

三井住友建設技術研究開発報告

TECHNICAL RESEARCH REPORT OF
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION

No.13 2015

ごあいさつ

三井住友建設技術研究開発報告第 13 号の発刊にあたり、ご挨拶申し上げます。

日本経済は、政府の財政再建政策や東京オリンピックへの期待感などにより緩やかな回復基調にありますが、中国経済の影響やオリンピック後の景気低迷の懸念など先々の不透明感を残しています。また、南海トラフの巨大地震など予測される災害に対して、強靱な国土の形成も重要な施策として展開されています。建設市場においては、インフラ整備という重要な使命を担い景気回復にともなう工事量の増加が見込まれる一方で、少子高齢化による労働力不足、技術者不足が深刻化して来ている状況です。

労働力不足を解消する一方で高品質を確保する施策や安心安全な社会の形成への要求が益々高まり、技術開発の分野においても、省力化・省人化技術、ICT 利用技術、環境エネルギー関連技術、インフラ再生技術、防災減災技術などに技術開発の重心が置かれています。

今回お届けする報文集から名称を改め「三井住友建設技術研究開発報告」としましたが、これまでの報文集から通算して第 13 号の発刊となりました。本号では、「合成構造による橋梁」などの生産性向上技術、コンクリートの品質向上技術、「液状化による側方流動対策」「免震積層ゴムの引抜き対応機構」など地震防災関連技術、ICT を利用した施工管理技術、「トンネル補修や維持管理」などのインフラ再生技術など合計 17 編の論文を掲載しています。

弊社では、平成 27 年度より新たに技術本部が発足し、長期を見据えた技術開発戦略の下、土木建築両分野の技術の融合を標榜したユニークな組織として活動しています。技術研究所もその技術本部の中にあって、土木建築の垣根を越える橋渡し役として技術の融合をさらに加速させる所存です。

今後とも皆様のご指導ご鞭撻の程、よろしくお願い申し上げます。

2016 年 2 月

技術研究所長
谷垣正治

三井住友建設技術研究開発報告 第13号

※ 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	論文
1	鋼合成桁とPC桁接合部におけるウェブずれ止めの設計に関する研究	篠崎 裕生 有川 直貴 浅井 洋	1	19
2	梁状構造を用いた押抜きせん断補強に関する実験的研究	三加 崇 篠崎 裕生 浅井 洋 有川 直貴 竹山 忠臣	2	27
3	コンクリートの表面近傍にアラミド緊張材を用いた梁の曲げひび割れ性状	竹山 忠臣 有川 直貴 三加 崇 浅井 洋	3	33
4	施工方法がコンクリートの表層品質に及ぼす影響	石澤 正大 佐々木 亘 藤岡 泰輔 大野 寛太 斯波 明宏 浅井 宏隆	4	41
5	各種硬化促進材料を用いたコンクリートの強度発現性と発熱特性	恩田 陽介 石澤 正大 佐々木 亘 谷口 秀明	5	49
6	放電衝撃波動伝播の数値解析的評価	山地 宏志 中森 純一郎	6	55
7	トンネル補修工事における施工情報のデータベース化	大津 慎一 山地 宏志	7	61
8	衝撃振動実験による盛土の耐震補強技術の検討	戸村 豪治 高橋 直樹 黒川 幸彦	8	67
9	液状化による側方流動対策のための効果的な改良杭配置に関する遠心模型実験と流体解析	高橋 直樹 戸村 豪治 津田 和夏希 高田 昌典	9	73
10	トンネル維持管理のための車載撮影装置の開発	塩崎 正人 千葉 史隆 三上 博	10	79

※ 論文はCD-ROMに収録しています

No.	タイトル	執筆者	概要	論文
11	3Dクレーンブーム位置監視システムの開発	三上 博 千葉 史隆 伊達 峰司 草竹 真也	11	83
12	1周波ローコストGNSS受信機の測位性能に関する評価	千葉 史隆 三上 博 掛橋 孝夫	12	89
13	モード適応型増分解析に関する基礎的検討	平田 裕一 菅原 貴之	13	93
14	せん断専用取付ボルトを用いた積層ゴムの引抜対応浮上がり機構の開発	鈴木 亨 松永 健太郎 小田 稔 南 圭祐 薫田 里実 河井 慶太 原田 浩之	14	99
15	アルミ手摺り補修工法の開発	蓮尾 孝一 蝦名 浩二 西脇 靖洋	15	109
16	スリット型吸音機構によるトンネル発破音の低減手法	岩本 毅 山地 宏志 嶋田 泰 中森 純一郎	16	115
17	多点風速計の周波数応答補正による瞬間風速評価	作田 美知子 岩本 毅	17	119
【社外発表論文一覧】				123

