

# 三井住友建設技術研究所報告

REPORTS OF TECHNICAL RESEARCH INSTITUTE OF  
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD.

No.2 2004



# 三井住友建設技術研究所報告

REPORTS OF TECHNICAL RESEARCH INSTITUTE OF  
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD.

No.2 2004

複写される方へ

本誌に掲載された著作物を複写したい方は、(社)日本著作権複写センターと包括複写許諾契約を締結されている企業の方でない限り、著作権者から複写権等の行使の委託を受けている次の団体から許諾を受けてください。

〒107-0052 東京都港区赤坂 9-6-41 乃木阪ビル (中法) 学術著作権協会  
電話 (03)3475-5618 FAX (03)3475-5619 E-Mail : jaacc@mtd.biglobe.ne.jp

著作物の転載・翻訳のような、複写以外の許諾は、直接本会へご連絡下さい。

アメリカ合衆国における複写については、次に連絡して下さい。

Copyright Clearance Center, Inc.

222 Rosewood Drive, Danvers, MA01923 USA

Phone 1-978-750-8400 FAX 1-978-646-8600

## 巻頭言

日本経済は、中国やアメリカの景気拡大等を背景にした輸出の増加に加えて、生産施設や物流施設を筆頭に一部の民間設備投資が大きく伸びており、内需にも明るさの兆しが見られるようになるなど、回復に向けての基調に変わりつつあります。一方、建設業界においても、公共工事縮小の傾向は続くものの、都市再生やPFIなどの新たな市場拡大に向けた、官民共同での積極的な取り組みが具体化しつつあり、新たな発展を目指す基盤が整ってきております。

しかしながら、グローバル化、規制緩和、少子・高齢化等の社会的要因が急速に変化していく中で、建設業界においても積極的に変化を創造し、経営環境を好転させていくことが重要とされています。

建設市場の変化として技術を俯瞰すると、「技術提案力」、「コスト・技術力等の総合的な評価」等が重視され、総合力・技術力による差別化が加速すると予測され、より高いレベルの技術力が求められています。

研究開発の中核を担う技術研究所においては、これらの市場の変化を的確にとらえ、タイムリーな「旬」の技術開発に取り組むことが重要です。現在の状況を「霧が立ち込めている」と評されていますが、進まなくてはなりません。それには知恵を働かせた「構想力」が必要であり、研究開発は「未知の領域」への挑戦でもあります。「構想力」は「想像力」とほぼ同義語ではありますが、見えないものを見る力、単に想像するだけでなく、行為につなげる力、さらに行為を通して新しい価値をもたらすものでなければなりません。

また、構想力を磨いていくためには、常に「大局的な視点」と「現場の視点」を持ち続けることが必要です。「大局的な視点」とは、歴史の大きな流れや、その流れの奥底にある本質を捉えようとする視点であり、「現場の視点」とは現場の力をきちんと理解し、いかに高めていくについて配慮することです。

本技術研究所報告は三井住友建設株式会社として2号を発刊する運びとなりました。両社の技術を融合して、新たな、より高い価値を生み出すべくスタートをして以来、一年半が経過しました。幸い技術の融合、補完も順調に推移し、その効果も現れ始めています。具体的には、技術領域・分野の拡大、高度化、および開発技術の適用増加等ではありますが、併せて技術者のポテンシャルアップにも連動していると考えています。

今後も「構想力」を基軸として、より高い価値を生み出すべく研究開発活動に取り組む所存です。技術研究所報告(No.2)を発刊するに当たり、多くの方々にご覧頂き、ご批評を賜れば幸いです。

2004年11月

技術研究所長 黒崎 幸夫



# 三井住友建設技術研究所報告 第2号

## 目 次

※ 論文はCD-ROMに収録しています

【論文・報告】						
No.	タイトル	執筆者	概要	要旨	論文	
1	アラミド繊維ロッドを用いた橋脚基部曲げ補強に関する実験的研究	篠崎 裕生 三上 浩 田村 富雄 藤田 学	—	13	29	
2	AFRPシートを用いたU字型と部分閉合補強を併用したRC梁のせん断耐荷性状	中島 規道 三上 浩 篠崎 裕生 田村 富雄	1	13	35	
3	鉄筋探査機器の測定精度の評価	三加 崇学 藤田 洋 浅井 一清 玉置 明宏 斯波	2	14	41	
4	高強度コンクリートの打上り面の表面仕上げ方法に関する検討	谷口 秀明 樋口 正典 藤田 学	—	14	47	
5	波形鋼板ウェブエクストラード橋の振動特性	高木 康宏 藤田 学 益子 博志 永元 直樹 田添 耕治	—	15	53	
6	石炭灰造粒物を用いたSCP改良地盤の液状化振動台実験	山本 陽一 高橋 直樹 三上 博 中田 雅夫	—	15	59	
7	多層固化改良された液状化地盤のオンライン地震応答実験	高橋 直樹 山本 陽一 三上 博 中田 雅夫	3	16	69	
8	油汚染土壌の土壌洗浄および生物分解処理に関する基礎的研究	喜多 治之 本山 厚 中田 雅夫	—	16	77	
9	ハイビジョンカメラとGPS/IMUを用いた三次元形状連続計測システムの開発	佐田 達典 塩崎 正人	4	17	83	

※ 論文はCD-ROMにのみ収録しています

No.	タイトル	執筆者	概要	要旨	論文
10	ソイルセメント本設杭工法の杭頭接合部に関する実験的研究	江頭 寛 山中 久幸 田野 健治 大塚 繁 宮田 勝利 中島 正博	5	18	91
11	段差付き一方方向アンボンドスラブの曲げ載荷実験	江頭 寛 山中 久幸 鈴木 亨 小坂 英之 新上 浩 鈴木 俊哉	—	18	99
12	コンクリートの非破壊圧縮強度推定法の開発 —コンクリートの含水率が弾性波速度に及ぼす影響—	立見 栄司	6	19	105
13	高減衰層をもつ超高層建物の振動特性	鈴木 利哉 新上 浩 山中 久幸 鈴木 亨 小坂 英之 江頭 寛	—	19	113
14	滑りネジを利用した増幅機構付き減衰装置の開発	中南 滋樹 谷垣 正治 鈴木 亨 古橋 剛	7	20	121
15	RC造柱梁接合部のブレース型ダンパーの鋼製定着部性能実験	平田 裕一 鈴木 利哉 谷垣 正治 野口 恭司	—	20	129
16	鉄道軌道に近接する免震建物の振動伝搬特性	山岸 邦彰 岩本 毅 谷垣 正治 原田 浩之 嶋田 泰	8	21	135
17	積算温度方式による若材齢強度の推定法 —主に普通ポルトランドセメントを用いたコンクリートの検討—	蓮尾 孝一 西本 好克 松田 拓 河上 浩司	—	21	145
18	コンクリートの強度発現に及ぼす部材中水分の影響に関する研究	河上 浩司 西本 好克 蓮尾 孝一 松田 拓	9	22	151
19	高周波加熱乾燥法による単位水量の推定におよぼす各種要因の検討	松田 拓 蓮尾 孝一 谷口 秀明 西本 好克	—	22	157

※ 論文はCD-ROMにのみ収録しています

No.	タイトル	執筆者	概要	要旨	論文
20	防汚を目的とした外壁用塗装材料の耐久性に関する検討	小久保正美 樋口 義次 川西 毅 蓮尾 孝一 松田 拓	—	23	163
21	集合住宅の排水立て管騒音に関する研究	嶋田 泰 安岡 博人 塚本 幸助	10	23	169
22	外断熱工法における二重窓の結露防止性能に関する検討	紺野 康彦 酒井 英二 島田 潔	11	24	175
23	球形ドームに作用する風圧特性と屋内気流性状に関する研究	野田 博 長谷川 功 寒川 慎也 作田 美知子	—	24	183
24	板状超高層建物の風力特性に関する研究	作田 美知子 野田 博 長谷川 功 平田 裕一	12	25	191
25	静脈システム構築事業における建設業の課題	手塚 慎一 大鐘 大介 臼井 龍男	—	25	197
<b>【転載論文】</b>					
26	AFRPロッドを埋設したRC部材の耐衝撃性に関する実験的研究	三上 浩 岸 徳光 藤田 学 佐藤 昌志	—	26	205
27	二方向アラミド繊維シート接着補強床版の疲労耐久性評価の一手法	三上 浩 田村 富雄 角田 敦 廣瀬 清泰 堀川 都志雄	—	26	217
28	三次元レーザプロファイラを用いた城郭石垣計測システムの開発	大津 慎一 佐田 達典 水本 雅夫	—	27	223
29	結合材種類の異なる高強度コンクリートの強度発現性状に関する研究	河上 浩司 榊田 佳寛 西本 好克 蓮尾 孝一	—	27	231
<b>【社外発表論文一覧】</b>					239



# 概要





# AFRP シートを用いた U 字型補強と部分閉合補強を併用した RC 梁のせん断耐荷性状

中島 規道 三上 浩 篠崎 裕生 田村 富雄

キーワード：アラミド繊維シート，部分閉合補強

## 研究の目的

都市部の高架化された交通網で一般的なラーメン橋脚は、隣接構造物の存在や高架橋下の利用状況などにより、施工方法の制限を受ける事例が数多く報告されている。特に横梁部は、上部の施工空間の制限や支承や落下橋防止装置などの存在により、従来の RC 巻立て工法、鋼板接着工法などの適用が困難な場合が多く、汎用性の高い連続繊維シート工法を用いた場合でも不完全なものにならざるを得ないのが現状であった。

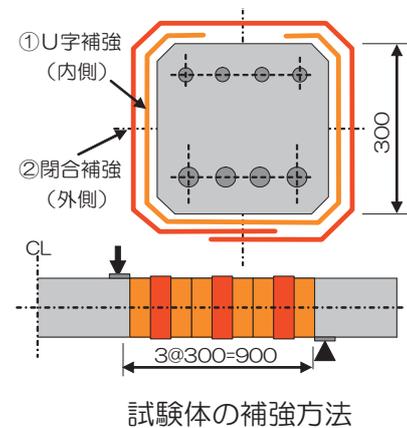
本研究では、このようなラーメン橋脚の横梁を対象とし、部材側面および底面への U 字型補強と、部分的に部材全周に巻付ける閉合補強を合わせたアラミドシート補強工法のせん断耐荷性状を実験的に検討した。

## 研究の概要

本実験では、試験因子を U 字補強量、および U 字と部分閉合の組合せ方法とした。

U 字補強量は単位幅のシート耐力を 100～400kN/m の範囲で変化させた。併用補強は補強量の合計を 225kN/m 程度とし、U 字補強と閉合補強のシート耐力の組合せを変化させた。

アラミド繊維シートは高弾性タイプの一方向シートを使用した。U 補強区間はせん断区間全体とし、部分閉合補強は等間隔に 3ヶ所で行った。



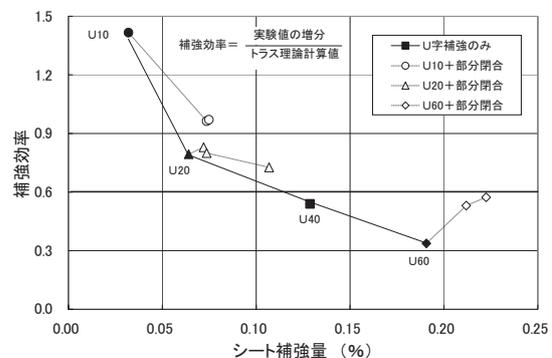
## 研究の成果

U 字補強試験体はせん断区間圧縮縁のかぶりコンクリートの剥離により、併用補強試験体は部分閉合部のシート破断により終局に至った。併用補強による補強効果は、部分閉合部のアラミド繊維シートが梁の水平方向の体積膨張を拘束することにより発揮されることが確認された。

せん断耐力の向上効果は U 字補強のみでも発揮されるが、シート補強量の増加に伴い補強効率が低下する傾向が認められる。部分閉合補強を組合せることにより、補強効率の低下傾向は緩和され、アラミド繊維シートの引張耐力を効率的に利用できることが確認できた。



U 字+部分閉合補強の破壊状況



シート補強量と補強効率の関係

Sear Resistant Behavior of RC Beams Reinforced jointly with U-shaped Jacketing and Partial Wrapping of AFRPs.

NORIMICHI NAKAJIMA HIROSHI MIKAMI HIROO SHINOZAKI TOMIO TAMURA

Key Words : Aramid Fiber Sheets , Reinforced with Partial Wrapped

## 鉄筋探査機器の測定精度の評価

三加 崇 藤田 学 浅井 洋 玉置 一清 斯波 明宏

キーワード：かぶり、電磁波法、電磁誘導法、鉄筋探査

### 研究の目的

コンクリート構造物の耐久性を評価する手法の一つである鉄筋かぶりの測定には、電磁波法、電磁誘導法、超音波法など様々な原理を応用した機器が市販されているが、実際の現場環境下にお

ける測定精度は明らかではない。本報告は、電磁波法、電磁誘導法に関して、その補正方法および運用方法の妥当性を検証するものである。

### 研究の概要

かぶり測定は、電磁波法および電磁誘導法を利用した測定機器を使用した。

覆および高欄、橋脚を想定した試験体である。

測定機器の基本的な精度を検証する目的で、一方向の鉄筋配置のみとし、測定面を打設面および型枠面とした基礎試験体についてかぶりを 52mm から 162mm と変化させて配置した。

測定対象とした鉄筋は D16、D25、D35 の 3 種類である。

実際の配筋状態による精度を検証する目的で、直交方向にも鉄筋を配置した実物模型試験として、コンクリート強度(40N/mm<sup>2</sup>、21N/mm<sup>2</sup>)とかぶり(45mm、116mm)が異なる 3 種類で、橋体、地



写真-1 基礎試験体



写真-2 実物模型試験体

### 研究の成果

電磁波法については対象構造物と型枠や養生等の施工条件を同一としたダミー試験体を別途準備して補正值の設定を行うと、±10%程度の良好な精度を有することがわかった。

電磁誘導法では、測定箇所に数種類の厚みを有する板または発泡スチロールを置いてかぶりの測定を行い、測定値の誤差を補正值として補正を行った結果、±10%程度の良好な精度を有することがわかった。

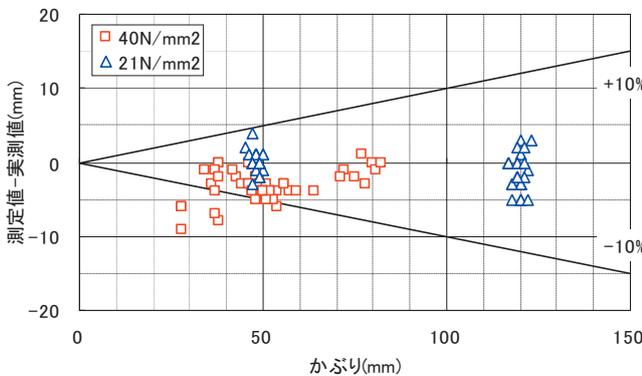


図-1 かぶり測定値と誤差の関係(補正後)-電磁波法

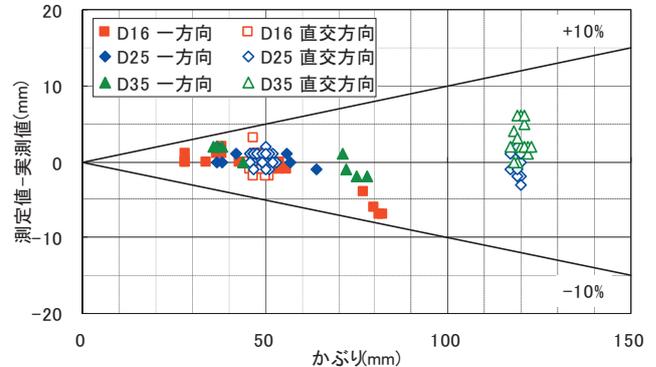


図-2 かぶり測定値と誤差の関係(補正後)-電磁誘導法

## Evaluation of the Measurement Accuracy of Reinforcing Bar Probe Meters

TAKASHI SANGA MANABU FUJITA HIROSHI ASAI KAZUKIYO TAMAKI AKIHIRO SHIBA

Key Words : Covering depth, Electomagnetic wave method, Electromagnetic induction method,

Reinforcing bar probe

## 多層固化改良された液状化地盤のオンライン地震応答実験

高橋 直樹 山本 陽一 三上 博 中田 雅夫

地震応答特性, 液状化, オンライン地震応答実験, 地盤改良, 薬液注入

### 研究の目的

板状の固化改良体を液状化対象層内に多層配置することにより, 部分的に地盤の軟化や液状化を許容して減震効果を利用するとともに沈下および不同沈下を低減することを期待した地盤改良形式である多層固化改良を提案した。

本研究では, 種々の改良率に対して多層固化改良を含む改良形式についてオンライン地震応答実験を実施し, 対策地盤の地震時挙動と減震効果について考察した。

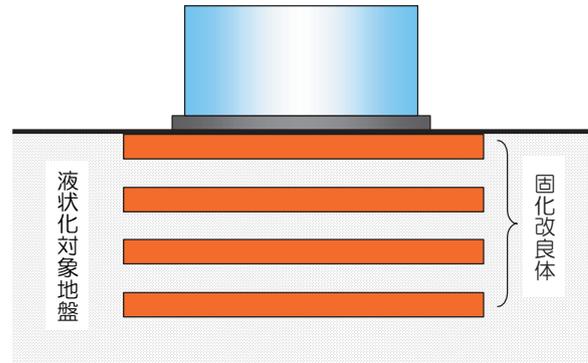


図-1 多層固化改良のイメージ

### 研究の概要

オンライン地震応答実験は, 地盤の非線形な復元力を要素実験から直接求め, それをオンラインで地震応答解析に結びつけて地盤の地震時挙動をシミュレートするものである。

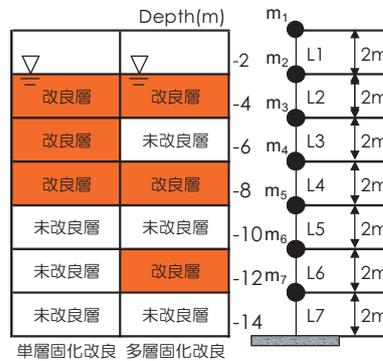


図-2 地盤モデル

地盤モデルは, 深さ 14m の成層砂地盤 ( $D_r=50\%$ ) とし, これを一次元の質点系にモデル化した。L2 層~L7 層の復元力を要素実験により実測し, 固化改良供試体には, 水ガラス系恒久グラウトで固化したものを用いた。

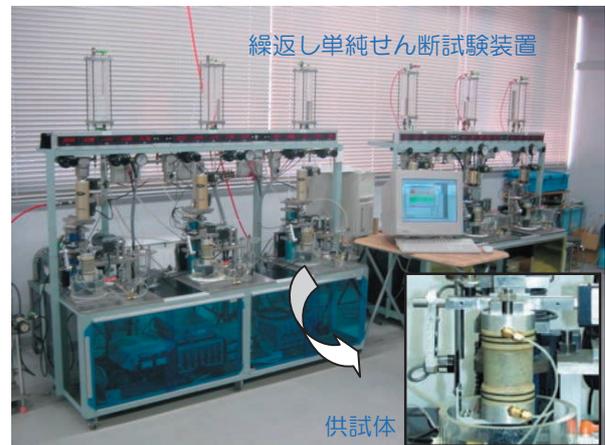


写真-1 オンライン地震応答実験装置  
(山口大学 兵動教授研究室)

### 研究の成果

加速度減衰率は, 改良率の低下に伴って小さくなり, 全層固化改良 (改良率 100%) と比較して無対策 (改良率 0%) で 50% の減衰率であることがわかる。さらに, 同様の比較から, 単層固化改良 (改良率 50%) で約 70%, 多層固化改良 (改良率 50%) で約 60% の減衰率を示していることがわかる。

以上のことから, 部分的に地盤の軟化や液状化を許容する改良体配置とする多層固化改良は, 全層固化改良と比較して減震効果を発揮し, さらにその効果は同一改良率の単層固化改良よりも大きいことが明らかとなった。

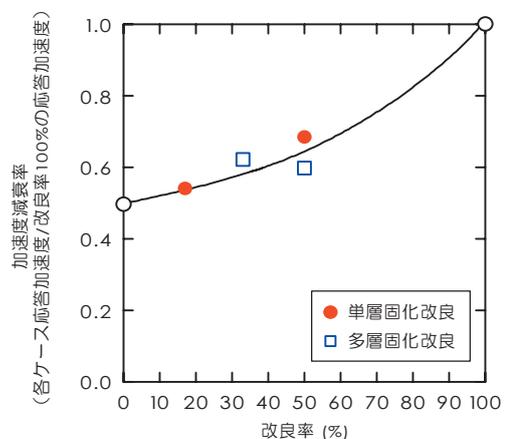


図-3 加速度減衰率と改良率との関係

On Line Pseudo-Dynamic Response Test to Evaluate the Effect of Improving Liquefiable Soils through the Multilayer Grouting Method

NAOKI TAKAHASHI, YOICHI YAMAMOTO, HIROSHI MIKAMI, MASAO NAKATA

Key Words : Seismic Response, Liquefaction, Pseudo-Dynamic Test, Soil Improvement, Chemical Grouting

# ハイビジョンカメラと GPS/IMU を用いた三次元形状連続計測システムの開発

佐田 達典 塩崎 正人

キーワード：デジタル画像，ステレオ写真，ハイビジョンカメラ，GPS，IMU

## 研究の目的

社会基盤施設の増加に伴い今後増大が予想される維持管理業務では、短時間に広範囲の構造物を効率的に点検・調査する技術が求められている。本研究では、GPS 受信機と IMU (Inertial Measurement Unit, 慣性航法装置) を組み合わせた連続位置計測システム (GPS/IMU) を用いて、トンネル内や高架

下などの衛星電波の届かない場所でも連続して高精度な位置・姿勢検出を可能とした三次元形状連続計測システムを開発した。今回、本システムを利用して道路面および周辺構造物を撮影し、その映像を解析することによって道路空間形状を効率良く計測する手法について検討した。

## 研究の概要

本システムは3台のデジタルハイビジョンカメラ (DHVC) と GPS/IMU 装置、時刻同期用の GPS 受信機及び計測機器を制御するパソコンとで構成されている。

GPS/IMU で取得した位置姿勢データを元に車両前部に設置した複数の基準点ターゲットの座標値を算出し、その座標値を用いてステレオ画像の三次元解析を行い、世界測地系に基づいて形状データを取得する。DHVC のデータと GPS/IMU のデータは GPS 時刻による同期をとることで対応付けする。DHVC で撮影された 1/30 秒単位の動画フレームからは 1,280×720 画素の高精細な静止画をキャプチャすることが可能である。

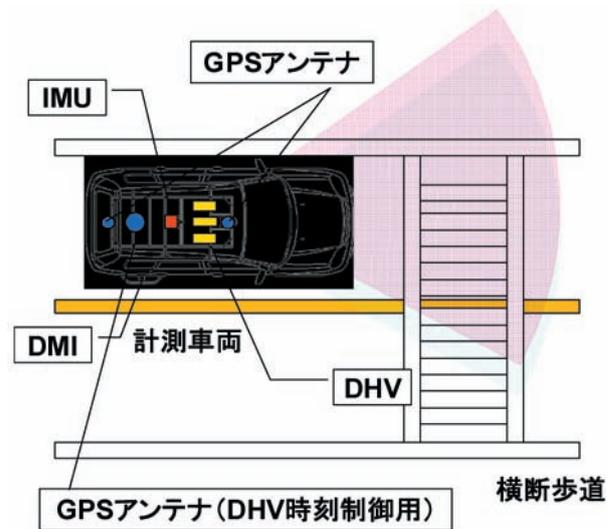


図-1 システム構成

## 研究の成果

精度検証の結果、システム全体の計測精度は三次元座標値 (斜距離) の最も良い場合で約 10cm, カメラから被写体までの距離が 8m までは約 20cm であることが確認できた。

本手法による計測は、時速 50km~60km の通常の走行速度で計測可能であり、1 車線の道路であれば最低往復 2 回の走行で道路に関する位置データを収集することができる。通常速度で走行しながら計測するので交通規制が不要であり、在来手法に比べ短時間で計測作業を終了することができる。また一度に道路および道路に関する施設を計測可能であり、映像としてデータを取得するので再測する場合でも現場に行く作業が不要である。さらに映像と位置情

報をデータベース化することで時系列的に道路施設の管理に利用することが可能である。



図-2 ビューワーの画面例

Mobile Topographic Measurement System using High-vision Cameras

and GPS/IMU

TATSUNORI SADA MASANDO SHIOZAKI

Key Words : Digital Image, Photogrammetry, High-vision Camera, GPS, IMU

# ソイルセメント本設杭工法の杭頭接合部に関する実験的研究

江頭 寛 山中 久幸 田野 健治 大塚 繁 宮田 勝利 中島 正博

キーワード：ソイルセメント柱列壁，杭頭接合部，スタッド，組合せ応力

## 研究の目的

ソイルセメント本設杭工法は仮設山留め壁であるソイルセメント柱列壁を本設杭に適用するものである。本工法の杭頭部には、柱列壁芯材のH鋼にスタッドを設けて建物本体と接合する方法を採用し、建物重量や地震力などの荷重伝達を図っている。

本報は、杭頭接合部を対象にスタッドの応力分布、接合部耐力および破壊状況を確認するために行った載荷実験結果と、スタッド応力の計算方法について報告する。

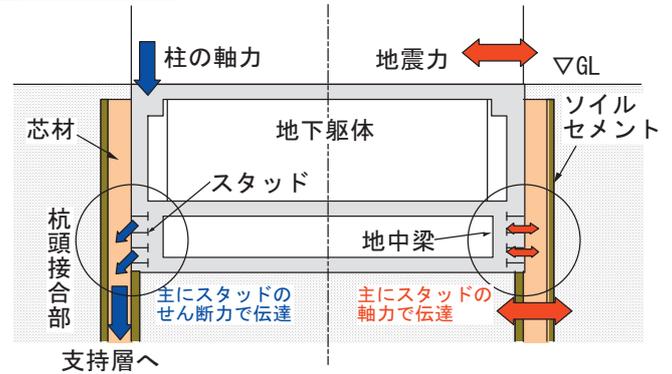


図-1 工法の概要（荷重伝達イメージ）

## 研究の概要

試験体は杭頭接合部を模擬した実大モデルの3体である。typeAは頭付きスタッドを使用した基本モデル、typeB、typeCは応力集中部分に異形鋼棒スタッドを使用した耐力向上モデルである。H鋼に上部建物からの柱軸力Nを加え、地震時のせん断力Qを加した。Qの加力方向は、typeA,BがH鋼の強軸方向、typeCは弱軸方向である。

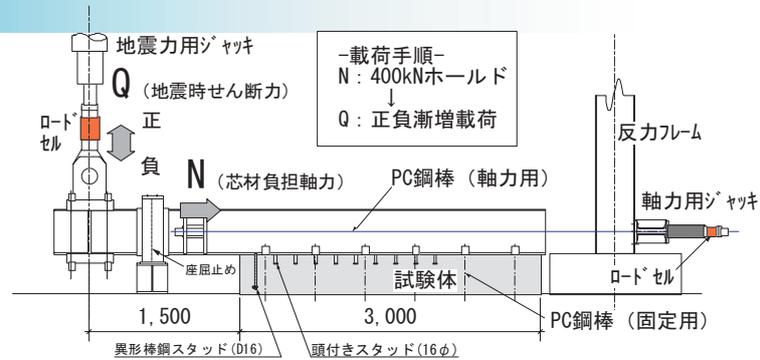


図-2 加力形式 (typeB)



写真-1 実験状況 (typeA,B:強軸載荷)

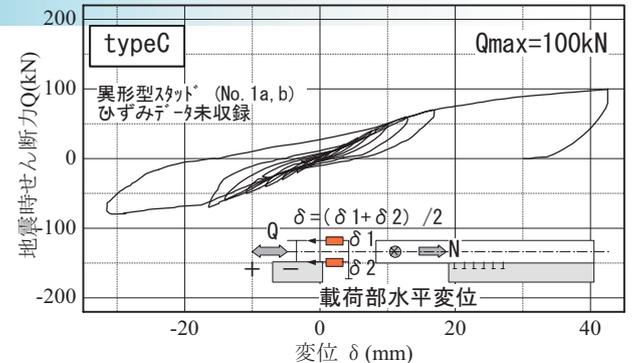
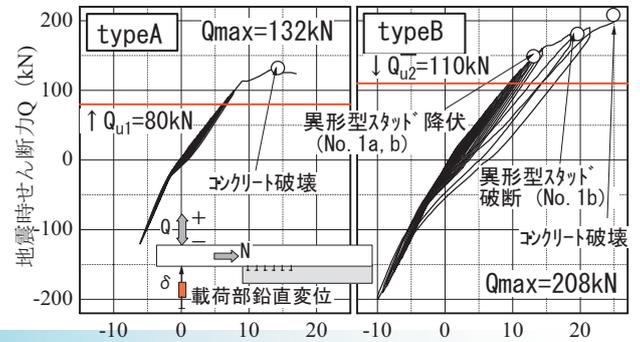


図-3 荷重—変位関係

## 研究の成果

typeBの耐力はtypeAを上回り、応力集中部に異形型スタッドを使用することで、杭頭接合部の耐力が向上することが確認できた。typeCはH鋼のねじれ変形が顕著であった。また、組合せ応力時（せん断力を受けた状態）のスタッドの引張耐力は、既往の計算式で安全側に評価できることが判明した。

本報に示す接合部の抵抗機構を使用することで、スタッドに生じる応力を計算することができた。

A Study of pile head connection of soil cement mixing wall and basement structure

HIROSHI EGASHIRA HISAYUKI YAMANAKA KENJI TANO SHIGERU OTSUKA

KATSUTOSHI MIYATA MASAHIRO NAKAJIMA

Key Words: Soil Cement Mixing Wall , Pile Head Connection , Stud , Combined Stress

# コンクリートの非破壊圧縮強度推定法の開発 -コンクリートの含水率が弾性波速度に及ぼす影響-

立見 栄司

キーワード：コンクリート，非破壊検査，衝撃弾性波，弾性波速度，圧縮強度，含水率

## 開発の目的

コンクリートは打設方法や養生方法により強度発現やジャンカ発生などの品質に影響を受ける。そこで、品質を確保するためには、適切な管理は元より、築造されたコンクリート構造物の性能を正しく評価する必要があるものと考えられる。このような観点から、コンクリートの品質の中で最も重要な圧縮強度を弾性波の伝播速度（弾性波速度）から推定する手法を開発した。この方法は、コンクリート表面に振動検

出器を当て、その近傍をハンマーで軽く叩くだけの極めて簡便な方法で圧縮強度が推定できることを特徴としているが、使用材料，調合，養生方法，含水率などのコンクリートの構成要素が弾性波速度に影響を及ぼし、推定精度の低下を招く可能性がある。

精度向上の観点から、これらの影響要因について研究を行っており、本報告では含水率が弾性波速度と圧縮強度との関係に及ぼす影響について述べる。

## 開発の概要

本研究では円柱供試体を用い、2種類の実験を行った。実験①は乾燥材齢の違いによるコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係を求める実験である。材齢28日間の標準養生の後、恒温室での気中養生に替え、乾燥材齢2，4，8，16 および32週において質量，含水率，弾性波速度および圧縮強度を測定した。実験②は型枠の脱型時期の違いによるコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係を求める実験である。材齢3，5および7日に型枠を脱型し、気中養生を行い、材齢1，2，4および8

週において質量，含水率，弾性波速度および圧縮強度を測定した。

含水率の測定は、写真に示すように、接触型水分計により円柱供試体の端面で行った。



写真-1 含水率の測定

## 開発の成果

図は、型枠脱型時期の違いによる弾性波速度と圧縮強度との関係を含水率に応じて分類したものであり、含水率を考慮した弾性波速度と圧縮強度との関係である。含水率が4.8%以上では、前報で設定した圧縮強度推定式に一致しており、含水率の影響は見られなかった。4.8%を下回ると弾性波速度が低下するために同式から外れ、弾性波速度軸の減少する方向（左）に平行移動する傾向が見られた。

他方、図中の関係式(1)～(3)は圧縮強度推定式の係数の値を変えたものである。これらの関係式と含水率を考慮した弾性波速度と圧縮強度との関係は非常によく対応しているため、含水率を考慮した圧縮強度推定式への拡張性が確認された。したがって、

弾性波速度測定と同時に含水率を測定することにより、含水率の影響を低減し、圧縮強度の推定精度を向上させる可能性があるものと思われる。

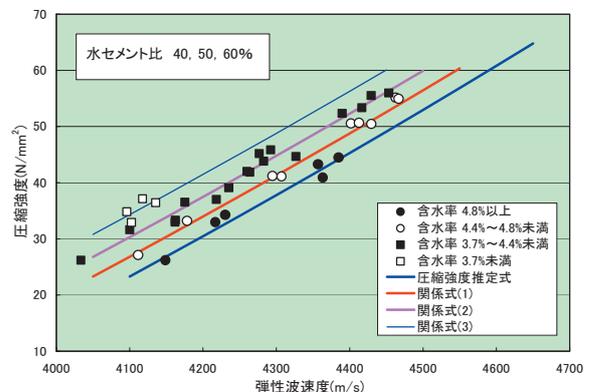


図-1 脱型時期の違いによる含水率を考慮した弾性波速度と圧縮強度との関係

The Development of a Nondestructive Inspection Method for Estimating Concrete Strength  
 -Influence of total moisture content in Concrete on Elastic Wave Velocity-

EIJI TATSUMI

Key Words: Concrete, Elastic Wave Velocity, Compressive Strength, Percentage of Total Moisture Content

# 滑りネジを利用した増幅機構付き減衰装置の開発

中南 滋樹 谷垣 正治 鈴木 亨 古橋 剛

キーワード：滑りネジ，増幅機構，減衰装置

## 開発の目的

増幅機構付き減衰装置は、直線運動を回転運動に変換し粘性体の作用する速度を増幅させることにより大きな減衰力を発揮する装置である。従来の転がりネジの場合、減衰力のほとんどが粘性力であり吸収エネルギーに伴い抵抗力が低下する。本報では滑りネジを利用することにより粘性力の割合を抑え、摩擦力を付加することにより、より安定した減衰性能を発揮できる装置を考案した。



## 開発の概要

自動車のプレス金型部品に広く利用されているオイルレス軸受材をナット材に、相手材をネジに成型加工し増幅機構を形成した。

本装置の減衰力を予測するため、ネジ面での力の釣り合い関係より理論式を導いた。

減衰力はネジの摩擦に大きく依存するため、平面材の摺動試験により摩擦特性を確認した。また、3タイプの実機を製作、単体動的加振試験より、実験値と理論値の整合性の確認を行った。

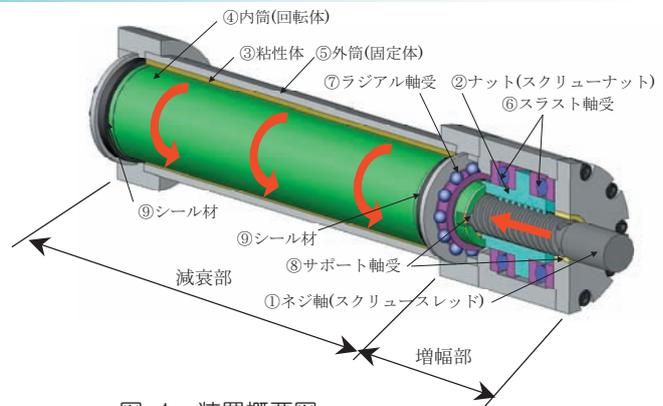


図-1 装置概要図

## 開発の成果

導かれた理論式により、摩擦力は滑りネジと軸受材の周長とネジのリードの関係を変化させることにより、任意に設定することが可能であることがわかった。これにより、粘性力の割合を低く設定することができるので、繰り返し依存や温度依存を改善することができる。

単体動的加振試験より履歴特性と速度-減衰力関係を確認した。履歴は安定しており、ネジ材の摩擦特性に面圧と摺速を考慮することにより、実験値をおおむね予測することが可能であることがわかった。

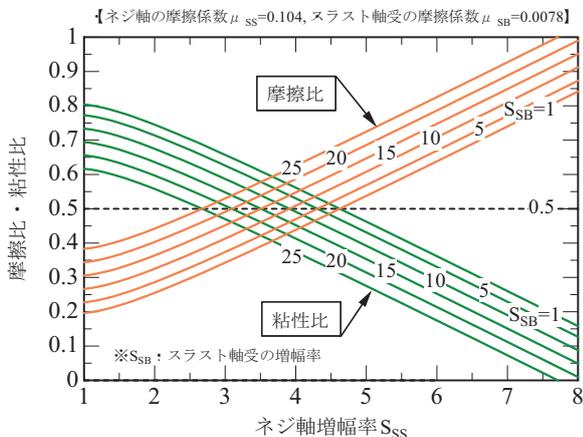


図-2 摩擦比及び粘性比

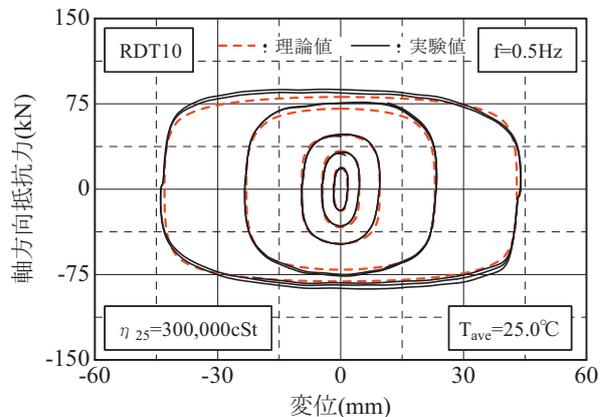


図-3 装置単体の履歴特性

Development of Seismic Device with Amplification Mechanism using Slide Screw

SHIGEKI NAKAMINAMI MASAHARU TANIGAKI TORU SUZUKI TAKESHI FURUHASHI

Key Words : Slide Screw , Amplification Mechanism, Seismic Device

## 鉄道軌道に近接する免震建物の振動伝搬特性

山岸 邦彰 岩本 毅 谷垣 正治 原田 浩之 嶋田 泰

キーワード：免震建物，振動伝搬

### 研究の目的

近年，都市中心部における集合住宅等の建設が増加傾向にある中で，交通振動に伴う音環境の悪化が懸念される。特に問題となる固体伝搬音は事後対策が困難なことから，企画・設計段階においてその影響を予測し，適切な対策を施すことが重要となる。一方，最近では固体伝搬音の低減効果があるとして免震構法の有効性について論じられることが多くな

ってきている。本報では，固体伝搬音の予測精度の向上，および免震構法による固体伝搬音の低減効果の把握を目的として，その基礎資料を得るために行った鉄道軌道に近接する免震建物の振動測定結果について報告する。また，解析的検討による免震構法の振動低減効果について報告する。

### 研究の概要

高架軌道に近接する 20 階建て免震集合住宅を対象に，地盤の距離減衰，基礎の入力損失，免震層による振動低減，建物内波動伝搬の各特性を把握する目的で加速度計による振動測定を行った。

また，一般的な免震建物の上下振動の低減効果を把握するために，試設計された 5~20 階建物の多質点系応答解析モデルから計算される振動加速度レベル差の 1/3 オクターブバンド値計算し，既往の研究成果との比較等を行った。

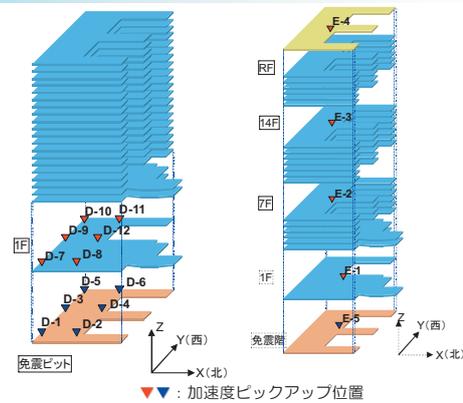


図-1 測定位置(左:免震効果の測定,右:建物内伝搬の測定)

### 研究の成果

測定結果から本建物における上記各特性を明らかにした。例えば免震層による振動低減効果は 2~5dB 程度であるなど，既往の研究よりやや小さくなることが分かった。これは解析的検討から，建物階数が多いほど，また免震層の鉛直剛性が大きいほど，上下方向の高次モードの影響により免震層による振動低減効果が小さくなると予想されることが分かった。

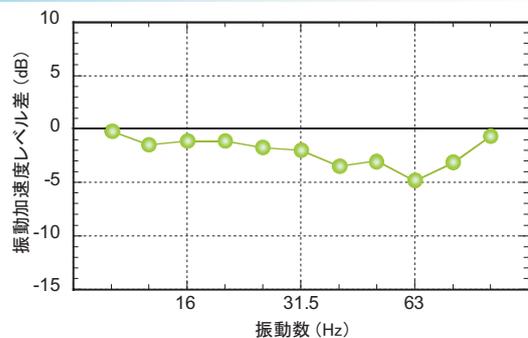


図-2 免震基礎間の振動加速度レベル差

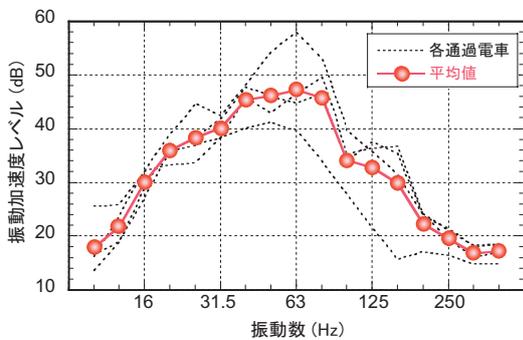


図-3 列車通過時の振動加速度レベル  
敷地境界線から 15m の地点

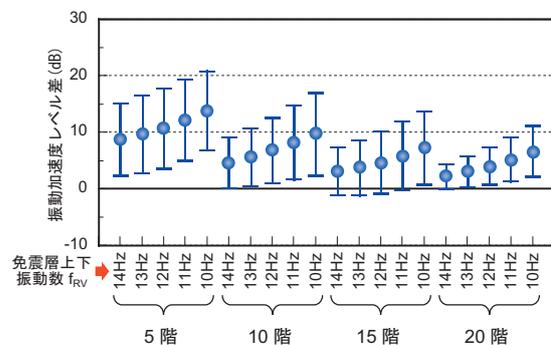


図-4 建物階数および免震層上下振動数の違いによる免震層間の振動加速度レベル差(解析値)

Vibration Propagation of A Seismic Isolation Building near to Railway Tracks

KUNIAKI YAMAGISHI TAKESHI IWAMOTO MASAHARU TANIGAKI

HIROYUKI HARADA YASUSHI SHIMADA

Key Words : Seismic Isolation Building, Vibration Propagation

# コンクリートの強度発現に及ぼす部材中水分の影響に関する研究

河上 浩司 西本 好克 蓮尾 孝一 松田 拓

キーワード：高強度コンクリート、圧縮強度、みかけの結合水

## 研究の目的

高強度コンクリートでは、セメントが完全に水和するために必要となる量に対して単位水量が不十分であるにもかかわらず、低水結合材比になるほど高強度となる。しかし、そのような強度域のコンクリートの強度発現に及ぼす水分の影響についての研究は少ない。

本論では、強度試験後の供試体片を用いて 105℃ 乾燥法による質量含水率を算出し、単位水量、骨材中の水分量、そして乾湿による水分量変化などコンクリート中の水分に関係する因子と合わせてみかけの結合水率を算出し、水分が強度発現へ与える影響について検討を行った。

## 研究の概要

検討した結合材種類は、普通ポルトランドセメント (N) と低熱ポルトランドセメント (L), 中庸熱ポルトランドセメント (M), および L セメントの質量の内割 10% をシリカフェーム (SF) に置換した LSF の 4 種類である。これらの結合材を用いて、水結合材比 16.7~60.0% (結合材水比 1.67~6.0) の範囲のコンクリートを練り混ぜ、標準養生、20℃ 封かん養生および部材試験体から採取したコア供試体、それぞれの圧縮強度を試験し、また、試験後の供試体片により質量含水率を測定した。

水率は材齢とともに減少するが、全体的に低熱系の結合材のほうが、水結合材比が大きいほど大きくなる傾向がある。一方、単位容積質量は、材齢による変化量は小さく、水結合材比が小さいほど大きくなる事が確認された。

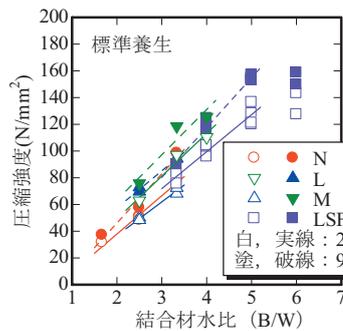


図-1 圧縮強度

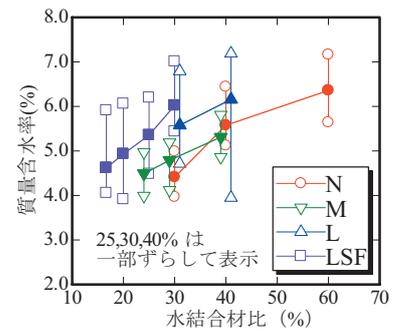


図-2 質量含水率の範囲

## 研究の成果

得られた実験結果をもとに、式(1)によりみかけの結合水量を算出した。求めたみかけの結合水量を調査上の結合材量で除した値 (みかけの結合水結合材比) と、圧縮強度との関係性を評価した結果、調査上の水結合材比ごとに良い相関が得られた。

これらの検討により、みかけの結合水結合材比により、低強度領域から超高強度領域までのコンクリートの圧縮強度を、連続的に評価できる可能性を示した。

$$W_b = W_0 + W_g \pm \Delta W - W_c \quad (1)$$

$W_b$  : みかけの結合水量 (kg/m<sup>3</sup>)

$W_0$  : 単位水量 (kg/m<sup>3</sup>)

$W_g$  : 骨材に含まれる水分量 (kg/m<sup>3</sup>)

(調査上の骨材量 × 吸水率)

$\Delta W$  : 吸水・乾燥による水分変化量 (kg/m<sup>3</sup>)

(単位容積質量変化により評価)

$W_c$  : 質量含水量 (kg/m<sup>3</sup>)

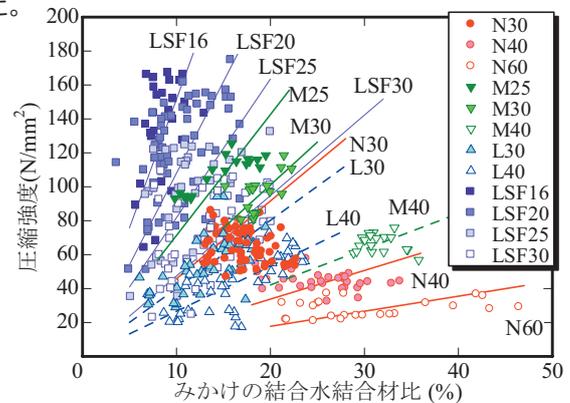


図-3 みかけの水結合水比と圧縮強度

A Study on the influence of moisture content on strength development  
in concrete members

HIROSHI KAWAKAMI YOSHIKATSU NISHIMOTO KOICHI HASUO TAKU MATSUDA

Key Words : High-Strength Concrete, Compressive Strength, Apparent Binding Water

## 集合住宅の排水立て管騒音に関する研究

嶋田 泰 安岡 博人 塚本 幸助

キーワード：排水立て管, 固体伝搬音, 空気伝搬音

### 研究の目的

近年、集合住宅では室内の静寂性に対する要求が高まってきている。その中で、排水音のように比較的小さな音に対しても苦情が発生する場合があります、これまで以上の遮音対策を求められることが多い。

排水音の遮音対策を検討する上では、パイプシャフト壁から透過する空気伝搬音と、排水立て管の床

貫通部からの固体伝搬音の両面からの検討が必要である。そのためには集合住宅で想定される様々な条件下での排水音の発生音レベルと対策効果を把握する必要はあるが、既往の研究事例は少ない。

本研究では、排水音の遮音対策検討のための基礎データを得ることを目的とした実験を行った。

### 研究の概要

実験は、排水実験タワーにおいて、排水立て管の床スラブ貫通部やパイプシャフトの仕様など、通常の集合住宅に近い条件を再現させて行った。

固体伝搬音に関する実験としては、床貫通部の埋め戻し仕様、排水流量、床貫通部からの距離の3つの要因に着目し、それぞれ条件を変化させた場合の排水時における床スラブの振動を測定した。

また、空気伝搬音に関する実験としては、排水流量、立て管種類、立て管の遮音処理仕様の3つの要因に着目し、それぞれ条件を変化させた場合のパイプシャフト内・外の排水音を測定した。

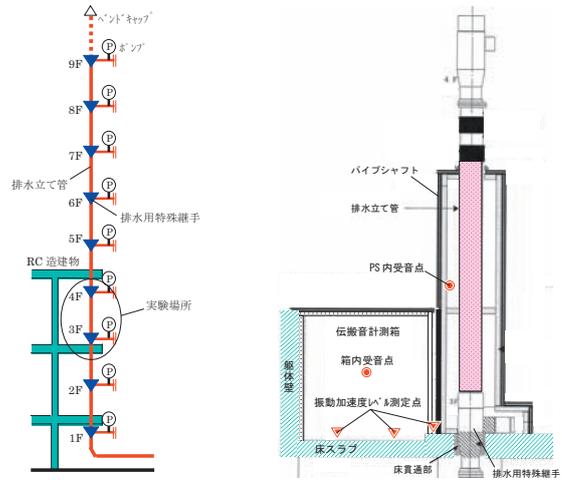


図-1 排水実験タワー 図-2 パイプシャフト

### 研究の成果

実験結果より、排水流量や排水立て管仕様など種々の条件の違いによる排水音の大きさの傾向を把握することができた。また、排水音に対する固体伝搬音と空気伝搬音のそれぞれの影響を明らかにすることができた。排水立て管の設計・施工条件を考慮した効率的な遮音対策を検討する上で、有効な基礎データが得られた。

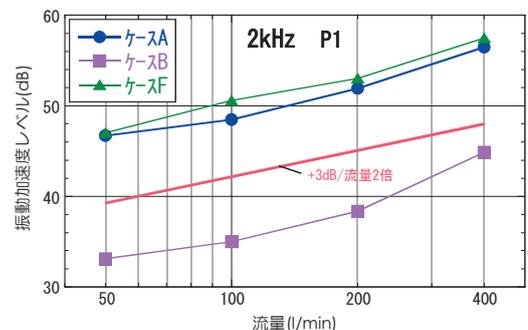


図-4 流量と床の振動加速度レベルとの関係

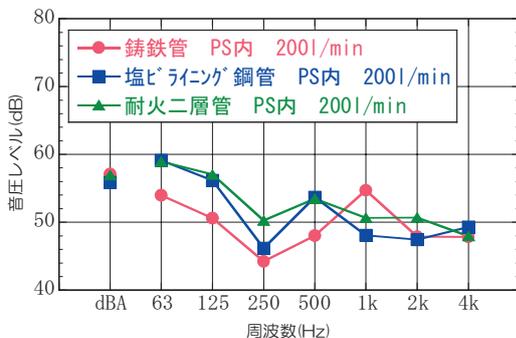


図-3 管材の違いによるPS内音圧レベル比較

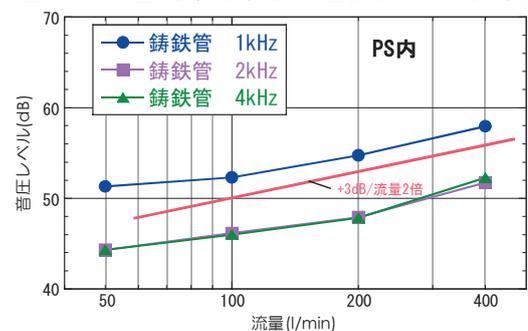


図-5 流量とPS内の音圧レベルとの関係

A Study on Noise Generated from Vertical Drain Pipes in Multi-Family Dwellings

YASUSHI SHIMADA HIROHITO YASUOKA KOUSUKE TSUKAMOTO

Key Words : Vertical Drain Pipe, Structure Borne Sound, Air Borne Sound

## 外断熱工法における二重窓の結露防止性能に関する検討

紺野 康彦 酒井 英二 島田 潔

キーワード：外断熱, 窓, 結露

### 研究の目的

外断熱工法の普及により、結露やカビから建物を守ることができる可能性が高まってきた。今後は窓に対しても、断熱性能をさらに向上させるとともに、結露しないことが求められる。二重窓は寒

冷地で広く使用されてきたが、断熱性能を経済的・効果的に改善できる。外断熱工法の壁と二重窓の施工方法による窓の防露性能を病院の実施工に先立って実験により明らかにする。

### 研究の概要

北海道の冬期環境を再現できる人工気象室内に温湿度を制御できる実験室を設置した。この実験室の外断熱工法の壁に外窓がアルミ枠+シングルガラス、内窓がPVC枠+ペアガラスの二重窓を取り付けた。内断熱との比較、窓の取り付け位置、サッシ周りの断熱補強、風の影響、断熱ブラインドの設置、高性能窓との比較などの組み合わせで実験を行い、窓周りの温度計測と結露状況の観測を行った。



写真-1 人工気象室に設置された実験室

### 研究の成果

外断熱では温まった躯体からの熱伝導と窓回りの断熱を図ったサッシの取り付け方法を行うことで、窓の結露を防止する効果が上がることがわかり、実施物件に適用した。また、断熱ブラインドを二重窓に内包したときの断熱効果を検討し、窓の熱性能を高める効果を明らかにした。

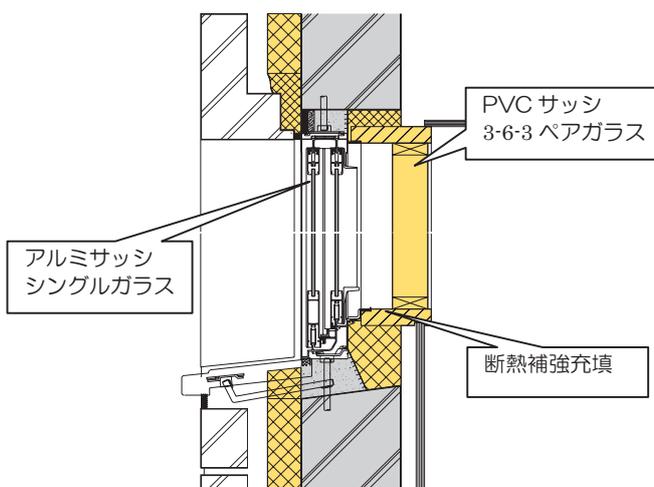


図-1 外断熱における二重窓の納まり



写真-2 二重窓の外窓に生じる結露（霜）

A Study on Condensation Formation in Double Window Systems in Externally Insulated Buildings

YASUHIKO KONNO EIZI SAKAI KIYOSHI SHIMADA

Key Words : External insulation system, Windows, Condensation

## 板状超高層建物の風力特性に関する研究

作田 美知子 野田 博 長谷川 功 平田 裕一

キーワード：板状超高層，風圧測定，一般化風力係数，層風力，風力間の相関

## 研究の目的

構造形式の高度化に伴い、板状建物の高層化が可能となった。これまで、塔状超高層建物を想定した数多くの矩形平面建物の風力特性が検証されデータベース化されているが、辺長比(D/B)の大きな(あるいは小さな)板状超高層建物の風力データベースはあまり整備されていない。

## 研究の概要

対象とした建物形状は、建物高さ  $H=300\text{mm}$  と建物奥行  $D=60\text{mm}$  を固定し、建物幅  $B=60\text{mm}\sim 420\text{mm}$  と変化させた 5 つの矩形平面建物である。縮尺は 1/300 に設定、実験風向は  $0^\circ\sim 90^\circ$  まで  $5^\circ$  ピッチとした。実験では、建物模型の風圧力を同時測定し、各測定風圧に負担面積を乗じて足し合わせて風力とした。風圧を測定したことにより、層風力、前面・背面の風力などの詳細な検討を行った。実験気流は市街地を想定して、ベキ指数 0.27 の勾配流を用いた。実験状況を写真-1 に示す。

本研究では、塔状高層建物から板状高層建物までの風力を系統的に測定し、板状超高層建物の風力特性を塔状超高層建物のそれと比較しながら検討した。検討に際しては、多質点系時刻歴計算による弾塑性風応答への適用も視野に入れて、全体風力のみではなく層風力や風力間の相関についても検討した。

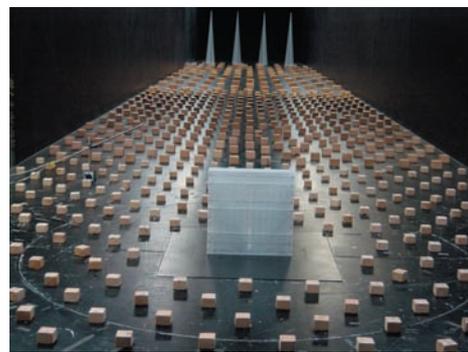


写真-1 実験状況 (D/B=0.2)

## 研究の成果

風洞実験により、一般化風力の性状、層風力の特性ならびに各風力間の相関を比較的広範囲の建物辺長比について考察し、以下の知見を得た。

- ①風方向の一般化風力は前面のみならず背面の風力特性にも依存している(図-1 参照)。ただし、前面風力と背面風力の依存率は気流の乱れ強さに影響されることが考えられ、今後の検討課題である。
- ②風方向の一般化風力係数は  $D/B=1$  付近で最大になり、 $D/B<1$  では  $D/B=1$  のときよりも小さな値をとる(図-1 参照)。
- ③風方向、風直角方向の層風力のパワースペクトル密度の各層の形状は高周波数成分で若干異なるが、ほぼ同じ形状である。層モーメントにおいては  $D/B$  が 1 より大きい場合各層で形状が異なる。
- ④風向角  $0^\circ$  の場合、 $D/B=1$  では  $y$  方向(風方向)の

風力が最大するとき  $x$  方向(風直角方向)の風力も大きな値となるが、 $D/B<1$  では同時に大きな値をとることはない。

- ⑤今後は、建物応答を考慮した風力特性を調査し、板状超高層建物の居住性の検討を行う予定である。

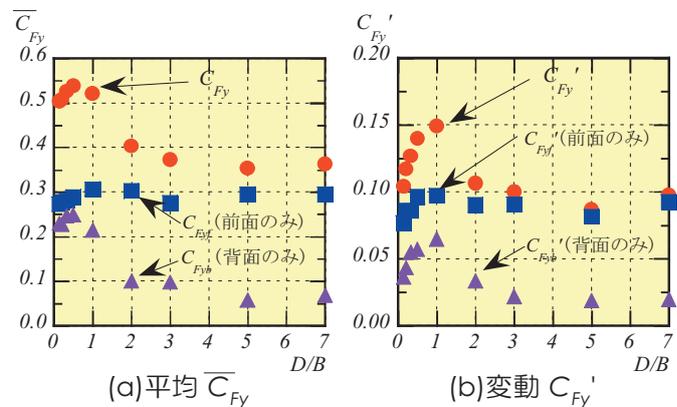


図-1 風方向の一般化風力係数

## A Study of Wind Force Characteristics on Flat High-Rise Buildings

MICHIKO SAKUTA HIROSHI NODA KO HASEGAWA YUICHI HIRATA

Key Words : Flat High-rise Buildings , Wind Tunnel Experiment , Modal Wind Force ,

Local Wind Force , Correlation of the Components of Wind Force

# 要 目

## No.1 アラミド繊維ロッドを用いた橋脚基部曲げ補強に関する実験的研究

篠崎 裕生<sup>\*1</sup> 三上 浩<sup>\*2</sup> 田村 富雄<sup>\*3</sup> 藤田 学<sup>\*4</sup>

アラミド繊維ロッドを用いた RC 橋脚基部の曲げ補強工法を開発した。アラミド繊維ロッドは柱基部に切削した溝への埋込みと、フーチングに切削した鉛直孔への挿入により橋脚基部へ定着する。本工法は、鉄筋を用いた場合と比較して補強後の自重増加がほとんどなく、フーチングへの切削孔の径や本数を減らすことができる。本研究で行った柱模型試験体の水平交番載荷試験により、補強柱の耐力は鉄筋コンクリート構造と同じように、ファイバーモデルで精度良く推定できること、補強柱のじん性は、アラミド繊維ロッドの破断で耐力が決まる場合は補強していない試験体よりも若干劣ることなどが明らかとなった。

キーワード：RC 橋脚、曲げ補強、アラミド繊維ロッド、正負交番載荷

## No.1 Experimental Study on Flexural Behavior of Bridge Columns Strengthened with AFRP Rods.

HIROO SHINOZAKI<sup>\*1</sup> HIROSHI MIKAMI<sup>\*2</sup> TOMIO TAMURA<sup>\*3</sup> MANABU FUJITA<sup>\*4</sup>

The Authors have developed a method of increasing the flexural strength of RC bridge columns using AFRP rods embedded in and around the bottom of columns. This simplified method does not increase the dead weight of treated columns. Cyclic horizontal loading tests were conducted with scale models. The test results showed that the relationship between the displacement and the strength of bridge column can be computed considering AFRP rods as re-bars.

**Key Words: RC Bridge Column, Flexural Strengthened, AFRP Rod, And Cyclic Horizontal Loading Test**

\*1 土木研究開発部 主任研究員 Senior Researcher, Civil Engineering Department

\*2 土木研究開発部 室長 工博 Manager, Civil Engineering Department, Dr. Eng.

\*3 (株)ファイベックス 社長 工博 CEO, Fibex Co.,Ltd., Dr. Eng.

\*4 土木研究開発部 部長 工博 Director, Civil Engineering Department, Dr. Eng.

## No.2 AFRP シートを用いた U 字型と部分閉合補強を併用した RC 梁のせん断耐荷性状

中島 規道<sup>\*1</sup> 三上 浩<sup>\*2</sup> 篠崎 裕生<sup>\*1</sup> 田村 富雄<sup>\*3</sup>

アラミド繊維 (AFRP) シートを用いた U 字型と部分閉合補強を併用した RC 梁のせん断耐荷性状を 9 体の RC 梁を用いて実験的に検討した。特に、本研究では、U 字型補強および部分閉合補強のシート補強量を変化させて検討を行った。その結果、1) 閉合補強した RC 梁の破壊は、部分閉合シートの破断によって生じること、2) せん断耐力を増加させるには、U 字型補強の補強量を増大させるよりも、部分閉合補強量を増加させる方が有効であること、などが明らかとなった。

キーワード：アラミド繊維シート、U 字型補強、部分閉合補強、RC 梁、せん断耐荷性状

## No.2 Shear Resistant Behavior of RC Beams reinforced jointly with U-shaped Jacketing

and Partial Wrapping of AFRPs.

NORIMICHI NAKAJIMA<sup>\*1</sup> HIROSHI MIKAMI<sup>\*2</sup> HIROO SHINOZAKI<sup>\*1</sup> TOMIO TAMURA<sup>\*3</sup>

The shear resistant behaviors of RC beams that were reinforced jointly with U-shape jacketing and partial wrapping of AFRPs were experimentally investigated using a total of nine specimens. These experiments were undertaken with the sheet volume ratio for both reinforcing methods being taken as variable. From this study, the following results are obtained: 1) The shear failure of RC beams reinforced with both methods depends on the rupture of partially wrapped AFRPs; and 2) The shear capacity of the RC beams can be effectively improved by increasing the volume of partially wrapped sheets rather than the U-shape jacketing.

**Keywords: AFRPs, U-shape jacketing method, Partial wrapping method, RC beam, Shear resistant behavior**

\*1 土木研究開発部 主任研究員 Senior Researcher, Civil Engineering Department

\*2 土木研究開発部 室長 工博 Manager, Civil Engineering Department, Dr. Eng.

\*3 (株)ファイベックス 社長 工博 CEO, Fibex Co., Ltd., Dr. Eng.

### No.3 鉄筋探査機器の測定精度の評価

三加 崇<sup>\*1</sup> 藤田 学<sup>\*2</sup> 浅井 洋<sup>\*3</sup> 玉置 一清<sup>\*3</sup> 斯波 明宏<sup>\*1</sup>

コンクリート構造物の耐久性を評価する手法の一つである鉄筋かぶりの測定には、電磁波法、電磁誘導法、超音波法など様々な原理を応用した機器が市販されているが、実際の現場環境下における測定精度は明らかではない。本報告は、電磁波法、電磁誘導法に関して、その補正方法および運用方法の妥当性を検証するものである。両者ともに、適切な補正を行うことにより、測定精度の向上を図ることが可能であることがわかった。

キーワード：かぶり，電磁波法，電磁誘導法，鉄筋探査

### No.3 Evaluation of the Measurement Accuracy of Reinforcing Bar Probe Meters

TAKASHI SANGA<sup>\*1</sup> MANABU FUJITA<sup>\*2</sup> HIROSHI ASAI<sup>\*3</sup> KAZUKIYO TAMAKI<sup>\*3</sup>  
AKIHIRO SHIBA<sup>\*1</sup>

Various methods are proposed for the nondestructive testing of the covering depth for reinforced concrete using commercially available equipment. This paper describes the results of investigations into the measurement accuracy and the correction method for typical reinforcing bar probe meters, which utilize the electromagnetic wave method and the electromagnetic induction method. Measurement accuracy can be increased with proper compensation.

**Key Words: Covering depth, Electromagnetic wave method, Electromagnetic induction method, Reinforcing bar probe**

\*1 土木研究開発部 研究員 Researcher, Civil Engineering Department

\*2 土木研究開発部 部長 工博 Director, Civil Engineering Department, Dr. Eng.

\*3 土木研究開発部 主任研究員 Senior Researcher, Civil Engineering Department

---

### No.4 高強度コンクリートの打上り面の表面仕上げ方法に関する検討

谷口 秀明<sup>\*1</sup> 樋口 正典<sup>\*2</sup> 藤田 学<sup>\*3</sup>

高強度コンクリートはブリーディング量が少ないため、打上り面の仕上げが難しい。一般にコンクリートの仕上げ方法は経験的な判断に任される部分が多く、特に高強度コンクリートに対する方法は明確になっていない。本研究では、PC橋を対象とした高強度コンクリートの仕上げに関し、ブリーディング、乾燥条件および仕上げ方法の違いが、コテ仕上げ性、ひび割れの発生ならびに表面被覆材の付着性に及ぼす影響を確認した。

キーワード：高強度コンクリート，仕上げ，ブリーディング，ひび割れ，付着強度

### No.4 Approaches to Surface Finishing Method suitable for High Strength Concrete

HIDEAKI TANIGUCHI<sup>\*1</sup> MASANORI HIGUCHI<sup>\*2</sup> MANABU FUJITA<sup>\*3</sup>

This paper investigates various surface finishing methods for high strength concrete, especially the concrete used in PC-bridges. It was recognized that the degree of bleeding and drying and the method of trowelling influenced the finishing of trowelling, peeling and cracking and the bonding properties of coats on the finished concrete surface.

**Key Words: high strength concrete, finishing, bleeding, cracking, bond strength**

\*1 土木研究開発部 主任研究員 Senior Researcher, Civil Engineering Department

\*2 土木研究開発部 室長 工博 Manager, Civil Engineering Department, Dr. Eng.

\*3 土木研究開発部 部長 工博 Director, Civil Engineering Department, Dr. Eng.

## No.5 波形鋼板ウェブエクストラード橋の振動特性

高木 康宏<sup>\*1</sup> 藤田 学<sup>\*2</sup> 益子 博志<sup>\*3</sup> 永元 直樹<sup>\*4</sup> 田添 耕治<sup>\*5</sup>

日見夢大橋は、エクストラード橋に波形鋼板ウェブを採用した世界初の橋梁である。今後、波形鋼板ウェブ PC 箱桁構造は長大化が期待される構造形式であり、その振動特性を把握しておくことは、耐風および耐震設計のためにも重要であることから、車両踏台落下実験および常時微動計測を行った。その結果、基本振動数および減衰定数は、既存の同規模のエクストラード橋および PC 斜長橋と同程度の値を示した。

キーワード：波形鋼板，エクストラード橋，振動実験，固有値解析

## No.5 Vibration Characteristics of Extradosed Bridges with Corrugated Steel Webs

YASUHIRO TAKAKI<sup>\*1</sup> MANABU FUJITA<sup>\*2</sup> HIROSHI MASHIKO<sup>\*3</sup> NAOKI NAGAMOTO<sup>\*4</sup>  
KOJI TAZOE<sup>\*5</sup>

Himi Yume Bridge is the first extradosed bridge in the world that uses corrugated steel webs for the main girder. Vibration tests were conducted to identify the vibration characteristics of the bridge for wind-resistant and earthquake-resistant design. The results showed that both the fundamental natural frequency and damping ratio are equivalent to that of existing extradosed bridges and PC cable-stayed bridges of similar sizes.

**Key Words : Corrugated steel webs , Extradosed bridge, Vibration characteristics, Eigen value analysis**

\*1 土木研究開発部 研究員 Researcher, Civil Engineering Department

\*2 土木研究開発部 部長 工博 Director, Civil Engineering Department, Dr. Eng.

\*3 土木技術部 Civil Engineering Technology Department.

\*4 PC 設計部 PC Design Department.

\*5 九州支店 Kyusyu Branch

## No.6 石炭灰造粒物を用いた SCP 改良地盤の液状化振動台実験

山本 陽一<sup>\*1</sup> 高橋 直樹<sup>\*2</sup> 三上 博<sup>\*3</sup> 中田 雅夫<sup>\*4</sup>

砂代替材として開発された石炭灰造粒物を SCP 工法の中詰材料に使用した場合の液状化対策としての有効性を確認すること、SCP 改良地盤の振動前後の土圧係数の変化について明らかにすることを目的として、実施工を模擬するように模型地盤を作成し振動台実験を実施した。実験の結果、石炭灰造粒物を用いた場合の改良効果は従来の良質な砂を用いた場合と同等以上であることが確認された。また、加振後の土圧係数は 1.0 に収束する傾向を示し、SCP 改良地盤の静止土圧係数は地震後に低下する可能性が指摘された。

キーワード：液状化，サンドコンパクション，振動実験，石炭灰，土圧係数

## No.6 Liquefaction Shaking Table Tests of Improved Ground with SCP Using Granulated Coal Ash

YOICHI YAMAMOTO<sup>\*1</sup> NAOKI TAKAHASHI<sup>\*2</sup> HIROSHI MIKAMI<sup>\*3</sup> MASAO NAKATA<sup>\*4</sup>

The objectives of this study were to verify the effectiveness of using granulated coal ash as the fill material in an SCP method for liquefaction countermeasure, and to identify the changes in coefficient of earth pressure after the vibration. A model soil layer that simulated the actual improved ground was subjected to the shaking table test. It was verified from the cone penetration resistance and post-vibration excess pore pressure of the model soil layer that granulated coal ash was as effective as or more effective than high-quality sand for improving soils. The post-vibration coefficient of earth pressure tended to finally reach 1.0.

**Key Words: coal ash, coefficient of earth pressure, liquefaction, sand compaction pile, vibration test**

\*1 土木研究開発部 主任研究員 工博 Senior Researcher, Civil Engineering Department, Dr. Eng.

\*2 土木研究開発部 研究員 Researcher, Civil Engineering Department

\*3 土木研究開発部 室長 Manager, Civil Engineering Department

\*4 土木研究開発部 副部長 工博 Deputy Director, Civil Engineering Department, Dr. Eng.

## No.7 多層固化改良された液状化地盤のオンライン地震応答実験

高橋 直樹<sup>\*1</sup> 山本 陽一<sup>\*2</sup> 三上 博<sup>\*3</sup> 中田 雅夫<sup>\*4</sup>

本論文は、多層固化改良された液状化地盤において、その改良率や改良形式を種々変えたオンライン地震応答実験を行い、対策地盤の地震時挙動に与える影響について考察した。まず、各改良形式の履歴変形特性や加速度応答特性を比較し、改良形式の違いがこれらに与える影響について調べた。さらに、地盤変位や加速度等の応答特性と改良率および改良形式との関係を整理し、多層固化改良の減震効果について検討した。

キーワード：地震動特性，液状化，オンライン地震応答実験，地盤改良，薬液注入

## No.7 On Line Pseudo-Dynamic Response Test to Evaluate the Effect of Improving Liquefiable Soils through the Multilayer Grouting Method

NAOKI TAKAHASHI<sup>\*1</sup> YOICHI YAMAMOTO<sup>\*2</sup> HIROSHI MIKAMI<sup>\*3</sup> MASAO NAKATA<sup>\*4</sup>

In this study, a series of on line pseudo-dynamic response tests were conducted to investigate the seismic behavior of liquefiable ground improved by the multilayer grouting method.

The results indicated that the multilayer grouting method was effective for attenuating seismic motion.

**Key Words: Seismic Response, Liquefaction, Pseudo-Dynamic Test, Soil Improvement Chemical Grouting**

\*1 土木研究開発部 研究員 Researcher, Civil Engineering Department

\*2 土木研究開発部 主任研究員 工博 Senior Researcher, Civil Engineering Department, Dr. Eng.

\*3 土木研究開発部 室長 Manager, Civil Engineering Department

\*4 土木研究開発部 副部長 工博 Deputy Director, Civil Engineering Department, Dr. Eng.

---

## No.8 油汚染土壌の土壌洗浄および生物分解処理に関する基礎的研究

喜多 治之<sup>\*1</sup> 本山 厚<sup>\*2</sup> 中田 雅夫<sup>\*3</sup>

油汚染土壌の土壌洗浄および生物分解処理による油分の除去と土壌の粒径との関係を調べるために、A重油を混合して調整した模擬汚染土壌を用いて基礎的な実験を行った。その結果、土壌洗浄では粘土・シルト中の油分を除去することは困難であるが、生物分解の固相処理およびスラリー処理では分解除去できることが明らかになった。さらに、実験結果を基に、土壌洗浄と生物分解を組み合わせさせた油汚染土壌の効果的な浄化方法について考察した。

キーワード：油汚染，土壌洗浄，固相処理，スラリー処理

## No.8 Fundamental Study on Soil Washing and Biodegradation Treatments of Contaminated Soil with Petroleum Hydrocarbon

HARUYUKI KITA<sup>\*1</sup> ATSUSHI MOTOYAMA<sup>\*2</sup> MASAO NAKATA<sup>\*3</sup>

Soil washing and biodegradation experiments were conducted on the sandy soil samples mixed with A-fuel oil to investigate the relationship between removal of petroleum hydrocarbons and grain size. It was clarified that the removal of petroleum hydrocarbons in clay and silt is possible by solid phase and slurry phase biodegradation treatments, though it is difficult by soil washing treatments. In addition, the combination of soil washing and bioremediation methods is discussed for the effective removal of contaminants in soil based on the experimental results.

**Key Words: Oil Contamination, Soil Washing, Solid Phase Bioremediation, Slurry Phase Bioremediation**

\*1 土木研究開発部 主任研究員 Senior Researcher, Civil Engineering Department

\*2 土木研究開発部 主席研究員 Principal Researcher, Civil Engineering Department

\*3 土木研究開発部 副部長 工博 Deputy Director, Civil Engineering Department, Dr. Eng.

## No.9 ハイビジョンカメラと GPS/IMU を用いた三次元形状連続計測システムの開発

佐田 達典<sup>\*1</sup> 塩崎 正人<sup>\*2</sup>

道路やトンネル等土木構造物の維持管理においては、短時間に広範囲の構造物を効率的に点検・調査する技術が求められている。筆者らは GPS 受信機と IMU を装着することで連続して位置・姿勢検出を可能とした車両に、デジタルハイビジョンビデオカメラを搭載し、走行しながら周辺の形状を連続して計測するシステムを開発した。道路面および周辺構造物の計測に適用した結果、20cm の精度で構造物の絶対位置を計測できることが確認できた。

キーワード：デジタル画像，ステレオ写真，ハイビジョンカメラ，GPS，IMU

## No.9 Mobile Topographic Measurement System using High-vision Cameras and GPS/IMU

TATSUNORI SADA<sup>\*1</sup> MASANDO SHIOZAKI<sup>\*2</sup>

An inspection system to detect structural conditions is required for infrastructure maintenance. The authors have developed a mobile topographic measurement system that can be used as an inspection tool for road surfaces using High-vision digital cameras and GPS/IMU. It was further confirmed that this system is capable of generating 3-dimensional global coordinates of the road surface with an accuracy of 20cm.

**Key Words: Digital Image, Photogrammetry, High-vision Camera, GPS, IMU**

\*1 生産情報研究開発部 室長 工博 Manager, Production and Information Engineering Department, Dr. Eng.

\*2 生産情報研究開発部 研究員 Researcher, Production and Information Engineering Department

## No.10 ソイルセメント本設杭工法の杭頭接合部に関する実験的研究

江頭 寛<sup>\*1</sup> 山中 久幸<sup>\*2</sup> 田野 健治<sup>\*3</sup> 大塚 繁<sup>\*4</sup> 宮田 勝利<sup>\*4</sup> 中島 正博<sup>\*5</sup>

ソイルセメント本設杭工法の杭頭部は、柱列壁芯材のH鋼にスタッドを設けて建物本体と接合する方法を採用している。本報ではスタッドの応力分布や接合部耐力および破壊状況を確認するために杭頭接合部の載荷実験を行った。その結果、応力集中部分に異形棒鋼スタッドを使用することで耐力向上が図れることや、組合せ応力を受けるスタッドの引張耐力は既往の計算式で安全側に評価できることが判明した。また、実験結果よりスタッド応力の計算方法を見出し、本接合法の設計を可能にした。

キーワード：ソイルセメント柱列壁、杭頭接合部、スタッド、組合せ応力

## No.10 A study of pile head connection of soil cement mixing wall and basement structure

HIROSHI EGASHIRA<sup>\*1</sup> HISAYUKI YAMANAKA<sup>\*2</sup> KENJI TANO<sup>\*3</sup>  
SHIGERU OTSUKA<sup>\*4</sup> KATSUTOSHI MIYATA<sup>\*4</sup> MASAHIRO NAKAJIMA<sup>\*5</sup>

In a soil cement mixing wall, the H section steel members of the wall are connected to the basement structure by studs. Loading tests of the pile head connection were undertaken to confirm the stress distribution, joint yield strength, and destruction form of the stud. The following findings were obtained; 1) Yield strength was improved by using deformed bar studs, 2) The method of calculating yield strength and stress of studs was clarified.

**Key Words: Soil Cement Mixing Wall, Pile Head Connection, Stud, Combined Stress**

\*1 建築研究開発部 主任研究員 Senior Researcher, Architecture Department

\*2 建築研究開発部 部長 Director, Architecture Department

\*3 建築研究開発部 研究員 Researcher, Architecture Department

\*4 建築技術部 Architecture Technology Department.

\*5 構造設計部 Structure Design Department.

---

## No.11 段差付き一方向アンボンドスラブの曲げ載荷実験

江頭 寛<sup>\*1</sup> 山中 久幸<sup>\*2</sup> 鈴木 亨<sup>\*3</sup> 小坂 英之<sup>\*1</sup> 新上 浩<sup>\*4</sup> 鈴木 俊哉<sup>\*4</sup>

超高層集合住宅のバリアフリーや大スパン空間を満足させる床工法として、段差付きスラブの開発を行った。本研究では段差付きスラブにアンボンド PC 工法を適用した一方向スラブの曲げ載荷実験を実施し、構造性能の把握を行った。その結果、本工法は主筋降伏後も耐力が上昇するアンボンド工法特有の終局性状を有することを確認した。また、PC 鋼線の最適配置の検討では、反曲点を適所に設けることで段差部に生じる偏心モーメントが低減され、モーメント分布の不連続性を解消できることが判明した。

キーワード：大スパン、アンボンド PC 工法、中空スラブ、偏心モーメント、反曲点

## No.11 Flexural Loading Tests of One-way Unbonded Prestressed Concrete Slab with Step Portion

HIROSHI EGASHIRA<sup>\*1</sup> HISAYUKI YAMANAKA<sup>\*2</sup> TORU SUZUKI<sup>\*3</sup> HIDEYUKI OSAKA<sup>\*1</sup>  
HIROSHI SHINJO<sup>\*4</sup> TOSHIYA SUZUKI<sup>\*4</sup>

To satisfy the disabled access requirements and large span space of super high-rise housing, the one-way unbonded prestressed concrete slab with a step has been the proposed solution. Within this framework, flexural loading tests of the slab were executed, as well as examination of the optimal arrangement for PC-strands. The following findings were obtained; 1) Test results showed that the yield strength of the slab increased after the yield of steel bars, as well as the behavior of the usual unbonded PC structure, 2) the discontinuity of moment distribution could be canceled by the proper arrangement of strands at the step portion.

**Key Words: Long Span, Unbonded Prestressed Concrete, Void Slab, Eccentric Moment, Inflection Point**

\*1 建築研究開発部 主任研究員 Senior Researcher, Architecture Department

\*2 建築研究開発部 部長 Director, Architecture Department

\*3 建築研究開発部 室長 Manager, Architecture Department

\*4 建築研究開発部 研究員 Researcher, Architecture Department

No.12 コンクリートの非破壊圧縮強度推定法の開発  
- コンクリートの含水率が弾性波速度に及ぼす影響 -

立見 栄司<sup>\*1</sup>

コンクリートの圧縮強度を衝撃弾性波の伝播速度を用いて推定する非破壊圧縮強度推定法において、推定精度の向上および適用範囲を把握する観点から、弾性波速度と圧縮強度との適切な関係を導くことは非常に重要である。本報告では、円柱供試体を用いた2種類の実験により、含水率が弾性波速度に及ぼす影響を検討し、既に得られている圧縮強度推定式を含水率に応じた圧縮強度推定式へ拡張できる可能性について述べる。

キーワード：コンクリート，非破壊検査，衝撃弾性波，弾性波速度，圧縮強度，含水率

No.12 The Development of a Nondestructive Inspection Method for Estimating Concrete Strength  
- Influence of total moisture content in Concrete on Elastic Wave Velocity -  
EIJI TATSUMI<sup>\*1</sup>

In order to improve the accuracy of results during a nondestructive inspection of the compressive strength of concrete using the velocity of impact-elastic wave, it is very important to establish the appropriate relationship between velocity and strength. This paper studies the influence of total moisture content in concrete on elastic wave velocity by two types of experiment, and describes the possibility that the existent estimating formula can be extended to a formula which considers the percentage of total moisture content.

**Key Words: Concrete, Nondestructive Inspection, Impact-Elastic Wave, Elastic Wave Velocity, Compressive Strength, Percentage of Total Moisture Content**

\*1 建築研究開発部 主席研究員 Principal Researcher, Architecture Department

No.13 高減衰層をもつ超高層建物の振動特性

鈴木 利哉<sup>\*1</sup> 新上 浩<sup>\*1</sup> 山中 久幸<sup>\*2</sup> 鈴木 亨<sup>\*3</sup> 小坂 英之<sup>\*4</sup> 江頭 寛<sup>\*4</sup>

アスペクト比の大きい超高層建物は、曲げ変形が卓越し、各層にダンパーを配置しても十分な減衰性が得られにくいことが知られている。そこで、本研究では、超高層建物においてもダンパーの減衰性能を発揮させるため、剛性が低く減衰性の高い層と、剛性の高い層を組み合わせる制震架構を提案した。検討の結果、本架構は、曲げ変形が抑制されること、高減衰層に変形が集中し、振動性状の制御が可能となることが明らかとなった。

キーワード：超高層建物，制震構造，アスペクト比，固有値解析，モード減衰，地震応答解析

No.13 Vibration Characteristics of High-rise Buildings with High-damping Stories

TOSHIYA SUZUKI<sup>\*1</sup> HIROSHI SHINJO<sup>\*1</sup> HISAYUKI YAMANAKA<sup>\*2</sup> TORU SUZUKI<sup>\*3</sup>  
HIDEYUKI KOSAKA<sup>\*4</sup> HIROSHI EGASHIRA<sup>\*4</sup>

It is difficult for high-rise buildings with large aspect ratios to obtain sufficient damping performance even if the dampers are arranged on each story. This proposal contends that building structures which combine low rigidity and high damping stories together with high rigidity stories obtain sufficient damping performance. From the results of various response analysis, it is clarified that the flexural deformation and the vibration properties of this framework is controlled by concentrating deformation on the high damping stories.

**Key Words: High-rise Building, Damped Structure, Aspect Ratio, Eigenvalue Analysis, Modal Damping, Earthquake Response Analysis**

\*1 建築研究開発部 研究員 Researcher, Architecture Department

\*2 建築研究開発部 部長 Director, Architecture Department

\*3 建築研究開発部 室長 Manager, Architecture Department

\*4 建築研究開発部 主任研究員 Senior Researcher, Architecture Department

## No.14 滑りネジを利用した増幅機構付き減衰装置の開発

中南 滋樹<sup>\*1</sup> 谷垣 正治<sup>\*2</sup> 鈴木 亨<sup>\*3</sup> 古橋 剛<sup>\*4</sup>

筆者らは、これまで転がりネジを利用した増幅機構付き減衰装置を開発してきた。この装置は機構上、発生トルクによる軸方向力がネジ面に作用すると摩擦力が発生する。この摩擦力に着目し、転がり系より摩擦の高い滑りネジを利用することにより摩擦力の割合を任意に設定でき、かつ抵抗力を転がり系より数倍にできる滑り摩擦型の増幅機構付き減衰装置を考案した。本報では、ネジの力学機構より導かれる理論的特性および単体動的試験による基本特性を把握したので報告する。

キーワード：滑りネジ，増幅機構，減衰装置，滑り摩擦，制震

## No.14 Development of Seismic Device with Amplification Mechanism using Slide Screw

SHIGEKI NAKAMINAMI<sup>\*1</sup> MASAHARU TANIGAKI<sup>\*2</sup> TORU SUZUKI<sup>\*3</sup>  
TAKESHI FURUHASHI<sup>\*4</sup>

Previously, development was undertaken of a seismic device that utilized a ball screw amplification mechanism, which generates friction on the ball screw by an axial force. Aiming at this friction, further development has been undertaken on a new device that utilizes a slide screw to generate higher friction than a ball screw. This new device is able to control the rate of friction arbitrarily and generates several times as much damping force as the conventional device using a ball screw. This paper describes the theoretical characteristics derived from the mechanism of the slide screw and the basic performance based on dynamic tests.

**Key Words:** Slide screw, Amplification mechanism, Seismic Devices, Slide friction, Seismic response control

\*1 建築研究開発部 研究員 Researcher, Architecture Department

\*2 建築研究開発部 室長 工博 Manager, Architecture Department, Dr. Eng.

\*3 建築研究開発部 室長 Manager, Architecture Department

\*4 免制震事業部 Aseismic Device Division

---

## No.15 R C 造柱梁接合部のブレース型ダンパーの鋼製定着部性能実験

平田 裕一<sup>\*1</sup> 鈴木 利哉<sup>\*2</sup> 谷垣 正治<sup>\*3</sup> 野口 恭司<sup>\*4</sup>

ブレース型ダンパーをRC造柱梁接合部に定着させる方法について、その鋼製定着部の剛性・耐力等の性能を確認するために静的加力実験を行った。定着方法は、スタッド定着とプレート定着の2種類である。実験の結果、2つの定着形式とも、大地震経験後の柱梁接合部剛性の変化が小さいこと、および接合部変形全体に占める柱梁接合部内の変形量の割合が小さいことが確認された。

キーワード：ブレース型ダンパー，RC造，スタッド定着，プレート定着，柱梁接合部

## No.15 Loading Test on Steel Anchorage of Brace-Type Damper into RC Beam-Column Connection

YUICHI HIRATA<sup>\*1</sup> TOSHIYA SUZUKI<sup>\*2</sup> MASAHARU TANIGAKI<sup>\*3</sup> YASUSHI NOGUCHI<sup>\*4</sup>

Static loading tests have been carried out to investigate characteristics such as stiffness and the capacities of the steel anchorages, which connect the damper to RC beam-columns, of brace-type dampers. There are two types of anchorages, which are Stud type and Plate type. Loading tests were undertaken on both types. The test results indicated that variation of beam-column connection stiffness after a large earthquake was small, and the ratio of deformation of concrete covered steel plate to total deformation of the beam-column connection was fairly small.

**Key Words:** Brace-Type Damper, RC structures, Stud Anchorage, Plate Anchorage, Beam-Column Connection

\*1 建築研究開発部 主任研究員 Senior Researcher, Architecture Department

\*2 建築研究開発部 研究員 Researcher, Architecture Department

\*3 建築研究開発部 室長 工博 Manager, Architecture Department, Dr. Eng.

\*4 構造設計部 Structure Design Department

## No.16 鉄道軌道に近接する免震建物の振動伝搬特性

山岸 邦彰<sup>\*1</sup> 岩本 毅<sup>\*2</sup> 谷垣 正治<sup>\*3</sup> 原田 浩之<sup>\*1</sup> 嶋田 泰<sup>\*4</sup>

建物における固体伝搬音の予測精度向上および免震構法による固体伝搬音の低減効果の把握を目的として、鉄道軌道近傍に建つ免震建物および周辺地盤の振動測定および解析的検討を行った。測定結果から、63Hz 付近の振動加速度レベルの卓越や建物基礎における 10～15dB 程度の入力損失など一般的傾向を確認したほか、免震装置の振動低減効果や基礎の挙動等を把握することができた。また、振動測定結果と解析結果が良好に一致することを確認した。

キーワード：免震建物，振動伝搬，固体伝搬音，伝達関数，位相速度，位相遅れ

## No.16 Vibration Propagation of A Seismic Isolation Building near to Railway Tracks

KUNIAKI YAMAGISHI<sup>\*1</sup> TAKESHI IWAMOTO<sup>\*2</sup> MASA HARU TANIGAKI<sup>\*3</sup>  
HIROYUKI HARADA<sup>\*1</sup> YASUSHI SHIMADA<sup>\*4</sup>

Measurements and analytical studies of vibration at a seismically isolated building and nearby field located alongside railway tracks were carried out in order to improve the prediction capability of structure born sound and the confirmation of its reduction by seismic vibration systems. The results showed the general tendencies of predominant vibration acceleration frequencies at around 63Hz, and an input loss of 10-15dB at the basement. The vibration reduction effect of isolators and basement behaviors were recognized. It was also shown that numerical analyses could explain some of the measurement results.

**Key Words: Seismic isolation building, Vibration propagation, Structure born sound, Transfer function, Phase velocity, Phase delay**

\*1 建築研究開発部 主任研究員 Senior Researcher, Architecture Department

\*2 環境研究開発部 主任研究員 Senior Researcher, Environment Department

\*3 建築研究開発部 室長 工博 Manager, Architecture Department, Dr. Eng.

\*4 環境研究開発部 研究員 Researcher, Environment Department

---

## No.17 積算温度方式による若材齢強度の推定法

- 主に普通ポルトランドセメントを用いたコンクリートの検討 -

蓮尾 孝一<sup>\*1</sup> 西本 好克<sup>\*1</sup> 松田 拓<sup>\*2</sup> 河上 浩司<sup>\*2</sup>

最近の建築施工では、品質管理や施工速度の向上を目的として、システム化工法や、サイト PCa 工法が多く採用されるようになってきている。これらの施工法では、コンクリートの打設からせき板の取外しや、部材の取付けまでの時間を一定とするタイムスケジュールが要求される場合が多く、コンクリートの初期強度管理の検討が重要である。本報では普通ポルトランドセメントを用いたコンクリートを対象として、調合および養生温度がコンクリートの強度発現に与える影響を把握し、初期強度を推定する方法を提案した。また、低熱系のセメントについても一部検討した。

キーワード：強度発現，初期強度，セメント種類，積算温度

## No.17 Estimate of Concrete Strength in Early Age using the Maturity Method

- Study on Concrete using Ordinary Portland Cement -

KOICHI HASUO<sup>\*1</sup> YOSHIKATSU NISHIMOTO<sup>\*1</sup> TAKU MATSUDA<sup>\*2</sup> HIROSHI KAWAKAMI<sup>\*2</sup>

In recent building works, there has been an increase in application of a systematization industrial method and on-site precast-concreting. The estimate of concrete strength at an early age is important for these constructions. The influence that the variables of cement type, mix proportion and curing temperature have on compressive strength was experimentally investigated, and a method of estimating the strength in early age concrete was proposed. In addition, concrete using low heat Portland cement was partially studied.

**Key Words: Strength Development, Compressive Strength in Early Age, Cement Type, Maturity**

\*1 建築研究開発部 室長 Manager, Architecture Department

\*2 建築研究開発部 研究員 Researcher, Architecture Department

## No.18 コンクリートの強度発現に及ぼす部材中水分の影響に関する研究

河上 浩司<sup>\*1</sup> 西本 好克<sup>\*2</sup> 蓮尾 孝一<sup>\*2</sup> 松田 拓<sup>\*1</sup>

本研究では、圧縮試験後の供試体片を用いて測定した乾燥法による自由水、単位水量、骨材中の水分量、そして水分変化量を組み合わせてコンクリートのみかけの結合水を算出し、圧縮強度との相関性について確認実験を行った。その結果、圧縮強度について以下の知見を得た。

1)みかけの結合水を単位結合材量で除したみかけの結合水結合材比で評価すると、圧縮強度と非常に高い相関が得られる。

2)水結合材比が低くなるほどわずかな結合水量の差が強度へ与える影響が大きくなる。

キーワード：高強度コンクリート、圧縮強度、みかけの結合水

## No.18 A study on the influence of moisture content on strength development in concrete members

HIROSHI KAWAKAMI<sup>\*1</sup> YOSHIKATSU NISHIMOTO<sup>\*2</sup> KOICHI HASUO<sup>\*2</sup> TAKU MATSUDA<sup>\*1</sup>

The apparent combined water content of compression test specimens that had been cut from each part of concrete members were measured. The following findings were obtained by evaluating the compressive strength in the ratio of binder amount to the apparent combined water. 1) The linear equation correlations are approved for the ratio and compressive strength respectively in the binder types and the water-binder ratio. 2) The inclination of the equation shows a high correlation to the ratio of water-binder.

**Key Words: High-Strength Concrete, Compressive Strength, Apparent Binding Water**

\*1 建築研究開発部 研究員 Researcher, Architecture Department

\*2 建築研究開発部 室長 Manager, Architecture Department

## No.19 高周波加熱乾燥法による単位水量の推定に及ぼす各種要因の検討

松田 拓<sup>\*1</sup> 蓮尾 孝一<sup>\*2</sup> 谷口 秀明<sup>\*3</sup> 西本 好克<sup>\*2</sup>

単位水量推定試験に高周波加熱乾燥法を用いる場合の測定結果の補正方法として、1) 細骨材の吸水率の影響、2) セメントの結合水率の影響、3) ウェットスクリーニングの影響について検討を行った。検討結果から各補正值の評価方法を示し、電子レンジ法によるコンクリートの単位水量の算定方法を提案した。さらに、提案手法を超高強度コンクリートの品質管理に適用し、その有効性を確認した。

キーワード：単位水量、品質管理、高周波過熱乾燥法、骨材吸水率、セメント結合水率、ウェットスクリーニング、超高強度コンクリート

## No.19 A Study of Influencing Factors on Water Content Evaluation of Fresh Concrete

using the Microwave Heat Dry Method

TAKU MATSUDA<sup>\*1</sup> KOICHI HASUO<sup>\*2</sup> HIDEAKI TANIGUCHI<sup>\*3</sup> YOSHIKATSU NISHIMOTO<sup>\*2</sup>

The following factors which influence the water content evaluation using the microwave heat dry method were investigated: 1) Absorption rate of fine aggregate, 2) Combined water rate of cement, 3) Extent of wet screening.

The authors propose an evaluation method for water content using a microwave oven, which includes various correction techniques obtained from the above-mentioned results. In addition, the proposed method was applied to the actual quality control of high-strength concrete, and the effectiveness of the method was confirmed.

**Key Words: Water Content, Quality Control, Heat dry Method with Microwave, Absorption Rate of fine Aggregate, Combined Water Rate of Cement, Wet screening, High-strength Concrete**

\*1 建築研究開発部 研究員 Researcher, Architecture Department

\*2 建築研究開発部 室長 Manager, Architecture Department

\*3 土木研究開発部 主任研究員 Senior Researcher, Civil Engineering Department

## No.20 防汚を目的とした外壁用塗装材料の耐久性に関する検討

小久保正美\*<sup>1</sup> 樋口 義次\*<sup>1</sup> 川西 毅\*<sup>1</sup> 蓮尾 孝一\*<sup>2</sup> 松田 拓\*<sup>3</sup>

防汚を目的とした外壁用塗装材料の耐久性、防汚性について検討した。その結果、低汚染型ふっ素樹脂系塗装材料は、耐候性、防汚性に優れていることが明らかになった。一方、光触媒塗装材料は、耐候性に劣る傾向があること、防汚性は優れているものの、シリコン樹脂系シーリング材から発生する汚れや金属の錆汁、汚染物を含んだ雨水（汚濁水）が伝わる壁面の汚れに対しては防汚効果が期待できにくいことがわかった。

キーワード：耐候性、防汚性、屋外暴露試験、ふっ素樹脂、光触媒

## No.20 The Durability of Top Coatings for Outer Walls and their Antifouling Properties

MASAMI KOKUBO\*<sup>1</sup> YOSHITSUGU HIGUCHI\*<sup>1</sup> TAKESHI KAWANISHI\*<sup>1</sup>  
KOICHI HASUO\*<sup>2</sup> TAKU MATSUDA\*<sup>3</sup>

The durability of coatings for outer walls and their antifouling properties were examined. The studies indicated that low contamination type fluoro resin coatings had excellent weathering and antifouling properties. Alternatively photocatalyst coatings tended to have been inferior to weathering. Further to this, there are no antifouling properties resistant to staining from silicone resin and rust fluid.

**Key Words: weathering, antifouling property, outdoor exposure test, fluoro resin, photocatalyst**

\*1 建築技術部 Architecture Technology Department

\*2 建築研究開発部 室長 Manager, Architecture Department

\*3 建築研究開発部 研究員 Researcher, Architecture Department

---

## No.21 集合住宅の排水立て管騒音に関する研究

嶋田 泰\*<sup>1</sup> 安岡 博人\*<sup>2</sup> 塚本 幸助\*<sup>3</sup>

集合住宅における排水音の遮音対策を検討する上では、空気伝搬音と固体伝搬音の両面からの検討が必要である。今回、排水立て管の床貫通部から床スラブに伝達する振動と排水立て管自体からの放射音に着目して、これらに対して影響を及ぼすと考えられる排水立て管仕様や排水流量などの条件を変化させて実験を行った。その結果、各条件下における床振動および放射音の変化の傾向を明らかにすることができた。

キーワード：排水立て管，固体伝搬音，空気伝搬音

## No.21 A Study on Noise Generated from Vertical Drain Pipes in Multi-Family Dwellings

YASUSHI SHIMADA\*<sup>1</sup> HIROHITO YASUOKA\*<sup>1</sup> KOUSUKE TSUKAMOTO\*<sup>1</sup>

To investigate the noise emission of the vertical drain pipes in multi-family dwellings, an experimental study of the sound and structure vibration radiating from the pipes was executed. As a result, changes in vibration and sound levels according to different specifications, discharge rates and other factors were clarified.

**Key Words: Vertical Drain Pipe, Structure Borne Sound, Air Borne Sound**

\*1 環境研究開発部 研究員 Researcher, Environment Department

\*2 環境研究開発部 副部長 Deputy Director, Environment Department

\*3 建築技術部 Architecture Technology Department

## No.22 外断熱工法における二重窓の結露防止性能に関する検討

紺野 康彦<sup>\*1</sup> 酒井 英二<sup>\*2</sup> 島田 潔<sup>\*2</sup>

この研究は普及の兆しを見せている外断熱工法の建物に対して、どのような窓を取り付けたらよいかを実験的に検討したものである。寒冷地でこれまで広く用いられてきた二重窓が、外断熱と組み合わせることによって窓面の結露防止に対して有効であることを確かめた。また、窓の壁への取り付け位置や断熱補強などについて適した手法を比較検討し、実際の病院の施工に反映した。

キーワード：外断熱，窓，結露

## No.22 A Study on Condensation Formation in Double Window Systems in Externally Insulated Buildings

YASUHIKO KONNO<sup>\*1</sup> EIZI SAKAI<sup>\*2</sup> KIYOSHI SHIMADA<sup>\*3</sup>

This report shows experimental results following the installation of windows in externally insulated buildings. Through the study, it was confirmed that the double window system that is popular in cold regions is also effective in preventing condensation when used as part of an externally insulated wall system. In addition, better window positioning and insulation reinforcement were obtained as comparative experiments. These results were reflected in the construction of a hospital.

**Key Words: External insulation system, Window, Condensation**

\*1 環境研究開発部 室長 Manager, Environment Department

\*2 環境研究開発部 研究員 Researcher, Environment Department

---

## No.23 球形ドームに作用する風圧特性と屋内気流性状に関する研究

野田 博<sup>\*1</sup> 長谷川 功<sup>\*2</sup> 寒川 慎也<sup>\*3</sup> 作田 美知子<sup>\*4</sup>

模型表面に粗度を取り付けることにより風洞実験時の見かけ上のレイノルズ数を高くして球形ドーム構造物の風圧特性を検討した。この風洞実験結果を通気口流入条件に用い直径 82m の球形ドーム構造物内部の気流性状を数値流体計算により検討した。風洞実験の結果、表面粗度により風圧分布が異なった。数値流体計算による球形ドーム構造物内部の気流性状検討では、中央部では風速は低いが、壁面近傍や底面近傍においてはある程度風速が認められ、換気性能が十分であることが確認された。

キーワード：球形ドーム構造物，風圧特性，風洞実験，レイノルズ数，表面粗度，室内換気特性，数値流体計算，空気齢

## No.23 A Study on Wind Pressures and Indoor Airflow for Dome Structures

HIROSHI NODA<sup>\*1</sup> KO HASEGAWA<sup>\*2</sup> SHINYA SANGAWA<sup>\*3</sup> MICHIKO SAKUTA<sup>\*4</sup>

In order to confirm the wind pressure distribution of dome structures, a series of wind tunnel experiments, which employed the raised quasi-Reynolds number by attaching roughness onto the model surface, were conducted. Following these experiments, the indoor airflows within dome structures were confirmed using Computational Fluid Dynamics (CFD), applying experimental results to the inflow conditions of vent holes. The following points were clarified from the results. The pressure distributions are different according to presence or absence of surface roughness. Reynolds number significantly influences the experimental results of the surface-pressures. The velocity of airflow at the center of the dome is comparatively low, but the arrangements of vents are sufficient for ventilation of the entire inside air mass.

**Key Words: Dome structure , Pressure, Wind tunnel experiment, Reynolds number, Surface roughness, Indoor airflow, Computational Fluid Dynamics, Life time of air**

\*1 環境研究開発部 室長 工博 Manager, Environment Department, Dr. Eng.

\*2 環境研究開発部 部長 Director, Environment Department

\*3 プラント事業部 Plant Engineering Division

\*4 環境研究開発部 研究員 Researcher, Environment Department

## No.24 板状超高層建物の風力特性に関する研究

作田 美知子<sup>\*1</sup> 野田 博<sup>\*2</sup> 長谷川 功<sup>\*3</sup> 平田 裕一<sup>\*4</sup>

これまで数多くの矩形平面建物の風力特性が検証されデータベース化されているが、辺長比(D/B)の大きな(あるいは小さな)板状超高層建物の風力データベースはあまり整備されていない。本研究では塔状高層建物から板状高層建物までの風力を系統的に測定し、一般化風力、層風力の特性ならびに各風力間の相関について検討した。実験の結果、以下の成果を得た。風方向の一般化風力は前面のみならず背面の風力特性にも依存している。D/B が小さい場合、風方向では他の風力間との相関は低い。

キーワード：板状超高層、風圧測定、一般化風力、層風力、風力間の相関

### No.24 A Study of Wind Force Characteristics on Flat High-Rise Buildings

MICHIKO SAKUTA<sup>\*1</sup> HIROSHI NODA<sup>\*2</sup> KO HASEGAWA<sup>\*3</sup> YUICHI HIRATA<sup>\*4</sup>

In order to investigate the effects of length to width ratio on the characteristics of wind forces acting on flat high-rise buildings, wind tunnel experiments have been carried out with varying length to width building ratios. It was indicated that, the along wind forces depend on not only the characteristics of wind forces on the windward face but also on the leeward face. Correlations between the along wind forces and other forces are fairly low when the ratio of side length is small.

**Key Words: Flat High-rise buildings, Wind Tunnel Experiment, Modal Wind Force, Local Wind Force, Correlation of the Components of Wind Force**

\*1 環境研究開発部 研究員 Researcher, Environment Department

\*2 環境研究開発部 室長 工博 Manager, Environment Department, Dr. Eng.

\*3 環境研究開発部 部長 Director, Environment Department

\*4 建築研究開発部 主任研究員 Senior Researcher, Architecture Department

---

## No.25 静脈システム構築事業における建設業の課題

手塚 慎一<sup>\*1</sup> 大鐘 大介<sup>\*2</sup> 臼井 龍男<sup>\*3</sup>

将来の循環型社会の構築へ向けて、インフラ整備段階における環境保全や地域社会との協調が建設業へ求められている。本報告では、各自治体が推進するエコタウン事業の調査・分析結果をもとに、静脈システム構築における建設業の課題について示した。

キーワード：静脈システム、エコタウン、循環型社会、インフラ整備、環境保全、地域産業振興

### No.25 Construction Topics Related to the Vein System

SHINICHI TEZUKA<sup>\*1</sup> DAISUKE OGANE<sup>\*2</sup> TATSUO USUI<sup>\*3</sup>

Environmental activities and cooperation with local communities at the infrastructure construction stage have been demanded in the construction industry aiming at the creation of Perpetually Circulating Societies of the future. This report shows the various subjects of the construction business related to the vein system obtained by investigating and analyzing Eco-Town Projects promoted in local governments.

**Key Words: Vein System, Perpetually Circulating Society, Eco-Town, Infrastructure Construction, Environmental Activities, Regional Industrial Promotion**

\*1 生産情報研究開発部 研究員 Researcher, Production and Information Engineering Department.

\*2 生産情報研究開発部 主任研究員 工博

Senior Researcher, Production and Information Engineering Department, Dr. Eng.

\*3 生産情報研究開発部 副部長 Deputy Director, Production and Information Department

## No.26 AFRP ロッドを埋設した RC 部材の耐衝撃性に関する実験的研究

三上 浩<sup>\*1</sup> 岸 徳光<sup>\*2</sup> 藤田 学<sup>\*3</sup> 佐藤 昌志<sup>\*4</sup>

キーワード：AFRP ロッド、RC 梁、RC 版、耐衝撃性

### No.26 Experimental study on impact resistance of RC members strengthened with near surface mounted AFRP rods HIROSHI MIKAMI<sup>\*1</sup> NORIMITSU KISHI<sup>\*2</sup> MANABU FUJITA<sup>\*3</sup> MASASHI SATO<sup>\*4</sup>

In order to investigate the impact resistance of RC beams and slabs strengthened with near surface mounted AFRP rods, falling weight impact test was conducted. Here, two impact loading methods (iterative and single) were applied by using 300 kg steel weight. The total 12 RC beams and 9 RC slabs were used for these experiments, in which tensile rigidity of AFRP rod is varied. The results obtained from this study are as follows : 1) impact resistance of RC members can be upgraded by strengthening with near surface mounted AFRP rods ; 2) dynamic capacity ratio of strengthened RC beam with reference to non-strengthened one is almost same with its static capacity ratio ; 3) dynamic capacity ratio of the RC slab is affected to the impact loading method, and strengthening effects in case of single loading are more remarkable than those in case of iterative one ; 4) the effects are comparable to those in case increasing in slab thickness from 15 to 23 cm.

**Key Words:AFRP rods, RC beam, RC slab, impact resistance**

\*1 土木研究開発部 室長 工博 Manager, Civil Engineering Department, Dr. Eng.

\*2 室蘭工業大学 教授 工博 Professor, Muroran Institute of Technology, Dr. Eng.

\*3 土木研究開発部 部長 工博 Director, Civil Engineering Department. Dr. Eng.

\*4 国土交通省 課長 工博 Manager, Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Dr. Eng.

---

## No.27 二方向アラミド繊維シート接着補強床版の疲労耐久性評価の一手法

三上 浩<sup>\*1</sup> 田村 富雄<sup>\*2</sup> 角田 敦<sup>\*3</sup> 廣瀬 清泰<sup>\*4</sup> 堀川 都志雄<sup>\*5</sup>

### No.27 An Evaluation for Fatigue Durability of Damaged Concrete Slab Strengthened by Cross Textile Aramid Sheet HIROSHI MIKAMI<sup>\*1</sup> TOMIO TAMURA<sup>\*2</sup> ATSUSHI SUMIDA<sup>\*3</sup> KIYOYASU HIROSE<sup>\*4</sup> TOSHIO HORIKAWA<sup>\*5</sup>

It has already clarified that the fatigue durability of damaged RC slab stiffened by pasting with fiber sheet can effectively be improved. In this paper, several fatigue tests under wheel running machine carried out to verify effects of repair for damaged slab strengthened by cross textile aramid sheet. From some testable results, it is confirmed that decrease of 30-45% amount is immediately brought by strengthening work in elastic deflection corresponded to magnitude of the standard load in Japanese Code, and also the increasable rate of this deflection per one running cycle of wheel load is recovered to magnitude of about 30-50% throughout fatigue process. An available method derived from a notion of the serviceable limit state in viewpoint about deflection is proposed and a period of extended life in strengthened slab is numerically compared with original term in damaged slab as an example of actual slab in a certain highway bridge.

**Key Words:wheel running machine, aramid sheet bonding method, fatigue life**

\*1 土木研究開発部 室長 工博 Manager, Civil Engineering Department, Dr. Eng.

\*2 (株)ファイベックス 社長 工博 CEO, Fibex Co.,Ltd., Dr. Eng.

\*3 東レ・デュポン (株) Du-Pont Toray Co.,Ltd.

\*4 東洋技術コンサルタント (株) Toyo Technical Consultant Co.,Ltd.

\*5 大阪工業大学 教授 工博 Professor, Osaka Institute of Technology, Dr. Eng.

## No.28 三次元レーザープロファイラを用いた城郭石垣計測システムの開発

大津 慎一<sup>\*1</sup> 佐田 達典<sup>\*2</sup> 水本 雅夫<sup>\*3</sup>

石垣修復では石垣の現況計測および解析を行い、解析結果から修復が必要な箇所と不必要な箇所を算定して施工を行う。従来計測では断面図などを作成して修復が必要な個所の特定を行っていたが、断面図を作成した位置でしか変形の把握をすることができない。そこで三次元レーザープロファイラを用いて石垣の全体的な形状の計測・解析を行うことで石垣面全体の曲率変化を把握し、視覚的に修復が必要な箇所と不必要な箇所の特定を行うことを試みた。これにより詳細な石垣面全体の状態を把握することができるので、今まで見逃していた局所的な変形を把握することも可能となった。さらにカラースペクトル画像として視覚的に変形を表現するため修復の必要性などを示す資料としての活用も可能となった。

キーワード：三次元レーザープロファイラ，CAD，CG

## No.28 Development of Measurement System for the State of rampart using 3-D Laser Profiler

SHUN-ICHI OHTSU<sup>\*1</sup> TATSUNORI SADA<sup>\*2</sup> MASAO MIZUMOTO<sup>\*3</sup>

Measurement and analysis of rampart's status are performed in rampart restoration. And, a part to be restored and an unnecessary part are investigated from the analysis result. The part to be restored is usually investigated using the sectional view. However, modification can be grasped only in the position that the sectional view is created. There, we tried to grasp curvature change of the whole rampart face by performing measurement and analysis of the overall from of the rampart using 3D laser profiler, and to pinpoint a part to be restored and an unnecessary part visually. By this method it become possible to grasp the state of the detailed whole rampart face, it also became possible to grasp the local modification overlooked until now. Furthermore, since modification was visually expressed as a color spectrum picture, the practical use was also attained as data that show the necessity for restoration etc.

**Key Wwords : 3D-Laser Profiler, CAD, CG**

\*1 生産情報研究開発部 研究員 Researcher, Production and Information Engineering Department

\*2 生産情報研究開発部 室長 工博 Manager, Production and Information Engineering Department, Dr. Eng.

\*3 土木設計部 Civil Engineering Design Department

---

## No.29 結合材種類の異なる高強度コンクリートの強度発現性状に関する研究

河上 浩司<sup>\*1</sup> 榎田 佳寛<sup>\*2</sup> 西本 好克<sup>\*3</sup> 蓮尾 孝一<sup>\*3</sup>

キーワード：強度発現，高強度コンクリート，結合材種類，コア供試体

## No.29 Strength Development of High-Strength Concrete Using Various Kinds of Binder

HIROSHI KAWAKAMI<sup>\*1</sup> YOSHIHIRO MASUDA<sup>\*2</sup>

YOSHIKATSU NISHIMOTO<sup>\*3</sup> KOICHI HASUO<sup>\*3</sup>

The strength development and mechanical properties of high-strength concrete using various kinds of binder were experimentally investigated. The range of strength was from 60MPa to 150MPa. Normal portland cement, low-heat portland cement, pre-mixed silica-fume low-heat portland cement, and post-mixed silica-fume low-heat portland cement were used as the binder. As the result, the following were confirmed.

- (1) When using the low-heat portland cement as based binder, properties of fresh concrete and strength development of structural concrete were influenced seriously by the temperatures of concrete and atmosphere.
- (2) In ultra high-strength concrete upper 150MPa class, the strength development of structural concrete under high temperature curing was higher than that of standard specimen.

**Keywords: Strength development, High-strength concrete, Kind of binder, Core specimen**

\*1 建築研究開発部 研究員 Researcher, Architecture Department

\*2 宇都宮大学 教授 工博 Professor, Utsunomiya Univ., Dr. Eng.

\*3 建築研究開発部 室長 Manager, Architecture Department

# 論文・報告



# アラミド繊維ロッドを用いた橋脚基部曲げ補強に関する実験的研究

## Experimental Study on Flexural Behavior of Bridge Columns Strengthened with AFRP Rods.

篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI

三上 浩 HIROSHI MIKAMI

ファイベックス (株) 田村 富雄 TOMIO TAMURA

藤田 学 MANABU FUJITA

アラミド繊維ロッドを用いた RC 橋脚基部の曲げ補強工法を開発した。アラミド繊維ロッドは柱基部に切削した溝への埋込みと、フーチングに切削した鉛直孔への挿入により橋脚基部へ定着する。本工法は、鉄筋を用いた場合と比較して補強後の自重増加がほとんどなく、フーチングへの切削孔の径や本数を減らすことができる。本研究で行った柱模型試験体の水平交番載荷試験により、補強柱の耐力は鉄筋コンクリート構造と同じように、ファイバーモデルで精度良く推定できること、補強柱のじん性は、アラミド繊維ロッドの破断で耐力が決まる場合は補強していない試験体よりも若干劣ることなどが明らかとなった。

**キーワード** : RC 橋脚, 曲げ補強, アラミド繊維ロッド, 正負交番載荷

The Authors have developed a method of increasing the flexural strength of RC bridge columns using AFRP rods embedded in and around the bottom of columns. This simplified method does not increase the dead weight of treated columns. Cyclic horizontal loading tests were conducted with scale models. The test results showed that the relationship between the displacement and the strength of bridge column can be computed considering AFRP rods as re-bars.

**Key Words**: RC Bridge Column, Flexural Strengthened, AFRP Rod, And Cyclic Horizontal Loading Test

### 1. はじめに

RC 橋脚基部の曲げ耐力を向上させる方法として、著者等はアラミド繊維ロッド（以下、ロッドと呼ぶ）を用いた補強工法を開発した。

本工法は、図-1に示すとおり、橋脚基部の主鉄筋に平行してロッドを配置するもので、“柱埋込み部”と“フーチング内埋込み部”の2区間からなる。柱埋込み部は、柱表面に切削した溝にロッドを接着剤とともに埋込むものである。この溝への埋込みによる補強方法については、すでに、梁やスラブを用いた実験によりその効果を確認している<sup>1),2)</sup>。フーチング内埋込み部は、フーチング上面から切削した孔へロッドを挿入し、接着剤を充填・定着するものである。

本工法は、補強後の柱断面の増加がないため自重の増加がなく、鉄筋や鋼板を用いた補強工法と比較してフーチングなど基礎工への負担が軽減される。また、高強度のロッドを使用するため、鋼材を用いた場合と比較して、フーチングへの切削孔の径や本数を減らすことがで

きる。ここでは、本工法を用いて補強した柱模型試験体の正負交番載荷試験を行うことにより、その補強効果を確認するとともに、圧縮力と引張力を繰り返し受けるロッドの挙動をひずみ分布などから詳細に分析した。

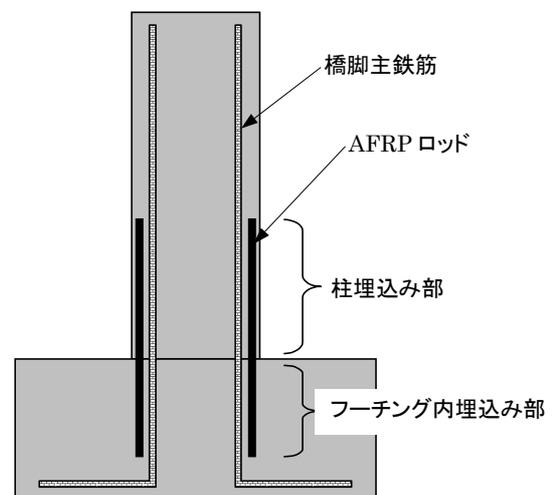


図-1 補強概念図

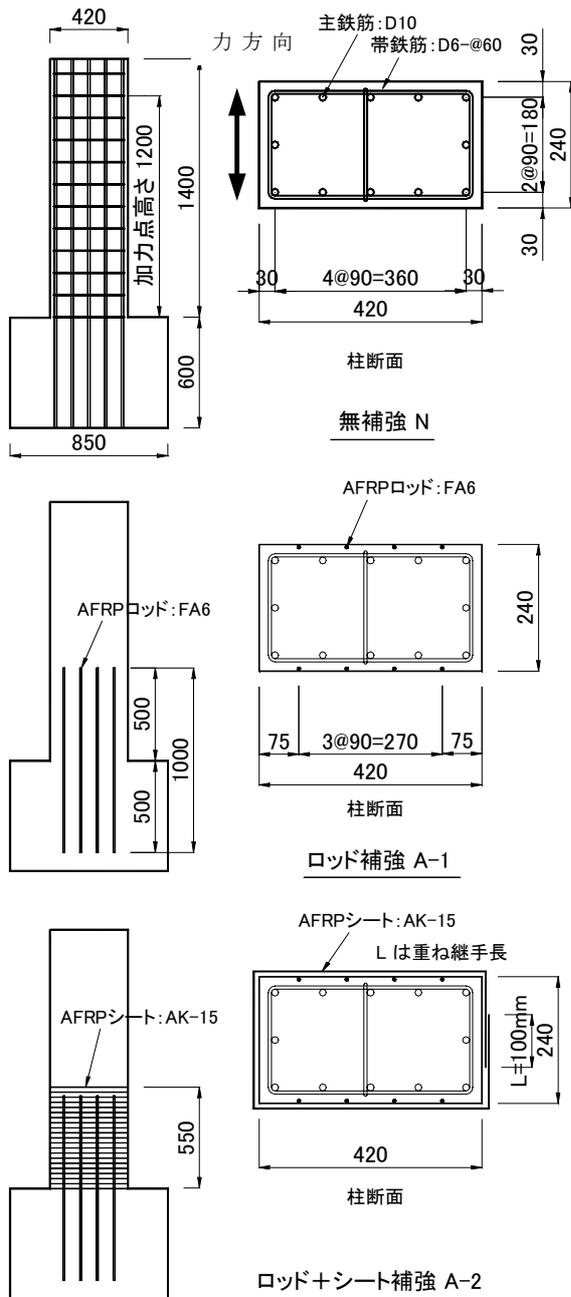


図-2 試験体形状寸法 (単位 : mm)

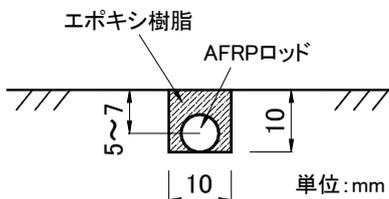


図-3 溝埋込み部詳細

## 2. 試験の概要

### (1) 試験体の概要

図-2に、試験体の形状寸法を示す。断面寸法は



写真-1 切削完了後の状況

420 × 240mmで、加力点高さと断面高さの比(a/d)は5とした。主鉄筋はD10を12本、帯鉄筋はD6を120mmピッチで配置した。

試験体は無補強試験体1体とロッドで補強した試験体2体の計3体とした。ロッドで補強した試験体のうち1体は、ロッドの柱埋込み部を覆うようにアラミド繊維シート(以下、シートと呼ぶ)を巻き付けたもので、溝部ロッドの付着劣化の進行を抑制するとともに、柱のじん性向上を狙った試験体である。

柱埋込み部のロッドは、図-3に示す大きさの溝にエポキシ樹脂とともに埋込み定着した。ロッドの芯かぶりりは5~7mmである。フーチング内へのロッドの埋込みは、写真-1に示すようにコアボーリングにより空けたφ25mmの孔にロッドを挿入することにより行った。挿入後、エポキシ樹脂により定着した。

柱に接するようにフーチングに鉛直に孔を開ける場合、切削装置の大きさなどから多少傾きが生じる。今回の試験では、長尺の切り刃を用いてフーチング上面から装置までの距離を長くすることなどにより、傾斜を5°以下にすることができることを確認しており、この程度であれば柱部とフーチング部のロッドの連続性は損なわれないものと考えられる。

### (2) 試験体の設計

ロッドの径と本数は、補強した試験体の耐力(69.0kN)が無補強試験体(43.2kN)の約1.5倍になるように決めた。耐力は、材料強度の規格値を用いてファイバーモデルによって計算した。ロッドの圧縮耐力は引張耐力と比較して極端に小さい<sup>3)</sup>ため、計算ではこれを無視した。

試験体のせん断耐力は、文献<sup>3)</sup>に従い計算した。無補強およびA-1試験体のせん断耐力は98.7kNである。シート補強したA-2試験体は、シートにより受け持たれるせ

ん断力(43kN)と、帯鉄筋のせん断負担(39kN)がほぼ等しくなるようシート量を決定した。いずれの試験体も、せん断耐力は曲げ耐力を十分に上回っている。

ロッドを配置する範囲は、ロッドの必要定着長から決めた。必要定着長 $l_d$ は、文献<sup>3)</sup>に示される以下の式(1)で計算した。

$$l_d = \alpha_1 \frac{f_d}{4f_{bod}} \phi \quad (1)$$

ここに、 $\alpha_1$ ：補強材のかぶりなどで決まる係数、 $f_d$ ：補強材の設計引張強度、 $f_{bod}$ ：コンクリートの設計付着強度、 $\phi$ ：補強材の直径、である。フーチングへのロッドの必要定着長は480mmとなった。一方、柱部の必要定着長は899mmとなり、今回の試験体の場合、ほぼ柱全長に渡り埋込み補強することとなる。しかし、本試験では、繰り返し加力による基部コンクリートの劣化の方がロッドの付着劣化よりも大きいと考えられることと、シート巻付けによる付着劣化の防止効果を検討する意味から、定着長をフーチングへの埋込み長と同じである500mmとした。

使用材料のロッドとシートおよび鉄筋の力学特性値を表-1および表-2に示す。コンクリートの圧縮強度と弾性係数は柱部で24.4～25.1N/mm<sup>2</sup>、25.3～5.6kN/mm<sup>2</sup>、フーチング部で33.0～36.1N/mm<sup>2</sup>、28.9～30.0kN/mm<sup>2</sup>であった。

表-1 ロッド・シートの力学特性値

種類	断面積 (mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
ロッド (FA6)	32	1520	64.0
シート *	68.9**	2060	118

\*：シートの目付け量は 100g/m<sup>2</sup>

\*\*：断面積は幅 1m 当たり

表-2 鉄筋の力学的特性値

試験体	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
D10	356	512	206
D6	343	505	206

(3) 加力方法と計測項目

荷重は主鉄筋降伏時変位 ( $\delta_y$ )の整数倍の変位  $2\delta_y$ ,  $3\delta_y$ , ... を振幅とする変位制御により、漸次変位を増加させて終局状態に達するまで3回ずつ繰り返し行った。鉄筋降伏ひずみは材料試験結果を用いた。荷重点の荷重および変位、ロッドと主鉄筋および帯鉄筋のひずみを計測した。

3. 試験結果

(1) 荷重－変位関係

荷重と変位の関係を図-4に示す。無補強試験体の主鉄筋降伏時の変位と荷重は9.4mm, 38.8kNであった。3  $\delta_y$ 時に46.0kNの最大荷重(正側載荷時)を示した後、6  $\delta_y$ の2, 3回目の繰り返し時に、主鉄筋の座屈および破断が生じ耐力が低下した。ロッド補強したA-1試験体は、主鉄筋降伏時の変位と荷重は11.8mm, 45.4kNであり、無補強試験体よりも大きな荷重および変位で降伏した。主鉄筋降伏後もロッドが曲げ負担することにより耐力が上昇し、4  $\delta_y$ の1回目で最大荷重64.8kNを示した。4  $\delta_y$ の2回目以降、柱下端においてロッドの破断が進行し、耐力が低下した。4  $\delta_y$ でほぼすべてのロッドが破断し、5  $\delta_y$ の繰り返しでは無補強試験体の耐力とほぼ等しい残存耐力を示したが、2回目以降基部の圧縮破壊が進行しさらに耐力が低下した。終局時においてもフーチングからのロッドの抜けや、柱部におけるロッド埋込み部の付着破壊などは発生しなかった。

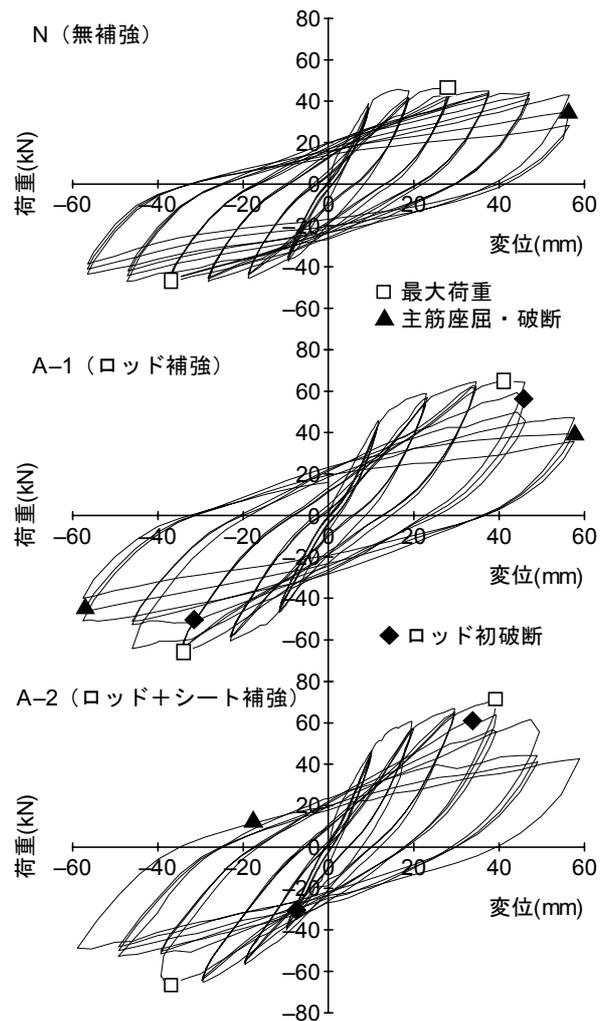


図-4 荷重－変位関係



N (無補強)



A-1 (ロッド補強)  
写真-2 破壊状況

ロッドとシートで補強した A-2 試験体は、主鉄筋降伏時の変位と荷重は 10.2mm，46.6kN であった。4  $\delta_y$  の 1 回目で最大荷重 70.8kN を示し、2 回目以降、柱下端においてロッドの破断が進行し、耐力が低下し始めた。5  $\delta_y$  の 2 回目以降は、ほぼすべてのロッドが破断し、残存耐力は無補強試験体とほぼ等しくなった。6  $\delta_y$  の 2 回目で主鉄筋座屈が進行しさらに耐力が低下したため、試験を終了した。A-1 試験体と同様、フーチングからのロッドの抜けや柱部の付着破壊は生じていなかった。

写真-2 に N と A-1 試験体の破壊状況を示す。無補強試験体は、柱高さ方向に 10~15cm の間隔でひび割れが生じ、基部の損傷はフーチング基面から 15cm 程度の高さの範囲で生じていた。一方、A-1 試験体は、载荷初期には N 試験体と同様 10~15cm の間隔でひび割れが生じていたが、柱の変形が進むにしたがってロッドの付着ひび割れが密に生じた。基部の損傷範囲は N 試験体とほぼ同様であった。A-2 試験体は、終局時において基部損傷に伴うシートの“ふくれ”が生じていた程度で、シートの破断は生じなかった。

図-5 に荷重-変位包絡線を示す。横軸は、それぞれの試験体の降伏変位で正規化した。また、いずれの試験体も、各変位振幅における 3 回繰り返し载荷後の残存耐力が、主鉄筋降伏荷重以上である塑性率までを有意なものとしてプロットした。

塑性率は無補強試験体が 5 であるのに対し、A-1、A-2 試験体は 4 で若干劣る結果となった。ロッドで補強した試験体の耐力は、ロッドの破断が始まる 4  $\delta_y$  以降、ほぼ無補強試験体の耐力まで大きく低下するため、じん性率に関しては無補強試験体の性能を確保することができなかった。これに関しては、柱基部付近のロッドをアンボンドにして、じん性の改善を図ることなどが考えられ、今後の研究課題としたい。

図-6 は、ファイバーモデルによる計算値と包絡線を比較したものである。ファイバーモデルの断面分割数は 48、柱軸方向の分割数は、ひび割れの間隔が 10cm 程度であることを考慮して 12 (120 ÷ 10) とした。材料特性値は材料試験結果を用いた。コンクリートの応力-ひずみ関係においては帯鉄筋あるいはシートの拘束効果は無視している。

計算値は試験値と良く一致しており、本試験の場合、柱の耐力と変位の関係は、鉄筋コンクリート構造と同様にファイバーモデルにより推定できることが確認できた。

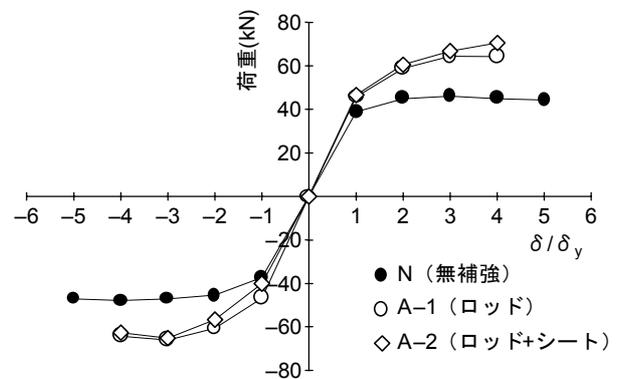


図-5 荷重-変位包絡線

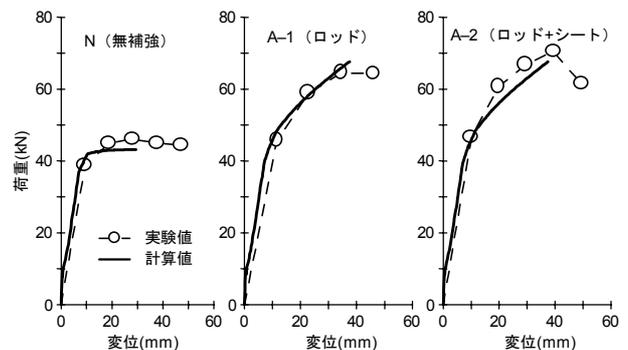


図-6 荷重-変位計算値との比較

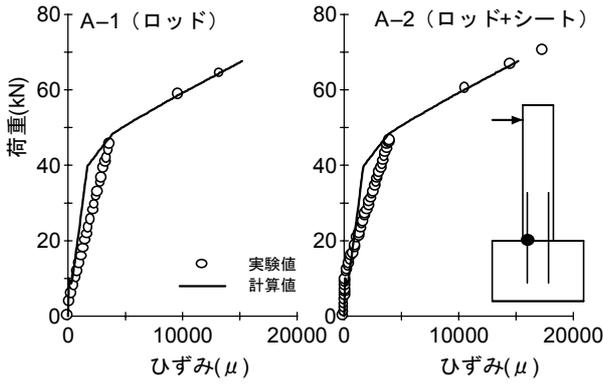


図-7 ロッドのひずみ

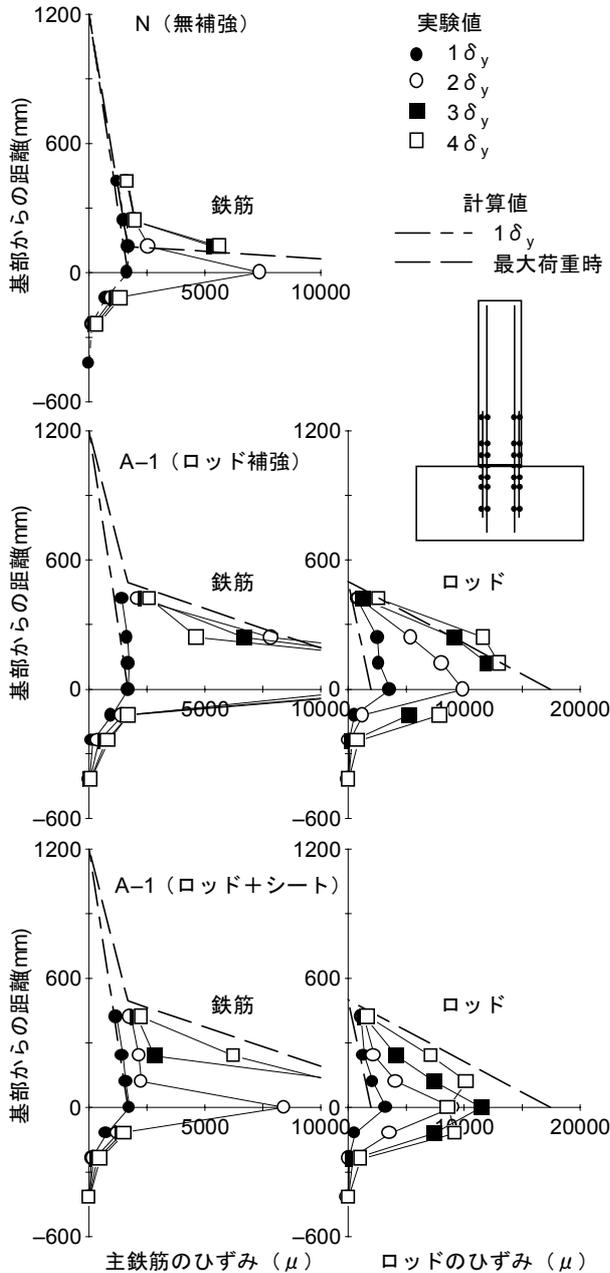


図-8 補強材ひずみ分布

(2) 計算値との比較

図-7は、ロッド補強した試験体の柱基部におけるロッドのひずみと荷重の関係を計算値と比較したものである。実験値は2測点の平均値で、 $2\delta_y$ 以降はそれぞれの載荷振幅において一回目の加力時におけるピーク値とした。計算値はファイバーモデルの値を用いた。

$1\delta_y$ までのひずみの推移には若干の相違があるものの、 $2\delta_y$ 以降は計算値と非常に良く一致していた。

図-8は、それぞれの試験体の主鉄筋およびロッドの軸方向ひずみを示し、計算値と比較したものである。実験値は $1\sim 4\delta_y$ のピーク値である。計算値は図-7と同様にファイバーモデルの結果を用いて、主鉄筋降伏時および最大荷重時の値を示した。なお、ロッドひずみの計算値は、ロッドの埋込み端部(基部から柱高さ方向に500mm)のひずみ値をゼロとして、基部ひずみの計算値と直線で結んだ。

主鉄筋ひずみおよびロッドひずみは、いずれも計算値と良く一致していた。

図-7で示した基部におけるロッドひずみと、図-8の

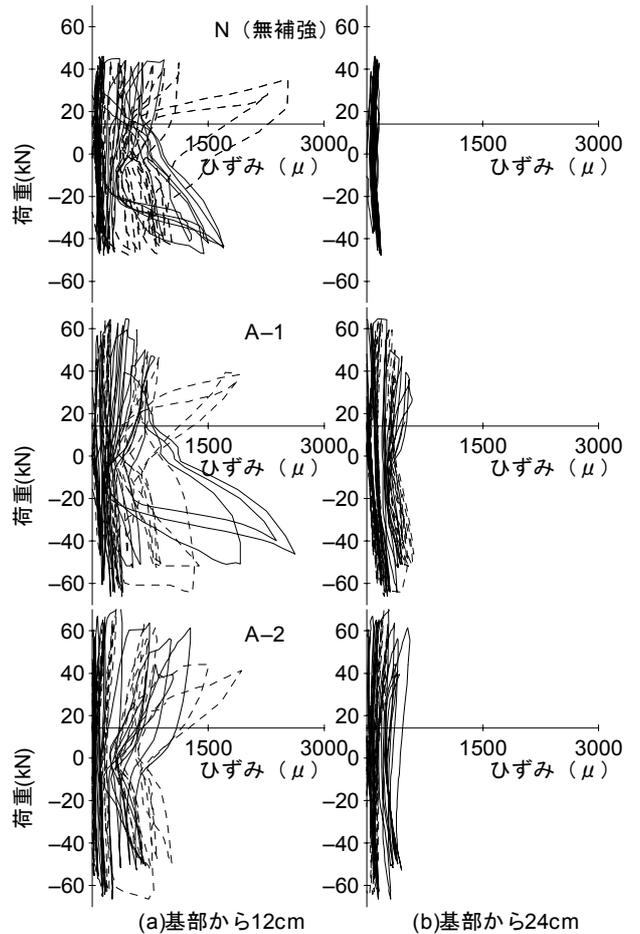


図-9 帯鉄筋ひずみ

主鉄筋およびロッド軸方向ひずみの分布が計算値とほぼ一致している点から、本工法に対するファイバーモデルによる計算の妥当性が確認できた。また、試験体の耐力がロッドの破断で決まっており、ロッドの付着切れがなかった点から、今回設定した柱部のロッド定着長(500mm)が妥当であったことが分かった。

### (3) 帯鉄筋のひずみ

図-9に帯鉄筋のひずみを示す。左図はフーチング基面から12cmの位置の帯鉄筋ひずみ、右図は同24cmのものである。実線は正側載荷時、点線は負側載荷時を示す。

基面から12cmの位置においては、いずれの試験体もほぼ同様の傾向が見られた。終局時には降伏ひずみを超えるものも見られた。基面から24cmの位置では、N試験体ではほとんどひずみが生じないのに対し、A-1、A-2試験体では500 $\mu$ 程度のひずみが生じている。これは、ロッド埋込み部で生じたひび割れに起因しているものと考えられるが、その値は小さく問題となるものではない。

## 4. まとめ

柱の曲げ耐力向上を目的として、ロッドを基部に埋込んだ柱模形式験体の正負交番載荷試験により、以下が明らかとなった。

- (1) 柱の耐力やロッドのひずみなどは、鉄筋コンクリート構造と同様にファイバーモデルにより精度良く推定できることが確認できた。
- (2) 本試験の場合、柱の耐力はロッドの破断で決まり、じん性率は無補強の場合よりも若干劣る結果となった。

本工法の実用化に当たっては今後、じん性率改善手法の検討や柱部必要定着長の詳細な検討を行う必要があると考える。また、試設計により、実構造におけるロッドの配置・定着長などを検討し、本工法の優位性を生かせる橋脚の適用範囲を明らかにする予定である。

## 参考文献

- 1) 岸, 三上, 栗橋, 田村: AFRPロッドを埋設したRC梁の曲げ耐荷性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 25, No.2, pp.1783-1788, 2003
- 2) 三上, 岸, 今野, 田村: AFRPロッドを下面埋設して補強したRC版の押し抜きせん断性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.25, No.2, pp.1801-1806, 2003
- 3) 土木学会: 連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針(案), コンクリートライブラリー 88, 1996.9

# AFRPシートを用いたU字型と部分閉合補強を併用した RC梁のせん断耐荷性状

Shear Resistant Behavior of RC Beams reinforced jointly  
with U-shaped Jacketing and Partial Wrapping of AFRPs.

中島 規道 NORIMICHI NAKAJIMA

三上 浩 HIROSHI MIKAMI

篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI

ファイベックス（株） 田村 富雄 TOMIO TAMURA

アラミド繊維（AFRP）シートを用いたU字型と部分閉合補強を併用したRC梁のせん断耐荷性状を、9体のRC梁を用いて実験的に検討した。特に、本研究では、U字型補強および部分閉合補強のシート補強量を変化させて検討を行った。その結果、1) 閉合補強したRC梁の破壊は、部分閉合シートの破断によって生じること、2) せん断耐力を増加させるには、U字型補強の補強量を増大させるよりも、部分閉合補強量を増加させる方が有効であること、などが明らかとなった。

**キーワード：**アラミド繊維シート、U字型補強、部分閉合補強、RC梁、せん断耐荷性状

The shear resistant behaviors of RC beams that were reinforced jointly with U-shape jacketing and partial wrapping of AFRPs were experimentally investigated using a total of nine specimens. These experiments were undertaken with the sheet volume ratio for both reinforcing methods being taken as variable. From this study, the following results are obtained: 1) The shear failure of RC beams reinforced with both methods depends on the rupture of partially wrapped AFRPs; and 2) The shear capacity of the RC beams can be effectively improved by increasing the volume of partially wrapped sheets rather than the U-shape jacketing.

