加力方向と加力直交方向のベースプレート幅、 d は有効せい、 n はヤング係数比である。また T_p は引張側アンカーボルト群の全塑性耐力である。

式(5)(6)で算出した値と実験値を比較したグラフを図 9 に示す。降伏曲げ耐力 M_y は試験体によっては概ね評価できものの、モルタル厚 h が大きくなると過大

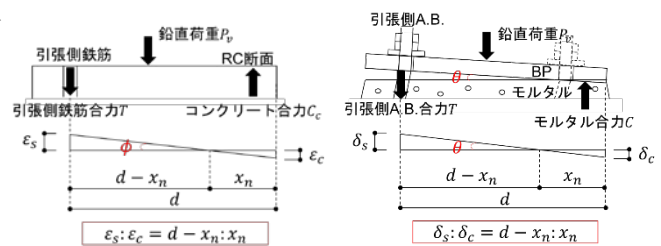


図 10 曲率の関係(ひずみ) 図 11 回転角の関係(変位)

評価となる。よって、モルタル厚 h が大きい場合においても降伏耐力 M_y を捉えられるよう再検討する必要がある。全塑性曲げ耐力 M_p は過大評価であり、支承部に適用する際には式の見直しが必要と考えられる。

4. 3 最大曲げ耐力の評価

指針 2) より最大曲げ耐力 M_u は柱軸力 P_p の値に応じて算出式が使い分ける。本実験の条件から全塑性曲げ耐力 M_u は式(7)で表される。

$$M_u = T_u \cdot d_t + \frac{(P_p + T_u)D}{2} \left(1 - \frac{P_p + T_u}{N_{base}} \right) \quad (7)$$

T_p は引張側アンカーボルト群の最大引張耐力である。

式(7)で算出した値と実験値を比較したグラフを図 12 に示す。実験装置の関係上、最大曲げ耐力 M_u に達するまでの加力はいえなかったが、グラフから推定すると全試験体においても過大評価であった。よって、支承部の設計において降伏耐力を最大耐力として考えなければいけないと言える。

4. 4 システムトラスに及ぼす支承部変位の影響

S350-30-70,SL175-25-0 の荷重変位曲線を図 13 に示す。図 14 のようにシステムトラス構造の加力芯位置では支承部変位 δ (スライドによる変位 δ_{sl} と回転による変位 $\delta_{ro}(=e \cdot \theta)$)が生じる。実験よりルーズホール直交方向で最大20mm以上、ルーズホール方向で60mm以上の変位が生じる(図 13)。しかし、設計において支承部は動かないものとしているため、設計を行う際には支承部変位 δ を考慮しなければならない。

5. まとめ

当研究では、置屋根体育館に用いられるせん断力と曲げモーメントを負担する支承部の繰返し静的加力実験を行い、

- 1) 破壊挙動を観察し、モルタルやアンカーボルトの破壊メカニズムを説明した。
- 2) 露出柱脚に類似することから、指針 2)を参考にして弾性回転剛性 K_{BS} は圧縮側応力重心を本論文の位置とすることで支承部の初期剛性を良好に捉えられた。
- 3) 降伏曲げ耐力 M_y は支承部が引張側アンカーボルトの有効長さに大きく影響されることから、ベースプレート回転角 θ の関係から中立軸を求めることで試験体によっては概ね評価できた。ただし、モルタル厚 h が大きくなると過大評価となり、モルタル厚 h が大きい場合においても捉えられるよう再検討する必要がある。全塑性曲げ耐力 M_p は指針 2)に従い、評価を行うと過大評価であり、支承部に適用する際には再検討が必要

要と考えられる。最大曲げ耐力 M_u においても指針 2)に従い評価を行うと過大評価であり、支承部の設計において降伏耐力を最大耐力とみなすことを推奨する。

4) システムトラス屋根を有する置屋根体育館において支承部変位 δ の及ぼす影響は大きく、設計上考慮しなければいけないと考えられる。

参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所 国立研究開発法人建築研究所：熊本地震建築物被害調査報告(速報)，2016.9
- 2) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2012.7
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018.12

謝辞

当研究は、工学院大学都市減災センター(UDM) の研究活動の一環として実施し、その支援を受けた。アンカーボルトはフトサル工業株式会社より提供して頂いた。以上ここに記して謝意を表します。

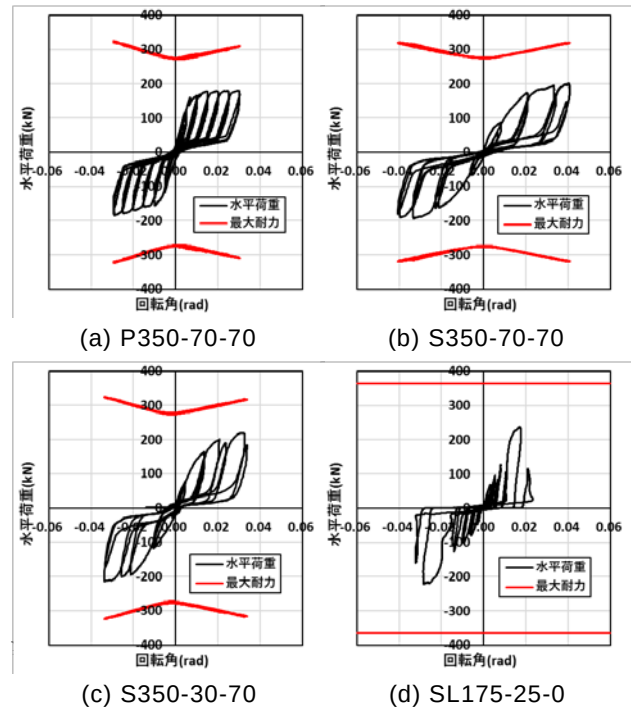


図 12 最大曲げ耐力の比較

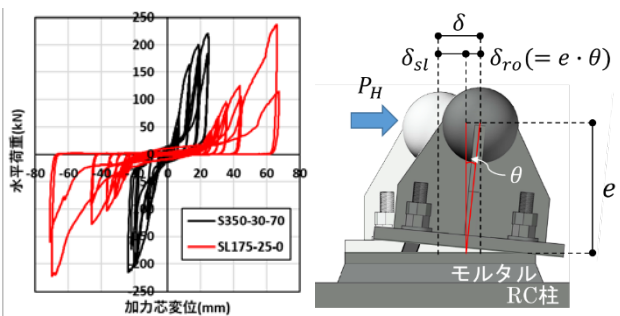


図 13 スライド支承試験体の荷重変位曲線 図 14 ベースプレート上部に生じる変位

自然災害における給水性能から見た防災拠点の機能継続の予測

建築設備 ライフライン 利用可能人数

谷 智輝* 西川豊宏**

1. はじめに

日本では自然災害のリスクが高く、その中でも地震、水害の被害が大きい¹⁾。また、近年豪雨による浸水被害が深刻化している。過去の災害では建物に甚大な被害を与えただけでなく、都市機能維持にとって非常に重要なライフラインを寸断した。給水設備は人の生命維持や健康保持から重要な役割を担っており、災害直後であっても建物居住者のみならず帰宅困難者の受入れにより継続した水供給が求められる。本研究では、自然災害（水害、地震）時において評価建物を防災拠点として利用した際、給水性能から見た機能継続の予測を行った。水害に弱い葛飾区、地震時には帰宅困難者が溢れかえる新宿区といった地域特性の違う 2 物件の管理データや BEMS データから発災時における高置水槽及び受水槽内保有水量の予測を行う。発災時に内閣府が円滑に避難所施設ごとの状況を広報するために避難可能人数を求める必要がある。そこでライフライン途絶時において、避難者を支援できる避難可能人数求め評価建物における機能継続の評価を行う。

2. 中規模事務所建物の給水性能からみた機能継続の予測

2.1 中規模事務所建物の概要

表 1 に中規模事務所建物の建築概要を示す。中規模事務所建物は、東京都葛飾区に所在する事務所建物である。表 2 に中規模事務所建物の給排水設備概要を示す。水槽の一次側は増圧直結方式、二次側で高置水槽方式が採用されており、各階の衛生器具に給水されている。事務所フロアである 1～6 階の大便秘器・小便器の給水は、屋上に設置された受水槽を経由させ、断水時の給水機能維持を図っている。

表 1 中規模事務所建物の建築概要

所在地	東京都葛飾区
用途	事務所
竣工年月	2016 年 6 月
規模	地上 8 階、地下 1 階
構造	地上 S 造、地下 RC 造
建築面積	721.4m ²
延床面積	5,629.8m ²

表 2 中規模事務所建物の給排水設備概要

給排水方式		給水	増圧直結方式 高置水槽方式
		排水	重力式(平時)、 機械式(緊急時)
水槽 容量	高置水槽 [m ³]	雑用水	6
	緊急用 汚水槽 [m ³]	汚水	6
水槽設置階		高置水槽:屋上 緊急用汚水槽:ピット	
給水系統		上水系統:B1～8F 雑用水系統:B1～6F	
トイレ洗浄水量 [L/回]		大便秘器	5.5
		小便器	2.8

2.2 災害時の想定に至る経緯

中規模事務所建物のある葛飾区では荒川の堤防決壊により 3.0～4.0m の浸水が 3 日以上 7 日未満の継続することが予想²⁾されている。避難、勧告指示が出ると公共交通機関を利用して千葉県松戸市に広域避難するよう指定されている。時間的余裕のない人が広域避難を行えずに域内垂直避難を行う。このように域内に残り残された孤立者が中規模事務所建物を利用することを想定する。

2.3 洪水被害設定と建物利用計画

図 1 にライフライン被害と建物利用計画図を示す。上下水道、電気供給が荒川の氾濫による洪水被害により使用できなくなる。浸水高さは 4m とする。

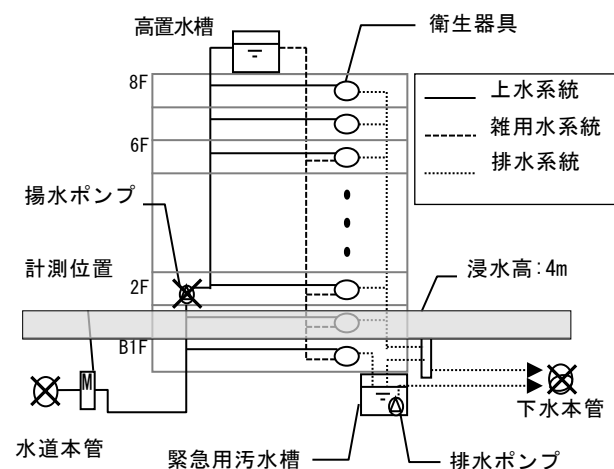


図 1 ライフラインの被害と建物利用計画図

* 工学院大学 建築学部 まちづくり学科 学部 4 年

** 工学院大学 建築学部 まちづくり学科 教授

2. 4 衛生器具使用条件

表3に衛生器具使用条件を示す。雑用水の使用用途はトイレ洗浄水とする。衛生器具使用に関しては、1日の使用回数を5回とし、使用割合として男性は大便秘器1回・小便器4回、女性は大便秘器5回とする。1回あたりの使用水量を大便秘器は5.5L、小便器は2.8Lとする。建物利用期間は洪水が発生してから水が引くまで、または救助が完了するまでとされている³⁾が、正確な浸水継続期間を知ることは困難なため、ハザードマップを参考に浸水継続日数と予測される3～7日間とした²⁾。

表3 衛生器具使用条件

雑用水使用用途		トイレ洗浄水
トイレ使用回数 ⁴⁾		5回
トイレ使用割合 ⁴⁾	男性	大便秘器1回 小便器4回
	女性	大便秘器5回

2. 5 浸水継続日数別利用可能人数

図2に浸水継続日数別利用可能人数を示す。利用者に関しては中規模事務所建物の社員と葛飾区内の高齢者などの時間的余裕のない民間人とする。男女比は1:1として想定する⁵⁾。浸水継続日数別で中規模事務所建物の保有水量から利用可能人数を調べる。浸水継続日数によって利用可能人数が変動する。浸水継続日数が3日間と7日間を比較すると最大で54人もの差が生じる。実際には、浸水継続日数は予測することができないので今後さらに検討する必要がある。

■:男性利用可能人数 ■:女性利用可能人数

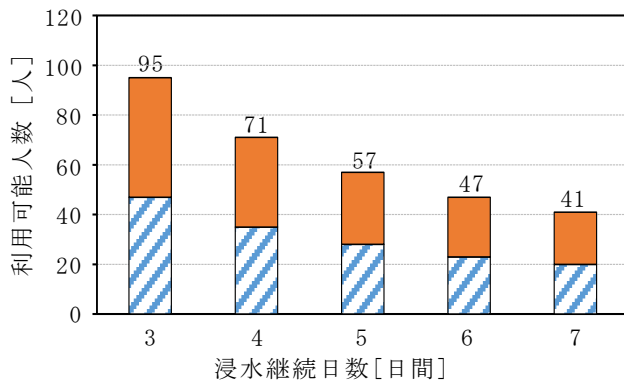


図2 浸水継続日数別利用可能人数

3. 給水性能から見た機能継続の予測

3. 1 大学キャンパスの概要

表4に大学キャンパスの建築概要を示す。大学キャンパスは、東京都新宿区に所在する超高層建築物である。表5に設備概要を示す。給水方式は高置水槽方式であり、低層、中層、高層系統にそれぞれ給水される。排水設備は、地上階は重力式で下水本管

に排水され、地下階は、排水槽に貯留されたのち、下水本管に圧送される。

表4 大学キャンパスの建築概要

所在地	東京都新宿区
用途	教育施設
竣工年	1989年7月
延床面積	約36,000m ²
階数	地上29階、塔屋1階、地下6階
軒高/最高	123m/143m
構造種別	地上部：S造／B1F、B2F：SRC造／ B3F～B6F：RC造

表5 給排水設備概要

項目			
給排水方式		給水	高置水槽方式
		排水	重力式、機械式
水槽容量	受水槽 [m³]	上水	171
		雑用水	48×2 基
	高置水槽 [m³]	上水	8(高層)/6(中層)/8(低層)
		雑用水	4(高層)/5(中層)/4(低層)
	排水槽 [m³]	汚水	1. 5
		雑排水	1. 5
水槽設置階		上水	高置水槽:PHF/20F/8F 受水槽:B3F 汚水槽:B6F
		雑用水	高置水槽:PHF/20F/8F 受水槽:B6F 雑排水槽:B6F
給水系統		高層系統:18～28F 中層系統:7～17F 低層系統:B6～6F	
手洗器吐水量[L/回]		1	
トイレ洗浄水量 [L/回]	大便器	10	
	小便器	4	

3. 2 評価に用いた BEMS データ

大学キャンパスにおける BEMS の計測個所が上水・雑用水受水槽の1次側（受水槽への流入前）で計測されているため計測データは瞬時給水量が正確に計測されていない。そこで給水量に相関のある一般証明・コンセントの使用割合を基に給水量を時刻別に配分し給水量を推定した。受水槽の有効容量を容量の75%とした。補給回数を BEMS データで給水量が1m³以上計測されたときに1回補給したとみなした。この補給回数が近似するように補給開始水量を選定した。高置水槽の補給開始水量は、受水槽容量に対する補給開始水量の比を参照した。

有効容量のときを最大、補給開始水量のときを最小水量とした。

3. 3 災害時の想定に至る経緯

大学キャンパスが所在する東京都新宿区西新宿1丁目は地区の不燃化が進んでおり、広域的な避難を要しない地区内残留地区に指定されている。在館者に限

らず組織に属さない帰宅困難者の受け入れも想定し避難所施設として機能継続の予測を行う必要がある。

3. 4 地震被害設定

表 6 に想定ケースごとの使用可能水槽、図 3 に各ケースのライフライン被害と建物利用計画図を示す。地震により上下水道及び電力供給の停止を想定する。災害時における建物使用計画から高置水槽(H)は使用できないとする。ケース 1～3 では電力供給がされず揚水ポンプが使用できないため受水槽の使用が不可となり高置水槽のみ使用可能とする。ケース 4～6 は電力供給がされ揚水ポンプが使用出来、受水槽と高置水槽が使用可能とする。ケース 2, 5, では指定避難階層の衛生器具により高置水槽(H)が利用不可能である。そこで高置水槽(H)を利用するために新規バイパスの設置案を想定する。ケース 3, 6 では不足しがちな雑用水を確保するため、余剰分の上水を雑用水として代替利用するために一つ上の上水系統の高置水槽を下の雑用水系統の高置水槽に接続する新規バイパスの設置案を想定し機能継続の予測を行う。

表 6 想定ケース

ケース	受水槽	高置水槽(H)	高置水槽(M)	高置水槽(L)	上水代替利用
1	×	×	○	○	×
2	×	○	○	○	×
3	×	○	○	○	○
4	○	×	○	○	×
5	○	○	○	○	×
6	○	○	○	○	○

——:上水系統 - - - - -:雑用水系統 :排水系統

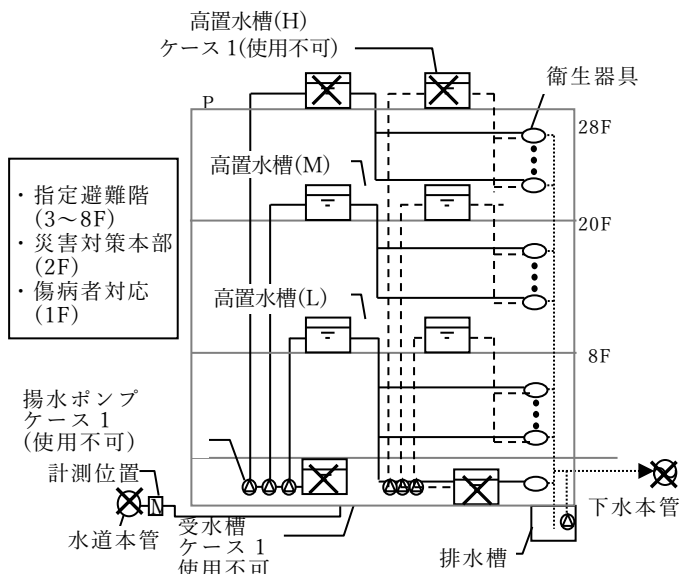


図 3 ライフラインの被害と建物利用計画図(ケース 1, 4)

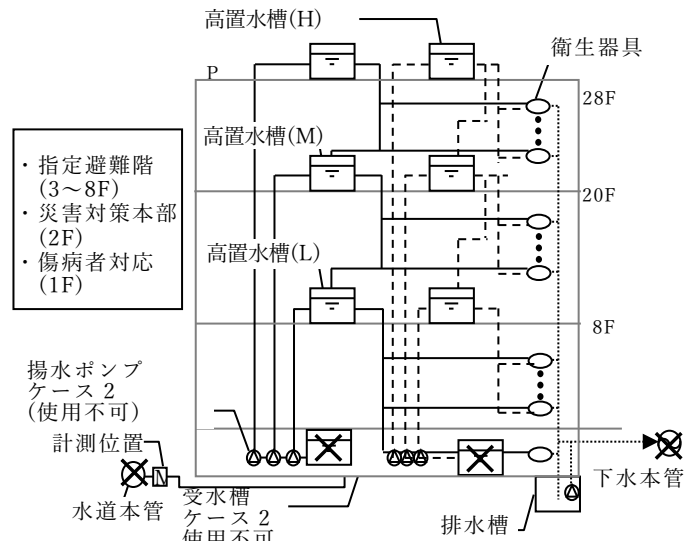


図 4 ライフラインの被害と建物利用計画図(ケース 2, 5)

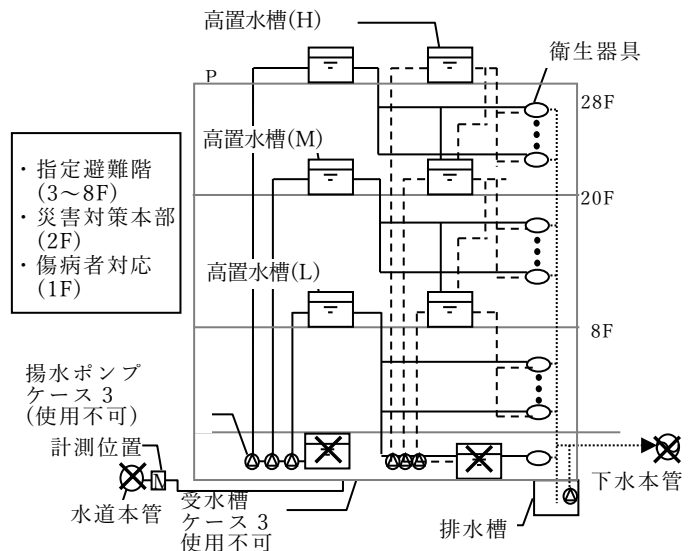


図 5 ライフラインの被害と建物利用計画図(ケース 3, 6)

3. 5 発災シーン設定

授業の有無により在館人数は大きく変動するので授業の有無により大別した。発災想定時刻は通勤通学ラッシュ時である 8:00、住宅内の滞在者数が 1 日のなかで最も少ない 12:00、帰宅ラッシュ時である 18:00、入学試験日は試験中である 13:00 とする。

3. 6 発災時における在館人数の想定

平日における時刻別雑用水給水量のピーク時(15:00)の在館人数を 2500 人と仮定し発災時別の在館人数を想定した⁶⁾。

表 7 想定在館人数

	発災時刻		
	8:00	12:00	18:00
平日	1048 人	2727 人	1944 人
休日	944 人	1637 人	1244 人
長期休暇	899 人	1492 人	1339 人
入学試験	-	1475 人	-

3. 7 衛生器具使用条件

表8に衛生器具使用条件を示す。対象期間は一般的に公的支援が見込まれないとされる発災後72時間とする。使用割合は前節と同じとする。

表8 使用条件

上水使用用途	手洗い水、飲料水
雑用水使用用途	トイレ洗浄水
飲料水	3L/日
手洗い器吐水量	1L/回

3. 8 保有水量における外部受け入れ可能人数予測

図6～9にケース2,3,5,6(最小保有水量)の余剰水量(外部受け入れが利用可能な水量)を示す。表9にケースごとの外部受け入れ人数を示す。余剰水量から外部受け入れ可能人数を算出した。ケース1～3ではほとんどのケースで外部受け入れが行われない。ケース4・5では平日の12時、18時発災以外では外部受け入れを見込まれる。ケース6の上水代替利用では余剰水量(上水)を雑用水として利用できるので、すべての発災時刻で外部受け入れを見込まれる。ケース1～3とケース4～6では、電力供給の有無により建物内の水槽で一番保有水量の大きい受水槽の利用の差が生じるため、外部受け入れ人数に差が生まれる。ケース1,4はケース2,5と高置水槽(H)のみしか変わらないので割愛する。

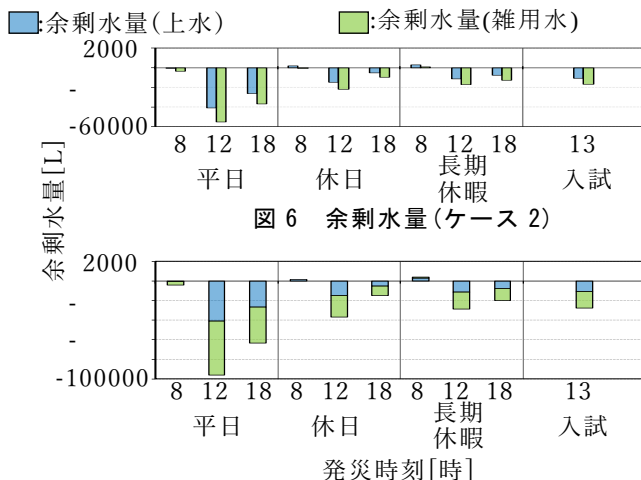


図6 余剰水量(ケース2)

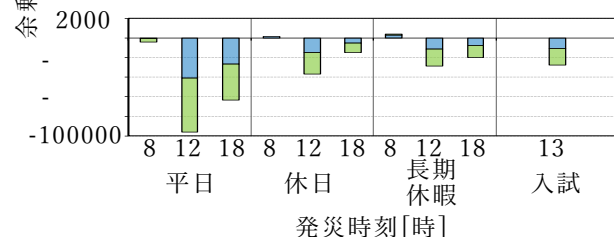


図7 余剰水量(ケース3)

