

平成 27 年度

解体工事に係る研究報告書梗概集

《研究発表会》

日 時 平成 27 年 7 月 31 日（金） 13 : 30 ~

会 場 鉄鋼会館（911 会議室）

[東京都中央区日本橋茅場町 3-2-10]

公益社団法人 全国解体工事業団体連合会

[東京都中央区八丁堀 4-1-3 安和宝町ビル 6F]

— 趣 旨 —

この梗概集は、公益社団法人全国解体工事業団体連合会が実施する平成26年度の解体工事に係る研究助成金制度を活用した研究者の当該研究報告書に基づいて作成されたものである。

— 目 次 —

No.	研究テーマ	
	研究代表者 研究協力者	所 属
1	√・ 建築解体工事における重機によるスラブ踏み抜き・崩落の兆候検出に関する基礎的研究  藤 本 郷 史	国立大学法人宇都宮大学 工学研究科・地球環境デザイン学専攻
2	√・ 解体建物の調査における鉄筋を切り取ったコア供試体の圧縮強度に関する研究  大 塚 秀 三	ものづくり大学 技能工芸学部建設学科准教授
3	・ 超高強度コンクリート部材の解体技術に関する検討と事故原子炉建屋解体に向けた情報収集  湯 浅 昇 坂 戸 正太郎	日本大学 生産工学部建築工学科教授 株式会社 坂戸工作所
4	・ 膨張モルタルを用いたコンクリート構造物の解体に関する基礎的研究  中 田 善 久	日本大学 理工学部建築学科教授
5	・ 解体工事に伴う構造物の振動性状  青 木 孝 義	名古屋市立大学大学院 芸術工学研究科教授
6	・ ハイテンションボルト飛散防止シートの開発および強度安全性研究  河 村 広 明	株式会社インターアクション 代表取締役

# 建築解体工事における重機によるスラブ踏み抜き・ 崩落の兆候検出に関する基礎的研究

藤本郷史<sup>※1</sup>

Satoshi Fujimoto

## ABSTRACT

Building demolition process has been reported to mark the highest rate in industrial injury. The most major case in these accidents is un-intentional “falling-off” of building members. As a continuation research project from 2011, this report presents a new monitoring system for falling-off accident of building slabs during demolition works. Overall system concept is proposed and selection of sensing technology is conducted. We also introduced technology to calculate angularity of building members under oscillation disturbance.

### 1. はじめに

建築物解体工事においては、解体対象の建築部材の崩落・落下に起因する事故が懸念される状況にある。申請者はこれまでに、貴連合会の助成をいただいて建築解体工事のうち、外周壁の転倒作業を対象として、センシングによってその意図しない外部への崩落の兆候を予め把握し、警報等を設置することで安全性向上を図るシステム開発に取り組んできた。本申請は、その続報にあたるものであり、何らかのセンシングによって、重機等によるスラブ等の水平部材の崩落・踏み抜きを対象として実施したものである。建築物の階上解体工事においては、スラブの設計荷重に近い（あるいは大きな）重機がスラブ上に存在するため、荷重の偏在や衝撃等によるスラブの部分的な破損（踏み抜き）や崩落の危険がある。このスラブ破損や崩落は、スラブ上で作業する重機オペレータや解体作

業者の労働安全確保の観点から、万全の対策を図って防止すべきものである。各種の指針では、コンクリートがら散布による荷重の一様化、スラブ下部からのひびわれ目視点検などの施工上の対策が示されている。これらのうち、ひびわれの目視点検は、本来、安全性確保のために立ち入りを制限すべきスラブ下に入っていく必要があることから、センサ等による常時モニタリング・無人化が実現すれば、さらなる労働安全確保につながると期待できる。

本年度研究助成申請では、新たな取り組む課題であることを踏まえて、センシング技術の選定を含めた基礎技術を探索することを目的としていた。具体的には、以下の2項目について研究を実施した。また、昨年度研究助成に関係して、実大壁部材試験体の転倒作業を計測する機会を得たので、これについても2)に合わせて報告する。

※1 宇都宮大学 大学院工学研究科地球環境デザイン学専攻 准教授・博士（工学）

- 1) 文献調査等より本報告の対象とする事故事例を分析し、センシングシステムが想定すべき要件を分析する。その分析を基に各種のセンサの特性と対応して用途に応じた手法を比較検討した。
- 2) 上記 1)の検討のうち、昨年度まで用いていた複合センサについては、精度・補正手法についてある程度まで検討が進んでおり、水平部材にも同様に適用できる可能性がある。そこで小型試験体実験を行い、新たな補正手法を検討した。また、実大壁部材の転倒作業模擬実験を行う機会を得たので、補正手法を検討し、有効性を確認した。

## 2. 計測手法のあり方とシステムの要件分析

### 2.1 事故事例の分析

建設労働安全衛生年鑑に「重大災害発生事例」によって事故事例を収集した。結果を表 1 に示す。事故事例は大別して 2 種類挙げられる。分類 A は、スラブ面として辺が固定（定着）されているにもかかわらず、崩落したと思われるものである。このような部材については、下部からのひび割れ観察によって危険性を判断するのが一般的であろう。これに対して分類 B は、片方の辺が自由端と思われるものである。このような場合、昨年度助成で対象としていた鉛直部材（外周壁の転倒作業）と荷重条件としては類似すると考えられる。

### 2.2 センシング手法の文献調査による比較

以上の分類を考慮して、センシング手法の文献調査による分類を行って、適切な手法を探索した。図 1 に想定システムの概念図を、表 2 に手法の比較結果を示す。図 1 に示すように部材下部から観察する場合、「粉塵が多い」「照明が無い」「作業中は振動ノイズが大きい」といったモニタリング精度を低下させる要因が多く存在する。本比較からは、①パターン追跡法、②シート貼り付け法、③振動センサ法の 3 種類に可能性が高いと判断した。申請段階ではレーザー計測の導入を計画していたが、計測機器の精度が不足しており、解体工事中のひび割れ検出に十分な性能を発揮しないと結論した。

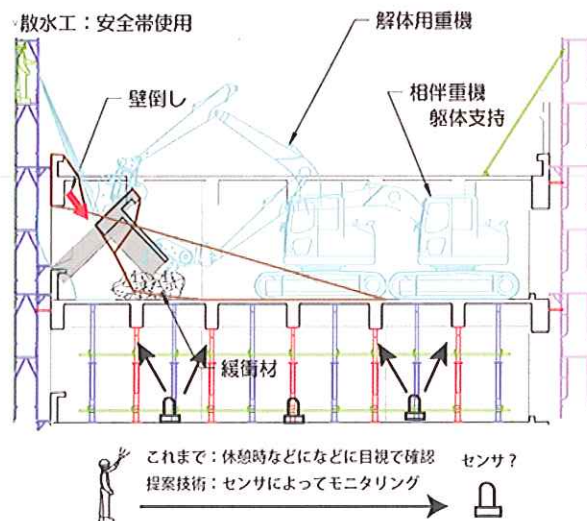


図 1 想定システムの概要

表 1 踏み抜き・崩落に係る事故事例（建設労働安全衛生年鑑 H1～25 より）

分類	年	災害の状況
A	H16	解体工事において、4 階の床に積み上げた解体ガラ上に重機を載せて上階の解体作業を行っていたところ、4 階の床が抜けおち、3 階と 1 階の床を突き抜けて落下し、重機の運転士ががれきの下敷きになった。
A	H13	スポーツセンターの解体工事において、クラッシャーを用いて解体を行っていたところ、外壁及び 2 階床が突然崩れ落ち、1 階の作業員が下敷きとなるなどして被災した。
B	H9	ベランダの解体作業中、作業員 3 名が解体予定のベランダの上でコンクリートのはつり作業をしていたところ、ベランダの床が抜けおち、墜落した。
A	H9	社屋解体作業に伴う粉じん拡散予防のため散水中、スラブの一部が崩れ落ち、墜落した。
B	H2	建物内部の 1 階から 2 階に通じる階段を解体するためにコンクリートのはつり作業をおこなっていたところ、1 階の階段端部が突然外れ、墜落した。

表2 センシング手法の比較(調査結果)

センサ方式	特徴・利点・欠点
レーザ測距	利点: 3次元的な形状計測可能 欠点: 調査の結果, 精度が不足する
レーザ変位	利点: 比較的安定している 欠点: 点計測しかできない。高価
画像相関法	利点: 市販のデジカメ可。装置が安い 欠点: 解体現場の粉塵等の影響大
パターン追跡法	利点: 市販のデジカメ可。装置が安い 欠点: 精度未検証, パターン設置が面倒
シート貼り付け び割れ強調法	利点: 技術修得が不要。観察は人手 欠点: 使い捨て。ランニングコスト高い
接触型変位計	利点: 精度を安定して確保できる 欠点: 設置が非常に面倒
加速度・角速度 センサ	利点: 多様な挙動分析が可能。 欠点: 要補正。

### 3. 角速度・加速度計測の補正手法 (昨年度課題から引き続いた検討)

#### 3.1 実験の概要

図2に実験の概要を示す。実際の建築物解体工事で計測した加速度波形を入力とし、複合センサの出力(角速度・加速度)から算定される部材傾斜角度の精度を検証した。振動台を用いて、複合センサが設置された板を回転させ、デジタルビデオカメラを用いて試験体の回転運動を撮影した。表4に、実験に用いた2種類の振動台の概要を示す。実験Aでは、波形の影響を検証することを目的として、階上解体工事における実測加速度波形を入力した。ただし、電磁式振動台が出力できる最大加速度(1.2G)が実際の加速度よりも小さかったので実測加速度を縮小して入力した(表5参照)。実験Bでは、実際の解体工事で発生する大きな加速度の影響を検証した。振動台の出力周波数を固定し、加速度を変更しながら測定した(表6参照)ビデオカメラ画像から計測した部材傾斜角を真の傾斜角度とみなし、センサ出力から算出した $\theta_s$ と比較して、精度を評価した。

#### 3.2 実験の結果と考察

図3によると、実験Aでは、センサ出力角度 $\theta_s$ は、デジタルビデオ画像から計測した $\theta_c$ と、概ね重なっており、傾斜方向を正しく計測していることが読み取れる。一方で、図4に

よると、実験Bでは、 $\theta_s$ は入力した正弦波とは大きく異なる角度を示した。すなわち、極めて大きな加速度環境下では、角速度から正確な部材傾斜角度を算定できないことが判明した。

以上の結果を踏まえて、加速度センサと角速度センサを複合させた傾斜角度算定手法を新たに導入した。

表3 実験に用いた複合MEMSセンサの概要

寸法, 質量	W37H46D12mm, 22g
サンプリング間隔	10ms
加速度レンジ, 角速度レンジ	$\pm 16G$ , $\pm 2000dps$

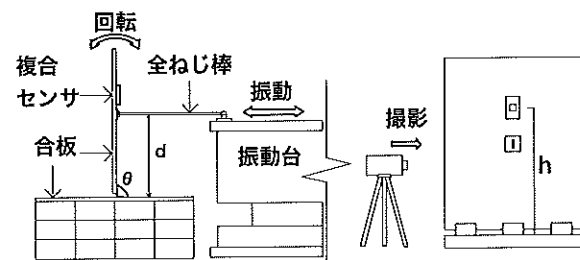


図2 小型試験体の振動試験の概要

表4 振動試験の条件

	加振方式	最大加速度	入力波形	検討の目的
実験A	電磁式	1.2G	解体工事の実測波形 (加速度1/nに縮小)	波形の影響を検証
実験B	油圧式	16G	正弦波	加速度の影響を検証

表5 振動試験の入力波形の水準

因子	水準
実測加速度の縮小倍率 (縮小した波形の試験水準数)	1/10 (5波形), 1/6 (11波形) 1/3 (14波形)

表6 試験の因子と水準

因子	水準
取り付け高さ h	30 cm, 60 cm
周波数	5Hz, 10Hz
加速度	0.1G, 0.2G, 0.4G, 0.6G, 0.8G 1.0G, 1.2G, 1.4G, 1.6G, 1.8G, 2.0G

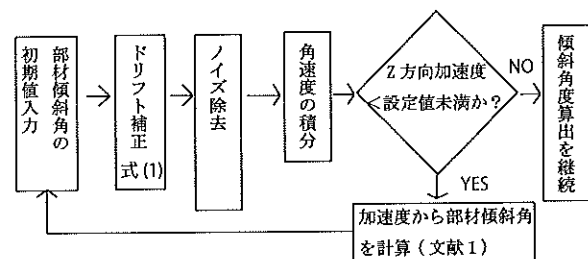


図2 提案した補正処理フローの例



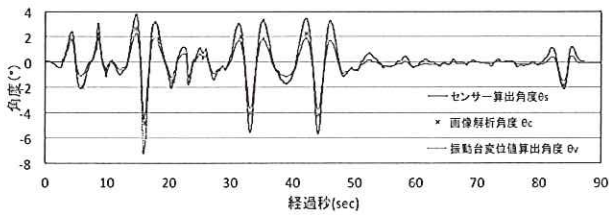


図3 センサ出力算定傾斜角度の算定精度（画像計測角度との比較）

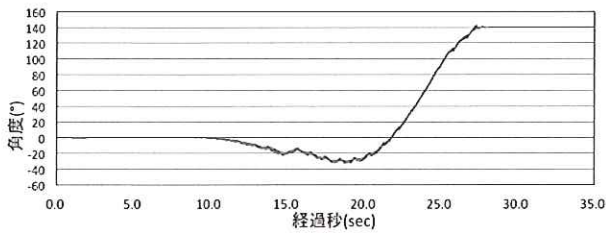


図4 大加速度環境下におけるセンサ出力算定部材傾斜角度への影響例

### 3.3 実大壁試験体の転倒実験

昨年度助成研究成果報告では、実際の解体工事における計測結果から、転倒作業の初期に部材傾斜角が変化している可能性を示唆した。しかしながらこの傾向は、実部材で実証された者とはいえない。そこで、実大 RC 壁試験体の転倒作業についても小型試験と同様にビデオ画像による傾斜角を真の値として、センサ出力から算定した傾斜角の妥当性を検討した。図6に比較結果を示す。ビデオカメラでは数点しか

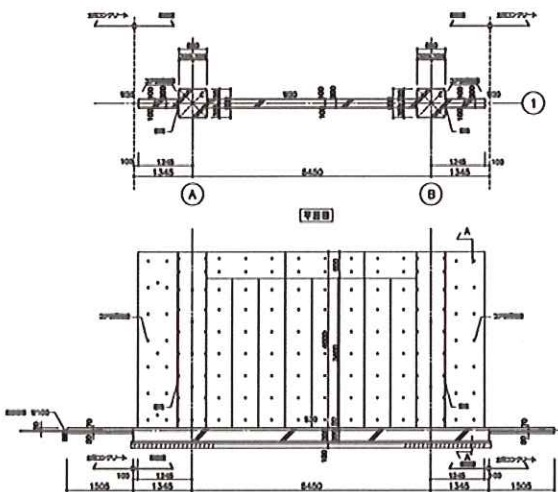


図5 実大 RC 壁試験体の概要

傾斜角度を算定できなかったものの、おおむねセンサ出力とビデオ画像は同じ傾向を示していることが読み取れる。

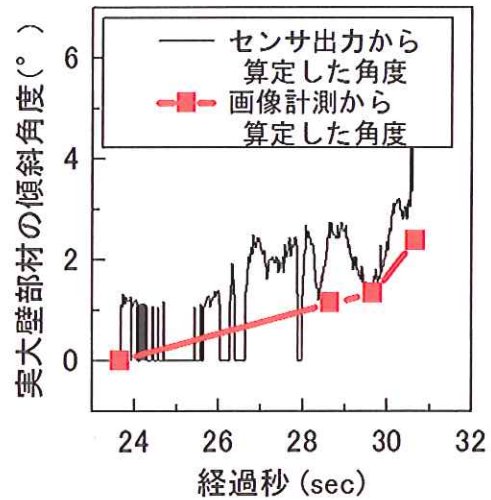


図6 実大壁部材の転倒初期における傾斜角度の算定結果とビデオ観察の比較

### 謝辞

本研究の実施にあたっては、研究助成をいただきました(社)全国解体工事業団体連合会の関係各位には改めて感謝申し上げます。

実大試験体実験は、大塚秀三先生（ものづくり大学准教授）の試験体作製・図面提供・計測協力のもとに実現したものである。現場計測および現地図面は、三同建設様のご協力のもとに実現・入手したものである。小型試験体振動実験の実施にあたっては、宇都宮大学 2014 年度学部学生 五十嵐裕介君の協力を得た。ここに記して感謝申し上げます。