鋼合成桁とPC 桁接合部におけるウェブずれ止めの設計に関する研究

篠崎 裕生 有川 直貴 浅井 洋

キーワード：混合桁橋接合部, ずれ止め, 頭付きスタッド, 鋼管ジベル

研究の目的

著者らが提案する鋼合成桁と PC 桁の接合構造（図-1）では、上下フランジおよびウェブのずれ止めによって接合部に作用する曲げモーメントとせん断力に抵抗する機構となっている。ウェブのずれ止めが必要なずれ抵抗を発揮するためには、ウェブの面外方向に十分な拘束力が働くことが重要である。本接合方式では、ウェブ部分に働く面外拘束力は、フランジに配したずれ止めと上床版の横補強筋によって発揮されることを想定しているが、これを設計するためには、面外拘束力がずれ止めと接合部の挙動に及ぼす影響を定量的に評価可能な手法が必要である。そこで、ずれ止めのせん断方向と鉛直方向の力と変形の間関係を連成モデルとして定式化して、非

線形有限要素解析モデルに組み込み実験結果の検証と設計法の提案を行った。

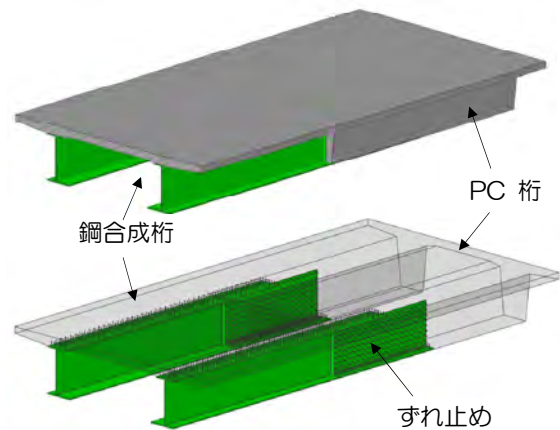


図-1 対象とした鋼合成桁と PC 桁の接合構造

研究の概要

本論文では、拘束力を変化させたずれ止めのせん断試験により面外拘束力と面外変位を定式化し、有限要素解析におけるジョイント要素の構成モデルとして組み込んだ。この解析法を用いて、鋼合成桁-PC 桁のウェブ接合部に着目した載荷実験を対象とした非線形有限要素解析を行い、ウェブ接合面の耐荷性状および面内・面外変形挙動を比較検証するとともに、簡易なずれ止めの設計法を提案した。図-2 は解析モデルである。

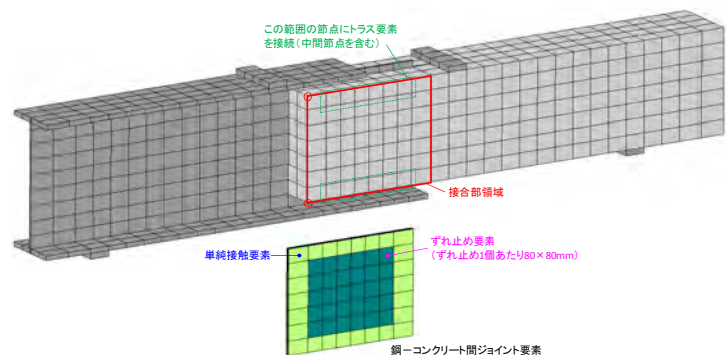


図-2 FEM 解析モデル

研究の成果

提案した連成モデルおよび解析手法は、実験の傾向を概ね再現可能であること示した（図-3）。さらに、ウェブ接合部での面外拘束度を増加させた試解析を行った結果、対象とする鋼桁-RC 桁接合部では、面外変位が抑制されることによって、耐力が向上することを解析的に示した。