**Keywords:** AFRPs, U-shape jacketing method, Partially wrapping method, RC beam, Shear resistant behavior

## 1. はじめに

早くから整備が進められてきた都市部の主要幹線交通網では、交通量の増大や経年劣化の進展により補修工事の必要性が高まっており、現在急ピッチで補修工事が進められている。

都市部の高架化された交通網で一般的なラーメン橋脚は、交差交通、隣接構造物の存在や高架橋下の利用状況などにより、施工方法の制限を受ける事例が多いが、柱部は比較的補強が容易であり、さまざまな新工法の適用により補強が進められている。しかしながら、横梁部は上部の施工空間が制限されている、上面および側面に支承や落下橋防止装置などが設置されているなどにより、従来のRC巻立て工法、鋼板接着工法などの適用が困難

な場合が多く、汎用性の高い連続繊維シート工法を用いた場合でも支障物を避けて貼付けを行うため、不完全なものにならざるを得ないのが現状であった。

このような部材全体を補強することが困難な構造物を対象として、当社では部材の側面および底面へのU字型補強と、部分的に部材全周に巻付ける閉合補強の組合せによるシート補強工法の開発を進め<sup>1)2)</sup>、一部のラーメン橋脚で実用に供されるに至っている<sup>3)</sup>。

本実験では、U字補強と閉合補強を組合せた補強工法の適用範囲の拡大および補強方法の最適化を目的とし、①U字補強量、および②U字補強と部分閉合の組合せ方法を試験因子として、せん断補強効果を実験的に検討した。

## 2. 実験概要

### (1) 試験体

図-1に試験体の形状・寸法を示す。試験体は、幅300mm、高さ300mmの矩形断面とした。補強材は、引張側にSD345-D32を圧縮側にSD345-D22をそれぞれ4本配置した。せん断補強筋は、梁端部にのみSD245-D10を配置した。荷重方法は、支点間距離2,800mm、荷重点間距離800mmの2点集中荷重とした。支点および荷重点には幅100mmの荷重版を使用した。荷重ルールは単調荷重として試験を行った。

### (2) 補強方法

図-2にアラミド繊維シートによる補強の概要を示す。

1層目のU字補強として、幅  $L_u = 300\text{mm}$  のアラミド繊維シートを900mmのせん断補強区間に隙間なく3枚貼付した。梁の上面は既往の知見<sup>1)</sup>に基づいて圧縮鉄筋の水平かぶり厚さ以上となる寸法80mmの折り返しを行った。

2層目の部分閉合補強は幅  $L_h$  の等しい帯状のシート3枚を等間隔で梁の全周に巻付け、梁の下面において100mmの重ね継ぎ手により閉合した。閉合シートの間隔は梁の高さに等しい300mmとした。

試験要因は、①U字シートの補強量、および②U字補強と部分閉合補強の組合せとした。表-1に試験体の一覧を示す。無補強を含めて全試験体数を9体とした。各試験体の名称は、U字補強、閉合補強それぞれのシート耐力を重力単位 (tf) で用いて  $U^{**}H^{**}$  と表記する。

①の補強量は、シート耐力  $P_u$  を100~400kN/mの範囲で変化させた。②の組合せ効果は、補強量の合計をほぼ同一の225kN/m程度とし、U字補強と閉合補強のシート耐力を変化させた。この中で、閉合補強のシート幅  $L_h$  はシート耐力  $P_h$  と反比例の関係にあり、閉合補強とU字補強の補強区間の比  $L_h / L_u$  も変化している。

なお、閉合補強量が49kN/mと小さいU20H5試験体は、メッシュ状のアラミド繊維シートを50mm幅に分割した上で所定の閉合比となる幅150mmに貼付した。さらに全体の補強量332kN/mの試験体についても試験を実施した。

### (3) 使用材料

アラミド繊維シートの機械的性質を表-2に示す。アラミド繊維シートは、高弾性タイプの一方向シートを使用した。メッシュ状のシートは、直交する2方向の機械的性質が同一である。アラミド繊維シートの貼付は、一般的なエポキシ樹脂を使用して、従来の繊維補強工法と同

様の手順で実施した。

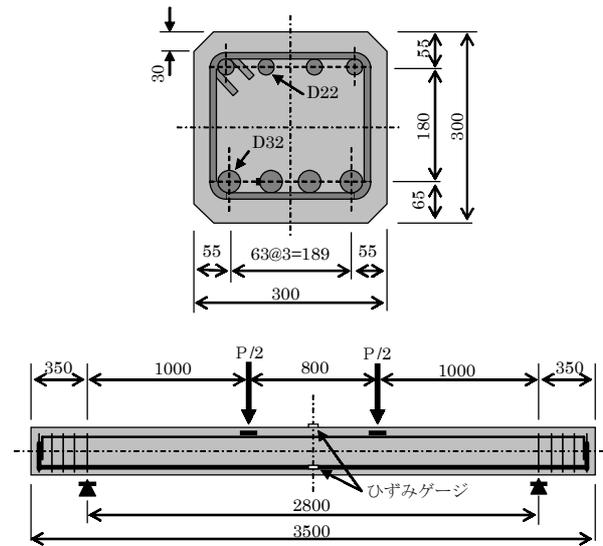
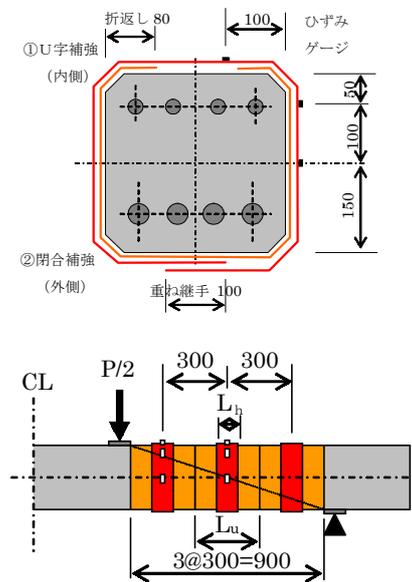


図-1 試験体形状・寸法



U10H40 :  $L_r/L_u = 0.33$

図-2 補強方法

表-1 試験水準

試験体	シート耐力		シート幅		せん断補強量 $\rho_f$ %	補強区間の比 $L_h/L_u$ %
	U字 $P_u$ kN/m	閉合 $P_h$ kN/m	U字 $L_u$ mm	閉合 $L_h$ mm		
1	0	-	-	-	-	-
2	98	-	300	-	0.032	-
3	196	-	300	-	0.064	-
4	392	-	300	-	0.192	-
5	98	196	300	195	0.074	65.0
6	98	392	300	100	0.075	33.3
7	196	49	300	150	0.072	50.0
8	196	196	300	45	0.074	15.0
9	196	392	300	100	0.107	33.3

コンクリートの強度試験結果を表-3に示す。各試験体の試験時強度は、式 (1) に示す材齢—強度関係の定数および基準強度を実験値から最小二乗法により回帰して算出した。求められた材齢—強度関係<sup>8)</sup>を式 (1) に、各試験体の試験時強度を表-4に示す。

$$f'_c(t) = t(a + b \cdot t) \cdot f'_{ck} \quad (1)$$

$f'_c(t)$ : 材齢  $t$  日のコンクリート強度

$a, b$ : 定数 ( $a = 3.784, b = 0.901$ )

$f'_{ck}$ : 基準強度 ( $f'_{ck} = 21.92$ )

#### (4) 計測項目

計測はアラミドシートのひずみを中心として行った。シート補強区間の 4 断面の側面および上面にひずみゲージを貼付し、梁軸直角方向のひずみを計測した (図-2参照)。変位の測定は、試験体側面の引張鉄筋位置で行った。また、試験体中央の引張鉄筋ひずみおよびコンクリートひずみについても計測を行った。

### 3. 試験結果

#### (1) 破壊状況

各試験の試験結果の一覧を表-4に示す。表中の試験体の耐力は、作用するせん断力 ( $P/2$ ) として示した。

無補強の N 試験体は、荷重 75.2kN で斜めひびわれが発生して耐力を喪失した。U 字補強のみを行った 3 試験体は、せん断区間上縁のかぶりコンクリートがアラミドシートとともに剥離する破壊形式を示した。U 字補強と閉合補強を行った試験体は、最大耐力近傍で梁上面に軸方向のひびわれが観察された後に、閉合シートの破断および上面のかぶりコンクリートの剥離が発生する破壊形式を示した。破壊状況の一例を図-3に示す。

#### (2) 荷重—変位関係

U 字補強のみを行った試験体の荷重—変位関係を図-4に示す。無補強の N 試験体に比して、いずれの試験体も大幅な耐力の増加が認められる。補強量が大きい U40 試験体は、他の試験体に比して斜めひびわれ発生後の剛性も高くなっているが、変位 15mm 程度でかぶり部の破壊により急激に耐力が低下した。

U 字補強と閉合補強を行った試験体の荷重—変位関係を図-5に示す。耐力 200kN/m の U 字補強シートに閉合補強を行った U20H5 試験体および U20H20 試験体は、U 字補強のみの U20 試験体よりも最大耐力および最大耐力時の変形は増加するが、増加量は比較的小きな値であった

表-2 アラミド繊維シートの機械的性質

耐力 kN/m	設計厚さ mm	引張強度 N/mm <sup>2</sup>	弾性係数 kN/mm <sup>2</sup>	備考
98	0.048	2060	2060	一方向
196	0.097	2060	2060	一方向
392	0.193	2060	2060	一方向
49	0.024	2060	2060	メッシュ

表-3 コンクリート強度

材令 日	圧縮強度 $f_c$ N/mm <sup>2</sup>	引張強度 $f_t$ N/mm <sup>2</sup>	弾性係数 $E_c \times 10^5$ N/mm <sup>2</sup>	ポアソン 比 —
7	15.2	1.48	0.199	0.163
14	18.6	-	0.200	0.163
28	21.6	2.21	0.220	0.181
37	21.5	-	0.226	0.162

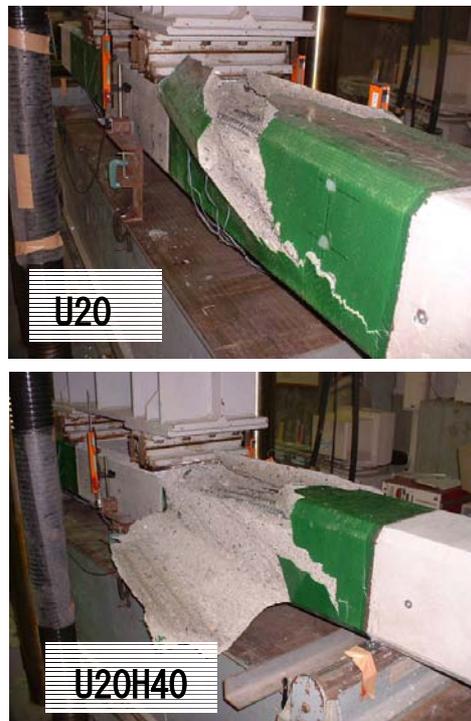


図-3 破壊状況

。破壊状況は、試験体上面に割裂ひびわれが確認された後に、閉合シートが破断して比較的急激に耐荷力が低下する結果を示した。

同様に耐力 100kN/m の U 字補強シートを有するふたつの試験体は、最大耐力がさらに増進し、最大荷重以降も変位の増加傾向が認められる。変形の進行後、U10H40 試験体は閉合シートの破断より、U10H20 試験体は斜めひびわれ貫通位置のコンクリート破壊によりそれぞれ終局に至った。本実験においては全体の補強量を等しく設定しているため、U 字シートの補強量が小さいと閉合シ

表-4 試験結果一覧

試験体	コンクリート強度の補正				試験結果				計算結果		
	試験材令日	圧縮強度 $f_c$ N/mm <sup>2</sup>	Vcの計算値 kN	補正係数 $\alpha$	最大耐力 P/2 kN	コンクリートの分担力 kN	シートの分担力① kN	破壊状況	シートの分担力② kN	補強効率 ①/②	
1	N	15	19.0	81.1	1.000	75.2	75.2		斜めひびわれ	—	
2	U10	37	21.8	84.9	1.047	135.9	78.7	57.2	かぶり破壊	40.4	1.416
3	U20	21	20.3	82.9	1.005	141.0	75.6	65.4	かぶり破壊	80.8	0.794
4	U40	28	21.1	83.9	1.016	165.5	76.4	89.1	かぶり破壊	162.5	0.539
5	U10H20	16	19.3	81.5	1.022	165.3	76.9	88.4	載荷点圧壊	93.2	0.963
6	U10H40	19	19.9	82.3	1.039	168.0	78.1	89.9	閉合シート破断	94.5	0.97
7	U20H5	30	21.3	84.2	1.029	153.5	77.4	76.1	閉合シート破断	90.9	0.829
8	U20H20	24	20.7	83.4	1.053	152.1	79.2	72.9	閉合シート破断	93.4	0.8
9	U20H40	40	22.2	85.3	1.036	177.5	77.9	99.6	閉合シート破断	135.4	0.727

一トの耐力および幅が相対的に大きくなる。この点から閉合補強は、U字補強に比して補強効果が高いものと推測される。

U10H20 試験体と U10H40 試験体、および U20H5 試験体と U20H20 試験体との差は小さく、ほぼ同一の挙動となっている。同一のU字シート補強量および同一の閉合補強量において、閉合区間とU字補強区間の比 ( $L_h/L_u$ ) が耐力に与える影響は特に認められなかった。

(3) 荷重-アラミドひずみ関係

荷重-アラミド繊維シートひずみ関係の一例をU10H40試験体について図-6に示す。

試験体側面中央のアラミド繊維シートひずみは、斜めひびわれの発生以降、荷重の増加とともにほぼ線形に増加していることが認められる。一方、試験体上面の閉合シートのひずみは、最大荷重近傍で急激に増加が認められる。最終的に1%を超える計測ひずみを得た後に破断に至っている。これは、前述の試験体上面において軸方向に割裂ひびわれが発生したことに対応しており、U字補強の上面に発生する水平方向の体積膨張を部分閉合シートで拘束することが部材の耐力増加に重要であることが示唆されている。

4. 組合せ補強の効果

(1) アラミド繊維シートの補強効率

アラミド繊維シートの負担するせん断力の実験値と計算値および補強効率を表-4に示す。せん断耐力の実験値は、式(2)により各補強試験体の最大せん断力から無補強試験体の最大せん断力を一律に減じて算出した。この際、コンクリート強度 ( $F_c$ ) がせん断力 ( $V_c$ ) に与える影響は、式(3)および前述の試験時強度により無補強試験体との比を算出して補正した。

せん断力の計算値は、標準的なトラス理論の算定式(4)を用いて算出した<sup>67)</sup>。補強効率は実験値と計算値

の比として求めた。

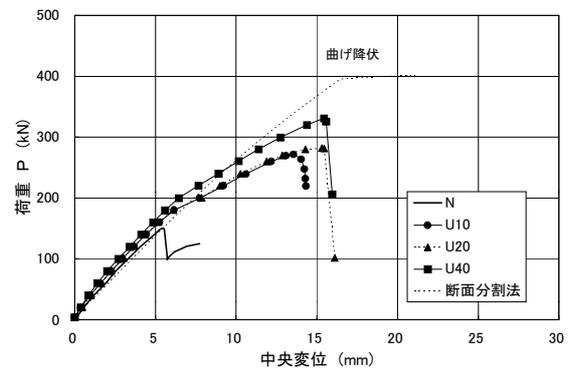


図-4 荷重-変位関係 (U字補強)

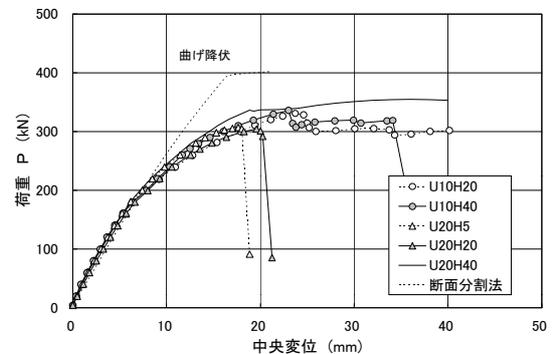


図-5 荷重-変位関係 (U字+閉合補強)

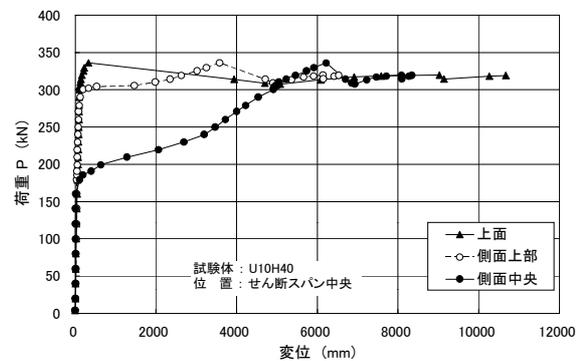


図-6 荷重-アラミドひずみ関係

さらに、比較検討のため、既往の研究<sup>24)</sup>から破断耐力 596kN/m のシートで U 字補強と閉合補強を行った 3 体の試験結果についても併記した。これらの試験体の断面形状・寸法、閉合補強の方法は、本実験とほぼ同一である。なお、試験体名は本試験体の表現に統一し U60 試験体および U60H60 試験体と標記する。

$$V_{af1} = V_{a-sp} - V_{c-sp} \quad (2)$$

$V_{a-sp}$ : アラミド補強試験体の最大せん断耐力

$V_{c-sp}$ : 無補強試験体の最大せん断耐力

$$V_c = \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (3)$$

$\beta_d = (1/d)^{1/4}$ 、ただし、 $\beta_d \leq 1.0$

$\beta_p = (100p_w)$ 、ただし  $\beta_p \leq 1.5$

$f_{vc} = 0.2(f_c)^{1/3}$ 、ただし  $f_c \leq 75(N/mm^2)$

$b_w$  = 腹部の幅、 $d$  = 有効高さ

$$V_{af2} = K \cdot A_{af} \cdot f_{af} (\sin \theta + \cos \theta) Z / \gamma_b \quad (4)$$

$K$ : 補正係数 ( $K = 1.0$ )

$A_{af}$ : アラミド繊維シートの断面積

$f_{af}$ : アラミド繊維シートの破断強度

$Z$ : 応力中心間距離、 $\gamma_b = 1.0$

$\theta$ : シートの補強角 ( $\theta = 90^\circ$ )

## (2) U 字補強の補強効果

U 字補強のみを行った試験体のシート補強量とせん断耐力の増分および補強効率の関係を図-8に示す。シート補強量は、梁の単位長さ当たりのせん断補強材比として表示した。

本実験の範囲内では、U 字補強の増加とともにせん断耐力の増加が認められる。しかしながら、既往の試験結果を含めると耐力 596kN/m のアラミドシートを使用した U60 試験体の増分は U40 試験体と大差なく、U 字シートのみでは補強効果に上限があることが示唆されている。これは、終局状態がシートの破断耐力ではなく、梁上面のかぶりコンクリートの破壊により決定されているため、補強量が大きいほどシート端部のコンクリートの負担が増大し、かぶり部の破壊を誘発するためと推測される。この結果、シート補強量の増加とともに補強効率は低下し、U60 試験体においては 0.34 程度にまで低下した。

なお、補強量の少ない U10 試験体は、補強効率が 1.4 と 1.0 以上の大きな値を示しているが、シートの効率が良いことに加えて試験体の個体差等が作用したためと推測される。

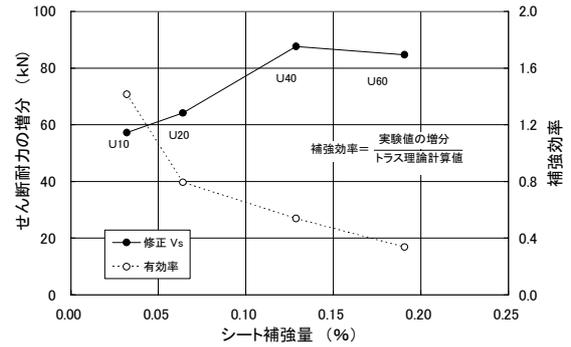


図-8 U 字シートの補強効果

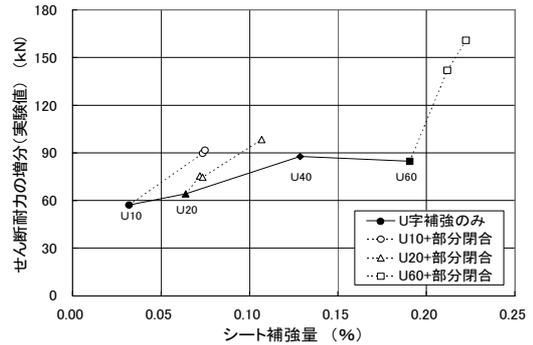


図-9 部分閉合シートの補強効果 (増分)

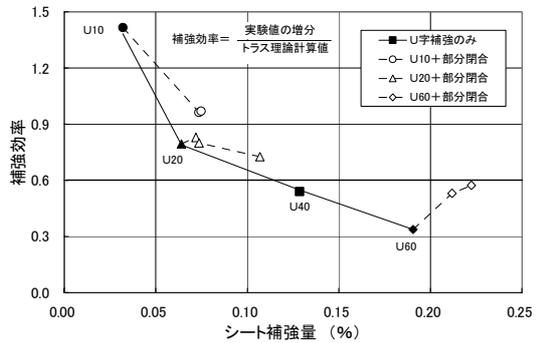


図-10 部分閉合シートの補強効果 (効率)

## (3) 部分閉合補強の効果

閉合補強を組合せた試験体のシート補強量とせん断耐力の増分の関係を図-9に示す。

U10 試験体はせん断補強量 0.032 % においてせん断耐力の増分が 60kN 程度であるが、閉合補強によりせん断補強量を 0.075 % まで増加させると、せん断耐力の増分は 90kN と 1.5 倍程度の増加を示した。

U20 試験体に関しても閉合補強の付加による改善効果が認められるが、U10 試験体のシリーズに比して同一のせん断補強量における閉合補強の効果が小さいことが認められる。この結果、全体の補強量が 0.11 % である U20 H40 試験体において、U10 試験体に部分閉合を組合せた試験体と同等の耐力増加が得られる結果となった。

U字補強のみのU40試験体についても、せん断耐力の増分は90kN程度となっているが、補強量は0.129%である。U字補強と閉合補強を組合せたU10H20試験体の補強量0.074%であり、1.7倍程度の補強量を必要とする結果となった。

U60試験体に組合せた閉合補強の効果は特に大きな増加量を示しているが、これは補強量の増加によりU字シート端部でのかぶりコンクリートへの負担が大きくなるため、基準となるU60試験体の耐力が抑制されていたためと判断される。

閉合補強を組合せた試験体のシート補強量と補強効率の関係を図-10に示す。

閉合補強を加算した各試験体においても補強量の増加に伴って補強効率は低下しているものの、その勾配はU字補強のみの勾配に比して緩やかになっており、U60H60試験体に関しても0.53程度の補強効率を保持した。U字補強と部分閉合補強の組合せ補強においては、主に閉合補強の補強量を増加させることがシート耐力を有効に利用できることが示唆されている。

RC橋脚の既往の耐震補強設計において、式(4)における補正係数 $K$ は0.6として規定されている<sup>6)</sup>。これは圧縮側コンクリートの破壊がアラミド繊維シートの破断に先行する破壊形式を考慮して、実用的なせん断補強範囲の補正係数として設定された値である。本試験の破壊形式は、部分閉合シートの破断、かぶりコンクリートの破壊となっているが、シート補強量0.1%程度以下の範囲内では従来の設計手法が準用可能であると思われる。

しかしながら、シート補強量が0.1%を超えた領域では補強効率は0.6を下回っていること、実際のラーメン橋脚横梁における補強鉄筋比やせん断剛性の変動範囲が考慮されていないことなどから、包括的な算定を可能とするには至っていない。さらに、付帯構造物の配置に応じてシートの組合せも様々な形式を取らざるを得ないことなども予想される。

これらの点を含め、U字補強と閉合補強それぞれの補強効果の定式化および適用範囲の明確化を今後の課題として検討を進めていきたい。

## 5. まとめ

アラミド繊維シートによる部材の側面および底面へのU字型補強、および部分的に部材全周に巻付ける閉合補強を組合せて行ったRC梁の載荷試験を行った。

本試験により得られた知見を以下に示す。

- ・ U字補強を行ったRC梁は、せん断区間圧縮面のかぶりコンクリートの破壊により終局に至る。
- ・ U字補強に部分閉合補強を組合せたRC梁は、主にせん断区間圧縮縁の閉合シートの破断により終局に至る。
- ・ 部材を完全に閉合しないU字補強においてもせん断補強効果を期待できる。
- ・ 部分閉合補強は、U字補強に比して効率的なせん断補強効果を有する。

## 参考文献

- 1) 中島ほか：RC梁のせん断耐力に与えるアラミド繊維シートの貼付形状の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 24, No.2, pp. 1411-1417, 2002
- 2) 篠崎ほか：アラミド繊維シートによるU字形補強と部分閉合補強を併用したRC梁のせん断耐力，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 25, No.2, pp. 1891-1896, 2003
- 3) 三上ほか：支承を有するラーメン橋脚横梁のアラミド繊維シートによる補修・補強，コンクリート工学，2004.6
- 4) ASHRAFほか：Shear upgrading of reinforced concrete beams with externally bonded composite sheets，日本コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 24, No.2, pp. 1537-1542, 2002
- 5) 山田ほか：繊維シートで梁を補強したRC1層ラーメン橋の耐震性状に関する研究，日本コンクリート工学年次論文報告集，Vol.24, No.2, pp.1291-1296, 2002
- 6) アラミド研究会編：アラミド繊維シートによる鉄筋コンクリート橋脚の補修工法，設計・施工要領(案)，1998
- 7) 土木学会編：連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針，コンクリートライブラリー101，2000
- 8) 土木学会編：コンクリート標準示方書 - 施工編，2002

# 鉄筋探査機器の測定精度の評価

## Evaluation of the Measurement Accuracy of Reinforcing Bar Probe Meters

三加 崇 TAKASHI SANGA  
 藤田 学 MANABU FUJITA  
 浅井 洋 HIROSHI ASAI  
 玉置 一清 KAZUKIYO TAMAKI  
 斯波 明宏 AKIHIRO SHIBA

コンクリート構造物の耐久性を評価する手法の一つである鉄筋かぶりの測定には、電磁波法、電磁誘導法、超音波法など様々な原理を応用した機器が市販されているが、実際の現場環境下における測定精度は明らかではない。本報告は、電磁波法、電磁誘導法に関して、その補正方法および運用方法の妥当性を検証するものである。両者ともに、適切な補正を行うことにより、測定精度の向上を図ることが可能であることがわかった。

キーワード：かぶり、電磁波法、電磁誘導法、鉄筋探査

Various methods are proposed for the nondestructive testing of the covering depth for reinforced concrete using commercially available equipment. This paper describes the results of investigations into the measurement accuracy and the correction method for typical reinforcing bar probe meters, which utilize the electromagnetic wave method and the electromagnetic induction method. Measurement accuracy can be increased with proper compensation.

**Key Words:** Covering depth, Electomagnetic wave method, Electromagnetic induction method, Reinforcing bar prove

### 1. まえがき

従来、コンクリート構造物の耐久性を評価する際に重要となる品質検査は、プラントにおける材料検査、コンクリート打込み前における鉄筋組立検査、型枠検査など、主に施工中間段階における工程管理により行われてきた。近年、非破壊検査手法が注目され、発注機関によっては完成直後においてコンクリート構造物の品質検査の実施が義務化される傾向にある。

その一つである鉄筋かぶりにおける非破壊検査には、様々な方法が提案されているが、現場においてかぶり厚さの測定が簡易に行える方法として、電磁波法および電磁誘導法が挙げられる。これらは、特別な資格を必要とせず、鉄筋位置およびかぶりの測定結果が直ちに得られる手法である。

本報告は、現場環境下において簡易に測定できる電磁波法と電磁誘導法の2種類について、一般的に市販されている測定機器を選定し、その測定精度および補正方法について検証を行ったものである。

### 2. 鉄筋探査機器の特徴<sup>1)</sup>

#### (1) 電磁波法

電磁波法は、インパルス状の電磁波（レーダー）をコンクリート内へ放射すると、コンクリートと電気的性質（比誘電率）の異なる物体、例えば鉄筋、空洞等の境界面で反射し、それを受信するまでの時間から反射物体までの距離を式(1)により測定する方法である（図-1）。

比誘電率は、コンクリートの含水率の影響を受けると考えられており（図-2）、一般的な状態で6～11の範囲となる。

$$D = V \cdot \frac{T}{2} = \frac{C}{\sqrt{\epsilon_r}} \cdot \frac{T}{2} \quad (1)$$

$D$ ：かぶり

$T$ ：反射時間

$V$ ：コンクリート中での電磁波の速度

$C$ ：真空中での電磁波の速度（ $3 \times 10^8 \text{m/s}$ ）

$\epsilon_r$ ：コンクリートの比誘電率

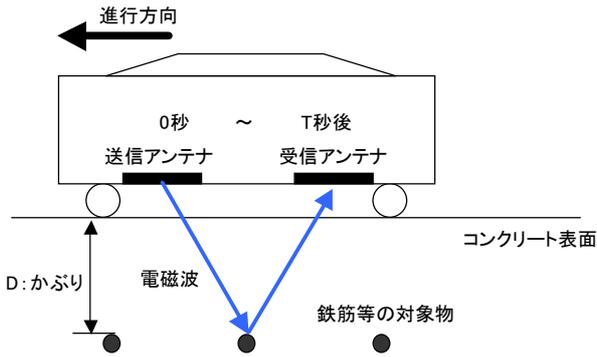


図-1 電磁波法による測定原理

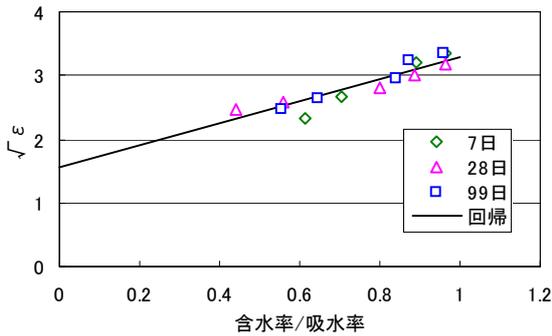


図-2 含水率と比誘電率の関係<sup>2)</sup>

(2) 電磁誘導法

電磁誘導法は、導線を円形に巻いたコイルに交流電流を流すことによって生じる磁界内に金属などの磁性体が存在すると、磁性体に電流が発生することにより新たに磁場が生成され、そのときの磁場の変化により新たなコイルに電流を発生させ、それを数値処理することによりかぶりを測定する方法である(図-3)。

先の電磁波法と原理的に全く異なるものであり、コンクリートなどの非磁性体の状態、例えば強度や材齢などの影響をほとんど受けず、金属などの磁性体のみ反応する。一方、鉄筋の直径や間隔などの配置状況によって、生成される磁場が異なるため、その補正が必要となるという特徴を有する。

表-1に、影響因子をまとめて示す。

表-1 測定方法による影響因子

	電磁波法	電磁誘導法
コンクリートの状態	比誘電率の設定 (含水率, 材齢, 強度)	—
配筋状態	—	鉄筋径 鉄筋間隔 直交鉄筋の状態

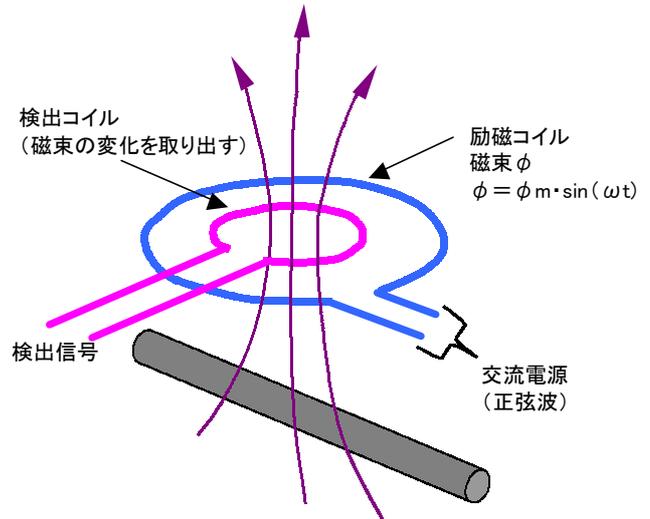


図-3 電磁誘導法による測定原理

3. 試験方法

(1) 使用機器

かぶり測定は、電磁波法を利用した測定機器 A および電磁誘導法を利用した測定機器 B を使用した。

(2) 試験体

表-2に、かぶり測定のために作製した試験体の一覧を示す。

測定機器の基本的な精度を検証する目的で、一方向の鉄筋配置のみとした基礎試験 step1 の試験体を図-4に示す。測定面を打設面とした case1 および型枠面とした case2 の2種類である。かぶりは、25mmから162mmと変化させて配置した。

実際の配筋状態による精度を検証する目的で、直交方向にも鉄筋を配置した実物模型試験 step2 の試験体を図-5に示す。コンクリート強度 (40N/mm<sup>2</sup>, 21N/mm<sup>2</sup>) とかぶり (45mm, 116mm) が異なる3種類で、case3 が橋体、case4 が地覆および高欄、case5 が橋脚を想定した試験体である。

測定対象とした鉄筋は D16, D25, D35 の3種類である。

表-2 試験体一覧

試験体	鉄筋	方向	かぶり	コンクリート強度	備考	
step1	case1	D16, D25, D35	一方向	25mm~75mm	40 N/mm <sup>2</sup>	打設面より測定
	case2	"	"	25mm~162mm	"	型枠面より測定
step2	case3	D16, D25	直交方向	45mm	40 N/mm <sup>2</sup>	ウェブモデル
	case4	"	"	"	21 N/mm <sup>2</sup>	地覆および高欄モデル
	case5	D25, D35	"	116mm	"	橋脚モデル

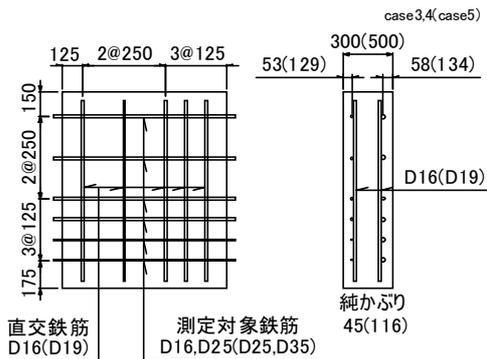
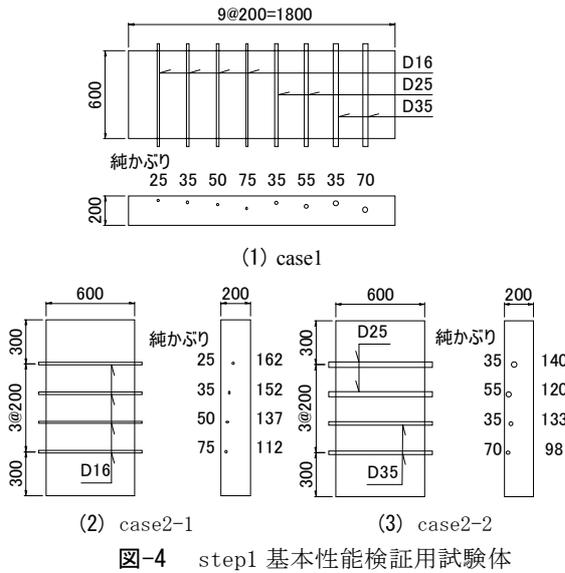
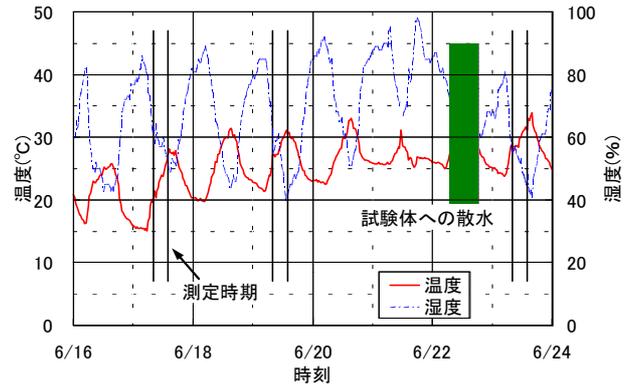
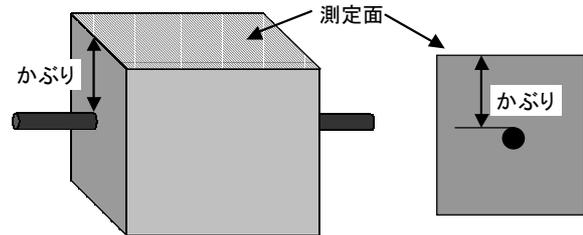


表-3 試験日および測定時期

40N/mm <sup>2</sup> (H) 日付 材齢	21N/mm <sup>2</sup> (N) 日付 材齢	状況	時刻	計測	気温	湿度	備考
6/14 0	6/9 0	打設					21N(N)は5日早く打設
6/16 2	6/16 7	脱枠					
6/17 3	6/17 8	脱枠翌日	8:00	○	19.6℃	63%	
			14:00	○	27.3℃	60%	
6/19 5	6/19 10	晴天日	8:00	○	27.1℃	55%	
			14:00	○	30.5℃	42%	
6/23 9	6/23 14	湿潤翌日	8:00	○	29.0℃	55%	
			14:00	○	31.2℃	48%	



測定対象の実構造物と同じ施工条件(型枠or均し&養生)



(3) 試験頻度および試験時状況

試験日および測定時期を表-3に示す。かぶり測定は、脱型を行った翌日、材齢5日(21N/mm<sup>2</sup>は10日)および試験体に半日散水し雨天の翌日の測定を模擬した計3回行った。

測定期間中における気温および湿度を図-6に示す。

4. 電磁波法

(1) 補正値の設定

電磁波法によるかぶり測定には、比誘電率の設定が必要となるが、この比誘電率はかぶりコンクリートの含水率の影響を受けるため、測定時ごと、さらに測定箇所ごとに、その設定は変化するものと考えなければならない。

比誘電率の測定方法としては、異なる測定位置の2つのデータから推定する双曲線法等が提案されているが、現状の測定機器の分解能ではあまり精度が期待できないことが指摘されている<sup>3)</sup>。現状では、かぶりが既知である測定データを代表させて、式(1)より逆算して比誘電率を推定する方法が多く採用されているようである。一般的に、完成構造物でかぶりが既知となる点は存在しないために、完成構造物と型枠や養生等の施工条件を同一としたダミー供試体を別途準備して、比誘電率を測定する方法が考えられる。

一般的に、実構造物を対象とした場合、ダミー供試体の測定面の養生は実構造物と同様に行い、測定面以外の型

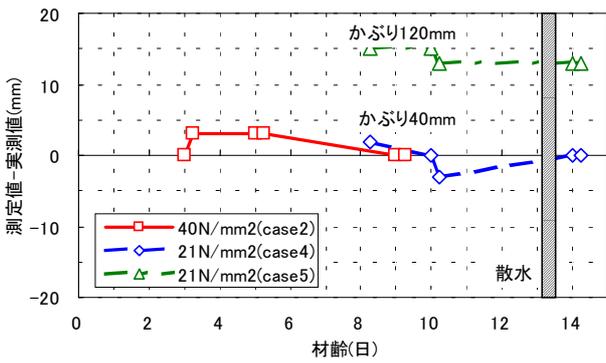


図-8 材齢と測定誤差の関係

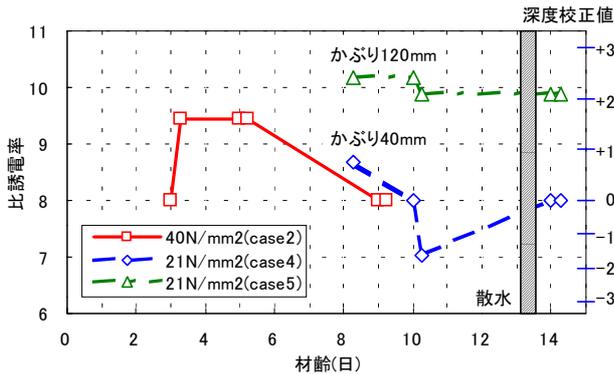


図-9 材齢と比誘電率の関係

枠は、乾燥が進行しないよう脱型しない。今回は試験体と同じ厚さのダミー供試体であるため、試験体同様に脱枠して養生を行っている。ダミー供試体のかぶりは、40mmと120mmの2種類とした。

図-8に、材齢とダミー供試体における測定値と実測値の差を、図-9に、この誤差の原因が式(1)に示す比誘電率の影響のみであると仮定して算出した比誘電率を示す。かぶりの大きいcase5の誤差が常に大きいですが、これはかぶり部分が厚いために内部の含水率が高く、それに伴い比誘電率が大きいためであると考えられる。case2とcase4の比較からは、コンクリート強度や材齢および散水の影響について、試験期間内では定性的な傾向は見出せなかった。今回使用した測定機器Aの読取り精度には2~3mm程度のばらつきがあり、また、機器Aでは、比誘電率に相当する深度校正值が表-4に示すように7段階で準備されており、厳密な設定はできず、これによる若干の誤差も生じる。そのために、比誘電率の変化の影響よりも、ばらつきの影響の方が大きかったものと推察される。

表-4 深度校正值と比誘電率の関係 (機器A)

深度校正值	-3	-2	-1	0	1	2	3
比誘電率	6.2	6.8	7.4	8.0	8.9	9.8	10.7

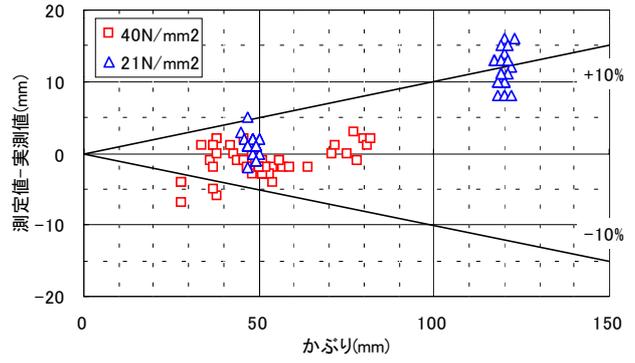


図-10 かぶりと誤差の関係 (補正前)

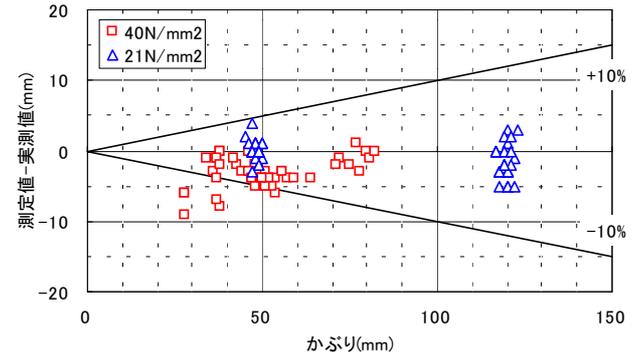


図-11 かぶりと誤差の関係 (補正後)

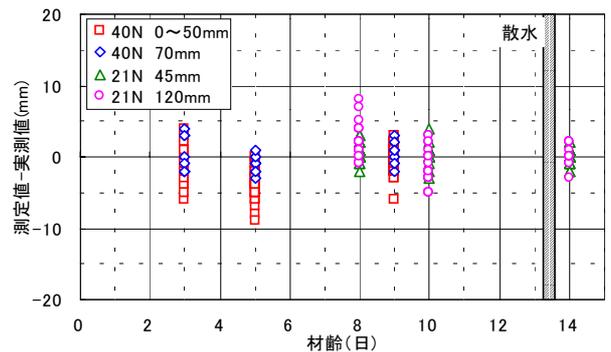


図-12 材齢と誤差の関係 (補正後)

## (2) 基本性能

6/19の8:00の測定値に着目して、かぶり厚さと測定誤差の関係を考察する。図-10は比誘電率8.0(深度校正ゼロ)とした場合、図-11は各試験体および測定回ごとに比誘電率を測定して、補正を行った場合である。今回の測定範囲では、ダミー試験体を用いた深度校正により、±10%以内の良好な精度を有していることがわかった。特に、かぶり100mm以上では精度向上が大きく、深度校正の実施は必須と考えられる。今回は、かぶり25~75mmの試験体に対して、40mmのかぶりを有するダミー供試体を標準と設定した。40mmよりも小さなかぶりでは、実際には乾燥の進行によって比誘電率が予想以上に小さかったものと考えられ、今回の深度校正方法では逆に誤差が大きくなるという結果になった。ダミー供試体が多ければ多いほど精度が向上することはもちろんで

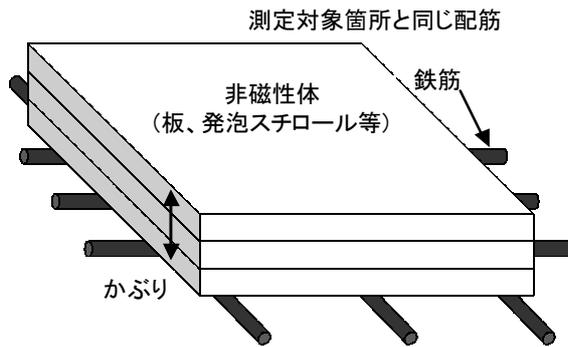


図-13 事前試験方法

あるが、その適切な設定が今後の重要な課題である。

図-12に、材齢と測定誤差の関係を示す。特に、乾燥収縮の進行や散水等に伴う定性的な傾向は認められず、材齢2週程度までならば、測定時期による影響は少ないものと考えられる。

## 5. 電磁誘導法

### (1) 補正値の設定

電磁誘導法におけるかぶり測定は、測定箇所に対象の鉄筋1本のみであれば、極めて良好な精度を有するといわれている。しかし、実構造物では直交鉄筋や隣接鉄筋による磁場の影響を補正する必要があり、その精度は明らかではない。磁場の補正方法として、測定機器Bは鉄筋径、隣接鉄筋間隔については機器に入力することができ、機器内部で補正を行うものであるが、直交鉄筋の影響については考慮できない。そこで、電磁誘導法は非磁性体であるかぶり部分の材質の影響を受けないことを利用し、配筋後、コンクリート打設前に、測定箇所数種類の厚みを有する板または発泡スチロールを置いてかぶりの測定を行い、測定値の誤差を調べておく。コンクリート打設後の測定においても、それと同一の誤差が生じるものと考え、その値を補正値として用いる方法を採用した。

図-14に、発泡スチロールを用いた事前試験結果の一例を示す。鉄筋径は上下ともにD25、鉄筋間隔を125mm、250mmの2種類の組み合わせと、下筋だけD13で鉄筋間隔を125mmにした場合について行った。かぶり50mm程度までは、直交鉄筋の影響は生じていないが、それ以上のかぶりについては、鉄筋径や鉄筋間隔による影響を受けるため、事前試験による補正が必要となることとわかる。

### (2) 基本性能

コンクリート試験体における測定結果で、6/19の8:00

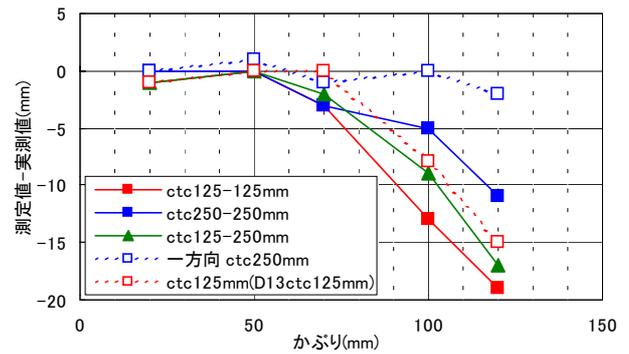


図-14 事前試験（直交鉄筋による影響）

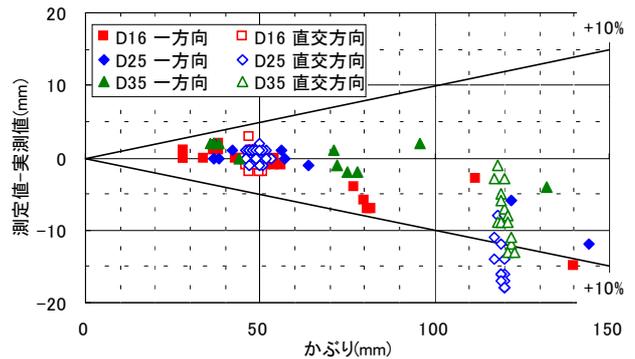


図-15 かぶりと誤差の関係（補正前）

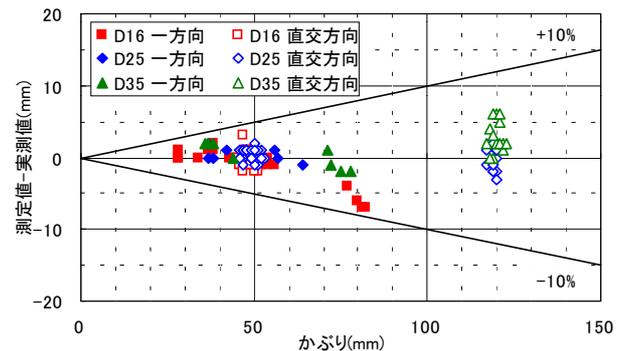


図-16 かぶりと誤差の関係（補正後）

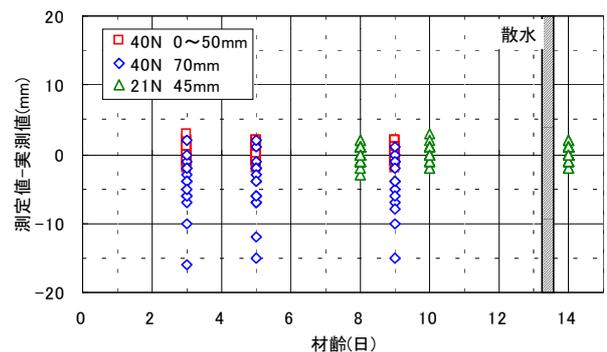


図-17 材齢と誤差の関係

に着目して、かぶり厚さと測定誤差の関係を示す。図-15は事前試験を実施しなかった場合、図-16は事前試験を実施して、直交鉄筋の影響を補正した場合である。鉄筋径および隣接鉄筋との間隔の影響については、すべて測定機器Bに入力して、補正を行っている。

今回の測定の範囲では、事前試験の結果、50mm以下のかぶりでは直交方向鉄筋の補正値はすべてゼロであった。かぶり50mm以上では、補正実施前の測定値は大きくばらついているが、各々の配筋状態に応じた事前試験による測定値と実測値の差を補正値として加えると、±10%程度の良好な精度を有していることがわかる。

図-17にコンクリート材齢と測定誤差の関係を示す。非磁性体の影響を受けないことから推察されるとおり、コンクリート材質の影響はなく、いずれの測定点とも、何度測定してもほぼ同一の測定値となった。

## 6. 重ね継手部の測定

ここまでは、1本の鉄筋を対象とした測定精度と結果を示してきたが、実構造物では鉄筋の重ね継手の位置で測定を行う場合がある。そこで、重ね継手部におけるかぶり測定精度の検討を行った。

### (1) 試験体

鉄筋径はD16を使用し、図-18に示す鉄筋継手部を有する試験体を作製した。純かぶり38mm、72mmおよび100mmの3種類である。

### (2) 測定精度

図-19に、電磁波法および電磁誘導法による継手部の測定結果をあわせて示す。

電磁波法(測定機器A)では、継手部分において1本の場合と変わらない精度で測定できている。一方、電磁誘導法(測定機器B)では、1本の鉄筋径であるD16と入力した場合、大きな誤差を生じていることがわかる。

図-20に、重ね継手部の上に発泡スチロールを置いた事前試験によって、鉄筋径の入力を変化させた場合の誤差を示す。鉄筋の断面積が同等となるように鉄筋径の入力値を1.4倍程度と設定した場合と比較して、今回の場合では鉄筋径を1.8倍の29mmと入力するのが最も良い精度が得られる結果となった。電磁誘導法の場合、測定箇所が重ね継手部であると把握できていれば、補正を行うことが可能であるが、そうでない場合は大きな誤差を生じることになるので注意が必要である。

## 7. まとめ

1) 電磁波法、電磁誘導法ともに、型枠脱枠翌日から材齢10日までの範囲で、測定値の変化はほとんど見られなかった。

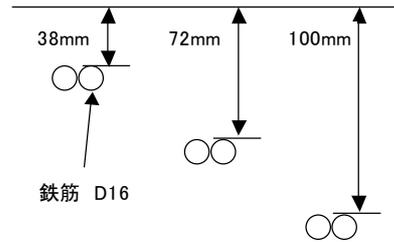


図-18 重ね継手部の試験体

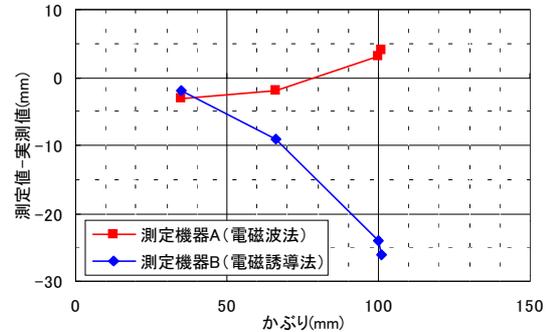


図-19 重ね継手部における測定精度

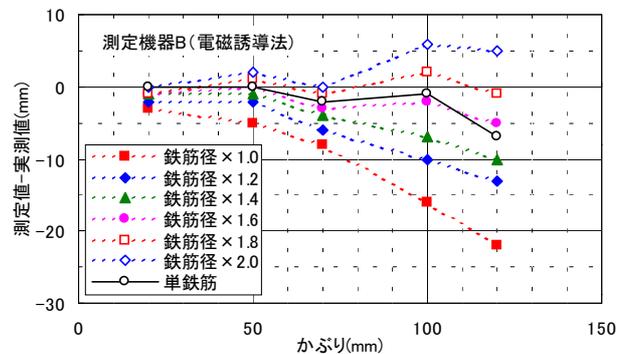


図-20 重ね継手部における鉄筋径入力による影響

- 2) 重ね継手部を有しない基本的な配筋状態において、電磁波法、電磁誘導法ともに、適切な補正を行うことにより、かぶり厚さに対して±10%程度以内の精度を有している。
- 3) 重ね継手部を有する構造物のかぶり測定を行う場合、電磁誘導法では継手部の存在を事前に把握しておく必要がある。電磁波法では特に精度への影響は認められない。

## 参考文献

- 1) 日本コンクリート工学協会：コンクリート診断技術'02〔基礎編〕，pp.121-126
- 2) 森濱，笠井，湯浅：コンクリート内部の含水状態と比誘電率の関係，日本非破壊検査協会平成11年春季大会講演概要集，pp.91-94，1999.5
- 3) 国土交通省土木研究所：非破壊試験によるコンクリート品質，厚さ，鉄筋かぶり・径の計測に関する共同研究報告書，2001.3

## 高強度コンクリートの打上り面の表面仕上げ方法に関する検討

## Approaches to Surface Finishing Method suitable for High Strength Concrete

谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI

樋口 正典 MASANORI HIGUCHI

藤田 学 MANABU FUJITA

高強度コンクリートはブリーディング量が少ないため、打上り面の仕上げが難しい。一般にコンクリートの仕上げ方法は経験的な判断に任される部分が多く、特に高強度コンクリートに対する方法は明確になっていない。本研究では、PC 橋を対象とした高強度コンクリートの仕上げに関し、ブリーディング、乾燥条件および仕上げ方法の違いが、コテ仕上げ性、ひび割れの発生ならびに表面被覆材の付着性に及ぼす影響を確認した。

キーワード：高強度コンクリート、仕上げ、ブリーディング、ひび割れ、付着強度

This paper investigates various surface finishing methods for high strength concrete, especially the concrete used in PC-bridges. It was recognized that the degree of bleeding and drying and the method of trowelling influenced the finishing of trowelling, peeling and cracking and the bonding properties of coats on the finished concrete surface.

**Key Words:** high strength concrete, finishing, bleeding, cracking, bond strength

## 1. はじめに

プレストレストコンクリート（PC）橋に用いる高強度コンクリートは、初期強度の確保を目的として早強ポルトランドセメントを使用することや、硬練りで単位水量が少ないことが多いため、ブリーディング量が少ないことが経験的に確認されている。また、建築物での適用の多くが柱部材であるのに対し、PC 橋では体積に比べて表面積が大きく、かつ打放し状態であることから、施工時から長期に亘って乾燥等の影響を受けやすい。その結果として、打上り面の仕上げが難しいばかりでなく、仕上げ方法やその後の養生方法が不適切な場合にはひび割れなどの不具合を生じる可能性がある。

一般に、コンクリート標準示方書<sup>1)</sup>（以下、示方書と略す）等の仕上げ方法に関する記載は、ブリーディングが多い普通強度のコンクリートを中心としている。2002年の示方書改訂により高強度コンクリートの仕上げ時に適量の水分を加える必要性が追記されたものの、設計基準強度60～100N/mm<sup>2</sup>程度を対象とし、PC 橋で多用される40N/mm<sup>2</sup>程度の高強度コンクリートに対する仕上げ方法は依然として曖昧である。また、最近では、表面仕上げを補助する材料（以下、仕上げ補助剤と称す）の使用も広まりつつあるが、その品質規格等は明確に定まっ

表-1 コンクリートの使用材料

材料	種類	産地, 物性, 成分	密度	記号
水	水道水		1.00	W
セメント	早強ポルトランドセメント	比表面積4610cm <sup>2</sup> /g	3.13	H
	普通ポルトランドセメント	比表面積3310cm <sup>2</sup> /g	3.15	N
細骨材	川砂	鬼怒川産, 吸水率1.66%, F.M2.71	2.58	S1
	砕砂	葛生産 (硬質砂岩), 吸水率0.9%, F.M2.96	2.64	S2
粗骨材	砕石2005	葛生産 (硬質砂岩), 粒径判定実積率59.7%, F.M6.66	2.65	G
化学混和剤	高性能AE減水剤	ポリカルボン酸エーテル系と分子内架橋ポリマーの複合体 (消泡タイプ)		SP
	AE減水剤	リグニンスルホン酸化合物ポリオール複合体		WAE
	AE剤	変性アルキルカルボン酸化合物系陰イオン界面活性剤		AE

(密度:単位: g/cm<sup>3</sup>, 骨材の値は表乾密度を指す)

ていないのが現状である。

そこで、本論文では、PC 橋を対象とした高強度コンクリートに関し、仕上げ回数・時期、仕上げ時の乾燥条件、仕上げ補助剤の有無等が、コテ仕上げ性、ひび割れの発生、仕上り面に対する表面被覆材との付着性に及ぼす影響について実験的な検討を行った結果を報告する。

2. 実験概要

(1) 使用したコンクリートの特徴

コンクリートの使用材料および配合を、表-1、表-2に示す。早強ポルトランドセメントを使用した水セメント比40%の配合H40を基準とし、単位粗骨材量を一定で、単位水量、単位セメント量、水セメント比およびセメントの種類を変化させた6種類を比較した。スランブ(JIS A 1101による)は8~12cm (W/C=30%を除く)を目標とし、空気量(JIS A 1128による)は4.5 ± 0.5%の範囲で調整した。スランブ試験および空気量試験により、コンクリートのフレッシュ性状を確認した。コンクリートの練上り温度は、すべて20℃前後に調整した。

表面仕上げの時期は、ブリーディング水が消失するころや指で押してもへこみにくい程度に固まったところを目安とされること等<sup>1)</sup>を考慮し、ブリーディング量(JIS A 1123による)と凝結時間(JIS A 1147による)を確認した。試験結果を、表-3および図-1に示す。なお、図-1の水の蒸発量については後述する。ブリーディング量は水セメント比が小さくなるほど少なくなる傾向があり、30%では0cm<sup>3</sup>/cm<sup>2</sup>となった。また、配合H40、N40の結果により、早強ポルトランドセメントを用いたコンクリートのブリーディング量は、普通ポルトランドセメントを使用した場合の1/3未満であることがわかる。単位水量が少なくなるほどブリーディング量も少ないが、初期段階では配合H40、H40Uは傾向が逆転している。

一方、凝結時間は、配合H40、H30およびH55と、配合H40U、H40DおよびN40に大別され、前者は后者よりも1~2時間早い。ただし、この結果には凝結遅延作用が小さい高性能AE減水剤を使用したことや、高性能AE減水剤の使用量が配合によって異なることも影響している。しかし、配合H40は配合N40よりも高性能AE減水剤の使用量が多いにもかかわらず、凝結が1.5時間早いことは、早強ポルトランドセメントの凝結時間への影響が大きいことを示すものである。

このように、早強ポルトランドセメントを使用した高強度コンクリートは、ブリーディングが極めて少なく、凝結時間も早いという特徴がある。

(2) 試験体、仕上げ方法および環境条件の検討

プラスチック製コンテナボックスを型枠として使用した。仕上げ面以外からの乾燥と熱の伝達を抑制し、かつ外部拘束を小さくするため、型枠内側の側面と底面は断熱材とビニル袋で覆った。試験体は、仕上げ方法の違いが確認できる範囲で、ブリーディング試験の容器に近い大きさを想定し、約0.35×0.35×0.25(m)とした。

表-2 コンクリートの配合

記号	Cの種類	質量積表示	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> , L/m <sup>3</sup> )						混和剤種類	スランブの測定値(cm)
					W	C	S		G	量(Cx%)		
							S1	S2				
H40	H	質量	40		170	425	341	348	1020	S	0.70	10.5
		容積		40.7	170	136	132	132	385	P		
H40U	H	質量	40		185	463	307	312	1020	WAE	0.30	8.0
		容積		38.1	185	148	119	118	385	P		
H40D	H	質量	40		150	375	387	396	1020	S	1.50	10~16*
		容積		43.8	150	120	150	150	385	P		
H30	H	質量	30		150	500	335	343	1020	S	1.50	17.0
		容積		40.3	150	160	130	130	385	P		
H55	H	質量	55		170	309	390	399	1020	S	0.60	8.0
		容積		44.0	170	98	151	151	385	P		
N40	N	質量	40		170	425	343	348	1020	S	0.45	12.0
		容積		40.8	170	135	133	132	385	P		

\*: 砂利っぽく、片崩れ等を示し、スランブは安定せず。

表-3 凝結試験およびブリーディング試験の結果

配合	凝結試験		ブリーディング試験			始発時間とブリーディング終了時間の差(h)
	始発時間(h)	終結時間(h)	量(cm <sup>3</sup> /cm <sup>2</sup> )	率(%)	終了時間(h)	
H40	6.5	7.8	0.05	1.08	4.5	2.0
H40U	8.3	9.8	0.09	2.63	6.8	1.5
H40D	8.3	9.9	0.02	0.54	5.8	2.5
H30	6.8	8.9	0	0	0	6.8
H55	6.9	8.4	0.15	3.45	4.7	2.2
N40	8.1	9.8	0.17	3.96	5.1	3.0

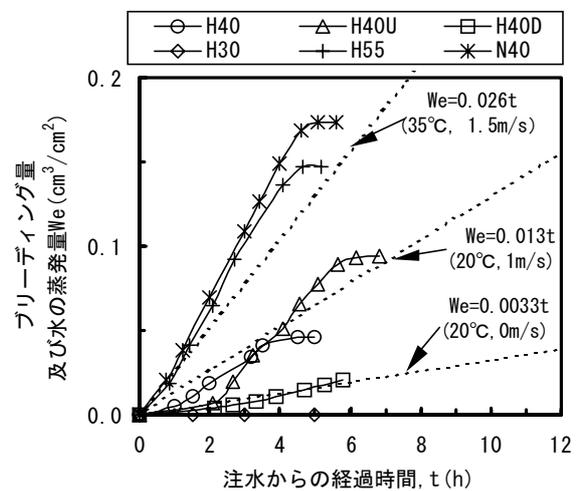


図-1 ブリーディング量および水の蒸発量の経時変化

実験時の環境温度(温度センサによる測定)、風速(風速計による測定)、仕上げ時期および仕上げ方法の条件は、表-4、表-5に示すとおりである。また、仕上げ時の乾燥条件を確認する目的で、試験体と同じ場所に水を入れた皿(面積550cm<sup>2</sup>)を置き、水の蒸発量を測定した。図-1に示した蒸発量(We)は、表-5に記載した仕上げ時の

環境条件の測定結果を表したものである。

表-5の仕上げ時期は、配合H30を除き、2回目をブリーディングが最終量の1/2程度に相当する時間、3回目を凝結の始発前よりも若干早く、ブリーディングがほぼ終了した時間とした。ただし、条件dは、条件cの状況から時間を1/2以下に短縮した。

仕上げ補助剤(FA)は、最近、橋面仕上げ等に使用されることが多いパラフィン系のもので、仕上げ終了後のコンクリート面に対する表面養生剤としても使用される。実験に使用した仕上げ補助剤は、メーカーが推奨する標準量150mL/m<sup>2</sup>を霧吹きでコンクリート面に噴霧した。噴霧前後の質量変化で噴霧量を確認した。

なお、締固め、コテ仕上げ等の作業、仕上げ状況の観察、仕上げ作業性の評価を行う者を固定し、できる限り個人差が生じないようにした。

(3) 仕上げ面と表面被覆材(プライマー)との付着性

配合H40の仕上げ方法E、F(硬化前)並びに仕上げ方法Eに対して翌日に材料を噴霧した場合(硬化後)の仕上げ面に、エポキシ系とアクリル系のプライマーを塗布して付着強度試験(建研式)を行った。プライマーの品質は、メーカー、用途等によって異なるため、メーカーに実験の趣旨を説明した上で入手した。

エポキシ系プライマーは、2液を同量(質量)混合タイプで、ローラを使用して2度塗りにより約0.2kg/m<sup>3</sup>を塗布した。硬化後にはエポキシ系パテ材を厚塗りし、試験治具に張り付けた。一方、アクリル系プライマーは、モルタル、セルフレベリング材等の下地処理やモルタル中に混合するポリマーディスパージョンとして使用されるものである。メーカー仕様に従い、水で3倍希釈した液をローラで0.18kg/m<sup>2</sup>塗布した。塗布した翌日に、セメントモルタルを木枠(40×40×10mm)内に塗り込んだ。モルタルで破壊しない強度の確保と収縮に伴う付着面でのせん断力の低減を目的に、早強ポルトランドセメントを使用し、W/C=45%、S/C=2.5、収縮低減剤(C×2%)を添加したモルタルを用いた。また、材齢14日まで湿潤状態を保ち、材齢21日に付着強度試験を実施した。

プライマーの違いによる影響を確認した後、エポキシ系プライマーを選択し、すべての配合、仕上げ方法による仕上げり面に対する付着強度試験を実施した。

3. 実験結果および考察

(1) 仕上げ方法がコテ仕上げ性および仕上げ面のひび割れ発生に及ぼす影響

コテ仕上げ性(作業性、仕上げり性等を総称)を表-6

表-4 仕上げ方法

方法	1回目(打込み終了直後)	2回目	3回目
A	木コテ均し→金コテ均し	存置	
B	木コテ均し→FA塗布→金コテ均し	存置	
C	木コテ均し	金コテ均し	存置
D	木コテ均し	FA塗布→金コテ均し	存置
E	木コテ均し	金コテ均し	金コテ均し 存置
F	木コテ均し	金コテ均し	FA塗布→金コテ均し 存置
G	木コテ均し→FA塗布→金コテ均し	FA塗布→金コテ均し	FA塗布→金コテ均し 存置

表-5 仕上げ実験の環境条件と打込みから仕上げまでの経過時間

条件	配合	仕上げ時の環境条件		仕上げ後翌日までの環境条件		打込み後の仕上げまでの経過時間(h)	
		室温(°C)	風速(m/s)	室温(°C)	風速(m/s)	2回目	3回目
a	H40	20	0	20	0	2.5	5.0
	H40U	20	0	20	0	4.0	7.0
	H40D	20	0	20	0	3.0	6.0
	H30	20	0	20	0	1.0	3.0
b	H40	20	1	20	0	2.5	5.0
	H40U	20	1	20	0	4.0	7.0
c	H40	35	1.5	30	0	2.5	5.0
	H40U	35	1.5	30	0	4.0	7.0
d	H40	35	1.5	30	0	1.0	2.0
	H40U	35	1.5	30	0	2.0	3.5

に、仕上げ面のひび割れの発生状況を表-7に示す。ただし、表-6では特記事象がない1回目の仕上げを、表-7ではひび割れが確認されていない条件を削除した。

表-6に示すとおり、20°C、0m/s環境下であっても、コテに付着したペーストの除去(H40)、タンピングの実施(H30)等、何らかの処置が必要となることがわかる。配合H40Dは、単位水量を減じるための高性能AE減水剤の過剰添加が影響し、2回目の仕上げ時にペーストの分離を生じてコテ仕上げ性を低下させた。仕上げ補助剤を使用しないでコテ仕上げ性に優れる条件は、配合H40Uで20°C、0、1.0m/sの環境条件のみで、これよりも乾燥条件下では同配合でもコテ仕上げが難しくなる。ブリーディングが少ない高強度コンクリートのコテ仕上げ性を向上させるには、乾燥を抑制するとともに仕上げ補助剤等の使用が必要である。しかし、仕上げ補助剤の使用に関しては、表面での滑りが良すぎてコテ押え作業が不十分になりがちであることや、水、ペーストの混合物が表面に蓄積すること等の弊害も見られる。

表-6 コテ仕上げ時の状況

配合	仕上げ、作業環境条件		仕上げ状況		配合	仕上げ、作業環境条件		仕上げ状況	
	2回目	3回目	2回目	3回目		2回目	3回目		
H40	a	C	B1		H40U	b	C	FE	
H40	a	D	B1		H40U	b	D	FE	
H40	a	E	B1	FE	H40U	b	E	FE	FE
H40	a	F	B1	S1	H40U	b	F	FE	FE
H40	a	G	B1	MR	H40U	b	G	FW/S2	S1/FE
H40U	a	C	FE		H40	c	C	FC/T2	
H40U	a	D	S1		H40	c	D	FC/T2	
H40U	a	E	FE	FE	H40	c	E	FC/T2	T2
H40U	a	F	FE	S1	H40	c	F	FC/T2	T2
H40U	a	G	S1	S2	H40	c	G	FE	S2/MR
H40D	a	C	FW		H40U	c	C	FC/T2	
H40D	a	D	FW		H40U	c	D	FC/T2	
H40D	a	E	FW	FD	H40U	c	E	FC/T2	FN
H40D	a	F	FW	S1	H40U	c	F	FC/T2	FN
H40D	a	G	FW	MR	H40U	c	G	FE	FN
H30	a	C	T1/B2		H40	d	C	FC/T2	
H30	a	D	FE		H40	d	D	T1	
H30	a	E	T1/B2	FN	H40	d	E	FC/T2	T2
H30	a	F	T1/B2	S1/T1	H40	d	F	FC/T2	T2
H30	a	G	FE	FE	H40	d	G	FE	FE
H40	b	C	T2		H40U	d	C	FC/T2	
H40	b	D	S2/FC/T1		H40U	d	D	T1	
H40	b	E	T2	FE	H40U	d	E	FC/T2	FC/T2
H40	b	F	T2	FE	H40U	d	F	FC/T2	FC/T2
H40	b	G	FE	S1/FE	H40U	d	G	FE	FE

FE	コテ押え、均しが容易。
B1	コテにペーストが付着するので、除去が必要。
B2	コテに粘り着いて、均しが難しい。
S1	コテが表面を滑るので押えをしなくなる。
S2	コテが滑りすぎて均しにくい。
T1	数回のタンピングで均し可能。
T2	入念なタンピングを行わないと均せない。
FD	均しが困難。
FN	均しが不可能。
MR	FA、水、ペーストの混合物が蓄積。除去が必要。
FC	表面を引っ張り、ひび割れを発生しやすい。
FW	繰り返し均すと、分離気味で水が浮上。

一方、ブリーディング水を除去しない仕上げ方法Aでは、表-7に示すように、2回目の仕上げまでに微細なひび割れを生じるだけでなく、脆弱な膜を形成し、硬化後に剥離現象を生じた。しかし、35℃、1.5m/s環境下では同方法でも配合H40、H40Uに同様の現象は生じていないこと、その反面、ブリーディングを生じない配合H30では、20℃、0m/s環境下でも、打込み後から短時間でひび割れを発生したこと等、ブリーディング量と乾燥条件の双方を総合的に判断する必要がある。

35℃、1.5m/s環境下では2回目の仕上げ時にコテが仕上げ面を引っ張り、ひび割れを生じる現象が見られた。今回の実験ではこのひび割れが見られない状態までタンピング等を行ったが、この処置が不適切な場合には硬化後のひび割れに影響する可能性がある。

仕上げ方法A以外で、打込み翌日までにひび割れを生じた条件とひび割れ時期は、H40U-a-B、C（翌日）、H40-c-B、D（翌日）、H40U-c-B（当日）、H40-d-G

表-7 仕上げ面に発生したひび割れ

配合	仕上げ、作業環境条件		仕上げ時			打込み翌日	約3ヶ月後	配合	仕上げ、作業環境条件		仕上げ時			打込み翌日	約3ヶ月後
	1回目	2回目	3回目	1回目	2回目				3回目	1回目	2回目	3回目			
H40	a	A	○			●	IV	H40	c	B				■	III
H40	a	C					II	H40	c	C		△			III
H40	a	E					I	H40	c	D		△		■	III
H40U	a	A	○			●	IV	H40	c	E		△			
H40U	a	B				■	IV	H40	c	F		△			
H40U	a	C				■	I/IV	H40	c	G					III
H40U	a	E					I	H40U	c	B	○			■	IV
H40D	a	A	○			▲	VI/III	H40U	c	C		△			
H40D	a	C					I	H40U	c	D		△			III
H40D	a	E					I	H40U	c	E		△			
H30	a	A	○			●	IV	H40U	c	F		△			
H30	a	D					III	H40	d	C		△			III
H30	a	F			○			H40	d	D					III
H55	a	A	○			●	V	H40	d	E		△			III
N40	a	A				●	V	H40	d	F		△			III
H40	b	D		△				H40	d	G				■	IV
H40U	b	C					I	H40U	d	C		△			
H40U	b	G	○					H40U	d	D					III
								H40U	d	E		△	△		
								H40U	d	F		△	△		
								H40U	d	G					III

仕上げ時	○	存置時にひび割れを発生
	△	均し時に表面を引っ張り、ひび割れを発生
打込み翌日	●	初期のひび割れの残存
	▲	気泡を覆ったペーストの薄皮の剥離
	■	仕上げ時には未確認のひび割れを発生
打込みから約3ヶ月後における附着試験前エポキシ系プライマーを塗布した後	I	極表層に発生した網状ひび割れ（模様）
	II	Iよりもやや深い網状ひび割れ（模様）
	III	不規則な微細ひび割れ
	IV	局所的で深さのあるひび割れ
	V	表層の剥離
	VI	気泡を覆ったペーストの薄皮の剥離

（翌日）である。H40U-a-B、Cの結果により、20℃、0m/s環境下ではブリーディング量が最終値の1/2段階で仕上げを終えると、その後のブリーディング水によってひび割れの発生に影響する。H40U-a-Dの条件にはひび割れが確認されていないことから、その時点での仕上げ補助剤の使用がひび割れの抑制に何らかの効果を与えているようである。他の条件はいずれも35℃、1.5m/sの環境で、かつ、仕上げ補助剤を使用したものである。すなわち、ブリーディングが終了していない状態で仕上り面のみの乾燥が促進された場合に仕上げ補助剤を使用すると、ひび割れを発生する可能性が高くなる。

示方書では、ブリーディング水が消失する頃に乾燥等でひび割れを生じやすいとしている。また、戸川ら<sup>2)</sup>、ACI302<sup>3)</sup>の床版の施工に対する見解によれば、1時間当たりの蒸発量が1.0kg/m<sup>2</sup>(=0.1cm<sup>3</sup>/cm<sup>2</sup>)程度になると、初期収縮ひび割れを発生する危険性が高くなるとしている。その量は、ACI305<sup>4)</sup>に掲載された換算図表では、気

温20℃、湿度50%で、風速6m/sの強風を与えた場合に相当する。今回の実験では、図-1の点線が示すように既往の値よりもはるかに少ない蒸発量であってもひび割れが発生した。すなわち、既往の見解は、ブリーディングが多い普通コンクリートの目安を示すものであり、コンクリートのブリーディング量と乾燥条件（蒸発量）に応じてひび割れの発生危険度は異なるものと判断される。

示方書では設計基準強度60～100N/mm<sup>2</sup>程度の高強度コンクリートには、乾燥の防止とともに適量の水分供給を記載している。今回の実験結果によれば、仕上げ補助剤は適切な条件でなければ、かえってひび割れを生じる結果も確認された。そのため、60N/mm<sup>2</sup>未満の高強度コンクリートについても、ブリーディング量と蒸発量の関係から判断し、適量の水分供給の実施も検討する必要がある。なお、表-7に示したように、打込みから約3ヶ月後、付着強度試験のためにエポキシ系プライマーの塗布により、多くの条件で微細なひび割れが発生した。今回の実験では湿潤養生を行っていないので、今後、仕上げ時の養生とコンクリートが硬化した後の養生を合わせてひび割れ抑制方法を検討する必要がある。

(2) 仕上げ方法が仕上り面と表面被覆材の付着強度に及ぼす影響

図-2に示すとおり、プライマーの種類にかかわらず、同じパラフィン系の材料であっても、仕上げ補助剤（硬化前）、養生剤（硬化後）の違いによって付着強度は大きく異なり、硬化後に対する使用では硬化前の結果に比べて1/2程度に低下することがわかった。

図-3はエポキシ系プライマーを使用し、配合、環境条件および仕上げ方法を変化させた場合の付着強度の違いを表したものである。また、図-4は、ブリーディング量に着目し、付着強度への影響を調べたものである。

図-3に示すとおり、20℃、0m/s環境下の結果より、配合によって仕上げ方法の影響度は異なることがわかる。配合H40、H40Uは仕上げ方法Aから順に付着強度が大きくなる傾向があるのに対し、配合H40Dはほとんど変化せず、配合H30に関しては反対に小さくなる傾向がある。また、仕上げ方法をAとB、CとD、EとFの組合せで比較すれば、仕上げ補助剤を使用した後者の付着強度が小さい場合が多く、特に仕上げ回数が少ない方法で顕著である。さらに、同一配合であっても、乾燥条件によって付着強度の値と仕上げ方法の影響度は異なる。例えば、35℃、1.5m/s、d条件での配合H40は、20℃、0m/s条件の配合H30と類した傾向を示している。

ブリーディング量で整理した図-4によれば、仕上げ方法Aでは、配合に関係なく、ブリーディング量の増加に

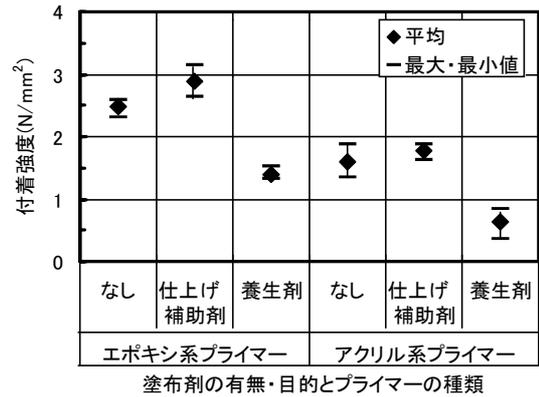
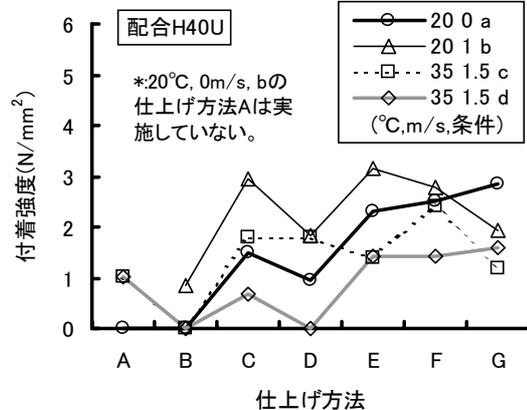
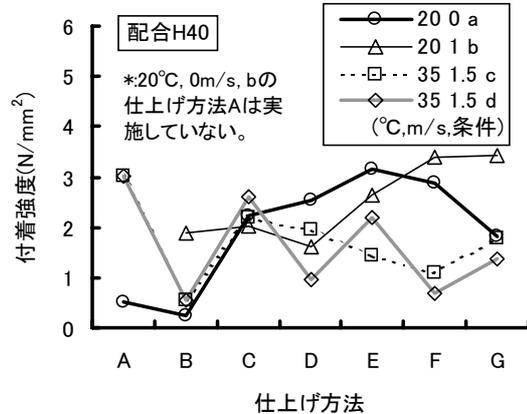
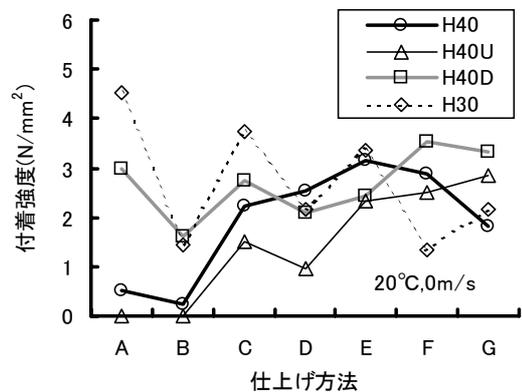


図-2 仕上げ補助剤と養生剤の付着強度の相違



注) 横軸は完全な連続性のある指標ではないが、仕上げの回数や仕上げ補助剤の有無等の影響が把握しやすいので折れ線グラフで表わした。

図-3 配合、環境条件および仕上げ方法の違いが付着強度に及ぼす影響

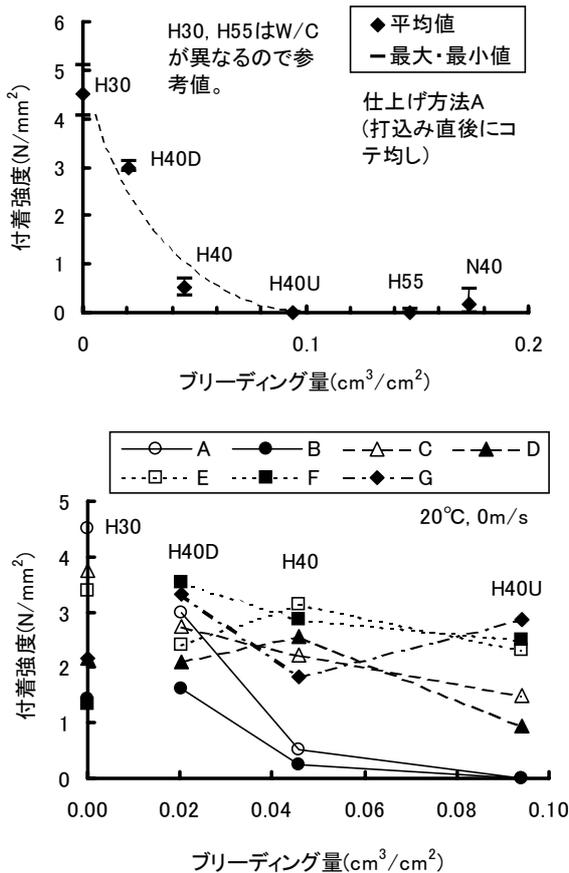


図-4 ブリーディング量と付着強度の関係

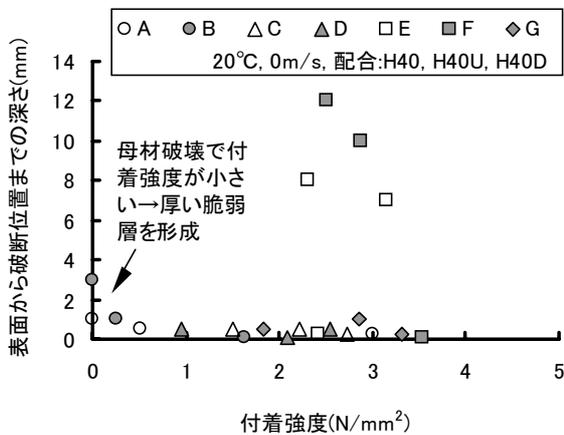


図-5 付着強度とコンクリート表面から破断位置までの深さの関係

伴って付着強度が急激に低下することが把握できる。また、仕上げ補助剤を用いた仕上げ方法Bの付着強度は、仕上げ方法Aの1/2以下である。水セメント比40%の配合では、ブリーディング量の影響は仕上げ方法E、Fでは小さくなっており、3回仕上げを行うことが付着強度の向上に寄与している。しかし、配合H30では仕上げ方法Aの付着強度が最も大きく、仕上げ回数を重ねるごとに低下している。仕上げ補助剤の影響は、図-2に示した

養生剤（硬化後）の結果に近い。よって、高い付着強度を得るためには、ブリーディングを生じない配合では従来の仕上げ方法や仕上げ補助剤の使用が必ずしも適当ではないと判断される。

図-5に示すとおり、エポキシ樹脂系パテ材の強度が高いため、付着強度試験での破断位置は、プライマーと仕上り面の境界面もしくはコンクリートであるが、コンクリートの破断でも表層に極めて近い位置で破断（薄皮状の剥離）が全体の大部分を占める。すなわち、内部コンクリートに比べ、仕上り面近くは仕上げ方法や環境条件の影響を受けて脆い層を形成しやすいと言える。図の中でも付着強度が0N/mm²近くで破断位置が深いものが存在する。仕上げ方法A、Bの結果であり、ブリーディングを生じる配合では2回以上の仕上げを行うことが重要である。また、仕上げ補助剤を使用した仕上げ方法Bの方が破断位置が深いことから、仕上げ補助剤によって内部から浮上した水を閉じこめ、表面近くのコンクリートの水セメント比が大きい状態になった可能性がある。

#### 4. まとめ

高強度コンクリートの表面仕上げ方法に関する実験結果から、以下のことが言える。

- (1) 早強ポルトランドセメントを使用した高強度コンクリートは、ブリーディングが極めて少ない。そのため、一般のコンクリートの表面仕上げよりも、ブリーディング量と乾燥に伴う蒸発量に配慮した施工を行う必要がある。
- (2) 水の蒸発量がコンクリートのブリーディング量に比べて多い場合には、仕上げ補助剤の使用によって仕上がり面のひび割れの発生を助長する場合がある。
- (3) 付着強度は、コンクリートのブリーディング量、乾燥条件および仕上げ方法の影響を受ける。
- (4) パラフィン系の材料を硬化コンクリートおよびブリーディングを生じないフレッシュコンクリートに塗布した場合には、塗布しない場合の付着強度の1/2以下となる。

#### 参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書，施工編，2002.
- 2) 戸川一夫，中本純次：コンクリートの初期収縮ひび割れと水分蒸発速度との関係，セメント技術年報，Vol.28，pp.314-317，1974.
- 3) ACI 302.1R-96：Guide for Concrete Floor and Slab Construction.
- 4) ACI 305R-99：Hot Weather Concreting.

# 波型鋼板ウェブエクストラード橋の振動特性

## Vibration Characteristics of Extradosed Bridges with Corrugated Steel Webs

高木 康宏 YASUHIRO TAKAKI

藤田 学 MANABU FUJITA

土木技術部 益子 博志 HIROSHI MASHIKO

PC 設計部 永元 直樹 NAOKI NAGAMOTO

九州支店 田添 耕治 KOJI TAZOE

日見夢大橋は、エクストラード橋に波型鋼板ウェブを採用した世界初の橋梁である。今後、波型鋼板ウェブ PC 箱桁構造は長大化が期待される構造形式であり、その振動特性を把握しておくことは、耐風および耐震設計のためにも重要であることから、車両踏台落下実験および常時微動計測を行った。その結果、基本振動数および減衰定数は、既存の同規模のエクストラード橋および PC 斜長橋と同程度の値を示した。

キーワード：波型鋼板，エクストラード橋，振動実験，固有値解析

Himi Yume Bridge is the first extradosed bridge in the world that uses corrugated steel webs for the main girder. Vibration tests were conducted to identify the vibration characteristics of the bridge for wind-resistant and earthquake-resistant design. The results showed that both the fundamental natural frequency and damping ratio are equivalent to that of existing extradosed bridges and PC cable-stayed bridges of similar sizes.

**Key Words** : Corrugated steel webs, Extradosed bridge, Vibration characteristics, Eigen value analysis

### 1. はじめに

日見夢大橋は、九州横断自動車道長崎大分線の起点である長崎 IC から 4km に位置し、中央支間 180m を有する国内でも最大級の 3 径間連続エクストラード橋である。本橋は、エクストラード橋に波型鋼板ウェブを採用した世界初の橋梁である。写真-1 に日見夢大橋の全景、図-1, 2 に構造一般図と断面図を示す。

これまで、国内でも波型鋼板ウェブ橋およびエクストラード橋それぞれについて振動特性の把握を目的とした実験および解析が行われているが<sup>1)2)</sup>、その数は他の構造形式である PC 箱桁橋および斜張橋などと比較して非常に少ないのが現状である。ウェブに波型鋼板を使用することにより、PC 箱桁橋と比べ支間の長大化が可能となることから、今後の耐震および耐風設計においてその振動特性を把握することは非常に重要であると考えられる。また、完成直後における振動特性データの蓄積は、今後の供用中における曲げ剛性の変化、減衰定数の変化を確認できるなど、維持管理を行う上でも有用である<sup>3)</sup>。

そこで、面内曲げの固有振動数および減衰定数などの振動特性を把握することを目的として、常時微動計測および車両踏台落下法<sup>4)</sup>による振動実験を行った。また、せん断変形およびせん断分担率を考慮した固有値解析と



写真-1 日見夢大橋の全景

の比較を行うとともに、他構造形式の橋梁との振動特性の比較も行った。

### 2. 固有値解析

#### (1) 解析モデル

固有値解析には 3 次元汎用 FEM 解析プログラム ADINA (Ver.8.1) を使用し、解析モデルは図-3 に示すようにビーム要素を用いた 3 次元骨組モデルとした。

実験時のコンクリートの弾性係数として材齢 28 日の

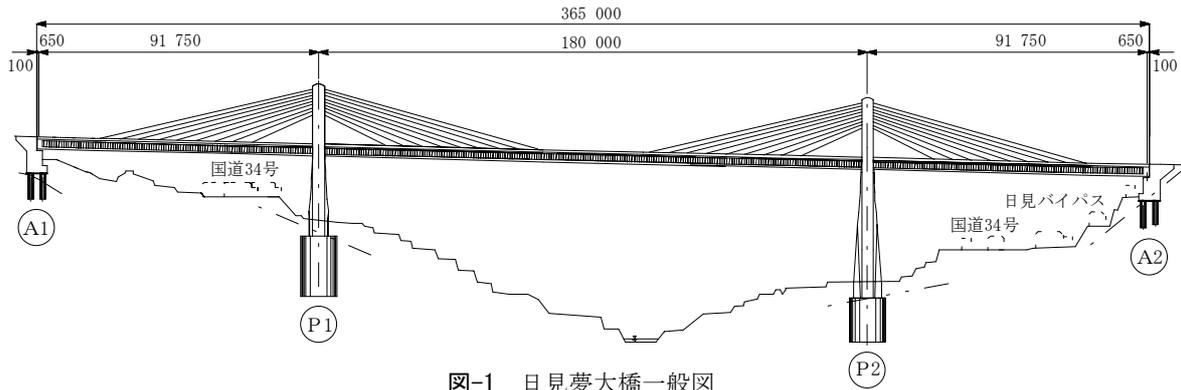


図-1 日見夢大橋一般図

材料試験値を使用し、主桁は  $36.0\text{kN/mm}^2$ 、主塔および橋脚は  $32.0\text{kN/mm}^2$  とした。また、波形鋼板のせん断分担率を考慮したせん断剛性を算出し、解析にはその値を用いたせん断変形を考慮した。自重については実験時の状態を考慮して、主桁および橋面工の両者を集中荷重で与えた。ただし、斜材の重量は考慮していない。表-1 に示すように、P1、P2 橋脚の基礎は地盤バネでモデル化し、A1、A2 橋台上のゴム支承については、以下に示すように支持条件をパラメータとした。

本橋では落橋防止装置、上揚力防止装置および橋軸直角方向移動制限装置等による拘束もあることから、本実験程度の加振力による主桁の振幅では、ゴム支承の変形量は非常に小さいものと推察される。そこで、両桁端の支持条件をパラメータとして弾性バネ(case1)、ピン支持(case2)、完全固定(case3)の3 ケース、ならびに波形鋼板のせん断変形を無視した弾性バネモデル(case4)についての解析を行った。

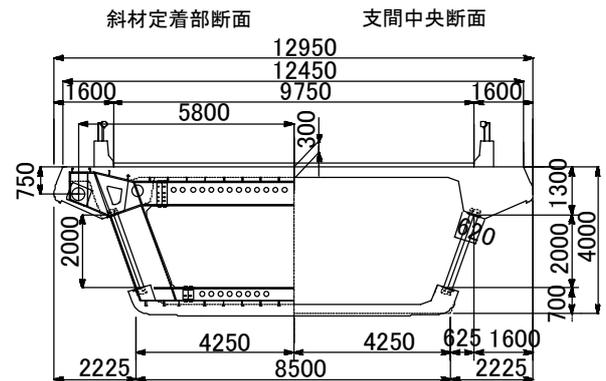


図-2 標準断面図

(2) せん断剛性評価式

通常の PC 橋の場合、せん断変形は曲げ変形に比べ、無視し得るほど小さい。一方、波形鋼板ウェブ橋はウェブに波形鋼板を使用しているため、通常の PC 橋と比較して、せん断剛性が小さく、せん断剛性の評価が変形量

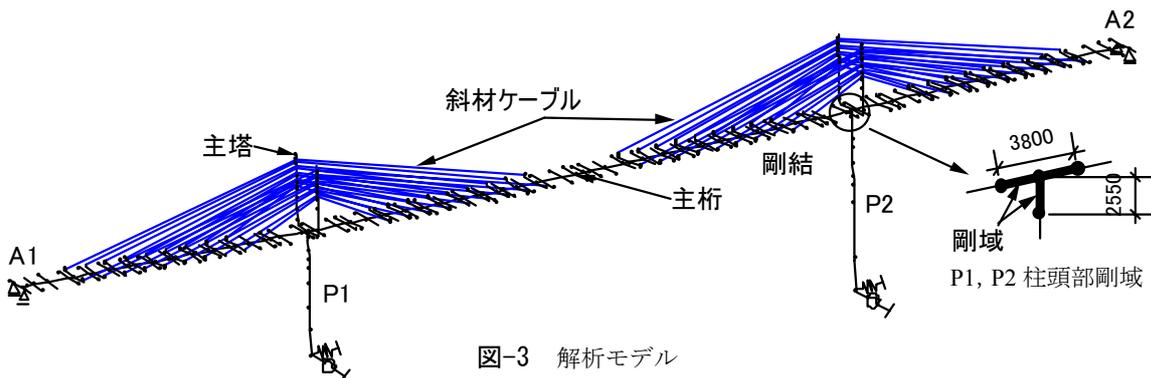


図-3 解析モデル

表-1 橋台ゴム支承および橋脚地盤バネ定数 (kN/m)

	橋軸	橋軸直角	鉛直	橋軸回り	橋軸直角回り	鉛直軸回り
A1	$2.63 \times 10^3$	fix	fix	fix	free	free
A2	$1.80 \times 10^3$	fix	fix	fix	free	free
P1	$6.35 \times 10^8$	$6.35 \times 10^8$	$2.91 \times 10^8$	$1.10 \times 10^{10}$	$1.10 \times 10^{10}$	fix
P2	$8.17 \times 10^8$	$8.17 \times 10^8$	$2.91 \times 10^8$	$1.20 \times 10^{10}$	$1.20 \times 10^{10}$	fix

※A1、A2 の橋軸方向のバネ値は表-2 の case1、4 で使用した値

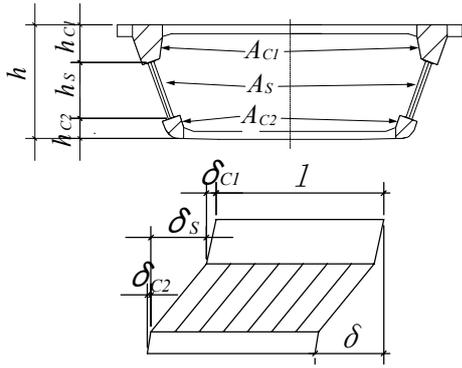


図-4 せん断剛性算出断面

に大きく影響する<sup>5)</sup>。そのため、波型鋼板ウェブ橋の挙動を正確に評価するためには、曲げ変形だけでなくコンクリート部と波型鋼板部のせん断変形の考慮する必要がある。

ここで、波型鋼板ウェブ箱桁を今回のように1本の棒部材でモデル化する場合、そのせん断剛性の評価法については明確な手法がないのが現状である。そこで、波型鋼板ウェブ橋におけるコンクリート床版と波型鋼板部のせん断分担率を考慮したそれぞれのせん断変形から全体のせん断剛性を算出する手法を提案した。

波型鋼板部のせん断分担率  $\beta$  は、以下のように表せる(図-4 参照)。

$$\beta = \frac{\tau \cdot b \cdot h_s}{S} = \frac{S \cdot Q}{b \cdot I} \times \frac{b \cdot h_s}{S} = \frac{Q \cdot h_s}{I} \quad (1)$$

ただし、 $\tau$  : 波型鋼板のせん断応力度

$I$  : 断面2次モーメント

$Q$  : 断面1次モーメント

$h_s$  : 波型鋼板高さ

$b$  : 波型鋼板の厚さ

また、コンクリートおよび波型鋼板部のせん断変形量は、以下のように表せる。

$$\delta_c = \delta_{c1} + \delta_{c2} = (1 - \beta) \times \frac{S \cdot h_c}{G_c \cdot A_c} \quad (2)$$

$$\delta_s = \beta \times \frac{S \cdot h_s}{G_s \cdot A_s} \quad (3)$$

ただし、 $\delta_c$  : コンクリート部のせん断変形量

$\delta_s$  : 波型鋼板部のせん断変形量

$h_c$  : せん断力を負担するコンクリート部の高さ(=  $h_{c1} + h_{c2}$ )

$A_c$  : せん断力を負担するコンクリート断面積

$A_s$  : 波型鋼板断面積

式(2)、式(3)より、全体のせん断変形は以下のように表せる。

$$\delta = \delta_c + \delta_s = S \left\{ (1 - \beta) \times \frac{h_c}{G_c \cdot A_c} + \beta \frac{h_s}{G_s \cdot A_s} \right\} \quad (4)$$

式(4)より、主桁断面全体としてのせん断剛性  $G \cdot A$  は以下のように表せる。

$$G \cdot A = \frac{S \cdot h}{\delta} = \frac{S \cdot h}{\delta_c + \delta_s} = \frac{h}{\left\{ (1 - \beta) \times \frac{h_c}{G_c \cdot A_c} + \beta \frac{h_s}{G_s \cdot A_s} \right\}} \quad (5)$$

よって、式(1)と式(5)より各断面のせん断剛性が評価できるといえる。今回は、このせん断剛性の評価式を用いてモデル化を行った。

### (3) 解析結果

表-2 に固有値解析結果、図-5 に case2 の固有振動モードを示す。case1, 4 で確認された本橋におけるスウェイモードは鉛直たわみ方向に着目した場合、逆対称1次モードと同様の変形形状を示した。

表-2 固有値解析結果

面内モード	case1 せん断変形考慮 弾性バネ <sup>*1</sup>			case2 せん断変形考慮 ピン支持 <sup>*1</sup>			case3 せん断変形考慮 完全固定 <sup>*1</sup>			case4 せん断変形無視 弾性バネ <sup>*1</sup>		
	f	刺激係数		f	刺激係数		f	刺激係数		f	刺激係数	
	(Hz)	橋軸	鉛直	(Hz)	橋軸	鉛直	(Hz)	橋軸	鉛直	(Hz)	橋軸	鉛直
対称1次	0.67	-10.7	52.8	0.68	-1.3	53.3	0.69	-1.2	57.0	0.69	-10.5	53.9
スウェイ	0.96	108.6	7.0	—	—	—	—	—	—	0.98	114.0	5.0
逆対称1次	—	—	—	1.41	-5.5	6.3	1.54	4.6	-2.2	—	—	—
対称2次	—	—	—	1.56	1.6	68.1	1.97	-3.3	-64.8	—	—	—
逆対称2次	1.73	16.0	-5.5	1.73	-1.7	3.6	2.03	-5.5	-0.4	1.93	15.4	-16.5
対称3次	2.90	2.0	35.4	2.92	6.6	-35.7	2.93	-6.2	40.1	3.24	-1.2	-34.4

※1: 桁端支持条件

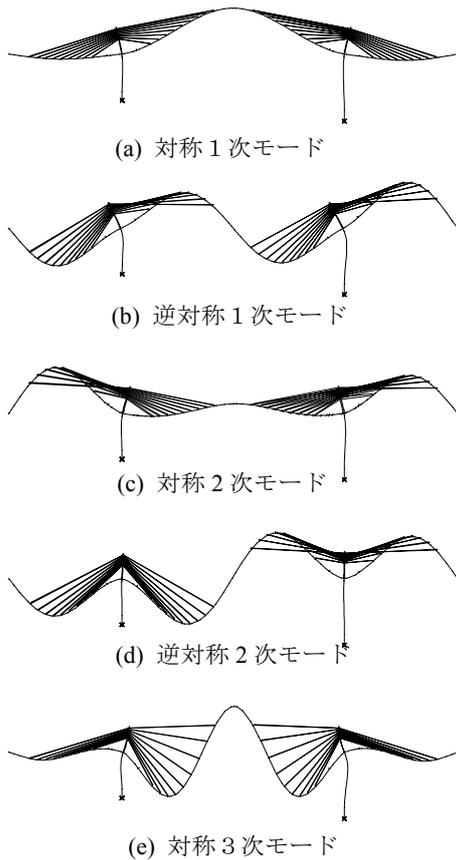


図-5 case2 面内固有振動モード

case1~case3 より、両桁端の拘束が大きいほど振動数が大きくなった。また、波形鋼板のせん断変形を無視した case4 は、ゴム支承の水平方向を固定した case2 よりも対称1次で 1%程度、対称3次モードに関して 11%程度振動数が大きくなっており、高次ほど波形鋼板のせん断変形の影響が大きくなった。これは、既往の研究<sup>2)</sup>でも指摘されているように、高次モードほど変形モードの腹の数が多く、せん断スパン長が短くなり、波形鋼板ウェブがせん断変形することによる影響が大きくなるためであると考えられる。また、case2, 3 では対称2次モードが確認されたが、case1, 4 では確認されなかった。

### 3. 振動実験

#### (1) 実験方法

図-6 に車両落下位置および加速度計位置を示す。本橋では、面内曲げモードを対象として車両踏台落下法および常時微動による振動計測を行った。車両は 10t クレーン(車両重量 128kN)を使用し、200mm の高さからエンジンを止めた状態で前輪を落下させ、落下位置は、面内振動モードを励起させるため、中央支間の L/2 および P2 橋脚から L/4 の2箇所とし、ねじれが生じないよう幅員の中央とした。また、サーボ型加速度計を、主桁には鉛

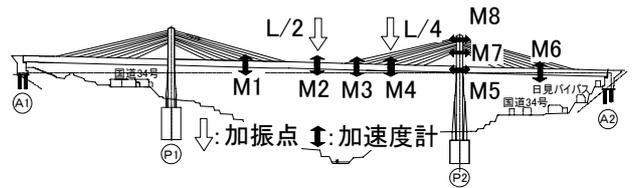


図-6 加振点・加速度計位置

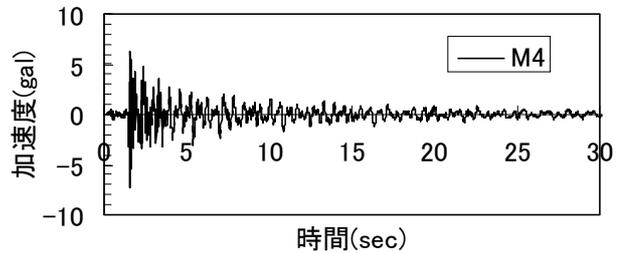


図-7 加速度波形

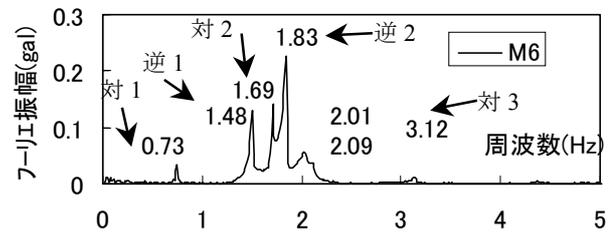


図-8 周波数分析結果

直方向に、主桁柱頭部および主塔には橋軸方向に配置した。計測は加速度レンジで、サンプリング間隔  $\Delta t=10\text{msec}$ . で 30Hz のローパスフィルターを用いて行った。

#### (2) 実験結果

代表例として図-7 に L/4 位置(図-6, M4)落下時の鉛直方向加速度波形、図-8 に同位置落下時の M6 位置の周波数分析結果を示す。これより、本実験における主桁の振動振幅は微小であったものの、7つの卓越した振動数が得られた。それぞれの振動数の時のモードを図-9 に示す。ここで、主塔のモード変形量は主桁に対して非常に小さいため、50倍に拡大している。また、実験で得られた面内2次モードは鉛直たわみ方向の変形に着目し、逆対称1次モードと呼ぶこととする。このように、面内曲げモードが5つ明確に確認され、また、固有値解析の case1, 4 で確認されなかった対称2次モードが確認された。ただし、図-8 内の 2.0Hz 程度の振動数には明確なモードが得られなかった。これは、車両自体の固有振動数を測定した結果、サスペンションの上下において 2.2Hz 程度の値が確認されたことから、車両振動の影響が考えられる。

表-3 に固有振動数および減衰定数を示す。車両落下踏台実験における減衰定数は、各モードの最大振幅点位置の加速度波形を用いて自由減衰法より算出した。その結果、面内1次モードの値は 0.007 であり、その他のモー

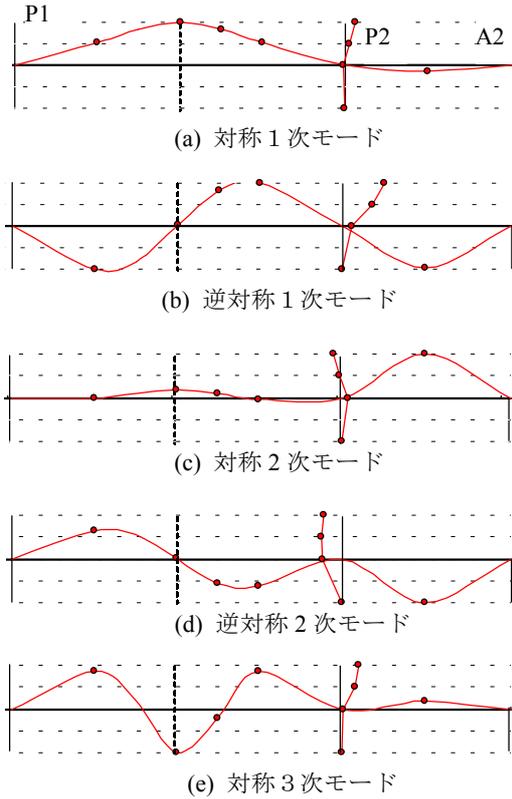


図-9 実験固有振動モード

ドの値は0.004~0.008であった。ただし、減衰定数は振幅が小さければ、小さくなるという振幅依存性が存在することから、本実験程度の振幅の場合、減衰定数が小さくなることは十分に考えられる。

常時微動計測における減衰定数はハーフパワー法により算出した。また、車両落下実験時と比較してモード毎の各計測点のバラツキが小さかったことから、全計測点の平均値を用いた。その結果、車両落下時と比較してわずかに大きく、0.006~0.0016の値を示した。ハーフパワー法の場合、スペクトルの平滑化、サンプリングによる分解能など解析手法上の誤差が含まれている。一般的に

減衰定数は大きくなる傾向にあり<sup>4)</sup>、また、耐風安全性の検討など安全側を考慮しても、車両落下実験による自由減衰法の値を用いる方が妥当であると考えられる。

#### 4. 実験値と解析値との比較

表-3より、実験で得られた逆対称1次モードの振動数は、バネ支持(case1,4)のスウェイのものと比較して小さく、また、完全固定としたcase3では、実験値より大きな振動数を示すモードが多く確認された。前述したように、case2とcase3には対称2次モードが確認されたことから、結果的に、最も実験時の振動数およびモード形状を再現したモデルは、両桁端をピン構造としたcase2であると考えられる。これは、実験が微小振幅であったために、ゴム支承の橋軸方向変形量が非常に小さかったためと推察される。

ここで、case2の固有振動数が実験値と比較して全体的に小さい値となっていることから、その原因について検討を行った。一般的に、耐震設計において固有振動モードを把握する場合、コンクリート全断面有効とし、鋼材を無視するケースが多く、本論で行ったcase1~4の解析も鋼材を無視している。そこで、表-3に示すようにcase5として、鋼材の剛性を考慮するため、換算断面を用いて解析を実施した。その他の解析条件はすべてcase2と同条件である。その結果、固有振動数は全体的に大きくなり、実験値と解析値との固有振動数の差は3%以下と、case2と比べて非常に良く整合した。このように、実験時の状態をより適切にモデル化し、また、波形鋼板ウェブPC橋の場合はせん断変形を考慮することで、精度良く実験値を再現することができた。また同時に、本論で提案したせん断剛性の換算式が妥当であることが確認された。

表-3 実験および解析結果

面内 モード	固有振動数(Hz)							減衰定数	
	実験値		解析値					自由減衰法	ハーフパワー法
	車両落下	常時微動	case1	case2	case3	case4	case5	車両落下	常時微動
対称1次	0.73	0.72	0.67	0.68	0.69	0.69	0.71	0.007	0.016
スウェイ 逆対称1次	1.48	1.49	0.96	1.41	1.54	0.98	1.47	0.004	0.008
対称2次	1.69	1.69	—	1.56	1.97	—	1.64	0.005	0.009
逆対称2次	1.83	1.83	1.73	1.73	2.03	1.93	1.82	0.006	0.008
対称3次	3.12	3.09	2.90	2.92	2.93	3.24	3.06	0.008	0.006

case5 : A1・A2 ピン支持, 換算断面使用

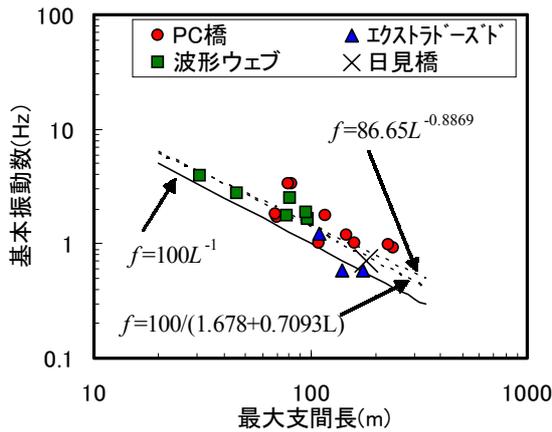


図-10 基本振動数比較

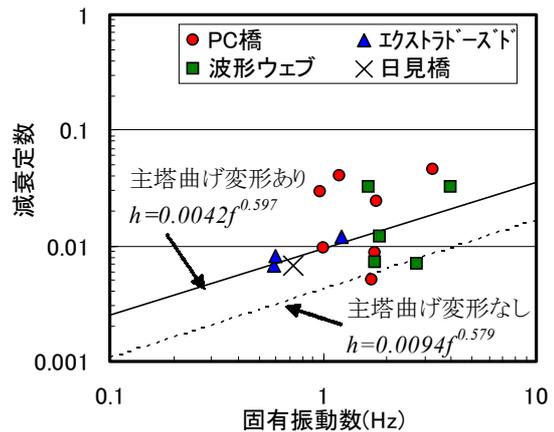


図-11 減衰定数比較

## 5. 他橋梁との比較

### (1) 固有振動数

図-10 に他の橋梁<sup>2)</sup>との基本振動数比較を示す。図内には本橋における最低次数の値を示す。他の橋梁とは PC 橋が 11 橋、波形鋼板ウェブ PC 橋が 5 橋、エクストラード PC 橋が 3 橋である。同図内に加藤ら<sup>6)</sup>による相関式および耐風便覧式<sup>7)</sup>を示す。

本橋の基本振動数は、同支間規模のエクストラード橋と同程度の値であり、波形鋼板を有することによる影響は小さかった。これは、前述したように、基本振動数（対称 1 次モード）では波形鋼板のせん断変形量が小さいためであると考えられる。これより、本構造の場合においても既往の算定式で基本振動数の推定が可能であると言える。

### (2) 減衰定数

既往の研究<sup>8)</sup>では、エクストラード橋の減衰定数は PC 斜張橋と同等であると言われている。そこで、図-11 において、PC 斜張橋の減衰特性について振動モードを主塔の曲げ変形の有無により区分した竹田ら<sup>9)</sup>の提案式と振動実験結果とを比較する。

これより、本橋および他のエクストラード橋における最低次数は主塔曲げ変形ありの算定式との相関が高いことが確認され、本橋においても PC 斜張橋の減衰特性と同程度の結果が得られたものといえる。

## 6. まとめ

以下に得られた知見を示す。

- ① 面内 1 次モードである対称 1 次モードの振動数 (0.73Hz) は、他のエクストラード橋と同程度の

値を示し、既往の算定式で推定可能である。

- ② 面内 1 次モードの減衰定数 0.007 は、他の PC 斜張橋と同程度の値を示した。
- ③ 実験時の桁端の支持条件および材料特性値を考慮した解析により、実験時の振動特性を評価可能であることが確認された。

## 参考文献

- 1) 角谷務, 青木圭一, 山野辺慎一, 吉川卓, 立神久雄: 波形鋼板ウェブ橋の振動特性その 1 - 振動実験 -, プレストレストコンクリート, Vol.45, No.2, pp90-99, 2003.3
- 2) 角谷務, 青木圭一, 山野辺慎一, 吉川卓, 立神久雄: 波形鋼板ウェブ橋の振動特性その 2 - 振動解析 -, プレストレストコンクリート, Vol.45, No.3, pp35-43, 2003.5
- 3) 土木学会: 橋梁振動モニタリングのガイドライン, 2000.10
- 4) 橋梁振動研究会: 橋梁振動の計測と解析, 技報堂, 1993.10
- 5) 波形鋼板ウェブ剛性構造研究会: 波形鋼板ウェブ PC 橋計画マニュアル (案), 平成 10 年 12 月
- 6) 加藤雅史, 島田静夫: 橋梁実測振動特性の統計解析, 土木学会論文報告集, No.311, pp.49-58, 1981.7
- 7) 日本道路協会: 道路橋耐風設計便覧, 1981.7
- 8) 河野哲也, 山野辺慎一, 君島正美, Jovito C. Santos: 第 2 マクタン橋 (エクストラード PC 橋) の振動特性, 第 10 回プレレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.685-690, 2000.10
- 9) 竹田哲夫, 山野辺慎一, 新原雄二: 実測データに基づく PC 斜張橋の減衰特性について, 土木学会論文集, No.626, I-48, pp.147-161, 1997.7

# 石炭灰造粒物を用いた SCP 改良地盤の液状化振動台実験

## Liquefaction Shaking Table Tests of Improved Ground with SCP Using Granulated Coal Ash

山本 陽一 YOICHI YAMAMOTO  
高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI  
三上 博 HIROSHI MIKAMI  
中田 雅夫 MASAO NAKATA

砂代替材として開発された石炭灰造粒物を SCP 工法の中詰材料に使用した場合の液状化対策としての有効性を確認すること、SCP 改良地盤の振動前後の土圧係数の変化について明らかにすることを目的として、実施工を模擬するように模型地盤を作製し振動台実験を実施した。実験の結果、石炭灰造粒物を用いた場合の改良効果は従来の良質な砂を用いた場合と同等以上であることが確認された。また、加振後の土圧係数は 1.0 に収束する傾向を示し、SCP 改良地盤の静止土圧係数は地震後に低下する可能性が指摘された。

**キーワード**：液状化、サンドコンパクション、振動実験、石炭灰、土圧係数

The objectives of this study were to verify the effectiveness of using granulated coal ash as the fill material in an SCP method for liquefaction countermeasure, and to identify the changes in coefficient of earth pressure after the vibration. A model soil layer that simulated the actual improved ground was subjected to the shaking table test. It was verified from the cone penetration resistance and post-vibration excess pore pressure of the model soil layer that granulated coal ash was as effective as or more effective than high-quality sand for improving soils. The post-vibration coefficient of earth pressure tended to finally reach 1.0.

**Key Words**: coal ash, coefficient of earth pressure, liquefaction, sand compaction pile, vibration test

### 1. はじめに

近年、環境負荷低減またはリサイクルの促進を目的として、サンドコンパクションパイル工法（以下 SCP）の中詰材料に再生骨材<sup>1),2)</sup>や建設発生土<sup>3),4),5)</sup>、石炭灰<sup>6),7)</sup>等を用いた施工法が検討・開発されている。今後、SCP 工法に使用される中詰材料はこれらのリサイクル材料が主流になってくると予想される。

一方、SCP 工法では、締固めによる密度増加のみならず地盤内の平均有効応力（静止土圧係数）の増加が、改良地盤の液状化抵抗を増大させることが知られている。SCP 改良地盤の改良効果は、通常、標準貫入試験の  $N$  値から確認されるが、改良後の  $N$  値増分の 2~8 割は静止土圧係数の増加に伴うものであるとの報告<sup>8),9)</sup>もある。この割合は改良前の  $N$  値、初期間隙比、細粒分含有率等によって変わると考えられるが、静止土圧係数の増加は無視できない影響であることが明らかである。また、

SCP 打設に伴う静止土圧係数の増加は原位置計測<sup>9)~13)</sup>や室内模型試験<sup>14),15)</sup>により測定されているが、液状化を生じるような大きな地震動を受けた後にどのように変化するかは明らかとなっていない。

このため、本研究では、砂代替材として開発された石炭灰造粒物<sup>7)</sup>と従来の良質砂相当品を使用した場合の振動台実験結果を比較することにより、砂代替材の液状化対策としての有効性確認を目的に、振動台実験を実施した。さらに、実施工を模擬するように土槽内に突き固めた杭を作製することによって、改良地盤の作製から加振、加振後の間隙水圧消散に至る一連の過程の水平土圧を継続して計測し、振動前後の土圧係数の変化について明らかにすることも目的の一つとした。

表-1 実験試料の物理特性

試料		浜岡砂	まさ土
土粒子の密度	$\rho_s$	2.699 g/cm <sup>3</sup>	2.679 g/cm <sup>3</sup>
粒 度	砂分	100.00%	84.56%
	シルト分	0.00%	12.14%
	粘土分	0.00%	3.30%
	均等係数	2.31	10.00
	曲率係数	1.03	1.01
最大乾燥密度	$\rho_{d \max}$	1.694 g/cm <sup>3</sup>	1.549 g/cm <sup>3</sup>
最小乾燥密度	$\rho_{d \min}$	1.396 g/cm <sup>3</sup>	1.223 g/cm <sup>3</sup>

※まさ土は2mmアンダー試料に対する結果

表-2 Hiビーズの基本配合

石炭灰	セメント	ペントナイト	水
87%	10%	3%	20~24%

※すべて重量比, 水は粉体総重量に対する比



写真-1 石炭灰造粒物 (Hiビーズ)

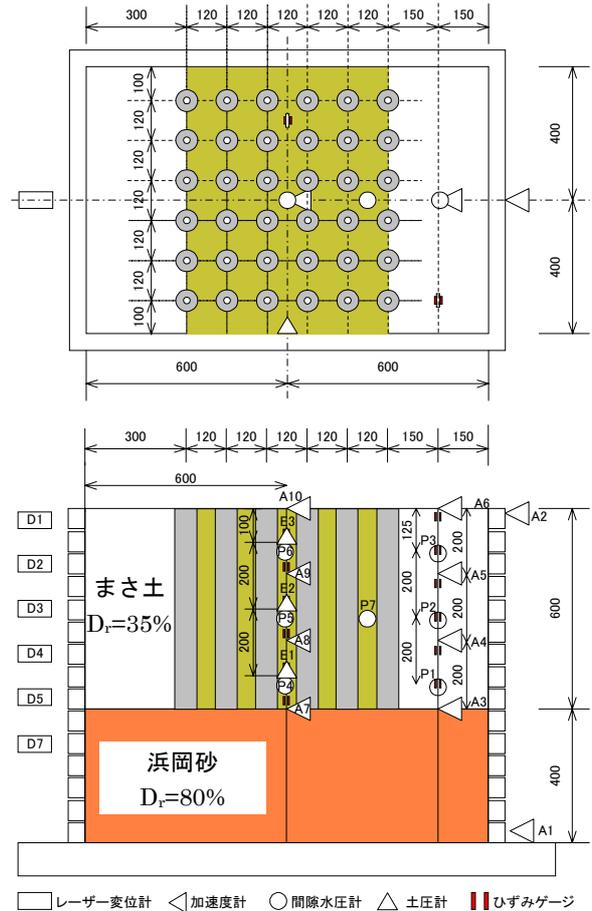


図-1 模型地盤概要および計測器配置

## 2. 実験概要

### (1) 実験試料

実験には遠州浜岡砂 (以下浜岡砂) と広島産のまさ土 (以下まさ土), そして石炭灰造粒物 (商品名 Hi ビーズ) を用いた。表-1 に浜岡砂とまさ土の物理特性を示す。実験ではまさ土を上層の液状化層として使用し, 浜岡砂は下層の非液状化層として使用した。また, 模型杭中詰め材料には, 良質の砂相当品とみなす浜岡砂と砂代替材とする Hi ビーズを用いてそれぞれのケースを比較した。

Hi ビーズは SCP 工法および SD (サンドドレーン) 工法の中詰め材料として開発され<sup>7)</sup>, 長期安定性<sup>16)</sup>や環境影響評価<sup>17)</sup>の他, 実証打設試験による改良効果 (N 値分布等)<sup>18),19)</sup>や施工性<sup>20),21)</sup>が既に確認され商品化されている。Hi ビーズは表-2 に基本配合を示すように, 主材料を石炭灰, セメント, ペントナイトおよび水としており, 連続ミキサー内でペントナイトを微量添加する

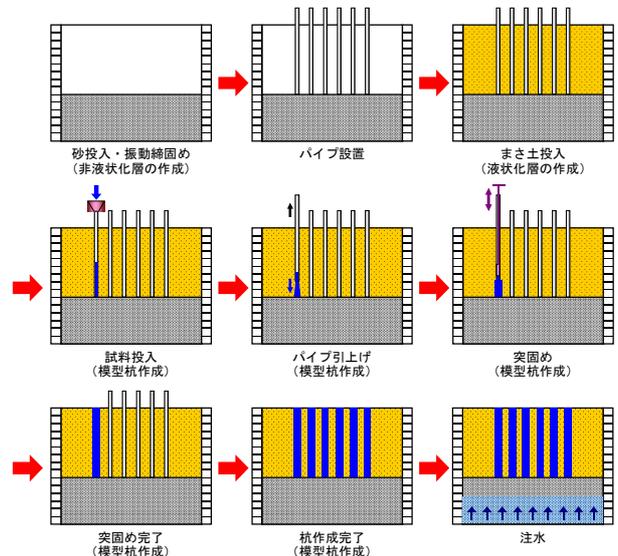


図-2 模型地盤作成方法

ことにより安定した造粒物の作製を可能としている (写真-1)。本実験では模型縮尺 (約 1/10) の関係から, 5mm ふるい通過試料の Hi ビーズを使用した。



写真-2 模型杭の状況（地中）

表-3 実験ケース

実験ケース	改良方法	中詰材料
ケース1	無改良	—
ケース2	SCP	浜岡砂
ケース3	SCP	石炭灰造粒物

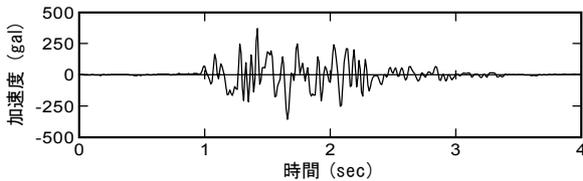


図-3 入力加速度波形（土槽底面の計測値）

### (2) 振動台実験

振動台実験は、幅1.2m×奥行0.8m×高さ1.0mのせん断土槽を用いて重力場で行った。図-1に模型地盤概要および計測器配置を示す。模型地盤は下層40cmの非液状化層（浜岡砂にて作成）と上層60cmの液状化層（まさ土にて作成）の2層構造とした。

図-2に模型地盤の作製方法を示した。下層は非液状化層とするため乾燥した浜岡砂を投入後、高周波の振動加振により相対密度 $D_r=80\%$ に締固めた。その後、所定の位置に外径27mmのパイプを設置した状態で、まさ土を空中落下させて上層液状化層を作製した。この時（模型杭突固め前）、上層のまさ土層の相対密度は $D_r=35\%$ であった。

模型杭の作成は、あらかじめ設置したパイプ内にまず所定量の中詰材料を投入し、パイプを5cm引上げた状態でランマーにより突き固めて行った。この工程を繰り返して模型杭を所定数打設し、改良地盤を作製した。

模型杭は120mmピッチの正方形配置で、突固め後の杭径はおおむね65mmとなることから、改良率は $a_s=20\%$ 程度となる。写真-2に実験終了後の地中における模型杭の状況を示す。模型杭の突固め後、土槽下部より通水

して地盤を飽和させた後に、振動台による加振実験を行った。実験は表-3に示す3ケースについて行い、入力波には図-3に示すホワイトノイズ（0～30Hz）を用いた。

### 3. 改良地盤の状態

#### (1) コーン貫入試験結果

図-4(a), (b)に、それぞれケース2, ケース3の模型地盤改良範囲外の周辺地盤に相当するコーン貫入抵抗の深度分布を示す。また、図-5(a), (b)には、それぞれケース2, ケース3の改良地盤内でのコーン貫入抵抗の深度分布を示す。いずれも上層まさ土層での結果である。周辺地盤の締固め前の相対密度は $D_r=35\%$ と緩く、貫入抵抗も最大 $50\text{kN/m}^2$ 程度の値に収まっている。また、貫入抵抗は深部で大きくなる傾向にあり、拘束圧依存性が伺える。模型杭突固め後（通水前）の貫入抵抗は周辺地盤においても増加しているが、その値は $100\text{kN/m}^2$ を超えるに至っていない。一方、模型杭突固め直後（通水前）の改良地盤の貫入抵抗値は、周辺地盤のそれと比較して大幅に増加しており、模型杭作製により十分な締固め効果を発揮したことを表している。この時の、改良地盤の相対密度は杭の拡径（ $\phi 27\text{mm} \rightarrow \phi 65\text{mm}$ ）による体積変化から算出すると $D_r=122\%$ となる。相対密度が $100\%$ を超えるのは、細粒分を多く含む土に対する現行の最大最小密度試験の限界が指摘<sup>22)</sup>されているところによるものと考えられる。

模型杭作製後、地盤の飽和のための通水により、貫入抵抗値は通水前に比べて大きく低下し、周辺地盤ではまさ土層全層にわたり抵抗値を示さなかった。改良地盤でも大きく貫入抵抗値は減少したが、締固め前の状態よりは大きな貫入抵抗値を示している。このような通水後の貫入抵抗の低下は、まさ土層が水浸によりコラップスを生じて収縮・脆弱化したことによる。

加振後の貫入抵抗は周辺地盤、改良地盤で加振前に比していずれも増加しており、過剰間隙水圧消散による再圧縮により密度が増加したことを表している。

図-6には、加振後の模型杭の貫入抵抗をHiビーズと浜岡砂の場合で比較して示した。深部においてHiビーズの結果が大きいのが、両者の模型杭はほぼ同程度の強度を有していると考えられる。ただし、同じ杭径とするのに、浜岡砂ではHiビーズに対して4倍程度の突固め回数を必要とした。突固め後の改良地盤（通水前）の貫入抵抗はいずれも高い値を示していたことから、Hiビーズの方が杭周辺地盤を効率的に締固めたと考えられる。

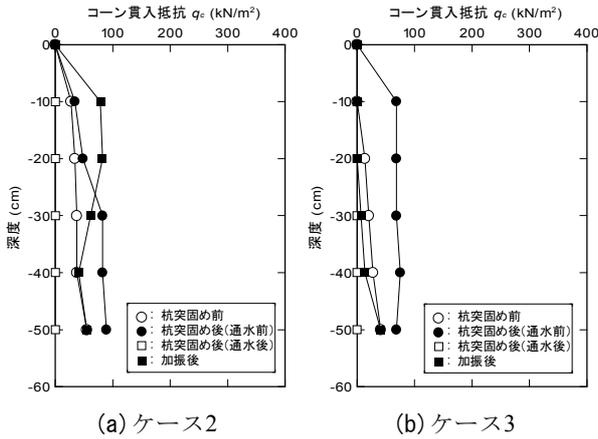
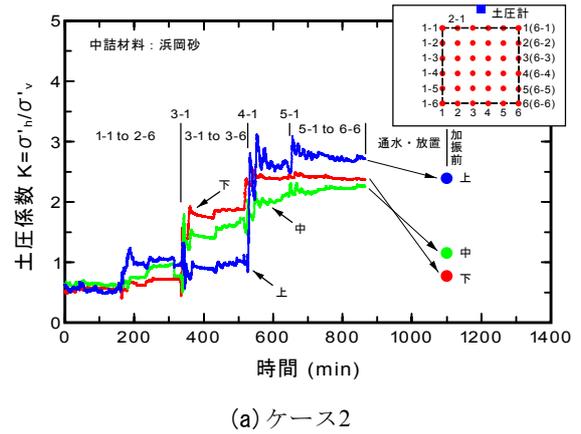
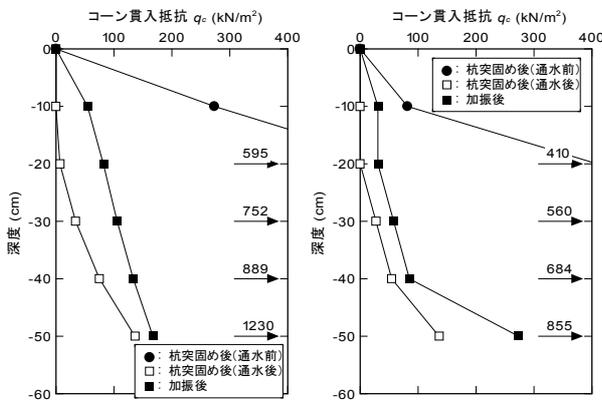


図-4 コーン貫入抵抗深度分布 (周辺地盤)



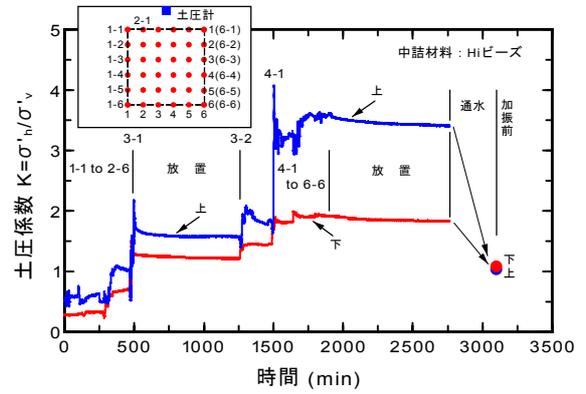
(a) ケース2



(a) ケース2

(b) ケース3

図-5 コーン貫入抵抗深度分布 (改良地盤)



(b) ケース3

図-7 土圧係数の経時変化 (突固め開始～加振前)

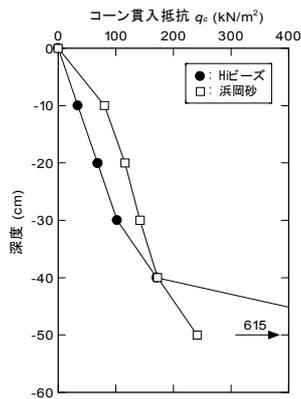


図-6 コーン貫入抵抗深度分布 (加振後模型杭)

(2) 土圧係数

図-7(a), (b)に, それぞれケース2, ケース3の模型杭突固め開始～加振前の状態における土圧係数 $K$ の経時変化を示した。ここで, 土圧係数 $K$ は $K = \text{水平有効応力 } \sigma'_h / \text{鉛直有効応力 } \sigma'_v$ と定義している。水平有効応

力は, 図-1に示す位置に設置した壁面土圧計 (上: GL-10cm, 中: GL-30cm, 下: GL-50cm) の値から求めている。図中の番号は模型杭の番号を表している。ケース3については, GL-30cmに配置した土圧計の不良のため示していない。

突固め開始前の  $K$  値 (静止土圧係数  $K_0$  に相当) はほぼ 0.5 を示しているが, 締固め開始により増加し始め, 土圧計直近の模型杭作成時 (3-1, 4-1) において, 著しく  $K$  値の増加する様子が認められる。突固め後の  $K$  値はいずれのケースも 2~3 程度の範囲にあり, 地表に近いほど高くなる傾向にある。この値は, 本実験と同じ改良率である  $a_s=20\%$  の実際の工事で確認されている SCP 打設後の静止土圧係数<sup>9),12),13)</sup> と整合している。通水による飽和過程において, まさ土のコラップスにより水平土圧は減少し, 加振前の  $K$  値はケース2, ケース3ともに 1~2.5 の範囲に低下している。しかしながら, 締固め開始前に比べると大きな値を維持していることから, 杭打設による締固め効果は低下したものの残存していると考えられる。

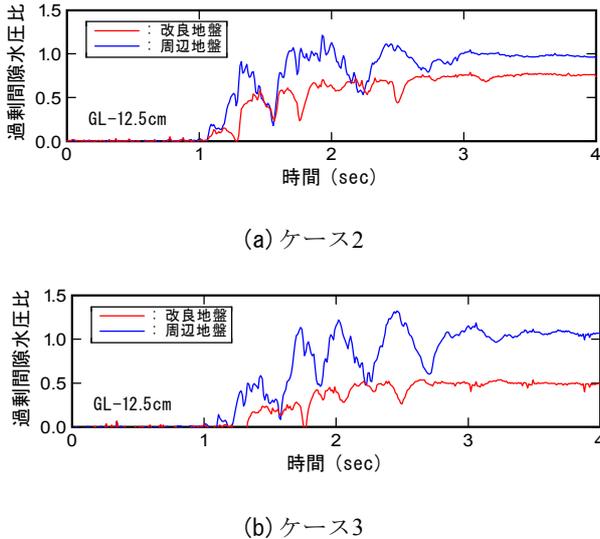


図-8 過剰間隙水圧比の時刻歴 (GL-12.5cm)

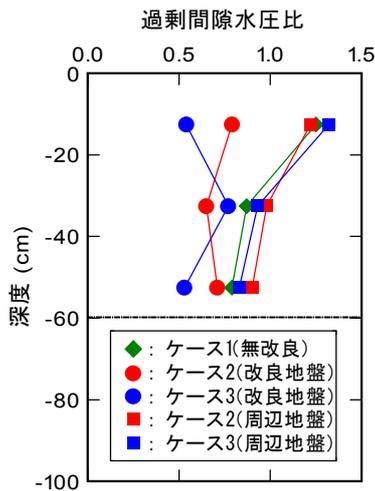


図-9 最大過剰間隙水圧比深度分布

#### 4. 振動台実験結果

##### (1) 過剰間隙水圧比

図-8(a), (b)に、それぞれケース 2、ケース 3 の GL-12.5cm における過剰間隙水圧比の時刻歴を改良地盤（中央計測位置）と周辺地盤と比較して示す。いずれのケースもこの深度における周辺地盤が過剰間隙水圧比 1.0 に達して液状化を生じているのに対して、改良地盤では液状化に至っておらずケース 2 で 0.7 程度、ケース 3 では 0.5 程度の過剰間隙水圧比の発生に留まっている。また、周辺地盤で過剰間隙水圧比は 1.0 を上回っているが、これは液状化による地表面の上下揺動の影響と考えられる。

図-9 は、各試験ケースの最大過剰間隙水圧比の深度分布を示しており、ケース 2 およびケース 3 については改良地盤と周辺地盤の結果を比較している。ケース 1 およびケース 2、ケース 3 の周辺地盤で同様の深度分布性状を示し、ほぼ全層で液状化を生じている。これに対して、ケース 2、ケース 3 の改良地盤では液状化に至らず、締固めによる液状化抑止効果が認められる。このことから、中詰材料に Hi ビーズを用いた場合も、従来の良質な砂を用いた場合と同等の改良効果を有していることが確認される。

##### (2) 地盤加速度

図-10、図-11に、それぞれケース 2 とケース 3 の加速度時刻歴を、周辺地盤と改良地盤（中央計測位置）と比較して示す。GL-60cm の層境における加速度波形は、いずれのケースも改良地盤と周辺地盤のそれぞれの計測位置において同一となっている。地表に近い位置ほど長周期化の傾向が強くなり、GL-5cm の周辺地盤の加速度は液状化による応答の低下を顕著に表している。改良地盤は液状化を生じていないことから、GL-40cm の加速度波形において改良地盤と周辺地盤の位相差は明確であるが、GL-5cm 地表部の改良地盤加速度波形は、改良地盤が液状化していないにも拘らず周辺地盤と同様の周期特性を表していることが分かる。

図-12(a), (b)には、最大加速度の深度分布を改良地盤（中央計測位置）と周辺地盤について示した。ケース 1 は締固めを行っていないことから、両計測位置において GL-60cm 以浅のまき土層で液状化により減衰する同様の傾向を示している。ケース 2、ケース 3 の周辺地盤の加速度応答は、ケース 1 と同様である。改良地盤のケース 2、ケース 3 の締固めを行ったケースについては、液状化を生じていないことから、無改良のケース 1 および周辺地盤の結果に対して、地表面に向かって加速度は増加傾向にある。

##### (3) 水平変位

図-13、図-14 にせん断土槽の水平変位とこの結果から求めたせん断ひずみのそれぞれ最大値の深度分布を示す。いずれのケースについても水平変位、せん断ひずみは、ともに GL-60cm 以浅のまき土層において発達している。水平変位に関しては、無改良のケース 1 に対してケース 2、ケース 3 の順で小さくなっており、過剰間隙水圧比の分布に見られた改良地盤の傾向と一致しているが、変位の低減は 1~2 割程度となっている。また、せん断ひずみについては、ケース 1 が最大 2% であるのに対してケース 2、ケース 3 でも最大 1.5% 程度と改良地

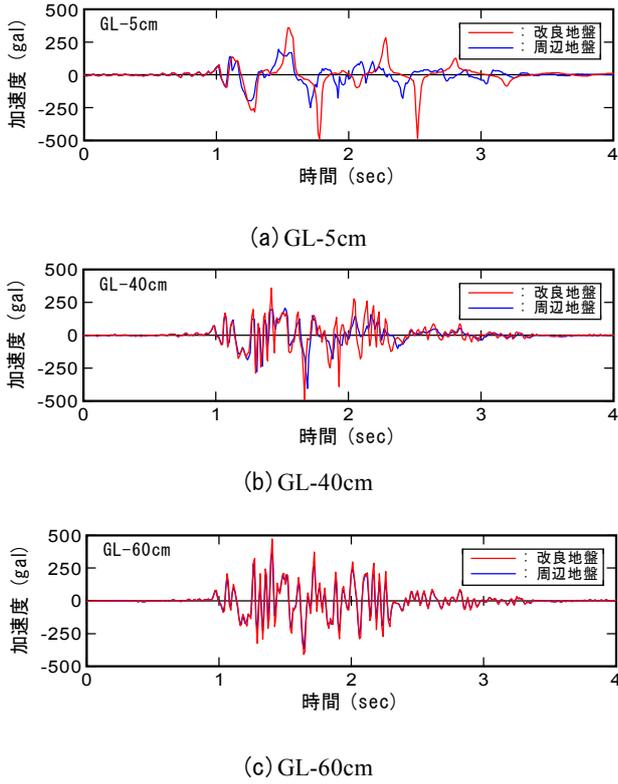


図-10 加速度時刻歴 (ケース2)

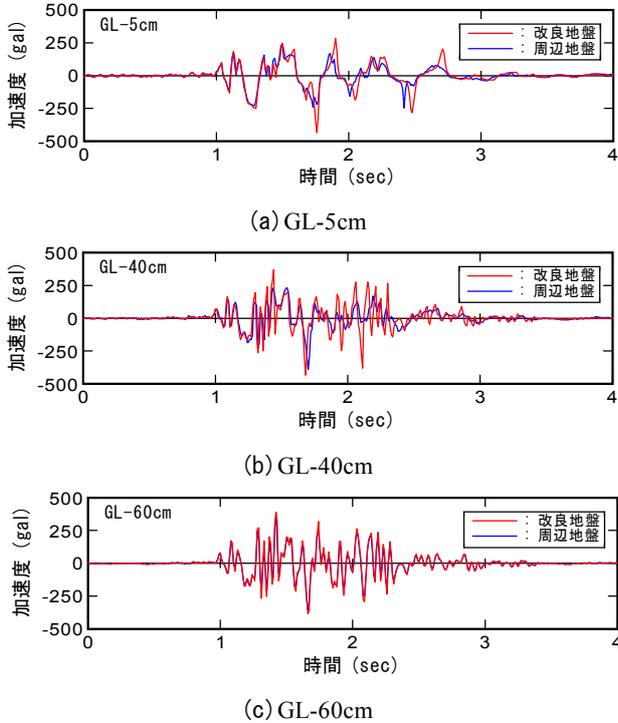
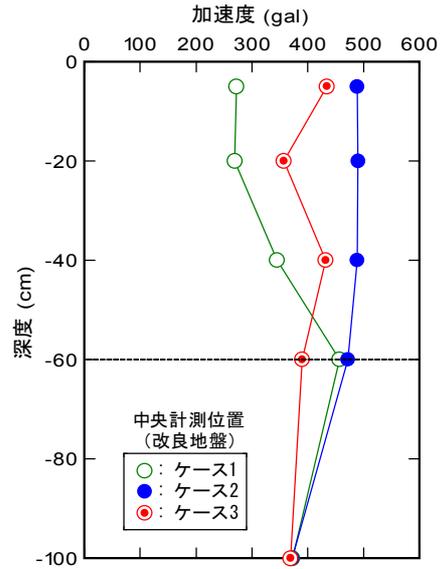
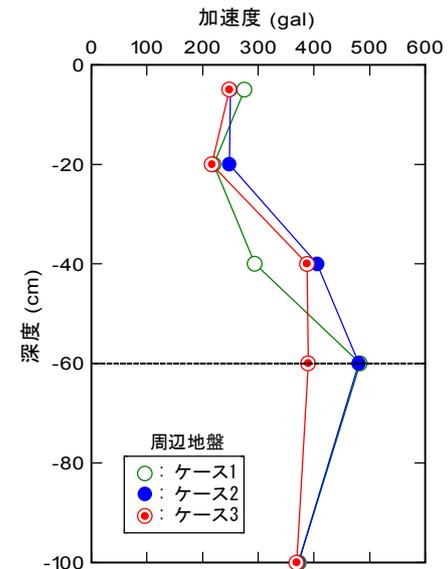


図-11 加速度時刻歴 (ケース3)

盤が液状化を生じていないことを考慮すると比較的大きな値を生じている。ケース1は全土槽の液状化に伴う水



(a) 改良地盤 (中央計測位置)



(b) 周辺地盤

図-12 最大加速度深度分布

平変位, せん断ひずみを表しているが, ケース2, ケース3は必ずしも改良地盤内の変位を代表するものではなく, 周辺地盤も含めた土槽全体の変位から求めた平均的な変形を表していると考えられる。このように, 水平変位の分布からは本実験の改良率に対する改良効果としては十分ではない。これは, 水浸時にまさ土がコラプスを生じて収縮・脆弱化したことにより, 締固め効果が減じられた影響が大きいと考えられる。

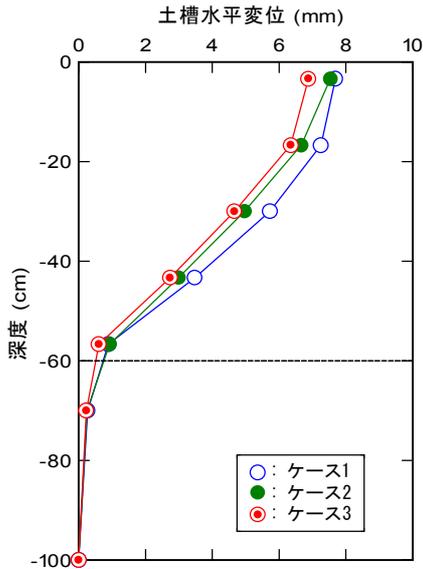


図-13 最大水平変位深度分布

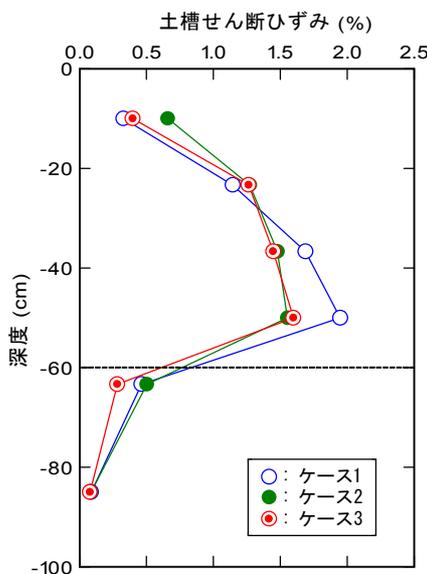
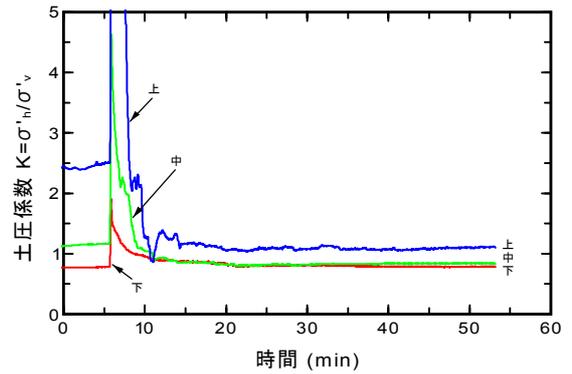


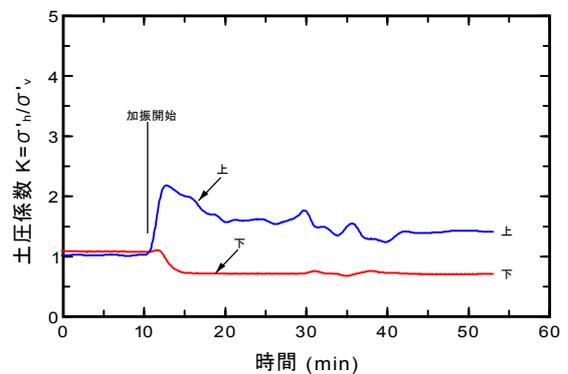
図-14 最大せん断ひずみ深度分布

(4) 土圧係数

図-15(a), (b)に、それぞれケース 2, ケース 3 の加振前～加振～水圧消散・放置過程における土圧係数  $K$  値の経時変化を示した。ここで、水平有効応力は、改良地盤内に設置した土圧計と間隙水圧計の計測値から算出しているが、それぞれの設置位置が異なるため（深度については 25mm）、過剰間隙水圧の値は深度に対して補正した値を採用した。このため、過剰間隙水圧が存在している過程の土圧係数は、土圧計設置位置の真の値を示すものではない。ケース 2 の加振前の土圧係数（静止土圧係数  $K_0$  に相当）はまさ土層下（GL-50cm）で 1.0



(a) ケース2



(b) ケース3

図-15 土圧係数の経時変化  
(加振前～加振～水圧消散・放置過程)

をやや下回り、中（GL-30cm）で 1.0 程度、上（GL-10cm）で 2.5 程度の値を示している。ケース 3 の加振前の土圧係数は上・下とも 1.0 程度である。土圧係数は加振直後に増加し、過剰間隙水圧の消散とともに低下する傾向を示しており、ケース 2 でこの傾向が顕著である。加振後の全体的な傾向として、最終的な土圧係数は 1.0 に収束している。したがって、初期の土圧係数が 1.0 を上回っている場合は、1.0 に低下する傾向にある。このため、破壊を伴うような大きな地震動を受けた SCP 改良地盤の静止土圧係数は地震後に低下することが指摘される。

5. まとめ

本研究は、良質な砂代替材として開発された石炭灰造粒物を SCP 工法の中詰材料に使用した場合の液状化対策としての有効性を確認すること、SCP 改良地盤の振動前後の土圧係数の変化について明らかにすることを目的

として、実施工を模擬するように模型地盤を作製し振動台実験を実施した。以下に、本研究で得られた主な知見をまとめる。

- ① 改良地盤締固め後（通水前）、コーン貫入抵抗はいずれも高い値を示していたことから、締固め回数の少ないHiビーズの方がより効率的に周辺地盤を締固めることが可能であった。
- ② 締固め開始前の土圧係数は 0.5 を示し、締固め後の土圧係数は 2~3 程度と増加した。
- ③ 通水後の貫入抵抗、土圧係数は、水浸によりまさ土がコラプスを生じて収縮・脆弱化したことによりいずれも低下したが、締固め効果を完全に消失するには至らなかった。
- ④ 過剰間隙水圧に関して、周辺地盤ではほぼ全層で液状化したのに対して、改良地盤では液状化に至らず締固めによる改良効果が認められた。また、過剰間隙水圧比の値から、中詰材料に Hi ビーズを用いた場合は、従来の良質な砂を用いた場合と同等の改良効果を有していることが確認された。
- ⑤ 改良地盤の加速度応答は無改良のケースおよび周辺地盤の結果に対して、増加傾向にあった。
- ⑥ 改良したケースの無改良に対する変位の低減は1~2割程度と改良率に対する改良効果としては十分ではなく、水浸に伴うまさ土のコラプスによる影響が考えられた。
- ⑦ 初期の土圧係数が 1.0 を上回っている場合は、1.0 に低下する傾向を示した。このため、破壊を伴うような地震動を受けた SCP 改良地盤の静止土圧係数は地震後に低下することが指摘された。

**謝辞：**本研究は、三井住友建設(株)、(株)フジタおよび山口大学地盤地震工学研究所の共同研究として実施したものである。ご指導戴いた山口大学、兵動正幸教授ならびに三浦房紀教授、共同研究メンバーである(株)フジタ、岸下崇裕主任研究員の諸氏に厚く御礼申し上げます。また、実験に使用した石炭灰造粒物の提供および貴重な助言を頂いた(株)エネルギー・エコ・マテリア、齊藤直部長および池田陵志主任の両氏に記して、感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 新川直利, 福島信吾, 林正美, 香川明人, 遠近潮見：静的締固め砂杭工法における現地生産再生砕石の使用について, 土木学会第 54 回年次学術講演会概要集, III-B, pp. 528-529, 1999.
- 2) 田中幸芳, 香川明人, 遠近潮見, 原春夫：建設発生土を用いた二重管方式における静的締固め地盤改良

- 工法, 土木学会第 54 回年次学術講演会概要集, III-B, pp. 534-535, 1999.
- 3) 山崎浩之, 高橋邦夫, 善功企, 田居繁, 中里高密：建設発生土を活用した静的締固め杭工法に関する現地実験, 港湾技研資料, No. 887, 1997.
- 4) 松尾稔, 木村稔, 西尾良治, 安藤裕：建設発生土を利用した軟弱地盤改良工法の開発に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No. 547/III-36, pp. 199-210, 1996.
- 5) 松尾稔, 木村稔, 西尾良治, 安藤裕：建設発生土類を活用した軟弱地盤改良工法の開発, 土木学会論文集, No. 567/IV-35, pp. 237-248, 1997.
- 6) 滝英治, 中島英雄, 鈴木英治, 肥後道憲, 仁田尾洋：石炭灰を中詰め材料に利用したコンパクションパイル工法の試験工事, 土木学会第 54 回年次学術講演会概要集, III-B, pp. 522-523, 1999.
- 7) 新谷登, 齊藤直, 樋野和俊, 車田佳範, 名越聖治：石炭灰を活用した海砂代替材の開発とその特性, 土木学会第 54 回年次学術講演会概要集, III-B, pp. 524-525, 1999.
- 8) 原田健二, 大林淳, 山本実, 安田進：締固めによる改良地盤の N 値と液状化強度の評価について, 第 11 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 707-710, 2002.
- 9) 善功企, 山崎浩之, 加藤久晶, 藤井照久, 菅野雄一：締固め工法によって改良された地盤の静止土圧係数  $K_0$  に関する調査, 土木学会第 57 回年次学術講演会概要集, III, pp. 169-170, 2002.
- 10) 木村保, 奥村一郎, 三沢久詩, 川鍋修：コンパクションパイル打設地盤の  $K_0$  値について, 第 21 回土質工学研究発表会講演集, pp. 1863-1866, 1986.
- 11) 木村保, 奥村一郎, 三沢久詩, 川鍋修：コンパクションパイル打設地盤の  $K_0$  値について (その 2), 第 22 回土質工学研究発表会講演集, pp. 1795-1796, 1987.
- 12) 山本実, 野津光夫, 山田隆, 小飼喜弘：静的締固め砂杭工法の改良効果—佐原試験工事—, 第 32 回地盤工学研究発表会講演集, pp. 2317-2318, 1997.
- 13) 原田健二, 山本実, 大林淳：静的締固め砂杭打設地盤の  $K_0$  増加に関する一考察, 土木学会第 53 回年次学術講演会概要集, III-B, pp. 544-545, 1998.
- 14) 佐藤毅, 山内亜沙子, 三宅達夫：締固め時のロッド貫入と砂杭直径にともなう地盤内 k 値に関する遠心模型実験, 土木学会第 56 回年次学術講演会概要集, III-A, pp. 252-253, 2001.
- 15) 沼田淳紀, 田雑満孝, 染谷昇, 國生剛治：杭打設に

ともなう水平土圧増加に関する基礎的実験，第 37 回地盤工学研究発表会講演集，pp. 2053-2054, 2002.

- 16) 車田佳範，浜田純夫，斉藤直，樋野和俊，新谷登：石炭灰を活用した海砂代替材の品質特性～長期安定性について～，土木学会第 55 回年次学術講演会概要集，Ⅲ-B, pp. 466-467, 2000.
- 17) 内田裕二，樋野和俊，斉藤直，車田佳範：石炭灰造粒物の海上 SCP 打設試験における改良特性（その 3. 環境評価），土木学会第 56 回年次学術講演会概要集，Ⅲ-B, pp. 404-405, 2001.
- 18) 樋野和俊，斉藤直，兵動正幸，中田幸男，村田基治：石炭灰造粒物の SCP 打設試験における改良特性（その 1. 改良効果），土木学会第 55 回年次学術講演会概要集，Ⅲ-B, pp. 468-469, 2000.
- 19) 樋野和俊，斉藤直，兵動正幸，中田幸男，村田基治：石炭灰造粒物の海上 SCP 打設試験における改良特性（その 1. 改良効果），土木学会第 56 回年次学術講演会概要集，Ⅲ-B, pp. 400-401, 2001.
- 20) 村田基治，斉藤直，樋野和俊，新谷登，内田裕二：石炭灰造粒物の SCP 打設試験における改良特性（その 2. 施工性），土木学会第 55 回年次学術講演会概要集，Ⅲ-B, pp. 470-471, 2000.
- 21) 村田基治，斉藤直，樋野和俊，新谷登，内田裕二：石炭灰造粒物の海上 SCP 打設試験における改良特性（その 2. 施工性），土木学会第 56 回年次学術講演会概要集，Ⅲ-B, pp. 402-403, 2001.
- 22) 沼田淳紀，染谷昇，嶋本栄治，國生剛治：細粒な土の相対密度（試料の諸特性），第 36 回地盤工学研究発表会講演集，pp. 2191-2192, 2001.



# 多層固化改良された液状化地盤のオンライン地震応答実験

## On Line Pseudo-Dynamic Response Test to Evaluate the Effect of Improving Liquefiable Soils through the Multilayer Grouting Method

高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI  
山本 陽一 YOICHI YAMAMOTO  
三上 博 HIROSHI MIKAMI  
中田 雅夫 MASAO NAKATA

本論文は、多層固化改良された液状化地盤において、その改良率や改良形式を種々変えたオンライン地震応答実験を行い、対策地盤の地震時挙動に与える影響について考察した。まず、各改良形式の履歴変形特性や加速度応答特性を比較し、改良形式の違いがこれらに与える影響について調べた。さらに、地盤変位や加速度等の応答特性と改良率および改良形式との関係を整理し、多層固化改良の減震効果について検討した。

キーワード：地震動特性、液状化、オンライン地震応答実験、地盤改良、薬液注入

In this study, a series of on line pseudo-dynamic response tests were conducted to investigate the seismic behavior of liquefiable ground improved by the multilayer grouting method.

The results indicated that the multilayer grouting method was effective for attenuating seismic motion.