### 参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物等の解体工事施工指針(案)同解説,p146,日本建築学会, 1998
- 2) 国土交通省大臣官房官庁営繕部監修：建築物解体工事共通仕様書・同解説 平成18年度版, p. 90, 社団法人 公共建築協会, 2006
- 3) まるごと「解体工事」NOW, pp107-190, 建築技術, 2011
- 4) 解体工法研究会：新・解体工法と積算, 2003
- 5) 建設業労働災害防止協会：コンクリート工作物解体工事の作業指針, 2010

# 解体建物の調査における鉄筋を切り取った コア供試体の圧縮強度に関する研究

大塚 秀三<sup>\*1</sup>・中田 善久<sup>\*2</sup>

## 1. はじめに

既存の鉄筋コンクリート造建築物の構造体コンクリート強度を確認するために部材からコア供試体の採取を行う場合は、事前に鉄筋探査機により非破壊的に配筋位置の確認を行うことが一般的であるため、鉄筋を切り取ることは少なくなってきた。しかし、鉄筋探査機の深さ方向への探査範囲が限定的<sup>1)</sup>であることや結束線などの金属の影響<sup>2)</sup>による誤差、さらには近年の高耐震化に伴う過密配筋化により、やむを得ず鉄筋を含んだコア供試体(以下、有筋コア供試体)が採取されることが少なからず起こり得る。これに対応して、JIS A 1107:2012「コンクリートからのコアの採取方法および圧縮強度試験方法」では、参考として平賀・毛見らの研究<sup>3)</sup>が例示されており、有筋コア供試体の特性について示している。さらに、東京都都市計画局のマニュアル<sup>4)</sup>は、有筋コア供試体の圧縮強度(以下、有筋コア強度)の補正係数を示している。これに対して、大塚ら<sup>5)</sup>は高強度コンクリートまで対応した、有筋コア強度を鉄筋を含んでいない通常のコア供試体(以下、無筋コア供試体)の圧縮強度(以下、無筋コア強度)へ補正する補正係数の算定式(以下、大塚式)を直径がφ100mmに限定して示している。一方で、近年、構造体コンクリートの損傷を軽微に抑えられ、コア供試体の採取跡の補修が容易などの利点から、直径をφ75mmとするケースが増加しつつある。

そこで、本研究は、直径がφ100、φ83、φ75およびφ50mmのコア供試体を用いて有筋コア強度を無筋コア強度へ補正する補正係数の検討を行った。ここでは、D13の異形鉄筋を含んだ有筋コア供試体を対象とし、配筋の種類および直径ごとに補正係数の検討を行い、大塚式<sup>6)</sup>との比較を行った。

## 2. 実験概要

### 2.1 要因と水準

実験の要因と水準を表-1に示す。配筋の種類は、シングル配筋およびシングル交差配筋の2水準とし、比較用として無筋コア供試体を加えた。また、異形鉄筋はD13(JIS G 3112規格品, SD295A)とした。

### 2.2 コンクリートの使用材料および調合

コンクリートの使用材料を表-2、コンクリートの調合を表-3に示す。粗骨材の粒度分布は、粗骨材の粒度による影響を極力除外するため、あらかじめ混合された碎石を分級し、建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事 2009<sup>7)</sup>の標準粒度の範囲の中心値に再混合した。

### 2.3 試験体およびコア供試体の概要

試験体およびコア供試体の概要を図-1に示す。試験体は、コア供試体の高さ直径比(h/d)が2.0として、それぞれφ100mmが3本、φ83mmが3本、φ75mmが4本およびφ50mmが6本採取できる大きさとした。また、配筋方法は、表面部分すなわちかぶり部分の構造体コンクリートを想定して、シングル配筋およびシングル交差配筋の2水準とした。

せき板の脱型は、コンクリート打込み後48時間とし、打込み直後に上端をポリエチレンフィルムで覆い水分の逸散を防止した。試験体の養生方法は20±2℃の水中養生槽へ試験材齢まで浸漬させた。コア供試体の採取は試験材齢の2日前に行い、採取後に試験材齢まで20

表-1 実験の要因と水準

要因	水準
コアの直径(mm)	φ100, φ83, φ75, φ50
配筋の種類	シングル配筋, シングル交差配筋
W/C(%)	30, 40
材齢(日)	28, 91

表-2 コンクリートの使用材料

種類	概要
セメント	普通ポルトランドセメント (比表面積: 3,290cm <sup>2</sup> /g, 密度: 3.16g/cm <sup>3</sup> )
水	埼玉行田市上水道
細骨材	陸砂 (表乾密度: 2.61g/cm <sup>3</sup> , 吸水率: 2.30%, 粗粒率: 2.75)
粗骨材	砂岩碎石 (表乾密度: 2.58g/cm <sup>3</sup> , 吸水率: 2.79%, 粗粒率: 6.60)
化学混和剤	高性能AE減水剤 (ポリカルボン酸系化合物)

\*1 ものつくり大学 技能工芸学部建設学科 准教授 博士(工学) (正会員)

\*2 日本大学 理工学部建築学科 教授 博士(工学) (正会員)

±2℃の水中養生槽へ浸漬させた。コア供試体の端面処理方法は、機械研磨とした。

### 2.4 異形鉄筋の容積比

コア供試体に対する異形鉄筋の容積比は、φ100mmのシングル配筋およびシングル交差配筋で0.85%および1.70%、φ83mmで1.23%および2.46%、φ75mmで1.50%および3.00%、φ50mmで3.38%および7.76%である。

### 2.5 試験項目および方法

コア供試体の採取および圧縮強度試験は、JIS A 1107:2012およびJIS A 1108:2006に準拠して材齢28日および91日に行った。

## 3. 結果および考察

### 3.1 コア強度の検定

コア供試体のコア強度を表-4に示す。コア強度の変動係数は、全体的にコアの直径が小さくなるほど、大きくなる傾向を示した。特に、φ50mmにおいて顕著に大きくなった。これは、φ50mmが他の供試体に比べ小径であるため、粗骨材や異形鉄筋による影響を受けやすく、載荷時のコア供試体内部の応力状態がより不均一になるためと考えられる。このため、本研究では著しく異なる値を除外して検討するため、スミルノフ・グラブズ検定により棄却を行うこととした。以降、同表の値を用いて考察する。

### 3.2 異形鉄筋の容積比とコア強度の関係

異形鉄筋の容積比とコア強度の関係を図-2に示す。

コア強度は、若干のばらつきが見られるものの、全体的に異形鉄筋の容積比が大きくなるのに比例して小さくなる傾向を示した。これは、水セメント比が大きいほど、すなわちコア強度が小さいほど顕著となる。これにより、コア強度が大きくなるほど、異物である異形鉄筋の存在がコア強度に与える影響は小さいことが示唆された。

### 3.3 有筋コア強度に対する無筋コア強度の強度比

有筋コア強度とコア強度比(無筋/有筋)の関係を図-3に示す。図中のプロットは、水セメント比、材齢28日および91日の結果を区別なく表記したものである。

コア強度比は、全体的に有筋コア強度の増加に伴った負の相関を示す結果となった。コア供試体の直径がφ100~φ75mmまでは、概ね同様の傾向を示し、コア強度比が1.0~1.2程度に分布する傾向となった。一方で、φ50mmでは、コア強度比が1.1~1.4程度に分布する傾向となった。また、配筋の種類で比較すると、前述したように異形鉄筋の容積比が大きいシングル交差配筋の方がシングル配筋に比べ大きくなる傾向にあるが、有筋コア強度が80N/mm<sup>2</sup>を超えるとその差異は小さくなる傾向と

表-3 コンクリートの調合

W/C (%)	S/a <sup>*1</sup> (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )					SF <sup>*2</sup> (cm)	空気量 (%)
		W	C	S	G	Ad		
30	41.1	175	583	639	906	7.93	62.5	4.0
40	45.3	175	438	757	906	3.95	49.5	4.2

\*1:細骨材率 \*2:スランブフロー

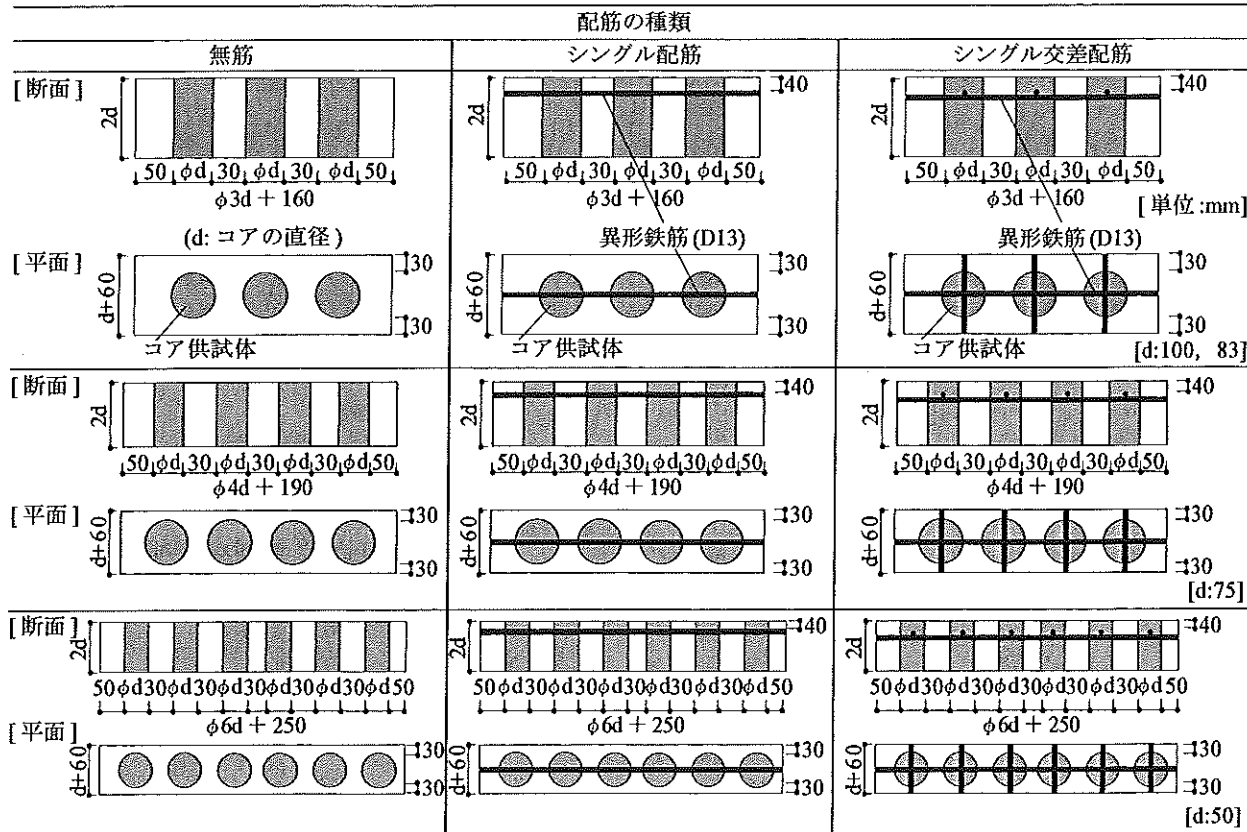


図-1 試験体およびコア供試体の概要



なった。

このことから、有筋コア強度は、強度レベルに応じてコア供試体に含まれる異形鉄筋の容積および異形鉄筋の配筋位置の相違が複合的に作用するものと考えられる。

### 3.4 補正係数の検討における無筋コア強度に対する有筋コア強度の強度比

本研究は、コア強度比のばらつきを考慮して、補正された有筋コア強度における安全側の評価を可能とするた

表-4 コア供試体のコア強度

W/C (%)	コアの直径 (mm)	配筋の種類	供試体の本数 (本)	材齢(日)											
				28						91					
				コア強度 (N/mm <sup>2</sup> )			標準偏差	変動係数 (%)	棄却本数 (本)	コア強度 (N/mm <sup>2</sup> )			標準偏差	変動係数 (%)	棄却本数 (本)
				平均値	最小値	最大値				平均値	最小値	最大値			
30	φ 100	無筋	3	76.3	75.1	77.4	1.15	1.51	—	89.7	88.7	90.2	0.80	0.89	—
		シングル配筋		72.9	70.6	73.2	1.41	2.24	—	90.5	88.2	92.2	2.01	2.22	—
		シングル交差配筋		68.3	67.2	70.5	1.68	2.46	—	90.1	87.6	91.2	1.86	2.07	—
	φ 83	無筋	6	74.6	72.9	75.9	1.50	2.02	—	87.5	85.6	88.5	1.47	1.68	—
		シングル配筋		71.2	68.9	72.3	1.73	2.43	—	85.9	83.1	87.1	2.05	2.39	—
		シングル交差配筋		67.8	64.5	69.3	2.45	3.62	—	84.7	81.2	86.2	2.56	3.02	—
	φ 75	無筋	7	74.1	72.2	75.8	1.80	2.43	—	84.4	83.2	86.1	1.46	1.73	—
		シングル配筋		67.7	64.3	69.2	2.34	3.46	1	85.4	82.3	87.1	2.43	2.85	—
		シングル交差配筋		66.6	62.2	68.2	2.77	4.16	—	87.6	84.3	89.5	2.63	3.00	—
	φ 50	無筋	24	70.9	62.5	74.2	4.01	5.65	1	85.0	78.5	88.3	3.45	4.06	1
		シングル配筋		63.8	56.3	68.3	5.72	8.97	2	81.8	73.2	86.9	5.10	6.24	1
		シングル交差配筋		61.9	53.2	65.5	5.26	8.51	1	81.0	75.4	83.3	4.45	5.50	1
40	φ 100	無筋	3	55.9	53.8	56.5	1.39	2.49	—	64.8	63.8	66.3	1.26	1.94	—
		シングル配筋		52.3	50.1	54.3	2.10	4.02	—	59.3	57.9	62.0	2.08	3.51	—
		シングル交差配筋		50.5	48.6	51.9	1.65	3.28	—	60.7	57.7	62.3	2.33	3.84	—
	φ 83	無筋	6	55.1	53.2	56.7	1.75	3.18	1	62.4	59.1	63.4	1.77	2.84	—
		シングル配筋		48.6	44.1	49.2	2.78	5.72	—	57.3	54.2	59.1	2.48	4.33	—
		シングル交差配筋		48.3	45.5	50.3	2.41	4.99	—	57.0	53.7	58.6	2.49	4.38	—
	φ 75	無筋	7	55.4	53.4	56.8	1.71	3.08	—	63.1	61.5	65.3	1.91	3.03	—
		シングル配筋		49.5	46.3	52.3	2.89	5.84	—	58.1	55.5	60.2	2.35	4.05	—
		シングル交差配筋		46.1	42.1	48.2	3.09	6.72	—	52.9	49.8	54.3	2.54	4.81	—
	φ 50	無筋	24	54.0	46.9	55.7	4.66	8.63	—	58.9	50.9	64.7	4.21	7.15	1
		シングル配筋		41.2	30.1	47.3	5.98	14.53	1	49.7	39.2	56.6	6.54	13.17	1
		シングル交差配筋		43.9	33.1	49.5	7.13	16.25	2	47.7	35.5	57.6	5.87	12.32	1