表9 外部受け入れ可能人数(ケース1～6)

ケース	発災時刻[時]	平日			休日			長期休暇			入試
		8	12	18	8	12	18	8	12	18	
1	外部受け入れ可能人数[人]	最大-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		最小-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	"	-	-	-	13	-	-	31	-	-	-
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	"	110	-	-	172	-	-	212	-	-	-
		-	-	-	23	-	-	63	-	-	-
4	"	405	-	-	447	166	326	465	225	287	232
		320	-	-	363	82	241	381	141	203	148
5	"	444	-	-	487	206	365	505	264	327	272
		354	-	-	396	115	275	415	174	236	181
6	"	2729	1245	1778	2822	2209	2557	2862	2337	2473	2353
		1559	205	693	1622	1009	1357	1662	1139	1273	1153

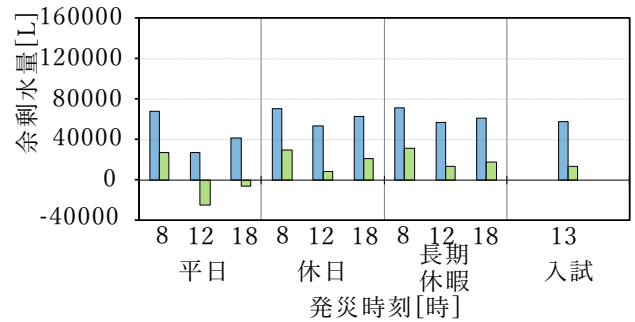


図8 余剰水量(ケース5)

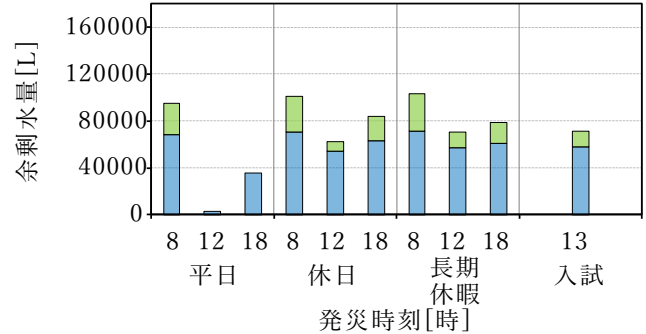


図9 余剰水量(ケース6)

4. まとめ

- ・水害は地震と異なり、気象情報などにより事前にある程度予測ができる。事前計画策定により被害軽減も可能になる。
- ・浸水状況によっては地震より避難が長期化する。
- ・水害には水害、地震には地震の対策を今後さらに検討する必要がある。

参考文献

- 1) 平野範彰: 災害リスクマネジメントの考え方, No1, 2007
- 2) 葛飾区 荒川洪水ハザードマップ
- 3) 葛飾区: 洪水緊急避難建物を指定しました
- 4) 坂本和彦ほか: シミュレーションによる事務所ビルにおける給水負荷動的算定法に関する研究, 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)}, pp. 29-32
- 5) 陸上自衛隊: 組織について(参照年月日: 2020/1/14)
- 6) 村上正浩, 久田嘉章 他: 大学を拠点とした地域減災体制の構築に関する研究(その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)

超高層建物におけるスプリンクラー設備の耐震性能に関する研究

建築設備 スプリンクラー 吊りボルト 数値解析

池谷 勇祐* 西川 豊宏**

1. はじめに

1.1 過去の震災における建築設備の被害割合

図 1 に東日本大震災で報告された建築設備の被害割合¹⁾を示す。建築設備の被害のうち、消防設備における被害は、最も少ない 127 件であったが、被害拡大を抑止する役割を担う消防設備が機能不能になった場合、二次被害の発生が懸念される。また、消防設備の被害割合では配管における損傷が半数を占めており、配管を有している消防設備は消火栓設備およびスプリンクラー（以下 SP）設備が挙げられる。

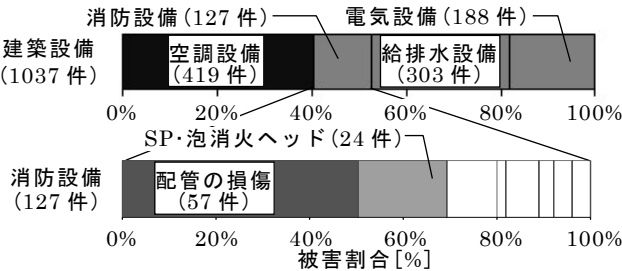


図 1 建築設備の被害割合

1.2 研究背景・目的

近年の震災では建築構造体の損傷が軽微であっても、建築設備の損傷が多数報告された。また、消防設備では、初期消火を担う SP 設備の地震損傷が最も多い。内閣府は今後 30 年以内に首都直下地震を筆頭にした大規模地震の発生を懸念しており、各事業では関連する被害想定や対策が進んでいる。建物を対象とした事業継続計画においては、建築設備のハード面からの対策が効果的であり、建築設備システム固有の応答性状を考慮した被害予測及び対策案が必要である。

これらの背景から本研究では、超高層建物である工学院大学新宿キャンパス（以下 評価建物）を評価対象とし、数種類の間仕切りプランにおいて、数値解析による耐震性能及び耐震補強効果の予測を目的とする。

2. 評価建物概要

2.1 建築及び設備概要

表 1 に評価建物の建築及び設備概要を示す。評価建物は、東京都新宿区に所在する地上 29 階、地下 6 階の超高層建築であり、給水設備は高置水槽方式、排水

通気設備は重力式である。評価建物では、上水と雑用水がそれぞれ引き込まれており、低層系統（B6～6F）、中層系統（7～17F）、高層系統（18～28F）の 3 系統にそれぞれ給水される。また、SP 設備は、配管内に充水される湿式が採用され、地下 6 階の SP ポンプにより、低層系統、中層系統に圧送され、16 階の中間水槽を介して、SP ブースターポンプにより、高層系統に圧送される。

表 1 評価建物の概要

所在地／用途	東京都新宿区／教育施設
延床面積	約 36,000m ² （高層棟）
竣工年	1989 年 7 月
階数	地上 29 階、塔屋 2 階、地下 6 階
建物高さ	142m
構造種別	地上部：S 造／B1F, B2F：SRC 造／B3F～B6F：RC 造
給水	上水：100A で引き込み、B3F にて貯水 中水：65A で引き込み、B6F にて貯水
排水	上水、中水ともに B1F にて排水
SP 方式	閉鎖型湿式方式
SP ヘッド	熱感知式
消防用水量	150m ³

2.2 基準階平面における評価範囲

図 2 に評価建物における本研究の評価範囲を示す。評価建物は両端にコアがある平面方式となっており、SP 配管は建物東側の縦管より各階の SP 横走り配管に分岐し、西側に向かって設置基準に基づき施工されている。評価範囲の平面プランは様々で各階用途によって簡易的な間仕切りがあり、レイアウトの変更を容易にすることができる。

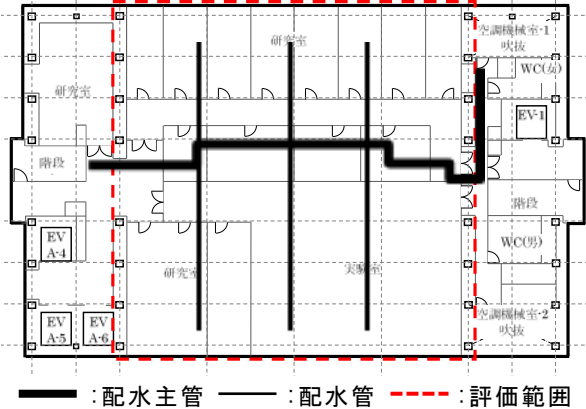


図 2 評価範囲及び基準階平面図

* 工学院大学 建築学部 建築学科 学部 4 年
** 工学院大学 建築学部 まちづくり学科 教授

3. 回転角による吊りボルトの耐震性能

3.1 実験概要

3次元方向に加振可能な振動台上に建物躯体を想定したフレームを堅固に設置した。また、試験体は文献^{2) 3)}を参考に耐震支持を必要としない条件下でボルトの径、吊り長さ、錘の重量の3つの要素を変更し、加振を行った。吊りボルトの径は、M6、W3/8、W1/2の3種類、吊り長さは150mm、200mm、300mmの3条件、錘の重量は2.5kg、7.5kg、25kgの3条件とし、これらを組み合わせ16パターンの試験体を作成した。

入力波は、正弦波と神戸波の2波を用い、吊りボルトが破断に至るまで繰り返し加振を行った。正弦波は、最大負荷に対する耐震性能を把握するため300gal、500gal、700gal、900galの4種類を用い、試験体の固有振動数と同様の振動数で加振を行った。神戸波は、実際の地震動に対する耐震性能を把握するための入力であり、1軸方向、2軸方向、3軸方向へ加振を行った。

3.2 回転角概要

図3に累積回転角の定義と算出式を示す。振動台実験により吊りボルトは、継続的な加振による損傷の蓄積で破断に至ることが確認されたため、吊りボルトの耐震性能評価を行う際には、損傷の蓄積を考慮する必要がある。そのため、既往研究⁴⁾を参考に吊りボルトの耐震性能を累積回転角により評価した。

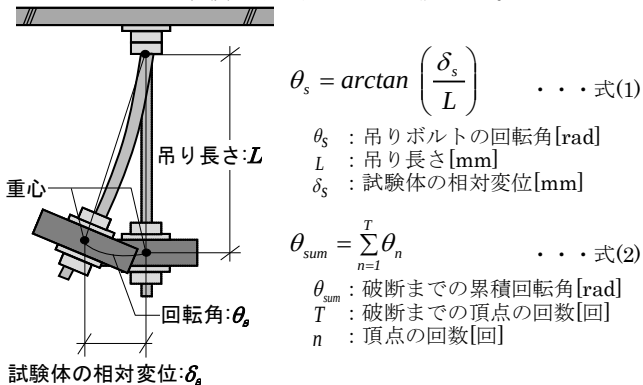


図3 累積回転角の定義と算出式

3.2 回転角概要

文献^{5) 6)}を参考に評価建物に使用されている耐震支持を必要としない吊り支持配管を対象に、過去に発生した地震による吊りボルトの疲労損傷度を評価した。対象の地震動は、評価建物29階床で観測された2軸方向の床応答加速度波形であり、式(3)を用いて吊りボルトの疲労損傷度を算出した。なお、吊りボルト破断までの累積回転角は、振動台実験において正弦

波300galで加振を行った試験体の結果を用いた。また、振動台実験にて3軸方向に加振を行った試験体の吊りボルト破断までの累積回転角は、1軸、2軸方向に加振を行った試験体に比べ、小さくなったことから、疲労損傷度算出の際には、0.62を乗じた値を吊りボルトの耐力値とした。

$$D = \frac{\bar{\theta}_{sum}}{\theta_{sum} \times 0.62} \quad \dots \text{式(3)}$$

D : 吊りボルトの疲労損傷度[-]
 $\bar{\theta}_{sum}$: 解析値による累積回転角[rad]
 θ_{sum} : 吊りボルト破断までの累積回転角[rad]

図4に支持配管径毎の吊りボルトの疲労損傷度を示す。評価建物における施工調査を参考に、満水時における配管径25A配管、満水時における配管径40A配管を吊り支持する吊りボルトの疲労損傷度を算出した。その結果、過去に発生した地震により、25A配管を支持する吊りボルトは8%、40A配管を支持する吊りボルトは56%の損傷が算出され、重量の重い40A配管を支持する吊りボルトの方が、疲労損傷度が大きい結果が算出された。

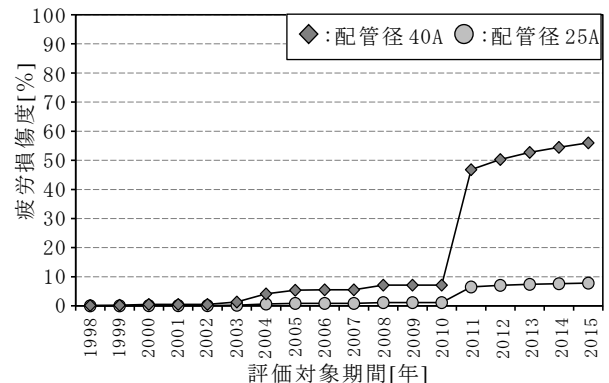


図4 支持配管径毎の吊りボルトの疲労損傷度

4. スプリンクラー配管の数値解析概要

4.1 配管境界条件

評価建物のSP設備の耐震性能を評価するにあたり、本研究では、地震動に対する配管の応答計算が可能な配管応力解析ツール^{注1)}を用いた。配管のモデル化は、評価建物の竣工図を参考に行った。図5及び表2に数値計算モデルを作成する際の各部位の接合条件を示す。配管の支持状況や固定状況、防火区画貫通の力学的条件を数値計算上で精密に再現することには限界がある。なかでも、巻き出し配管として用いたフレキシブル配管と天井材を含む、SPヘッドとの接合部は、挙動特性が極めて複雑で、数値計算における境界条件の再現が困難であるため、荷重を負荷することで再現した。その他の境界条件は、上階床スラブと吊り材の接点(要素I)をダブルナットによる剛節点、吊りパン

ドと配管の接点(要素Ⅱ)をピン節点、スラブ貫通部(要素Ⅲ)を剛接点、Line Stop 設置箇所(要素Ⅳ)を Y 軸方向揺れ止めとし、ブレース設置箇所(要素Ⅴ)を X 軸方向揺れ止めとした。また、モデルの耐震補強としては要素Ⅴのブレースを用いたが、ブレースは X 軸方向のみの揺れ止めであり、管軸方向の揺れは生じる。

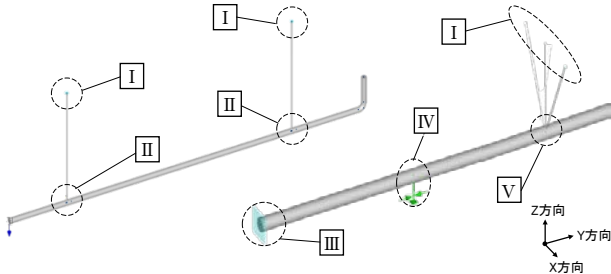


図 5 数値計算の概略モデル

表 2 各部位の接合条件

接合要素	接合条件
I	上階床スラブと吊り材の接点
II	吊りバンドと配管の接点
III	スラブ貫通部
IV	Line Stop 設置箇所
V	ブレース設置箇所

4.2 許容応力度及び継ぎ手条件

耐震性能評価は、建築設備の耐震設計に関する指針において、配管の応力度合成法が ASME（American Society of Mechanical Engineers）規格に準拠しているため、配管の許容応力度は、式(4)に示すように ASME B31.3 に則り算出する。配管の引張強さを安全率 3.0 で除し、長期荷重に対する許容応力度を算出する。地震力に対する評価を行うため、短期荷重に対する許容応力度を長期荷重に対する許容応力度の 1.5 倍として算出した。

$$f_a = \frac{f_t \cdot 1.5}{S} \quad \dots \text{式(4)}$$

f_a : 許容応力度 [N/mm²]

f_t : 引張強さ [N/mm²]

S : 安全率 (=3.0) [-]

表 3 に各継ぎ手条件の継ぎ手効率と応力度増倍係数について示す。配管の継ぎ手部では、直管部分に比べて、耐力値が低いことが懸念される。そこで本研究では、継ぎ手部に対しては、文献⁴⁾を参考に見かけ上の発生応力度を大きくすることで継ぎ手部分を再現した。応力度増倍係数と継ぎ手効率の 2 つが示されており、これらは同時に考慮する必要がないため、発生応力度が大きくなるほうを選択し、数値計算に反映させた。溶接接合では、継ぎ手効率 0.9、ねじ継手部では、応力度増倍係数 0.43 を用いた。

表 4 各継ぎ手条件の継ぎ手効率と応力度増倍係数

継ぎ手条件	継ぎ手効率	応力度増倍係数
溶接	X 線検査あり	1.00
	X 線検査なし	0.90
ねじ継ぎ手	転造ねじ	1.00
	切削ねじ	0.60

モデルの耐震性能評価には、式(5)により算出した許容応力度比を用いて行った。許容応力度比は、各接点に発生した応力度を許容応力度で除すことで算出している。評価建物の SP 配管には配管用炭素鋼鋼管が使用されており、引張強さは 290N/mm²であり、許容応力度は 145 N/mm²である。

$$\sigma_r = \frac{\sigma}{\sigma_a} \quad \dots \text{式(5)}$$

σ_r : 応力度比 [-]

σ : 配管に生じた応力度 [N/mm²]

σ_a : 許容応力度 [N/mm²]

5. スプリンクラー配管の耐震性能評価

5.1 数値解析モデルプラン概要

表 5 に想定プラン及び耐震補強概要を示す。評価建物の各階のプランは様々であると共に、用途に応じて間仕切り壁の増減が可能で、レイアウトの変更を容易に行うことができる。しかし間仕切りプランによっては SP ヘッドの増設が必要でそれに伴い配管径も拡大しなければならない。本研究では間仕切りプラン及び耐震補強の種類が耐震性能に及ぼす影響を評価すべく、5 通りのプランに対し 4 種類の耐震補強パターンを試すことで、計 20 通りのモデルを作成し数値解析を行った。

表 5 想定プラン及び耐震補強概要

プラン	概要	補強パターン
1	間仕切りのない空間	①主管理 ②主管理・配水管 ③主管理・枝管 ④主管理・配水管・枝管
2	窓際 1~15 室利用	
3	窓際 16 室利用	
4	窓際&中央部 28 室利用	
5	構造体による散水障害	

評価建物は多くの階で窓際に研究室が配置され、中央部は通路兼共有スペースとなっているため、間仕切りの設置は窓際から行った。5 つのプランはそれぞれ散水障害のないよう SP ヘッドを配置した。間仕切りのないプラン 1 の SP ヘッド数は、最少の 64 個、枝管には 25A 配管と 40A 配管を使用した。間仕切りがある場合では、室数に応じて SP ヘッド数が増減し、各プランの SP ヘッド数は、プラン 2 では 65~70 個、プラン 3 は現状のヘッド配置と同様の 80 個、プラン 4 では 81~100 個を想定した。特殊階であるプラン 5 は、

構造体による散水障害が生じている特殊階であり、想定 SP ヘッド数は 103 個と最多数で枝管には一部 50A 配管が使用されている。

5.2 耐震補強効果予測

図 6 にプラン別の枝管における耐震補強パターン毎の応力度比の割合を示す。解析結果は耐震補強パターン毎に特徴が表れ、補強パターン①, ②では枝管が大きく揺れ、配水管からの枝管分岐部に許容応力度を上回る値が算出された。補強パターン③, ④では枝管に設置したブレースにより枝管分岐部への応力集中はなくなり許容値を超える応力は算出されなかった。補強パターン①, ②ではすべてのプランにおいて枝管にのみ許容値を上回る応力度が集中したため、枝管における応力度割合の変化をプラン毎に比較した。

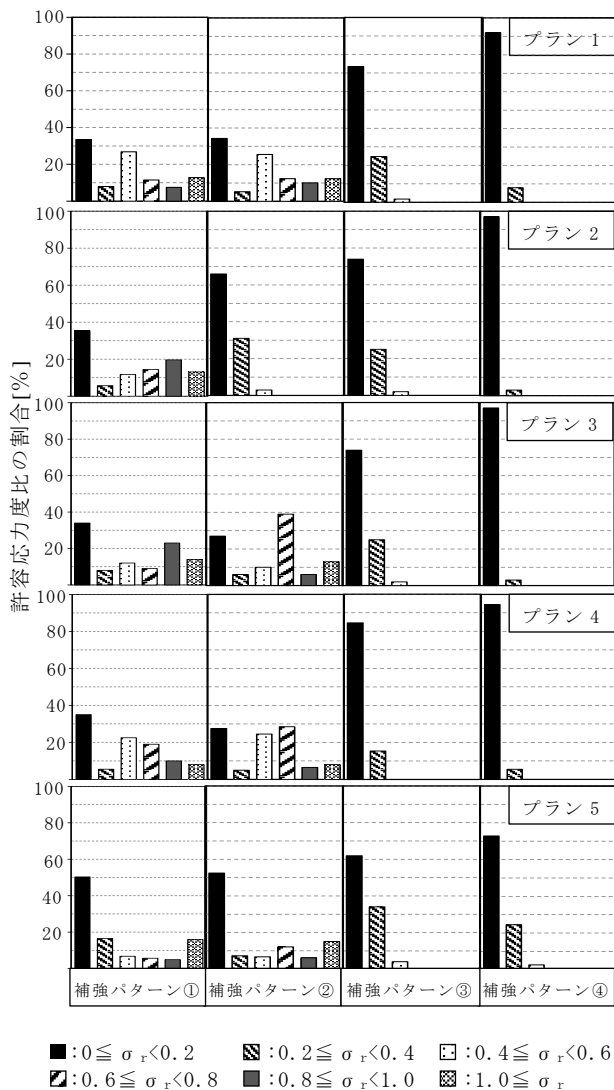


図 6 枝管における補強パターン別応力度比の割合

数値解析において応力度が算出される接点数は、モデル毎に異なるため、図 6 での補強パターン毎の比較には、モデル毎の枝管の総接点数に対し、許容応力度比 (σ_r) を段階毎に百分率で表した。図 6 から、補強パターン①, ②では何れのプランにおいても許容応力度比を上回る値が算出されているが、枝管に耐震補強を行った、補強パターン③, ④では許容応力度比を上回る値が算出されていないため、耐震補強として枝管にブレースを設置することは有効であると予測できる。また、数値解析によって算出された時刻歴の変位量をもとに、3 章で用いた手法により吊りボルトの増加損傷度を予測したところ、補強パターン③, ④では何れも 1% 未満であったため、吊りボルトの予測損傷度も軽微であると予測できる。

6. まとめ

本研究で評価建物における SP 配管及び吊りボルトの耐震性能評価を行い、以下の知見を得た。

- ・評価建物において、耐震補強を必要としない、40A 以下の吊り支持配管に用いられている吊りボルトの損傷度は、最大 56% 程度であると予測された。
- ・20 種類のモデルにおいて耐震性能を評価したところ、許容値を超える応力度は枝管に集中した。
- ・枝管に耐震補強を施した補強パターン③, ④では、すべてのプランで低い応力度が算出されたため、吊りボルトの損傷も軽微であるため枝管への耐震補強は有効であると予測できる。

注記

注 1) 配管応力解析ツールには「AutoPIPE：(株)ベントレー・システムズ[®]」を用いた。

参考文献

- 1) 建築設備技術者協会 災害復興支援会議：東日本大震災による建築設備被害状況に関する調査報告書，pp8-34
- 2) 公営社団法人 空気調和・衛生工学会：建築設備の耐震設計 施工法，2012. 11， pp. 276-278
- 3) 一般財団法人 日本建築センター：建築設備の耐震設計・施工指針，2014. 9， p. 75
- 4) 吉田 献一ほか：吊り式空調機器の落下再現実験，空気調和・衛生工学会大会学術講演論文集 {2012. 9. 5～7(札幌)}，pp. 2321-2324
- 5) 空気調和・衛生工学会便覧 第 14 版 4 給排水衛生設備編，p. 343，2010. 2. 28
- 6) 公益社団法人 空気調和衛生工学会：建築設備の耐震設計 施工法，p. 104～106，2012. 11. 15

都市建築物における非構造部材の性能評価と機能継続に関する研究
ー外壁タイル剥離診断における打診時反発音の周波数特性分析と劣化度推定ー

外装材，タイル，浮き，剥離，診断 乙幡祐平 *1 田村雅紀 *2 三條場信幸 *3 小林良太郎 *4

1. はじめに

タイルは意匠性や耐候性、躯体保護性などが期待されているが、浮きや剥離の問題があるため定期的な診断が義務付けられている¹⁾。しかし現況の劣化診断方法である打診法はタイル壁面音を耳で聞き分け判定するため検査員により判定精度にばらつきがある²⁾。そこで本研究では打診音の周波数特性とタイル剥離劣化性状の相関性評価を目的に、実建築物における打診音測定調査と各種浮き剥離劣化を想定した試験体を作製し非破壊・微破壊・破壊による実験を行った³⁾⁴⁾。また、機械学習モデル作製に向けた取組み⁵⁾⁶⁾の一環として、ベースとなる周波数特性データを収集した³⁾⁴⁾。材質・浮きの有無・面積広さ・厚み・目地拘束度等、仕上げ材料の各パラメータを標準化した試験体を用いて周波数特性分析を行い、非破壊による剥離診断に向けた基礎的知見を得ることを目的とする。