**Key Words:** Seismic Response, Liquefaction, Pseudo-Dynamic Test, Soil Improvement

Chemical Grouting

### 1. はじめに

地震時の地盤の軟化や液状化は様々な被害をもたらすことから、地盤改良による対策工法の多くは液状化防止を目的としている。その一方で、液状化は強非線形化により地震動を大きく低減する効果があることから、上部構造物に対しては免震層として機能し、各種被害を軽減する場合がある。例えば、1995年兵庫県南部地震における埋立て地盤に建つ直接基礎構造物の事例<sup>1),2)</sup>では、基礎直下の地盤が液状化し、上部構造物の被害が低減されたことが報告されている。このような効果に着目して、液状化を積極的に利用する基礎形式や地盤改良方法等の減震技術に関する検討が行われている<sup>3)~6)</sup>。

地盤の軟化や液状化を許容する地盤改良方法は、完全に液状化を防止する方法に比べて構造物が受ける慣性力はもとより、改良工事のコストの面で有利となり得ることが考えられる。しかしながら、直接基礎構造物を対象とした場合には、沈下や不同沈下の要求性能を満たすかが問題となる。一方、近年、既設構造物を対象とした耐震補強技術の必要性が高まっている。

そこで、著者らは、板状の固化改良体を液状化対象

層内に多層配置することにより、地盤の軟化や液状化を許容して減震効果を利用するとともに、沈下および不同沈下を低減することを期待した多層固化改良を提案した<sup>7)~11)</sup>。本改良形式は、軟弱層の減震効果が硬い地盤に挟まれた場合に大きい<sup>12)</sup>ことに着目し、この効果を有効に利用することを特徴としたものである。また、改良体は薬液注入工法により造成するため、既設構造物直下への適用が可能である。

本研究では、種々の改良率（改良体全層厚／液状化対象層厚）で多層固化改良のオンライン地震応答実験を実施し、本改良形式の地震応答特性について詳細に考察した。さらに、全層固化改良等の他の改良形式との比較を行い、改良効果についても検討を行った。

### 2. 実験概要

#### (1) オンライン地震応答実験の概念

オンライン地震応答実験は日下部ら<sup>13)</sup>により開発されたものであり、そのアルゴリズムは以下のとおりである。まず、解析対象地盤を質点系にモデル化し、基盤面から地震動を入力する。次にコンピュータにより質点系

の振動方程式を解き、各質点の応答変位を求める。そして、得られた変位に相当するせん断ひずみをコンピュータ制御により供試体に与え、その時自動計測された復元力を用いて次のステップの応答変位を計算する。すなわち、本手法はこれらの過程を地震動が継続する間繰り返すことにより時々刻々に変化する地盤の非線形な復元力を要素実験の供試体から直接求め、それをオンラインで応答解析に結びつけて地震時の地盤の挙動をシミュレートするものである。なお、要素実験部分は、図-1 に示す日下部ら<sup>14)</sup>により試作された簡易単純せん断試験機を用いた。また、多層からなる地盤のすべてをオンライン実験することは、システムが高価になるばかりでなく作業も煩雑化する。そこで、本実験では液状化や大変形が予想され、数値モデル化が困難な部分のみを要素実験で復元力を求め、その他の部分は修正 Ramberg-Osgood (以下、修正 R-O) モデルで復元力を求めるサブストラクチャ法を採用した。

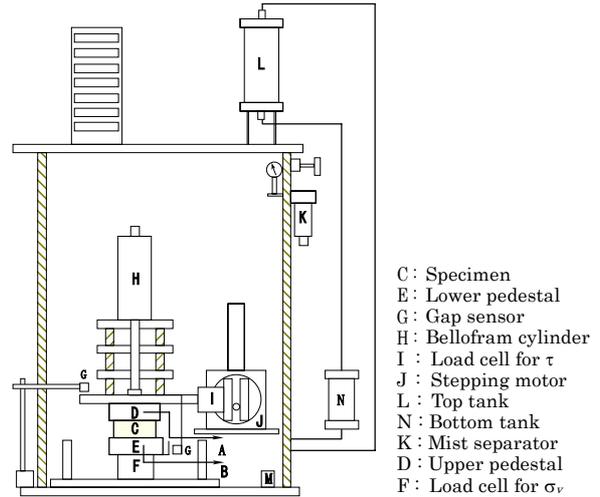


図-1 簡易単純せん断試験機

(2) 地盤モデル

地盤モデルは、図-2 に示すように深さ 14m の水平成層地盤を想定し、これを 7 分割して一次元の質点系モデルで置き換えたものとした。このうち、地下水位以下の L2 層～L7 層 (GL-2m～GL-14m) の復元力を要素実験により実測し、L1 層 (GL-0m～GL-2m) の復元力は修正 R-O モデルにより算定した。ここで、すべての地盤は相対密度  $D_r=50\%$  の砂層、すなわち地下水位以下では液状化層となるようにモデル化した。

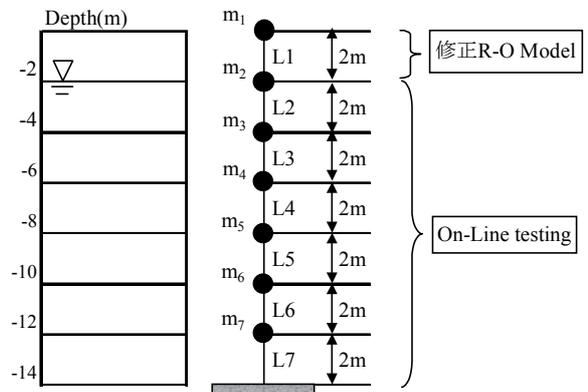


図-2 地盤モデル

(3) 実験試料・供試体

要素実験に供した試料は浜岡砂 ( $G_s=2.699$ ,  $e_{max}=0.933$ ,  $e_{min}=0.593$ ) である。未改良供試体は、水中落下法により相対密度  $D_r=50\%$  となるように作製した。なお、要素試験の再現性を高めるために、砂供試体の密度管理は、所定の相対密度の  $\pm 1\%$  以内とした。一方、固化改良供試体には、水ガラス系恒久グラウト<sup>15)</sup>をモールドに満たした状態で水中落下を行い、未改良供試体と同一の相対密度とした。これを密封状態で 28 日間養生したものを試験に供した。表-1 に水ガラス系恒久グラウトの標準配合を示す。供試体寸法は直径 60mm、高さ 40mm である。

表-1 恒久グラウトの標準配合

	薬液名	配合量(ml)
A 液	ASF シリカ	60
	アクターM	16
	水	124
B 液	PR シリカ	60
	水	140

ものである。なお、別途実施した一軸圧縮試験から得られた 28 日間養生した改良砂の一軸圧縮強度  $q_u$  は、159kPa であった。

(4) 改良砂の繰返しせん断強度特性

図-3 は、図-1 に示した簡易単純せん断試験機を用いて行った繰返し単純せん断試験から得られた未改良砂と改良砂のせん断ひずみ両振幅 5% に至るに必要な繰返しせん断応力比  $\tau/\sigma'_m$  と繰返し回数  $N_I$  との関係を示した

繰返し回数 20 回で比較した場合、繰返しせん断応力比は改良砂で 1.05、未改良砂で 0.30 であり、改良砂の繰返しせん断応力比は未改良砂の 3 倍以上に大きくなっていることがわかる。また、未改良砂は 5% のひずみを生じて液状化しているが、改良砂は液状化に至っていない。

表-2 実験ケース

改良形式	無対策	単層固化改良		多層固化改良		全層固化改良
ケース名	N000	S017	S050	M033	M050	A100
改良率	0%	17%	50%	33%	50%	100%
層番号						
L1	非液状化層	非液状化層	非液状化層	非液状化層	非液状化層	非液状化層
L2	未改良層	改良層	改良層	改良層	改良層	改良層
L3		未改良層		未改良層	未改良層	
L4			改良層	改良層		
L5			改良層	未改良層		
L6			未改良層	改良層		
L7			未改良層	未改良層		

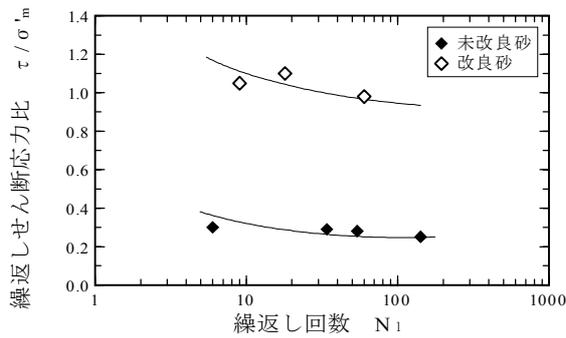


図-3 繰返しせん断応力比と繰返し回数の関係

(5) 実験・解析条件

オンライン地震応答実験は表-2 に示すように要素実験により復元力を求める L2 層～L7 層を対象として、改良形式および改良率を様々に変化させて実施した。ここで、全層固化改良は液状化層すべてを改良するものであり、従来の対策工法として位置付けられる。単層固化改良は改良層の下に免震層として未改良層を意図的に残す工法<sup>4)</sup>であり、既に設計事例<sup>16)</sup>も報告されている。なお、表中のケース名は改良形式と改良率を表しており、単層 (Singlelayer) および多層 (Multilayer) の頭文字をとり、例えば M050 は改良形式が多層で改良率が 50% のケースを表している。

L1 層における修正 R-O モデルの解析パラメータは、 $G_0=48697.35\text{kPa}$ ,  $\tau_f=22.56\text{kPa}$ ,  $\alpha=2.451$ ,  $\beta=2.293$  である。L2 層～L7 層の要素実験の圧密は、静止土圧係数  $K_0$  を 0.5 に設定した異方圧密とし、圧密圧力は  $K_0=0.5$  となるよう有効側方向応力  $\sigma'_h$  と異方分の有効軸方向応力  $\sigma'_v$  を所定の値になるまで段階的に加えるものとした。

入力波は、1995 年兵庫県南部地震においてポートアイランドでアレー観測された PI-79mNS 成分 (最大加速度 570Gal) を用いた。

3. オンライン地震応答実験結果および考察

(1) せん断応力  $\tau$  - せん断ひずみ  $\gamma$  関係および有効応力経路

図-4 に代表的ケースの L2 層～L5 層におけるせん断応力  $\tau$  - せん断ひずみ  $\gamma$  関係を示す。L5 層を除く未改良層は、せん断応力が最大値に達した後、剛性低下が進行して液状化に至り、ひずみが激増してせん断応力がほぼゼロに近づいている。この傾向は、S050 の L5 層や M050 の L3 層・L5 層、すなわち改良層の直下や改良層に挟まれた層において著しくなっていることが特徴的である。

また、A100 の結果をみると、各層のせん断応力が他のケースと比較して大きく、上層への地震動の伝播が大きいことを示している。なお、L6 層～L7 層は、いずれのケースにおいても液状化には至らなかった。

図-5 は図-4 と同様のケースについて有効応力経路を示したものである。なお、砂の有効応力経路には、非排水の静的試験から求めた浜岡砂の変相線 (PTL ; Phase Transformation Line) も併せて示している。未改良層は変相線を越えると同時にひずみが増大して液状化に至っていることがわかる。一方、改良層は若干の有効応力の減少を示すものの、最終的に初期有効拘束圧の 7～8 割程度の値を保持して定常状態に至っている。

(2) 加速度の時刻歴応答波形と周波数特性

図-6 は同一ケースについて質点 m1～質点 m5 における応答加速度  $a$  の時刻歴を示したものである。N000 の結果をみると、質点 m1～質点 m4 の波形が加振に伴って減衰し、長周期化していることが認められる。これは液状化により L2 層～L4 層の剛性が著しく低下して上層への地震動の伝播を抑制したためである。一方、A100

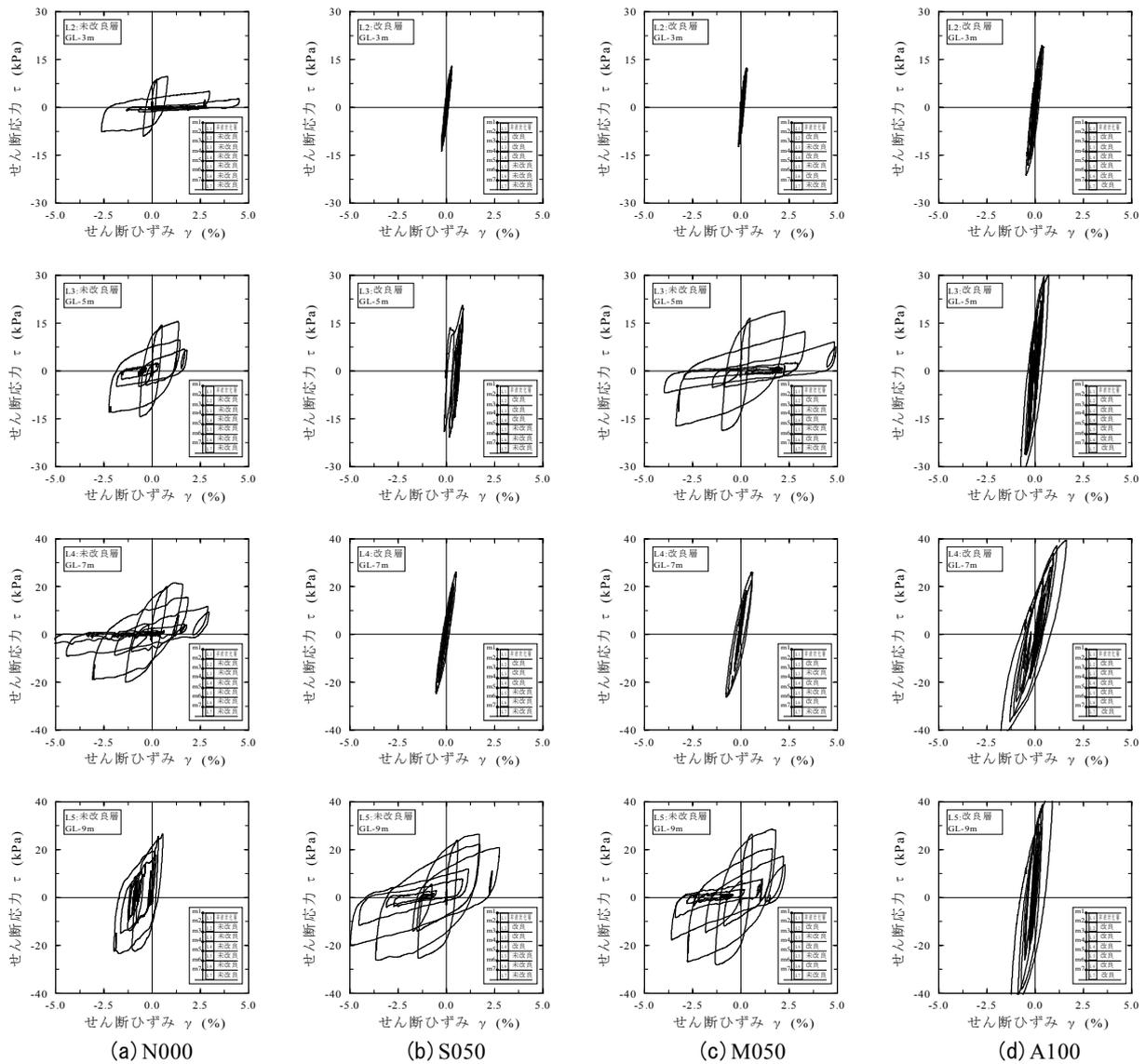


図-4 せん断応力  $\tau$  -せん断ひずみ  $\gamma$  関係

の波形にはすべての質点で長周期化は認められず、応答も大きいことがわかる。これに対して、S050の結果をみると、質点 m1～質点 m4 の波形が A100 のそれらと比較して減衰しており、L5 層が液状化したことによる減震効果が認められる。さらに、M050 は改良層 (L4 層) である質点 m4 の波形に若干の高振動数成分が認められるものの、それより上層の質点 m1～質点 m3 の波形は N000 と同様に加振に伴い大きく減衰し長周期化していることが特徴的である。これは L5 層に加えて L3 層が液状化したためであり、L2 層が改良層であるにも関わらずこのような結果になったことから、L3 層が液状化したことによる減震効果は表層にまで及ぶことが明らかである。

図-7 は同一ケースにおける地表応答波 (質点 m1) の加速度応答スペクトルを示したものである。S050 は、固

有周期 1 秒付近の応答が卓越しているのに加え、固有周期帯域が 0.3～0.4 秒付近のやや短周期側でも応答が大きくなり、A100 と同様な傾向を示している。これに対して M050 の応答は、固有周期 2.5 秒以下の周期帯域で S050 よりも小さく、特に 0.3～0.4 秒付近における減衰が顕著となっていることが認められる。このことから、M050 の減震効果は単層固化改良ないし全層固化改良に対して、特に固有周期帯域が 0.5 秒よりも短周期側の構造物において大きくなることがわかる。

なお、風間ら<sup>17)</sup>は地表面応答に及ぼす軟弱地盤の影響について検討し、地表面以下に軟弱層がある場合にはその塑性化によって地表面の最大加速度応答は小さくなるものの長周期成分は大きく減衰しないことを示している。今回の結果も、固有周期 2.5 秒以上の周期帯域の応答には液状化層の有無によって違いは認められなかった。

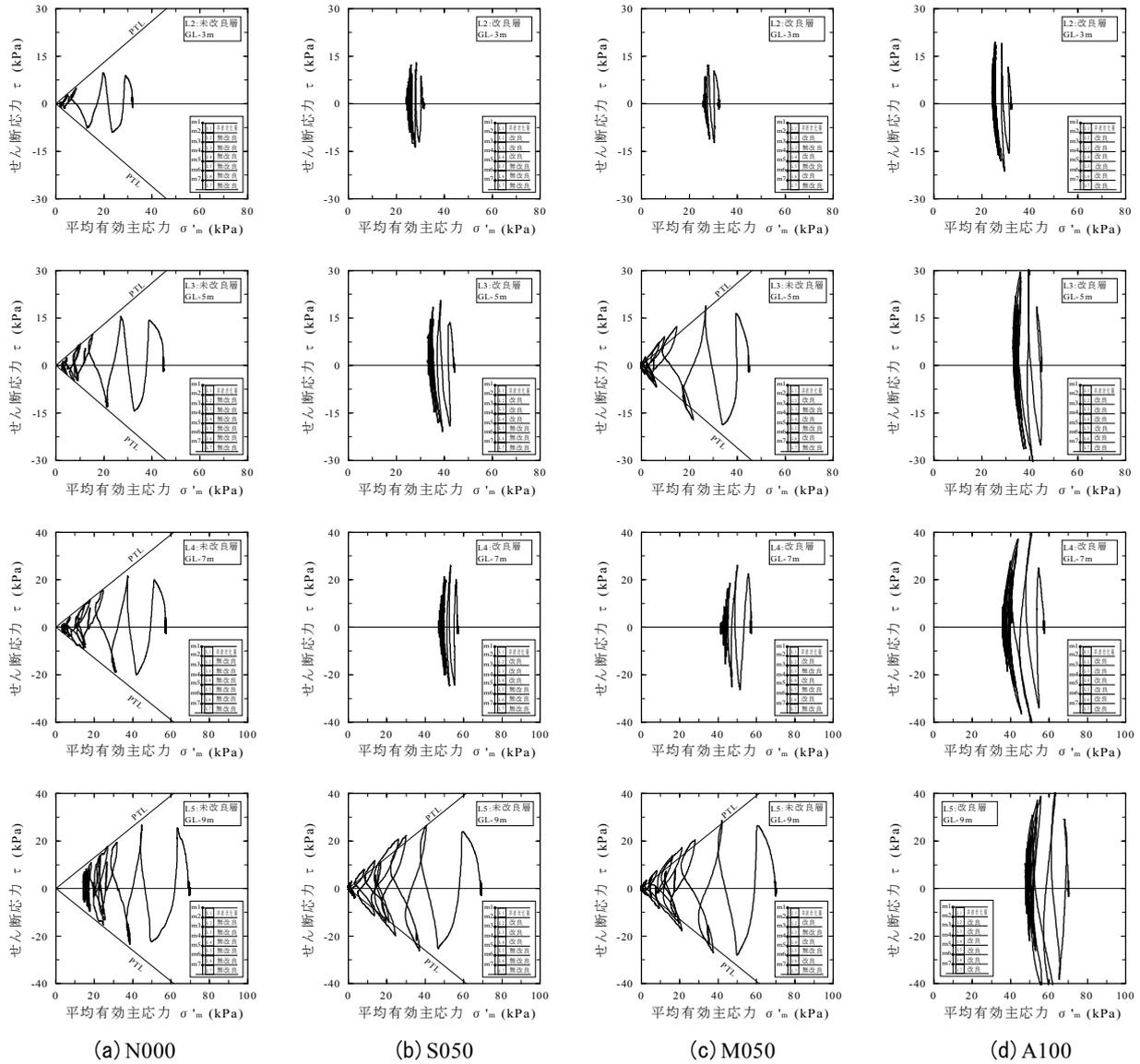


図-5 有効応力経路

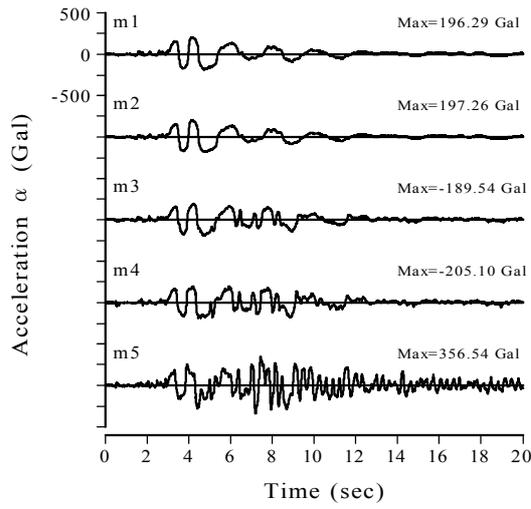
(3) 最大応答値の深度分布

図-8 に最大せん断ひずみ  $\gamma_{max}$ 、図-9 に最大水平変位  $H_{max}$ 、図-10 に最大応答加速度  $\alpha_{max}$  の深度分布をそれぞれ示し、改良形式および改良率に関して比較した。

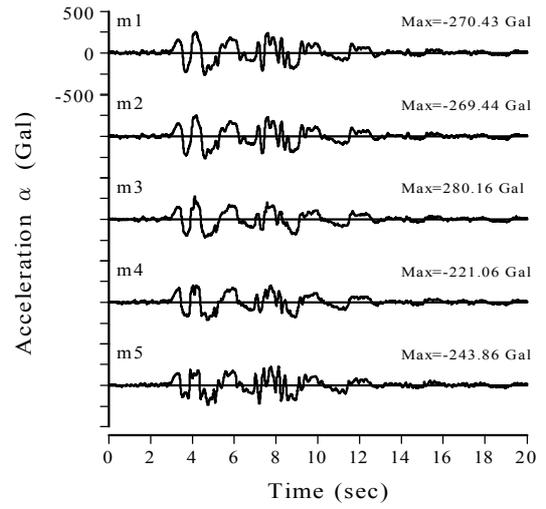
最大せん断ひずみ  $\gamma_{max}$  に関して、図-8 (a) 改良形式の比較に着目すると、N000 の場合、GL-10m 以浅で液状化によりひずみが増大し、その値は最大で 5% と大きな値となっている。これに対して、A100 におけるひずみの発生量は小さく、その最大値は 2% 以下である。S050 については、改良層直下に位置する未改良層 (L5 層: GL-8m~GL-10m) のひずみが大きく発達する分布形状を示している。M050 は改良層に挟まれた未改良層 (L3 層: GL-4m~GL-6m, L5 層: GL-8m~GL-10m) の 2 層でひずみが大きく発達する分布形状を示すことが特徴的である。次に、図-8 (b) 改良率の比較に着目すると、

S017 および M033 でひずみが最大となる層は前者で L5 層 (GL-8m~GL-10m)、後者で L4 層 (GL-6m~GL-8m) であることがわかる。これらは連続する未改良層のうち下部に位置する層であることから、非線形化が著しくなる層は前述した改良率 50% の結果とは異なる。このように、未改良層の上部のひずみが下部のそれと比較して相対的に小さくなったのは、下部で地盤の軟化が進んだために上部への地震動の伝播が抑制されたことによるものと考えられる。ただし、未改良層上部におけるひずみは 2% 程度と大きいことから、液状化には至らないものの、これらの層も軟化が進んでいると言える。

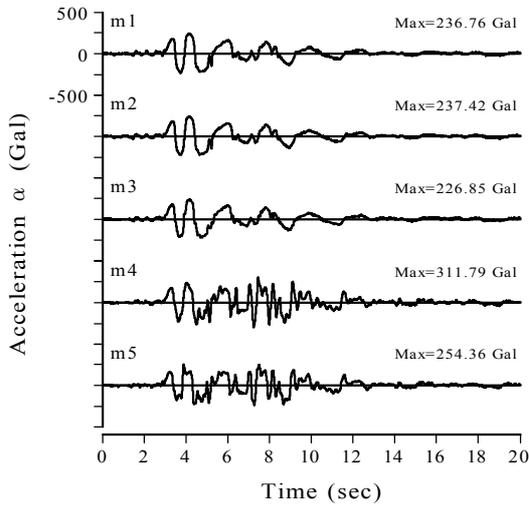
次に、最大水平変位  $H_{max}$  に関して、図-9 (a) 改良形式の比較に着目すると、N000 および A100 では変位が表層に向かって線形的に増大していくのに対して、S050 および M050 では改良層直下や改良層に挟まれた未改良



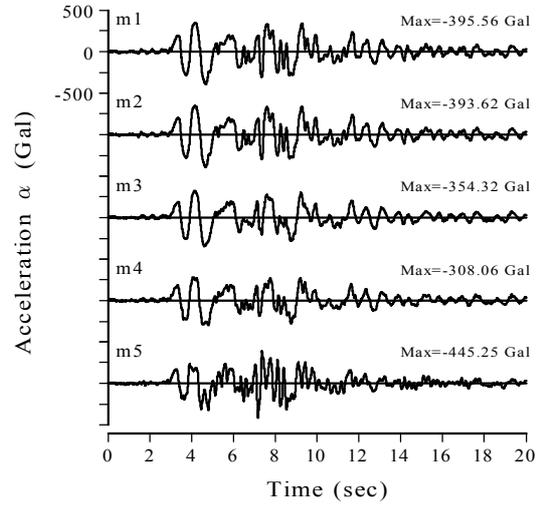
(a) N000



(b) S050



(c) M050



(d) A100

図-6 応答加速度 α の時刻歴

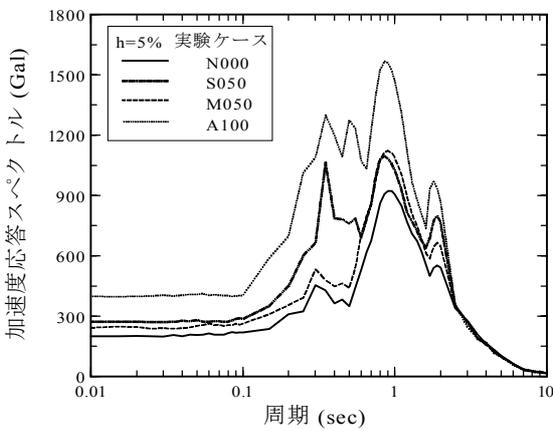
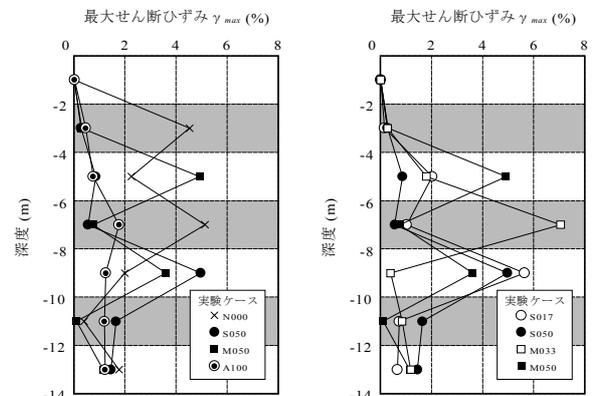


図-7 加速度応答スペクトル (地表)



(a) 改良形式の比較

(b) 改良率の比較

図-8 最大せん断ひずみの深度分布

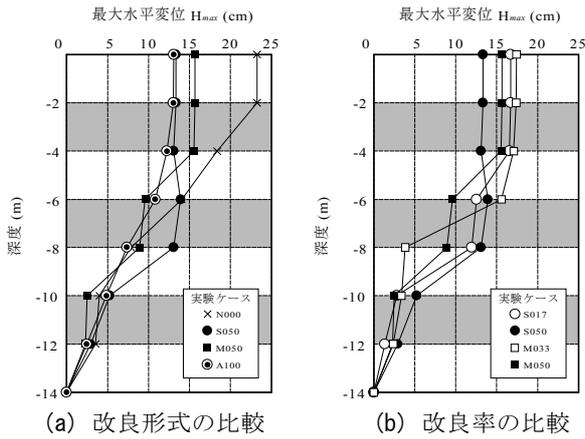


図-9 最大水平変位の深度分布

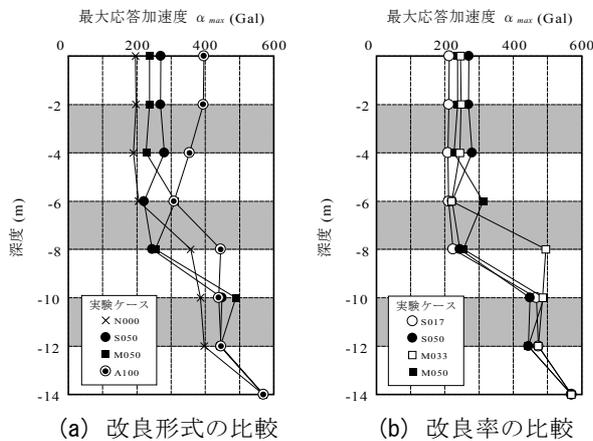


図-10 最大応答加速度の深度分布

層で変位が増大していることがわかる。地表面最大変位は、N000の24cm程度に対して、A100およびS050で13cm程度、M050で16cm程度となった。これより、水平変位抑止効果は改良層が厚いほど大きくなるものの、個々の改良層が薄い多層固化改良も十分な効果があることが確認された。図-9(b)改良率の比較をみると、多層固化改良および単層固化改良のそれぞれで改良率の増加に伴い地表面変位が減少していることがわかる。したがって、多層固化改良を含めて対策地盤は構造物の要求性能に応じた改良率を選定することが可能であると考えられる。

最大応答加速度  $\alpha_{max}$  に関して、図-10(a)改良形式の比較に着目すると、N000の分布形状は地盤が液状化したことにより上層への地震動の伝播が抑制され、表層に向かって減衰している。これに対して、A100の加速度の分布形状はGL-6m以浅で増幅している。これは図-4に示したように、地盤の剛性低下が少なく復元力が大きいことが原因と考える。一方、S050の分布形状は、液

状化したL5層(GL-8m~GL-10m)で減衰するものの、改良層となるL3層(GL-4m~GL-6m)で再度増幅している。M050の分布は、各改良層において増幅傾向を示すものの、改良層に挟まれた未改良層で大きく減衰している。特に、質点m4(GL-6m)の加速度はS050と比較して1.4倍ほど大きな値であるが、質点m3(GL-4m)の加速度はL3層(GL-4m~GL-6m)の液状化に伴う減震効果により大きく減衰し、その結果、地表面応答加速度はS050よりも小さくなっている。また、図-10(b)改良率の比較に示すS017の結果をみると、その分布形状はN000のそれと類似していることから、単層固化改良の場合、改良率が小さいとそれが加速度の分布形状へ与える影響はわずかであることがわかる。

(4) 加速度減衰率と改良形式および改良率の関係

図-11は加速度減衰率と改良率の関係を示したものである。ここで加速度減衰率は、無対策および対策地盤の地表面最大応答加速度をA100のそれで正規化して求めている。まず、加速度減衰率は改良率の低下に伴って小さくなり、全層固化改良と比較して無対策で50%の減衰率であることがわかる。さらに、同様の比較から、単層固化改良(改良率50%)で約70%、多層固化改良(改良率50%)で約60%の減衰率を示していることがわかる。

これらのことから、部分的に地盤の軟化や液状化を許容する改良体配置とする多層固化改良は、全層固化改良と比較して減震効果を発揮し、さらにその効果は同一改良率の単層固化改良よりも大きいことが明らかである。

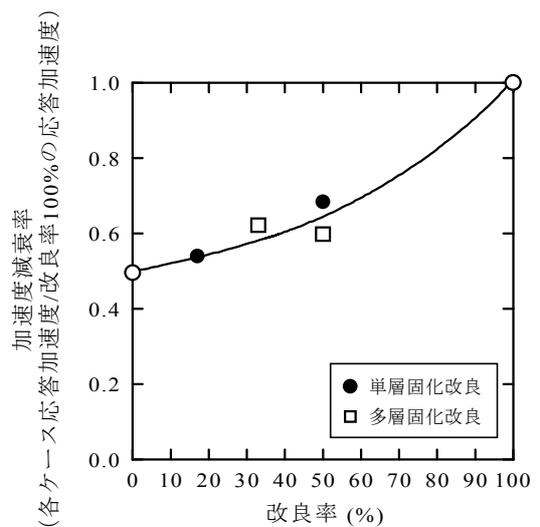


図-11 加速度減衰率と改良率の関係

#### 4. まとめ

本研究では、多層固化改良のオンライン地震応答実験を実施し、本改良形式の地震時挙動について考察した。さらに、他の改良形式との比較を行い改良効果についても検討した。以下に、本研究で得られた知見をまとめる。

- ① 未改良層の減震効果は、それが改良層の直下または改良層に挟まれた位置にある場合に大きいことが確認された。
- ② 全層固化改良と比較して、加速度減衰率は単層固化改良（改良率 50%）で約 70%、多層固化改良（改良率 50%）で約 60%となり、多層固化改良は全層固化改良と比較して減震効果を発揮し、さらに、その効果は同一改良率の単層固化改良よりも大きいことが明らかとなった。
- ③ 多層固化改良の減震効果は、特に固有周期帯域が1秒よりも短周期側の構造物において大きくなることが確認された。
- ④ 水平変位抑止効果は改良層が厚いほど大きくなるものの、多層固化改良も十分な効果があることが確認された。また、水平変位抑止効果は改良率に依存することから、構造物の要求性能に応じた改良率を選定することが可能であると考えられる。

**謝辞：**本研究は、三井住友建設㈱、㈱フジタおよび山口大学地盤地震工学研究所の共同研究として実施したものである。ご指導戴いた山口大学、兵動正幸教授ならびに三浦房紀教授、共同研究メンバーである㈱フジタ、岸下崇裕主任研究員の諸氏に厚く御礼申し上げます。また、実験に際しては恒久グラウト協会より注入剤のご提供を頂きました。記して、感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 平井芳雄, 加倉井正昭, 丸岡正夫, 山下清, 青木雅路: 液状化した埋立て人工地盤の直接基礎の挙動とその評価, 基礎工, Vol.24, No.11, pp.60-63, 1996.
- 2) 加倉井正昭, 青木雅路, 平井芳雄, 俣野博: 埋立て人工島における直接基礎の挙動, 土と基礎, Vol.44, No.2, pp.64-66, 1996.
- 3) 土木学会地震工学委員会: 減震・免震・制震構造設計法ガイドライン(案), 2002.
- 4) 福武毅芳: 液状化を利用した地盤免震と構造物への影響(その2) 第36回地震工学研究発表会, pp.1735-1736, 2001.
- 5) 福武毅芳: 軟弱地盤の非線形性を利用した免震基礎, 一液状化現象を積極利用した地盤免震技術を中心として一, 基礎工, Vol.30, No.12, pp.21-28, 2002.
- 6) 福武毅芳: 液状化現象を逆手に取った地盤免震技術, 土と基礎, Vol.51, No.3, pp.31-33, 2002.
- 7) 三浦房紀, 兵動正幸, 吉本憲正, 岸下崇裕, 山本陽一, 高橋直樹: 液状化地盤における多層固化改良に関する研究(その1: 振動台実験と考察), 第38回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1873-1874, 2003.
- 8) 兵動正幸, 三浦房紀, 吉本憲正, 山本陽一, 高橋直樹, 岸下崇裕: 液状化地盤における多層固化改良に関する研究(その2: 改良率と改良効果について), 第38回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1875-1876, 2003.
- 9) 兵動正幸, 三浦房紀, 吉本憲正, 高橋直樹, 山本陽一, 岸下崇裕, 木村真也: 液状化地盤における多層固化改良に関する研究(その3: オンライン地震応答実験による検証), 第38回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1877-1878, 2003.
- 10) 三浦房紀, 兵動正幸, 吉本憲正, 岸下崇裕, 山本陽一, 高橋直樹: 液状化地盤における多層固化改良に関する振動台実験(改良率と改良幅の影響について), 土木学会第58回年次学術講演会講演集, pp.293-294, 2003.
- 11) 兵動正幸, 三浦房紀, 吉本憲正, 高橋直樹, 山本陽一, 岸下崇裕, 木村真也: 液状化地盤における多層固化改良に関するオンライン地震応答実験(改良形式の比較), 土木学会第58回年次学術講演会講演集, pp.295-296, 2003.
- 12) 村井信義: 埋立地盤における地震動の増幅特性に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第451号, pp.89-98, 1993.
- 13) 日下部伸, 森尾敏, 有本勝二: オンライン地震応答実験による2層系砂質土の液状化挙動, 土質工学会論文報告集, Vol.30, No.3, pp.174-184, 1990.
- 14) 日下部伸, 森尾敏, 岡林巧, 藤井照久, 兵動正幸: 簡易単純せん断試験装置の試作と種々の液状化試験への適用, 土木学会論文集, No.617/III-46, pp.299-304, 1999.
- 15) 米倉亮三, 島田俊介: 恒久グラウトの恒久性のメカニズム, 土木施工, Vol.40, No.7, pp.99-106, 1999.
- 16) 福武毅芳, 竹脇尚信, 長谷場良二, 山口弘信, 吉原進: 西田橋基礎の地震応答シミュレーション 沖積地盤上の石造アーチ橋の移設計画, 土木史研究, No.18, pp.395-410, 1998.
- 17) 風間基樹, 柳澤栄司, 稲富隆昌: 地表面応答に及ぼす中間軟弱粘土層の非線形性の影響, 土木学会論文集, No.575/III-40, pp.219-230, 1997.

# 油汚染土壌の土壌洗浄および生物分解処理に関する基礎的研究

## Fundamental Study on Soil Washing and Biodegradation Treatments of Contaminated Soil with Petroleum Hydrocarbon

喜多 治之 HARUYUKI KITA

本山 厚 ATSUSHI MOTOYAMA

中田 雅夫 MASAO NAKATA

油汚染土壌の土壌洗浄および生物分解処理による油分の除去と土壌の粒径との関係を調べるために、A重油を混合して調整した模擬汚染土壌を用いて基礎的な実験を行った。その結果、土壌洗浄では粘土・シルト中の油分を除去することは困難であるが、生物分解の固相処理およびスラリー処理では分解除去できることが明らかになった。さらに、実験結果を基に、土壌洗浄と生物分解を組み合わせた油汚染土壌の効果的な浄化方法について考察した。

キーワード：油汚染，土壌洗浄，固相処理，スラリー処理

Soil washing and biodegradation experiments were conducted on the sandy soil samples mixed with A-fuel oil to investigate the relationship between removal of petroleum hydrocarbons and grain size. It was clarified that the removal of petroleum hydrocarbons in clay and silt is possible by solid phase and slurry phase biodegradation treatments, though it is difficult by soil washing treatments. In addition, the combination of soil washing and bioremediation methods is discussed for the effective removal of contaminants in soil based on the experimental results.

**Key Words:** Oil Contamination, Soil Washing, Solid Phase Bioremediation, Slurry Phase Bioremediation

### 1. はじめに

土壌汚染を引き起こす物質には、重金属類、揮発性有機化合物、農薬類、ダイオキシン類、油類など様々なものがある。土壌汚染対策法において、油類はベンゼンを除いて特定有害物質に含まれていないが、油汚染土壌からの油膜・油臭の発生による生活環境への悪影響から、近い将来、油類についても何らかの規制対象となることが予想され、その他の有害物質と同様に浄化対策を行う必要がある。

油汚染土壌の浄化方法としては、土壌洗浄、熱脱着・熱分解、生物分解などが挙げられる。土壌洗浄は、土壌を機械的に洗浄、分級して油分の濃集した細粒分を分離し、残りの粗粒分を埋戻して再利用を図る技術である。生物分解は、土壌中の微生物に酸素、栄養塩などを供給して活性化させ、油分を分解除去する技術である。汚染土壌に対する土壌洗浄の適用性は土壌の粒度分布に大きく依存し、粘土やシルト分の多い土壌に対しては適用が困難であることが知られている。また、生物分解の適用

を検討する上でも、汚染土壌の粒度分布を把握することは重要であり、通気性や透水性の悪い粘性土では酸素や栄養塩の供給が十分に行えないため、生物分解の適用は不向きであるとの指摘がある<sup>1)2)</sup>。土壌洗浄における粒径と油分濃度や洗浄効果に関する報告<sup>3)~6)</sup>は数多くみられるが、生物分解における粒径と油分の分解特性に関する報告は見当たらない。土壌中の微生物や有機物の分布は不均質であり、それらは粒径と密接な関係があると予想され、土壌洗浄と同様に微生物による分解特性も粒径により異なると考えられる。生物分解における粒径と分解特性を明らかにすることは、より効果的な浄化方法を検討する上で重要な課題であると考えられる。

以上の観点から本研究では、A重油を混合して作製した模擬汚染土壌を用いて、まず洗浄実験を行い、粒径別の洗浄効果を把握した。次に同じ土壌を用いて、生物分解実験を行い、粒径別に油分の分解特性を調べ、洗浄実験の結果と比較検討し、土壌洗浄と生物分解における粒径と油分の除去との関係を明らかにした。また、実験結果に基づき、油汚染土壌の有効な浄化手法についての検

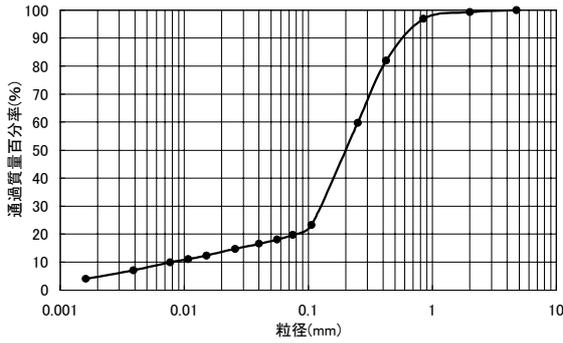


図-1 実験に用いた山砂の粒径加積曲線

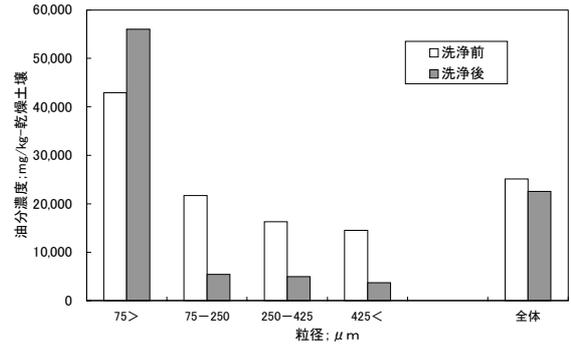


図-2 洗浄前後の粒径別油分濃度

表-1 洗浄処理および生物分解処理後土壌の粒径別油分濃度

粒径 (μm)	割合 (%)	TPHs (mg/kg)			
		処理前	洗浄処理後 (処理時間：10分)	固相処理後 (処理時間：246日)	スラリー処理後 (処理時間：7日)
425<	18.0	14,499	3,687	14,056	2,100
250-425	22.2	16,310	4,958	15,152	2,579
75-250	40.0	21,721	5,411	15,769	3,244
75>	19.8	42,910	56,010	28,860	39,760
全体		25,138 32,222*	22,533	17,291	15,253

\*：固相処理のみ

討結果も合わせて報告する。

## 2. 模擬汚染土壌

洗浄実験や生物分解実験に供した土壌は山砂であり、図-1に粒度分布を示す。粘土およびシルトは約20%含まれ、その他はほとんど砂であり、礫はわずかである。

実験に用いた模擬汚染土壌は、山砂に重量比で5%のA重油をホバートミキサーで混合してから約2年8ヶ月室内で保存した土壌である。

## 3. 土壌洗浄実験

油汚染土壌に対して水による土壌洗浄が一定の油分の除去効果があることを確認するとともに、生物分解実験における粒径別の油分濃度と比較するため、模擬汚染土壌を用いて洗浄前後の粒径別の油分濃度を分析し、粒径と油分濃度との関係を調べた。

### (1) 実験方法

土壌洗浄では、汚染土壌に水を加えて機械的に洗浄、分級する方法が一般的であり、本実験では洗浄に振とう幅4cmの上下振とう機を用いた。まず、洗浄処理前後の粒径別の油分濃度を比較するため、容量1,000mlの分液ロート2個に模擬汚染土壌をそれぞれ250g入れ、さら

に水道水500mlを加えて10分間振とうした。洗浄後の合計500gの土壌について、75μm以下、75～250μm、250～425μm、425μm以上の粒径範囲に約5,000mlの水を使って湿式でふるい分けを行った。それぞれの粒径範囲の試料は、孔径0.45μmのメンブレンフィルターを用いてろ過し、回収した土壌を風乾して分析試料とした。なお、洗浄前の汚染土壌は、乾式でふるい分けし、得られた試料を風乾して分析試料とした。

次に、模擬汚染土壌の土壌全体での洗浄効果を確認するために、分液ロートに土壌を100g入れ、さらに水道水200mlを加えて10分間振とうした。洗浄後の土壌と水はビーカーに移して一昼夜放置し、水を廃棄した後、土壌を同様にろ過、風乾して分析試料とした。なお、模擬汚染土壌全体についての洗浄実験は3回行った。

洗浄処理後の土壌中の油分濃度、および後述する生物分解実験における土壌中の油分濃度は、すべてGC/FID法によりTPHs(Total Petroleum Hydrocarbons; 総石油炭化水素)を分析した。

### (2) 実験結果

洗浄前後における各粒径範囲の油分濃度、および土壌全体での油分濃度を表-1および図-2に示す。なお、土壌全体の油分濃度は、3回の洗浄実験における平均値である。洗浄前、洗浄後ともに、粒径が小さくなるに従って油分濃度は増加し、土壌中の油分はより細粒分に濃集し

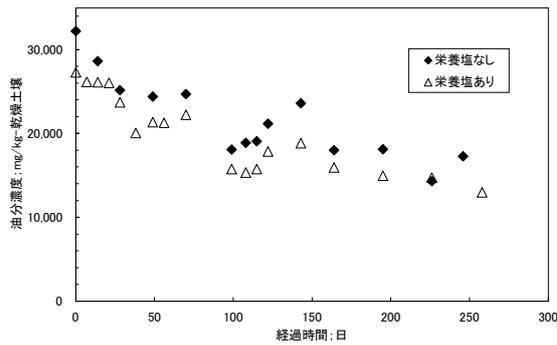


図-3 固相処理における油分濃度変化

ていることが分かる。75  $\mu\text{m}$ 以上の粗粒分の油分濃度は洗浄前には10,000mg/kg以上であるが、洗浄後には数千mg/kgにまで低下している。ところが、75  $\mu\text{m}$ 以下の細粒分では50,000mg/kg以上であり、逆に洗浄前より油分が増加している。75  $\mu\text{m}$ 以上では10,000mg/kg以上減少しているが、75  $\mu\text{m}$ 以下に油分が濃集するため、土壌全体では3,000mg/kg程度の減少である。したがって、土壌洗浄においては、分級を行って粗粒分と細粒分を分離し、それぞれ処理することが除去効率を向上させるポイントとなると考えられる。

#### 4. 生物分解実験

生物分解における粒径と油分の分解特性を調べるために、模擬汚染土壌を用いて生物分解実験を行った。生物分解実験は、ランドファームングやバイオパイルのように汚染土壌中の水分を適当に保持した状態で微生物分解させる固相処理と汚染土壌に多量の水を加えてスラリー状にし、これを反応槽（スラリーリアクター）中で微生物分解させるスラリー処理の二つの方法で行った。固相処理は、すでに石油汚染土壌の浄化に実用化されている方法である。スラリー処理は、均質なプロセス、汚染物質の溶解性の向上、土壌の物理的破砕、微生物と汚染物質の接触の増加などにより固相処理より分解速度の促進を図ることができる方法である<sup>7)</sup>。

##### (1) 固相処理

###### a) 実験方法

固相処理実験に使用した模擬汚染土壌は、洗浄実験や後述するスラリー処理実験に使用した模擬汚染土壌と同じものであるが、山砂にA重油を混合後約2年間経過した時点での土壌である。

実験は、土着の微生物を活性化させる2ケースを設定して行った。一つは汚染土壌に水分だけを加え、栄養塩

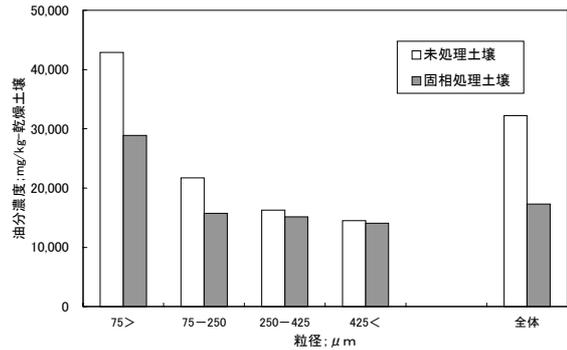


図-4 固相処理後土壌の粒径別油分濃度

は添加しないケースであり、もう一つは汚染土壌に水分および栄養塩、および通気性の改善のため重量比で10%のピートモスを混合したケースである。なお、栄養塩は窒素やリンが、C(油分) : N : P = 100 : 10 : 1になるように添加した。両ケースともに、容量4,000mlのポリエチレン製容器に汚染土壌2kgを入れ、30°C一定のインキュベーター内に定置して実験を行った。およそ1週間に1回、汚染土壌を攪拌して空気を供給した。また、水を適宜噴霧して含水率を10~15%に維持した。

両ケースとも油分濃度の変化を確認しながら、約8ヶ月間実験を継続した。栄養塩等を添加しないケースの実験終了時に残った汚染土壌について、洗浄実験と同じ粒径範囲に乾式でふるい分けを行い、風乾後粒径別の油分濃度を調べた。

###### b) 実験結果

固相処理実験における時間の経過に伴う油分濃度の変化を図-3に示す。栄養塩等を添加したケース、栄養塩を添加しなかったケースとも時間の経過とともに油分濃度は減少していく。しかしながら、栄養塩等を添加したケースの方がわずかに減少の程度は大きいものの、両ケースの差はほとんどない。

図-4に粒径別の油分濃度と土壌全体での油分濃度を未処理の土壌と比較した結果を示す。なお、粒径別の結果における未処理土壌の油分濃度は洗浄実験などに用いた模擬汚染土壌のそれであり、土壌全体における未処理土壌の油分濃度は固相処理開始時の土壌の値である。

75  $\mu\text{m}$ 以下や75-250  $\mu\text{m}$ の範囲では、油分の減少を顕著に確認できるが、250  $\mu\text{m}$ 以上の範囲ではほとんど減少していない(図-4, 表-1)。粒径が大きくなるに従って油分の減少は小さくなり、洗浄試験の結果とは逆の傾向を示す。土壌全体では、固相処理開始時と比べると約15,000mg/kg減少している。この油分の減少は、75  $\mu\text{m}$ 以下および75-250  $\mu\text{m}$ における分解の寄与が大きいものと考えられる。

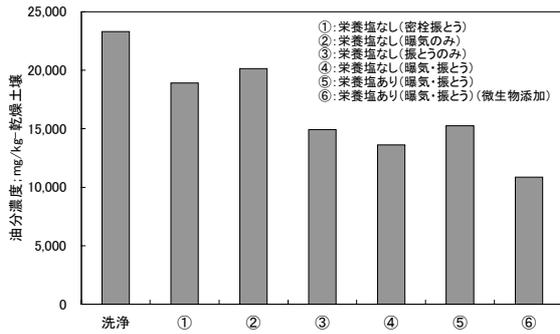


図-5 スラリー処理実験結果

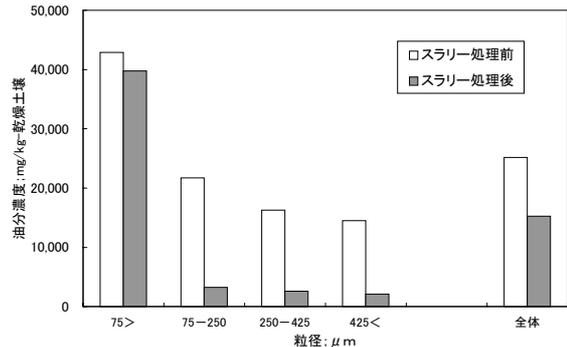


図-6 スラリー処理前後の粒径別油分濃度

表-2 スラリー処理における実験ケース

ケース	実験条件			
	曝気	振とう	栄養塩添加	微生物添加
①	—	○ (密栓)	—	—
②	○	—	—	—
③	—	○ (開放)	—	—
④	○	○ (開放)	—	—
⑤	○	○ (開放)	○	—
⑥	○	○ (開放)	○	○

(2) スラリー処理

まず、空気の供給方法、栄養塩や微生物源の添加など固相処理における粒径別の分解特性と比較検討するためのスラリー処理の実験条件を決定した。次に、選定した実験条件でスラリー処理実験を行い、実験後の土壌について粒径と油分濃度との関係を調べ、洗浄処理や固相処理の実験結果と比較検討した。

a) 各種実験条件における油分濃度

容量 2,000ml の三角フラスコに模擬汚染土壌を 50 g 入れ、さらに 500ml の蒸留水あるいは栄養塩溶液を加えてスラリー状にし、表-2に示す 6 ケースを設定して実験を行った。ケース①は、三角フラスコにゴム栓をした状態で振とう幅 4cm の水平振とう機を用いて振とうのみを行うケースである。ケース②は流量 500ml/min で曝気のみを行うケースであり、ケース③はゴム栓に 2 本のガラス管を通し、空気の供給が可能な状態で振とうのみを行うケースである。ケース④は、振とうと曝気を組み合わせたケースである。ケース⑤は、窒素やリンが C(油分) : N : P = 100 : 10 : 5 に調整した栄養塩溶液 500ml を加え、曝気と振とうを行うケースである。ケース⑥は、ケース⑤と同じ栄養塩溶液 500ml 中に B 社製微生物製剤 10 g を投入し、30℃一定のインキュベーター内で 1 週間曝気して微生物を活性化させた後、汚染土壌 50 g を入れ、曝気と振とうを行うケースである。各ケースとも、処理期間は 1 週間とした。

処理が終了した後、全量をビーカーに移して一昼夜放置した。上澄液を廃棄し、沈降した土壌をろ過および風

乾して得られた試料の油分濃度を分析した。

各実験ケースにおける処理後の油分濃度を比較した結果を図-5に示す。なお、前述の洗浄実験の結果も合わせて示す。ケース①では、空気の供給がない状態での実験であり、生物分解はほとんど起こらないと考えられる。すなわち、振とうによる洗浄を 1 週間継続した結果と考えることができ、洗浄時間を長くしても洗浄効果の大きな向上は見込めないと推察される。栄養塩を添加しないケース (ケース②~④) では、曝気のみ、振とうのみ、曝気と振とうを併用したときの順に油分濃度は小さくなり、曝気と振とうを行った場合が最も多く油分が分解されている。曝気のみでは土壌が解砕されないため、微生物と油分の接触が十分でないと考えられる。振とうすることで土壌が水中に均質に分散し、さらに空気を供給することにより、土壌中の微生物が活性化したものと考えられる。栄養塩を添加した場合の結果 (ケース⑤) をみると、栄養塩を添加したにもかかわらず、栄養塩を添加しないときより油分濃度は高く、栄養塩添加の効果はみられない。固相処理でも栄養塩添加の効果は顕著ではなく、栄養塩の組成、量、添加方法等は、今後の検討課題である。微生物源を添加したケース (ケース⑥) では、微生物源を添加しない場合 (ケース⑤) より油分濃度は減少し、微生物源添加の効果が確認できる。

b) スラリー処理における粒径と油分濃度との関係

粒径と油分濃度との関係を調べるための実験は、固相処理終了時での土壌全体の油分濃度に近いケースであるケース⑤の実験条件で行った。三角フラスコ 3 個にそれぞれ模擬汚染土壌を 100 g 入れ、ケース⑤と同じ栄養塩溶液 1,000ml を加えて、曝気および振とうを行った。その後、合計 300 g の汚染土壌について、前述した洗浄実験と同様に分析試料を採取し、油分濃度を分析した。

スラリー処理前後における粒径別の油分濃度と土壌全体での油分濃度を図-6に示す。粒径と油分濃度との関係を見ると、75 μm 以上ではおおよそ 2,000 ~ 3,000mg/kg であり (表-1, 図-6)、処理前と比べると 10,000mg/kg

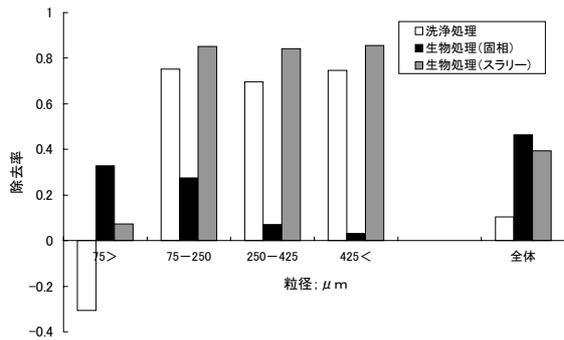


図-7 洗浄および生物分解における粒径別除去率

以上減少している。しかし、75  $\mu\text{m}$ 以下では3,000mg/kg程度しか減少していない(表-1)。固相処理では75  $\mu\text{m}$ 以下で油分の減少が顕著であるのに対して、スラリー処理では75  $\mu\text{m}$ 以上での油分の減少が顕著である。

## 5. 洗浄および生物分解における粒径別除去特性

土壌洗浄実験と生物分解実験において、それぞれの処理後に除去された油分の割合(以下、除去率と呼ぶ)を図-7に示す。洗浄処理、固相処理およびスラリー処理では、粒径と除去率との関係にそれぞれ異なった傾向がみられる。

洗浄処理では、砂における除去率は高いが、粘土・シルト中の油分は洗浄前より増加している。実験の過程でより微細な粒子に油分が吸着し、濃集したものと考えられる。この結果から、土壌洗浄では細粒分の完全な浄化は困難なことが分かる。

固相処理では、粘土・シルトの除去率が砂より高く、粒径が大きくなるに従って除去率が低下する。土壌中の有機物などの栄養源が砂より粘土・シルトの方に多く分布し、より微生物が集積しているため、油分の分解が活発に起こったと考えられる。

スラリー処理では、砂における除去率の方が粘土・シルトより高いが、粘土・シルト中の油分は処理前より濃集することなく除去されている。砂中の油分は、洗浄処理と同様に水中に分離され、一部は水中で微生物により分解されるが、多くは粘土・シルト中に吸着されると考えられる。吸着された油分は、固相処理で確認されたように細粒分中での微生物分解により、除去されたと推察される。

約8ヶ月間の固相処理で得られた土壌全体での除去率とほぼ同じ除去率が、スラリー処理ではわずか1週間で得られ、スラリー処理は固相処理より高速の浄化方法といえる。スラリー処理では、土壌が解砕され水中に均質に分布することで微生物への酸素や栄養の供給が効率的

に行われるため、固相処理より微生物の活性化が促進したと考えられる。スラリー処理において、さらに土壌全体での浄化効果を高めるためには、細粒分の除去率を向上させる必要がある。栄養塩などに関してより適切な条件下では、除去率は向上すると期待されるが、今回とは異なる実験条件下において確認する必要がある。

## 6. 浄化手法への応用

土壌洗浄では油分が濃集した細粒分は再利用することなく、管理型処分場に処分されることが多い。また、細粒分の油分が高濃度であると中間処理が必要となり、コスト増につながる。したがって、細粒分についても、浄化効率の向上が望まれる。ここでは、今回の実験結果を基に、土壌洗浄では浄化が困難な細粒分のより効果的な浄化方法について考察してみる。

まず、油汚染土壌全体について生物分解の固相処理を行い、細粒分の油分濃度をある程度低減させ、その後、洗浄処理を行うという組み合わせが考えられる。洗浄処理により細粒分に油分が濃集するが、中間処理が不要な濃度であれば、生物分解の固相処理を土壌洗浄の前処理として組み合わせることは有効であると考えられる。

スラリー処理は固相処理と比較して短期間で浄化が可能であるが、攪拌や固液の分離など多くのエネルギーを必要とするため、土壌全体を対象としてスラリー処理を適用すると、非常に高コストになる可能性がある。土壌洗浄では、粘土・シルトのような細粒分は、スラリー状態で分離される。このスラリー中の細粒分の油分濃度を低減するというように、細粒分のみを対象としてスラリー処理を適用することは可能であると考えられる。奥田ほか<sup>8)</sup>は、活性汚泥を用いて、微粒子中の油分をスラリー処理することを試み、短期間で良好な結果が得られたことを報告している。土壌洗浄プロセスの中に、空気や栄養塩、あるいは微生物を供給するスラリーリアクターを付加して高濃度の細粒分の浄化を行う方法も有効であると考えられる。

欧米では、土壌洗浄はその他の処理の前処理として適用されることが多い<sup>9)</sup>。我が国においても、高濃度の油汚染土壌に対して、前処理に土壌洗浄を適用し、さらに固相処理による生物分解を検討した事例<sup>10)~13)</sup>がいくつかみられる。一般に固相処理は、高濃度の油汚染土壌には不向きとされ、洗浄処理により生物分解が適用できるまでの濃度に低減することは有効な組み合わせである。しかしながら、洗浄の過程での微生物の流出が指摘されており<sup>14)</sup>、洗浄処理後の生物分解において十分な効果が期待できない可能性がある。その際、新たな微生物源を

添加することが必要となる。社会的受容の問題など課題は残るが、外来の微生物を添加する方法<sup>15)</sup>～<sup>16)</sup>や微生物が濃集した土壌を添加する方法<sup>17)</sup><sup>18)</sup>などが考えられる。

## 7. おわりに

洗浄処理および生物分解処理後の土壌について、粒径別に油分濃度を調べ、処理前の土壌と比較検討した。その結果、洗浄処理後の砂の除去率は高いが、粘土・シルトには洗浄前より油分が濃集することが確認された。生物分解の固相処理では、洗浄処理と逆に粘土・シルトの除去率は高く、砂は低いことが明らかになった。生物分解のスラリー処理では、洗浄処理と同様の傾向がみられたが、生物分解の効果が加わり、洗浄処理より高い除去率が得られ、粘土・シルトでも油分が除去されることが分かった。

また、各処理における粒径別の除去率の結果から、土壌洗浄と生物分解の組み合わせ技術による油汚染土壌の効果的な浄化方法について検討した。土壌洗浄と生物分解を組み合わせると単独に適用するより効率的な浄化が達成できる可能性があり、浄化効率のさらなる向上を図るには有効な手法であると考えられる。なお、油汚染土壌への土壌洗浄や生物分解の適用、あるいはそれらの組み合わせを検討する際には、コスト、期間など様々な条件を考慮するとともに、油や土壌の特性を十分に把握した詳細なトリータビリティ試験が必要である。

## 参考文献

- 1) 木暮敬二ほか：石油系炭化水素汚染土の改良を伴うバイオレメディエーションに関する基礎的研究，土と基礎，Vol. 47, No. 10, pp. 5-8, 1999.
- 2) 土路生修三ほか：難透気性油汚染土壌の生物処理に関する実験，熊谷組技術研究報告，第61号，pp. 35-41, 2002.
- 3) 川地 武ほか：油汚染土の洗浄処理に関する研究（その2），第7回廃棄物学会研究発表会講演論文集，pp. 886-888, 1996.
- 4) 松浦健一ほか：油で汚染された土壌の処理とリサイクル，資源と素材，Vol. 113, No. 12, pp. 1121-1125, 1997.
- 5) 二見達也ほか：重質油汚染土壌修復技術の研究開発，資源・素材2002（熊本）企画発表・一般発表（C）資源と環境／（D）素材プロセッシング，pp. 97-100, 2002.
- 6) 関野 聡ほか：実油汚染土壌を用いた洗浄分級処理の基礎検討，地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究集会 第9回講演集，pp. 64-65, 2003.
- 7) 藤田正憲，矢木修身（監修），ジョン・T・クックソン Jr. 著：バイオレメディエーションエンジニアリング，エヌ・ティー・エス，p. 320-322, 1997.
- 8) 奥田ほか：土壌微粒子に付着した汚染油の活性汚泥法による分離，地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究集会 第10回講演集，pp. 44-47, 2004.
- 9) 大北ほか：土壌洗浄法の概要とその適用について，廃棄物学会誌，Vol. 5, No. 1, pp. 79-86, 1994.
- 10) 伊藤雅子ほか：洗浄とバイオレメディエーションの併用による高濃度石油汚染土壌の浄化実証実験，土木学会第57回年次講演会講演概要集，pp. 661-662, 2002.
- 11) 大橋貴志ほか：重質油汚染土壌の洗浄とバイオレメディエーションによる浄化効果の検証，地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究集会 第8回講演集，pp. 225-228, 2002.
- 12) 高柳 修ほか：重質油汚染土壌の洗浄とバイオレメディエーションによる浄化効果の検証，土壌環境センター技術ニュース，No. 4, pp. 35-40, 2002.
- 13) 千野裕之ほか：油汚染土の水洗浄および微生物処理による浄化，地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究集会 第9回講演集，pp. 176-177, 2003.
- 14) 佐伯 悌ほか：実油汚染土壌を用いた微生物処理の実証試験，地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究集会 第10回講演集，pp. 461-463, 2004.
- 15) 田窪祐子ほか：実油汚染土壌のバイオレメディエーションにおけるトリータビリティ特性について，地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究集会 第8回講演集，pp. 89-92, 2002.
- 16) 窪原拓馬ほか：軽油汚染土壌に対するバイオオーギュメンテーションパイロット実験，地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究集会 第10回講演集，pp. 461-463, 2004.
- 17) 四本瑞世，石川洋二：油汚染土バイオ処理期間の短縮化技術，地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究集会 第9回講演集，pp. 382-385, 2003.
- 18) 岡村和夫，田崎雅晴：油分汚染土壌のバイオレメディエーションにおける微生物源添加の効果，地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究集会 第10回講演集，pp. 546-548, 2004.

# ハイビジョンカメラと GPS/IMU を用いた 三次元形状連続計測システムの開発

## Mobile Topographic Measurement System using High-vision Cameras and GPS/IMU

佐田 達典 TATSUNORI SADA  
塩崎 正人 MASANDO SHIOZAKI

道路やトンネル等土木構造物の維持管理においては、短時間に広範囲の構造物を効率的に点検・調査する技術が求められている。筆者らは GPS 受信機と IMU を装着することで連続して位置・姿勢検出を可能とした車両に、デジタルハイビジョンビデオカメラを搭載し、走行しながら周辺の形状を連続して計測するシステムを開発した。道路面および周辺構造物の計測に適用した結果、20cm の精度で構造物の絶対位置を計測できることが確認できた。

キーワード：デジタル画像，ステレオ写真，ハイビジョンカメラ，GPS，IMU

An inspection system to detect structural conditions is required for infrastructure maintenance. The authors have developed a mobile topographic measurement system that can be used as an inspection tool for road surfaces using High-vision digital cameras and GPS/IMU. It was further confirmed that this system is capable of generating 3-dimensional global coordinates of the road surface with an accuracy of 20cm.

**Key Words:** Digital Image, Photogrammetry, High-vision Camera, GPS, IMU

### 1. はじめに

道路や橋梁、トンネル等の社会基盤施設の増加に伴い今後維持管理の業務の増大が予想され、短時間に広範囲の構造物を効率的に点検・調査する技術が求められている。そうしたニーズに対応するため、車両で走行しながら計測を行うシステムがいくつか提案されている<sup>1)</sup>が、点検・調査データと位置データの対応付けが難しい。測位が用いられるが、衛星電波の届かないトンネル内や高架橋の下では GPS (Global Positioning System) による高精度の測位ができない、等の課題がある。

本研究では、GPS 受信機と IMU (Inertial Measurement Unit, 慣性航法装置) を組み合わせた連続位置計測システム (GPS/IMU) を用いることでトンネル内等でも連続して高精度な位置・姿勢検出を可能とした。点検・調査データについては、デジタルハイビジョンビデオカメラ (DHVC) により連続撮影することとし、GPS/IMU からの位置・姿勢データと連動することで連続的に三次元形状を計測するシステムを開発した。

今回、本システムを利用して、道路面および周辺構造物を撮影し、その映像を解析することによって道路空間形状を効率良く計測する手法について検討したので、その方法および計測結果について報告する。

### 2. システム構成

本研究では、道路空間の三次元形状を世界測地系に基づいて連続計測し、任意部分の可視化・図化を行うことを目標としている。開発に当たっては、連続位置計測システムとステレオ写真解析技術を組み合わせて連続計測を行い、ステレオ写真解析技術により任意の位置での三次元形状モデルを生成できることを目的とした。そのため次の要求仕様を満たすように機器選定を行った。

①連続した高精度な位置・姿勢計測ができる

GPS/IMUを採用した。GPS電波遮断時にはIMUによりデータを補完して連続した切れ目のない位置・姿勢計測を行うことができる。

②高画質の連続画像を取得する

スチルカメラでは高速走行時に切れ目のない画像を取

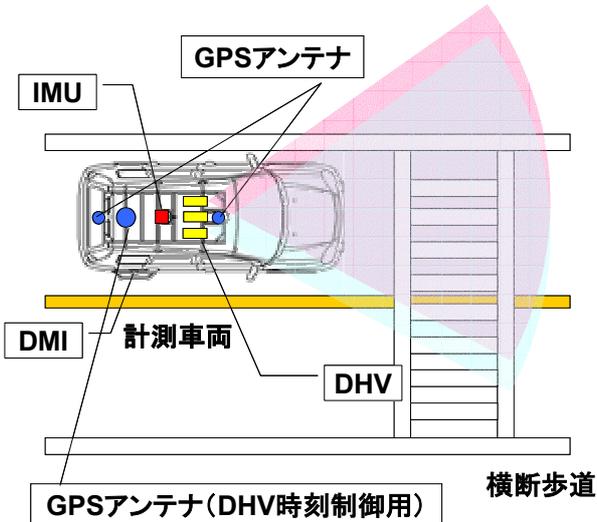


図-1 システム構成

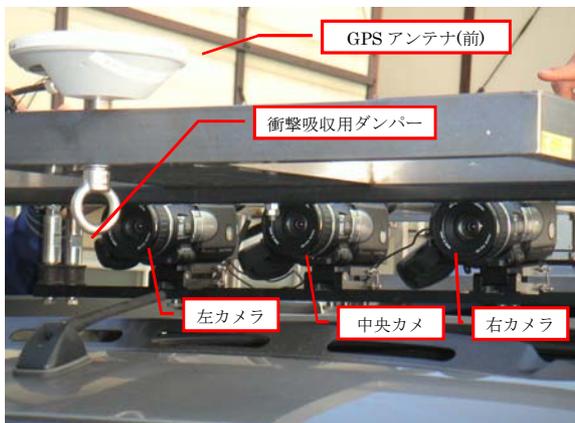


図-2 デジタルハイビジョンカメラ

得ることが困難な場合があるため、ビデオカメラを用いることとした。また、画角、画素数、画質等についても次のように考慮してデジタルハイビジョンカメラを採用した。

- ・画角が広いので、解析可能な有効範囲が広がる（道路に対してワイド画面は有効である）。
- ・通常のビデオカメラよりも画素数が多い（通常の1.5倍程度）。
- ・通常のビデオカメラより画質が高いため計測対象の識別が容易。
- ・動く被写体に対して撮影画像の質が高い。  
具体的な製品名・仕様は以下のとおりである。

(1) GPS/IMU

POS/LV420（カナダ Applanix社製）を採用した<sup>2)</sup>。本機はGPS受信機とIMU、DMI（距離計）、PCS（データ制御部）から構成される車載用慣性航法ユニットである。ユーザーが指定した任意位置（参照点）を原点と



図-3 IMUとGPSアンテナ

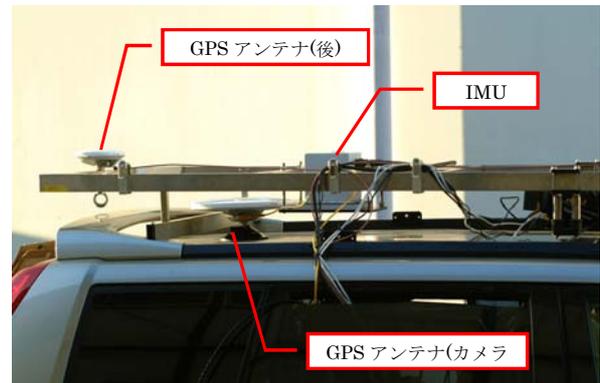


図-4 PCSデータ制御 PC とカメラ制御 PC

する三次元直交座標系を持ち、参照点の位置情報と姿勢情報を取得する。その主な特徴は次のとおりである。

- ・GPS電波の受信が悪い状況でもIMUの機能により高精度で位置を計測できる。
- ・車両の任意位置を参照点とし、その位置の絶対座標値（緯度、経度、楕円体高）と姿勢情報（Roll, Pitch, Heading）を取得できる。
- ・取得データは200Hzで出力できる。

計測時に好条件であれば、10cm以内で位置情報が取得できる。同様に、計測時に好条件であれば姿勢精度はRoll, Pitchで0.005度、Headingで0.03度とされる。

(2) DHVC

DHVカメラGR-HD1（ビクター製）を採用した。主な仕様を次に示す。

- ・シャッター速度は1/1000秒
- ・30Hzでデジタル画像を記録
- ・解像度は1280×720ピクセル

例えば時速80kmで車両が走行する場合、1秒間で約22m移動する。30Hzで画像録画を行った場合、1フレームあたり約0.74m移動する。カメラのシャッター速度が1/1000秒なので、1フレーム記録時の瞬間移動距離は、約0.7mmとなる。

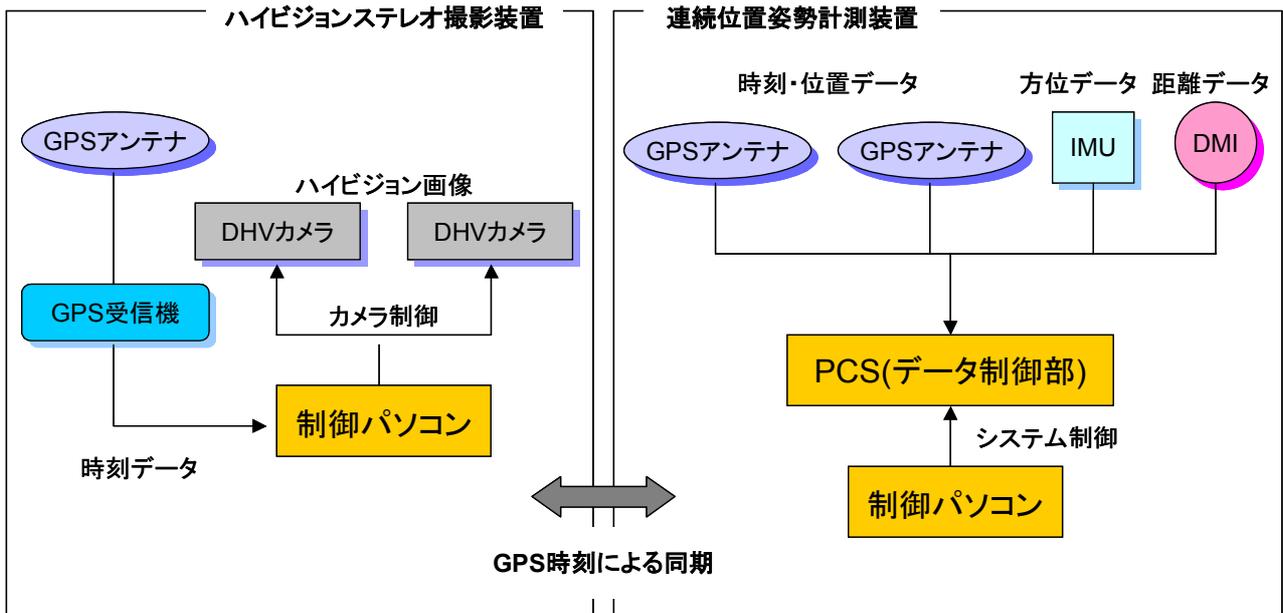


図-5 計測装置の関連

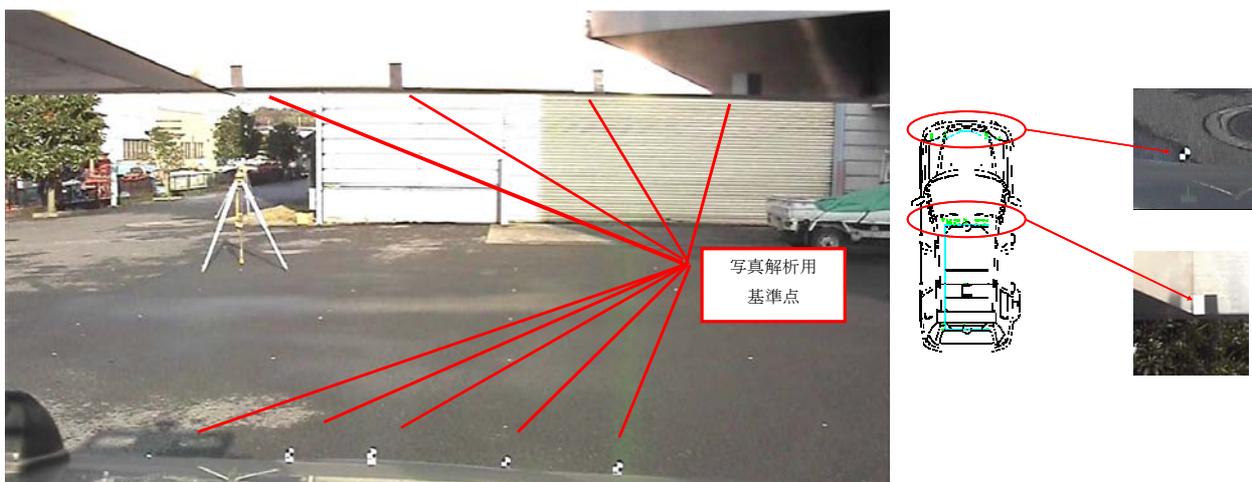


図-6 写真解析用基準点（右カメラの画像と配置図）

### (3) システム構成

本システムは図-1に示すように3台のDHVC（図-2）とGPS/IMU装置（図-3）、時刻同期用のGPS受信機および計測機器を制御するパソコン（図-4）とで構成されている。

GPS/IMUで取得した位置姿勢データを元に車両前部に設置した複数の基準点ターゲットの座標値を算出してその座標値を用いてステレオ画像の三次元解析を行い、世界測地系に基づいて形状データを取得する。

本システムでは車両走行時の衝撃を緩和するためにDHVカメラの取付け箇所へダンパーを入れており、計測時は2台のカメラ位置関係は常に変化する。そこで図-6のように、映像中に基準点を設けてフレーム毎に標定を行っている。この基準点は連続位置解析装置で得られた

三次元位置データをもとにフレーム毎に座標変換を行って写真解析の標定処理に用いる。

### 3. 計測及び解析手順

計測手順を図-5に示す。DHVCで撮影された30分の1秒単位の動画フレームからは1280×720画素の高精細な静止画をキャプチャーすることが可能であり、その画像を写真解析して対象物を計測する。連続位置計測システムであるGPS/IMUは、走行経路の位置（緯度・経度・楕円体高）および車体の姿勢（Roll, Pitch, Heading）を高精度に最大200Hzで計測する。

計測時はDHVCで撮影した映像をMiniDVテープに録画、GPS/IMUからは位置データ、方位データを記録しながら

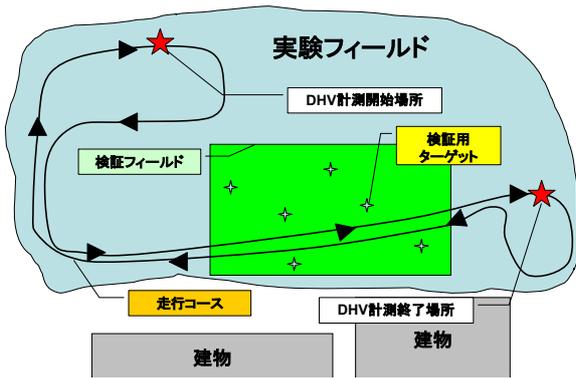


図-7 実験フィールド

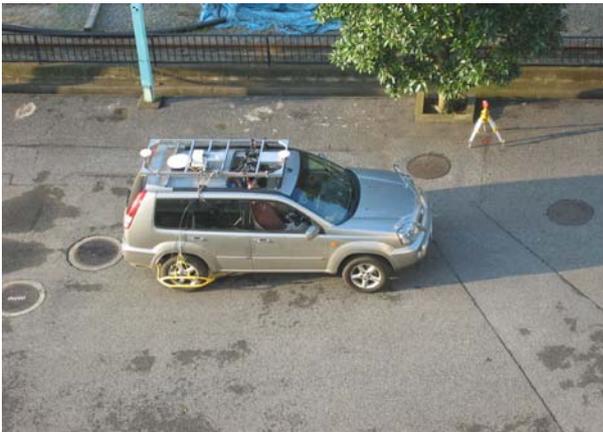


図-8 計測車両全景

道路を走行する。ハイビジョンステレオ撮影装置のデータと連続位置計測システムのデータはGPS時刻による同期を取ることで対応付けしている。映像はMiniDVテープを再生装置および動画編集装置で処理して動画データとし30分の1秒単位のフレームをキャプチャーして静止画データを得る。

#### 4. 精度検証

##### (1) 実験目的

本システムによる計測精度を検証することを目的に走行計測実験を行った。主な誤差要因としては、

- a) GPS/IMU の測位・姿勢誤差
- b) 写真解析の誤差 (計測距離が影響すると予想)
- c) GPS/IMU とDHVCとの同期誤差

が考えられる。a), b), c) の誤差の大きさは個別に検証は可能であるが、今回はa) の誤差とシステム全体としての精度を検証した。

##### (2) 実験・検証方法

以下の方法で実験および検証を行った。

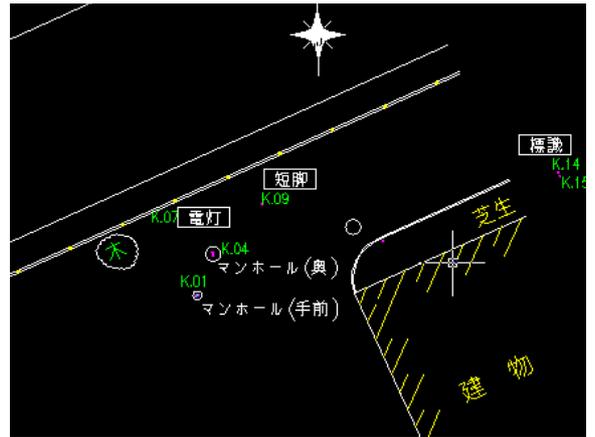


図-9 検証用ターゲットの配置

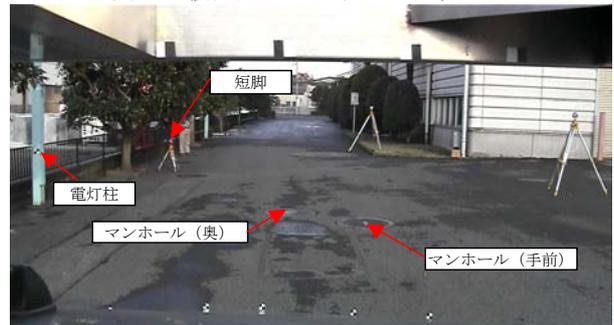


図-10 検証用ターゲット

- ① 当社技術研究所敷地内で走行コースを設定し(図-7)、コースの周辺に精度検証用ターゲットを設置する(図-9, 10)。ターゲットの三次元座標をトータルステーション(TS)で計測する。
- ② GPS/IMU, DHVカメラを動作させ、データ取得を行いながら10回コースを走行する(図-8)。
- ③ 取得したデータの同期をとり、DHVC画像のステレオ画像解析を行う。
- ④ 画像解析後、検証用ターゲットの座標値を抽出し、TSによる計測値との比較を行う

##### (3) データ処理方法

取得したデータの解析は次の手順で行った。

- ① GPS/IMUデータの解析による走行軌跡算出: GPSとIMUの両方データを用いて三次元走行軌跡を算出する。GPS受信がない場合はIMUデータのみで解析。
- ② GPS/IMUとDHVをGPS時刻により同期させる: ビューワー画面により同期を確認する。
- ③ 左右のDHV画像内のターゲット(標定点)に対応する位置情報を抽出: GPS/IMUデータの姿勢・位置データからDHV画像撮影時刻のデータを抽出して、標定点の三次元座標を算出する。

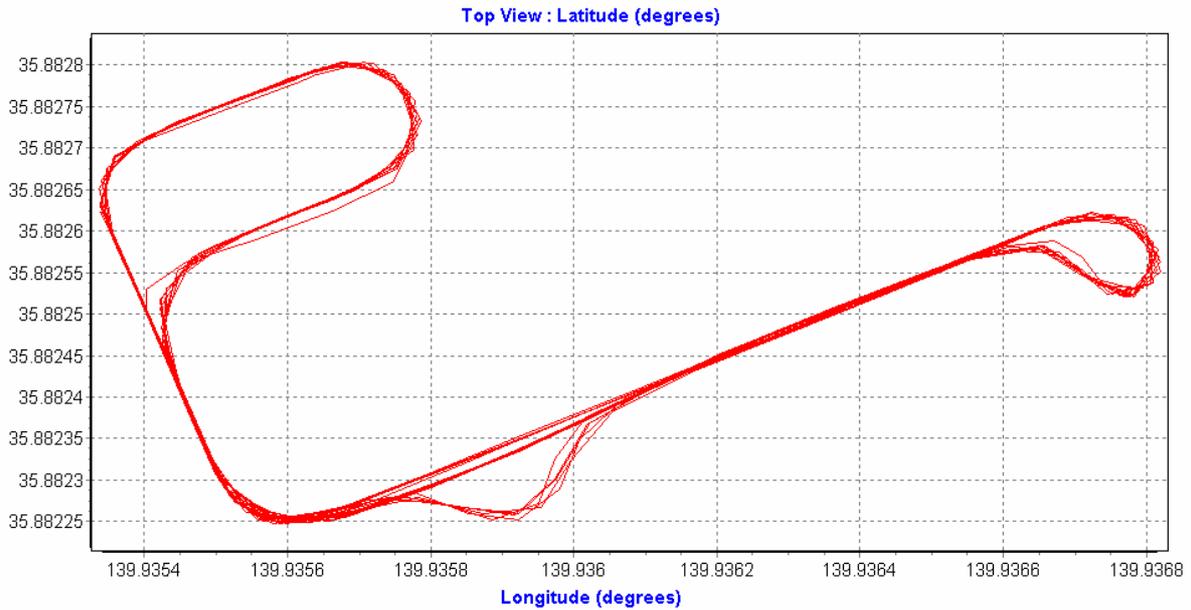


図-11 GPS/IMUによる走行軌跡平面図  
North Position RMS error (meters)

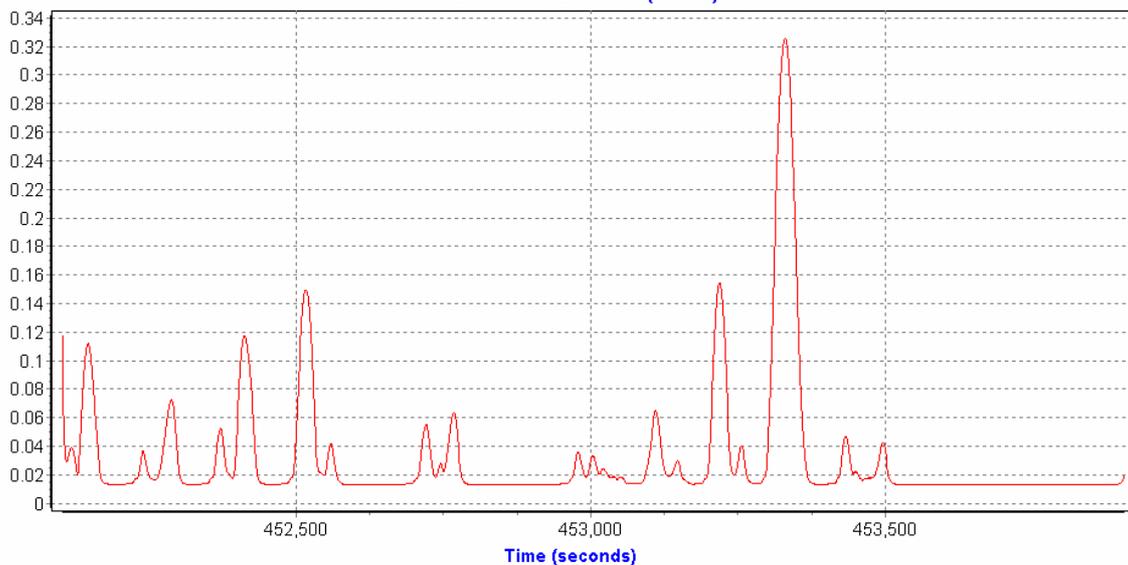


図-12 時刻毎の RMS 誤差（北方向）

- ④ 左右の画像を三次元写真解析し，画像上の道路情報を抽出し，平面図・断面図を作成する。

(4) 実験結果

① GPS/IMU データの解析

図-11 に GPS/IMU により解析した走行軌跡図を平面図で示す。計測精度については図-12 に北方向の RMS 誤差（平均二乗誤差）を時系列データとして示すが，GPS 電波が安定して受信できている場所では 2cm の精度，電波が途切れて不安定な時間帯には 10cm～30cm の誤差が発生している。検証用ターゲットを撮影した時間帯では 2cm～10cm の誤差となっている。

なお，東方向の RMS 誤差，高さ方向の RMS 誤差も同様の結果を示している。したがって，検証用ターゲット撮影時間帯での三次元（斜距離）の RMS 誤差は 4cm～20cm となった。

② 検証用ターゲットの座標値比較

ステレオ画像解析後，各標定点の位置を計測して抽出した座標値の検証を行った。10回の走行計測は時速 30km での走行を 5 回，時速 40km での走行を 5 回行った。表-1は，10回の走行計測の中で各ターゲットの計測値が最も良い（TS との結果の差が最も小さい）場合についてまとめたものである。平均較差は 97mm，最小較差は 61mm となった。

表-1 検証用ターゲットの座標値比較 ( TS 計測値と本システムによる算出値との比較)

Name	TS座標値			解析結果座標値			較差 (TS-写真解析結果)			
	X	Y	Z	X	Y	Z	dx	dy	dz	dR
K.01	-13046.552	9270.495	59.027	-13046.583	9270.525	58.984	-0.031	0.030	-0.043	0.061
K.04	-13043.661	9271.589	59.004	-13043.618	9271.512	59.070	0.043	-0.077	0.066	0.110
K.07	-13041.358	9269.278	59.892	-13041.400	9269.320	59.962	-0.042	0.042	0.070	0.092
K.08	-13041.386	9269.387	60.850	-13041.339	9269.311	60.786	0.047	-0.076	-0.064	0.110
K.09	-13040.136	9275.004	59.025	-13040.193	9274.963	59.067	-0.057	-0.041	0.042	0.082
K.10	-13041.773	9281.354	59.123	-13041.732	9281.293	59.173	0.041	-0.061	0.050	0.089
K.13	-13042.708	9283.397	59.277	-13042.651	9283.331	59.322	0.057	-0.066	0.045	0.098
K.14	-13037.943	9295.641	60.888	-13037.872	9295.564	60.947	0.071	-0.077	0.059	0.120
K.15	-13038.190	9295.754	61.057	-13038.261	9295.827	61.006	-0.071	0.073	-0.051	0.114
K.17	-13049.414	9274.882	59.164	-13049.476	9274.925	59.225	-0.062	0.043	0.061	0.097
							平均値			0.097
							最大値			0.120
							最小値			0.061

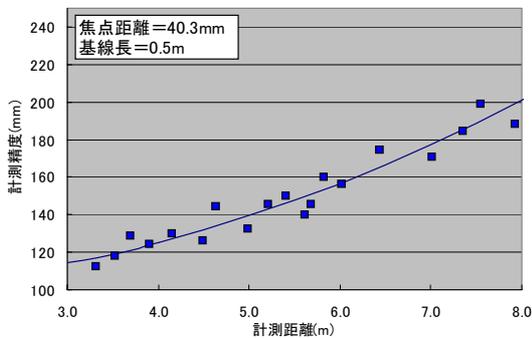


図-13 計測距離と精度との関係

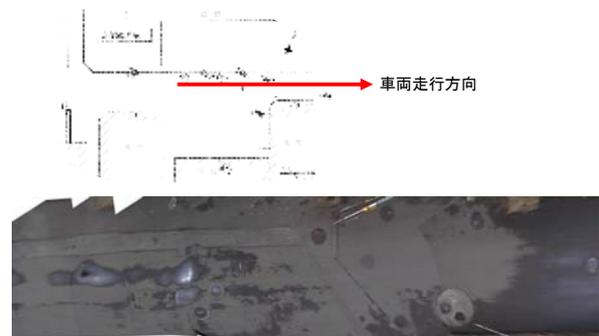


図-15 平面図 (オルソ画像) 作成例

メラから 3m ~ 8m までの範囲を計測有効距離範囲にすればよいことがわかる。また、計測有効画角は、カメラ正面方向より±40度程度であり ( 図-14), この範囲の外側では、計測精度が急激に劣化することを確認している。

③平面図 (オルソ画像) の作成

精度検証区間の連続撮影 DHVC 画像を射影変換によってオルソ画像に変換し、合成して作成した平面図を図-15に示す。

時速30kmで走行した場合、30Hzで記録されるDHVC画像は車両の進行方向に約27cmずつずれた連続した画像となる。適当な時間間隔で画像を抽出してオルソ画像に変換し、合成を行って平面画像図を作成する。この平面画像図は平面座標を持っているので、画像上の地物をトレースすることにより、平面図を作成できる。

5. 街路走行実験

本システムを用いて当社技術研究所の周辺街路を走行して試験計測を行った。同期が完了したDHVC画像デー

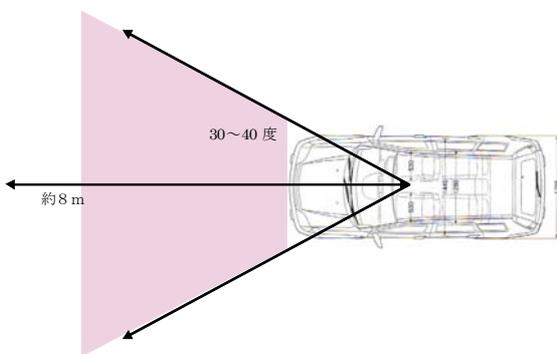


図-14 計測可能範囲

③計測距離と精度との関係

同じ検証用ターゲットに対してカメラからの距離を変えて写真解析を行い、座標を算出して TS による座標値との較差を求めた。ただし、DHVCのカメラ焦点距離を40.3mm、左右のカメラの基線長を0.5mとしている。その結果を計測距離と計測誤差の関係としてグラフ化し、近似曲線を求めたのが図-13である。計測距離が大きくなるに従って、計測誤差が増加する傾向が顕著に出ている。

図-13 から計測精度を 0.20m 以内に収めたい場合、カ

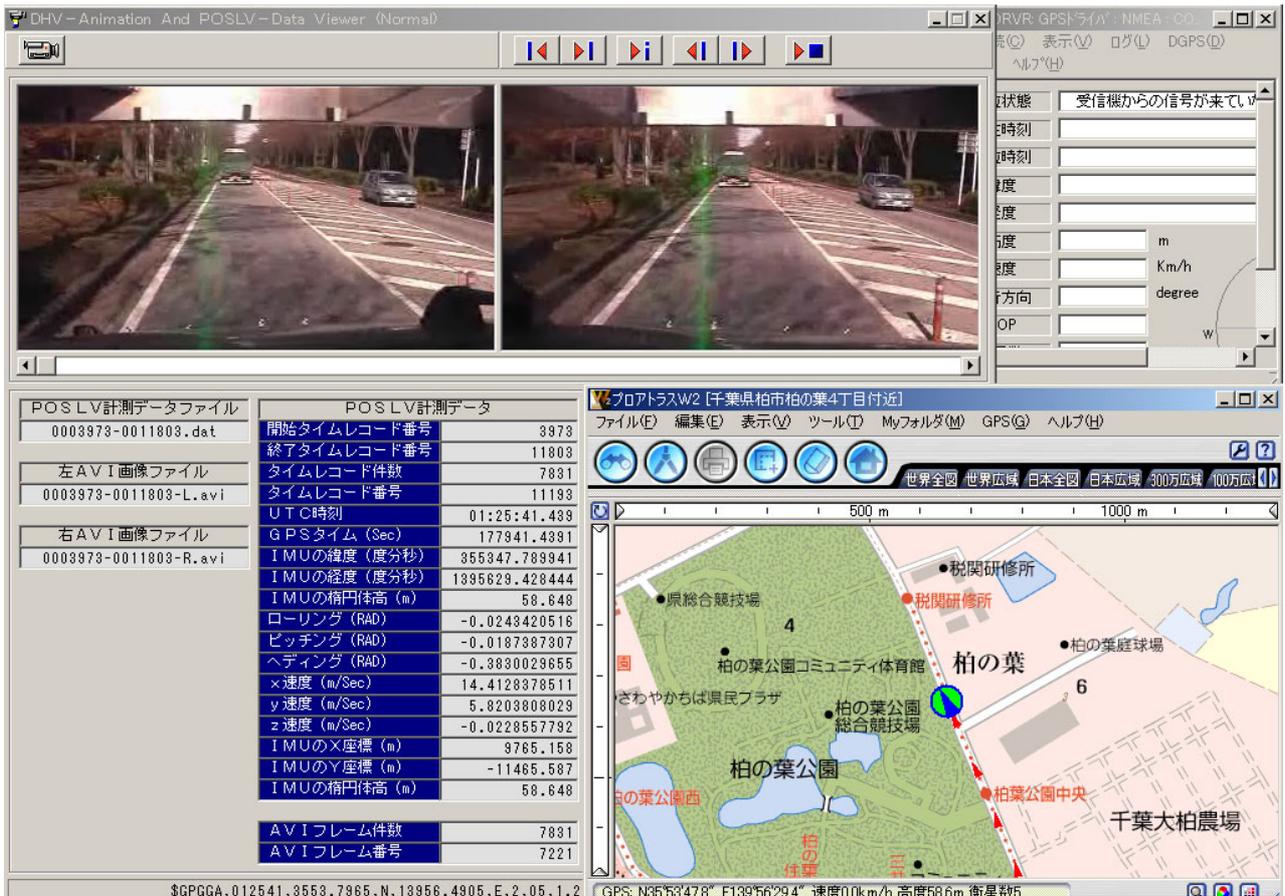


図-16 ビューワの画面例

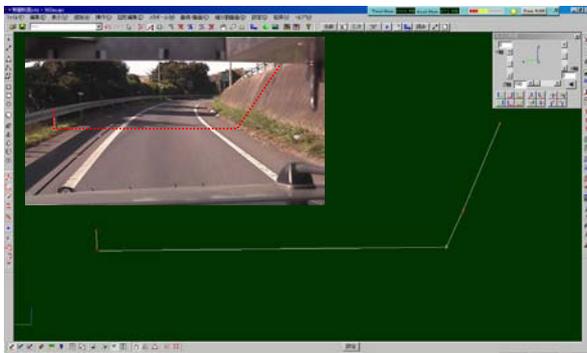


図-17 道路断面作成例

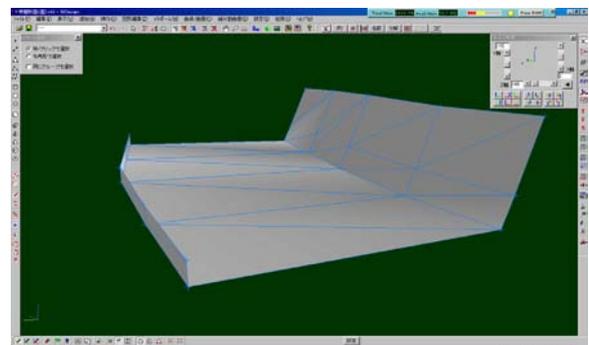


図-18 道路面合成例

タ、GPS/IMUデータを今回新たに開発したビューワーで表示させた(図-16)。本ビューワーは、解析対象とする撮影画像を特定するために開発したものであり、左右のDHVC画像、GPS/IMUの各種情報(位置、姿勢、速度など)、走行軌跡(市販の地図ソフトを利用)が同時に表示され、記録したDHVC画像を再生しながら各画像に対応するデータが表示されようになっている。このビューワーを用いて、同期の確認を行い、ほとんどの区間で同期が取れていることを確認した。ただし、路面状態等の諸条件により良好な静止画データを得ることができない場合もあった。

本手法で計測した断面計測データを図-17、走行した道路面を変換合成したデータを図-18に示す。

## 6. まとめ

### (1) 本研究の成果

① GPS/IMUによる位置・姿勢データとDHVCによるステレオ画像データを組み合わせて、走行しながら連続的に周辺形状を計測して三次元モデル化するシステムを構築した。

②実験時の GPS/IMU の精度は 4cm ～20cmであったが、本システムによる全体の計測精度は三次元座標値（斜距離）の比較で最も良い場合で約10cmであった。また、カメラから被写体までの距離が8mまでは約20cmで計測できることがわかった。

ただし、これは GPS/IMU と DHV カメラの同期が取れている場合であり、同期精度が悪くなれば精度低下が生じる。なお、20cmの精度であれば 1/500 平面図等の作成に利用できると考えられる。

③三次元写真解析により抽出した道路空間データから図面を作成するシステムを構築した。また、DHVC取得画像と GPS/IMU データ及び地図データを組み合わせたビューワーを作成した。これにより、画像データの同期の確認や解析対象となる画像データの切り出し作業が容易になった。

## （2）本研究の展開

本手法による計測は、時速50km～60kmの通常の走行速度で計測可能であり、映像に写っている対象であれば位置を計測できるという特徴を有している。カメラの画角、CCDの解像度、対向車両により1回の走行ですべての対象を計測するのは困難であるが1車線の道路であれば往復の最低2回走行で道路に関する位置データを収集することができ、在来の方法に比べ非常に短時間に現場での計測作業を終えることができる。以下に本手法が実用化した場合に期待される効果を示す。

- ・通常速度で走行しながら計測するので交通規制が不要である
- ・一度に道路および道路に関する施設を計測可能である
- ・在来手法に比べ短時間で計測作業が終了する
- ・映像としてデータを取得するので再測する場合、現場に行く作業が不要である
- ・映像と位置情報をデータベース化することで時系列的に道路施設を管理することが出来る。
- ・現場では計測車両を運転するだけで安全である。

在来手法と比較するとまだまだ計測精度は粗いが、撮影条件や機材の性能向上で精度の向上は十分期待できると思われる。精度の向上を図りながら、解析図面の自動化・省力化を進め、実用化に向けた整備を進めていきたい。

謝辞：本研究の実施に当たっては、株式会社テクノバングード掛橋孝夫氏、株式会社フィールドテック村山盛行氏に多大なるご協力をいただいた。ここに深く感謝の意を表す。

## 参考文献

- 1) 辻 求：車両搭載型センサを用いた三次元都市空間モデルの構築，応用測量論文集，Vol.14，2003.6
- 2) 村山盛行，佐田達典：地上型レーザースキャナーとGPS/IMUを用いた三次元形状計測システムの開発，応用測量論文集，Vol.15，pp.91-102，2004.6

# ソイルセメント本設杭工法の杭頭接合部に関する実験的研究

A study of pile head connection of soil cement mixing wall and basement structure

江頭 寛 HIROSHI EGASHIRA

山中 久幸 HISAYUKI YAMANAKA

田野 健治 KENJI TANO

建築技術部 大塚 繁 SHIGERU OTSUKA

建築技術部 宮田 勝利 KATSUTOSHI MIYATA

構造設計部 中島 正博 MASAHIRO NAKAJIMA

ソイルセメント本設杭工法の杭頭部は、柱列壁芯材のH鋼にスタッドを設けて建物本体と接合する方法を採用している。本報ではスタッドの応力分布や接合部耐力および破壊状況を確認するために杭頭接合部の載荷実験を行った。その結果、応力集中部分に異形棒鋼スタッドを使用することで耐力向上が図れることや、組合せ応力を受けるスタッドの引張耐力は既往の計算式で安全側に評価できることが判明した。また、実験結果よりスタッド応力の計算方法を見出し、本接合法の設計を可能にした。

キーワード：ソイルセメント柱列壁，杭頭接合部，スタッド，組合せ応力

In a soil cement mixing wall, the H section steel members of the wall are connected to the basement structure by studs. Loading tests of the pile head connection were undertaken to confirm the stress distribution, joint yield strength, and destruction form of the stud. The following findings were obtained; 1) Yield strength was improved by using deformed bar studs, 2) The method of calculating yield strength and stress of studs was clarified.

**Key Words:** Soil Cement Mixing Wall, Pile Head Connection, Stud, Combined Stress

## 1. はじめに

ソイルセメント本設杭工法（図-1）は仮設山留め壁であるソイルセメント柱列壁を本設杭に適用するものである。本工法の主な特徴は、基礎工事の工期短縮と建設コストの低減が可能なことや、建設資材の削減による環境保全に寄与できることである。

本工法の杭体部分の構造性能については、各種構造実験により有効性が確認されている<sup>1)</sup>が、杭頭部分の地下躯体への接合方法および接合部の耐力評価については十分な検討が行われておらず、実用化への課題を残していた。

本工法の杭頭部には、柱列壁芯材のH鋼にスタッドを設けて建物本体と接合する方法<sup>2)</sup>を採用し、図-2のように建物重量や地震力などの荷重伝達を図っている。

本報は、杭頭接合部を対象にスタッドの応力分布、接合部耐力および破壊状況を確認するために行った載荷実験結果と、スタッド応力の計算方法について報告する。

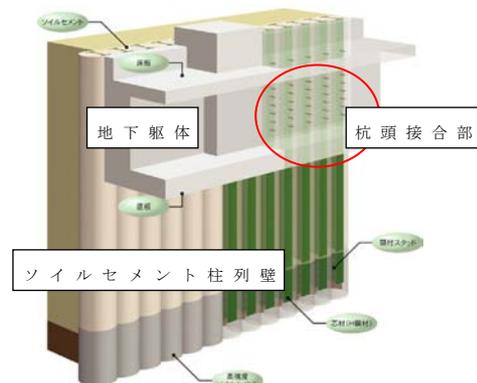


図-1 ソイルセメント本設杭工法

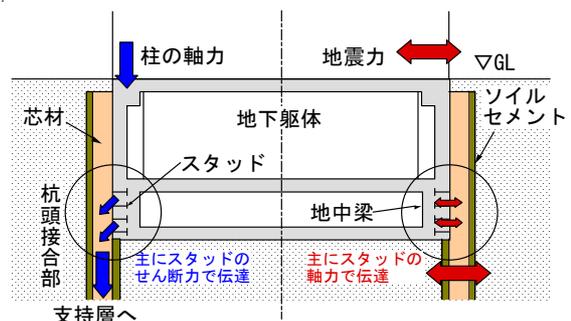


図-2 工法の概要（荷重伝達イメージ）

## 2. 実験概要

### (1) 試験体

#### a) 試験体概要

試験体の種類を表-1に、試験体図を図-3に示す。試験体は杭頭接合部を模擬した実大モデルの3体で、長さ3,000mm、幅1,000mm、厚さ400mmのRC部材にH鋼をスタッドで接合したものである。スタッドは想定した地中梁せいの範囲内に設け、200mmピッチの2列配置とした。RC部材の配筋はD16@200の格子状配筋とした。

実験パラメータはスタッドの種類と加力方向である。typeAはφ16、長さ120mmの頭付きスタッドを使用した基本モデルで、typeBは応力集中部に異形棒鋼タイプのスタッド（以下、異形型スタッド）を使用して耐力向上を意図したモデルである。typeCはtypeBと同じ仕様で加力方向が異なる。異形型スタッドはD16、長さ350mmを使用し、端部の仕様はナット定着（図-4）とした。

#### b) スタッドの溶接施工

本試験体のH鋼へのスタッド溶接は実施工を考慮し、スタッド協会が定めるスタッド溶接技術B級の有資格者が行う横向き溶接とした。溶接状況を図-5に示す。スタッド溶接部の余盛は、図-6に示すように鉛直下方向（図中矢印方向）へ膨らみ、形状に偏りが生じたが、現場打撃曲げ試験や、スタッドを同条件で溶接した鉄骨試験片による引張試験により、溶接状態の健全性を確認した。

#### c) 使用材料の諸元

使用したスタッドの材料諸元を表-2に、その他の材料諸元を表-3に示す。頭付きスタッドと異形型スタッドの応力-ひずみ曲線を図-7に示す。これらスタッドの降伏点は明瞭ではないため、降伏応力度は0.2%オフセットひずみによる値を用いた。

表-1 試験体の種類

試験体	接合部に使用したスタッド	加力方向*
typeA	頭付きスタッドφ16	強軸方向
typeB	頭付きスタッドφ16+異形型スタッドD16	強軸方向
typeC		弱軸方向

\*地震時せん断力の芯材に対する加力方向

表-2 スタッドの材料諸元

種類	サイズ	降伏応力*	ヤング係数	断面積
頭付きスタッド	φ16-120mm	322N/mm <sup>2</sup>	2.02×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup>	196mm <sup>2</sup>
異形型スタッド	D16-350mm	431N/mm <sup>2</sup>	1.84×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup>	199mm <sup>2</sup>

\*0.2%ひずみオフセットによる値

表-3 その他の材料諸元

試験体	コンクリート		その他		
	圧縮強度	ヤング係数	種別	材質	仕様
typeA	24.7N/mm <sup>2</sup>	2.28×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>	杭芯材	SM490	H-450x200x9x14
typeB	25.2N/mm <sup>2</sup>	2.40×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>	主筋	SD295A	D16@200
typeC	24.5N/mm <sup>2</sup>	2.43×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>			(格子配筋)

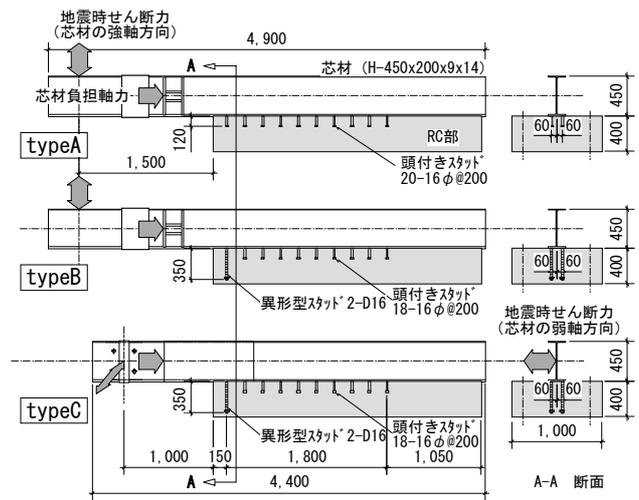


図-3 試験体概要図

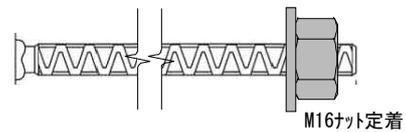


図-4 異形型スタッド



図-5 スタッドの溶接状況

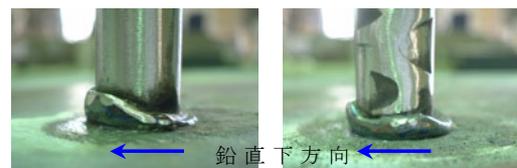


図-6 スタッド溶接部の余盛

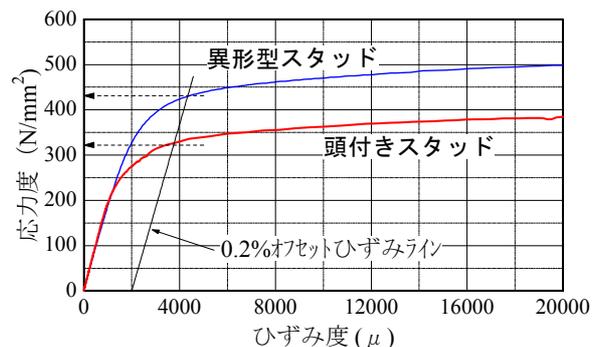


図-7 スタッドの応力-ひずみ曲線

(2) 実験方法

a) 実験概要

実験状況を図-8に、加力形式を図-9、図-10に示す。  
H鋼に想定した長期軸力相当の400kNをPC鋼棒で加え、その状態で繰り返し地震時せん断力Qを载荷した。加力方向は、typeAとBはH鋼の強軸方向、typeCは弱軸方向である。

b) 計測内容

主な測定内容は、加力荷重、スタッドのひずみ、加力点の変位である。図-11にスタッドのひずみゲージ設置位置を示す。

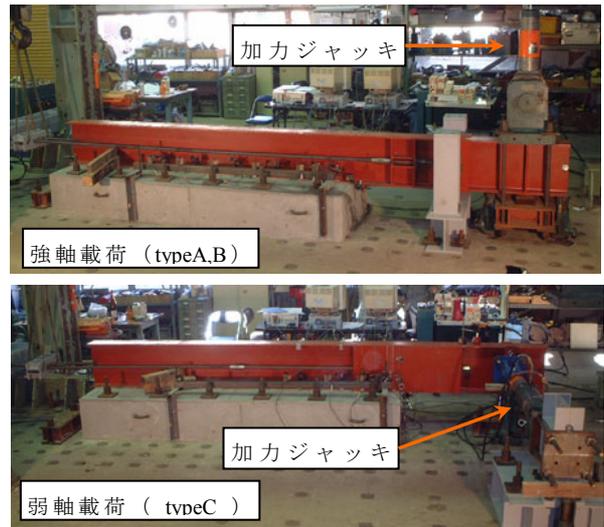


図-8 実験状況

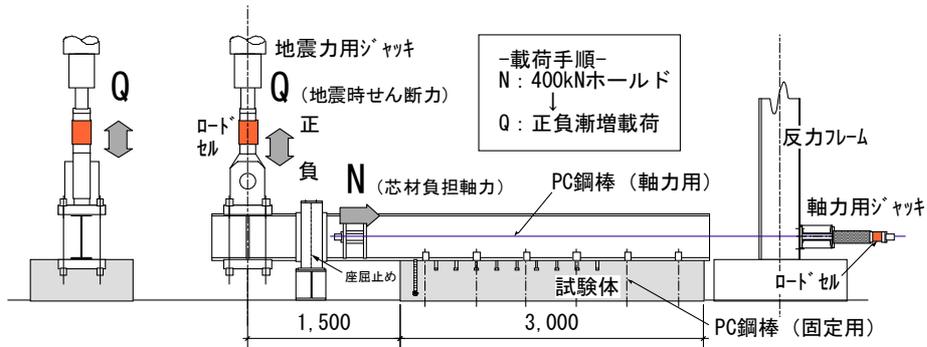


図-9 加力形式 (typeA,typeB : 強軸載荷)

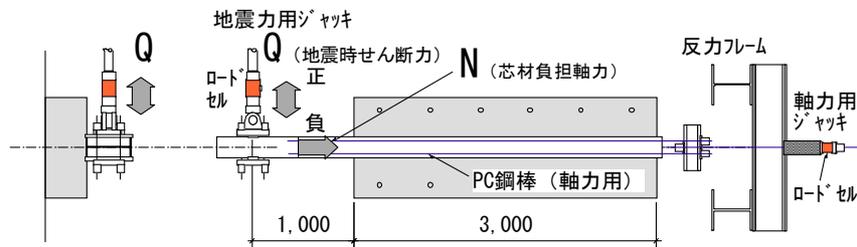


図-10 加力形式 (typeC : 弱軸載荷)



スタッドゲージ位置対応表

スタッドNo.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
呼称		第1スタッド*	第2スタッド*	第3スタッド*	第4スタッド*	第5スタッド*	第6スタッド*	...			
typeA	a列	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	b列	X	X	-	X	-	X	-	X	-	-
typeC	a列	X, Y	X, Y	X, Y	-	X, Y	-	X	-	X	-
	b列	X, Y	X, Y	X, Y	-	X, Y	-	X	-	X	-

X: X方向両側に貼り付け、Y: Y方向両側に貼り付け、-: なし

図-11 スタッドのひずみゲージ設置位置

### 3. 実験結果

#### (1) 荷重-変位曲線と破壊性状

各試験体の地震時せん断力Qと加力点変位δの関係を図-12に示す。typeA,Bの最終破壊はH鋼を引き上げる正加力時に生じており、typeAはスタッドの降伏以前にコンクリートが破壊し、typeBはコンクリートの破壊前にスタッドの降伏が先行した。弱軸方向加力のtypeCは、H鋼のねじれ変形でスタッドの引抜きが進行して異形型スタッドが破断したが、耐力低下は生じず、コンクリート部分の損傷もほとんど生じなかった。

typeA,Bの最終破壊時のクラック図を図-13に示す。斜線はコンクリートが剥離した部分を示す。typeAは第1スタッド部分でコンクリートがコーン状に破壊しているが、typeBは第1スタッドが先に降伏したため、この部分でのコーン状破壊は生じていない。

各試験体の最大耐力は、typeAは132kN、typeBはその約1.6倍の208kNであり、異形型スタッドの効果が表れている。typeCの最大耐力は100kNで、その時の変位量δは43mmである。typeCはtypeBの破壊時変位量25mmに対して1.7倍程度の変形性能を有している。加力方向の異なるtypeBとtypeCの耐力、変形性状から判断して、本工法の杭が地震時に同一変位を受ける場合、芯材の弱軸方向で破壊することはないと考えられる。

#### (2) スタッド引張力の分布と接合部耐力の評価

typeA,Bのスタッドに生じる引張力の分布を図-14に示す。両者とも加力点側のスタッドに引張力が集中して地震時せん断力に抵抗していることがわかる。図-14の $p_{c1}, p_{c2}$ は、スタッドが引張力とせん断力を同時に受ける場合の終局耐力判定式(1)<sup>3)</sup>から求めた引張耐力の計算値である。添字の1は $p_u$ がコンクリートのコーン破壊で、2は $p_u$ がスタッドの降伏で決まる場合<sup>3)</sup>を示している。式(1)中のスタッドせん断力qは、芯材軸力Nをスタッド本数で除した平均せん断力を使用した。

$$\left(\frac{p}{p_u}\right)^2 + \left(\frac{q}{q_u}\right)^2 = 1 \quad (1)$$

ここで p : 引張耐力, q : せん断耐力  
 $p_u$  : せん断力がかからない場合の引張耐力  
 $q_u$  : 引張力がかからない場合のせん断耐力

この $p_{c1}, p_{c2}$ に対応する実験時の地震時せん断力 $Q_u$ を図-12に示す。これらの結果から、typeA,Bともに実験時のスタッド耐力は計算値を上回っており、本計算法による耐力は安全側の評価となっていることがわかる。

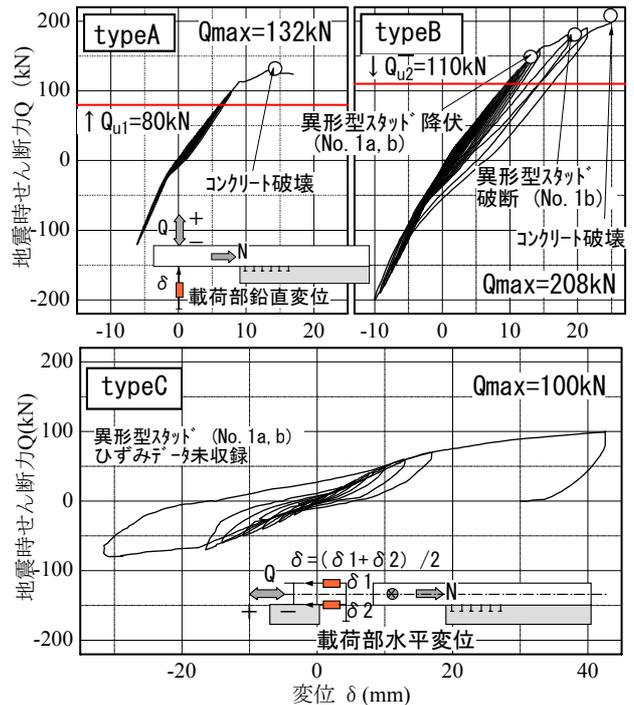


図-12 荷重-変位関係

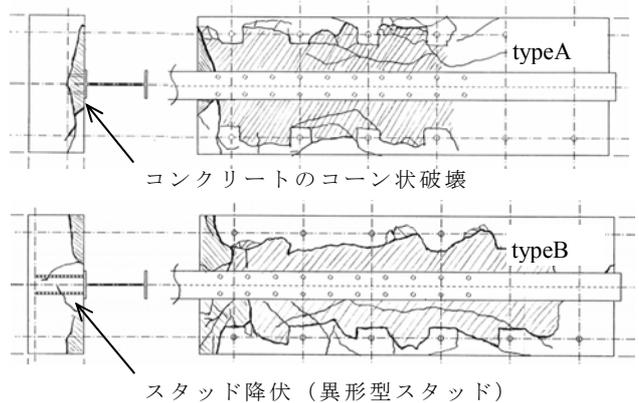


図-13 最終破壊時のクラック図

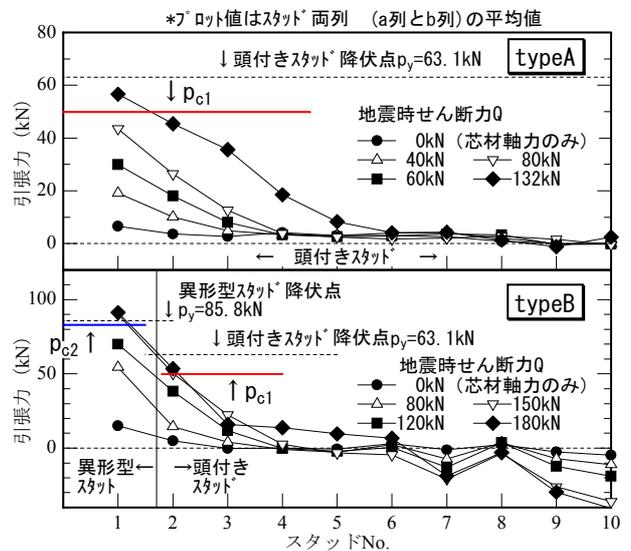


図-14 スタッド引張力の分布

#### 4. スタッドの応力計算法の検討

杭頭接合部の作用荷重とスタッド応力の関係を表-4に示す。本章では、実験結果から接合部の作用荷重に対するスタッド応力の計算式を作成することを目的とした。検討方針を以下に示す。

- ①接合部の抵抗機構のモデル化を行い、応力計算式を設定する。
- ②実験結果より得られたスタッド応力を計算式に代入し、式中で不明であった諸定数を求める。
- ③実験結果から得られたスタッドの応力分布から考慮すべきスタッドの段数を決定し、計算式に反映させる。

ここでは、異形型スタッドを使用した typeB と typeC を検討の対象とした。

##### (1) スタッドに生じる引張力の算定

###### a) 芯材軸力Nが作用する場合

芯材軸力Nに対するスタッドの引張抵抗機構を図-15に示す。H鋼重心位置の偏心により接合部に偏心モーメント  $M_e$  が作用し、スタッドに引張力  $p_i$  が生じる。第1スタッドから圧縮合力Cまでの距離  $L_2$  は式(2)で表され、本式に実験値の  $p_i$  と N を代入し、 $L_2$  値を計算した。

$$L_2 = \frac{2a \sum_{i=1}^n (i-1)p_i + N \cdot e}{2 \sum_{i=1}^n p_i} \quad (2)$$

ここで  $L_2$  : 第1スタッドから圧縮合力Cまでの距離

$p_i$  : i 段目スタッド1本当たりの引張力

a : スタッドのピッチ, e : H鋼の偏心距離

n : 考慮するスタッドの段数

芯材軸力Nと  $L_2/e$  値の関係を図-16に示す。ここに、偏心距離 e はH鋼せいひの 1/2 とした。軸力の大きさと考慮するスタッドの段数 n によって  $L_2/e$  値は変動するが、10.0 辺りに収束していることがわかる。すなわち、 $L_2/e$  値と考慮するスタッドの段数 n、およびスタッド引張力の分布を適切に評価すれば、式(2)からスタッドの引張力を逆算することが可能である。N=400kN加力時のスタッド引張力  $p_i$  の実験値と計算値の比較を図-17に示す。計算時のスタッド引張力の分布は図中に示す三角形分布とし、スタッド段数は n=2 とした。計算値は実験値にほぼ一致している。

表-4 接合部の作用荷重とスタッド応力の関係

接合部の作用荷重	芯材軸力 N	強軸方向せん断力 $Q_x$	弱軸方向せん断力 $Q_y$
スタッド応力	引張力 p せん断力 $q^*$	引張力 p	引張力 p せん断力 $q^{**}$

\*芯材の材軸方向せん断力、\*\*芯材の弱軸方向せん断力

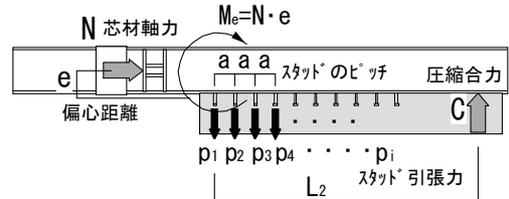


図-15 軸力Nに対するスタッド引張抵抗機構

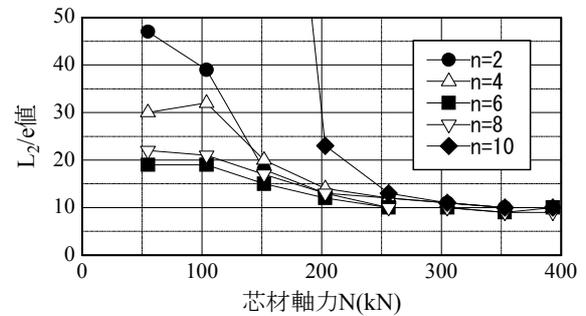


図-16 軸力Nと  $L_2/e$  値の関係

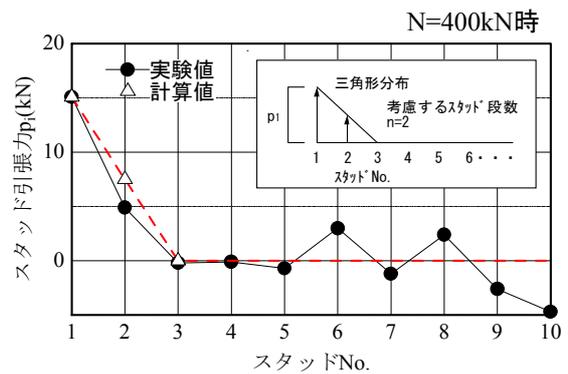


図-17 スタッド引張力の比較 (作用荷重: N)

b) 強軸方向せん断力  $Q_x$  が作用する場合

強軸方向せん断力  $Q_x$  に対するスタッドの引張抵抗機構を図-18に示す。前項 a) と同様に、式 (3) に実験値の  $p_i$  と  $Q_x$  を代入し、 $L_2$  値を計算した。

$$L_2 = \frac{2a \sum_{i=1}^n (i-1)p_i + Q_x \cdot L_1}{2 \sum_{i=1}^n p_i - Q_x} \quad (3)$$

- ここで  $L_2$  : 第1スタッドから圧縮合力Cまでの距離
- $p_i$  :  $i$  段目スタッド1本当たりの引張力
- $Q_x$  : 強軸方向せん断力
- $L_1$  :  $Q_x$  作用点から第1スタッドまでの距離
- $n$  : 考慮するスタッドの段数

芯材軸力Nと  $L_2/L_1$  値の関係を図-19に示す。 $L_2/L_1$  値は1.0 辺りに収束している。前項 a) と同様に、式 (3) からスタッドの引張力を逆算した。スタッド引張力  $p_i$  の実験値と計算値の比較を図-20に示す。計算時のスタッド引張力の分布は図中に示す三角形分布とし、スタッド段数は  $n=4$  とした。スタッド引張域において計算値は実験値にほぼ一致している。

c) 弱軸方向せん断力  $Q_y$  が作用する場合

弱軸方向せん断力  $Q_y$  に対するスタッドの引張抵抗機構を図-21に示す。接合部にねじりモーメント  $M_t$  が作用すると、接合部の各スタッド位置には内部モーメント  $m_i$  が生じる。この  $m_i$  はスタッドの引張力  $p_i$  と応力中心間距離  $j_p$  との積で表される。 $j_p$  の計算式を式 (4) に示す。 $j_p$  は各スタッド位置によって違う値を示すと考えられるが、計算式の煩雑さを避けるため同一値とした。式 (4) に実験値の  $p_i$  と  $Q_y$  を代入し  $j_p$  を求め、式 (5) より  $\gamma_p$  値を計算した。

$$j_p = \frac{Q_y \times e}{\sum_{i=1}^n p_i} \quad (4)$$

$$\gamma_p = j_p / d_p \quad (5)$$

- ここで  $j_p$  : 応力中心間距離
- $p_i$  :  $i$  段目スタッドの引張力
- $d_p$  : 引張側スタッドからフランジ端までの距離
- $\gamma_p$  :  $j_p$  の  $d_p$  に対する倍率
- $e$  : H鋼のフランジ面からの重心位置
- $n$  : 考慮するスタッドの段数

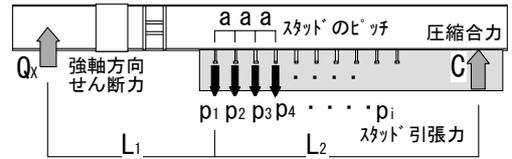


図-18 せん断力  $Q_x$  に対するスタッド引張抵抗機構

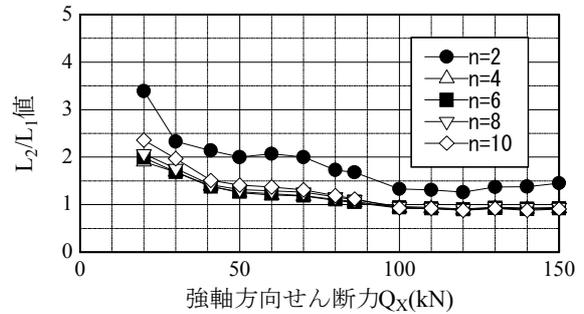


図-19 せん断力  $Q_x$  と  $L_2/L_1$  値の関係

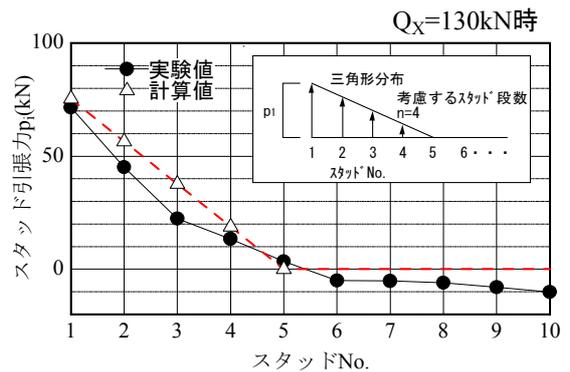


図-20 スタッド引張力の比較 (作用荷重: N)

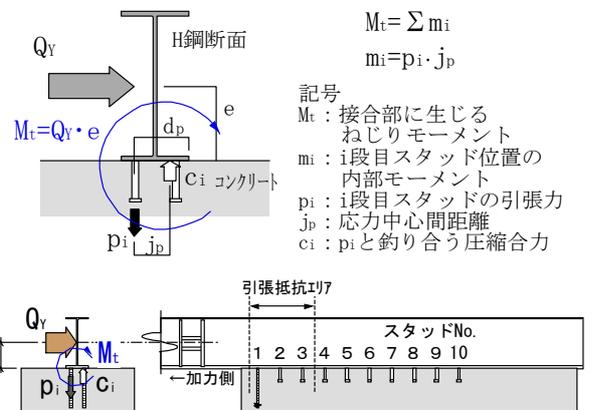


図-21 せん断力  $Q_y$  に対するスタッド引張抵抗機構

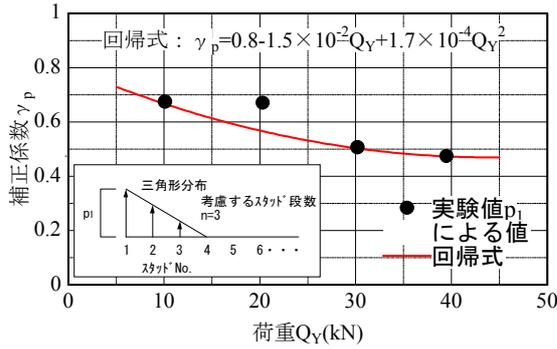


図-22 せん断力  $Q_Y$  と  $\gamma_p$  の関係

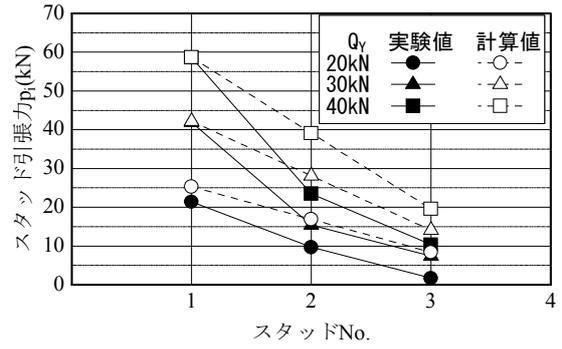


図-23 スタッド引張力の比較 (作用荷重:  $Q_Y$ )

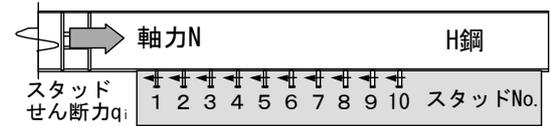
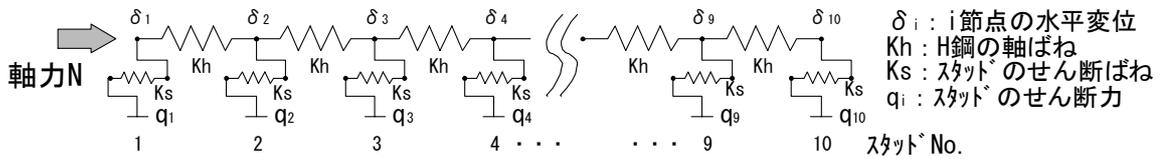


図-24 軸力  $N$  に対するスタッドせん断抵抗機構

せん断力  $Q_Y$  と  $\gamma_p$  値の関係を図-22に示す。 $j_p$  計算の際、スタッド段数は  $n=3$  とするが、実験値は第1スタッドの  $p_1$  のみを使用し、第2、第3スタッドの  $p_2, p_3$  は図-22に示す  $p_1$  を頂点とする三角形の応力分布値を用いた。 $\gamma_p$  値は  $Q_Y$  が増加するに従って2次曲線的に減少する傾向を示している。この  $\gamma_p$  値の回帰曲線を図-22に示す。本回帰式を使用することで各荷重毎の  $\gamma_p$  値の予測が可能である。本手法によるスタッド引張力  $p_i$  の計算値と実験値の比較を図-23に示す。引張力が最も集中する第1スタッドにおいて、計算値は実験値に精度良く一致した。第2スタッド以降は計算値が実験値を上回るが、同様な傾向を示した。

(2) スタッドに生じるせん断力の算定

a) 芯材軸力  $N$  が作用する場合

芯材軸力  $N$  に対するスタッドのせん断抵抗機構を図-24に示す。これはH鋼の軸剛性とスタッドのせん断剛性を考慮したばね系のモデルで、各位置で変化するスタッドせん断力の分布を計算することができ、軸力  $N$  をスタッド全数で除する平均せん断力に比べ、より厳密な応力分布を把握できる。

軸力  $N=400\text{kN}$  加力時のスタッドせん断力  $q_i$  の実験値と計算値の比較を図-25に示す。スタッド1本当たりのせん断ばねは文献4)を参考とし、ずれ剛性  $K_s=160\text{kN/mm}$  を使用した。計算値は第1スタッドを最大値とする2次曲線的な分布を示し、実験値に近い値を示した。

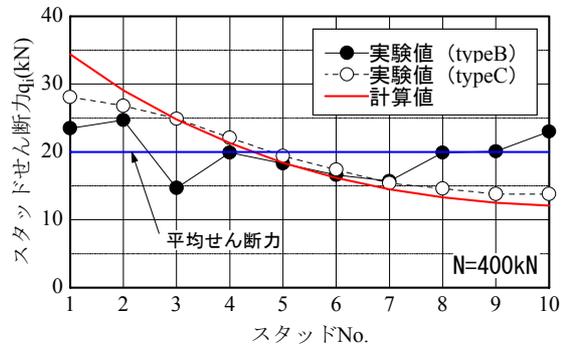


図-25 スタッドせん断力の比較 (作用荷重:  $N$ )

b) 弱軸方向せん断力が作用する場合

実験より得られた弱軸方向せん断力  $Q_Y$  作用時のスタッドせん断力の分布を図-26 に示す。この実験値の分布よりスタッドのせん断抵抗機構を図-27 のようにモデル化し、スタッドせん断力を計算した。考慮するスタッドの段数は  $n=6$  である。計算結果を図-26 に併記する。各荷重レベルにおいて計算値は実験値にほぼ一致した。

5. まとめ

ソイルセメント本設杭工法の杭頭接合部の載荷実験により、以下の知見が得られた。

- ① 応力集中部に異形型スタッドを使用することで、杭頭接合部の耐力が向上する。
- ② 組合せ応力を受けるスタッドの引張耐力は既往の計算式で安全側に評価できる。
- ③ 本報に示す接合部の抵抗機構を使用することで、スタッドに生じる応力を計算することができる。

今後は、以上の検討結果に基づいて杭頭接合部の設計法を確立する所存である。

参考文献

- 1) 中村ほか：ソイルセメント本設杭工法の開発（その1）～（その8），日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1， pp191-198， 2003.9
- 2) 宮田ほか：ソイルセメント本設杭工法の杭頭接合部載荷実験，日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1， pp689-690， 2004.8
- 3) 各種合成構造設計指針同解説，日本建築学会， pp191-198， 1986
- 4) 井上一郎：頭付きスタッドの現状と展望，コンクリート工学 Vol.34， No.4， pp7-14， 1996.4

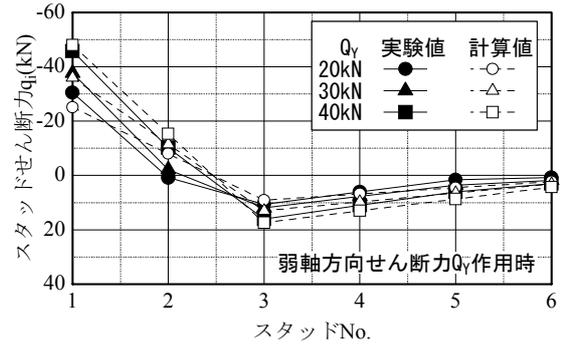


図-26 スタッドせん断力の比較（作用荷重： $Q_Y$ ）

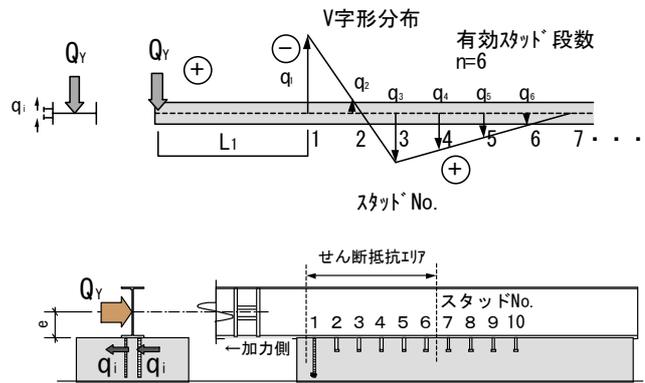


図-27 せん断力  $Q_Y$  に対するスタッドせん断抵抗機構

# 段差付き一方向アンボンドスラブの曲げ載荷実験

## Flexural Loading Tests of One-way Unbonded Prestressed Concrete Slab With Step Portion

江頭 寛 HIROSHI EGASHIRA  
 山中 久幸 HISAYUKI YAMANAKA  
 鈴木 亨 TORU SUZUKI  
 小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA  
 新上 浩 HIROSHI SHINJO  
 鈴木 俊哉 TOSHIYA SUZUKI

超高層集合住宅のバリアフリーや大スパン空間を満足させる床工法として、段差付きスラブの開発を行った。本研究では段差付きスラブにアンボンドPC工法を適用した一方向スラブの曲げ載荷実験を実施し、構造性能の把握を行った。その結果、本工法は主筋降伏後も耐力が上昇するアンボンド工法特有の終局性状を有することを確認した。また、PC鋼線の最適配置の検討では、反曲点を適所に設けることで段差部に生じる偏心モーメントが低減され、モーメント分布の不連続性を解消できることが判明した。

**キーワード**：大スパン、アンボンドPC工法、中空スラブ、偏心モーメント、反曲点

To satisfy the disabled access requirements and large span space of super high-rise housing, the one-way unbonded prestressed concrete slab with a step has been the proposed solution. Within this framework, flexural loading tests of the slab were executed, as well as examination of the optimal arrangement for PC-strands. The following findings were obtained; 1) Test results showed that the yield strength of the slab increased after the yield of steel bars, as well as the behavior of the usual unbonded PC structure, 2) the discontinuity of moment distribution could be canceled by the proper arrangement of strands at the step portion.