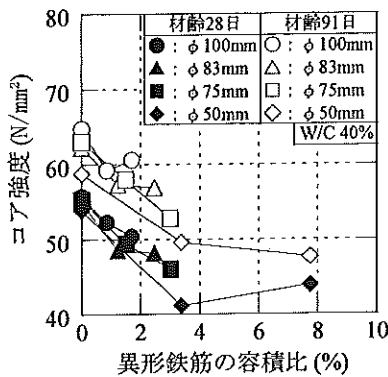
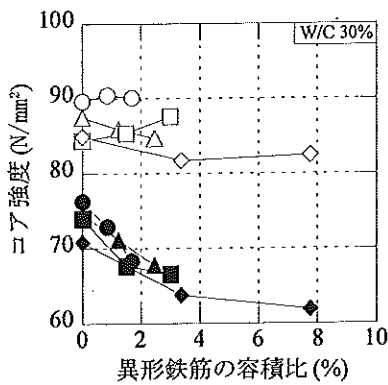


図-2 異形鉄筋の容積比とコア強度の関係

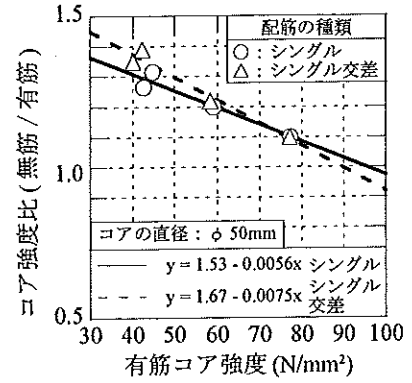
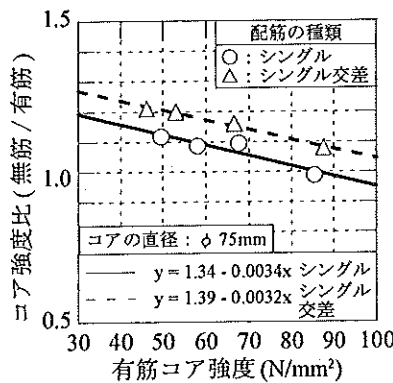
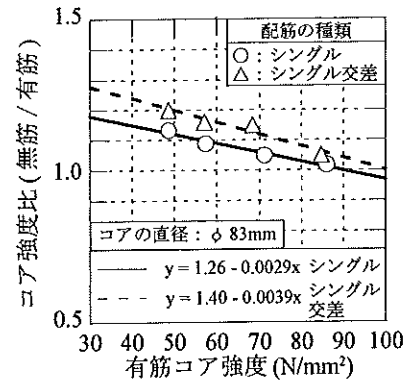
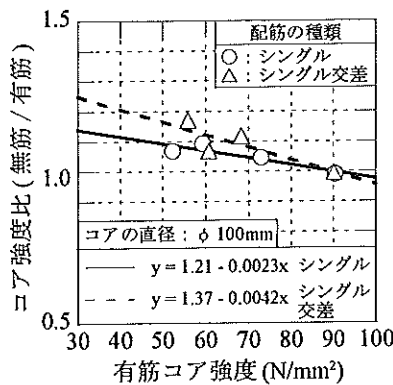


図-3 有筋コア強度とコア強度比(有筋/無筋)の関係

めに、有筋コア強度とコア強度比(無筋/有筋)の関係を回帰させた一次式の95%信頼区間の下限値によって、有筋コア強度の補正係数を算定することとした。すなわち、以降ではコア強度比(無筋/有筋)を有筋コア強度を無筋コア強度に換算する補正係数として取り扱う。補正係数の検討における有筋コア強度とコア強度比(無筋/有筋)の関係を図-4に示す。同図は材齢およびW/Cによる区別をせずに、同一のコアの直径および配筋の種類で全体を統合して示した。また、比較としてφ100mmのコア供試体のみを対象とした大塚式<sup>9)</sup>による算定結果も併せてプロットした。

有筋コア強度とコア強度比(無筋/有筋)の関係が示す一次回帰式の傾きは、φ100、φ83およびφ75mmのコア供試体において、シングル配筋およびシングル交差配筋のいずれも概ね大塚式<sup>9)</sup>と同様の傾向を示した。しかし、φ50mmのコア供試体において、シングルおよびシングル交差配筋いずれも大塚式<sup>9)</sup>に比べて、より負の方向に傾く傾向を示した。

### 3.5 有筋コア強度の補正係数の検討

ここでは、有筋コア強度とコア強度比の関係を回帰させた一時式の95%信頼区間の下限値によって導出された図-4に示す一次回帰式によって有筋コア強度の補正係数を算定することとした。これによると有筋コア強度の発現が一定値を超えると補正係数1.00を下回る、すなわち無筋コア強度を上回る補正強度が算定される場合があるため、95%信頼区間の下限値が1.00を超える有筋コア

強度域については一律に補正係数を1.00と定め、そのしきい値を示した。有筋コア強度の補正係数の算定式と有筋コア強度のしきい値を表-5に示す。

以下、同表の算定式に基づいて、その有効性を検討した。無筋コア強度と補正後の有筋コア強度の関係を図-5に示す。なお、図-5は表-5の式を用いて求めた値をプロットしたものである。無筋コア強度と補正後の有筋コア強度の関係は、コア供試体の直径がφ100~φ75mmまでは概ね等値線に平行して若干下回って分布しており、安全側の評価が可能であることが示唆された。

ここで、鈴木らの研究<sup>9)</sup>において、高さ直径比が2.0の場合においてφ75mmの無筋コア強度とφ100mmの無筋コア強度が同程度となることが明らかになっている。これが異形鉄筋を含んだ場合にも適用できる知見であることが分かる。また、本研究の補正式と大塚式<sup>9)</sup>との比較において、コアの直径がφ100~φ75mmまでは概ね合致する傾向を示した。一方で、50mmでは、乖離する傾向となった。これは、大塚式<sup>9)</sup>がφ100mmのみを対象としているためと考えられる。

以上からφ100、φ83およびφ75mm、すなわち粗骨材の最大寸法の3倍以上で高さ直径比(h/d)が2.0であるコア強度は、統一の補正係数により補正できる可能性があるものと考えられる。一方で、φ50mmは、φ100、φ83およびφ75mmとは異なる補正係数を用いて算定する必要がある

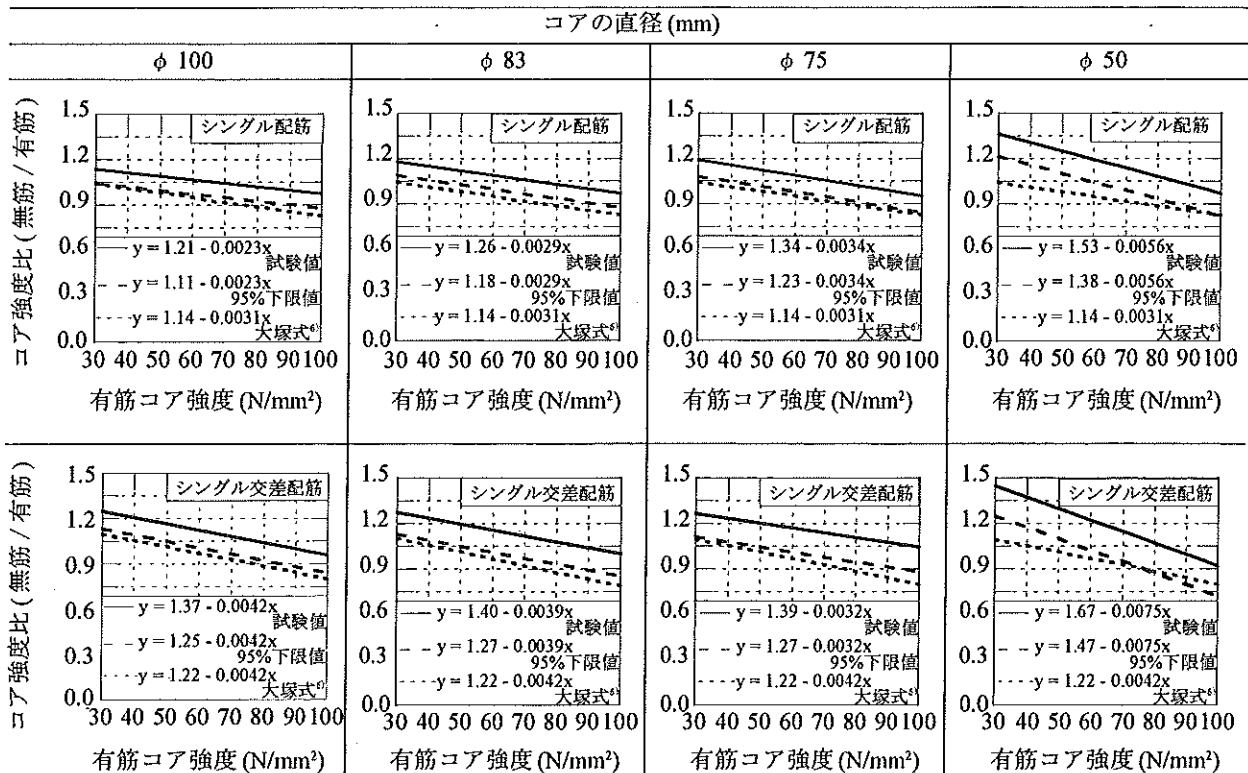


図-4 補正係数の検討における有筋コア強度とコア強度比(無筋/有筋)の関係

ると考えられる。

#### 4. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) 有筋コア強度は、概ね異形鉄筋の容積比に比例して小さくなる傾向を示した。特に、 $\phi 50\text{mm}$ はこの傾向が顕著に認められた。しかし、 $80 \sim 90\text{N/mm}^2$ の強度域において無筋コア強度との差異は小さくなる傾向を示し、一部は無筋コア強度以上になる場合も認められた。
- (2) 有筋コア強度に対する無筋コア強度の強度比は、強度レベルに応じて異形鉄筋の容積比および異形鉄筋の配筋位置の相違が複合的に影響を及ぼす可能性が示唆された。

- (3) 本研究による有筋コア強度とコア強度比(無筋/有筋)の関係が示す一次回帰式の傾きは $\phi 100$ 、 $\phi 83$ および $\phi 75\text{mm}$ は概ね同一の傾きとなったが、 $\phi 50\text{mm}$ のみ、より負の方向に傾く傾向を示した。
- (4)  $\phi 100$ 、 $\phi 83$ および $\phi 75\text{mm}$ のコア供試体において、本研究の補正係数の算定式と大塚式<sup>9)</sup>は概ね一致した傾向を示し、 $\phi 100$ 、 $\phi 83$ および $\phi 75\text{mm}$ のコア供試体は統一して補正できる可能性を示した。一方で、 $\phi 50\text{mm}$ は、 $\phi 100$ 、 $\phi 83$ および $\phi 75\text{mm}$ のコア供試体と異なる補正を用いて算定する必要がある。今後は、有筋コア供試体において、高さ直径比(h/d)の影響や異形鉄筋の位置の影響について検討を試みる必要がある。

表-5 有筋コア強度の補正係数の算定式と有筋コア強度のしきい値

配筋の種類	コアの直径 (mm)	補正係数 $C_c$		補正係数を1とする有筋コア強度のしきい値 ( $\text{N/mm}^2$ )	
		本実験	大塚式 <sup>9)</sup> ( $\phi 100$ )	本実験	大塚式 <sup>9)</sup> ( $\phi 100$ )
シングル配筋	$\phi 100$	$C_c = -0.0023 \times I_c + 1.11$	$C_c = -0.0031 \times I_c + 1.14$	47.8	45.2
	$\phi 83$	$C_c = -0.0029 \times I_c + 1.18$		62.1	
	$\phi 75$	$C_c = -0.0034 \times I_c + 1.23$		67.6	
	$\phi 50$	$C_c = -0.0056 \times I_c + 1.38$		67.8	
シングル交差配筋	$\phi 100$	$C_c = -0.0042 \times I_c + 1.25$	$C_c = -0.0042 \times I_c + 1.22$	59.5	52.4
	$\phi 83$	$C_c = -0.0039 \times I_c + 1.30$		64.1	
	$\phi 75$	$C_c = -0.0032 \times I_c + 1.29$		58.9	
	$\phi 50$	$C_c = -0.0075 \times I_c + 1.47$		62.7	