2. 研究概要

図1に研究の流れ、表1に試験項目と方法・対象、表2に各試験体の使用材料、表3に研究対象建物の概要を示す。研究1では実建築物における健全部と剥離部の打診音測定・調査、研究2では擬似浮き部を有する試験体を用いて周波数測定試験、衝撃弾性波試験、付着強度試験を行った。研究3では、タイルーモルタル(張付けモル

タル+下地モルタル)ーコンクリートの3層を各層ごとに分割した一層試験体(研究3-1)、タイルとモルタルを張り合わせた二層試験体(研究3-2)、タイルをモルタルでコンクリートに張付けた三層試験体(研究3-3)の周波数特性を段階的に分析した。

表1 試験項目と方法・対象（研究1～4）

研究	試験項目	方法・対象
調査	文献調査	書籍、既往研究
研究1	周波数測定試験	対象建築物 工学院大学新宿校舎（表3）
		単位 周波数（kHz）、音圧レベル
		測定回数 測定点を各5回ずつ測定
研究2	衝撃弾性波試験	単位 弾性波速度比（HLD値）
		試験体数 試験体種類別に各3個ずつ作製
		測定回数 測定点を各5回ずつ測定
	付着強度試験	単位 付着強度（N/mm ² ）
		試験体数 試験体種類別に各3個ずつ作製
研究3	周波数測定試験	単位 周波数（kHz）、音圧レベル
		試験体数 試験体種類別に各3個ずつ作製
		測定回数 測定点を各5回ずつ測定

備考）研究4、5は一部データ取得済み

表2 各試験体の使用材料（研究2、3）

研究	項目	内容	水準
研究2	仕上材	外装用タイル	JIS A 5209、50角モザイク
	張付材	ポリマーセメントモルタル	w/c = 28%
	構造材	普通コンクリート	JIS A 5371 平板、寸法 600×450×55 mm
	擬似浮き材	押出法ポリスチレンフォーム	JIS A 9511
	タイル引張り治具	フィラーアタッチメント	寸法 45×45 mm
研究3	治具接着材	弾性接着剤	変成シリコン樹脂(70%)
	仕上材	外装用タイル	JIS A 5209
		内装用タイル	JIS A 5209
		MDF板	JIS A 5905
		押出成形セメント板	JIS A 5430
	張付材	ポリマーセメントモルタル	w/c = 30%
	構造材	普通コンクリート	w/c = 45%, 65%

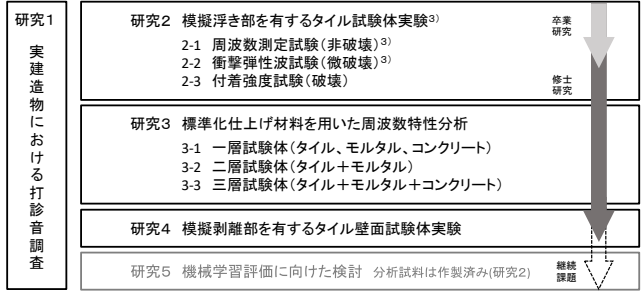


図1 研究の流れ

表3 工学院大学新宿校舎の概要（研究1）

研究	項目	内容			
研究1	建物	工学院大学新宿校舎			
	竣工	1989年			
	所在地	東京都新宿区西新宿1丁目24番2号			
	階数	地上階29階、地下階6階			
	仕上げ材	磁器質タイル（45mm×95mm）			
	仕上げ工法	先付け工法（PC版、オムニエ板） 現場張り工法（改良圧着張り工法）			
	構造形式	SRC造			
	外壁の補修・更新工事	平成17年、24年、29年			
	測定場所(研究1)	一階南側入口部	工学院大学新宿校舎外観	タイル壁面	測定器

*1 工学院大学大学院・修士2年 *2 工学院大学・建築学科教授 *3 FBS ミヤマ *4 工学院大学・コンピュータ科学科教授

3. 擬似浮き部を有するタイル試験体による各種試験

3.1 試験体の概要

図2に試験体種別の断面図、表4に試験体の仕様、写真1に試験体写真を示す。試験体は2017年度に作製したものを用いる。

タイルの浮き劣化を模した試験体を作製するにあたり、発泡スチロールをタイル壁面内の空隙に見立てタイル張付け時にモルタル内部に発泡スチロールを埋込むことで擬似的な浮きを再現した。

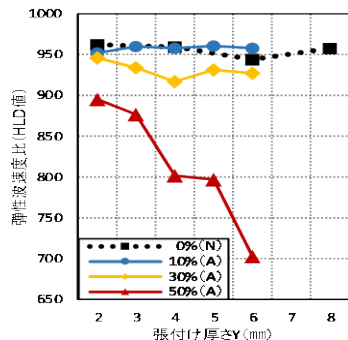
試験体種類は擬似浮き部の位置別に4系統と、浮きなし型の計5系統を作製した。試験体識別記号は貫通浮き試験体をA、下地モルタル部浮き試験体をB、タイル陶片浮き試験体をC、モルタル内部浮き試験体をD、浮き部分の無い健全な試験体をNとする。それぞれ貼付けモルタル厚さ、浮き材面積率等を組合せた。

3.2 衝撃弾性波試験結果

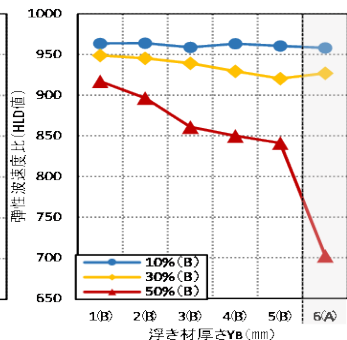
図3に小型反発硬度測定器による弾性波速度比(HLD値)の測定結果を示す。試験体タイルの中心部を各3回ずつ測定しその平均値をまとめたグラフである。衝撃弾性波法では浮き部分の厚さ・面積が大きいほど欠損量とHLD値低下量との相関が評価できた³⁾。

3.3 引張破壊による付着強度の算出結果

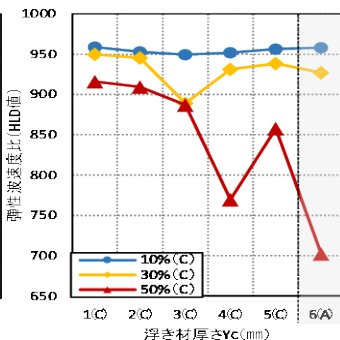
図4に引張破壊試験による付着強度の算出結果を示す。付着強度は引張破壊時に測定した最大荷重を試験体タイル面積(45mm×45mm)で除し算出する。試験結果を見ると、(A)貫通浮き試験体ではモルタル内部の空隙平面積率の高低に関わらず、タイル裏側から躯体まで空隙が生じている場合、健全な試験体に比べ付着強度が低下することが確認できた。それに対し、(B)下地モルタル部浮き・(C)タイル陶片浮き試験体においては、浮き部の面積割合が10%と小さい場合、付着強度の発現性へ及ぼす影響は小さいという結果を得られた。また、(D)モルタル内部浮き試験体では付着強度の低下率が小さく、空隙平面積率が同じ試験体では、モルタル内部の空隙高さ位置の変化が付着強度へ及ぼす影響は小さいことが確認できた。



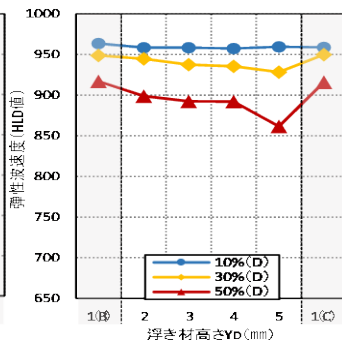
a) 貫通浮き・浮きなし



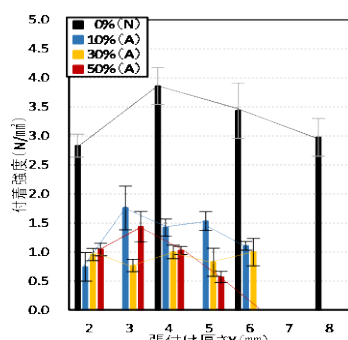
b) 下地モルタル部浮き



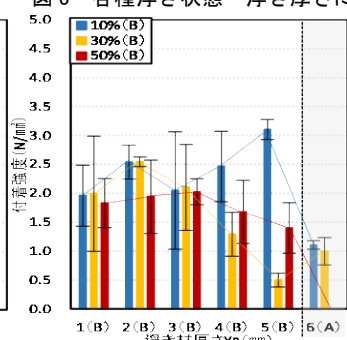
c) タイル陶片浮き



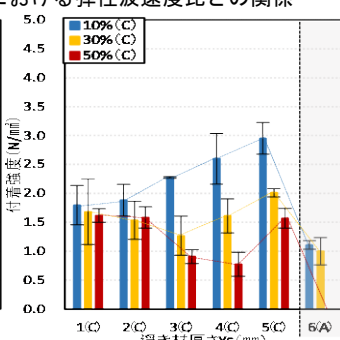
d) モルタル内部浮き



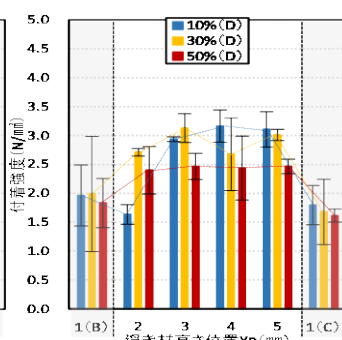
a) 貫通浮き・浮きなし



b) 下地モルタル部浮き



c) タイル陶片浮き



d) モルタル内部浮き

図3 各種浮き状態・浮き厚さにおける弾性波速度比との関係

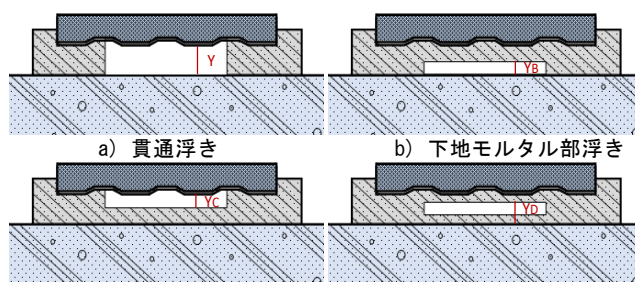


図2 各種浮き状態を模擬した試験体断面図(研究3)

表4 試験体の仕様(研究3)

浮き型 種類名	(N)浮き なし	(A)貫通 浮き	(B)下地 モルタル 部浮き	(C)タイル 陶片 浮き	(D)モルタル 内部 浮き
浮き部形状		(S)正方形			
厚さ(μm)	2	○	○		
	3	○	○		
	4	○	○		
	5	○	○		
	6	○	○	○	
	8	○			○
擬似浮き部 面積(%)※	0%		10%, 30%, 50%		
部厚さ(μm)	1		○	○	○
	2	○	○	○	
	3	○	○	○	
	4	○	○	○	
	5	○	○	○	
	6	○	○	○	

※タイル面積に対する割合



写真1 試験体(研究3)



写真2 弾性波速度比測定



写真3 引張破断試験

図 4 各種浮き状態・浮き厚さにおける付着強度との関係

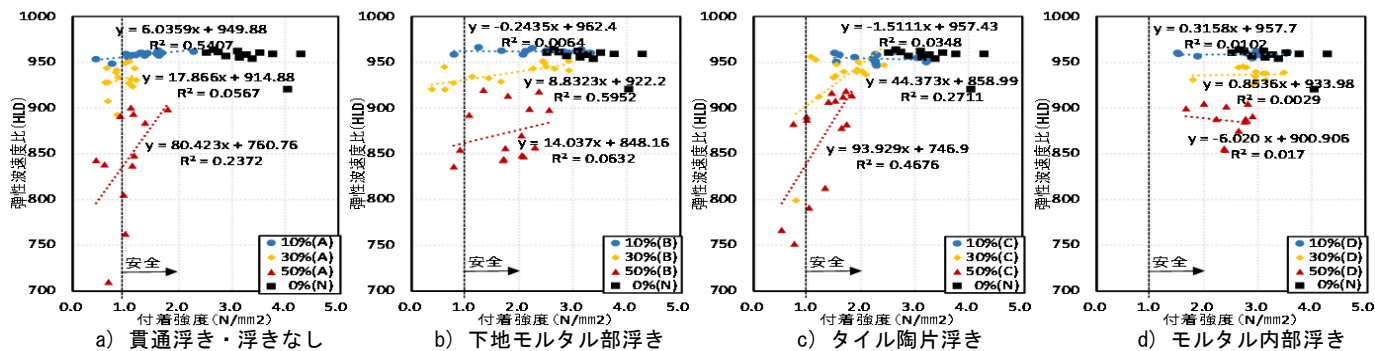


図5 各種浮き状態・浮き面積における弾性波速度比と付着強度の関係

3.4 弾性波速度比と付着強度の関係

図5に各種浮き状態・浮き面積における弾性波速度比と付着強度の関係を示す。横軸は付着強度(N/mm²)、縦軸は弾性波速度比(HLD)である。陶磁器質タイルの接着力安全性判定基準は0.4N/mm²であるが、本試験結果には安全マージンを加え二倍強の1N/mm²に安全基準を線引きした。タイル裏の広範囲の浮きは、モルタルによるタイル拘束度を低下させるため、衝撃を加えるとタイル全体が大きい振幅で反射振動を起こしHLD値が低下する。また、付着強度の低下も合わせて想定されるため、貫通浮きやタイル陶片浮きの低強度域においてはHLD値から付着強度の推定が可能であると考えられる。

3.5 破断面の状況

図6に破断面ごとの色分けの凡例、図7に引張破壊試験後のタイル裏面、表5～表9に各試験体の破断状況色分け図を示す。引張試験による破壊面は材同士の界面で剥がれる界面破壊より各材内部で割れる凝集破壊である方が、良好な接着状態であると評価できる。

貫通浮きでは、タイル界面(黄)やコンクリート界面(青)での破壊率が高い。モルタルの厚みによるタイル界面破壊(黄)の減少は、モルタル厚さの増加によりタイル裏足へ潜り込む量が増加したことが理由として考えられる。下地モルタル部浮きでは、タイル裏側全体が接着されているため、タイル界面(黄)での破壊は起こりにくいが、下地モルタルの施工状態によりコンクリート界面(青)での破壊が容易に起こりうると推定される。タイル陶片浮きでは、タイル裏の空隙が広範囲に及ぶ場合、モルタル厚さの増加による裏足への潜り込みにも限界があり、タイル界面(黄)での破壊率が高いと考えられる。モルタル内部浮きでは他の剥離部に比べ凝集破壊が多く現れた。HLD値でも検知し難いことから、モルタル内部の空隙はより危険である界面剥離(黄・青)に対しては大きく影響しない可能性が考えられる。

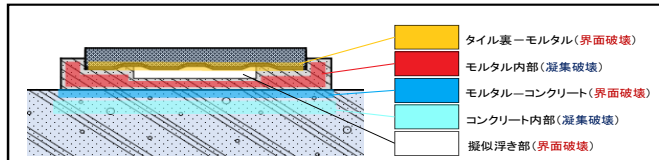
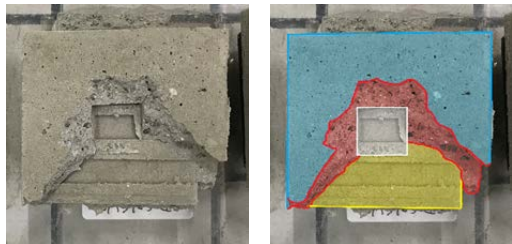


図6 破断面ごとの色分けの凡例



a) 試験体タイル裏面 b) 破断面ごとによる色分け

図7 引張破壊試験後のタイル裏面

表5 浮きなし試験体のタイル側破断状況色分け図

試験体 N	張付け厚さ Y(mm) (図2を参照)				
	2 mm	4 mm	6 mm	8 mm	
浮き面積 0%					

表6 貫通浮き試験体のタイル側破断状況色分け図

試験体 A	張付け厚さ Y(mm) (図2を参照)					
	2 mm	3 mm	4 mm	5 mm	6 mm	
浮き面積 10% 30% 50%						

表7 下地モルタル部浮き試験体のタイル側破断状況色分け図

試験体 B	浮き材厚さ Ys(mm) (図2を参照)				
	1 mm	2 mm	3 mm	4 mm	5 mm
浮き面積 10% 30% 50%					

表8 タイル陶片浮き試験体のタイル側破断状況色分け図

試験体 C	浮き材厚さ Yc(mm) (図2を参照)				
	1 mm	2 mm	3 mm	4 mm	5 mm
浮き面積 10% 30% 50%					

表9 モルタル内部浮き試験体のタイル側破断状況色分け図

試験体 D	浮き材高さ位置 Yd(mm) (図2を参照)				
	2 mm	3 mm	4 mm	5 mm	
浮き面積 10% 30% 50%					

4. 機械学習評価に向けた標準化仕上げ材料を用いた打診音測定試験

4.1 試験体の作製（研究3-1、3-2）

表11と表12に試験体仕様、写真5に試験体写真、図8に試験体作製フローを示す。前章で示したHLD値、剥離傾向から、仕上げの剥離にはその振動を拘束する要素の影響があると考えた。

本章ではまず初めに、研究3-1でタイル、モルタル、コンクリート、各仕上げ材料単体の試験体（一層試験体）を用いて、厚さや面積、密度による周波数特性をそれぞれ分析する。その結果を踏まえ研究3-2ではタイル側面、裏面へのモルタル付着量条件を変えた二層試験体を作製、タイル自身の振動への拘束度の影響を評価する。試験体の個体差を考慮し同一条件の試験体を各3個ずつ用意した。

4.2 使用機器と測定環境

表10に試験方法を示す。本研究では打診音測定機器として、コンクリートの浮き・剥離診断機器「打音チェッカ PDC-100」を使用した。測定結果は時間波形とFFT解析の結果が表示される。FFT解析グラフの横軸の周波数の範囲は0.53kHzから10kHz、目盛間隔はその範囲を390分割したものである。縦軸は音圧レベルを表す。

測定環境は、机の上に振動吸収用としてタイルカーベットを2枚重ね敷きその中心部に試験体を設置・測定を行った。今回の測定では試験体からマイクへの距離を100mmで一定とした。

4.3 試験方法と測定点

試験方法は打診棒を手で持ち叩くことで測定した。打撃強さは量子化誤差を抑制するために、音量ゲージが60%～80%の範囲で測定された音を収集対象とした。測定点は表10の図中に示す①中心・②横・③角の3点を測定点に設定、外装用タイルは、裏足の凹凸の影響を考慮し測定点を4点とした。測定回数は各点5回とした。

4.4 50角外装用タイルの周波数特性

図9に50角外装用タイルの周波数測定結果を示す。表10に示した測定点4点での打診音測定結果である。測定点ごとに周波数特性に変化がみられることから、叩く位置により、拘束が無い場合、材の密度によっては発生する波の固有振動数が変わる可能性があることが分かる。そこで次項以降は叩く位置を真ん中で一定とした。

4.5 各種仕上げ材料の周波数特性

図10に各種仕上げ材料の周波数測定結果を示す。前項で示した50角外装用タイルにおける中心点での測定結果と比べ、周波数のピークが大きく現れた。これは外装タイルに比べ材料が柔らかく、均質で密度が小さいため、材の変形やひずみが生じやすく、明瞭な特定の周波数での振動が生じた結果であると考えられる。

次に厚さ別にみると、3ミリ前後の薄い試験体では周波数が分散

表11 試験体仕様（研究3-1）

試験体材料種類		厚さ： t_1 (mm)	面積： S_1 (mm ²)
タイル	外装用タイル	7	45×45
		9	95×95
	内装用タイル	5	97.5×97.5
		2.5	
	MDF板	5.5	
モルタル	ポリマーセメントモルタル	9	45×45
		3	95×95
		6	
		10	
コンクリート	普通コンクリート	3	
		6	55×55
		9	80×80
		12	100×100
		50	
		100	100×100

表12 拘束強さを変化させた標準化試験体仕様（研究3-2）

モルタルの張付け状態（断面図）				
タイ	①モルタル面積： S_2 (mm ²)	②タイル下からのモルタル厚さ： t_2 (mm)	③空隙率： v (%)	④目地高さ： h (mm)
外装用タイル	55mm×55mm	3mm	健全	なし
内装用タイル	80mm×80mm	6mm	10%	小
押出成形セメント板	100mm×100mm	9mm	30%	中
MDF板		12mm	50%	大



a) 一層試験体 b) 二層試験体
写真4 試験体（研究3）

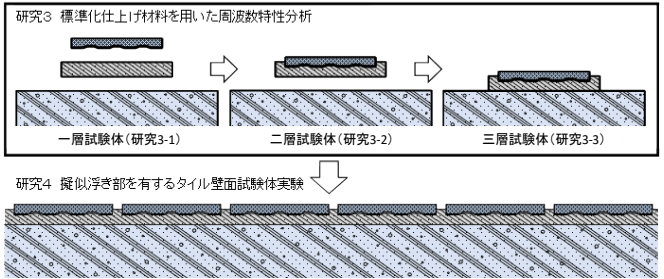
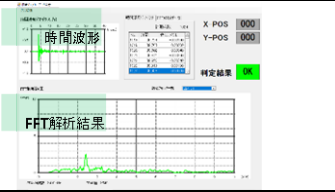


図8 試験体作製フロー（研究3、4）

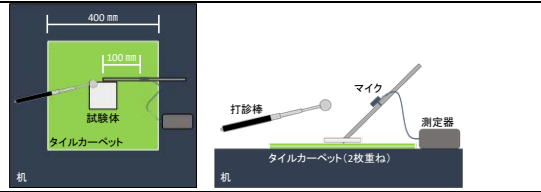
表10 試験方法（研究4）

1 使用機器



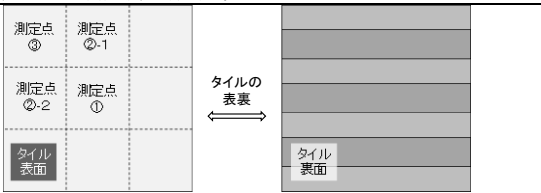
左写真: コンクリートの浮き・剥離診断機器の「打音チェッカ PDC-100」
右図: 付属アプリケーションのパソコン上での測定結果表示画面