**Key Words**: Long Span, Unbonded Prestressed Concrete, Void Slab, Eccentric Moment, Inflection Point

### 1. はじめに

近年の超高層集合住宅では、段差のないバリアフリー床、柱の少ない大スパン空間など建築計画の自由度の高い構造が求められている。こうした要求を満足させる一つの方法として、各方面で段差付き大スパン床工法の開発が行われている。大スパン床工法において最も重要なことは、軽量化と剛性の確保であり、たわみやひび割れを効率よく制御するためにもプレストレスの導入が効果的である。段差スラブにこれを適用する場合、段差部を含めて全長に亘るPC鋼線の配線方法には、その形状と導入プレストレス力のみならず、段差部に必然的に生じる偶力を含め検討課題が多い。そこで本研究では段差付きスラブにアンボンドPC工法を適用した一方向スラブの曲げ載荷実験<sup>1)</sup>を実施し、その構造性能の把握とPC鋼線の効果的な配線方法に関する検討を行った。

### 2. 実験概要

#### (1) 試験体

試験体の諸元を表-1に示す。試験体は、約1/1.6縮尺の段差付きの一方向スラブ3体である。各試験体の構造性能を比較するために、スラブ形状、配筋量、材料強度およびプレストレス導入量は同一とし、床工法の違いをパラメータとした。type1はデッキプレート型枠工法を想定し、ボイド型枠に厚さ0.6mmの薄肉角形鋼管を使用した中空スラブ、type2はハーフPCa床版上に発泡ポリスチレン製ボイド型枠を使用した合成中空スラブ、type3は中空スラブに代わるものとして軽量コンクリートを使用し、材料による軽量化と施工性の向上を図った無垢断面のスラブである。

試験体全体図を図-1に、配筋詳細図を図-2に示す。スラブの寸法は、スパンLが6,900mm、厚さが220mm、幅

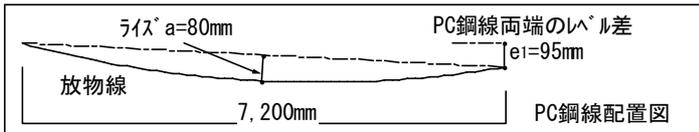
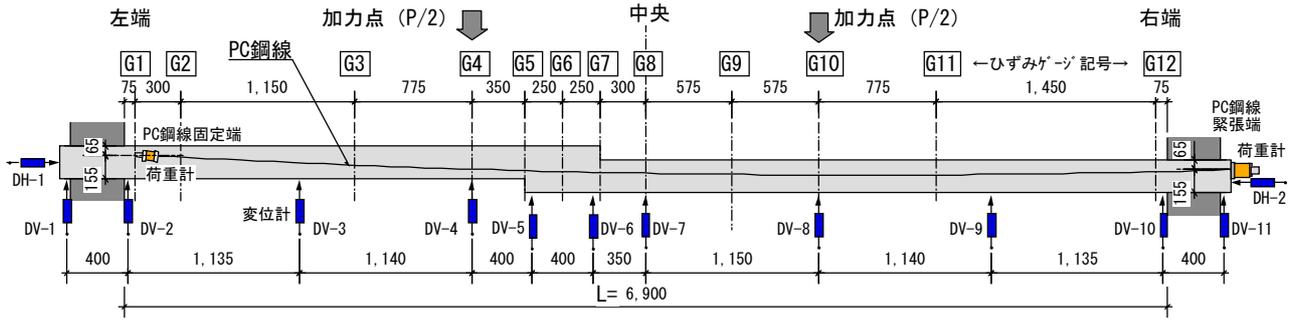


図-1 試験体全体図

表-1 試験体の諸元

試験体記号		type 1	type2	type3
工法	種類	デッキプレート型枠床	ハーフPCa合成床	デッキプレート型枠床
	ボルト型枠	薄肉角形鋼管	発泡ポリスチレン	なし
設計荷重	中空率*	84%		-
	自重	23.3kN		
	仕上げ	1,000N/m <sup>2</sup>		
プレストレス	積載	1,800N/m <sup>2</sup>		
	総導入力	161kN		
材料強度	キャンセル率**	40%		
	コンクリート	44.4N/mm <sup>2</sup>	44.4N/mm <sup>2</sup> (PCa版: 37.2N/mm <sup>2</sup> )	46.7N/mm <sup>2</sup> 軽量コンクリート
	鉄筋	D10: $\sigma_y = 352\text{N/mm}^2$ (type2のPCa版内: $422\text{N/mm}^2$ )		
	PC鋼線	降伏荷重: $156\text{kN/1本}$ ( $\sigma_{py} = 1,580\text{N/mm}^2$ )		
ヤング係数	トラス筋	トップ筋9φ: $415\text{N/mm}^2$ 、下端筋6φ: $354\text{N/mm}^2$		
	コンクリート	$2.97 \times 10^4\text{N/mm}^2$	$2.89 \times 10^4\text{N/mm}^2$ (PCa版: $2.74 \times 10^4\text{N/mm}^2$ )	$2.07 \times 10^4\text{N/mm}^2$ 軽量コンクリート
	鉄筋	D10: $1.88 \times 10^5\text{N/mm}^2$ (type2のPCa版内: $1.94 \times 10^5\text{N/mm}^2$ )		
断面	トラス筋	トップ筋9φ、下端筋6φ: $2.03 \times 10^5\text{N/mm}^2$		
	サイズ	厚さ220mm、幅750mm、内法スパン6,900mm、段差95mm		
	主筋	部位	中央	端部
		上端筋	6-D10	12-D10
下端筋		6-D10	6-D10	
PC鋼線	SWPR7B-12.7φ × 2本			

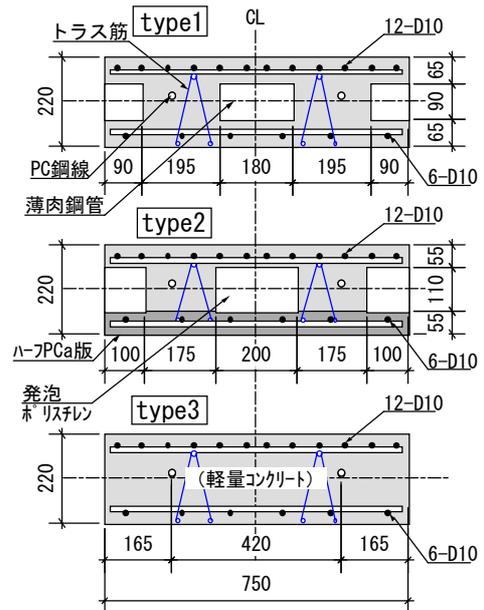
\* (中空部をスラブ全長に均したときの平均中空断面面積) / (スラブ全断面積)

\*\*設計荷重に対しプレストレスの吊上げ力がキャンセルする割合

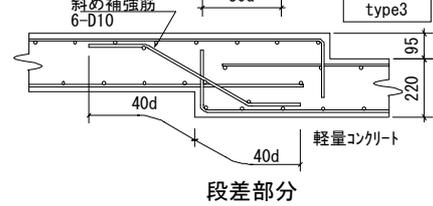
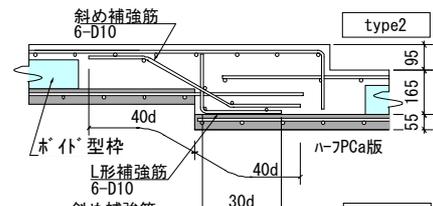
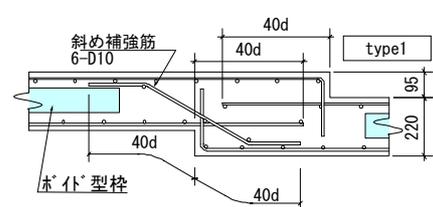
が750mmである。スラブ段差は95mmであり、スパン中央から左端寄りに300mmの位置にある。アンボンド PC 鋼線は、ライズが80mmの放物線配線とした。段差部分の配筋は、在来スラブで一般に用いられる段差配筋に斜め補強筋を付加したものである。

## (2) 加力・測定方法

実験状況を図-3に示す。加力方法は、図-4に示す油圧ジャッキを用いた2点荷重による一方向漸増繰返し加力である。折返しのピーク値は、荷重Pで+10,+20,+50kNとした後、たわみスパン比 $\delta/L$ で+1/200,+1/75,+1/50とした。加力終了後には、PC鋼線のプレストレス力を除荷して再度加力し、RC部材としての最大耐力を確認した。また、各加力サイクルの除荷後に砂袋落下による自由振動実験を行い、破壊に至るまでの固有振動数の変化



端部断面



段差部分

図-2 試験体配筋図

を測定した。図-1にスラブの変位、主筋のひずみ度の測定位置と、PC鋼線のプレストレス力を測定した荷重計の位置を示す。



図-3 実験状況 (type1)

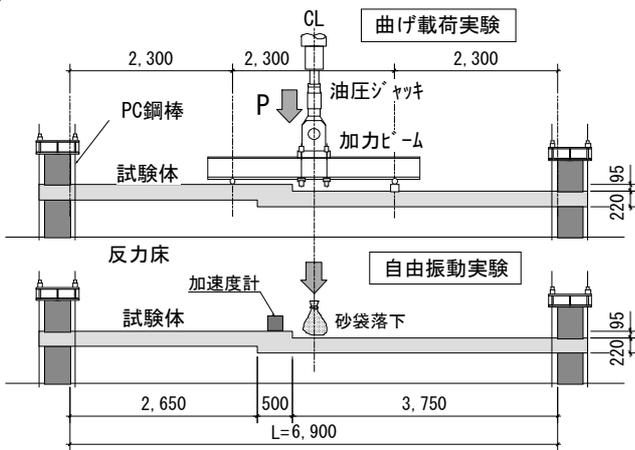


図-4 加力方法

### 3. 実験結果

#### (1) 荷重 - 変位関係

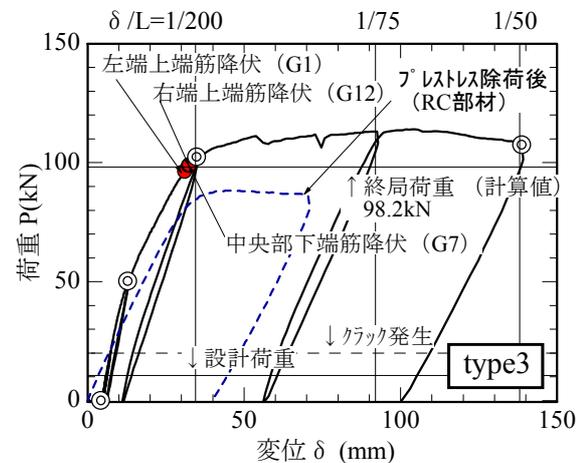
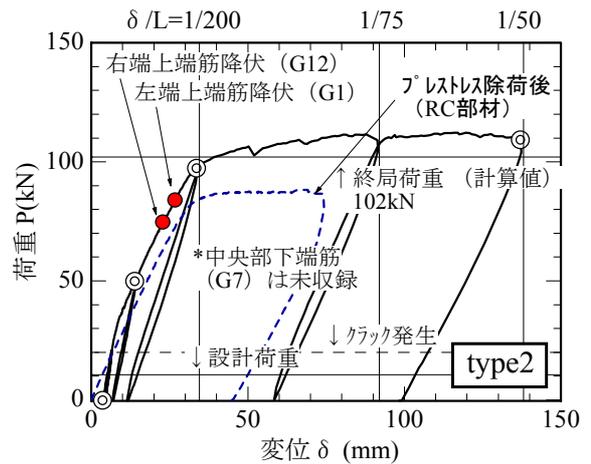
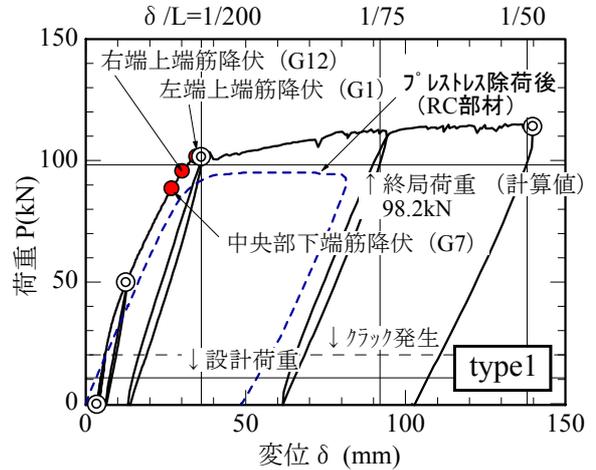
最大荷重の一覧を表-2に、荷重Pとスラブ中央部の変位 $\delta$  (DV-7)の関係を図-5に示す。 $\delta/L=1/75$ 程度までは各試験体とも同様な曲線を描き、同等な構造的な性能を有することが判明した。設計荷重時にはひび割れは観察されず、その2倍程度の荷重で端部上端および中央部下端に0.1mm程度のひび割れが発生した。 $\delta/L=1/300 \sim 1/200$ では、端部上端、中央部下端の主筋が降伏した。type1,2は主筋降伏後もプレストレスが増加し、加力終了まで耐力が漸増したが、type3は $\delta/L=1/75$ 付近で中央上端のかぶりコンクリート部分に小さな圧壊を生じ、耐力がやや低下した。段差部分の最終破壊状況を図-6に示す。各試験体とも段差部分に大きな損傷は見られず、両端部の上端と中央部の下端で曲げひび割れが進行する3ヒンジの破壊モードを示した。

プレストレス除荷後の荷重-変位曲線を図-5に、最大荷重を表-2に併記する。PC鋼線とRC部材との荷重負担割合は各試験体とも2:8程度となっている。

表-2 最大荷重一覧

試験体	①最大荷重* (kN)	②プレストレス除荷後 (RC部材) (kN)	PC鋼線負担率 (①-②) / ①
type1	115	95.1	0.17
type2	112	88.3	0.21
type3	114	88.3	0.23

\*自重は含まない



◎印：自由振動測定時の経験最大変位

図-5 荷重-変位曲線

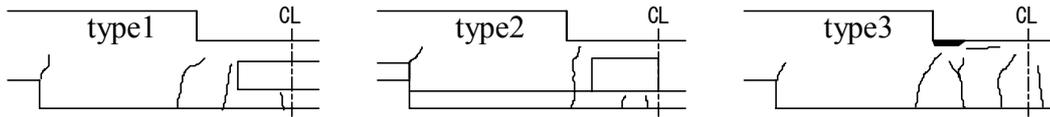


図-6 段差部破壊状況

(2) 固有振動数

図-7に固有振動数の推移を示す。図の横軸は、図-5中に◎印で示す各加力サイクルで経験した最大変位である。加力前の固有振動数は type1 が14.4Hz, type2 が14.2Hz, type3 が13.2Hzであり、軽量コンクリートの type3 は1割程度低くなっている。加力後の固有振動数は各試験体とも同様な傾向を示し、加力前の固有振動数に対して  $\delta/L=1/500$  後で約98%,  $\delta/L=1/200$  後で約90%,  $\delta/L=1/50$  後で70%となっている。

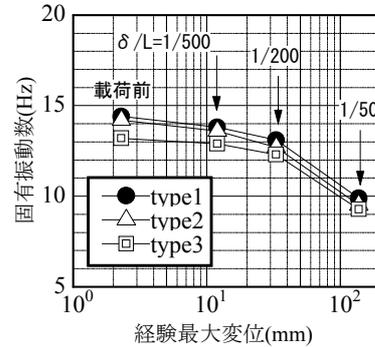


図-7 経験変位と固有振動数の関係

(3) 終局荷重の検討

図-8に終局荷重  $P_u$  の実験値と計算値との対応を示す。ここで、実験値は最大荷重とし、計算値は、実験結果に基づきスラブの崩壊形を3ヒンジモデルとして、式(1), (2)<sup>2)</sup>によるヒンジ発生部位の終局モーメント  $M_u$  から算出したものである。

$$M_u = \frac{7}{8} T_y d + T_p \left( d_p - \frac{1}{8} d \right) \quad (1)$$

$$T_p = a_p (0.75 \sigma_{pe} + 0.25 \sigma_{py}) \quad (2)$$

ここに、

$M_u$  : 断面の終局曲げモーメント

$d$  : 引張鉄筋有効せい

$d_p$  : PC鋼線有効せい

$T_y$  : 引張鉄筋の引張合力 (降伏と仮定)

$T_p$  : 終局モーメント時PC鋼線の引張合力

$a_p$  : PC鋼線断面積

$\sigma_{pe}$  : PC鋼線有効引張応力度

$\sigma_{py}$  : PC鋼線規格降伏点応力度

式(1), (2)より算定される終局モーメント  $M_u$  において、RC部分(式(1)第1項)の負担率は68%, PC鋼線(同第2項)は32%であった。図-8より終局荷重  $P_u$  の実験値は、何れの試験体も計算値の1.25~1.35倍となり、計算値は安全側の評価となった。RC部分の負担荷重の割合は、計算値の68%に対し実験値は77~83%であった。実験値が計算値に比べて大きいのは、プレストレスにより導入されたスラブの圧縮軸力の影響等が考えられる。

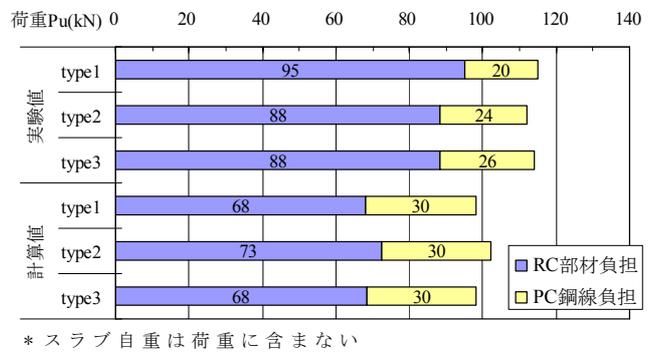


図-8 終局荷重の比較

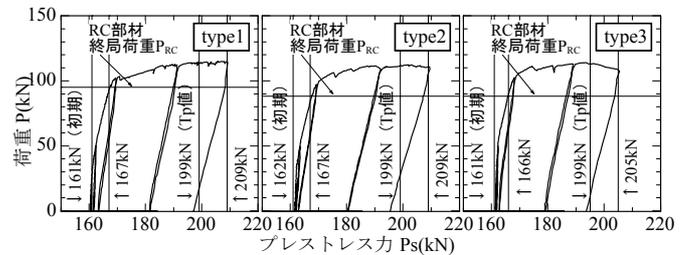


図-9 荷重-プレストレス力関係

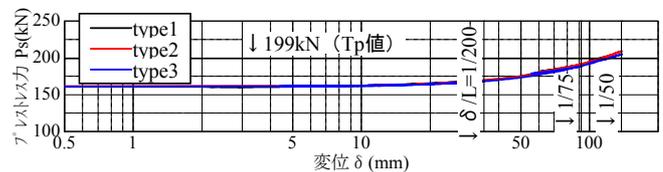


図-10 変位-プレストレス力関係

(4) 終局時のプレストレス力の挙動

荷重  $P$  とプレストレス力  $P_s$  (PC鋼線緊張側定着部での測定値) の関係を図-9に、スラブ中央の変位  $\delta$  と  $P_s$  の関係を図-10に示す。加力開始直後は初期導入量からの応力増分は小さくアンボンド特有の性状を示している。

プレストレス力は RC 部分の終局荷重を超える  $\delta/L = 1/200$  以上で上昇しており、PC 鋼線が終局時の荷重負担に有効に機能することを確認した。最大耐力時のプレストレス力  $P_s$  は、同図に示すように、式 (2) の  $T_p$  の計算値 (アンボンド PC 鋼線引張合力: 199kN) に近い値を示している。

#### 4. PC 鋼線の最適配置方法の検討

##### (1) 応力分布状態への影響

主筋のひずみ分布を図-11に示す。縦軸は降伏ひずみに対する比である。ひずみ分布は、天井面の段差部 (a) で小さく、床上の段差部 (b) およびスラブ中央部で大きい不連続な分布形状を示している。図-12の「実験値 (●)」は、type1 の  $P=10\text{kN}$  時におけるひずみ分布より求めた曲げモーメントである。ひずみ分布と同様に曲げモーメントは段差部で不連続であり、段差から右側のスラブ部分で曲げモーメントが大きくなっている。この分布形状を図-13(1)に示すように「②プレストレス軸力による偏心モーメント」の影響を考慮することで説明できる。これを考慮した曲げモーメントの計算値は、図-12の「計算値」に示すように実験値とおおむね対応している。通常アンボンドPC工法では、スラブの曲げモーメントはPC鋼線のプレストレスによる吊上げ効果のみで評価するが、スラブに入るプレストレス軸力が大きい場合は、PC鋼線両端の偏心距離  $e_1$  によって生じる偏心モーメントの影響を考慮する必要があるものと考えられる。

##### (2) PC 鋼線に反曲点を設けた配線方法の提案

プレストレス軸力による偏心モーメントの影響を緩和する方法として、図-13(2)の提案法に示す PC 鋼線の配線法を検討した。この配線法は、プレストレス軸力による偏心モーメントに対して逆向きモーメントを発生させるために、段差部付近で PC 鋼線に反曲点を設けたものである。 $P_s \cdot e_1 = P'_s \cdot e_2$  にすることにより、図の⑤に示すような曲げモーメントの不連続を解消することができる。さらに、結果として PC 鋼線のライズが大きくなることとなり、より大きな吊上げ力も期待できることとなった。

##### (3) PC 鋼線配置の解析検討

本提案法による PC 鋼線の最適配線形状を解析的に検討した。解析モデルを図-14に、検討ケースを表-3に示す。本解析では、PC 鋼線の下部反曲点の位置  $b$  (配線検討1) と段差部分の位置  $L1$  (配線検討2) をパラメータとし、各々の最適位置を検討した。

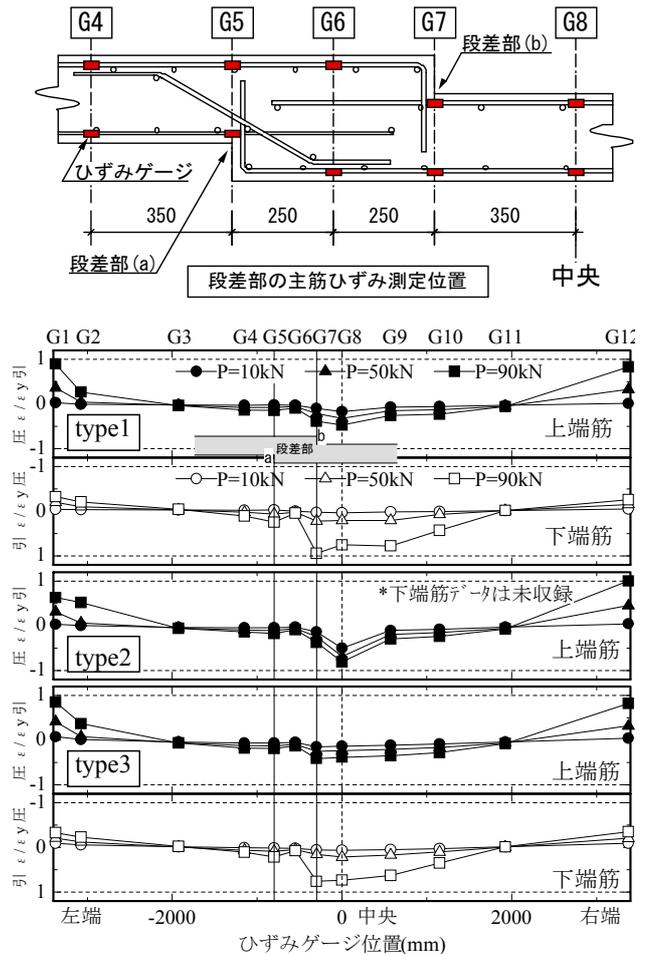


図-11 主筋ひずみ分布

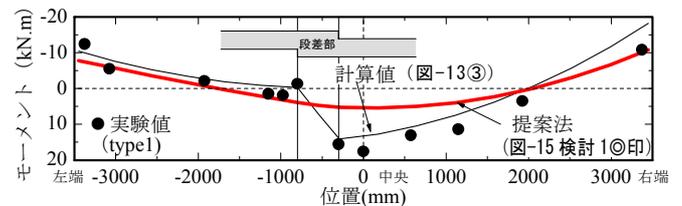


図-12 長期モーメント比較

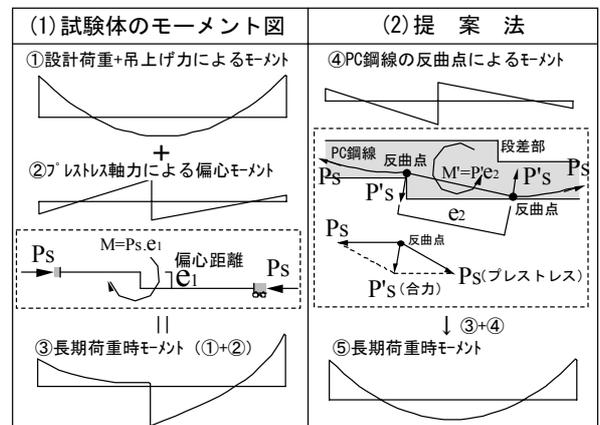


図-13 設計モーメント図

解析結果を図-15に示す。最適位置は同図に定義するモーメント量 ( $M_{TL}$ ) が最小となる位置である。モーメント量  $M_{TL}$  は各パラメータによって変動し、下部反曲点位置  $b$  が反曲点のレベル差  $ed$  の15倍付近 ( $b/ed=15$ )、段差部位置  $L1$  がスラブ中央付近 ( $L1/L=0.5$ ) の場合に PC 鋼線の配線が最適となることが分かる。

この最適配線時の曲げモーメント分布の解析結果を、図-12の「提案法」に示す。プレストレス軸力による偏心モーメントがキャンセルされて吊上げ力のみが有効に作用し、曲げモーメント分布は、中央部の偏心モーメントの影響が減少して放物線形状となっている。

### 5. まとめ

段差付き一方向アンボンドスラブの曲げ載荷実験を行い、本工法の構造特性の把握と PC 鋼線の最適配線方法の検討を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- 1) 床工法の異なる3体の試験体は、何れも十分な構造性能を有することが確認された。
- 2) 本工法の終局耐力は既往の略算式<sup>2)</sup>で安全側に評価できることが確認された。
- 3) 段差スラブに PC 工法を採用すると、スラブの軸力負担が大きい場合には、段差部に偏心モーメントが発生し、曲げモーメントが不連続となった。
- 4) 偏心モーメントの影響は、PC 鋼線の反曲点を適所に設けることで緩和できることが分かった。しかしながら段差スラブの形状は多様であり、これらに対して一般性のある最適配線方法の解明までには至らず、検討課題を残した。

今後は実大スラブにて長期たわみ性状の検証実験を行うとともに、残された課題に対してさらなる検討を行い、本工法の実用化を図る所存である。

謝辞：本研究に当たり、ものつくり大学の河谷史郎先生から貴重な資料のご提供とご指導を頂きました。ここに感謝の意を表します。

### 参考文献

- 1) 江頭ほか：段差付き一方向アンボンドスラブの曲げ載荷実験その1～その2，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2，pp.163-166，2004.8
- 2) プレストレスト鉄筋コンクリート（Ⅲ種 PC）構造設計・施工指針・同解説，日本建築学会，pp.63-67，2003.2

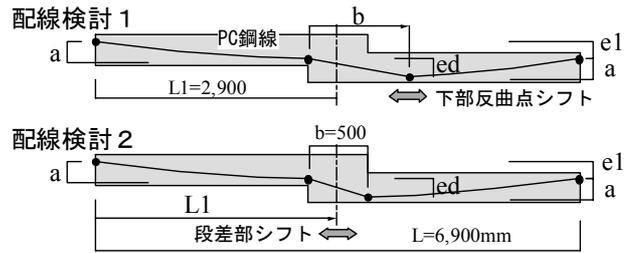
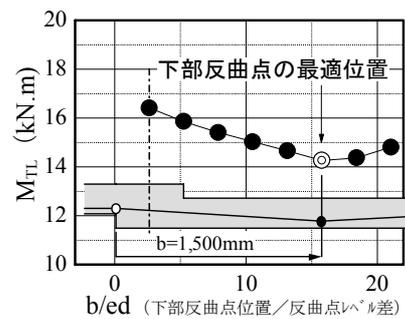


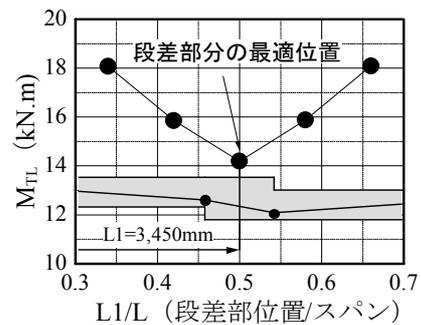
図-14 解析モデル

表-3 解析ケース

パラメータ	PC鋼線の配線検討1	PC鋼線の配線検討2
下部反曲点の位置	$b=250 \sim 2,000 \text{ mm} @ 250 \text{ mm}$	段差部の位置
	$b/ed=2.6 \sim 21.1$	$L1=2,350 \sim 4,550 \text{ mm} @ 550 \text{ mm}$
固定値	$L1=2,900 \text{ mm}$	$b=500 \text{ mm}$
共通事項	鋼線ライズ $a=115 \text{ mm}$ 、反曲点のレベル差 $ed=95 \text{ mm}$ プレストレス軸力の偏心距離 $e1=95 \text{ mm}$ スパン $L=6,900 \text{ mm}$	
解析条件等	サイズ、設計荷重、プレストレスは試験体と同じ 荷重：等分布荷重 支持条件：固定・回転固定・水平ローラー	



PC鋼線の配線検討1



PC鋼線の配線検討2

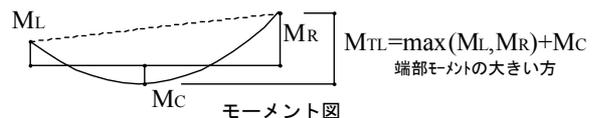


図-15 解析結果

# コンクリートの非破壊圧縮強度推定法の開発

## —コンクリートの含水率が弾性波速度に及ぼす影響—

### The Development of a Nondestructive Inspection Method for Estimating Concrete Strength —Influence of total moisture content in Concrete on Elastic Wave Velocity—

立見 栄司 EIJI TATSUMI

コンクリートの圧縮強度を衝撃弾性波の伝播速度を用いて推定する非破壊圧縮強度推定法において、推定精度の向上および適用範囲を把握する観点から、弾性波速度と圧縮強度との適切な関係を導くことは非常に重要である。本報告では、円柱供試体を用いた2種類の実験により、含水率が弾性波速度に及ぼす影響を検討し、既に得られている圧縮強度推定式を含水率に応じた圧縮強度推定式へ拡張できる可能性について述べる。

**キーワード**：コンクリート、非破壊検査、衝撃弾性波、弾性波速度、圧縮強度、含水率

In order to improve the accuracy of results during a nondestructive inspection of the compressive strength of concrete using the velocity of impact-elastic wave, it is very important to establish the appropriate relationship between velocity and strength. This paper studies the influence of total moisture content in concrete on elastic wave velocity by two types of experiment, and describes the possibility that the existent estimating formula can be extended to a formula which considers the percentage of total moisture content.

**Key Words**: Concrete, Nondestructive Inspection, Impact-Elastic Wave, Elastic Wave Velocity, Compressive Strength, Percentage of Total Moisture Content

#### 1. はじめに

筆者はコンクリートの圧縮強度を従来の反発度法や超音波法<sup>1),2)</sup>とは異なる衝撃弾性波の伝播速度（弾性波速度）から推定する手法、いわゆる「衝撃弾性波によるコンクリートの非破壊圧縮強度推定法」<sup>3)</sup>を開発した。この方法は、強度を測定する部位に振動検出器を当て、その近傍をハンマーで軽く叩くだけの極めて簡便な方法で圧縮強度が推定できることを特徴としている。

一昨年度、現場展開を意図した試作機を作製し、主に場所打ちコンクリート杭の杭頭強度確認<sup>4)</sup>や施工中の構造物における壁・スラブ・梁の強度推定など、施工時の強度管理に適用した結果、高い実用性を確認した。

本手法は、コンクリート表面で弾性波速度を測定し、弾性波速度と圧縮強度との関係を用いて強度を推定しているため、弾性波速度に影響を及ぼす要因により推定精度の低下や誤差を招く可能性がある。そこで、推定精度の向上および適用範囲を把握する観点から、昨年度は、コンクリートの使用材料、調合および養生方法など、コ

ンクリートの構成要素が弾性波速度と圧縮強度との相関関係に及ぼす影響について検討<sup>5)</sup>した。そこでは、コンクリートの弾性波速度や圧縮強度に影響を及ぼす可能性がある要因・因子を洗い出し、円柱供試体を用いて弾性波速度測定および圧縮強度試験を行った。その結果、普通ポルトランドセメントを用いたコンクリートの場合、粗骨材の量や種類などが一般的な調合の範囲（圧縮強度が20~70N/mm<sup>2</sup>）であれば、その構成要素が弾性波速度と圧縮強度との関係に及ぼす影響は比較的少ないことを把握した。そして、これらの検討結果を反映させて標準的な圧縮強度推定式を設定した。

一方、含水率が超音波速度に及ぼす影響に関する研究は多々<sup>6),7)</sup>あるが、弾性波速度に対する系統的な研究はあまり見られない。本報告では、含水率が弾性波速度に及ぼす影響を検討するため、乾燥材齢の違いによる弾性波速度と圧縮強度との関係および型枠脱型時期の違いによる弾性波速度と圧縮強度との関係について実験を行った。そして、前報<sup>5)</sup>で設定した圧縮強度推定式が含水率を考慮した強度推定式に拡張できる可能性を明らかにした。

表-1 実験概要

実験項目	調査記号	セメントの種類	水セメント比(%)	粗骨材		スランブ/空気量	供試体形状(mm)	型枠脱型時期(日)	養生方法	材齢(週)	
				種類	最大寸法(mm)						かさ容積(m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )
(1)乾燥材齢の違いによるコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係	E1-C60	普通ポルトランドセメント	60	硬質砂岩	20	0.60	スランブ18cm・空気量4.5%	φ100×200	1	標準養生28日後 気中養生	(乾燥材齢) 0, 2, 4, 8, 16, 32
	E1-C50		50								
	E1-C40		40								
	E1-C30		30								
(2)脱型時期の違いによるコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係	E2-C60	普通ポルトランドセメント	60	硬質砂岩	20	0.60	スランブ18cm・空気量4.5%	φ100×200	3, 5, 7	気中養生	1, 2, 4, 8
	E2-C50		50								
	E2-C40		40								
	E2-C30		30								

表-2 使用材料の種類および性質

主材料	種類・性質
セメント	普通ポルトランドセメント(密度3.16g/cm <sup>3</sup> 、比表面積3,280cm <sup>2</sup> /g)
細骨材	茨城県真壁郡関城町関本肥土地先産洗砂(密度2.58g/cm <sup>3</sup> 、吸水率2.82%、粗粒率2.60、実積率67.0%)
粗骨材	埼玉県秩父産硬質砂岩の碎石(密度2.71g/cm <sup>3</sup> 、吸水率0.55%、粗粒率6.56、実積率58.8%)
混和剤	AE減水剤:リグニンスルホン酸化合物ポリオール複合体 高性能AE減水剤:ポリカルボン酸エーテル系と架橋ポリマーの複合体 空気量調整剤:アルキルアルスルホン化合物系陰イオン界面活性剤

表-3 コンクリートの調査および品質

調査記号	s/a (%)	単位数(kg/m <sup>3</sup> )				混和剤(kg/m <sup>3</sup> )		実測スランブ(cm)	実測空気量(%)	単容質量(kg/m <sup>3</sup> )
		W	C	S	G	AE減水剤	空気量調整剤			
E1-C60	47.6	185	308	826	954	1.23	0.0108	20.3	5.4	2276
E1-C50	46.3	183	366	784	954	1.28	0.0128	20.2	5.3	2291
E1-C40	43.5	185	463	700	954	1.84	0.0162	19.4	6.0	2283
E1-C30	41.9	170	567	654	954	*5.67	0.0096	20.5	3.9	2363
E2-C60	47.6	185	308	826	954	1.23	0.0083	19.5	5.6	2259
E2-C50	46.3	183	366	784	954	1.28	0.0110	20.0	5.1	2289
E2-C40	41.9	185	463	700	954	1.84	0.0139	19.0	3.7	2342

\*は高性能AE減水剤

## 2. 実験概要

### (1) 実験項目

コンクリートの弾性波速度に影響を及ぼす要因の一つに含水率がある。一般に、コンクリートは含水率が低下すると、弾性波速度も低下するが、圧縮強度は、極端な場合を除き、ほとんど変化しない。本研究で対象とする圧縮強度推定法は、コンクリートの弾性波速度を測定し、弾性波速度と圧縮強度との相関関係から圧縮強度を算出している。このため、含水率の変化が弾性波速度に及ぼす影響を把握し検討することは、推定精度向上の観点から非常に重要であると考えられる。

本報告では2種類の実験項目を設定した。表-1に実験概要として示す。実験項目(1)は、乾燥材齢の違いによるコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係を求める実験である。ここで、乾燥材齢とは乾燥させるために標準養生から気中養生に切り替えた時を起点とする測定日までの材齢である。実験項目(1)では、水セメント比が30%、40%、50%および60%の4種類のコンクリートに対し、強度発現がある程度落ち着く最初の28日間を標準養生、その後、恒温室における気中養生により、乾燥材齢2、4、8、16および32週における質量、含水率、弾性波速度および圧縮強度を測定し、含水率が弾性波速度と圧縮強度との関係に及ぼす影響を調査した。なお、上記材齢以外においても、質量、含水率および弾性波速度については経時変化に応じて1~10数日の間隔で適宜測定し、急激な変化を補足した。

次に、実験項目(2)は、型枠の脱型時期の違いによるコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係を求める実験である。コンクリート供試体は、水セメント比が40%、

50%および60%の3種類であり、打設後、3日、5日および7日目に型枠脱型を行い、恒温室における気中養生とした。材齢1、2、4および8週において、質量、含水率、弾性波速度および圧縮強度を測定し、弾性波速度と圧縮強度との関係の経時変化を調査した。

なお、各実験項目ともに水セメント比以外の水準は、使用材料としてセメントの種類を普通ポルトランドセメント、粗骨材の種類を硬質砂岩および粗骨材の最大寸法を20mm、調査として粗骨材のかさ容積を0.60m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>、目標スランブを18cmおよび空気量を4.5%とした。コンクリート供試体は、φ100×200mmの円柱供試体であり、測定材齢ごとに3体ずつ用意した。気中養生においては、予め供試体の端面処理のみを行い、全面から乾燥させた。

### (2) 使用材料および調査

使用材料の種類および性質を表-2に示す。細骨材は茨城県真壁郡関城町産の川砂を、粗骨材は埼玉県秩父産の硬質砂岩碎石を用いた。混和剤は、水セメント比40%以上の場合、ポゾリス No. 70のAE減水剤を、水セメント比30%の場合、レオビルド SP8S(B)の高性能AE減水剤を使用し、空気量調整剤としてポゾリス No. 303Aを使用した。

コンクリートの調査および品質を表-3に示す。表中の調査記号は、表-1に対応するもので、実験項目および水セメント比を記号化したものである。なお、両実験項目とも、水セメント比40%、50%および60%の場合、空気量調整剤以外の調査は同一である。

### (3) 円柱供試体の弾性波速度および含水率の測定方法

円柱供試体の弾性波速度  $V_p$  は、前報と同様に、衝撃弾性波の多重反射波を測定し、スペクトル解析により、反

射波の1次振動数  $f_1$  および供試体の長さ  $L$  から式(1)により算出した。この方法は、インパクトエコー法<sup>8)</sup>として一般的であり、円柱供試体のように形状が単純で整った部材において、比較的安定した測定結果が得られる。

$$V_p = 2 L \cdot f_1 \quad (1)$$

他方、含水率は、写真-1に示すように、接触型水分計を円柱供試体の端面に接触させて測定した表面含水率である。なお、測定値は、弾性波速度および含水率ともに、供試体の片端面3ヶ所の平均値とした。

### 3. 乾燥材齢の違いによる弾性波速度と圧縮強度との関係

#### (1) 含水率と質量減少率との関係

質量減少率の経時変化を図-1に示す。質量減少率<sup>7)</sup>とは、供試体質量の乾燥材齢0日に対する減少割合を百分率で表示したものである。質量減少率は、水セメント比に依存しており、低水セメント比ほど小さくなる傾向が見られた。これは、低水セメント比になるとコンクリートの緻密性が高まるので内部の水分が放出されにくくなり、質量の減少が抑えられたためと考えられる。また、質量減少率の経時変化は、乾燥材齢20日付近までは比較的急激に変化するが、その後、120日付近までは変化は鈍

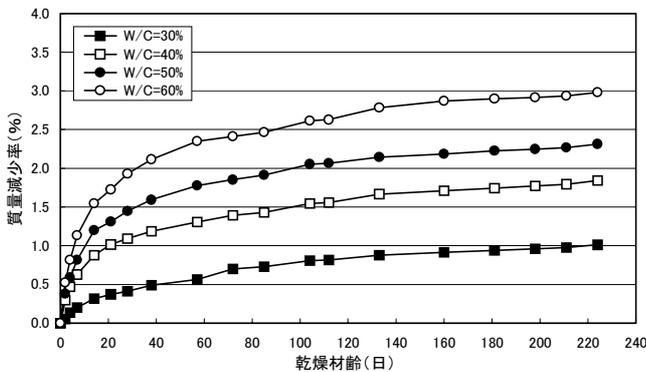


図-1 質量減少率の経時変化

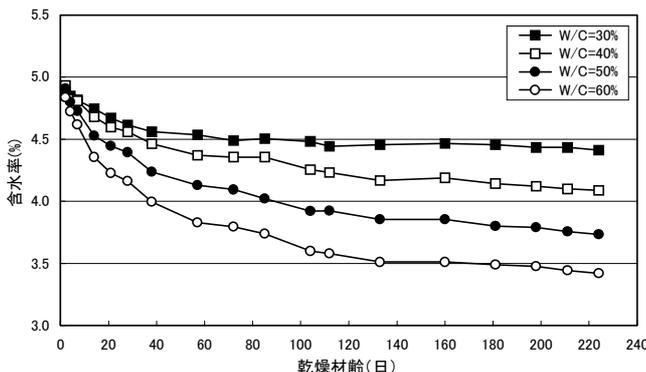


図-2 含水率の経時変化

るものの顕著であり、それ以降の変化は緩慢になった。

一方、含水率の経時変化を図-2に示す。含水率の変化は、質量減少率に関連しており、乾燥材齢20日付近までは比較的急激に減少するが、その後、120日付近までは減少がやや鈍り、それ以降は緩慢な減少となった。それに伴い、各水セメント比の減少傾向に類似性が見られた。これは供試体内の含水率が均等化したためと推測される。

含水率と質量減少率の関係を図-3に示す。いずれの水セメント比においても、含水率が低くなると質量減少率は大きくなる明瞭な相関関係が見られたが、水セメント比が30%の関係は、40, 50, 60%とは異なっていた。水セメント比が40~60%の含水率と質量減少率との相関関係はほぼ重なっていた。これに対し、水セメント比30%の含水率と質量減少率との相関関係は、水セメント比40~60%の関係に比べ、同一含水率に対して低い質量減少率を示していた。また、水セメント比が40~60%の含水率と質量減少率との相関関係は、含水率が4.5%以下の範囲で、ほぼ直線的になっていた。これにより、供試体内部の含水率が均等化してきたものと考えられる。

#### (2) 含水率と弾性波速度との関係

弾性波速度の経時変化を図-4に示す。弾性波速度は、気中養生に切り替えた直後、すなわち、乾燥材齢が数日間は、水セメント比に依存してわずかに増減する傾向が



写真-1 円柱供試体の含水率測定方法

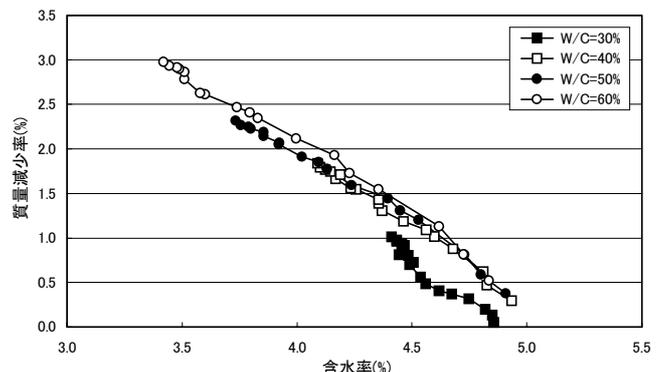


図-3 含水率と質量減少率との関係

見られた。水セメント比が50%および60%の場合は増加し、30%および40%の場合は減少していたが、この原因については不明である。

乾燥材齢2日以後の含水率と弾性波速度の経時変化を図-5に示す。含水率は、最初、水セメント比に拘らず5%程度であった。この値は、接触型水分計で測定しているため、供試体端部の表層部の水分量が支配的になっているためと考えられる。その後、水セメント比により異なる経時変化を示し、低水セメント比ほど緻密性が高いために含水率の低下量は少なかった。他方、弾性波速度は含水率が4.3%付近まではほとんど変化せず、低水セメント比ほど含水率が高い傾向はわずかに見られるが、4.3%以下になるとほぼ直線的な低下傾向を示した。

### (3) 弾性波速度と圧縮強度との関係

圧縮強度の経時変化を図-6に示す。黒抜き記号は標準養生を示し、材齢は7, 14, 28, 56および91日である。また、白抜き記号は気中養生を示し、材齢は42, 56, 84, 140および252日(乾燥材齢2, 4, 8, 16, 32週)である。材齢28日で気中養生に切り替えた場合、その後の圧縮強度は標準養生よりも高く<sup>9)</sup>なっており、材齢56日で比較すると10%前後高くなった。

乾燥材齢0~32週の弾性波速度と圧縮強度との関係を図-7に示す。弾性波速度は乾燥材齢が進み低含水率になるに従って低下したが、圧縮強度は材齢56日(乾燥材齢

4週)まではわずかに増加し、かつ、図-6に示すように、乾燥により見掛けの強度が増加したため、弾性波速度と圧縮強度との関係に含水率による変化が見られた。ここで、乾燥による見掛けの強度増加の影響を除くため、乾燥材齢2週以上の圧縮強度から材齢56日における気中養生と標準養生の強度差を差し引き、この値を修正圧縮強度とした。弾性波速度と修正圧縮強度との関係を図-8に示す。水セメント比40~60%の關係に着目すると、弾性波速度と圧縮強度との關係は、乾燥材齢が4週以後、弾性波速度の低下により、圧縮強度推定式から外れて弾性波速度軸を左の方向に移行する傾向が見られた。

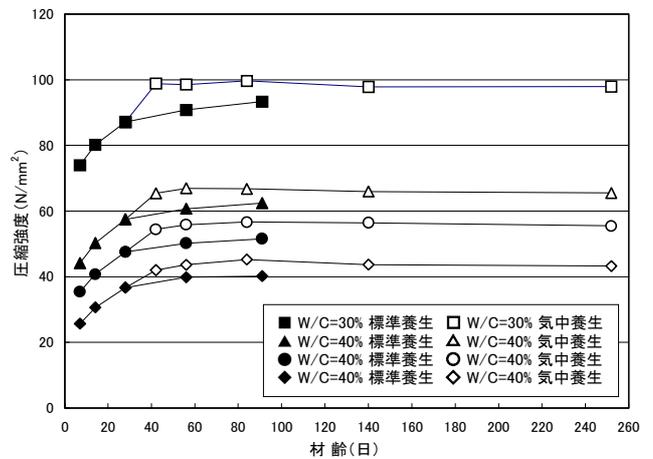


図-6 圧縮強度の経時変化

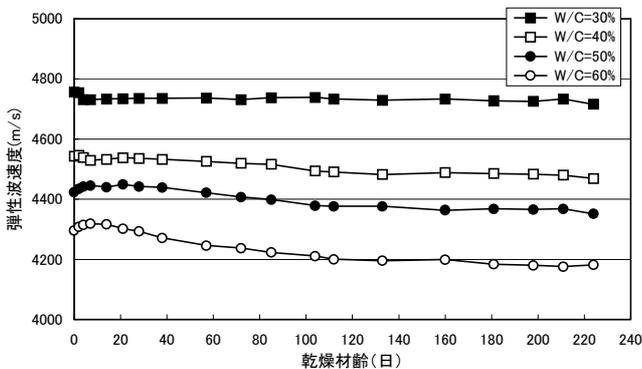


図-4 弾性波速度の経時変化

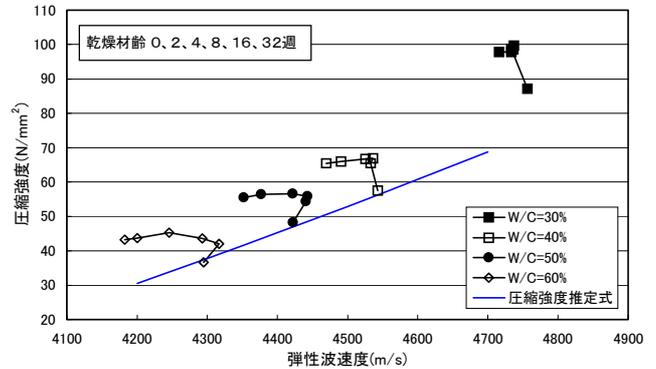


図-7 弾性波速度と圧縮強度との関係

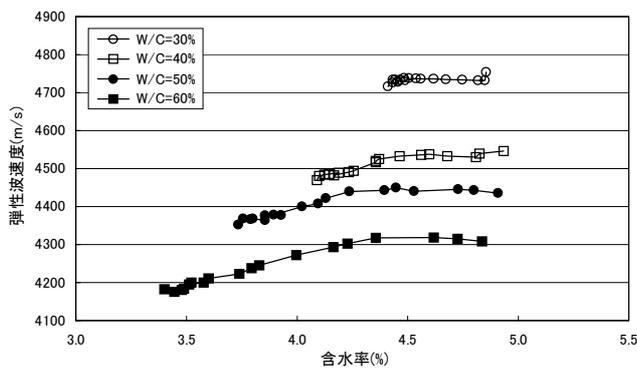


図-5 含水率と弾性波速度の経時変化

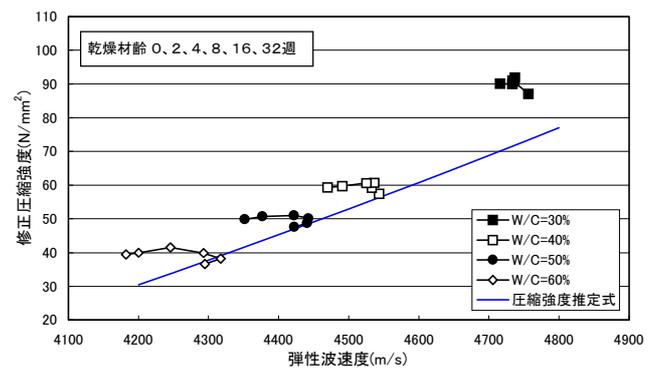


図-8 弾性波速度と修正圧縮強度との関係

#### 4. 脱型時期の違いによる弾性波速度と圧縮強度との関係

##### (1) 含水率と弾性波速度との関係

型枠脱型時期の違いによる含水率の経時変化を図-9に示す。材齢は7, 14, 28および56日である。図中の凡例は水セメント比および脱型時期を記号化したもので、例えば、C40-3は水セメント比が40%、型枠脱型時期が材齢3日(3日脱型)の供試体を示す。含水率は水セメント比に依存し、水セメント比が高くなるに連れて含水率は低くなる傾向を示した。さらに、型枠脱型時期にも依存性が見られ、3日脱型は5日脱型よりも低い含水率を示した。7日脱型の7日材齢の含水率は、脱型当日に表乾状態で試験を行うため、5日脱型に比較してかなり高い値を示したが、その後は急激に低下して5日脱型の経時変化とほぼ同様な変化をたどった。また、含水率の経時変化は、水セメント比に拘らず、ほぼ同じ割合で低下する傾向が見られ、実験項目(1)の図-2における乾燥材齢120日以降の傾向と類似していた。

弾性波速度の経時変化を図-10に示す。弾性波速度は、28日材齢までは増加傾向が見られたが、56日材齢では減少傾向に転じていた。含水率と同様に弾性波速度に対しても型枠脱型時期に依存性が見られ、3日脱型の弾性波速度は5日脱型よりも低い値を示す傾向が見られた。

含水率と弾性波速度の経時変化を図-11に示す。弾性

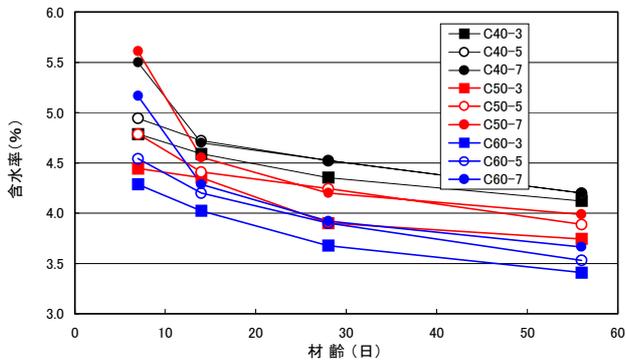


図-9 含水率の経時変化

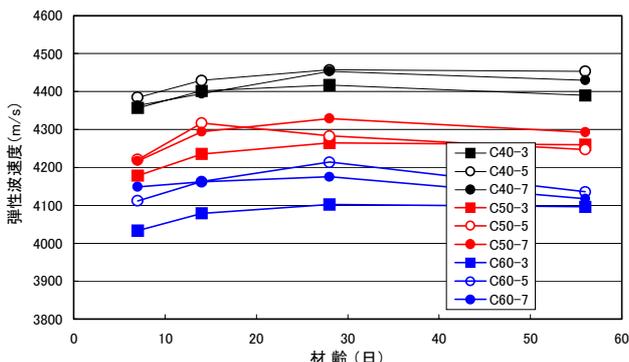


図-10 弾性波速度の経時変化

波速度がピークに達する時の含水率は4.5%~4.0%弱となっていた。この時の含水率には水セメント比および型枠脱型時期の依存性が見られ、低水セメント比では含水率は高くなり、早い脱型時期では含水率は低くなっていたが、5日と7日脱型とは有意な差はなかった。

##### (2) 弾性波速度と圧縮強度との関係

圧縮強度の経時変化を図-12に示す。圧縮強度においても、含水率および弾性波速度と同様に、型枠脱型時期による差が見られた。すなわち、3日脱型の圧縮強度は5日脱型より低かった。しかしながら、5日脱型および7日脱型の圧縮強度には有意な差は見られなかった。

弾性波速度と圧縮強度との関係を図-13に示す。7日材

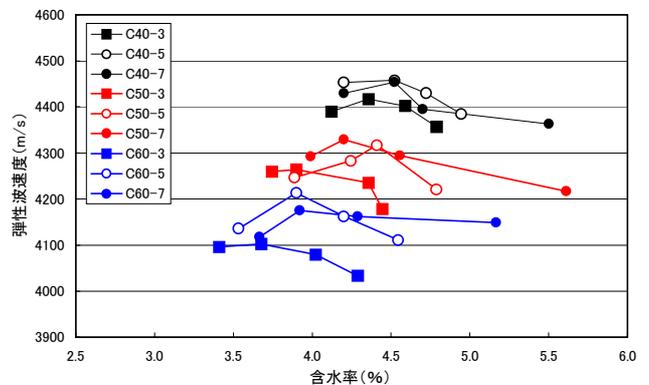


図-11 含水率と弾性波速度の経時変化

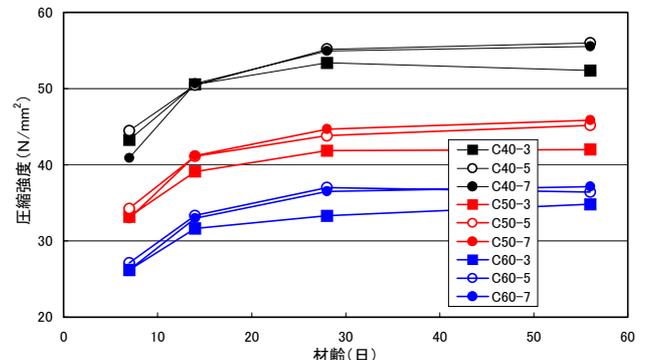


図-12 圧縮強度の経時変化

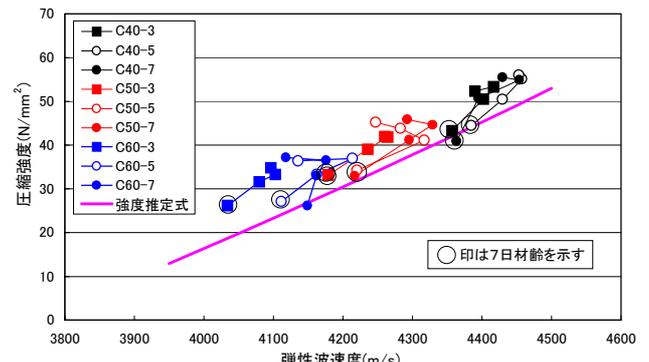


図-13 弾性波速度と圧縮強度との関係

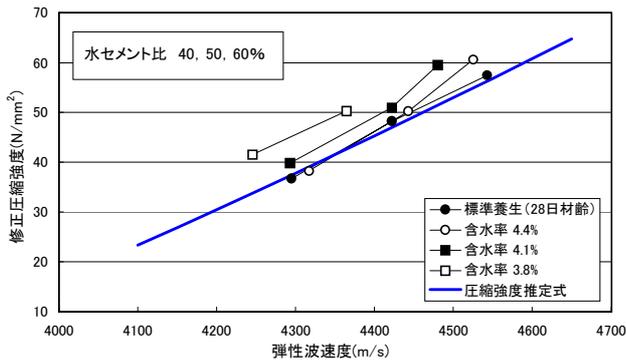


図-14 乾燥材齢の違いによる含水率を考慮した弾性波速度と圧縮強度との関係

齢の弾性波速度と圧縮強度との関係は、C60-3、C60-5 および C50-3 以外では、圧縮強度推定式に近接していた。すなわち、水セメント比 60%の脱型時期 5日以下および水セメント比 50%の 3日脱型の場合は、圧縮強度に見合う本来の弾性波速度より低かったため、圧縮強度推定式から外れたものと考えられる。これらの含水率は、図-9 および図-11によると、いずれも 4.5%以下であった。その後、材齢に伴って含水率が徐々に低下すると、他の場合でも圧縮強度の増加に応じた弾性波速度の増加が見込めず、その相関関係は圧縮強度推定式から外れて行った。このことから、含水率がおよそ 4.5%を下回ると、弾性波速度に影響が現れるものと推測される。

### 5. 含水率を考慮した弾性波速度と圧縮強度との関係

含水率が弾性波速度に及ぼす影響を把握するため、2種類の実験を行った。実験の一つは、乾燥材齢の違いによる弾性波速度と圧縮強度との関係について検討したものである。他方の実験は、型枠の脱型時期の違いによる弾性波速度と圧縮強度との関係について検討したものである。この結果、弾性波速度と圧縮強度との関係として、それぞれ図-8 および図-13 が得られ、その相関関係は、含水率に依存することが明らかになった。そこで、弾性波速度と圧縮強度との関係を含水率の範囲ごとに分類し、含水率を考慮した弾性波速度と圧縮強度との関係を図-14 および図-15 に示す。

#### (1) 乾燥材齢の違いによる含水率を考慮した弾性波速度と圧縮強度との関係

図-14 は、乾燥材齢の違いによる含水率を考慮した弾性波速度と圧縮強度との関係であり、図-8 に示した値の中から各水セメント比に対して同じ含水率の弾性波速度と圧縮強度との関係を結んだものである。なお、水セメン

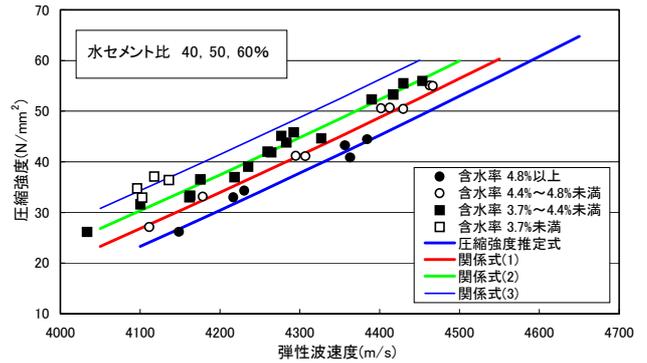


図-15 型枠脱型時期の違いによる含水率を考慮した弾性波速度と圧縮強度との関係

ト比 30%は、前報で述べたように、水セメント比 40~60%とは相関関係が異なるため、図-14 からは除外した。この実験では乾燥材齢を水準としたため、水セメント比 40%と 60%では、図-2 および図-5 に示すように、含水率の変化量が異なり、水セメント比 40%の含水率は 4.1%以下にはならなかった。したがって、水セメント比 40%はデータが不足しているが、材齢 28 日および含水率 4.4%の相関関係は前報で設定した圧縮強度推定式にほぼ一致しているのに対し、含水率が 4.1%および 3.8%の相関関係は、圧縮強度推定式にほぼ平行に、弾性波速度が低下する方向に（左に）移動する傾向が見られた。

#### (2) 型枠脱型時期の違いによる含水率を考慮した弾性波速度と圧縮強度との関係

図-15 は、型枠脱型時期の違いによる含水率を考慮した弾性波速度と圧縮強度との関係である。これは、図-13 の弾性波速度と圧縮強度との関係を含水率の範囲ごとに分類して表示したものであり、同時に前報で設定した圧縮強度推定式およびその係数  $b$  を表-4 に示す値に変えた 3 種類の関係式を示した。圧縮強度推定式を式(2)に示す。

$$f_c = a \cdot c \cdot \rho V^2 + b \quad (2)$$

ここに、 $f_c$  は推定圧縮強度、 $V$  は半無限体を伝播する弾性波速度、 $\rho$  は密度（便宜的に  $2.3 \text{ g/cm}^3$ ）、係数  $a = 1/220$ 、 $b = -121.5 \text{ N/mm}^2$ 、 $c = (1 + \nu)(1 - 2\nu)/(1 - \nu) = 0.825$  である。

表-4 関係式に用いた圧縮強度推定式の係数  $b$  の値

係数 $b$ の値 ( $\text{N/mm}^2$ )	圧縮強度推定式	関係式 (1)	関係式 (2)	関係式 (3)
		-121.5	-117.5	-114.5
含水率 (%)	4.8 以上	4.4~4.8	3.7~4.4	3.7 未満
相関係数	0.984	0.996	0.989	0.677

さらに、含水率が 4.8%以上の場合は圧縮強度推定式に、4.4~4.8%未満の場合は関係式(1)に、3.7~4.4%未満の場合は関係式(2)に、3.7%未満の場合は関係式(3)に対応

させ、相関係数を求めて表-4 に示す。この結果、含水率が3.7%未満の場合は、弾性波速度の分布幅が狭かったため、相関係数がやや低く評価されたが、それぞれの関係式に対して非常に高い相関性が認められた。このことにより、含水率の範囲ごとに弾性波速度と圧縮強度との関係を分類すれば、それぞれの相関関係に対して圧縮強度推定式を拡張した関係式が適用できるものと思われる。

## 6. おわりに

本報告では、2種類の実験により、含水率が弾性波速度に及ぼす影響を検討し、その影響が弾性波速度と圧縮強度との関係に与える効果について考察した。

本実験結果から以下のことを明らかにした。

- 1) 質量減少率は、水セメント比に依存し、同じ材齢では低水セメント比ほど小さくなる傾向が見られた。これは、コンクリートの緻密性が高いほど、水分の放出による質量の減少が抑えられるためと考えられる。
  - 2) 含水率は、質量減少率と同様に水セメント比に依存し、同じ材齢では低水セメント比ほど大きくなる傾向が見られた。
  - 3) 乾燥材齢による弾性波速度の経時変化は、含水率が4.3%付近まではほとんど変化せず、4.3%以下になるとほぼ直線的な低下傾向を示した。弾性波速度の低下が始まるときの含水率は、4.3%を前後に低水セメント比ほど高い値になる傾向がわずかではあるが見られた。
  - 4) 含水率と型枠脱型時期の間には依存性が見られ、3日脱型の含水率は5日脱型よりも低い値を示した。しかしながら、5日脱型および7日脱型の含水率にはほとんど相違は見られなかった。
  - 5) 弾性波速度と型枠脱型時期の間には依存性が見られ、3日脱型の弾性波速度は5日脱型よりも低い値を示したが、5日脱型および7日脱型の弾性波速度には有意な差は見られなかった。
  - 6) 型枠脱型時期の違いによる弾性波速度と圧縮強度との関係は、含水率が4.8%以上では前報で設定した圧縮強度推定式に一致していたが、4.5%以下になると弾性波速度が低下するために同式から外れ、弾性波速度軸の減少する方向（左）に平行移動する傾向が見られた。
  - 7) 実験で得られた弾性波速度と圧縮強度との関係を含水率に応じて分類し、含水率を考慮した弾性波速度と圧縮強度との関係を作成した。この相関関係と圧縮強度推定式およびその係数  $b$  を変えた関係式との対応性が認められたことから、含水率を考慮した圧縮強度推定式への拡張の可能性が確認された。
- 上記の知見 7) より、強度推定のための弾性波速度測定

と同時に接触型水分計を用いて含水率を測定し、あらかじめ用意した数種類の含水率を考慮した圧縮強度推定式の中から、その含水率に応じた圧縮強度推定式を用いて強度を推定する方法が考えられる。これにより、推定精度を向上させる可能性があると思われる。また、含水率を考慮した圧縮強度推定式は係数  $b$  のみが関係しているので、含水率の関数とすることも可能であると思われる。

今後は、含水率が弾性波速度に及ぼす影響について、さらに、含水率の範囲を拡大した検討および含水率を考慮した圧縮強度推定式の検証などの課題に取り組む必要があるものとする。

**謝辞：**本報告は、ものづくり大学建設技能工芸学科の中田善久講師および河谷史郎教授のご指導の基で行った研究である。ここに深く謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 十代田知三, 野崎喜嗣, 小林幸一：実大モデルによる超音波法, 反発度法および複合法の検討－非破壊試験による構造体コンクリートの強度推定法, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 428, pp. 1-9, 1991. 10
- 2) 森濱和正, 吉荒俊克, 太田資郎：非破壊試験による圧縮強度の推定, 非破壊検査, 50(7), pp. 440-445, 2001. 7
- 3) 立見栄司, 辻定和, 蓮尾孝一：衝撃弾性波によるコンクリートの非破壊圧縮強度推定法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-1, pp. 985-986, 2002. 8
- 4) 立見栄司：コンクリートの非破壊圧縮強度測定法の開発 試作機による杭頭強度確認への適用, 三井建設技術研究報告, Vol. 27, 2002
- 5) 立見栄司, 中田善久, 河谷史郎：コンクリートの非破壊圧縮強度測定法の開発 コンクリートの構成材料が弾性波速度に及ぼす影響, 三井住友建設技術研究所報告, Vol. 1, 2003
- 6) ヴォラプッタポーニ コンキッ, 十代田知三：条件の異なるコンクリートの音速と動弾性係数との関係－非破壊試験による構造体コンクリートの品質検査法の総合的検討(その2)－, 日本建築学会構造系論文集, No. 527, pp. 15-19, 2000. 1
- 7) 森濱和正：コンクリートの音速に及ぼす含水率の影響, 第58回セメント技術大会講演要旨, pp. 100-101, 2004
- 8) Mary Sansalone and Nicholas J. Carino：Impact-Echo Method, Concrete International, Vol. 10, No. 4, pp. 38-46, 1988. 4
- 9) 小野竹之助：コンクリート工学 材料篇, 森北出版株式会社, pp. 163-164



# 高減衰層をもつ超高層建物の振動特性

## Vibration Characteristics of High-rise Buildings with High-damping Stories

鈴木 利哉 TOSHIYA SUZUKI  
 新上 浩 HIROSHI SHINJO  
 山中 久幸 HISAYUKI YAMANAKA  
 鈴木 亨 TORU SUZUKI  
 小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA  
 江頭 寛 HIROSHI EGASHIRA

アスペクト比の大きい超高層建物は、曲げ変形が卓越し、各層にダンパーを配置しても十分な減衰性が得られにくいことが知られている。そこで、本研究では、超高層建物においてもダンパーの減衰性能を發揮させるため、剛性が低く減衰性の高い層と、剛性の高い層を組み合わせる制震架構を提案した。検討の結果、本架構は、曲げ変形が抑制されること、高減衰層に変形が集中し、振動性状の制御が可能となることが明らかとなった。

キーワード：超高層建物，制震構造，アスペクト比，固有値解析，モード減衰，地震応答解析

It is difficult for high-rise buildings with large aspect ratios to obtain sufficient damping performance even if the dampers are arranged on each story. This proposal contends that building structures which combine low rigidity and high damping stories together with high rigidity stories obtain sufficient damping performance. From the results of various response analysis, it is clarified that the flexural deformation and the vibration properties of this framework is controlled by concentrating deformation on the high damping stories.

**Key Words:** High-rise Building, Damped Structure, Aspect Ratio, Eigenvalue Analysis, Modal Damping, Earthquake Response Analysis

### 1. はじめに

アスペクト比（建物高さ／建物幅）の大きい超高層建物などでは、地震時にせん断変形に比べて曲げ変形が卓越し、各層にダンパーを配置しても十分な減衰性が得られにくいことが知られている。

このような建物の制震方式としては、建物最上層の大梁と外柱の頂部の間に制震ダンパーを鉛直方向に設置するもの<sup>1)</sup>、隣り合う連層耐震壁の間を鋼材ダンパーで連結するもの<sup>2) 3)</sup>、コア部と住戸部の振動特性の違いを利用して連結制震を行うもの<sup>4)</sup>などが提案されている。

本研究では、そのような建物の制震効果を向上させる一つの方法として、剛性が低く減衰性の高い層と、剛性の高い層を組み合わせる制震構造の架構について、固有値解析、複素固有値解析および地震応答解析を行い、提案架構の振動特性を検討した。

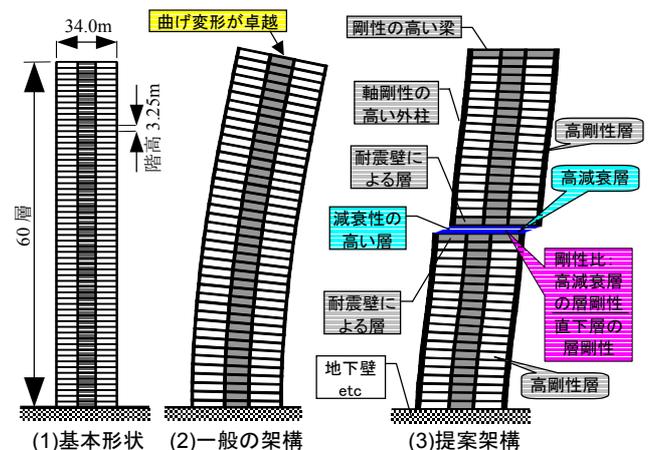


図-1 架構の概要

## 2. 解析概要

### (1) 架構の概要

図-1 に提案架構の概要を一般の架構と比較して示す。本架構の基本形状は、各層高さが 3.25m で地上 60 層 (200m 級) のアスペクト比 5.8 の超高層建物を想定したものである。架構の中央スパン部は連層耐震壁からなるコア部とし、その両側は柱スパン 12m の柱梁架構とした。

提案架構は、剛性の高い層(以下、高剛性層)と剛性が相対的に小さく減衰の大きな層(以下、高減衰層)とを交互に配置して架構を構成するものである。

高剛性層は、軸剛性の高い外柱とコア部の連層耐震壁および両者を結ぶ剛性の高い梁、耐震壁からなり、高減衰層はその上下の層の連層耐震壁、梁を反力部としてダンパーを配置する層である。

提案架構は、固有周期の長い超高層建物であるため、適切な固有周期と減衰を設定し、応答変位の低減を図る必要がある。

### (2) 架構モデル

図-2 に架構モデルを示す。架構モデルは、つぎの 4 タイプである。SC モデルは、高剛性層と高剛性層の間に単層の高減衰層を 1 カ所設けたもので、SD モデルは、単層の高減衰層を 2 カ所設けたものである。PC モデル、PD モデルは、各々 SC モデル、SD モデルの高減衰層を複数層としたものである。

SC, SD モデルは、高減衰層が単層のため、その層の用途は限定されるが、ダンパーを配置しやすいという利点がある。一方、PC, PD モデルは、ダンパーの設置位置はコア部に限定される反面、高減衰層を複数層とし、所要変形量を各層の層間変形として分散させるため、高減衰層も通常の居室として利用できるという利点がある。

## 3. 固有値解析

### (1) 解析方法

解析モデルは、外力分布を  $A_i$  分布とした架構モデルの静的弾性解析結果に基づく、60 質点系弾性等価せん断型モデルとした。

建物の重量は、各モデルとも各階共通で 8,200kN とした。各層の剛性は、解析パラメータごとに静的弾性解析を行い設定した。ただし、SC, SD モデルの場合は、高減衰層に上下層と同じ断面の仮想柱を設けて算出した。

解析パラメータは、各架構モデルの高減衰層の位置  $d_z$ 、SC, SD モデルの高減衰層の剛性および PC, PD モデルの高減衰層の層数とした。SC, SD モデルの高減衰層の

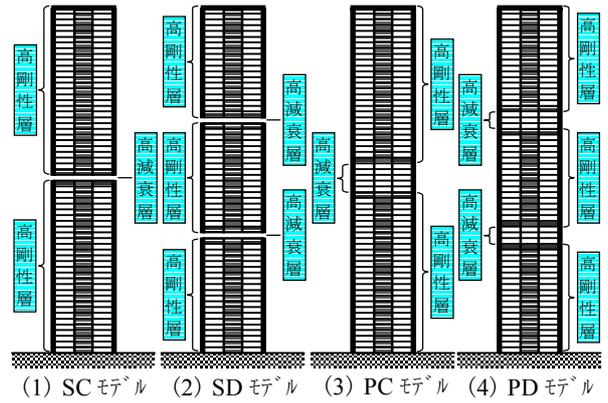


図-2 架構モデル

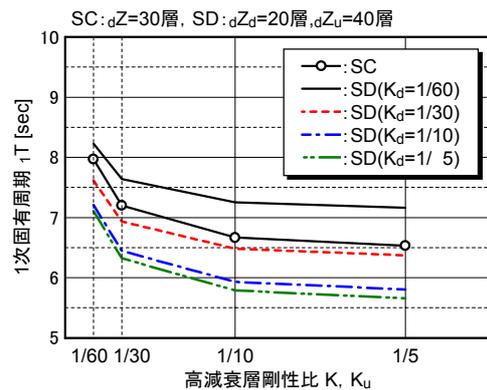


図-3 高減衰層剛性比と 1 次固有周期 (SC, SD)

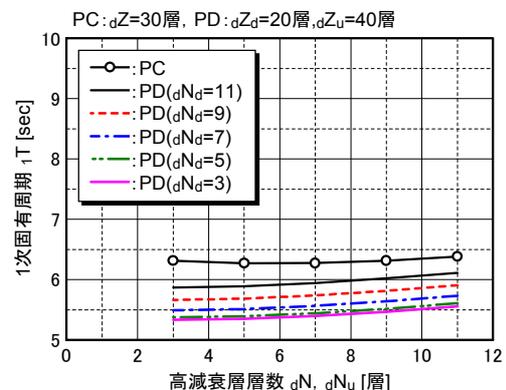


図-4 高減衰層層数と 1 次固有周期 (PC, PD)

剛性は、直下層の剛性との比率(以下、高減衰層剛性比  $K$ )で  $K=1/60, 1/30, 1/10, 1/5$  とし、PC, PD モデルの高減衰層の層数は、 $d_n=3, 5, 7, 9, 11$  層とした。

### (2) 解析結果および考察

#### a) 高減衰層剛性比と 1 次固有周期の関係

図-3 に SC, SD モデルの高減衰層剛性比  $K$  と 1 次固有周期  $T_1$  の関係を、図-4 に PC, PD モデルの高減衰層の層数  $d_n$  と 1 次固有周期  $T_1$  の関係を示す。ここで、高減衰層位置、高減衰層中心位置  $d_z$  は、高減衰層が 1 カ所の SC, PC モデルでは架構高さの  $1/2$  ( $d_z=30$  層) に、高減衰層が 2 カ所の SD, PD モデルでは架構高さの  $1/3$  ( $d_z=20$

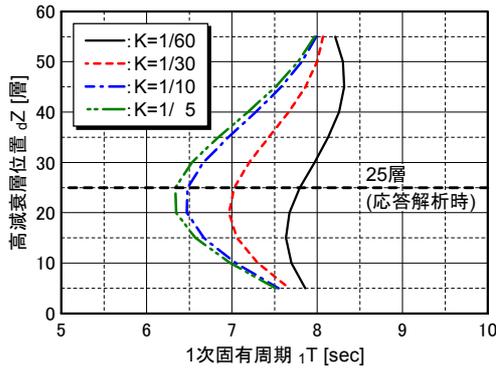


図-5 高減衰層位置と1次固有周期(SC)

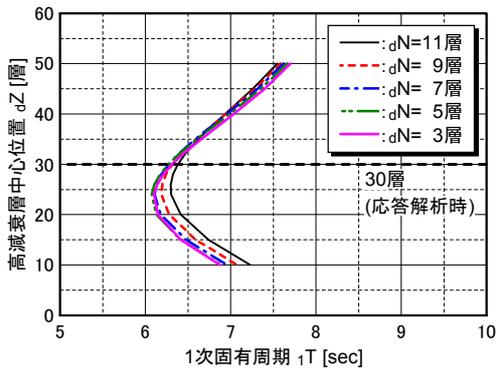


図-6 高減衰層中心位置と1次固有周期(PC)

層)と  $2/3(dZ_u=40$  層)に固定した。

SC, SD モデルの  $1T$  は、高減衰層剛性比に対して双方同様の傾向を示し、 $K=1/30$  以下とすると急激に長くなり、逆に  $K=1/10$  以上ではあまり変化しないことが分かる。

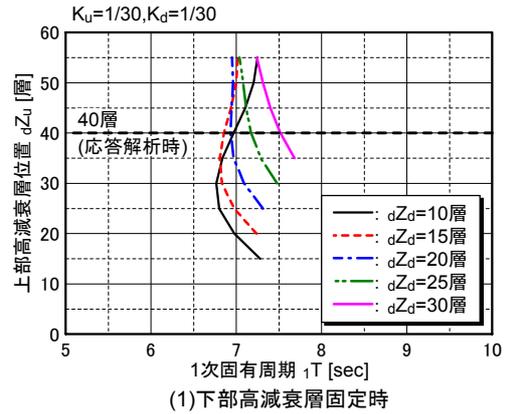
PC, PD モデルにおいては、高減衰層層数  $dN$  を変化させても大きな違いは見られない。

b) 高減衰層位置と1次固有周期の関係

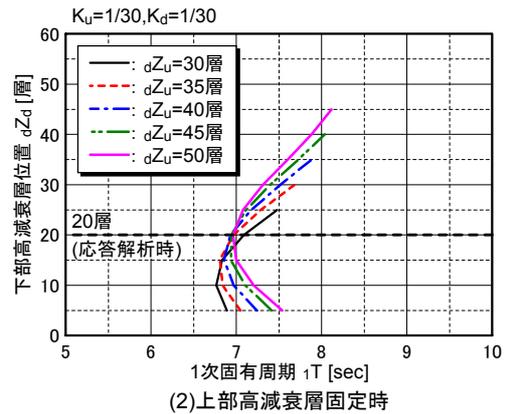
図-5にSCモデルの各高減衰層剛性比  $K$  における高減衰層位置  $dZ$  と1次固有周期  $1T$  の関係を、図-6にPCモデルの各高減衰層層数  $dN$  における高減衰層中心位置  $dZ$  と1次固有周期  $1T$  の関係を示す。

SC, PCモデルともに、1次固有周期  $1T$  は、高減衰層の位置  $dZ$  によって変化し、 $1T$  が最も短くなる極値が存在している。SCモデルの  $1T$  が最小となる位置は、高減衰層剛性比  $K$  が小さいほど下層にあり、 $K$  が大きくなるにつれて25層付近に収束する傾向が認められる。PCモデルにおける高減衰層中心位置  $dZ$  と  $1T$  の関係では、高減衰層層数  $dN$  の影響は小さく、各ケースとも  $dZ$  が25層で  $1T$  が最も短くなっている。

図-7にSDモデルの代表例として、上下2カ所の高減衰層のうち、下部高減衰層剛性比を  $K_d=1/30$ 、上部高減衰層剛性比を  $K_u=1/30$  とした場合の、高減衰層位置  $dZ$  と1次固有周期  $1T$  の関係を示す。また、図-8にPDモデルの

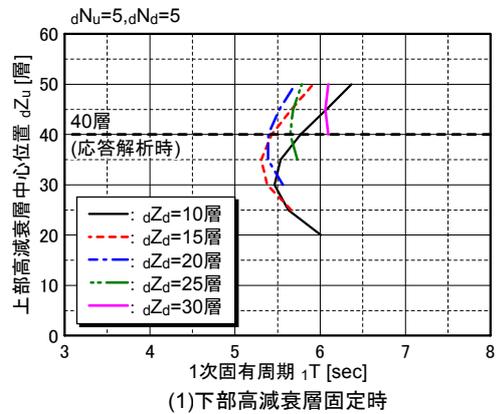


(1)下部高減衰層固定時

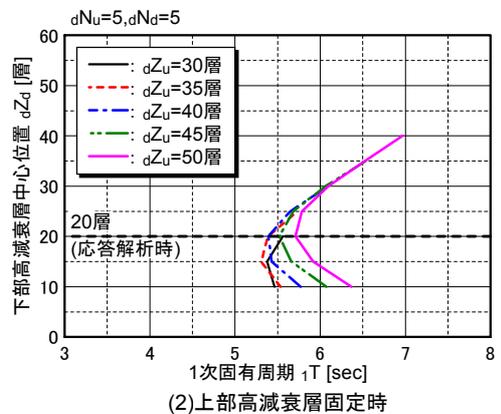


(2)上部高減衰層固定時

図-7 高減衰層位置と1次固有周期(SD)



(1)下部高減衰層固定時



(2)上部高減衰層固定時

図-8 高減衰層中心位置と1次固有周期(PD)

代表例として、上下2カ所の高減衰層のうち、下部高減衰層層数を  ${}_dN_d=5$  層、上部高減衰層層数を  ${}_dN_u=5$  層とした場合の、高減衰層中心位置  ${}_dZ$  と1次固有周期  ${}_1T$  の関係を示す。なお、「 $K_d=K_u=1/30$ 」は、 ${}_1T$  が長くなりすぎない範囲で剛性比を小さくし、高減衰層に変形を集中させることを意図して設定したものである。また、「 ${}_dN_d={}_dN_u=5$  層」は、PCモデルの複数の高減衰層を直列ばねとして評価した時、 $K=1/30$  に相当する高減衰層層数  ${}_dN$  が9層であるため、これを参考に高減衰層の総層数が同程度になるように設定したものである。

SD, PDモデルとも  ${}_1T$  は、上部の高減衰層位置  ${}_dZ_u$  が30~40層(図-7(1), 図-8(1)), 下部の高減衰層位置  ${}_dZ_d$  が15~20層程度とした場合(図-7(2), 図-8(2))に最も短くなるのが分かる。また、 ${}_1T$  の変化の割合は、上部高減衰層位置  ${}_dZ_u$  に比べて下部高減衰層位置  ${}_dZ_d$  の変化に敏感になっている。

c) 高減衰層位置と高減衰層の変形の関係

高減衰層にどの程度変形が集中するかの目安を得るために、1~3次モードの固有ベクトルに基づく式(1)の指標(等価変形割合)を用いて検討した。

$$\alpha = \frac{\sum_k |u_k - u_{k-1}|}{\sum_{i=1}^{60} |u_i - u_{i-1}|} \quad (1)$$

$\alpha$ : 等価変形割合

$u_k, u_i$ : k層・i層の固有ベクトル

式(1)は、架構全層での固有ベクトル  $u_i$  の差の絶対値和に対する高減衰層での固有ベクトル  $u_k$  (k: 高減衰層位置)の差の絶対値和の比を示すものである。

図-9にSCモデルの各高減衰層剛性比  $K$  における高減衰層位置  ${}_dZ$  と高減衰層の等価変形割合  $\alpha$  の関係を、図-10にPCモデルの各高減衰層層数  ${}_dN$  における高減衰層位置  ${}_dZ$  と高減衰層の等価変形割合  $\alpha$  の関係を示す。

高減衰層の等価変形割合  $\alpha$  は、SC, PCモデルともに同様の形状をしており、高減衰層の位置に対して大きく変化している。また、SCモデルは高減衰層剛性比  $K$  が小さいほど、PCモデルは高減衰層層数  ${}_dN$  が多いほど大きな値を示している。

等価変形割合  $\alpha$  が大きくなる高減衰層位置  ${}_dZ$  は、1次モードでは30層付近、2次モードでは15, 45層付近、3次モードでは10, 30, 50層付近となっており、架構高さの1/2付近に高減衰層を配置した場合、高減衰層の等価変形割合  $\alpha$  は、1次モードと3次モードに対して大きな値を示している。

図-11にSDモデルの代表例として、下部、上部の高減衰層剛性比  $K_d=K_u=1/30$  とした場合の、高減衰層位置  ${}_dZ$  と高減衰層の等価変形割合  $\alpha$  の関係を示す。また、図-12にPDモデルの代表例として、下部、上部の高減衰

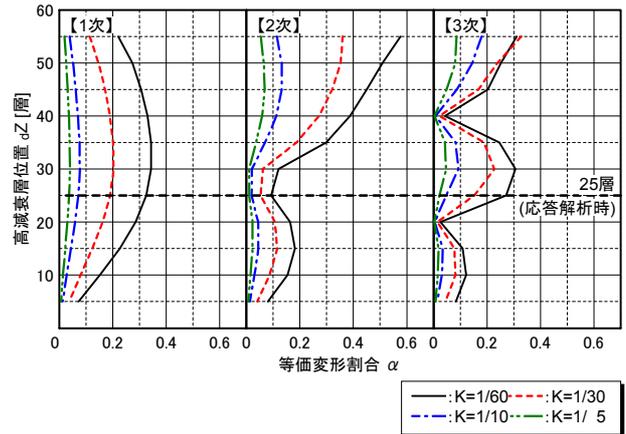


図-9 高減衰層位置と等価変形割合 (SC)

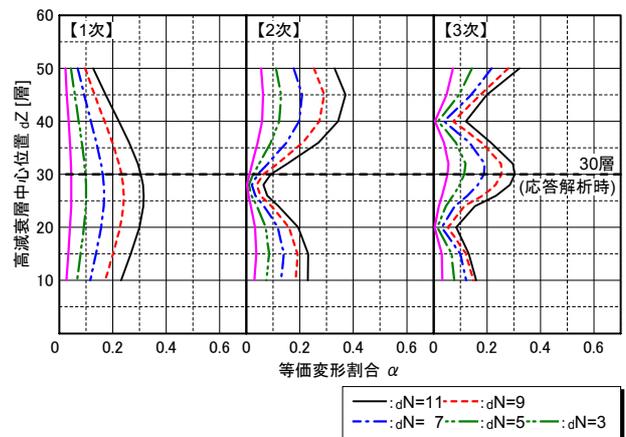


図-10 高減衰層中心位置と等価変形割合 (PC)

層層数  ${}_dN_d={}_dN_u=5$  層とした場合の、高減衰層中心位置  ${}_dZ$  と高減衰層の等価変形割合  $\alpha$  の関係を示す。

SD, PDモデルともに同様の形状をしており、高減衰層位置  ${}_dZ$  に対する高減衰層の等価変形割合  $\alpha$  は、3次モードの場合はばらつきが大きいものの、SC, PCモデルとほぼ同様の傾向を示している。

1次モードの等価変形割合  $\alpha$  は、上下2カ所の高減衰層のうち、下部の高減衰層位置  ${}_dZ_d$  を固定した場合(図-11(1), 図-12(1))は、上部の高減衰層位置  ${}_dZ_u$  が30~40層、上部の高減衰層位置  ${}_dZ_u$  を固定した場合(図-11(2), 図-12(2))は、下部の高減衰層位置  ${}_dZ_d$  が15~25層程度とした場合に最も大きくなるのが分かる。図-11および図-12全図中のX軸に平行な破線で示すように、架構高さの1/3(20層)と2/3(40層)付近の2カ所に高減衰層を配置した場合、等価変形割合  $\alpha$  は、1~3次モードに対して比較的大きな値を示している。

等価変形割合  $\alpha$  は、高減衰層が1カ所のSC, PCモデルでは1次モードと3次モードに対して、高減衰層が2カ所のSD, PDモデルでは、1~3次モードに対して大き

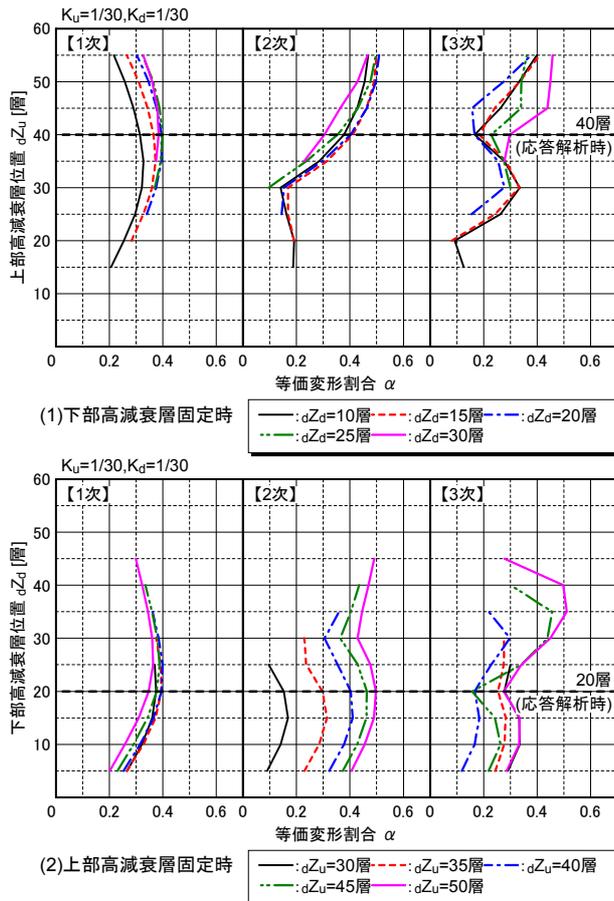


図-11 高減衰層位置と等価変形割合 (SD)

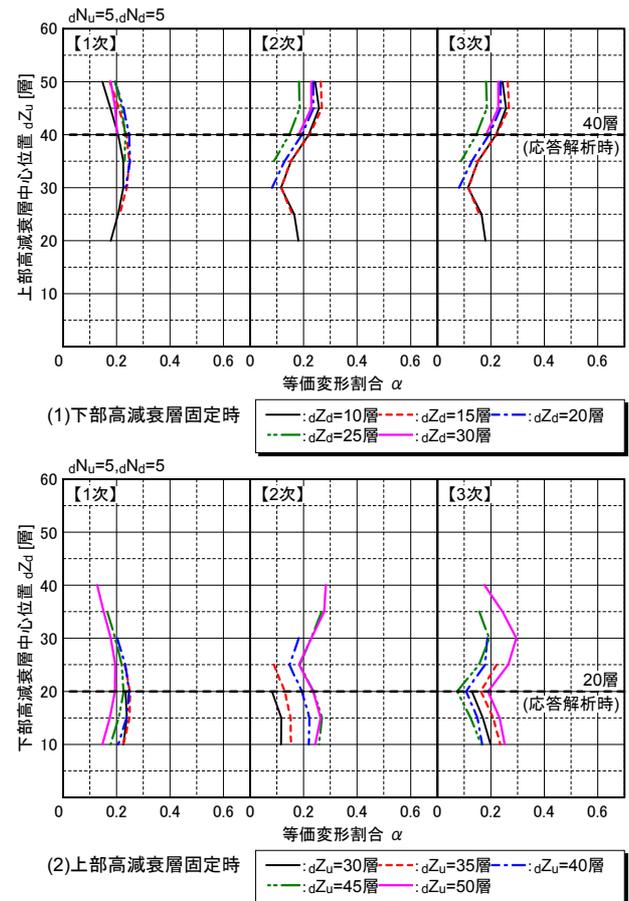


図-12 高減衰層中心位置と等価変形割合 (PD)

な値を示す高減衰層位置  ${}_dZ$  が存在することが分かる。

#### 4. 複素固有値解析

本章では、3章の等価変形割合(式(1))とモード減衰の関係性を把握するため、複素固有値解析を行った。

##### (1) 解析方法

解析モデルは、3章と同じ60質点系等価せん断型モデルとし、構造体部分の減衰は、1次振動に対して  ${}_1h=3.0\%$  の剛性比例型の内部粘性減衰とした。ただし、SC、SDモデルの高減衰層の減衰は  $h=0\%$  とした。高減衰層に設置するダンパーによる付加減衰は、高減衰層各層に対して減衰係数  $C=1,000\text{kN}\cdot\text{s}/\text{cm}$  とした。解析パラメータは、3章と同じである。

##### (2) モード減衰および考察

図-13にSCモデルの各高減衰層剛性比  $K$  における高減衰層位置  ${}_dZ$  と1~3次のモード減衰の関係を、図-14にPCモデルの各高減衰層層数  ${}_dN$  における高減衰層中心位置  ${}_dZ$  と1~3次のモード減衰の関係を示す。

SC、PCモデルともに、モード減衰は、高減衰層の剛性が小さいほど大きな値を示している。SCモデルでは、高減衰層剛性比  $K=1/10$  以上においては、ダンパーによる付加減衰の効果があまりみられないが、 $K=1/30$  以下では各次のモード減衰が大きくなっている。一方、PCモデルでは、高減衰層層数  ${}_dN$  の多いものほどモード減衰が大きくなっているが、1次モードに対する効果は小さいことが分かる。

1~3次のモード減衰をある程度大きくするためには、高減衰層の剛性を小さくし、高減衰層位置  ${}_dZ$  を10~15層または35~40層に設定することが有効であることが分かる。本架構の場合、その設定では固有周期がやや長くなる(図-5、図-6参照)が、建物によっては適切な選択となり得るものと思われる。

また、高減衰層位置  ${}_dZ$  とモード減衰の関係は、最上層付近を除き、図-9、図-10の高減衰層位置  ${}_dZ$  と高減衰層の等価変形割合  $\alpha$  の関係とおおむね一致しており、高減衰層のダンパーが有効に作用する高減衰層位置を等価変形割合で評価できることが分かる。

図-15にSDモデルの代表例として、下部、上部の高減衰層剛性比  $K_d=K_u=1/30$  とした場合の、高減衰層位置

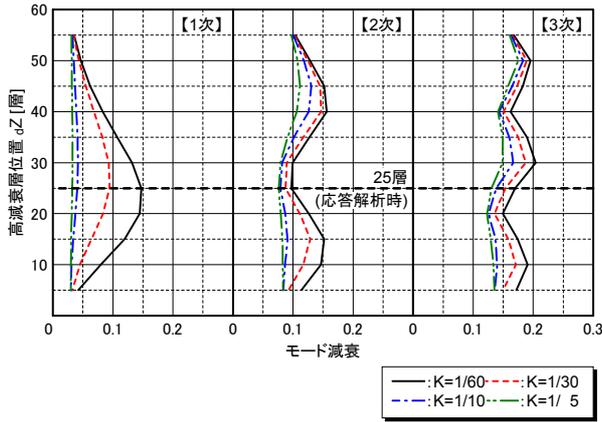


図-13 高減衰層位置とモード減衰 (SC)

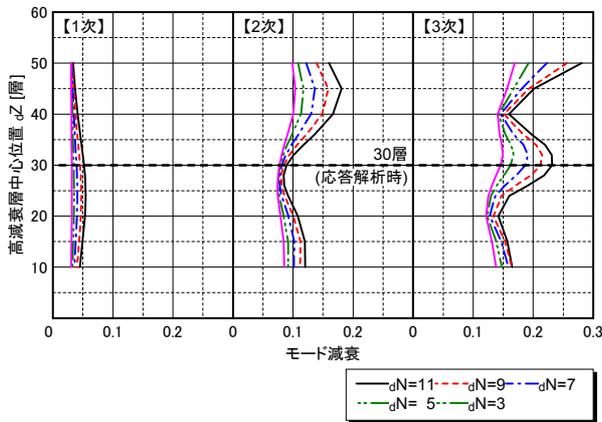


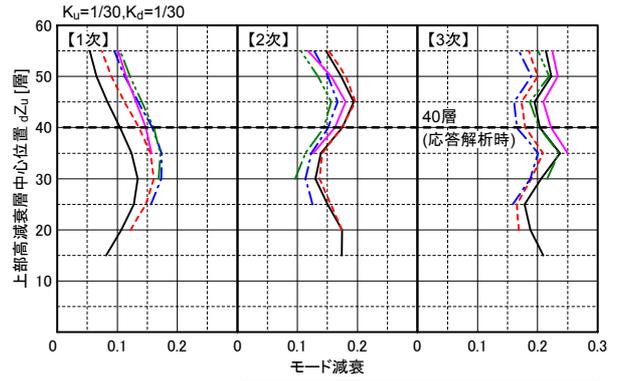
図-14 高減衰層中心位置とモード減衰 (PC)

$dZ$  と 1~3 次のモード減衰の関係を示す。また、図-16 に PD モデルの代表例として、下部、上部の高減衰層層数  $dN_d=dN_u=5$  層とした場合の、高減衰層中心位置  $dZ$  と 1~3 次のモード減衰の関係を示す。

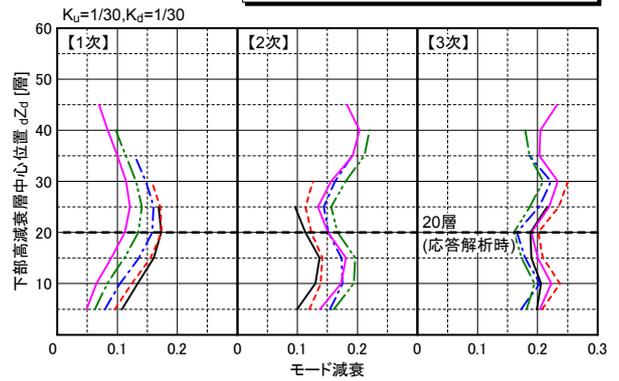
モード減衰は、SD、PD モデルともに同様の形状をしており、高減衰層位置  $dZ$  に対する高減衰層のモード減衰は、SC、PC モデルとほぼ同様の傾向を示している。

1 次のモード減衰は、上下 2 カ所の高減衰層のうち、下部の高減衰層位置  $dZ_d$  を固定した場合(図-15(1)、図-16(1))は、上部の高減衰層位置  $dZ_u$  が 30~40 層、上部の高減衰層位置  $dZ_u$  を固定した場合(図-15(2)、図-16(2))は、下部の高減衰層位置  $dZ_d$  が 15~25 層程度とした場合に最も大きくなる事が分かる。PD モデルでは、1 次モードと 2 次モードにおいて、SD モデルに比べて小さな値となっているが、3 次モードでは、おおむね同等の値をとっている。

また、高減衰層位置  $dZ$  とモード減衰の関係は、最上層付近を除き、図-11、図-12 の高減衰層位置  $dZ$  と高減衰層の等価変形割合  $\alpha$  の関係とおおむね一致しており、SD、PD モデルにおいても、高減衰層のダンパーが有効に作用する高減衰層位置を、等価変形割合で評価できること

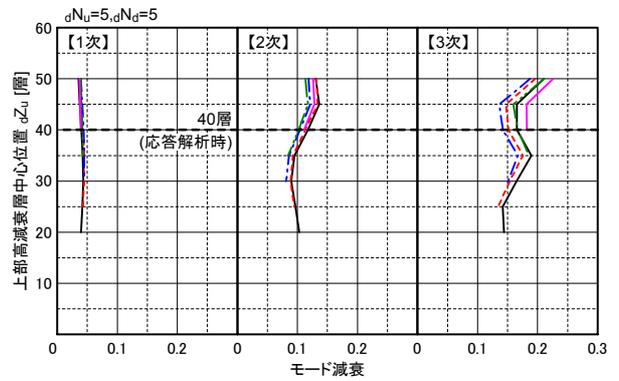


(1)下部高減衰層固定時

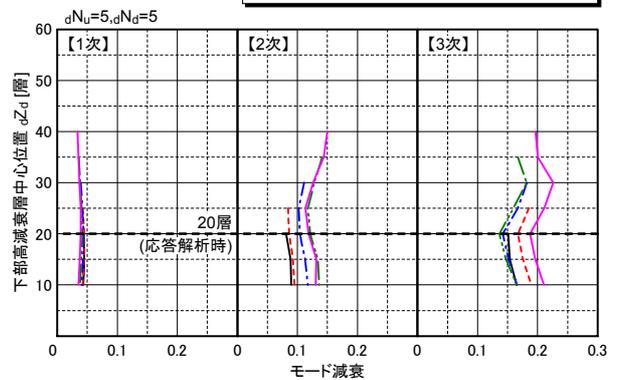


(2)上部高減衰層固定時

図-15 高減衰層位置とモード減衰 (SD)



(1)下部高減衰層固定時



(2)上部高減衰層固定時

図-16 高減衰層中心位置とモード減衰 (PD)

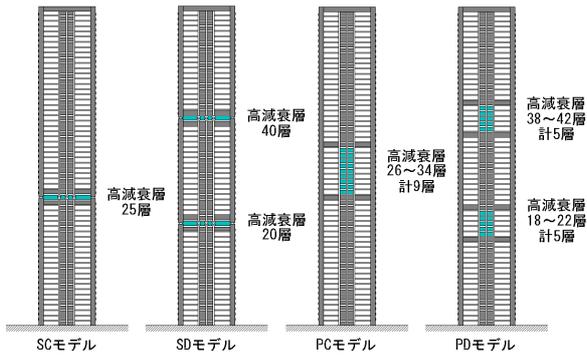


図-17 地震応答解析の解析ケース

が分かる。

### 5. 地震応答解析

3章および4章から得た知見を基に、各架構モデルの高減衰層の位置、剛性および層数を設定し、本架構の地震応答特性について検討した。

#### (1) 解析ケースおよび解析条件

図-17に各モデルの解析ケースを、表-1に各ケースの層剛性を示す。高減衰層(中心)位置 $d_z$ は、SCモデルでは、1次固有周期が短く1次と3次の等価変形割合とモード減衰の大きな25層とし、PCモデルでは、1次固有周期が短く1次と3次の等価変形割合とモード減衰の大きな30層とした。SD、PDモデルでは、1次固有周期が短く1~3次の等価変形割合とモード減衰の大きな20層と40層とした。

また、SC、SDモデルの高減衰層剛性比 $K$ は、1次固有周期が長くなりすぎず、等価変形割合とモード減衰の大きな $K=1/30$ とした。PC、PDモデルの高減衰層層数 $d_N$ は、PCモデルでは、1次固有周期が長くなりすぎず、1次と3次の等価変形割合とモード減衰の大きな26~34層の計9層とし、PDモデルでは、18~22層と38~42層の計10層とした。

高減衰層の減衰力は、図-18に示すように、初期減衰係数を $C=1,000\text{kN}\cdot\text{s}/\text{cm}$ とし、減衰力が速度に対して非線形性をもつモデルとした。その他の解析条件は4章と同じである。

#### (2) 入力地震動

図-19に減衰定数 $h=0.05$ 時の入力波の変位応答スペクトルを示す。入力波は、BCJ-L2<sup>5)</sup>および建設省告示第1461号に基づく東京の代表的な2種地盤における模擬地震波(以下、告示波)の2波とした。

表-1 各ケースの層剛性

層	層剛性 [kN/mm]				層	層剛性 [kN/mm]			
	SC	SD	PC	PD		SC	SD	PC	PD
60	197.1	210.4	204.3	213.1	30	1118.0	1113.1	702.1	1315.1
59	261.5	291.6	276.8	298.1	29	1239.6	1142.5	724.3	1354.3
58	310.6	355.4	332.9	365.2	28	1404.3	1183.7	775.7	1413.1
57	349.4	408.6	378.7	422.2	27	1656.3	1239.6	871.3	1496.5
56	380.1	453.9	416.1	471.3	26	2696.8	1314.1	1094.4	1612.2
55	405.7	494.5	448.6	516.2	25	97.4	1413.1	2809.6	1772.1
54	427.6	532.1	477.5	558.0	24	2921.4	1547.5	1746.6	2022.1
53	446.4	567.9	503.6	598.8	23	1793.6	1731.9	1526.9	2993.0
52	463.7	603.3	528.5	640.1	22	1570.0	2024.1	1396.5	1346.5
51	479.2	638.4	552.0	681.7	21	1438.6	3263.7	1304.3	1146.4
50	494.1	675.7	576.0	726.9	20	1345.5	119.8	1237.6	1116.0
49	508.0	714.8	600.0	775.0	19	1280.7	3595.1	1190.5	1180.7
48	521.6	757.8	624.5	829.2	18	1233.7	2190.8	1158.2	1439.6
47	535.2	805.3	650.6	890.9	17	1203.3	1922.1	1137.6	3954.0
46	549.3	860.1	678.7	964.1	16	1185.6	1777.0	1127.8	2448.7
45	563.2	922.4	709.1	1050.3	15	1178.8	1680.9	1127.8	2158.4
44	578.3	998.3	743.7	1168.0	14	1183.7	1619.1	1136.6	2002.5
43	593.7	1090.5	781.7	1475.9	13	1198.4	1585.7	1154.2	1905.4
42	610.6	1218.0	825.9	915.6	12	1224.9	1576.9	1183.7	1851.5
41	628.9	1597.5	877.1	831.3	11	1263.1	1588.7	1224.9	1830.9
40	648.5	57.4	938.2	828.2	10	1318.0	1623.0	1280.7	1843.7
39	670.7	1722.0	1013.0	876.4	9	1391.6	1683.8	1354.3	1888.8
38	695.6	1315.1	1104.2	1024.8	8	1489.6	1774.0	1453.3	1968.2
37	723.8	1219.9	1221.9	1840.7	7	1623.0	1907.4	1586.7	2096.7
36	755.3	1162.1	1393.5	1454.3	6	1809.3	2098.6	1771.1	2287.9
35	792.2	1123.8	1980.9	1366.1	5	2080.0	2384.0	2038.8	2579.1
34	834.8	1100.3	939.8	1319.0	4	2496.8	2833.1	2453.6	3045.0
33	885.9	1088.5	788.3	1293.5	3	3233.3	3622.6	3177.4	3867.7
32	947.0	1086.6	728.2	1284.7	2	4877.8	5390.7	4799.4	5696.7
31	1021.9	1094.4	702.5	1292.5	1	11493.4	12444.6	11385.5	13042.8

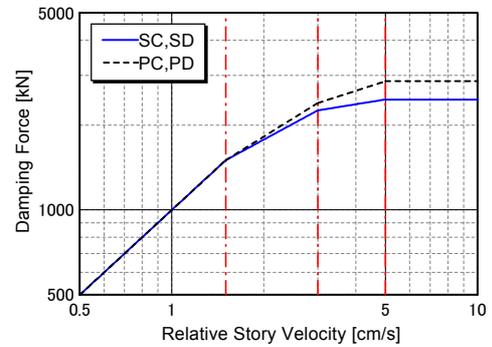


図-18 高減衰層の減衰特性

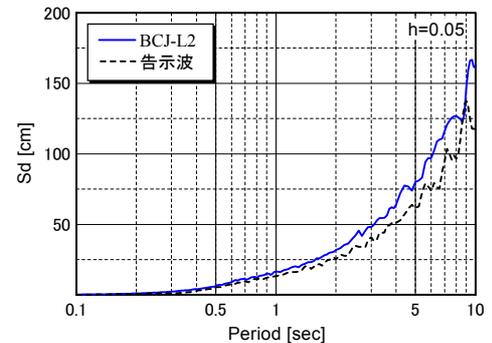


図-19 入力波の変位応答スペクトル

#### (3) 解析結果および考察

図-20に各モデルの地震応答解析より得られた水平変位と層間変形角の最大応答値を示す。図中の「 $s_T$ 」および「 $s_h$ 」は、S次の固有周期およびモード減衰を示し、SC、SDモデルにおける括弧内の数値は高減衰層の層間変位を示す。

すべてのモデルにおいて、高減衰層上下に配置した耐震壁および剛性の高い梁(図-1参照)により、曲げ変形を抑制しており、高剛性層と高減衰層を組み合わせること

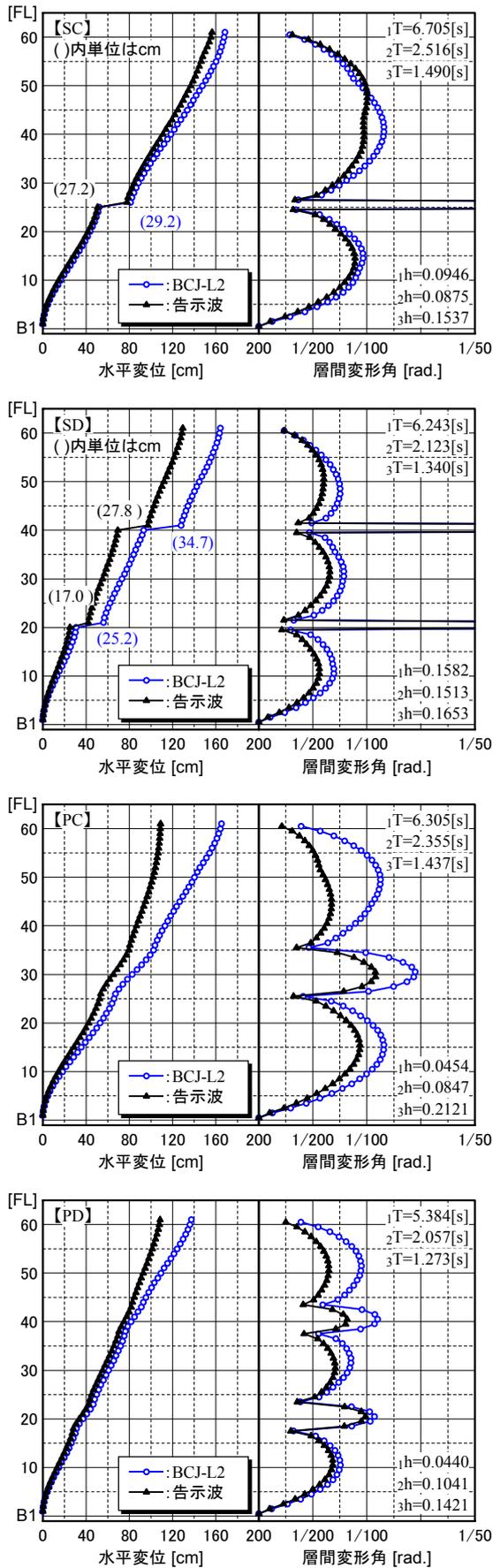


図-20 地震応答解析の最大応答値

により、層間変形は高減衰層に集中し、ダンパーが有効に作用していることが分かる。

SCモデルの高減衰層の最大応答層間変形角は、おおむね  $1/100\text{rad}$  であり、高減衰層の層間変位は、 $25\sim 30\text{cm}$  程度であった。SDモデルの高剛性層の最大応答層間変形角は、 $1/130\text{rad}$  程度で、高減衰層の層間変位は、 $15\sim 35\text{cm}$  程度であった。

PCモデルの高減衰層、高剛性層の最大応答層間変形角は、 $1/67\text{rad}$  程度であり、PDモデルの高減衰層、高剛性層の最大応答層間変形角は、 $1/100\text{rad}$  程度であった。

高減衰層が1ヶ所のSC、PCモデルに比べて、高減衰層が2ヶ所のSD、PDモデルでは、各次数における固有周期  $T$  が短く、高剛性層の最大応答層間変形角が小さくなっていることが分かる。

## 6. まとめ

剛性の高い「高剛性層」と、剛性が低く減衰性の高い「高減衰層」からなる超高層制震構造の架構を提案し、固有値解析、複素固有値解析および地震応答解析を行い、その振動特性を検討した。検討の結果、以下のことが判明した。

- ①高剛性層と高減衰層を組み合わせ、高減衰層の位置および剛性を変化させることにより、固有周期およびモード減衰の調整が可能となる。
- ②本架構では曲げ変形が抑制され、高減衰層に変形が集中することによって制震効果が向上する。
- ③高減衰層を2カ所に設けることで、最大層間変形角を小さく抑えることができる。

## 参考文献

- 1) 丹羽, 小堀, 畑田: 曲げ卓越型構造物の制震に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.781-782, 1995.8
- 2) 戸沢, 原田, 黒瀬, 熊谷: 超高強度 RC コアウォールと境界梁型制震ダンパーを用いた超高層 RC 造建築物の設計, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.863-864, 2003.9
- 3) 佐藤, 前川, 濱田, 吉松: 連層耐震壁を用いた 32 階建て超高層 RC 住宅の耐震設計, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.879-880, 2003.9
- 4) 中根, 加藤, 野尻, 寺岡, 内田, 佐々木: 60 階 200m 級超高層 RC 造住宅の開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.865-866, 2003.9
- 5) 設計入力地震動作成手法技術指針(案), 建設省建築研究所, 日本建築センター, 1992

# 滑りネジを利用した増幅機構付き減衰装置の開発

## Development of Seismic Device with Amplification Mechanism using Slide Screw

中南 滋樹 SHIGEKI NAKAMINAMI

谷垣 正治 MASAHARU TANIGAKI

鈴木 亨 TORU SUZUKI

免制震事業部 古橋 剛 TAKESHI FURUHASHI

筆者らは、これまで転がりネジを利用した増幅機構付き減衰装置を開発してきた。この装置は機構上、発生トルクによる軸方向力がネジ面に作用すると摩擦力が発生する。この摩擦力に着目し、転がり系より摩擦の高い滑りネジを利用することにより摩擦力の割合を任意に設定でき、かつ抵抗力を転がり系より数倍にできる滑り摩擦型の増幅機構付き減衰装置を考案した。本報では、ネジの力学機構より導かれる理論的特性および単体動的試験による基本特性を把握したので報告する。

**キーワード：**滑りネジ、増幅機構、減衰装置、滑り摩擦、制震

Previously, development was undertaken of a seismic device that utilized a ball screw amplification mechanism, which generates friction on the ball screw by an axial force. Aiming at this friction, further development has been undertaken on a new device that utilizes a slide screw to generate higher friction than a ball screw. This new device is able to control the rate of friction arbitrarily and generates several times as much damping force as the conventional device using a ball screw. This paper describes the theoretical characteristics derived from the mechanism of the slide screw and the basic performance based on dynamic tests.

**Key Words:** Slide screw, Amplification mechanism, Seismic Devices, Slide friction, Seismic response control

### 1. はじめに

筆者らは、これまで転がりネジを利用した増幅機構付き減衰装置(Rotary Damping Tube=RDT)を開発<sup>1)</sup>してきた。この装置は、増幅機構を用いて軸方向運動を回転運動に変換し、粘性体に作用する速度を増幅させることにより大きな減衰力を発生させ、その発生した減衰力を直線運動への再変換過程においてさらに増幅させる装置である。また、機構上、発生トルクによる軸方向力がネジ面に作用すると、ネジ部の摩擦に比例して摩擦力が発生する。転がりネジではこの摩擦力は1割程度であり、全抵抗力に対して粘性抵抗力の占める割合がほとんどであり、吸収エネルギーに伴う粘性抵抗力の低下が顕著となっている。筆者らは、この摩擦力に着目し、転がり系より摩擦の高い滑りネジ(写真-1)を利用することにより、粘性抵抗力の低下抑制効果に応じて摩擦力の割合を任意に設定でき、かつ抵抗力を転がり系より数倍に付加できる滑り摩擦付加型の増幅機構付き減衰装置を考案した。

本報では、ネジの力学機構から導かれる理論的特性と単体試験結果による基本性能を把握したので報告する。



写真-1 滑りネジ(オイルレスメタル加工品)

### 2. 増幅機構の原理

本装置は、増幅機構の原理にネジとナットの関係(図-1)を利用している。ナットはネジ山1リード $L_d$ (ピッチ×条数)で1回転する。これはネジ山1リードの軸方向変位 $\delta$ (速度 $V_n$ )に対して、ナットの外周方向の $\delta(V_n)$ が $\pi \cdot D/L_d$ 倍( $D$ :ナット外直径)になることを意味している。ここで、この関係を増幅率 $S$ と定義する。本装置は、この

増幅された回転速度( $S \cdot V_n$ )を粘性体に作用させることにより大きな粘性抵抗力を得る。発生した抵抗力は、軸方向への再変換過程(回転運動→直線運動)において  $S$  倍増幅して直線運動の抵抗力となるため、増幅機構を有しない装置と比較して抵抗力の大きさは  $S^2$  倍となる。この原理を実現させる部材として、一般機械産業や自動車のプレス金型部品に広く利用されているオイルレス軸受材に着目し、軸受材をナットに相手材をネジに成型加工することによりこの原理を実現させている。

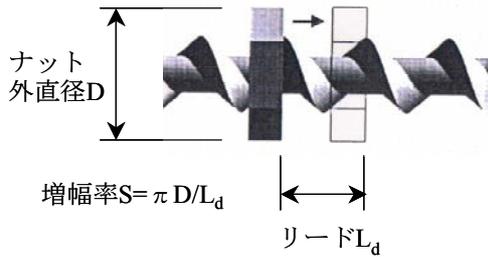


図-1 ネジとナットの関係

### 3. 装置概要

#### (1) 構成材料

図-2 に装置概要図を示す。本装置は、滑りネジが内蔵されている増幅部と粘性体が充填されている減衰部に大きく分けられる。構成材料は、外力により装置本体に対して相対的に直線運動するネジ軸(スクリュースレッド)①と、直線運動をネジ対偶によって回転運動に変換するナット(スクリューナット)②と、ナットによって回転され、粘性体③の粘性抵抗により運動エネルギーを減衰させる内筒(回転体)④と、各機構を支持する外筒(固定体)⑤、スラスト軸受⑥、ラジアル軸受⑦、サポート軸受⑧およびシール材⑨で構成されている。サポート軸受は偏荷重に対するサポートであり、常に軸心を保ちながらネジ軸移動時の摩擦抵抗を増加させない機能を有している。表-1 に構成材料および各々の機能を示す。

#### (2) 滑りネジ概要

図-3 に滑りネジの詳細図およびナット断面図を、表-2 にネジ軸およびナットの物性を示す。ネジ軸は、クロムモリブデン鋼材を使用し、メートル台形ネジの基準山形を有するネジを形成し、表面処理を施している。ネジ軸とナットの螺合部はなめらかに滑るよう適度なバックラッシュ(軸方向隙間 0.1~0.2mm 程度)を与えている。ナット材は、高力黄銅鑄物を母材とした固体潤滑材⑩(主成分は黒鉛)を埋設した軸受材であり、オイルレス軸受材を成型加工したものである。固体潤滑材は約 15~25%の割合で

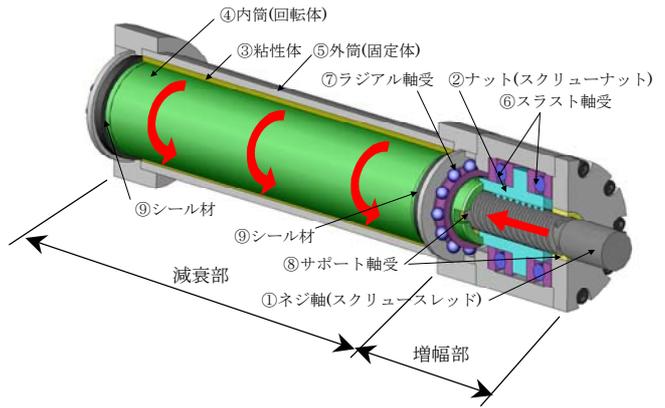


図-2 装置概要図

表-1 構成材料

項番	区分	部位	機能・その他
①	増幅部	ネジ軸(スクリュースレッド)	増幅機構 (直線運動を回転運動に変換(逆効率))
②		ナット(スクリューナット)	または回転運動を直線運動(正効率)に変換)
⑩		固体潤滑材	自己潤滑機構 (埋設率15~25%)
⑥	減衰部	スラスト軸受	軸方向負荷伝達機構
⑧		サポート軸受	軸心保持機構
③	減衰部	粘性体	粘性抵抗力発生要素
④		内筒	回転体
⑤		外筒	固定体
⑦		ラジアル軸受	内筒と外筒の位置保持機構
⑨		シール材	粘性体の漏洩止め

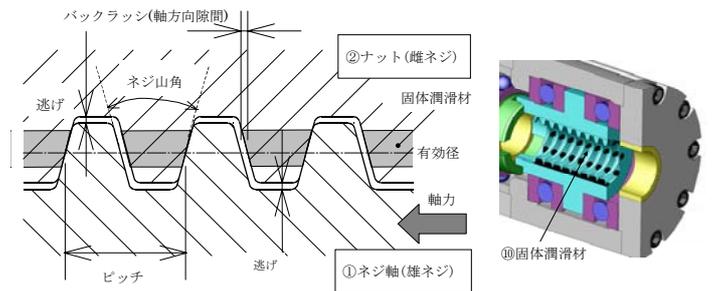


図-3 滑りネジ詳細図

表-2 ネジ軸及びナットの物性

構成材料	①ネジ軸 (スクリュースレッド)	②ナット(スクリューナット)	
		母材	⑩固体潤滑材
分類	鋼材	軸受材	潤滑材
材質	クロムモリブデン鋼	高力黄銅鑄物4種相当	黒鉛系
使用範囲	許容最高荷重 N/mm <sup>2</sup>	100	
	使用限界温度 °C	300	
物性	比重 g/cm <sup>3</sup>	7.85	8.0
	硬さ	HRC30±2	HB210<
	伸び %	12<	12<
	引張強度 N/mm <sup>2</sup>	980<	775<
	線膨張係数 /°C	1.1×10 <sup>-5</sup>	1.9×10 <sup>-5</sup>
	比熱 cal/(g・°C)	0.10	0.10
	熱伝導率 cal/(cm <sup>2</sup> ・°C・sec)	0.12	0.21

均一に母材に埋設されており、作動時には適宜供給され、母材の摩擦面に自己潤滑性皮膜を形成する。摩擦面は薄く強固な固体潤滑皮膜で覆われているため、ネジの滑り面の安定した耐摩耗性および自己潤滑性を示す。この機能により、長期間メンテナンスを施さなくても無給油で所定の性能を維持することが可能となる。

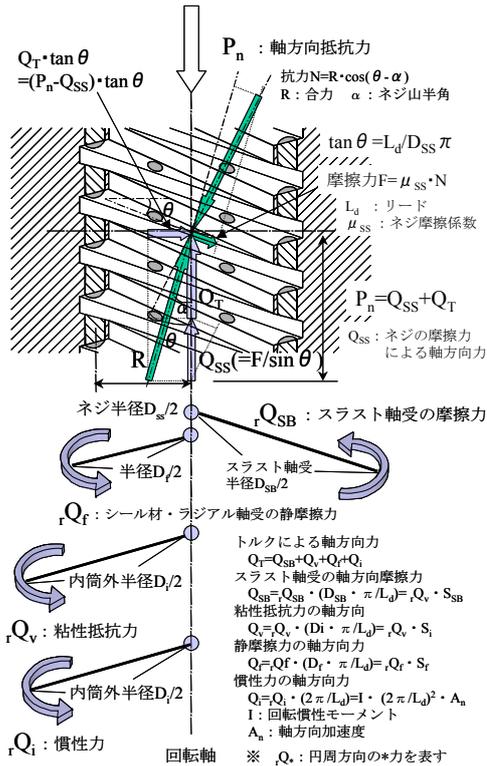


図-4 ネジ面での力の釣り合い(直線運動→回転運動(逆効率))

#### 4. 力の伝達機構

本装置の軸方向抵抗力  $P_n$  の評価式を算出するため、図-4に示すようなネジ面での力の釣り合いを考える。なお、慣性力  $Q_i$  は摩擦力  $Q_f$  と粘性抵抗力  $Q_v$  の合計より常に小さいものとし、回転運動から直線運動へ作用する力(正効率)は作用しないものとする。

地震等の外力により、ネジ軸に装置本体との間に相対変位が生じると、ネジ部によりナットが軸心廻りに回転し、ナットによって同方向に回転される内筒と固定外筒との間に充填された粘性体により粘性抵抗力  $rQ_v$  が発生する。同時に、内筒およびナット等の回転体の回転慣性により慣性力  $rQ_i$  が作用する。その他、減衰部ではシール材およびラジアル軸受材の静摩擦力  $rQ_f$  が存在している。軸方向力を受けるスラスト軸受には、軸受材の摩擦に比例して摩擦力  $rQ_{SB}$  が作用している。これら回転方向に作用した抵抗力の合計がトルク  $T$  としてネジ面に作用しており、この抵抗力の軸方向力  $Q_T$  がネジ部の摺動面に伝達され摩擦力  $Q_{SS}$  が生じる。図-5に軸方向抵抗力の構成(概念図)を示す。

ここで、滑りネジの摩擦力によって生じる軸方向力  $Q_{SS}$  を導く。滑りネジ面には、軸方向抵抗力  $P_n$  とトルクによる水平力  $T$  が作用しており、軸方向抵抗力  $P_n$  とトルクによる水平力  $T$  の合力  $R$  は、滑りネジからの抗力  $N$  と摩擦

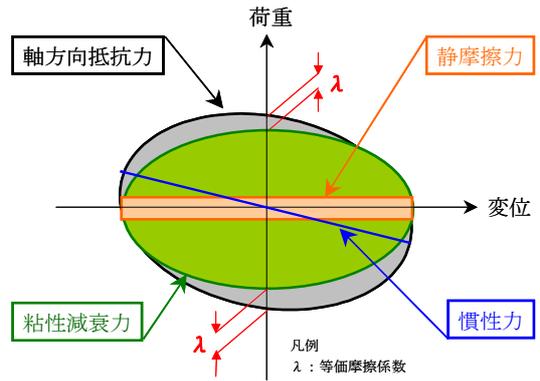


図-5 軸方向抵抗力の構成(概念図)

力  $F$  の合力と釣り合っている。ここで、抗力  $N$  と摩擦力  $F$  は式(1)および式(2)となる。

$$N = R \cdot \cos(\theta - \alpha) \quad (1)$$

$$F = R \cdot \sin(\theta - \alpha) \quad (2)$$

一方、軸方向抵抗力  $P_n$  は、滑りネジの摩擦力によって生じる軸方向力  $Q_{SS}$  とトルクによって生じる軸方向力  $Q_T$  の和であり式(3)となる。また、滑りネジの摩擦係数を  $\mu_{SS}$  とすると、摩擦力  $F$  は式(4)で表される。

$$P_n = Q_{SS} + Q_T \quad (3)$$

$$F = \mu_{SS} \cdot N \quad (4)$$

式(4)に式(1)を代入し、整理すると  $F$  は式(5)となる。

$$\begin{aligned}
 F &= \mu_{SS} \cdot (R \cdot \cos(\theta - \alpha)) \\
 &= \mu_{SS} \cdot R \cdot (\cos \theta \cdot \cos \alpha + \sin \theta \cdot \sin \alpha) \\
 &= \mu_{SS} \cdot R \cdot \left( \cos \theta \cdot \frac{P_n}{R} + \sin \theta \cdot \frac{T}{R} \right) \\
 &= \mu_{SS} \cdot (P_n \cdot \cos \theta + T \cdot \sin \theta) \quad (5)
 \end{aligned}$$

滑りネジの摩擦力によって生じる軸方向力  $Q_{SS}$  は、下式に式(5)を代入すると式(6)となる。

$$\begin{aligned}
 Q_{SS} &= \frac{F}{\sin \theta} = \frac{\mu_{SS} \cdot (P_n \cdot \cos \theta + T \cdot \sin \theta)}{\sin \theta} \\
 &= \mu_{SS} \cdot \left( \frac{P_n}{\tan \theta} + T \right) \quad (6)
 \end{aligned}$$

トルクによる水平力  $T$  は式(7)で表されるので、式(6)に式(7)を代入して  $Q_{SS}$  について整理すると、滑りネジの摩擦力によって生じる軸方向力  $Q_{SS}$  は式(8)となる。

$$T = Q_T \cdot \tan \theta = (P_n - Q_{SS}) \cdot \tan \theta \quad (7)$$

$$Q_{SS} = \frac{\mu_{SS} \cdot P_n \cdot \left( \frac{l}{\tan \theta} + \tan \theta \right)}{l + \mu_{SS} \cdot \tan \theta} \quad (8)$$

本装置の軸方向抵抗力  $P_n$  は、滑りネジの付加摩擦力  $Q_{SS}$ 、スラスト軸受の摩擦力  $Q_{SB}$ 、静摩擦力  $Q_f$ 、粘性抵抗力  $Q_v$ 、慣性力  $Q_i$  の総和となる(式(9))。

$$P_n = Q_{SS} + Q_{SB} + Q_f + Q_v + Q_i \quad (9)$$

式(9)中、軸方向抵抗力  $P_n$  に依存する抵抗力は、滑りネジの摩擦力によって生じる軸方向力  $Q_{SS}$  とスラスト軸受の摩擦力  $Q_{SB}$  である。スラスト軸受の摩擦力はスラスト軸受の摩擦係数を  $\mu_{SB}$ 、スラストベアリングの増幅率を(以下、 $S_{SB}(=D_{SB} \cdot \pi L_d)$ )とすれば式(10)で表される。

$$Q_{SB} = S_{SB} \cdot \mu_{SB} \cdot P_n \quad (10)$$

全軸方向抵抗力に対する割合の小さい静摩擦力  $Q_f$  と慣性力  $Q_i$  を無視すると、結局、本装置の全軸方向抵抗力  $P_n$  は、式(9)に式(8)と式(10)を代入して式(11)となる。

$$P_n = \left[ \frac{\mu_{SS} \cdot P_n \cdot \left( \frac{l}{\tan \theta} + \tan \theta \right)}{l + \mu_{SS} \cdot \tan \theta} \right] + (S_{SB} \cdot \mu_{SB} \cdot P_n) + Q_v$$

$$P_n = \frac{Q_v}{1 - \left[ \frac{\mu_{SS} \cdot \left( \frac{l}{\tan \theta} + \tan \theta \right)}{l + \mu_{SS} \cdot \tan \theta} + S_{SB} \cdot \mu_{SB} \right]} \quad (11)$$

$$M = \frac{\mu_{SS} \cdot \left( \frac{l}{\tan \theta} + \tan \theta \right)}{l + \mu_{SS} \cdot \tan \theta} + S_{SB} \cdot \mu_{SB}, \quad \lambda = \frac{l}{l - M}$$

とすると、式(11)は式(12)となる。

$$\begin{aligned} P_n &= \frac{Q_v}{1 - M} \\ &= \lambda \cdot Q_v \end{aligned} \quad (12)$$

ここで、 $M$  は摩擦の占める割合を示しているため摩擦比と、 $\lambda$  は滑りネジの摩擦により付加される摩擦力を表しているため等価摩擦係数と、 $1 - M$  は軸方向抵抗力  $P_n$  に対する  $Q_v$  の占める割合を示しているため、粘性比  $H$  と定義する。結局、本装置の軸方向抵抗力  $P_n$  は減衰部で発生する粘性抵抗力の軸方向力  $Q_v$  に等価摩擦係数  $\lambda$  を乗じた値で評価することができ、摩擦比  $M$  はネジ軸の摩擦係数

$\mu_{SS}$  と増幅率(以下、 $S_{SS}(=D_{SS} \cdot \pi L_d)$ )およびスラスト軸受の摩擦係数  $\mu_{SB}$  と  $S_{SB}$  を任意に設定することにより自由に設定することができる。このとき、粘性比  $H$  および付加される摩擦力  $\lambda$  も算定できることが分かる。なお、ネジ軸の摩擦係数  $\mu_{SS}$  は 0.1 程度、スラスト軸受の摩擦係数  $\mu_{SB}$  は 0.0078 程度と既知であるため、摩擦・粘性比の選定には  $S_{SS}$  と  $S_{SB}$  が重要なファクターとなる。

### 5. ネジの回転限界

ネジ軸の摺接面に伝達された抵抗力をネジ部の摩擦による抵抗力として発生させるためには、適切なネジ軸およびスラスト軸受の増幅率が選択される必要がある。滑りネジが増幅部(=運動変換部)として有効に機能するためには、前述の式より摩擦比  $M$  が 1 未満であることが条件となる。なお、スラスト軸受に滑り軸受 ( $\mu=0.15$ ) を用いると、 $S_{SB}=6.6$  倍以上で回転不能となるため、本装置ではスラスト軸受には転がり軸受 ( $\mu_{SB}=0.0078$ ) を使用する。図-6 に滑り系と転がり系の摩擦比  $M$  とネジ軸の増幅率  $S_{SS}$  とスラスト軸受の増幅率  $S_{SB}$  の関係(ネジの回転限界)を示す。図によると、転がり系では  $S_{SS}$  や  $S_{SB}$  を大きく設定しても回転限界には達しないが、滑りネジでは約  $S_{SS}=8$  以上で回転限界となる。

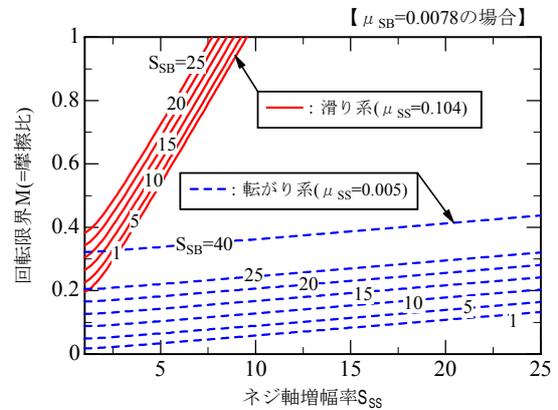


図-6 ネジの回転限界

### 6. 摩擦比および粘性比

負担させる摩擦力と粘性抵抗力  $Q_v$  の比率は、 $S_{SS}$  と  $S_{SB}$  の設計可能な組み合わせにより決定される。滑り系と転がり系において、ネジ軸の回転限界範囲における  $S_{SS}$  と  $S_{SB}$  をパラメータとし、 $M$  と  $H$  との関係にしたものを図-7 に示す。例えば、滑り系において  $S_{SS}=0.104(=0.1/\cos 15)$ 、 $\mu_{SB}=0.0078$ 、 $S_{SS}=4$  および  $S_{SB}=10$  とすると、摩擦比 0.49、粘性比 0.51 となる。また、同諸元を転がり系に適用する

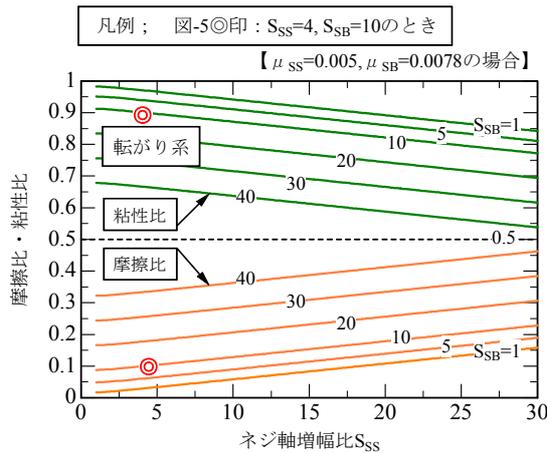
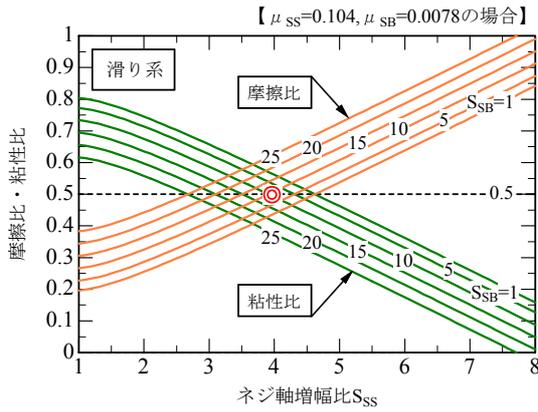


図-7 摩擦比及び粘性比

と、摩擦比 0.1、粘性比 0.9 となり粘性抵抗力の割合が大きくなっており、滑り系および転がり系で抵抗力の構成割合が異なっている。滑り系ではこの摩擦比の割合を 1.0 に近くまで設定可能であるが、転がり系では 0.3 程度が限界となる。設計的には、滑り系において摩擦比  $M$  を大きく設定すると、等価摩擦係数  $\lambda$  が大きくなるため、初期の立ち上がりの高いトリガー機構として設計することも可能となる。また、図-8 に示すように、滑り系と転がり系で同諸元で設計した場合(粘性抵抗力を  $Q_v = C \cdot V^{0.55}$  ( $C=5\text{kN/kine}$ )と仮定)、転がり系と比較して滑り系の抵抗力は、式(12)中の等価摩擦係数  $\lambda$  の比率  $\zeta$  が分大きくなっていることが分かる。図-9 に  $\zeta$  と  $S_{SS}$  と  $S_{SB}$  の関係を示す。 $\zeta$  は理論的には最大  $S_{SS}=8$ 、 $S_{SB}=15$  で  $\zeta=10$  倍程度まで上げることができるが、ネジの加工上の観点からは  $S_{SS}=6$  が最大と考えられ、 $S_{SB}=10\sim 15$  との組み合わせで  $\zeta=3$  倍程度となる。このように、同諸元で滑り系と転がり系の装置を設計し、粘性比を抑制させると、抵抗力を  $\zeta$  倍にできるため、コンパクトでかつ低コストの装置の製作が可能となる。また、粘性体の温度上昇による粘性抵抗力の低下抑制効果および温度依存性を小さくする効果があるものと考えられる。

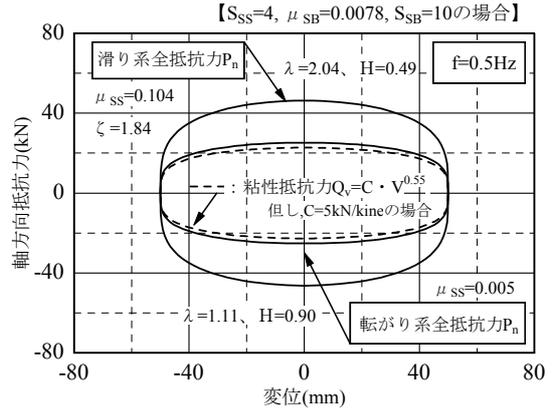


図-8 同諸元における滑り系と転がり系との履歴比較

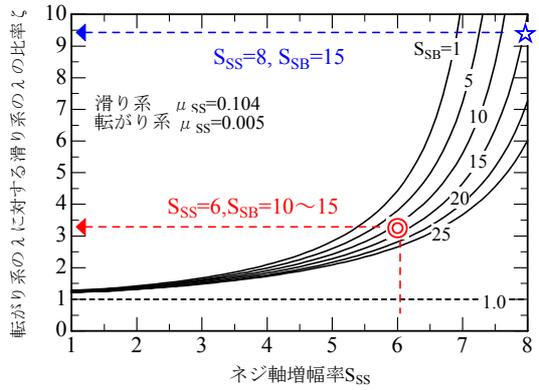


図-9 転がり系の  $\lambda$  に対する滑り系の  $\lambda$  の比率  $\zeta$  と  $S_{SS}$  と  $S_{SB}$  関係

## 7. 平面材摺動試験

発生反力を摩擦係数の高い滑り摩擦材に作用させることにより、大きな摩擦抵抗力を付加する本装置は、滑りネジの摩擦特性に全抵抗力が大きく依存する。本章では、滑り材の摩擦特性を把握するための平面材摺動試験と装置単体の性能試験を実施した。表-3 に試験片諸元を、図-10 に概要図(軸受材)を、写真-2 に試験片外観を示す。試験片は、ネジ軸とナットが理想的に面接触しているこ

表-3 試験片諸元

分類	対象部位	材料	寸法(mm)	備考
軸受材	ナット	高力黄銅鋳物4種相当	75×7×3列	受圧面積1,575mm <sup>2</sup>
		固体潤滑材	5φ×7×3列	埋設率26.2%
相手材	ネジ軸	クロムモリブデン鋼	160×410×25	表面メッキ処理

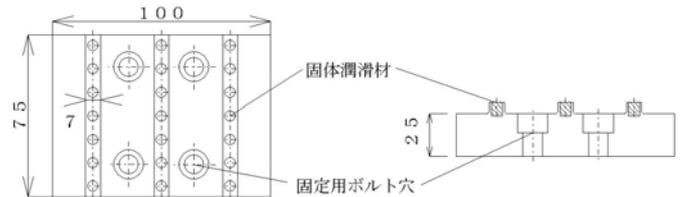


図-10 試験片(軸受材)

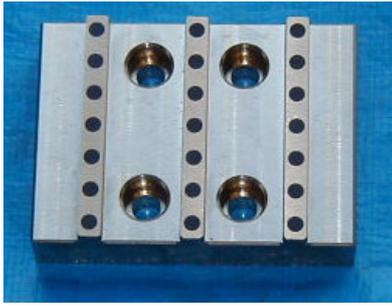


写真-2 試験片(軸受材)外観

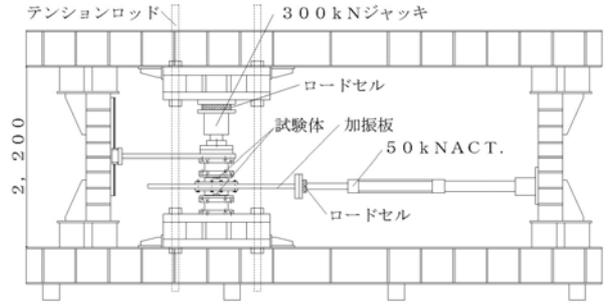


図-11 平面摺動試験概要図

とを想定し、クロムモリブデン鋼(ネジ軸の材質)と固体潤滑材を埋設した高力黄銅鋳物 4 種相当材(ナットの材質)の平面材を 1 セットとした。図-11 に平面摺動試験概要図を示す。試験は、試験片を 50kN ダイナミックアクチュエータ (ACT.) に接続された加振板の上下に配置 (2 セット) し、正弦波で水平方向に加振するとともに 300kN ジャッキにより鉛直方向に軸力をかけて実施した。試験パラメータは、最大速度 0.6m/sec、面圧 75N/mm<sup>2</sup> の範囲内で行った。図-12a) に摺速一定 (0.3m/sec) で面圧を変化 (10 ~ 75N/mm<sup>2</sup>) させたとき、b) に面圧一定 (65N/mm<sup>2</sup>) で摺速を変化 (0.1 ~ 0.6m/sec) させたときの代表的な履歴特性を示す。なお、図中の荷重は 1 セット分の荷重を示している。履歴ループは面圧および摺速で若干の依存性が見られるが非常に安定している。図-13 に履歴特性から得

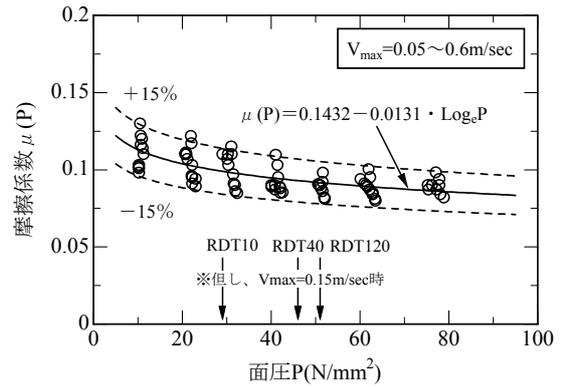
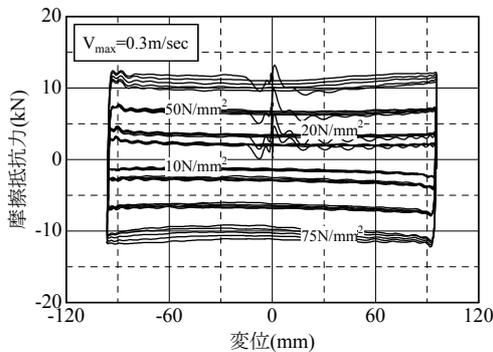


図-13 摩擦係数の面圧依存性



a) 摺速一定

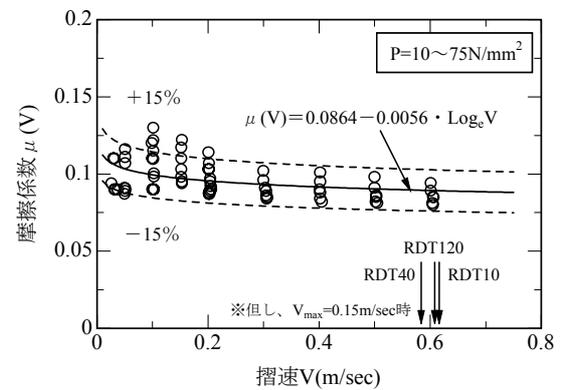
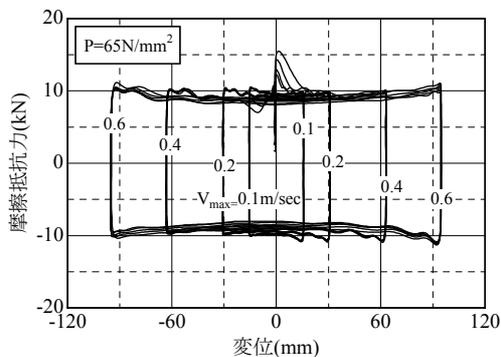


図-14 摩擦係数の摺速依存性



b) 面圧一定

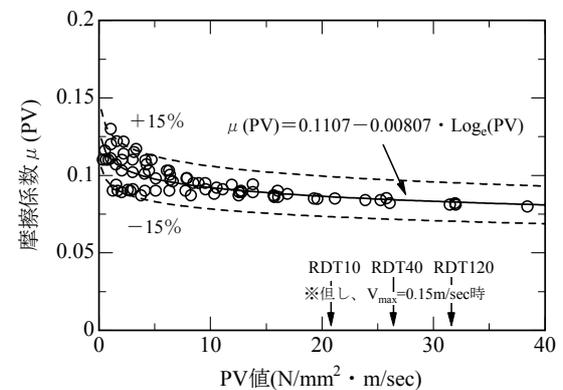


図-15 摩擦係数のPV値依存性

図-12 平面材の履歴特性

表-4 試験体一覧

諸元	記号	単位	RDT10	RDT40	RDT120		
設計仕様	軸方向抵抗力	$P_n$	kN	98	392	1177	
	軸方向速度	$V_{max}$	m/sec	0.15			
	粘性体温度	T	°C	20			
増幅部	リード	$L_d$	mm	27	42	64	
	軸有効径	$D_{SS}$	mm	35.5	53	84	
	受圧面積	$A_p$	mm <sup>2</sup>	3326	8560	22446	
減衰部	外筒外径	$D_o$	mm	152	185	299	
	粘性体粘度	$\mu_{25}$	cSt	300,000			
全長(中立設置時)			L	mm	768	1482	2389
増幅率	ねじ軸	$S_{SS}$	—	4.13	3.96	4.12	
	スラスト軸受	$S_{SB}$	—	9.6	10.1	9.8	
	減衰部	S	—	10.5	11.6	12.4	
摩擦比			M	—	0.52	0.51	0.52
粘性比			H	—	0.48	0.49	0.48

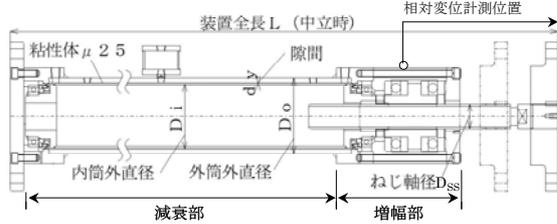


図-16 試験体概要図

られた面圧依存性を、図-14 に摺速依存性を示す。摩擦係数は 0.075~0.125 の範囲であり、高面圧、高摺速になるにつれて徐々に低下している。ここで、摩擦係数には、面圧 P および摺速 V に依存する傾向が見られるため、両者の積である PV 値と摩擦係数の関係を図-15 に導いた。実験の回帰式を式(13)に示す。実験値のバラツキは±15%程度あった。

$$\mu_{SS}(PV) = 0.1107 - 0.00807 \cdot \text{Log}_e(P \cdot V) \quad (13)$$

但し、 $\mu_{SS}(PV) \leq 0.125$

凡例； $\mu_{SS}(PV)$ ：PV 値に依存したネジ軸の摩擦係数  
 P：ネジ軸摺動面の面圧(N/mm<sup>2</sup>) V：ネジ軸の摺速(m/sec)

### 8. 装置単体性能試験

表-4 に試験体一覧を、図-16 に代表的な試験体の概要図を示す。試験体は粘性体温度 20°C、最大速度 0.15m/sec で 100kN、400kN、1,200kN の軸方向抵抗力を発揮する 3 装置とした。全装置ともネジ軸の増幅率  $S_{SS}$  が約 4 倍、スラスト軸受の増幅率  $S_{SB}$  が約 10 倍、内筒増幅率 S が約 11 倍、摩擦比 M が約 0.50、粘性比 H が 0.50 に設定している。なお、図-13~図-15 には各試験体の 0.15m/sec 時に想定される面圧・摺速・PV 値を併記している。図-17 に単体試験概要図を、写真-3 に試験状況(RDT40)を示す。試験は両側にクレビスを取り付けた試験体を、3,000kN アクチュエータが組み込まれたフレームに設置、正弦波に

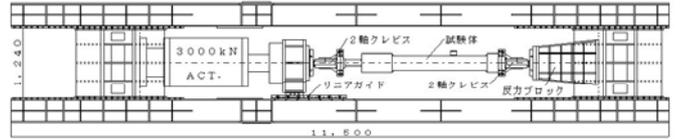
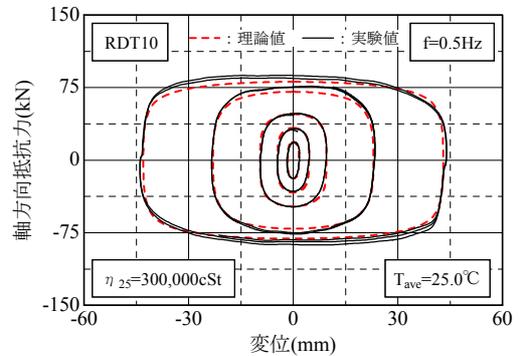


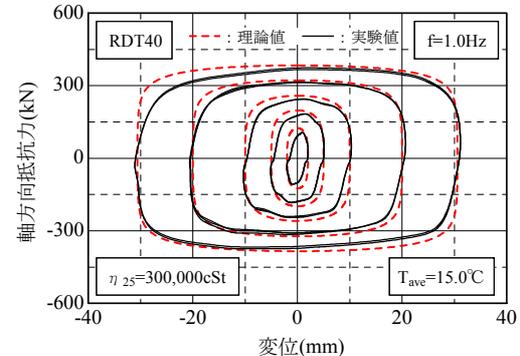
図-17 単体試験概要図



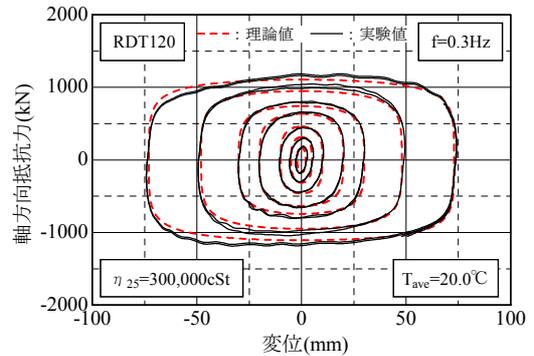
写真-3 試験状況(RDT40)



a) RDT10



b) RDT40



c) RDT120

図-18 装置単体の履歴特性

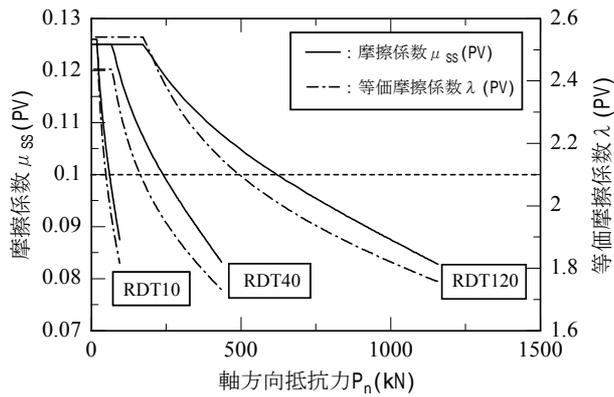


図-18 Pn と  $\mu_{SS}(PV)$  と  $\lambda(PV)$  との関係

よる水平方向の動的加振を行った。試験パラメータは振動数 0.3Hz, 0.5Hz, 1.0Hz, 最大速度 0.15m/sec の範囲で試験を行った。計測項目は水平荷重, 装置の相対変位(図-16 参照), 粘性体温度(減衰部の前後 2 箇所)とした。

図-18 に代表的な履歴特性を示す。なお, 図は振動数一定で振幅を変化させたものを重ね書きしたものである。各装置とも履歴特性は長方形に近い楕円形を示しており, 通常の粘性ダンパーの履歴と比較して摩擦抵抗の要素が大きくなっているのが分かる。図-19 に PV 値の影響(式(13))を本装置に適用したときの摩擦係数  $\mu_{SS}(PV)$  と軸方向抵抗力  $P_n$ , 等価摩擦係数  $\lambda$  と  $P_n$  の関係を示す。 $P_n$  の増加に伴い  $\mu_{SS}(PV)$  は 0.125 から 0.083 まで,  $\lambda(PV)$  は 2.54 から 1.76 まで見掛け上, 低下しているのが分かる。図-20 に軸速度と軸方向抵抗力  $P_n$  の実験値と理論値との比較を示す。図中の性能曲線は式(12)において, 転がりネジ部分の摩擦係数を PV 値の依存性を①考慮しない場合と, ②考慮した場合で表したものである。なお, 式(12)中の粘性抵抗力  $Q_v$  は式(14)で評価<sup>2)</sup>した。

$$Q_v = S_i \cdot \eta(V_s, t) \cdot V_s \cdot A \quad (14)$$

凡例 ;  $S_i$  : 内筒増幅率  $\eta(V_s, t)$  : 見掛けの粘度  
 $V_s$  : せん断歪速度  $A$  : せん断面積

①の場合は実験値の上限値を表現しているのに対して, ②の場合ではほぼ全プロット値(振動数 0.3~1.0Hz)に対して理論値と実験値はおおむね±15%の範囲に収まっていた。また, 図-17 中には PV 値の依存性を考慮した場合の理論値を併記している。実験値と理論値はおおむね一致していることが分かる。

## 9. まとめ

従来の転がりネジタイプの付加摩擦力に着目し, 転が

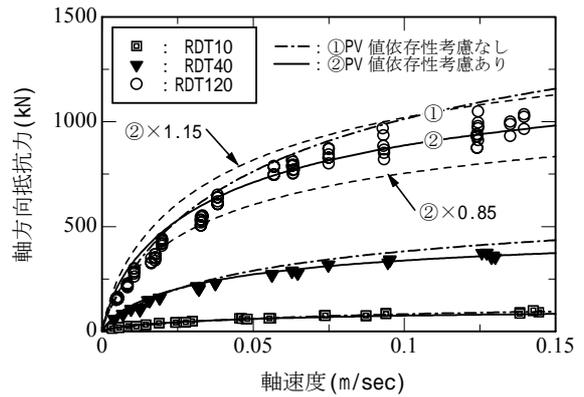


図-19 実験値と理論値との比較

り系より摩擦の高い滑りネジを利用することにより, 摩擦力の割合を任意に設定でき, かつ抵抗力を転がり系より数倍に付加できる滑り摩擦付加型・増幅機構付き減衰装置を開発した。ネジ面での力の釣り合いより, 本装置の評価式を導いた。評価式より, 本装置の軸方向抵抗力の摩擦比はネジ部増幅率  $S_{SS}$  およびスラストベアリング増幅率  $S_{SB}$  をパラメータとすることにより, 0.1~0.9 程度の割合で設定できることが分かった。粘性抵抗力の割合を低く設定することができるため, 温度上昇による粘性抵抗力の低下抑制効果があることが分かった。平面摺動試験より, 滑り材の摩擦係数は, 面圧および摺速に依存し, PV 値(面圧×摺速)の依存性を考慮することにより本装置の特性を適切に評価できることが分かった。装置単体試験より, 理論的に想定される値に対しておおむね±15%のばらつきで性能を評価できることが分かった。

謝辞 : 本研究を実施するに当たり, 三協オイルレス工業(株)の関係者の方々に多大なるご協力を得た。ここに厚く御礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) 黒田英二他 : 増幅機構付き減衰装置の開発(その 1~その 7), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1998~2000
- 2) 免制震デバイス, THK, 三協オイルレス工業 : ATS 式増幅機構付き減衰装置-減衰こま-RDT-ATS-30 万 cst, BCJ 基評-IB04401-01, 免震構造審査委員会, 2004. 2

# R C造柱梁接合部のブレース型ダンパーの鋼製定着部性能実験

## Loading Test on Steel Anchorage of Brace-Type Damper into RC Beam-Column Connection

平田 裕一 YUICHI HIRATA

鈴木 利哉 TOSHIYA SUZUKI

谷垣 正治 MASAHARU TANIGAKI

構造設計部 野口 恭司 YASUSHI NOGUCHI

ブレース型ダンパーをR C造柱梁接合部に定着させる方法について、その鋼制定着部の剛性・耐力等の性能を確認するために静的加力実験を行った。定着方法は、スタッド定着とプレート定着の2種類である。実験の結果、2つの定着形式とも、大地震経験後の柱梁接合部剛性の変化が小さいこと、および接合部変形全体に占める柱梁接合部内の変形量の割合が小さいことが確認された。

**キーワード:** ブレース型ダンパー, R C造, スタッド定着, プレート定着, 柱梁接合部

Static loading tests have been carried out to investigate characteristics such as stiffness and the capacities of the steel anchorages, which connect the damper to RC beam-columns, of brace-type dampers. There are two types of anchorages, which are Stud type and Plate type. Loading tests were undertaken on both types. The test results indicated that variation of beam-column connection stiffness after a large earthquake was small, and the ratio of deformation of concrete covered steel plate to total deformation of the beam-column connection was fairly small.