接合部の耐力は、接合部中央を回転中心としてそこからの距離に比例したせん断抵抗を仮定し、最外縁のずれ止めが耐力に達した時の抵抗力の総和として計算することができることを示した。

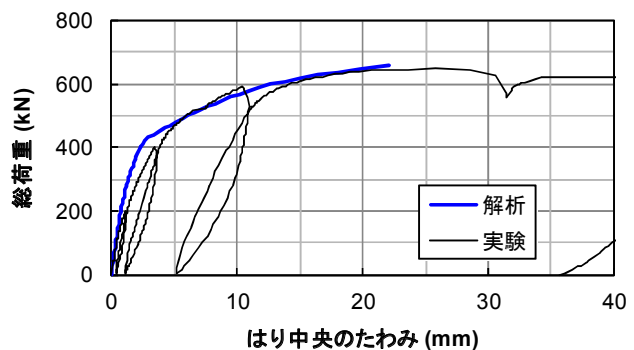


図-3 解析結果

A Study on Design Method for Web Shear Connector in Joints of Composite Steel Girder and PC Girder

Hiroo Shinozaki Naoki Arikawa Hiroshi Asai

Key Words : Joint of Mixed Girder Bridge, Shear Connector, Headed Stud, Steel Pipe Dubel

梁状構造を用いた押抜きせん断補強に関する実験的研究

三加 崇 篠崎 裕生 浅井 洋 有川 直貴 竹山 忠臣

キーワード：押抜きせん断，梁状補強，容器構造物

研究の目的

貯水機能を有する容器構造物は、高度成長期に多く建設され、更新の時期を迎つつある。現在の耐震基準が、施工当時と異なっている構造物が多く、壁や底版の曲げ耐力やせん断耐力が不足すること、また、杭基礎による構造物では、底版に杭反力が作用し、押抜きせん断破壊が懸念される。

著者らは、押抜きせん断に対する底版補強方法として、梁部材を付加する方法を考案した。梁状とすることで自重の増加を抑制しつつ既設部の剛性を増大させ、ひび割れ発生を抑制することを目的とした。底版を模擬したコンクリート版を用いて増打ちおよび梁状構造による補強効果を確認した。

研究の概要

試験体は、基準とした無補強の case1, これに厚さ 60mm と 100mm で増打ちした case2 と case3, 梁状構造で補強した case4 である (表-1)。case4 の梁の断面は 200×200mm とし、対角に配置した。鉄筋は、梁の軸方向と梁のせん断破壊および押抜きせん断破壊の破壊面を跨ぐように、梁の軸方向鉄筋に対して 45 度に配置した。補強量を比較すると、case4 のコンクリート量および鉄筋量は、case3 の 70%程度である。

case	試験体種類	試験体形状			
		床版		補強量	
		形状	鉄筋	コンクリート	鉄筋
1	基準	1800×1800×200mm	D16 SD345 ctc125mm	—	—
2	増厚(t=60mm)			1800×1800×60mm	D6 SD345 ctc50mm
3	増厚(t=100mm)			1800×1800×100mm	D10 SD345 ctc67mm
4	梁試験体			200×200×2545mm×2方向	D22 SD345 ctc51mm

載荷装置を図-1 に示す。載荷は、試験体中央の載荷面にφ300mm の鋼板を設置して載荷ジャッキにより載荷を行った。実験は、1500mm の支点間距離で 4 辺を可動支点とした構造により単調載荷で実施した。



写真-1 補強状況

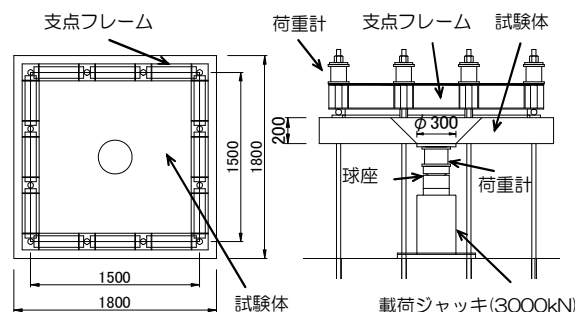


図-1 載荷装置図(case1)