2 測定環境



測定状況。左図は上から見た平面図、右図は横から見た断面図。机の上にタイルカーベットを2枚重ね敷き、その上に試験体を設置・測定する。

3 測定点



測定点は①～③の3点、外装用タイルは裏足の影響を考慮し②の測定部を2ヶ所とし、4点で測定を行う。各点で5回ずつ測定、平均値を算出する。

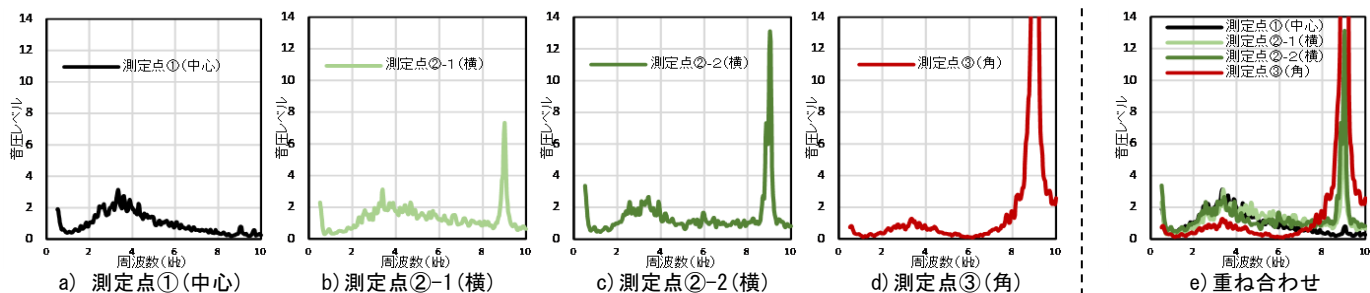


図9 50角外装用タイルの周波数測定結果

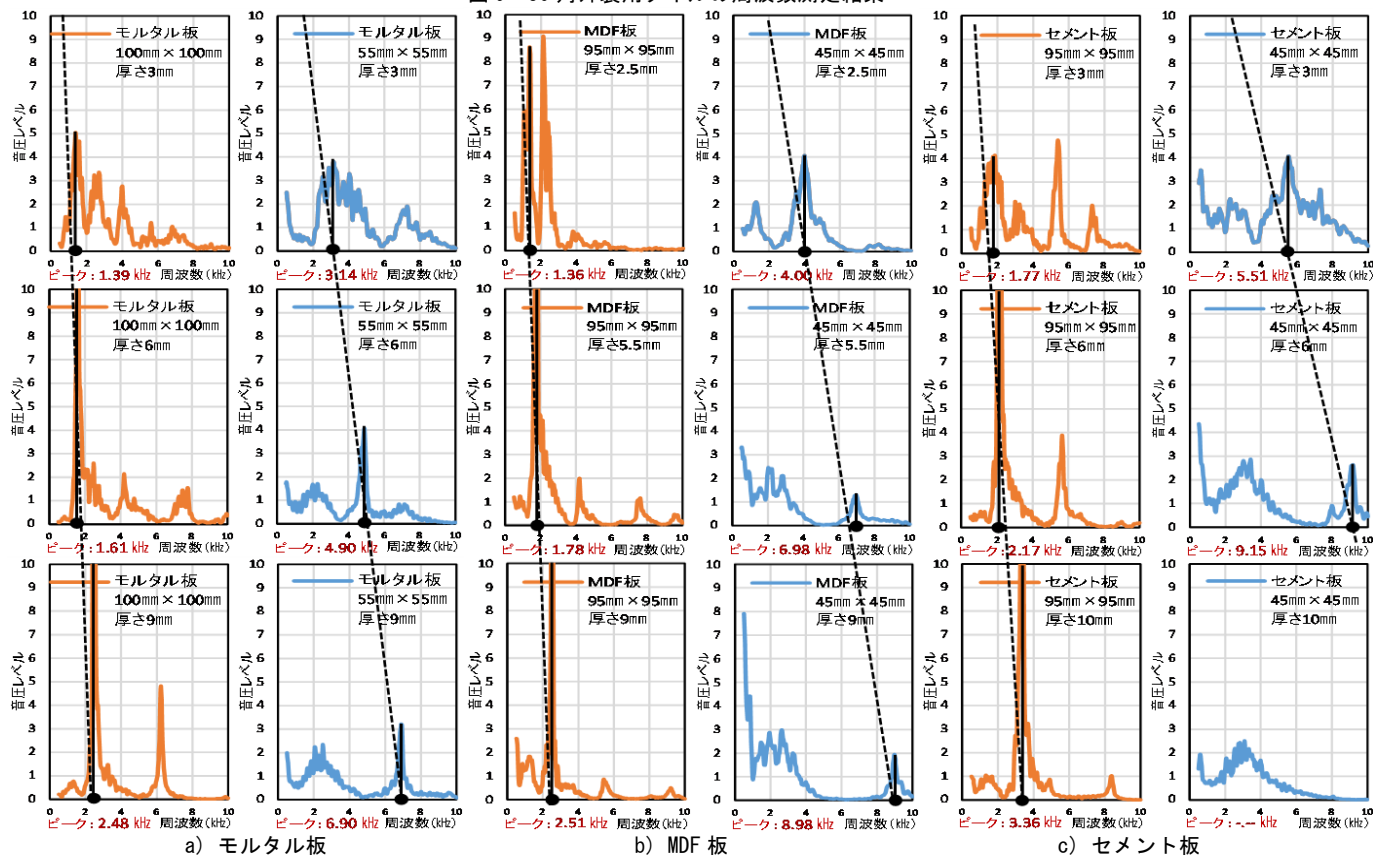


図10 各種仕上げ材料の周波数測定結果

しているが、厚みの増加に伴い周波数のピークが明瞭化し、そのピークが高い値に変位する傾向がみられる。これは厚みの増加により、材自身の打点方向への変形やひずみが生じにくくなり、細かな振幅の振動を生じる結果であると考えられる。

また、面積別にみると50角タイル相当の試験体ではいずれの材種においても高周波数域にピークが現れ、100角タイル相当の試験体ではそれらに比べ、低い周波数域にピークが現れている。これは、いずれの材種においても材の面積の増加により打点方向への変形やひずみが生じやすく、大きな振動を生じる結果であると考えられる。

4.6 各種材料のアスペクト比とピーク周波数の関係

図11にアスペクト比とピーク周波数の関係を示す。横軸に示すアスペクト比は、各種材料の最大辺長さを厚みで除した値である。縦軸に示すピーク周波数は、図10の各グラフ左下に赤字で記した数値である。累乗近似式を見るとモルタル板では相関係数 $R^2=0.8$ 、MDF板では $R^2=0.75$ 、セメント板では $R^2=0.61$ であり、材料種類ごとに相関係数の数値に開きがあるものの、いずれも高い相関がみられる。これにより、ピーク周波数から、既知の表面長さを確認することで、表面からの浮き部分までの厚さの推定可能性が考えられる。

4.7 各種材料の面積アスペクト比とピーク周波数の関係

図12に面積アスペクト比とピーク周波数の関係を示す。横軸に示す面積アスペクト比は、各種材料の面積 $[S_1]$ を厚み $[t_1]$ で除した値である。縦軸は図11と同値のピーク周波数である。グラフを見るといずれの累乗近似式も相関係数 R^2 値が0.9以上であり、アスペクト比よりも相関性が高くなることが分かる。この近似式により、ピーク周波数から、浮きが想定される表面積を確認することで、表面からの浮き部分までの厚さが推定できる可能性と、逆にタイル浮きが確認された場合の浮き面積率の推定可能性がある。

4.8 タイルの目地高さによる拘束度とピーク周波数の関係

図13にタイルの目地による拘束度とピーク周波数の関係を示す。試験体は50角の外装用タイルにモルタルを張合わせた二層試験体である。表12に示すモルタル張付け状態のうち①モルタル面積 $[S_2]$ 、②タイル下からのモルタル厚さ $[t_1]$ 、③目地高さ $[h]$ を組合せ作製したものである。縦軸がピーク周波数、横軸が面積アスペクト比である。ここで用いる面積アスペクト比 $(\text{面積}[S_2]/\text{厚さ}[t_1+t_2]/100)$ 算出に用いた数値は、面積はタイルと張合わせたモルタル部の面積 $[S_2]$ 、厚さはタイルの厚さ $[t_1]$ とタイル裏からのモルタル厚さ $[t_2]$ を合算

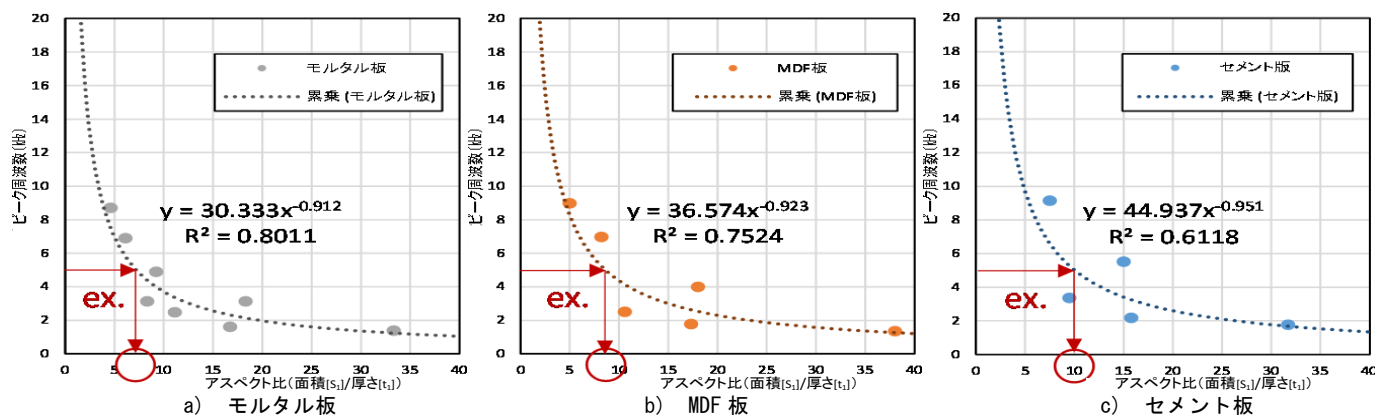


図 11 各種材料のアスペクト比とピーク周波数の関係

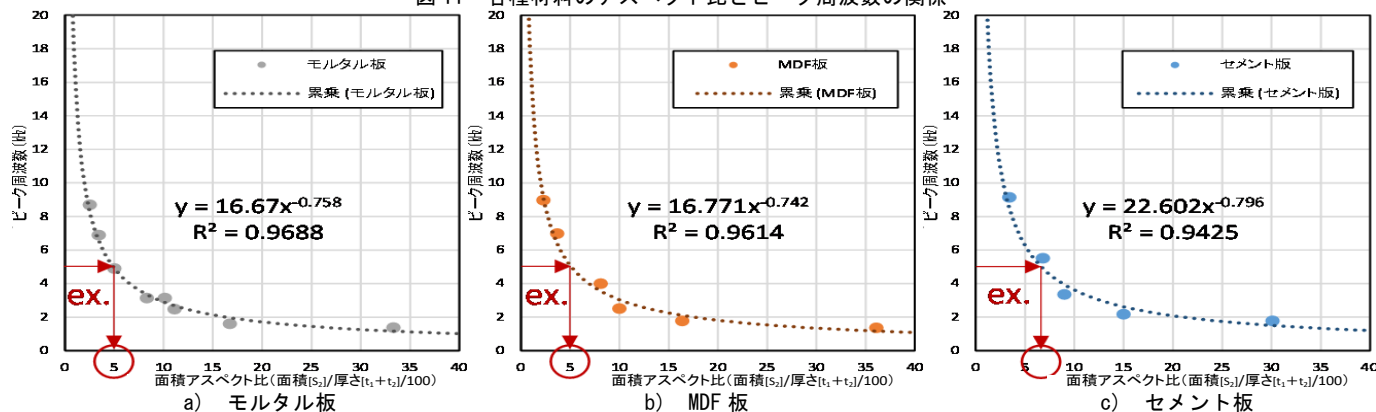


図 12 各種材料の面積アスペクト比とピーク周波数の関係

した値を用いた。グラフを見ると、タイル下に張合わされたモルタル寸法が同じ場合でも、目地高さが高くなりタイル拘束度が大きくなるほど、ピーク周波数も上昇する傾向がある。いずれの累乗近似式の R^2 値も0.9以上であるため、タイルとモルタル異なる材を張合わせた条件下であっても、面積アスペクト比の有用性が確認できた。これにより同一ピーク周波数の場合、目地高さが高い場合の方が、面積アスペクト比が増大することが分かるため、同一付着力での付着面積の増大率としての目地高さによる剥離・剥落抑制効果としてその程度を定量的に推定できることに繋がると考える。

5. 機械学習評価に向けた今後の展望

本研究の試験体実験により、材質・浮き・面積・厚み・目地高さなど、一様な基準でラベル付け可能な汎用性の高い周波数特性データを収集できた。機械学習モデルの正解データの一部となるものであり、すでに測定済み³⁾⁴⁾の不正解データを含むランダムデータの双方を収集・蓄積することで、将来的に新たな剥離診断・判定プログラムが実現することが期待される。

6. まとめ

本研究により以下の知見が得られた。

- 1) タイル裏の広範囲の浮きは、モルタルによるタイル拘束度を低下させるため、衝撃を加えるとタイル全体が大きい振幅で反射振動を起こしHLD値が低下する。また、付着強度の低下も合わせて想定されるため、貫通浮きやタイル陶片浮きの低強度域においてはHLD値から付着強度の推定が可能であると考えられる。
- 2) 周波数ピークと面積アスペクト比の高い相関性が確認できた。浮きが想定される表面積を確認することで、表面からの浮き部分

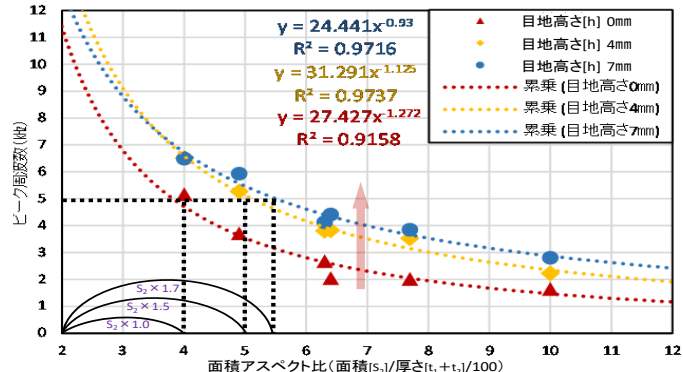


図 13 タイルの目地高さによる拘束度とピーク周波数の関係

での厚さが推定できる可能性と、逆にタイル浮きが確認された場合、浮き面積率を推定できる可能性を得られた。

- 3) タイル目地高さによりタイル自身の振動への拘束度が大きくなるとピーク周波数が増加する傾向がみられた。同一ピーク周波数の場合、目地高さが高い場合の方が面積アスペクト比が増大することから、同一付着力での付着面積の増大率としての目地高さによる剥離・剥落抑制効果としてその程度を定量的に推定できることに繋がると考える。

参考文献

- 1) 日本建築士学会：超高層マンション大規模修繕に関する考え方 技術の現状と展望、テツアドー出版、2017.3
 - 2) 添田智美、三上貴正：打撃応答音第一波振幅値を利用したタイル剥離診断装置の設計・試作および装置の有効性に関する基礎的検討、日本建築学会構造系論文集 Vol. 83 No. 752, 2018. 10
 - 3) 乙幡祐平、田村雅紀：築31年を経過した超高層ビルタイル外壁の打診調査と弾性波速度比による剥離危険度評価、2018年度日本建築学会学術講演梗概集、CD-ROM、2018. 9
 - 4) 乙幡祐平、田村雅紀：各種の剥離状態を模擬したタイル張り試験体の弾性波速度比と付着強度の関係、2019年度日本建築士学会研究発表論文集
 - 5) 岡谷貴之：機械学習プロフェッショナルシリーズ 深層学習、講談社、2015. 4
 - 6) 伊本貴士：ビジネスの構築から最新技術までを網羅 AIの教科書、日経BP、2019. 6
- 謝辞
本研究はH29-30年度私大研究ブランディング事業および株式会社エフピーエス・ミヤマ、非破壊検査機器との共同研究の一部であり、株式会社ポート電子に助力を賜り感謝いたします。また、本研究を進めるにあたり、指導を賜りましたスマートマシン株式会社の福田安志氏に感謝申し上げます。

都市建築物における非構造部材の性能評価と機能継続に関する研究

-都市建築と市街・地域部におけるドローンを利用した被災度判定技術の検討-

都市部 水没 ドローン 含水率 診断

岩辺孝幸*1 田村雅紀*2 金山直司*3 新藤敦*4

1. はじめに

近年、日本では地震だけでなく、局所的な豪雨や河川の氾濫など多くの自然災害が発生している。新しい建築は、山間部においては盛土や切土、森林の伐採により土地に土着しづらく強度が落ちてしまい、河川などが氾濫しやすくなってしまふ。また、都市部と市街部では自然災害に対する建築物の被害状況の把握において、多くの違いがあり、今後様々な場面において多くの人出や時間を必要としないドローンの活用が必要になっている。以下の表1に地域別の災害時の被害状況把握の概要を示す。

今回は、都市部では100m以上の超高層ビルの外壁、ガラスの種類の把握。災害後に迅速な復旧作業が行えるように外壁材や構造材料等をまとめたマップの作製を行う。市街部では、河川氾濫による外壁に付着する泥の境目の判定時のドローンの活用方法を検討する。例として写真1がある。

2. 研究概要

本研究の流れを図2に示す。市街部の建築に使用される外壁材は以下の表1にまとめる。今回の実験では、外壁材の使用割合の多いものを実験対象とする。試験体は、泥の付着を光学カメラ、赤外線カメラで確認できるかを判定しドローン活用の方法を考察する。また、都市部の調査項目を選定し、復旧・点検作業の難易度や必要な時間に応じ必要な人出を予想する。都市部の外壁調査項目は、表2にまとめる。

3. 都市建築物の外壁カーテンウォールの健全性調査

3.1 実施概要

昨年実験からドローン外壁撮影が可能であることが確認されたため、内側においての安全性を確認し点検する。100m以上の超高層ビルの外壁調査項目を決定し、実地調査を行う。調査項目は、表2に示す。ジョイントのタイプやカーテンウォール工法の種類などを調査する。超高層ビルの災害時に迅速な改修工事が行えるよう必要な情報をまとめる。

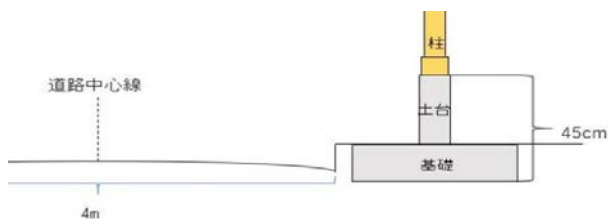


図1 基礎高さの規定と道路幅との関係

3.2 都市部においての実験方法

外壁の実地調査による外壁の写真から、使用外壁材を判断
表1 地域別の災害時の被害状況把握の概要と使用外壁材

地域別	概要
都市部	現在、第5世代多様な年代の超高層ビルが存在している。市街部に比べ表面積が大きく、地震などの災害時に外壁の落下やガラスの破損など超高層建築物の壁面の安全性の重要性が高い。よって、平常時における外壁の情報収集が求められている。そこで、劣化の判断としてチョーキングや赤外線カメラによるタイルの浮きなどがあり、その判断にドローンの活用が可能と検討する。
	分類
	外壁材の種類
	コンクリート
	陶磁器タイル
	石材
市街地域部	項目
	概要
	実験1 外壁の構工法と材料を目視で確認
	実験2 シーリングを押し当て強度による劣化度を確認
	実験3 Google 機能を利用し超高層ビルの材料と構工法のマップを作成する
	概要
市街地域部	個々の住宅の被害状況の把握が重要であり、図1に示す通り川の氾濫による水害の被害状況の基準として床上浸水高さ45cmが基準となっている。一般住宅の基礎高さが45cmであり、それ以上に浸水すると土台の木材が浸ってしまい、強度が半減し建て替えを行わなくなってしまうため。また、建築被害を早期に把握する必要があり、被害状況の確認の容易性が求められる。
	分類
	外壁材の種類
	モルタル
	漆喰
	コンクリート
	窯業系サイディング
	ALC
	石材
	有機材
	木材
	項目
	概要
	実験1 河川の氾濫による泥水の構成内容の赤外線カメラ光学カメラでの写り方の確認
	実験2 様々な材料の乾燥時間の違いによってカメラの写り方の違いの確認
	実験3 材料別による浸水時間の長さによる含水量と乾燥時間による含水量の変化を確認し、実際にドローンを飛ばし距離と角度の認識限界距離を確認する

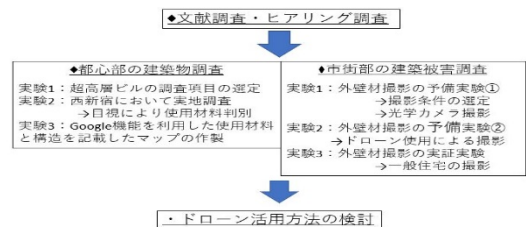
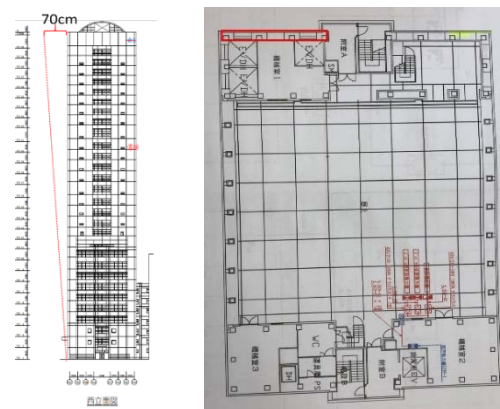


図2 研究の流れ



a) 工学院大学立面図

b) 工学院大学平面図

写真1 工学院大学参考図面

する。また、工学院大学のファスナーの劣化度を確認。ファスナー点検箇所は、東日本大震災時にひずみの大きかった写真1の赤で囲われた部分の、4、20、21階を対象とする。そこから、年数経過によるファスナーの劣化状況をまとめ、危険性を確認する。

3.3 結果

写真2より、東日本大震災などの自然現象の外的要因により、ファスナーを覆う耐火被覆にひびや剥落が起きていた。また、その部分のファスナーには、錆が入っており劣化している可能性がある。また、図3に示す通り、西新宿において33棟カーテンウォールを使用した超高層ビルがあり集合住宅を含めたら40棟以上にのぼり、市街部よりも面積当たりの外壁面積が非常に多いため、外壁の安全性が重要である。そして、都市部のカーテンウォールはパネル型が多く、その次に柱通し型と腰壁型が多い。また、ガラスとタイルを多用したものが多かった。

4. 地域・市街部の浸水高判定外壁調査

4.1 実験の目的

日本には多くの河川があり、現在でも多くの水害が発生している。水害による浸水高の判定は、写真2から至近距離での光学カメラ撮影が可能なが分かった。そこから、ドローンによる遠距離撮影が可能か調査する。また、浸水高の判定の赤外線カメラの可能性を調査する。

4.2 実験概要

以下、表3に使用材料を示す。試験体と泥水、浮遊物の状態の変化による付着の変化を確認する。

4.3 ドローンの撮影プロセス

ドローンの撮影プロセスは、図5に示す。A.ドローン管理者、B.建築の専門家、C.自治体・建物管理者の協力関係を強化することで撮影がスムーズにいくことがヒアリング調査によって分かった。

4.4 外壁材の浸水実験

4.4.1 実験手順(実験1：浸水予備実験)

泥水を30秒かき混ぜ、外壁材を30秒浸す。外壁材を立てかけ、サーモグラフィー法に基づき、試験体を2方向から赤外線ライトで照らし、均等に試験体を温め、5分ごとに光学カメラ、赤外線カメラで撮影し、30分間で撮影終了とする。

4.4.2 実験手順(実験2：材料別特徴把握実験)

試験体の色を塗り乾燥させ、泥水を用意する。乾燥期間を

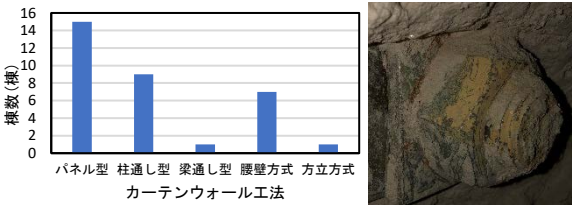


図3 都市部のカーテンウォール工法別棟数

2日、1日、1時間の3種類を用意する。泥水を20分ごとにかき混ぜ、泥が浮遊するようにし、1時間浸し続ける。浸した後、環境を一定にした場所にて乾燥させる。乾燥後、光学カメラと赤外線カメラにて試験体の状態の撮影を行う。

4.4.3 実験手順(実験3：ローン飛行実験)

試験体を表3に示し、配置は図4に示す。浸水時間と乾燥時間による含水率と赤外線捕捉率の変化を調べる。また、その結果をもとに河川氾濫後の実測に有効な最高限度の乾燥期間を判定する。また、実際にドローンを飛ばし、撮影可能な距離と角度の関係を確認する。さらに、赤外線カメラの性能を調べ、画像分解能から撮影に有効な距離と倍率を算定する。配置は図4に示す。浸水高の撮影角度などの条件を変え撮影を行う。



写真2 水害発生浸水高跡

(発生:東日本大震災津 2011.3.11 台風 19 号 2019.10)