$C_c$ : 補正係数,  $I_c$ : 有筋コア強度とする

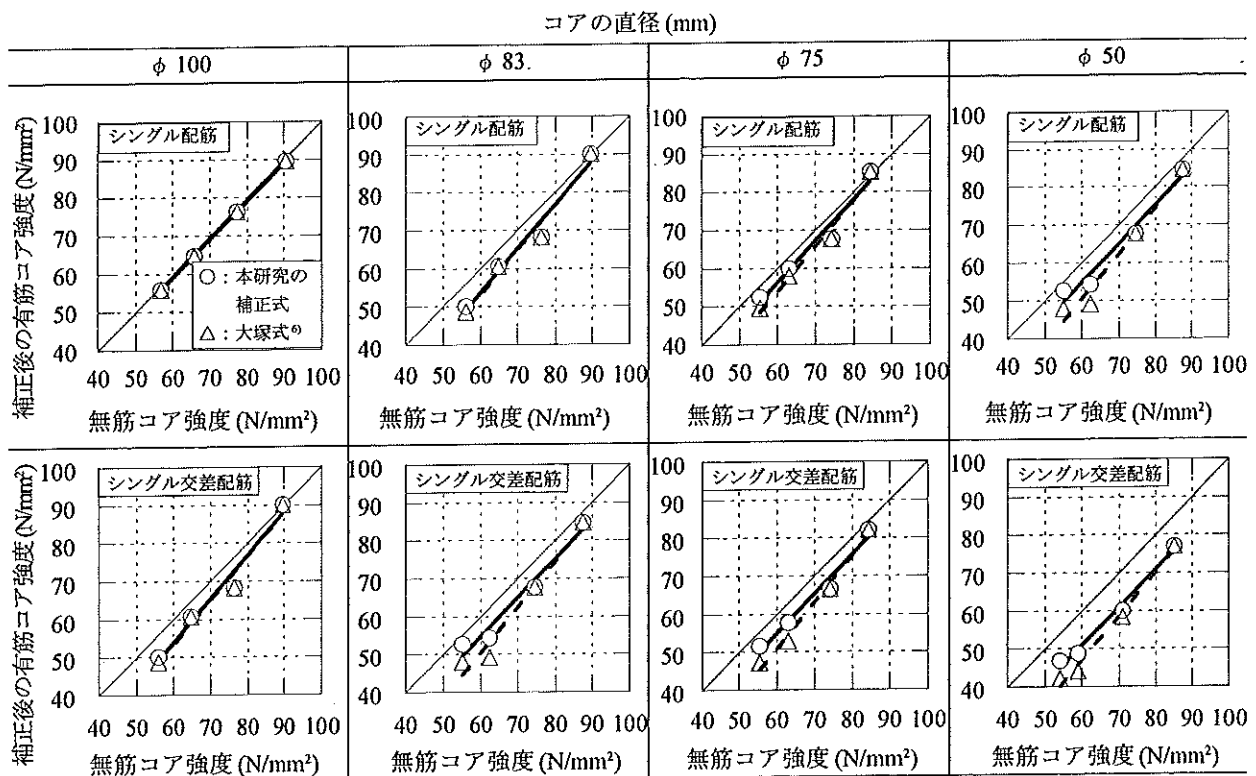


図-5 無筋コア強度と補正後の有筋コア強度の関係

## 謝辞

本研究を行うにあたり、平成26年公益社団法人全国解体工事業団体連合会・解体工事に係る研究助成金(研究代表者：大塚秀三・ものづくり大学技能工芸学部建設学科准教授)を受け実施した。また、実験に際して、ものづくり大学大塚研究室および日本大学中田研究室の学生より多大な助力を得た。ここに記して深謝いたします。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事，pp. 709-715，2009
- 2) 李迅，毛見虎雄，藤井和俊：鉄筋コンクリート構造物の健全性評価技術に関する研究－電磁波誘導法によるかぶり厚さの施工精度の調査，日本建築学会技術報告集，pp. 29-32，2001. 7
- 3) 平賀友晃，荒巻哲生，倉林清，毛見虎雄：コンクリートコアの切断方法がコンクリート強度におよぼす影響，その2 鉄筋を含むコンクリートコアの場合，日本建築学会大会学術講演集，pp. 91-92，1977. 10
- 4) 平賀友晃：鉄筋コンクリート部材の切断加工技術と建築現場への適用に関する研究，日本大学学位請求論文，1982. 10  
東京都都市計画局建築指導部：建築物の耐震診断システムマニュアル(鉄筋コンクリート造)，pp. 88-89，1988. 12
- 5) 大塚秀三，中田善久，大木崇輔：異形鉄筋を切り取ったコア供試体の圧縮強度の補正係数に関する一考察，ものづくり大学紀要 第4号，pp. 53-60，2013
- 6) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事，pp. 206-214，2009  
鈴木澄江，伊藤康司，鹿毛忠継，瀬古繁喜：高強度コンクリートのコア供試体における高さ直径比が圧縮強度の試験結果に及ぼす影響，コンクリート工学年次論

# 超高強度コンクリート部材の解体技術 に関する検討と事故原子炉建屋解体に 向けた情報収集

平成27年7月31日

日本大学生産工学部  
湯浅 昇  
師橋 憲貴  
坂戸工作所  
坂戸 正太郎

## はじめに

本研究は、解体において現在早急に解決すべき課題に対応するため、2つの目的から構成されている。

1つは「超高強度コンクリート部材の解体技術の確立」を目的とするものであり、2つ目として「福島第一原子力発電所廃炉・建屋解体にむけた解体方法の検討」を目的としている。

「超高強度コンクリート部材の解体技術の確立」では、これまでに行ってきた超高強度コンクリート部材の解体負荷の実験結果を踏まえて、解体負荷を低減する方法の模索、重機、圧砕アタッチメントの検討を行う。

「福島第一原子力発電所廃炉・建屋解体にむけた解体方法の検討」では、これまで作成されていた平時における廃炉解体計画を現在の技術から確認するとともに、事故原子炉建屋解体における現技術上の問題点を抽出し、これから研究開発しなければいけない事項を解体作業側の観点で整理する。

ここでは、「超高強度コンクリート部材の解体技術の確立」を目指した研究成果を紹介する。



2013年度の

# 結論

## 現行の圧砕解体工法・技術で 超高強度コンクリート部材も 解体できる

これは圧砕解体工法が、圧縮力で壊すというよりも引張のメカニズムにより破壊させる工法だからである  
→コンクリートは圧縮強度が大きくなっても引張強度の伸びは小さい

3

ただし

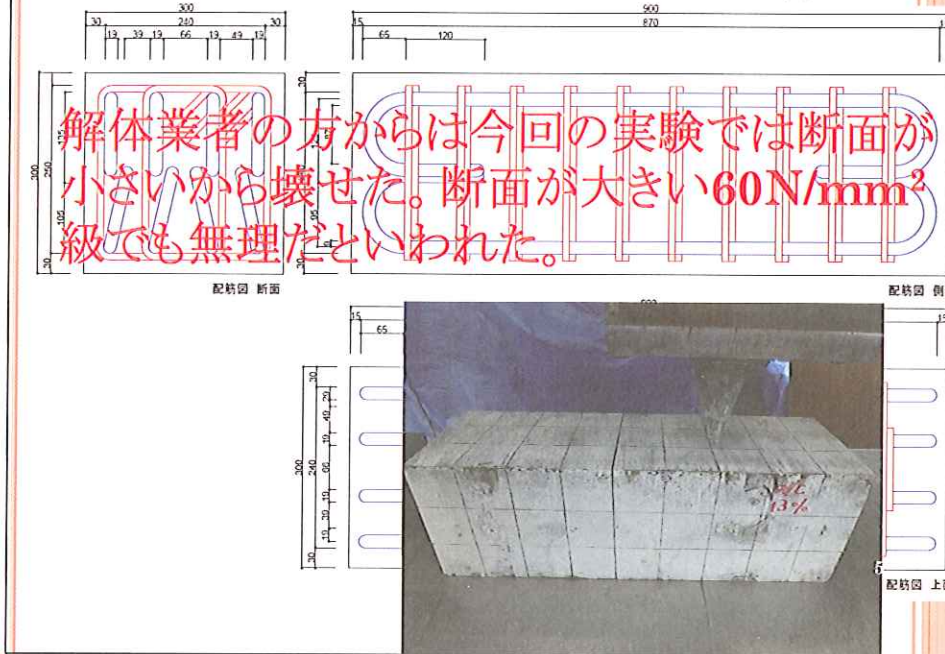
同じ位置ばかりをかんだのでは圧縮荷重という意味で力が不足→かみ位置を変えるなどの操作が必要→若干作業時間は延びるか？  
(一般的なアタッチメントの操作の範囲か)

解体業者の方からは今回の実験では断面が小さいから壊せた。断面が大きい $60\text{N/mm}^2$ 級でも無理だといわれた。

刃が入りにくく、刃がはねる現象がみられ、破壊された鋭利な破片はいきよい良く飛散  
→破壊時の高音域の音もすごい

4

## 2014年度の実験で浮かび上がった課題



部材断面を

30×30cm、60×60cm、  
80×80cm、100×100cmとし、

鉄筋の効果を100×100cmの  
試験体で検討



鉄筋:

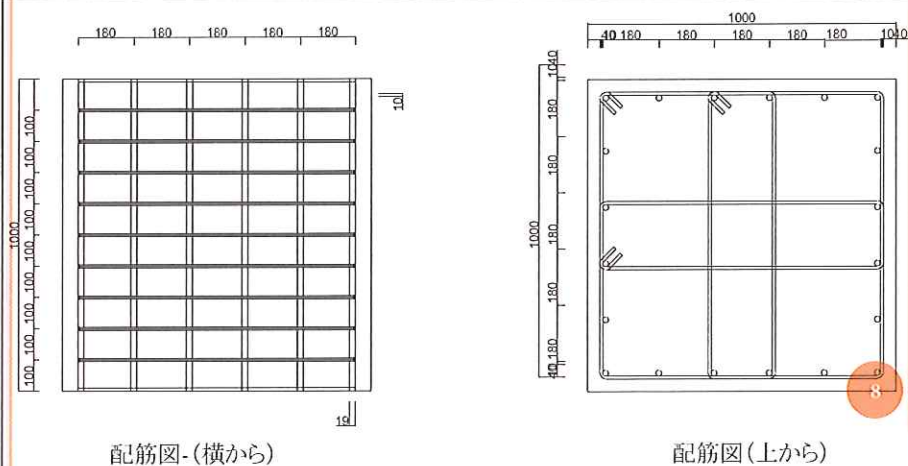
主筋(D19-@180)

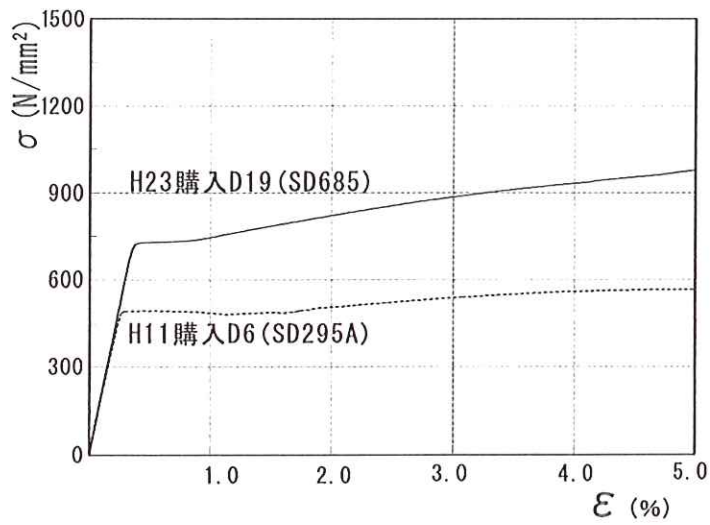
(SD685、 $\sigma_y$ :726N/mm<sup>2</sup>、 $\epsilon_y$ :0.38%、 $\sigma_{max}$ :985N/mm<sup>2</sup>、 $E$ :1.89×10<sup>5</sup>N/mm<sup>2</sup>)

あばら筋(D10-@100)、なかご筋(D10)

(SD295A、 $\sigma_y$ :356N/mm<sup>2</sup>、 $\epsilon_y$ :0.21%、 $\sigma_{max}$ :518N/mm<sup>2</sup>、 $E$ :1.84×10<sup>5</sup>N/mm<sup>2</sup>)

かぶり(40mm)





鉄筋の応力-ひずみ曲線

9



○ 写真 1000×1000×1000(mm)配筋側面



○ 写真 1000×1000×1000 (mm) 配筋上面

10



表 使用したコンクリートの調合表

セメントの種類	呼び強度 (N/mm <sup>2</sup> )	水セメント比 (%)	スランブフロー (cm)	粗骨材の最大寸法 (mm)	空気量 (%)
中庸熱ポルトランドセメント	74	25.8	60	20	2.0

表 使用したコンクリートの圧縮強度と引張強度

W/C (%)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )		引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
	材齢28日	材齢53日 (解体時)	材齢28日	材齢53日 (解体時)
25.8	86.0	6.02	96.6	4.87

重機: KOBELCO  
SK210D (最大油圧32MPa程度)

アタッチメント: 坂戸工作所  
SDS250-SRC  
(刃先先端800kN程度)



12



300×300断面のコンクリート試験体(無筋)



記録上1.41秒。。。一瞬で終了！  
(高強度ならではの綺麗に割れる)

13

600×600断面のコンクリート試験体(無筋)



これまたあっという間に終了！  
(立て行ったため噛み方が難しくその分時間はかかった)

14

### 800×800断面のコンクリート試験体(無筋)



これまた体制(立てていた試験体を寝かせた)ができるとあっという間に終了!  
(立て行っただけため積み方が難しくその分手間と時間がかかった)  
まるで石を割っているようある

15

### 1000×1000断面のコンクリート試験体(無筋)



これまた体制)ができるとあっという間に終了!

小割にするもまるで石のよう

16



### 1000×1000断面のコンクリート試験体(無筋)



これまた体制)ができるとあっという間に終了!

小割にするもまるで石のよう

17

### 1000×1000断面のコンクリート試験体(有筋)



試験体を横にして上から噴むやり方にしてもなかなか手強い。。



18

1000×1000断面のコンクリート試験体(有筋)



噛んでいるうちにやっとな壊れる。  
昨年同様一気に！



19

1000×1000断面のコンクリート試験体(有筋)



ある程度破壊後、破壊状況を観察することとした。

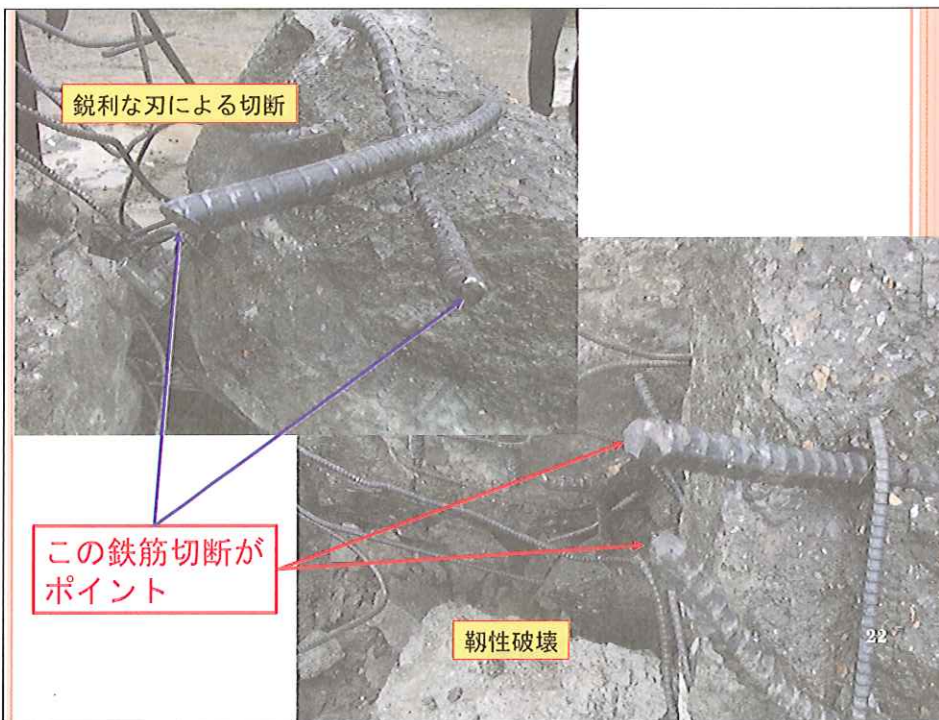
20



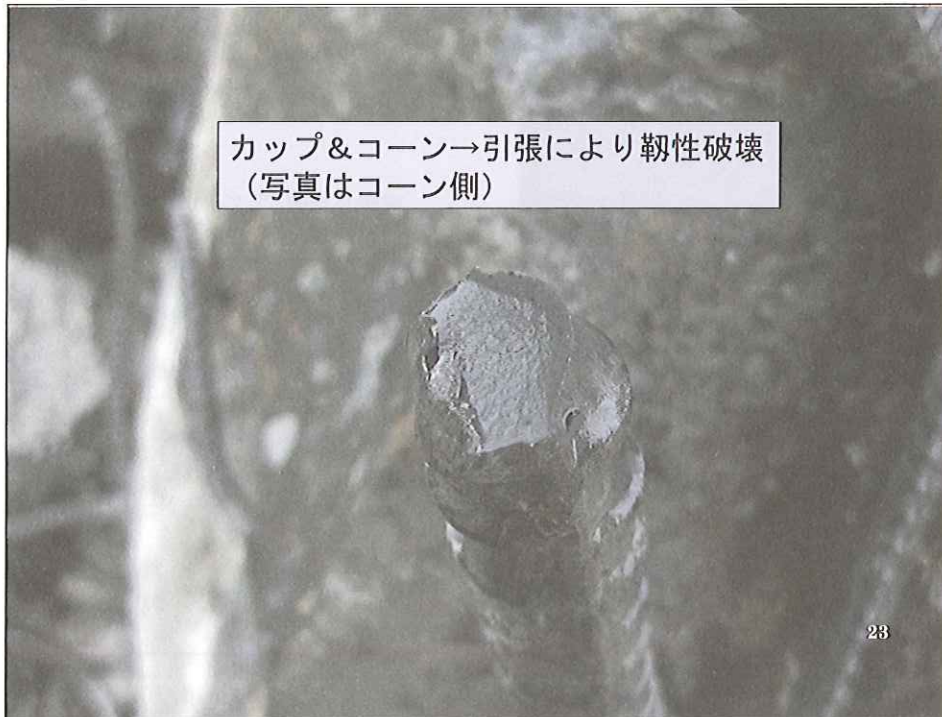
# 1000×1000断面のコンクリート試験体(有筋)