**Key Words:** Brace-Type Damper, RC structures, Stud Anchorage, Plate Anchorage, Beam-Column Connection

### 1. はじめに

近年R C建物の高層化に伴い、風に対する居住性や地震に対する安全性の向上を目的として、粘性・粘弾性ダンパーが用いられるようになってきた。ダンパーは各種のものがあるが、ブレース型ダンパーをR C構造物に設置する場合、柱梁接合部に鋼板を定着し、その鋼板とブレース型ダンパー本体をジョイントする方法が考えられる。一般に、ダンパー本体の変形(実効変形)が大きい程ダンパーの効率が上がるので、取り付け部の剛性は、高いことが望ましい。

ブレース型ダンパー取り付け部の変形は、1)柱梁接合部内のコンクリートに覆われた鋼板の定着部の変形、2)柱梁接合部より突出した鋼板の変形、3)ダンパー本体を構成する鋼板の変形、4)突出した鋼板とダンパーのジョイント部の変形より構成される。これらの中で、2)、3)、4)は、主に鋼板によるもので、剛性、耐力の評価は比較的容易であるが、1)は、コンクリート、鋼板、定着スタッドからなる複合構造であるため、その剛性評価は、容易ではない。

本実験は、ダンパーの効率に影響を与える取り付け部の変形の中で、主として1)と2)を対象に、鋼板が埋め込まれた柱梁接合部の静的漸増繰り返し加力実験を行い、その力学的な特性を評価するものである。

### 2. 実験方法

#### (1) 試験体

R C構造物へのブレース型ダンパーの取り付け図を図-1に示す。図は、板状集合住宅の張間方向にダンパーを設置した状態を表している。実験対象は、図中の破線で示した柱梁接合部と埋め込み鋼板である。

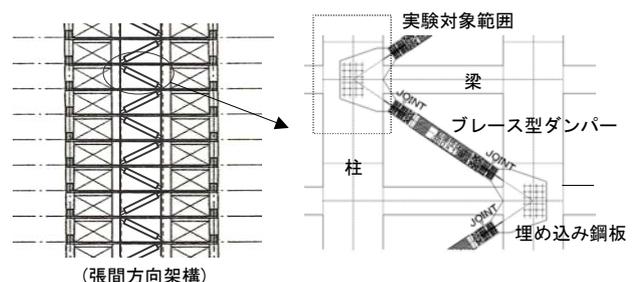


図-1 ブレース型ダンパー設置図

試験体は、スタッド定着方式を用いた板状集合住宅の柱梁接合部の設計(以下、原設計)を基に、縮尺 S=1/2.5 とした。なお、この建物におけるダンパーの設置量は、主体フレーム全耐力の約 14%、ダンパーを設置する構面のフレーム耐力の約 40%である。試験体は、柱耐力に対するスタッド耐力の比が、原設計のものと同じように設定した。原設計で用いているスタッドの設計式<sup>1)</sup>は、次式で表される。

$$q_c = 0.5_{sc} a \sqrt{F_c E_c} \quad (1)$$

- 記号  $_{sc} a$  : スタッドコネクタの軸部断面積 (cm<sup>2</sup>)  
 $E_c$  : コンクリートのヤング係数 (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $F_c$  : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $q_c$  : スタッドコネクタのせん断耐力 (kg)

上式より、原設計での定着部 1 箇所当たり (φ19, 48 本)のスタッド耐力は、Ns=6,012kN である。これに対して、試験体は、1 箇所当たり (φ13, 16 本)、 $_{m}N_s=938kN$  である。試験体と原設計の耐力比は、0.156 であり、スタッド耐力の相似率  $S^2=(1/2.5)^2=0.16$  とほぼ対応している。

試験体一覧を表-1 に示す。試験体は 3 体である。試験体 SG, ST は、定着方法として、スタッド定着を用いている。試験体 SP は、埋め込み鋼板に十字型にプレートを溶接し、支圧抵抗を利用する定着方式である。SG, SP は、埋め込み鋼板の突出部で降伏する試験体であり、ST は、スタッドボルト定着部の耐力を確認するために、埋め込み鋼板の厚さを大きくしたものである。代表的な試験体として、SG を図-2 に示す。

なお、本実験の試験体は、柱梁接合部に繋がる梁を模擬していないが、梁の影響は、定着耐力に対して、安全側の要因と考えられるため、これを省略して試験体の簡略化を図った。

図-3a), b) に埋め込み鋼板の詳細図を示す。使用したスタッドは、φ13, l=80mm で、100mm ピッチで配置されている。試験体 SP の定着用プレートの大きさは、235×55×9 であり、柱材軸方向の支圧耐力が、スタッド耐力と一致するように設計されている。

表-1 試験体一覧

試験体名	定着方法	鋼板厚さ (mm)
SG	スタッド定着	t=9
SP	プレート定着	t=9
ST	スタッド定着	t=19

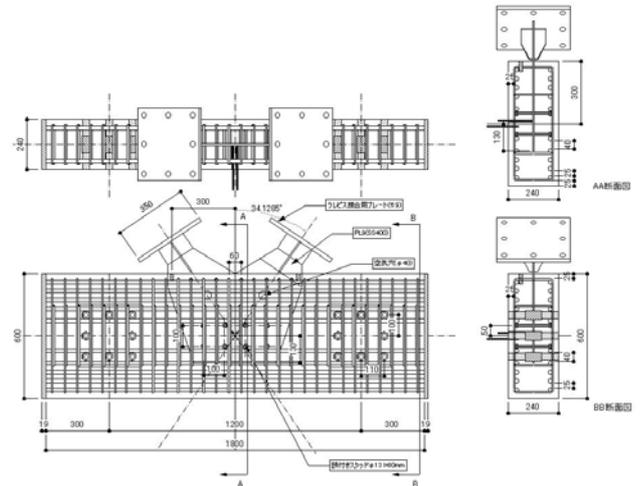


図-2 試験体図 (SG)

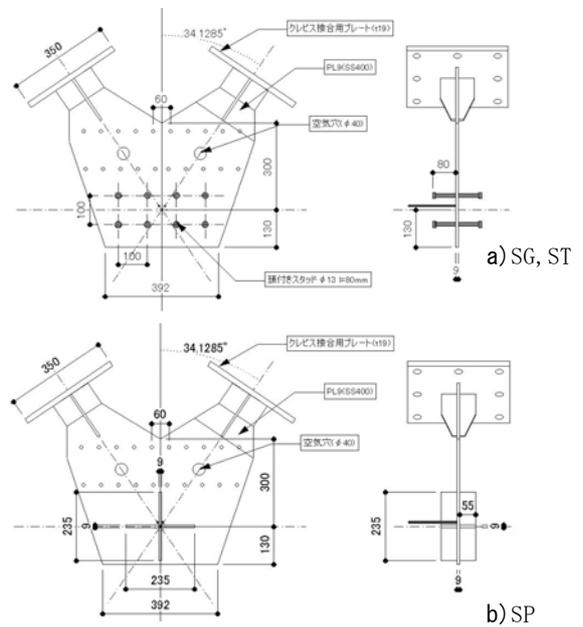


図-3 埋め込み鋼板

表-2 使用材料

鉄筋	主筋	24-D16 (SD490)
	せん断補強筋	D6@60 (SD295A)
コンクリート		Fc36
埋め込み鋼板	SG, SP	SS400
	ST	SM490
スタッドコネクタ		φ13, l=80mm, 耐力235N/mm <sup>2</sup> 以上
定着用支圧プレート		SS400

使用材料を表-2 に示す。コンクリート強度は Fc36 で、柱主筋は、D16 (SD490)、せん断補強筋は、D10 (SD295A) である。

(2) 加力方法

加力装置を図-4 に示す。試験体は、リニアガイド上の加力ビームに、柱両端をピン支持として取り付けられており、ブレース部は、反力ブロックに接合されている。

加力ビームに接合された油圧ジャッキ(3,000kN)を用いて静的漸増加力を行った。

図-5に加力ルール、表-3に加力レベルを示す。実験の制御は、ブレース軸力(LC1, LC2)を用いて行う。原設計の弾塑性解析結果から、各層間変形角(R)に対応するブレース軸力を求め、これを基に加力に用いる実験用制御軸力とした。なお、実際の加力では、ブレース軸力の値に差が生じたため、軸力の大きい値によって折り返しレベルを定めた。

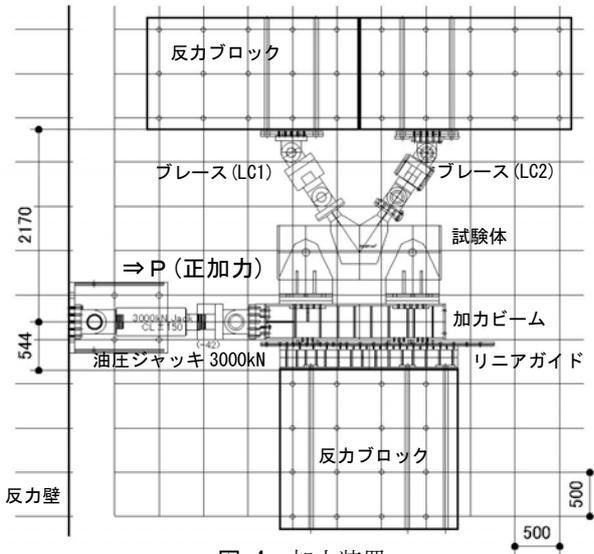


図-4 加力装置

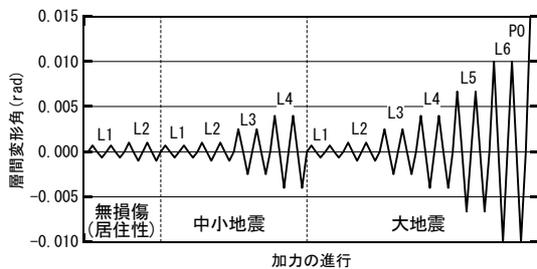


図-5 加力ルール

表-3 加力レベル

折り返しレベル	想定層間変形角(R)	(実験)制御用ブレース軸力(kN)	ジャッキ荷重P(kN)
L1	無損傷時	77	86
L2		120	135
L3	中小地震時	196	220
L4		221	248
L5	大地震時	261	293
L6		309	347
P0	押し切り		

加力ルールは、3セットの漸増载荷と押し切り载荷である。3つのセットは、居住性レベルの無損傷時、中小地震時、大地震時の特性を把握するために設定している。各セットで、各振幅レベルを2サイクル加力する。なお、試験体 ST は、主に耐力を確認するためのものであるので、居住性レベルの加力セットを省略している。

### (3) 計測方法

本実験の主な計測項目を図-6に示す。変位計 D1, D2 は、ブレース型ダンパー取り付け部の材軸方向変形の計測用である。変位計 D3 は、埋め込み鋼板の抜け出し量を測定した。変位計 D4, D5 は埋め込み鋼板突出部の変形量を、図に示したコンクリート基準点から、それぞれ柱材軸方向、柱材軸直交方向の変位について測定した。ひずみゲージは、同図に示した埋め込み鋼板の各位置およびスタッドボルト、十字型定着プレート、柱主筋、せん断補強筋に取り付けた。

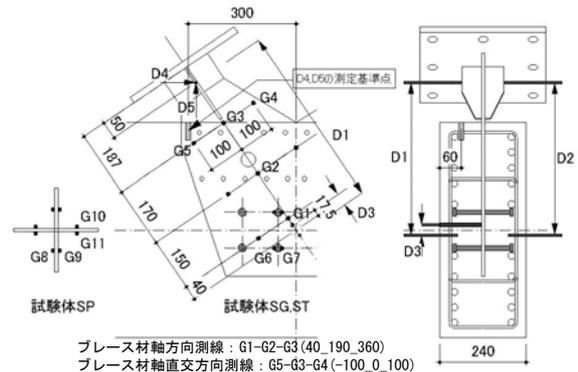


図-6 計測位置図

## 3. 実験結果

### (1) 材料試験結果

コンクリート試験結果、鉄筋および埋め込み鋼板の引張試験結果を表-4a), b), c)に示す。コンクリートの材齢は、実験開始時が材齢21日、終了時が材齢39日であった。コンクリート圧縮強度は33.2N/mm<sup>2</sup>~37.5N/mm<sup>2</sup>、引張強度は3.1N/mm<sup>2</sup>~3.2N/mm<sup>2</sup>である。

表-4a) コンクリート試験結果

	材齢(日)	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	引張強度(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング率(kN/mm <sup>2</sup> )
実験開始	21	33.2	3.1	27.4
実験終了	39	37.5	3.2	28.8

表-4b) 鉄筋引張試験結果

	降伏応力(N/mm <sup>2</sup> )	引張強度(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング率(×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )
D16(SD490)	536.6	758.7	17.39
D6(SD295A)	346.7	522.0	17.46

表-4c) 埋め込み鋼板引張試験結果

	降伏応力(N/mm <sup>2</sup> )	引張強度(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング率(×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )
SS400	420.8	571.6	21.21
SM490	344.4	534.9	21.10

(2) 荷重変形曲線と柱梁接合部剛性

無損傷時(R=1/1,000まで)、中小地震時(R=1/250まで)、大地震時(R=1/100まで)のブレース軸力と軸方向変位の関係を、図-7a), b)に試験体 SG, 図-8a), b)に試験体 SP について示す。各図の a)は、ブレース LC1に、b)は LC2 に対応している。なお、図のブレース軸力は引張力を正として表示している。

図より、試験体 SG, SP ともに各加力セットの荷重変形曲線はほぼ直線形状を示しており、層間変形角 R=1/100 まで、著しい剛性劣化を生じていない。柱梁接合部剛性の変化を表-5 にまとめる。接合部剛性は、各加力レベルの荷重変形関係から最小自乗法により計算したものである。なお表には、試験体 ST の値も参考値として示した。

無損傷時の試験体 SG の両ブレースの平均剛性は、1,131kN/mm、試験体 SP は、1,238kN/mm であり、両者の値はほぼ同等で、定着方式の相違による影響は小さい。また、無損傷時の剛性と大変形時の剛性の低下率は、試験体 SG が 0.86、試験体 SP が 0.94 と小さい。これは、

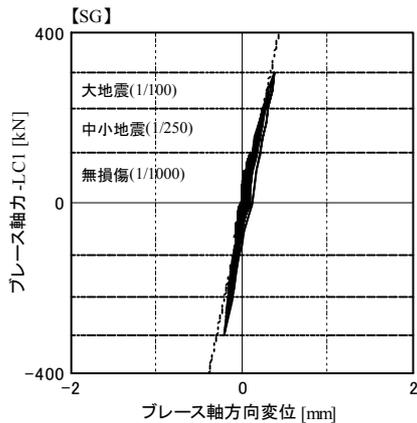


図-7a) 試験体 SG の荷重変形曲線 (LC1)

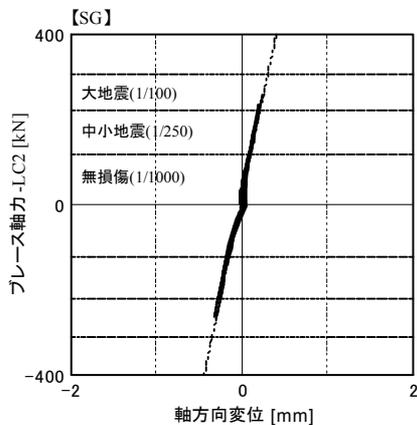


図-7b) 試験体 SG の荷重変形曲線 (LC2)

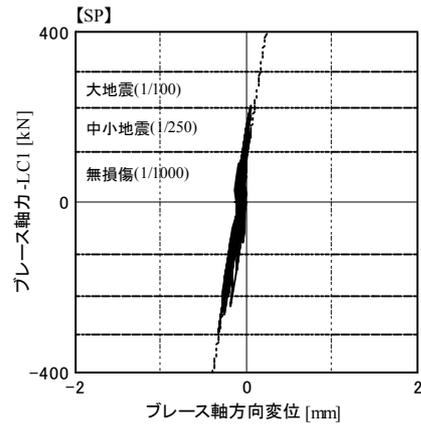


図-8a) 試験体 SP の荷重変形曲線 (LC1)

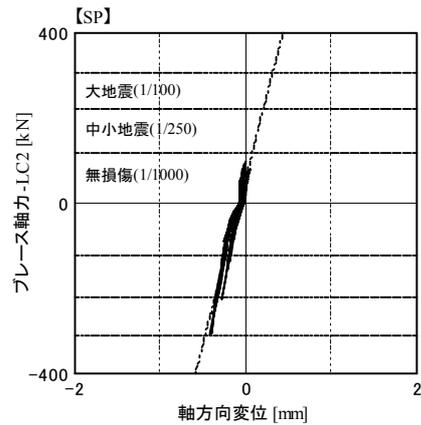


図-8b) 試験体 SP の荷重変形曲線 (LC2)

表-5 実験結果

試験体名		柱梁接合部剛性 (kN/mm)			ブレース軸力 (kN)		ジャッキ荷重 (kN)	破壊形式
		無損傷	中小地震	大地震	計算耐力	実験耐力		
SG	LC1	1123	1115	1025	927	(632)	904	鋼板降伏
	LC2	1138	944	930		885		
	ave.	1131	1030	978	-	-		
SP	LC1	1635	1616	1486	927	(777)	996	鋼板降伏
	LC2	841	829	847		905		
	ave.	1238	1222	1167	-	-		
ST	LC1	-	(2782)	(1991)	1601	(1010)	1568	鋼板降伏
	LC2	-	(1680)	(1776)		1589		
	ave.		(2231)	(1884)	-	-		

柱梁接合部のコンクリートに、損傷があまり生じておらず、埋め込み鋼板とのコンクリートとの付着が保持され、コンクリートと一体となって挙動しているためと考えられる。

(3) ひずみモード

試験体 SG の埋め込み鋼板のひずみモードを図-9a), b)に、試験体 SP を図-10a), b)に示す。表示したモードは、各加力レベルにおける最初の加力サイクルの正負のピーク値を取り出している。ゲージ位置は、図-6 に示したものである。

図より、ブレース材軸方向のひずみモードは、埋め込み鋼板がコンクリートから露出する位置の値が最も大きくなり、鋼板の中心に向かって小さくなる傾向が見られる。この傾向は、試験体 SG, SP ともに同様である。これは、埋め込み鋼板の形状がコンクリート表面より内側に向けて広がっていること、および埋め込み鋼板の応力が付着応力によってコンクリートに伝達されていることのためである。

ブレース材軸直交方向のひずみモードは、ブレース軸上の測点の値が最も大きくなり、その両側が小さくなる山形の形状を示している。両側のひずみ値の比較より、コンクリート内にある測点のひずみが小さく、コンクリ

ートによる埋め込み鋼板の変形拘束が現れている。このモードの傾向も、試験体 SG, SP でほぼ同様である。なお、大地震時(R=1/100)までにおいて測定された埋め込み鋼板のひずみ値は、最大でも  $\epsilon=1,800 \mu$ 程度であり、弾性範囲内であった。

(4) 押し切り加力と柱梁接合部の変形分担

押し切り加力の場合のブレース軸力と軸方向変形の間関係を、図-11a), b)に試験体 SG, SP, ST を重ねて示す。また、実験結果を表-5 にまとめる。

表より、試験体 SG の最大耐力は LC2 で生じ、値は 885kN で、その時の LC1 は 632kN である。試験体 SP も同様に、LC2 が 905kN で、LC1 が 777kN である。計算耐力は 927kN であり、LC2 とよく対応している。

図-11a), b)より、LC2 の荷重変形曲線が試験体 SG と SP とでよい対応を示しているのに対して、LC1 については、荷重の増加に伴い、値の差が大きくなっている。また、全試験体ともに、押し切り加力に対して圧縮側となる LC2 の耐力が、LC1 に対して大きい。これらは、埋め込み鋼板の降伏により、ブレース加力軸の方向に偏心が生じたことと、試験体の計測区間外における取り付け部の引張、圧縮剛性の違いが影響したためと思われる。

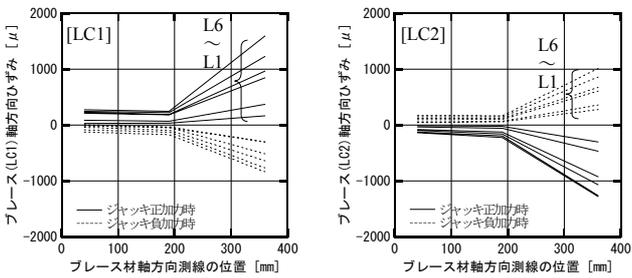


図-9a) 試験体 SG の材軸方向ひずみモード

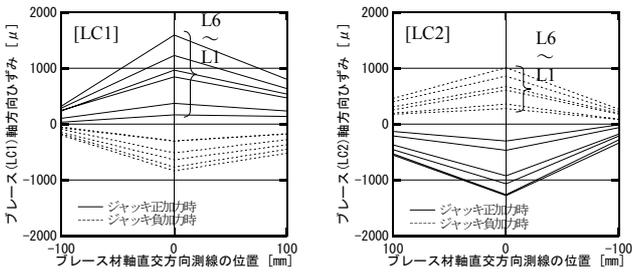


図-9b) 試験体 SG の材軸直交方向ひずみモード

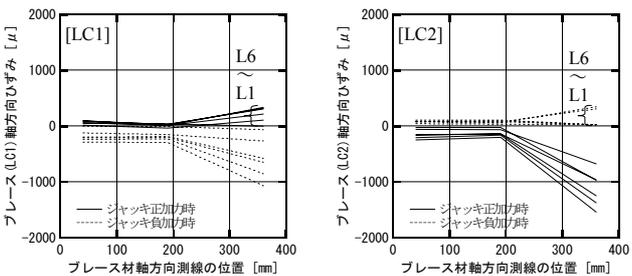


図-10a) 試験体 SP の材軸方向ひずみモード

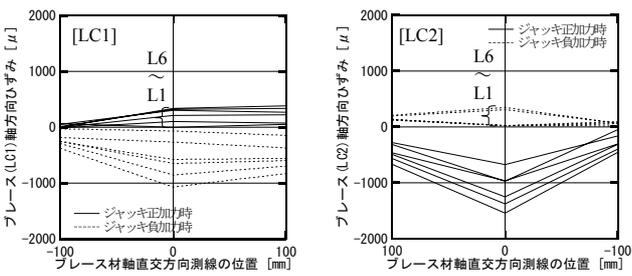


図-10b) 試験体 SP の材軸直交方向ひずみモード

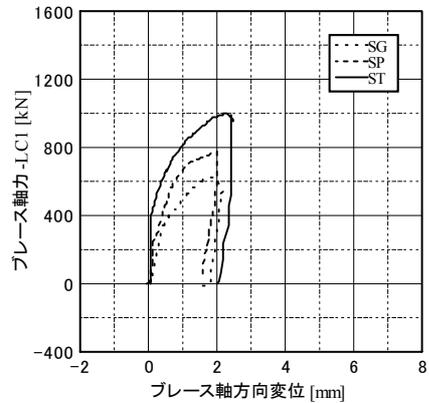


図-11a) 押し切り載荷の荷重変形曲線(LC1)

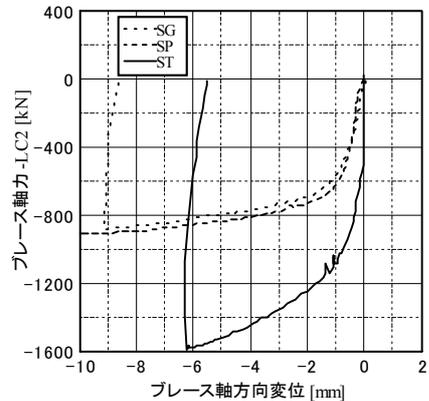


図-11b) 押し切り載荷の荷重変形曲線(LC2)

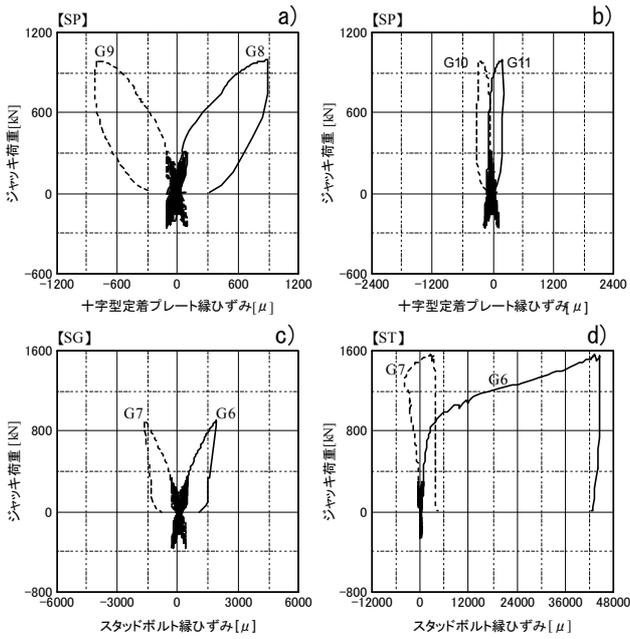


図-12 定着部の荷重ひずみ曲線

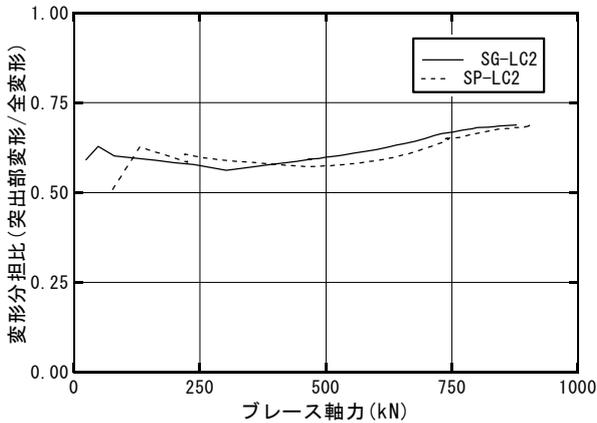


図-13 接合部の変形分担比

図-12a)～d)に、スタッドボルトと十字型プレートの荷重ひずみ関係を示す。図のジャッキ荷重は、正加力時の圧縮力を正として示している。

図-12a), c)より、試験体 SG のスタッドボルトのひずみ(G6, G7)、試験体 SP の十字型プレートのひずみ(G8, G9)はともに左右対称な履歴を示しており、柱材軸方向に曲げられている。図-12a), b)より、十字型プレートの柱材軸に平行なプレートのひずみ(G10, G11)は、材軸直交方向のもの(G8, G9)と比較して小さい。これより、定着部へのせん断力は、柱材軸方向が支配的であることが確認できる。

図-12d)より、試験体 ST のスタッドボルトのひずみ(G6, G7)は、加力レベルが小さい範囲では弾性範囲にあり、曲げ変形を受けているが、最大耐力近傍で降伏ひずみを超えており、全断面が引張状態に入っている。この時の最大ジャッキ荷重は、1,568kNであり、式(1)より求まる計算耐力より大きく、式(1)は安全側の評価を与え

る設計式と考えられる。

図-13に、特性が安定していると考えられる LC2 に対して、柱梁接合部の全体変形に占める鋼板の突出部の変形比を示す。図より、微小な荷重レベルでは、突出部の変形が 50～60%程度であるが、荷重の増加により徐々に増加し、終局状態で 70%を超えている。これは、鋼板とコンクリートとの境界部での塑性変形が増加したためであり、終局状態においても、柱梁接合部内での著しい変形の増大は生じていないことを示している。

図-14に、コンクリート被覆部の軸剛性評価のための柱梁接合部の略図を示す。図より、柱梁接合部の全長に対する鋼板突出部の長さ比は、 $L_b/L_a=0.275$ である。柱梁接合部の鋼板突出部の軸剛性は、突出部断面積(A)が全長で同様と考えた場合は  $K_p=EA/L_b$  (E:鋼板ヤング率)、コンクリート被覆部は  $K_{cp}=\alpha EA/(L_a-L_b)$  (E:鋼板ヤング率、 $\alpha$ :コンクリート被覆を考慮した割増係数)である。

弾性時の柱梁接合部の全体変形に占める鋼板の突出部の変形比が 0.5、終局時で 0.7 であることより、コンクリート被覆による割増係数は、弾性時約 2.6、終局時約 6.0 であると考えられる。

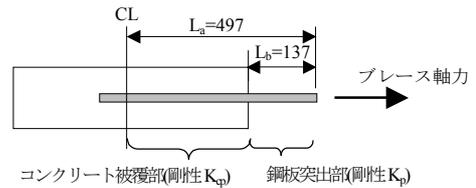


図-14 剛性評価のための柱梁接合部略図

#### 4. まとめ

ブレース型ダンパーの柱梁接合部定着実験より得られた結果を以下にまとめる。

- 1)大地震時(層間変形角  $R=1/100$ )まで、柱梁接合部はほぼ弾性的な挙動を示し、繰返し加力による剛性劣化は見られない。
- 2)スタッド定着、プレート定着の違いは、あまり大きくない。
- 3)スタッドボルトの設計耐力式(1)は、実験値に対して安全側の評価を与える。
- 4)本定着方式の場合、柱梁接合部の変形に占める鋼板突出部の変形の割合は、弾性時約 50%、終局時約 70%である。

以上の結果より、スタッド定着、プレート定着ともに十分な剛性と耐力を保持し、柱梁接合部での定着方法として有効であることが確認された。

#### 参考文献

- 1)日本建築学会:各種合成構造設計指針・同解説,1985

# 鉄道軌道に近接する免震建物の振動伝搬特性

## Vibration Propagation of A Seismic Isolation Building near to Railway Tracks

山岸 邦彰 KUNIAKI YAMAGISHI  
 岩本 毅 TAKESHI IWAMOTO  
 谷垣 正治 MASAHARU TANIGAKI  
 原田 浩之 HIROYUKI HARADA  
 嶋田 泰 YASUSHI SHIMADA

建物における固体伝搬音の予測精度向上および免震構法による固体伝搬音の低減効果の把握を目的として、鉄道軌道近傍に建つ免震建物および周辺地盤の振動測定および解析的検討を行った。測定結果から、63Hz 付近の振動加速度レベルの卓越や建物基礎における 10~15dB 程度の入力損失など一般的傾向を確認したほか、免震装置の振動低減効果や基礎の挙動等を把握することができた。また、振動測定結果と解析結果が良好に一致することを確認した。

キーワード：免震建物，振動伝搬，固体伝搬音，伝達関数，位相速度，位相遅れ

Measurements and analytical studies of vibration at a seismically isolated building and nearby field located alongside railway tracks were carried out in order to improve the prediction capability of structure born sound and the confirmation of its reduction by seismic vibration systems. The results showed the general tendencies of predominant vibration acceleration frequencies at around 63Hz, and an input loss of 10-15dB at the basement. The vibration reduction effect of isolators and basement behaviors were recognized. It was also shown that numerical analyses could explain some of the measurement results.

**Key Words:** Seismic isolation building, Vibration propagation, Structure born sound, Transfer function, Phase velocity, Phase delay

### 1. はじめに

近年、都市中心部における集合住宅等の建設が増加傾向にある中で、交通振動に伴う音環境の悪化が懸念される。特に問題となる固体伝搬音は事後対策が困難なことから、企画・設計段階においてその影響を予測し、適切な対策を施すことが重要となる。一方、最近では固体伝搬音の低減効果があるとして免震構法の有効性について論じられることが多くなってきている。室空間における固体伝搬音レベルの予測は、加振源、地盤の波動伝搬、地盤と建物の相互作用、建物内波動伝搬、音響放射等の各特性の把握が重要であるが、予測精度の向上に寄与する測定データはまだ不足しているものと考えている。

本報では、固体伝搬音の予測精度の向上、および免震構法による固体伝搬音の低減効果の把握を目的として、その基礎資料を得るために行った鉄道軌道に近接する免震建物の振動測定結果について報告する。また、免震構法による固体伝搬音の低減効果について解析的検討を

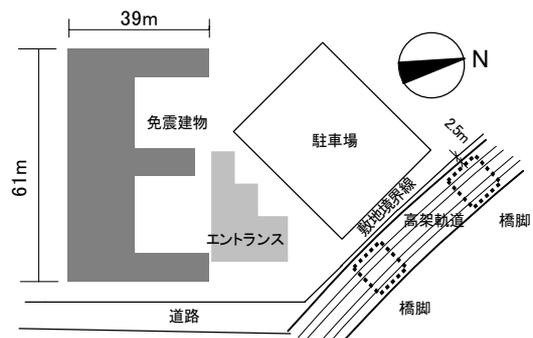


図-1 配置図

行った結果について報告する。

### 2. 対象建物および測定概要

図-1 に測定対象建物の配置図を示す。敷地境界線から最短で約 2.5m 離れたところに高架軌道が存在する。高架軌道の橋脚は RC 造ラーメン形式であり、その位置を図-1 に示す。高架軌道を通過する列車の速度はばらつきはあ

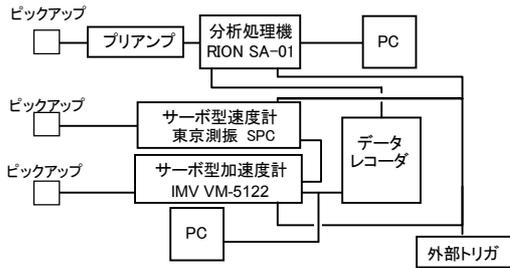


図-2 測定ブロック図

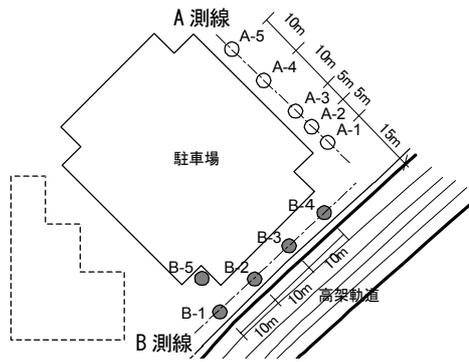


図-3 測定位置

るが 50~60km/h 程度であった。対象建物は、地上 20F、RC 造の集合住宅であり、セットバックのない E 型の平面形状である。桁行方向はラーメン構造であり、張間方向は耐震壁が配置されている。免震構法は鉛プラグ入り積層ゴム（一部は直動転がり支承）を配置した基礎免震構法であり、基礎は GL-4.75m を床付けとする直接基礎である。

計測は、(1)地盤における振動伝搬、(2)建物基礎における入力損失、(3)免震層における振動伝搬、(4)建物内の振動伝搬、の各特性を把握することを目的に測定点を設定した。各測定点の配置および結果については関連するセクションで述べる。図-2 に測定ブロック図を示す。計器はサーボ型および圧電型加速度計、サーボ型速度計であり、速度計については回路上で微分して加速度に変換する。サンプリング周波数はサーボ型が 1kHz、圧電型が 1.28kHz である。また、サーボ型ピックアップの測定限界振動数は約 100Hz である。各計器は外部トリガ信号により同期が取られている。

3. 測定による各種振動伝搬特性

(1) 地盤における振動伝搬特性

a) 測定点および鉄道振動の振動数特性

図-3 に測定位置を示す。A 測線は鉄道振動の距離減衰特性、B 測線は波動の到来方向を把握するための測線である。また A 測線については設置方法による測定結果の差異を確認するため、地盤面と縁石上で同時測定した。地盤面の測定は、足で十分締め固めた地盤上に直接ピックアップ

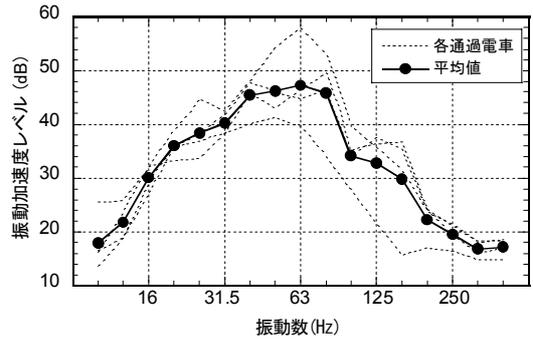


図-4 電車通過時の A-1 における振動加速度レベル

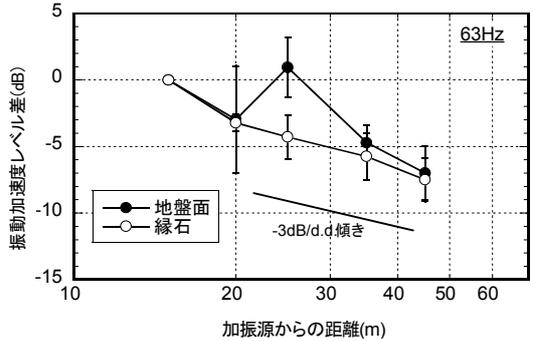
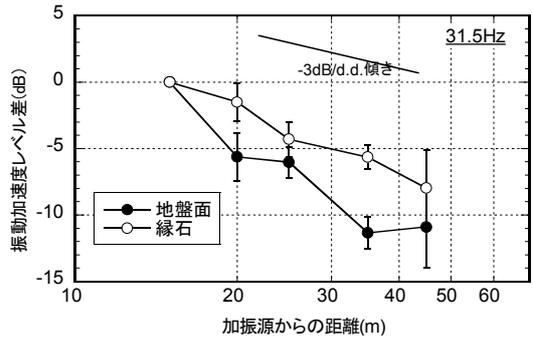
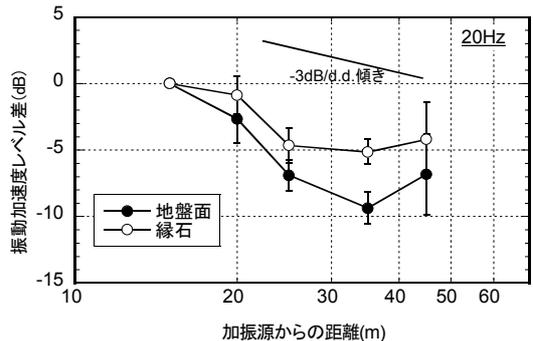


図-5 距離減衰特性(基準点 A-1)(上:20Hz,中:31.5Hz,下:63Hz)

を設置した。図-4 に A-1 の縁石上における電車通過時の振動加速度レベルを示す。分析は電車の通過時間内における時間波形を切り出し、Fourier 変換後 1/3 オクターブバンドごとにパワーを算出した。電車による振動については 63Hz 帯域が卓越した振動数特性を示すとされているが、本測定でも同様の傾向が見られた。

b) 距離減衰特性

図-5 に A-1 を基準点とした振動加速度レベル差を、3 個の 1/3 オクターブバンドの中心振動数 (20, 31.5, 63Hz) に

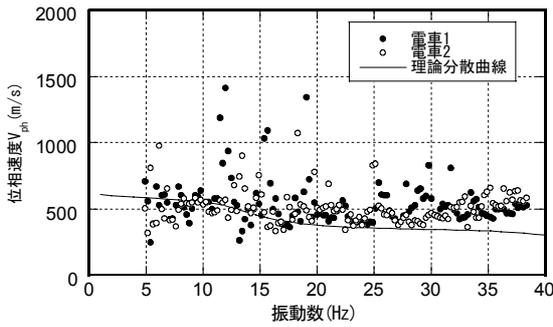


図-6 測定結果から算定した位相速度

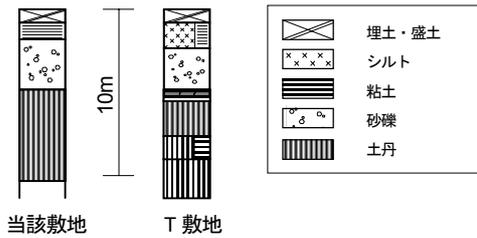


図-7 土質柱状図

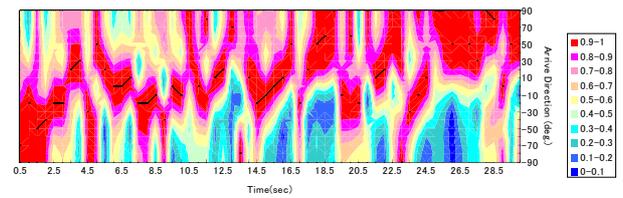
表-1 PS 検層結果

層厚 m	密度 t/m <sup>3</sup>	P波速度 m/s	S波速度 m/s
1.7	1.6	400	170
10.7	1.8	1670	400
6.4	1.8	1670	650

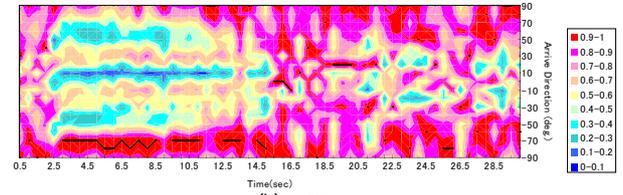
対して Rayleigh 波の幾何減衰曲線（傾き：-3dB/D.D.）とを重ねて示す。加振源からの距離が遠くなると振動加速度レベル差は小さくなる。おおむね倍距離で-3dBの減衰となっており、Rayleigh 波の幾何減衰に近い伝搬性状をしていると考えられる。縁石上と比較して地盤面における結果が凹凸とばらつきが大きくなっている理由として、ピックアップの設置共振が影響しているものと考えられる。地盤面を直接測定する場合はピックアップの設置方法を十分検討する必要がある。

### c) 伝搬速度

図-6 に測定結果から算定した位相速度  $V_{ph}$  を示す。位相速度は、A-1 と A-2 における 1 回の測定波形から時刻をずらした 40 個のアンサンブル平均によるクロススペクトルから算出した<sup>1)</sup>。ばらつきはあるものの概ね  $V_{ph}$  は 400~600m/s 付近に分布し、高振動数ほど  $V_{ph}$  が低下する正分散を示している。当該敷地では PS 検層を行っていないが、当該敷地から約 750m 離れた地点（T 地点）では PS 検層を行っている。図-7 に当該敷地と T 地点の土質柱状図を示す。両者は地表面から約 2m までは粘性土もしくは粘土質シルト、約 2~4m 付近まで礫質土、約 4m 以深に土丹が現れるなど地質構成は似たものとなっている。したがって、当該敷地地盤のプロファイルは T 地点の PS 検層結



(a) 10Hz



(b) 60Hz

図-8 各中心振動数の波動の到来方向

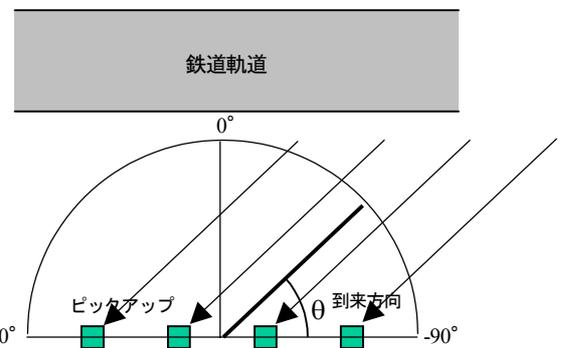


図-9 波動の到来方向の定義

果とほぼ同様であると考えられる。図-6 に T 地点の PS 検層結果（表-1）をもとに算定した Rayleigh 波位相速度の理論分散曲線を示す。測定より算出した位相速度と理論位相速度はほぼ等しい結果となっている。このことから図-6 に見られる分散は Rayleigh 波の分散と考えられ、地盤振動の主体が Rayleigh 波であることが推定される。

### d) 波動の到来方向

鉄道振動がラインソースによる平面波と近似できれば、振動予測において 2 次元場の仮定が成立し、解析的検討を行う際の計算時間を低減することが可能であると考えられる。ここではその仮定の妥当性を確認するために semblance 解析<sup>2)</sup>による波動の到来方向の分析を行った。semblance 値 ( $S_c$ ) は 0~1 の値をとる式(1)で与えられ、 $S_c$  が大きいと波形の一致度が高くなる性質がある。

$$S_c = \frac{\sum_{j=k-N/2}^{k+N/2} \left\{ \sum_{i=1}^M f_{ij} \right\}^2}{M \sum_{j=k-N/2}^{k+N/2} \sum_{i=1}^M f_{ij}^2} \quad (1)$$

ここに、 $f_{ij}$  は  $i$  番目の測定点における時刻  $j$  での振幅値、 $k$  は  $S_c$  値の中心時刻、 $M$  は測定点数、 $N$  は semblance 解析を行う時間間隔幅である。

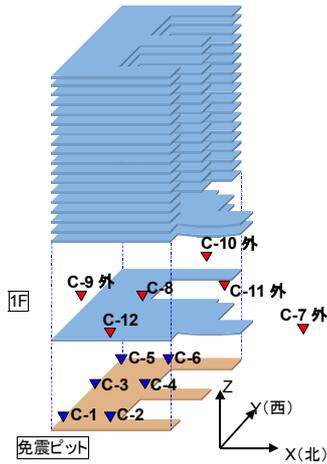


図-10 測定位置図

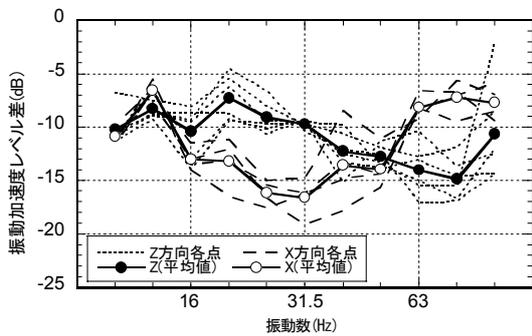


図-11 地盤面に対する基礎の振動加速度レベル差

解析区間を約 1 秒、0.5 秒おきに解析開始時刻をずらした、測定開始から約 30 秒間の解析結果を図-8 に示す。図は中心振動数 10、60Hz について示し、各時刻の Sc 値の最大値で基準化している。到来方向は図-9 に示す角度で表現され、軌道と直交する方向を 0° とし、-90° ~ 90° までの範囲とする。例えば、図-8 において Sc 値の大きい部分が 0 度に近いほど B 測線と直交する方向から波動が到来していることを意味する。中心振動数 10Hz では 0° 付近、すなわち B 測線と直交する方向が顕著であるが、中心振動数 60Hz では明瞭な傾向が見られなかった。地盤の形状が複雑なことや B 測線の測定器設置間隔が波長と比較して大きいことなどの理由が考えられる。高振動数領域で到来方向が明確に現れなかったことについて、フィールドを変更して再測定する予定である。

## (2) 基礎の入力損失

### a) 測定概要

測定位置を図-10 に示す。測定点は自由地盤に 4 箇所、免震階に 6 箇所、1F に 2 箇所の合計 12 箇所である。サーボ型ピックアップの測定システムを使用し、鉛直振動に加えて水平振動についても測定を行った。

### b) 入力損失

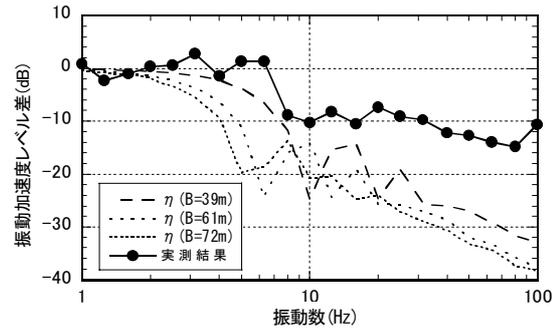


図-12 振動加速度レベル差の山原式と実測値の比較

図-11 に z, x 方向の自由地盤測定点 C-7 に対する免震階各測定点の振動加速度レベル差およびそれらの平均値を示す。z, x 方向とも 10~15dB 程度低下する。点線および破線が示すように、免震階の位置による差異は多少見られるが、入力損失の振動数特性は各方向ともほぼ同じ傾向にある。なお、他の自由地盤の測定点 C-10,11 は、測定点付近の造作物が強風により振動した影響で応答を正確に測定することができなかった。

図-12 に図-11 に示した z 方向の各点の平均値と、山原による入力損失の理論値  $\eta^3$  の 1/3 オクターブバンド値を示す。波動伝搬速度を支持地盤のせん断波速度である 400m/s、基礎長さは長辺方向、短辺方向、および鉄道軌道直交方向の実長（それぞれ約 61m, 39m, 72m）とした。測定結果は、数 Hz の低振動数帯域では理論値  $\eta$  と近い値となっているが、高振動数帯域では 20dB 程度以上の差が見られる。理論式は半無限地盤、地表面剛体基礎を仮定しているが、特に高振動数帯域の差異が大きいことから剛体仮定が成立していないものと考えられる。

また、図-11 の x 方向が顕著であるが、63Hz 付近から入力損失（振動加速度レベル差）が小さくなっている特徴が見られる。このような特徴が現れる原因究明について今後の研究課題としたい。

### c) 基礎内の振動伝搬

基礎が比較的長大である場合など、剛体挙動をしているとは看做せないと考えられる基礎の振動伝搬特性の基礎資料を得るため、基礎内の振動伝搬特性について検討する。鉄道軌道から最短距離にある測定点を基準点 (C-2) とした場合、他の測定点の位相遅れを図-13 に示す (図中●)。位相遅れはクロススペクトルから算定した。ばらつきはあるが位相遅れの推移は規則的な傾向にある。この位相遅れから算定した位相速度を図-6 に示した Rayleigh 波の理論位相速度と比較して図-14 に示す。比較のため図-13 に図-14 に示した基礎内位相速度から算定される位相遅れを示す (図中□)。両者は基準点に近い C-1/C-2 および C-3/C-2 で比較的良好な対応を示している。

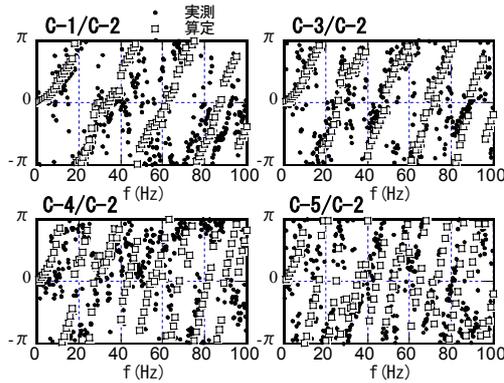


図-13 免震階各測定位置の位相遅れ

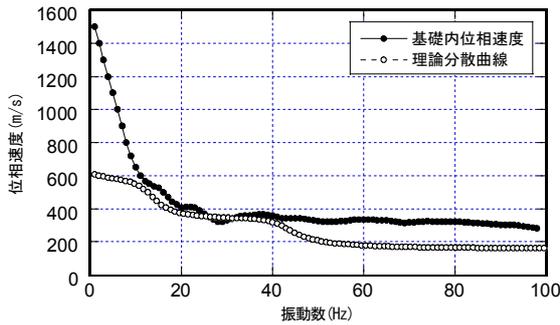


図-14 位相速度の理論値と実測値の比較

図-14 より 10~40Hz では基礎内位相速度と Rayleigh 波の位相速度がほぼ一致している。また、40Hz 以上の振動数帯域では 400m/s 以下程度となっている。このことから基礎はほぼ支持地盤面と同じような挙動をしているものと考えられる。

なお、40Hz 以上で基礎内位相速度と理論分散曲線とに差が見られるのは、理論分散曲線ではせん断波速度 170m/s の低速度層を含めて計算しているため、高振動数領域で位相速度が 170m/s に収束している。一方、基礎内位相速度は基礎底面が表-1 のせん断波速度 400m/s の層に位置しているため、最表層にあるせん断波速度 170m/s の低速度層の影響をほとんど受けていないことによりこのような差が生じたものと考えられる。

### (3) 免震層の振動低減効果

#### a) 測定概要

測定位置を図-15 に示す。測定点は免震装置を挟む基礎部分の上下 3 箇所、免震階に 6 箇所、1F に 6 箇所の合計 15 箇所である。測定方向は測定ケース毎に同一方向とした。図-16 に示すように、免震装置を挟む上下基礎については圧電型加速度ピックアップを使用しワックスを使用して取り付けた。また、サーボ型ピックアップについては柱脚部に設置した。測定は入力損失の測定と同様に鉛直振動および水平振動について行った。

#### b) 測定結果

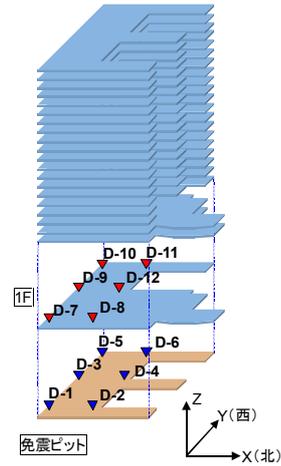


図-15 測定位置図

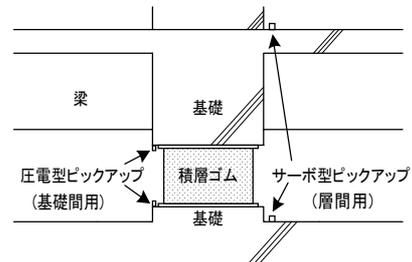


図-16 ピックアップ設置状況

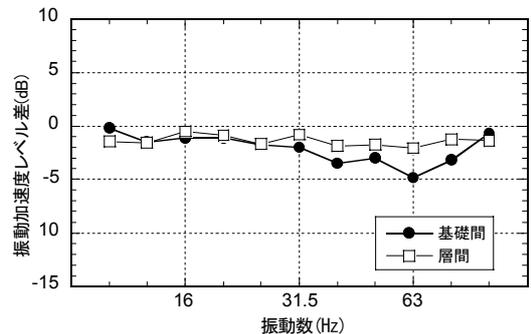


図-17 基礎に対する 1F の振動加速度レベル差(鉛直)

図-17 に免震装置を挟む上下基礎間 (以下、基礎間) と、免震階に対する 1F (以下、層間) の z 方向の振動加速度レベル差を示す。層間の損失率は各振動数でほぼ等しく、概ね 2dB 程度であるが、基礎間は、高振動数で低減量がやや大きくなる。層間のピックアップ設置を柱脚部の外部通路側としたが、この柱付近の梁やスラブの振動の影響を多少受けている可能性があるため、結果的に一部の振動数でレベル差に違いが出たものとする。以上の結果から対象建物において免震装置による振動の損失率は 2~5dB 程度であるといえる。積層ゴムの仕様に因るところが大きい、いままで報告されている 4. 項に示す積層ゴムの防振効果 (63Hz で 10dB 程度が多い) よりも小さい値となっている。

図-18 に x, y 方向の免震階に対する 1F の振動加速度レ

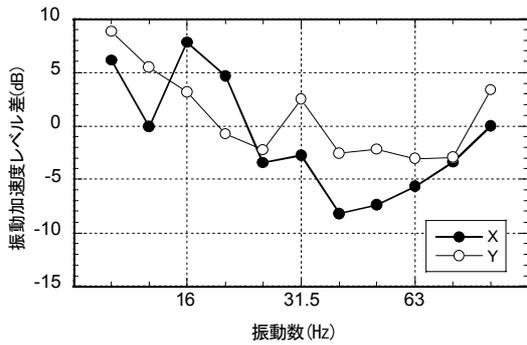


図-18 基礎に対する1Fの振動加速度レベル差(水平)

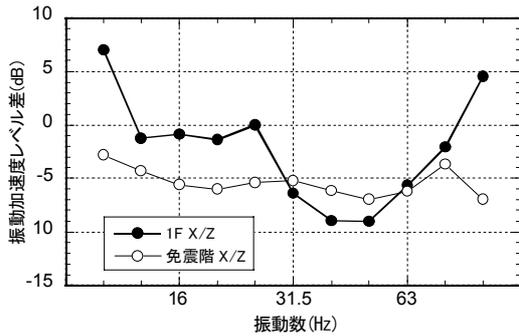


図-19 鉛直方向に対する水平方向の振動加速度レベル差

レベル差を示す。z 方向と比較すると鉄道振動の主となる 31.5Hz 以上において低減効果大きい。x および y 方向でレベル差に違いが見られるが、これは x が張間方向(耐震壁構造)、y が桁行方向(ラーメン構造)であるため、方向間における上部構造の剛性の影響が生じているものと考えられる。すなわち、耐震壁のある x 方向の上部構造は免震層と比較して水平剛性が高く、y 方向と比較して免震効果(低減効果)が大きいと考えられる。

図-19 に免震階および 1F における鉛直に対する水平(x 方向)の振動加速度レベル差を示す。免震層では比較的安定してその差が 5dB 程度となっている。これは、到来する波動の主成分が Rayleigh 波であることに起因するものと思われる。また、1F における振動加速度レベル差は免震階と比較してややばらつきが大きい。これは基礎に対する 1F の振動加速度レベル差の振動数による変化が鉛直方向に比べて水平方向が大きいことに起因するものと考えられる。いずれにしても固体音領域では鉛直成分が支配的であるが、水平方向も 5~10dB 程度小さいレベルで固体音に寄与していると考えられる。

(4) 高さ方向の振動伝搬特性

a) 測定概要

図-20 に測定位置を示す。ピックアップは免震階、1F、7F および 14F については柱脚部に、また、RF については防水層、断熱層を介した押えコンクリート上に設置した。一般階および RF におけるピックアップの設置状況を図

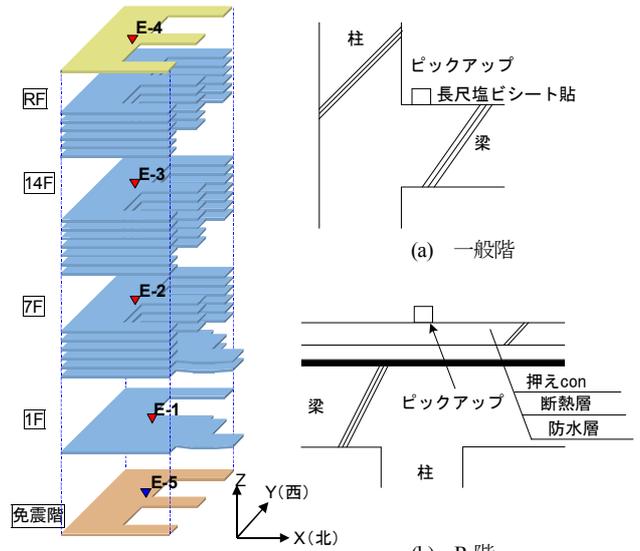


図-20 測定位置

図-21 ピックアップ設置状況

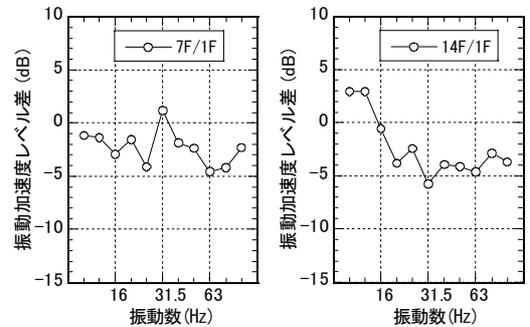


図-22 1F に対する各階の振動加速度レベル差

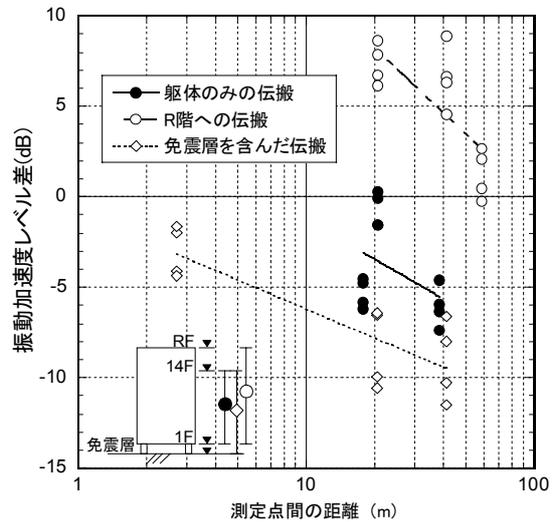


図-23 各測定点間の振動加速度レベル差(63Hz)

-21 に示す。階高は、免震階から 1F が 2,700mm、その他の階はすべて 2,960mm である。測定方向についてはすべて鉛直方向とした。加振源とする外乱は鉄道振動のほかに、1F に設置したピックアップ付近におけるハンマー打撃とした。

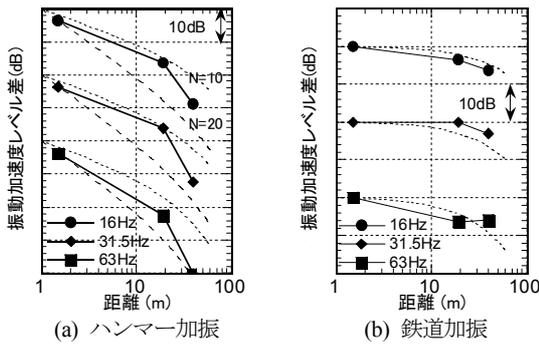


図-24 加振源ごとの建物内の距離減衰

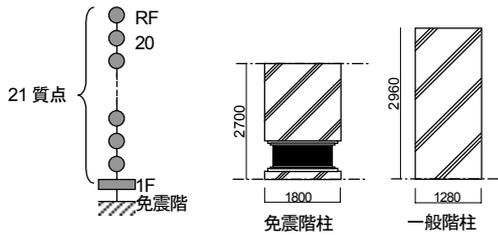


図-25 解析モデル

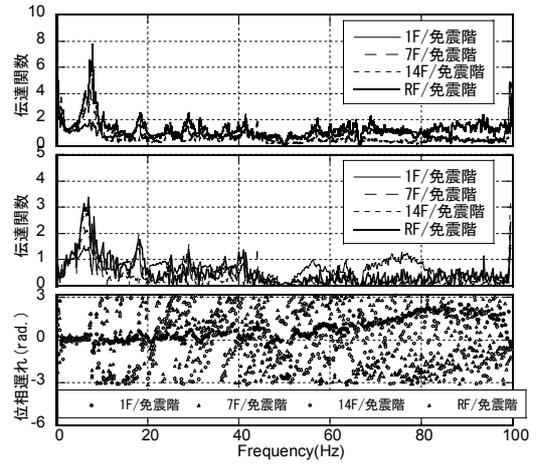
b) 各層間のレベル差

1F から 7F および 1F から 14F に至る鉄道振動の振動加速度レベル差を図-22 に示す。1F から 14F (伝搬距離 38.5m) のレベル差はおおよそ 5dB 程度となっており、1F から 7F (伝搬距離 17.8m) に至る場合もばらつきはあるもののほぼ同等である。次に、中心振動数 63Hz 帯域において各層間の振動加速度レベル差を測定間距離ごとにまとめたものを図-23 に示す。ただし、免震層や RF ではその構造から伝搬特性に差があると見られ、これらを分けて表示した。図中の回帰曲線は各々の伝搬経路について計算したものであり、各伝搬経路での距離減衰は似た傾向にあるがばらつきはかなり大きい。また、RF において振動加速度レベル差が逆に低下している傾向にある。これは押えコンクリート下の断熱層の影響、およびピックアップ周辺にあった建物造作物の風揺れによる影響などが考えられる。断熱層については断熱材のばね定数を  $4 \times 10^7 \text{N/m}^3$  とすれば RF の押えコンクリート部分の固有振動数はおおよそ 74Hz となり、対象となる帯域に影響を及ぼしている可能性がある。

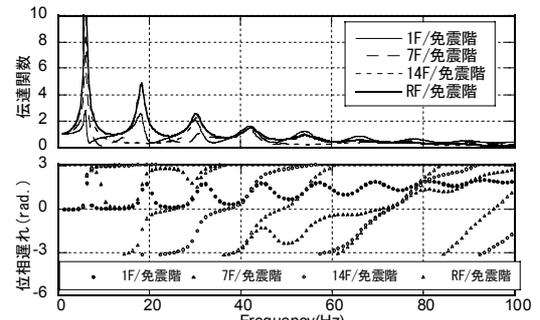
c) 加振方法による建物内振動伝搬

鉄道振動は建物入力時に基礎部分で建物を面加振していると仮定し、建物内の振動減衰を定性的に把握するため点加振による減衰性状との比較を行った。1F の測定点に近い共用廊下部分でハンマー加振し、その応答波形を測定した。使用したハンマーは PCB (086C20) である。

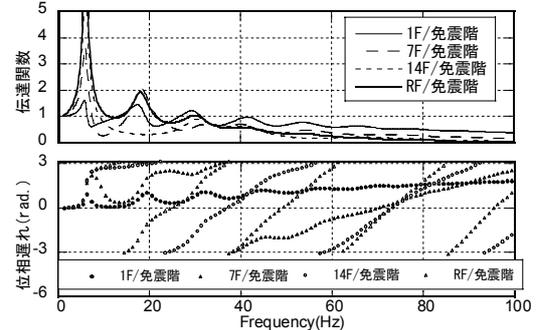
松田らによれば建物の構造体の一点が加振されたときの、建物内における振動加速度レベルの減衰は次式で表されるとしている<sup>4)</sup>。



(a) 実測値の伝達関数・位相遅れ (上:スペクトル比, 中・下:式(3))



(b) 解析による伝達関数・位相遅れ (h=0.05)



(c) 解析による伝達関数・位相遅れ (h=0.10)

図-26 実測値と解析値による伝達関数と位相遅れ

$$\Delta L = -N \log r - \alpha f^{1/2} r \quad (2)$$

ここに、 $r$  は加振点から構造体を経て測定点に至る幾何学的に最短の距離、 $\alpha$  は媒質の内部損失による減衰、 $N$  は振動の拡散減衰を表す定数である。

式(2)は点加振によるエネルギー減衰として検討されたものであるが、加振方法による建物内の伝搬性状に対しても有用であると考えた。鉄道振動の場合は面的に加振されているものと仮定し  $N=0$  とした。ハンマー加振では 2~3 次元的な減衰が生じると考えられるため、 $N$  の値は 10~20 の値を得るものと予測される。 $\alpha$  は 0.03 とした。それぞれの加振源に対する結果を図-24 に示す。ハンマー加振の場合においては  $N=10 \sim 20$  の計算値の幅に収まり、鉄道加振

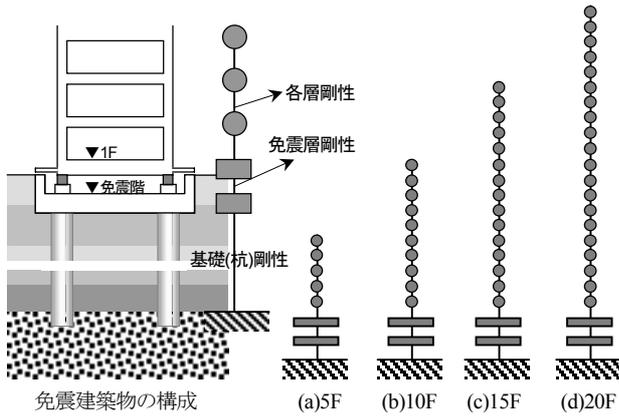


図-27 免震効果検証用解析モデル図

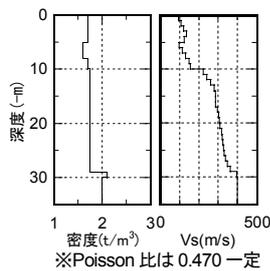


図-28 仮想地盤モデル

表-2 構造体の主な諸元

	5F	10F	15F	20F
柱 mm	□750	□800	□900	□1000
壁厚 mm	200	200	250	250
Fc N/mm <sup>2</sup>	24	36	40	48
密度 N/mm <sup>3</sup>	23.0	23.0	23.0	23.5
ヤガ率 N/mm <sup>2</sup>	2.3E+4	2.4E+4	2.6E+4	3.0E+4
ゴム径 mm*	662	840	987	1,114
ゴム総高さ mm	200	200	200	200
杭径 mm	1300	1700	2000	2200

\*面圧σ=10N/mm<sup>2</sup>のとき  
 スパン：桁行7,000mm, 張間10,000mm  
 階高：3,000mm, 杭長30,000mm  
 単位面積質量：1.4t/m<sup>2</sup>

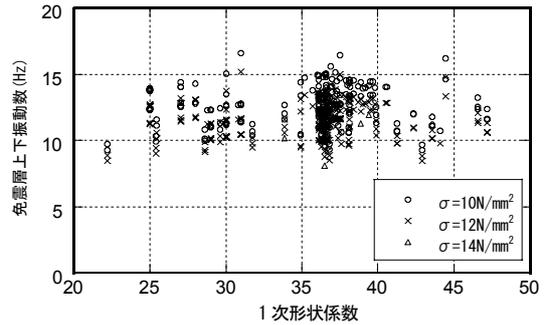


図-29 免震層上下振動数

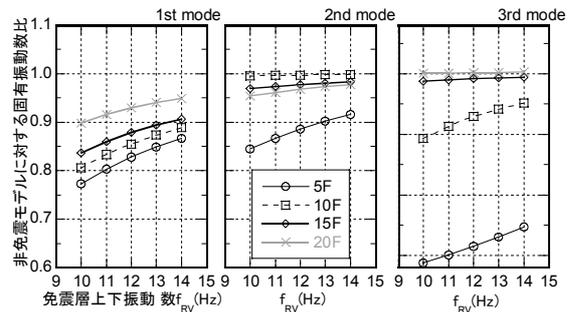


図-30 非免震モデルに対する固有振動数比

の場合はN=0, すなわち幾何減衰を無視した計算値と同様な傾向を示す。このことから、躯体内に入力された鉄道振動の減衰は、躯体の内部損失の比率が大きいと推察される。

d) 解析モデルによる減衰定数の推定

本測定で得られた結果に対して解析モデルによる減衰定数の推定を行う。図-25に解析モデルを示す。解析対象方向は鉛直方向とする。モデルは建物高さ方向に質点と鉛直ばねを直列に繋げた多質点系モデルであり、モデル化の範囲は測定点近傍の柱およびその周辺とした。各質点の質量は図面等から算定し、鉛直ばねは上部構造については柱および壁寸法、階高、その材料特性より、免震層については積層ゴムとその上下基礎の寸法および材料特性より算定した。減衰定数は上部構造 h=0.05 および h=0.10, 免震層は h=0.005 の各別一定減衰とした。

図-26にそれぞれ実測値と解析モデルから算定した伝達関数と位相角をそれぞれ示す。実測値から算定した伝達関数は、免震層に対する各測定点の Fourier スペクトル比(図-26(a) 上段)および式(3)(図-26(a) 中・下段)より算出した。

$$H(\omega) = \frac{|S_{xy}(\omega)|}{S_{xx}(\omega)} \quad (3)$$

ここに、H(ω)は伝達関数、S<sub>xy</sub>(ω)はクロススペクトル、S<sub>xx</sub>(ω)はパワースペクトルを表す。

伝達関数のピーク振動数は概ね整合しているが、ピーク形状は実測の方がやや尖鋭となっている。ピーク値は、Fourier スペクトル比による結果と減衰定数 h=0.05 の解析結果、また式(3)による結果は h=0.10 の解析結果と調和的である。このことから対象建物の上下動の減衰定数は h=0.05~0.10 程度であると考えられる。

4. 免震建物の上下動低減効果の解析的検討

(1) 質点系応答解析による検討

a) 解析モデル

以上の測定結果をふまえ、一般的な免震建物の上下振動低減効果の確認およびその定量化を目的とした多質点系上下動応答解析を行った。図-27に解析モデルを示す。解析モデルは板状建物を想定した上部構造-免震層-下部構造(杭基礎)からなる多質点系モデルである。鉛直剛性について、上部構造は試設計された柱・壁寸法およびRC造の材料特性より算出し、下部構造は杭径および仮想地盤の諸定数(図-28)等から Mindlin 解を用いて算出する。免震層の鉛直剛性は、積層ゴムの諸元から算定される鉛直剛性とその上下基礎の鉛直剛性の直列和とする。モデル化の際に使用したその他の主な諸元を表-2に示す。

解析パラメータは上部構造を剛体とみなしたときの上下振動数(以下、免震層上下振動数 f<sub>RV</sub>)および建物階数

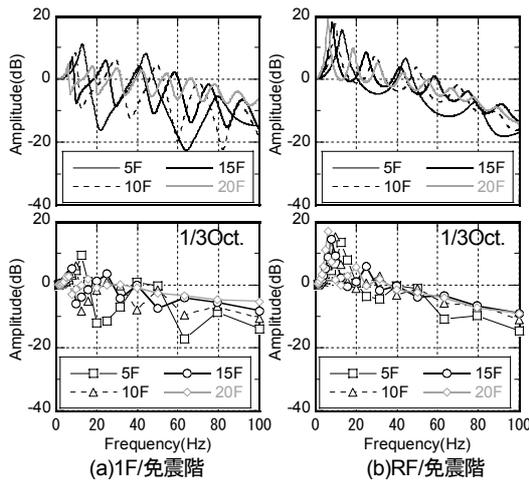


図-31 免震階に対する伝達関数[免震上下振動数  $f_{RV}=14\text{Hz}$ ]

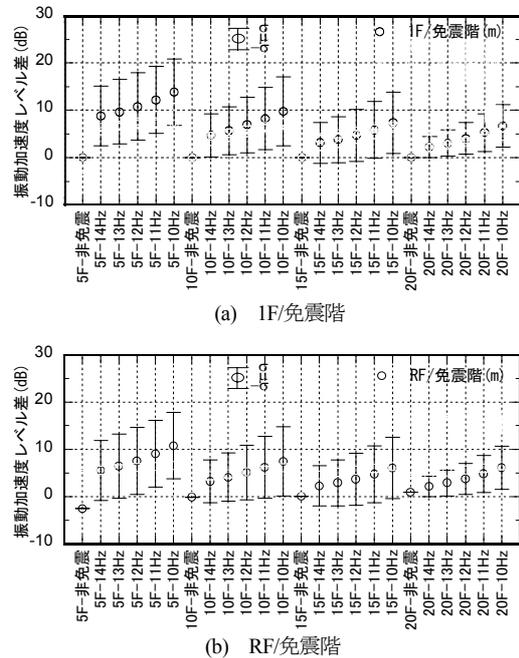
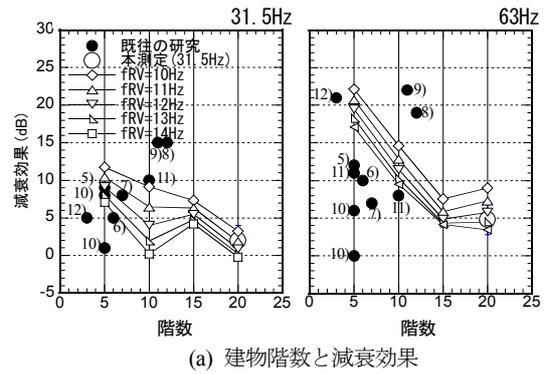


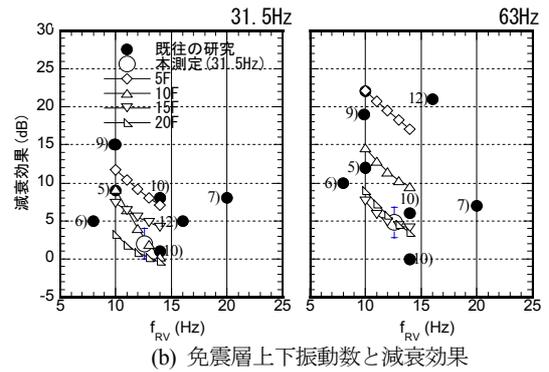
図-32 階数および免震層上下振動数に対する振動加速度レベル差

(5,10,15,20F)である。免震層上下振動数  $f_{RV}$  は、免震構造において一般的な  $f_{RV}$  と考えられる 10~14Hz(1Hz ピッチ)とする。これは積層ゴムの各メーカーの製品情報を参考に上部構造を剛体とみなしたときの面圧  $\sigma$  を 10~14N/mm<sup>2</sup> と仮定した場合に算定された  $f_{RV}$  が図-29 に示すような範囲に存在することによる。また、比較のために免震層を剛体と仮定した非免震モデルを設定する。減衰の評価方法は、各部別一定減衰とし、上部構造については  $h_B=0.05$ 、免震層  $h_R=0.005$ 、下部構造  $h_P=0.10$  とする。

図-30 に非免震モデルに対する免震モデルの 1~3 次固有振動数比を示す。1 次固有振動数比は建物階数が低いほど、 $f_{RV}$  が低いほど小さくなっている。2,3 次固有振動数はややばらつきが大きくなっているが傾向はおおむね同様である。



(a) 建物階数と減衰効果



(b) 免震層上下振動数と減衰効果

図-33 免震層による減衰効果  
(片括弧数値は参考文献番号)

b) 解析結果

i) 伝達関数

図-31 に免震階に対する 1F および RF の伝達関数[免震層上下振動数  $f_{RV}=14\text{Hz}$ ]を 1/3 オクターブバンド分析結果とあわせて示す。上部構造の高次モードの影響による伝達関数の凹凸が見られる。高次モードの影響によりその振動数帯域の応答が増加するため、特に鉄道振動に見られる数十 Hz の振動低減効果を確認する場合はこのような上部構造の高次モードの影響を反映する必要がある。1/3 オクターブバンドで評価すると、ばらつきはあるものの低層階の方がレベル差は大きくなっている様子が分かる。前述した測定対象建物と同じ 20F モデルの免震階に対する 1F の振動加速度レベル差は 40Hz 以上で 1~4dB 程度であり、本測定結果と調和的である。

ii) 免震層上下振動数と振動加速度レベル差

図-32 に免震層上下振動数  $f_{RV}$  をパラメータとする免震階に対する 1F および RF の振動加速度レベル差の平均値と標準偏差( $\pm\sigma$ )について階数ごとに示す。ここでいう振動加速度レベル差の平均値とは振動数 20~100Hz の 1/3 オクターブバンド値の相加平均である。免震階に対する 1F の振動加速度レベル差は各階数とも  $f_{RV}$  が小さくなるに従い大きくなり、階数が高くなるに従い小さくなる。このことは  $f_{RV}$  が上部構造の上下振動数に対して相対的に小さくなるため、上下動に対する防振効果が顕著になると考えられる。また、階数が高くなると高次モードのピーク振動数

の繰返し間隔が短くなるため、 $f_{RV}$  が大きくなるほど、また階数が高くなるほど1/3オクターブバンド値のばらつきが小さくなっている。なお、これらの傾向は免震階に対するRFの振動加速度レベル差についても同様に見られる。

### iii) 階数、免震層上下振動数と免震層の低減効果の関係

図-33に前述の解析結果および本測定結果から得られた免震層の低減効果と建物階数および免震層上下振動数  $f_{RV}$  の関係を中心振動数 31.5, 63Hz の 1/3 オクターブバンドについて示す。また同図には既往の研究<sup>5)-12)</sup>に示された結果を示す。対象建物の  $f_{RV}$ (12.6Hz)は上部基礎を無質量と仮定して、測定結果のスペクトル比により算出した免震階および1Fに対する屋上階のピーク振動数を使用して算出した。建物階数と免震層の低減効果の関係では、解析結果により階数の増大に対して低減効果が小さくなる傾向が既往の研究結果および本測定結果により確認される。一方、免震層上下振動数  $f_{RV}$  と免震層の低減効果の関係についても、 $f_{RV}$  が大きくなるに従い低減効果が小さくなる傾向が確認される。なお、図-33(a)右図に見られるように解析結果は既往の研究結果と整合していない部分もあり、モデル化の設定については今後検討する必要がある。

## 5. まとめ

固体伝搬音の予測精度の向上、および免震構法による固体伝搬音の低減効果の把握を目的として、免震建物の振動測定結果およびその考察について報告した。主な結果を以下に示す。

①**地盤の振動伝搬特性**：鉄道軌道に近接した地盤における振動はほぼ Rayleigh 波が支配的であり、その減衰も幾何的である。波動の到来方向については10Hz程度の低振動数ではほぼ軌道に直交する方向と考えられるが、固体伝搬音において重要と考えられる60Hz付近では明確な方向を確認することはできなかった。

②**基礎の入力損失**：建物への入力損失は、おおむね10dB程度であり、理論式より小さい値であった。基礎各位置における測定点の位相遅れから見て基礎内の振動伝搬は支持地盤面の振動伝播特性と同様である。

③**免震層の振動低減効果**：免震層の固体音領域(31.5~100Hz程度)における振動減衰効果は鉛直方向で2~5dB程度であり既往の研究<sup>5)-12)</sup>よりもその効果は小さかった。水平方向については上部構造の振動特性によりその効果に差が生じる。

④**建物内の波動伝搬**：鉄道振動のような外乱に対しては、建物が面的な加振を受けていると考えられる。また、建物内の振動伝搬特性は振動モードと内部損失に大きく影響される。

⑤**免震層の振動低減効果因子**：多質点系上下動応答解析の結果から、建物階数が低いほど、また免震層上下振動数が大きいほど免震層による振動低減効果は大きくなる。

**謝辞**：本研究を進めるに当たり名古屋大学：澤田義博教授、福井工業大学：野路利幸教授には大変貴重な御意見を賜りました。また本研究では工学院大学：久田嘉章教授がWEB上で公開しているプログラムを使用させていただきました。ここに記して謝意を表します。

### 参考文献

- 1) 日野幹雄：スペクトル解析，朝倉書店，1977.
- 2) N. S. Neidell and M. T. Taner: Semblance and other coherency measures for multichannel data, GEOPHYSICS, Vol.36, No.3, pp.482-497, 1971.
- 3) 山原浩：環境保全のための防振設計，彰国社，1974.
- 4) 松田由利，橋秀樹，石井聖光：建物構造体中における固体音の伝搬性状，日本音響学会誌，35巻11号，pp.609-615, 1979.
- 5) 阿部隆之，莊大作：免震構造による地下軌道からの固体音対策（集合住宅），音響技術，pp.16-19, 1996.
- 6) 中澤俊幸，山口昭一，蓮田常雄，藤井光次郎：地下鉄道近傍に立地する免震建物の振動伝搬特性（その1）工事進捗に伴う振動伝搬の実態，日本建築学会大会学術講演梗概集，D-1，pp.241-242, 1998.
- 7) 綿谷重規，須賀昌昭，大井尚志，唐木卓哉：免震構造による地下鉄振動防止について，日本建築学会大会学術講演梗概集，D-1，pp.147-148, 2002.
- 8) 松岡明彦，渡辺秀夫，宮尾健一：免震構造の集合住宅における地下鉄からの固体伝搬低減効果について，日本建築学会大会学術講演梗概集，D-1，pp.275-276, 1999.
- 9) 松岡明彦，渡辺秀夫，宮尾健一，土屋祐造：鉄道振動に対する免震構造集合住宅の固体音低減，日本音響学会講演論文集，pp.873-874, 1999.
- 10) 濱口雅義，武居泰，蓮田常雄，増子友介，藤井光次郎，柴田昭彦：地平および地下鉄道に近接する建物の振動伝搬特性—（その2）免震建物の工事進捗に伴う振動伝搬の実態—，日本建築学会大会学術講演梗概集，D-1，pp.271-272, 1999.
- 11) 近藤誠一，大脇雅直：鉄道近接免震集合住宅への固体音の伝搬に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，D-1，pp.239-240, 1998.
- 12) 戸松征夫，渡邊秀夫，飯塚信一，松岡明彦，佐々木亮治，土屋裕造，日本建築学会大会学術講演梗概集，D-1，pp.239-240, 1998.

# 積算温度方式による若材齢強度の推定法 - 主に普通ポルトランドセメントを用いたコンクリートの検討 -

Estimate of Concrete Strength in Early Age using the Maturity Method  
- Study on Concrete using Ordinary Portland Cement -

蓮尾 孝一 KOICHI HASUO  
西本 好克 YOSHIKATSU NISHIMOTO  
松田 拓 TAKU MATSUDA  
河上 浩司 HIROSHI KAWAKAMI

最近の建築施工では、品質管理や施工速度の向上を目的として、システム化工法や、サイトPCa工法が多く採用されるようになってきている。これらの施工法では、コンクリートの打設からせき板の取外しや、部材の取付けまでの時間を一定とするタイムスケジュールが要求される場合が多く、コンクリートの初期強度管理の検討が重要である。本報では普通ポルトランドセメントを用いたコンクリートを対象として、調合および養生温度がコンクリートの強度発現に与える影響を把握し、初期強度を推定する方法を提案した。また、低熱系のセメントについても一部検討した。

キーワード：強度発現，初期強度，セメント種類，積算温度

In recent building works, there has been an increase in application of a systematization industrial method and on-site precast-concreting. The estimate of concrete strength at an early age is important for these constructions. The influence that the variables of cement type, mix proportion and curing temperature have on compressive strength was experimentally investigated, and a method of estimating the strength in early age concrete was proposed. In addition, concrete using low heat Portland cement was partially studied.

**Key Words:** Strength Development, Compressive Strength in Early Age, Cement Type, Maturity

## 1. はじめに

コンクリートの耐久性を確保する上で、打設後の初期養生は重要である。特にせき板の取外し時期は、コンクリートの中酸化や乾燥収縮への影響が大きい。取外し時のコンクリート強度は5ないしは8 N/mm<sup>2</sup>以上と規定されている<sup>1)</sup>。一方、最近の建築躯体の施工方法として大型型枠によるシステム化工法や、サイトPCa工法による部材製造等が取り入れられ、部材の品質管理や施工速度の向上が図られている。これらの施工法では、コンクリートの打設からせき板の取外しや、部材の取付けまでの時間を一定とするタイムスケジュールが要求される場合が多い。したがって、脱型や部材取付け時のコンクリート強度を確保するため、コンクリートの材料、調合および養生方法の検討が必要とされる。これまで初期材齢のコンクリート強度の推定については多くの研究がされてきた<sup>2)~4)</sup>。しかし低熱系のセメントでの研究や、普通ポルトランドセメントにおいても高強度域での研究は少ない。これらの背景により、ここでは、普通ポルトランドセメントを用いたコンクリートについて、調合および養生温度がコンクリートの強度発現に与える影響を室

内実験により確認し、初期材齢におけるコンクリート強度を推定する方法を検討した。また、低熱系のセメントについても一部検討した。

表-1 実験の要因と水準

要因	水準
セメント	普通, 中庸熱, 低熱ポルトランド*
水セメント比	25, 30, 35, 40, 45, 50%
養生	一定温度(10, 20, 30°), 促進(3水準: PCa模擬)

\*: W/C=25, 30%のコンクリートを除く

表-2 使用材料

材料	記号	種類	品質
セメント	N	普通ポルトランド	密度: 3.15g/cm <sup>3</sup> 比表面積: 3310cm <sup>2</sup> /g
	L	低熱ポルトランド	密度: 3.24g/cm <sup>3</sup> 比表面積: 3350cm <sup>2</sup> /g
	M	中庸熱ポルトランド	密度: 3.21g/cm <sup>3</sup> 比表面積: 3260cm <sup>2</sup> /g
細骨材	S	鬼怒川産川砂	表乾密度: 2.58g/cm <sup>3</sup> 吸水率: 2.09%, 粗粒率: 2.47
粗骨材	G	栃木県阿蘇郡葛生町産砕石2005	表乾密度: 2.67g/cm <sup>3</sup> 吸水率: 0.97%, 粗粒率: 6.47
混和剤	Ad <sub>1</sub>	AE減水剤標準型 種	リグニンスルホン酸系
	Ad <sub>2</sub>	高性能AE減水剤標準型 種	ポリカルボン酸系
	Ad <sub>3</sub>	高性能AE減水剤標準型 種	ポリカルボン酸系

表-3 コンクリートの調合

調合 No	セメント	C/W (%)	S/a (%)	単用量 (kg/m <sup>3</sup> )				混和剤 Ad <sub>1</sub> , Ad <sub>2</sub> , Ad <sub>3</sub> (C × %)	目標値	
				W	C	S	G		スラブ スラブ フロー (cm)	空気量 (%)
N25	N	25.0	45.0	170	680	684	858	Ad <sub>3</sub> 1.20 ~ 1.30	60 ± 10	2.5 ± 1.0
N30	N	30.0	48.2	170	567	777	858	Ad <sub>2</sub> 1.45 ~ 1.70	60 ± 10	2.5 ± 1.0
N35	N	35.0	49.5	175	500	819	858	Ad <sub>2</sub> 1.00 ~ 1.85	55 ± 10	2.5 ± 1.0
N40	N	40.0	47.2	175	438	780	897	Ad <sub>2</sub> 0.75 ~ 1.25	21 ± 2.5	4.5 ± 1.0
N45	N	45.0	48.4	175	389	820	897	Ad <sub>2</sub> 0.65 ~ 0.85	21 ± 2.5	4.5 ± 1.0
N50	N	50.0	43.8	180	360	747	983	Ad <sub>1</sub> 0.31 ~ 0.50	18 ± 2.5	4.5 ± 1.0
L30	L	30.0	48.6	170	567	790	858	Ad <sub>2</sub> 1.15 ~ 1.40	60 ± 10	2.5 ± 1.0
M30	M	30.0	48.5	170	567	786	858	Ad <sub>2</sub> 1.20 ~ 1.60	60 ± 10	2.5 ± 1.0

## 2. 実験方法

### (1) 実験概要

実験の要因と水準を表-1に示す。今回の実験ではセメントの種類、水セメント比、養生方法(温度履歴条件)を要因として、材齢18時間から28日までにおける強度発現性状を把握した。使用材料を表-2に、調合を表-3に示す。調合は、普通強度から高強度域を想定して、普通ポルトランドセメント(以下、Nセメントと記す)で水セメント比25,30,35,40,45,50%の6種類、また比較のため、中庸熱ポルトランド(以下、Mセメントと記す)および低熱ポルトランドセメント(以下、Lセメントと記す)で30%の各1種類の計8調合とした。

### (2) 供試体作製および養生

コンクリートの練混ぜは、容量50lのパン型強制練りミキサーを用い各調合、養生条件別にバッチを分けて行った。1バッチの練混ぜ量は、40~50lとした。また練混ぜ時間は、W/C=45,50%ではコンクリート練り60秒、その他の調合ではモルタル練り30~60秒+コンクリート練り60~180秒とした。コンクリートの練り混ぜ後フレッシュ性状を測定し、圧縮試験用供試体(100×200mm)を採取した。

供試体の養生は、図-1中の太線に示すような各養生温度に制御された養生槽内にて封かん状態で養生した。コンクリートの材齢72時間までの養生温度を10,20,30の一定温度条件、および現場でのPCa製造を模擬した温度条件の計6条件とした。PCa製造時の養生は、パターンA(冬期施工、加熱養生)、パターンB(冬期施工、自然養生)およびパターンC(標準期施工、加熱養生:普通コンクリート、自然養生:高強度コンクリート)の3条件である。ただしW/C=25,30%のコンクリートでは30一定温度を除く5条件とした。また材齢72時間以降は、すべて20一定温度で封かん養生した。コンクリートの温度履歴は、圧縮試験用と同一の供試体を別途作製しその中心に熱電対をセットし測定した。圧縮強度の

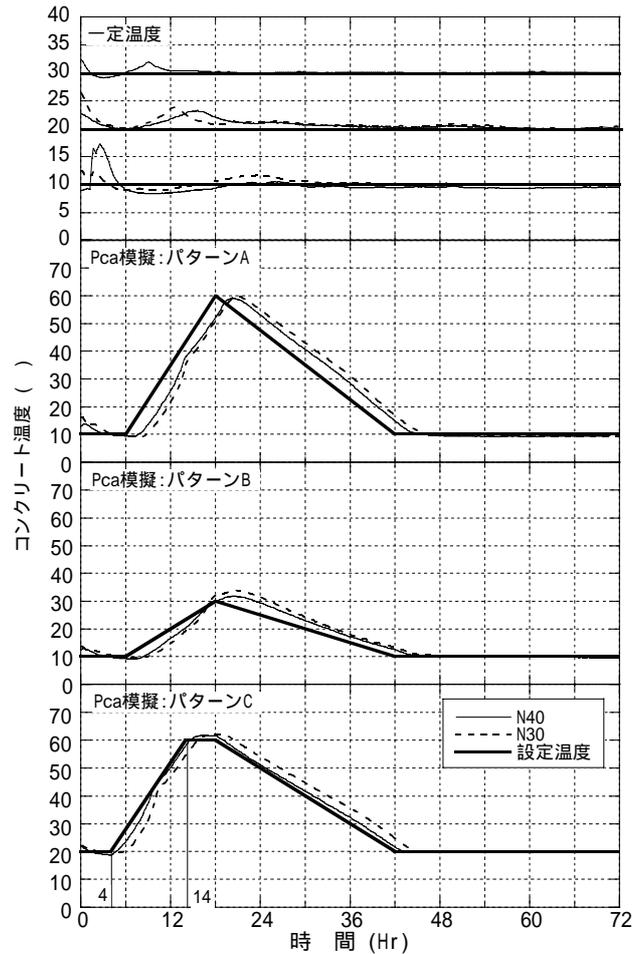


図-1 養生温度履歴

試験材齢は、一定温度養生では18,24,48,72時間、7,28日の6材齢、PCa模擬養生では18,42,72時間、7,28日の5材齢である。また各バッチ間の相違を確認するために、標準養生供試体による圧縮強度試験(材齢7,28日)も行った。なお練り上がり時のコンクリート温度を各養生条件の初期温度に近づけるため、使用材料の温度を調整した。

## 3. 実験結果および考察

### (1) 温度履歴

各養生条件でのコンクリート供試体の温度履歴の例を

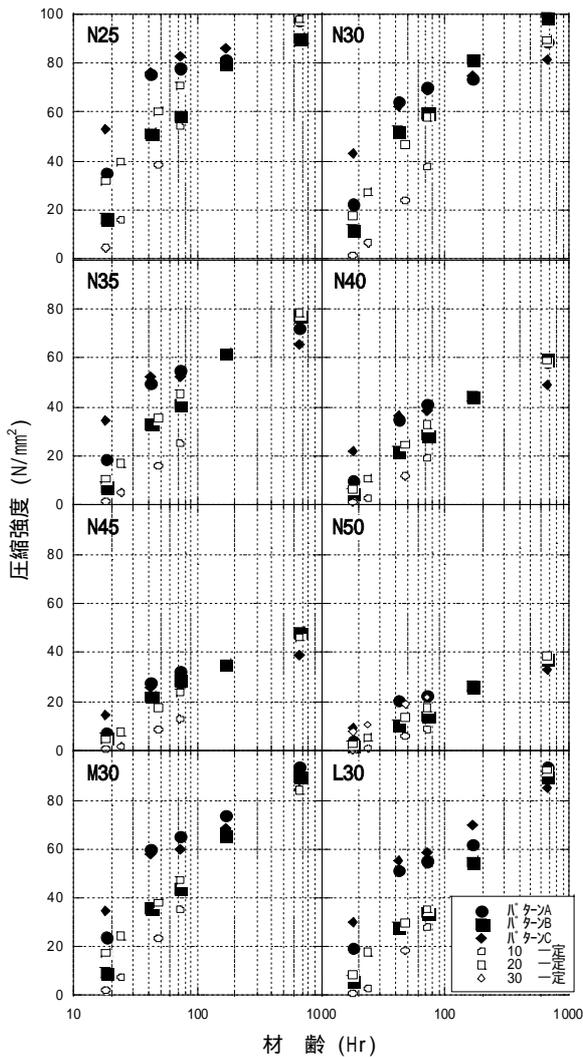


図-2 養生条件、材齢と封緘養生圧縮強度の関係

図-1中に示す(細線:N40,破線:N30)。供試体内部のコンクリート温度は、ほぼ設定した温度(太線)で推移した。

(2) 圧縮強度

各調査および養生条件における圧縮強度の試験結果を表-4に示す。圧縮強度はそれぞれ供試体3体(一部2体)の平均値である。材齢28日標準養生の圧縮強度を比較すると N25では97.2~108N/mm<sup>2</sup> N30では90.9~101N/mm<sup>2</sup> N35では78.3~88.2N/mm<sup>2</sup> N40では61.7~66.5N/mm<sup>2</sup> N45では49.2~57.7N/mm<sup>2</sup> N50では36.8~45.6N/mm<sup>2</sup>であった。またM30では90.0~107N/mm<sup>2</sup> L30では89.5~99.8N/mm<sup>2</sup>であった。同一調査でもバッチ間の標準養生強度に若干の差が見られるのは練り上がりコンクリート温度や空気量等が影響していると考えられる。各コンクリートの養生条件、材齢と封かん養生圧縮強度の関係を図-2に示す。各コンクリートとも、養生条件によって強度発現性状が異なり、特に材齢100時間までの強度発現に与える影響が顕著であった。また高強度(=

表-4 圧縮強度

調査記号	養生温度	封緘養生					標準養生 <sup>2)</sup>		
		18Hr	24Hr	42Hr 48Hr <sup>1)</sup>	72Hr	7day	28day	7day	28day
N25	10 一定	4.8	16.3	38.6	54.4	-	-	89.0	108
	20 一定	32.1	39.8	60.4	70.7	-	98.0	87.7	104
	パターンA	35.4	-	75.4	78.1	81.7	97.5	86.0	105
	パターンB	16.8	-	51.4	58.7	79.9	90.2	83.2	98.4
	パターンC	53.5	-	76.3	83.0	86.3	98.1	89.3	97.2
N30	10 一定	1.7	6.7	24.1	37.7	-	-	73.4	90.9
	20 一定	17.9	27.3	46.8	57.9	-	89.5	78.0	97.7
	パターンA	22.6	-	64.6	70.0	73.8	88.6	82.9	101
	パターンB	12.1	-	52.3	59.5	81.5	98.4	85.0	97.7
	パターンC	43.0	-	62.6	69.1	75.1	81.3	80.9	94.9
N35	10 一定	1.5	5.1	16.1	25.1	-	-	59.8	78.3
	20 一定	10.4	17.1	35.3	45.4	-	78.5	64.0	85.7
	30 一定	21.5	28.5	42.4	45.2	-	-	64.3	83.5
	パターンA	18.7	-	49.8	54.9	-	72.5	67.5	82.7
	パターンB	7.1	-	33.0	41.1	61.7	77.2	68.6	86.6
N40	10 一定	1.0	2.8	11.9	19.3	-	-	49.3	66.5
	20 一定	6.6	10.9	24.8	32.6	-	59.0	49.4	65.1
	30 一定	13.7	18.3	29.1	35.3	-	-	44.6	61.7
	パターンA	9.8	-	34.8	41.0	-	58.3	51.0	64.8
	パターンB	4.7	-	21.9	28.8	44.0	59.4	52.1	65.9
N45	10 一定	0.5	1.6	8.5	12.7	-	-	40.5	55.0
	20 一定	4.5	7.2	17.5	23.8	-	46.2	33.4	49.2
	30 一定	10.3	14.3	22.8	27.0	-	-	36.6	50.8
	パターンA	7.1	-	27.6	32.2	-	47.4	42.0	57.7
	パターンB	4.7	-	21.9	28.8	35.1	48.3	40.9	56.9
N50	10 一定	0.3	0.9	5.8	8.7	-	-	23.2	36.8
	20 一定	2.5	5.0	13.5	17.4	-	38.4	27.9	44.3
	30 一定	7.5	10.5	18.7	21.8	-	-	29.8	45.2
	パターンA	3.8	-	20.6	22.4	-	38.3	31.1	45.6
	パターンB	1.7	-	10.2	14.0	26.1	37.7	29.7	41.4
M30	10 一定	2.4	7.6	23.5	35.2	-	-	69.8	97.5
	20 一定	17.4	24.5	37.8	47.1	-	83.8	65.7	94.9
	パターンA	23.9	-	59.7	65.1	73.7	93.4	72.7	107
	パターンB	9.3	-	35.7	43.5	65.5	89.3	71.7	93.8
	パターンC	34.9	-	57.9	59.8	68.5	84.4	63.7	90.0
L30	10 一定	0.8	2.9	18.6	28.0	-	-	55.6	97.6
	20 一定	8.4	17.9	29.6	35.3	-	92.2	54.2	99.8
	パターンA	19.6	-	51.4	55.1	61.9	93.3	58.6	96.5
	パターンB	6.1	-	28.1	34.1	54.6	89.7	60.0	89.5
	パターンC	30.3	-	55.0	58.3	69.6	84.7	58.2	95.3

\*1一定温度養生は48Hr、PCa 模擬養生は42Hr。

\*2標準養生試験体は、温度履歴を与えたそれぞれの供試体と同バッチのコンクリートより作製した。

低水セメント比)のものほど初期強度の変動が大きく、養生条件が初期強度発現に与える影響が大きい。

(3) 圧縮強度と積算温度

次に、コンクリートの初期強度発現について笠井らの研究<sup>2)</sup>を参考として検討する。

図-3は、コンクリート積算温度と圧縮強度比の関係を示している。文献<sup>2)</sup>では仮想養生温度から積算温度を求め、圧縮強度比は1440T<sup>1)</sup>(20 材齢3日)を基準としている。本報では積算温度については、実施工での品質管理を簡便にするため、 $\theta$ を基準とした単純積算温度とし式(1)より求め、圧縮強度比については、レディミクストコンクリート工場での品質管理として一般的に用いられている標準養生材齢7日を基準とし式(2)より求めた。図中の曲線は、積算温度と圧縮強度比の関係を式(3)に示すゴール関数<sup>5)</sup>で回帰したも

のである。それぞれの回帰で求められた曲線式の係数および相関係数を表-5に示す。コンクリートの積算温度と圧縮強度比は、養生条件によらず高い相関関係が見られた。

$$M = ( \cdot T ) \quad (1)$$

ここに  $M$  : 積算温度(  $\cdot$  Hr)  $T$  : 時間(Hr)  
 $\cdot$  : コンクリート温度( )

$$R_{77} = ( / ) \times 100 \quad (2)$$

ここに  $R_{77}$  : 圧縮強度比(%)  
 $\cdot$  : 各材齢での圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)  
 $\cdot$  : 標準養生材齢7日の圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$$R_{77} = (M - c) / \{ a + b \cdot (M - c) \} \quad (3)$$

ここに  $a, b, c$ : 回帰曲線における係数

式(3)の係数aの逆数は、回帰曲線の  $R_{77}$  が増大する局面での曲線の傾き、すなわち強度増進速度を示している。係数bの逆数は、積算温度無限大時の強度比  $R_{77}$ 、すなわち材齢7日以降の強度増進を示している。また係数cは、 $R_{77}=0$ における積算温度、すなわち強度発生点を示している。これらの係数は、セメントの種類や調合に関連していると考えられる。そこで係数a, b, cと水セメント比の関係を検討した。その結果を図-4に示す。図中の線は、Nセメントについて一次または二次式で回帰したものである。Nセメントでは係数aおよび係数bは、ばらつきも小さく水セメント比との相関も極めて高い。一方係数cは、他の係数と比較してややばらつきが大きい。これは強度発現点を表す係数cは、練り上がり時のコンクリート温度や混和剤の種類、添加量による影響が他の係数よりも大きいためと考えられる。係数aは、水セメント比が大きくなるにしたがって大きくなっており、強度上昇も緩やかになっている。係数bは、水セメント比30%以下ではほとんど一定であるが、30%以上では水セメント比が大きくなるにしたがって小さくなっており、材齢7日以降の強度増進が大きくなっている。係数cは、水セメント比が大きくなるにしたがって大きくなっており、強度発生に必要な積算温度が大きくなっている。

一方セメント種類の比較では係数aは  $N < M < L$ 、係数bは  $N > M > L$  であり、発熱の少ないセメント程、強度上昇が緩やかになり、材齢7日以降の強度増進が大きくなる。係数cは、 $N >$

表-5 回帰式係数および相関係数

調合記号	a	b	c	R
N25	4.567	8.739E-03	146.92	0.995
N30	5.826	8.728E-03	180.21	0.993
N35	7.467	8.576E-03	174.95	0.985
N40	8.472	8.276E-03	193.27	0.991
N45	9.133	7.768E-03	191.46	0.983
N50	11.363	7.234E-03	197.92	0.990
M30	7.374	7.309E-03	142.43	0.992
L30	9.198	5.810E-03	144.80	0.984

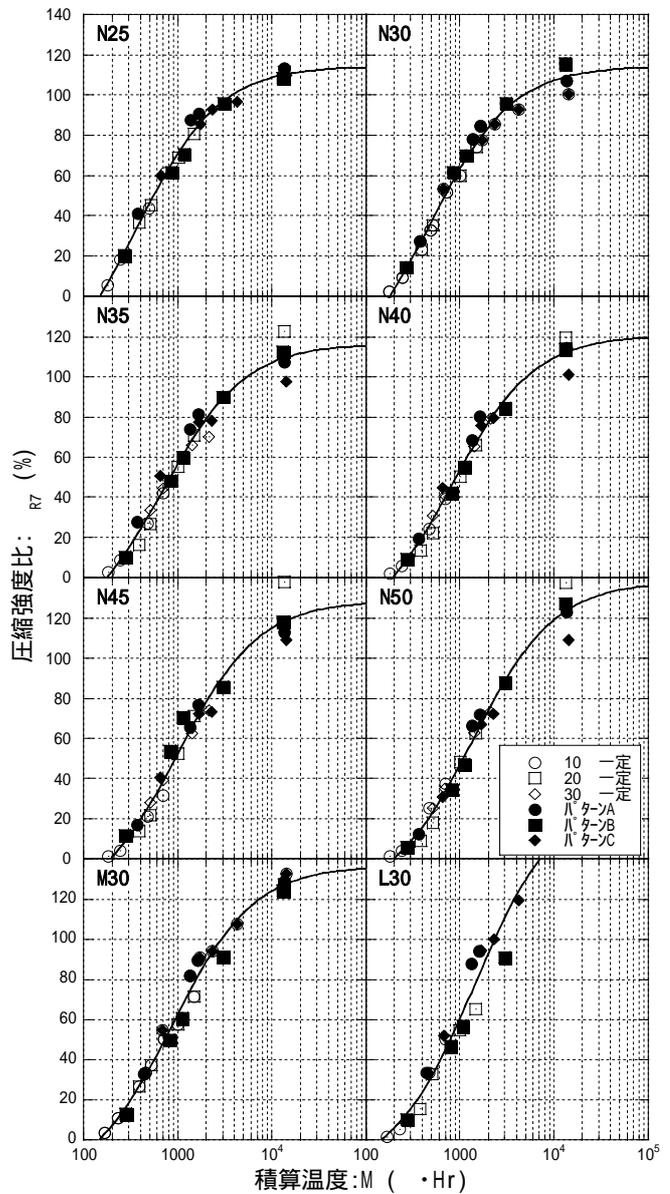


図-3 積算温度と圧縮強度比の関係

M Lであった。

(4) 圧縮強度の推定

以上より、コンクリートのセメント種類、および水セメント比が定まれば、図-4より、式(3)の係数が求まる。さらに標準養生材齢7日の圧縮強度が求まると式(2)より、任意の積算温度におけるコンクリートの圧縮強度が推定できる。

次に本実験で得られた圧縮強度の実測値と式(1)、(2)、(3)から求まる圧縮強度の推定値を比較した。その結果を図-5および図-6に示す。図中の太線および式は、圧縮強度の実測値と推定値を原点を通過する直線で回帰した線および式、

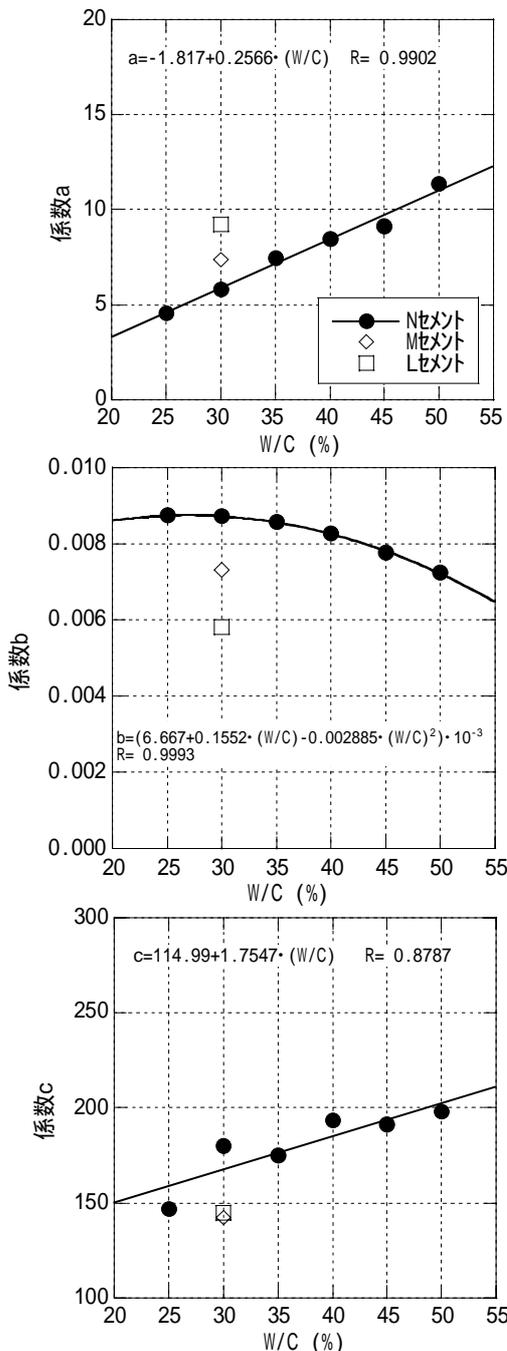


図-4 水セメント比と回帰式係数の関係

細線は回帰式から±20%の範囲を示している。これらより、圧縮強度の推定値は実測値と相関が高く、ほぼ実測値±20%の範囲にあり、養生条件にかかわらず圧縮強度を精度よく推定することができた。

(5) 実施工での検証

前述した推定方法を用いて、実際のサイトPCa製造における脱型時強度の実測値と推定値を比較した。検証は2箇所で行い、いずれもレディミクストコンクリートである。その概要は以下である。

[実施工-1]

- ・施工地区 : 東京都
- ・測定時期 : 2003年4～6月
- ・セメント : 普通ポルトランドセメント
- ・水セメント比: 43.5%
- ・スランプ : 18cm

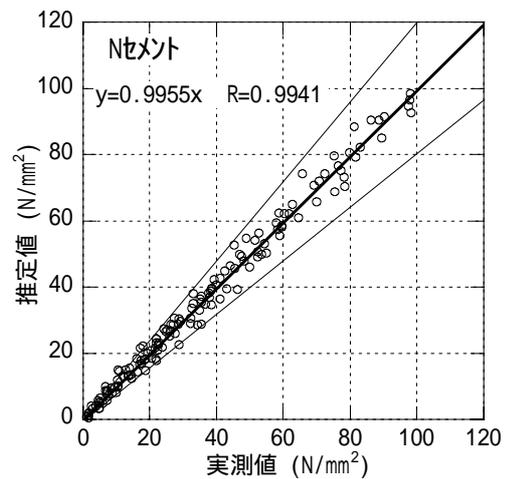


図-5 圧縮強度の実測値と推定値の関係 (Nセメント)

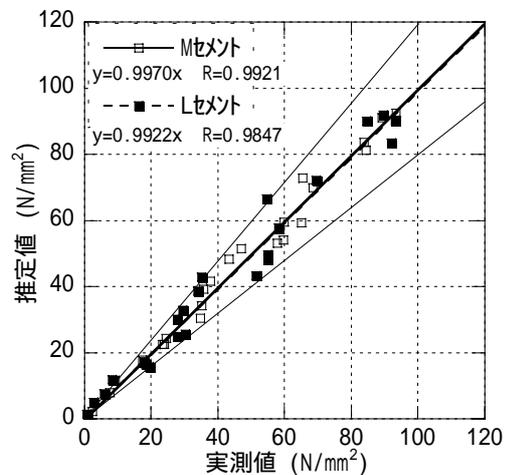


図-6 圧縮強度の実測値と算定値の関係 (M, Lセメント)

・空気量 : 4.5%

[ 実施工-2 ]

・施工地区 : 神奈川県  
 ・測定時期 : 2003年5～6月  
 ・セメント : 普通ポルトランドセメント  
 ・水セメント比: 39.2～47.7%  
 ・スランプ : 21～23cm  
 ・空気量 : 2.5%

施工条件としては、コンクリート打設後に型枠をシート保温し、かつ必要に応じて温風による加熱養生を行った。また養生シート内の温度を測定し、脱型時および揚重時の積算温度を求めた。脱型は打設約18時間後、揚重は約42時間後に行い、同時に養生シート内で養生した供試体により圧縮強度を確認している。また推定値は、事前の試し練りで確認した材齢7日の圧縮強度 および式(1)、(2)、(3)により算定した。図-7にその結果を示す。

実施工時の推定値は、実験時のものと比較してややばらつきが大きいものの、概ね実測値±20%の範囲にあることを確認した。

4. まとめ

システム化工法や、サイトPCa工法におけるコンクリート部材の品質管理を目的として、セメント種類、調合および養生条件がコンクリートの強度発現に与える影響を確認し、コンクリート強度を推定する方法を検討した。また、実際の施工において推定方法を検証した。以上より得られた知見をまとめる。

各コンクリートとも、養生条件によって強度発現性状が異なり、特に材齢100時間までの強度発現に与える影響が顕著であった。

高強度(=低水セメント比)のものほど初期強度のパラッキが大きく、養生条件が初期強度発現に与える影響が大きい。

0 を基準とした積算温度と標準養生材齢7日を基準とする圧縮強度比との関係は、セメント種類、調合、および養生条件に係わらず、式(3)に示すグローバル関数で表すことができる。

水セメント比、積算温度、標準養生7日強度および式(1)、(2)、(3)を用いて、コンクリートの圧縮強度をほぼ±20%の範囲で推定できた。

実際のサイトPCa製造において、上記の推定方法を検証した結果、初期材齢時の圧縮強度を概ね±20%の範囲で推定できた。

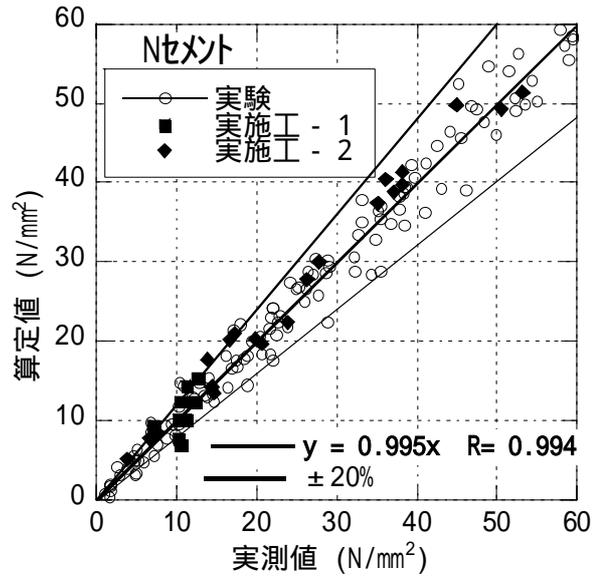


図-7 圧縮強度の実測値と算定値の関係 (実施工時)

今回は、普通ポルトランドセメントを中心として、養生温度10～60 の範囲について初期強度発現の検討を行った。

今後の課題として、中庸熱、および低熱ポルトランドセメントについては、広範囲な水セメント比のコンクリートによる検討、および早強セメントや高炉セメント等についても検討を行う予定である。

また寒冷地での施工を対象とする場合は、より低温域での検討も必要である。これらにより、種々の施工条件、使用材料における初期強度発現について、より広範囲な推定が可能となる。

謝辞:本研究を進めるに当たり、住友大阪セメント(株)、(株)エヌエムビーの各社より材料を提供して頂きました。また、実施工における測定につきまして、三井プレコン(株)の方々にも多大なご協力を頂きました。ここに深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事, 日本建築学会, 2003.2
- 2) 笠井芳夫, ほか: コンクリートの初期強度に関する研究, セメント技術年報, 第16回, pp.255-259, 1962
- 3) 笠井芳夫: コンクリートの初期圧縮強度推定方法, 日本建築学会論文報告集, 第141号, pp.1-9, 1967.11
- 4) 鎌田英治, ほか: 各種セメントを用いたコンクリートの強度増進性状, セメン・コンクリート論文集, No.44, pp.360-365, 1990
- 5) コンクリート標準示方書「施工編」: 土木学会, 2002.3

# コンクリートの強度発現に及ぼす部材中水分の影響に関する研究

## A Study on the influence of moisture content on strength development in concrete members

河上 浩司 HIROSHI KAWAKAMI  
西本 好克 YOSHIKATSU NISHIMOTO  
蓮尾 孝一 KOICHI HASUO  
松田 拓 TAKU MATSUDA

本研究では、圧縮試験後の供試体片を用いて測定した乾燥法による自由水、単位水量、骨材中の水分量、そして水分変化量を組み合わせてコンクリートのみかけの結合水を算出し、圧縮強度との相関性について確認実験を行った。その結果、圧縮強度について以下の知見を得た。

1)みかけの結合水を単位結合材量で除したみかけの結合水結合材比で評価すると、圧縮強度と非常に高い相関が得られる。

2)水結合材比が低くなるほどわずかな結合水量の差が強度へ与える影響が大きくなる。

キーワード：高強度コンクリート、圧縮強度、みかけの結合水

The apparent combined water content of compression test specimens that had been cut from each part of concrete members were measured. The following findings were obtained by evaluating the compressive strength in the ratio of binder amount to the apparent combined water. 1) The linear equation correlations are approved for the ratio and compressive strength respectively in the binder types and the water-binder ratio. 2) The inclination of the equation shows a high correlation to the ratio of water-binder.

**Key Words:** High-Strength Concrete, Compressive Strength, Apparent Binding Water

### 1. はじめに

コンクリートは、水結合材比が小さくなるほど得られる強度は高くなり、今日では  $150\text{N/mm}^2$  の強度が得られるような水結合材比が10%台の高強度コンクリートも製造されている。一方、セメントが完全に水和するためには質量で約44%の水が必要とされ<sup>1)</sup>、高強度コンクリートでは、セメントが完全に水和するのに単位水量が不十分であるにもかかわらず、低水結合材比になるほど得られる強度は高くなっている。

筆者等はこれまでに、各種結合材の高強度コンクリートを用いて模擬部材を作製し、乾燥条件下における部材内での強度分布について確認を行い、乾燥の影響が及ぶ範囲やその強度低下状況の確認を行った<sup>2),3),4)</sup>。本論では、この実験に併せて圧縮強度試験後の供試体片を使用して測定した  $105^\circ\text{C}$  乾燥法による質量含水率に加え、単位水量などその他のコンクリート中の水分に関する因子と合わせてみかけの結合水率を算出し、水分が強度発現へ与える影響について検討を行った結果を報告する。

### 2. 実験方法

#### (1) 概要と試験体形状

今回、検討に使用したデータは4シリーズの実験において収集した。各シリーズにおける検討養生方法と試験体の概要、1 調査当たりで作製した試験体数を表-1に示す<sup>2),3),4),5)</sup>。全てのシリーズで標準養生、 $20^\circ\text{C}$ 封かん養生および部材試験体（以下、試験体）から採取したコア供試体の圧縮強度を試験し、また、圧縮試験後の供試体片を集めて質量含水率を計測した。シリーズ1と2、ならびに4で用いた試験体は、大断面柱や壁から切り出した状況を模擬し、周囲の4面を断熱材とビニールで覆い、両端面からのみ放熱し乾燥を受けるモデルであり、その平面は図-1に示すとおりである。このうち、シリーズ1では片側1列にコンクリートを詰めた軽量型枠ごと埋め込み、水分移動を抑制し温度履歴のみを与えた埋込供試体とした<sup>2),3)</sup>。シリーズ2では、両端部の脱型材齢を4水準とし、脱型材齢の差による乾燥の影響とその影響深さについて比較を行った<sup>4)</sup>。シリーズ4は近年高強度コ

表-1 各シリーズの概要

	検討養生				
	標準水中	20℃封かん	小型試験体		
			コア	埋込	概要 (W×D×H, 脱型材齢)
シリーズ1 <sup>2),3)</sup>	○	○	○	○	900×300×250, 材齢7日, 3~4体
シリーズ2 <sup>4)</sup>	○	○	○	—	900×300×210, 材齢1, 3, 5, 7, 日, 6体
シリーズ3 <sup>5)</sup>	○	○	○	—	500×500×400, 材齢25日, 1~5体
シリーズ4 <sup>6)</sup>	○	○	○	—	900×300×210, 材齢3日, 封かん, 4体

表-2 使用材料

シリーズ	材料名	物性	記号
シリーズ1	普通ポルトランドセメント	密度 3.15g/cm <sup>3</sup> 比表面積 3370cm <sup>2</sup> /g	N1
	川砂 (鬼怒川産)	表乾密度 2.58g/cm <sup>3</sup> 吸水率 2.68% 粗粒率 2.75	S1
	硬質砂岩碎石 (葛生産)	表乾密度 2.67g/cm <sup>3</sup> 吸水率 0.97% 実積率 60.1%	G1
	AE減水剤	リグニンスルホン酸化合物とポリオール複合体	
	高性能AE減水剤	ポリカルボン酸系	
シリーズ2	普通ポルトランドセメント	密度 3.15g/cm <sup>3</sup> 比表面積 3300cm <sup>2</sup> /g	N2
	低熱ポルトランドセメント	密度 3.24g/cm <sup>3</sup> 比表面積 3240cm <sup>2</sup> /g	L1
	シリカフェーム	密度 2.2g/cm <sup>3</sup> 比表面積 22.6m <sup>2</sup> /g	SF1
	川砂 (鬼怒川産)	表乾密度 2.61g/cm <sup>3</sup> 吸水率 2.68% 粗粒率 2.75	S2
	硬質砂岩碎石 (葛生産)	表乾密度 2.65g/cm <sup>3</sup> 吸水率 0.97% 実積率 58.9%	G2
	高性能AE減水剤, AE減水剤	シリーズ1と同様	
シリーズ3	低熱ポルトランドセメント	密度 3.24g/cm <sup>3</sup> 比表面積 3290cm <sup>2</sup> /g	L2
	シリカフェーム	密度 2.2g/cm <sup>3</sup> 比表面積 22.6m <sup>2</sup> /g	SF2
	骨材	シリーズ1と同様	S1, G1
	高性能AE減水剤	ポリカルボン酸系	
シリーズ4	中庸熱ポルトランドセメント	密度 3.21g/cm <sup>3</sup> 比表面積 3260cm <sup>2</sup> /g	M1
	川砂 (鬼怒川産)	表乾密度 2.53g/cm <sup>3</sup> 吸水率 2.09% 粗粒率 2.47	S3
	硬質砂岩碎石 (葛生産)	シリーズ2と同様	G2
	高性能AE減水剤	ポリカルボン酸系	

ンクリートへの適用が増加しつつある中庸熱ポルトランドセメントの強度確認実験に併せてデータを収集した。シリーズ3の試験体は、より大断面の部材の内部を模擬したもので、500×500×400mmのほぼ立方体のブロックの周囲6面を断熱材とビニールで覆っている<sup>5)</sup>。

(2) コンクリート

各シリーズでの使用材料を表-2に示す。検討を行った結合材の種類は普通ポルトランドセメント (以下、Nセメント) と低熱ポルトランドセメント (Lセメント), 中庸熱ポルトランドセメント (Mセメント) そしてLセメント質量の10%を内割りでシリカフェーム (SF) と置換したLSFの4種類である。化学混和剤は、シリーズ1と2では水結合材比40%を境にして、40%以上ではAE減水剤を、40%未満では高性能AE減水剤を使用した。シリーズ4ではすべて高性能AE減水剤を使用した。また、超高強度領域の検討を行ったシリーズ3では超高強度コンクリート用の高性能減水剤を使用した。

実験に使用したコンクリートの調合とフレッシュ時の水分率を表-3に示す。記号は結合材種類と水結合材比の組合せで示している。フレッシュ時の水分率とは、コン

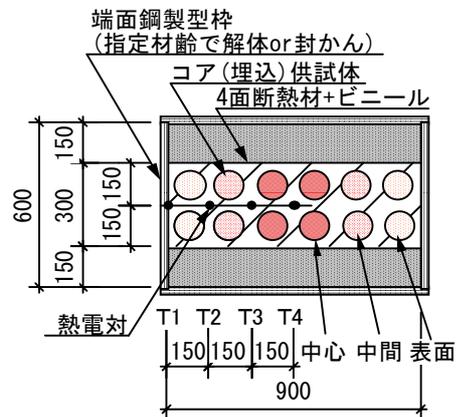


図-1 試験体平面 (シリーズ1, 2, 4)

クリートの単位水量と、骨材の吸水率と単位容積質量の積で示される表乾状態での骨材吸水量をコンクリート単位容積質量で除したものであり、両者を足した全水分率と単位容積質量の積は後の養生中の水分の出入りを評価するための内部水分量の初期値とした。コンクリート中の単位水量はコンクリート質量の6.0~9.0%程度であり、また、骨材中の水分量は1.0~1.4%程度であることがわかる。

表-3 コンクリート調合

シリーズ	調合記号	W/B (%)	B/W	s/a (%)	目標Air (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )						フレッシュ水分率(%)		
						W	C	SF	S	G	All	単位水量	骨材吸水	全水量
1	N60	60.0	1.7	45.8	4.5	175	292	—	813	995	2275	7.69	1.38	9.07
	N40	40.0	2.5	40.6	4.5	183	458	—	657	995	2293	7.98	1.19	9.17
	N30	30.0	3.3	43.8	3.0	160	533	—	724	963	2380	6.72	1.21	7.93
2	N30	30.0	3.3	44.8	3.0	160	533	—	750	937	2380	6.72	1.23	7.95
	L40	40.0	2.5	42.1	4.5	183	458	—	693	968	2301	7.95	1.22	9.17
	L30	30.0	3.3	45.2	3.0	160	533	—	762	937	2392	6.69	1.23	7.92
	LSF30	30.0	3.3	50.8	3.0	150	450	50	873	858	2381	6.30	1.33	7.63
3	LSF30	30.0	3.3	52.8	2.0	150	450	50	907	842	2399	6.25	1.35	7.61
	LSF25	25.0	4.0	50.4	2.0	150	540	60	824	842	2416	6.21	1.25	7.46
	LSF20	20.0	5.0	46.3	2.0	150	675	75	699	842	2441	6.15	1.10	7.25
	LSF16	16.7	6.0	41.5	2.0	150	810	90	575	842	2467	6.08	0.96	7.04
4	M40	40.0	2.5	48.0	3.0	170	425	—	827	921	2343	7.26	1.33	8.58
	M30	30.0	3.3	49.7	3.0	160	533	—	827	858	2378	6.73	1.28	8.01
	M25	25.0	4.0	47.0	3.0	160	640	—	741	858	2399	6.67	1.17	7.84

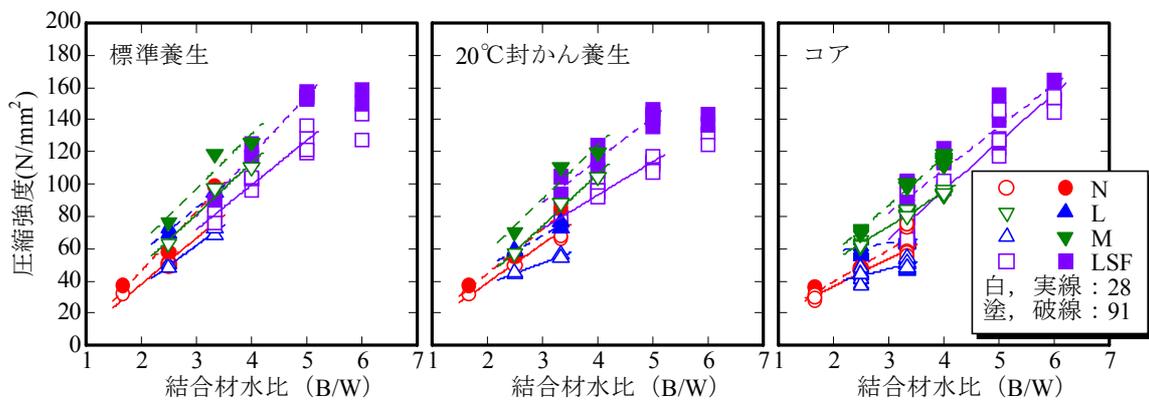


図-2 圧縮強度

3. 実験結果

(1) 圧縮強度

標準養生，20℃封かん養生および試験体より採取したコア供試体の強度発現を図-2に示す。なお，シリーズ1と2，そして4におけるコア強度は，表面部のコアは乾燥の影響を受けやすいと考えられるため除外している。図中，材齢28日強度は白抜のプロットと実線の回帰線で，91日強度は黒塗のプロットと破線の回帰線で示した。ただし，標準養生と20℃封かん養生におけるLSFでは，結合材水比 6.0 において頭打ちがみられたため，回帰線は結合材水比 5.0 以下で算出した。コアでは，明確な頭打ちを確認できないので結合材水比 6.0 までの範囲で回帰を行った。養生方法と頭打ち現象との関係については，高温履歴を受けることによりシリカフェームがより活性化し高強度化する可能性があるという報告<sup>6)</sup>もあるが，不明確であり今後の課題である。

標準養生の回帰線は，結合材の種類に関わらず同一材齢であれば傾きはほぼ一致しており，回帰線に極端な相違は確認できなかった。

一方，20℃封かん養生やコア供試体の回帰線は結合材

種類ごとにまちまちとなっている。これは，20℃封かん養生では十分な水の供給がないこと，さらにコアでは結合材の種類によって発熱量が異なるために温度履歴に差が生じることや，内部での水分移動の影響が加わることが原因の一つと考えられる。

(2) 質量含水率

コンクリートの質量含水率は，圧縮強度試験後の供試体の中心部から破片を集めて105℃で乾燥させて質量を恒質量になるまで計測し，乾燥前後の質量変化から質量含水率を算出した。

各結合材と質量含水率の分布の範囲を図-3に示す。同一水結合材比におけるプロットは，それぞれ上から最高値，平均値，そして最低値の順に示している。全体的に同一の水結合材比であれば，NセメントやMセメントに比べ，LセメントやLSFの質量含水率は大きくなる傾向が確認できる。結合材種類ごとに比較すると，水結合材比の低下に伴い質量含水率は低下していく。

シリーズ1とシリーズ2の一部の試験体について，コア供試体や埋込供試体の質量含水率の材齢による変化を図-4に示す。コア供試体と埋込供試体の質量含水率を比

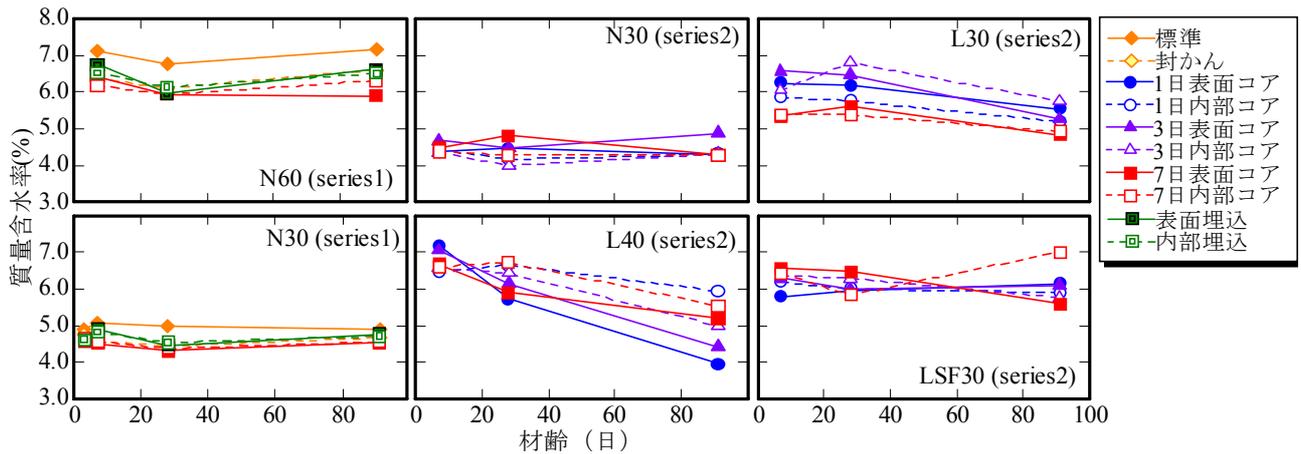


図-4 質量含水率の変化

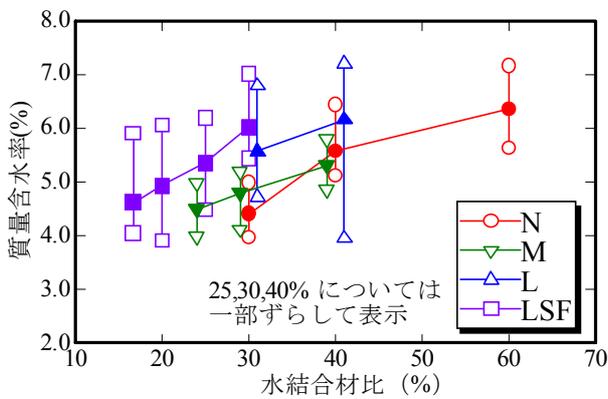


図-3 質量含水率の範囲

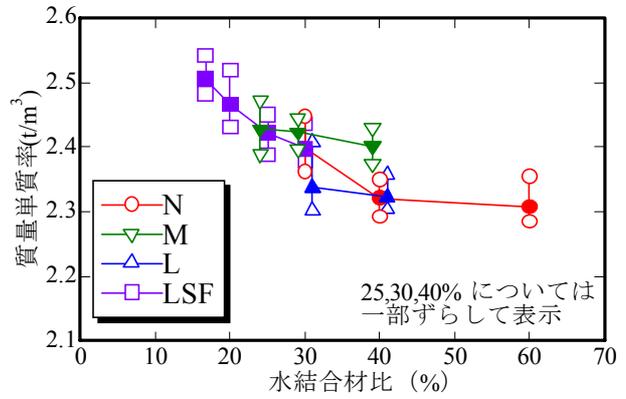


図-5 単位容積質量の範囲

較すると、N60では埋込供試体のほうが高く、また材齢91日では深さ方向での変動が小さくなる。一方、コアでは深さ方向で変動がみられ、材齢91日では表面部のコアの質量含水率が低い。N30ではコア供試体と埋込供試体の質量含水率の差は小さく、またコアでも深さ方向の変動は小さい。シリーズ2の結果をみると、L40では材齢1,3日から乾燥を与えた試験体より採取したコア供試体のうち表面部のコア供試体では質量含水率は極端に低下した結果がみられる。一方、L30とLSF30の質量含水率の変動幅はN30に比べ大きい、試験体の表面部のコアでも質量含水率が極端に低下することはなく、試験体内で均一に近づいている。水結合材比が低下するにつれて試験体内の水分分布が均一になっていく傾向があることを確認できた。

### (3) 単位容積質量

単位容積質量の測定値の例を図-5に示す。プロットは図-3と同様に上から最大値、平均値、そして最小値の順で示している。個々の調合における単位容積質量の変動幅は質量含水率の変動に比べて小さい。また、単位容積質量は水結合材比の低下に伴い増加する傾向にあるが、

結合材種類による比較を行うと結合材種類との明確な関係は確認できない。ここで、M40では表-3に示した調合上の目標空気量とともに実際の空気量が小さいため、単位容積質量はN40やL40より大きくなった。また、L30の単位容積質量はN30やM30、そしてLSF30と比較して小さいが、これは、L30では表-3中の目標空気量に比べ実際の空気量が大きくなったことが原因である。養生による差に関しては、外部から水が供給される標準養生では単位容積質量が大きくなる傾向がみられたが、水結合材比の低下に伴い養生による単位容積質量の差は小さくなった。

コア供試体と埋込供試体の単位容積質量の結果の例を図-6に示す。全体的に材齢28日以降では質量含水率の変動は小さい。それぞれ比較すると、N60ではコア供試体と埋込供試体の単位容積質量の差が大きい、N30では両者の差は小さい。また、シリーズ2のL40では、材齢1日や3日で脱型した表面部コアは内部のコアより単位容積質量が小さくなっており、若材齢で脱枠した場合には乾燥の影響を受けて単位容積質量が減少すると考えられる。その他の試験体では水平方向の分布について明確な傾向は確認できない。

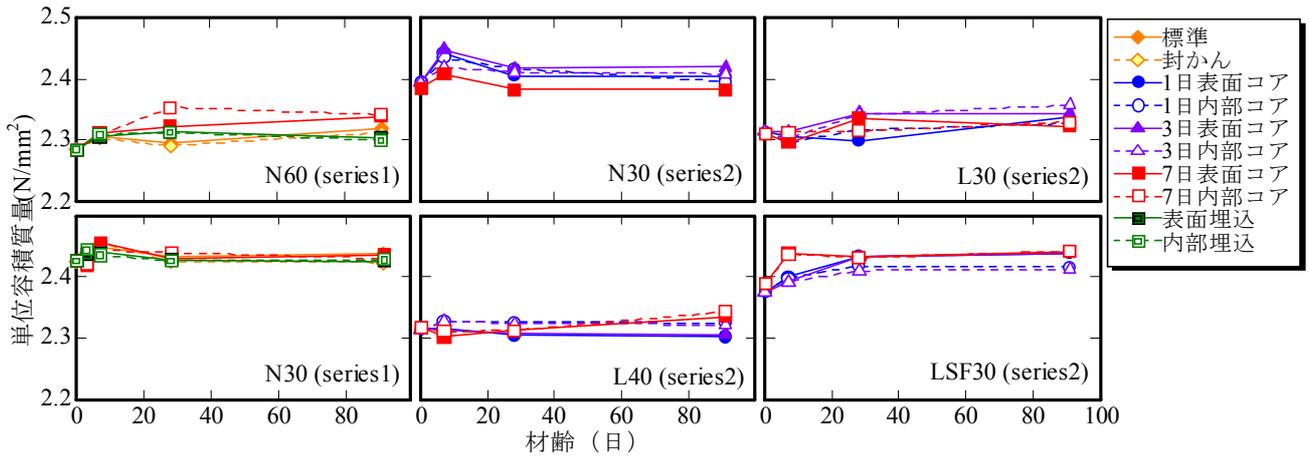


図-6 単位容積質量の変化

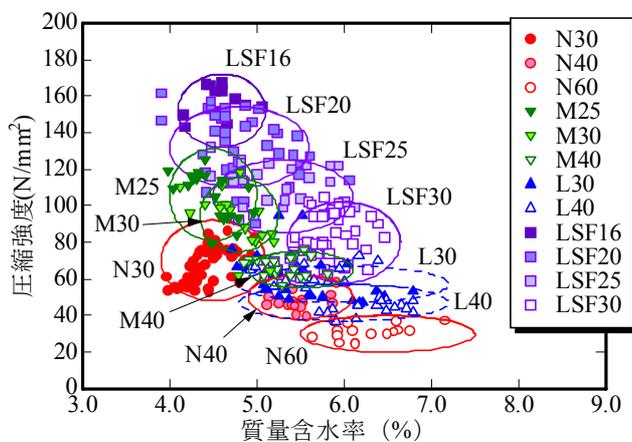


図-7 質量含水率と圧縮強度

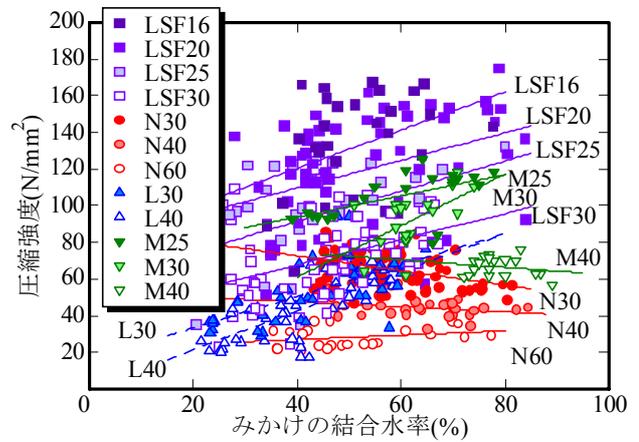


図-8 みかけの結合水率と圧縮強度

#### 4. 考察

##### (1) 質量含水率と圧縮強度

材齢28日と91日における、質量含水率と圧縮強度との関係を図-7に示す。結合材種類ごとに分布の領域が異なるものの、どれも水結合材比が小さいほど質量含水率は低く、圧縮強度は高強度になる傾向がある。結合材種類で比較すると、同一水結合材比で強度が等しい場合は、Nセメントの質量含水率はLセメントやLSFよりも小さい。しかし、個々の調合について検討した場合、その分布は団子状であり明確な傾向を見出すことはできなかった。

##### (2) 結合水率と圧縮強度

コンクリートの調合上の単位水量と骨材中の水分量、フレッシュ時の単位容積質量、圧縮試験時のテストピースの単位容積質量および質量含水率をもとにみかけの結合水量を式(1)により算出した。

$$W_b = W_0 + W_g \pm \Delta W - W_c \quad (1)$$

$W_b$  : みかけの結合水量 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )

$W_0$  : 単位水量 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )

$W_g$  : 骨材に含まれる水分量 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )

(調合上の骨材量×吸水率)

$\Delta W$  : 吸水・乾燥による水分変化量 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )

(単位容積質量変化により評価)

$W_c$  : 質量含水量 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )

みかけの結合水量を単位水量で除した、みかけの結合水率(%)と圧縮強度との関係の一部を図-8に示す。みかけの結合水率は広範囲にわたり分布し、今回の検討ではその範囲は20~80%に及んだ。また、結合材種類や水結合材比により分布の範囲が異なるが、水結合材比が低いほど高強度側に分布する。しかしながら、各調合の回帰線の傾きがばらばらだけでなく分布の変動も大きい。

続いて、みかけの結合水量を調合上の単位結合材量で除してみかけの結合水結合材比を算出し、圧縮強度との関係の評価した結果を図-9に示す。なお、図中にはそれぞれの調合について原点を通る直線により回帰を行った

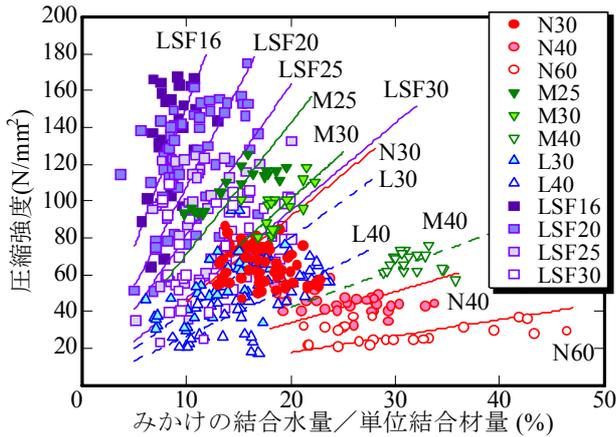


図-9 みかけの水結合材比と圧縮強度

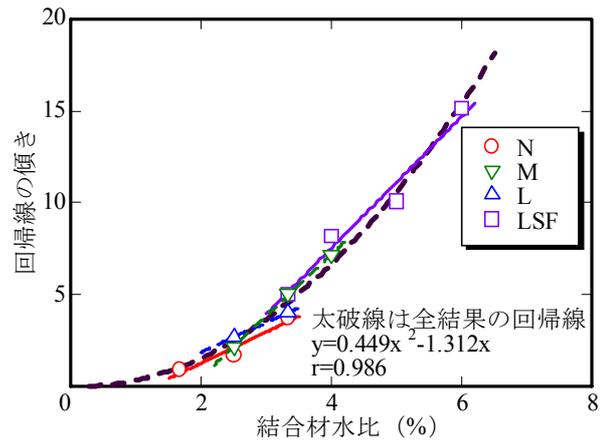


図-10 関係式の傾き

結果を併せて示す。回帰線に対しばらつきが大きいのは結合水を様々な要因から間接的に算出しているため、個々の差異が重ね合わされた結果と考えられる。

低強度領域のコンクリートから超高強度領域のコンクリートまで、傾きは連続的に大きくなっていく傾向が確認できる。ここで、同一のみかけの結合水結合材比のときは、調合上の水結合材比が小さいコンクリートほど高強度となる。また、みかけの結合水結合材比が大きい、すなわち、みかけの結合水量が増加すると高強度化するが、水結合材比が小さいほど、回帰式の傾きは大きくなるため、わずかな結合水量の差が強度に大きな影響を与えることがわかる。

図-9中の回帰式の傾きを結合材水比で整理した結果を図-10に示す。すべての結果は原点を通る二次曲線で良好に回帰され連続性が確認できる。すなわち、結合水量と水結合材比により、低強度から超高強度領域までコンクリートの強度を連続的に評価できる可能性が示唆された。

## 5. まとめ

今回の実験により、高強度コンクリートの圧縮強度と内部水分との関係について以下の知見が得られた。

- 1) 水結合材比が小さいコンクリートでは、養生方法による質量含水率の変動は小さくなる。
- 2) みかけの結合水結合材比により、低強度領域から超高強度領域までのコンクリートの圧縮強度を評価できる可能性を示した。
- 3) コンクリートの水結合材比が低下するほど結合水量が強度に与える影響が大きくなった。

本論は、限られた条件と試験結果から検討を行った結果である。今後は、データの収集を引き続き行い結合水と強度との関係を、さらに検討する所存である。

謝辞：本研究を行うに当たりサンプルを提供していただきました住友大阪セメント(株)、(株)ポリリス物産の関係諸氏に感謝いたします。また、貴重なアドバイスを頂きました宇都宮大学 榊田佳寛教授に深謝いたします。

## 参考文献

- 1) (社)コンクリート工学協会：コンクリート便覧「第二版」、技報堂出版、1996
- 2) 皆川淳ほか：構造体中でのコンクリート強度発現の変動に関する基礎的実験、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.24, No.1, pp.945-950, 2002.6
- 3) 佐藤幸恵ほか：高強度コンクリートの構造体内部での含水率の変化と強度発現性に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.25, No.1, pp.1031-1036, 2003.7
- 4) 河上浩司ほか：型枠解体材齢が構造体コンクリート強度に及ぼす影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.25, No.1, pp.1025-1030, 2003.7
- 5) 河上浩司、西本好克：Fc100/mm<sup>2</sup>級の超高強度コンクリートの強度発現に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.24, No.1, pp.369-374, 2002.6
- 6) 菅俣 匠ほか：セメント-シリカフェーム系結合材の水和反応と強度発現性の関係に関する一考察、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.26, No.1, pp.1287-1292, 2004

# 高周波加熱乾燥法による単位水量の推定に及ぼす各種要因の検討

## A Study of Influencing Factors on Water Content Evaluation of Fresh Concrete using the Microwave Heat Dry Method

松田 拓 TAKU MATSUDA  
 蓮尾 孝一 KOICHI HASUO  
 谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI  
 西本 好克 YOSHIKATSU NISHIMOTO

単位水量推定試験に高周波加熱乾燥法を用いる場合の測定結果の補正方法として、1) 細骨材の吸水率の影響、2) セメントの結合水率の影響、3) ウェットスクリーニングの影響について検討を行った。検討結果から各補正値の評価方法を示し、電子レンジ法によるコンクリートの単位水量の算定方法を提案した。さらに、提案手法を超高強度コンクリートの品質管理に適用し、その有効性を確認した。

キーワード：単位水量、品質管理、高周波加熱乾燥法、骨材吸水率、セメント結合水率、ウェットスクリーニング、超高強度コンクリート

The following factors which influence the water content evaluation using the microwave heat dry method were investigated: 1) Absorption rate of fine aggregate, 2) Combined water rate of cement, 3) Extent of wet screening. The authors propose an evaluation method for water content using a microwave oven, which includes various correction techniques obtained from the above-mentioned results. In addition, the proposed method was applied to the actual quality control of high-strength concrete, and the effectiveness of the method was confirmed.