表2 使用材料

使用する砂		D1	D2	D3
大井川砂		0.3mm以下	1.2〜0.3mm	1.2mm以上
項目		使用した砂	濃度	使用外壁材料
実験 1	泥水 1	D1:D2=3:1	10%	窯業系サイディング 壁紙(漆喰風)
	泥水 4		20%	窯業系サイディング 壁紙(漆喰風)
	泥水 7		40%	窯業系サイディング 壁紙(漆喰風)
	泥水 2	D1	10%	窯業系サイディング 壁紙(漆喰風)
	泥水 5		20%	窯業系サイディング 壁紙(漆喰風)
	泥水 3	D2	10%	窯業系サイディング 壁紙(漆喰風)
	泥水 6		20%	窯業系サイディング 壁紙(漆喰風)
項目			浮遊物の有無	水：砂（：浮遊物）
泥水 1	D1:D2=3:1	20%	なし	100：20
泥水 2			あり	100：20：2.5
泥水 3		30%	なし	100：30
泥水 4			あり	100：30：2.3
泥水 5		40%	なし	100：40
泥水 6			あり	100：40：2.1
項目		概要		
コンクリートブロックC種（白、黒）		気乾比重：なし、圧縮強さ：785N/cm2、容積吸収率：20以下、種別：普通コンクリートブロック		
実験 2	合成樹脂塗料（白、黒）		合成樹脂（シリコンアクリル、フッ素）、顔料、紫外線劣化防止剤（HALS）、防カビ剤、サビドメ剤、水	
	パーミキュライト		雲母を主成分とする蛭石を700℃以上で焼いたもの。多孔質で吸水率が高い。今回は、細かく砕いたものを適量入れた。これにより、河川の氾濫時の浮遊物を再現。	
	窯業系サイディング（白、黒）			
	木材（白、黒、原色）			
実験 3	項目	概要		乾燥時間
	コンクリートブロック	3×3=59cm×119cm		1日、直前
	松材	縄張りにより外壁材を再現		1日、直前
	普通コンクリート	グレー、黒、白		1日、直前
	窯業系サイディング	黒、白		1日、直前
	タイル張り			1日、直前
	項目	概要		比率
	使用泥水	水：泥：浮遊物		100:40:2 100:40:0

4.5 考察・結果

実験1では、写真2より泥の濃度が高くなると、赤外線カメラで確認すると温度変化の速度が遅くなり、浸していない部分とより温めることで、泥の付着部分とそうでない部分の温度変化の差が出るのが予想される。

また、窯業系サイディングは表面が凸凹しているため泥の付着が多く、壁紙に比べ、温度変化の差が顕著に表れた。

実験2では、写真3より有機材の付着部分が多い場所においては、光学カメラと赤外線カメラの両方で確認できるが、浮遊物の付着が少ないものと付着が泥のみのものは、赤外線では確認しづらかった。また、赤外線カメラは相対温度を表示するものを使用しており、外気と試験体の温度差が大きいため、試験体自体の表示色の差が少なかった。

実験3では、図6よりコンクリートブロックとコンクリート、窯業系サイディングの含水率は、増加が小さかった。木材は、時間経過とともに含水率が増加していた。漆喰は、含水量が多く2時間で急激に含水し、それ以降変化が少なかった。図7よりコンクリートブロックとコンクリート、窯業系サイディング、漆喰は時間経過とともに含水率は減少していったが、含水前の水分量には戻らなかった。木材は雨の湿気

などに左右され、含水率の変化が安定しなかった。図8より赤外線カメラ撮影では、浸水高の判定が最高からの変化が材料により異なり、材料ごとの違いを把握することが重要。

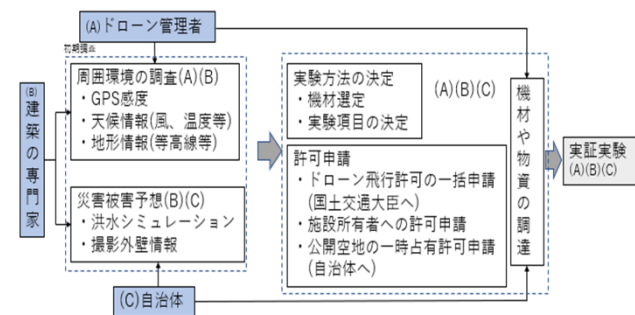


図5 ドローン撮影のプロセス

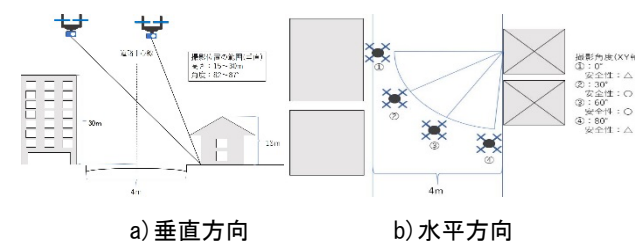


図4 実験3の配置図

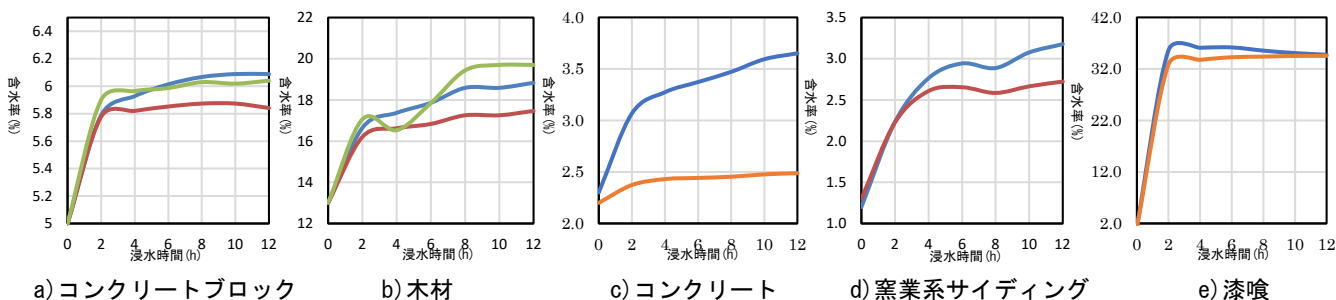


図6 汚水の浸水を想定した実験での浸水時間と含水率のグラフ(同一材:2~3種)

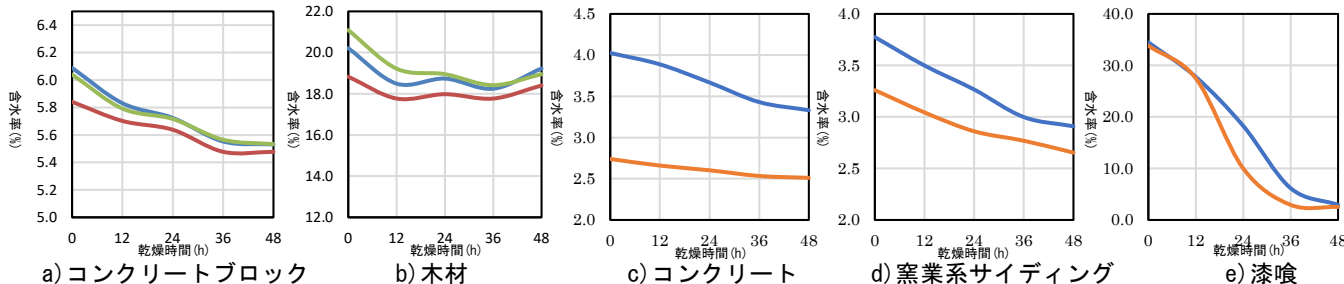


図7 汚水の浸水を想定した実験での乾燥時間と含水率のグラフ(同一材:2~3種)

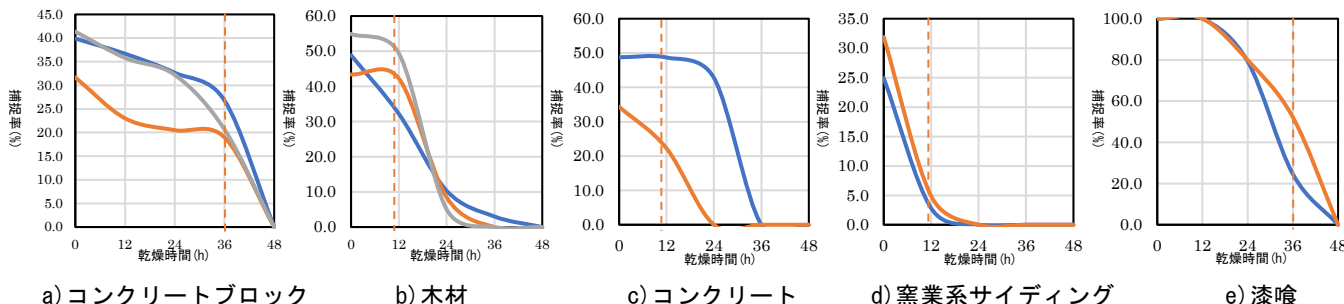


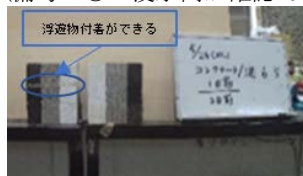
図8 汚水の浸水を想定した実験での乾燥時間と赤外線カメラ捕捉率(同一材:2~3種)

(備考 点線: 浸水高さを認識できる時間の最低ライン)

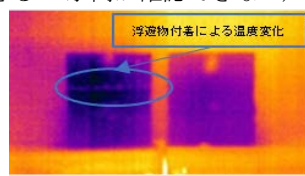
表 3 カメラと距離の認識限界距離

材料	乾燥時間	撮影距離(m)	光学カメラ	赤外線カメラ
コンクリートブロック	1 日	15×15	×	○
		30×30	×	○
	直前	15×15	×	○
		30×30	×	○
木材(下見張り)	1 日	15×15	×	○
		30×30	×	×
	直前	15×15	×	○
		30×30	×	○

(備考 ○：浸水高が確認できる ×：水高が確認できない)

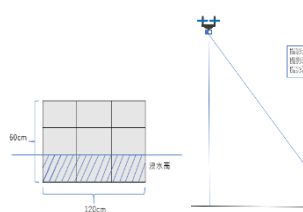


a) 光学カメラ撮影

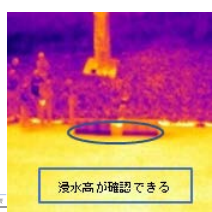


b) 赤外線カメラ撮影

写真3 有機材の付着が多い試験体(左)と少ない試験体(右)



a) コンクリートブロック b) 撮影条件

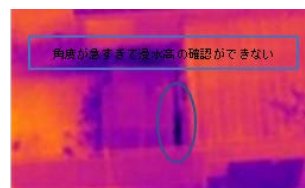


c) 赤外線カメラ撮影

写真4 15m×15m 位置によるコンクリートブロック撮影



a) 正面



d) 80 度

写真5 15m×15m 位置による角度変更赤外線カメラ撮影

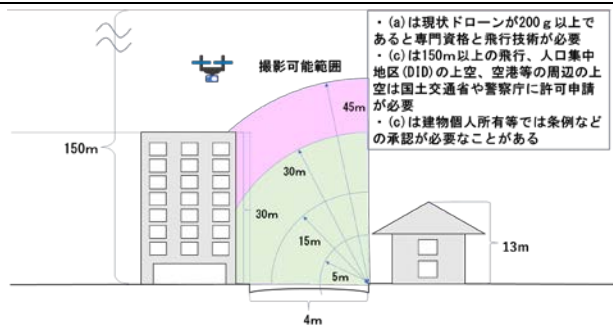
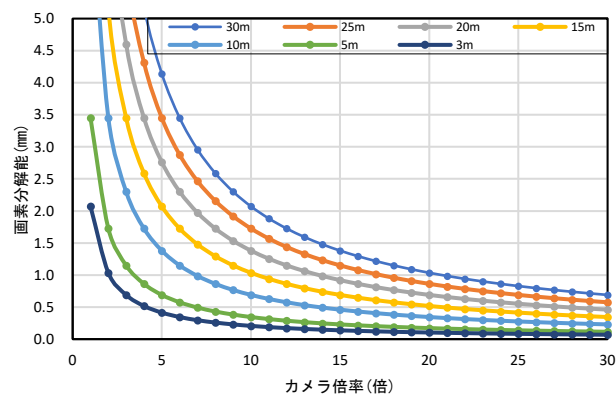
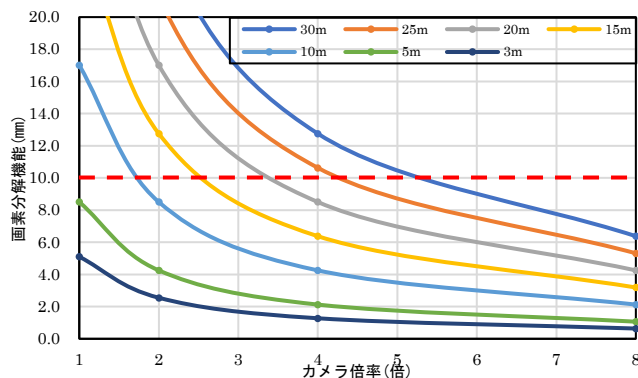


図 9 ドローン撮影可能範囲

遅くとも 24 時間以内に撮影することが望ましい。また、写真 4、5 より、距離に関係なく光学カメラでは浸水高さの判定ができなかった。赤外線カメラでは、距離 15m において浸水高さが材料に関わらず確認できたが、距離 30m では乾燥時間 1 日の木材のみ浸水高さの確認がしづらかった。より浸水高さは確認できたが写真より赤外線カメラ左のコンクリートブロックは、詰めたモルタルが水を吸い上げ他と差ができていた。また、写真 5 からわかる通り、角度が鈍角になる



a) 光学カメラ



b) 赤外線カメラ

図 10 光学カメラと赤外線カメラのカメラ倍率と撮影距離による画素分解能の評価システム

と壁の高さ方向の認識が次第にしづらくなってしまうため、60° よりも正面に近い方向で撮影することが望ましいことが分かった。また、分解能が 10mm 以上大きいと判別が正確ではなくなってしまう可能性がある。

5 まとめ

- 1) カーテンウォールをつくるすファスナーの安全性は自然的な外的要因により差はあるが劣化する可能性がある。
- 2) 浸水高外壁材遠距離撮影においては光学カメラよりも赤外線カメラの方が撮影できる可能性が高い。
- 3) 材料によって表面の乾燥速度に差があり、材料ごとの特徴を認知しておく必要がある。
- 4) 多くの材料では乾燥時間が 24 時間を超えると浸水高の認識ができなくなってしまうことが確認できた。

謝辞

本研究は R 元年度私大研究ブランディング事業の一部で実施に当たり、工学院大学およびチーム新宿の関係者各位、本学 3 年井戸川知生さんにドローン調査、議論などで多大な助力を賜り、感謝致します。また、本研究の一部は工学院大学 ISDC プログラム(株式会社 PICS)による。

参考文献

- 1) 日本ビソー株式会社、学校法人 K 大学 新宿校舎外壁シーリング更新他工事 施工計画書、2017 年
- 2) 川村順平、都市部の高層ビル街区におけるドローン外壁劣化度調査と評価システム 2018 年
- 3) 日本建築学会、第 3 回ドローンシンポジウム「ドローン×建築 2019」

都市建築物における非構造部材の性能評価と機能継続に関する研究
ー軽量鉄骨下地間仕切り壁の改修時騒音低減とランナー接着工法の開発ー

界壁 LGS 工法 間仕切り 改修 近藤舞雪*1 田村雅紀*2 羽山健*3 小野良寛*3 前橋誠*3

1. はじめに

東日本大震災や熊本地震では構造材の損傷ではなく、天井や間仕切り壁など非構造体の損傷により建物の取り壊しに至った事例が多く見られた¹⁾。そこで、軽量鉄骨下地間仕切り壁(以下 LGS[Light Gauge Steel] ボード壁とする)の倒壊を防ぐためのランナー接着工法について考える。現在のランナー接着は、天井・床にアンカー等で機械的に固定しているが、本研究ではランナー接着を接着剤を用いて行い、その耐震性や耐火性について検討する。また、間仕切り壁の倒壊問題とともに、LGS ボード壁の改修を行う際の、解体時の騒音の大きさや、改修時の施工の簡略化が問題となっている。そこで、ランナーの接着工法だけでなく改修時の無騒音解体工法についても同時に考え、改修時の対応も含めて、接着剤工法を併用することでさらに低騒音で工事が行えるようになることを目指す。本研究により、場所や日時を問わず工事を行えるようになることで改修工事の発展を見込むことができる。

2. 研究概要

2.1 研究の流れ

図 1 に LGS ボード壁の構造、スタッドの間隔、表 2 に実験の要因と水準を示す。現場調査として、LGS 工法改修時の解体手順・使用工具を調査し、騒音発生源・騒音の大きさから LGS 工法の課題を検討する。また、LGS ボード壁の既存の研究調査を行う。次に材料実験として、選定接着剤を使用して金属を張合わせ、試験体焼成後に、接着剤の強さの試験を行う。その後、接着剤の接着強さの試験結果をもとに選定した一つの接着剤を使用し、接着条件を変え、LGS ボード壁の構造を模擬した試験体を作成し、耐火性、接着強さの試験を行う。さらに、LGS ボード壁の構造を模擬した試験体を一度作成し、接着剤での接着と従来のビス打ちとの耐力差を算出し、接着剤使用量の検討を行う。最後に、実際の LGS ボード壁の構造で、ランナーの接着強度を調べるため、LGS 工法実大部材を使用した引張試験を行い、再度施工時の使用接着剤量の検討を行う。

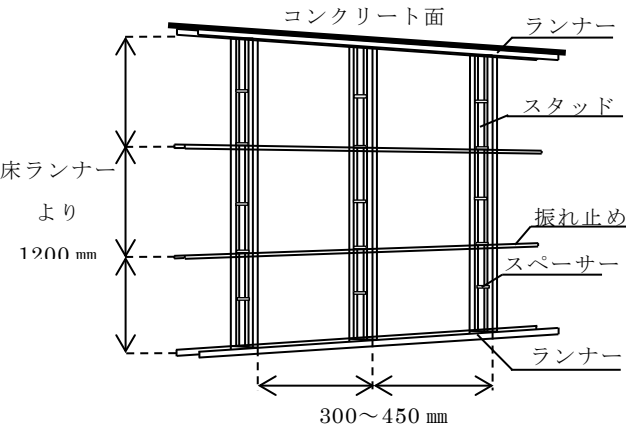


図 1 軽量鉄骨下地間仕切り壁の構造

表 1 使用接着剤

	接着剤	主成分
A	急速硬セメント	アルミナ、セメント
B	2 液性無機質接着剤	アルミナ、シリカ
C	1 液性無機系接着剤	酸化アルミニウム 70-75% アルカリ金属珪酸塩 20-25%
D	粉液分離型接着剤	〈粉体〉 SiO ₂ 5-10, MgO 55-60%, ZrO ₂ 10-20%, 合成雲母 10-15% 〈液体〉 ほう酸ナトリウム 90-100%
E	モルタル系接着剤	Al ₂ O ₃ 69%, SiO ₂ 21%, Fe ₂ O ₃ 1.6%

表 2 要因と水準

項目	実験要因	実験水準
研究 1	文献調査 現場調査	軽量鉄骨下地間仕切り壁 に関する調査
研究 2 接着剤の 選定	焼成試験	試験体構成
		コンクリートブロック 金属板 接着剤 (A, B, C, D, E)
	焼成温度	
	20℃, 300℃, 600℃, 900℃	
	引張試験	
	最大荷重 (kN)	
	破断面形状分類	
	界面破断, 凝集破壊	
研究 3 接着条件 検討	焼成試験	試験体 (試験体番号)
		ビス (1)
		接着剤 多, 少 (2, 3)
		金属板 エッチング 加工 大, 中, 小 (4, 5, 6)
		金属板 穴加工 多, 中, 少 (7, 8, 9)
	焼成温度	
	20℃, 300℃, 600℃, 900℃	
	引張試験	
	最大荷重 (kN)	
研究 4 接着剤量 検討	試験体構成	
	コンクリートブロック ランナー	
	接着剤, ビス	
	引張試験	
	最大荷重 (kN)	
研究 5 実代部材 試験	試験体構成	
	ランナー	
	接着剤, ビス	
	引張試験	
	最大重量 (kg)	

*1 工学院大学・4 年 *2 工学院大学・建築学科教授 *3 丸高工業

2.2 LGS 工法天井・壁の現場調査(研究 1)

2.2.1 スタッドとランナーの寸法

図 1 に LGS ボード壁の構造、スタッド、振れ止めの間隔について示す。文献調査・現場調査により、スタッドや微数値の間隔など、「程度」という記述が多いことや、耐力についての明確な記述がないことから、LGS ボード壁には明確な規定がないことがわかった。

2.2.2 LGS 工法の解体手順

現場調査を行い、実際に LGS 工法の天井・壁の解体を行った。その際に、騒音の発生状況、騒音の大きさ、解体時の問題を検証した。

3. LGS 模擬部材を使用した接着剤の接着強さ試験(研究 2)

3.1 使用接着剤

表 1 に使用接着剤を示す。接着剤は施工状況を考慮し、耐火性・速乾性に優れたもの²⁾を使用する。耐火性に優れた接着剤として、主成分がアルミナの接着剤を主選定し、さらに速乾性・現場での硬化性を考慮し、非過熱硬化し、一定強度が出る接着剤を選定使用する。

3.2 試験概要

表 2 に実験の要因と水準を示す。コンクリートブロックに 6 枚の鉄板を、各接着剤を使用して貼り付け試験体を作成する。作成した試験体を、電気炉を使用し、それぞれ、300℃・600℃・900℃で加熱する。温度設定は標準加熱曲線をもとに設定し、火災などによる過熱がおきても強度が出るかを検証する。焼成試験後、引張試験を行い接着剤の引張強さ、同時に破断面の形状から、破断面の分類を行う。焼成後接着剤状態、引張強さ、破断面分類から、一つの接着剤に選定を行う。

3.3 試験結果

表 3 に焼成試験後の試験体を、図 2 に引張試験の最大荷重値の平均を、図 3 に破断面の分類を、図 4 に破断面比率を示す。実験結果として、A の接着剤では、高温になるにつれて接着剤自体が持たなかった。B は焼成後接着剤自体に大きな変化はなかったが、引張試験で凝縮破壊が多く見られた。C では 600, 900℃の焼成で接着剤が収縮し、試験中にコンクリートブロックが爆裂した。D では、焼成後も接着剤の変化が特になく安定していた。また、引張試験では界面破壊が多く見られた。E は焼成後の接着剤に変化は見られなかったが、引張り試験の際、凝集破壊が多く見られた。焼成後の接着剤の状態、引張試験の最大荷重、破断面の評価から、D の接着剤を選定した。

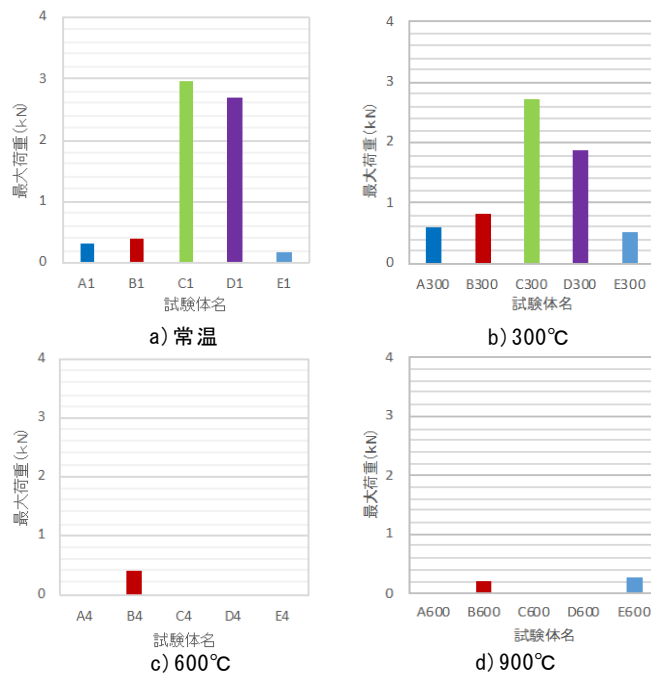


図 2 天井ランナーとコンクリート面の模擬試験体

最大引張強度(研究 2)