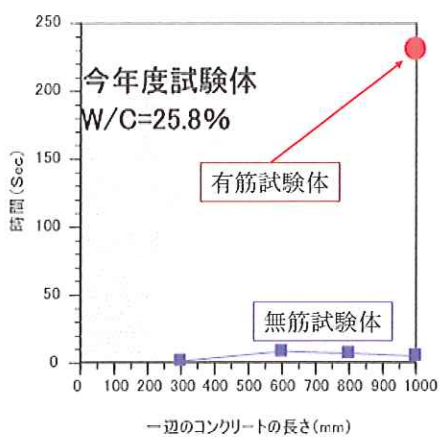
試験体を横にして上から嘯むやり方にしてもなかなか手強い。。



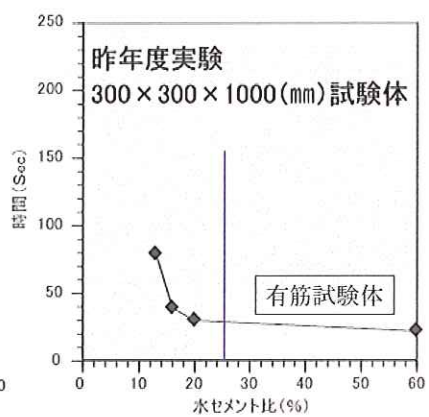




### 所要時間で見る解体の困難さ



今年の断面厚シリーズ実験



昨年の水セメント比  
シリーズ実験

24

## 圧砕工法解体工法を用いた場合の 高強度コンクリート造の破壊形態

鉄筋が引張力で破壊・切断する

コンクリートが引張力で破壊する

25

## はつり解体実験

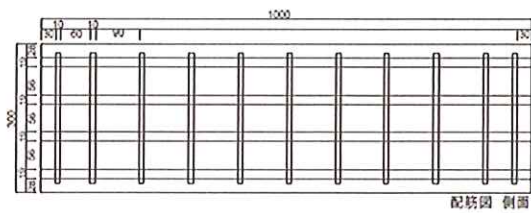
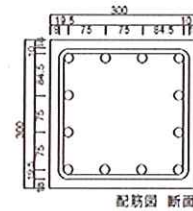
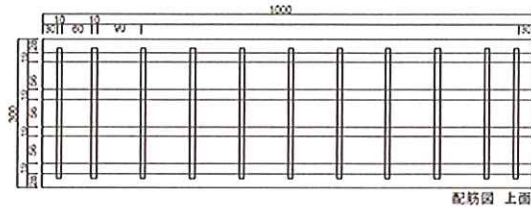
コンクリートブレイカーを用いたはつり解体作業に関して、  
前述の圧砕実験と一緒に作製した高強度模擬柱（有筋）について、

- ①ミニチッパー
- ②チッパー
- ③ブレイカー10番
- ③ブレイカー20番
- ③ブレイカー30番

を用いた時の作業の困難さを検討した。

26

- 鉄筋:主筋(SD685、D19-@75)
- あばら筋(SD295A、D10-@90)
- かぶり(30mm)



圧碎実験と一緒に作った有筋模擬柱配筋  
300×300×1000 (mm)



写真 300×300×1000(mm)配筋



写真 上面から見た300×300  
×1000 (mm) 配筋



29



ミニチッパー



チッパー

30





ハンドブレイカー10番



ハンドブレイカー20番



ハンドブレイカー30番

31



32

ミニチッパーによるハツリ





ハンドブレイカー30番によるハツリ

## 所見と作業時間

種類	5cm掘り下げ		部分はずり	
	時間(S)	観察	時間(S)	観察
ミニチッパー	100	力が弱く一点で打っても進まないため数箇所から打っていたため、ほかと比べて時間がかかった。	460	端の弱い部分から削り落としている。はずり作業に困難さが感じられた。職人さん曰く、一般的なコンクリートよりも大変ではある。
チッパー	23	まわりへの影響が一番少なかった。	310	ミニチッパーより一つ一つの破片が多くなった。
10番	17	一つ一つの破片は小さかった。	245	チッパーでは見られなかった側面にヒビが走るのが観察された。
20番	5	一番振動が速いため、時間が一番短かった。途中、鉄筋にぶつり鉄筋が曲がっていた。	175	10番よりも、側面にヒビが入っていくのが観察された。
30番	9	打っているときの回りの影響が一番大きかった。一つ一つの破片も一番大きかった。	125	周りへの影響が一番現れ、側面に大きなヒビが入っていった。

34

職人さんからは、ハツリ作業として、PCa版解体程度の作業に近いとのコメント有り



# 膨張モルタルを用いたコンクリート構造物の解体に関する基礎的研究

日本大学 理工学部建築学科 教授 ○中田 善久  
ものつくり大学 技能工芸学部 建設学科 准教授 大塚 秀三

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート造建築物の解体工事は、建築物の高層化、多様化および都市の発展による周辺環境の過密化<sup>1)</sup>により綿密な計画と高度な解体技術が必要とされる状況にある。さらには、作業の安全性および地球環境負荷の低減などへの要求が高まっていることに加え、解体工事に伴う周辺環境および近隣住民への影響への対応が重要な事項となっている。

一方で、鉄筋コンクリート造建築物の解体工法は、圧砕工法をはじめとした転倒工法やプレーカ工法などの大型の重機を用いることが主流である。これらの解体工法は、解体作業の際に発生する騒音や振動、粉塵等による周辺環境および近隣住民への影響があることに加え、敷地や建築物の条件によっては危険性を伴う可能性がある。これに対して、公害が少なく、安全性の高い解体工法として膨張性の物質をコンクリートに充填し、その膨張圧を利用して破砕する静的破砕剤工法が提案され実用に至っている。しかしながら、静的破砕剤として一般的に用いられる生石灰は、水和反応による反応熱が著しく高くなることに加え、生石灰と水の分量によっては反応熱の蓄積により鉄砲現象を引き起こす危険性がある。

そこで、本研究では、より安全性の高い静的破砕剤工法の実用化を目指し、一般的に用いられる生石灰の代替として、コンクリートの乾燥収縮およびこれに伴うひび割れの抑制を目的としたJIS A 6202 : 1997(コンクリート用膨張材)に規定されるコンクリート用膨張材(以下、膨張材とする)を多量に混入したモルタル(以下、膨張モルタルとする)の静的破砕剤としての適用性を確認することを目的とした。

ここでは、基礎データを収集することとし、膨張モルタルの膨張率および力学的性質に及ぼす材料要因および調合要因の影響を検討し、これを踏まえた膨張モルタルによる無筋コンクリート試験体の静的破砕を試みた結果を報告する。

## 2. 膨張モルタルの調合要因の違いが各種性状に及ぼす影響

### 2.1 実験概要

#### (1) 実験の要因と水準

実験の要因と水準を表-1に示す。本実験では、セメントの種類、水結合材比および膨張材の混入量を変化要因とし、膨張モルタルの長さ変化率と力学的性質に及ぼす影響について検討した。

#### (2) 膨張モルタルの使用材料および調合

膨張モルタルの使用材料を表-2、膨張材の成分および物性を表-3、モルタルの調合を表-4に示す。膨張モルタルの調合は、セメントの種類が2種類、水結合材比が2水準、膨張材の混入量が3水準で組み合わせられる計7水準とした。なお、いずれの調合においても、セメントと細骨材の質量の比率が1 : 2となるように単位量を定めた。

表-1 実験の要因と水準

要因	水準
セメントの種類	普通ポルトランドセメント(N) 低熱ポルトランドセメント(L)
水結合材比(%)	35, 50
膨張材の混入量(kg/m <sup>3</sup> )	30, 60, 120

表-2 膨張モルタルの使用材料

材料	種類	品質
セメント	普通ポルトランドセメント(N)	密度 : 3.16g/cm <sup>3</sup>
	低熱ポルトランドセメント(L)	密度 : 3.22g/cm <sup>3</sup>
混和材	膨張材(E)	密度 : 3.16g/cm <sup>3</sup>
水(w)	上水道水	—
細骨材(S)	栃木県栃木市尻内町産陸砂	表乾密度 : 2.61g/cm <sup>3</sup>

表-3 膨張材の成分および物性

密度 (g/cm <sup>3</sup> )	比表面積 (cm <sup>2</sup> /g)	強熱 減量	化学成分(%)						遊離石灰 (%)
			SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	
3.16	3,450	0.9	4.8	1.2	0.8	76.3	0.6	15.4	50.0

表-4 モルタルの調合

セメントの種類	W/B (%)	S/B	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				単位容積質量 (kg/l)
			C	E	W	S	
普通ポルトランド セメント(N)	50	2	602	30	316	1264	2.212
			572	60	316	1264	2.212
		512	120	316	1264	2.212	
低熱ポルトランド セメント(L)		2	605	30	318	1270	2.223
			575	60	318	1270	2.223
		515	120	318	1270	2.223	
	35		581	120	245	1402	2.348

### (3) 試験項目および試験方法

試験項目および試験方法を表-5, 実験フローを図-1に示す。膨張モルタル供試体は、寸法を40×40×160mmとし、打込みから2日後に脱型し計測を開始した。また、供試体は、温度20±2℃, 相対湿度60±5%の恒温恒湿室内で養生した。供試体には、湿布を巻きつけて封かん袋に入れ、12時間毎に散水を行った。

試験項目は、長さ変化率, 圧縮強さおよび曲げ強さの3項目とし、該当JISに準じて試験を行った。なお、長さ変化率の測定は、脱型直後(材齢2日)から12時間毎に材齢9日までとした。また、圧縮強さおよび曲げ強さ試験は、材齢9日の長さ変化率の測定後に行った。

## 2.2 結果および考察

### (1) セメントの種類および膨張材の混入量の違いが膨張モルタルの長さ変化率に及ぼす影響

膨張材の混入量の違いと膨張モルタルの長さ変化率の関係を図-2に示す。膨張モルタルの長さ変化率は、膨張材の混入量が多いほど大きくなる傾向を示した。また、セメントの種類による長さ変化率の違いでは、混入量が30 kg/m<sup>3</sup>の場合には差が見られなかったが、混入量が60 kg/m<sup>3</sup>, 120 kg/m<sup>3</sup>と増えるほど、低熱ポルトランドセメントを用いた膨張モルタルの長さ変化率が大きくなる傾向を示した。これは、低熱ポルトランドセメントが普通ポルトランドセメントと比較して、凝結時間が長いこと、初期材齢での膨張が拘束されなかったことに起因したものと考えられる。

### (2) セメントの種類および膨張材の混入量の違いが圧縮強さおよび曲げ強さに及ぼす影響

セメントの種類および膨張材の混入量と圧縮強さおよび曲げ強さの関係を図-3に示す。圧縮強さおよび曲げ強さは、普通ポルトランドセメントを用いた供試体が低熱ポルトランドセメントを用いた供試体

よりも大きくなる傾向を示した。また、セメントの種類に関わらず膨張材の混入量が多いほど圧縮強さおよび曲げ強さが小さくなる傾向を示した。これは、膨張材の混入量に比例して膨張量が大きくなることにより、セメント粒子間の結合が低下するためと考えられる。なお、膨張材を多く

表-5 試験項目および試験方法

試験項目	試験方法	試験体寸法 (mm) b×h×L	測定・試験材齢
長さ変化試験	JIS A 1129-3:2010	40×40×160	12時間ごとに7日間 材齢9日
曲げ強さ試験	JIS R 5201:1997		
圧縮強さ試験			

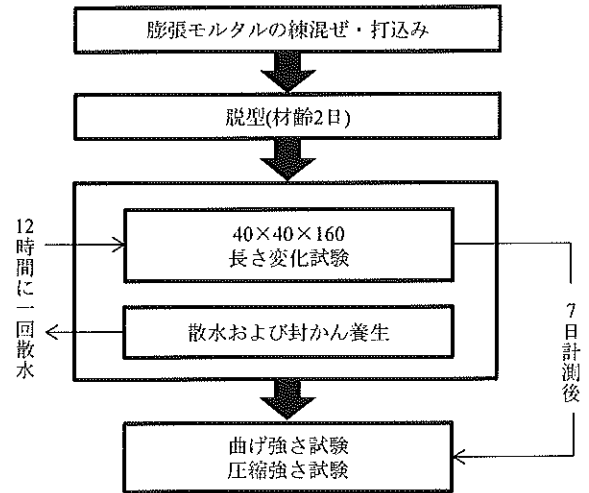


図-1 実験のフロー

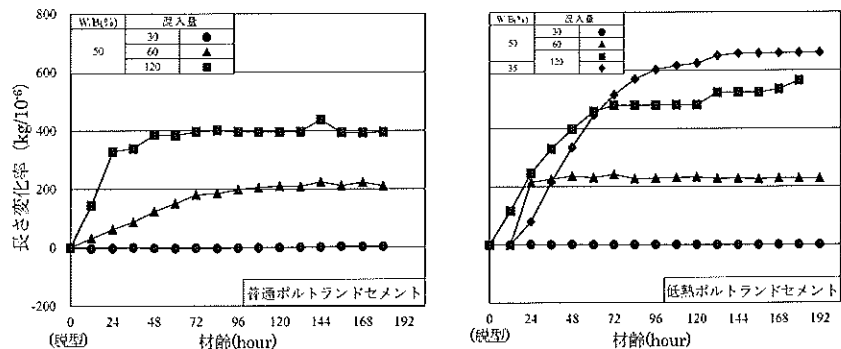


図-2 膨張材の混入量の違いと膨張モルタルの長さ変化率の関係

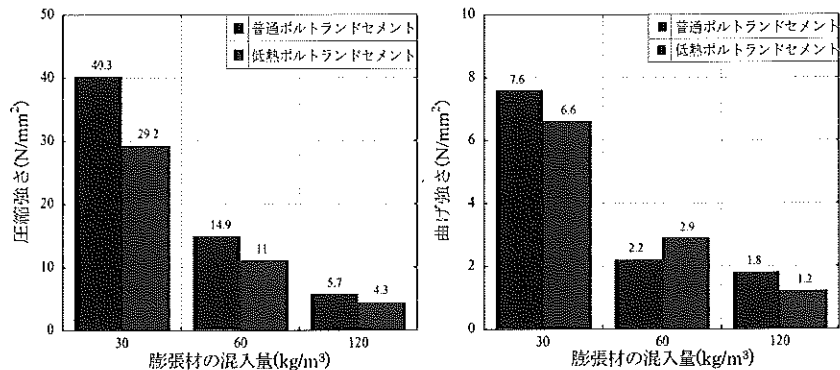


図-3 セメントの種類および膨張材の混入量と圧縮強さおよび曲げ強さの関係

混入した供試体は、膨張モルタルの供試体の表面に目視で確認できるひび割れが生じていた。

### (3) 圧縮強さおよび曲げ強さと長さ変化率の関係

膨張材の混入量と圧縮強さおよび長さ変化率の関係を図-4、膨張材の混入量と曲げ強さおよび長さ変化率の関係を図-5に示す。既往の研究<sup>3)</sup>と同様に、セメントの種類に関わらず膨張材の混入量の増加に伴い長さ変化率は大きくなる一方で、圧縮強さおよび曲げ強さが小さくなるトレードオフの関係にあることが確認された。