研究の成果

図-2 に載荷荷重と鉛直変位の関係を示す。case1 の耐力が 594kN に対して、増打ちした場合には、case2 で 802kN, case3 で 1119kN と増打ちによる耐力の増加を確認した。case4 の梁状の場合では、1104kN の耐力を有していた。

case4 の梁状構造の場合、補強部のコンクリート量が同程度の case2 と比較して約 1.4 倍の押抜きせん断耐力を有し、約 1.7 倍のコンクリート量の case3 と同等程度の耐力を有することが確認できた。

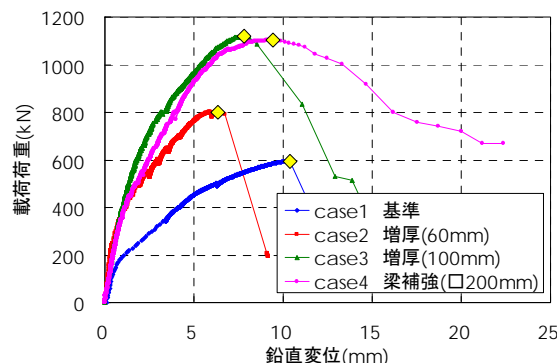


図-2 載荷荷重と鉛直変位

Experimental Study on Punching Shear Reinforcement Methods using Beam Elements

TAKASHI SANGA HIROO SINOZAKI HIROSHI ASAI NAOKI ARIKAWA TADAOMI TAKEYAMA

Key Words : Punching Shear , Reinforcement using RC Beam , Vessel Structure

コンクリートの表面近傍にアラミド緊張材を用いた梁の曲げひび割れ性状

竹山 忠臣 有川 直貴 三加 崇 浅井 洋

キーワード：アラミド連続繊維，緊張材，かぶり，ひび割れ幅

研究の目的

近年コンクリート構造物に要求される性能は多様化しており、繊維補強コンクリートがその一つとして挙げられる。アラミド3軸メッシュシートはあらかじめ型枠に配置して剥落防止に用いられているが、細径のアラミド繊維をコンクリート表面近傍に複数配置し張力を与えることで、コンクリートの剥落防止に加えて、ひび割れ性状が改善するものと考えられる。

本文では、一般的なRC梁のかぶり部分に緊張したアラミド繊維を配置した供試体の曲げ試験を行い、そのひび割れ幅や本数などに与える影響を確認した。

研究の概要

図-1、図-2 に本研究で用いた試験体を示す。幅400mm、高さ200mm、長さ3600mmの梁とし、下縁から5mmの位置に10mm間隔で計39本のアラミド繊維（糸径1.7mm）を配置した。

表-1 に試験体一覧を示す。S57はアラミド繊維に張力を与え、繊維の引張耐力に対して57%のプレストレスを導入し、曲げ試験を行った。

研究の成果

同一荷重の時、鉄筋に発生するひずみが小さければ表面のひび割れ幅が小さくなると言える。曲げ試験の結果、アラミド繊維に張力を与えることで、荷重20kN（設計荷重に相当）の時に鉄筋に発生するひずみは小さくなり、ひび割れ幅を抑制することが可能であった（図-3）。

ひび割れ本数に与える繊維の影響は確認できなかったが、アラミド繊維を配置することで、ひび割れ幅の局所化を防止する効果が見られた（図-4）。

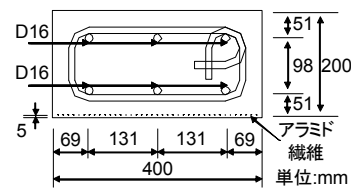


図-1 試験体（断面図）

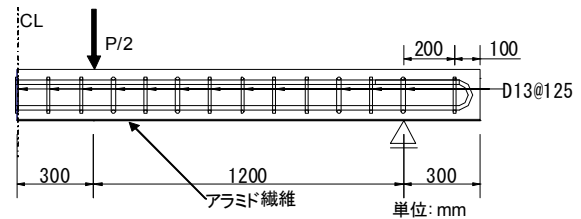


図-2 試験体（側面図）

表-1 試験体一覧

試験体名称	アラミド繊維の有無	アラミド繊維	
		導入張力 (kN)	引張耐力に対する割合 (%)
SN	無	-	-
S0	有	0	0
S9		5.2	9
S57		38.8	57