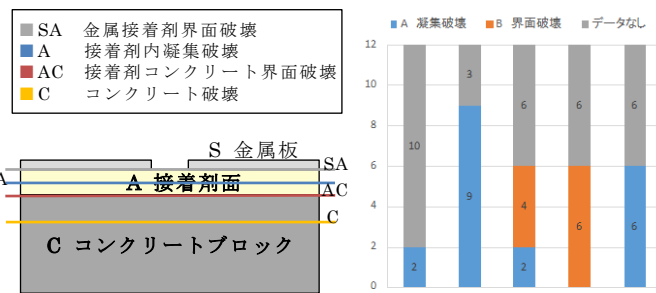


図 3 破断面分類

図 4 破断面モードとその割合

表 3 耐火試験後の引張破断面の破壊性状(研究 2)

試験体・温度	A	B	C	D	E
常温					
300℃					
600℃					
900℃					

a) AC 界面破壊	b) A 凝集破壊	c) コンクリート破壊

4. 接合面処理の違いによる接着強さ評価(研究 3)

4.1 試験概要

表 2 に実験の要因と水準、図 5 にランナー接合部の表面処理方法を示す。上記で選定した接着剤 D を使用し、金属板の形状（エッチング加工、穴開け）を変えて接着したもの、接着剤の添付量を変えたもの、従来のビス打ちの試験体を作成し、再度焼成試験・剥離試験を行い、ランナーの形状、接着剤量により、接着強さや、破断面に起きる変化を検証する。

4.1 試験結果

図 6 に焼成後の試験体を、図 7 に引張試験の最大荷重を示す。常温の接着剤 0.8mm 厚の最大荷重値：3.47 (kN) を基準に評価した。エッチング加工を行った物は、板の曲がりによって施工不良が多く、引張試験を行う前にプレートが外れてしまうものが多かった。また、ランナーの形状から加工をする手間が掛かるため、現場での実用性がないことがわかった。穴あけを行ったものは、焼成後のプレートの外れが少なく、十分に貼れるため施工性は良いと思うように強度が出なかったため、改善が必要なことがわかった。しかし、接着剤が満遍なく行き渡る点や、突起ができることによるプレートはずれの抑制が見込むことができたため、有効な方法であるということがわかった。

5. ランナー実部材を使用した接着強さ評価(研究 4)

5.1 試験概要

図 9 に使用する試験体を示す。試験体は実際のランナーを使用し、ビスで打ったものと接着剤で貼り付けたものを作成した。ランナーに補強剤をつけ、中心を引張試験機で引っ張ることで試験を行った。ビス打ちと接着剤の強度の差を算出し、接着剤量を検討する。

5.2 試験結果

図 8 に引張試験の最大荷重値を示す。それぞれ 6 本の平均をとった結果、ビス打ちの最大荷重値が、3.75kN 接着剤の最大荷重値が 1.56kN だった。耐力の差が、約 2.4 倍であり、ビス打ちと接着剤量による耐力の差を検討することができた。また、今回使用した接着剤量が約 26g だったため、細部を検討せず概算を行い、2.4 倍の量である 62.4g を使用すればビス打ちと同等の強度が出ることが見込める。

ビス打ちの試験体では、ビスがコンクリートブロックから抜けるのではなく、ランナーが避けることで外れる試験体が多く、地震などの現場でもこのような現象が多く見られることからランナーの強度としては LGS ボード壁と近い数値が算出できているとみられる。

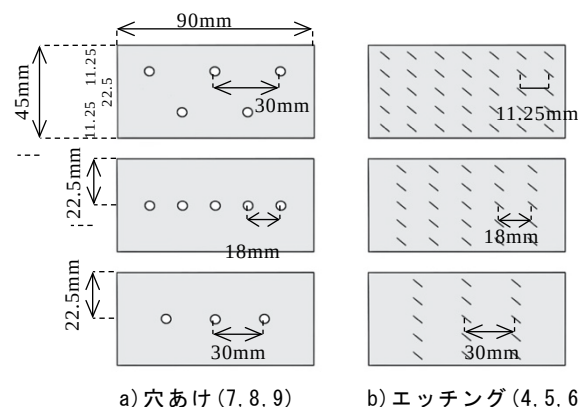


図 5 耐火試験後のランナー接合処理の表面処理方法



*プレート、接着剤ともに大きな変化なし

a) 300°C加熱後



*プレートはずれが見られるものがある

b) 600°C加熱後



*金属プレートが亜鉛溶解し黒色化が多い

c) 900°C加熱後

図 6 耐火試験後のランナー接合面の性状(研究 3)

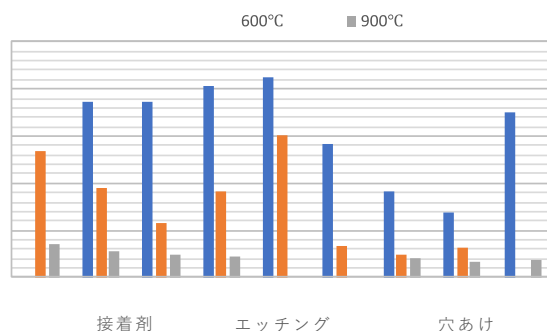


図 7 耐火試験後のランナー接合処理の違いによる接着強さ(研究 3)

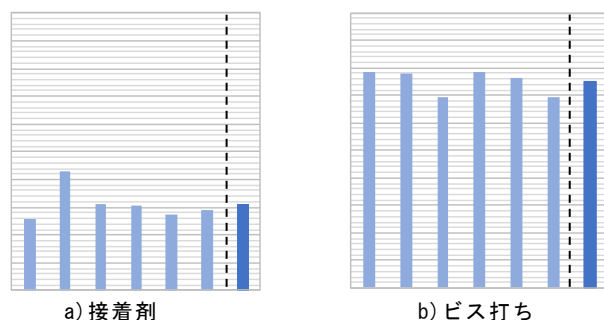


図 8 引張試験最大荷重(研究 4)

6. LGS 工法実大部材を使用した引張試験（研究 4）

6.1 試験概要

図 10 に試験方法を示す。天井コンクリートにビス打ちと接着剤によりランナーを施工する。ビス打ちは 90mm 内外に 2 本打ち込み、接着剤も同様の位置に 2 箇所添付する。接着剤でのランナー接着は、ランナーに穴あけを 6 箇所行う。また 1 つはランナー側に接着剤をうけるビニールをつけたものを作成する。この際 2 つの耐力の差を評価する。荷重をかける位置はランナーの中心部で行い、ランナーに取り付けた台座の上に、25kg ずつ重りをのせランナーが耐える重量を評価する。この結果から、研究 4 と同様程度のビス打ちと接着剤の耐力の差が出るかを検討し、接着剤の使用量を算出する。

6.2 試験結果

図 11 に試験の結果を示す。試験結果として、ビス打ちでのランナー施工は、237.64kg、接着剤でのランナー接着は、108.84kg だった。この結果から、接着剤量を左右とも実験時の、約 2.18 倍に増量すればビス打ちと同様の強度が得られることを検討することができた。研究 4 では約 2.4 倍だったことから、実際の LGS ボード壁の構造でも、ほぼ同等の結果が出るということが分かった。また、今回使用した接着剤量が約 26g だったため、2.18 倍の 56.7g を使用すればビス打ちと同様の強度を得られることを見込むことができる。（研究 5）の結果も考慮し、900mm 内外に 2 箇所の接着剤貼りを行なった際は、一箇所、約 55g～65g 前後の使用を検討する。ビス打ち込み部から内し 20cm 程度で添付することで検討した接着材量と同等となる。

7. まとめ

- 1) LGS ボード壁の現状の課題が分かり、明確な規定の設定が必要ながわかった。
- 2) 各種試験の結果、使用する接着剤を粉液分離型接着剤（主成分液体：酸化マグネシウム、粉体：ほう酸ナトリウム）に選定することができ、選定した接着剤を条件を変えて実験を行い、接着条件を検討することができた。
- 4) 従来のビス打ちと接着剤での強度の差を評価し、接着剤量を 2 倍程度に変えることで同様の強度が得られることを検討することができた。
- 5) 本試験では、引張試験での検討を主に行ったが、さらに、実際の LGS ボード壁にかかる、せん断力や面にかかる力も考慮して試験を行い、接着剤でのランナー接着工法をさらに検討していく必要がある。



a) 接着剤貼り

b) ビス打ち

図 9 試験体（研究 4）

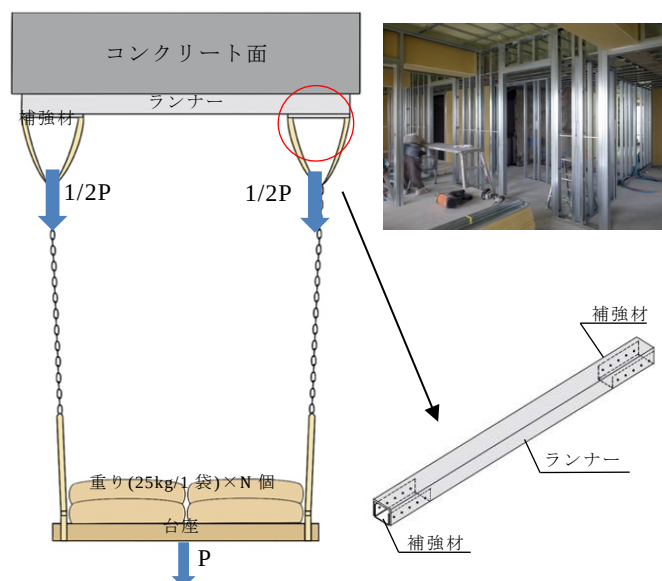


図 10 LGS 工法実大部材試験方法（研究 6）

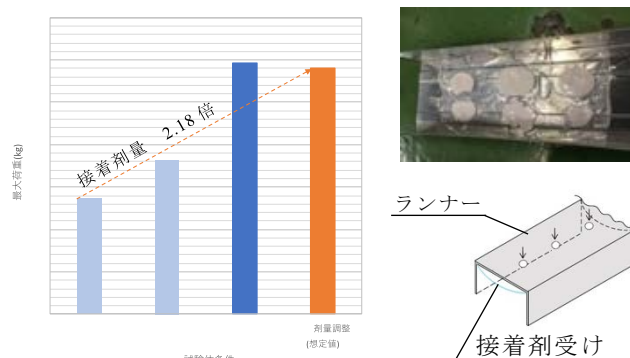


図 11 LGS 工法実大部材の引張試験結果

参考文献

- 1) 吉敷祥一ほか：軽量鉄骨下地乾式間仕切り壁の地震時損傷抑制に関する研究 その 1 研究背景と目的，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），pp. 1073-1074, 2018. 9
- 2) 日本工業規格 JISK6848:2019 接着剤-接着強さ試験

謝辞

本研究は丸高工業との共同研究で 2019 年度大学ブランディング研究及び ISDC（フジタ）の一部である。関係各位に謝意を表する。

都市建築物における非構造部材の性能評価と機能継続に関する研究

-組積造住宅外壁表面の繊維混入モルタルによる補強効果-

組積造建築 繊維補強 自然素材 災害時対応

二見絵理香*1 田村雅紀*2

1. はじめに

近年、地球温暖化や資源枯渇等の問題に対し様々な目標や政策が掲げられるようになり、より環境にやさしく持続可能な取り組みが求められるようになってきている。2050 年までに世界人口のおよそ 50%がアジア圏に集中することが予想されており、それに伴って住宅の建設需要も高まってきているが、現在次々と建設されている住宅は、自然災害に対して十分な強度や耐久性を持たないものが多く、結果として多くの人命が住宅の倒壊によって失われている現状がある。一方で、食品やせっけんなど生活の基幹となるものに幅広く加工されるパームオイルは人口増加に比例して生産量が増えているが、同時に排出される産業廃棄物は有効な活用方法が少なく大部分がプランテーション等に廃棄されてしまっている。

そこで、本研究では繊維状のパームオイル産業廃棄物 EFB ファイバーの供給安定性と、低コストである点に着目し、施工が容易であり且つ既存住宅にも適用可能な方法として、組積造住宅のモルタル表面仕上げに EFB ファイバーを混入し繊維の架橋効果により、壁面内外に対する変形に対しての強度・耐久性を向上させることを目的とした研究を行った。このような活用をしていくことで、天然資源の地産地消と及び食品業と建設業での資源循環を実現し、パームオイル産業の持続可能な開発、2030 年目標の SDGs 達成に貢献したいと考えている。

2. 研究概要

2.1 EFB ファイバーの特性

EFB (Empty Fruit Bunch) とは、アブラヤシの木に成る果房から、パーム油を搾取できる果実部分が取り除かれた房のことで年間およそ 1450 万/t 排出されている。EFB ファイバーはカリウムや塩素を多量に含んでいるためバイオマス燃料をはじめとする再生資源としての有効な活用法が少ない。一方で、ヤシ系繊維の特徴としてリグニンが多く、セルロースが少ないことから、天然繊維の中では軽量且つ靱性に優れているという特徴がある。同じくパーム油産業からの廃棄物である PKS (パーム椰子殻) がバイオマス燃料として広く普及している一方で EFB はその性質上バイオマス燃料としては扱いづらく、多くはこれまで有効な使い道が示されてこなかった。

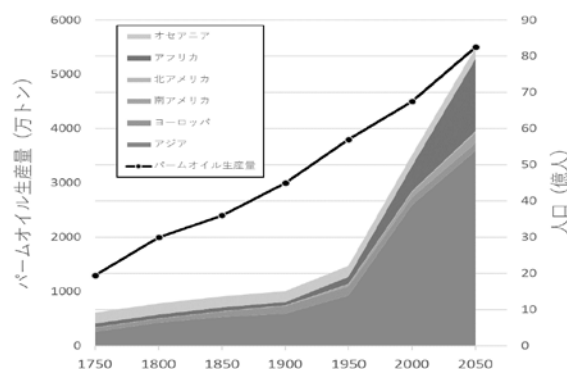


図 1 世界人口とパームオイル生産量の推移



a) アブラヤシの果房



b) EFB ファイバー



a) コンクリートブロック造の建設中の様子



b) EFB ファイバー混入モルタルのフレッシュ状態

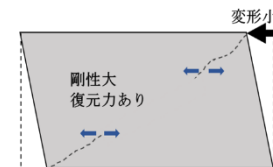
写真 1 東南アジアのアブラヤシと建設現場の様子



写真 2 EFB 果房から採取される EFB ファイバー



a) 災害時の外力のかかり方の例



b) EFB ファイバー混入モルタル仕上げ後の抵抗力の例

図 2 EFB ファイバー仕上げにより期待できる補強効果

本実験で使用するマレーシア産の EFB ファイバーは、FFB(fresh fruit bunch)から果実を取り除く際に高温高压で蒸煮し、さらに本国への持ち込みを可能にするため95℃で一晩乾燥させたものを使用した。

2.2 研究方法

2.2.1 使用材料

本研究では、EFB ファイバーの他にヤシ系繊維のココヤシ、日本古来の土壁に使用されてきた藁スサ、そして化学系繊維のビニロンを比較対象として同様の試験を行った。試験体は要因と水準の異なる計 64 種類の調合を用意した。

2.2.2 アルカリ浸漬によるpH低減率

モルタルはpH 12 程度でアルカリ性である。そこで、アルカリ性の環境に対し、混入繊維がどのような変化を及ぼすのかを観察する。試験方法は JIS A 1193 に沿って、pH 12 の 10%水酸化ナトリウム水溶液 200ml に対し 5%の繊維を 28 日間浸漬した後、水溶液のpHを測定し浸漬前後での変化をみた。

2.2.3 有機繊維混和試料の吸水特性

本試験では、モルタル中性化の原因ともなる水の浸透が、混入繊維によってどの程度の違いがあるかを調べた。

試験方法は、引張試験で2つに割裂した試験片の片方に内部を水で満たした漏斗を取り付け、時間ごとに水分の変化量を測定する手法をとった。

2.2.4 圧縮及び3点曲げ試験

繊維混入モルタルの物性を調べるため、JIS R 5201 に従って強度試験を実施した。40mm×40mm×160mm の角柱試験体を使用した。3 点曲げ試験では、試験体下部に変位計を取り付けデータロガーで荷重とたわみの値を計測した。圧縮試験では、3 点曲げ試験によって2つに割れた試験体の片方を試験し最大圧縮強度を測定した。

2.2.5 3 線式 1 点載荷-曲げせん断ずり試験

実際の組積造壁面に力が加わる状況を想定し、2つのALC ブロックを左右に重ねた試験体に仕上げ用モルタルを塗布した日から 28 日後に、せん断抗力試験を実施する。左右表裏の計 4 か所に変位計を取り付け、その和と差からたわみの変化量を測定する。

表 1 使用材料

分類	使用材料	記号	繊維長 (mm)	特性	密度 (g/cm ³)
モルタル	セメント	—	—	普通ポルトランドセメント	3.16
	水	—	—	—	—
	砂	—	—	大井川産陸砂	2.59
混入繊維	EFB	E	5-20	マレーシア産アブラヤシ	0.5
	ココヤシ	C	20	東南アジア産ココヤシ	0.5
	藁スサ	W	10	日本産藁スサ	0.5
	ビニロン	V	20-30	ビニール繊維	1.0

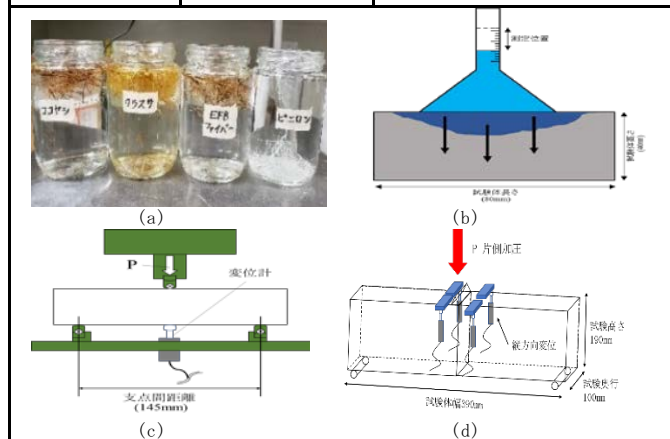
注) 植物系繊維は、密度 0.5、ビニロン繊維は 1.3 とした。

表 2 実験要因と水準

実験要因	水準
繊維種類	EFB ファイバ (E)、ココヤシ (C)、藁スサ (W)、ビニロン (V)
繊維長さ	10mm、20mm
繊維混入率	1% vol、3% vol
水セメント比	40%、60%
材齢差	7 日、28 日

表 3 実験方法

分類	試験方法	内容
繊維補強材耐アルカリ試験	a) アルカリ水溶液浸漬試験 JIS A 1193	各繊維をアルカリ水溶液に一定時間浸漬し、水溶液の PH 変化を浸漬前後で比較。
吸水試験	b) 吸水速度比較	試験体面に内部を水で満たしたメモリ付き漏斗を取り付け、時間ごとに水の減り具合を記録
強度試験	c) 曲げ強度試験 JIS R 5201	アムスラー式圧縮試験機で、試験体の荷重 (kN) とたわみ (mm) を測定 試験体 (40mm×40mm×160mm)
	圧縮強度試験 JIS R 5201	曲げ試験で、試験体の最大荷重を測定
	d) 3 線式 1 点載荷-曲げせん断ずり試験	コンクリートブロックを重ねたもの (100mm×780mm×190mm) にモルタルを 1 層、または 2 層塗りし、3 点曲げ試験を行う



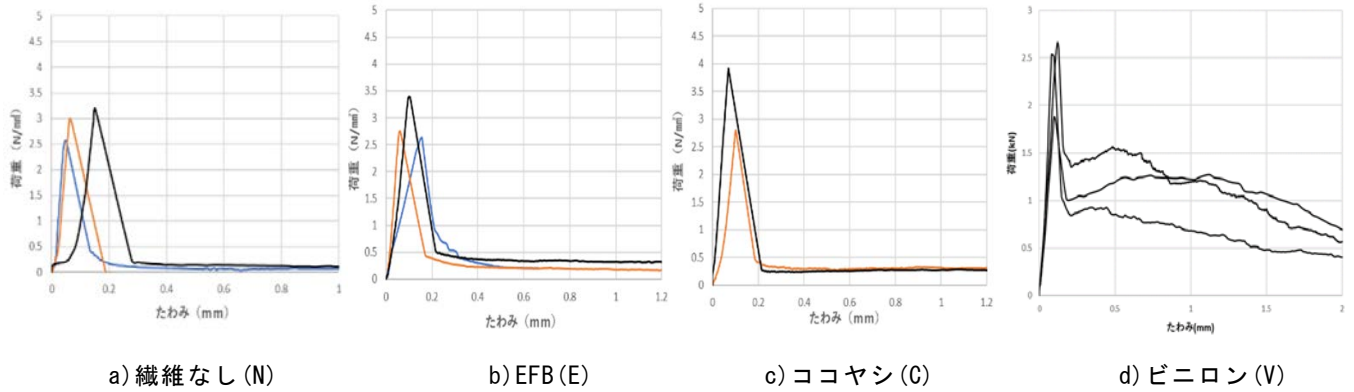


図3 モルタル曲げ強さ試験の結果比較（各種3試験体）

2.2.6 繊維混入モルタルの性状

植物系繊維は、一つ一つの繊維が不揃いであるため、球状の繊維の点で亀裂が入りやすく、強度が安定しないなどの問題がある。また、植物系繊維は柔らかいためミキサーでかき混ぜた際、鉢の隅に繊維が溜まる、羽に繊維が引っかかるなどの現象があり、モルタル中に繊維を均等にいきわたらせることが難しいという点もあげられる。一方で、繊維なし試験体が割裂する際にモルタルの破片が激しく飛散したのに対し、繊維混入試験体は繊維の働きによってモルタルが飛散することはなかった。

3. 試験結果

3.1 アルカリ浸漬によるpH低減率測定実験

28日間繊維を浸漬した後、10%水酸化ナトリウム水溶液のpHを浸漬前と比較した結果、表のような結果となった。植物系繊維の中では、EFBファイバーが最もモルタルを中性化させにくく、混入繊維としては優れていることが分かった。

3.2 アルカリ浸漬によるpH低減率測定実験

本試験では、藁スサをのぞいて繊維を混入したモルタルよりも、繊維なしのほうが吸水しやすいということが分かった。考えられる要因として内部繊維が水を吸収し、奥へ浸透することを防いだということがあげられる。一方で、藁スサに関してはモルタルの練り混ぜの際に繊維が水分を吸収しモルタルの流動性が落ちたことで、成型の段階で密度が低下したため、吸水試験では水をよく通したのではないかと考えられる。

3.2 圧縮及び3点曲げ試験の結果

曲げ強度試験では、繊維なし試験体 n40-28 が最大荷重に達した後、脆性破壊をおこしたのに対し、EFBファイバー混入試験体 e1240-28 は、最大荷重に達した後たわみが増えながらも1/10程度の荷重を維持するという結果が得られた。

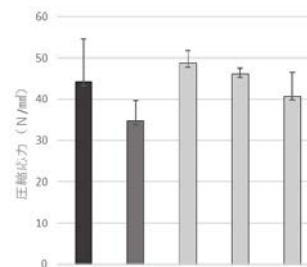


図4 圧縮強さ

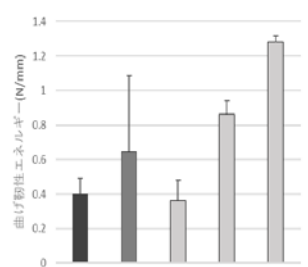


図5 曲げ靱性エネルギー



a) 繊維有無による破壊性状



b) 試験体の割裂断面

写真3 試験後の試験体の様子

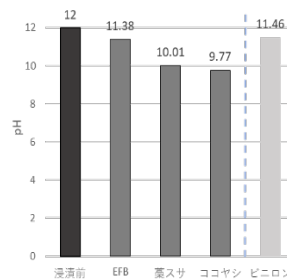


図6 アルカリ浸漬によるpH低減率

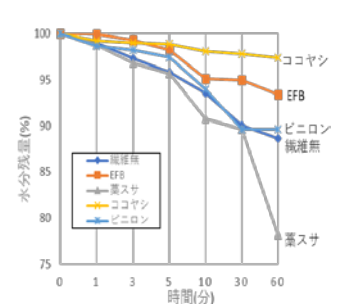


図7 有機繊維混和試料の吸水特性

一方で、圧縮強度においては繊維なし試験体のほうが繊維ありの試験体よりも強度が高いという結果であった。理由として天然繊維は形状が不揃いであり、球状繊維が予測不能な破壊を引き起こしたのではないかと考えられる。