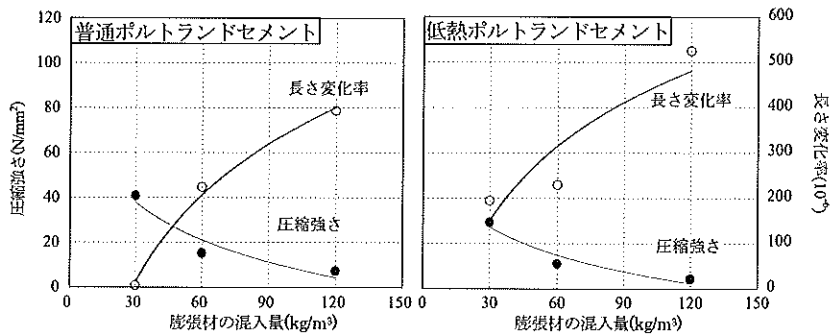


図-4 膨張材の混入量と圧縮強さおよび長さ変化率の関係

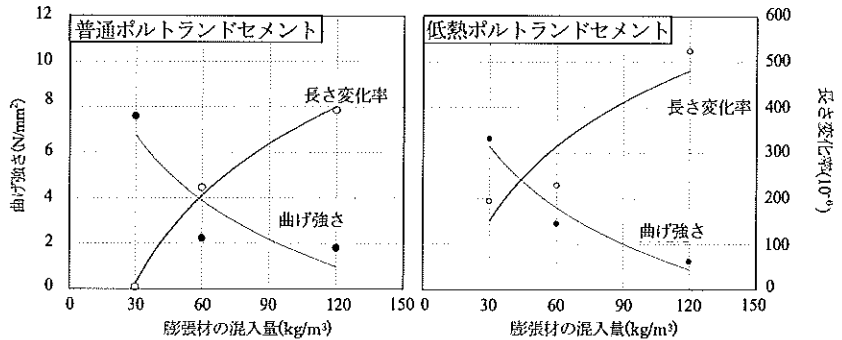


図-5 膨張材の混入量と曲げ強さおよび長さ変化率の関係

## 3. 膨張モルタルによるコンクリート試験体の静的破壊に関する検討

### 3.1 実験概要

#### (1) 実験の要因と水準

膨張モルタルの充填位置を図-6に示す。本実験に用いる試験体は、無筋の300×300×100mmの寸法を有するコンクリート試験体とした。本実験では、コンクリート試験体へ充填する膨張モルタルの削孔部の削孔深さを50mmの1水準、削孔径をφ50mmおよびφ100mmの2水準、削孔間隔を50mm、80mmおよび100mmの3水準とし、膨張モルタルの静的破壊材としての適用性を検討した。

#### (2) 膨張モルタルの調合

膨張モルタルの調合を表-6に示す。膨張モルタルの調合は、前節の実験結果を踏まえて、長さ変化率が最大となった調合を用いた。

#### (3) 試験項目および方法

試験項目および試験方法を表-7、膨張モルタルによるコンクリート試験体の破壊実験のフローを図-7に示す。ひび割れ幅の測定は、NDIS 3418:2012(コンクリート構造物の目視試験方法)に規定されているクラックスケールを用いて、12時間ごとに7日間測定した。

### 3.2 結果および考察

#### (1) 削孔径および削孔間隔と破壊状況

削孔径および削孔間隔の相違による破壊状況を図-8に示す。コンクリートのひび割れ幅は、材齢5日ほどで最大となる傾向を示した。また、試

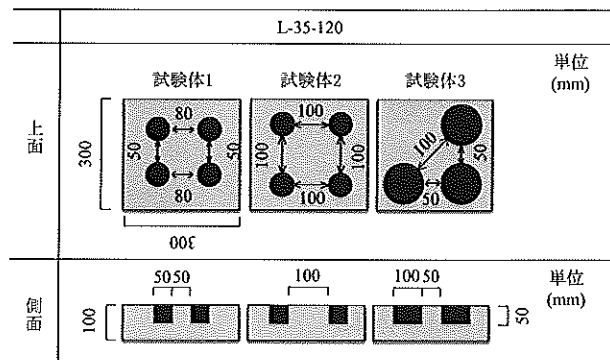


図-6 膨張モルタルの充填位置

表-6 膨張モルタルの調合

セメントの種類	W/B(%)	S/B	単位量(kg/m³)			
			C	E	W	S
低熱ポルトランドセメント	35	2	581	120	245	1402

表-7 試験項目および試験方法

試験項目	試験方法	測定材齢
ひび割れ幅の測定試験	NDIS 3418:2012 (コンクリート構造物の目視試験方法)	12時間ごとに7日間測定

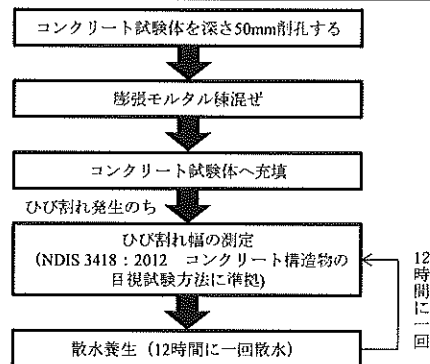


図-7 膨張モルタルによるコンクリート試験体の破壊実験のフロー

験体3では、ひび割れが進展した後破砕することが観察された。以上から、削孔径が大きく、かつ削孔間隔が短いほどコンクリート試験体の破壊状況が顕著になると考えられる。

(2) ひび割れ幅と経過時間の関係

ひび割れ幅と経過時間の関係を図-9に示す。削孔径による比較では、削孔径が大きいほどひび割れ幅が大きくなる傾向を示した。これは、削孔径が大きいほど膨張モルタルによる応力が大きくなったためと考えられる。また、削孔間隔による比較では、削孔間隔が短いほどひび割れ幅が大きくなる傾向を示した。これは、削孔間隔が短いことにより、膨張モルタルによる応力が伝達しやすかったためと考えられる。なお、材齢4日~5日ほどでひび割れ幅が最大に達する傾向を示した。

4. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

4.1 膨張モルタルの調合要因の違いが各種性状に及ぼす影響

膨張モルタルの長さ変化は、膨張材の混入量大きいほど大きくなった。また、セメントの種類による違いでは、普通ポルトランドセメントより低熱ポルトランドセメントの方が大きくなった。また、膨張モルタル供試体の圧縮強さおよび曲げ強さは、長さ変化率が大きいほど小さくなった。なお、長さ変化が収束するまでに要する時間に混入量およびセメント種類

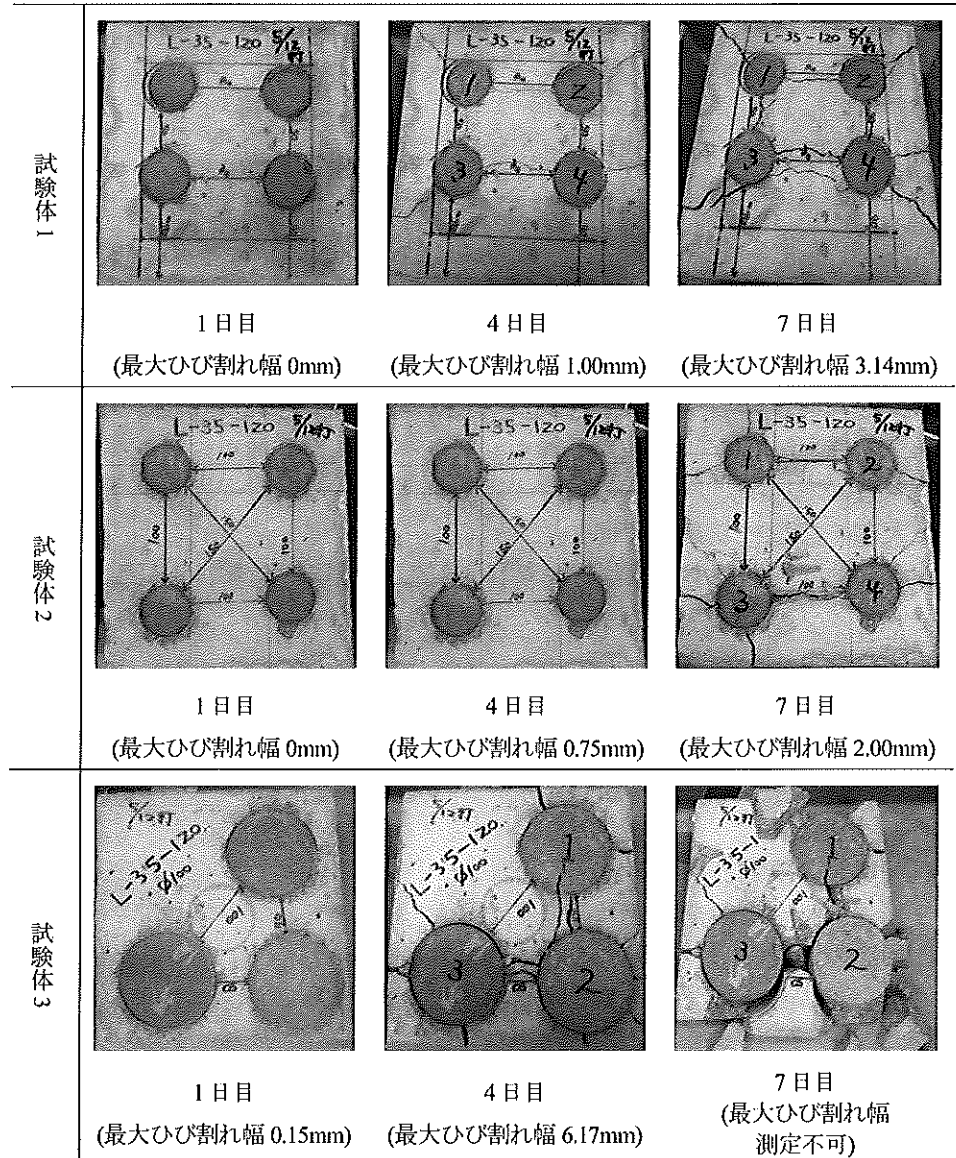


図-8 削孔径および削孔間隔の相違による破壊状況

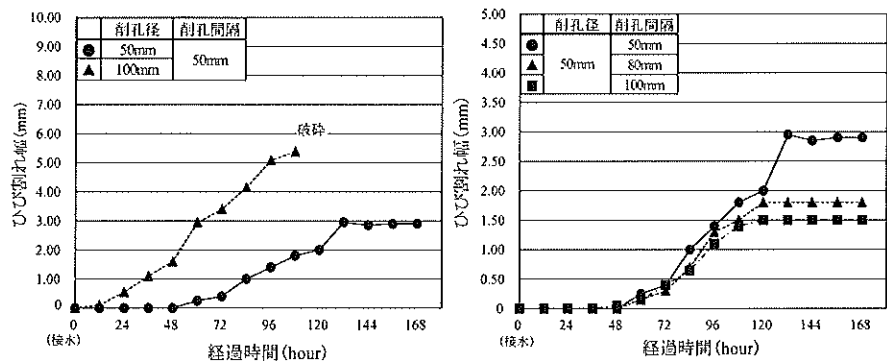


図-9 ひび割れ幅と経過時間の関係

は関係なく、概ね 96 時間であった。

4.2 膨張モルタルを充填したコンクリート試験体の破壊性状に関する検討

削孔径および削孔間隔で比較した結果では、削孔径が大きく、削孔間隔が短いものほどひび割れ進展性が大きくなった。また、今回の検討結果か



ら、削孔間隔によってひび割れの発生箇所が同一となる傾向が見られたことから、削孔間隔によってひび割れの方向を制御できる可能性が予見された。

#### 【謝辞】

実験を行うにあたり、ものづくり大学技能工芸学部建設学科大塚研究室および日本大学理工学部建築学科中田研究室の学生に助力を得た。ここに記して謝意を表す。

#### 【参考文献】

- 1) 南谷崇文ほか：127階上解体工事における建築物の安全性に関する研究，日本建築学会東海支部研究報告書 第51号，pp.105，2013.2
- 2) 笠井芳夫：新しい解体工法，コンクリート構造物の取りこわし<解体工法>Vol.11，No.1，pp.39-48，1973.1
- 3) 小川晴果ほか：ひび割れ低減左官モルタルの開発その1収縮低減剤及び膨張材の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，A-1分冊，pp.253-254，2005.9



# 解体工事ともなう構造物の振動性状

名古屋市立大学大学院芸術工学研究科・教授 青木 孝義  
日本大学生産工学部建築工学科・教授 湯浅 昇

## 1. はじめに

市街地における中高層建物の解体工事では、重機を上階に揚重し、上階から順次解体する階上解体工法が用いられる。この場合、上階の圧砕されたコンクリート塊が床版に堆積して積載荷重として、また重機が作業する際の動的荷重が衝撃荷重として床版に作用する。そのため、床版サポートを適切に設置しなければ、床版が崩落して事故が起こる可能性がある。一方、重機の移動や重機による作業よる建物の振動性状を把握することは、解体工事中における建物の安全性を判断する上で重要である。しかし、解体工事における騒音・振動の実測や研究<sup>1) - 10)</sup>はあるものの、構造物自体の振動性状に関する研究は少ない。

以上を背景として、本研究は、解体工事ともなう構造物の振動性状を明らかにすることを目的としている。今回は、減築（解体）工事中の鉄筋コンクリート造建物を対象に、減築（解体）工事過程における構造物の振動性状を明らかにする。

## 2. P 建物の減築（解体）工事

### 2. 1 建物概要および実験計画

振動計測の対象建物である P 建物は、名古屋市に位置し、昭和 46 年に建設された鉄筋コンクリート造の地下 1 階、地上 5 階、塔屋 1 階、建築面積約 2,162m<sup>2</sup>、延面積約 12,000m<sup>2</sup> のショッピングセンターである。建物平面形状は約 39m×57m であり、構造形式は X、Y 方向ともラーメン構造+耐震壁構造、基礎形式は独立直接基礎である。減築後の規模は、地下 1 階、地上 3 階、塔屋 1 階である。図 1 から図 3 に 3 階平面図、南立面図、D 通り軸組図をそれぞれ示す。