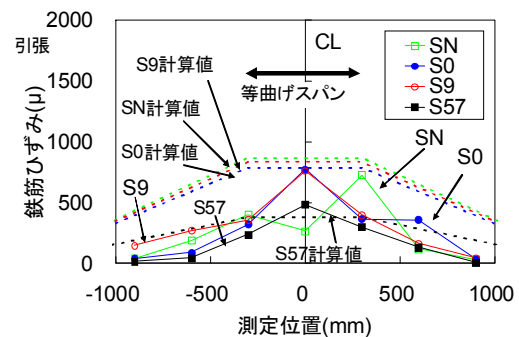


図-3 鉄筋ひずみ（荷重 20kN）

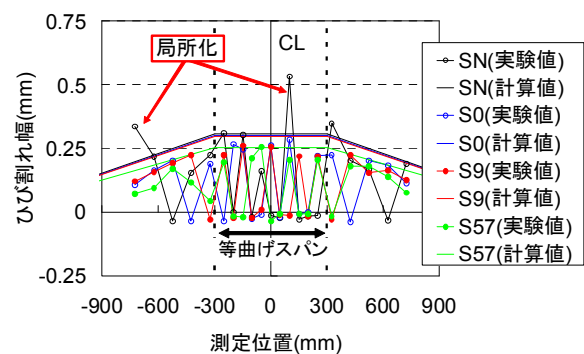


図-4 ひび割れ幅分布（荷重 40kN）

Flexural Cracking Behavior of Concrete Beam Reinforced with Aramid Fiber Strings Placed in the Cover Concrete

TADAOMI TAKEAYAMA NAOKI ARIKAWA TAKASHI SANGA HIROSHI ASAI

Key Words : Aramid fiber , PC tendon , Cover Concrete , Crack Width

施工方法がコンクリートの表層品質に及ぼす影響

石澤 正大 佐々木 亘 藤岡 泰輔 大野 寛太 斯波 明宏 浅井 宏隆

キーワード：表層品質，透気係数，吸水速度，養生，透水型枠シート，真空脱水工法

研究の目的

コンクリート構造物の劣化は、二酸化炭素や塩化物イオンなどの劣化因子がコンクリート内部へ侵入することにより進行するため、耐久性を確保・向上させるためには、コンクリート表層部（かぶり部）の品質、特に物質透過性が重要になる。

一方で、コンクリート構造物の耐久性は、コンク

リートの使用材料や配合だけに左右されるのではなく、施工の影響も大きく受けることが知られている。

そこで、壁部材および床版部材を模擬した試験体を用い、締固めや養生、表面仕上げなどの施工方法がコンクリートの表層品質に及ぼす影響について検討を行った。

研究の概要

試験体は壁および床版を模擬したものとした。壁部材を模擬した試験体（以下、壁試験体）は、寸法幅 900×高さ 1800×厚さ 400mm とした。また、床版を模擬した試験体（以下、床試験体）は、寸法幅 1800×高さ 1800×厚さ 200mm である。

コンクリートの配合は、橋梁現場で用いられている PC 配合（PC(H)：早強）、一般構造物に用いられる RC 配合（RC(N)：普通）、（RC(BB)：高炉 B）とした。

今回採用した施工方法は表-1 に示す通り 8 種類ある。

表層品質の評価は、非破壊試験として表層透気試験および表面吸水試験を行い、一部の試験体については非破壊試験の後、φ100mm のコアを採取し、温度 20℃、湿度 60%、CO₂ 濃度 5% の環境で促進中性化試験と、細孔径分布の測定を実施した。

表-1 施工方法

施工方法	
標準	真空脱水工法
振動系均し器具	気泡除去
トロワエル	養生
天端仕上げシステム	透水型枠シート

研究の成果

壁部材に関して、透水型枠シートの使用により、表層透気係数および表面吸水速度は大幅に低減され、表層品質が向上することが確認できた。

また床部材に関して、真空脱水工法および改良型真空脱水工法は、表層透気係数および表面吸水速度が低減され、表層品質の向上が確認された。

促進材齢 28 日における中性化深さと表面吸水速度および表層透気係数の関係を図-1 および図-2 に示す。表面吸水速度については、中性化深さと間に相関関係が認められる結果となった。一方、表層透気係数については、明確な相関関係は確認できないが、 $0.01 \times 10^{-16} \text{m}^2$ 以下で中性化深さが小さくなる結果となった。本実験により、コンクリート配合や施工方法、養生方法が、表層の物質移動抵抗性に影響を与えることを確認した。