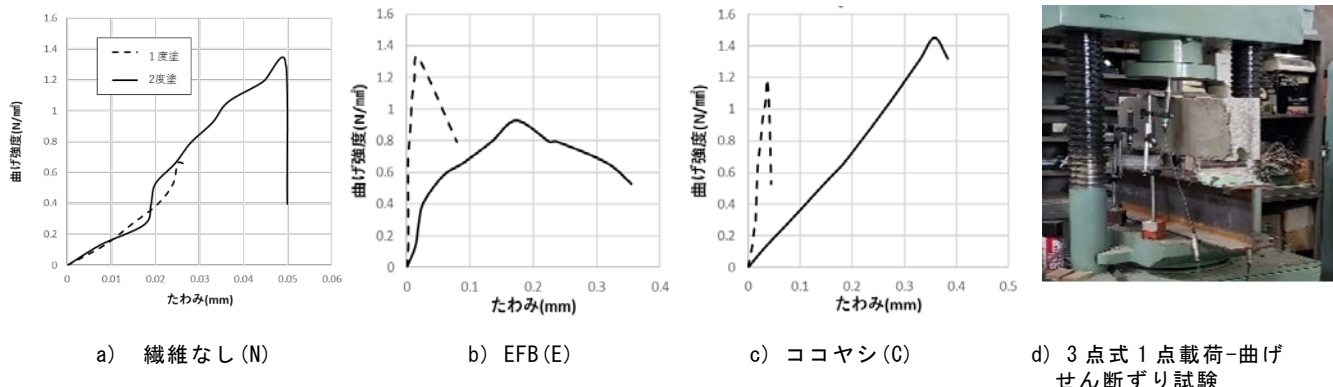


図 8 3 線式 1 点荷重-曲げせん断ずり試験の結果

3.3 3 点式 1 点荷重-曲げせん断ずり試験

本実験では対象をワラを除いた天然繊維に絞って試験を実施した。図 8、9、10、11 によると、剛性に関しては 1 度塗りのほうがより高い剛性をもつことが分かった。2 度塗りによって出来てしまう界面が剛性の低下に影響したのではないかと考えられる。一方で、曲げ靱性に関しては 2 度塗りのほうが高い結果となった。繊維有モルタルは仕上げ材として使用すると、厚塗りになる傾向があり、加えて内部繊維が立体的に伸びていることが高い靱性に繋がったと考えられる。また、EFB ファイバーに関しては、モルタルと馴染みやすいことに加え剛性と靱性のバランスも良く、一定の復元力が期待できるのではないかと考えられる。塗り重ねによる剛性の低下は施工面での課題である。

4. まとめ

- 1) EFB ファイバーは、他の植物系繊維と比較してモルタルを中性化させにくい性質であることを確認した。
- 2) モルタル表面吸水試験では、モルタルと馴染みの良いヤシ系繊維が高い遮水性があることを確認した。
- 3) 圧縮試験においては繊維なしモルタルのほうが高い強度を示した。その要因として球状に固まった繊維部分でヒビが入りやすいということが考えられる。
- 4) 3 点式 1 点荷重試験においては、繊維なし試験体が最大荷重に達した後、脆性破壊をおこしたのに対し EFB ファイバー混入モルタルにおいては最大荷重の後も 10%程度の荷重を保つことが確認された。
- 5) EFB ファイバーはモルタルに対し一定の剛性と靱性向上効果が確認され、また繊維とモルタルの親和性が高く補強材として有効であると結論づけられる。

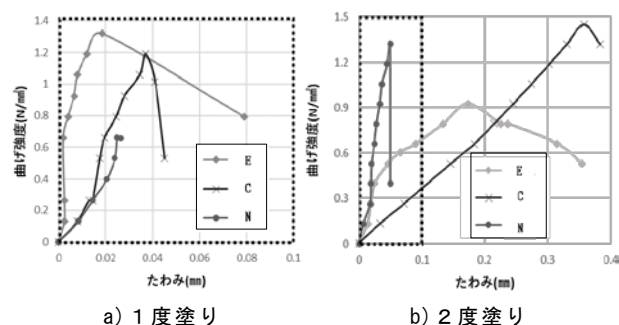


図 9 3 線式 1 点荷重-曲げせん断ずり試験結果の比較

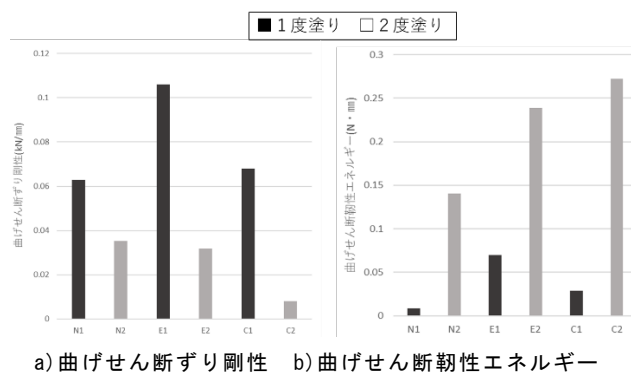


図 10 曲げせん断ずり試験における剛性と靱性の関係

参考文献

- 1) 公益財団法人 WWF ジャパン 技術資料
<https://www.wwf.or.jp>
- 2) 一般社団法人日本左官業組合連合会
<http://www.nissaren.or.jp>
- 3) 太平洋セメント株式会社 ニュースレター
<http://www.taiheiyo-cement.co.jp>
- 4) 国枝稔他/ 繊維補強セメント系複合材料の開発の動向：材料の持ち味を活かした適用を目指してセメント・コンクリート No. 726 Aug. 2007
- 5) 横田将吾/ ALC ブロック外壁の繊維補強による変形抵抗性の確保に関する研究 日本建築学会関東支部 2018. 3

謝辞

本研究は平成 30 年度工学院大学私大研究ブランディング事業の一部であり、本研究実施にあたり EFB ファイバーをご提供いただいた九州工業大学白井義人教授には多大なるご協力を賜り感謝の意を申し上げます。

都市建築物における非構造部材の性能評価と機能継続に関する研究

一繊維シートを用いた湿式外断熱タイル張り工法の外部影響に対する性能評価一

外壁 外断熱 耐久性 外部影響 川端大輝*1 田村雅紀*2 相山広大*3 岡田幸三*3 堀幸作*4

表 1 使用材料と仕様

使用材料	仕様
種類	寸法（幅 W×長 L×厚 T）（mm）
普通平板	JIS A 5371 プレキャスト無筋コンクリート製品 W300×L300×T60（mm）
ベースコート	アクリル系樹脂モルタル（「ウツ・アリス・ベースコート」と「普通ポルトランドセメント」を重量比 1：1 で混練後、微量の清水で調整）
断熱材（EPS）	JIS A 9511 ビーズ法ポリスチレンフォーム 3号 Expanded Poly-Styrene
断熱材（EFR）	EPS ビーズにフェノール樹脂コーティングし形成したもの Expanded poly-styrene・Fire Resistance 40kg/m ³
ファイバーメッシュ	ガラス繊維メッシュシート メッシュ間隔 3.5mm(#5)
コンクリートビス	φ6×90（mm） + 32φ のワッシャーを用いる
弾性接着剤	変成シリコン樹脂系弾性接着剤 2kg
タイルシート	JIS A 5209 磁器質タイル 50mm 二丁セラミックタイル W300×L300

表 2 実験要因と水準

項目	要因	水準
実験 1	ビスパンチング試験	日本建築仕上学会認定付着試験器（1t）による各部強度の測定
	凍結融解抵抗性	あり、なし
	熱冷繰り返し	あり、なし
実験 2	引張接着性試験	日本建築仕上学会認定付着試験器（1t）による各部強度の測定
	凍結融解抵抗性	あり、なし
	熱冷繰り返し	あり、なし
実験 3	鋼球によるタイル剥離抵抗性	あり、なし
実験 4	水張りによる耐風圧性	あり、なし

表 3 研究内容

方法	内容
凍結融解試験	気中凍結気中融解 100 サイクル
熱冷繰り返し試験	熱冷繰り返し 300 サイクル
鋼球による落球衝撃試験	鋼球(275g)でのタイルひび割れ特性
水張りによる模擬耐風圧性試験	負の風荷重を想定した断熱材強度（N/mm2）

3.コンクリートビスの引張強度への影響

3.1 ビスパンチング試験概要

ビスパンチング試験は何らかの要因で躯体と断熱材の接着が阻害された場合に、面外荷重として卓越する風の負圧荷重により壁面が引き剥がされようとする場合にビスが抵抗してワッシャー周りにパンチングシェアが作用することになる。

1. はじめに

外断熱工法は躯体を外部熱の変化から守ることができ、環境配慮の観点からも今後より多くの活用が期待される。外断熱工法は、熱容量の大きいコンクリート建築物に適用することでコンクリートの温度変化を小さくし、結露発生を抑制し経年劣化から保護できる。これらの特徴から外断熱工法は、建築物の長寿命化を図ることができ、また気密性が高いことで空調設備の稼働量を減らし、建築物の省エネルギー化を図るなど、環境問題の観点からもより一層の活用が期待できる。しかし、2017 年に起こったロンドン火災で問題になった耐火性、負圧がかかった際の断熱材からのタイル剥離や断熱材自体の強度などど解決すべき課題はまだあるといえる。

そこで本研究では湿式外断熱タイル張り工法の開発、性能評価を行っていく。湿式外断熱タイル張り工法は既存の乾式外断熱工法の高価であり意匠性が富んでいる工法と、湿式外断熱の安価で塗装仕上げでデザインの選択肢が限られる工法の間コストであり、その両方の特性を併せ持つ本製品の開発により、安心安全な湿式外断熱タイル張り工法を開発することで外断熱工法を広く普及することを前提に、当工法の開発を通じ、外断熱工法の試験方法、強度基準を検討することで、外断熱工法の各種評価基準を明確にする。

2. 研究概要

本湿式外断熱タイル張り工法は、張付けモルタルで躯体に接着された断熱材の上にファイバーメッシュを伏せ込んだベースコートで下地をつくり、その上からタイルを弾性接着剤で張り付ける工法で、剥落防止目的でタイルを張る前の状態でベースコートを貫通して 32mmφ ワッシャー付き M6 コンクリートビスを躯体まである間隔ごとに打ち込む仕様になっている。今回検討する断熱材は Expanded Poly-Styrene(ビーズ法ポリスチレンフォーム、EPS)、EPS・Fire-Resistance (EPS フェノール耐火フォーム、以下 EFR)の 2 種類である。本研究では、既往の研究を踏まえ、表 2、表 3 に示すビスパンチング試験、引張接着性試験、落球衝撃試験、水張り耐風圧性能試験を報告する。

そこで、断熱材にベースコート/ファイバーメッシュを施工した試験体中央に M6 x 75 皿ボルトを貫通させ、このボルトを引張ることでパンチング強度を調べることにした。試験体は、熱冷繰返しおよび凍結融解後の試験用に試験体を製作した。表 2 にその試験体の要因と水準と表 4 に基準値を示す。

3.2 凍結融解後の劣化性状に関する結果および考察

凍結融解は寒冷地における湿式外断熱タイル張り工法の使用を想定しており、水蒸気が凝固したときの劣化性状を確認する。図 3 に凍結融解と熱冷繰返し後の試験体のビスパンチング試験の測定結果を示す。EPS では、基準値の安全率 2 倍と比較すると $1150\text{N} < 1192\text{N}$ （ビス間隔 500mm）、 $1150\text{N} > 764\text{N}$ （ビス間隔 400mm）となりビス間隔 500mm では基準値を下回る結果になった。EFR では、基準値の安全率 2 倍と比較すると、 $1153\text{N} < 1192\text{N}$ （ビス間隔 500mm）、 $1153\text{N} > 764\text{N}$ （ビス間隔 400mm）となりビス間隔 500mm では基準値を下回る結果になった。今回の試験ではビス間隔 400mm の基準値においては、EPS,EFR ともに基準値を満たす結果となった。

3.3 熱冷繰返し処理後の劣化性状に関する結果および考察

日射と降雨による熱伸縮の影響を考慮し、耐久性の検討を目的とした熱冷繰返し処理後の試験体を用いた。図 3 に試験結果を示す。各断熱材の最大荷重をみると、すべての試験体で基準値を下回った。EFR でもすべての試験体で基準値を下回る結果となった。熱冷繰返し後は標準養生に比べ、EFR は 20%~30%強度が下がっており、EPS では、10%程度強度が低下している。

4.タイルへの引張接着性への影響

4.1 引張接着性試験の概要

帳壁に施工したタイルが剥落しないことを確認するため、引張接着性試験によって「使用する材料の引張強度」と「各材料間の接着力」を確認する。図 4 の各試験体の目地の切断深さによって各部材の接着力を確認する。

4.2 凍結融解後の劣化性状に関する結果および考察

図 6 に試験結果を示す。③,④において EPS には劣化の影響が見られないばかりか引張強度の逆転が起こった。凍結融解処理後の方が強い値が出ていることは疑念が残る。原因として挙げられたのが、ベースコートの左官施工者の熟練度や養生期間、断熱材の製造ロットの違いであった。EFR についてはフェノールコーティングが赤黒く変色し引張強度が大きく下がっている。



図 1 ビスパンチング試験方法



図 2 熱冷繰返し方法

表 4 ビスパンチング試験の基準値

項目	内容				
設定条件	建物高さ H	基準風速 V_0	地表粗度区分	型式	部分
	45 (m)	34 (m/s)	II	閉鎖型	コーナー
平均速度圧 q	$q=0.6 \times \rho \times V_0^2=0.6 \times 1.5625 \times 34^2=1,084 \text{ (N/m}^2\text{)}$				
ピーク外圧係数	H が 45m 以下の場合、建物端部より 0.1a の範囲で -2.2				
ピーク内圧係数	閉鎖型、ピーク外圧係数が 0 未満の場合 帳壁のピーク内圧係数は 0				
ピーク風圧係数 C_{pe}	ピーク風力係数 $C_{pe}=(\text{ピーク外圧係数})-(\text{ピーク内圧係数})$ より $C_{pe}=(-2.2)-0=-2.2$				
設計風圧	設計風圧力 $W=q \times C_{pe}$ より $W=1,084 \times (-2.2)=-2,384 \text{ (N/m}^2\text{)}$				
基準値	ビス間隔を 500(mm)・・・一つのビスが支持する面積は 250,000(mm ²)なので、ビス引抜強度は $P_1=596\text{(N)}$ 安全率 2 倍をとると $P1'=1192\text{(N)}$				
	ビス間隔を 400(mm)・・・一つのビスが支持する面積は 160,000(mm ²)なので、ビス引抜強度は $P_2=382\text{(N)}$ 安全率 2 倍をとると $P2'=764\text{(N)}$				

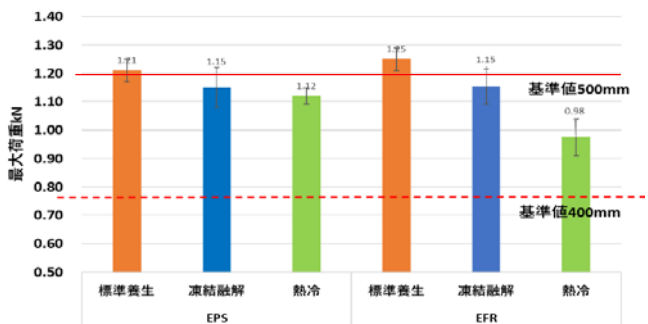


図 3 ビスパンチング試験の平均最大荷重と標準偏差

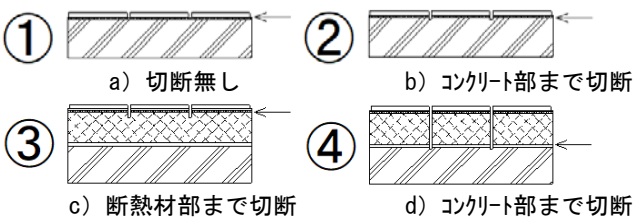
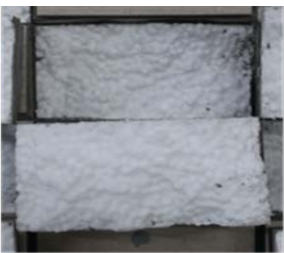


図 4 各試験体の目地の切断深さ



a)EPS の母材破断



b)EFR の母材破断

図 5 熱冷繰返し処理後の試験体の破壊性状

4.3 熱冷繰り返し処理後の劣化性状に関する結果および考察

④において EPS には劣化の影響が見られないばかりか引張強度の逆転が起こった。熱冷試験体は破断箇所が断熱材の母材破断である以上、引張試験の結果に影響が小さいことが予想できる。EFR についてはフェノールコーティングが赤黒く変色し（図 5b）、引張強度が大きく下がっている。

5.タイル張り面への落球衝撃による影響

5.1 落球衝撃試験の実験概要

本試験は鋼球を自由落下させタイルの破壊性状を確認するものとする。検討する断熱材は EPS、EFR の 2 種類と断熱材なしの試験体を用意し比較する。鋼球は直径 50mm、質量 245 g のクロムメッキ ソリッド鉄球を使用する。本試験では図 7 のように落球させる。①では、断熱材なしと断熱材ありの違いがあるのかを確認するため、100mm～300mm を 3 回ずつ落球させる。

5.2 落球衝撃試験の結果と考察

試験結果は表 4 と図 8、試験後の試験体は表 4 の a)b)に示す。断熱材なしのすべての試験体で 200mm の時点でひびが確認された。また、EPS、EFR とともにほとんどが 300mm でひびが入った。このことから断熱材が外部からの衝撃に対して緩衝材として働くことが分かった。また、図 8 から EPS と EFR を比較すると、EPS は 300mm でひびが入った試験体は 1 つに対し、EFR は 300mm でひび割れがすべての試験体で確認された。よって、衝撃吸収性が良いのは EPS だと確認できた。

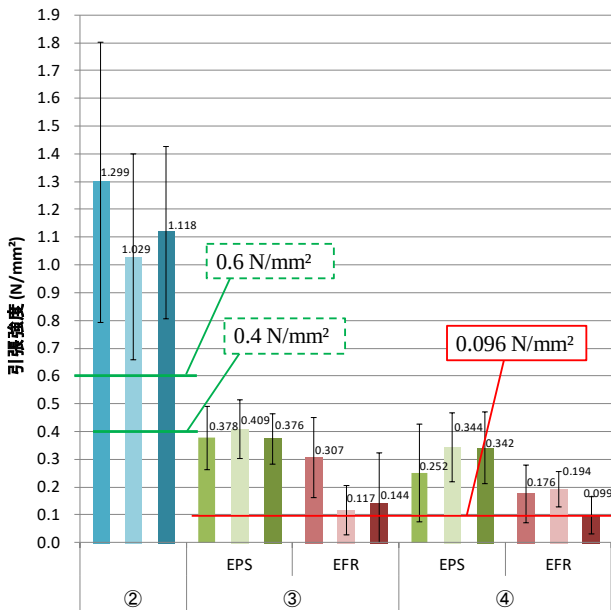


図 6 劣化性状を含めた引張接着性試験結果

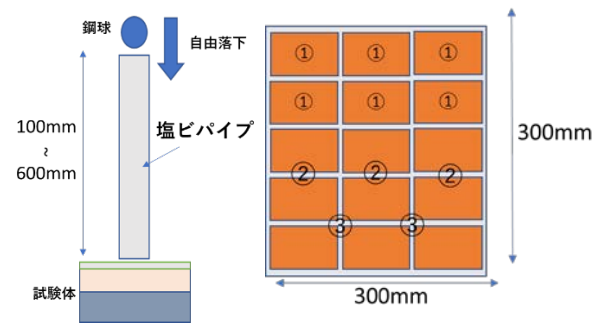
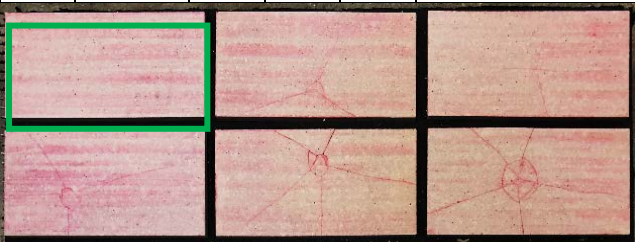


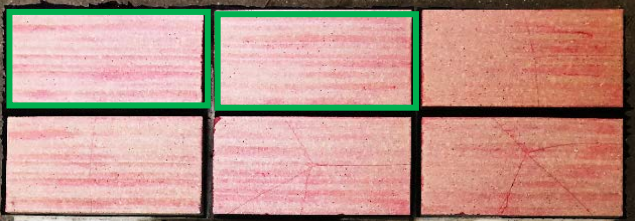
図 7 落球衝撃試験方法と落球位置

表 4 落球位置を変えた衝撃試験結果

落球方法		100 mm	200 mm	300 mm	400 mm	500 mm	600 mm
①	断熱材なし	○	×	×	×	×	×
	EPS	○	○	×	×	×	×
	EFR	○	×	×	×	×	×
②	断熱材なし	○	×	×	①：タイル中央部 ②：2タイル間目地 ③：4タイル間目地 ○：ひび割れなし ×：ひび割れあり		
	EPS	○	○	×			
	EFR	○	○	○			
③	断熱材なし	×	×	×			
	EPS	○	○	○			
	EFR	○	○	○			



a) ①落球衝撃試験後の断熱材なしの試験体



b) ①落球衝撃試験後の EPS の試験体

※緑の枠はひび割れなし

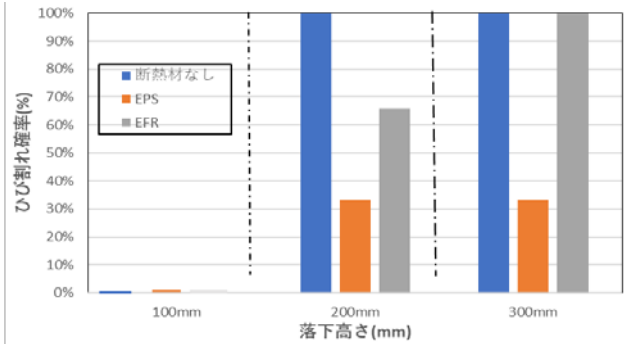


図 8 落球方法①による 1 回打撃ひび割れ発生確率

6. タイル張り面への風荷重による影響

6.1 水張りによる模擬耐風圧性試験の試験体概要

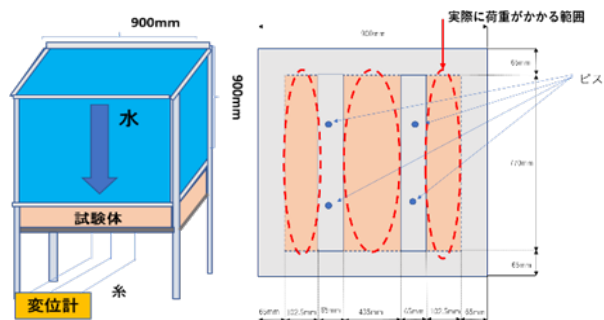
検討する断熱材は EPS,EFR の 2 種類とし、その 1 では 300 角を使用した、今回は 400×800 の断熱材を使用し、800 角の断熱材を作成した。コンクリートビスは 4 本、ビス間隔 500mm でタイルを張付け、試験体を作成する。

6.2 水張りによる模擬耐風圧性試験の試験概要

本試験では、試験体に負の風荷重を想定した等分布荷重を水張りによって加え、破壊に至るまでの耐力、また破壊性状を確認する。アルミ材と鉄骨を使用し、図 9 a)および b)のように試験機を組み立てた。断熱材のコンクリートビスをその試験機の梁部分に取り付け、防水シートを使用し水を試験機に貯めていき荷重を加える。そして、変位計設置し、試験体が破壊されるまでひずみを計測し、そのときの破壊性状を確認する。また、荷重の計測の方法は、水深から算出する。