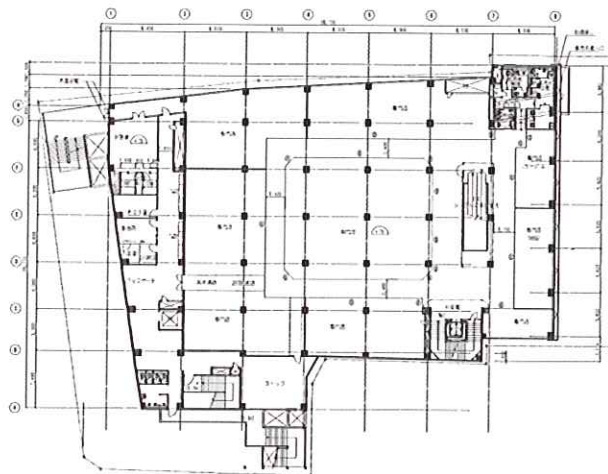


図 1 3 階平面図

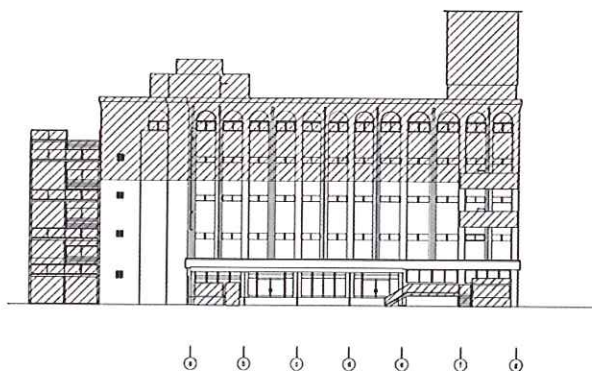


図 2 南立面図（斜線部分が減築部分）

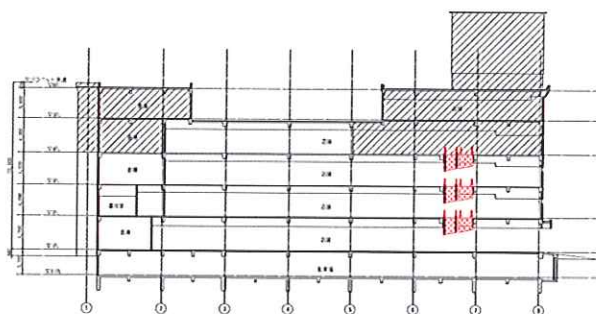


図 3 D 通り軸組図（斜線部分が減築部分）

### 2. 2 常時微動測定

#### 2. 2. 1 計測方法および計測位置

建物の基本的な振動特性である固有振動数

と固有モードを推定するため、多点同時常時微動測定を行った。測定には、加速度計（S社製，感度：203.9±5% mV/(m/s<sup>2</sup>)，計測範囲：±29.42 m/s<sup>2</sup>，周波数応答：DC～100Hz，分解能 0.000049 m/s<sup>2</sup> rms 以下）と再構成可能組込制御・集録システム（NI社製，コントローラ cRIO-9012，シャーシ cRIO-9112），アナログ入力モジュール（N社製，NI-9239，分解能：24bit）を用いた。

加速度計は 32 台を使用し，Ch.1～Ch.10 は水平 2 成分（X，Y）と上下 1 成分（Z）を，Ch.11 は水平 2 成分（X，Y）を 2014 年 8 月 12 日に測定した（写真 1）。計測位置を図 4 に，計測セットを表 1 に示す。なお，サンプリング周波数は 100Hz である。測定時間は，計測セット毎に 45 分～1 時間半とした。ただし，加速度は微弱であり，電気的ノイズが混入するため，適宜，理想帯域通過デジタルフィルタを通して整形した波形により分析している。



写真 1 常時微動測定の様子

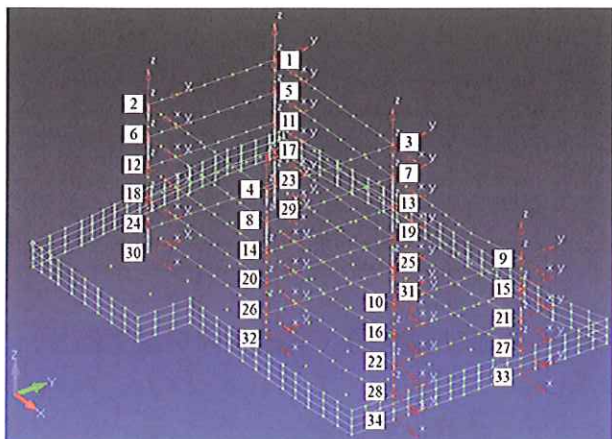


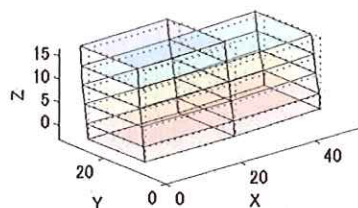
図 4 計測位置

表 1 計測セット

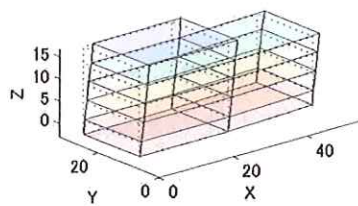
計測 set	Ch 1 3成分	Ch 2 3成分	Ch 3 3成分	Ch 4 3成分	Ch 5 3成分	Ch 6 3成分	Ch 7 3成分	Ch 8 3成分	Ch 9 3成分	Ch 10 3成分	Ch 11 2成分
1	1	4	2	3	5	6	7	8	9	10	20
2	1	4	11	12	13	14	15	16	17	18	20
3	1	4	21	22	23	24	25	26	27	28	20
4	1	4	19	10	29	30	31	32	33	34	20

## 2. 2. 2 常時微動測定結果

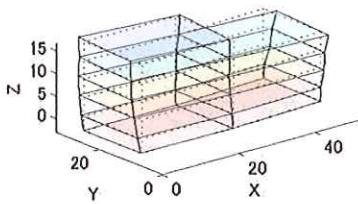
計測された常時微動波形の時系列データを SSI 法（Stochastic Subspace Identification，確率的部分空間同定法）を用いて解析を行うことで，減築（解体）工事前の P 建物の固有振動数[Hz]，固有モード，減衰定数[%]を推定した。1 次モードは Y 方向 3.25Hz（0.36%），2 次モードは X 方向 4.74Hz（1.44%），3 次モードはねじれ 5.41Hz（1.11%）である。固有モードを図 5 に示す。



(a) 1 次モード（3.25Hz，0.36%，Y 方向）



(b) 2 次モード（4.74Hz，1.44%，X 方向）



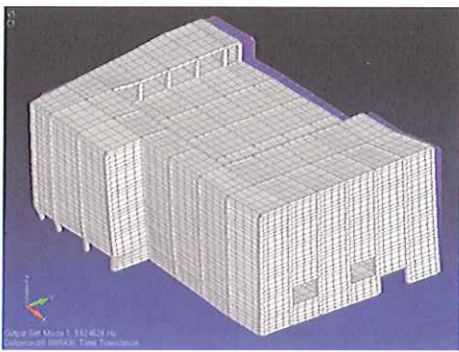
(c) 3 次モード（5.41Hz，1.11%，ねじれ）

図 5 振動モード図

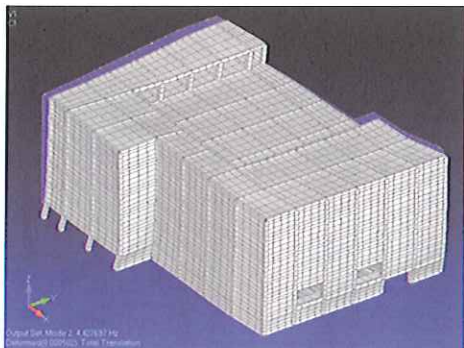


## 2. 2. 3 有限要素法による固有値解析結果

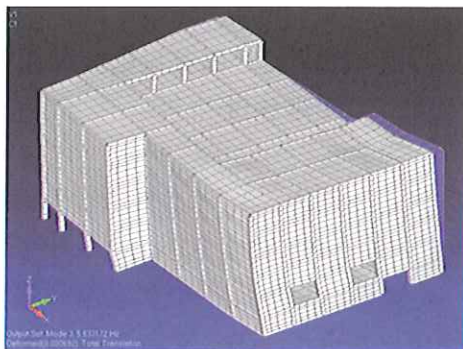
汎用有限要素解析ソフト Femap with NX Nastran を用いて構造解析モデルを作成し、固有値解析を行った。解析に用いた材料（鉄筋コンクリート）定数は、単位体積重量  $2400\text{kg/m}^3$ 、ヤング係数  $210\text{GPa}$ 、ポアソン比  $0.2$  である。なお、解析モデルの節点数は  $7,209$ 、要素数は  $10,832$  である。解析では、地下1階を固定としている。



(a) 1次モード (3.62Hz, 実測 3.25Hz, Y方向)



(b) 2次モード (4.43Hz, 実測 4.74Hz, X方向)



(c) 3次モード (5.83Hz, 実測 5.41Hz, ねじれ)

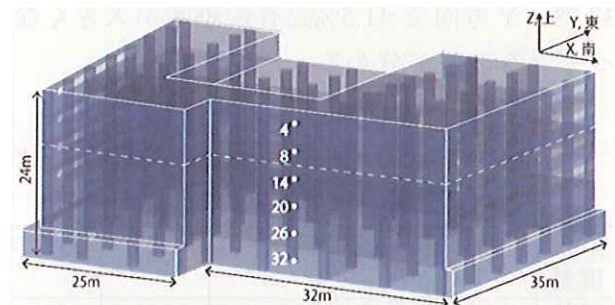
図6 有限要素法による振動モード図

有限要素法による固有値解析結果は、1次モードは Y 方向  $3.62\text{Hz}$  (実測値  $3.25\text{Hz}$ )、2次モードは X 方向  $4.43\text{Hz}$  (実測値  $4.74\text{Hz}$ )、3次モードはねじれ  $5.83\text{Hz}$  (実測値  $5.41\text{Hz}$ ) である。固有値解析によるモード図を図6に示す。解析値と実測値でズレがあるため、境界条件や既の実施されていた減築（解体）工事の状況を解析モデルに正確に反映させる必要がある。

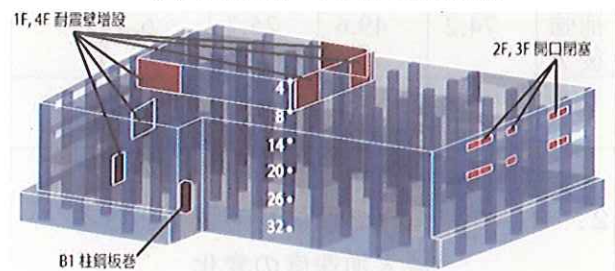
## 2. 3 減築（解体）過程における振動特性の変化

### 2. 3. 1 振動計測の概要

2014年8月28日から2015年2月1日の間、減築（解体）過程におけるP建物（図7）の振動計測を実施した。長期計測には、2.2 常時微動測定と同じ測定機器を用いた。計測点は、図7に示す4（4階）、8（3階）、14（2階）、20（1階）、26（B1階）の柱頭あるいは上階床梁側面と32（B1階）の柱脚の計6ヶ所である。サンプリング周波数  $100\text{Hz}$  で、各点とも水平2成分（X, Y）と上下（Z）の3成分を計測した。



(a) 減築前の建物と計測点



(b) 減築後の建物と計測点

図7 減築前後の建物と計測点



### 2. 3. 2 減築（解体）過程における固有振動数の変化

名古屋市立大学芸術工学部実験室（P 建物の南西約 2.4km）で測定された外気温度・湿度の変化を図 8(a)に、室内温度・湿度の変化を図 8(b)に示す。午前 2 時頃に測定された加速度波形から求めた X 方向、Y 方向の固有振動数の変化を図 8(c)に、工事状況を図 8(d)に示す。なお、12 月 25 日から 1 月 8 日は、ケーブル断線によるデータ欠測である。

長期計測開始から 2014 年 11 月 16 日までは、床面や小梁の補強工事（A-E）が行われているものの、X、Y 両方向で固有振動数が若干小さくなっていることが分かる。これは、気温が低くなったことに伴い、固有振動数が小さくなったためと考えられる。一方、減築（解体）工事が始まった 11 月 17 日以降は、RF 床梁、PH 解体（F-G）、5 階躯体解体（H）、4 階躯体解体（I）と減築（解体）工事が進むに従って、固有振動数が大きくなっていることが分かる。これは、減築による建物重量の減少の影響（表 2）と考えられる。また、1 階～3 階の一部躯体解体と耐震壁増設工事（J）により、減築・補強前と比較すると X 方向で 37.7%、Y 方向で 41.5%固有振動数が大きくなっていることが分かる。

表 2 減築・耐震補強前後の負担重量（ $\times 10^3\text{kN}$ ）の比較

負担重量	1F	2F	3F	4F	5F
現状 B	110.5	87.1	64.6	42.5	17.7
補強後 A	74.2	49.6	25.7	6.3	—
B/A	67.2%	57.0%	39.7%	14.7%	—

### 2. 3. 3 減築（解体）過程における最大加速度の変化

減築（解体）工事における長期計測中加速度波形を付録に示す。1 時間毎の最大加速度

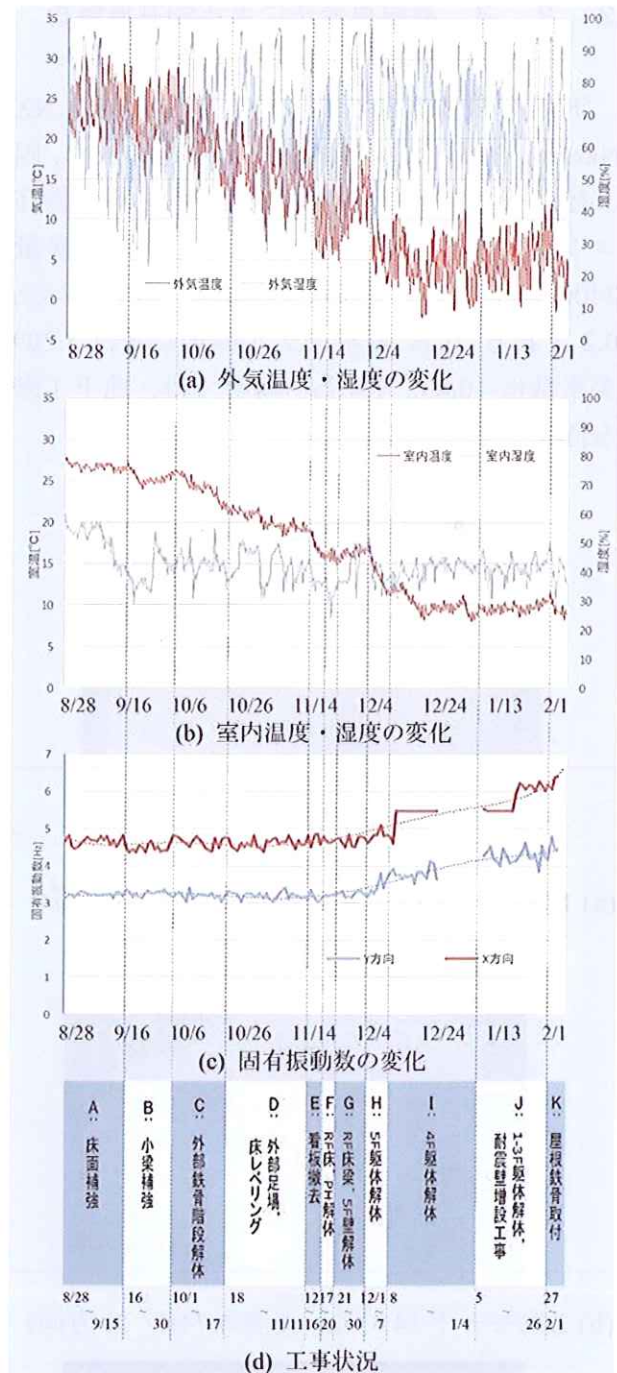


図 8 温湿度，固有振動数の変化と工事状況

(X 方向と上下方向) と工事状況を図 9 に示す。RF 床梁、PH 解体（F-G）、5 階躯体解体（H）と減築（解体）工事が進むに従って最大加速度が大きくなり、4 階躯体解体（I）時に X、上下方向とも最大加速度が一番大きくなった。また、X 方向については作業階で加速度が大きく下階では小さいのに対し、上下