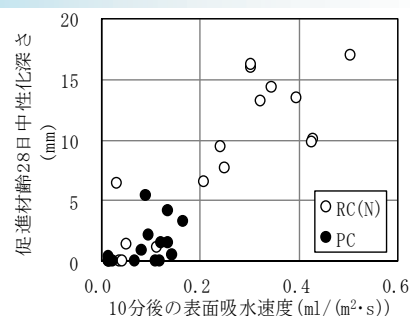


図-1 表面吸水速度と中性化深さの関係

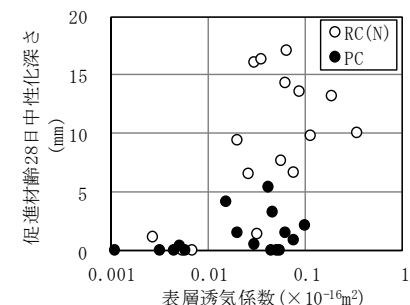


図-2 表層透気係数と中性化深さの関係

Influence of Placement Procedure on Surface Quality of Concrete

MASAHIRO KOKUZAWA WATARU SASAKI TAISUKE FUJIOKA KANTA ONO
AKIHIRO SHIBA HIROTAKA ASAI

Key Words : Surface quality, surface coefficient of air permeability, Surface speed of were absorption, curing, permeability formwork sheet, vacuum dewatering method

各種硬化促進材料を用いたコンクリートの強度発現性と発熱特性

恩田 陽介 石澤 正大 佐々木 亘 谷口 秀明

キーワード：圧縮強度，強度発現，凝結，簡易断熱，早強剤，促進

研究の目的

コンクリートの施工・製造の現場では、寒冷期の初期凍害を防止する場合やコンクリートの二次製品の型枠の回転を早める場合に、硬化促進剤や早強剤が用いられており関心が高まっている。

また、PC 部材においては、コンクリートの初期材齢における強度発現は、プレストレスの導入に影

響を与え、導入時期を早めることができれば工期短縮に繋がる。

本研究では、主として PC 上部工に用いるコンクリートを対象とし、各種硬化促進材料の適用性の基礎的検討として、強度発現性ならびに発熱特性について検討を行った。

研究の概要

PC 上部工に用いる 40~50N/mm² 程度のコンクリート (H40 シリーズ) と、厚さが薄いプレキャスト PC 部材への適用を想定した設計基準強度 80~100N/mm² 程度の高強度繊維補強コンクリートから粗骨材と繊維を除いた高強度モルタル (HSF シリーズ) の 2 種類を評価対象とした。使用した各種硬化促進剤は、液体系の化学混和剤として、カルシウムシリケート化合物のナノ粒子により水和反応を促

進する早強剤 (以下、MXS) と、粉体系の混和材として、エトリンガイトの生成と水和促進作用により強度発現をする膨張性早期脱型材 (以下、FCN) および石膏を主成分とし、主にコンクリートパイルに使用されオートクレープ養生の省略が可能な高強度コンクリート用混和材 (以下、SN) を用いた。どの材料も使用量は標準使用量とし、MXS は単位水量の一部とし、FCN と SN はセメントと置換した。

研究の成果

本研究により、以下のことが明らかとなった。

(1) 各種硬化促進材料を用いた配合では、H40 シリーズ、HSF シリーズ共に、凝結促進効果が見られ、凝結時間が速まった。その効果は種類によって差が見られた。(図-1) 凝結促進効果は MXS と FCN において顕著であった。

(2) 各種硬化促進材料を用いた H40 配合では、MXS と FCN では初期材齢における強度が高まった。長期強度においては影響が見られなかった。(図-2) また、MXS と FCN では材齢 1d で材齢 28d に対する強度比で約 60% の強度発現があった。これにより、