**Key Words:** Water Content, Quality Control, Heat dry Method with Microwave, Absorption Rate of fine Aggregate, Combined Water Rate of Cement, Wet screening, High-strength Concrete

### 1. はじめに

コンクリート構造物の耐久性向上の観点から、フレッシュコンクリートの単位水量を施工現場において管理することが重視されている。単位水量推定試験は、施工中にレディーミクストコンクリート工場や打設現場で実施されるため、簡便かつ迅速に行えることが求められる。また、推定結果により検査・品質管理を実施するためには、実用上支障のない範囲の精度が必要である。

原理がわかりやすく、比較的簡便で迅速に実施できる推定方法の一つとして、高周波加熱乾燥法(以下、電子レンジ法という)が挙げられる<sup>1)</sup>。ただし、電子レンジ法の実施に際しては、骨材の吸水率やセメントの結合水率、ウェットスクリーニングの影響による推定値の偏り等、確認しなければならない要因がある<sup>1),2)</sup>。したがって、これらの要因をそれぞれ適切に評価することにより、推定精度が向上し、施工時における単位水量の変動や異常の原因を把握することも容易になると考えられる。

本報では、電子レンジ法による単位水量推定値に影響する各種要因に関して室内試験による検討を実施し、その補正方法の提案を行った。さらに、Fc100N/mm<sup>2</sup>クラスの超高強度コンクリートの施工時における品質管理に提案した手法を適用し、その有効性を確認した。

### 2. 使用材料及び調合上の要因

一般に、電子レンジ法によるコンクリートの単位水量は、式(1)によって求められる。<sup>3)</sup>

$$W = \frac{(W_b - W_c)}{(W_b - W_a)} \times (C_0 + W_0 + S_0) + \frac{X}{100} \times C_0 - \frac{P}{100 + P} \times S_0 \quad (1)$$

$W_a$ : 容器の質量(g),  $W_b$ : 採取した試料と容器の合計質量(g),  $W_c$ : 乾燥後の試料と容器の合計質量(g),  $C_0, W_0, S_0$ : 調合上の水, セメント及び細骨材の単位量(kg/m<sup>3</sup>)  $X$ : セメント質量に対する結合水量の比率( $x = 1.4$ ), 試験法による係数( $= 0.02$ )),  $P$ : 細骨材の吸水率(%)

ここでは、各因子に対する検討を室内試験で実施した結果を報告する。

#### (1) 細骨材の吸水率

細骨材の吸水率の試験値は、電子レンジで細骨材を加熱して求めたもののほうが、JIS A 1109 に定められた方法によるものよりも大きな値を示すことが指摘されている<sup>4)</sup>。そこで、表-1に示す5種類の細骨材を使用し、細骨材の吸水率を確認した。図-1は、それぞれの方法で求めた吸水率の結果を比較したものである。文献<sup>4)</sup>と同様に、電

表-1 細骨材種類

A	川砂(鬼怒川産) : 表乾密度2.57g/cm <sup>3</sup>
B	山砂(千葉県万田野産) : 表乾密度2.59g/cm <sup>3</sup>
C	砕砂(下都賀郡岩舟町産) : 表乾密度2.65g/cm <sup>3</sup>
D	砕砂(茨城県岩瀬産) : 表乾密度2.58g/cm <sup>3</sup>
E	ガラスビーズ( 2mm) : 密度2.50g/cm <sup>3</sup>

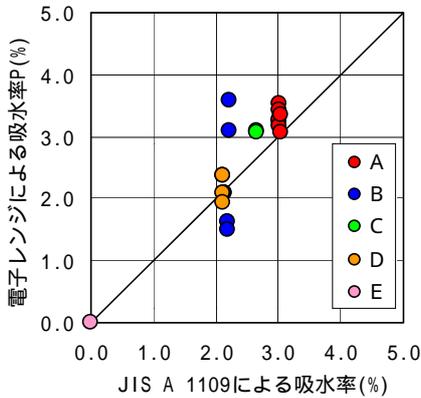


図-1 吸水率測定結果

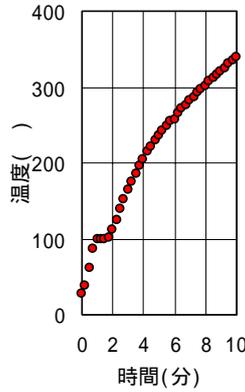


図-2 細骨材温度

電子レンジで求めた吸水率(P)はJIS法で求めた値とは異なり、JIS法よりも大きくなる場合が多い。図-2は、電子レンジ内で加熱中の細骨材温度の測定結果である。細骨材温度は10分間の加熱で約350 程度まで上昇し、JIS法による乾燥温度(105 ± 5 )よりも高温となった。これより電子レンジによって加熱乾燥する場合は、JIS法で実施する場合と質量減少が異なると考えられることから、本検討では細骨材の吸水率を電子レンジによって求めた値を用いた。

(2) セメントの結合水率

図-3は普通ポルトランドセメント(N)、シリカヒュームセメント(SFC)および早強セメント(H)のペーストを電子レンジによって加熱乾燥して得られた結合水率(X)試験結果を示す。ここでは、セメント単体を電子レンジで加熱した場合の質量減少率(Y)を考慮している。Xは各セメントともW/Cが小さくなるに比例して小さくなり、式(2)で表された。また、SFCに関して、XはW/C=25%以下ではほぼ0となった。

$$X = a \cdot W/C + b \quad (2)$$

ただし、

$$X = W' / C_0 \times 100(\%) \quad (3)$$

$$Y = C' / C_0 \times 100(\%) \quad (4)$$

ここに、a、bは実験定数、W' : 結合水量(g)、C' : セメント単体を電子レンジで加熱乾燥した際の減少質量(g)、

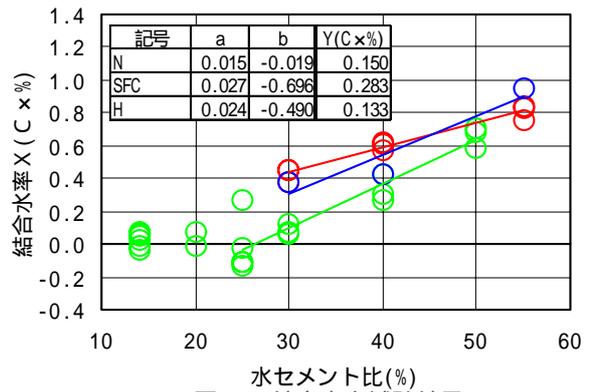


図-3 結合水率試験結果

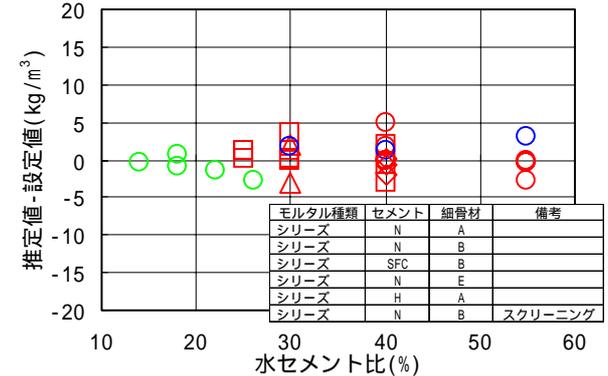


図-4 モルタル試験結果

(3) モルタルによる単位水量の推定精度の確認

以上の検討結果を検証するために、図-4中に示す実際のコンクリートの調合より粗骨材を除いたモルタルを用いて、単位水量推定試験を実施した。試料の製造にはモルタルミキサを使用し、各モルタルの練りあがり量を1Lとした。また、シリーズ に関しては5mmふるいによりウェットスクリーニング(以下、スクリーニングという)を実施後に単位水量推定試験を行った。

推定値の算出は、日本建築学会式<sup>3)</sup>に準じて各補正值P、X、Y、を考慮した式(5)により行った。

$$W = \frac{(W_b - W_c)}{(W_b - W_a)} \times (C_0 + W_0 + S_0) + \frac{X}{100} \times C_0 - \frac{Y}{100} \times C_0 - \frac{P}{100 + P} \times S_0 \quad (5)$$

何れのシリーズにおいても、W/C=14 ~ 55%の範囲で推定値と設定値はほぼ一致し、各補正值P、X、Yを考慮することでモルタルの単位水量を推定することができた。シリーズの試験結果からは、スクリーニングによる推定値への影響は確認できなかった。

3. スクリーニングの影響

以降の検討は、コンクリート試料で実施したものである。

(1) モルタル採取率の影響

スクリーニングが単位水量の測定結果に影響を及ぼすこ

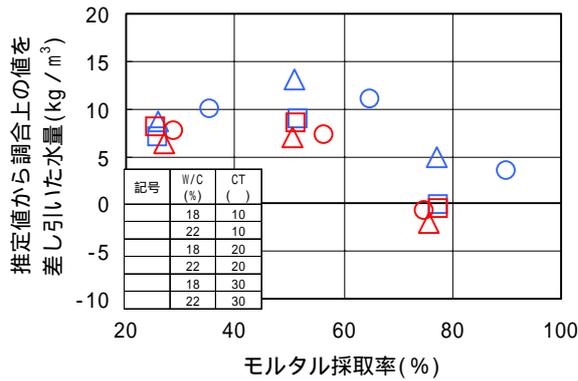


図-5 モルタル採取率の影響

とが指摘されている<sup>5)</sup>。図-5は、SFCを使用したW/C=22%および18%のコンクリートに対して、モルタルの採取率と式(5)による単位水量推定結果との関連を調べた結果である。各コンクリートの練り上がり温度は10, 20, 30の3種類に設定した。ここでモルタル採取率は式(6)によって求めた。

$$\begin{aligned} \text{モルタル採取率} &= (\text{スクリーニングによって得た} \\ &\quad \text{モルタル量} / \text{調合設計上のモルタル量}) \\ &\quad \times 100(\%) \end{aligned} \quad (6)$$

文献<sup>5)</sup>と同様に、モルタル採取率が大きくなるにしたがい、推定結果は小さくなる傾向がある。よって、本検討でのスクリーニングは、誤差を小さくするために、振動機を併用した手ぶるいをモルタルが落ちなくなるまで実施する方法に統一した。

(2) 水セメント比(W/C)の影響

表-2に示したW/C=22~55%のコンクリートに関して、単位水量推定試験を実施した。細骨材は表-1中のA,セメントは普通ポルトランドセメント(N)を使用した。練り混ぜには容量50Lのパン型ミキサを使用し、1バッチの練り上がり量を30Lとした。この実験では、モルタルを練り、その一部を採取したもの( )と、その後粗骨材を投入して練り上がったコンクリートをスクリーニングして得られたモルタル( )に対して、それぞれ式(5)により単位水量を算出した。このとき、試料とともに、5mmふるいによるスクリーニングを実施した。推定結果を図-6に示す。による結果は、前章2.で示したモルタル試験と同様に、おおむね調合上の値と一致した。しかしによる結果は、同一単位水量であっても、W/Cが大きいほど単位水量の推定値の偏り(Z)が大きくなる傾向が認められる。これらのことから、コンクリートの単位水量を推定する上ではスクリーニングの影響を考慮する必要があり特に今回のケースのように、材料および調合の条件が限定された場合、推定値の偏り(Z)はW/Cと比例関係にあると考えられ、式(7)で表された。

$$Z = c \cdot W/C + d \quad (7)$$

ここに、c, dは実験定数、

表-2 コンクリート調合

水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )			
		セメント	水	細骨材	粗骨材
22	39.2	750	165	575	922
25	42.0	660	165	649	922
30	38.3	550	165	605	1007
40	42.3	413	165	717	1007
45	43.6	367	165	755	1007
50	44.5	330	165	784	1007
55	45.3	300	165	809	1007

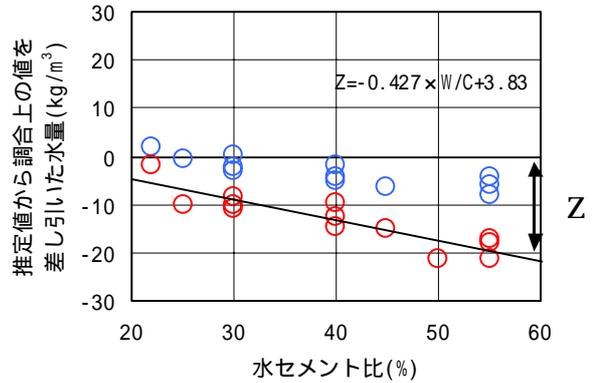


図-6 W/Cの影響

表-3 コンクリート種類

記号	単位水量 (kg/m <sup>3</sup> )	水セメント比 W/C (%)	単位粗骨材 かさ容積 (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	練り混ぜ量 (L)
○	165	50	0.64	30
○	165	50	0.55	30
○	185	50	0.64	30
○	165	50	0.64	50
○	165	30	0.64	30
○	165	30	0.55	30
○	150	30	0.55	30

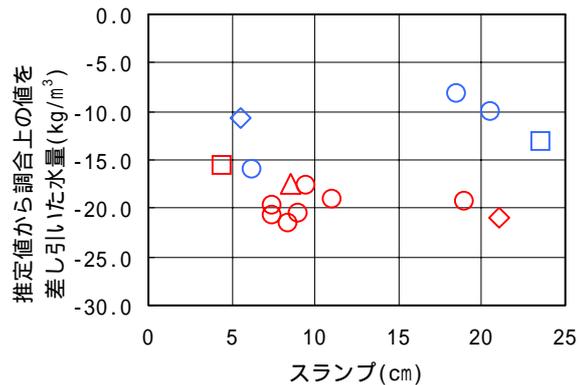


図-7 調合の相違の影響

(3) 調合の相違による推定値への影響

a) 使用材料が同一の場合

図-7は、前章(2)で使用したコンクリートに関して、表-3に示すように、スランプ、単位水量、単位粗骨材かさ容積、練り混ぜ量の異なるものに関して式(5)による単位水量推定試験を実施した結果である。今回実施した範囲では、各要因が推定値の偏り(Z)へ及ぼす影響はなかった。

表-4 コンクリート種類

コンクリート種類	セメント	細骨材-1	細骨材-2	粗骨材
シリーズ	普通ポルトランドセメント(N)	鬼怒川産川砂	-	葛生町産砕石
シリーズ	普通ポルトランドセメント(N)	万田野産山砂	-	両神産砕石
シリーズ	普通ポルトランドセメント(N)	岩舟町産砕砂	-	葛生町産砕石
シリーズ	3成分系特殊セメント(VKC)	岩瀬産砕砂	-	岩瀬産砕石
シリーズ	中庸熟ポルトランドセメント(M)	岩瀬産砕砂	-	岩瀬産砕石
シリーズ	普通ポルトランドセメント(N)	霞ヶ浦産川砂	尻内町産砕砂	田沼産砕石
シリーズ	シリカヒュームセメント(SFC)	万田野産山砂	-	両神産砕石
シリーズ	高ビーライト系セメント(HF)	万田野産山砂	-	両神産砕石

b) 使用材料の違いによる影響

図-8は、表-4に示した使用材料の異なる各コンクリートに関して実施した試験練り時に、式(5)により単位水量推定試験を実施した結果である。各コンクリートの推定値の偏り(Z)は、使用材料による差が確認されるが、何れもW/Cが小さくなると小さくなった。

4. 単位水量の測定式の提案

以上の検討結果より、フレッシュコンクリートの単位水量測定の数値方法として、式(5)に推定値の偏りの補正值(Z)を考慮した、式(8)を提案する。

$$W = \frac{(W_b - W_c)}{(W_b - W_a)} \times (C_0 + W_b + S_0) + \frac{X}{100} \times C_0 - \frac{Y}{100} \times C_0 - \frac{P}{100+P} \times S_0 + Z \quad (8)$$

推定値の偏りの補正值(Z)は、式(7)もしくは5.で後述する確認試験によって求める。図-9は図-6に示すの方法で採取したコンクリートの単位水量を式(8)により推定した結果である。単位水量の推定値は調合上の値にほぼ一致した。

5. 実施工への適用

(1) はじめに

Fc100N/mm<sup>2</sup>の超高強度コンクリートの実施工時の品質管理に、本提案手法による単位水量推定試験を適用した。各補正值は事前に予備試験により求めた。全てのアジテータ車よりコンクリートを採取して、単位水量と圧縮強度を測定し、本提案手法の有効性を検討した。

(2) 確認試験

a) 試験概要

確認試験として、実施調合のコンクリートによる試験練りを実施して、提案手法による推定値の追従性<sup>2)</sup>および補正值(Z)の確認を行った。使用材料および調合を表-5および表-6に示す。混和剤には、NewRC基準「高強度コンクリート用高性能AE減水剤の品質基準(案)」<sup>6)</sup>に適合する減水剤

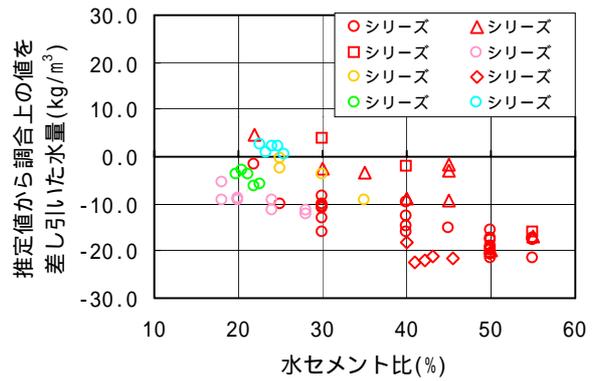


図-8 材料の相違の影響

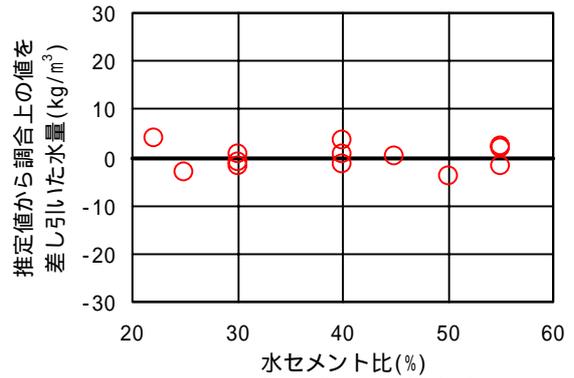


図-9 提案式による推定結果

表-5 使用材料

材料	種類	仕様	産地、他
細骨材	山砂	表乾密度：2.59(g/cm <sup>3</sup> ) 吸水率：2.28% 粗粒率：2.60	千葉県市川市 万田野
粗骨材	硬質砂岩 砕石2005	表乾密度：2.71(g/cm <sup>3</sup> ) 吸水率：0.56% 粗粒率：6.61	埼玉県秩父郡 両神
混和剤	減水剤	ポリカルボン酸系	-

表-6 コンクリート調合

調合名	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				
			セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤
SFC100	19.8	45.5	732	145	707	875	14.64
SFC100+05	20.5	45.3	732	150	694	875	14.64
SFC100+10	21.2	44.8	732	155	681	875	14.64
SFC100+15	21.9	44.3	732	160	668	875	14.64
SFC100+20	22.5	43.8	732	165	655	875	13.91

を使用した。調合記号SFC100は基本調合を示し、SFC100+05～SFC100+20は基本調合に対して細骨材表面水率が0～2.8%程度変動し、単位水量が増加したケースを想定した調合を示す。混和剤の添加量は一定とした。練り混ぜは強制二軸型ミキサー(60L)を用い、練りあがり量は1バッチ30Lとした。単位水量推定結果は式(5)により算出した。

表-7にフレッシュ試験結果を示す。スランプフロー値は単位水量の増加に伴い大きくなり、50cmフロー時間は単位水量の増加に伴い短くなったが、フロー停止時間に明確な違いは見られなかった。SFC100+15までは目視ではフレッシュ性状の変状は確認できなかった。SFC100+20に関しては若干の分離傾向が認められ、これ以上の単位水量の増加は目視で十分確認できるものと考えられる。

表-7 フレッシュ試験結果

No	スラフ厚 (cm)		加圧時間 (sec)		空気量 (%)	コンクリート温度 (°C)	気温 (°C)	
	50cm	停止	50cm	停止				
SFC100	57.5	×	57.5	11.6	44.4	2.0	24.0	24.0
SFC100+05	58.5	×	57.5	8.8	33.8	1.9	24.0	25.0
SFC100+10	62.0	×	61.5	5.8	40.6	1.8	24.0	25.0
SFC100+15	65.0	×	64.0	4.6	40.2	1.5	24.0	24.0
SFC100+20	75.0	×	72.5	4.3	64.9	1.4	24.0	24.0

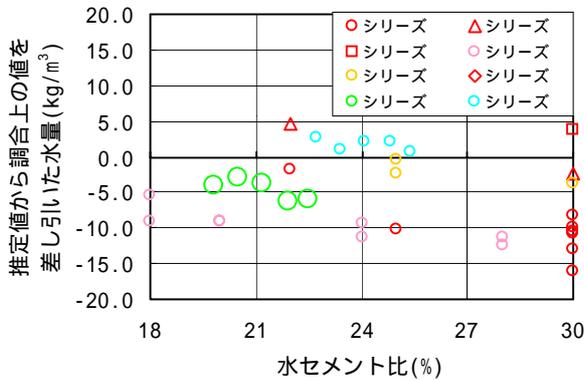


図-10 W/Cと推定値の偏り

表-9 コンクリート実施調査

調査名	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m³)			
			セメント	水	細骨材	粗骨材
標準期	19.8	45.5	732	145	707	875
冬期	18.2	43.5	797	145	653	875

表-10 単位水量推定に用いた各補正值

X (C×%)	Y (C×%)	P (%)	Z (kg/m³)
0.00	0.28	3.00~3.72	3.7

b) 推定結果の追従性および補正值(Z)の確認

図-10は、3.7で示した図-8をW/Cが18~30%の範囲で表示したものであり、シリーズが今回の推定結果である。推定値の算出は、実際に計量した調査データを用いた式(5)により行った。他の試験結果と同様にW/Cの小さい範囲では推定値の偏りは小さくなる傾向を示す。

図-11および表-8は、調査上の値と推定結果の関係を示している。ここでは、実際の単位水量が不明の状況を想定して、推定値の算出を基本調査SFC100を用いた式(5)により行った。各コンクリートの推定値には一定の偏りが見られるが、単位水量の+20kg/m³までの増加に追従して増加した。この結果より、補正值(Z)は5回の試験結果の平均値(3.7kg/m³)とした。

(3) 品質管理

a) 品質管理の概要

コンクリートの打設は、標準期(10~11月)から冬期(12~2月)にかけて行われ、標準期では延べ3日で66m³、冬期では1日で36m³であった。標準期と冬期の実施調査を表-9に示す。

単位水量の推定には細骨材の吸水率を適切に評価する必

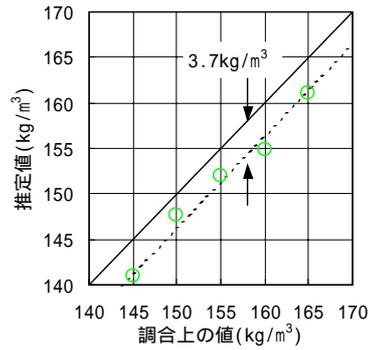


図-11 推定値の偏り

表-8 推定値の偏り

調査上の値 (kg/m³)	推定値 (kg/m³)	推定値-調査上の値 (kg/m³)
145	141	-4
150	148	-2
155	152	-3
160	155	-5
165	161	-4
平均値		-3.7

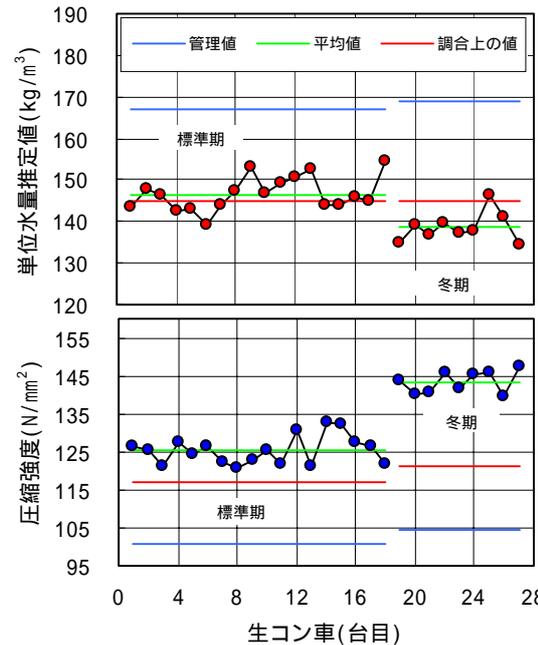


図-12 単位水量及び圧縮強度試験結果

表-11 単位水量管理結果

打設時期	単位水量 (kg/m³)				標準偏差 (kg/m³)	変動係数 (%)
	平均値	最大値	最小値	調査上の値		
標準期	147	154	139	145	4.13	2.81
冬期	139	146	134	145	3.61	2.61

表-12 圧縮強度管理結果

打設時期	標準養生材齢28日圧縮強度 (N/mm²)				標準偏差 (N/mm²)	変動係数 (%)
	平均値	最大値	最小値	調査強度		
標準期	125	133	120	117	3.78	3.02
冬期	143	148	140	121	2.94	2.05

要がある。このため、細骨材の表面水および電子レンジによる吸水率(P)を出荷日毎に午前・午後1回ずつ測定した。表-10に単位水量の算出に用いた各補正值を示す。

全てのアジテータ車に対して出荷時に工場試験室にて単位水量推定試験を実施すると同時に、10×20cmの圧縮強度供試体採取して標準養生材齢24日の圧縮強度を確認した。

b) 品質管理結果

出荷時に確認した各アジテータ車の単位水量推定結果と標準養生材齢 28 日圧縮強度測定結果を図 -12 に示し、単位水量管理結果、強度管理結果を表 -11 および表 -12 に示す。

標準期では単位水量はほぼ調合上の値であり、圧縮強度は調合強度より若干大きくなっている。冬期においては単位水量は調合上の値より小さく、圧縮強度は調合強度より大きい結果となっている。また、各施工時の圧縮強度の変動係数は 2 ~ 3 % の範囲であり、調合設計に用いた変動係数の 1 / 2 以下となっている。

「強度試験結果と調合強度との差」と「単位水量の推定値と調合上の値の差」との関係を図 -13 に示す。単位水量の増減と圧縮強度の増減には若干の負の相関が見られ、また測定結果には打設日別の傾向が見られる。図 -14 は図 -13 の圧縮強度を、NewRC の方法<sup>6)</sup>により空気量補正したものである。この結果、測定結果の打設日別の傾向は小さくなり、相関の傾きは、図中に示した調合に用いた圧縮強度 - 結合材水比の関係線に近いものとなった。

このことより、本工事で用いたフレッシュコンクリートの単位水量の推定方法が圧縮強度の管理に有効であると判断された。

5 . まとめ

電子レンジ法によるフレッシュコンクリートの単位水量推定試験に関して、本検討の範囲で以下の知見を得た。

- (1) 細骨材の吸水率は、JIS 法と電子レンジによる方法とでは異なり、電子レンジによる吸水率の方が大きい場合が多い。
- (2) セメントの結合水率は、W/C 及びセメント種類により異なり、W/C が大きくなるに従い大きくなる。
- (3) スクリーニングによる単位水量推定結果の偏りはコンクリートごとに異なるが、今回実施した範囲のように材料や調合の条件が限定された場合、W/C が大きくなるに従い大きくなり、W/C の一次式で表現できた。
- (4) 以上を考慮することにより、単位水量を精度良く推定することができた。
- (5) 提案式による単位水量の推定方法は、単位水量の 20kg/m<sup>3</sup> までの増加に対するの追従性を有する。
- (6) 提案手法による単位水量の測定の実施は、超高強度コンクリートの圧縮強度の管理に有効であった。

今後は、セメントや骨材の種類および配合の範囲等を広げた検討に加え、いわゆる普通強度クラスのコンクリートの品質管理への本提案手法の適用性を検討していく必要がある。

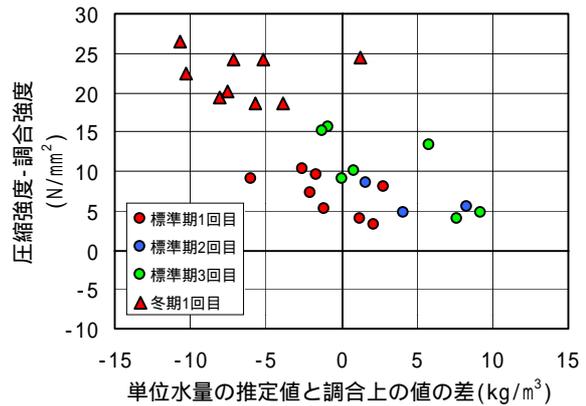


図 -13 単位水量と圧縮強度の増減

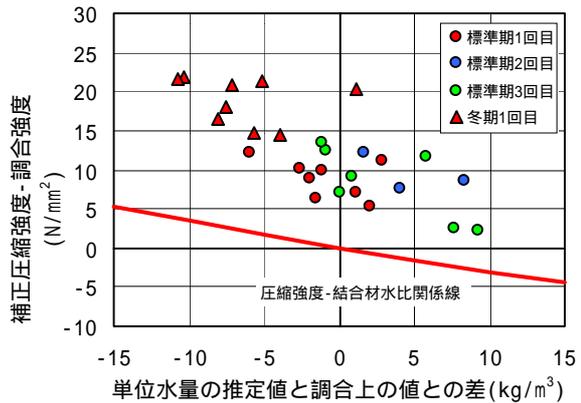


図 -14 単位水量と補正圧縮強度の増減

謝辞: 本検討を行うに当たり、ご協力をいただきました晴海小野田レミコン(株)、三井プレコン(株)、(株)内山アドバンス柏工場、住友大阪セメント(株)、太平洋セメント(株)、宇部三菱セメント(株)、花王(株)、(株)NMB、(株)フローリックの関係諸氏に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 例えば「フレッシュコンクリートの単位水量迅速測定および管理システム調査研究委員会報告書」、(社)日本コンクリート工学協会、pp33. - 34, 2004.6
- 2) 例えば「コンクリートの試験方法に関するシンポジウム報告集」、(社)日本建築学会、pp1-168. -1-183, 2003.11
- 3) 「高性能AE減水剤コンクリートの調合・製造および施工指針」、(社)日本建築学会、pp.130-136, 1999.2
- 4) 辻本・ほか: 高周波加熱法における試験条件の相違が単位水量の推定値に及ぼす影響、フレッシュコンクリートの単位水量迅速測定および管理システムに関するシンポジウム、pp.39-46, 2002.12
- 5) 加藤・ほか: 高周波加熱乾燥法による単位水量推定値に及ぼすウェットスクリーニング手法の影響、フレッシュコンクリートの単位水量迅速測定および管理システムに関するシンポジウム、pp.63-66, 2002.12
- 6) NewRC総プロ委員会: 平成4年度高強度コンクリート分科会報告書、(財)国土開発技術研究センター、pp.4 8-1, 4-18 6, 1993.2

# 防汚を目的とした外壁用塗装材料の耐久性に関する検討

## The Durability of Top Coatings for Outer Walls and their Antifouling Properties

建築技術部	小久保正美	MASAMI KOKUBO
建築技術部	樋口 義次	YOSHITSUGU HIGUCHI
建築技術部	川西 毅	TAKESHI KAWANISHI
	蓮尾 孝一	KOICHI HASUO
	松田 拓	TAKU MATSUDA

防汚を目的とした外壁用塗装材料の耐久性、防汚性について検討した。その結果、低汚染型ふっ素樹脂系塗装材料は、耐候性、防汚性に優れていることが明らかになった。一方、光触媒塗装材料は、耐候性に劣る傾向があること、防汚性は優れているものの、シリコン樹脂系シーリング材から発生する汚れや金属の錆汁、汚染物を含んだ雨水（汚濁水）が伝わる壁面の汚れに対しては防汚効果が期待できにくいことがわかった。

キーワード：耐候性、防汚性、屋外暴露試験、ふっ素樹脂、光触媒

The durability of coatings for outer walls and their antifouling properties were examined. The studies indicated that low contamination type fluoro resin coatings had excellent weathering and antifouling properties. Alternatively photocatalyst coatings tended to have been inferior to weathering. Further to this, there are no antifouling properties resistant to staining from silicone resin and rust fluid.

**Key Words:** weathering, antifouling property, outdoor exposure test, fluoro resin, photocatalyst

### 1. はじめに

外壁用塗料として、常温乾燥型ふっ素樹脂系塗料やアクリルシリコン樹脂系塗料等、高耐候性塗料が使用されるようになってから約20年が経過する。

当初、これら高耐候性塗料は、塗替え周期の延長が可能となり、ランニングコストの低減を図る上で有効と考えられていた。しかし、高耐候性は実証されたものの、汚れやすいことが課題であった<sup>1)</sup>。昨今では、塗料中に含有する低汚染化材料が塗膜乾燥過程で塗膜表面に配向され、大気中の水分や雨水等と反応して加水分解する、親水性を高めた高耐候性塗料<sup>2),3)</sup>が開発され、主流となっている。またその一方で、多くの産業分野で注目されている光触媒を応用した塗装材料も上市されている<sup>4)</sup>が、実用化されてからの年月が浅く、その耐久性も十分に検証されているわけではない。

このような背景から、本研究は、防汚性を有する外壁用塗装材料の屋外暴露試験ならびに適用建物の実態調査を行い、耐久性を把握するとともに、防汚機能を発揮するための設計上の留意点を抽出することを目的とした。

### 2. 屋外暴露試験概要

#### (1) 評価対象塗装材料

表-1に試験体の概要を示す。評価の対象とした試験体は、高耐候性塗装材料5種類（従来型ふっ素樹脂系塗装材料1種類（記号a）、低汚染型ふっ素樹脂系塗装材料4種類（記号b, c, d, e））、光触媒塗装材料7種類（常温乾燥型光触媒塗装材料2種類（記号f, g）、アクリルシリコン樹脂系塗膜の上に光触媒塗装材料を施した試験体4種類（記号h, i, j, k）、焼付硬化型光触媒塗装材料1種類（記号l））の合計12種類とした。

表-1 評価対象塗装材料

塗装材料種別	硬化条件	記号
従来型ふっ素樹脂系 <sup>*1</sup>	常温乾燥	a
低汚染型ふっ素樹脂系	常温乾燥	b, c, d, e
光触媒	常温乾燥	f, g
アクリルシリコン樹脂系 +光触媒 <sup>*2</sup>	常温乾燥	h, i, j, k
光触媒 <sup>*2</sup>	焼付乾燥	l

\*1 従来の低汚染機能の少ない塗装材（比較用）

\*2 クリアタイプ。それ以外は白色系

(2) 試験体

試験体は、図-1に示すような500mm×150mm×1mmのアルミニウム板を45°に折り曲げたものを基板とし、表-1に示す塗装材料を塗布した(各試験体数1)。

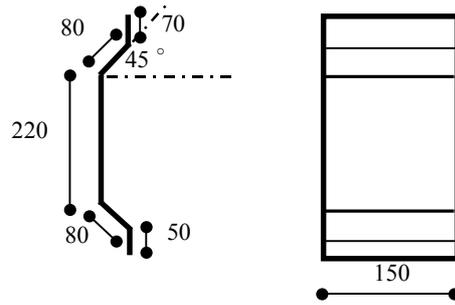


図-1 試験体形状

(3) 暴露方法

屋外暴露試験は、JIS K 5600-7-6 : 2002 (塗料一般試験方法第7部:塗膜の長期耐久性第6節:屋外暴露耐候性)に準拠し、当社技術研究所本館屋上(千葉県流山市)において、南面垂直暴露とした(写真-1)。

(4) 暴露開始時期

高耐候性塗装材料(記号a~e)は、2002年9月に開始した。また、光触媒塗装材料(記号f~l)は、高耐候性塗装材料の暴露試験を開始してから1.5年後の2003年4月に開始した。

(5) 評価項目および方法

表-2に評価項目およびその方法を示す。ここで、高耐候性塗装材料の評価時期は、暴露前および暴露後1.5年、3年とし、光触媒塗装材料は暴露前および暴露後1,2,6ヶ月,1年,1.5年とした。また、測定に当たっては、すべて雨水による洗浄が得られた後(降雨後5~7日経過)に行った。



写真-1 屋外暴露試験状況

表-2 評価項目および方法

評価項目	方 法
外観	塗膜の変退色、光沢低下、割れ、剥がれ等を指触・目視観察した
光沢残存率 <sup>*3</sup>	JIS Z 8741:1997 鏡面光沢度-測定方法-に準拠し、光沢度計(スガ試験機(株)製携帯光沢計 HA-GS)を用いて、60度鏡面光沢度を測定し、光沢残存率(%)にて評価した
明度差 <sup>*3</sup>	JIS Z 8730:2002 色の表示方法-物体色の色差に準拠し、携帯色彩色差計(ミノルタ(株)製CR-231測定径25mm)を用いて、明度差(ΔL*)にて評価した

\*3 測定箇所は、試験体垂直平面部5箇所(上部2箇所、中央部1箇所、下部2箇所)とし、平均値を求めた

3. 適用建物の実態調査概要

(1) 調査対象建物

調査の対象とした建物は、東京都内および近郊における7件とした(表-3)。また、調査建物の選定に当たっては、極力、屋外暴露試験と同一塗料を施工したものとした。

(2) 調査方法

塗膜の割れ、剥がれや汚染状況、白亜化の有無等を目視および指触により調査した。

表-3 調査建物概要

塗装材料種別	用 途	下地の種類	経過年数	建物記号
従来型ふっ素樹脂	事務所	ALC (新設)	13	A
低汚染型ふっ素樹脂	集合住宅	コンクリート (新設)	4	B <sup>*4</sup>
	事務所	ガラス (新設)	3	C
		トイレ	コンクリート (新設)	2
	事務所	コンクリート (塗替え)	3	E <sup>*5</sup>
	事務所	コンクリート (塗替え)	3	F <sup>*5</sup>
光触媒	事務所	コンクリート (塗替え)	3	F <sup>*5</sup>
		コンクリート (塗替え)	3	G <sup>*6</sup>

\*4 表-1のeと同一材料 \*5 表-1のfと同一材料

\*6 表-1のgと同一材料

4. 屋外暴露試験結果および考察

(1) 屋外暴露試験結果

a) 外観

すべての試験体において、顕著な汚れは認められなかった。しかし、光触媒塗装材料は7試験体中5試験体で白亜化が確認された(表-4)。特にアクリルシリコン樹脂系塗膜の上に光触媒塗装材料を施した試験体では、早いもので暴露6ヶ月の時点で白亜化が生じており、暴露

表-4 光触媒塗装材料の白亜化確認時期

塗装種別	記号	暴露期間			
		6M	1Y	1.5Y	3Y
従来型ふっ素	a	○	○	○	○
低汚染型ふっ素	b-e	○	○	○	○
光触媒	f	○	○	×	-
	g	○	○	○	-
	h	×	×	×	-
アクリルシリコン+光触媒	i	○	○	○	-
	j	○	×	×	-
	k	×	×	×	-
光触媒	l	×	×	×	-

凡例：○健全 ×白亜化発生

1.5年では4試験体中3試験体で発生していた。このことは、光触媒の活性によりアクリルシリコン樹脂系塗膜が分解されたためである<sup>5)</sup>と考えられる。

b) 光沢残存率

図-2、図-3に高耐候性塗装材料（記号a～e）および光触媒塗装材料（記号f～l）の光沢残存率の経時変化をそれぞれ示す。

高耐候性塗装材料の光沢残存率は、暴露3年においてすべて80%以上と高い値を示している。

また、光触媒塗装材料の光沢残存率は、経時に伴い低下する試験体が多い。特に試験体f、h、k、lでは、暴露後1年までの低下が大きく、その後は横這いあるいは若干の増加を示しており、塗膜の白亜化に起因しているものと推測される。一方、試験体i、jでは、暴露初期段階（1ヶ月～2ヶ月）で低下し、その後上昇している。このことは、暴露初期の段階は、塗膜表面が親水化する時期である<sup>6)</sup>と考えられ、塗膜表面の微細な凹凸に起因しているのではないかとと思われる。

さらに、暴露1.5年で90%を超え、白亜化も生じていない試験体g、iの塗膜は健全であると判断できる。

c) 明度差

図-4、図-5に高耐候性塗装材料および光触媒塗装材料の明度差の経時変化をそれぞれ示す。

低汚染型塗装材料は、暴露3年で-1～-3と小さい値を示しており、銘柄間の差異はほとんどない。

それに対し光触媒塗装材料は、暴露1.5年で2～-5と防汚性が良好と判断できる範囲内にある<sup>7)</sup>ものの、銘柄による差異がある。中でも、白亜化が生じていない高光沢残存率（90%以上）を示す試験体g、iは、-2以上と小さく、防汚性を有する塗膜としての健全性も確認できた。一方、白亜化が生じている試験体（f、h、j、k、l）は、小さい値を示すものがあるが、このことは、塗膜表面の劣化物質が雨水により洗い流されたためであると推測でき、付着した汚れ物質も同時に流されたことも考えられる。

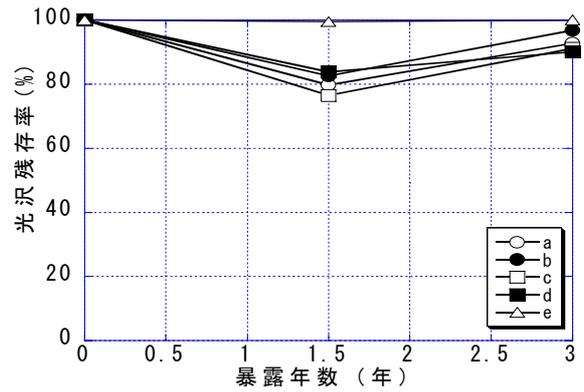


図-2 高耐候性塗装材料の光沢残存率

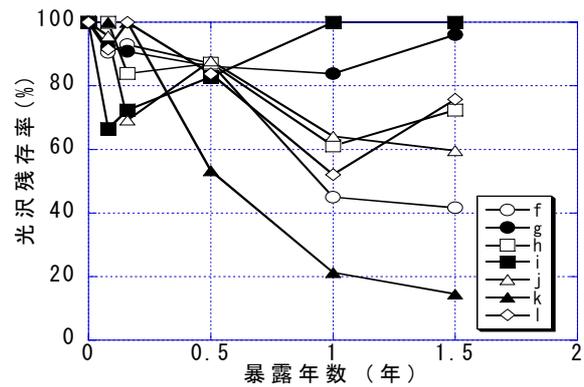


図-3 光触媒塗装材料の光沢残存率

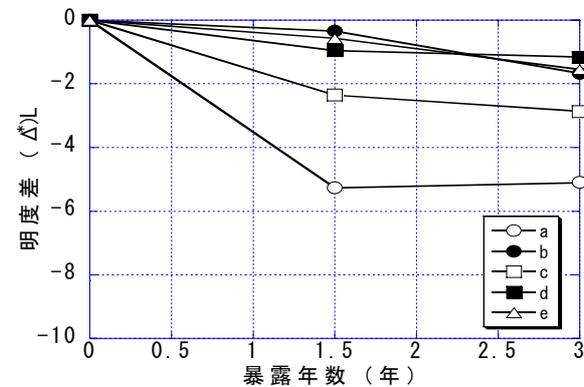


図-4 高耐候性塗装材料の明度差

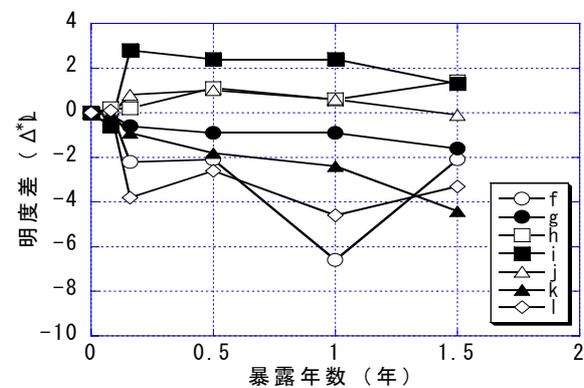


図-5 光触媒塗装材料の明度差

## (2) 考察

高耐候性塗装材料のうち、低汚染型ふっ素樹脂系塗装材料は、防汚性および耐候性とも良好であり、両性能を有したバランスの取れた塗装材料と判断できる。

一方、光触媒塗装材料は、短期間で白亜化を生じるものが数多く存在するため、長期の耐候性に問題があることに注意すべきである。また、下地が有機塗膜の場合、光触媒の活性に起因すると思われる有機塗膜の分解が認められたことから、有機塗膜の保護と接着性を有する下塗材（バリアコート）にも配慮しなければならず、適用に当たっては、試験施工等により塗膜の経時変化を観察し、その結果を基に適否の判断を行う必要がある。

## 5. 適用建物の実態調査結果および考察

### (1) 適用建物の実態調査結果

#### a) 従来型ふっ素樹脂系塗装材料（A建物）

A建物は、施工後13年を経過した一般地域に建つ建物である。

写真-2に外壁の汚れ状況を示す。方位に関係なく、外壁全体に雨ずじりの汚れが認められるが、白亜化は生じていない。

また、屋上パラペット笠木下端の外壁面は、汚染物が直接壁面に伝わらない納まりとなっているため、汚れはほとんど認められない。

#### b) 低汚染型ふっ素樹脂系塗装材料（B建物）

B建物（表-1中記号eの塗装材料を適用）は、施工後4年を経過した一般地域に建つ建物である。

写真-3に外壁サッシュ廻りの状態を示す。柱と壁の取合い部のシーリング材に雨ずじりの汚れが若干認められるが、それ以外の汚れはほとんど生じていない。

#### c) 光触媒塗装材料（C建物）

C建物は、施工後3年を経過した交通量の多い道路に面した場所に位置する建物で、ガラス部分にクリア塗装材料が施されている（写真-4）。

庇直下の壁面は、雨水がほとんど当たらず、洗浄効果が得られにくいため、ガラス表面に塵埃の蓄積が認められた。また、雨水が直接当たり、洗浄効果が得られる垂直壁面であっても、ガラス廻りにはシリコン樹脂系シーリング材から生じた未反応のシリコンによる汚染が見られたことから、光触媒塗装材料は、シリコンオイルを分解する機能を有していない<sup>8),9)</sup>ことが確認できた。

#### d) 光触媒塗装材料（D建物）

D建物（表-1中記号fを適用）は、C建物と同一敷地内に建つ建物で、施工後2年を経過したものである。白亜化は生じていないが、落とし目地に顕著な汚れが確認



写真-2 A建物 外壁面の汚染状況



写真-3 B建物 外壁面の状況



写真-4 C建物 外壁面の状況



写真-5 D建物 落とし目地の汚れ状況

できた（写真-5）。この汚れは、外壁天端の水平部分に堆積した塵埃と雨水が混合し形成された汚濁水が、垂直部の落とし目地に直接伝わったために発生したと思われる。

### e) 光触媒塗装材料 (E 建物)

E 建物は、施工後 3 年を経過した交通量の多い道路に面した所に位置する建物で、D 建物と同銘柄の塗装材料が施されている。白亜化は生じていないものの、汚濁水が底上部の水平面から庇鼻先の垂直面に流れたために生じた雨すじ状の汚れが認められた (写真-6)。

D 建物でも確認できたように、外壁やバルコニー壁の天端あるいは屋上パラペット笠木、底上部等、汚染物を含んだ雨水 (汚濁水) が、水平面から垂直面へ直接伝わるような部位では、防汚性能が発揮されにくいことが確認できた。

また、錆汁に対する分解機能もないと考えられるため、錆汁が生じにくいアルミニウムやステンレス部材を選定する配慮が必要である (写真-7)。

### f) 光触媒塗装材料 (F 建物)

F 建物は、施工後 3 年を経過した交通量の多い道路に面し、D 建物および E 建物と同様の塗装材料を適用した建物である (写真-8)。壁面の汚れが若干認められ、微少な白亜化も確認された。屋外暴露試験でも、暴露後 1.5 年で白亜化が確認されており、D・E 建物で白亜化は生じていないものの、比較的短期間で塗膜の劣化が生じるのではないかと推測する。

### g) 光触媒塗装材料 (G 建物)

G 建物 (表-1 中記号 g を適用) は、施工後 3 年を経過した交通量の多い道路に面した建物である。

外観上、白亜化や顕著な汚れは認められなかったが、雨水が直接当たらず、洗浄効果が得られない階段裏には塵埃の蓄積が確認できた (写真-9)。

## (2) 考察

防汚性を有する塗装材料は、雨水による洗浄効果によりその性能が発揮されるため、雨水が直接当たる面に適用することが絶対条件となる。しかし、汚染物を含んだ雨水 (汚濁水) が、直接壁面を伝わるような部位に適用しても防汚の効果は期待できない。したがって、汚濁水が壁面へ付着しないように水返しや水切り等を設置する設計を行うことが重要である。

また、光触媒塗装材料の防汚性の特徴として、上記の汚れ現象以外にも、シリコンオイルや金属の錆に対する防汚性能は有していないため、現時点では、ガラスシール材として多用されているシリコン樹脂系シーリング材廻りの汚れは回避できないと考える。

一方、金属の腐食に伴う錆汁の汚染を回避するためには、錆汁が発生しにくいアルミニウムやステンレス部材を選定するなどの配慮が必要である。



写真-6 E 建物 庇鼻先の汚れ状況



写真-7 E 建物 錆汁による汚れ状況



写真-8 F 建物 外壁面の状況



写真-9 G 建物 塵埃の蓄積による汚れ状況

## 6. 設計上の留意点

適用建物の実態調査を行ったことは、屋外暴露試験では得られにくい納まり上の問題点等、意匠設計や材料設計を行うための実用上の留意点を抽出する上で有効であった。

また、上記の結果を基に防汚を目的とした外壁用塗装材料について、現時点で考えられる設計上の留意点を以下に記す。

### (1) 塗装材料の選定

防汚を目的とした代表的な外壁用塗装材料には、低汚染型ふっ素樹脂系塗装材料と光触媒塗装材料がある。

今回実施した屋外暴露試験や適用建物の実態調査結果から、低汚染型ふっ素樹脂系塗装材料は、耐候性、防汚性のバランスが取れているだけでなく、銘柄による差異はほとんどないことが確認できたが、一方で光触媒塗装材料は、耐候性に劣ることや銘柄により性能に差異があることが明らかになった。したがって、今回得られた屋外暴露試験ならびに適用建物の実態調査結果から判断すると、現時点においては光触媒塗装材料よりも低汚染型ふっ素樹脂系塗装材料を選定することが望ましい。

### (2) 形状・納まり

防汚性のある塗装材料は、壁面に付着した塵埃が雨水により洗浄されやすい塗膜表面を形成しているため、庇上裏や階段裏等の雨水が当たらない部位に適用しても、防汚効果は得られない。また、雨水が直接当たる部位であっても、突出部のある壁面のように汚染物を含んだ汚濁水が直接伝わるような納まりでは、防汚の効果はあまり期待できないため、汚濁水の移動経路に配慮した水切り計画を行う等の基本的な設計手法が要求される。

## 7. まとめ

防汚を目的とした外壁用塗装材料の屋外暴露試験および適用建物の実態調査より、以下のことが把握できた。

- (1) 低汚染型ふっ素樹脂系塗装材料は、耐候性、防汚性のバランスが取れており、銘柄による差異はほとんどない。
- (2) 光触媒塗装材料は、低汚染型ふっ素樹脂系塗装材料と比較すると、耐候性が劣るものが多い。また、有機塗膜に光触媒塗装材料を施す場合、上塗材の防汚性能や耐候性能に注意するだけでなく、下塗材（バリアコート）にも配慮しなければならない。したがって、このような場合には試験施工等を実施し、塗

膜の経時変化を観察した結果を基に、仕様の適否の判断を行う必要がある。

- (3) 光触媒による防汚性能の特徴として、汚染物を含んだ雨水（汚濁水）が壁面を伝わるような部位・納まりでは防汚の効果があまり期待できないこと、シリコン樹脂系シーリング材から生じる溶出オイルや錆汁の汚染に対しても、大きな期待はできないことが挙げられる。
- (4) 防汚性を付与した外壁塗装材料を適用する場合、その防汚性能を十分に発揮させるには、防汚の原理をよく理解するとともに、汚濁水による壁面の汚染を抑制できるような水切り計画を行う等、基本的な設計手法が要求される。

**謝辞：**本研究を遂行するに当たり、塗装材料メーカーの方々に多大な御協力をいただいた。ここに記して深く感謝いたします。

### 参考文献

- 1) 今泉勝吉ほか：外壁用仕上塗料の耐候性に関する考察（その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）、pp.437-438、1990.10
- 2) 才川圭一郎ほか：塗膜上に発生した雨筋汚れの評価方法に関する研究（その1）、日本仕上学会大会学術講演会研究発表論文集、pp.69-72、2001.10
- 3) 建設省土木研究所：官民連帯共同研究「構造物の防汚技術の開発」（構造物の防汚技術の開発に関する講習会テキスト）、1999.11
- 4) 藤嶋昭ほか共著：光クリーン革命、シーエムシー、1997.1
- 5) 三浦勇雄：建物外壁汚れの種類と防止策の現状、月刊建築仕上技術、VOL.29 NO.348、pp.36-39、2004.7
- 6) 久我辰彦ほか：水性光触媒塗料の耐久性に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、pp.1101-1102、2004.8
- 7) 犬飼達雄ほか：光触媒を利用した外装仕上材料の屋外暴露試験における防汚性評価、日本建築学会構造系論文集、pp.9-14、2003.2
- 8) 久保田浩：光触媒を応用した塗料の耐汚染性に関する評価、日本仕上学会大会学術講演会研究発表論文集、pp.69-72、2002.9
- 9) 三浦勇雄ほか：電気表面抵抗による建材の抗菌および防汚性能の評価に関する研究（その6）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）、pp.65-66、2003.9

# 集合住宅の排水立て管騒音に関する研究

## A Study on Noise Generated from Vertical Drain Pipes in Multi-Family Dwellings

嶋田 泰 YASUSHI SHIMADA

安岡 博人 HIROHITO YASUOKA

設備部 塚本 幸助 KOUSUKE TSUKAMOTO

集合住宅における排水音の遮音対策を検討する上では、空気伝搬音と固体伝搬音の両面からの検討が必要である。今回、排水立て管の床貫通部から床スラブに伝達する振動と排水立て管自体からの放射音に着目して、これらに対して影響を及ぼすと考えられる排水立て管仕様や排水流量などの条件を変化させて実験を行った。その結果、各条件下における床振動および放射音の変化の傾向を明らかにすることができた。

**キーワード**：排水立て管，固体伝搬音，空気伝搬音

To investigate the noise emission of the vertical drain pipes in multi-family dwellings, an experimental study of the sound and structure vibration radiating from the pipes was executed. As a result, changes in vibration and sound levels according to different specifications, discharge rates and other factors were clarified.

**Key Words** : Vertical Drain Pipe, Structure Borne Sound, Air Borne Sound

### 1. はじめに

集合住宅では室内の静寂性に対する要求が高まってきており、外部騒音や生活音、設備音など様々な音源に対してより高い遮音性能が求められてきている。その中で、排水音のように比較的小さな音でも苦情に繋がるケースがあり、これまで以上の遮音対策を求められることが多い。

排水音にはパイプスペース壁から透過する空気伝搬音と排水立て管の床貫通部からの振動伝達による固体伝搬音が含まれ、その遮音対策に当たっては両者それぞれに対する検討が必要である。そのためには両者について集合住宅で想定される様々な条件下での発生音レベルと対策効果を把握する必要があるが、排水音に関して条件ごとに整理された測定事例は少ない。

本研究では排水音に対する遮音対策を考える上で必要な基礎データを得ることを目的とし、排水立て管の床貫通部から伝達する振動および排水立て管からの放射音に着目した実験を行ったのでその結果について報告する。

### 2. 実験方法

#### (1) 実験施設の概要

実験施設としては図-1に示す9階建ての排水実験タワー

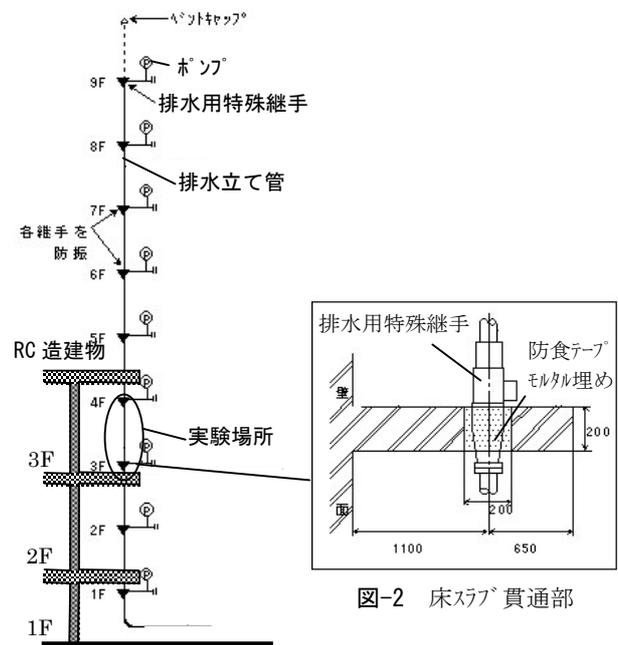


図-1 排水実験タワー

を用いた。この実験タワーはRC造3階建て建物に付随して建ち、排水立て管はこの建物の各階のバルコニー床スラブ躯体(普通コンクリート製、スラブ厚200mm)を貫通している。今回の実験は建物3F部分の床スラブおよび排水立て管を対象とした。通常の集合住宅の条件に合わせ、排水

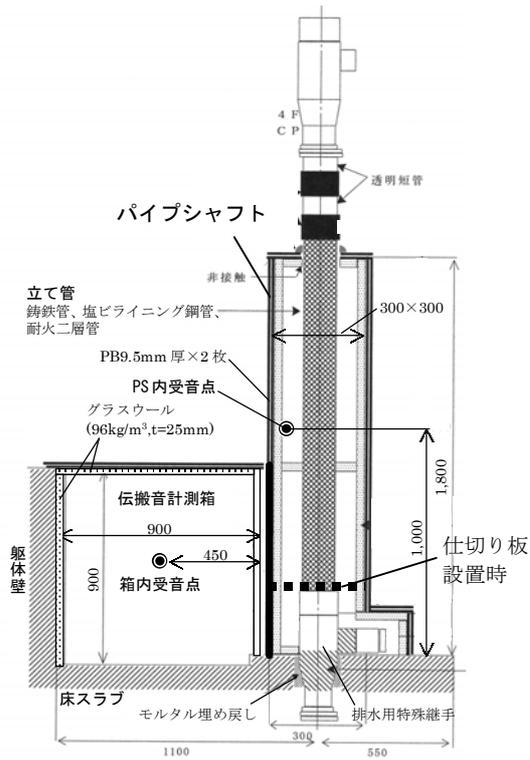


図-3 パイプシャフトおよび伝搬音計測箱

立て管には1フロアごとに排水用特殊継手(以下、継手)を設置し、対象とする3F床スラブでは図-2に示すように継手部分が貫通している。この3F床貫通部以外の排水立て管の支持部については、対象床への振動伝達の影響が出ないように防振した。また、排水立て管からの放射音に関する実験時には、集合住宅のパイプシャフト(以下、PS)まわりでの排水音を再現するため、図-3に示すようなPSを製作した。さらに、PS壁を透過する空気伝搬音と床貫通部からの固体伝搬音の両方の影響を含めた排水音の測定ができるよう、PSと躯体壁の間の空間に900mm四方の伝搬音計測箱を製作した。箱内は床面およびPS面を除く4面にグラスウール(96kg/m<sup>3</sup>, t=25mm)にて吸音処理を施した。

(2) 床貫通部からの振動伝達に関する実験方法

固体伝搬音の大きさに対して影響を及ぼすと考えられる以下の3要因に着目し、それぞれ条件を変化させた場合の床スラブの振動加速度レベル(鉛直方向)を測定した。

- ・床貫通部の埋め戻し方法
- ・排水流量
- ・床貫通部からの距離

貫通部の埋め戻し方法は、図-4に示すようにそれぞれ防振方法の異なるケースA~Fの6種類とした。貫通部の埋め戻しについては、現場での施工においては耐火上の制約も受けるが、ここでは比較のために埋め戻し無しやシール処理の仕様も含めて実験を行った。また、排水は定常流と

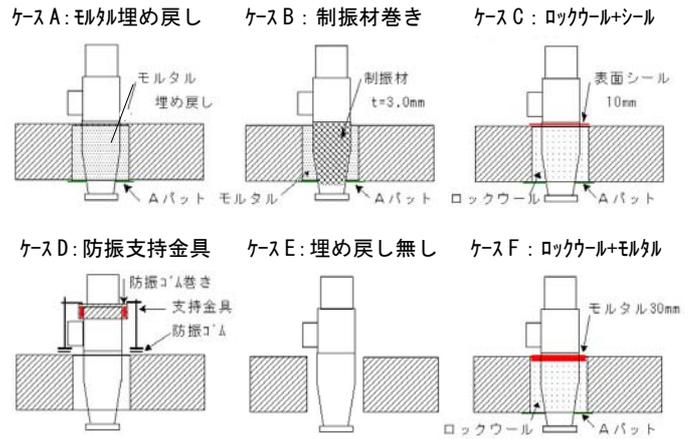


図-4 床貫通部の埋め戻し方法

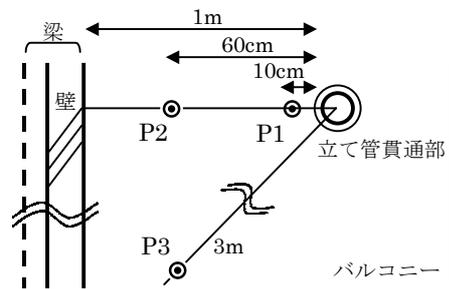


図-5 振動加速度レベル測定点

し、流量は一般の集合住宅において想定される50l/min, 100l/min, 200l/min, 400l/minの4種類とした。測定点は図-5に示すように床貫通部から10cm(P1), 60cm(P2), 3m(P3)の3点とした。それぞれの測定点において排水が定常流となった時の振動加速度レベルの4秒間のエネルギー平均値を測定した。

(3) 排水立て管からの放射音に関する実験方法

空気伝搬音の大きさに対して影響を及ぼすと考えられる以下の3要因に着目し、それぞれ条件を変化させた場合のPS内および伝搬音計測箱内における排水音の音圧レベルを測定した。

- ・排水流量
- ・立て管種類
- ・立て管の遮音処理(遮音材巻き付け)

排水流量は床スラブ振動測定と同様の条件とした。立て管の管材は鋳鉄管、塩ビライニング鋼管、耐火二層管の3種類を対象とした。また、立て管の遮音処理については、立て管と継手(床上部分)に対してグラスウールのみを巻いた場合、グラスウール+遮音シートを巻いた場合、何も巻かない場合の3条件とした。音圧レベルの測定点は図-3に示すようにPS内中央付近1点(管表面から50mm, 高さ1m)および箱内中央1点(PS壁面から450mm)とした。それぞれの測定点において排水が定常流となった時の音圧レ

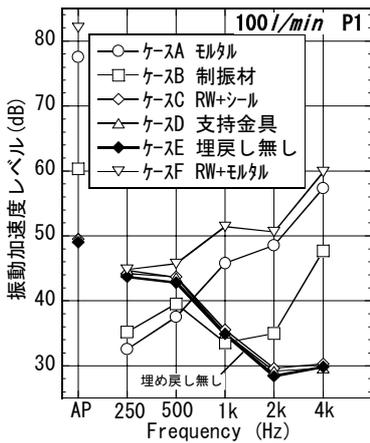


図-6 埋め戻し方法の違いによる振動加速度レベル(100l/min)

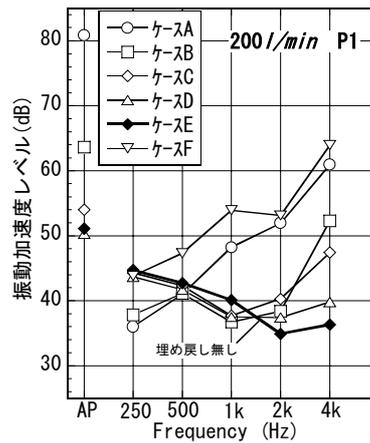


図-7 埋め戻し方法の違いによる振動加速度レベル(200l/min)

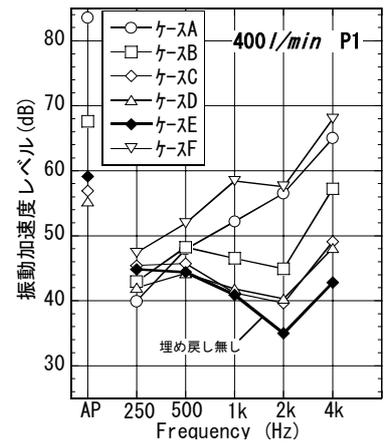


図-8 埋め戻し方法の違いによる振動加速度レベル(400l/min)

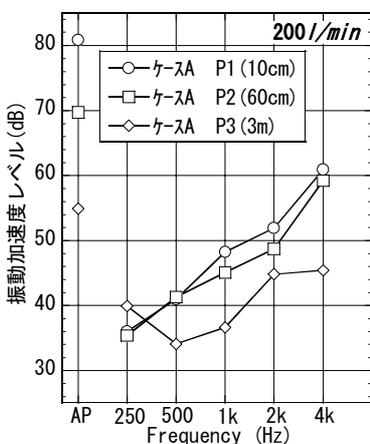


図-9 各測定点における振動加速度レベル

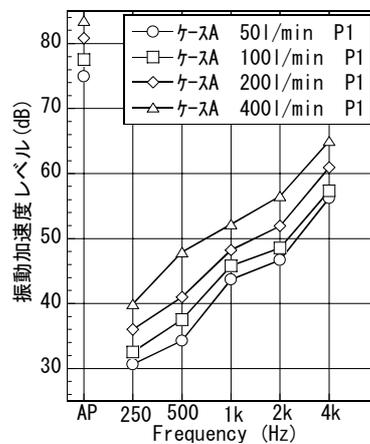


図-10 各排水流量における振動加速度レベル

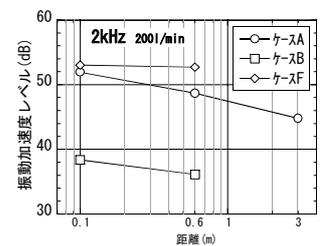


図-11 距離と振動加速度レベルの関係

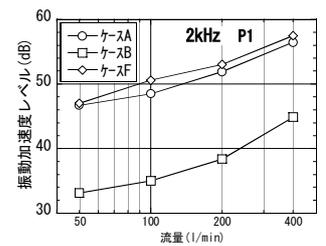


図-12 流量と振動加速度レベルの関係

レベルの4秒間のエネルギー平均値を測定した。

### 3. 実験結果

#### (1) 床貫通部からの振動伝達に関する実験結果

##### a) 埋め戻し方法の違いによる差

埋め戻し方法を変えた場合の測定点 P1(貫通部から10cm)における振動加速度レベルを流量毎に比較した結果を図-6, 7, 8 に示す。500Hz 以下については測定時の暗振動の影響が大きかったため各ケースの比較はできない。排水音で通常問題となる高周波数域においては、いずれの流量においてもケース A(防振なし, モルタル埋め)およびケース F(ロックウール+モルタル)が他のケースに比べ振動加速度レベルが大きくなっており、周波数が高くなるほどレベルが大きくなる傾向がみられる。これに対して、ケース B(アスファルト系制振材  $t=3\text{mm}$  巻き)では、1kHz 以上の各周波数域においてケース A やケース F に比べ約 10dB 程度の防振効果がみられる。ケース C(ロックウール+シール)やケース D(防振支持金具)では、高周波数域での防振効果

はさらに大きくなっており、埋め戻しなし(ケース E)に近いレベルとなっている。ケース F はケース C と同様にロックウールを用いているが、部分的にモルタルが継手に接触していることで、ケース C に比べ振動加速度レベルは大幅に増加している。また、ケース F ではモルタルとの接触面積が大きいケース A と比べても若干レベルが大きくなる傾向がみられる。この原因としては、ケース F の方が継手の拘束が弱く、継手が揺れやすくなっていることが影響しているものと考えられる。

##### b) 距離と振動加速度レベルの関係

床貫通部からの距離が異なる各測定点 P1(10cm), P2(60cm), P3(3m)での振動加速度レベルを比較した結果を図-9 に示す(ケース A, 200l/min)。また、2kHz における距離と振動加速度レベルとの関係を図-11 に示す。2kHz での P1(10cm)と P2(60cm)の差は 1~4dB 程度、P1(10cm)と P3(3m)の差は 7dB 程度となっている。ただし、今回の実験は建物のバルコニー部で行ったもので、床スラブ面積が小さく、測定点 P2, P3 は梁に近い(梁から 40cm)という条件

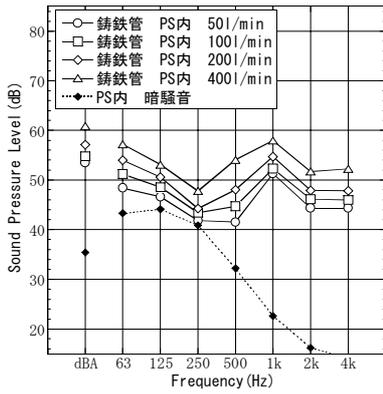


図-13 PS内音圧レベル(鑄鉄管)

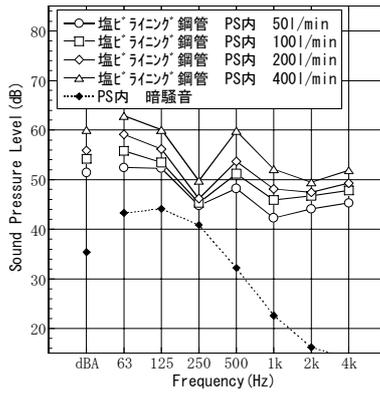


図-14 PS内音圧レベル(塩ビライニング鋼管)

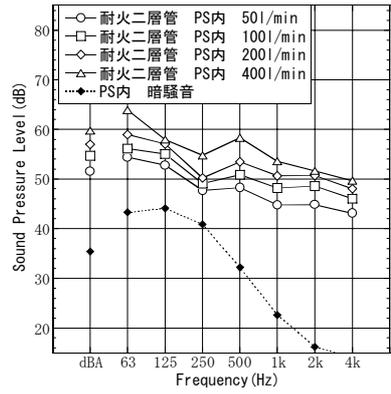


図-15 PS内音圧レベル(耐火二層管)

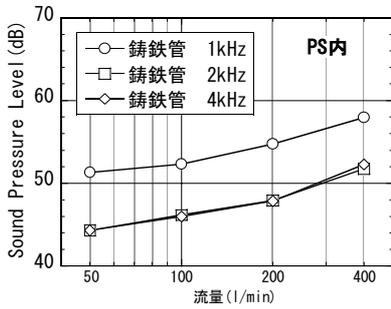


図-16 流量とPS内音圧レベルの関係

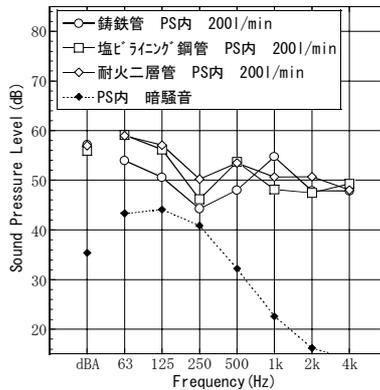


図-17 各管材のPS内音圧レベル比較

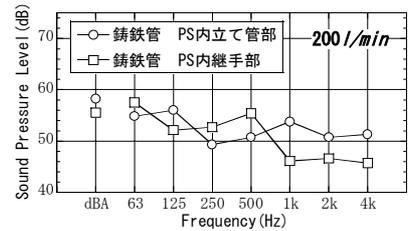


図-18 部位毎の放射音

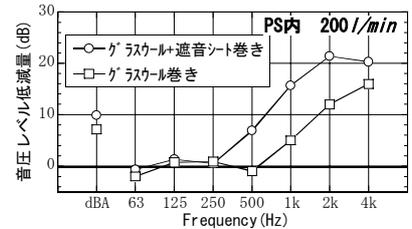


図-19 遮音材巻き付けの効果

であり、一般の床スラブ内における排水に伴う振動の距離減衰についてはさらに検討が必要である。

c) 排水流量と振動加速度レベルの関係

各流量における振動加速度レベルを比較した結果を図-10に示す(ケースA, P1)。また、2kHzにおける流量と振動加速度レベルとの関係を図-12に示す。いずれの周波数帯域においても排水流量が多くなるにつれ、振動加速度レベルが大きくなる傾向がみられ、流量が2倍になると2~3dB増加する傾向がみられる。ただし、400 l/minでは、音圧レベルの増加量が200 l/minまでに比べ若干大きくなる傾向がみられる。これは、200 l/minでは継手の旋回ガイド機構により排水は管内を旋回して流れるが、400 l/minは今回用いた継手の許容流量に近い為、多少流れに乱れが生じた影響と考えられる。

(2) 排水立て管からの放射音に関する実験結果

a) 排水流量とPS内音圧レベルの関係

各管材における排水流量ごとのPS内音圧レベル測定結果を図-13, 14, 15に示す。また、鑄鉄管の1~4kHzにおける流量とPS内音圧レベルの関係を図-16に示す。どの管材も流量50~200 l/minでは各周波数とも流量が2倍になると音圧レベルが2~3dB程度増加する傾向がみられる。ま

た、400 l/minでは、200 l/minまでに比べ増加量が若干大きくなり、振動加速度レベルの場合と同様の傾向がみられる。

b) 立て管種類とPS内音圧レベルの関係

3種類の管材の流量200 l/minにおけるPS内音圧レベルを比較した結果を図-17に示す。管材の共振によるものと思われる音圧レベルのピークが鑄鉄管では1kHz、塩ビライニング鋼管、耐火二層管では500Hzにみられる。低音域においては鑄鉄管が他の2管に比べ音圧レベルが若干小さい傾向がみられるが、騒音レベルは3種類とも56~57 dBAであり、ほぼ同レベルとなっている。他の流量においても同様の傾向となっている。

c) 各部位(立て管部、継手部)からの放射音

立て管部からの放射音と継手部からの放射音を別々に測定するために、図-3に示すように継手の上部でPS内部を仕切り板により分割した。立て管部と継手部の測定結果を図-18に示す。1kHz~4kHzの高音域では立て管部からの放射音の影響が大きく、250Hz~500Hzの中音域では逆に継手部の影響が大きい傾向がみられる。

d) 立て管の遮音処理の違いによる差

立て管および継手(床上部分)にグラスウール(24kg/m<sup>3</sup>, t=25mm)のみを巻いた場合とグラスウール+遮音

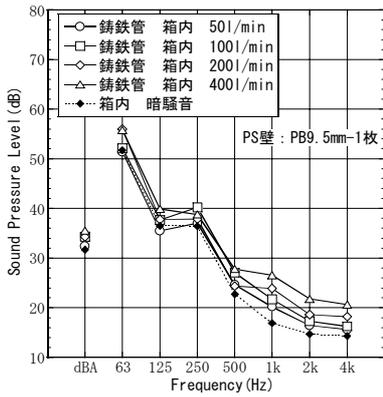


図-20 PSからの伝搬音(鑄鉄管)

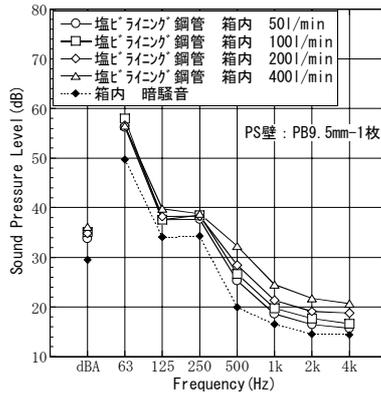


図-21 PSからの伝搬音(塩ビライニング鋼管)

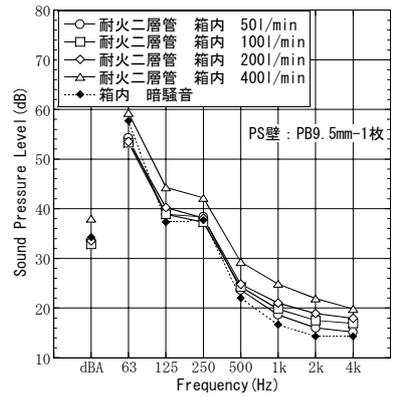


図-22 PSからの伝搬音(耐火二層管)

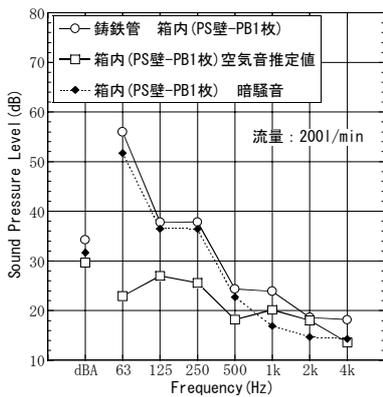


図-23 空気伝搬音推定値(鑄鉄管)

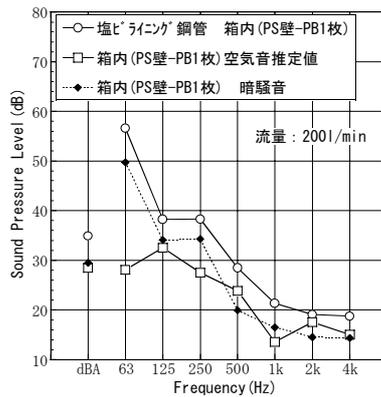


図-24 空気伝搬音推定値(塩ビライニング鋼管)

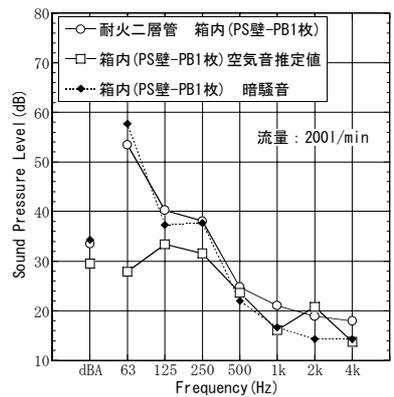


図-25 空気伝搬音推定値(耐火二層管)

シート(塩ビ基材, 鉄粉入り 2.4kg/m<sup>2</sup>, t=0.8mm)を巻いた場合のPS内音圧レベルを測定した。それぞれの音圧レベルを, 何も巻かない場合の音圧レベルから引くことにより低減量を求めた結果を図-19に示す。グラスウールのみを巻いた場合は1kHz以上で低減効果がみられ, 1kHzで5dB程度, 2kHzで10dB程度の低減効果となっている。一方, グラスウール+遮音シート巻きの場合は500Hz以上で低減効果がみられ, 1kHzで15dB程度, 2kHzで20dB程度の低減効果となっている。

e) PSからの伝搬音

各管材における排水流量毎の伝搬音測定箱内の音圧レベルを図-20, 21, 22に示す。伝搬音測定箱に面するPS壁は石膏ボード9.5mm厚1枚張りとし, 排水立て管には遮音材巻き付け等の遮音処理はしていない。また, 排水立て管の床貫通部は防振せずにモルタルで埋め戻した。流量を50~400l/minの範囲で変化させた場合, 250Hz以下の音圧レベルはほぼ暗騒音で決まっているため, はっきりした変化はみられないが, 主に1kHz以上において流量の増加とともに音圧レベルが1~2dB程度ずつ大きくなる傾向がみられる。騒音レベルでは暗騒音が30~34dBAに対して排水音は概ね35dBA程度となっている。箱内の伝搬音測定値にはPS壁から透過する空気伝搬音と床貫通部からの振動伝達

による固体伝搬音の両方が含まれているが, PS壁からの空気伝搬音の影響を調べるために空気伝搬音推定値を求めた。空気伝搬音の推定値はPS内に設置した小型スピーカーによりPS内と箱内の音圧レベル差を測定し, PS内の排水音の音圧レベルからこの音圧レベル差を引くことにより求めた。結果を箱内の伝搬音測定値と合わせて図-23, 24, 25に示す。箱内測定値は空気伝搬音, 固体伝搬音, 暗騒音の3者のレベルの合成値となるが, 500Hz以下では箱内の測定値はほとんど暗騒音で決まっている。空気伝搬音推定値は, 500Hz以下では箱内測定値よりも5~30dB程度レベルが小さくなっており, 空気伝搬音の影響はほとんどみられない。1kHzおよび4kHzでは空気伝搬音推定値が箱内測定値よりも数dB低くなる傾向がみられることから, 空気伝搬音の影響と固体伝搬音の影響がほぼ程度となっていると考えられる。ただし, 2kHzでは空気伝搬音推定値と箱内測定値はほぼ一致しており, 固体伝搬音に比べ空気伝搬音の影響が大きくなっていると考えられる。

4. 集合住宅現場における実験

(1) 実験条件

実際の集合住宅における排水音を把握するために竣工

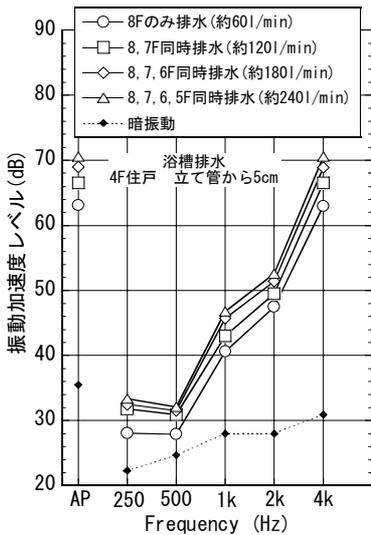


図-27 床スラブの振動加速度レベル

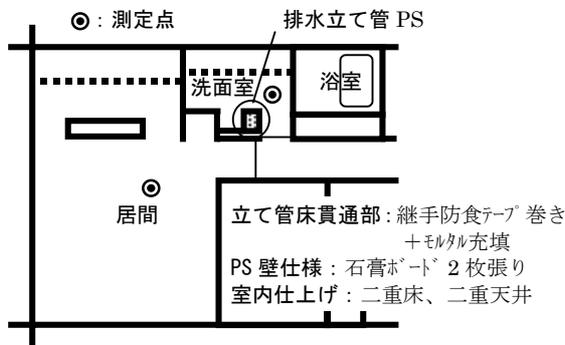


図-26 測定住戸平面図

時の現場において浴槽排水時の床スラブ振動および室内での排水音の測定を行った。実験を行った住戸の平面図および主な仕様を図-26 に示す。床スラブの振動加速度レベルの測定点は排水立て管床貫通部近傍5cmとした。また、排水音の測定点は洗面室(PSから約50cm)および居間(PSから約1.5m)とした。立て管の管材は鋳鉄管であり、遮音材等は巻いていない。排水立て管の床貫通部の埋め戻しは、継手に防食テープ(t=0.4mm)を巻きモルタルで埋め戻している。PS壁は4面とも石膏ボード9.5mm厚2枚張りであるが、居間側にはPS壁のすぐ外側に引き戸の戸袋(石膏ボード9.5mm厚2枚)を介している。排水条件としては上階1住戸のみの排水から、上階4住戸同時排水までの4段階とし、流量は1住戸当たりの排水流量を約60 l/minに調整した。

(2) 実験結果

床スラブの振動加速度レベルについては図-27 に示すように周波数が高くなるほど大きくなる。また、流量が2倍で2~3dB程度レベルが増加しており、前述の実験タワーでの実験結果と同様の傾向がみられる。

排水音については図-28, 29 に示すように、500Hz以下の

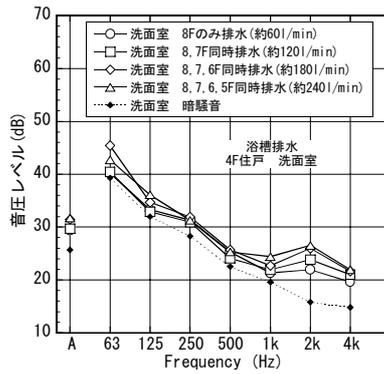


図-28 居室における排水音(洗面室)

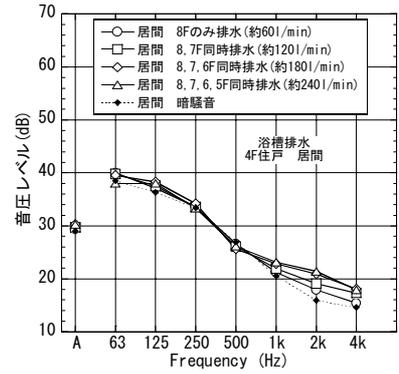


図-29 居室における排水音(居間)

周波数では暗騒音と区別できないが、1~4kHzの高音域では排水流量が2倍になる毎に1~2dB程度レベルが増加しており、前述の実験タワーでの実験結果と同様の傾向がみられる。騒音レベルは暗騒音レベルが26~29dBAに対して排水音はおおむね30dBA程度となっている。PSに直接面した洗面室に比べ居間では高音域の排水音のレベルが5dB程度小さくなっている。この差については壁仕様の違いとPSからの距離の違いが影響していると考えられるが、それぞれの影響についてはさらに検討が必要である。

5. まとめ

排水立て管の床貫通部からの振動伝達および排水立て管からの放射音について、排水立て管の仕様や排水量の変化による実験データを得ることができた。今後、これらの実験データを基に、集合住宅における排水音の低減対策について、固体伝搬音および空気伝搬音の両面から設計・施工条件を考慮した適正な対策方法を検討していきたい。

謝辞：実験に用いた排水実験タワーは株式会社小島製作所所有のものであり、同社には共同研究者として実験に際して多大なるご協力をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 嶋田ほか:「集合住宅における排水立て管からの伝搬音に関する研究-床スラブ貫通部からの振動伝達に関する実験」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2003年9月, p251
- 2) 嶋田ほか:「集合住宅における排水立て管からの伝搬音に関する研究-空気伝搬音に関する実験」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2004年9月, p155
- 3) 嶋田ほか:「集合住宅の排水立て管床貫通部からの振動伝達に関する研究」, 日本騒音制御工学会研究発表会講演論文集, 2003年9月, p125
- 4) 嶋田ほか:「集合住宅の排水立て管からの放射音に関する研究」, 日本騒音制御工学会研究発表会講演論文集, 2004年9月, p177

# 外断熱工法における二重窓の結露防止性能に関する検討

## A Study on Condensation Formation in Double Window Systems in Externally Insulated Buildings

紺野 康彦 YASUHIKO KONNO

酒井 英二 EIZI SAKAI

島田 潔 KIYOSHI SHIMADA

この研究は普及の兆しを見せている外断熱工法の建物に対して、どのような窓を取り付けたらよいかを実験的に検討したものである。寒冷地でこれまで広く用いられてきた二重窓が、外断熱と組み合わせることで窓面の結露防止に対して有効であることを確かめた。また、窓の壁への取り付け位置や断熱補強などについて適した手法を比較検討し、実際の病院の施工に反映した。

キーワード：外断熱，窓，結露

This report shows experimental results following the installation of windows in externally insulated buildings. Through the study, it was confirmed that the double window system that is popular in cold regions is also effective in preventing condensation when used as part of an externally insulated wall system. In addition, better window positioning and insulation reinforcement were obtained as comparative experiments. These results were reflected in the construction of a hospital.

**Key Words:** External insulation system, Window, Condensation

### 1. はじめに

建物の高断熱・高气密化の流れは次世代省エネルギー基準などの制定により、確実に浸透してきている。壁や屋根などの部位は厚い断熱材を使用することで比較的容易に熱損失を低減できるのに対して、ガラスや金属で構成される窓などの開口部は壁などの部位に比べれば遥かに熱抵抗が小さくなっている。したがって、この開口部の熱損失を小さくすることが、建物全体の暖冷房消費エネルギー量を減らすための重要な鍵となっている。

さらに、窓は断熱された外皮に比べて冬期間の表面温度が大きく低下するために「結露・結霜」が生じる可能性が極めて高く、窓面への結露（霜）は当然の現象として認識されている場合が多い。しかしながら、外が見えなくなるといった初期的な機能障害を始めとして、窓周辺の建築部材やカーテンなどが結露水により汚損され、カビが発生する被害も起こっている。さらには結露水の凍結により窓が開放できない危険状態に至ることも考えられ、対策が求められている。



写真-1 外断熱工法を採用した病院  
(北海道千歳市)



写真-2 採用された二重窓

## 2. 外断熱と窓

外断熱は開発から 20 年以上が経過した現在、北海道などの寒冷地を中心に本格的に普及しつつある。これらの建物では外断熱された外皮が高い断熱性能や防露性能を持つだけに、これにバランスのとれた窓の性能が要求される。

近年の戸建住宅などの低層建物では樹脂製の窓枠に低放射 (Low-e) ペアガラスなどを用いた高断熱仕様の窓が普及してきており、窓に対する熱損失や結露の問題には一定の方向性が示されてきている。一方、中高層の建物では防火性能やコストなどの関係から、断熱性能の高いサッシ枠が採用されにくい状態で、依然として断熱・防露性能に問題が残っていると考えている。また、木造にサッシを取り付けるのと異なり、RC 造や S 造などでは窓を取り付ける際に熱橋が生じやすいことも防露性能に大きな影響を与えている。

そこで窓の性能を簡単に向上させる手法が伝統的に用いられている二重窓である。これは外窓と内窓の間のできる空間 (空気層) で断熱性能を引き出すもので、外窓にアルミサッシを用いて防火・防水性能を持つ窓枠を採用し、内側に樹脂や木などの断熱性能に優れた窓を使用することで窓の熱性能を向上させている。使い勝手や意匠的には問題もあるが、寒冷地の住宅で多用されてきており、RC 造の壁にも設置が可能である。

寒冷地で外断熱工法の外壁に二重窓を採用することは、工法の進歩からみても自然な展開であるが、具体的な施工実績が乏しく、二重窓の適否や施工方法についての確信が得られていない状態であった。

## 3. 検討の方法

北海道千歳市に建つ病院 (写真-1) では外断熱工法が採用され、窓には二重窓 (写真-2) が設置されることになった。この病院の断熱構造と窓、および環境条件を例として、窓の取り付け方法と結露の関係を実験的に把握し、結露防止の解決策を検討することとした。その外壁と窓周りの代表的な仕様を図-1 に示す。厚さ 50mm の発泡ポリスチレンをコンクリート壁に密着させた外断熱で、レンガ積みの外装材と通気層を有している。外部に引き違いのアルミ枠のシングルガラス窓が躯体に金物で固定され、内側に PVC 枠のペアガラス窓が木枠に取り付けられている。外窓の取り付け位置はコンクリートの躯体上部になる。内窓の木枠とコンクリート躯体の間に施工上空隙が生じるが、ここにウレタンを充填し断熱補強とするべきか、モルタルを充填し躯体と温度を連続させるべきか、結露の危険性で迷うと

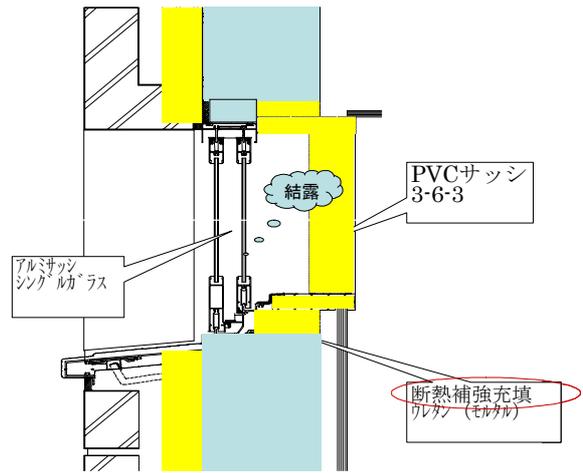


図-1 レンガ積み外断熱工法を採用した壁への二重窓の納まり状態 (実験壁の基準案)

表-1 実験の組み合わせ

南側窓	実験番号	1 2 3 4 5 6 7 8 9						10 11 12 13 14						
	断熱	内断熱						外断熱						
窓の種類		一重窓						二重窓			断熱PVC			
アルミサッシ設置位置		コンクリート躯体												
その他の条件		M	U	M	U	U	M	M	MB	MIB	U	U	U	U
北側窓	実験番号													
	断熱							外断熱						
	窓の種類							二重窓			断熱PVC			
	アルミサッシ設置位置							外装壁						
その他の条件		U	UB	UIB	U									

M、U: 窓取り付け時の充填材 Mはモルタル Uはウレタン  
 B: 二重窓の室内側に断熱ブラインドを設置  
 IB: 二重窓の中間に断熱ブラインドを設置

ころである。一重の窓であれば、2次元などの伝熱解析で目処がつけられるとも考えられるが、二重窓では間の空気層の温度と湿度の状態の予測が難しく、また枠の取り付け部位における伝熱の適切な評価方法も見当たらない。そのため、実大の窓と壁体を用意し、想定される環境下に設置することで、より実際に近い状態でのデータを採取する実験を行い判断することとした。

## 4. 実験の概要

実験は任意の温度条件を保つことができる屋外環境シミュレータ室に 2.9m x 2.7m x 2.7m (H) の実験箱を設置し、そこに窓を有する実験壁を取り付け、外部と内部で温度差が生じるようにし、観察と記録を行った。

### (1) 比較検討条件

比較検討するためのパラメーターは以下のとおりであり、これらを表-1 のように組み合わせて実験を行った。

- ①断熱方法: 外断熱・内断熱 (断熱厚さ 50mm)
- ②窓の種類: アルミー重窓・アルミ+内窓 PVCペアを使用した二重窓・断熱 PVC サッシ (Low-e ペア)

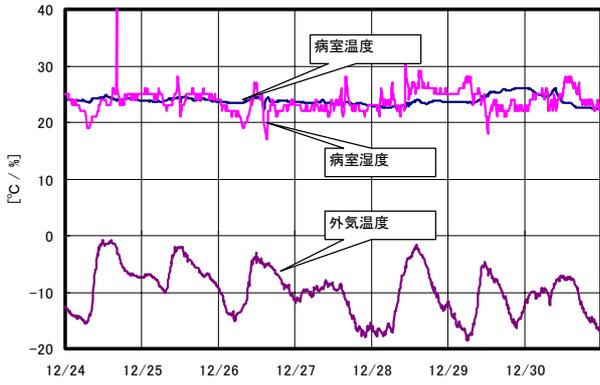


図-2 千歳市内某病院における病室の温湿度記録 (2002 年末)

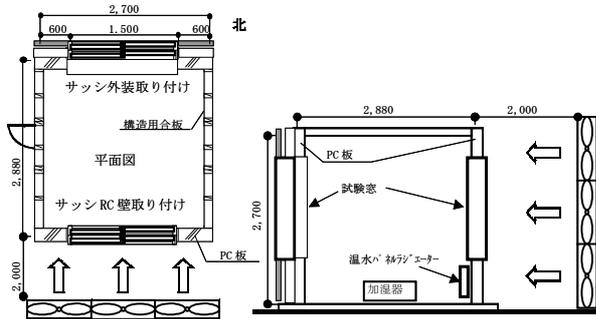


図-3 実験箱の概要

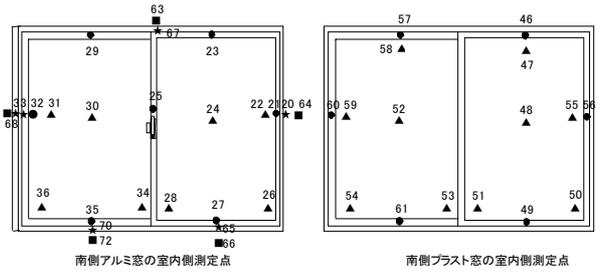
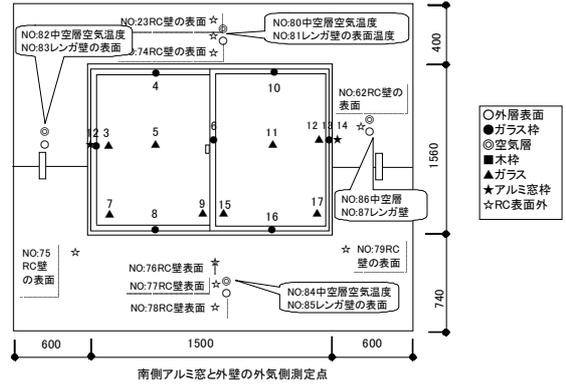


図-4 実験窓と外壁の温度測定位置

表-2 窓面への結露状況と基準

判定	表面	露点	$\Delta t$	アルミ窓ツ中空層側全面	状況写真	状況写真		
×	右側縦中央	-5.4	8.7	-14.1				
	右側下横中央	-6.9	4.2	-11.1				
	左側縦中央	-3.7	8.7	-12.4				
	左側下横中央	-4.2	4.2	-8.4				
	右ガラス面中央	5.3	8.7	-3.4				
	右窓ガラス下右側	-2.1	4.2	-6.3				
	左ガラス面中央	4.7	8.7	-4				
	左窓ガラス下左側	-4.6	4.2	-8.8				
	サッシ面右下中央	-6.2	4.2	-10.4				
中央柱縦中央	10.4	8.7	1.7					
サッシ面左下中央	-7	4.2	-11.2					
★厚い結氷								
△	右側縦中央	-5.6	-3.7			-1.9		
	右側下横中央	-6.5	-6.6			0.1		
	左側縦中央	-3.4	-3.7			0.3		
	左側下横中央	-3	-6.6			3.6		
	右ガラス面中央	-5.5	-3.7			-1.8		
	右窓ガラス下右側	-6.9	-6.6			-0.3		
	左ガラス面中央	-5.1	-3.7	-1.4				
	左窓ガラス下左側	-7.4	-6.6	-0.8				
	サッシ面右下中央	-8.2	-6.6	-1.6				
中央柱縦中央	-2.6	-3.7	1.1					
サッシ面左下中央	-8.6	-6.6	-2					
☆薄い結氷								
○	右側縦中央	3.1	-3.2			6.3		
	右側下横中央	3.4	-5			8.4		
	左側縦中央	6.1	-3.2			9.3		
	左側下横中央	5.1	-5			10.1		
	右ガラス面中央	-4.1	-3.2			-0.9		
	右窓ガラス下右側	-4.2	-5			0.8		
	左ガラス面中央	-4.1	-3.2	-0.9				
	左窓ガラス下左側	-4.2	-5	0.8				
	サッシ面右下中央	-3.4	-5	1.6				
中央柱縦中央	-0.8	-3.2	2.4					
サッシ面左下中央	-3.9	-5	1.1					
☆薄い結氷								

- ③サッシの取り付け位置：外断熱で外窓を躯体上部に取り付け・外装材部分に張り出して取り付け
- ④サッシ取り付けの周辺断熱補強：あり（ウレタン充填）・なし（モルタル充填）
- ⑤窓付加物：断熱ブラインドを室内側に設置・断熱ブラインドを二重窓の間に設置
- ⑥外部風速：風を当てた場合・当てない場合

(2) 環境条件

屋外、および室内の環境条件はより現実的な設定とするために既存の病院で実際のデータを採取し参考とするこ

とにした。図-2は千歳市に建っている病院（今回対象とした外断熱病院の関連病院）において代表的な病室の温度と湿度および外気温度を計測したものである。外気は-18℃程度まで下がり、最高気温も0℃を下回る真冬日が連続している。病室の温度は22℃から25℃で昼夜を問わず暖房されていることが分かる。湿度は20%から30%で推移しているが、時折上昇することもある。これらの測定から実験における室内側の環境条件を、温度25℃、湿度40%、外気側を-15℃、湿度は成り行きとすることにした。

表-3 測定結果（風のない場合）

実験No.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
実験パターン風なし		内断熱				外断熱		アルミサッシ設置箇所						断熱PVCサッシ設置箇所	
		一重窓		二重窓		コンクリート壁			外層壁			コンクリート壁	外層壁		
		M	U	M	U	U	M	M	MB	MTB	U	UB	UIB		
実験日		3/5	3/19	3/7	3/18	3/24	3/28	5/7	5/11	5/13	5/7	5/11	5/13	5/28	5/28
時刻		19:00	9:00	4:00	5:00	13:00	11:00	10:00	14:00	7:00	10:00	14:00	7:00	16:00	16:00
外気	屋外空気温度	-14.4	-14.3	-14.8	-16	-15.6	-15.9	-15.8	-15.6	-15.3	-15.7	-15.4	-15.1	-15.6	-15.6
室内側温湿度	中央温度	24.7	24.4	25	25.1	25.3	24.8	25.1	25.2	25.2	25.1	25.2	25.2	24.9	24.9
	中央湿度	39.8	40	43.9	40.1	42.3	38	41.5	40.8	40.6	41.5	40.8	40.6	40.4	40.4
	露点温度	10.1	10.0	11.9	10.6	11.6	9.5	11.1	11.0	10.9	11.1	11.0	10.9	10.5	10.5
	窓側300mm温度	23.2	23.1	25.1	24.6	25.8	25.3	24.7	25.1	25	25.6	26.6	25.7	24.4	26.7
	窓側300mm湿度	41.4	39.2	40.3	38.1	37.4	33.7	39.7	38.2	38.2	36	36.3	38.7	39.5	35.4
中空層温湿度	露点温度	9.4	8.5	10.7	9.4	10.2	8.2	10.1	9.9	9.8	9.5	10.5	10.6	9.8	10.2
	窓の間上温度	—	15.9	—	2.4	4.2	5.1	4.4	3	5.2	0.9	1	1.3	23.3	24.6
	窓の間上湿度	—	60.6	—	65.1	67.9	68.8	55.9	59.3	64.5	62.3	61.2	63.2	41.1	38.1
	露点温度	—	8.3	—	-3.5	-1.2	-0.1	-3.6	-4.1	-0.9	-5.5	-5.6	-4.9	9.4	9.4
	窓の間中温度	—	13	-1.1	0.2	1.2	1.5	0.7	-1.3	-0.7	-1.6	-2.3	-2.3	23.3	24.9
	窓の間中湿度	—	74.9	75.4	74.9	75	75	74	73.8	88.6	67.3	68.6	74.9	44.7	36.7
	露点温度	—	8.7	-4.9	-3.7	-2.7	-2.4	-3.4	-5.3	-2.3	-6.8	-7.3	-6.1	10.6	9.1
	内と外窓の間下温度	—	8.2	—	-3.7	-1.8	-0.3	-1.7	-2.8	-3.4	-4.5	-5.5	-7.2	21.5	25.2
	内と外窓の間下湿度	—	75.8	—	80.2	79.2	75.9	72.3	65.6	79.8	78.3	81	92.8	45.5	35.3
	露点温度	—	4.2	—	-6.6	-4.9	-4.0	-6.0	-8.3	-6.4	-7.7	-8.2	-8.2	9.3	8.8
外窓枠	右側縦中央	-7.3	-5.4	-8.5	-5.6	2.5	3.3	3	3	2.6	-8.8	-8.7	-8.9	18.3	10.9
	右側下横中央	—	-6.9	—	-6.5	-0.4	3.5	1.3	1	0.6	-10.3	-10.3	-11.4	10.2	8.1
	左側縦中央	-4.7	-3.7	-6.5	-3.4	5.2	6.6	1.2	0.4	0.4	-6.4	-6.3	-6.3	14.5	13
	左側下横中央	—	-4.2	—	-3	2.2	5.4	3.3	3.4	2.3	-8.3	-8.5	-9.8		
窓ガラス表	右ガラス面中央	0.8	5.3	-5.4	-5.5	-4.1	-4.2	-3.9	-5.5	-5.2	-6.5	-6.9	-7.3	16.9	18.7
	右窓ガラス下右側	-5.6	-2.1	-8.4	-6.9	-4.7	-3.7	-5	-5.9	-6.6	-9.3	-9.7	-10.9	12.3	14.3
	左ガラス面中央	-0.1	4.7	-5.3	-5.1	-3.9	-3.6	-4	-5.5	-5	-6.1	-6.5	-6.9	17	19.1
	左窓ガラス下左側	-4.5	-4.6	-8.7	-7.4	-5	-3.9	-4	-5	-5.3	-8.4	-8.2	-10	13.9	14.5
外窓枠サッシ	サッシ面右下中央	-7.4	-6.2	-9.8	-8.2	-4.8	-1.3	-4.2	-2.3	-4.7	-10.1	-10.4	-11.5	10.2	10.8
	中央柱縦中央	7.3	10.4	-3.4	-2.6	-1.1	-0.8	-1.5	-3.2	-2.7	-3.8	-4.3	-4.5	18.6	20.6
	サッシ面左下中央	-6.6	-7	-9.9	-8.6	-5.4	-3.6	-4.5	-4.9	-4.7	-10	-10.2	-11.2	17.1	17.2
内窓	右ガラス面中央	—	—	17.6	20.4	21	19.4	17.1	12.1	20.4	18	16.5	20.1		
	左ガラス面中央	—	—	18.1	20.3	20.1	20.5	17.1	12.4	20.6	18.9	16.3	20.1		
	プラスチック面右下中央	—	—	15.1	22.7	19.5	21	15.2	8.7	18.8	15.8	9.2	18.5		
	プラスチック面左下中央	—	—	—	17.5	17.2	18.8	15.1	8.7	17.8	14.8	9.7	20.7		
外壁	RC壁の表面温度室内側	-10.4	-7.8	-7.1	-1.6	17	19	15.3	16.7	15.8	18.3	21	19.9	20.7	20.9
	窓下モルタル中温度	-7.8	-4.3	-9.1	-2.8	10.2	16.9	11.2	12.4	11	—	—	—		
	窓下アンカー表面温度	-6	-5.5	-8.2	-2.2	14.9	18	11.9	13.3	11.9	-13.1	-12.5	-12.7	9.3	-5.1
結露判定		×	×	△	△	○	○	○	○	○	△	△	△	○	○

注 - M, モルタル充填 U, ウレタン充填

(3) 実験箱

図-3 は実験箱を示している。木造で縦・横・高さとも 2.7 m の立方体で作られている。この両側面に所定の断熱仕様と窓を組み込んだ鉄筋コンクリート板 (厚さ 100mm) をプレキャストで製作しこれを接合し実験壁としている。箱内は、窓下に設置した温水パネルヒーターと補助電気ヒーター及び加湿装置により温度は 25℃±1℃、湿度は 40%±3% に制御している。

外部環境となるシミュレータ室は自動で -15℃±2℃ に制御されている。また造風機を設置し、壁面部分で平均風速

3m/s になるよう調節し、風の影響も見ることにした。実験開始からデータを取るまで時間は 8 時間程度としている。

表面温度は図-3 に示す位置で熱電対を用い計測し、空気温度湿度の計測はおんどとりで行った。

5. 結露状況の把握

表-2 はこの実験によって生じる結露あるいは結霜の程度の判断基準を示している。窓の各部に厚い氷が堆積する状況のものを×、窓とサッシ枠の全体に薄い氷が付くもの

表-4 測定結果 (風のある場合)

実験No.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
実験パターン風あり		内断熱				外断熱		アルミサッシ設置箇所							
		一重窓		二重窓		コンクリート壁			外層壁			コンクリート壁	外層壁		
		M	U	M	U	U	M	M	MB	MIB	U	UB	UIB		
実験日		3/5	3/19	3/7	3/18	3/24	3/28	5/6	5/10	5/12	5/6	5/10	5/12	5/28	5/28
時刻		20:00	11:00	14:00	13:00	17:00	16:00	23:00	11:00	20:00	23:00	11:00	20:00	20:00	20:00
外気	屋外空気温度	-14.2	-15.5	-14.9	-14.1	-14.5	-14.4	-14.3	-14.5	-14.3	-14	-14.2	-14.2	-15.1	-15.1
	中央湿度	25.1	23.8	25	24.2	24.5	25.4	25	24.9	24.1	25	24.9	24.1	24.9	24.9
室内側温湿度	中央湿度	40.1	35	40.6	42.3	42.2	38.9	40.4	39.8	32.9	40.4	39.8	32.9	39.7	39.4
	露点温度	10.6	7.5	10.7	10.6	10.8	10.4	10.6	10.3	6.8	10.6	10.3	6.8	10.3	10.2
	窓側300mm温度	23.7	22.3	25.1	23.9	25.2	25.6	24.6	24.4	23.9	25.7	26	24.9	24.4	24.8
	窓側300mm湿度	41.5	35.8	36.0	41.6	36.9	35.4	38.3	39	31.2	30	36.5	30.3	37.8	38.6
	露点温度	9.9	6.5	9	10.1	9.5	9.2	9.5	9.6	5.9	6.9	10.0	6.3	9.1	9.8
	中空層温湿度	窓の間上温度	—	6.6	—	-5.4	-0.8	-2.5	3.9	2.3	3.3	-3.8	-3.7	-3.8	23
窓の間上湿度		—	63	—	48.5	46.9	49	65.3	69	62.8	34.2	36	41.2	40.4	40.1
露点温度		—	0.1	—	-14	-11	-12	-2.0	-2.8	-3.1	-17.2	-16.5	-15.0	8.9	9.1
窓の間中温度		—	12.5	-4.3	-6.6	-4.4	-4.5	-0.2	-2.4	-2.7	-5.6	-5.7	-6.3	23.1	22.7
窓の間中湿度		—	69.4	59.4	54.6	54.7	56.3	75.7	77.9	87.6	36.8	39.9	50.2	43.9	41.1
露点温度		—	7.1	-11	-14	-12	-12	-3.9	-5.7	-4.5	-18.0	-17.1	-14.9	10.2	8.8
内と外窓の間下温度		—	7.5	—	-9.9	-7.9	-7.1	-2.3	-3.6	-5.3	-8.1	-8.8	-10.1	21.5	22
内と外窓の間下湿度		—	70.2	—	58.6	59.4	55	73.4	68.8	77.9	41.1	48.3	84.9	44.5	42.1
露点温度	—	2.4	—	-16	-14	-15	-6.4	-8.5	-8.5	-18.9	-17.7	-12.1	8.9	8.6	
外窓枠	右側縦中央	-7.4	-5.4	-10.7	-11.5	-2.1	-2.7	2	1.9	1.4	-12.7	-12.6	-12.6	17.1	1.4
	右側下横中央	—	-6.4	—	-12.1	-5.7	-2.5	0.3	-0.1	-1.2	-13.2	-13.4	-13.6	10.1	0.4
	左側縦中央	-4.8	-4.3	-10.1	-10.5	0.7	0.6	4.6	4.5	3.9	-11.2	-11.3	-11.1	13.1	7.1
	左側下横中央	—	-4.1	—	-11.1	-2.2	1.4	3	3.5	1.4	-11.8	-12.3	-12.6		
窓ガラス表	右ガラス面中央	1.1	5.3	-9.6	-11.3	-9.9	-9.9	-5.4	-7.1	-7.4	-10.8	-10.9	-11.5	15.4	14.4
	右窓ガラス下右側	-5.7	-2.3	-11.6	-12.7	-10.6	-10.6	-4.9	-5.8	-7.2	-12.3	-12.5	-13.3	10.6	11
	左ガラス面中央	0.1	4.4	-9.8	-11.2	-9.4	-9.3	-4.3	-6.3	-6.7	-10.8	-10.8	-11.4	15.1	14.8
	左窓ガラス下左側	-4.6	-5.1	-12.6	-12.7	-9.9	-9.6	-4.9	-6	-6.8	-12.3	-11.6	-13	12.2	9.6
外窓サッシ	サッシ面右下中央	-7.5	-6.3	-12.7	-13.5	-10.8	-7.4	-5.9	-3.9	-7.3	-13.1	-13.3	-13.7	9	6.2
	中央柱縦中央	7.6	105	-6.9	-9.2	-7.2	-7.3	-2.6	-4.5	-4.8	-7.7	-7.9	-8.6	17.1	15.7
	サッシ面左下中央	-6.8	-6.3	-13.4	-13.3	-10	-9.2	-5	-5.5	-5.6	-11.8	-12.3	-12.6	15.7	12.1
内窓	右ガラス面中央	—	—	17.6	16.3	18.9	18.8	16.7	12.1	18.2	16.8	15.9	17.2		
	左ガラス面中央	—	—	17.2	15.5	18.2	19.4	16.9	12.4	18.4	16.4	15.2	17.1		
	ブラスト面右下中央	—	—	14.9	12.8	21.1	19.4	14.9	7.8	16.5	13.4	6.3	15.6		
	ブラスト面左下中央	—	—	—	11.2	15.1	16.9	15.1	8.2	15.8	12.2	4.4	17.7		
外壁	RC壁の表面温度室内側	-10.4	-5.2	-8.7	-7.4	17.3	19.8	16.4	19.3	16.7	16.8	19.8	18.1	20	19.8
	窓下モルタル中温度	-8.2	-8.2	-10.3	-8.7	9.2	15.6	11.3	13.5	10.2	—	—	—		
	窓下アンカー表面温度	-6.2	-9.1	-9.1	-8.4	14	16.5	11.9	14.3	11	-14.6	-14.6	-14.4	8.9	-11
結露判定		×	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

注 - M, モルタル充填 U, ウレタン充填

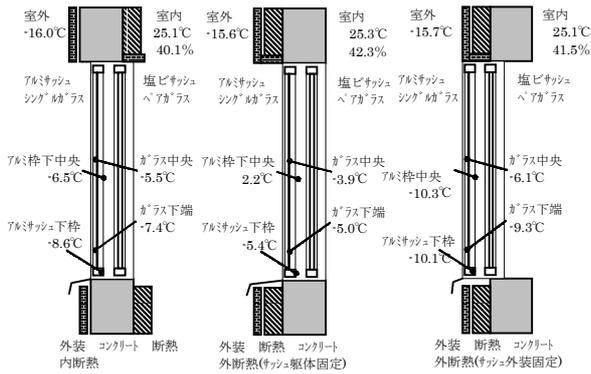


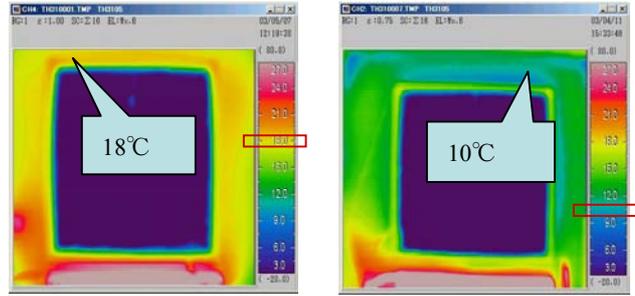
図-5 窓の取り付け位置による表面温度の違い (実験 No. 4, 5, 10)

を△, 局所的に薄い氷が付くものを○と評価することとした。×の状態では測定点すべての表面温度が近傍空気の露点温度を下回り, 氷により窓の開閉などにも支障をきたす状態となることが考えられる。○の状態では一部を除いて表面温度が露点温度を上回っており, 実害は生じないと考えられる。

## 6. 測定結果と結露防止性能

### (1) 窓の取り付け位置による違い

図-5 は内断熱に取り付けた二重窓と, 外断熱で外窓のアルミサッシの取り付け位置が異なる二重窓の温度測定結果を比較したものである (実験 No.4,5,10)。表-3 の各実験 (風のない場合) の主要な測定結果と合わせて比較してみる。それぞれのケースの室内と室外の条件はほぼ同一になっている。何れの窓の場合でも測定位置によってかなりの温度差が生じており, 二重窓の中空層内においても, 上部の温度が高く, 下部が低くなっている。露点温度は上部が高く, 下部が低くなり下部の空気が乾燥した状態であることが分かる。中空層の上部, 中央部, 下部の平均温度は外断熱でサッシをコンクリート躯体部分に取り付けた No.5 が一番高く 1.2°C, 次に内断熱の No.4 が-0.4°C, 外装材に外窓が取り付けいた No.10 が-1.7°Cと一番低くなっている。また, 露点温度も上記の順序になっている。外窓のガラスおよびアルミサッシ枠の中空層側の表面温度は下部で中空層の露点温度を下回り, 中央部ではほぼ露点温度程度あり, 結露 (霜) が下部を主体に発生していくことが温度測定からも分かる。一方, 大きく異なるのが外窓の取り付け枠の温度で No.5 が 2.4°C, No.4 が-4.6°C, No.10 が-8°Cとなり, 枠を取り付ける位置の影響がはっきりと現れた。外断熱のサッシをコンクリート躯体部分に取り付けた場合には, 枠部分への結露が全く見られないが, 内断熱や外装材取り付けの窓枠では結露が発生する。



窓周りをウレタン充填した場合

窓周りをモルタル充填した場合

図-6 外壁窓周りの充填方法の違いによる表面温度測定 (実験 No. 5, 6)

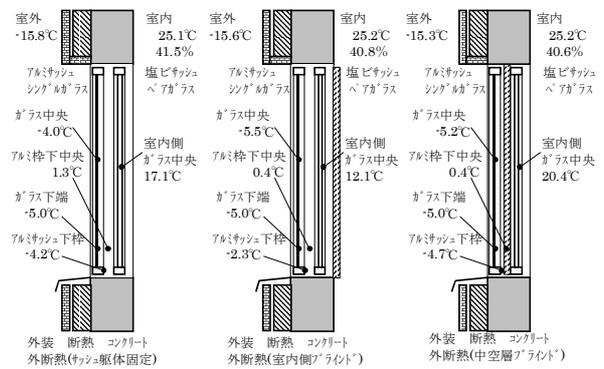


図-7 断熱ブラインドの取り付け位置による表面温度の違い (実験 No. 7, 8, 9)

表-5 風の有無による二重窓の中空層の換気量と温度・結露の違い

風 あり		風 なし	
外気側	室内側	外気側	室内側
3.500 m <sup>3</sup> /h	0.023 m <sup>3</sup> /h	-0.0 m <sup>3</sup> /h	1.484 m <sup>3</sup> /h
測定場所	温度/湿度/露点	測定場所	温度/湿度/露点
屋外温度	-14.4	屋外温度	-15.9
室内温度	25.4 / 38.9 / 10.4	室内温度	24.8 / 38 / 9.5
中空層中部	-4.5 / 56.3 / -11.8	中空層中部	1.5 / 75.0 / 7.2
ガラス表面	-9.9	ガラス表面	-4.2
ガラスサッシ枠	-7.4	ガラスサッシ枠	-1.3
窓アルミ枠	-2.5	窓アルミ枠	3.5

また、内窓のペアガラス表面温度は上記の順序となるが、窓枠の温度は内断熱が若干高くなっている。No.10 ではNo.5 に比べてガラス中央面温度で3℃低くなり、開口部として大きな熱損失の差が生じている。

(2) 窓周りの断熱補強による違い

図-6 は外断熱において内窓枠周辺の断熱補強の違いを赤外線カメラで測定したものである(実験 No.5,6)。モルタル充填で断熱補強が行われない No.6 では窓周辺の壁の温度が10℃程度まで低下し、壁面に結露を発生させることがあり(室内露点温度10℃)、No.5のようにウレタンの断熱補強を行う必要がある。一方、この断熱補強によって二重窓の中空層温度や外窓枠の表面温度がさらに上昇するが、室内壁が結露する危険性の方が問題であると判断した。

(3) 断熱ブラインドの設置位置

図-7 は断熱ブラインドの取り付けによる影響を示している(実験 No.7,8,9)。このブラインドは普通のブラインドのスラット(板)の代わりに不織布が水平方向に二重の空気層を形成し断熱性能を高め、さらに左右にもガイドレールが設置され、ある程度の気密性能を発揮するようになっている製品である。

二重窓の室内側にブラインドを設置した No.8 は実験箱内部に面した内窓のガラス表面と樹脂製のサッシ枠の温度が5℃以上低下し、結露が発生することが確認された。

二重窓の中空層にブラインドを設置する No.9 は断熱ブラインドを設置しない No.7 に比べて室内側のガラス表面温度が3℃程上昇し断熱性能が向上したことが分かる。当然、内窓への結露は起こらない。外窓の温度は断熱ブラインドを設置した No.8 も No.9 も同程度で、No.7 に比べ1℃以上の差がある。二重窓の中空層の温度は断熱ブラインドの設置で下部および中間部で低くなるが、No.9 では上部の温度が高くなり、温度勾配が大きくなっていることが分かる。相対湿度は高くなり、上下の露点温度の勾配も大きくなっている。外窓への結露はNo.7 と No.8 では同程度であるが、No.9 では窓の中間部より上部で発生しやすくなっている。

(4) 風の影響

表-5 は造風機によって風を正面から当てた場合と当てない場合の二重窓中空層の換気性状をトレーサーガス(SF6)による一定発生法と濃度減衰法によって測定した結果を示している。風を当てた場合には3.5m<sup>3</sup>/hの外気が室内に侵入し、無風の場合には室内側から中空層に1.5m<sup>3</sup>/hの空気が流れ込むことが分かった。これは実験箱での窓の取り付け位置が中性帯より高い位置にある影響であると考えられる。外部から風が浸入する風の状態では、二重窓中空層の温度と湿度が下がり結露が発生しにくくなる、あるいは結露を解消させる状態となり、室内空気が流れ込む時には外窓へ結露しやすい状態となることが分かった。

表-6 窓の結露状態の観察結果

No	実験パターン		実験結果と考察	結露判定	
				風なし	風あり
1	内断熱	M	内断熱外壁の二重窓・窓周りはモルタル充填。室温の設定条件(25℃、湿度40%)になる前から、窓全体が数分で曇り始め、水滴が生じた。その水滴はガラス面を流れて、下のアルミ枠に溜まって凍り始めていった。約一時間後にはアルミ枠から水滴があふれて、外枠には氷柱が発生した。サッシまわりにも結露が生じた。	×	×
2		U	内断熱外壁の二重窓・窓周りはウレタン充填。1の場合とほとんど同様で、窓全体が数分で曇り始め、水滴が生じた。その水滴はガラス面を流れて、下のアルミ枠に溜まって凍り始めていった。約一時間後にはアルミ枠から水滴があふれて、外枠には氷柱が発生した。サッシまわりにも結露が生じた。	×	×
3	二重窓	M	内断熱外壁の二重窓・窓周りはモルタル充填。設定条件になる前から、窓ガラスは曇り始めて、一時間も経たないうちに、次第にガラス面に結露が生じていき、次第に厚みを増していった。また窓サッシまわりも、薄くところどころ結露が発生していた。	○	○
4		U	内断熱二重窓・窓周りはウレタン充填。3の場合とほとんど同様であった。	○	○
5	外断熱	U	外断熱二重窓・窓周りはウレタン充填。ガラス面は曇り、薄い結露が生じた。サッシまわりには、左窓の右窓との重ね合わせ窓枠以外に結露は見られなかった。また時間が長くなると、次第にガラス面の結露は厚くなっていった。	○	○
6		M	外断熱外壁の二重窓・窓周りはモルタル充填。測定開始から5時間、間欠的に風を窓に当てた。風が止まると窓ガラスは曇り始めるが、風を当てると、曇りは消失した。窓サッシにはまったく結露は見られなかった。風を当てない場合は、5と同様であったが、結露したあとに連続的に風を当てると、若干結露の減少が見られた。	○	○
7	外装材取付け	M	南側外断熱外壁の向かい合わせの二重窓。北側の窓に風が当たった場合は南側の窓が結露し、風の当たった窓は結露はしていない。風を停止すると、両側とも窓は結露した。前窓のアルミサッシ周りは、結露はほとんど見られなかった。	○	○
8		MB	外断熱外壁の向かい合わせの二重窓、室内側にブラインドあり。ガラス面は7とほとんど同じであるが、室内側のプラスチック窓のガラス・ガラス枠に結露が発生していた。	○	○
9		MIB	南側外断熱外壁の向かい合わせの二重窓。中空層内にブラインドあり。7と同様の結果であった。	○	○
10	外装材取付け	U	北側外断熱外壁の向かい合わせの二重窓。風が当たったときは結露はしていなかったが、風が停止したときアルミサッシ・アルミ枠とも結露した。窓枠の上部から漏れた水蒸気が、外の通気層の部分で結露して結露し、外気温が高くなったときに再び解けて、水滴となって中空層に流れ落ちてきた。	△	○
11		UB	北側外断熱外壁の向かい合わせの二重窓。室内側にブラインドあり。ガラス面は10とほとんど同じであるが、室内側のプラスチック窓のガラス・ガラス枠・窓枠の下部に結露が発生していた。	△	○
12		UIB	北側外断熱外壁の向かい合わせの二重窓、中空層側にブラインドあり。10と同様の結果であった。	△	○
13	断熱サッシ	南側	向かい合わせのLow-eペアガラス南側窓の下部2センチ程度の帯状に結露が見られた。	○	○
14		北側	向かい合わせのLow-eペアガラス北側窓の下部2センチ程度とそこに接触しているプラスチック部分、および接触している木枠にも結露が見られていた。	○	○

表-4には風を当てた場合の測定結果を示す。すべての場合において中空層や窓面の温度と露点温度が低下する。結露現象も解消するが、室内側の窓面温度も低下し、隙間からの換気に加えて貫流による熱損失も大きくなっていることが分かった。

### (5) 断熱高性能窓

最後に表-3および表-4で防火と断熱性能を持ったPVCサッシに断熱性能の高いLow-eペアガラスを取り付けた窓(一重窓)の結果(実験No.13,14)に注目する。窓の室内側表面の温度は二重窓の内窓での測定温度を下回っており、ガラスやサッシ枠の下部で温度低下が大きい。また外装材上部に取り付けたNo.14の窓枠では風が当たった場合には0℃近くまで温度が低下する箇所がある。したがって結露も局所的に観測された。高性能断熱窓の性能は単体では優れているが、適切に設置された二重窓より劣る結果となった。

### (6) 結露判定

表-6は各実験の結果を観察記録と結露判定の結果でまとめたものである。二重窓では外窓の結露判定はサッシが外装材に取り付けられた実験No.10,11,12で外部の風がない状態で△の判定をした以外は○の判定がされる結果となった。

## 7. 実験結果のまとめ

外断熱工法の開口部に、アルミサッシのシングルガラスの外窓、PVCサッシのペアガラスの内窓で構成される二重窓について、その結露状況を実大実験で検討した。窓の取り付け位置、枠周りの断熱補強、風の影響、断熱ブラインドの設置、高性能窓との比較が主な実験要素である。その結果、以下のことが判明した。

- ①外断熱工法のコンクリート上部の位置に外窓のアルミサッシを取り付けた場合、アルミ枠面の温度が上昇し、内断熱の場合に比べて、外窓の結露が大幅に改善する。
- ②外断熱工法において外窓のアルミサッシを外装面位置に張り出して取り付けられた場合には外窓の温度が低下し、結露は内断熱と同程度になる。
- ③外断熱工法において、室内側のサッシ枠周りの充填をモルタルで行うと、外窓サッシへの結露はさらに改善される。しかし、室内側の窓周りの外壁温度が大きく低下するためウレタン充填により断熱補強をすることが望ましい。
- ④風や温度差によって生じる圧力のため、窓の温度や漏

気は影響を受ける。二重窓中空層の結露も室内側から空気が浸入するときに促進され、外気が浸入すると解消される傾向がある。

- ⑤断熱ブラインドを二重窓の中空層に設置すると、外窓の結露は、ブラインドがない場合や室内側に設置した場合と大差なく、内窓での結露は全く発生せず断熱効果が得られる。
- ⑥低放射ペアガラス入りのPVCサッシを一重で使用した窓は、二重窓よりも熱損失で劣り室内側に局所的に結露も発生する。

以上の結果を参考にして図-1,2で示した外断熱の病院に二重窓が施工された。

## 8. おわりに

北海道などで伝統的に多用されてきた引き違い窓は、夏季の通風や故障時の保守の容易さ、開閉のし易さなどの利点がある。外断熱の場合には温まったコンクリート躯体に外窓を取り付けることで、アルミ部分の温度低下を緩和し結露防止に大きな効果があり二重窓と外断熱は相性が良いことが分かった。また二重窓では中空層に断熱ブラインドを挿入するなどの手法の可能性があることを示した。

将来は防火性能を備えた断熱サッシの性能も向上し、コストも低下して、従来型の二重窓は減っていくかもしれないが、最近の事務所建築で採用が増えてきているダブルスキャンウインドウのように、さらにその特性を生かした展開の可能性を考えたい。

謝辞：この研究に当たっては、北海道北方建築総合研究所の福島明氏(当時)と鈴木大隆氏に全面的なご指導と施設利用への多大なご配慮などをいただきました。また実験の準備を外断熱システム開発事業共同組合の花香氏に全面的にお願いし、断熱作業や窓資材や取り付けに関してはメーカーの方々にご協力をいただきました。最後にすべての実験・観察・記録・まとめを行って下さったサデギアンモハマッドタギ氏には大変なご苦労をおかけいたしました。誌面を借りて御礼申し上げます。

### 参考文献

- 1) 大島新人,鈴木憲三:窓ガラスの結露防止に関する研究,日本建築学会大会梗概集,環境工学D-2, pp287, 1998
- 2) 寺山哲夫,坂本雄三,永田明寛,嶋理恵子:事務所建築における開口部複層化の効用に関する研究 その1,窓ガラス面の結露防止効果について,環境工学 D-2, pp267, 1997
- 3) 山本正顕,秋津康孝,市毛圭二:集合住宅の開口部周りの結露性状確認試験,日本建築学会大会梗概集,環境工学D-2, pp477, 2004

# 球形ドームに作用する風圧特性と屋内気流性状に関する研究

## A Study on Wind Pressures and Indoor Airflow for Dome Structures

野田 博 HIROSHI NODA

長谷川 功 KO HASEGAWA

プラント事業部 寒川 慎也 SHINYA SANGAWA

作田美知子 MICHIKO SAKUTA

模型表面に粗度を取り付けることにより風洞実験時の見かけ上のレイノルズ数を高くして球形ドーム構造物の風圧特性を検討した。この風洞実験結果を通気口流入条件に用い直径 82m の球形ドーム構造物内部の気流性状を数値流体計算により検討した。風洞実験の結果、表面粗度により風圧分布が異なった。数値流体計算による球形ドーム構造物内部の気流性状検討では、中央部では風速は低い、壁面近傍や底面近傍においてはある程度風速が認められ、換気性能が十分であることが確認された。

**キーワード**：球形ドーム構造物、風圧特性、風洞実験、レイノルズ数、表面粗度、室内換気特性、数値流体計算、空気齢

In order to confirm the wind pressure distribution of dome structures, a series of wind tunnel experiments, which employed the raised quasi-Reynolds number by attaching roughness onto the model surface, were conducted. Following these experiments, the indoor airflows within dome structures were confirmed using Computational Fluid Dynamics (CFD), applying experimental results to the inflow conditions of vent holes. The following points were clarified from the results. The pressure distributions are different according to presence or absence of surface roughness. Reynolds number significantly influences the experimental results of the surface-pressures. The velocity of airflow at the center of the dome is comparatively low, but the arrangements of vents are sufficient for ventilation of the entire inside air mass.

**Key Words**: Dome structure, Pressure, Wind tunnel experiment, Reynolds number, Surface roughness, Indoor airflow, Computational Fluid Dynamics, Life time of air

### 1. はじめに

球形ドームに作用する風圧力はこれまで多くの風洞実験により考察されている<sup>1),2)</sup>。しかし、球形ドームのような曲面を有する構造物ではレイノルズ数(流体の慣性力と粘性力の比)によって作用する風圧分布特性が異なり、通常の建物を対象とした風洞実験では実スケールに比べ1~3オーダー小さなレイノルズ数で実験しているため、風洞実験では実スケール現象を再現しているとは言い難い。本報では対象とする球形ドーム屋根を持つ円筒構造物の実験模型の表面に粗度を付けることにより実物と模型でのレイノルズ数の不一致を緩和させて壁面ならびに屋根面の風圧実験を行った。この実験結果を用いて球形ドーム構造物の通気口境界条件を定め数値流体計

算(Computational Fluid Dynamics, 以下CFDという)により球形ドーム構造物内部の換気性状を検討した。ここでは風洞実験結果と換気性状の検討結果について報告する。

### 2. 対象とした球形ドーム構造物

対象とした構造物は直径82m、軒高24.5mの円筒形構造物にライズ比0.18(h/L:h,Lは図-1参照)の球形ドーム屋根を取り付けた構造物である。内部空気の循環を行うための通気口はドーム屋根頂部と幅約0.4mの軒下全周にガラリ状に設けられている。対象とした球形ドーム構造物の形状を図-1に示す。

### 3. 風洞実験概要

#### (1) 実験方法

風洞実験は当社技術研究所所有の吹き出し式境界層風洞装置で実施した。実験気流は日本建築学会編「建築物荷重指針・同解説」(93年改訂版)<sup>3)</sup>の地表面粗度区分IIを想定したべき指数 $\alpha=0.15$ の境界層乱流を用いた。実験に用いた模型は、対象とする球形ドーム構造物を縮尺1/200で再現した。風圧測定点はドーム屋根面に61点、軒下面に20点、壁面に52点設けた。これらの測定点は屋根面、軒下面、壁面の一部に配置し実験模型を回転させることにより対象構造物全体の風圧分布を測定した。

#### (2) レイノルズ数効果の緩和方法

対象としている球形ドーム構造物のような曲面を有する構造物の場合、以下に示すレイノルズ数により作用する風圧特性が異なる。

$$Re = \frac{UD}{\nu} \quad (1)$$

ここで、 $Re$ :レイノルズ数、 $U$ :代表風速 [m/s]、 $D$ :代表幅 [m]、 $\nu$ :流体の動粘性係数 [m<sup>2</sup>/s]

対象としている球形ドーム構造物の換気性状を検討する場合の実スケールと模型スケールのレイノルズ数は以下に示すとおり、1オーダー異なる。ここで、代表幅はタンク直径、代表風速は実スケールの場合換気量計算時の有効風速(0.5m/s)、模型スケールでは屋根頂部高さにおける実験風速(14m/s)を用いた。

実スケールのレイノルズ数

$$[Re]_{Full} = \left[ \frac{U \cdot D}{\nu} \right]_{Full} = \frac{0.5 \times 82}{1.5 \times 10^{-5}} = 2.7 \times 10^6 \quad (2)$$

表-1 表面粗度に用いたメッシュ

材質	ポリエチレン
間隔	4.31mm
線径	0.77mm
開孔率	67%
メッシュ	5/inch

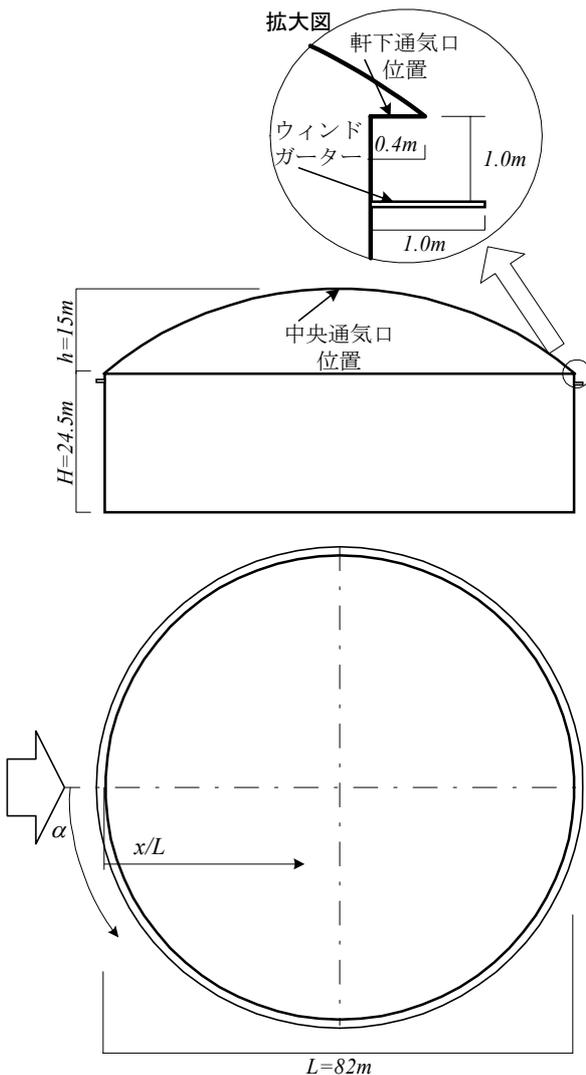


図-1 対象とする球形ドーム構造物

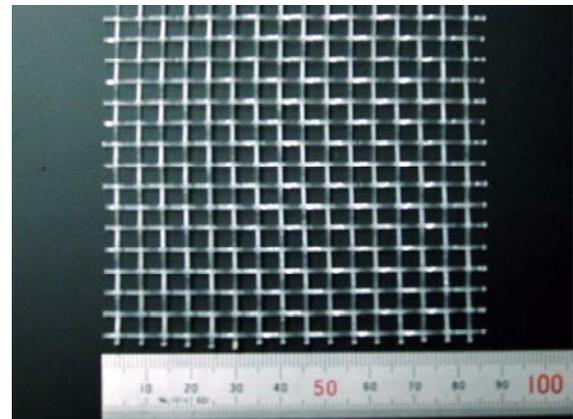


写真-1 表面粗度に用いたメッシュ

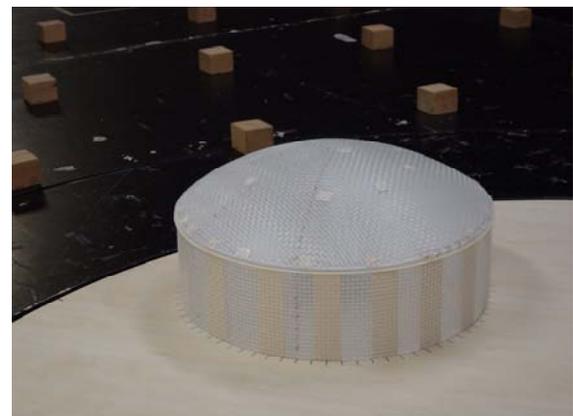


写真-2 実験模型

模型スケールのレイノルズ数

$$[Re]_{Model} = \left[ \frac{U \cdot D}{\nu} \right]_{Model} = \frac{14 \times 82 / 200}{1.5 \times 10^{-5}} = 3.8 \times 10^5 \quad (3)$$

実スケールによる現象を模型スケールで再現するためには、このレイノルズ数を一致させるか、あるいは何らかの方法でレイノルズ数不一致の緩和を行う必要がある。本報では、Brust<sup>4)</sup>や丸川ら<sup>5)</sup>が円柱の実験で実施したように模型表面に粗度(以下、表面粗度という)をつけてレイノルズ数不一致の緩和を行った。模型の表面粗度には写真-1、表-1に示すポリエチレン製メッシュを用いた。Brust<sup>4)</sup>や丸川ら<sup>5)</sup>によれば、表面粗度の大きさや密度によってその効果は異なる。本実験では、粗度の平均密度が10~30%のときに境界層が発達しやすいという大熊ら<sup>6)</sup>の実験結果を参照し、閉塞率 33%(開孔率 67%)で、比較的線径の大きなビニールメッシュを表面粗度として用いた。表面粗度を取付けた実験模型を写

真-2に示す。

(3) 屋根面ならびに軒下面の風圧係数分布

a) 風速依存性

模型の表面粗度での屋根面中央断面の平均風圧係数分布を図-2に示す。風速は屋根頂部高さで8m/sから16m/sまで2m/s間隔で変化させた。表面粗度がない場合、屋根面の平均風圧係数は風速を変化させてもほとんど変化しない。一方、模型表面に粗度がある場合には風速により平均風圧係数分布の差異が認められ、風上側では風速による差異は小さいが負圧のピーク(x/L=0.45)以降風下側では差異が大きい。ただし、風速12m/s以上になると平均風圧係数分布は風速による差異はなくなり風速依存性がなくなる。

b) 表面粗度の効果

[屋根面の風圧係数分布]

表面粗度による効果を確認するため、表面粗度がある

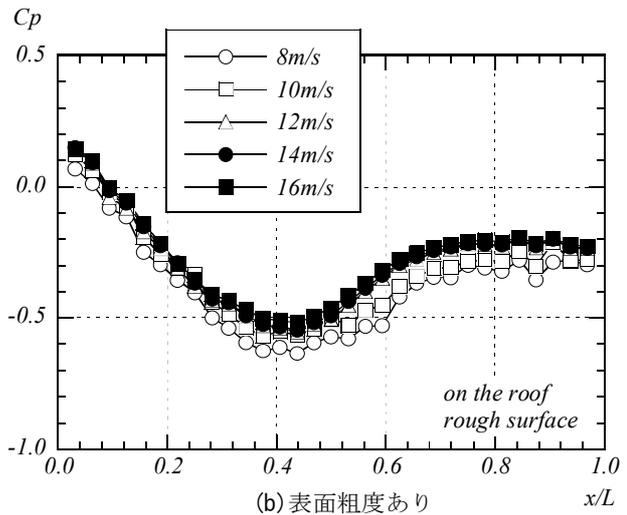
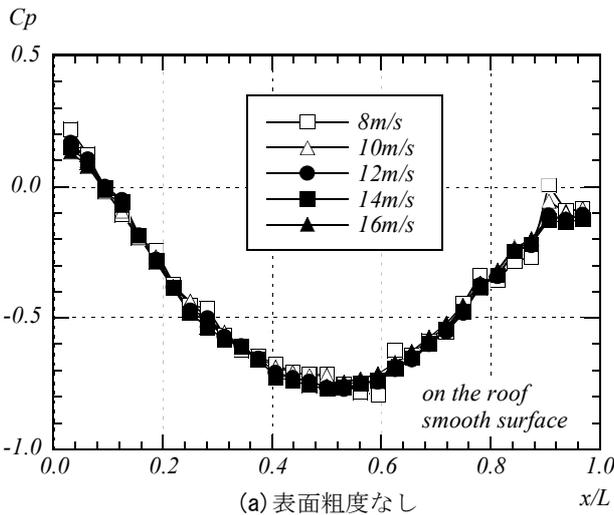


図-2 屋根面中央部における平均風圧係数の風速依存性

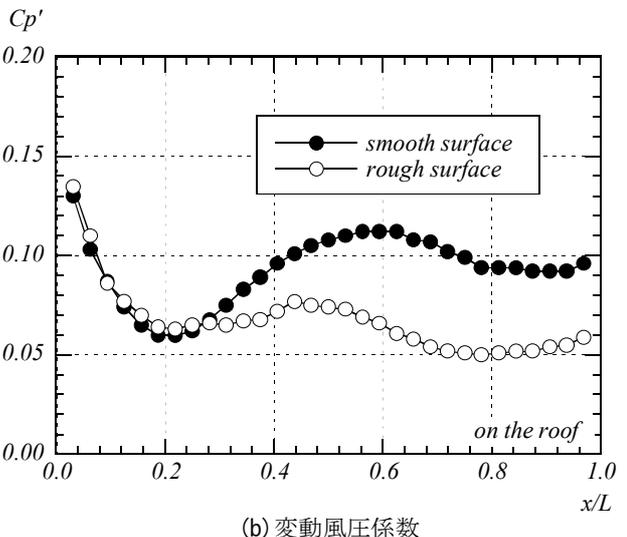
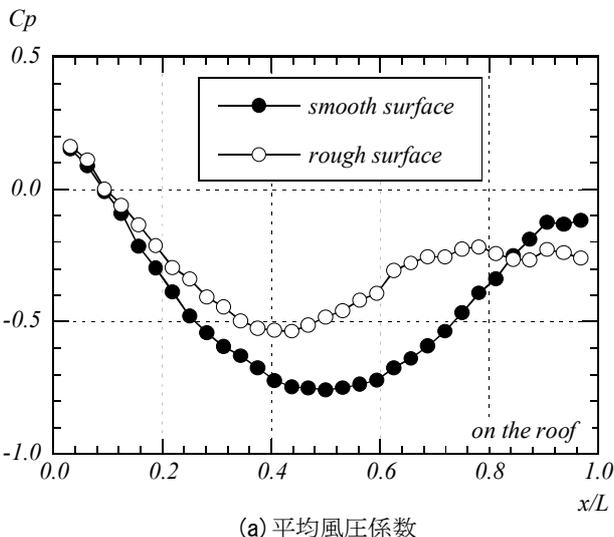


図-3 表面粗度の有無による屋根面風圧係数の差異

場合とない場合の屋根面中央断面の平均風圧係数分布、変動風圧係数分布を図-3に示す。また屋根面全体の平均風圧係数コンターを図-4に、変動風圧係数コンターを図-5にそれぞれ示す。風速は表面粗度ありの場合に風速依存性がなくなる14m/s(屋根頂部高さ)である。

屋根面の風圧係数分布は平均風圧係数、変動風圧係数とも表面粗度によりその分布形状が大きく異なる。平均風圧係数ならびに変動風圧係数ともに風上側( $x/L < 0.1 \sim 0.2$ )では差異はほとんどない。しかし、表面粗度がない場合には平均風圧係数は屋根中央部付近で負圧のピークを持つが表面粗度をつけることにより負圧のピークは風上側に移動し、かつ負圧のピークの値も小さくなる。変動風圧係数も  $x/L = 0.2$  以降風下側では表面粗度による差異が現れ、 $x/L < 0.2$  の値は表面粗度をつけることにより小さくなっている。また表面粗度がない場合には風下側端部付近で局部的に大きな値となるが、表面粗度がある場合には局部的に大きな値はない。

表面粗度をつけることにより平均風圧係数と変動風圧係数のピークが風上側に移動しピーク値が減少した原因として、表面粗度の影響により風上端部からの剥離流の再付着が促進されたことと考えられ、この現象はレイノルズ数が高くなった場合の現象と類似している。すなわち、表面粗度を取り付けることにより見かけ上レイノルズ数が高くなっていることが認められた。

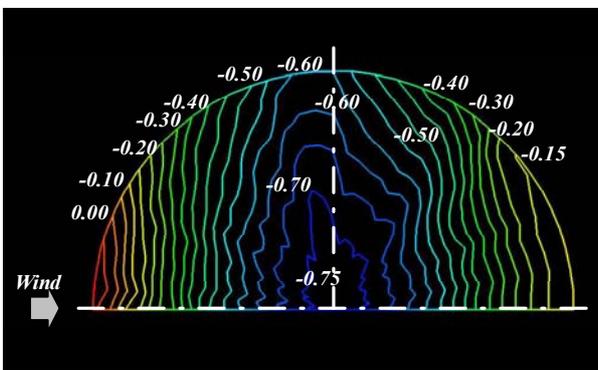
[ 軒下面の風圧係数分布 ]

表面粗度無有での軒下面の平均風圧係数分布と変動風圧係数分布を図-6に示す。図中には軒下面から0.01H下がった壁面の風圧係数も付記する。軒下面の平均風圧係数、変動風圧係数は屋根面の性状と若干異なり、表面粗度をつけることにより全周にわたって変化する。ただし、平均風圧係数の負圧のピークが風上側に移動することや風下側の変動風圧係数が減少するといった性状は屋根面と同じである。軒下面から0.01H下がった壁面の平均風圧係数ならびに変動風圧係数はいずれも軒下面のそれらと概ね同じ値となっており、軒下面から0.01H下がった壁面付近では軒下と同じ圧力場になっていることが分かる。

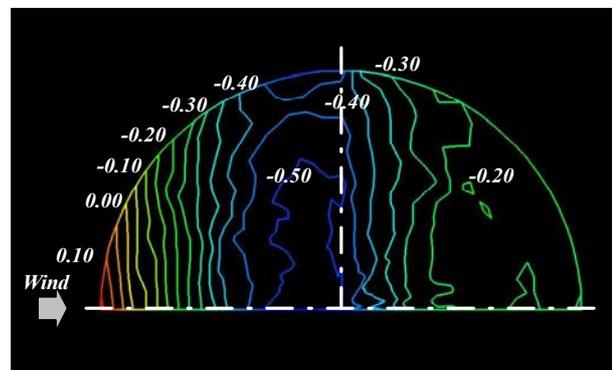
[ 壁面の風圧係数分布 ]

表面粗度の有無による壁面の平均風圧係数分布と変動風圧係数分布を図-7に示す。壁面上部(0.1H)と壁面中央部(0.5H)では平均風圧係数ならびに変動風圧係数ともに概ね同じ性状となっている。ただし、表面粗度の有無に係わらず図-6に示す軒下面や壁面頂部付近(0.01H)での風圧分布とは異なっている。

表面粗度の有無では壁面の平均風圧係数、変動風圧係数ともに分布形状が異なる。平均風圧係数分布は表面粗度をつけることにより屋根面同様負圧のピークが風上側に移動しかつピーク値も小さくなる。ただし、後流側で

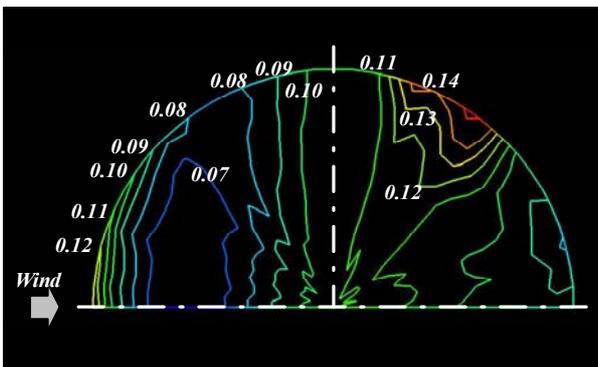


(a) 表面粗度なし

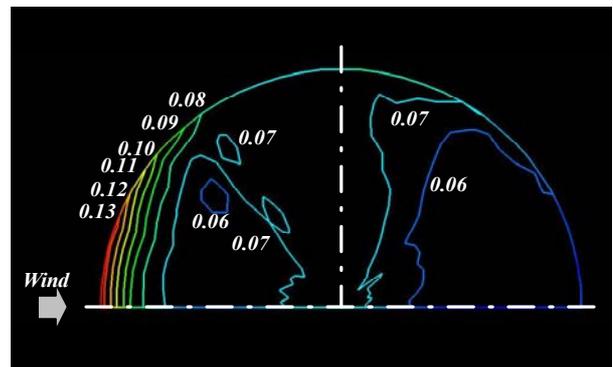


(b) 表面粗度あり

図-4 屋根面の平均風圧係数コンタ(表面粗度の有無による差異)



(a) 表面粗度なし



(b) 表面粗度あり

図-5 屋根面の変動風圧係数コンタ(表面粗度の有無による差異)

負圧が一定となる場所 (表面粗度なしの場合  $\alpha < 135^\circ$  , 表面粗度ありの場合  $\alpha < 110^\circ$  ) での値は表面粗度ありの場合の方が大きい負圧となる。

表面粗度がない場合の変動風圧係数は  $\alpha = 120^\circ$  付近でピークを持ちこのピークは屋根面にも現れているが ( 図-5(a) 風下側端部付近の局所的な大きな値 ) , 表面粗度がある場合にはそのピークがなくなる。

(4) 実験結果のまとめ

表面粗度なしに比べ表面粗度ありの場合、屋根面ならびに壁面の再付着点が風上側に移動する。この場合平均風圧係数分布のピーク負圧は小さくなるが、風下側の負圧が一定となる部位では逆に大きくなる。2次元円柱の場合、レイノルズ数が超臨界域 ( $3.8 \times 10^5 < Re < 8 \times 10^6$ ) から極超臨界域 ( $Re > 8 \times 10^6$ ) へ遷移すると流れの剥離点が風上側に移動し、かつ後流側の負圧が大きくなる<sup>7)</sup>。本実験で表面粗度により見かけ上レイノルズ数を大きくし

た現象と類似している。ただし、この現象は2次元円柱の場合であり、本報で対象としている円形ドーム構造物にそのまま当てはめられるものではなく、本実験で実スケールの現象を正確に再現しているかどうかは明確でない。しかしながら、表面粗度ありの場合見かけ上レイノルズ数が大きくなっていること、表面粗度ありの場合のほうが軒下面の平均風圧係数分布の変化が小さく、換気性状を検討する場合に不利であることから、換気性状を検討するときの換気口境界条件設定には表面粗度ありの実験データを用いることとした。

4. CFDによる球形ドーム構造物屋内の気流性状

(1) 計算方法

本報では、市販の数値流体計算ソフト「Stream V5.0」(ソフトウェアクレイドル)を用いて球形ドーム構造物

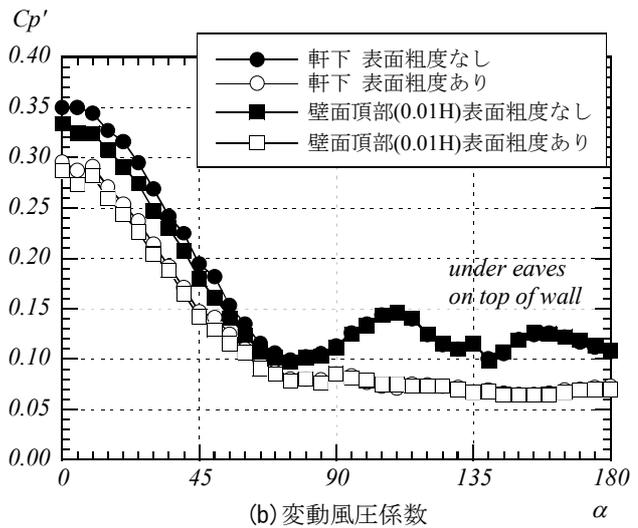
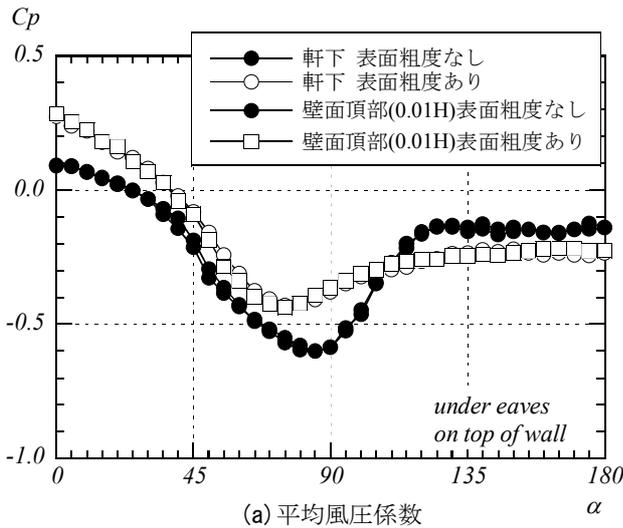


図-6 表面粗度の有無による軒下面風圧係数の差異

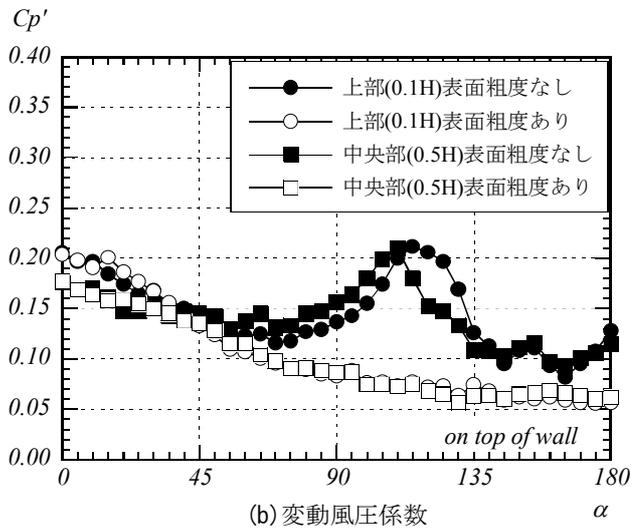
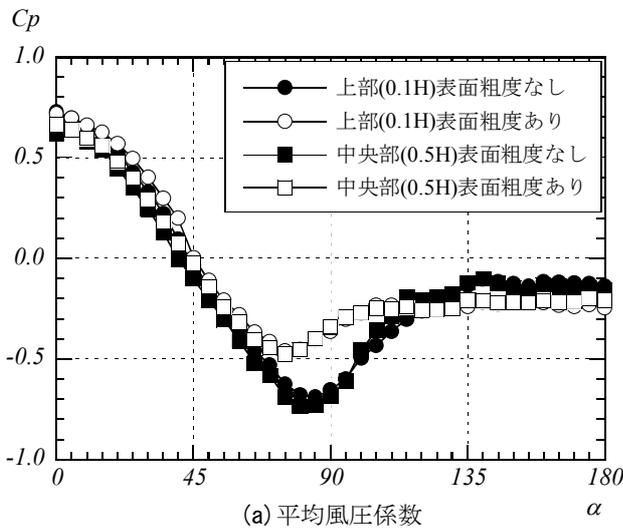


図-7 表面粗度の有無による壁面風圧係数の差異

内部の気流計算を行った。乱流モデルは Kato-Launder の修正 k-ε モデルを用い、計算結果が時間平均流れ場となる定常解析とした。計算方法概要を表-2に、計算メッシュ状況を図-8にそれぞれ示す。

各通気口の流入流出境界条件は、風洞実験結果に基づ

表-2 計算条件

空間差分	移流項 3次風上(QUICK) その他 2次中心
圧力修正法	MICCG法
乱流モデル	改良k-εモデル(Kato&Launder)
計算領域	$x \times y \times z = 82m \times 82m \times 40m$
計算格子数	$N_x \times N_y \times N_z = 82 \times 82 \times 55$
最小格子幅	$dx=1m, dy=1m, dz=0.5m$
計算初期条件	$u=0, v=0, w=0, p=0,$ $k=10^{-10}, e=10^{-10}$

表-3 各通気口に設定した流入流出風速

角度	0	5	10	15	20	25	30	35	40
風速	0.35	0.34	0.33	0.32	0.30	0.30	0.28	0.25	0.23
角度	45	50	55	60	65	70	75	80	85
風速	0.19	0.13	-0.06	-0.14	-0.19	-0.21	-0.22	-0.22	-0.21
角度	90	95	100	105	110	115	120	125	130
風速	-0.19	-0.17	-0.15	-0.15	-0.13	-0.12	-0.10	-0.08	-0.05
角度	135	140	145	150	155	160	165	170	175
風速	-0.04	-0.04	-0.03	-0.03	-0.04	-0.06	-0.04	-0.06	-0.06
角度	180								
風速	-0.04	屋根頂部通気口:-0.252m/s 風速単位:m/s							

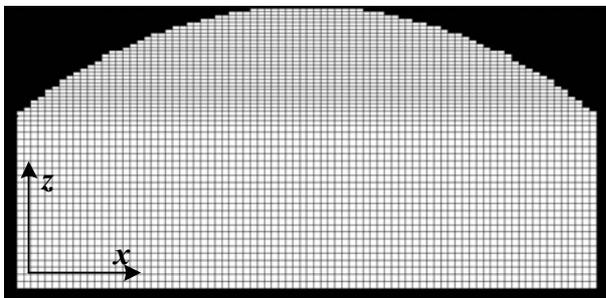
づき設定した。すなわち、各通気口面積、通気量ならびに流量係数から式(4)により求めた各通気口の風速を設定した。ここで、内圧係数  $C_{p_{in}}$  は流入量と流出量が等しいという仮定から -0.23 と設定した。各通気口に設定した流入流出風速を表-3に示す。

$$U_i = Q_i / (\alpha A_i) \tag{4}$$

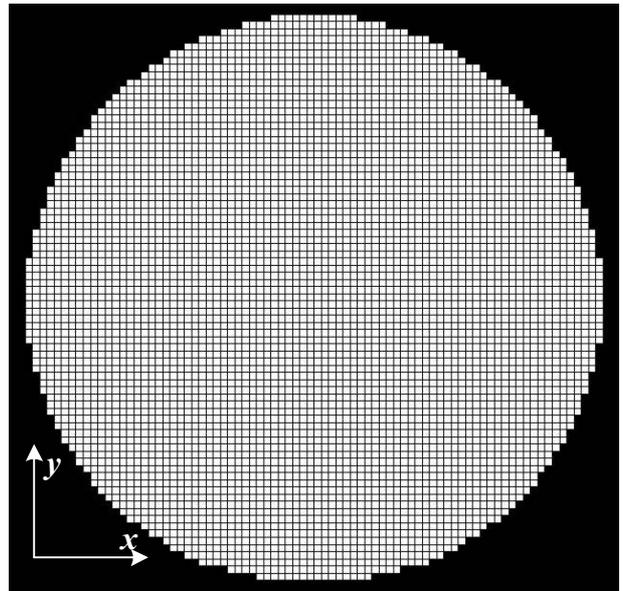
$$Q_i = 4\alpha A_i \sqrt{|C_{p_i} - C_{p_{in}}|} q_{st} \times 3600 \tag{5}$$

$U_i$ : 通気口  $i$  の風速 ( 正の値を流入, 負の値を流出とする),  $Q_i$ : 通気口  $i$  の通気量,  $\alpha$ : 流量係数 (=0.7),  $A_i$ : 通気口  $i$  の面積,  $C_{p_i}$ : 通気口  $i$  の平均風圧係数,  $C_{p_{in}}$ : 内圧係数,  $q_{st}$ : 有効風速時 (0.5m/s) の速度圧

屋根頂部の通気口に設定した流出風速の風向は鉛直方向向上向きとし、軒下面通気口における流入流出風速の風向は、水平方向(x-y面)については各部位から中央部

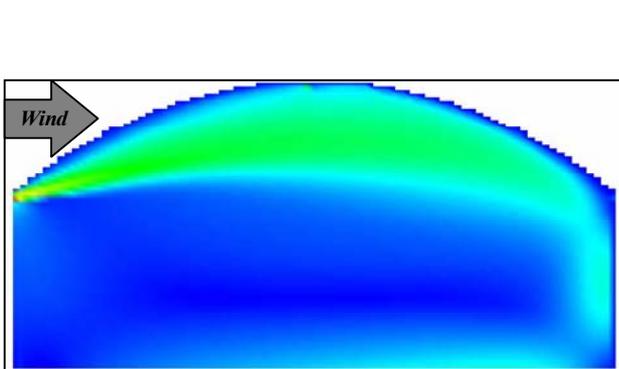


(a) x-z 中央断面

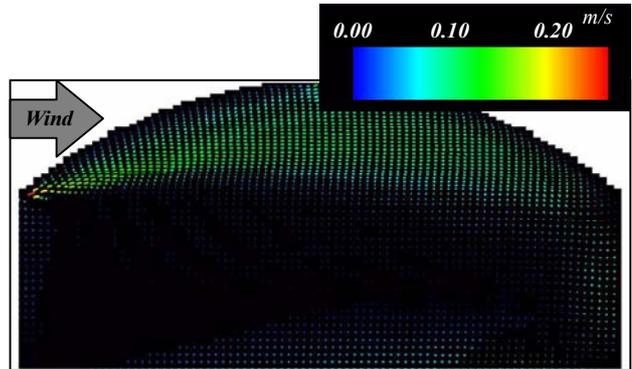


(b) x-y 断面

図-8 計算格子の状況



(a) 風速コンター



(b) 風速ベクトル

図-9 x-z断面の平均風速分布

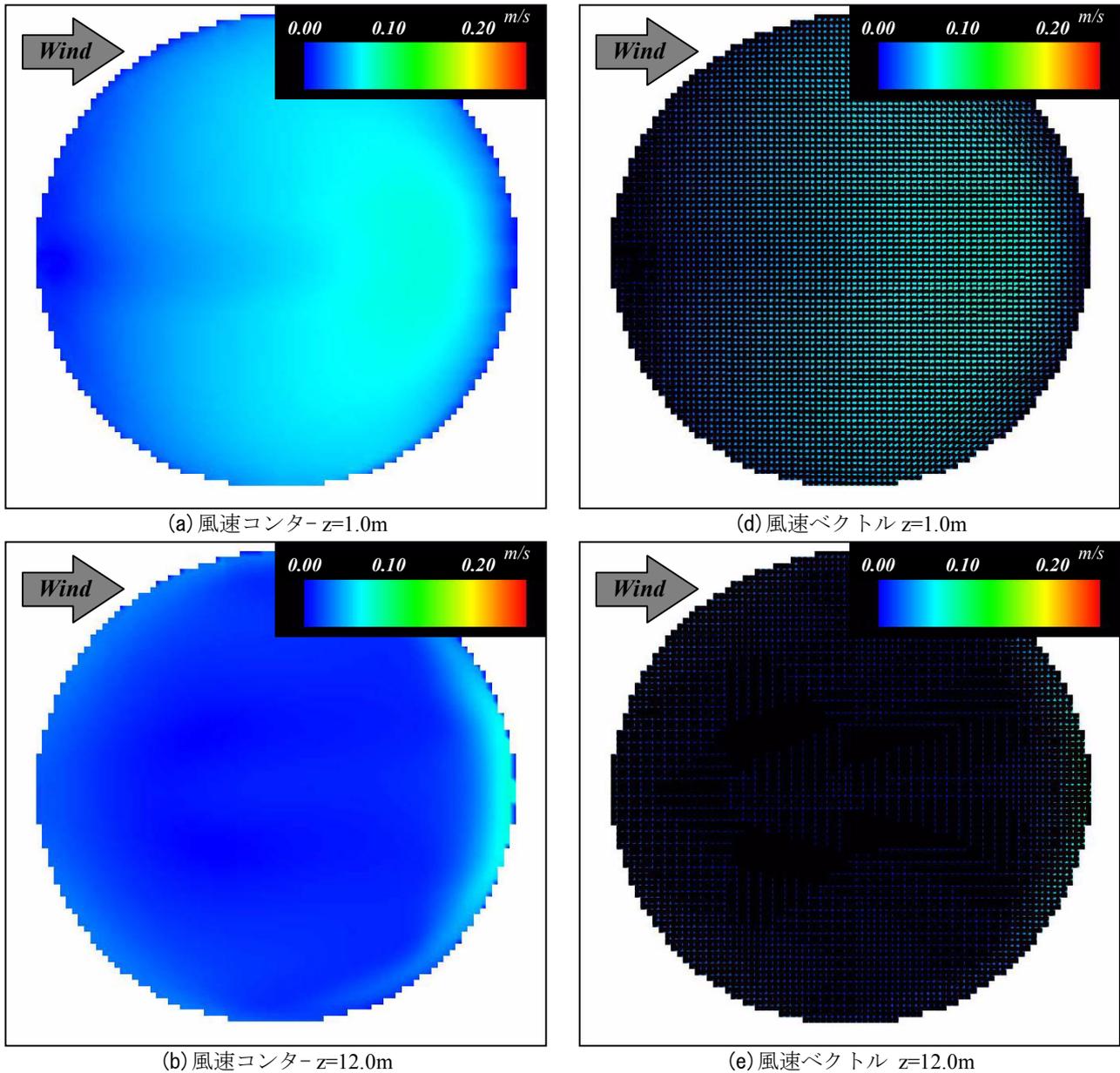


図-10 各高さにおけるx-y断面の平均風速分布

へ、鉛直方向(x-z面)についてはドーム屋根に沿うように屋根最下部の勾配( $39^\circ$ )とした。

## (2) 計算結果

### a) 平均風速分布

$x-z$ 断面中央部の平均風速分布を図-9に $z=1\text{m}$ ,  $12\text{m}$ (球形ドーム構造物中央高さ),  $24\text{m}$ (球形ドーム構造物軒高)における $x-y$ 断面の平均風速分布を図-10にそれぞれ示す。これらの図から次のことが言える。風上側特別通気口から流入した外部空気は屋根を沿うようにして上空に流れる。その後風下側球形ドーム構造物壁面まで到達し、壁面を沿って底面に移動する。さらに底面では上部とは逆向きすなわち風上への流れが生じている。このように球形ドーム構造物内の気流は中央部付近では

風速が弱くなるが上部あるいは壁面近傍は比較的風速が高く球形ドーム構造物内部全体的な流れが存在している。

### b) 空気齢

球形ドーム構造物内の空気齢<sup>8)</sup>を図-11に示す。空気齢とは吸気口から新鮮空気が各部位に到達する平均時間を示し、数値が小さいほど新鮮空気の到達時間が短く、その部位で発生した物質は早く拡散することを表す。図-11に示す通り中央部では空気齢は大きいですが、壁面あるいは底面は比較的小さく球形ドーム構造物内部では中央部より壁面や底面近傍での拡散が大きい。また、空気齢が最も大きなところでも約22時間となり、24時間以内には球形ドーム構造物内部全体に新鮮空気が到達することが確認できる。

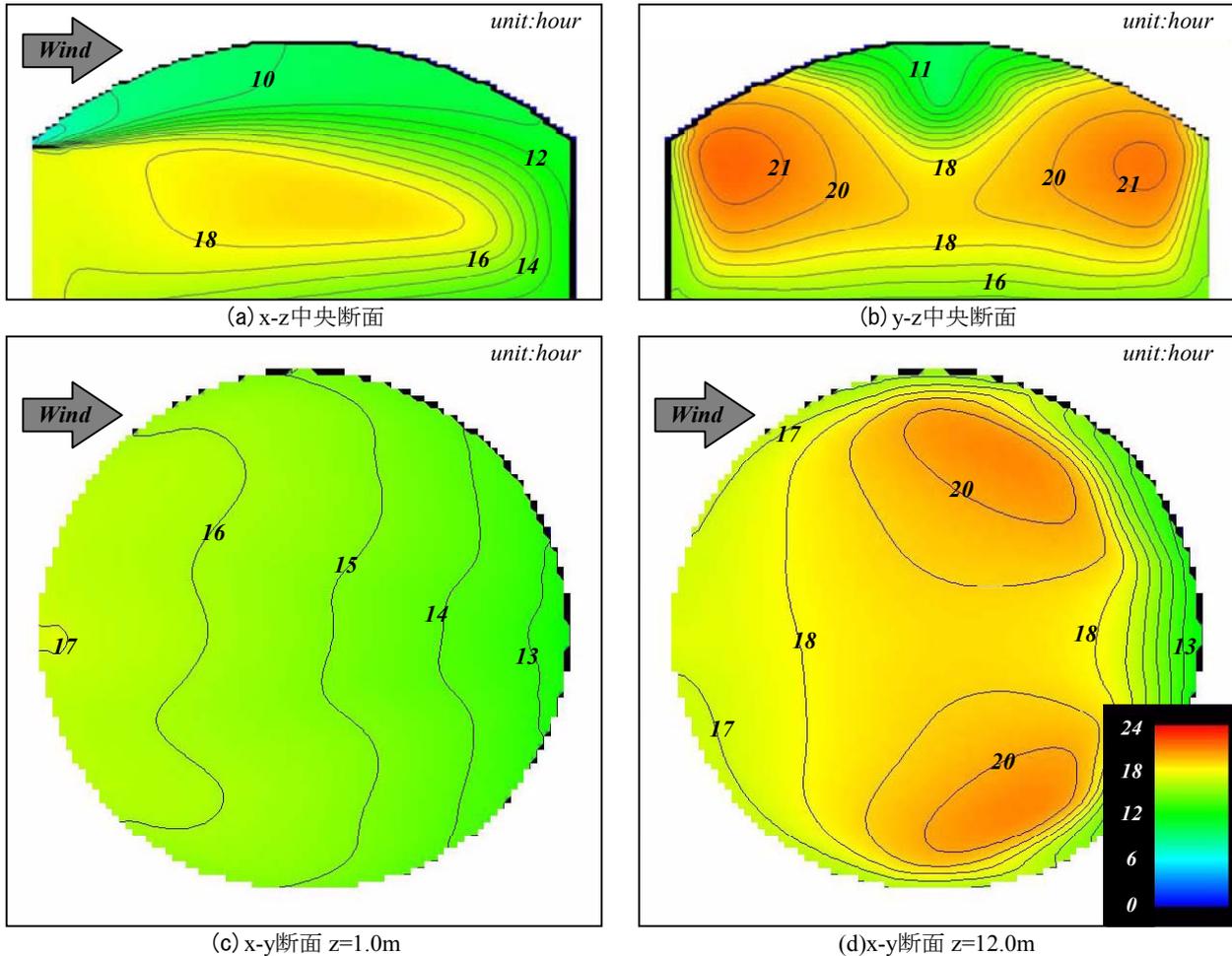


図-11 球形ドーム構造物内部の空気齢

## 5. おわりに

本報では、模型表面に粗度を取り付けることにより風洞実験時の見かけ上のレイノルズ数を高くして球形ドーム構造物の風圧特性を検討した。実験の結果、表面粗度を付けて見かけ上レイノルズ数を高くすると表面粗度がない場合とは異なる風圧分布となった。またこの風洞実験結果を通気口境界条件に用い直径82mの球形ドーム構造物内部の気流性状を数値流体計算により検討した。検討の結果、球形ドーム構造物内部の気流性状は、内部中央部は風速は弱い、壁面近傍や底面近傍においてはある程度風速が認められる。また空気齢を計算した結果、球形ドーム構造物内部では最も遅い部位においても新鮮空気が24時間以内に到達することが確認された。

### 参考文献

1) 本郷剛, 鈴木雅靖, 土谷学: 球形屋根に作用する風圧力に関する実験的研究—その1. 平均風圧に及ぼす気流勾配および乱れ強さの影響—, 日本風工学会

誌, No.62, pp.23-33, 1995.7

- 2) 野口満美, 植松康: 球形ドームに作用する変動風圧の統計的特性に関する研究, 日本建築学科大会学術講演梗概集, B-1, 構造 I, pp.93-94, 2004
- 3) 日本建築学会編: 建築物荷重指針・同解説, 1993年
- 4) Buresti, G: The effects of surface roughness on the flow regime around circular cylinders, J of Wind End. And Ind. Aerodyn, Vol. 8, pp.105-114, 1981
- 5) 丸川比佐夫, 田村幸雄, 眞田早敏, 中村修: 大型RC煙突に作用する揚力と振動応答, 日本風工学会第19号, pp.37-52, 1984.4
- 6) 大熊武司, 丸川比佐夫, 宮下康一: 市街地を対象とした乱流境界層の風洞実験による基礎的研究風工学シンポジウム, pp.61-66, 1986.12
- 7) 岡内功, 伊藤学, 宮田利雄: 耐風構造, 丸善
- 8) 空気調和・衛生工学会編: 室内換気効率の現場測定法・同解説, HASS115, 2002

# 板状超高層建物の風力特性に関する研究

## A Study on Wind Force Characteristics on Flat High-rise Buildings

作田 美知子 MICHIKO SAKUTA

野田 博 HIROSHI NODA

長谷川 功 KO HASEGAWA

平田 裕一 YUICHI HIRATA

これまで数多くの矩形平面建物の風力特性が検証されデータベース化されているが、辺長比(D/B)の大きな(あるいは小さな)板状超高層建物の風力データベースはあまり整備されていない。本研究では塔状高層建物から板状高層建物までの風力を系統的に測定し、一般化風力、層風力の特性ならびに各風力間の相関について検討した。実験の結果、以下の成果を得た。風方向の一般化風力は前面のみならず背面の風力特性にも依存している。D/B が小さい場合、風方向では他の風力間との相関は低い。

**キーワード**：板状超高層、風圧測定、一般化風力、層風力、風力間の相関

In order to investigate the effects of length to width ratio on the characteristics of wind forces acting on flat high-rise buildings, wind tunnel experiments have been carried out with varying length to width building ratios. It was indicated that, the along wind forces depend on not only the characteristics of wind forces on the windward face but also on the leeward face. Correlations between the along wind forces and other forces are fairly low when the ratio of side length is small.