方向では下階まで振動が大きく伝わっていることが分かる。

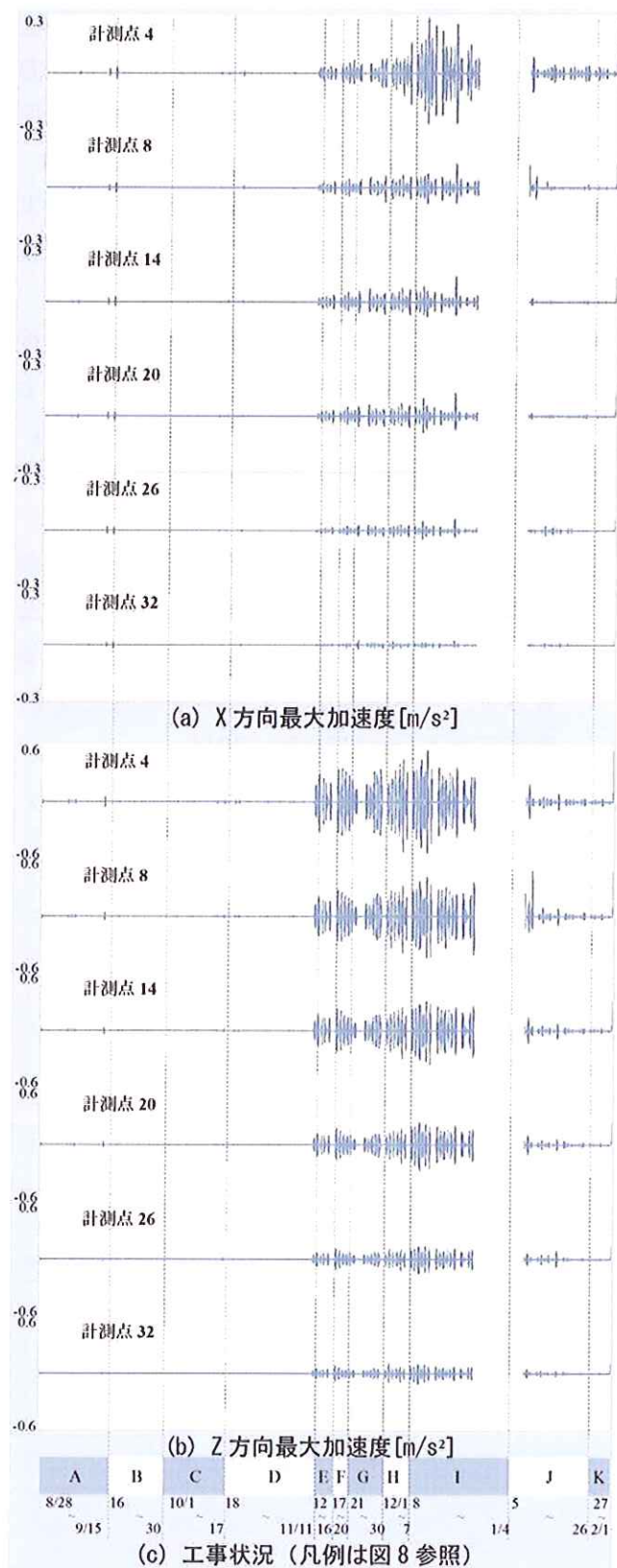


図9 最大加速度と工事状況

## 2. 3. 4 地震観測結果

減築（解体）過程における振動特性の変化を調査している間に、2014年9月14日15時57分頃の滋賀県北部地震（M4.0，名古屋市：震度1），2014年9月16日12時28分頃の茨城県南部地震（M5.6，名古屋市：震度1），2014年11月22日22時8分頃の長野県北部地震（M6.7，名古屋市：震度2）の3回の地震が発生した。地下1階及び1階の最大加速度は、各方向とも0.01~0.02m/s<sup>2</sup>（震度1~2）であり、減築（解体）工事中の最大加速度0.1~0.15m/s<sup>2</sup>（震度3）に比べると小さいことが分かる。

## 3. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

- 1) 気温が低くなるに従って建物の固有振動数が小さくなる。これは材料の収縮の影響と考えられる。
- 2) 減築（解体）と耐震補強により建物の固有振動数が大きくなる。重量減と剛性の影響については今後の検討課題である。
- 3) 減築（解体）工事中の振動は、躯体解体作業を行っている当該階で大きく、1階、地下1階ではそれほど大きくないことが分かった。

## 謝辞

P建物調査および常時微動測定に際して、株式会社伊藤建築設計事務所の土田崇仁氏、名城大学理工学部建築学科の宿里勝信先生と研究室の学生さん、研究室の学生、前田建設工業株式会社中部支店P建物RN作業所所長北村浩志氏と作業所の皆様方には、多大なるご協力をいただきました。深く感謝申し上げます。

## 引用・参考文献

- 1) 櫛田裕：解体工事における騒音・振動実測例，騒音制御，6(3)，pp.151-156，1982

- 2) 立原充奏, 佐々木文夫, 高野真一郎: 建築物基礎解体工事に伴う環境地盤振動の影響に関する基礎的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, D-1, 環境工学 I, pp.195-196, 2006
- 3) 上田将吾, 佐々木文夫, 高野真一郎: 建築物基礎解体工事に伴う環境地盤振動の影響に関する基礎的研究: 水平振動に対する居住性能の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, D-1, 環境工学 I, pp.363-364, 2007
- 4) 山崎康雄, 佐々木文夫, 高野真一郎, 野口満美: 建築物基礎解体工事に伴う環境地盤振動の影響に関する基礎的研究: 上下加振力による水平振動の居住性能の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, D-1, 環境工学 I, pp.409-410, 2008
- 5) 高野真一郎, 佐々木文夫: 建物の解体工事振動が隣接建物に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, D-1, 環境工学 I, pp.403-404, 2010
- 6) 矢田雅一, 田口典生: 建設重機による建物解体工事時の発生加振力特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, D-1, 環境工学 I, pp.407-408, 2010
- 7) 高野真一郎, 佐々木文夫: 建物の解体工事振動が隣接建物に及ぼす影響: その2) 建物間の距離の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, D-1, 環境工学 I, pp.385-386, 2011
- 8) 小谷清, 伊奈潔: 解体工事振動と地震動による建物応答, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 環境工学 I, pp.333-334, 2012
- 9) 小島宏章, 高野真一郎: 解体工事建物と隣接建物における振動実測及び解析的検討: (その1) 振動実測に基づく建屋応答の分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 環境工学 I, pp.333-334, 2014
- 10) 高野真一郎, 小島宏章: 解体工事建物と隣接建物における振動実測及び解析的検討: (その2) 数値解析に基づく解体工事振動の影響分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 環境工学 I, pp.335-336, 2014



# ハイテンションボルト飛散防止シートの 開発および強度安全性研究

 株式会社 インターアクション

1

## 製作意図

S造またはSRC造建築物の解体時の  
ボルト(特にハイテンションボルト)飛散防止対策

## 背景

切断作業時の鉄骨ひずみ発生  
⇒ボルト(特にハイテンションボルト)が破断して現場外  
へ飛散して、人身事故や物損事故につながる

2

## 解決方法

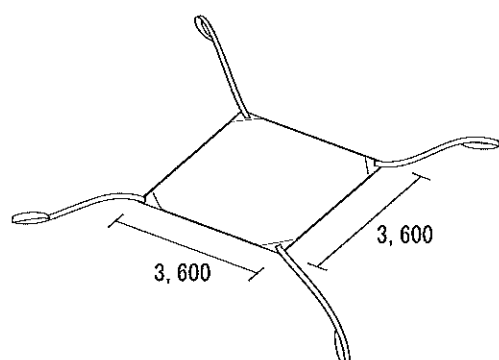
- ①ボルト接合部を直接重機で破砕しない
  - ②接合部にHTBシートを覆い被せる
- ⇒ボルト(特に、ハイテンションボルト)の飛散を防止

よって、作業性を考慮したHTBシートを開発する



3

## 試作1



仕様

素材:PPクロス生地2種類

①厚手 ②薄手

サイズ:3.6m×3.6m方形

四隅に2.3m程度の  
吊りヒモを配置。

4



## 改善点

- ①風の影響を受けにくくする
- ②取り扱いしやすくする
- ③覆い被せしやすくする

7

## 実験後課題解消策を検討して 現地で加工して追加実験

薄手生地を使用

- 上下側面部に支持材を養生テープで固定
- 4点の吊りヒモを取り外し、シートの支持材部をアタッチメントの刃でつかみ、持ち上げる。



8



# 実験結果

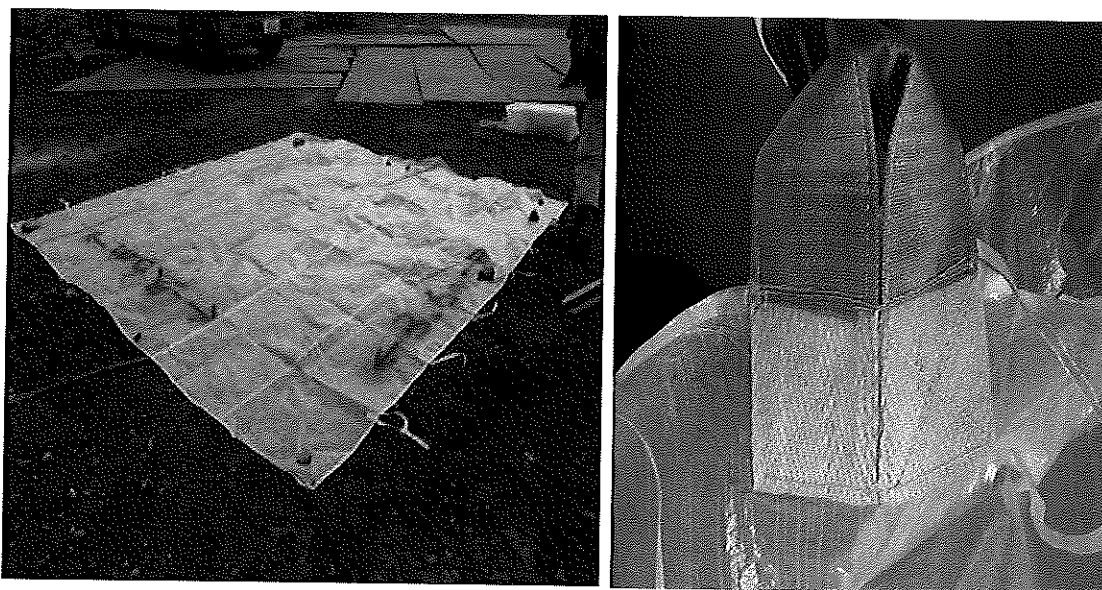
風にあおられた場合も当該接合部に掛けやすい



実験結果を基に改良を検討・製作

9

# 試作2



10

## 作業実験

栈木を上下側面部の  
止めヒモで結束



吊りベルト部をアタッチメントの  
刃の先端にひっかけ吊り上げ  
当該接合部の上に覆い被せる。



11

## 実験結果

- ① 安定した吊り上げ作業
- ② 重機オペレーターに技術負担も少ない



12



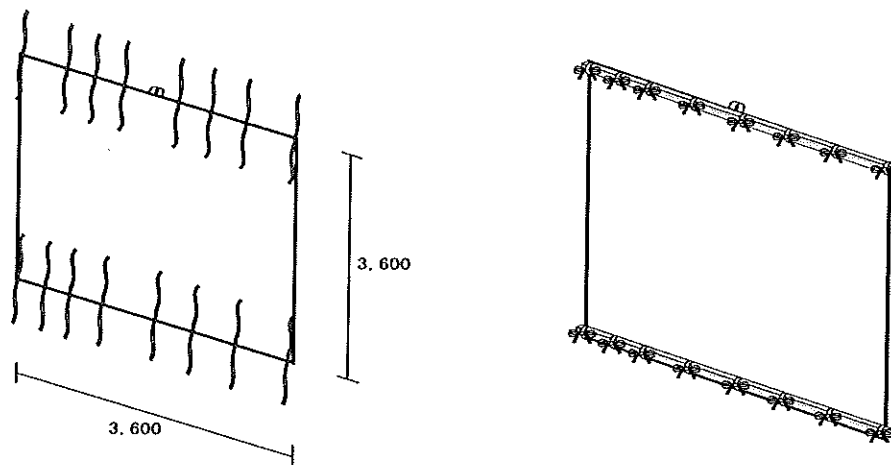
## 課題

- ① 本体端部 風の影響を受けにくくする
- ② 支持材の固定を強化する

13

## 製品版

\* イラスト図にて



14

# 他シートとの比較

(防災シート・メッシュシート)

## 作業者の安全性を重視した仕様

重機のみの一貫作業



作業員に関わる危険な作業の減少

特徴

- 安定した作業性
- 重機対応の吊りベルト
- 容易に視認できる透過性

15

# 強度安全性について

## • シートの強度安全性

→まだ、根拠となる具体的な数値を導き出せていない。今後の導入予定現場だけに限らず、製作メーカーとして、様々な研究機関等との協力を図り、解体現場と同環境条件を整えて、シートの明確な数値を示して参りたい。



16

## 製品版の完成により

- 安全かつ簡便にハイテンションボルトの飛散軽減
- 近隣への安全・安心にも配慮した現場環境を創造



施主様・施工業者様の企業価値をさらに高める

17

## HTBシート導入実績について

(試験的な導入も含めて)

- 大阪府内・・・6現場
- 東京都内・・・1現場
- 神奈川県内・・・1現場

\* なお、HTBシートを使用した上記現場において、ボルト(ハイテンションボルト)が飛散した事象は一切起きておりません。

18



## 私見

比較的解体規模が大きな案件において、導入されている現状であるが、今後は規模に関わらず、ハイテンションボルトを使用している案件全てに導入されることを強く望んでおります。

19

## 会社紹介

株式会社インターアクション

『リレーバッグ』の企画・製造・販売を通じて  
廃棄物・リサイクル資源の分別、収集、運搬の  
効率化をサポートしています



20

# 製品紹介

## 『リレーバッグ ロングタイプ』

アスベスト成形板(スレートなどのアスベスト含有建材)を  
原形のまま梱包・運搬・処分できる特許取得容器



公共工事を始め、全国で300万㎡以上のアスベスト成形板処理実績  
(当社出荷ベース)