6.3 水張りによる模擬耐風圧性試験の結果および考察

図 10 の a)b)は耐風圧性試験の変位と荷重のグラフを示す。グラフでは、徐々に試験体に荷重をかけていくと、4KN 加えた時点で破壊されることが多かった。また、今回の壊れ方は図 3d)のようにビスの頭部部分からほぼ 45 度の角度で断熱材にひびが入っており、ビス周りからコーン状破壊された。このことから、断熱材全体で受けた荷重をコンクリートビス及びワッシャー周りで負担し、パンチングシェア作用が働き、外断熱部の躯体面への付着抵抗性を有することが分かった。



a)水張り機概要

b)荷重負担範囲

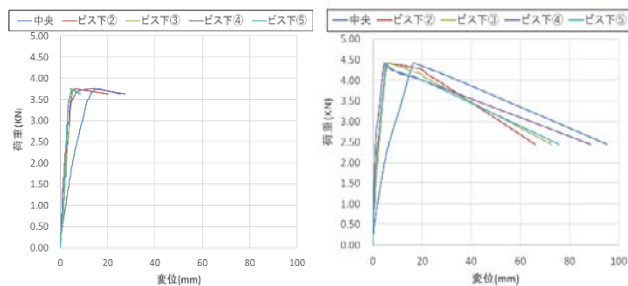


c)荷重によるひずみ測定

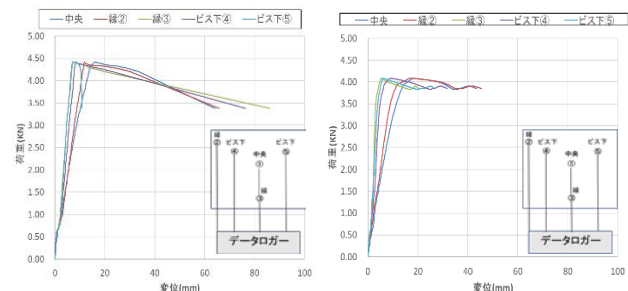


d)荷重によるビス引抜状況

図 9 水張りによる模擬耐風圧性試験概要



a)ビス周りひずみ A (左:EPS 右:EFR)



b)部材ひずみ B (左:EPS 右:EFR)

図 10 水張りによる模擬耐風圧性試験の荷重変形曲線

7. まとめ

- 1) ビスパンチング試験結果を基に、建物高さや敷地の周辺環境に合わせ、適切な安全率を確保してビス間隔を決定することが望まれる。
- 2) 落球衝撃試験では、断熱材なしとありを比較すると、断熱材が緩衝材として働くことが確認できた。
- 3) 耐風圧性試験では、面全体に作用する力に対してコンクリートビス及びワッシャー周りで負担し、外断熱部の躯体面への付着強度を有することが確認できた。

参考文献

- 1) 鈴木秋人、相山明大、繊維シートを用いた湿式外断熱タイル張り工法 その 1,2 2019 年度日本建築学会関東支部研究報告集
- 2) INAX DD Tile Wall System 技術資料,2002.3.4

謝辞

本研究を進めるにあたり、株式会社ツヅキ、株式会社 Danto Tile、高本コーポレーション、工学院大学・私立大学研究ブランディング事業による協力を得たことを付記し謝意を表す。

都市建築物における非構造部材の性能評価と機能継続に関する研究
—木密外壁材に塗布した高粘度液体による燃焼抑制効果と炭化形態保持性—

非構造木材 木質材料 耐火 防火

根本瑛司 *1 田村雅紀 *2 小林直弘 *3 後藤治 *4

1. はじめに

既報¹⁾²⁾では、板葺外壁を想定し、各種要素試験体を用い、熱重量・示差熱分析(TG-DTA)により高粘度液体処理材の熱的特性を確認した。本報では、国内の木密外壁材の多様さを踏まえ、実際に国内で使用される各種木材を用い、火災時の放水・付着状況を想定し、高粘度液体を要素試料に含浸させ、試験片への塗布・含浸性状を実験的に確認した。

2. 研究概要

2.1 都心部の木密環境と被災状況の分析

国内では、様々な地震被害等に伴う火災が多発する環境にあり、取り分け都心部における木造密集地域（木密¹⁾）における火災焼損度を低減する課題は重要である。図1より、火災焼損度と木造率(%)は比例し、建物隣棟距離(m)は反比例の関係にあるため、写真1のように狭小地域の木密外壁への高粘度液体塗布は、一定の火災燃焼抑制効果が期待できる。

2.2 木密地区の現地外壁調査(糸魚川／戸隠)

表2により、2019年に木密街区が存在する地域での現場調査を行った。調査現場では木造住宅の隔離距離が1m程度しかない場所もあり、火災延焼の危険度が高くかつ避難経路の確保が難しい状況である。また、糸魚川・小泊地区では築40年程度の木造外壁が多数あり、杉を中心に複数材種で構成されるが、主に杉材下見板の古木外壁材で構成されていた。老朽した木材表面は春材部分成分（ヘミセルロース、リグニン等）の溶出が顕著な箇所もあり、表面積の増大による火災時の燃焼性が高まる可能性がある。図2より、築40年の外壁古木材を採取し、新材（裏面）と比較した色彩値を測定した所、a)色彩値 a^*b^* では古木材が成分溶出による色彩値低下、さらに b)

では板内低部に行くと L^* 値が低下し、雨掛かりや日射等による劣化が顕著となっていた。これより、材種を始め、古木材と新材では表面性状の違いにより高粘度液体の付着性状の相違が考えられた。

表1 使用材料と特性

区分	材料名	かさ密度 (g/cm ³)	硬さ評価
広葉樹	桐(キリ)	0.29	柔らかい
	欅(ケヤキ)	0.62	並
	椿(ツバキ)	0.81	硬い
	楊(ツゲ)	0.75	非常に硬い
	樫(ガシ)	0.92	非常に硬い
針葉樹	杉(スギ)	0.38	柔らかい
	桧(ヒノキ)	0.41	並

備考) 高粘度液体 4%を使用、硬さ評価は木材博物館資料による

表2 調査・実験項目と方法

項目	調査・実験方法
木密街区調査・色彩特性	2019年7月新潟県糸魚川市、11月長野市戸隠地区、外壁材の種類分析、築40年実部材下見板の採取
	採取板(表・裏)の色彩値($L^*a^*b^*$)測定 [測定①～⑮ (板面：高部～低部)]
高粘度液体含浸性能試験	試験片(1.0cm ³ 立方体)、水道水と高粘度液体(シリカ系粘土鉱物含)を含浸(3時間)乾燥(1週)し、重量変化率を連続2回測定する

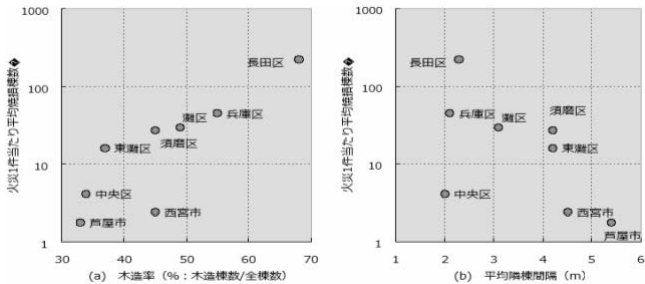
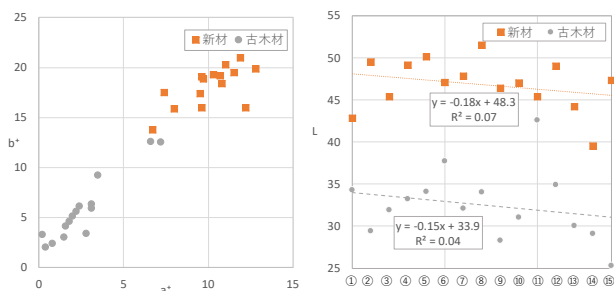


図1 木造率および建物隣棟距離との火災焼損度との関係



写真1 糸魚川小泊地区の木密と高粘度液体の塗布性状

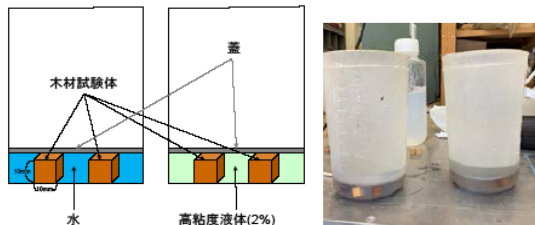
*1 工学院大学・学部4年 *2 工学院大学建築学部教授 *3 工学院大学・非常勤講師 *4 工学院大学総合研究所・教授



a) 色彩値 a^*b^* b) 高さ変化と L^* 値
図2 古木材と新材の色彩値の比較



a) 切断作業された人工材



b) 水含浸 c) 高粘度含浸 d) 含浸実験の様子

図3 全7種類の木材試験片と含浸・乾燥試験

2.3 各種木材片による高粘度液体の含浸量変化

表1、図1に使用材料と試験方法を示す。国内で使用される新材全7種の木材試験片により、高粘度液体含浸試験片の含浸・乾燥による質量変化および体積あたりの変化率の特性を評価した。図4に板材要素試験片への高粘度液体の含浸・乾燥特性を示す。左は含浸・乾燥試験片の重量変化(g)を示す。なお、木材は密度幅広くあり、密度が小さいと多孔空隙構造で液体が含浸しやすい。従って、質量変化(g)を密度(g/cm^3)で除した体積あたり変化率(%)も示す。a)b)における水の1・2回目の場合、3時間含浸で樹種による吸水性は大きく相違し、最大のキリ(約60%)に対し、最小の杉(約15%)は吸水抵抗が大きい。吸収量の変化は密度依存性があるが、耐水性を考慮した場合、杉の性状は優れているといえるが、液体含浸の観点では、相対的に吸水しにくいといえる。なお、1週間乾燥処理(気温 20°C 、湿度 40~50%)でほぼ初期重量に戻った。c)d)の高粘度液体試料もほぼ同様の傾向を示し、木材種による含浸影響はあるが、粘性等のレオロジー特性による含浸・乾燥に及ぼす負の影響はほぼないことが確認された。

高粘度液体の各種木材片への含浸・乾燥性状は、水と同等である。なお、木材種による含浸・乾燥の影響が確認され、平常時は容易に含浸しすぎない性質が求められることから、国内で多用される杉材はその基本特性を有している。なお、色彩特性分析

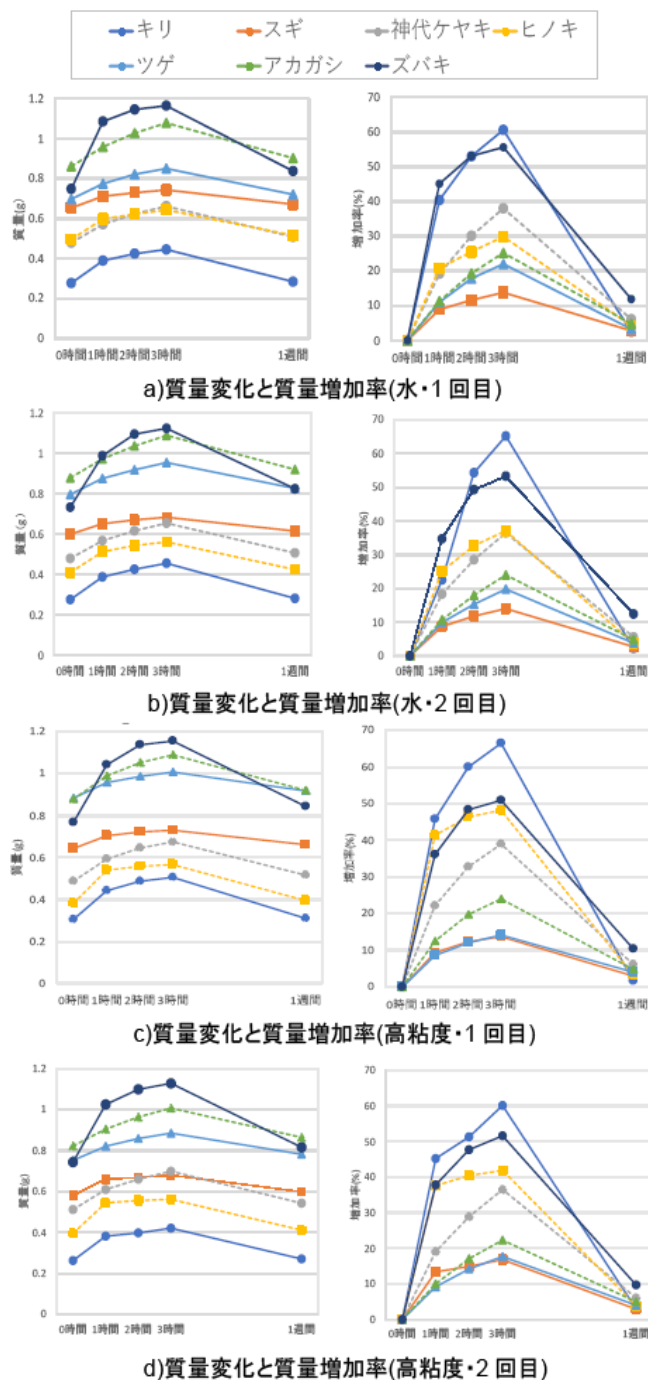


図4 板材要素試験片への高粘度液体の含浸・乾燥特性

により長期使用による成分溶出に伴う表層部の劣化影響が考えられたため、当該影響も考慮した付着性状、燃焼抑制性状等の検討を実施する。

2.4 糸魚川地区の現地外壁材劣化状態評価

写真2、表2により、築40年程度の木造外壁の杉材下見板材の劣化状態を評価した。春材要素の劣化が顕著なものもあり、表層物性を簡易評価し、高粘度液体による燃焼抑制効果と炭化形態保持性との関係を把握した。図5a)の紫外線と雨水影響がある古材の表層1mm貫入強度は、細い夏目の貫入強さが大きく、成長の早い人工林の太い夏目の場合と紫外線と雨水影響がない同一材・裏側の新材部分は、相対的に強度が小さい。また非破壊一衝撃弾性波速度

比（HLD 値）は表層硬度を相対的に比較できるが、両者の違いは小さく、外部作用による溶出成分の影響などの変化は適切に評価できない可能性がある。

2.5 各角度・放射圧の高粘度液体放射試験

図 6 より、新材と古材に水と高粘度液体を所定圧力で放射し、表面への付着重量比の経時変化を評価した結果、a)b)の新材の場合、水よりも高粘度液体の方が 60 秒残存率が多くレオロジー的性質が影響するが、下見板角度の影響は明確ではなかった。

一方、c)d)の古材の場合、高粘性液体がより多く、かつ下見板角度が垂直の 90 度から 70 度に緩勾配になると残存質量が増大し、表面粗さが影響した。

2.6 高粘度液体処理材の燃焼抑制効果

図 7 a)の方法で、実部材要素試験片に対し高粘度液体処理を付着させ、燃焼試験を行った。側面の K 熱電対による燃焼温度上昇傾向（下側）を b)c)の新材と古材で比較すると、かさ体積が 50%減少までの燃焼時間は、無処理に対し新材は 1.5 倍、古材は 3.8 倍程度増大し、古材に限っては、処理材の含浸影響によるためか、累積燃焼温度が増大しても燃焼は進むことはなく燃焼抑制効果を大きく見込むことができた。また d)により、材種に限らず高粘度処理により燃焼速度を低減することができた

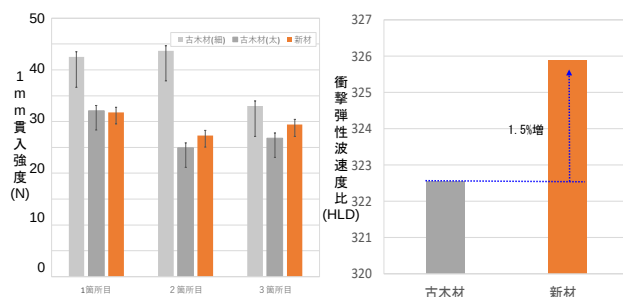


a)衝撃弾性波硬度試験



b)1mm 貫入硬度試験

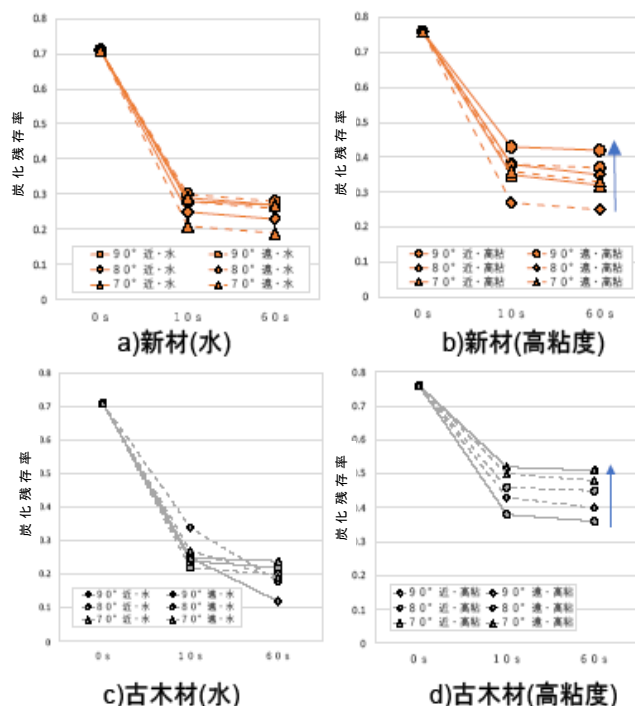
写真2 外装下見板の力学的性質の測定状況



a)1mm 貫入強度(N)

b)衝撃弾性波速度比

図5 古木材（細・太目）と新材の下見板の力学特性

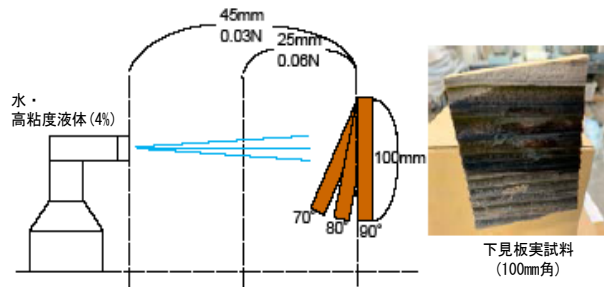


a)新材(水)

b)新材(高粘度)

c)古木材(水)

d)古木材(高粘度)



e)木材外壁の概念図

図6 各角度・放射圧の高粘度液体放射試験

表2 調査・実験項目と方法

項目	調査・実験方法
木密外壁材 基礎物性・ 力学的評価	2019年7月新潟県糸魚川市、築40年実部材下見板の採取 採取板(表・裏)の非破壊—衝撃弾性波速度値(HLD=反射E/入射E×1000) 採取板(表・裏)微破壊—1mm貫入強度(N)
下見板 高粘度液体 放射試験	100mm角試験板への水と高粘度液体による放射角(70、80、90度)、試験板放射圧(25mm距離=0.06N/cm ² 、45mm距離=0.03N/cm ²)での新材・古材に対する液体残存率の評価
下見板 処理木材 燃焼試験	放射塗布による水処理、高粘度処理(4%)試料(10mm角フック付)にK熱電対を2点接触(側面、10mm下)、パラフィン固形燃料点着火燃焼による燃焼温度測定、30秒ごと残存質量測定を実施し、外観50%程度減量時までを評価

2.7 高粘度液体処理材の炭化形態残存性

図 8 a)b)により、着火燃焼時間 30s ごとに残存重量測定をした結果、炭化形態が大きく変化し始める 60%残存量に到達するまでの時間が、新材は高粘度処理により 2.7 倍に、古材は 4 倍程度増大するため、一定燃焼時における無処理に対する高粘度処理をした場合の炭化保持形態は、古材の方が効果が大きいといえる。実際、c)d)処理での比較では、古材の方が組織が密実な新材よりも早くに燃焼し、残存重量が減少しやすいことが示された。

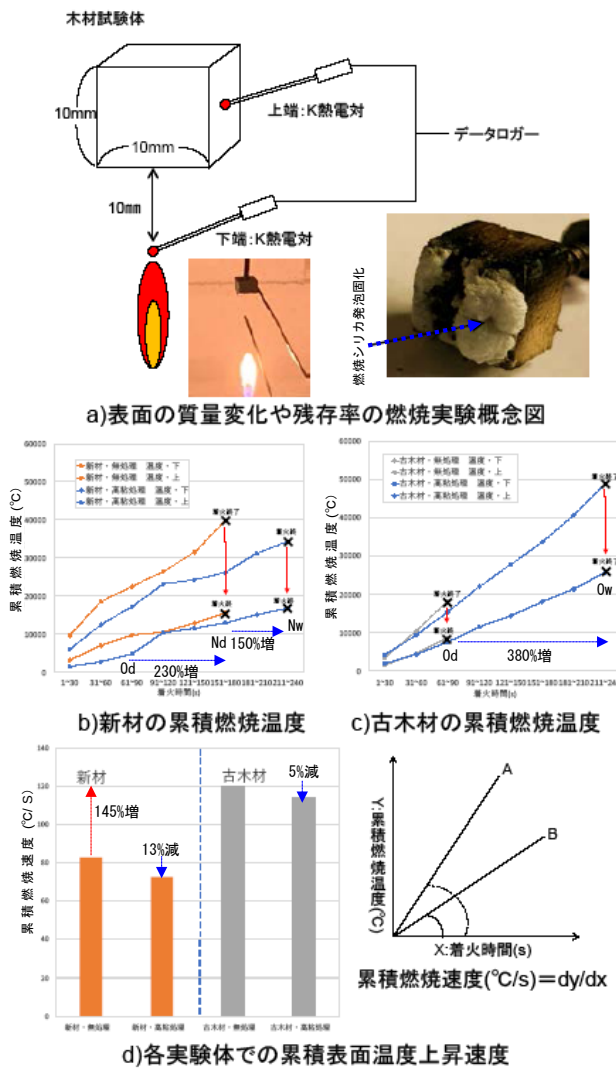


図7 高粘度液体処理材の燃焼抑制効果

3. まとめ

古材への高粘度処理は、長期使用による成分溶出に伴う劣化影響による粗さや外壁角度の影響により、新材で無処理の場合よりも大幅に燃焼抑制効果と炭化形態保持性を確保することができる。

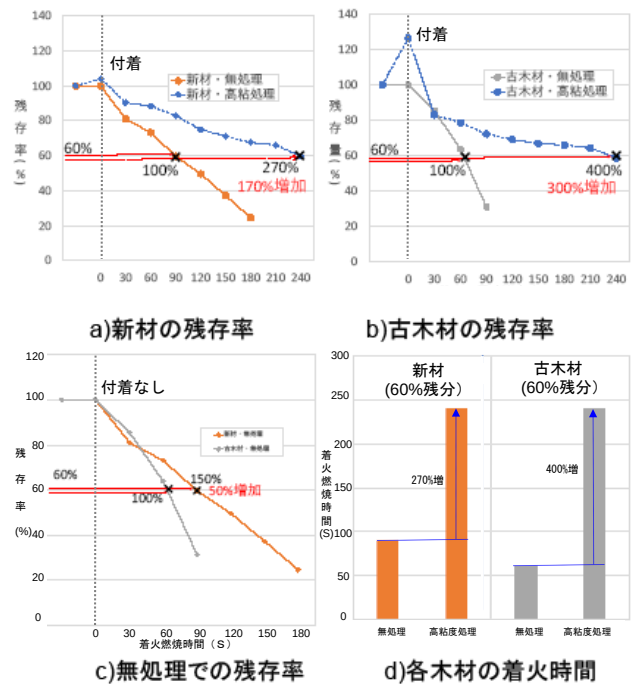


図8 高粘度液体処理材の炭化形態残存性

謝辞

本研究は、2019年度消防庁研究補助制度研究および工学院大学ブランディング研究の一部である。研究の実施にあたり、石郷岡将平氏、小松原佑太氏、村田眞志氏、池亀主則氏（能美防災）堀田博文氏 堀内智氏（防災コンサルタント）松山賢教授（東京理科大学）に多くの指導を頂き謝意を表する。

参考文献

- 1) 後藤他、それでも木密に住みたい、彰国社、2009
- 2) 田村、小清水他、延焼中の茅葺き屋根に対する高粘度液体の燃焼抑制効果 その3、火災学会研究発表会、2018
- 3) 田村、小清水他、高粘度液体を含浸させた建材用各種木材の燃焼抑制効果と炭化形態保持性、火災学会研究発表会、2019