**Key Words**: Flat High-rise buildings, Wind Tunnel Experiment, Modal Wind Force, Local Wind Force, Correlation of the components of wind force

### 1. はじめに

構造形式の高度化に伴い、板状建物の高層化が可能となった。これまで塔状超高層建物を想定した数多くの矩形平面建物の風力特性が検証されデータベース化されている(例えば<sup>1)</sup>) が、辺長比(D/B)の大きな(あるいは小さな)板状超高層建物の風力データベースはあまり整備されていない。本研究では塔状高層建物から板状高層建物までの風力を系統的に測定し、板状超高層建物の風力特性を塔状超高層建物のそれと比較しながら検討した。検討に際しては、多質点系時刻歴計算による弾塑性風応答への適用も視野に入れて、全体風力のみではなく層風力や風力間の相関についても検討した。

### 2. 実験方法

対象とした建物形状は、建物高さ H=300mm と建物奥

行D=60mmを固定し、建物幅B=60mm～420mmと変化させた5つの矩形平面建物である。実験ケースを表-1に示す。縮尺は1/300に設定した。実験では建物模型の風圧力を同時測定し、各測定風圧に負担面積を乗じて足し合わせて風力とした。風圧測定点は各ケースとも高さ方向に10層設け、測定点数はD/B=1で320点、その他は400点とした。風力、風向角の定義ならびに層の配置を図-1に示す。実験風向は0°～90°まで5°ピッチとした。実験気流はべき指数0.27の勾配流を用い、実験風速は模型軒高で約14m/sとした。実験気流の平均風速、乱れ強さならびに乱れスケールの鉛直分布を図-2に示す。図-2中には「建築物荷重指針・同解説(1993年改訂版)」(以下、荷重指針'93)の地表面粗度区分IVの値も併せて示す。風圧測定の時間間隔と評価時間は、模型スケールでそれぞれ1/600秒、約40秒とした。実験状況を写真-1に示す。

表-1 実験ケース

H[mm]	D[mm]	B[mm]	B:D	D/B
300	60	60	1:1	1.00
		120	2:1	0.50
		180	3:1	0.33
		300	5:1	0.20
		420	7:1	0.14

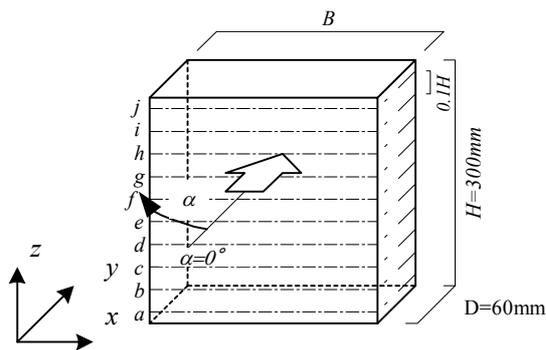


図-1 模型寸法，風向角ならびに風力の定義

### 3. 実験結果

#### (1) 一般化風力係数

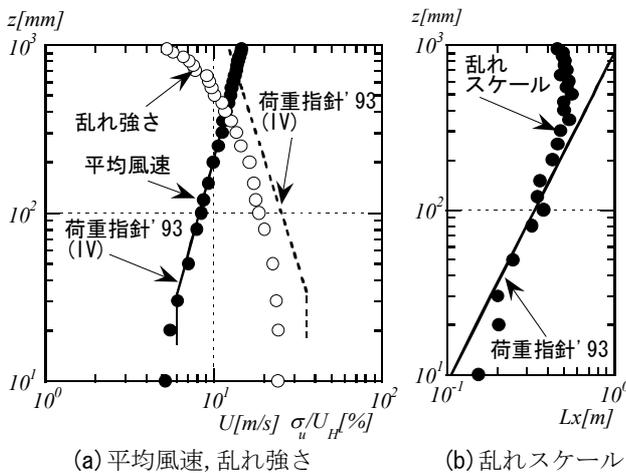
一般化風力係数を式(1)～式(3)に定義する。一般化風力を算出する際の振動モードは1次振動を想定した線形モード  $\mu(z)=z/H$  とした。風向角  $0^\circ$  の  $D/B>1$  の値は各実験ケースの風向角  $90^\circ$  の値を用い、DをBに読み替えそれぞれ定義した。

$$\overline{C_{Fx}} = Fx / (q_H B H), \quad C_{Fx}' = \sigma_x / (q_H B H) \quad (1)$$

$$\overline{C_{Fy}} = Fy / (q_H B H), \quad C_{Fy}' = \sigma_y / (q_H B H) \quad (2)$$

$$\overline{C_{Mz}} = Mz / (q_H B^2 H), \quad C_{Mz}' = \sigma_z / (q_H B^2 H) \quad (3)$$

ここで、 $\overline{C_{Fx}}, \overline{C_{Fy}}$ : それぞれ x 方向, y 方向の一般化平均風力係数,  $\overline{C_{Mz}}$ : z 軸廻りの一般化平均モーメント係数,  $F_x, F_y, M_z$ : それぞれ x 方向の一般化風力, y 方向の一般化風力, z 軸廻りの一般化振りモーメントの平均値,  $C_{Fx}', C_{Fy}'$ : それぞれ x 方向, y 方向の一般化変動風力係数,  $C_{Mz}'$ : z 軸廻りの一般化変動モーメント係数,  $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ : それぞれ x 方向一般化変動風力, y 方向一般化変動風力, z 軸廻り一般化変動振りモーメントの標準偏差,  $q_H$ : 模型軒高速度圧



(a) 平均風速，乱れ強さ (b) 乱れスケール

図-2 実験気流の鉛直分布

風向  $0^\circ$  のときの y 方向 (風方向) の一般化平均風力係数  $C_{Fy}$  と一般化変動風力係数  $C_{Fy}'$  を図-3に示す。図中には前面のみの値 ( $C_{Fyf}, C_{Fyf}'$ ) と背面のみの値 ( $C_{Fyb}, C_{Fyb}'$ ) も示す。  $C_{Fy}$  は、  $D/B=0.5 \sim 1$  付近で最も大きくなり、  $D/B$  がそれより小さくなると若干値が小さくなる。また  $D/B=1 \sim 2$  で値が小さくなり、  $D/B>2$  では大きな変化はない。  $C_{Fy}$  が  $D/B=0.5 \sim 1$  で最大となる傾向は2次元角柱で  $D/B=0.6$  付近で平均抗力係数が最大となる傾向<sup>2)</sup>に類似している。  $C_{Fyf}, C_{Fyb}$  も  $C_{Fy}$  と定性的には同様な性状を示しているが、  $D/B$  に対する変化は  $C_{Fyb}$  の方が大きく、  $C_{Fy}$  の  $D/B$  に対する性状は前面の風力よりも背面の風力の寄与が大きいことが分かる。

$C_{Fy}'$  は  $C_{Fy}$  と同じく  $D/B=1$  付近で最大となるが、  $D/B<1$  の領域で異なり、  $D/B$  が小さくなるに従い風速の変動成分のスケールに対して見付け面のスケール (B) が大きくなる (規模効果) ため、値が小さくなる。  $C_{Fyf}'$  は、  $C_{Fy}'$  と比べて  $D/B>1$  の領域で異なり、  $C_{Fy}'$  が  $D/B=1 \sim 2$  で値が小さくなるのに対し、  $C_{Fyf}'$  は  $D/B$  が1以上の範囲ではほぼ一定の値となっている。  $C_{Fyb}'$  は  $C_{Fy}'$  とほぼ同様な傾向であり  $D/B=1$  付近で最大となっている。

$C_{Fyb}'$  は建物背面に生じる交番渦に強く影響されているものと考えられ、  $D/B=1$  付近で最も強い交番渦が生じているものと思われる。  $D/B$  が大きくなると剥離渦が側面

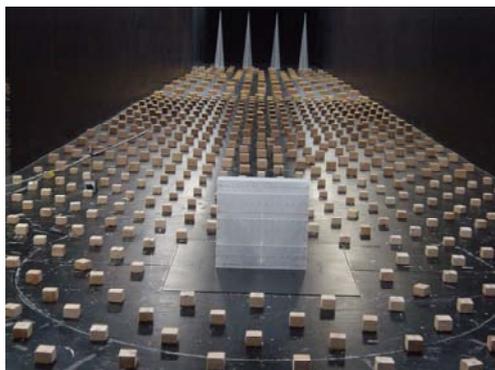


写真-1 実験状況(D/B=0.2)

に再付着するため  $C_{Fyb}$  は小さな値となる。

以上のことから、D/Bの違いによる風方向の一般化平均風力や変動風力の性状は前面に作用する風力のみならず背面に作用する風力にも依存しているものと思われる。

風向角  $0^\circ$  のときの x 方向 (風直角方向) の一般化変動風力係数  $C_{Fx}$  を図-4に、一般化変動モーメント係数  $C_{Mz}$  を図-5にそれぞれ示す。図-4、図-5には荷重指針 '93 の値も付記する。図-5中には荷重指針 '93 で対象としている  $\mu(z)=1$  とした一般化変動モーメント係数も付記する。 $C_{Fx}$  は D/B が大きくなるに伴い値も大きくなるが、その増加率は D/B=1 付近の前後で異なり、D/B が 1 より小さいときと比較すると D/B>2 での増加率は緩やかである。一方  $C_{Mz}$  は D/B の増加に伴い 2 次曲線的に値が増加している。

(2) 前面と背面の相互相関特性

相互相関係数、ルート・コヒーレンスを式 (4)、式 (5) に定義する。

$$R_{ij}(0) = \sigma_{ij}(0) / \sqrt{\sigma_i^2 \sigma_j^2} \quad (4)$$

$$\sqrt{coh(n)} = |S_{ij}(n)| / \sqrt{S_i(n) S_j(n)} \quad (5)$$

ここで、 $R_{ij}(0)$  :  $i,j$  の相互相関係数、 $\sqrt{coh(n)}$  :  $i,j$  のル

ート・コヒーレンス、 $\sigma_{ij}(0)$  :  $i,j$  の共分散、 $S_{ij}(n)$  :  $i,j$  のクロススペクトル、 $S_i(n), S_j(n)$  : それぞれ  $i, j$  のパワースペクトル密度、 $i, j$  :  $C_{Fyf}, C_{Fyb}$

風方向の一般化平均風力の前面のみの値と背面のみの値の相互相関係数を図-6に、ルート・コヒーレンスを図-7に示す。相互相関係数は D/B=1 付近で最大をとり、D/B<1 では若干値が小さくなる。また、D/B が 1 と 2 の間で値は小さくなり、D/B が大きい場合は前面と背面の相関は低い。

ルート・コヒーレンスは浅見ら<sup>3)</sup>が示したのと同様に、D/B が 1 以上では無次元振動数  $nB/U_H$  の増加に伴い相関が低くなるが、D/B<1 では  $nB/U_H$  の増加に伴い相関が高くなり、その後急に相関が低くなる傾向がある。

(3) 一般化風力のパワースペクトル密度

$C_{Fy}$  (風方向)、 $C_{Fx}$  (風直角方向)、ならびに  $C_{Mz}$  (振れ) のパワースペクトル密度を図-8に示す。 $C_{Fy}$  (風方向) のパワースペクトル密度は、D/B が小さくなるに従い規模効果による高周波数側成分の減衰が大きくなるが、D/B>1 ではほぼ同様な形状となっている。 $C_{Fx}$  (風直角方向) は、 $0.33 < D/B < 2$  では交番渦によるものと思われる 1 つのピークを有するが、D/B がそれより小さくなると高周波数側の成分が大きくなっている。D/B=3 の場合、低周波数側に緩やかなピークと高周波数

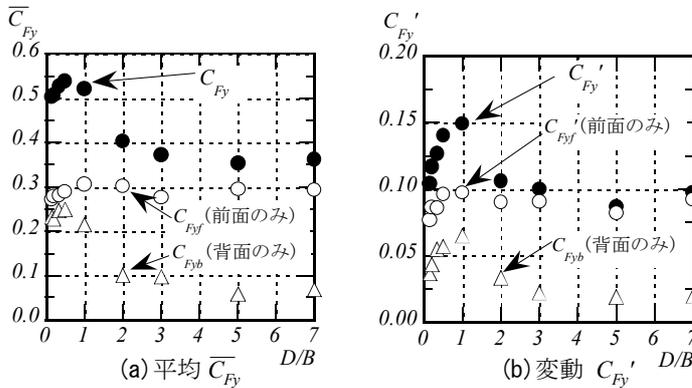


図-3 風方向の一般化風力係数

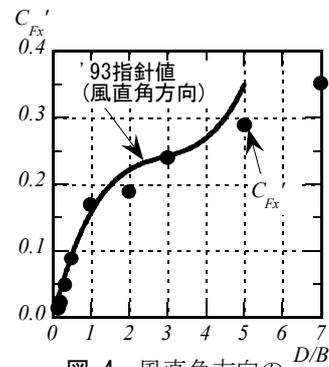


図-4 風直角方向の一般化変動風力係数

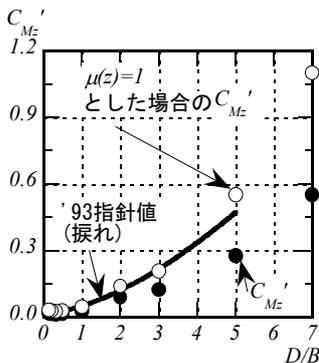


図-5 一般化変動モーメント係数

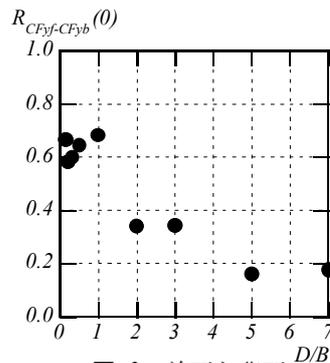


図-6 前面と背面の相互相関係数(風方向)

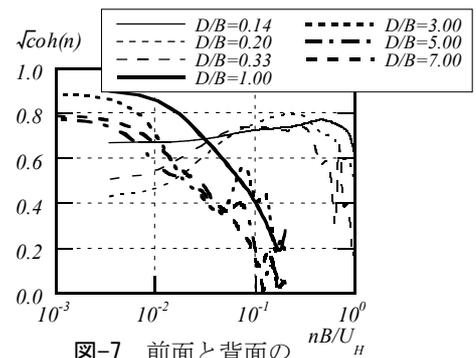


図-7 前面と背面のルートコヒーレンス(風方向)

側に2つめの小さなピークを有するが、それ以上D/Bが大きくなると高周波数側のピークはなくなる。 $C_{Mz}$ '(捩れ)のパワースペクトル密度は、D/B=1では2つのピークを有するが、それ以外では緩やかな1つのピークを有する形状となっている。ただし、D/Bが小さくなるに従い高周波数成分が大きくなっている。

(4) 層風力のパワースペクトル

風向角 $0^\circ$ のy方向の変動層風力係数 $C_{Fy}(i)$ '(風方向)、x方向の変動層風力係数 $C_{Fx}(i)$ '(風直角方向)、ならびにz軸廻りの変動層モーメント係数 $C_{Mz}(i)$ '(捩れ)のパワースペクトル密度の一例としてD/B=5,1,0.2の場合を図-9に示す。 $C_{Fy}(i)$ '(風方向)のパワースペクトル密度の形状は、いずれの辺長比においても各層でほぼ同じである。D/Bが小さい場合(D/B=0.2)、j層の高周波数成分

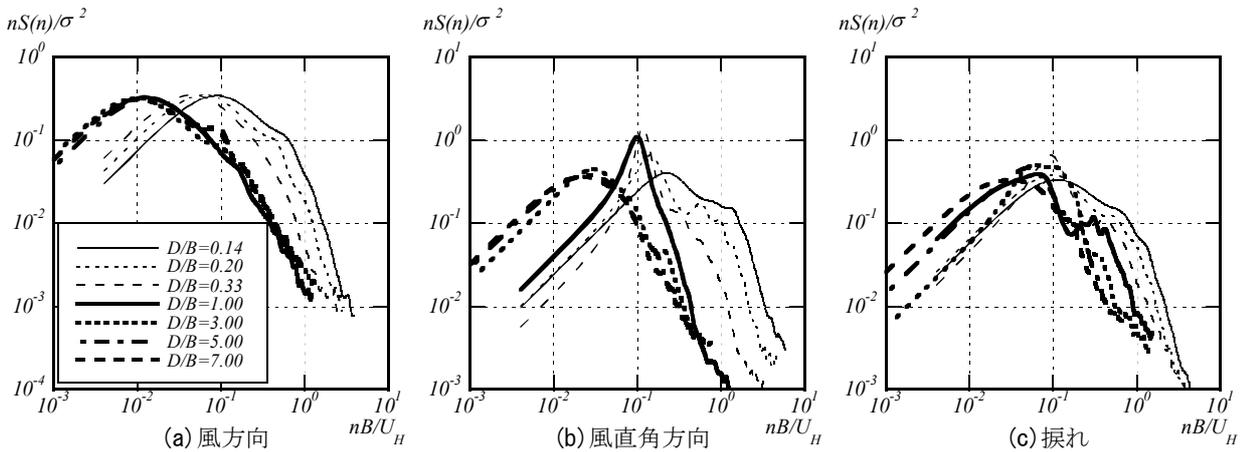


図-8 一般化変動風力、一般化変動モーメントのパワースペクトル密度

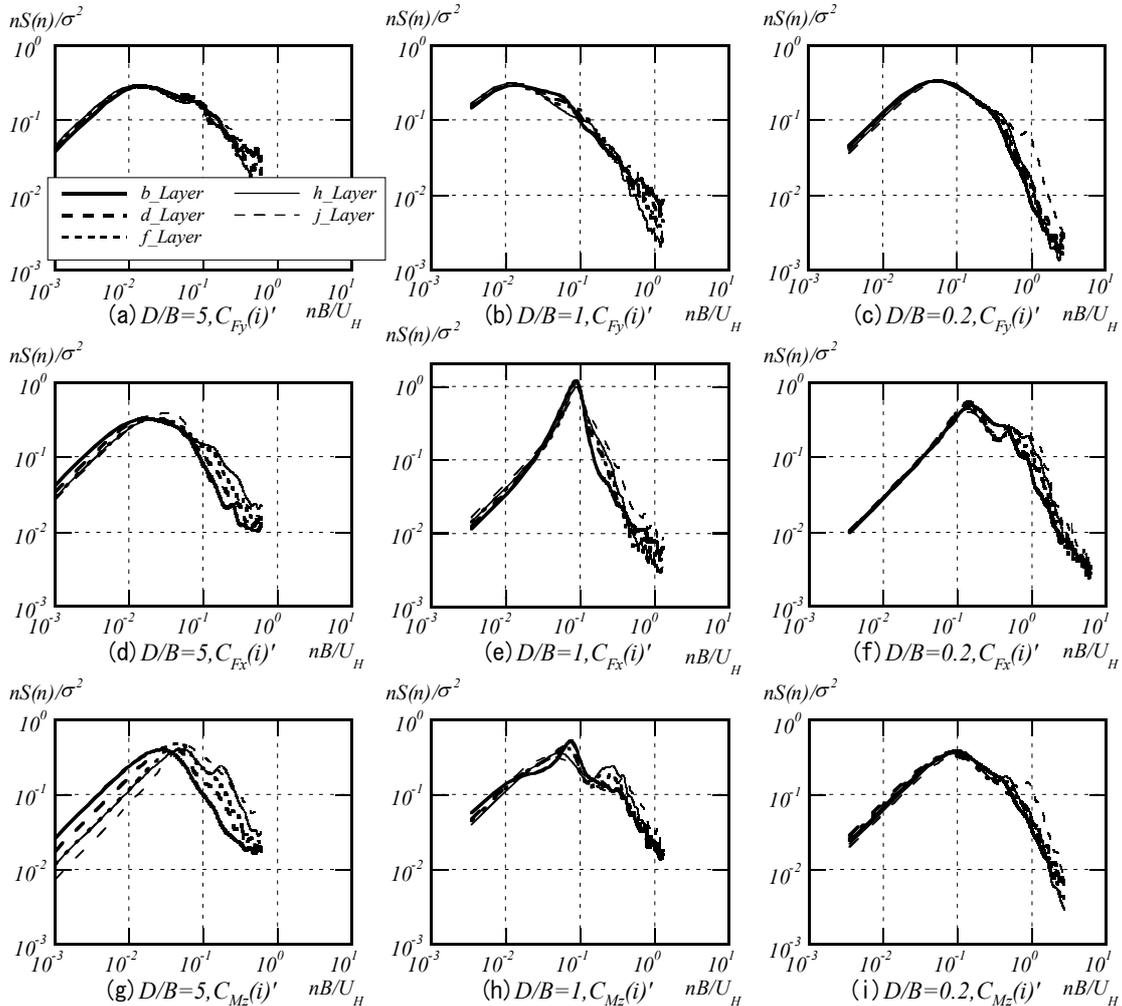


図-9 層風力、層モーメントのパワースペクトル密度(風向角 $0^\circ$ )

分が若干大きくなるが、いずれの層においても規模効果により高周波数成分の減衰が大きい。 $C_{Fx}(i)$ (風直角方向)のパワースペクトル密度の形状は各辺長比とも一般化風力のパワースペクトル密度の形状に類似しており、各層の形状おおむね同様である。ただし、ピーク以降の高周波数成分では高層部ほど成分が大きくなっている。

$C_{Mz}(i)$ (捩れ)のパワースペクトル密度はD/Bが小さい場合(D/B=0.2)、各層でほぼ同じ形状である。D/B=1では低層部ほど明確な1次ピークをもち、高層部ほど1次ピークは緩やかになり2次ピークが明確になる。また、D/Bが大きい場合(D/B=5)、各層の形状はほぼ同じであるが、高層部ほどピークの位置が高周波数側にシフトし、h層では高周波数成分で小さなピークをもつ。

(5) 層風力の相互相関特性

g層を基準とした風方向の変動層風力のルート・コヒーレンスと位相差の一例としてD/B=1,0.2の場合を図-10に示す。ここで、横軸の $\Delta h$ は2層間の距離を表す。ルート・コヒーレンスはD/B=1,0.2ともに無次元振動数 $n \Delta h/U_H$ の増加に伴い指数関数的に減衰するが、その程度は辺長比により異なり、D/B=1の方が減衰が大きい。位相差はルート・コヒーレンスが比較的高い場合(D/B=0.2では各層とも、D/B=1の場合は層間距離が小さいとき)には概ね $0^\circ$ であり、ルート・コヒーレンスが低い場合には位相差は $0^\circ$ を中心にばらついている。

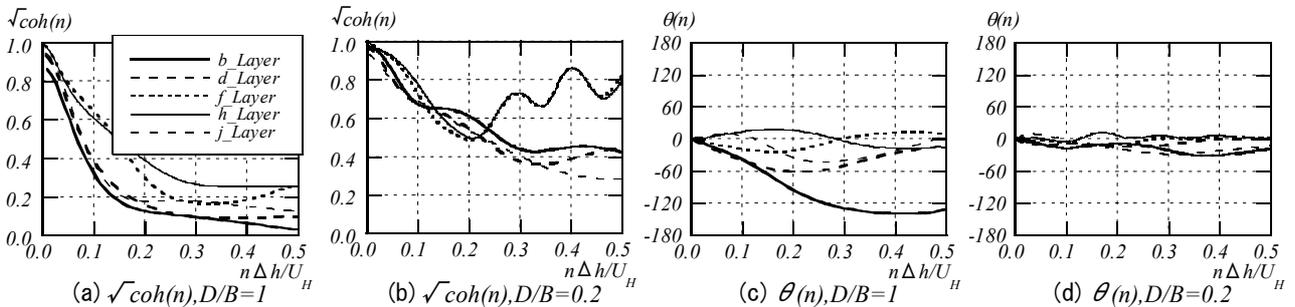


図-10 層風力間のルート・コヒーレンス、位相差(風方向)

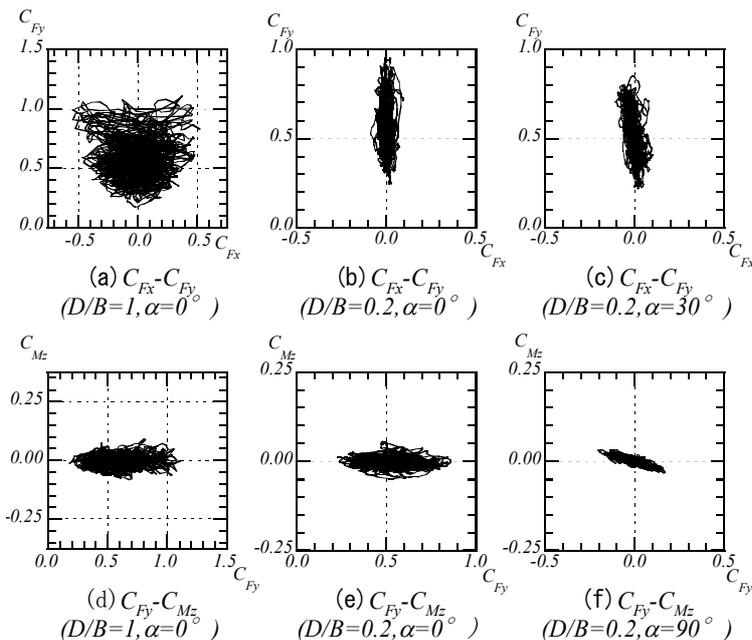


図-11 時刻歴風力のリサーチ波形

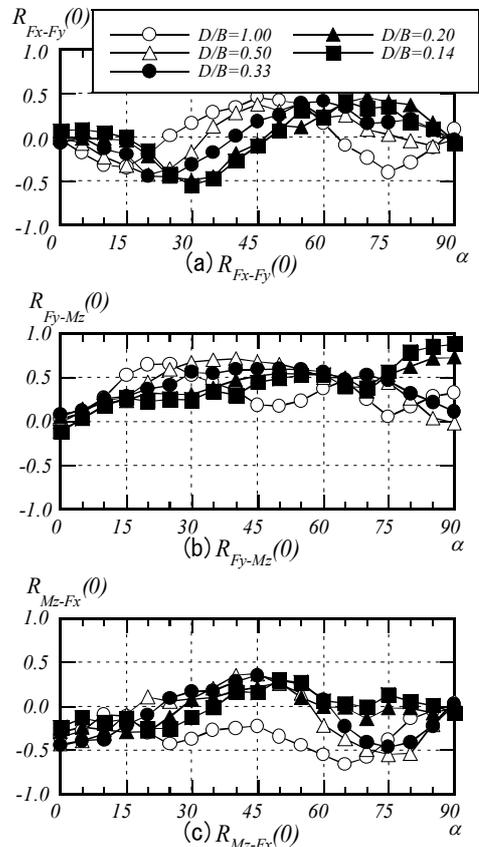


図-12 風力間の相互相関係数

### (6) 風力間の相互相関特性

D/B=1,0.2 の2つの時刻歴風力のxy平面表示(以下、リサーチ波形という。)の一例を図-11に、各風力間の相互相関係数を図-12にそれぞれ示す。

菊池ら<sup>4)</sup>が示す通り、風向角 $0^\circ$ のときD/B=1では $C_{Fx}$ - $C_{Fy}$ 間の相互相関係数 $R_{Fx-Fy}(0)$ は小さいにもかかわらず、 $C_{Fy}$ が最大のときに $C_{Fx}$ も大きな値となる(図-11(a), 12(a))。しかし、D/Bが小さい場合(D/B=0.2)ではその傾向はなくなり、 $C_{Fy}$ と $C_{Fx}$ が同時に大きな値となることはない(図-11(b))。風向角 $0^\circ$ のときの $C_{Fy}$ - $C_{Mz}$ 間の相関はD/B=1,0.2ともに低い(図-11(d), (e)), 図-12(a)よりD/Bが小さい場合(D/B=0.2)においても風力間の相関が高くなる風向角があることがわかる。また、図-12(b), (c)より風向角 $90^\circ$ の $R_{Fy-Mz}(0)$ , 風向角 $0^\circ$ の $R_{Mz-Fx}(0)$ の値が大きいことから建物に正対する風向角の場合、風直角方向と振れの相関が高いことがわかる。

図-12(a)でD/B=0.2において $R_{Fx-Fy}(0)$ が最大となる風向角 $30^\circ$ の場合のリサーチ波形(図-11(c))をみると、 $C_{Fy}$ が大きな値をとるときに $C_{Fx}$ も大きな値をとり、 $C_{Fx}$ - $C_{Fy}$ 間の相関が高いことがわかる。しかし、このときの $C_{Fy}$ は風向角 $0^\circ$ の $C_{Fy}$ よりも小さいこと、風向角 $30^\circ$ における $C_{Fx}$ は $C_{Fy}$ と比較して小さいことから、風向角 $30^\circ$ の $C_{Fy}$ と $C_{Fx}$ を合成したとしても風向角 $0^\circ$ のときの $C_{Fy}$ の方が大きい。 $C_{Fy}$ - $C_{Mz}$ 間についても同様であり、図-12(b)で $R_{Fy-Mz}(0)$ が最大となる風向角 $90^\circ$ の場合のリサーチ波形(図-11(f))より、風向角 $90^\circ$ では $C_{Fy}$ - $C_{Mz}$ 間の相関が高いことが認められるが、 $C_{Fy}$ ,  $C_{Mz}$ それぞれの値は小さい。

以上のことから、D/Bが小さい場合、風向角を変化させると $C_{Fx}$ - $C_{Fy}$ ,  $C_{Fy}$ - $C_{Mz}$ あるいは $C_{Mz}$ - $C_{Fx}$ の相関が高くなる風向角がみられるが、そのときの各風力あるいは合成された風力は必ずしも大きくはならない。y方向風力は風向角 $0^\circ$ (風方向)のときに、各風力間の相関は低いが、他の風向角に比べて大きな値となる。

## 4. おわりに

風洞実験により、一般化風力の性状、層風力の特性ならびに各風力間の相関を比較的広範囲の建物辺長比について考察し、以下の知見を得た。

- ①風方向の一般化風力は前面のみならず背面の風力特性にも依存している。ただし、前面風力と背面風力の依存率は気流の乱れ強さに影響されることが考えられ今後の検討課題である。
- ②風方向の一般化風力係数はD/B=1付近で最大にな

り、D/B<1ではD/B=1のときよりも小さな値をとる。

- ③風方向、風直角方向の層風力のパワースペクトル密度の各層の形状は高周波数成分で若干異なるが、ほぼ同じ形状である。層モーメントにおいてはD/Bが1より大きい場合各層で形状が異なる。
- ④風向角 $0^\circ$ の場合、D/B=1ではy方向(風方向)の風力が最大のときx方向(風直角方向)の風力も大きな値となる。
- ⑤今回は建物応答を考慮していない風力そのものの特性を検討したが、今後は建物応答を考慮した風力特性を調査する予定である。

### 参考文献

- 1)日本建築学会：建築物荷重指針・同解説(1993年改訂版)
- 2)中口ほか：航空学会誌第16巻第168号,pp.1-5,1968.1
- 3)浅見ほか：風方向風荷重算定式の一提案,日本建築学会大会梗概集(2002.8),pp.195-196
- 4)菊池ほか：高層建物に作用する風荷重の組合せに関する研究,日本建築学会大会梗概集(2002.8),pp.197-198

# 静脈システム構築事業における建設業の課題

## Construction Topics Related to the Vein system

手塚 慎一 SHINICHI TEZUKA  
 大鐘 大介 DAISUKE OGANE  
 白井 龍男 TATSUO USUI

将来の循環型社会の構築へ向けて、インフラ整備段階における環境保全や地域社会との協調が建設業へ求められている。本報告では、各自治体が推進するエコタウン事業の調査・分析結果をもとに、静脈システム構築における建設業の課題について示した。

キーワード：静脈システム、エコタウン、循環型社会、インフラ整備、環境保全、地域産業振興

Environmental activities and cooperation with local communities at the infrastructure construction stage have been demanded in the construction industry aiming at the creation of Perpetually Circulating Societies of the future. This report shows the various subjects of the construction business related to the vein system obtained by investigating and analyzing Eco-Town Projects promoted in local governments.

**Key Words:** Vein System, Perpetually Circulating Society, Eco-Town, Infrastructure Construction, Environmental Activities, Regional Industrial Promotion

### 1. はじめに

現在、循環型社会構築へ向け、国土交通省や経済産業省、環境省が中心となり、エコタウン事業やリサイクルポートなど広域的、効率的な静脈システム構築が始まっている。一方、各自治体では、地域の環境保全と産業振興を目的としたエコタウン事業等の静脈システム構築が全国的に進められ、さらに瀬戸内エコタウン事業のように各エコタウン事業が連携し、地域ブロック化した静脈システム構築の試みも始まっている。

本報告では、北九州市、高知市、岐阜県、宮城県鶯沢町の4エコタウン事業について、現地調査を含む調査・分析を行い、エコタウン事業等の静脈システム構築の成否の状況や抱える問題とその要因を明らかにし、これから全国規模で整備が進められる静脈システム構築事業における建設工事について、地域社会の観点からの課題と対応策について示す。

### 2. エコタウン事業の概要

図-1にエコタウン承認地域マップを示す。

エコタウン事業とは、新しい資源循環型の産業社会の形成を目指す中、「ゼロ・エミッション構想」を推進するため、平成9年度に経済産業省（創設時「通商産業

省）」と環境省（創設時「厚生省）」が連携して創設した政策である。「ゼロ・エミッション構想」とは、ある産業から出る廃棄物を新たに他の分野の原料として活用し、あらゆる廃棄物をゼロにすることを旨とする新しい資源循環型の産業社会の形成を図る構想である。具

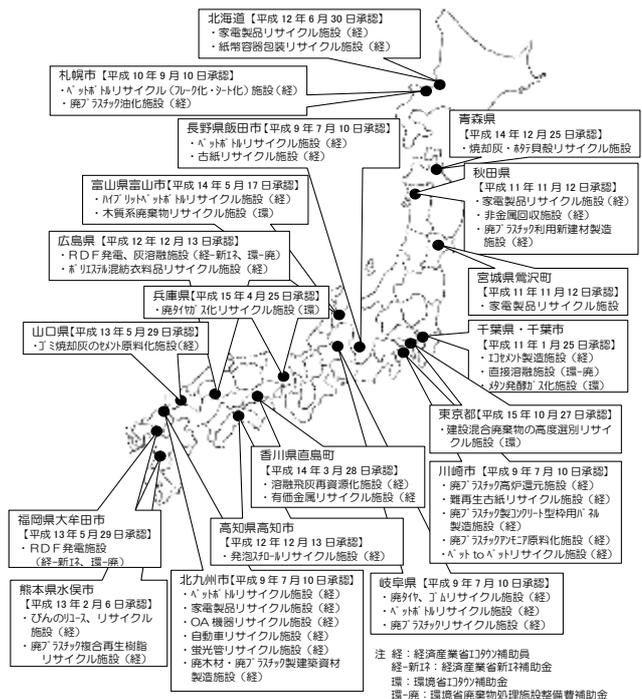


図-1 エコタウン承認地域マップ

体的には、投入される生産要素はすべて最終的な製品に活用されるか、他の産業で付加価値の高い原料として活用し、究極的に廃棄物が発生しないことを目指す生産活動方法である。経済産業省では、経済社会が21世紀において持続可能な発展をしていくためには、製造工程の再設計、再生可能な原材料の優先的な活用、そして最終的には廃棄物のゼロ排出を目標にすることが重要であるとされている。

経済産業省ではエコタウン事業の目的を、①個々の地域におけるこれまでの産業蓄積を活かした環境産業の振興を通じた地域振興、②地域における資源循環型社会の構築を目指した産業、公共部門、消費者を包含した総合的な環境調和型システムの構築としている。経済産業省の具体的支援措置としては、地方公共団体が推進計画（エコタウンプラン）を作成し、承認を受けた場合、施設建設などのハード面、マーケティング事業などのソフト面に対する支援が行われる。

実施後7年経過し、承認された地域も19カ所（平成15年11月）となり全国的に展開されているエコタウン事業だが、当初の計画どおり進展している承認地域は3割程度である現状も明らかとなり、事業の見直しが必要となってきた政策でもある。

### 3. エコタウン事業の調査

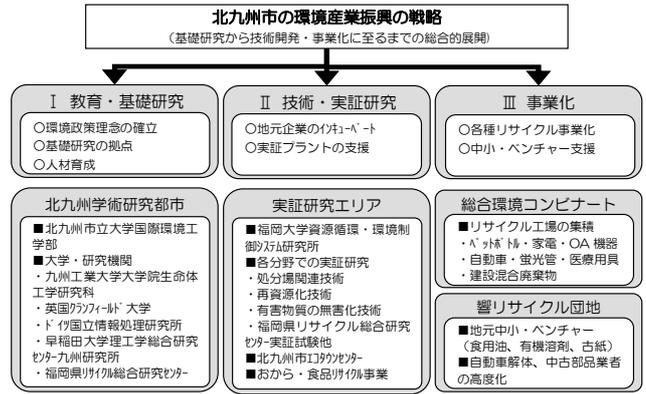
ここでは、実際に現地にてエコタウン事業を調査した結果を示す。調査先は、①北九州市、②岐阜県、③高知市、④宮城県鶯沢町である。

#### （1）北九州エコタウン（1997年7月10日承認）

##### a) 事業の概要

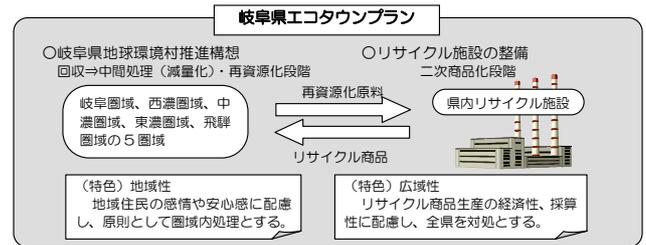
図-2に北九州エコタウンプランの概要を示す。

北九州エコタウンは、現在承認されているエコタウンの中でも、環境産業を地域振興の中核と位置づけ、最も大規模な事業を展開しているエコタウンである。北九州エコタウン事業では、「学術研究都市（教育・基礎研究）」・「実証研究エリア（技術・実証研究）」・「総合環境コンビナート（事業化）」の3点を環境産業振興の戦略として考えている。「学術研究都市」では、事業環境の変化に長期的に対応していけるように、大学や研究機関の集積を進め基礎固めを行っている。「実証研究エリア」では、処分場技術・汚染物浄化技術・資源リサイクル技術等を実証的に展開している。ここは、北九州市民及び全国住民への「環境学習の場」・「相互理解の場」としても考えられている。「事業化」は、大企業を中心とする「総合環境コンビナート」と中堅・中小企業



出展：北九州エコタウンホームページを元に作成

図-2 北九州エコタウンプラン概要



出展：岐阜県のエコタウン事業（ヒアリング時配布資料）を元に作成

図-3 岐阜県エコタウンプラン概要

を対象とする「響リサイクル団地」で展開されている。事業用地は、大企業の場合には分譲を原則とし、中堅・中小企業の場合に賃貸とすることで環境分野への進出を支援している。

##### b) 事業の背景ときっかけ

北九州市は、1901年の官営八幡製鉄所の操業を期に、我が国有数の重化学工業地域として発展を遂げた。しかし、北九州工業地帯は、日本の高度成長を支える一方で、昭和35年には深刻な産業公害をもたらした。市民・行政・企業は、公害問題の解決のために役割分担をするとともに一体となって対策に取り組み、公害を克服した。その後北九州市は、公害克服の経験を活かして環境問題に関する国際協力に積極的に取り組んだ。

一方、北九州市は重厚長大産業用の土地として埋め立てられた若松区響灘地区を保有していた。この跡地利用として北九州市は、産官学連携により計画の見直しを進め、環境・リサイクル産業の立ち上げ案として、エコタウンプランが策定された。

#### （2）岐阜県エコタウン（1997年7月10日承認）

##### a) 事業の概要

図-3に岐阜県エコタウンプランの概要を、図-4に岐阜県地球環境村構想を示す。

岐阜県エコタウン事業では、県内を5圏域に分け、各圏域で適正処理した再資源化原料の受け皿となる「リサイクル施設」を整備し、県内の資源循環型社会の構築を目指している。地域内で発生した廃棄物の処理について

は、地域住民の感情や安心感に配慮し、原則として地域内（圏域内）処理としている。これに対し、再資源化原料の活用（リサイクル商品）については、リサイクル企業の経済活動を中心に利便性、経済性、採算性を考慮し、県全域を対象としている。

過去に岐阜県では、御嵩町の産業廃棄物処理施設計画に対し、住民投票が行われ有権者の70%の反対により、計画が凍結された経緯がある。岐阜県では、如何に地域住民に対し、産業廃棄物処理施設の立地を受け入れて貰えるかが、大きな課題となっていた。

**b) 事業の背景ときっかけ**

岐阜県では、最終処分場の逼迫や不法投棄の問題が生じ、県内での適正処理が必要であった。そこで岐阜県は、公共関与による廃棄物処理体制の整備を目的とし、平成8年3月に岐阜県「地球環境村構想」を策定した。

「地球環境村」とは、廃棄物処理関係施設を核として、資源活用及び地球環境問題に関する研究を行う場であるとともに、廃棄物処理関係施設の周辺に福祉、生涯教育、文化、スポーツ等の各種設備を整備することで、生活環境や自然環境の保全・創出及び地球環境への負荷の減少を図り、「日本一住みよいふるさと岐阜県」を実現する構想である。

平成9年に岐阜県では、エコタウン事業を活用し、「地球環境村」のハード事業をメインに廃棄物処理体制を整備するため「岐阜県エコタウンプラン」を策定した。しかし、エコタウンのハード事業補助金条件の移り変わりの影響で、エコタウンの補助金を用いた地球環境村整備は、実施されていない。

**(3) 高知市エコタウン (2000年12月13日承認)**

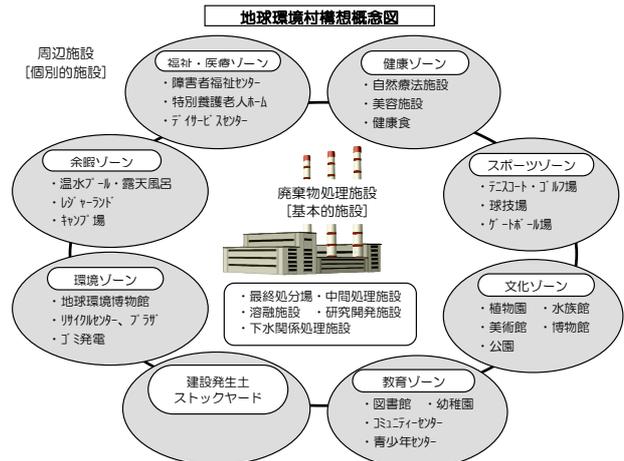
**a) 事業の概要**

表-1に高知市エコタウン事業の経過を、図-5に高知市エコタウンプランの概要（分散化計画）を示す。

エコタウンプラン承認当初の高知市は、仁井田市の高知港臨港地区に、中核となるエコ産業団地を配置し、高知県全体の廃棄物循環の結末点としての機能を持たせ、地域全体のゼロ・エミッション化と循環型社会づくりを目指した。

しかし、高知市は、集約型のエコ産業団地立地に対する行政と地元住民のコミュニケーション不足に起因する施設立地予定地住民の8割の反対が生じ、平成14年度に事業計画を分散型事業へ見直している。

高知市エコタウンの特徴は、地場産業である木材関連産業・漁業・農業と密接に連携した地域内循環システムの構築にある。

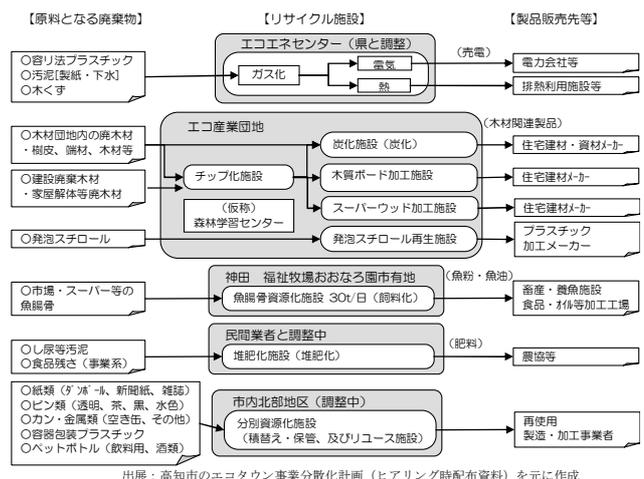


出展：岐阜県地球環境村推進構想を元に作成

図-4 岐阜県地球環境村構想

表-1 高知市エコタウン事業の経過

年月	高知市エコタウン事業の経過
1997年度	四国通産局よりエコタウン事業承認申請の打診を受ける
1998年度	高知市のエコタウン事業に関する調査を行い、1999年に「高知市における循環型経済システムの構築に向けた『環境と調和したまちづくり』可能性調査」を通産省に提出
1999年度	エコタウン構想の実現を目指し、学識経験者、市民、事業者、関係団体により、1999年7月に「高知市エコタウン事業推進委員会」を設立 11月には分野別事業化研究会の参加企業募集を行い、いくつかの事業化提案を受け、市及び県で8研究会を組織
2000年度	エコ産業団地に関して、立地予定地の三里地区など地元に対する説明を始める 「エコタウン高知市・事業計画」を策定し、11月24日に国に承認申請を行い、12月13日付けでその計画が国に承認される
2001年度	地元三里地区の住民より、「事業計画に対する地元住民への配慮がなされていない」などの理由による事業計画反対の声が上がり、3月には地元住民の8割にあたる12,639名の反対署名と陳情書が高知市議会に提出される 2002年2月の連合会の役員会においてエコ産業団地へのフィッシュミール事業断念を表明(フィッシュミール事業に伴う臭気等が問題となっていた)
2002年度	エコタウン事業の分散化に向けての検討を進め、11月12日の議会厚生委員会において「高知市における資源循環型社会構築に向けての基本的な考え方(案)」として報告 分散化を図ることとしたフィッシュミール事業は、神田の福祉牧場おおなる園内市有地を候補地と定めた
2003年度	エコ産業団地の発泡スチロール再生施設と廃木材チップ化施設用地を事業者に貸与するなど具体的な事業をすすめる 分散化したフィッシュミール事業や分別資源化センターの事業計画について、三里地区での計画変更の経験を生かし、地元住民や関係団体への説明や協議を進める



出展：高知市のエコタウン事業分散化計画（ヒアリング時配布資料）を元に作成

図-5 高知市エコタウンプラン概要（分散化計画）

**b) 事業の背景ときっかけ**

高知市の産業は、構造不況や都市化の進展により第二次産業の閉鎖が相次ぎ、新たな企業の進出もなかったことから、相対的に第三次産業が中心産業となっている。

このようなことから、高知市では産業を活性化することが最重要課題となっていた。

また、環境面では最終処分場の確保問題やダイオキシン対策など廃棄物をめぐる課題に対応することが求められていた。このため、高知市では全国的な産業競争力の確保を目指すための環境施策策定作業に平成9年度より着手し、平成12年にエコタウンプランが策定された。

(4) 宮城県鶯沢町エコタウン (1999年11月12日承認)

a) 事業の概要

図-6に宮城県鶯沢町エコタウンプランの概要を示す。

宮城県鶯沢町エコタウンの基本方針は、「小さな町から広がる環境調和型の地域づくり」である。これは、21世紀にふさわしい持続可能な「環境調和型社会の形成」に向けて、鶯沢町のポテンシャルを活かした「環境への負荷の少ない循環型社会システムの構築」と「健全な環境産業育成のための社会基盤づくり」を推進することにより、環境と調和した町（エコタウン）を創造し、さらに同町を発信基地として、エコタウン地域を大崎・栗原広域圏へと拡大し、その成果を全県、全国へ波及していくとするものである。

宮城県鶯沢町のエコタウン事業は、鶯沢町を対象地域とした「フェーズ1」と大崎・栗原圏を対象地域とした「フェーズ2・3」に分けられる。現在、「フェーズ1」はほぼ計画通り運営され、「フェーズ2」に当たる広域化事業への展開が課題となっている。

b) 事業の背景ときっかけ

約1200年前に発見された鶯沢町の細倉鉱山は、日本有数の鉛・亜鉛の鉱山として発展し、鶯沢町の基幹産業として町の経済を支えてきた。細倉鉱山は、1960年をピークとして下降線をたどり始め、1987年に閉山となった。公害の歴史として1969年3月に鶯沢町は、「カドミウム汚染要観察地域」に指定され、鉱山下流域の農村地の一部で土壌汚染が認められた。細倉鉱業所は、発生源処理対策を講じ、現在大部分が指定解除となっている。

1987年の細倉鉱山閉山後、鶯沢町は地域活性化のための経済基盤を模索していた。1996年度に鶯沢町は、細倉鉱山時代から関係のある大手鉱工業企業から、家電リサイクル事業計画の提案と協力要請を受けた。これをきっかけとして鶯沢町では、地域住民・企業・行政のパートナーシップを形成し、家電リサイクルの事業化とこれを核とした環境の街づくりが検討された。エコタウンに関しては、県と連名でプランを策定し承認を受けた。

また、鶯沢町では、大手鉱工業企業とともに、家電リサイクルプラントの立地に対する住民の不安を取り除くために、「パートナーシップ型デモンストレーションプ

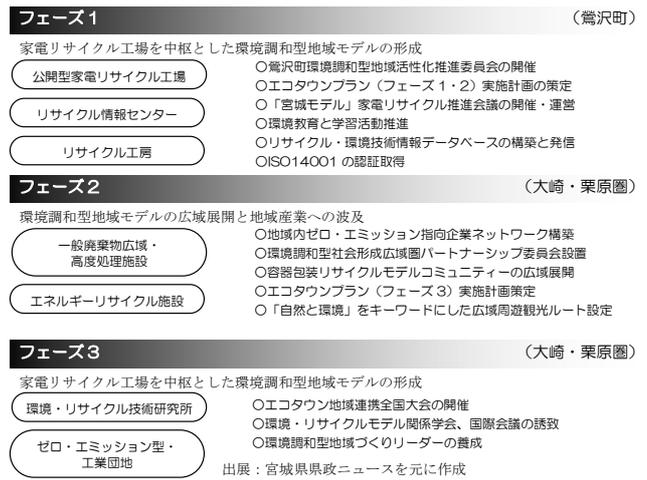


図-6 宮城県鶯沢町エコタウンプラン概要

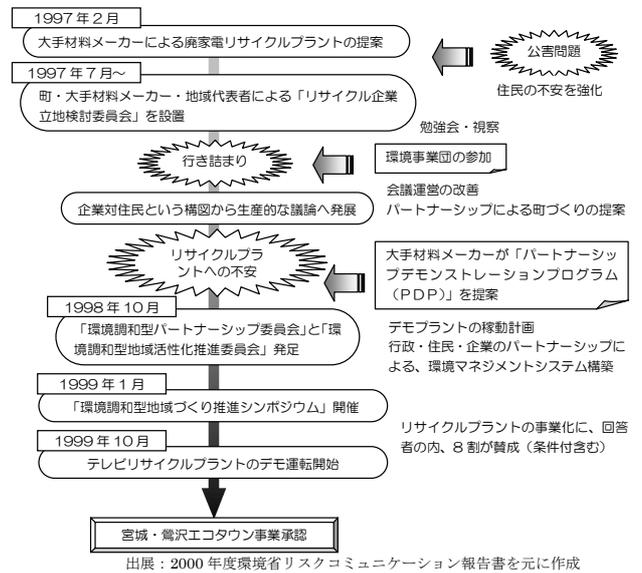


図-7 鶯沢町におけるリスクコミュニケーション事例

プログラム（以下、PDP）」を実施している。これは、デモプラントを実際に稼働させ、環境の影響などを具体的に調べようとする試みである。この他、第三者として環境事業団を参加させるなど、リスクコミュニケーションを行っている。図-7に鶯沢町におけるリスクコミュニケーション事例を示す。

4. エコタウン事業の調査結果と課題

(1) エコタウン事業の形態と推進方法

表-2に各エコタウン地域の分類を、図-8に各エコタウンの事業活動エリアを示す。

a) 集約型と分散型の事業方式

今回調査した4地域に限らず、現在、行われている19地域のエコタウン事業におけるハード事業の施設立地は、北九州市の「響リサイクル団地」に代表される集約型（コンビナート型）のリサイクル団地方式と、岐阜県

の「地球環境村」に代表される限られた地域内に複数の施設を分散する分散型に、その規模の大小は別にしておむね分類することができる。

集約型の事業は、近接する事業で事業効率を高める可能性があり、自治体にとってエコタウン事業に関するインフラ整備が効率的に行えるなど、経済的なメリットが多い。しかし、廃棄物が一定地域に集まることとなり、地域の環境保全と地域住民の理解が必須となる。

一方、分散型は地域限定のゼロ・エミッションに適し、痛みを分散する形での地域住民の合意が得られやすい方式である。高知市の場合では、廃棄物の集約に対し、地域住民からの反対運動が生じ、集約型から分散型への計画の見直しを行っている。これより、集約型事業の住民合意形成の難しさが伺える。

集約型事業の中でも、広域的な事業を模索している北九州エコタウンでは、リサイクルポート（総合静脈物流拠点港）を整備し、日本全国並びにアジア圏を視野に入れた静脈物流の効率化を支援する体制を整備している。現在、リサイクルポートは、全国で18港（平成15年4月）が指定されている。未だ、計画の一部が始まっているに過ぎないが、海上輸送という新しい試みについては、今後注視する必要がある。

また、瀬戸内地域では、広島県、香川県直島町等のエコタウンを中心としたエコタウン間の連携が始まっている。これは、各エコタウンにおいて循環資源を特定し、資源循環を効率的・効果的に行なう試みである。今後、各地域のブロックごとに連携した効率的な静脈システム構築の動きは、全国的に拡大すると予測される。

**b) 企業主導型と行政主導型の事業計画の推進**

今回の調査では、北九州市と宮城県鶯沢町のエコタウン事業は、全国規模の大企業関わっている企業主導型のエコタウン事業である。また、岐阜県と高知市のエコタウン企業には地元企業は関わっているが、いわゆる大企業はあまり関与していない行政主導型のエコタウン事業である。

エコタウン事業に大企業に関わることの優劣を考えた場合、一つの事業を構想から事業着手、そして事業を軌道に乗せるという事業活動を考えれば、経済活動の観点から経験豊富な企業が、エコタウン事業を主導・支援することは大きなメリットであることは間違いない。しかし、市場経済に基づく経済性を優先しがちな企業が、地域の環境保全を考慮しつつ事業を軌道に乗せていくことに対する評価は多面的に行うことが重要で、事業構想がさらに進んだ状況のみで評価する必要がある。特に、市場経済に基づく事業活動と環境保全を中心とした地元住民の理解・合意が重要であり、この間で行政がどの程度

表-2 各エコタウン地域のカテゴリ

地域	北九州市	岐阜県	高知市	鶯沢町
環境関連の歴史	高・環境意識 洞海湾公害問題経験	高・環境意識 御高町廃棄物処分場 中京地区廃棄物集積	低・環境意識 一次産業主体	高・環境意識 鉛毒問題経験
地域産業	工業都市 産業基盤保有 人的資源保有	中小産業 圏域独自産業	産業斜陽化 農林水産業 要産業振興	産業斜陽化 閉山・地域活性化 鉱山技術転用
事業規模	大規模 静脈産業拠点	小規模 県内自己完結	小規模 県内自己完結	中規模 東北南部 家電リサイクル
計画主導形態	企業主導 大手企業	行政主導 岐阜県	行政主導 高知市	企業主導 大手企業
計画推進方式	委員会型 産官学連携	財団法人 産官連携 住民代表指定	委員会型 産官学連携 住民代表指定	委員会方式 産官連携 住民参加・企業主導
施設立地方式	集約型 総合コンビナート	分散型 地球環境村	集約型分散型 団地方式一拠点式	集約型 細倉鉱山
事業活動エリア	広域活動型 全国活動	地域限定型 岐阜県内	地域限定型 高知県内	地域限定型 東北南部
対象市場	市場経済型 市場獲得競争	環境優先型 県内限定・協同組合	環境優先型 県内需要拡大	護送船回型 家電リサイクル・棲分
地元住民対応	推進型 産業振興	推進型 県内環境保全	拒絶型 反対運動	推進型 町おこし

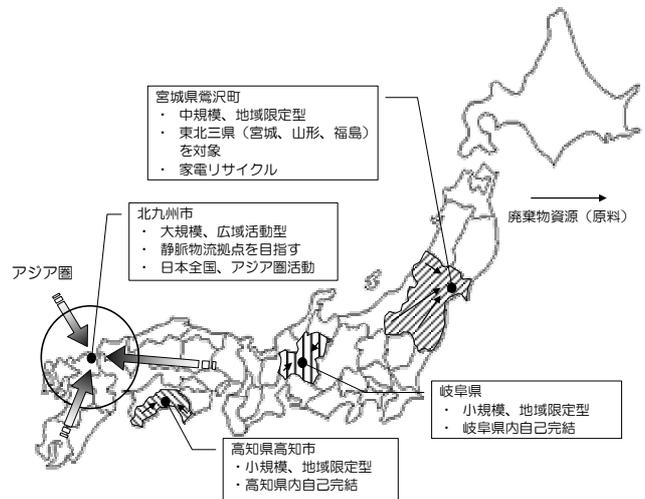


図-8 各エコタウンの事業活動エリア

関与するかが成否のポイントになるとも考えられる。

**c) 環境保全優先型と産業振興優先型の行政施策**

エコタウン事業は循環型社会構築へ向けた地域の取組であるが、地域の環境保全と地域産業の振興の2面を持つ。このため、地域における環境問題と地域産業問題の状況により、策定・計画するエコタウン事業構想が地域環境面を前面に出した環境保全優先型と産業振興を前面に出した産業振興優先型の2つに分かれる。

北九州市、高知市、宮城県鶯沢町のエコタウン事業の構想は産業振興優先型と分類される。高知市のエコタウン構想の主眼は地場産業と連繫した産業振興であり、四国における環境産業拠点を旨とし、鶯沢町のエコタウン事業構想の柱は、環境調和型の地域づくりという産業振興による「町おこし」である。

典型的な環境保全優先型は、岐阜県の公共が積極的に関与し、特定地域内でリサイクルし、廃棄物処理の自己完結を旨とした廃棄物対策5原則を柱としたエコタウン事業である。事業には地元廃棄物収集・中間処理業者が

出資する協同組合も参画しており、地元住民と一体となった地域に根ざした事業を順調に進め、規模は小さいがエコタウン事業の模範例の一つになる可能性が高い。

(2) 事業に対する地元住民の理解

エコタウン事業が軌道に乗り成功するためには、その地域の住民の理解、協力を得ることが不可欠である。ここでは、エコタウン事業に対する地元住民の理解に関して影響を与えた事項についてまとめた。

a) 環境問題の経緯と住民の反応

今回の調査においては、北九州市は「死の海」といわれた洞海湾の公害問題、岐阜県は御嵩町の町長傷害事件まで発生した産業廃棄物の不法投棄や最終処分場の問題、宮城県鶯沢町は細倉鉱山のカドミウム鉱毒問題を経験し、乗り越えてきた地域である。これら3地域では住民の大きな反対運動もなくエコタウン事業が受け入れられている。一方、エコタウン事業に対する大きな住民の反対運動が発生した高知市は、最終処分場立地などの問題を抱えていたが、他の3地域のような逼迫した環境問題は経験していない。

大きな環境問題にぶつかり、克服した人達は、環境問題を身近な自分自身の問題として捉え、各個人が痛みを分かち合い、全体として良い方向に持っていくということを潜在的に会得している、つまり、文句ばかり言っても物事の解決には役立たないことを経験的に知っているとも考えられる。

高知市の場合、エコタウン事業そのものより、住民への事業内容の説明や説明の方法など住民とのコミュニケーションの拙さを指摘している住民も多く、行政と住民との間が拗れたことが大きな反対運動を招いた最大の原因だが、大きな環境問題を経験していないことが多少なりとも影響している。ただし、反対運動を契機に高知市は住民とのコミュニケーションに基づく事業への理解という方法で、住民・行政・事業者が一体となった事業を着実に推進している。計画変更後のエコタウン事業に対する住民の対応は、一つの環境問題を経験したことが事業の推進に影響していると考えられる。

b) 地元住民への対応と情報公開

表-3に今回調査の4地域における行政の地元住民への住民説明や情報公開の概要を示す。

今回調査の4地域では、いずれの地域でも行政の地元住民に対するエコタウン事業の説明はなされている。国のエコタウン事業承認条件の一つに、「地域住民、関係団体、地域産業等の関係者の意見に配慮し」があり、当然実施されることであるが、この説明の時期、内容、頻度は各地域で異なり、これがエコタウン事業に対する住

表-3 調査4 地域の住民説明・情報公開概要

地域	住民説明・情報公開概要
北九州市	①産官学からなる「北九州市環境産業推進会議」を中心に地元住民に対し、理論・技術的な説明を含め100回を超える説明会を実施 ②「北九州エコセンター」を設置し、住民への環境に対するPR・啓発・教育や情報の公開に力を入れている
岐阜県	①岐阜県の「地球環境村構想」では、県内を5圏域にわけ、それぞれの圏域に一般市民を含まない行政組織の「廃棄物問題研究会」を作り、住民の意見を汲み取りながら地域に根ざした環境問題に取り組む ②岐阜県の基本的スタンスが、各地域で必要とされるものについて、それを受け入れる住民の理解が得られた場合に事業化する「ボトムアップ方式」を特徴としている
高知市	①地元町内会・連合会の代表者に対する説明会を通し、地元住民へ説明するという形をとる ②結果的に代表者から一般住民への情報伝達が上手くいかず、行政と住民との間にすれ違いが生じ、大きな反対の波が広がる ③現在は、住民とのコミュニケーションや情報公開を基本とし、住民の理解を優先した事業推進に取り組む
鶯沢町	①環境事業団の支援を受け事業者主体で住民に対するリスクコミュニケーションの説明や事業実施の説得を図る ②環境への影響を具体的に知るためのPDPを導入 ③PDPを効果的に実施するため公募による委員も含めた住民、学識者、事業者、行政からなる「環境調和型パートナーシップ委員会」を設置し、情報公開と住民の意見を広く反映させる試みを進める

民の対応に大きく影響している。

結果的に住民との対応に躓いたのが高知市であり、地元の有力者や実力者を經由して住民の理解を得ようという日本的な従来手法が失敗したといえる。住民にとって、環境という身近な問題を扱うエコタウン事業では、地元住民の意見の反映、情報公開による事業の透明化が住民、事業者、行政が一体となる前提である。環境問題に取り組む行政にとって、住民とのコミュニケーションに基づく事業展開というソフト面の課題に対する合理的、具体的な対応策の構築が求められている。

c) 環境に対する安全と安心

エコタウン事業というある意味での迷惑施設の立地について住民の理解を得るためには、住民との信頼関係に基づく地域環境の保全に対する保証が必要である。この保証には理論的、技術的な裏付けがなされた具体的な内容が求められ、信頼関係の構築は住民の安心感の醸成に大きな役割を果たす。

環境保全の保証は、環境関連法令など規制による保証が一般的だが、高知市のフィッシュミール事業のように行政が関与する形でエコタウン事業に参画する事業者と地元住民が環境保全に関する協定を結ぶ場合もあり、地元住民は固有の条件も含めたより具体的な内容を求める傾向があり、今後は事業者と住民の間で行政や研究機関が関与した環境保全に関する個別の協定を取り交わす形が増えると思われる。

信頼関係に最も必要なのは物事を同じ土俵で考えることで、情報公開による情報の共有は最初に求められることである。また、住民の事業への参加や意見の反映も、住民の事業に対する責任感や事業者、行政との信頼関係が強まるため、初期の段階から専門家だけでなく一般市

民が参加できる推進体制が好ましい。この場合も、地元の有業者などを行政側から指名する形だけの住民参加ではなく、地元住民自身で選んだ人や公募による採用など、いろいろな考え方を集めるべきで、これらを継続的に続けることが信頼関係の構築に繋がる。

### 5. 静脈システム構築における建設工事の進め方

経済産業省や国土交通省、環境省など国レベルの施策では、今後、循環型社会構築に向けエコタウンやリサイクルポートを始めとする静脈システムの構築を全国的規模で国、自治体、民間企業が一体となり進める計画である。また、エコタウン事業など静脈システムの構築では、前述のエコタウン事業調査でも明らかなように、ほとんどのエコタウン事業で優先度の差異があるものの地域の産業振興と環境保全の両面を併せ持つ事業として進められている。

こうした中、建設業は施設建設や周辺交通網整備など静脈システム構築のインフラ整備に直接関することとなる。静脈システム構築事業を施設運営・管理段階だけではなく、インフラ整備段階も含める形で捉えた場合、「地域の産業振興」と「環境保全」の2点に配慮した建設工事が社会的に求められる。

以下に、地域社会の視点よりインフラ整備など静脈システム構築での建設工事の留意点を示す。

#### (1) 地域の産業振興面への配慮

北九州市では、産業構造の変換とともに、過去に栄えた重化学産業を中心とした地域の産業構造から、新たに構築する環境産業を含む循環型社会に対応した地域の産業構造の変革と地域の産業振興を目的として大規模かつ広域的なエコタウン事業に着手している。このように、エコタウン事業の中には地元活性化のため、行政側が環境産業に着目するケースが多く見られる。

こうした背景の中、現状の各分野のインフラ整備段階における一定規模以上の建設工事では、総合的な力を持つ中央の大手建設企業を主体に地元建設業者が加わる形で工事が進められている。しかし、これら建設工事においても、労務や建設資機材の調達を含めた建設投資の地元経済への寄与面では、「箱物は中央がほとんど持っていてしまう」との地元の声もあるように、建設時の地域への経済効果が薄く、地元の不満が高い場合もある。

一方、静脈システム構築事業では建設工事を含むインフラ整備段階を事業の一部と考えた場合に、産業振興面から地域社会より施設立地地域の地元企業の活用を従来のインフラ整備事業の場合よりさらに求められ、事業自

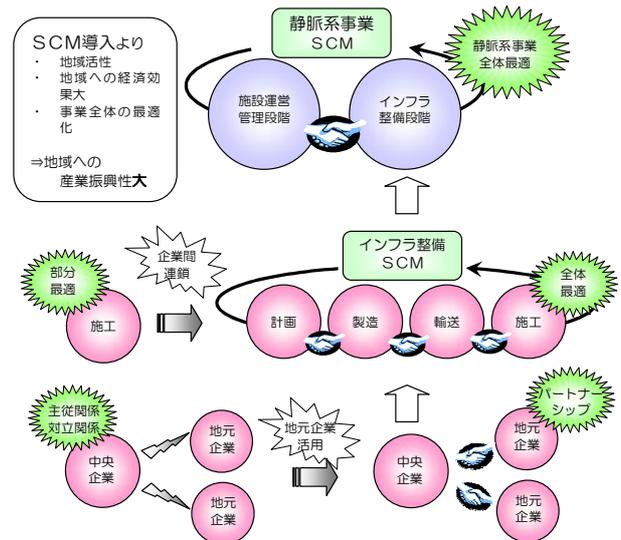


図-9 静脈システムにおけるSCM導入概要

体の成否にも関わる重要な課題の一つともなる。

地元企業には規模は別として総合力のある中央の企業と同等の能力を持つ企業もあるが、ほとんどの企業が得意分野で力を発揮するいわゆる専門業者である。しかし、計画から建設資機材の製造、輸送、施工までの建設工事に関わる各分野で地元の専門業者を集めれば、かなりの分野を担うことができる生産組織の編成が可能となる。当然、不足している分野を補完する地元以外の企業も必要となる。また、全体を取りまとめる業務の重要性が高まり、この業務こそ、設計、監理、施工まで総合的な力を有する中央企業としての総合建設会社の役割といえる。

このように、静脈システム構築事業の建設工事では、工事自体の効率や経済性だけでなく、地域産業の振興という目的も加わった地域密着型の建設生産手法が求められる。この建設生産手法を考える上で参考となる生産方式にSCM (Supply Chain Management) がある。

このSCMは1990年代に米国で構築された生産手法で、企業単独ではなく、その生産に関わる全ての企業を企業連鎖として捉え、一分野、一企業の部分的な最適を求めるのではなく、企業連鎖の全体最適を求める生産手法である。現在、我が国の各産業においてSCMの考え方に基づく生産方式が展開し始め、企業連鎖全体としても参加する各企業単位でも、大きな効果を上げる企業群も現れている。残念ながら建設業界では、現在このSCMは将来的な建設生産の有力手法として検討され始めた段階である。

地元企業と中央企業が連携した体制で、地域振興を含む建設生産の全体最適を求める静脈システム構築事業の建設工事では、このSCMの考え方を取り入れた建設生産方式(建設SCM)は有力な手法である。この生産方

式では、従来の建設工事のような元請や下請あるいは納入業者といった上下の関係ではなく、それぞれが担当分野を持つパートナーという対等の関係で、業務を棲み分け連携することベースとなる。これは、地元と中央といった対立的な構図ではなく、両者が共存共栄できる地域密着型の生産体制ともいえる。

また、今後の低経済成長下の循環型社会における建築生産を考えた場合、全体最適、共存共栄を求める建設SCMは、静脈システム分野だけでなく、一般的な建設事業でも必要となる生産手法である。

図-9に静脈システムにおけるSCM導入概要を示す。

## (2) 環境保全における地域社会への配慮

静脈システム構築事業の建設工事は、通常の建設工事と異なり、いわゆる迷惑施設の建設というイメージを持たれることが多く、地域社会や地元住民の注目を集めている場合が多い。また、静脈システムを構築する地域は潜在的に環境面の課題を有している地域が多く、一般的に静脈関連施設を立地する地域の地元住民は環境意識が高く、インフラ整備段階における建設工事においても環境保全への配慮が、一般的な建設工事に比較し、より重要な課題となる。

今回のエコタウン事業調査では、エコタウン事業において住民の反対が発生したか否かの要因に、行政を含む事業者の地元住民への対応の違いにあることが明らかとなった。これは、計画時より情報公開や地元説明あるいは住民が参加出来る場を設けるなど事業の透明性を高め、地元と密なコミュニケーション関係を構築したか否かの差が、計画に沿った円滑な事業が推進できた地域と反対運動などの発生により事業の推進に苦労した地域の差となって現れている。また、多くの地元住民は静脈系施設や地域産業の振興の必要性は理解しているが、実際に進められていく事業において、情報不足に起因する環境面の不安を指摘する場合が多い。

エコタウン事業そのものと付随する建設工事では、地域社会や地元住民との関わり方が異なるが、静脈システム整備の建設工事を考える場合、このエコタウン事業における事業者と地域社会、地元住民との関係は、参考にする必要がある。

一般的に建設工事の環境面の試みとしては、建設現場内でのリサイクル等の4R(リサイクル・リユース・リデュース・リフューズ)推進が挙げられるが、これら環境保全活動は循環型社会構築へ動き出したこの時代では、社会的責務として建設業者に求められ、多くの建設業者が当然のこととして取り組んでいる。特に地域社会、地元住民の注目度が高い静脈システム構築における

建設工事では、環境保全活動をただ実施するだけでなく、環境面の試みや環境技術および事業計画、実施工法・工期、建設技術など工事に関わる情報の積極的な公開や地元見学会の開催など、工事の透明性を高めるとともに地元とのコミュニケーションを密にし、地域社会や地元住民の理解を得ることが重要となる。

また建設業者としては、環境保全の試みや技術力を地元住民に対して、わかりやすく伝えることも重要となる。地元住民の理解を高める上で有効な手法と評価されている宮城県鶯沢町エコタウンでは、PDPによる「百聞は一見にしかず」のデモプラントの設置や工場の開放も含めた徹底した住民参加型のコミュニケーションの場の設定などが実施されており、建設業者としても大いに参考にすべき手法である。

今後の建設工事の担当者は、工事に対する地元の理解は円滑な工事推進に大きな影響を持つことを認識し、地元住民との積極的なコミュニケーションを心がけることが重要である。また、建設工事の透明性を高める試みは、工事自体や建設業者の信頼性を高めるだけでなく、昨今、負のイメージが定着している建設業の信頼性を回復する効果も期待できる。

## 6. 結語

現行エコタウン事業の現状分析結果より、静脈システム構築における建設業の課題は、以下のようにまとめられる。

- ① 建設業においても、静脈システム構築における建設工事では、地域の産業振興面・環境保全面に配慮した事業が望まれる。
- ② 静脈システム構築の建設工事では、立地地域の産業振興を考慮した地元企業と中央企業が連携した全体最適を目指すSCMの考え方に基づく建設生産方式が有力な生産手法に挙げられる。
- ③ 静脈システム構築の建設工事では、事業や工事に対する地元住民の理解が不可欠であり、早期情報公開や分かり易い情報の提供、説明会や地元見学会など地元住民との交流の場の設定など、地元住民との密なコミュニケーションが必要である。

謝辞：この報告は、財団法人電力中央研究所殿から株式会社セレス殿経由で受託した調査研究業務「エコタウン事業の実態調査」をベースにまとめました。記して謝意とします。

# 轉載論文



# AFRP ロッドを埋設した RC 部材の耐衝撃性に関する実験的研究

Experimental study on impact resistance of RC members strengthened with near surface mounted AFRP rods

三上 浩\*, 岸 徳光\*\*, 藤田 学\*\*\*, 佐藤 昌志\*\*\*\*

Hiroshi Mikami, Norimitsu Kishi, Manabu Fujita and Masashi Sato

\*博(工) 三井住友建設(株)技術研究所 主席研究員(〒270-0132 千葉県流山市駒木 518-1)

\*\*工博 室蘭工業大学教授 工学部 建設システム工学科(〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

\*\*\*博(工) 三井住友建設(株)技術研究所 土木研究開発部長(〒270-0132 千葉県流山市駒木 518-1)

\*\*\*\*博(工) 国土交通省 北海道開発局建設部 道路維持課長(〒060-8511 札幌市中央区北 8 条西 2 丁目)

In order to investigate the impact resistance of RC beams and slabs strengthened with near surface mounted AFRP rods, falling weight impact test was conducted. Here, two impact loading methods (iterative and single) were applied by using 300 kg steel weight. The total 12 RC beams and 9 RC slabs were used for these experiments, in which tensile rigidity of AFRP rod is varied. The results obtained from this study are as follows: 1) impact resistance of RC members can be upgraded by strengthening with near surface mounted AFRP rods; 2) dynamic capacity ratio of strengthened RC beam with reference to non-strengthened one is almost same with its static capacity ratio; 3) dynamic capacity ratio of the RC slab is affected to the impact loading method, and strengthening effects in case of single loading are more remarkable than those in case of iterative one; 4) the effects are comparable to those in case increasing in slab thickness from 15 cm to 23 cm.

**Key Words :** AFRP rod, RC beam, RC slab, impact resistance

キーワード: AFRP ロッド, RC 梁, RC 版, 耐衝撃性

## 1. はじめに

近年, 既存鉄筋コンクリート (RC) 構造物の補強工法として, 連続繊維シート (以後, FRP シート) を用いる工法が盛んに採用されるようになった. FRP シート工法は一般的に, 1) 材料が軽量で施工が簡便であり重機が不要である, 2) 現場合わせで施工可能であり工期短縮が図れる, 3) 耐食性に優れており簡単な仕上りで済む, などの特徴を有している. しかし, 壁や版などの面部材を補強するためには, 1 方向強化 FRP シートを直交して貼り付けるか 2 方向強化 FRP シートを貼り付けるなど, 面部材全体をシートで補強する必要があった. そのため, FRP シート補強後には, 1) 既存 RC 構造物のひび割れ観測が不可能となり維持管理が困難となる, 2) 既存 RC 部材内部に滞水し, コンクリートの疲労耐久性が低下する, などの欠点も有していた.

そこで, 著者らはこれらの欠点を解消する補強法として, 部材のかぶりコンクリート部分に溝を切削し, AFRP ロッドを埋設して補強する工法を提案し, その静的耐荷挙動に着目して実験的研究を進めてきた<sup>1),2)</sup>. その結果, AFRP ロッドをかぶりコンクリートに埋設することで, 1) RC 梁の静的曲げ耐力は増大し, その耐力増分は引張剛性 (弾性係数 × 断面積) が同等のシートで補強した場合とほぼ同等であること, 2) RC 版の押

し抜きせん断耐力は補強材の引張剛性の増加に対応して増大するものの FRP シート補強と同様に上限があること, 3) 押し抜きせん断耐力は FRP シート補強と同様にかぶりコンクリート部分が押し抜きせん断に抵抗するものと仮定して土木学会コンクリート標準示方書<sup>3)</sup>に準拠して算定できること, などを明らかにしてきた.

一方, 耐衝撃用途構造物の面部材に対しては, 数 10 m/s 以上の比較的高速の衝突速度下での耐衝撃性が日本を始め諸外国の多くの機関で研究され, 実験結果に基づく設計式が種々提案されている<sup>4)</sup>. また, RC 版の耐衝撃補強方法として, 版裏面に鋼製のライナープレートを設置する方法が提案され, その耐衝撃性向上効果が実験的に検討・報告されている<sup>5),6)</sup>.

しかし, 耐衝撃構造物の中には, 道路落石防護施設のように比較的衝突体の質量が大きいため 10 m/s 程度以下の低速度の衝突でも壊滅的に破壊する構造物もあることから, 比較的低速の衝突速度下における RC 部材の耐衝撃性の検討も極めて重要であるものと考えられる. また, 耐衝撃補強法としてのライナープレート工法は裏面剥離を完全に抑制できる一方で, 衝突体衝突後における版裏面の状況が目視確認できないこと, 鋼製のため耐食性に劣ること, 部材内部に滞水して鉄筋などの鋼材腐食を早める可能性があることなど, 改善すべき課題も幾つか指摘されている.



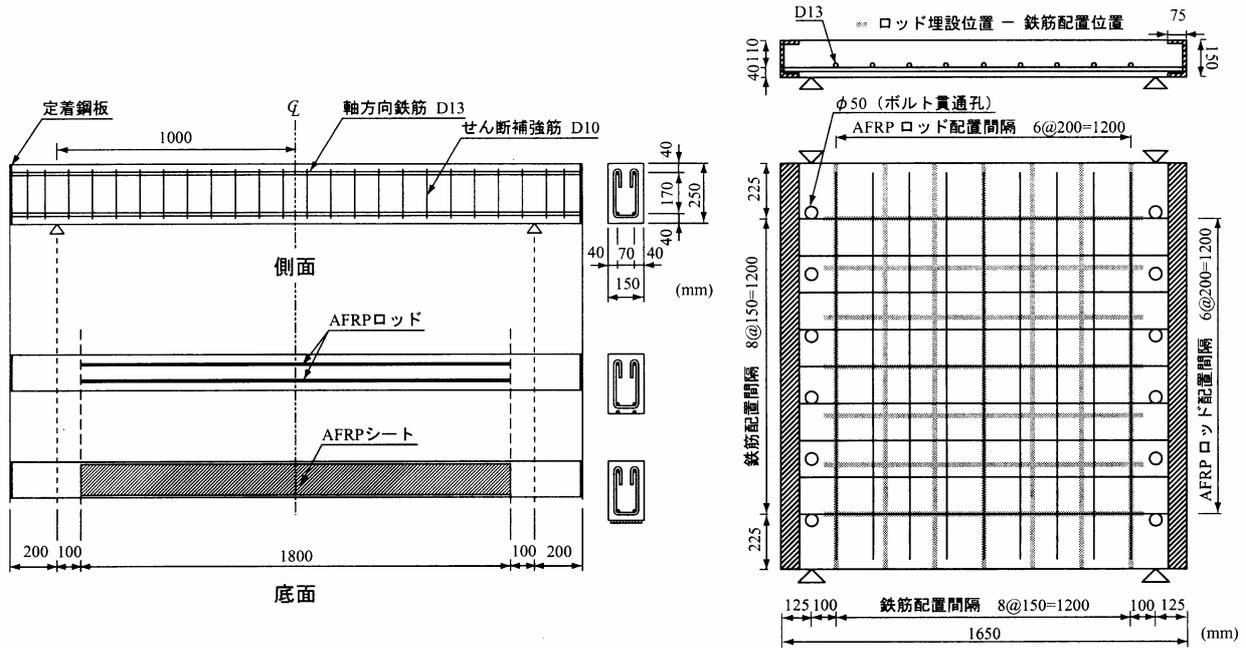


図-1 試験体概要図

表-2 材料の力学的特性値

(a) コンクリート					(b) 鉄筋				
部材	材令 (日)	圧縮強度 $f'_c$ (MPa)	弾性係数 $E_c$ (GPa)	ポアソン比 $\nu_c$	鉄筋名称	材質	降伏強度 $\sigma_y$ (MPa)	弾性係数 $E_s$ (GPa)	ポアソン比 $\nu_s$
RC 梁	120	31.0	26.8	0.22	D13	SD345	362	206	0.3
RC 版	150	33.7			D10	SD295A	419		
(c) AFRP ロッド					(d) AFRP シート				
補強材料	ロッド径 (mm)	公称断面積 $A$ (mm <sup>2</sup> )	弾性係数 $E$ (GPa)	引張強度 (GPa)	補強材料	シート目付量 (g/m <sup>2</sup> )	シート厚さ $t$ (mm)	弾性係数 $E$ (GPa)	引張強度 (GPa)
RA5	5.0	19.6	62.5	1.45	A200	200	0.138	131	2.48
RA9	9.0	63.0			A415	415	0.286		

て累積残留変位が純スパン長の 2% (40mm) に達するかロッド又はシートが剥離した時点とし、RC 版では裏面剥離が生じた時点を破壊と見なした。なお、単一衝撃载荷は試験体名の末尾に示す衝突速度で 1 回のみ重錘を落下している。単一载荷時の衝突速度は、繰返し载荷時の試験体の損傷程度を参考にして、繰返し载荷時の最大衝突速度及び 1 m/s 増減させた速度とした。ここで、衝突速度とは重錘が試験体に衝突する直前での重錘の速度である。

図-1 に RC 梁、RC 版試験体の形状寸法、配筋及び補強概要を示す。RC 梁試験体は梁幅、梁高、純スパン長が各々 150, 250, 2,000 mm で、梁の上、下端に D13 を各 2 本配置し、スターラップには D10 を 100 mm 間隔で配置している。BR5, BR9 梁では各々直径が 5 mm または 9 mm の AFRP ロッド 2 本を主鉄筋に沿う形で配置した。ロッドの埋め込みは、先ず、2 枚刃の切削機によって幅及び深さがロッドの直径を多少上回る程度の溝を切削し、溝の半分程度の深さにエポキシ樹脂パテ材を充填した。なお、パテ材を充填する前

に水で溝内の微小なコンクリート塊を洗い流したが、プライマーなどは塗布していない。その後、ロッドを溝の中に挿入し、再度、エポキシ樹脂パテ材を隙間なく充填した。なお、ロッドは比重が 1.3 程度と軽量であり浮き上がる傾向にあるため、押さえ治具をロッドに当てて浮き上がりを防止した。パテは十分な養生期間を確保して完全に硬化させた。また、補強範囲は梁中央部から両支点の 100 mm 手前までとしている。一方、BS9 梁では BR9 梁と引張剛性を対応させるため、幅 142 mm の AFRP シート 2 層 (目付量 415 g/m<sup>2</sup> 及び 200 g/m<sup>2</sup>) を BR9 梁と同範囲に接着している。なお、シートの接着に先立ち表面処理工として、シートの曲げ補強効果増大に有効であるショットブラスト処理を施し、かつプライマーを 2 度塗りしてシートの接着が良好に行われるようにした。

RC 版試験体の寸法は 1,650 × 1,650 × 150 mm であり、下端のみに鉄筋を配置した。下端主鉄筋、配力鉄筋には D13 を用い、150 mm 間隔で配置した。主鉄筋は両端に取り付けた溝型鋼に溶接し、定着長を縮減し

ている。なお、AFRP ロッド配置用の溝は RC 梁試験体と同様に、2 枚刃の切削機によって主鉄筋方向及び配力鉄筋方向に切削した。なお、本実験では主鉄筋方向のロッドを表面近くに配置させるため、配力鉄筋方向の溝は幅がロッド径、深さがロッド径の 2 倍を多少上回る程度とし、主鉄筋方向の溝は幅、深さともにロッド径を多少上回る程度とした。その後、溝の半分程度の深さにエポキシ樹脂パテ材を充填してロッドを溝の中に挿入した後、再度エポキシ樹脂パテ材を隙間なく充填した。なお、RC 版試験体でも刃型の押さえ治具を用いてロッドの浮き上がりを防止した。また、補強範囲は主鉄筋方向には版中央部から両支点の 100 mm 手前まで、配力鉄筋方向には全長とし、直径 5 mm または 9 mm の AFRP ロッドを、主鉄筋、配力鉄筋方向ともに版中央から 200 mm 間隔で配置している。

表-2 に使用した材料の力学的特性値を取りまとめた。コンクリートの圧縮強度は梁試験体で 31.0 MPa、版試験体で 33.7 MPa であった。なお、AFRP ロッド及びシートの材料特性はカタログ値を示した。

## 2.2 実験方法の概要

RC 梁試験体の衝撃荷重実験は、リバウンド防止用治具付きの支点治具上に試験体を設置して行った。支点治具全体は RC 梁の回転のみを許容するピン支持に近い構造となっている。衝撃荷重の荷重は RC 梁試験体のスパン中央部に重錘を所定の高さから自由落下させることにより行った。用いた重錘は質量が 300 kg、荷重点部の直径が 150 mm の鋼製円柱状重錘である。重錘底部は衝突時の片当たりを防止するため、曲率半径が 1,407 mm で高さが 2 mm の球面状となっている。なお、RC 梁の幅に比べて重錘の荷重点部直径が小さい場合には衝突部近傍の局部破壊が顕在化する可能性があるため、梁幅と等しい荷重点部直径を有する重錘を選定している。

一方、RC 版試験体の支持条件は、1 対辺が支持間隔 1,400 mm で、その支点部は支点反力測定用ロードセル付き支点治具を用いて試験体の浮き上がりを防止し、かつ回転のみを許容するピン支持に近い構造としている。なお、他対辺は自由である。用いた重錘は質量が 300 kg、荷重点部の直径が 60 mm で底部に高さ 2 mm のテーパが付いた球面状の鋼製重錘である。なお、RC 版試験体の実験には、衝撃荷重の荷重によって生じる押し抜きせん断面が支点をよぎらないようにするため RC 梁試験体の実験に比べて直径の小さな重錘を選定している。

実験における測定項目は、重錘に内蔵された起歪柱型のロードセルによる重錘衝撃力  $P$ 、支点治具に取り付けられた起歪柱型のロードセルによる合支点反力  $R$  (以後、支点反力)、RC 梁側面及び RC 版下面に設置した非接触式レーザ変位計による変位  $\delta$  である。なお、

RC 版試験体では重錘の RC 版内部への貫入量もあわせて計測した。ここで、 $P$  の測定に用いたロードセルの容量及び応答周波数は、それぞれ 1,470 kN, DC ~ 4.0 kHz,  $R$  の測定に用いたロードセル 1 個の容量及び応答周波数は各々 490 kN, DC ~ 2.4 kHz である。また、変位計のストローク及び応答周波数はそれぞれ 200 mm, DC ~ 915 Hz である。各種の応答波形は広帯域用データレコーダ (応答周波数 : DC ~ 40 kHz) に一括収録し、0.1 ms/word で A/D 変換している。また、A/D 変換後、 $R$  及び  $\delta$  はノイズを除去するために 0.5 ms の矩形移動平均法によって数値的なフィルター処理を行い平滑化している。なお、実験中には RC 梁試験体の側面及び底面と RC 版試験体上、下面を観察し、終了後には RC 版を配力鉄筋方向の版中央で切断して破壊面を観察している。

## 3. 実験結果及び考察

### 3.1 各種応答波形

図-2 に RC 梁試験体の繰り返し衝撃荷重時における重錘衝撃力  $P$ 、支点反力  $R$  及び変位  $\delta$  の応答波形を衝突速度ごとに示す。なお、各波形は重錘衝突時を 0 ms として整理している。図より、重錘衝撃力波形の性状は、補強の有無や補強量にかかわらず大略同様であることがわかる。すなわち、波形は衝撃初期の振幅が大きく継続時間の短い第 1 波と後続の周期が数 ms の波形成分を含んだ継続時間が 10 ~ 20 ms と比較的長い第 2 波から成り立っている。なお、第 1 波の振幅は衝突速度  $V$  の増加とともに増大する傾向を示し、第 2 波目の立ち上がり時刻は  $V$  の増加とともに多少遅れ、かつ継続時間が長くなる傾向を示している。上記の傾向は、繰り返し衝撃荷重によって損傷が蓄積され、固有振動周期が長くなることに関連するものと考えられる。

支点反力波形は、衝突速度  $V$  が 1, 2 m/s と小さい場合は各梁で大略同様であり、5 ms 経過後にはほぼ最大値を示し、その後の主波動は継続時間が 20 ~ 25 ms 程度の正弦半波状を呈している。 $V$  が 3, 4 m/s と大きくなると、初期の振幅がより大きくなり、後続の主波動の継続時間が長くなる傾向にある。これは、重錘衝撃力波形と同様に、衝突速度  $V$  の増加に対応して劣化が進行し、固有振動周期が長くなるためと考えられる。なお、 $V = 4$  m/s における主波動の継続時間は BS9 梁が最も短く、BR9, BR5, BN 梁の順に延びていることがわかる。以上から、補強量が多いほどより健全であり、また、ロッド補強よりもシート補強でより劣化の程度が小さいことが推察される。

変位波形には、重錘衝撃力や支点反力波形にみられる高周波成分はみられず、補強の有無や補強量にかかわらずいずれも正弦半波状の分布を示していることがわかる。なお、最大応答変位や残留変位は衝突速度  $V$

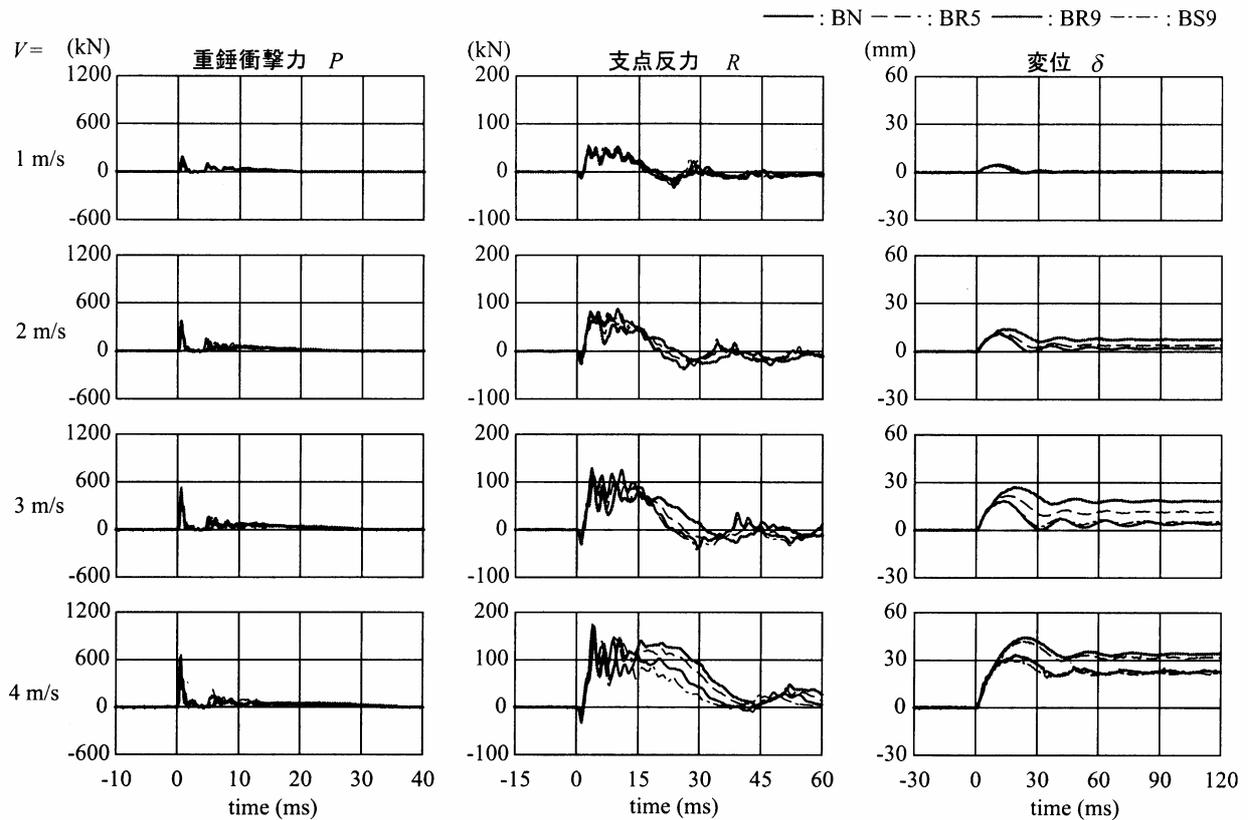


図-2 RC 梁の各種応答波形 (繰り返し衝撃载荷)

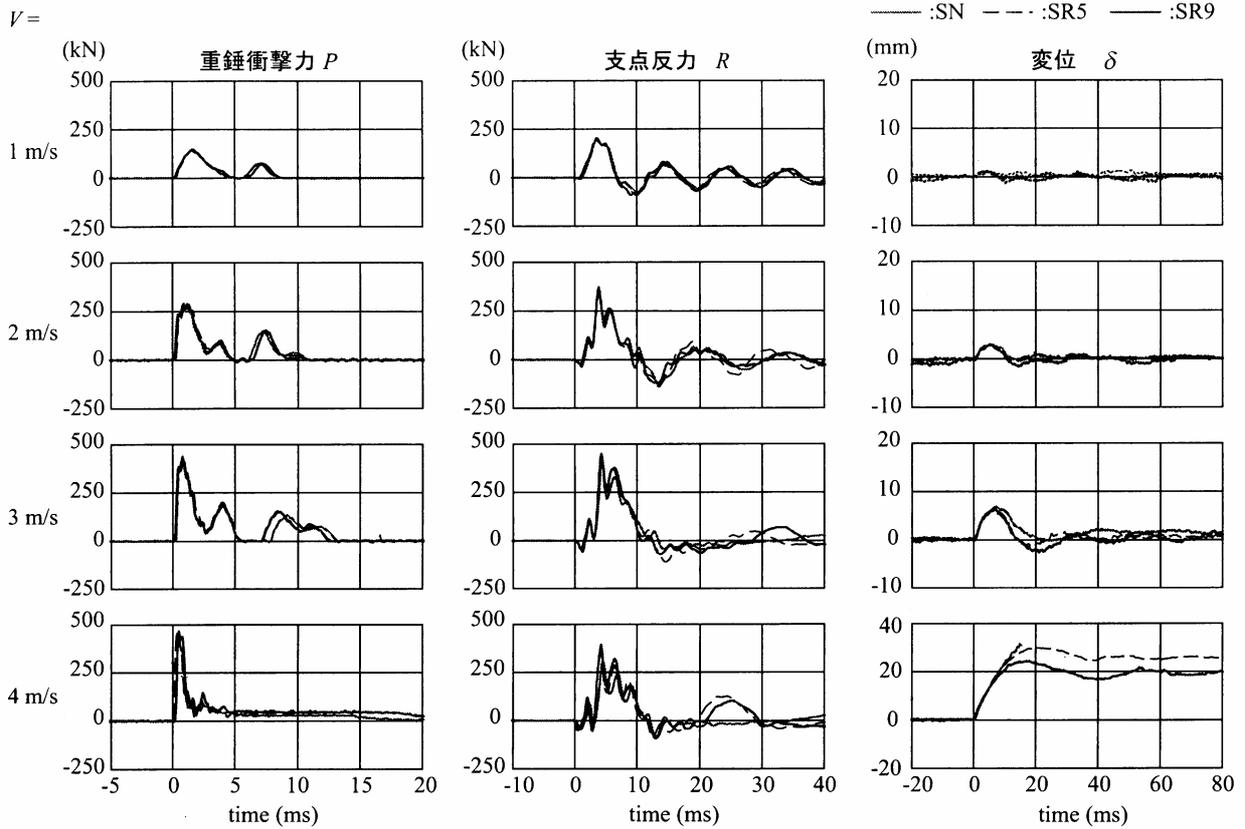
の増加に対応して増大する傾向にある。最大応答変位や残留変位の差異は、 $V \leq 3 \text{ m/s}$  までは補強の有無や補強量に対応して生じている。すなわち、応答変位と残留変位は BN 梁で最も大きく、次いで BR5 梁であり、補強量が同様の BR9 と BS9 梁は同程度であり最も小さい。しかし、 $V = 4 \text{ m/s}$  では、BN と BR5 梁でほぼ同様の性状を示している。これは、BR5 梁において  $V = 3 \text{ m/s}$  終了時にロッドの剥離が生じたことから、 $V = 4 \text{ m/s}$  では補強効果が消失したためと考えられる。一方、BR9、BS9 梁は、 $V = 3 \text{ m/s}$  終了後もロッドやシートの剥離傾向は見られず、 $4 \text{ m/s}$  において BN、BR5 梁に比べて小さな応答変位及び残留変位を示している。なお、応答変位及び残留変位は、多少であるが BS9 梁で小さく示されている。これは、支点反力波形の主波動の継続時間と同様に、BS9 梁で最も劣化の程度が小さいことを示している。この BS9 梁と BR9 梁の若干の相違は、シート補強では底面全体が補強されるのに対してロッド補強は線状であり、非補強範囲で微少ひび割れが発生しやすいためと推察される。

なお、図示していないが単一衝撃载荷における重錘衝撃力及び変位の波形性状は、繰り返し衝撃载荷とほぼ同様であった。ただし、単一衝撃载荷の  $V = 3, 4, 5 \text{ m/s}$  における支点反力波形には、繰り返し衝撃载荷の  $V = 1, 2 \text{ m/s}$  でみられた支点反力除荷後に負の支点反力

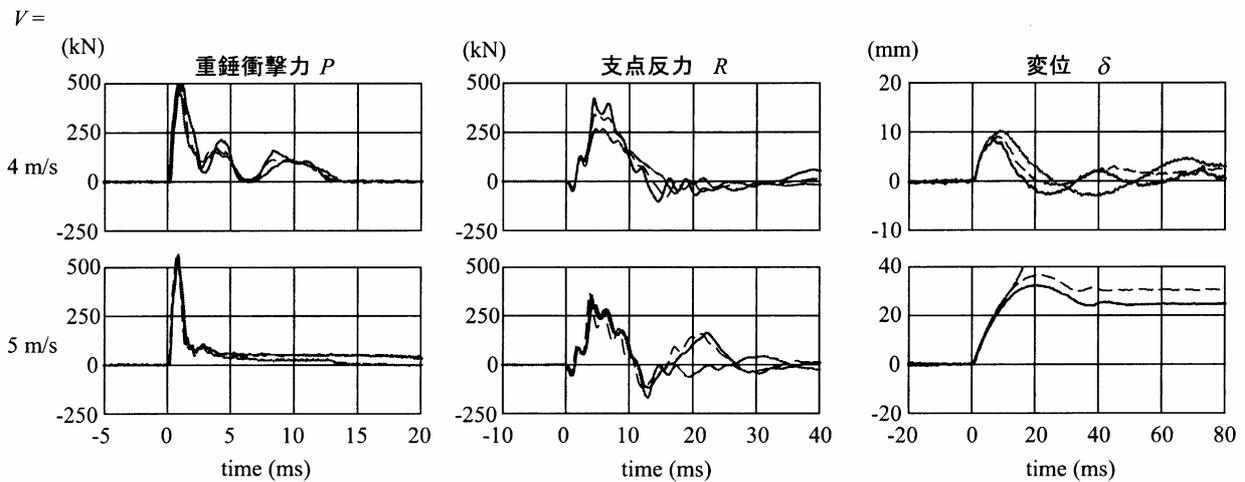
が励起される波形性状がみうけられた。これは、繰り返し衝撃载荷の  $V = 1, 2 \text{ m/s}$  と同様に、単一衝撃载荷では RC 梁の弾性応答性状が出現し、変位の復元過程において負圧が励起されたためと考えられる。

図-3 に、RC 版試験体の  $P, R$  及び  $\delta$  の応答波形を衝突速度  $V$  ごとに示す。上段は繰り返し衝撃载荷、下段は単一衝撃载荷の応答波形である。図より、重錘衝撃力波形の性状は各版でほぼ同様であることがわかる。衝突速度  $V$  が小さい場合は、波形の立ち上がりがゆるやかな正弦半波状を呈し、 $V$  が大きくなるに従って立ち上がりが急になり、また  $V = 4 \text{ m/s}$  では、第 1 波に続く波形がほとんど消失していることがわかる。これは、 $V = 3 \text{ m/s}$  において押し抜きせん断面が形成され、 $V = 4 \text{ m/s}$  において塑性化が一気に進展したためと考えられる。一方、単一衝撃载荷の  $V = 4 \text{ m/s}$  における波形は繰り返し载荷の  $V = 3 \text{ m/s}$  とほぼ対応し、単一载荷の  $V = 5 \text{ m/s}$  における波形は繰り返し载荷の  $V = 4 \text{ m/s}$  と対応していることがわかる。以上より、RC 版試験体の重錘衝撃力波形は载荷方法と衝突速度の影響を大きく受け、単一载荷の応答波形は繰り返し载荷における  $V = 1 \text{ m/s}$  小さい衝突速度での応答性状と類似していることがわかる。

繰り返し衝撃载荷時の支点反力波形は、衝突速度  $V$  が小さい場合には载荷初期に正弦半波状を呈し、その



(a) 繰り返し衝撃载荷



(b) 単一衝撃载荷

図-3 RC版の各種応答波形

後減衰自由振動に移行していることがわかる。Vが大きくなるにつれて第1波目のみが卓越する傾向を示し、V=3 m/sでは後続の波形はほぼ完全に減衰している。なお、これらの傾向は補強の有無や補強量にかかわらず同様にみうけられる。しかし、V=4 m/sにおいて、第1波終了後に振幅の小さい正弦半波状の波形が再度生じていることがわかる。なお、この傾向はロッド補強したSR5, SR9版でみられるもののSN版では

みられない。これは、補強の有無にかかわらず、繰り返し载荷のV=3 m/sにおいて、RC版の有効高さ部分に押し抜きせん断断面が形成され、塑性化が進行したためと考えられる。また、V=4 m/sでは、押し抜きせん断コーンの下方へのずれをかぶり部に埋設したロッドが抑制するため、ロッド補強した試験体で第1波終了後に正弦半波状の波形が再度出現したものと考えられる。単一衝撃载荷のV=4, 5 m/sにおける支点反力波

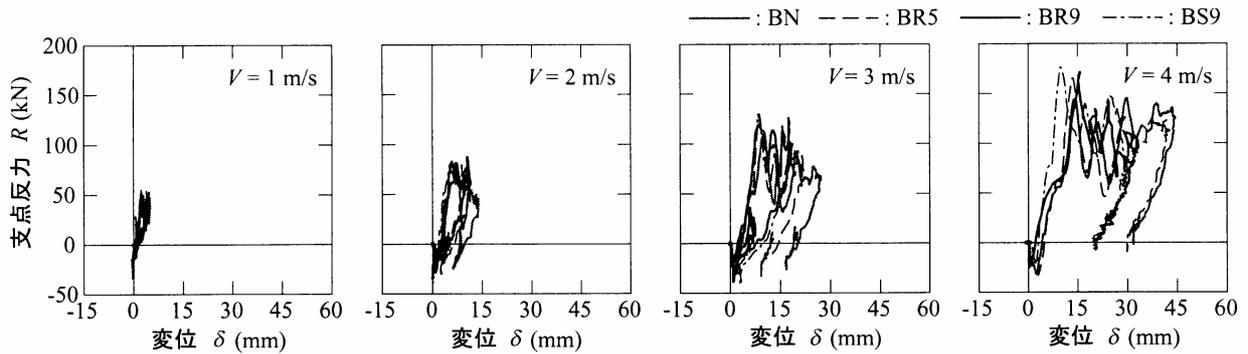


図-4 RC 梁の支点反力-変位履歴曲線 (繰り返し衝撃载荷)

形は、重錘衝撃力波形と同様に各々繰り返し载荷の  $V = 3, 4$  m/s における波形と大略同様である。ただし、単一载荷の  $V = 5$  m/s でみられる第 1 波目以降の支点反力の再増加傾向は、繰り返し载荷の  $V = 4$  m/s よりも顕著である。これは、繰り返し载荷の  $V = 3$  m/s、単一载荷の  $V = 4$  m/s において押し抜きせん断面が形成されるものの、以後の衝突速度においてかぶりコンクリートがロッド補強によって押し抜きせん断により抵抗することに対応するものと推察される。

繰り返し衝撃载荷時の変位波形は、 $V = 3$  m/s までは载荷初期に正弦半波状の波形が生じ、以後減衰自由振動に移行している。また、この速度までは残留変位はわずかである。一方、 $V = 4$  m/s では何れの試験体も大きな変位が残留し、この载荷速度では、せん断コーンが完全に押し抜けていることがうかがわれる。単一衝撃载荷の  $V = 4$  m/s では、繰り返しによる損傷の蓄積がないため、繰り返し载荷の  $V = 3$  m/s と類似した波形性状を示している。ただし、衝突速度が大きいために対応変位は多少大きい。また、第 1 波目以降の振動性状がより明瞭にみうけられるが、補強の有無によって振動の周期は異なり、補強した方が周期が短く SR9 版で最も短い。 $V = 5$  m/s では、繰り返し载荷の  $V = 4$  m/s と同様に各試験体で変位が大きく残留し、完全に押し抜けて破壊していることがわかる。

### 3.2 支点反力-変位履歴曲線

図-4 に、繰り返し衝撃载荷時における RC 梁試験体の支点反力-変位履歴曲線 ( $R - \delta$  曲線) を衝突速度ごとに示す。図より、 $V = 1, 2$  m/s においては  $R - \delta$  曲線のループ内の面積で評価される吸収エネルギー量が小さく、各試験体ともに弾性的な挙動が卓越していることがわかる。 $V = 3$  m/s では、梁に多数の曲げひび割れが発生し残留変位も 10 mm 程度以上を示すことから、全体的により大きくエネルギーを吸収していることがわかる。なお、補強量が多いほど吸収エネルギーは小さくなる傾向にあり、より健全であることがわかる。一方、 $V = 4$  m/s においては、BR5 梁のロッドがそれ以前の载荷で剥離したため、BN 梁と同様な  $R -$

$\delta$  曲線を示している。また、継続時間の短い支点反力波形成分の増減傾向が  $R - \delta$  曲線にもみうけられるものの、平均的にみれば平行四辺形状の  $R - \delta$  曲線が示されている。本実験における RC 梁試験体は、せん断耐力が曲げ耐力に比べて十分に大きく、曲げ破壊で終局に至る。そのため、既往の研究<sup>7)</sup>で明かなように曲げ破壊型 RC 梁固有の平行四辺形状の  $R - \delta$  曲線を示したものと考えられる。

図-5 に、RC 版試験体の  $R - \delta$  曲線を衝突速度ごとに示す。上段は繰り返し衝撃载荷、下段は単一衝撃载荷での曲線である。繰り返し载荷の場合は、 $V = 3$  m/s までは  $R - \delta$  曲線のループ内の面積 (吸収エネルギー) は極めて小さく、弾性的な挙動が支配的であることがわかる。一方、 $V = 4$  m/s においては、試験体の種類にかかわらず大略三角形形状の  $R - \delta$  曲線を示している。これは、 $V = 4$  m/s においてせん断コーンが押し抜かれて大きく変位が残留していることに対応し、典型的なせん断破壊型の  $R - \delta$  曲線<sup>8)</sup>である。単一载荷の  $V = 4$  m/s における  $R - \delta$  曲線は、繰り返し载荷の  $V = 3$  m/s におけるそれと大略同様である。ただし、衝突速度が大きいために対応変位が大きく、そのため吸収エネルギーは単一载荷の方が多少大きい。一方、 $V = 5$  m/s では繰り返し载荷の  $V = 4$  m/s と同様、大略三角形形状の典型的なせん断破壊型  $R - \delta$  曲線を示している。

### 3.3 各種応答値の比較

図-6 に RC 梁試験体の最大重錘衝撃力、最大支点反力、最大応答変位及び吸収エネルギー量 ( $R - \delta$  曲線のループ内の面積) を衝突速度ごとに示す。最大重錘衝撃力は、繰り返し衝撃载荷の場合、衝突速度の増加とともに増分が多少低下する傾向にある。また、補強量や補強材の種類の影響は顕著でなく、各試験体でほぼ同様な性状を示している。一方、単一衝撃载荷では繰り返し载荷による損傷の蓄積がないため、衝突速度の増加に対応して重錘衝撃力も増加する傾向にあり、単一载荷の方が繰り返し载荷よりも最大重錘衝撃力は大きい。なお、単一载荷での最大重錘衝撃力は BR9 梁で最も大きい。

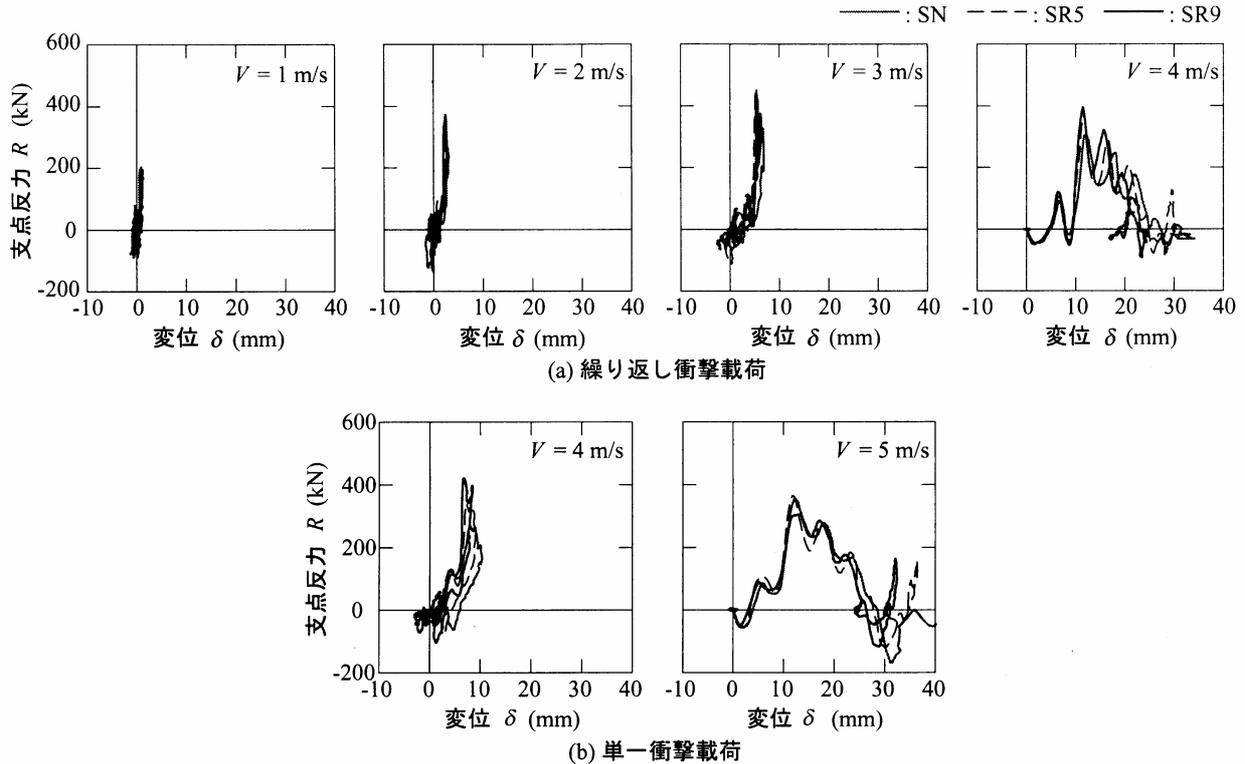


図-5 RC版の支点反力-変位履歴曲線

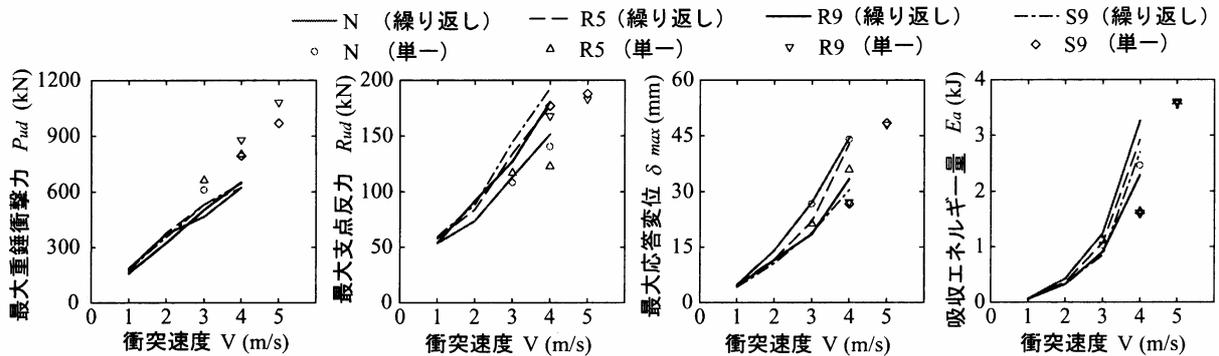


図-6 RC梁の各種応答値

繰り返し衝撃荷時の最大支点反力は、衝突速度の増加に対応してほぼ線形に増加している。また、支点反力はBS9梁で最も大きくBN梁で最も小さい。これは、シート補強したBS9梁の損傷が最も軽微であり、より健全であるのに対して、無補強のBN梁で最も損傷が激しいためと考えられる。なお、単一衝撃荷時の支点反力は繰り返し荷時のそれと大略同等か多少小さい程度である。BR5梁の $V = 4$  m/s、BR9、BS9梁の $V = 5$  m/sにおける支点反力はそれ以前の衝突速度における支点反力と大差がない。これは、各々ロッド剥離やシート破断が生じたためと考えられる。なお、単一荷時の最大支点反力も多少の差異であるがBS9梁で最も大きくなっている。繰り返し荷時の最大応答変位は、衝突速度の増加に対応して双曲線的に増大

する傾向にある。また、補強量の多いBR9、BS9梁で変位は全般的に小さい。なお、単一荷時の変位は同一衝突速度における繰り返し荷時の変位レベルと同等か多少小さい程度であり、繰り返しによる損傷は最大支点反力と同様、最大応答変位に与える影響は小さい。また、BR9とBS9梁の応答変位は良く対応していることから、引張剛性が同等の場合は同程度の応答変位レベルに抑制できることがわかる。

一方、繰り返し荷時の吸収エネルギー量は衝突速度の増加に対応して双曲線的に増大している。また、補強量が多いほど吸収エネルギー量は小さく梁がより健全であることがわかる。単一荷時の吸収エネルギー量は、支点反力や最大変位が繰り返し荷時に比べて多少小さいことから繰り返し荷時よりも小さく示さ

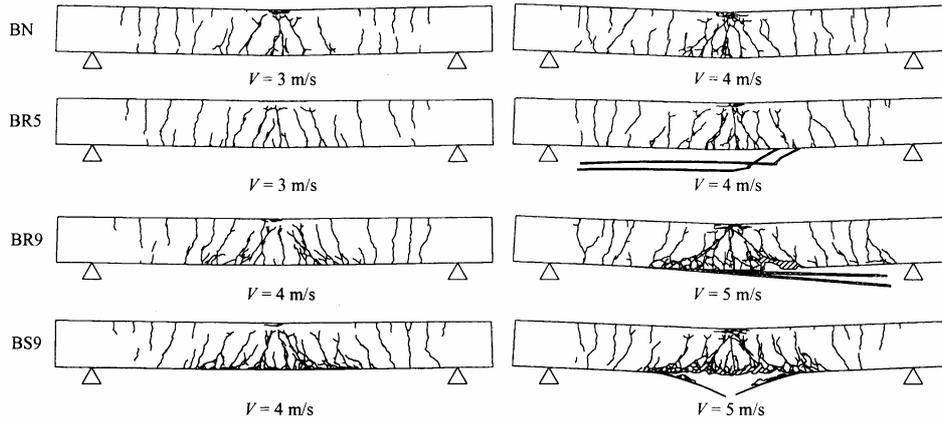


図-7 RC 梁のひび割れ性状(単一衝撃载荷)

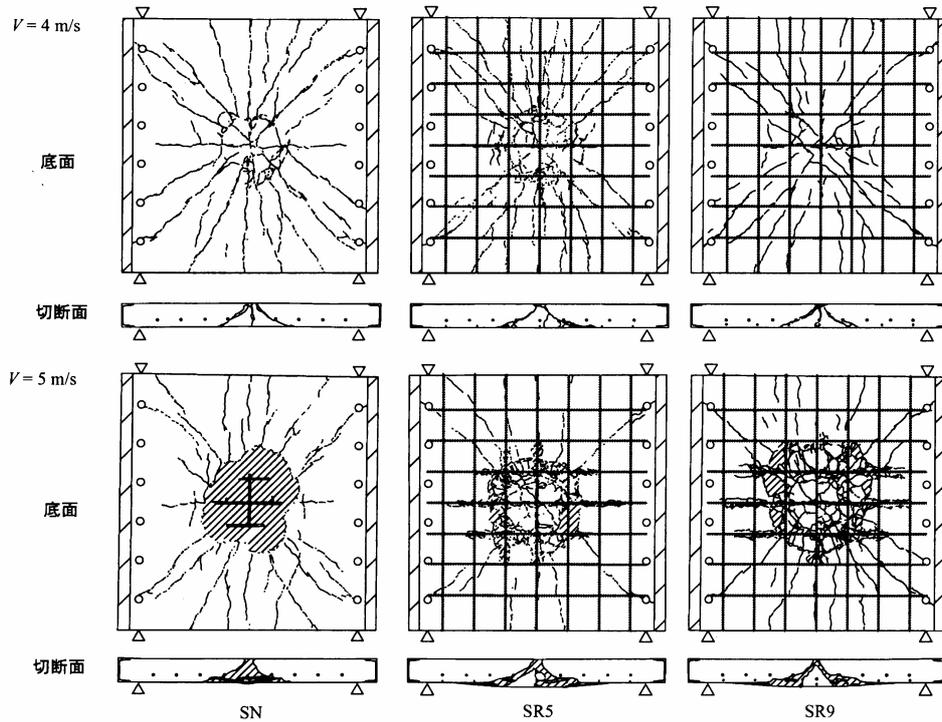


図-8 RC 版のひび割れ性状(単一衝撃载荷)

れる傾向にある。なお、BR9 と BS9 梁の吸収エネルギー量はほぼ同等であり、引張剛性が同等であれば、ともに補強材とコンクリートとの付着によって補強効果が発揮される補強方法であることから、同程度の曲げ耐力・じん性向上効果が期待できることがわかる。

### 3.4 ひび割れ性状

図-7 に単一衝撃载荷した RC 梁のひび割れ性状を取りまとめた。V=3 m/s においては、BN 梁に比べて BR5 梁で载荷点直下近傍のひび割れ本数が多く、ひび割れ幅が小さいことがわかる。また、载荷点部の局所的損傷も、BN 梁でより顕著である。V=4 m/s では、BN 梁の载荷点部の損傷はより顕著となり、また微細なひび割れが梁中央下端近傍に生じ、角折れがより進行している。一方、BR5 梁ではロッド 2 本がともに剥

離している。なお、ひび割れ性状は BN 梁と大略同様である。BR9, BS9 梁では、ともに補強材の変状はみられず、ひび割れ本数が BN, BR5 梁に比べて多いことがわかる。特に梁下面のかぶり部には細かいひび割れが多数発生し、この傾向は特に BS9 梁で顕著である。V=5 m/s では、BR9 梁で 2 本のロッドが剥離し、BS9 梁では梁中央でシートが破断している。ともに载荷点部には局所的損傷がみられ、また、RC 版でみられる押し抜きせん断状のひび割れが明瞭に形成されている。なお、ともに梁中央近傍の下縁かぶり部には細かいひび割れが多数発生している。

図-8 に単一衝撃载荷した RC 版の底面のひび割れ性状及び切断面の状況を取りまとめた。V=4 m/s における SN 版の底面には、中央部に円形のひび割れがみられ、また放射状に多数のひび割れが進展しているこ

表-3 RC 梁繰り返し衝撃載荷実験結果

試験体名	静的耐力 (kN) (1)	静的耐力比	動的耐力 (kN) (2)	動的耐力比	動的倍率 (2)/(1)
BN-II-3	53.1	1.00	113.4	1.00	2.14
BR5-II-3	65.7	1.24	134.2	1.18	2.04
BR9-II-4	93.1	1.75	180.4	1.59	1.94
BS9-II-4	87.8	1.65	192.7	1.70	2.19

表-4 RC 梁単一衝撃載荷実験結果

試験体名	静的耐力 (kN) (1)	動的耐力 (kN) (2)	動的耐力比	動的倍率 (2)/(1)
BN-IS-3	53.1	108.6	1.00	2.03
BR5-IS-3	65.7	116.7	1.08	1.78
BR9-IS-4	93.1	167.9	1.55	1.80
BS9-IS-4	87.8	177.0	1.64	2.02

とがわかる。また、切断面の状況から押し抜きせん断面が明瞭に形成されており、中央には曲げひび割れが貫通している。SR5 版では、中央の円形のひび割れが SN 版よりも大きく形成され、また、放射状のひび割れの本数が SN 版よりも多い。切断面の状況から、押し抜きせん断面が形成され、この角度は SN 版よりもゆるく、このため円形状のひび割れが大きく形成されたことがわかる。これは、ロッドをかぶり部に埋設することによるせん断剛性の増加によって、垂直方向でのせん断面形成が抑制されてひび割れがより支点方向に向かって進展するためと考えられる。一方、補強量の多い SR9 版では、中央での円形状のひび割れはみられず、放射状のひび割れのみが確認できる。ただし、切断面の状況から、SR9 版でも明瞭に押し抜きせん断面が形成されていることがわかる。なお、いずれの試験体も  $V = 4 \text{ m/s}$  では裏面コンクリートがブロック化して離散する離面剥離の現象はみられない。

一方、 $V = 5 \text{ m/s}$  ではいずれの試験体も離面剥離していることがわかる。特に SN 版では載荷点部直下のコンクリートが完全に脱落し、一部で下端鉄筋が露出している。SR5 版も円形状の押し抜きせん断面形成によるひび割れが顕在化し、一部でコンクリートが脱落している。なお、放射状のひび割れ本数は SN 版よりも少ない。SR9 版も SR5 版と同様に円形状のひび割れが卓越し、一部でコンクリートが脱落している。また、円形状のひび割れの広がりや大きさは SN, SR5 版よりも大きい。切断面をみると有効高さ部分の押し抜きせん断面の形成角度は他の試験体と大差がないものの、かぶり部分のせん断面の角度はゆるやかとなっており、このため円形状のひび割れが大きく形成されたものと考えられる。

### 3.5 静的及び動的耐力と耐衝撃性

ここでは、RC 梁、RC 版の耐衝撃性を統一的に評価

するため動的耐力に着目することとした。表-3 に曲げ耐力の観点で RC 梁の静的単調載荷実験<sup>2)</sup>と繰り返し衝撃載荷実験の結果を取りまとめた。なお、動的耐力は既往の文献<sup>7), 8)</sup>を参考として最大支点反力とした。また、曲げ破壊型 RC 梁の最大支点反力は、衝突速度の増加とともに増大するが、ここでは累積残留変位が純スパン長の 2% (40 mm) に達した時点または補強材が剥離した時点を破壊とみなし、直前の衝突速度での最大支点反力を動的耐力とした。すなわち、BN, BR5 梁で  $V = 3 \text{ m/s}$ 、BR9, BS9 梁で  $V = 4 \text{ m/s}$  における最大支点反力を動的耐力としている。表中、静的耐力比及び動的耐力比は各々 BN 梁を基準とした耐力比であり、動的倍率は動的耐力(最大支点反力)を静的耐力で除した値である。これから、静的単調載荷時には、1) ロッド又はシート補強することで 1.2~1.8 倍程度まで曲げ耐力が増大し、引張剛性を増加させることで耐力は増大する。2) 引張剛性が同等の場合、ロッド及びシート補強で同程度の曲げ耐力向上効果が期待できることがわかる。一方、繰り返し衝撃載荷時には、1) 静的単調載荷時と同様に動的耐力は 1.2~1.7 倍程度まで増大し、引張剛性を増加させることで動的耐力は増加する。2) 引張剛性が同等であれば、ロッドとシート補強で同程度の動的耐力向上効果が期待できることがわかる。なお、動的倍率は、補強の有無、補強量、補強材の種類にかかわらず大略 2.0 程度である。

表-4 に RC 梁の単一衝撃載荷実験の結果を曲げ耐力に着目して取りまとめた。なお、各試験体ともにロッド剥離やシート破断が生じる直前の衝突速度での最大支点反力を動的耐力とした。すなわち、BR5 梁は  $V = 4 \text{ m/s}$  でロッドが剥離したため、BN と BR5 梁は  $V = 3 \text{ m/s}$  での最大支点反力を動的耐力とした。また、BR9 と BS9 梁は  $V = 5 \text{ m/s}$  でロッド剥離及びシート破断したため、 $V = 4 \text{ m/s}$  での値を採用した。結果的に用いた衝突速度は繰り返し衝撃載荷時と同様となって

表-5 RC 版繰り返し衝撃載荷実験結果

試験体名	静的耐力 (kN) (1)	静的耐力比	動的耐力 (kN) (2)	動的耐力比	動的倍率 (2)/(1)
SN-II-3	163.9	1.00	435.0	1.00	2.65
SR5-II-3	194.6	1.19	465.4	1.07	2.39
SR9-II-3	209.4	1.28	472.6	1.09	2.26

表-6 RC 版単一衝撃載荷実験結果

試験体名	静的耐力 (kN) (1)	動的耐力 (kN) (2)	動的耐力比	動的倍率 (2)/(1)
SN-IS-4	163.9	268.7	1.00	1.64
SR5-IS-4	194.6	347.0	1.29	1.78
SR9-IS-4	209.4	436.4	1.62	2.08

いる。表から、1) 単一衝撃載荷時の動的耐力は補強によって 1.1 ~ 1.6 倍に増大し、引張剛性を増加させることで動的耐力は増加する。2) 動的倍率は補強の有無などにかかわらず、1.8 ~ 2.0 程度であることがわかる。このように、RC 梁においては載荷方法の違いによる動的耐力比や動的倍率の差異は少なく、1) 補強によって静的耐力比とほぼ同等の動的耐力比の増加が期待でき、耐力比は引張剛性が大きいほど高い。2) 動的倍率は大略 2 程度である、ことがわかる。

表-5 に押し抜きせん断耐力の観点で RC 版の静的単調載荷実験<sup>2)</sup> と繰り返し衝撃載荷実験の結果を取りまとめた。なお、動的耐力は累積重錘貫入量が 5 mm 程度以下で裏面剥離が生じない限界での最大支点反力とし、全ての試験体で  $V = 3 \text{ m/s}$  における値である。これから、1) 静的押し抜きせん断耐力は補強量の増加とともに増大し 1.2 ~ 1.3 倍になる、2) 動的耐力比も補強量の増加とともに増大する傾向にあるが 1.1 倍以下であり静的耐力比ほどは増大しない、3) 動的倍率は無補強で最も大きく、補強量が大きいほど小さくなるが最低でも 2.3 程度である、ことがわかる。

一方、表-6 に単一衝撃載荷実験の結果を取りまとめた。なお、いずれも裏面剥離していない  $V = 4 \text{ m/s}$  載荷での最大支点反力を動的耐力としている。これより、1) 単一衝撃載荷時の動的耐力比は補強量に対応して増大し、1.3 ~ 1.6 程度と静的耐力比以上を示す、2) 動的応答倍率は補強量に対応して増大し、無補強で 1.6、補強量最大で 2.1 程度であることがわかる。このように、RC 版の動的耐力比や動的応答倍率は載荷方法によって大きく変化することがわかる。これは、RC 梁と異なり RC 版では押し抜きせん断面が形成される衝突速度と完全に押し抜けて裏面剥離する速度の差が小さいなど、耐荷機構が小さな衝突速度差で大きく変化し、動的耐力の評価値が変動しやすいためと考えられる。以上のように、RC 版の衝撃耐荷機構は急激な変化をとまなうものの、1) 繰り返し損傷を受ける場合の RC 版の動的補強効果は静的補強効果よりも小さい可能性があること、2) 補強材の動的補強効果は単一衝

撃載荷では静的補強効果を上回る可能性があること、がわかる。

### 3.6 局部破壊と耐衝撃性

ここでは、RC 版でみられた局部破壊に着目して電中研の提案式<sup>4)</sup>を基に検討し、貫入量から補強後の RC 版の耐衝撃性を定量化することを試みた。なお、提案式との整合性を計ることから実験結果には単一衝撃載荷時の結果を用いることとした。図-9 に累積重錘貫入量 (単一載荷の場合は 1 回での貫入量) と衝突速度の関係を示す。前述した様に単一載荷の  $V = 4 \text{ m/s}$  では裏面剥離しておらず、 $V = 5 \text{ m/s}$  で裏面剥離に至っていることから、貫入量は  $V = 4 \text{ m/s}$  での値を採用した。貫入量は、SN, SR5 版で 3 mm 程度、SR9 版で 1.5 mm 程度である。提案式によれば、貫通限界板厚  $e$  及び裏面剥離限界板厚  $s$  は各々 (1), (2) 式によって与えられる。

$$e = 0.90\beta \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0.25} \left(\frac{MV^2}{df'_c}\right)^{0.5} \quad (1)$$

$$s = 1.75\alpha \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0.13} \left(\frac{MV^2}{d^{0.2}f'_c}\right)^{0.4} \quad (2)$$

ここに、 $\beta$ : 貫通に対して飛来物先端の形状により定まる係数 (球状: 1.15),  $\alpha$ : 裏面剥離に対して飛来物先端の形状により定まる係数 (球状: 1.13),  $V$ : 飛来物の衝突速度 (cm/sec),  $V_0$ : 基準速度 (= 6096 cm/sec),  $M$ : 飛来物の質量 (kgf/cm<sup>2</sup>sec<sup>2</sup>),  $d$ : 飛来物の外径 (cm),  $f'_c$ : 被衝突体のコンクリート強度 (kgf/cm<sup>2</sup>) である。

$V = 5 \text{ m/s}$  として  $e, s$  を計算すると  $e = 12.1 \text{ cm}$ ,  $s = 17.5 \text{ cm}$  となる。すなわち、板厚 15 cm と  $e, s$  の関係は  $12.1 < 15 < 17.5$  となり、提案式では裏面剥離と予想され、実験でも  $V = 5 \text{ m/s}$  では裏面剥離したことから、本式の対応性は良いものと考えられる。一方、 $V = 4 \text{ m/s}$  として  $e, s$  を計算すると  $e = 10.2 \text{ cm}$ ,  $s = 15.1 \text{ cm}$  であり、板厚 15 cm  $\div s = 15.1 \text{ cm}$  となり貫入であることが予想され、実験でも 1.5 ~ 3.0 mm 程度の貫入であったことから、本式は実験結果と良く整合していることが

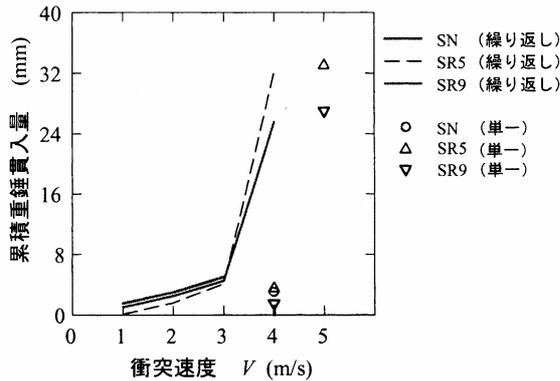


図-9 累積重錘貫入量

わかる。一方、貫入時の貫入深さ  $x$  を求める式として (3) 式が電中研により提案されている。

$$\frac{x}{d} = 0.49 N M d^{0.2} \frac{1}{f_c^{2/3}} (114 - 1.47 f_c^{2/3}) \times \left\{ \frac{(d + 1.25 t_0) t_0}{(d + 1.25 t) t} \right\} V^2 \times 10^{-6} \quad (3)$$

ここに、 $N$ ：飛来物の先端形状係数 (球状:0.84),  $t$ ：被衝突体の板厚 (cm),  $t_0$ ：被衝突体の基準板厚 (20 cm) である。

$V = 4 \text{ m/s}$  において、貫入深さ  $x$  を求めると  $x = 2.6 \text{ mm}$  であり、SN, SR5 版の実験結果である約 3.0 mm とほぼ合致していることがわかる。そこで、SR9 版の実験結果である 1.5 mm となるための板厚を (3) 式によって求めた。ただし、提案式と実験結果で多少の誤差があったため、貫入深さ  $x$  は 2.6 mm の半分の 1.3 mm とした。その結果、板厚  $t = 23 \text{ cm}$  となり、直径 9 mm のロッド補強によってみかけ上版厚が 15 cm から 23 cm 程度に増加したと評価することが可能と考えられる。

#### 4. まとめ

本研究では、比較的低速の衝突速度下における無補強 RC 梁及び RC 版と下面に AFRP ロッドを埋設して補強した RC 梁及び RC 版の耐衝撃性を繰り返し衝撃载荷及び単一衝撃载荷実験によって比較検討した。なお、AFRP ロッドを埋設して補強した試験体ではロッドの直径を変化させ、補強材の引張剛性が耐衝撃性に与える影響を検討した。本研究の範囲内で得られた知見を要約すると以下の通りである。

- 1) 曲げ破壊型 RC 梁の衝撃耐荷性状に与える载荷方法 (繰り返し又は単一载荷) の影響は顕著でない。また、AFRP ロッド埋め込みによる RC 梁の動的補強効果 (曲げ耐力向上効果) は静的補強効果と同等かつ耐力比は最大で 1.7 倍程度であり、その倍率は補強材の引張剛性に依存する。なお、動的倍率は補強の有無や補強量にかかわらず大略 2 程度

である。

- 2) RC 版の衝撃耐荷性状は裏面剥離の有無で大きく異なり、载荷方法と衝突速度の影響を強く受ける。そのため、AFRP ロッド埋め込みによる RC 版の動的補強効果 (押し抜きせん断耐力向上効果) は、繰り返し衝撃载荷時には静的補強効果よりも小さく、単一衝撃载荷時にはより大きい。また、動的倍率は 1.6 ~ 2.7 程度と大きく変動する。電中研の提案式は裏面剥離しない RC 版の実験結果と整合性が良く、最も補強量の多い RC 版の換算版厚は無補強 (実) 版厚 15 cm に対して 23 cm 程度と考えられる。

謝辞：本研究を行うにあたり、室蘭工業大学大学院建設システム工学専攻構造力学研究室の澤田純之君、安藤宏君及び笠井和俊君に多大なるご支援を戴いた。ここに記して謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) 岸徳光, 三上浩, 栗橋裕介, 田村富雄：AFRP ロッドを埋設した RC 梁の曲げ耐荷性状に関する実験的研究。コンクリート工学年次論文集, vol.25, No.2, pp.1983-1988, 2003
- 2) 三上浩, 岸徳光, 今野久志, 田村富雄：AFRP ロッドを下面埋設して補強した RC 版の押し抜きせん断性状, コンクリート工学年次論文集, vol.25, No.2, pp.1801-1806, 2003
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書 (構造性能照査編), 2002
- 4) 土木学会：構造工学シリーズ 6, 構造物の衝撃挙動と設計法, 1993
- 5) 大沼博志, 伊藤千浩, 白井孝治：飛来物の衝突に対する鉄筋コンクリート構造物の耐衝撃補強工法, コンクリート工学年次論文集, vol.21, No.3, pp.1579-1584, 1999
- 6) 森川博司, 河西良幸, 坪田張二, 内田孝, 大野友則, 木暮幹太：飛来物の高速衝突を受ける鋼梁ライナー付き鉄筋コンクリート板の耐衝撃性に関する実験と解析, 日本建築学会構造系論文集, 第 477 号, pp.107-114, 1995
- 7) 岸徳光, 三上浩, 松岡健一, 安藤智啓：静载荷時に曲げ破壊が卓越する RC 梁の耐衝撃設計法に関する一提案, 土木学会論文集, No.647 / I-51, pp.177-190, 2000
- 8) 安藤智啓, 岸徳光, 三上浩, 松岡健一, 蟹江俊仁：スターラップを有しないせん断破壊型 RC 梁の単一载荷衝撃実験, 構造工学論文集, vol.46A, pp.1809-1818, 2000

(2003 年 9 月 12 日受付)

## 二方向アラミド繊維シート接着補強床版の疲労耐久性評価の一手法

An Evaluation for Fatigue Durability of Damaged Concrete Slab Strengthened by Cross Textile Aramid Sheet

三上 浩\* , 田村 富雄\*\* , 角田 敦\*\*\* , 廣瀬 清泰\*\*\*\* , 堀川都志雄\*\*\*\*\*

Hiroshi MIKAMI, Tomio TAMURA, Atsushi SUMIDA, Kiyoyasu HIROSE and Toshio HORIKAWA

\*工博 三井建設(株) 技術研究所 主席研究員 (〒270-0132 千葉県流山市駒木518-1)

\*\*工博 ファイベックス(株) 代表取締役社長 (〒103-0022 東京都中央区日本橋室町4-4-3)

\*\*\*工修 東レ・デュポン(株) ケブラー技術開発部 (〒103-0023 東京都中央区日本橋本町1-5-6)

\*\*\*\*工修 東洋技研コンサルタント(株)古屋支社 技術部 (〒460-0003 名古屋市中区錦1-6-10)

\*\*\*\*\*工博 大阪工業大学 工学部 都市デザイン工学科 (〒535-8585 大阪市旭区大宮5-16-1)

It has already clarified that the fatigue durability of damaged RC slab stiffened by pasting with fiber sheet can effectively be improved. In this paper, several fatigue tests under wheel running machine carried out to verify effects of repair for damaged slab strengthened by cross textile aramid sheet. From some testable results, it is confirmed that decrease of 30-45% amount is immediately brought by strengthening work in elastic deflection corresponded to magnitude of the standard load in Japanese Code, and also the increasable rate of this deflection per one running cycle of wheel load is recovered to magnitude of about 30-50% throughout fatigue process. An available method derived from a notion of the serviceable limit state in viewpoint about deflection is proposed and a period of extended life in strengthened slab is numerically compared with original term in damaged slab as an example of actual slab in a certain highway bridge.

Key Words: wheel running machine , aramid sheet bonding method , fatigue life

## 1. はじめに

床版下面に炭素繊維シートやアラミド繊維シートを接着する繊維シート接着工法は、損傷を受けたRC床版の補強工法として、疲労耐久性の向上に大きく寄与することが、輪荷重走行試験機による疲労実験等の研究により明らかにされてきた<sup>1)</sup>。損傷床版の補修・補強対策工法では、ひび割れ劣化の進行を抑止する力学的効果、およびひび割れ面における材料劣化を抑止する耐食効果として、次の2点の性能が要求される。

- ① ひび割れの動きを抑制し、ひび割れ面の摩耗による劣化を防止し、旧床版の疲労耐久性を向上させる。
- ② 床版下面を外気から遮断することにより、ひび割れ部の鉄筋腐食等の材料劣化を防止する。

繊維シート接着工法は、これら力学性能および耐食性能を同時に満足させる工法の一つである。

アラミド繊維シートを用いた繊維シート接着工法のRC床版への適用は、近年研究が始められた段階であり実績は未だ少なく、一部で試験施工が進められている段階である。アラミド繊維シートは、その材料的特性により次のような特徴を有している。

- ① 二方向性のシートを用いることにより、一度の接着工程で直交する二方向の補強ができるため、同一平面内での接着工程を少なくできる。

- ② 段差などの凹凸部でも材料欠損が生じないため、接着面の不陸調整を必要としない。

- ③ 段差部やハンチ等の急激な角度のある箇所でも材料欠損が生じないため、シート端部の機械的な定着方法を採用するうえで有利である。

二方向アラミドシート2層貼りの接着工法では、旧建設省土木研究所の輪荷重走行試験機による疲労実験により、炭素繊維シートに比べて全く遜色のない疲労耐久性を有することが確認されている<sup>2,3)</sup>。しかし、道路橋床版へ繊維シート工法を適用した場合の疲労寿命の推定には各関係機関でも苦慮しているのが現状である。

本研究では、二方向アラミドシート1層貼り補強の場合についての疲労耐久性を確認することを目的として、実橋を想定したタイヤ形式の輪荷重装置による走行実験を実施した。さらに、これらの実験結果に基づく走行回数とたわみの関係を用いて、松井<sup>4)</sup>の提案する使用限界状態の概念を導入することによって、実橋への適用を念頭に置いた繊維シート補強後の損傷床版の疲労寿命を推定するための一手法を提案する。

## 2. 実験概要

本研究では、2つのシリーズの実験を実施した。以下、それぞれの概要を示す。

表-1 シリーズIの供試体種類

供試体名称	形状寸法 (m)	床版支間 (m)	導入プレストレス (N/mm <sup>2</sup> )	PC鋼棒 (m)	主鉄筋配力鉄筋	二方向アラミド繊維シート
RC①	3.0×3.0×0.2	2.5	—	—	鉄筋径 D16	1層貼り
PC-1			1.5	φ23@300	上面 @300	
PC-2			1.0	φ23@400	下面 @150	

表-2 軽量コンクリートの強度試験

供試体名称	材令 (日)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )
RC①	36	47.1	2.87	23.4	18.5
PC-1	36	47.1	2.87	23.4	18.5
PC-2	37	43.5	2.69	23.1	18.4

表-3 二方向アラミドシート(バラ系)の材料特性

種別	目付量 (g/m <sup>2</sup> )	厚さ (mm)	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
二方向性シート 87タイプ	870	0.3×2	120	2100

表-4 シリーズIのひび割れ密度と載荷プログラム

(ひび割れ密度: m/m<sup>2</sup>)

荷重 (kN)	98	118	127	147	167	167	186
各走行回数	50000	90000	100000	80000	20000	10000	10000
総走行回数	50000	140000	240000	320000	340000	350000	360000
RC①	0.93	2.94	← シート接着 →				
PC-1	0.24	3.06	5.88	6.57	6.59	← シート接着 →	
PC-2	2.84	5.03	6.25	6.83	6.85	← シート接着 →	

2.1 シリーズIの実験概要

(1) 実験供試体

シリーズIの実験に用いた損傷床版は、高性能軽量コンクリートを用いたPC床版の疲労特性の研究<sup>5)</sup>に使用され、予め疲労損傷を受けた床版である。また、本床版は、ドーピー建設工業(株)のご厚意により、アラミドシート接着工法の実験に転用したものである。

供試体の種類は、表-1に示すRC床版1体とPC床版2体の3種類である。床版厚はすべて20cmで同一の配筋量であり、PC床版2体は導入プレストレス量が異なっている。コンクリートは粗骨材に造粒型高性能人工軽量骨材を用いたもので、強度試験結果は表-2に示す通りである。1層貼り補強に使用した二方向アラミドシートの材料特性を表-3に示す。

(2) 供試体のひび割れ密度と載荷プログラム

走行荷重と回数の関係を表-4に示す。走行荷重は、B活荷重相当の後輪1輪荷重を基本としてひび割れ損傷の進行状態を観察しながら、荷重を漸増させる階段載荷方式とした。表-4には各荷重段階でのひび割れ密度を示しているが、供試体RC①では損傷の初期段階である3m/m<sup>2</sup>程度の段階で、PC-1と2では比較的損傷が進行した7m/m<sup>2</sup>程度のひび割れ密度の段階で繊維シート補強を行った。ここで、ひび割れ密度の算定では、ひび割れ幅が0.1mm以上のひび割れを対象としている。

2.2 シリーズIIの実験概要

(1) 実験供試体

シリーズIIの実験に用いた損傷床版は、普通コンクリ

ートを用いたプレキャスト床版の継手構造に関する研究に使用されたものであり、4カ所に継手を持つ全長11.2mのRC床版の内、中央部に位置する橋軸方向の長さが4.0mの床版である。この床版は、新形式の継手構造(重ね継手)の疲労耐久性を確認するために輪荷重走行試験機による走行実験が実施され、すでに輪荷重98~167kNで33万回の輪荷重走行により予め疲労損傷を受けた床版であり、極東工業(株)のご厚意により、アラミドシート接着工法の実験に転用したものである。

供試体は、表-5に示す諸元のRC床版であり、床版厚は20cmで上・下鉄筋とも同一の間隔で配置されている。コンクリートは普通コンクリートであり、材料試験の結果を表-6に示す。1層貼り補強に使用した二方向アラミドシートの材料特性は表-3と同じである。

(2) 供試体のひび割れ密度と載荷プログラム

シート補強前の床版の損傷レベルの指標として、各荷重段階におけるひび割れ密度の進展状況を表-7に示

表-5 シリーズIIの供試体

供試体名称	形状寸法 (m)	床版支間 (m)	主鉄筋	配力鉄筋	二方向アラミド繊維シート
RC②	3.2×4.0 厚さ 0.2	2.8	D19@150	D16@150	1層貼り

表-6 コンクリートの材料試験

供試体	RC② (普通コンクリート)				
	材令	97日			平均
圧縮強度	(N/mm <sup>2</sup> )	51.7	54.2	54.9	53.6
弾性係数	(kN/mm <sup>2</sup> )	37.1	37.2	37.7	37.3
ポアソン比	---	0.20	0.19	0.20	0.20
引張強度	(N/mm <sup>2</sup> )	5.00	4.71	4.68	4.80

表-7 シリーズIIのひび割れ密度と載荷プログラム

(ひび割れ密度: m/m<sup>2</sup>)

荷重 (kN)	0	98	127	147	167	127	147	167	186
各走行回数	0	80000	50000	100000	100000	10000	10000	20000	80000
総走行回数	0	80000	130000	230000	330000	340000	350000	370000	450000
RC②	0.00	0.76	1.36	1.79	2.63	← シート接着 →			

す。シート接着時のひび割れ密度は $2.63\text{m/m}^2$ であった。シート補強後の走行荷重は、実橋で観測される過積載車両のほぼ最大値に相当すると言われる $186\text{kN}$ を中心に8万回の走行を実施した。

### 3. たわみと走行回数の関係

各シリーズの実験結果においては、疲労劣化の指標として床版の曲げ剛性(床版の復元力特性に関係する)の経時変化に着目するために、走行回数の増加に伴うたわみの変化を取上げる。

図-1~3は、それぞれシリーズIの供試体RC①、PC-1およびPC-2における床版中央の弾性たわみと走行回数の関係を示したものであり、図-4は同様にシリーズIIの供試体RC②について示したものである。弾性たわみは、総たわみから残留たわみを差し引いたもので、活荷重たわみに相当する。この活荷重たわみは弾性的性質であるので、荷重の大きさと比例することを利用して、荷重値の比を用いて $98\text{kN}$ 時のたわみに換算する。

シリーズIの供試体では、輪荷重が増加した直後の数千回程度の走行回数において急激にたわみが増大し、その後はほぼ一定の傾きでたわみが漸増する傾向を示している。輪荷重が増加する各荷重段階の初期時にたわみが急増するような傾向は、軽量コンクリート骨材の材料特性によるものと推測される。既往の実験事例を含め、普通コンクリートを用いたシリーズIIの供試体ではこのような傾向は現れていない。

これらの図より、定性的には次のことがわかる。

- ① 初期の段階では、たわみはほぼ全断面有効時の計算値に一致しているが、走行回数の増加に伴う疲労の影響により徐々に劣化が進行してたわみは増大し、引張無視時の計算値に近づく傾向にある。
- ② シート補強直後は、床版の曲げ剛性が回復し、たわみは大きく低減される。
- ③ 軽量コンクリートの供試体では、各荷重段階の初期にたわみが急増する傾向を示すが、それ以降の一定荷重の下では、普通コンクリートの供試体と同様にたわみと走行回数の関係はほぼ線形な関係を示している。

シート接着による補強効果は、静的補強効果と疲労に対する補強効果に分けて考えることができる。

静的補強効果は補強直後の曲げ剛性に関係するもので上記②の補強効果を意味する。疲労に対する補強効果は、上記①に示される走行回数の増加に伴うたわみの増加率(劣化の速度)、すなわちたわみと走行回数の関係における傾きで表現することができる。よって、シート接着補強による疲労耐久性は、これらの複合効果として評価することができる。

### 4. 静的補強効果

表-8にアラミドシート接着補強前後のたわみの変化と

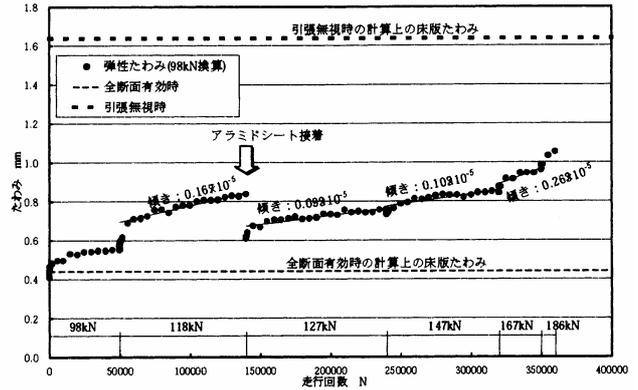


図-1 供試体RC①の床版中央たわみと走行回数の関係

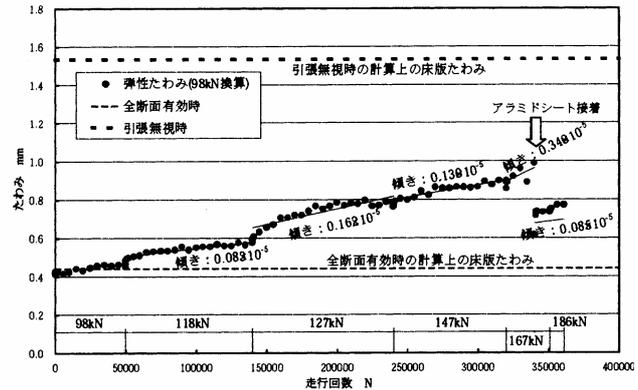


図-2 供試体PC-1の床版中央たわみと走行回数の関係

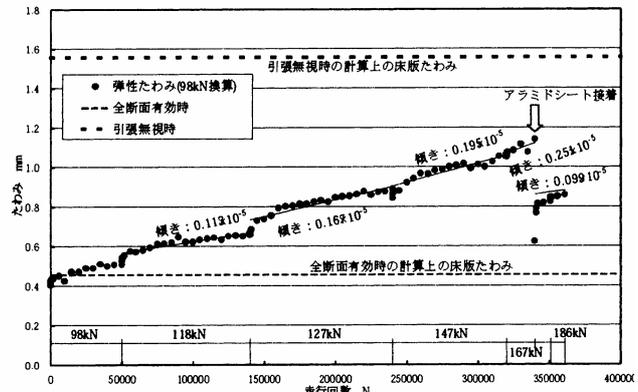


図-3 供試体PC-2の床版中央たわみと走行回数の関係

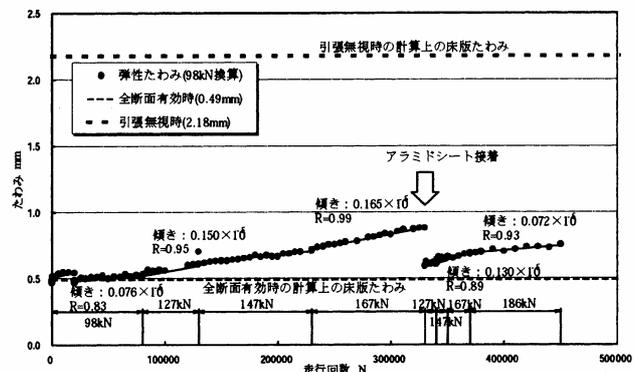


図-4 供試体RC②の床版中央たわみと走行回数の関係

シート補強時のひび割れ密度を示す。表より、次のことがわかる。

- ① ひび割れ密度が2.5~3.0m/m<sup>2</sup>程度の床版では、シート接着後、たわみは約30%低減している。
- ② ひび割れ密度が6.5~7.0m/m<sup>2</sup>程度の床版では、シート接着後、たわみは約40~45%低減している。
- ③ たわみに対する低減効果は、ひび割れ密度と関連しており、ひび割れ密度が高い劣化が進行した床版ほど、補強効果も大きくあらわれる。

表-8 アラミドシート補強前後のたわみの変化

	供試体名称	弾性たわみ (mm)		静的補強効果の割合 B/A	シート補強時のひび割れ密度 (m/m <sup>2</sup> )
		補強前	補強後		
シリーズ I	RC①	0.84	0.61	73 %	2.94
	PC-1	0.99	0.61	62 %	6.59
	PC-2	1.14	0.62	55 %	6.85
シリーズ II	RC②	0.88	0.59	67 %	2.63

注) 弾性たわみは98kN換算値

5. 疲労に対する補強効果

疲労に対する補強効果は、走行回数の増加に伴うたわみの増加率(劣化の速度)として表現できる。すなわち、縦軸にたわみを、横軸に走行回数をとった、図-1~4のたわみと走行回数の関係におけるたわみ値の傾きで補強効果を表現することができる。この傾きは、各荷重段階の一定荷重の下では、軽量コンクリートの供試体においても、各荷重段階の初期にたわみが急増する領域(走行回数で5000回程度)を過ぎて安定領域になれば、ほぼ線形な関係に近似できる。各荷重段階毎の線形回帰直線の傾きは、図-1~4の図中に示しているが、これを一覧表にして整理すれば、各シリーズの供試体についてそれぞれ表-9および表-10のようになる。

シリーズ I の結果では、シート補強後の傾きは約25~55%に低減されている。シリーズ II の結果では、表中に

示された相関係数からも分かるように、補強後の127kNおよび147kN 時の走行回数は1万回程度で回数が少なく、余り良い相関が得られていないためデータの信頼性は低いと考えられる。したがって、これらのデータを除けば、補強後のたわみの増加率は低減されており、最も走行回数の多い186kN 時でみれば疲労による劣化速度は約43%に低減されている。これらの結果より、全体的な傾向としてみれば次のことがいえる。

- ① データのばらつきにもよるが、荷重値の増加にともなってたわみの増加率である傾きも大きくなる傾向を示している。これは、荷重値が大きいほど疲労の影響が大きく劣化の速度も大きくなることを意味している。
- ② シート接着による補強後は、約30~50%の傾きに低減される。例えば、この傾きが1/nになれば、ある所定のたわみに到達するまでの時間はn倍に延びることを意味する。

以下では、実験で得られた静的補強効果と疲労に対する補強効果の考え方に基づいて疲労寿命の推定を行う。

6. 疲労寿命の推定

6.1 使用限界時での疲労限界の設定

松井の提案<sup>4)</sup>によれば、床版の活荷重たわみの実測値が引張無視の計算値に到達した時点を床版の使用限界状態と定義され、この時の劣化度を1と定めている。ここでは、松井の提案する次式を用いてRC床版の疲労限界を設定する。

$$\text{床版の劣化度 } D\delta = \frac{W_{\text{実}} - W_{\text{全}}}{W_{\text{引}} - W_{\text{全}}} \quad (1)$$

ここに、

W<sub>実</sub> : ある段階における実際の活荷重たわみ

W<sub>引</sub> : 引張無視時の活荷重たわみの計算値

W<sub>全</sub> : 全断面有効時の活荷重たわみの計算値

表-9 シリーズ I の各荷重段階におけるたわみの増加率(傾き)

供試体名称	荷重	荷重						
		98 (kN)	118 (kN)	127 (kN)	147 (kN)	167 (kN)	167 (kN)	186 (kN)
		各走行回数	50000	90000	100000	80000	20000	10000
	総走行回数	50000	140000	240000	320000	340000	350000	360000
RC①	傾き(×10 <sup>-5</sup> )	シート補強前				シート補強後		
	補強前後の比	0.161	0.167	0.093	0.103	0.263		
PC-1	傾き(×10 <sup>-5</sup> )	シート補強前				補強後		
	補強前後の比	0.092	0.083	0.162	0.130	0.340	0.085	---
PC-2	傾き(×10 <sup>-5</sup> )	シート補強前				補強後		
	補強前後の比	0.172	0.113	0.167	0.195	0.251	0.099	---

表-10 シリーズ II の各荷重段階におけるたわみの増加率(傾き)

供試体名称	荷重	荷重								
		98 (kN)	98 (kN)	127 (kN)	147 (kN)	167 (kN)	147 (kN)	167 (kN)	186 (kN)	
		各走行回数	20000	60000	50000	100000	100000	10000	10000	20000
	総走行回数	20000	80000	130000	230000	330000	340000	350000	370000	450000
RC②	傾き(×10 <sup>-5</sup> )	シート補強前				シート補強後				
	相関係数R	0.193	0.076	0.150	0.092	0.165	0.140	0.227	0.130	0.072
	補強前後の比	0.81	0.83	0.95	0.97	0.99	0.45	0.48	0.89	0.93

$D\delta$  : 床版の劣化度を表し、損傷のない初期の状態では0、たわみが引張無視の計算値に到達した時点で1.0となる。

上式は、床版の劣化が進行し、たわみの実測値が引張無視の計算値に到達した時点、すなわち $D\delta=1.0$ となる時を床版の使用限界と定めたもので、道路管理上の1つの限界値と推測される。また、既往の研究においても、たわみの実測値が引張無視の計算値に到達した後に劣化速度が上昇し、たわみの急増を伴って破壊に至ることが知られている。

### 6.2 使用限界時の疲労寿命の推定方法

これまでの実験結果より、たわみの増加率は、一定荷重の下ではほぼ線形な関係に近似できることから、RC床版が疲労劣化により使用限界に至る過程をモデル化すれば、図-5の模式図のように表現することができる。図のP点における現床版の管理上の余寿命はPR間の走行回数に相当する。P点でシート補強を行えば、静的補強効果によってQ点に移行し、さらに疲労に対する補強効果としてたわみの増加率(傾き)が低減され、補強後の床版の余寿命はQS間の走行回数となる。

P点とQ点での床版の余寿命は次式で推定できる。

現床版の余寿命(P点) :

$$L_0 = (W引 - WP) / \tan \alpha \quad (2)$$

シート補強後の床版の余寿命(Q点) :

$$L_r = (W引 - WQ) / \tan \beta \quad (3)$$

ここで、WPはある時点での実測たわみであり、シート補強後の静的補強効果によってWPから減少したたわみWQは、劣化度とたわみの低減率との相関から、式(1)の劣化度を指標として推定することが可能である。

### 6.3 交通量の設定

首都高速道路における過積載車の交通量を推定するため、国内有数の重交通路線である国道23号港新橋で行われた交通実態調査の結果<sup>6)</sup>を引用して、床版の疲労に影響を与える大型車交通量を次の条件に基づいて推定する。なお、大型車以外の車両が床版に劣化損傷をもたらすことは当然であるが、大型車の方が大きなダメージを与えるので、本論文では大型車の交通量のみに着目する。

- ① 港新橋の車線数は6車線で、H9交通センサスでは23号の日交通量は120,000台(1車線当たり20,000台)、大型車混入率は約50%であった。
- ② 港新橋では、1車線当たりの日交通量20,000台に対して、衝撃や計測誤差の影響を入れて、輪荷重5tf以上の過積載車の走行は1,000台/日で1/20と実測されている。
- ③ これに比べ、首都高速道路環状線での日交通量は120,000台(1車線当たり30,000台)、大型車混入率は約20%であった。
- ④ JH、阪神高速、名高速、国土交通省、および大学関係等のヒアリング調査によれば、首都高速は有料であることと、一般道に比べて過積載車の取締りが厳しいこと等の理由により、過積載車の走行は少ないとされる。よって、首都高速における過積載車の交通量は一般道の1/3程度であると仮定する。
- ⑤ 土曜日・日曜日の交通量は平日より少なくなるため、過積載車両の年交通量算出時には5.5/7.0の係数を乗じることとする。

これより、首都高速道路における過積載車の交通量を次のように推定する。

過積載車の日交通量 :

$$1000/20000 \times 30000 \times 20/50 \times 1/3 = 200 \text{台}$$

過積載車の年交通量 :

$$(\text{過積載車の日交通量}) \times 365 \times 5.5/7.0 = 57,000 \text{台}$$

ここに、

1000 : 港新橋における1車線当たりの過積載車の日交通量

20000 : 港新橋における1車線当たりの日交通量

30000 : 首都高速環状線における1車線当たりの日交通量

20/50 : 首都高速環状の大型車混入率/港新橋の大型車混入率

1/3 : 一般道に対する過積載車走行の低減率

5.5/7.0 : 1週間の土・日曜日を考慮した低減率

よって、ここでは首都高速環状線の床版に疲労劣化の影響を与える年間の大型車交通量を57,000台と仮定する。

### 6.4 疲労寿命の試算

以上の交通量の設定値および余寿命の推定方法を用いて、各供試体のシート補強後の使用限界に至るまでの余寿命を試算する。

#### (1) シリーズIの供試体について

普通コンクリートを用いたシリーズIIの供試体と対比させるため、シリーズIIの供試体における補強時のたわみ0.88mmに対応するたわみに達した時点でシート補強を行った場合の余寿命を試算する。シリーズIIの供試体に対応するたわみは、シリーズIとIIのスパン比でたわみを換算すれば、 $2.5/2.8 \times 0.88 = 0.8 \text{mm}$ となる。この時点では、劣化度0.30~0.33、ひび割れ密度2.5~3.0程度の損傷レベルと想定される。

余寿命計算の対象とする輪荷重は、表-9の実験データ

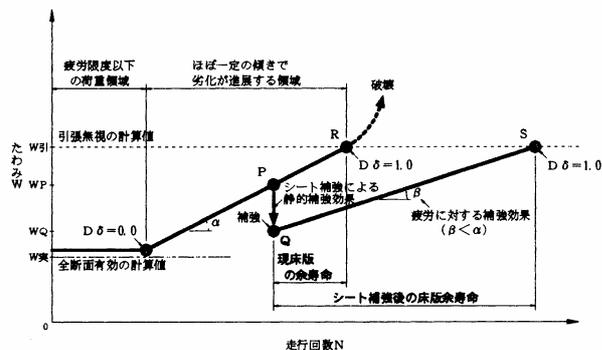


図-5 RC床版の疲労劣化の過程と余寿命推定の模式図

表-11 シリーズIの供試体の余寿命推定の試算

供試体名称	補強時期	劣化度	余寿命の荷重値		大型車交通量	余寿命(使用限界)	
			補強前	補強後		補強無し	補強有り
RC①	活荷重たわみが 0.8 mm に達した時点	0.30	118 kN	147 kN	57000 台/年	9 年	18 年
PC-1		0.33	167 kN	167 kN		8 年	20 年
PC-2		0.31	167 kN	167 kN		8 年	17 年

表-12 シリーズIIの供試体の余寿命推定の試算

供試体名称	補強時期		大型車交通量	余寿命(使用限界)	
	ひび割れ密度 (m/m <sup>2</sup> )	劣化度		補強無し (167 kN時)	補強有り (186 kN時)
RC②	2.63	0.23	57000 台/年	14 年	39 年

と現実的な交通荷重を勘案して、供試体RC①では147kN、PC-1およびPC-2では167kNとする。

表-11は余寿命推定の試算結果を示したものであり、安全側の判断として補強の無しの場合の余寿命は8~9年で、これに対し同様にシート補強後の余寿命は17~20年となった。シート補強により、約2~2.5倍程度に余寿命が延びる結果となった。図-6に供試体RC①の余寿命計算の結果を図示する。

(2) シリーズIIの供試体について

普通コンクリートを用いた床版の補強後の実験データでは189kN時の走行回数が最も多く、データの信頼性があり相関係数も高い。また、補強前では167kN時のデータは走行回数も多く安定的であり相関係数も高い。さらに、実橋で観測される過積載車両の最大輪荷重は160kNクラスといわれているが、最大値では180kNの輪荷重が観測された事例がある。これらのことより、補強前では167kN時の、補強後では189kN時のたわみの増加率を用いて疲労寿命の試算を行う。

表-12に余寿命推定の試算結果を示す。補強無しの場合の余寿命は14年となり、シート補強後の余寿命は39年となった。シート補強により、約2.8倍に余寿命が延びる結果が得られた。図-7に余寿命計算の結果を示す。

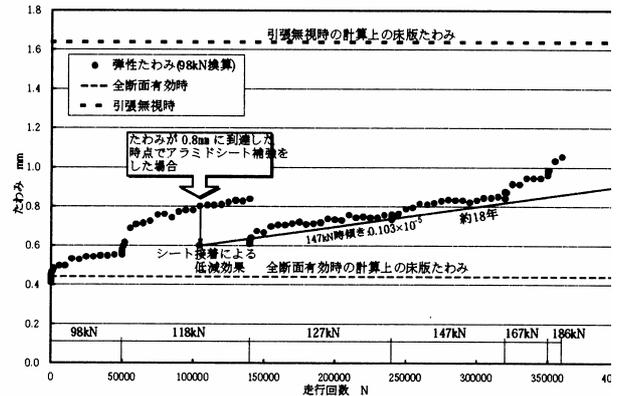


図-6 供試体RC①の余寿命の推定

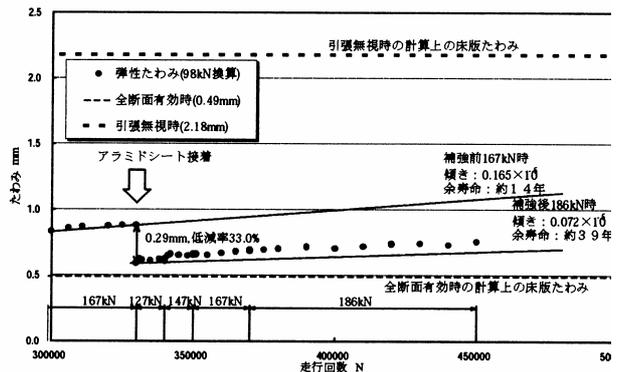


図-7 供試体RC②の余寿命の推定

7. まとめ

現在、床版の疲労耐久性を評価する方法としては、床版が破壊に至るまで荷重を漸増させる階段載荷方式による終局状態に至るまでの疲労耐力値による評価が主流となっている。この場合の破壊荷重は輪荷重が300kNを超える事例も多く、実橋ではあり得ない輪荷重の下での評価となっている。また、実橋における床版を管理する立場にすれば、終局限界に基づくのではなく使用限界状態の方が扱い易いと推量される。

ここで提案された余寿命の推定方法は、使用限界に着目するため、床版の破壊を確認する必要はなく、疲労劣化の速度、すなわちたわみの増加率を把握することにより余寿命が評価できる方法である。床版の疲労劣化の特性は、荷重レベル、損傷レベル、補強レベル等により異なる。このため、余寿命の試算では、補強前後の荷重レベルの違い等、整合性に欠ける点はあるが、補強後の余寿命を過大評価しないよう安全側の試算に留意した。

本手法を床版の補強設計の一手法として確立するため

には、さらに多くの既往の実験データを含め、定量的に評価できるデータの集積・分析が必要となる。

参考文献

- 1) 川西, 堀川, 松井, 西川: 道路橋床版の上面増厚工法, 下面シート接着工法および両者を併用したサンドイッチ工法の疲労耐久性評価, 橋梁と基礎, pp. 25-34, 2001年9月.
- 2) 三上, 柑本, 鍋島, 堀川: 二方向ケブラー繊維シートで下面補強した損傷床版の疲労耐久性, 第2回道路橋床版シンポジウム論文集, pp. 83-88, 平成12年10月.
- 3) 国土交通省土木研究所ほか: 道路橋床版の輪荷重走行試験機における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書(その4) -標準試験方法および第4回試験報告-, 2001年9月.
- 4) 森, 松井, 若下, 西川: 炭素繊維シートによる床版下面補強効果に関する研究, 橋梁と基礎, pp. 25-31, 1995年3月.
- 5) 田村, 蛇名, 谷口, 堀川: 高性能軽量コンクリートを用いたPC床版の疲労特性に関する研究, 第11回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp. 893-898, 2001年.
- 6) 小塩, 山田, 貝沼, 小幡, 古市: 鋼床版部材を用いた走行車輛の輪重推定, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 1141-1151, 1998年3月.

# 三次元レーザープロファイラを用いた城郭石垣計測システムの開発

## Development of Measurement System for the State of rampart using 3-D Laser Profiler

大津慎一<sup>1</sup>・佐田達典<sup>2</sup>・水本雅夫<sup>3</sup>

Shun-ichi Ohtsu, Tatsunori Sada, Masao Mizumoto

**抄録:** 石垣修復では石垣の現況計測および解析を行い、解析結果から修復が必要な箇所と不必要な箇所を算定して施工を行う。従来計測では断面図などを作成して修復が必要な個所の特定を行っていたが、断面図を作成した位置でしか変形の把握をすることができない。そこで三次元レーザープロファイラを用いて石垣の全体的な形状の計測・解析を行うことで石垣面全体の曲率変化を把握し、視覚的に修復が必要な箇所と不必要な箇所の特定を行うことを試みた。これにより詳細な石垣面全体の状態を把握することができるので、今まで見逃していた局所的な変形を把握することも可能となった。さらにカラースペクトル画像として視覚的に変形を表現するため修復の必要性などを示す資料としての活用も可能となった。

**Abstract:** Measurement and analysis of rampart's status are performed in rampart restoration. And, a part to be restored and an unnecessary part are investigated from the analysis result. The part to be restored is usually investigated using the sectional view. However, modification can be grasped only in the position that the sectional view is created. There, we tried to grasp curvature change of the whole rampart face by performing measurement and analysis of the overall form of the rampart using 3D laser profiler, and to pinpoint a part to be restored and an unnecessary part visually. By this method it became possible to grasp the state of the detailed whole rampart face, it also became possible to grasp the local modification overlooked until now. Furthermore, since modification was visually expressed as a color spectrum picture, the practical use was also attained as data that show the necessity for restoration etc.

**キーワード:** 三次元レーザープロファイラ, CAD, CG

**Keywords:** 3D-Laser Profiler, CAD, CG

### 1. はじめに

近年、地方都市の活性化、市民の憩いの場創出、歴史遺産保護などの機運が高まりを見せ、城跡に往時の天守閣や櫓を復元してこれらをシンボルとした公園を整備する構想が全国各地で具体化している。それに伴い城郭の基礎となる石垣修復のニーズも高まってきている。石垣修復では石垣の現況計測および解析を行い、解析結果から修復が必要な箇所と不必要な箇所を算定して施工を行う。しかしトータルステーションや三次元写真解析などを用いた従来計測方法では得られる成果品は、断面図などの断片的な情報であるため、断面図を作成した位置のみの形状しか把握することができない。

三次元レーザースキャナーは、対象物の詳細な表面形状の計測を非接触かつ遠隔で計測することができるという特長を持っているので、筆者らは崖面や法面などの地形計測<sup>1)</sup>、プラントにおける配管計測<sup>2)</sup>などといった分野での利用技術の研究を進めてきた。これにより足場などの仮設や危険個所の立ち入りなどを行わなくても対象物の計測が可能となったため、現地計測日数の短縮や

安全な計測を行うことが可能となった。またあらかじめ決められた点を計測するのではなく表面形状を面的に捉えるといった特長から、解析時に断面抽出位置を任意に決定するなどといった柔軟な解析も可能となった。今回、いままでの利用技術の研究によって確立した本機特長の活用手法を活かして、石垣全体の詳細な形状を計測して現況解析を行う『城郭石垣計測システム』の開発を行った。

本稿は、『三次元レーザープロファイラを用いた城郭石垣計測システム』の開発と適用事例の報告である。

### 2. システム概要

三次元レーザープロファイラは、1計測で本機を中心として最大距離60mの全周計測が可能である。計測は、本体より赤外線レーザーを計測対象に発射しその反射光を検知することで距離および振り角度を検出することで行う。また対象物からの乱反射光を検知するため計測対象にミラーや反射板などの特別な処理は必要としない。

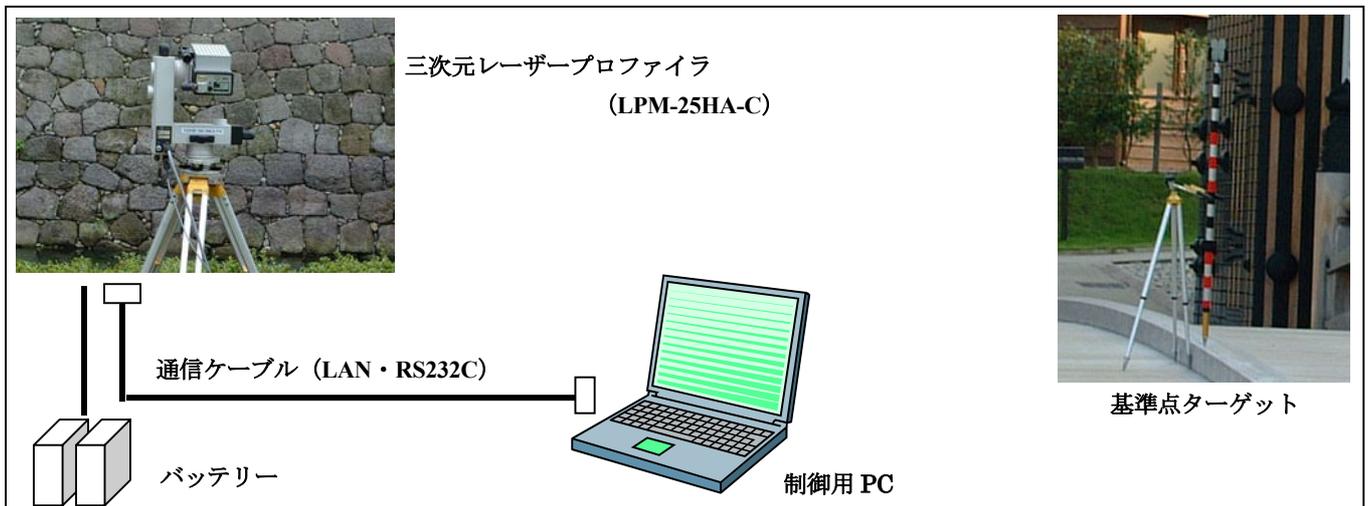
本システムでは、計測可能な位置に機器を設置して解

1 : 正会員 三井住友建設株式会社 技術研究所

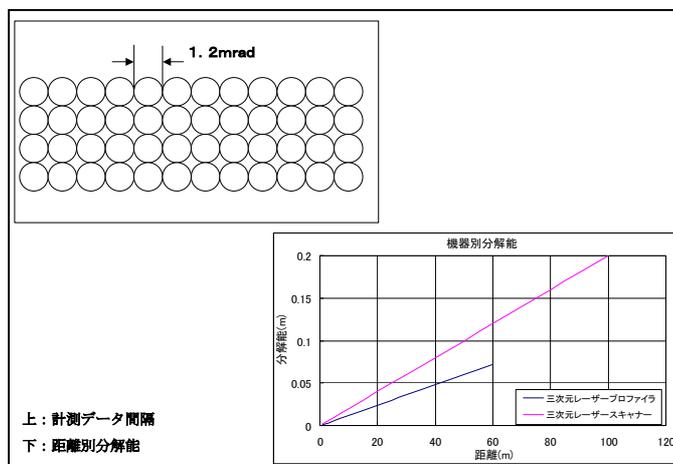
(〒270-0132 千葉県流山市駒木 518-1, Tel :04-7140-5203, E-mail : ohtsushunichi@smcon.co.jp)

2 : 正会員 工博 三井住友建設株式会社 技術研究所

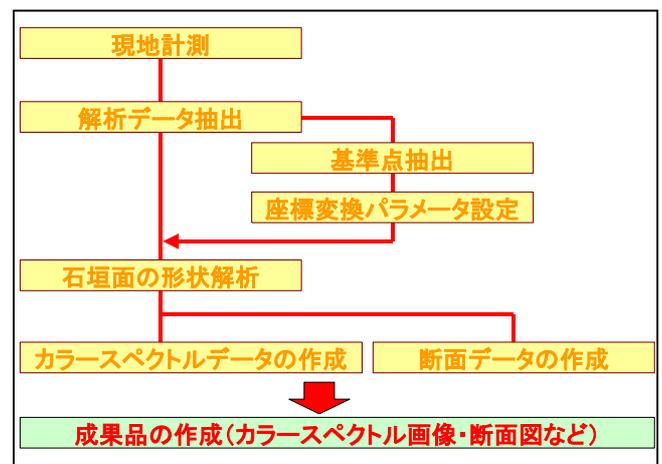
3 : 正会員 三井住友建設株式会社 土木設計部



図—1 現地計測機器構成



図—2 計測データ分解能



図—3 システム作業フロー

析を行う石垣面の計測を行い、その計測データを用いて解析・成果品の作成を行う。計測対象となる石垣が、『石垣面延長が長い。』『樹木などの障害物によって一部計測が不可能である。』等で全体計測が行えない場合には、計測箇所を変えながら計測を行う。多点から計測を行った場合でも、解析作業の段階で座標変換を行い計測データ全体の座標系を統一することで、1計測で石垣全体を計測した場合と同様な解析・成果作成を行うことが可能である。

以下に、本システムによる現地計測方法および形状の解析手法、成果品の表現方法について示す。

### 3. 現地計測

本システムでは、図—1の機器構成に示す三次元レーザープロファイラ (LPM-25HA-C) を用いて現地計測を行う。本機は、接続されたノートPCによって制御・データ収集がなされる。本機は最大距離で60mの計測が可能であるが、図—2に示すように計測対象までの距離が遠くなるとCCDカメラ画像と同じように1画素当りの分解能が低下するので、石垣までの距離が遠くなると

石垣面の細かな形状変化を捉えることが困難となる。そのため石垣を構成する石の大きさを考慮して、1計測当りの計測距離と範囲を現地の状況から判断して機器設置を行う必要がある。本機を使用する場合、レーザーの広角が1.2mradであるため、10cm程度（握コブシ大程度）の石の表面を最低一点捉えようとする、有効となる計測距離は40m程度となる。

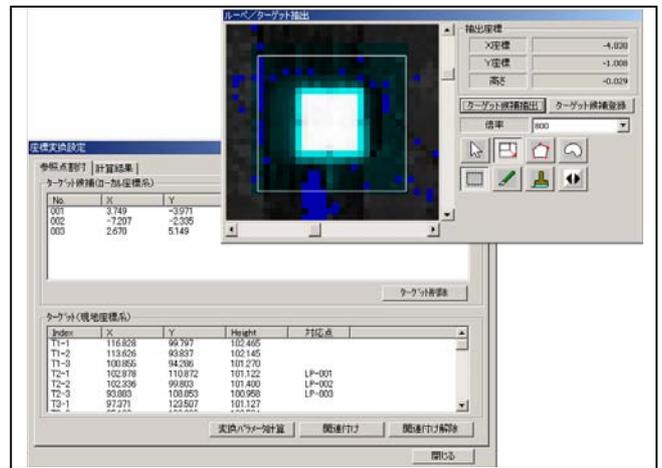
機器設置状況により1計測で対象となる石垣面の全体が計測できない場合には、分割計測を行う。また樹木などの障害物によって一計測で全体の計測が行えない場合についても計測位置を変え、対象となる石垣面全体の計測を行う。ただし分割計測を行った場合には、図—1に示す基準点ターゲットを用いて現地に基準点を設けて解析時に座標変換が行えるようにする必要がある。

### 4. 解析手法

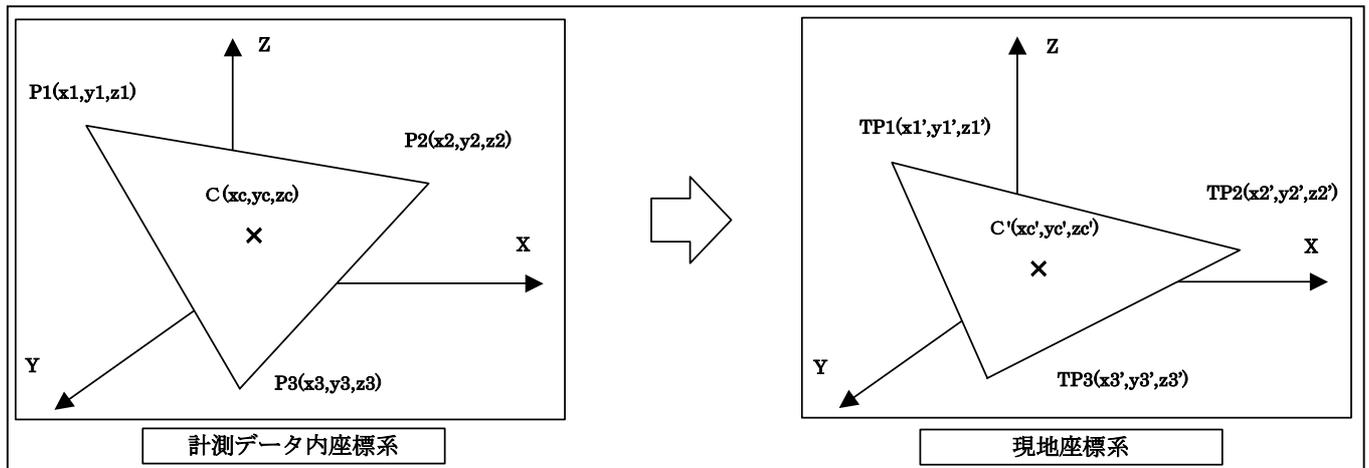
データ解析は、図—3の流れに示すように『ノイズ除去・解析データの抽出』『座標変換パラメータ設定』『石垣面の形状解析』『カラースペクトルデータの作成』『断面データの作成』の各プロセスに分けて作業を行う。



図—4 ノイズ除去例



図—5 基準ターゲット座標値の抽出



図—6 座標変換手法

(1) ノイズ除去・解析データの抽出

三次元レーザープロファイラによって取得された計測データは、**図—4**に示すように同時に樹木などのノイズも含まれている。石垣面の形状解析を行う場合、ノイズは解析の精度を低下させる要因となる。そこで解析を行う前にノイズの除去を行い、解析に用いるデータのみを抽出を行う。ノイズの除去は、計測データに格納されている距離（三次元座標）、レーザー反射強度、色情報の各要素をもとにフィルタリング処理を行って除去する。フィルタリング処理のみでは除去できないノイズについては、視覚的に確認しながら手動で除去を行う。

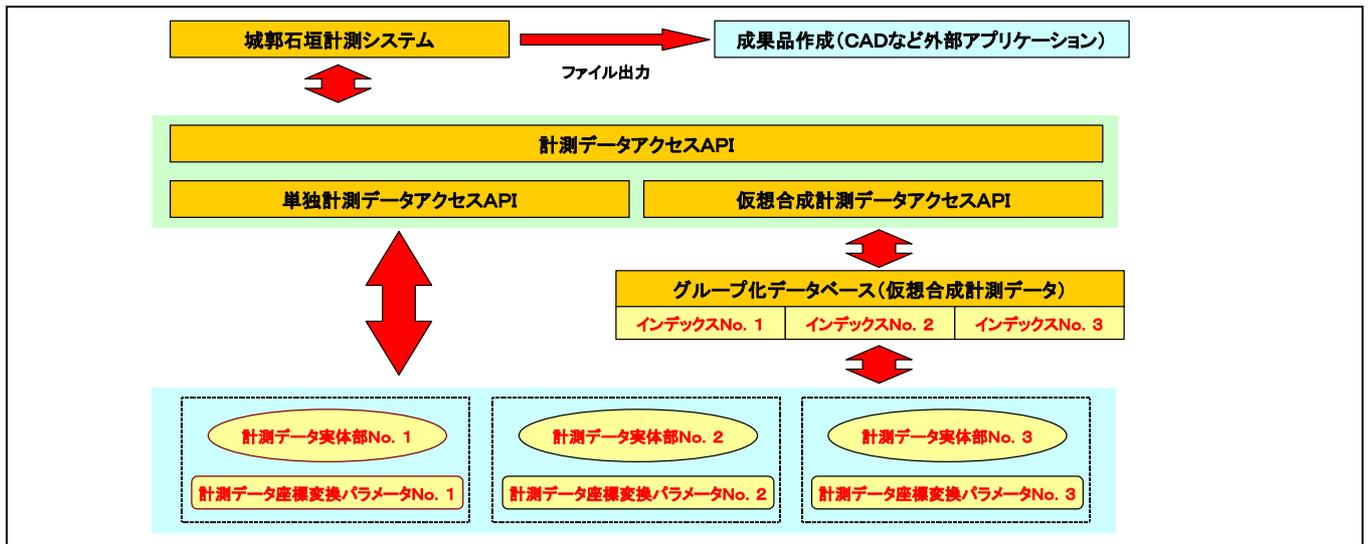
(2) 座標変換パラメータ設定

現地計測時に樹木などの障害物や1計測当りの計測距離と範囲の制約などによって、1計測で石垣全体を計測できない場合がある。この場合には計測する位置を変えながら分割して石垣の計測を行う。ただし分割して計測を行った場合、各計測データ内のローカル座標系が異なるため、計測データを座標変換して統一された座標系上のデータとする必要がある。同一座標系上への変換は、**図—1**に示す基準ターゲットの設置位置に公共座標系などのすべての基準ターゲット位置を管理可能な現地座

標系上の三次元座標値を設定して、各計測データ内のローカル座標系と関連付けることで座標変換を行う。関連付けるローカル座標値は、計測データ内に写っている基準ターゲットを抽出することで三次元座標値を算出している（**図—5**）。1計測データ内で現地座標値とローカル座標値の関連付けを最低3点行うことで、**図—6**に示す三角形から座標変換パラメータの算出を行う。変換公式は以下となる。

$$\begin{pmatrix} x' \\ y' \\ z' \\ 1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} x - x_c \\ y - y_c \\ z - z_c \\ 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} a & b & c \\ d & e & f \\ g & h & i \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x_c \\ y_c \\ z_c \end{pmatrix}$$

上記変換式の変換行列は、三次元のヘルメート変換行列である。ただし、パラメータ算出にはオイラー角を用いた算出方法は適用せず、重心Cおよび重心C'を基準としたときの各頂点が構成する三角形の合同性から座標変換パラメータを算出している。また本変換方法では、三角形の合同性からパラメータ算出を行っているので縮尺の補正は行われぬ。つまり、三次元の回転と移動だけを行うだけの座標変換となる。



図—7 システム内データ管理手法

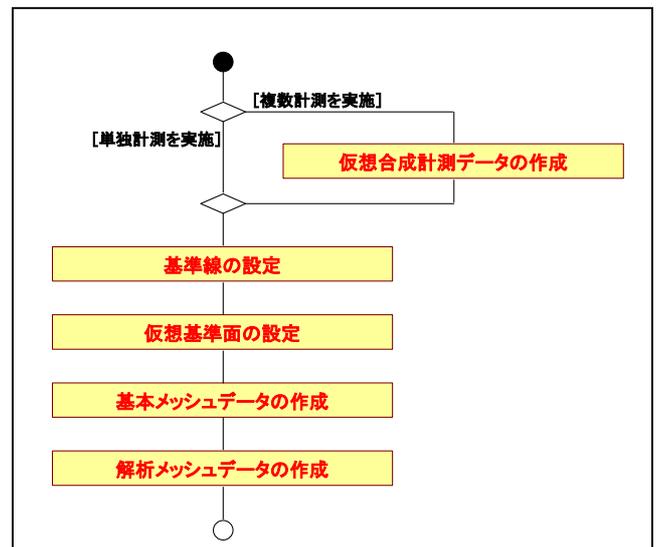
(3) 計測データの合成

本システムでは、三次元座標値で表現された計測データを用いて石垣面の解析を行う。1計測で計測対象を計測した場合には、1つの計測データを三次元座標値に変換して解析を行えるが、複数計測データの場合には前述の座標変換を行い、複数計測データを1つの計測データとして合成することによって初めて解析が可能となる。しかし本機によって取得される計測データは計測する範囲および計測分解能によって異なるが、1計測データ当たり約180万点（計測範囲100°×45°，計測分解能0.05°）となる。つまり単純に計測データの合成を行うと、合成後の計測データが肥大化して石垣面の形状解析などシステムが行う処理に対して大きな負荷が生じることとなる。そのため肥大化による負荷を軽減することが可能となる合成方法を検討する必要がある。

本システムでは、合成を行うことによって計測データの肥大化による負担を軽減するため、図—7に示すようにグループ化を行う計測データ一覧と各計測データに関連付けを行う座標変換パラメータをデータベース化することで仮想的に計測データの合成を行っている。システム内部で合成された計測データが必要になる場合には、データベースを介して仮想的に合成された計測データへのアクセスを行う。

(4) 石垣面の形状解析

石垣面の形状解析では、解析対象となる石垣面を計測した1ないし複数の計測データを用いて構築時の状態からどのような変形が生じているかの解析を行う。しかし城郭石垣は、構築されてから数百年経っているものがほとんどであるため、構築時の状況を示す資料等の入手が非常に困難である。そのため石垣全体から構築時の状況を想定して孕み出しや反り具合などを数値情報として把握する必要がある。ただし、孕み出しや反り具合など判断する資料として石垣全体の状況がメッシュ図のような



図—8 石垣面の形状解析フロー

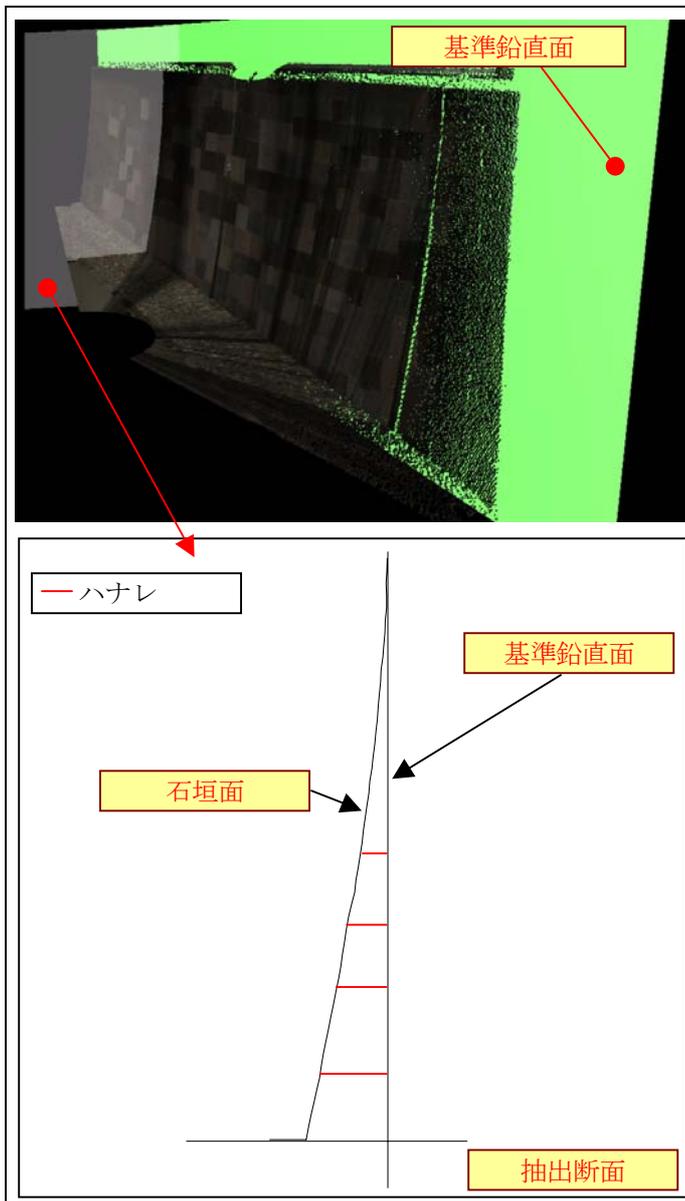
数値の羅列であると、視覚的に異常個所の特定をすることが困難となる。そこで解析結果をカラーグラデーションによる視覚的な情報に置き換えて表現することも考慮し解析方法を検討する必要がある。

本システムでは、図—8に示すような流れで視覚的な情報の基礎となるメッシュデータの作成を行っている。以下に各解析工程における解析手法を示す。

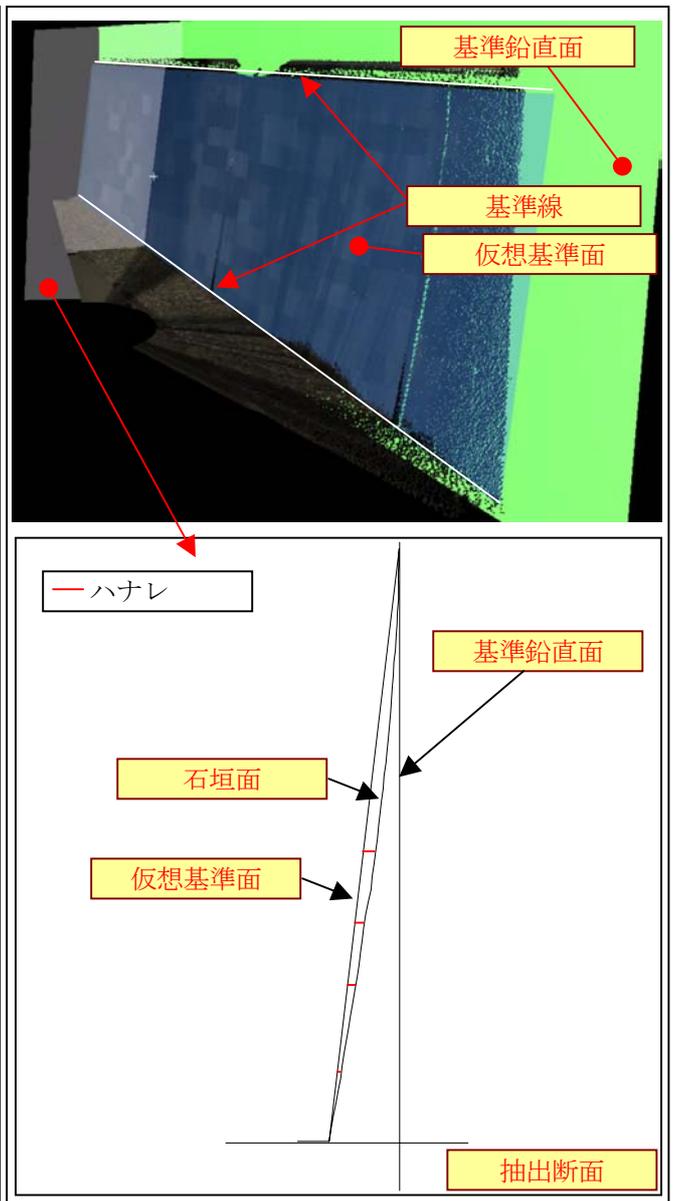
a) 仮想基準面の設定

把握の方法としては、石垣の断面方向に対して鉛直な面からの絶対的なハナレとして把握する方法と石垣全体の形状から仮想的な基準面を設定して相対的なハナレとして把握する方法の2通りがある。

絶対的なハナレとして把握は、まず図—9に示すように石垣面の背面（前面）に基準となる鉛直面を設けて、鉛直面からのハナレを算出する方法である。この方法では解析結果を数値として表現する場合には、十分有効な表現方法である。しかし図—9に示すようにハナレは絶



図—9 絶対的なハナレ把握方法



図—10 相対的なハナレ把握方法

対的な値であるため、最大値と最小値の差が大きくなり解析結果をカラーグラデーションとして表現した場合、色情報で表現可能な分解能が低下し細かい変化を捉えることが困難となる。

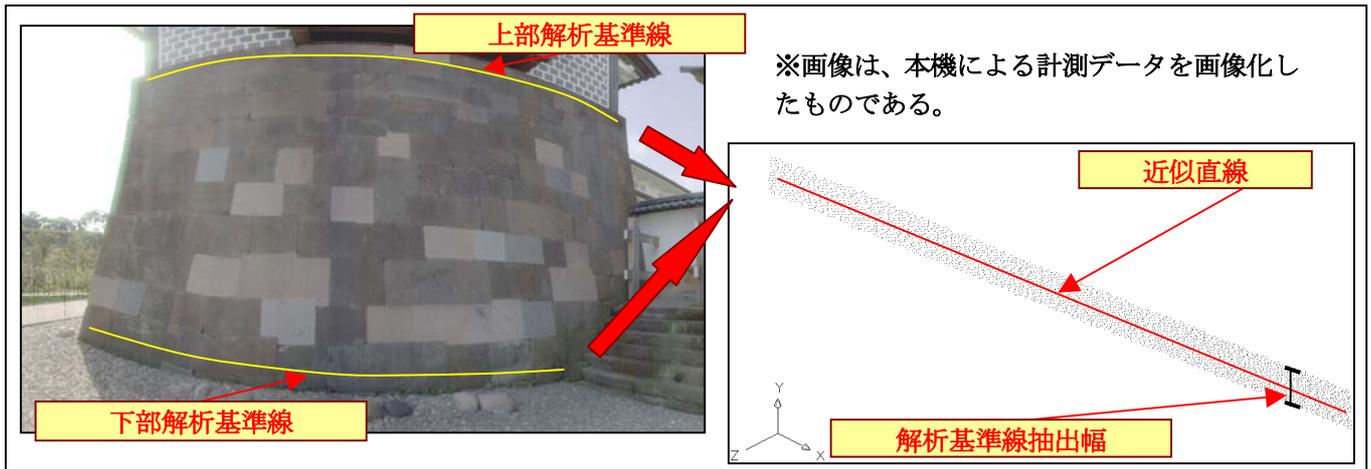
一方、相対的なハナレとして把握は、図—10に示すように石垣の比較の変位が発生しにくい位置に仮基準を設け、基準をもとに比較対象となる仮想的な基準線(面)を設定して基準面からの相対的なハナレとして把握する方法である。本システムでは、図—10に示すように石垣の上部と下部付近が石垣の変形などによる影響が比較的少ない位置であると仮定し、上部と下部に基準線を設定してこの2本の基準線によって仮想基準面を定義している。この方法では、石垣の水平方向の捩れなど絶対的な数値でのみ判断できる異常は検知できないが、ハナレの最大値と最小値の差が少なくなるため、色情報で表現可能な分解能が向上してカラーグラデーションとして表

現した場合、局所的な反り具合の変化やわずかな孕み出しなど微妙な変位を視覚的な情報として取得することが可能となる。

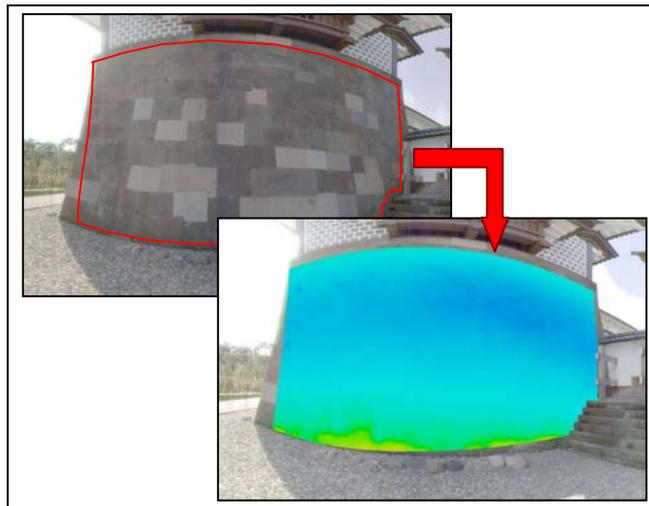
本システムでは、石垣における微妙な変位を視覚情報として取得することに重点をおき、相対的なハナレの把握方法を採用している。なお上部および下部に設定する基準線は、基準線を設置する位置を高さによって指定し、同じ高さの計測データを抽出・解析して近似直線を求め設定を行う。しかし計測データにはばらつきがあるため、一定の抽出幅を設けて抽出を行い最小二乗法により近似直線の解析を行っている(図—11)。

#### b) メッシュデータの作成

仮想基準面と計測データを比較することでも石垣の形状を表現することは可能である。しかし本機によって取得される計測データは図—2に示す計測分解能を持つため、計測データの中央部など計測距離に近い個所では



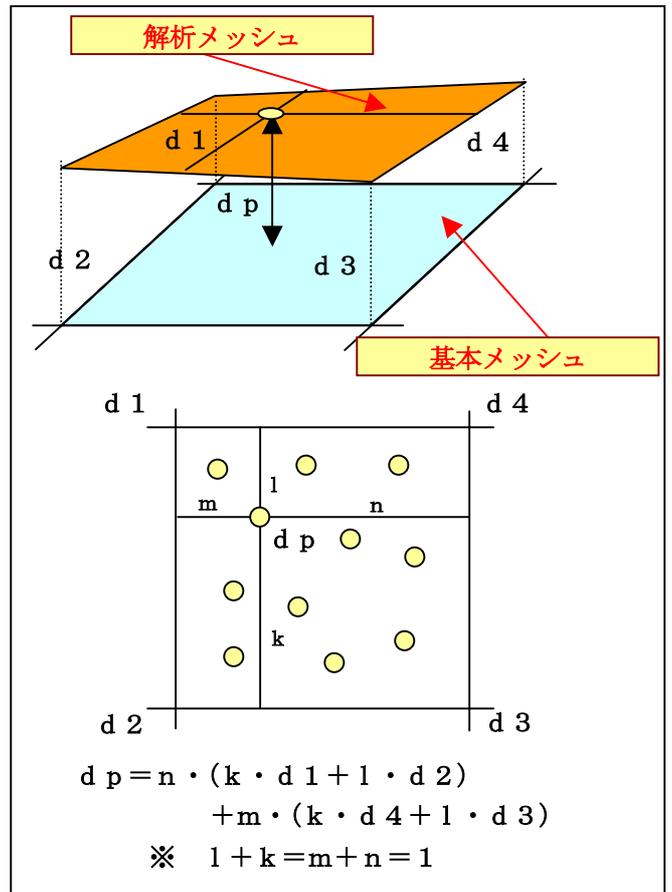
図—1 1 計測データ内における基準線の設定



図—1 2 カラースペクトルへの置き換え

データの密度が高くなり石垣を構成する石そのものの形状が解析結果に反映されてしまう。また一計測で広範囲を計測した場合、計測データの端部と中央部でデータ密度が異なるため、一様な解析結果が得られない場合がある。そのため石垣の曲率変化など石垣全体の状況を把握することが困難となる可能性がある。

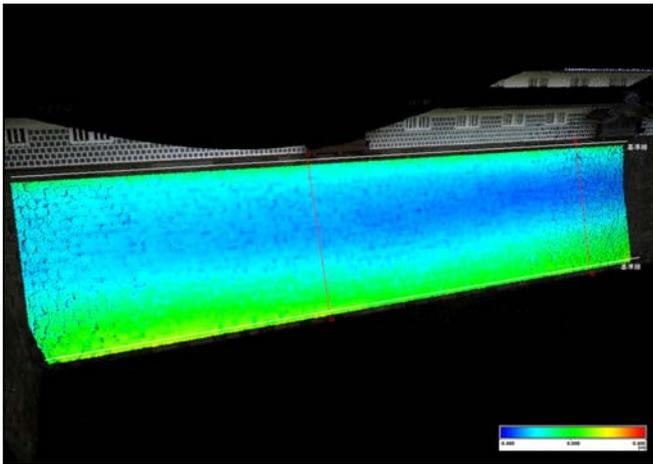
そこで仮想基準面および計測データをそれぞれメッシュ化することにより、計測データの密度によって解析結果が左右されない石垣全体の状況を把握可能な解析データの作成を行う。メッシュ化を行う際には、**図—1 0**に示す鉛直基準面を基準平面として設定し、基準平面がXY平面となるように仮想基準面および計測データの座標変換を行い、仮想基準面からは基本メッシュデータ、計測データからは解析メッシュデータをそれぞれ作成する。基本メッシュデータは、XY平面から仮想基準面に伸ばした垂線の足の長さを標高値とする。また解析メッシュデータは、重み付き平均によってメッシュの格子点を内挿した値を標高値としている。石垣の形状変化を示すカラースペクトルは、両メッシュデータを用いて作成を行う。



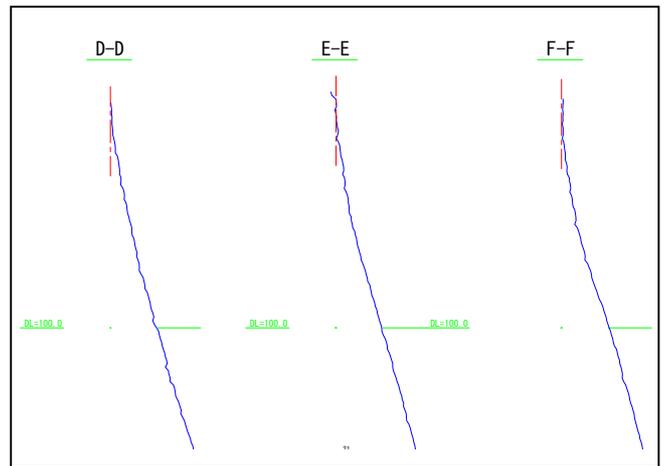
図—1 3 画素におけるメッシュ差の算出手法

(4) カラースペクトルデータの作成

カラースペクトルデータの作成では、各メッシュ格子点における基本メッシュデータと解析メッシュデータの差を視覚的な情報(カラースペクトル)に置き換えることによって表現を行う。カラースペクトルとは、観測値を色相(赤・緑・青紫と連続的に変化する色合い)に置き換えることで視覚的な情報に変換して表現する方法である。しかしメッシュを単純にカラースペクトルの色情報に置き換えて図化しただけでは、孕み出しなどの異常が検出されても石垣のどの位置が孕んでいるかといった



図—1 4 カラースペクトル画像



図—1 5 断面図

ことを直感的に判断することが難しい。そこでカラースペクトルを解析元となった計測データと重ね合わせることで視覚的に石垣の状態を把握することが可能となるデータ作成をする必要がある。

本システムでは、計測データの各画素が持つ色情報を図—1 2に示すようにカラースペクトルに置き換えることで位置情報と石垣の状態を関連付けて、より視覚的なデータ作成を実現している。

関連付けは、図—1 3に示すように置き換えを行う画素ごとに内包されるメッシュの検索を行って各格子点の値と線分比から計算式より画素に割り当てる値を算出して行う。内包されるメッシュが存在しない場合には、置き換えを行わずに三次元レーザープロファイラで取得した色情報を保持する。カラースペクトルと関連付けが行われた計測データは、成果品を作成する段階で外部アプリケーションに取り込まれてカラースペクトル画像として出力される。

#### (5) 断面データの作成

断面データの作成では、従来手法による成果と同じように断面図のもととなるデータの作成を行う。ただし従来手法と大きく異なる点は、従来手法が現地計測時に設定した断面図しか作成できないのに対して、本システムで作成する断面データは、解析時に作成を行いたい位置を指定することによって任意位置のデータを作成可能な点にある。また三次元レーザープロファイラによる計測であるので、在来手法よりも詳細な断面形状を表現することも可能となる。断面図として成果品の作成を行う場合には、この断面データをDXFファイルとして出力することによってCAD上で縮尺や書式などといった最終的な調整を行う。

### 5. 成果品の作成

本システムによって作成される成果品は、図—1 4および図—1 5に示すカラースペクトル画像と断面図で

ある。成果品の作成は、本システムにより作成されたカラースペクトルを含む計測データおよび断面データを外部アプリケーションに取り込みを行うことによって最終的に外部アプリケーションに依存した形で作成が行われる。断面データから断面図を作成するには座標変換は必要ないが、複数計測データを組み立ててカラースペクトル画像を作成する場合には、外部アプリケーションによって座標変換を行う必要がある場合がある。座標変換が必要な場合には、本システムから座標変換処理を行うアプリケーションに依存した座標変換パラメータも同時に出力を行う。

### 6. 適用事例

過去に石垣の修復工事を行った実績のある箇所です試験計測および本システムの適用を行った。また2断面において三次元写真解析による計測との比較を行った。

#### (1) 適用案件概要

- ・試験範囲：施工実績箇所（総石垣面6面）
- ・計測延長：約150m（最大延長石垣面約70m）
- ・試験期間：平成15年9月2日（火）  
～平成15年9月3日（水）

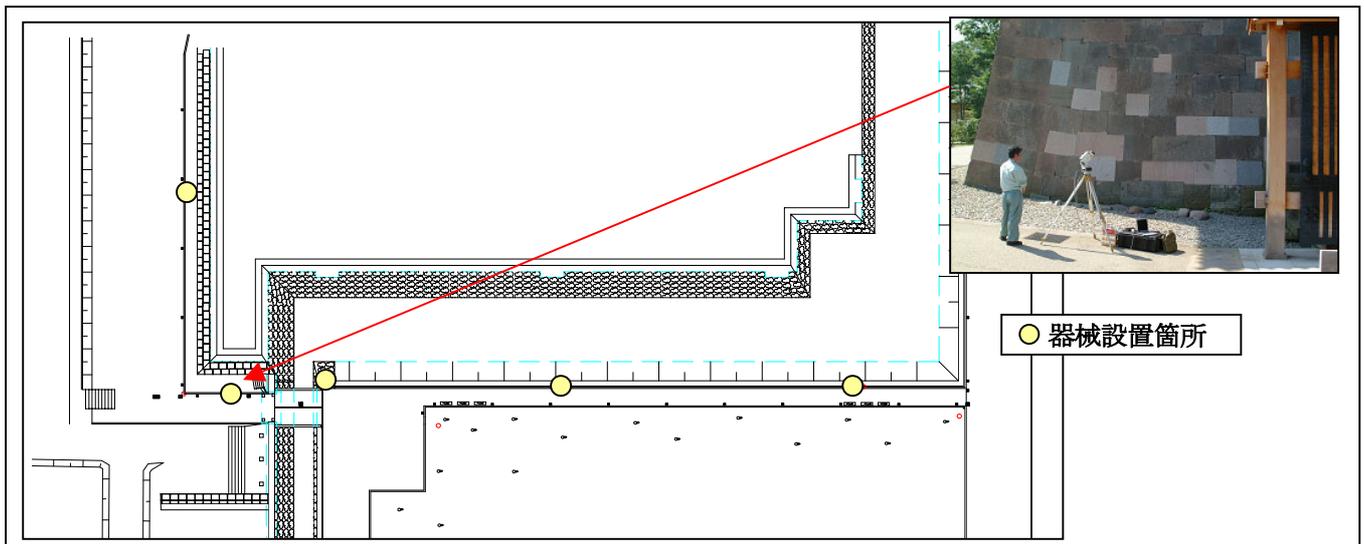
#### (2) 現地計測

現地計測では、試験計測区間における石垣面を5つの石垣面に分けて計測を行った。計測箇所および計測状況を図—1 6に示す。

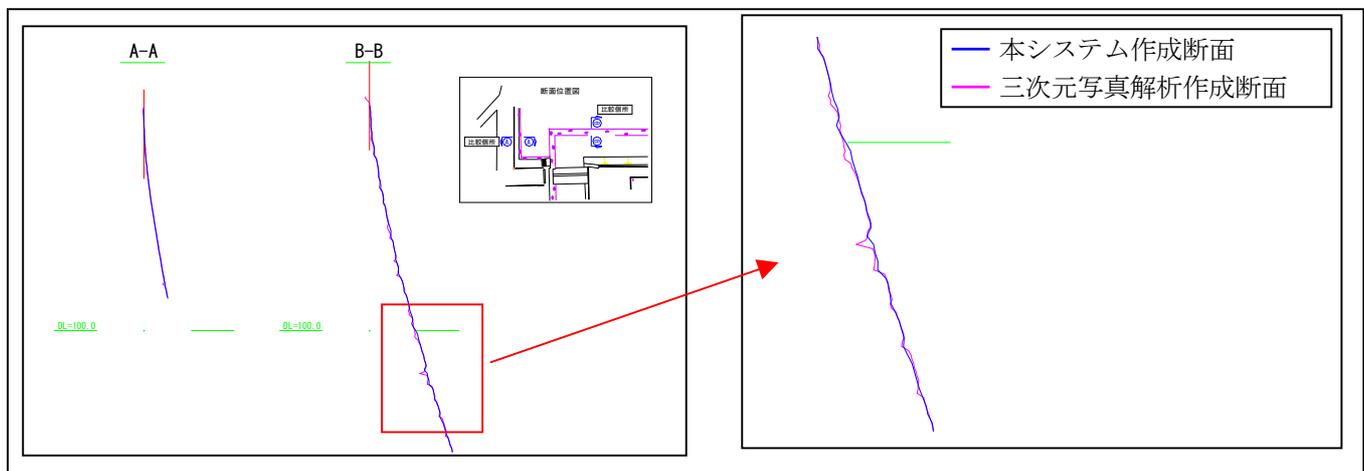
#### (3) 成果品の作成

作成を行ったカラースペクトル画像および断面図の一例を図—1 4および図—1 5に示す。

カラースペクトル画像は、本システムによって作成されたカラースペクトルを含む計測データを市販アプリケーションに取り込み、カメラアングルやカメラ位置などを決定してデジタル画像として出力を行う。本適用事例の成果品は、LeicaGiosystem社から販売されているCycloneによってデジタル画像の作成を行っている。



図—16 計測箇所概略図および計測実施状況



図—17 三次元写真解析との断面比較

また断面図については、本システムから作成した断面データをDXFファイルとして出力することによって、CAD上で最終的な調整を行っている。

(6) 精度検証

図—17に三次元写真解析との比較結果を示す。両計測手法を比較した結果としては、図—16右に示す個所が最も差が大きい個所であり、最大較差は200mmとなった。また断面全体の較差平均は、約30mmとなった。

7. まとめ

精度検証の結果から、従来手法で作成される断面図として比較した場合に較差平均は、約30mmとなり、従来手法とほぼ同等の計測精度を得られることがわかった。また、成果品としてカラースペクトル画像を加えることで石垣全域において孕み出しや反り具合が視覚的に把握可能となり、より精度の高い石垣修復個所の特定が可能となった。これにより今後、石垣崩壊の危険性の判断や城郭石垣の修復での活用を期待できる。

また今後の課題としては、現在石垣の上部および下部に設定した基準線をもとに仮想平面を作成して比較対象としているが、上部または下部において変形や崩落などが発生していた場合に本システムの適用が困難となる。そこで古文書・古記録などが入手可能な場合には、これらをもとに比較対象となる基準の作成方法<sup>3)</sup>についての検討も行っていきたい。

- 1) 大津慎一, 佐田達典, 村山盛行: RTK-GPS/三次元レーザースキャナーを用いた自走型地形計測システムの開発, 土木学会第58回年次学術講演会, 2003年9月
- 2) 大津慎一, 佐田達典: 三次元レーザースキャナーを用いたプラント配管図作成システムの開発, 土木学会第57回年次学術講演会, 2002年9月
- 3) 西田一彦, 西形達明, 玉野富雄, 森本浩行: 城郭石垣断面形状の設計方法とその数式表示に関する考察, 土木学会論文集 No.750/III-65, P.89-98, 2003年12月

(2004.5.21受付)

# 結合材種類の異なる高強度コンクリートの強度発現性状に関する研究

## STRENGTH DEVELOPMENT OF HIGH-STRENGTH CONCRETE USING VARIOUS KINDS OF BINDER

河上 浩司\*, 梶田 佳寛\*\*, 西本 好克\*\*\*, 蓮尾 孝一\*\*\*  
*Hiroshi KAWAKAMI, Yoshihiro MASUDA, Yoshikatsu NISHIMOTO  
 and Kouichi HASUO*

The strength development and mechanical properties of high-strength concrete using various kinds of binder were experimentally investigated. The range of strength was from 60MPa to 150MPa. Normal portland cement, low-heat portland cement, pre-mixed silica-fume low-heat portland cement, and post-mixed silica-fume low-heat portland cement were used as the binder. As the result, the following were confirmed.

- (1) When using the low-heat portland cement as base binder, properties of fresh concrete and strength development of structural concrete were influenced seriously by the temperatures of concrete and atmosphere.
- (2) In ultra high-strength concrete upper 150MPa class, the strength development of structural concrete under high temperature curing was higher than that of standard specimen.

**Keywords :** Strength development, High-strength concrete, Kind of binder, Core specimen

強度発現, 高強度コンクリート, 結合材種類, コア供試体

### 1. はじめに

近年、高強度コンクリートの使用例が増加しており、設計基準強度 (Fc) が 60N/mm<sup>2</sup> 級の高強度コンクリートを使用することは定着しつつあるといえる。また、近年における高層 RC 建築物の更なる高層化やスパンの長大化に伴い高強度化が進行しており、設計基準強度 100N/mm<sup>2</sup> が使用されているだけでなく、現在は実強度 150N/mm<sup>2</sup> 以上におよぶ超高強度コンクリートの研究開発がなされている。しかし、このような幅広い強度域のすべてを網羅する結合材は開発されておらず、現状では Fc50N/mm<sup>2</sup> 前後までを普通ポルトランドセメント (以下、Nセメント)、約 80N/mm<sup>2</sup> までを低熱ポルトランドセメント (Lセメント)、それ以上の高強度コンクリートではポルトランドセメント単体ではなく、混和材を混合した結合材を使用している。ここで、混和材としてはシリカフューム (SF) が比較的多く使用されている。このように様々な結合材が使用されている状況下で、それぞれ検討を行った報告は多いがまとまった報告は少ない。

そこで、本論では室内試験や実機試験を実施し、結合材の種類や組成に起因する特性の相違が、フレッシュ性状や発熱性状、そして強度発現性状や力学性状に及ぼす影響について比較検討を行った。

今回、結合材種類は、NセメントとLセメント、そしてLセメントとシリカフュームを併用した結合材の3種類である。なお、シリ

カフュームの混入法として、練混ぜ時に混和材として混入したタイプ (LSF) と、工場であらかじめプレミックスしたシリカフュームセメント (SFC) の2種類について検討を行った。

### 2. 実験概要

#### 2.1 使用材料と組み合わせ

実験に使用した結合材の諸物性と化学組成を表-1に示す。今回、LSFは表-1中の低熱ポルトランドセメントをベースとして、シリカフュームを練混ぜ時に混合して結合材とした。また、工場でシリカフュームがプレミックスされるSFCについては、シリカフュームを混合する前のベースセメントの化学組成を示している。LSF、SFCシリーズ共に低熱ポルトランドセメントをベースとしているが、セメント中の C<sub>3</sub>S と C<sub>2</sub>S の割合より、LSFシリーズのベースセメントのほうがより低発熱タイプであると判断できる。シリカフュームの置換率は、LSFとSFCの両シリーズともセメント質量の10%を内割り置換している。

一連の試験で使用した材料とその物性を表-2に示す。今回の一連の試験では使用した材料は多種にわたる。しかし、室内試験の全結合材種類と、実機試験のLSFとSFCの2シリーズでは、粗骨材の岩種を硬質砂岩砕石に統一した。化学混和剤は、NセメントとLセ

\* 三井住友建設機技術研究所 修士(工学)  
 \*\* 宇都宮大学工学部建設学科 教授・工博

\*\*\* 三井住友建設機技術研究所

Technical Research Institute, Sumitomo Mitsui Construction, Co., Ltd., M. Eng.  
 Prof., Dept. of Architecture and Civil Eng., Faculty of Eng., Utsunomiya Univ.,  
 Dr. Eng.  
 Technical Research Institute, Sumitomo Mitsui Construction, Co., Ltd.

メントでは高性能AE減水剤を使用し、LSFとSFCでは製造メーカーは異なるが、それぞれ超高強度コンクリート用の高性能減水剤を使用した。この高性能減水剤は、JIS A 6204「コンクリート用化学混和剤」に規定される試験方法である、単位セメント量320kg/m<sup>3</sup>という条件では使用量が少なくなり、経時変化量の規定を満足できないため、規格上は減水剤に分類される。

2.2 試験方法

コンクリートの概要と、実験の概要とを表-3に示す。試験は室内試験2カ所、実機試験2工場において実施した。

室内試験での練混ぜ方法として、室内1では100Lの強制2軸ミキサを使用して練混ぜ量を70L前後とし、室内2では60L強制2軸ミキサを使用して練混ぜ量を40Lとした。ミキサの容量は異なるが、練混ぜ量はいずれも容量の約70%である。コンクリートの練混ぜ順序は、結合材と細骨材とを空練りし、混和剤を添加した水を投入してモルタルを先練りした後、最後に粗骨材を投入した。練混ぜは、電流計を用いて練混ぜ状態を確認しながら行った。モルタル練り時間は90～210秒、粗骨材投入後の練混ぜ時間は90～180秒で結合材水比が大きくなるに伴い練混ぜ時間は長くなった。室内試験での主な確認項目は、フレッシュ性状と標準養生強度、そして小型試験体の温度履歴とコア強度発現である。

室内試験で製作した小型試験体は、500×500×400mmの無筋コンクリートの周囲6面を厚さ100mm断熱材で2重に覆った試験体で、最高温度は1000mm角程度の実柱の中心部とほぼ同程度まで上昇するが、温度低下は実柱より緩やかになる。コンクリート温度履歴は、コア採取位置を避けて試験体中心に近い位置に熱電対を配置し測定を行った。

実機試験は、実機1ではN、LそしてLSFの3シリーズの実験を行い、実機2ではSFCシリーズの実験を行った。実機1では容量6.0m<sup>3</sup>の強制2軸ミキサで練混ぜを行い、練混ぜ量は3.0m<sup>3</sup>以上を基本とした。ただし、超高強度コンクリートとなるLSFシリーズでは3.0m<sup>3</sup>に固定した。なお、実機1の特徴としてシリカフェュームはスラリー状にして添加している。実機2では容量5.0m<sup>3</sup>の強制2軸ミキサで練混ぜを行い、一回の練混ぜ量は3.0m<sup>3</sup>とした。いずれの実機試験でも超高強度コンクリートの練混ぜ順序は室内試験と同様とした。練混ぜ時間は、室内試験と同様に電流計で練混ぜ状態を確認しながら定め、モルタルが120～540秒で、粗骨材投入後の練混ぜ時間は90～180秒である。実機試験での主な確認事項は標準養生強度

表-1 結合材の種類と諸物性

結合材	諸物性		化学組成(%)※				SF置換率(%)	記号
	密度(g/cm <sup>3</sup> )	比表面積(cm <sup>2</sup> /g)	C <sub>3</sub> S	C <sub>2</sub> S	C <sub>3</sub> A	C <sub>4</sub> AF		
セメント	普通ポルトランドセメント	3.15	3370	50	25	9	9	N
	低熱ポルトランドセメント	3.24	3300	24	57	2	10	L
	シリカフェューム	3.08	5600	32	50	3	9	10
混和剤	シリカフェューム	2.20	226000	-	-	-	-	SF

※) SFCの化学組成はベースセメントを示す

と、模擬柱試験体の温度履歴と採取したコア強度である。

実機試験で製作した模擬柱試験体は1000mm角の立方体で、放熱を防止するため上下を断熱材で覆っている。温度履歴は試験体中心部に熱電対を配置して測定した。

3. フレッシュコンクリートの性状

室内試験の結果をもとに、フレッシュコンクリートのワーカビリティについて検討する。検討対象としたコンクリートは、スランブフローが45～75cmの範囲の分離が認められないコンクリートとし、ワーカビリティが極端に悪いコンクリートは除外した。

検討対象としたコンクリートの、結合材水比(B/W)と混和剤使用量との関係を図-1に示す。また、結合材水比とスランブフロー値(以下、フロー値)との関係を図-2に、結合材水比と50cmフロー時間との関係を図-3に示す。

混和剤使用量は、結合材種類によらず結合材水比の増加に伴い直線的に増加し、また、冬期よりも夏期の使用量が多い。同一の混和剤を使用したNセメントとLセメントとを比較すると、Lセメントの使用量はNセメントより少なく、その差は夏期試験より冬期試験で大きい。また、Lセメントでは試験時期による混和剤使用量の変動が大きいことを確認できる。LSFシリーズとSFCシリーズをみても、夏期の混和剤使用量は冬期に比べ多い。標準期の混和剤使用量は、SFCでは夏期と冬期のほぼ中間であったが、LSFでは冬期とほぼ同値であった。今回の検討では、低熱ポルトランドセメントを主要な結合材とした場合、試験時期による混和剤使用量の変動がより大きくなる事が確認できた。

結合材水比とフロー値の関係をみると、フロー値に対しては、試験時期の影響は小さく結合材水比が支配的で、結合材水比の増加に伴いフロー値は直線的に増加する。図中の回帰線は、NセメントとLセメントとを併せて、そして、LSFとSFCとを併せて算出した。回帰線の勾配を比較すると、N、Lセメントの勾配に比べ、SFを添加したLSF、SFCの勾配は緩やかである。LSFやSFCでは結合材水比が大きくなるとフロー値は75cmになることもあったが、分離はせず性状は良好であった。

表-2 使用材料

材料名	産地	諸物性			記号
		表乾密度(g/cm <sup>3</sup> )	吸水率(%)	粗粒率	
細骨材	栃木県鬼怒川産川砂	2.61	1.55	2.58	S1
	栃木県鬼怒川産川砂	2.60	2.29	2.60	S2
	千葉県市原産山砂	2.59	2.28	2.66	S3
	千葉県君津産山砂	2.59	2.41	混合	S4
粗骨材	高知県島形山産石灰石砕砂	2.66	0.60	2.62	
	栃木県粟野産硬質砂岩砕石	2.63	0.38	6.53	G1
	栃木県葛生産硬質砂岩砕石	2.67	0.97	6.47	G2
	埼玉県秩父産硬質砂岩砕石	2.71	0.56	6.61	G3
	高知県島形山産石灰石砕石	2.70	0.41	6.67	G4
混和剤	茨城県岩瀬産硬質砂岩砕石	2.65	0.81	6.76	G5
	高性能AE減水剤		ポリカルボン酸系		SP1
	高性能減水剤		ポリカルボン酸系		SP2

表-3 コンクリートの概要と作製試験体

試験場所	シリーズ	結合材水比	単位水量(kg/m <sup>3</sup> )	使用材料			作製試験体			試験時期		
				結合材	細骨材	粗骨材	混和剤	小型	模擬柱	夏期	標準	冬期
室内-1	N	2.5, 3.0, 3.5, 4.0	170	N	S1	G1	SP1	○	○	○	○	
	L	2.5, 3.0, 3.5, 4.0, 4.5	170	L	S1	G1	SP1	○	○	○	○	
	LSF	3.3, 4.0, 4.5, 5.0, 5.5, 6.0, 7.0	150	L+SF	S2	G2	SP2	○	○	○	○	
室内-2	SFC	3.8, 4.5, 5.6, 7.1	155, 150, 145	SFC	S3	G3	SP2		○	○		
	N	2.5, 3.3	170, 165	N	S4	G4	SP1		○	○	○	
実機-1	L	2.5, 3.3, 3.8	165, 160	L	S4	G4	SP1		○	○	○	
	LSF	4.2, 5.0, 6.3	140	L+SF	S4	G5	SP2		○	○	○	
実機-2	SFC	3.8, 4.5, 5.6, 7.1	155, 150, 145	SFC	S3	G3	SP2		○	○	○	

結合材水比と50cmフロー時間の関係について、回帰線は結合材種類ごとに算出し、更にLSFシリーズとSFCシリーズでは、夏期試験と冬期試験とに分けて算出した。回帰線をもとにコンクリートの流動性の検討を行うと、流動性はNセメントよりLセメントのほうが優れていると判断できる。LSFシリーズとSFCシリーズとを比較すると、50cmフロー時間はSFCのほうが小さく流動性が優れていると判断できる。また、NセメントとLセメント、そしてSFCでは試験時期の影響も比較的小さい。一方、LSFでは、冬期試験に比べ夏期試験では長くなり、特に、コンクリート温度が高い場合に極端にワーカビリティが低下した。LSFとSFCではフロー値は等しくても流動性が異なる。

今回の試験結果では、ある程度の施工性を有するコンクリートとして、フロー値はNセメントやLセメントの場合は50~70cm程度、LSFとSFCでは55~75cm程度にあり、結合材水比と共に増加した。また、このようなコンクリートの50cmフロー時間は、結合材種類に関係なく5.0~10.0秒程度の範囲であった。

#### 4 硬化コンクリートの性状

##### 4.1 標準養生供試体による圧縮強度

標準養生供試体の結合材水比と圧縮強度との関係を図-4に示す。図中の回帰線は、Nセメント(細実線)とLセメント(細破線)とを別々に示している。LSFシリーズとSFCシリーズは、強度発現状況が大幅に異なった実機試験91日を除いて共通の回帰線を示している。また、LSFシリーズとSFCシリーズの一部では、検討結合材水比を6.0以下に限定した回帰線(太実線)と、5.5以上に限定した回帰線(太破線)を示す。

材齢7日強度は、室内、実機共にNセメントの強度発現が顕著で、続いてLSFとSFCが同等となり、Lセメントが最も低い。室内試験と実機試験とで得られた強度を比較すると、Nセメントは同等だがLセメントでは実機試験のほうが若干高く、LSFとSFCでは逆に室

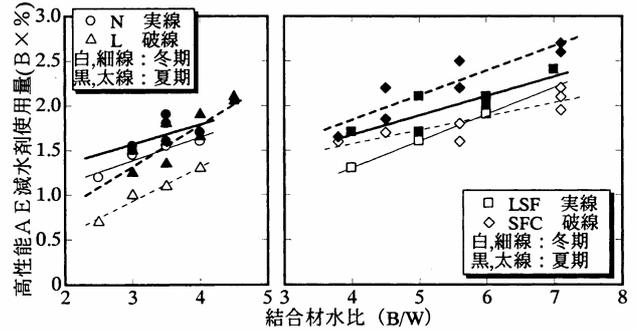


図-1 高性能A/E減水剤使用量

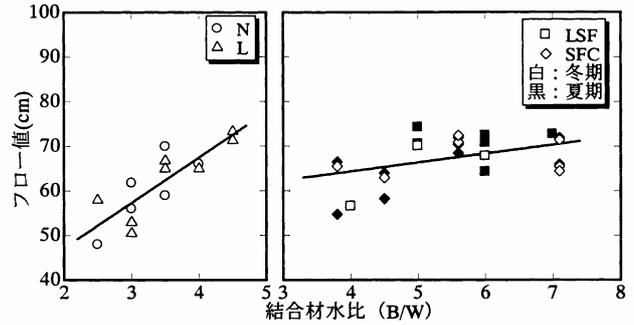


図-2 フロー値

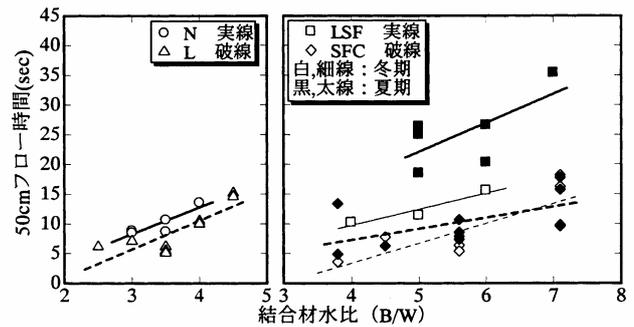


図-3 50cmフロー時間

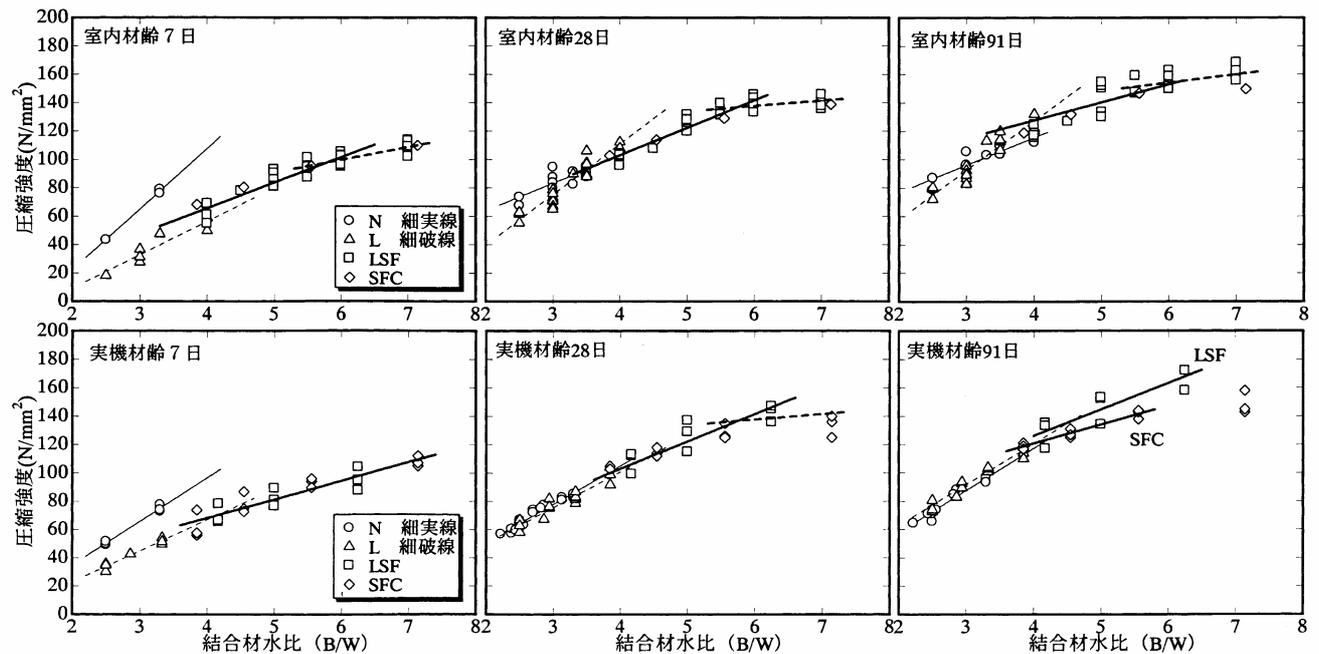


図-4 標準養生圧縮強度

内試験のほうが高い。回帰線は、NセメントやLセメントと、実機試験のLSFとSFCでは直線状であるが、室内試験では結合材水比が6.0を超えると結合材水比に伴う強度の増加が小さくなり、頭打ちの傾向が見られる。LSFとSFC、そしてLセメントとを比較すると、結合材水比が4.0で等しくてもシリカフェームを混入したほうが高強度となり、シリカフェームを混合することで初期強度発現が速やかになると考えられる。

材齢28日になると、NセメントとLセメントでは得られる強度に大きな差がみられない。回帰線の勾配を比較すると、室内試験ではLセメントの勾配が大きい、実機試験での勾配はほぼ同等である。材齢91日においても回帰線の勾配は同様であるが、Nセメントの強度増加が小さいため、得られる強度はLセメントのほうが若干大きくなる。

LSFとSFCの材齢28日強度をみると、特に、室内試験の結合材水比5.5以上の回帰線は、ほぼ横ばいとなり頭打ちが顕著になる。材齢91日の実機試験結果では、LSFとSFCとの間で強度に差がみられたので別途に回帰を行った。LSFの強度回帰線は室内試験と実機試験との間に大きな差はないが、SFCでは室内試験に比べ実機試験の結果は低下している。この強度低下の原因は明らかでないが、骨

材種類の影響や実機ミキサの能力などが考えられる。LセメントとLSF、およびSFCの材齢91日における結合材水比4.0での圧縮強度は、室内試験と実機試験共に120N/mm<sup>2</sup>程度で一致している。

材齢28日強度を基準として、材齢7日、ならびに91日の強度発現率を評価した結果を図-5に示す。図中の回帰線は、Nセメント(細線)とその他の結合材(太線)とで別に示している。材齢7日の強度発現率は、Nセメントでは90%前後だが、Lセメントでは強度発現率は40~70%、そしてLSFとSFCでは強度発現率は60~80%強でNセメントより低い。また、結合材種類に関係なく材齢28日強度が高いほど材齢7日での強度発現率は高くなる傾向がみられる。一方、材齢91日の強度発現率は、材齢7日とは逆に材齢28日強度が高いほど減少していく。結合材種類ごとの材齢91日における強度発現率は、Nセメントで材齢28日の110~120%、Lセメントでは120~140%程度となりNセメントよりも大きい。LSFとSFCでは、強度発現率で評価すると105~120%程度とNセメントとほぼ同等であった。

4.2 構造体コンクリートの性状

1) 温度履歴

小型試験体と模擬柱試験体の温度履歴の一例として、冬期試験の結果を図-6に示す。また、図中の凡例に結合材水比と単位結合材

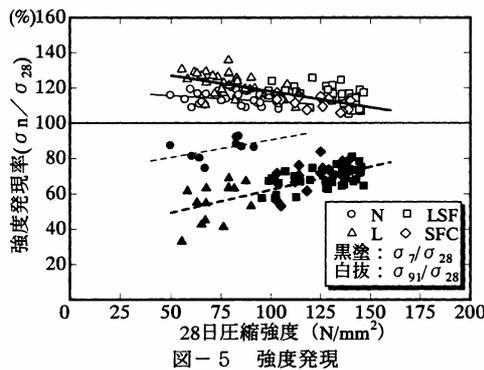


図-5 強度発現

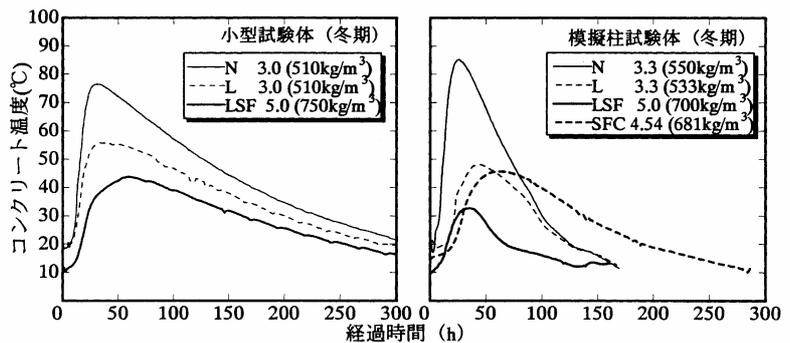


図-6 試験体温度履歴

表-4 温度特性

試験体	B/W	単位結合材量 (kg/m <sup>3</sup> )	コンクリート温度 (°C)	最高温度 (°C)	温度上昇量 (°C)	最高温度到達時間 (h)	単位結合材あたりの温度上昇量と回帰式(°C/kg)
Nセメント 小型	2.5	425	18.7, 21.1	69.7, 72.2	51.0, 51.1	35.0 ~ 36.0	0.099 ~ 0.120 ΔT = -0.000086°C + 0.1581
	3.0	510	15.6 ~ 21.6	75.7 ~ 79.4	57.8 ~ 60.1	25.9 ~ 34.1	
	3.5	595	15.0 ~ 34.5	82.7 ~ 96.5	62.0 ~ 68.2	19.4 ~ 25.4	
	4.0	680	18.5 ~ 35.3	86.0 ~ 102.7	66.5 ~ 67.5	16.8 ~ 22.6	
Lセメント 小型	2.5	425	16.7, 18.8	43.5, 47.9	26.8, 29.1	34.6 ~ 56.4	0.063 ~ 0.082 ΔT = 0.000074°C + 0.0681
	3.0	510	18.3 ~ 32.5	18.3 ~ 32.5	18.3 ~ 32.5	34.1 ~ 66.5	
	3.5	595	12.6 ~ 29.1	59.0 ~ 76.4	39.7 ~ 50.4	33.6 ~ 57.6	
	4.0	680	18.3 ~ 32.5	18.3 ~ 32.5	45.1 ~ 47.6	31.7 ~ 36.0	
LSF 小型	3.3	500	19.0	55.0	36.0	35.5	0.046 ~ 0.072 ΔT = -0.000034°C + 0.0833
	4.0	600	8.0 ~ 29.5	43.8 ~ 66.5	35.8 ~ 42.8	35.8 ~ 57.9	
	5.0	750	8.0 ~ 30.5	51.0 ~ 75.2	41.2 ~ 46.0	39.4 ~ 53.9	
	5.5	825	22.5	68.9, 70.4	46.4, 47.9	40.6 ~ 52.3	
	6.0	900	11.5 ~ 29.5	57.6 ~ 76.5	46.1 ~ 47.5	41.0 ~ 44.6	
Nセメント 模擬柱	2.4	393, 402	13	57	44	31.0	0.107 ~ 0.118 ΔT = -0.000016°C + 0.1197
	2.5	425	20.0, 27.0	70.2, 76.0	49.0, 50.2	28.0, 30.0	
	2.7	446	15.0	66.0	51.0	28.0	
	3.1	516	16	71	55	24.3	
	3.3	561	22.0, 27.0	85.2, 89.8	62.8, 63.2	22.0, 25.0	
Lセメント 模擬柱	2.5	413, 425	16.0, 23.0	39.1, 42.1	19.1, 23.1	35.0, 38.9	0.039 ~ 0.061 ΔT = 0.000012°C + 0.044
	2.9	471	8.5 ~ 31.0	28.3 ~ 59.1	19.8 ~ 28.1	25.0 ~ 40.0	
	3.3	533, 550	8.8 ~ 31.0	30.9 ~ 63.6	22.1 ~ 32.6	27.0 ~ 48.1	
	3.8	616	9.9 ~ 30.5	33.8 ~ 67.8	23.9 ~ 37.3	26.0 ~ 43.0	
LSF 模擬柱	4.2	583	9.2 ~ 32.5	29.4 ~ 63.8	20.2 ~ 31.3	23.0 ~ 37.0	0.031 ~ 0.057 ΔT = -0.000013°C + 0.0524
	5.0	700	9.7 ~ 33.0	32.7 ~ 70.1	23.0 ~ 37.1	22.0 ~ 35.0	
	6.3	875	11.9 ~ 33.5	38.2 ~ 76.3	26.3 ~ 42.8	22.0 ~ 34.0	
SFC 模擬柱	3.9	596	14.0 ~ 32.5	40.7 ~ 73.7	26.7 ~ 41.2	18.6 ~ 30.2	0.044 ~ 0.069 ΔT = -0.000036°C + 0.0803
	4.6	682	15.0 ~ 33.0	45.6 ~ 75.7	30.6 ~ 42.7	20.0 ~ 29.0	
	5.6	806	15.0 ~ 34.0	50.8 ~ 70.3	35.8 ~ 45.0	21.7 ~ 31.5	
	7.1	1036	16.0 ~ 34.0	61.3 ~ 83.4	45.3 ~ 49.4	19.7 ~ 26.0	

量を示す。NセメントとLセメント、そしてSFCのコンクリート打ち込み温度は約20℃となったが、LSFは10℃であった。

小型試験体のコンクリート最高温度は、Nセメントでは模擬柱より低い、LセメントとLSFでは模擬柱より高い。温度降下の状況を見ると、小型試験体では断熱材により放熱が抑制されるため、模擬柱試験体よりも緩やかで、打設後300時間経過しても平均外気温まで低下せず、若材齢での平均養生温度は模擬柱試験体より高くなる。模擬柱試験体の最高温度をみると、Nセメントでは80℃を超えている。主な結合材を低熱ポルトランドセメントとするグループでは、LセメントよりLSFやSFCのほうが実セメント量が多いにもかかわらず、Lセメントの50℃が最高となり、最高温度が最も低かったLSFでは30℃程度であった。今回の試験では、製作場所が異なるSFC試験体の温度低下が比較的緩やかとなった。

温度測定を行った小型試験体と模擬柱試験体の温度特性の一覧を表-4に示す。部材の最高温度は、小型試験体と模擬柱試験体とでほぼ同等である。最高温度到達時間をみると、Nセメントでは小型試験体と模擬柱試験体との差は小さいが、LセメントとLSFでは模擬柱試験体のほうが最高温度到達時間が早い。また、温度上昇量と単位結合材量あたりの温度上昇量ともに、小型試験体のほうが高くなる傾向があり、断熱性能の違いが現れている。

全結果より得られた単位結合材量あたりの温度上昇量を図-7に示す。単位量あたりの温度上昇量は、Nセメントが0.10~0.12℃程度で最大となり、他の結合材は低熱ポルトランドセメントをベースとするため、単位量あたりの温度上昇量は0.04~0.08℃程度である。Lセメントを除いて結合材量の増加に伴い温度上昇量は減少する。低熱系3種類では、SFCに比べLセメントとLSFの温度上昇量が低く、ベースセメントの化学組成の差が現れたと考えられる。

試験結果をもとに、ベースとしたセメント種類と結合材中の純セメント量、ならびにコンクリート温度をパラメータとして回帰分析を行い、(1)式による最高温度の推定を行った。なお、小型試験体と模擬柱試験体では断熱性が異なるため、別途に解析を行った。

$$T_{max} = \alpha \cdot C + \beta \cdot CT + \gamma \quad \dots(1)$$

C: 結合材中の純セメント量

CT: コンクリート温度

$\alpha, \beta, \gamma$ : 実験定数

算出された係数と切片の一覧を表-5に示す。

セメントの発熱量を示す係数 $\alpha$ は、LセメントではNセメントの半分程度となり、セメント種類の差が顕著に現れている。試験体種

類で $\alpha$ 値を比較すると、Nセメントでは模擬柱試験体のほうが $\alpha$ 値が大きい。しかし、Lセメントではどちらの試験体種類もほぼ同値であった。一方、コンクリート温度に対する係数 $\beta$ は、Nセメントに比べLセメントのほうが大きく、最高温度に与えるコンクリート温度の影響が大きい。試験体種類で $\beta$ 値を比較すると、セメント種類によらず模擬柱試験体のほうが大きい。切片 $\gamma$ は、断熱性の高い小型試験体のほうが模擬柱試験体よりも大きい。

小型試験体と模擬柱試験体での最高温度観測値と、(1)式に表-5の係数を入力して算出した最高温度推定値との関係を図-8に示す。推定温度に対し、測定温度は95%信頼区間で $\pm 3.5^\circ\text{C}$ の範囲に収まっている。

## 2) コア供試体による圧縮強度

小型試験体より採取したコア供試体の強度を図-9に示す。材齢28日では、NセメントとLセメントの強度回帰線はほぼ一致している。LSFでは、結合材水比6.0以下の範囲で算出した回帰線は、水結合材比7.0まで延長でき頭打ちはみられない。また、コア供試体で得られた最高強度は、標準養生強度よりも大きく180N/mm<sup>2</sup>に及んだ。材齢28日から91日までの強度増加量は、Lセメントでは全体的に10~15N/mm<sup>2</sup>程度の強度増加が確認できるが、NセメントとLSFでは、ほとんど強度の増加を確認できない。LSFでは結合材水比が5.0以上では、水和初期の高温履歴により若材齢で強度発現が加速されそのまま得られる最高強度に到達したと推測される。

模擬柱試験体より採取したコア供試体強度を図-10に示す。Nセ

表-5 最高温度推定式の係数・切片

ベースセメント		$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	相関係数R
N	小型試験体	0.067	0.84	27.1	0.983
	模擬柱試験体	0.095	1.17	4.8	0.994
L	小型試験体	0.034	1.04	19.8	0.936
	模擬柱試験体	0.038	1.57	-3.9	0.974

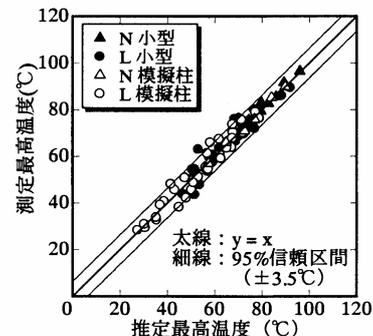


図-8 最高温度の評価

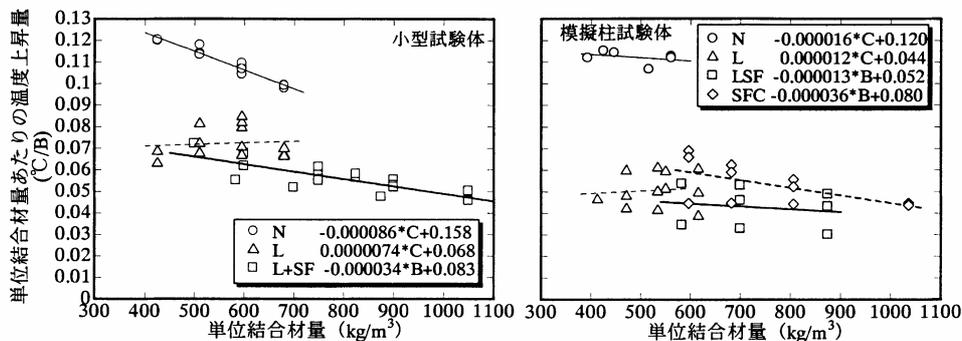


図-7 単位結合材量あたりの温度上昇量

メントでは、コア強度は標準養生強度より低く材齢28日以降の強度増加量も小さくなり、初期高温履歴の影響がみられる。Lセメントは全体的にNセメントより高強度で、材齢28日以降91日までの増加量は10N/mm<sup>2</sup>程度である。また、Lセメントでは冬期の材齢28日強度発現は他の時期に比べ遅れるが、季節変化による外気温上昇と、材齢の増加により91日では強度発現の遅れが解消される。

LSFとSFCを比較すると、材齢28日ではSFCのほうが高強度で、強度差は結合材水比に従い大きくなるため、材齢28日の強度回帰線は別途に算出した。一方、材齢91日ではほぼ同強度となるため、回帰線は併せて算出した。SFCでは、材齢に関係なく結合材水比6.5以下の回帰線の勾配と5.5以上の回帰線の勾配に差が見られ、強度増加の頭打ちが確認できる。LSFとSFCとの強度発現の違いは、ベースセメントの化学組成の差に起因する温度上昇量と、最高温度後の温度降下勾配の差によると考えられる。LSFとSFCともに試験時期により強度発現に差がみられ、特にLSFで顕著である。また、LSFでは模擬柱試験体強度は小型試験体強度より低強度となった。

全コア供試体の材齢28日強度に対する材齢91日強度の比を図-11に示す。図-5と比較すると、コア強度発現率は、低強度であれば標準養生の発現率とほぼ同等となるが、回帰線の右下がりの勾配は大きい。LセメントとLSFでは、強度発現率が極端に大きい結果が見られるが、これは冬期試験の結果である。

結合材種類別に、標準養生28日強度に対するコア28日、ならびに91日強度比を小型試験体については図-12に、模擬柱試験体については図-13に示す。NセメントとLセメントの場合、試験体種類によらずコア28日強度は標準28日強度を下回る。コア91日強度は、Nセメントでは標準28日強度とほぼ同等か若干低強度となるが、Lセメントではおおむね標準28日強度を上回る。

LSFの結果は試験体種類で異なる。小型試験体では、コア28日強度は結合材水比が5.0以上になると標準養生28日強度を上回り、コア91日強度は広い範囲で標準28日強度を上回る。一方、模擬柱試験体では

コア28日強度は標準28日の90%程度で、コア91日強度でも標準28日強度と同等程度であった。模擬柱試験体と小型試験体との最も大きな違いは、最高温度の後の温度降下速度であり、降下が緩やかな小型試験体のほうが高強度となった。

SFCは、模擬柱試験体のみであるが、コア28日強度では結合材水比5.5以上になると、91日強度では結合材水比4.5以上になると標準28日強度を上回る。

JASS 5の3.3「コンクリートの品質」の解説にあるように、コンクリートの調合強度は、通常のコンクリートでは標準養生28日強度で、設計基準強度60N/mm<sup>2</sup>以下の高強度コンクリートやマスコンクリートでは標準養生m日強度で表され、これをポテンシャル強度と称している。しかし、設計基準強度が100N/mm<sup>2</sup>に至るような超高強度コンクリートでは、初期の温度履歴の影響で構造体コンクリート強度がポテンシャルと称される標準養生強度を上回る場合がある。

4.3 静弾性係数の検討

NセメントとLセメント、そしてLSFの3シリーズについて、圧縮強度と静弾性係数の関係を図-14に示す。図中の白抜きのプロッ

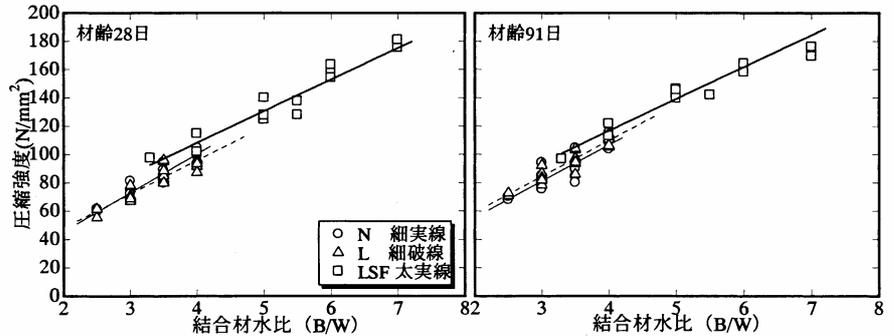


図-9 小型試験体コア強度

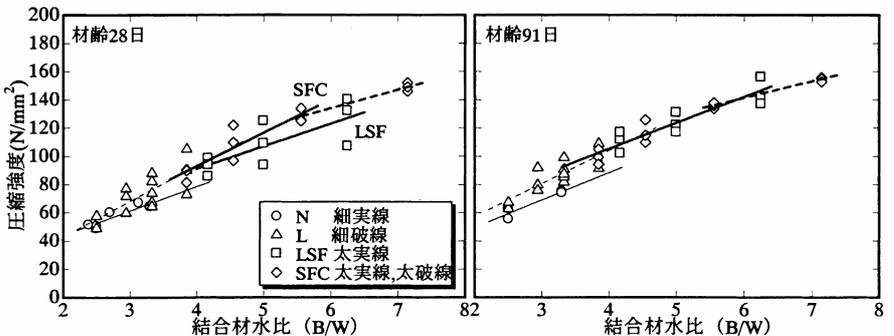


図-10 模擬柱試験体コア強度

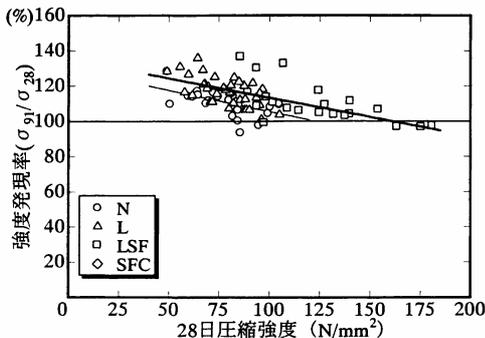


図-11 強度発現率

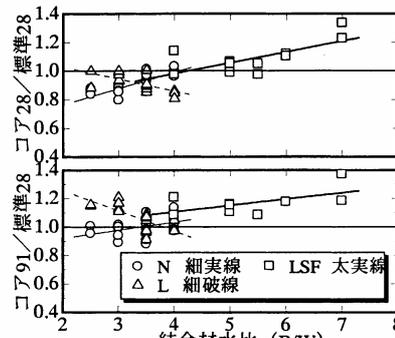


図-12 小型試験体コア強度比

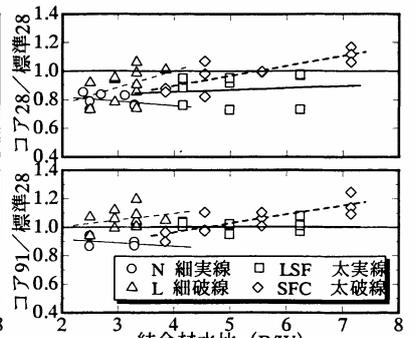


図-13 模擬柱試験体コア強度比

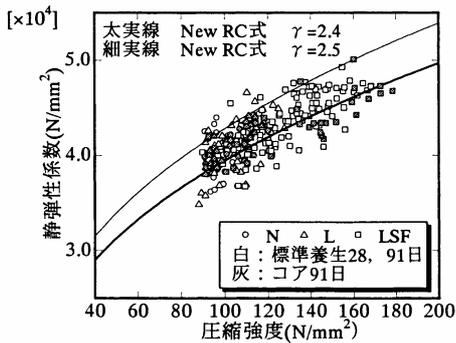


図-14 圧縮強度と静弾性係数

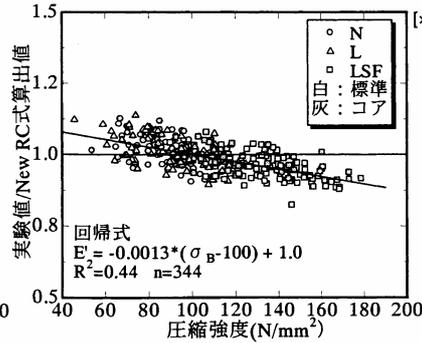


図-15 実験値と計算値の関係

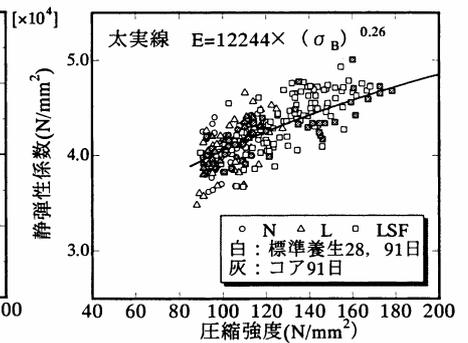


図-16 超高強度領域での回帰結果

トが標準養生で、灰塗のプロットはコア供試体の結果である。図中の曲線は、(2)式で示されるNew RC式に単位容積質量を2.4、もしくは2.5として入力した曲線であり、単位容積質量に2.4から2.5程度を入力すると、実験値を概ね評価できることがわかる。

$$E = 33500 \times k_1 \times k_2 \times (\gamma / 2.4)^2 \times (\sigma_c / 60)^{1/3} \quad \dots(2)$$

E: 静弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)

k<sub>1</sub>: 粗骨材の種類により定まる補正係数 (硬質砂岩 1.0)

k<sub>2</sub>: 混和材の種類により定まる補正係数

(N, L シリーズは 1.0 LSF シリーズは 0.95)

γ: 単位容積質量 (t/m<sup>3</sup>)

σ<sub>c</sub>: 圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

次に、実験値とNew RC式に補正係数と単位容積質量の実測値、そして圧縮強度を入力して得られた算出値との比を、圧縮強度で整理した結果を図-15に示す。標準養生とコアともに右下がりの傾向を示している。標準養生とコアの結果は同等であったので全試験結果を対象に回帰すると、

$$E' = -0.0013 \times (\sigma_c - 100) + 1.0 \quad \dots(3)$$

となり、100N/mm<sup>2</sup>を超える領域での静弾性係数は、New RC式では実験値より高く評価された。以上の検討結果より、超高強度コンクリートの静弾性係数は、New RC式を適用すると若干過剰に判断される可能性があり、補正の必要性が示唆された。今回、圧縮強度が90N/mm<sup>2</sup>以上となった試験結果だけを用いて、静弾性係数を(4)式

$$E = a (\sigma_c)^b \quad \dots(4)$$

で回帰すると、図-16に示すように、

$$E = 12244 \times (\sigma_c)^{0.26} \quad \dots(5)$$

となり、圧縮強度のほぼ四乗根で回帰された。

## 5. 結論

本論で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) ワークビリティはSFCが最もよく、続いてLSF、LセメントそしてNセメントの順に低下した。
- (2) Lセメントを主な結合材とした場合、温度条件がフレッシュ性状や構造体コンクリートの強度発現に与える影響が大きい。
- (3) 結合材中の純セメント量とコンクリート温度から1000mm角柱の最高温度の評価式の検討を行った。
- (4) LSFとSFCを結合材とした場合、標準養生は結合材水比が6.5を超えると強度限界が見られたが、コアでは結合材水比が7.0までほぼ直線関係が成立した。

- (5) LSFとSFCを結合材として結合材水比が5.0を超える場合、初期高温履歴を受けると、標準養生強度を構造体コンクリート強度が上回る場合がある。

- (6) 100N/mm<sup>2</sup>以上の超高強度コンクリートの静弾性係数について弾性係数の評価式の提案を行った。

## 謝辞

本研究を行うにあたり、サンプルの提供をいただきました住友大阪セメント(株)、(株)ボソリス物産、ならびに日本シーカ(株)の関係諸氏、そして、実機試験でご協力いただきました東京エスオーシー(株)芝浦工場、晴海小野田レミコン(株)の関係諸氏に感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 野口貴文, 友澤史紀: 高強度コンクリートの圧縮強度と各種力学性状との関係, 日本建築学会構造系論文集, 第472号, pp11-16, 2000.11
- 2) 梶田佳寛, 佐藤幸恵, 友澤史紀: 高強度コンクリートの構造体中での強度発現性と調査強度, 日本建築学会構造系論文集 第537号, pp.13-20, 2000.11
- 3) 河上浩司, 西本好克, 谷口秀明: 高強度コンクリートの初期発熱と強度発現性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.2, 2001, pp.1057-1062
- 4) 河上浩司, 西本好克: Fc100N/mm<sup>2</sup>級の超高強度コンクリートの強度発現性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.1, pp.369-374, 2002
- 5) 21世紀のコンクリート, 2001年度日本建築学会大会(関東)材料施工部門, パネルディスカッション資料, 2001.9.24
- 6) 佐藤幸恵, 梶田佳寛: 高強度コンクリートの構造体中での圧縮強度の変動, 日本建築学会構造系論文集 第562号, pp.9-14, 2002.12
- 7) 陣内 浩, 梶田佳寛, 早川光敬, 並木 哲: 高強度コンクリートの構造体と標準養生供試体の強度差に及ぼす要因, 日本建築学会構造系論文集 第562号, pp.1-7, 2002.12
- 8) 陣内 浩, 黒岩秀介, 早川光敬: 初期に高温履歴を受ける高強度セメント硬化体の強度発現性状と微細構造, 日本建築学会構造系論文集 第542号, pp.39-46, 2001.4
- 9) 蓮尾孝一, 加納 嘉: 高強度コンクリートの強度発現に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東) A-1, pp.321-322, 1997.9
- 10) 田中敏嗣, 竹内 良, 丸岡正知, 富田二郎: 初期に高温履歴を受けた高強度コンクリートの強度発現性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.1, pp.193-198, 1997
- 11) 桃谷智樹, 笹原 厚 他: 高強度コンクリートの品質および施工管理に関する実大施工実験(その1 実験概要およびコンクリート工構えの諸性状), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東) A-1, pp.289-290, 11) 1997.9
- 12) 荒金直樹, 梶田佳寛, 安田正雪, 中村成春: 低熱ポルトランドセメントを用いた高強度コンクリートの構造体における強度特性, セメント・コンクリート論文集 No.52, pp.910-915, 1998



# ／ 社外発表論文一覧

---

---



## 社外発表論文一覧【土木】 平成15年度（2003/04/01～2004/3/31）

題名	発表者名	所属 (空欄は三井住友建設)	発表誌名	発表(講演) 年月
AFRPロッドを下面埋設したRC版の押し抜きせん断性状	三上浩 岸徳光 松岡健一 田口史雄	室蘭工大 室蘭工大 北海道開発土木研究所	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09
AFRPロッドで曲げ補強したRC梁の耐荷性状に関する実験的研究	笠井和俊 沢田純之 岸徳光 三上浩 栗橋祐介	室蘭工大 室蘭工大 室蘭工大 北海道開発土木研究所	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09
AFRPシート曲げ補強RC梁の合理的なシート接着長の決定に関する一検討	沢田純之 岸徳光 三上浩 佐藤昌志	室蘭工大 室蘭工大 国土交通省	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09
アラミド繊維シートにより部分的にせん断補強したRC梁の耐力について	篠崎裕生 三上浩 中島規道 田村富雄	ファイベックス	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09
2方向アラミド繊維シートで補強したRC梁の2定点逆位相疲労試験	中島規道 三上浩 鍋島益弘 柑本哲哉 田村富雄	大成ロテック 住友ゴム工業 ファイベックス	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09
AFRPシート曲げ補強RC梁の耐荷性状に及ぼすかぶり厚の影響	鈴木健太郎 岸徳光 三上浩 佐藤昌志 沢田純之	構研エンジニアリング 室蘭工大 国土交通省 室蘭工大	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09
材料特性の異なる各種FRPシート曲げ補強RC梁の耐荷性状に関する数値解析	張広鋒 岸徳光 三上浩 栗橋祐介	室蘭工大 室蘭工大 北海道開発土木研究所	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09
RC梁の静耐荷性能に関するビニロン短繊維混入効果	田口史雄 栗橋祐介 岸徳光 三上浩	北海道開発土木研究所 北海道開発土木研究所 室蘭工大	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09
ビニロン短繊維混入RC版の押し抜きせん断性状	栗橋祐介 田口史雄 三上浩 岸徳光	北海道開発土木研究所 北海道開発土木研究所 室蘭工大	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09
RC梁の衝撃挙動への各重錘衝撃力波形成分の影響に関する数値解析的検討	千葉潤一 岸徳光 三上浩 安藤智啓	ドーコン 室蘭工大 防衛庁	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09
せん断破壊型RC梁の耐衝撃性に与える断面形状の影響	小坂剛 岸徳光 三上浩 安藤智啓	西松建設 室蘭工大 防衛庁	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09
AFRPロッドで曲げ補強したRC梁の耐衝撃性状	安藤宏 岸徳光 三上浩 細川真利	室蘭工大 室蘭工大 KGE	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09

題名	発表者名	所属 (空欄は三井住友建設)	発表誌名	発表(講演) 年月
ビニロン短繊維を混入したRC梁の耐衝撃性状に関する実験的研究	岸徳光 田口史雄 栗橋祐介 三上浩	室蘭工大 北海道開発土木研究所 北海道開発土木研究所	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09
AFRPシート補強鋼材の力学的特性に関する一検討	保木和弘 小室雅人 岸徳光 三上浩	室蘭工大 室蘭工大 室蘭工大	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09
外面リブ付鋼管とコンクリートを合成した大型壁式橋脚模型の載荷実験－鋼管強度の影響について－	皆川昌樹 池田憲二 三上浩 岸徳光	北海道開発土木研究所 北海道開発土木研究所 室蘭工大	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09
アラミド繊維シートによるU字形補強と部分閉合補強を併用したRC梁のせん断耐力	篠崎裕生 三上浩 中島規道 田村富雄	ファイベックス	コンクリート工学年次論文集	2003/07
FRPシート曲げ補強RC梁のシートの剥離抑制法に関する一検討	栗橋祐介 岸徳光 三上浩 沢田純之	北海道開発土木研究所 室蘭工大 室蘭工大	コンクリート工学年次論文集	2003/07
合成構造橋脚と鋼上部工の接合部に関する数値解析的研究	池田憲二 皆川昌樹 三上浩 岸徳光	北海道開発土木研究所 北海道開発土木研究所 室蘭工大	コンクリート工学年次論文集	2003/07
外面リブ付き鋼管を用いた大型壁式橋脚模型の静載荷実験	皆川昌樹 池田憲二 岸徳光 篠崎裕生	北海道開発土木研究所 北海道開発土木研究所 室蘭工大	コンクリート工学年次論文集	2003/07
ビニロン短繊維混入RC梁の耐荷性状に及ぼす短繊維混入率の影響	田口史雄 栗橋祐介 三上浩 岸徳光	北海道開発土木研究所 北海道開発土木研究所 室蘭工大	コンクリート工学年次論文集	2003/07
AFRPロッドを下面埋設して補強したRC版の押し抜きせん断性状	三上浩 岸徳光 今野久志 田村富雄	室蘭工大 北海道開発土木研究所 ファイベックス	コンクリート工学年次論文集	2003/07
下縁かぶり厚さの異なるFRPシート曲げ補強RC梁の耐荷性状に関する数値解析	張広鋒 岸徳光 小室雅人 三上浩	室蘭工大 室蘭工大 室蘭工大	コンクリート工学年次論文集	2003/07
FRPシート曲げ補強RC梁のシート必要接着長算定に関する実験的研究	沢田純之 岸徳光 三上浩 栗橋祐介	室蘭工大 室蘭工大 北海道開発土木研究所	コンクリート工学年次論文集	2003/07
AFRPロッドを埋設したRC梁の曲げ耐荷性状に関する実験的研究	岸徳光 三上浩 栗橋祐介 田村富雄	室蘭工大 北海道開発土木研究所 ファイベックス	コンクリート工学年次論文集	2003/07
2定点逆位相載荷した2方向AFRPシート補強RC梁の疲労性状	中島規道 三上浩 鍋島益弘 柑本哲哉	大成ロテック 住友ゴム工業	コンクリート工学年次論文集	2003/07

題名	発表者名	所属 (空欄は三井住友建設)	発表誌名	発表(講演) 年月
PC構造物の現状の問題点とその対策 第1部 委員会報告	栗根聡 服部篤史 藤岡篤史 峯田敏宏 山口統央 篠崎裕生 渡辺宗樹 ちょう唯堅 土田一輝	新構造技術 京大 ピーエス三菱 日本車りょう製造 鹿島建設  大成建設 清水建設	コンクリート技術シリーズ	2003/06
SD490鉄筋を軸方向鉄筋に用いた橋脚の実用化に関する研究	浅井洋 永元直樹 飯田字朗	住友建設 住友建設 名古屋高速道路公社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09
高強度コンクリートの破壊エネルギーに関する検討	高木康宏 松元香保里 藤田学	住友建設 住友建設 住友建設	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09
曲線少数主桁橋の送出し架設と移動型枠を用いた場所打ちPC床版の施工-常磐自動車道折木川橋-	黒田健二 成田直矢 佐藤和憲 安藤攻 玉置一清	日本道路公団 トピー工業 日本道路公団 トピー工業	橋梁と基礎	2003/09
おぼろ大橋の景観デザインとその構造的合理性	山田好広 浦憲治 大津茂 寺山守 武末博伸 玉置一清	福岡県 建設技術センター 建設技術センター  建設技術センター	橋梁と基礎	2003/11
エクストラードード橋のサドルにおける斜材の付着に関する実験的研究	三加崇 浅井洋 田添耕治 飯島基裕		コンクリート工学年次論文集	2003/07
プレキャスト梁を用いた鉄筋コンクリート橋脚のじん性向上に関する実験的研究	永元直樹 浅井洋 春日昭夫 伊藤篤		土木学会	2004/03
PC鋼材を拘束筋としたコンクリートの応力-ひずみ関係	鈴木信政 久保明英 中井裕司 浅井洋		土木学会	2004/01
The size effect fracture energy on the size effect for shear strength of reinforced concrete beam members utilizing high strength concrete	高木康宏 藤田学 佐藤良一		IA-FRAMCOS	2004/04
コンクリート曲弦トラス橋の構造特性と道路橋への適用	近藤真一 梶川康男 深田宰史 前田研一	金沢大 金沢大 金沢大	土木学会論文集	2004/02
PCシャフト工法の開発と施工	国広俊夫 飯野健一 水本雅夫 黒川幸彦		プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集	2003/09
コンクリート充填角形鋼管を用いた合成壁の接合部載荷試験	黒川幸彦 山地斉 松原博 三上博 島弘	高知工科大	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09

題名	発表者名	所属 (空欄は三井住友建設)	発表誌名	発表(講演) 年月
高炉スラグ微粉末を用いたPC用コンクリートの収縮特性	谷口秀明 藤田学 渡辺博志 葛西幸	土木研究所 PC建設業協会	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09
コンクリート充填角形鋼管を用いた合成壁の曲げ載荷試験	松原博 黒川幸彦 山地斉	住友建設 住友建設 住友建設	地盤工学研究発表会発表講演集	2003/06
長期暴露試験によるコンクリート構造物の耐久性評価に関する実験的考察	大谷悟司 浅井洋 守屋進		プレキャスト技術協会	(200310)
液状化地盤における多層固化改良に関するオンライン地震応答実験(改良形式の比較)	高橋直樹 山本陽一 岸下崇裕	フジタ	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09
液状化地盤における多層固化改良に関する振動台実験(改良率と改良幅の影響について)	岸下崇裕 三浦房紀 兵動正幸 山本陽一 高橋直樹	フジタ 山口大 山口大	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09
オンライン地震応答実験による粘土層を含む飽和砂地盤の地震時応答特性の評価	木村真也 兵動正幸 吉本憲正 高橋直樹 河本好広	山口大 山口大 山口大 復建調査設計	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09
石炭灰造粒材による締め固め工法に関する液状化振動台実験	山本陽一 高橋直樹 岸下崇裕	フジタ	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09
液状化地盤における多層固化改良に関する研究(その3:オンライン地震応答実験による検証)	兵動正幸 三浦房紀 吉本憲正 河本好広 木村真也 高橋直樹 山本陽一 岸下崇裕	山口大 山口大 山口大 山口大 山口大 フジタ	地盤工学研究発表会発表講演集	2003/06
液状化地盤における多層固化改良に関する研究(その2:改良率と改良効果について)	兵動正幸 三浦房紀 吉本憲正 山本陽一 高橋直樹 岸下崇裕	山口大 山口大 山口大 フジタ	地盤工学研究発表会発表講演集	2003/06
液状化地盤における多層固化改良に関する研究(その1:振動台実験と考察)	三浦房紀 兵動正幸 吉本憲正 岸下崇裕 山本陽一 高橋直樹	山口大 山口大 山口大 フジタ	地盤工学研究発表会発表講演集	2003/06
粘土層を含む飽和砂地盤の地震応答特性	河本好広 兵動正幸 吉本憲正 山本陽一 高橋直樹 木村真也	復建調査設計 山口大 山口大 三井建設 住友建設 山口大	地盤工学研究発表会発表講演集	2003/06

題名	発表者名	所属 (空欄は三井住友建設)	発表誌名	発表(講演) 年月
On line pseudo-dynamic response test on stratified ground including clay layer	N.Takahashi M.Hyodo Y.Yoshihiro S.Kimura Y.Yamamoto		ISOPE	2003/05
液状化地盤における多層固化改良のオンライン地震応答実験	高橋直樹 山本陽一 岸下崇裕 兵動正幸 三浦房紀 吉本憲正		土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09
石炭灰造粒材による締固め工法に関する液状化振動台実験	山本陽一 高橋直樹 岸下崇裕 兵動正幸 三浦房紀 齊藤 直 池田陵志		土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09
On line Response Tests on Case History of Earthquake Induced Deformation of River	Masayuki Hyodo Teruhisa Fujii Norimasa Yoshimoto Naoki Takahashi Adrian F.L.Hyde			2003
水位低下を伴うドレーンによる液状化抑止効果の評価—間隙水圧消散効果を考慮した設計法の適用性—	高橋直樹 山本陽一 兵動正幸		土木学会	2003/06
処分場遮水工 限界添加率に基づくベントナイト混合土の配合設計と現場施工実験	土居洋一 須川智久 黒島一郎 戸村豪治 今泉繁良 飯塚正樹	住友建設 住友建設 三井建設 三井建設 宇都宮大 宇都宮大	環境地盤工学シンポジウム発表論文集	2003/07
加圧流動床石炭灰(PFBC灰)を用いた路盤の室内走行試験(その2)	戸村豪治 黒島一郎 斎藤直 安野孝生	エネルギー・エコ・マテリア エネルギー・エコ・マテリア	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09
三軸圧縮試験により形成されたマイクロクラックの細分類と破壊の進展にもなう変化	喜多治之 伊藤俊秀 前川良太 CHEN Y 西山孝	関西大 京大 京大 京大	情報地質	2003/09
三軸圧縮試験に供した稲田花こう岩中に観察される組織変化とマイクロクラック	陳友晴 前川良太 楠田啓 西山孝 喜多治之	京大 京大 京大 京大	資源・素材	2003/09
三軸圧縮試験により形成された花こう岩中のマイクロクラック分布	前川良太 陳友晴 楠田啓 喜多治之 西山孝	京大 京大 京大 京大	資源・素材	2003/09
ケミカルプレストレストコンクリート部材の一軸引張強度試験方法	井手一雄 樋口正典 辻幸和	群馬大	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09

題名	発表者名	所属 (空欄は三井住友建設)	発表誌名	発表(講演) 年月
鋼材で拘束された膨張コンクリートの引張強度特性に関する研究	井手一雄 樋口正典 辻幸和	群馬大	コンクリート工学年次論文集	2003/07
寒冷地における収縮補償用コンクリートの膨張特性	谷口秀明 豊田邦男 辻野英幸 内田誠二郎	日本道路公団 日本道路公団	日本コンクリート工学協会	2003/09
既設管渠の非開削 改築、撤去・埋戻し工法 (Reキューブモールド)	清水安雄 中野正明		土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/08
小断面トンネル吹付けシステム=超低粉じんを実現した吹付けシステム=	魚住雅孝 長野祐司		建設機械	2003/09
地下空間リニューアル技術 (「Reキューブモールド」の紹介)	清水安雄 石田喜久雄 有地克彦		配管技術	2003/12
RTK-GPS/三次元レーザースキャナーを用いた自走型地形計測システムの開発	大津慎一 佐田達典 村山盛行	フィールドテック	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2003/09
GPS仮想基準点方式による低速移動体の位置計測実験	佐田達典 大津慎一		応用測量論文集	2003/06
三次元レーザースキャナーを用いたプラント配管現況図作成技術-プラント改造工事における変更前図面の作成手法について-	大津慎一		建設機械	2003/11
精密写真測量技術を用いた施工法面の変位モニタリングシステムに関する研究	塩崎正人 戸村豪治 木山保 大西有三 西山哲 矢野隆夫	京都大 京都大 京都大	地盤工学シンポジウム論文集	2003/11

## 社外発表論文一覧【建築】 平成15年度（2003/04/01～2004/3/31）

題名	発表者名	所属 (空欄は三井住友建設)	発表誌名	発表(講演) 年月
地震リスク評価による既存建物の耐震改修効果の定量化(その1) 制震ダンパーによる改修	江頭寛 谷垣正治 鈴木亨 山岸邦彰 蔵田富雄 長崎充		日本建築学会学術講演梗概集B -1 構造1	2003/09
地震リスク評価による既存建物の耐震改修効果の定量化(その2) 中間階免震による改修	山岸邦彰 谷垣正治 鈴木亨 江頭寛 新上浩 中南滋樹		日本建築学会学術講演梗概集B -1 構造1	2003/09
2次元丘陵地周辺の気流特性に関する研究(その1) Split filmセンサーによるレイノルズ応力の測定	野田博 作田美知子 中山昭彦	神戸大	日本建築学会学術講演梗概集B -1 構造1	2003/09
2次元丘陵地周辺の気流特性に関する研究(その2) 地表面粗度の異なる2次元丘陵地周辺の乱流統計量の比較	作田美知子 野田博 中山昭彦	神戸大	日本建築学会学術講演梗概集B -1 構造1	2003/09
フローティング基礎の液状化時の沈下挙動に関する解析的検討(その1) 山留め壁と表層地盤改良の影響	小川敦 有居東海男 山本陽一	熊谷組	日本建築学会学術講演梗概集B -1 構造1	2003/09
フローティング基礎の液状化時の沈下挙動に関する解析的検討(その2) 建物荷重の偏在が基礎の傾斜に与える影響	峯近仁 宮田勝利 渡辺則雄 山本陽一	銭高組 熊谷組	日本建築学会学術講演梗概集B -1 構造1	2003/09
フローティング基礎の液状化時の沈下挙動に関する解析的検討(その3) 入力地震動と液状化層厚の影響	山本陽一 三上博 原田尚幸	銭高組	日本建築学会学術講演梗概集B -1 構造1	2003/09
建物の沈下観測データ収集・分析(その1) 概要	辻定利 真島正人 茶谷文雄	大成建設 大林組	日本建築学会学術講演梗概集B -1 構造1	2003/09
建物の沈下観測データ収集・分析(その2) 直接基礎	三上博 西山高士 内山伸	大林組 清水建設	日本建築学会学術講演梗概集B -1 構造1	2003/09
周囲拘束型鉛ダンパーの限界性能試験	原田浩之 鈴木亨 中南滋樹 鈴木利哉		日本建築学会学術講演梗概集B -2 構造2	2003/09
増幅機構付き減衰装置の動的加振実験と高層建物への適用(その5) RDT性能試験結果	斉藤賢二 杉村義文 中野時衛 豊田耕造 長江健治 中南滋樹	NTTファシリティーズ NTTファシリティーズ NTTファシリティーズ NTTファシリティーズ	日本建築学会学術講演梗概集B -2 構造2	2003/09
増幅機構付き減衰装置の高速領域における性能評価(その1) 試験概要	鈴木亨 中南滋樹 古橋剛 光阪勇治 斉藤賢二 中沢昭信	NTTファシリティーズ 織本匠構造設計研究所	日本建築学会学術講演梗概集B -2 構造2	2003/09

題名	発表者名	所属 (空欄は三井住友建設)	発表誌名	発表(講演) 年月
増幅機構付き減衰装置の高速領域における性能評価(その2) 高速試験結果	光阪勇治 古橋剛 中南滋樹 田中久也 斉藤賢二 中沢昭信	免制震デバイス NTTファシリティーズ 織本匠構造設計研究所	日本建築学会学術講演梗概集B -2 構造2	2003/09
増幅機構付き減衰装置の高速領域における性能評価(その3) 高せん断歪速度領域における粘性抵抗力	中南滋樹 鈴木亨 古橋剛 光阪勇治 斉藤賢二 中沢昭信	NTTファシリティーズ 織本匠構造設計研究所	日本建築学会学術講演梗概集B -2 構造2	2003/09
制震壁の粘性減衰力評価式の整合性検証	鈴木利哉 鈴木亨 光阪勇治 田中久也	免制震デバイス	日本建築学会学術講演梗概集B -2 構造2	2003/09
粘弾性体ダンパーを用いたRCフレームの動的強制変形実験(その1) 実験概要	谷垣正治 鈴木亨 平田裕一 曾田五月也 野口恭司 坂口達	早稲田大 横浜ゴム	日本建築学会学術講演梗概集B -2 構造2	2003/09
粘弾性体ダンパーを用いたRCフレームの動的強制変形実験(その2) 実験結果	平田裕一 谷垣正治 鈴木亨 曾田五月也 野口恭司 坂口達	早稲田大 横浜ゴム	日本建築学会学術講演梗概集B -2 構造2	2003/09
超高層制震構造物の振動性状に関する検討(その1) 大地震後の後揺れ	斉木健司 古橋剛 光阪勇治 平田裕一 小坂英之 新上浩		日本建築学会学術講演梗概集B -2 構造2	2003/09
超高層制震構造物の振動性状に関する検討(その2) 小地震時の振動の成長	古橋剛 光阪勇治 斉木健司 山中久幸 鈴木亨 原田浩之		日本建築学会学術講演梗概集B -2 構造2	2003/09
制震壁の補剛リブの必要剛性算定方法	鯨井孝一 山田哲也		日本建築学会学術講演梗概集C -1 構造3	2003/09
鉛直変位がせん断降伏型制震壁の履歴特性に与える影響	山田哲也 鯨井孝一		日本建築学会学術講演梗概集C -1 構造3	2003/09
高軸力下における繊維補強コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の実験(その1) 実験概要	村上秀夫 中根博 竹内博幸 駿河良司 石渡康弘 中出睦 谷垣正治	鴻池組 大木建設 五洋建設 銭高組 鉄建建設 日産建設	日本建築学会学術講演梗概集C -2 構造4	2003/09

題名	発表者名	所属 (空欄は三井住友建設)	発表誌名	発表(講演) 年月
高軸力下における繊維補強コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の実験(その2) 実験結果	駿河良司 荒川玄 片岡隆広 竹内博幸 古川淳 中出睦 谷垣正治	銭高組 大木建設 鴻池組 五洋建設 鉄建建設 日産建設	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2003/09
アラミド繊維シートを用いた低強度RC柱の耐震補強工法に関する実験研究	沢崎詠二 谷垣正治 槇谷栄次 小曾根茂雄	関東学院大 関東学院大 東京鉄鋼	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2003/09
繊維補修補強工法による耐震リニューアルの要素技術 日本建築防災協会の技術評価取得工法 AF工法	谷垣正治		月刊リフォーム	(200309)
PCa連層耐震壁における鉛直接合部の滑り破壊性状(その1) 実験概要と破壊状況	山中久幸 小坂英之 荒井康幸 溝口光男	室蘭工大 室蘭工大	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2003/09
PCa連層耐震壁における鉛直接合部の滑り破壊性状(その2) 鉛直接合部の滑り性状の終局強度	小坂英之 山中久幸 荒井康幸 溝口光男	室蘭工大 室蘭工大	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2003/09
既存RC造耐震壁のスリット加工による耐震改修構法(その1) 実験概要および試験体の破壊状況	有松重雄 小森淳 小坂英之 山中久幸 野路利幸		日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2003/09
既存RC造耐震壁のスリット加工による耐震改修構法(その2) 変形性能と耐力	小森淳 有松重雄 小坂英之 山中久幸 野路利幸		日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2003/09
炭素繊維シート及びグリッドを用いたRC造有開口耐震壁の耐震補強効果に関する実験的検討(その1) 実験概要と破壊性状	出井順二 北野敦則 後藤康明 城攻 手塚慎一	北海道大 北海道大 北海道大 北海道大	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2003/09
炭素繊維シート及びグリッドを用いたRC造有開口耐震壁の耐震補強効果に関する実験的検討(その2) 実験結果と考察	手塚慎一 出井順二 北野敦則 後藤康明 城攻	北海道大 北海道大 北海道大 北海道大	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2003/09
異形鉄筋溶接金網の重ね継手を用いたPCa耐震壁水平接合部の引張実験	松本啓二 山中久幸 小坂英之 有松重雄		日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2003/09
プレストレスト鉄筋コンクリート造へん平梁の構造性能	田野健治 山中久幸		日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2003/09
型枠解体時期が構造体コンクリート強度に及ぼす影響	河上浩司 西本好克 榊田佳寛	宇都宮大	コンクリート工学年次論文集	2003/07

題名	発表者名	所属 (空欄は三井住友建設)	発表誌名	発表(講演) 年月
高強度コンクリートの構造体中での強度発現に及ぼす含水率の影響	佐藤幸恵 榊田佳寛 中村成春 河上浩司 西本好克 鹿毛忠継	宇都宮大 宇都宮大 宇都宮大 国土技術政策総合研究所	日本建築学会学術講演梗概集A-1 材料施工	2003/09
高強度コンクリートの構造体内部での含水率の変化と強度発現性に関する研究	佐藤幸恵 榊田佳寛 河上浩司 鹿毛忠継	宇都宮大 宇都宮大 国土技術政策総合研究所	コンクリート工学年次論文集	2003/07
ビニロン繊維補強コンクリートの強度特性に関する基礎的研究(その3) 硬化コンクリートの耐久性	住学 中根博 竹内博幸 駿河良司 古川淳 中出睦 谷垣正治	鴻池組 大木建設 五洋建設 銭高組 鉄建建設 日産建設	日本建築学会学術講演梗概集A-1 材料施工	2003/09
ビニロン繊維補強コンクリートに関する基礎的研究	住学 竹内博幸 中出睦 谷垣正治	鴻池組 五洋建設 日産建設	コンクリート工学年次論文集	2003/07
アラミド繊維シートを用いたRC造T型梁の耐震補強	金久保利之 谷垣正治	筑波大	コンクリート工学年次論文集	2003/07
炭素繊維シート及びグリッドを用いたRC造有開口耐震壁の耐震補強・補修効果に関する実験的研究	手塚慎一 北野敦則 後藤康明 城攻	北海道大 北海道大 北海道大	コンクリート工学年次論文集	2003/07
衝撃弾性波によるコンクリートの非破壊圧縮強度推定法に関する研究 -コンクリートの構成材料が衝撃弾性波速度に及ぼす影響-	立見栄司 中田善久 河谷史郎	ものづくり大 ものづくり大	日本建築学会学術講演梗概集A-1 材料施工	2003/09
コンクリートの検査 衝撃弾性波によるコンクリートの非破壊圧縮強度推定法	立見栄司		検査技術	2003/08
水和熱抑制剤を用いた高強度コンクリートの発熱性状と強度発現	松田拓 蓮尾孝一 西本好克 河上浩司		日本建築学会学術講演梗概集A-1 材料施工	2003/09
温度条件と乾燥条件が高強度コンクリートの強度発現に及ぼす影響(その1) 実験方法と温度履歴の影響	西本好克 河上浩司 榊田佳寛	宇都宮大	日本建築学会学術講演梗概集A-1 材料施工	2003/09
温度条件と乾燥条件が高強度コンクリートの強度発現に及ぼす影響(その2) 型枠解体材齢が強度発現に与える影響	河上浩司 西本好克 榊田佳寛	宇都宮大	日本建築学会学術講演梗概集A-1 材料施工	2003/09
高層集合住宅における騒音の特異性に関する検討	安岡博人		日本建築学会学術講演梗概集D-1 環境工学1	2003/09
等価吸音面積レベル測定法に関する検討	宮島徹 赤尾伸一 吉村純一	清水建設 小林理学研究所	日本建築学会学術講演梗概集D-1 環境工学1	2003/09

題名	発表者名	所属 (空欄は三井住友建設)	発表誌名	発表(講演) 年月
集合住宅における排水立て管からの伝搬音に関する研究 床スラブ貫通部からの振動伝達に関する実験	嶋田泰 安岡博人 塚本幸助 小島誠造 河村憲彦	小島製作所 小島製作所	日本建築学会学術講演梗概集D-1 環境工学1	2003/09
集合住宅の排水立て管床貫通部からの振動伝達に関する研究	嶋田泰 安岡博人 塚本幸助 小島誠造 河村憲彦 馬場敦	小島製作所 小島製作所 小島製作所	日本騒音制御工学会研究発表会講演論文集	2003/09
現場および実験室における乾式二重床の床衝撃音レベル低減量に関する検討(その1)現場における実測結果	赤尾伸一 田野正典 山本耕三 漆戸幸雄 稲留康一 渡辺充敏 古賀博士	鹿島建設 東洋建設 フジタ 奥村組 大林組 鹿島建設	日本騒音制御工学会研究発表会講演論文集	2003/09
交通騒音の住宅における遮音設計・施工・評価の検討	安岡博人 嶋田泰		日本音響学会	2003/08
建築・環境音源ライブラリー作成のための音響伝播特性の可聴化の試み -ASJ Model 1998を基礎として-	岩瀬昭雄 藤本一寿 安岡博人 佐久間哲哉	新潟大 九州大 東京大	日本音響学会	2003/08
Calculation and auralization of the sound propagation characteristics based on the A-method in the ASJ Prediction Model 1998:Application to the excess attenuation by ground surface and to the sound diffraction by barrier.	Teruo Iwase Kazutoshi Fujimoto Hiroto Yasuoka Tetsuya sakuma	Niigata Univ. Kyusyu Univ. Tokyo Univ.	Acoustical Science and	2003/11
建物の設計における道路交通騒音への取り組み	安岡博人		騒音制御	2003/12
リサイクル クリнкаアッシュを有効利用した屋上緑化システム	上杉章雄 西尾新一 森哲男	飛島建設 鴻池組	電力土木	2004/03
送電線近傍における環境磁場の予測・低減化技術に関する研究(その4)磁気シールド材入り隅部の影響確認実験	川瀬隆治 石橋孝一 新納敏文	東急建設 フジタ	日本建築学会学術講演梗概集D-1 環境工学1	2003/09
送電線近傍における環境磁場の予測・低減化技術に関する研究(その5)バルコニー空間における磁場低減効果確認実験	石橋孝一 新納敏文 川瀬隆治	フジタ 東急建設	日本建築学会学術講演梗概集D-1 環境工学1	2003/09
送電線近傍における環境磁場の予測・低減化技術に関する研究(その6)大画面・高品位テレビによる画像揺れ評価実験	新納敏文 川瀬隆治 石橋孝一	フジタ 東急建設	日本建築学会学術講演梗概集D-1 環境工学1	2003/09
折板屋根大規模建物の温熱環境改善に関する研究(その7)日射吸収率の現地測定法の開発	島田潔 紺野康彦 倉山千春	国土技術政策総合研究所	日本建築学会学術講演梗概集D-2 環境工学2	2003/09
折板屋根大規模建物の温熱環境改善に関する研究(その8)凹凸形状の日射吸収率・長波長放射率と内外熱伝達率	紺野康彦 島田潔 倉山千春	国土技術政策総合研究所	日本建築学会学術講演梗概集D-2 環境工学2	2003/09

題名	発表者名	所属 (空欄は三井住友建設)	発表誌名	発表(講演) 年月
高気密集合住宅における常時小風量換気システムの利用状況調査(その1)調査概要及び単純集計結果	水谷泰三 清水則夫 小峯裕己 倉淵隆 長谷川功 渡辺和文 大嶋兼芳	都市基盤整備公団 バッテリービング 千葉工業大 東京理科大  松下エコシステムズ 三菱電機	空気調和・衛生工学会学術講演会講演論文集	2003/09
高気密集合住宅における常時小風量換気システムの利用状況に関する調査(その2)システムの作動状況と効果	清水則夫 水谷泰三 小峯裕己 倉淵隆 長谷川功 渡辺和文 大嶋兼芳	バッテリービング 都市基盤整備公団 千葉工業大 東京理科大  松下エコシステムズ 三菱電機	空気調和・衛生工学会学術講演会講演論文集	2003/09
コミッシュニングに関する日米の動向-第1報 国内の状況-	大代誠 泉山浩郎 疋田昌之 川島実 大阪谷彰 市川哲也 城田修司 中村慎 西尾新一	大林組 鹿島建設 大成建設 清水建設 戸田建設 東急建設 西松建設 竹中工務店	日本建築学会学術講演梗概集F-1 都市計画 建築経済・住宅問題	2003/09
コミッシュニングに関する日米の動向-第2報 米国におけるコミッシュニング調査結果報告-	市川哲也 泉山浩郎 疋田昌之 川島実 大阪谷彰 大代誠 城田修司 中村慎 西尾新一	東急建設 鹿島建設 大成建設 清水建設 戸田建設 大林組 西松建設 竹中工務店	日本建築学会学術講演梗概集F-1 都市計画 建築経済・住宅問題	2003/09
コミッシュニングに関する日米の動向-第3報 日米コミッシュニングの相違-	泉山浩郎 疋田昌之 川島実 大阪谷彰 大代誠 中村慎 市川哲也 城田修司 西尾新一	鹿島建設 大成建設 清水建設 戸田建設 大林組 竹中工務店 東急建設 西松建設	日本建築学会学術講演梗概集F-1 都市計画 建築経済・住宅問題	2003/09
コミッシュニングに関する日米の動向-第4報 米国のコミッシュニングの進め方-	中村慎 大代誠 泉山浩郎 疋田昌之 川島実 大阪谷彰 市川哲也 城田修司 西尾新一	竹中工務店 大林組 鹿島建設 大成建設 清水建設 戸田建設 東急建設 西松建設	日本建築学会学術講演梗概集F-1 都市計画 建築経済・住宅問題	2003/09

題名	発表者名	所属 (空欄は三井住友建設)	発表誌名	発表(講演) 年月
コミッションングに関する日米の動向 -第5報- 類似手法と国内におけるCxのあり方	川島実 泉山浩郎 疋田昌之 大代誠 大阪谷彰 市川哲也 城田修司 中村慎 西尾新一	清水建設 鹿島建設 大成建設 大林組 戸田建設 東急建設 西松建設 竹中工務店	日本建築学会学術講演梗概集F-1 都市計画 建築経済・住宅問題	2003/09



---

三井住友建設技術研究所報告 No.2 2004

平成 16 年 12 月 1 日発行

編集・発行

三井住友建設株式会社技術研究所  
流山研究所

〒270-0132 千葉県流山市駒木 518-1

TEL.04-7140-5220 FAX 04-7140-5221

小山研究所

〒329-0432 栃木県河内郡南河内町仁良川  
1726

TEL.0285-48-2611 FAX 0285-48-2655

印刷 いばらき印刷株式会社

Reports of Technical Research Institute of  
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD

No.2 December 2004

Published and Edited by

Technical Research Institute of

SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD

Nagareyama Site

518-1,Komaki,Nagareyama-shi,Chiba 270-0132

TEL.04-7140-5220 FAX 04-7140-5221

Oyama Site

1726,Niragawa,Minamikawachi-machi,Tochigi

329-0432

TEL.0285-48-2611 FAX 0285-48-2655

---

URL <http://www.smcon.co.jp/>

三井住友建設株式会社  
技 術 研 究 所