MXS と FCN は材齢初期における強度発現に寄与しており、初期強度の増加が期待できる。

(3) H40 シリーズでは、MXS と FCN を用いた場合、水和促進により、最大温度到達時刻が早まり、最大温度が増加する。一方、SN では、発熱速度が遅くなり、最大温度が低下した。(図-3) MXS ではカルシウムシリケート化合物のナノ結晶による水和の促進、FCN ではエトリンガイトの生成と水和の促進、SN では石膏による発熱速度の遅延と単位セメント量の減少による最大発熱量の低下によるものと推察された。

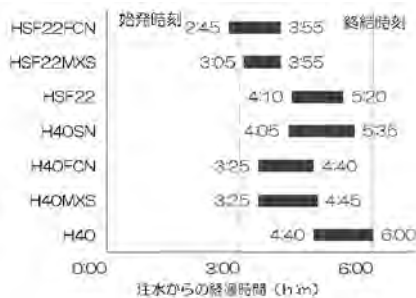


図-1 凝結試験

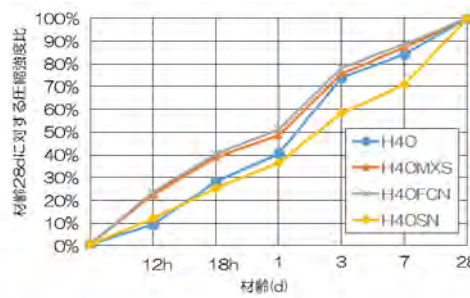


図-2 圧縮強度比

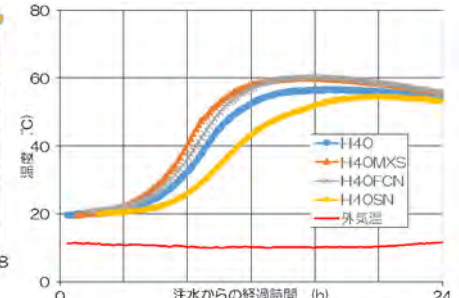


図-3 簡易断熱

Strength and Heating Characteristics of Concrete Using Various Curing Promoting Material

YOSUKE ONDA MASAHIRO KOKUZAWA WATARU SASAKI HIDEAKI TANIGUCHI

Key Words : compression strength, strength development, condensation, simple heat insulation, Hardening accelerator, acceleration

放電衝撃波動伝播の数値解析的評価

山地 宏志 中森 純一郎

キーワード：放電破砕，動的制御解体，波動力学，破壊力学

研究の目的

近年，非火薬系溶剤を電氣的刺激によって瞬間的に膨張させることで，脆性材料を破砕する放電破砕工法が普及しつつある。当該工法は，火薬系と比較すると，爆速が1オーダー遅く，破壊力もこれに準じ，小さなものととどまる。

一方，筆者らは，発破により生じる衝撃波を制御することで，安全，効率的，かつ低環境負荷で爆破解体を実施する精密爆破解体工法(Precise blasting demolition)を提案し，その実用化と普及に取り組んできた。上記の放電破砕工法の爆破特性を検討するとき，その破壊機構が衝撃波動伝播によるもので

あれば，狭小な室内や活線交通近傍等での精密爆破解体工法の起爆剤として利用することができるのではないかと考えた。この考えに基づき，筆者らは，放電破砕によるコンクリート柱破砕実験を実施し，その破壊過程を超高速カメラで撮影することで，その破壊機構が起爆により発生する衝撃波に支配されることを示した。

本文は，このコンクリート柱破砕実験を，衝撃波動伝播解析コード BLAST-3D によりシミュレーションし，放電破砕工法を筆者らの提唱する精密爆破解体工法に適用し得るかを検証したものである。

研究の概要

本研究においては，図-1 に示すように放電破砕工法によるコンクリート柱破壊過程を BLAST-3D によりシミュレーションし，体積ひずみ，あるいは正八面体せん断応力等の生成・伝播過程を追跡し，破壊形成の機構を検証するとともに，これが教える破壊挙動と実際の破壊挙動との比較を通して，シミュレーションの妥当性を併せて検証した。

この結果，高い整合性を持って数値解析結果と実破壊挙動が一致すること，および起爆中央から水平に成長・伝播する引張ひずみ領域と，起爆上下端から円錐状に伝播する引張ひずみ領域，ならびに自由境界面での反射が，コンクリート柱の破壊挙動を支配することが明らかとなった。

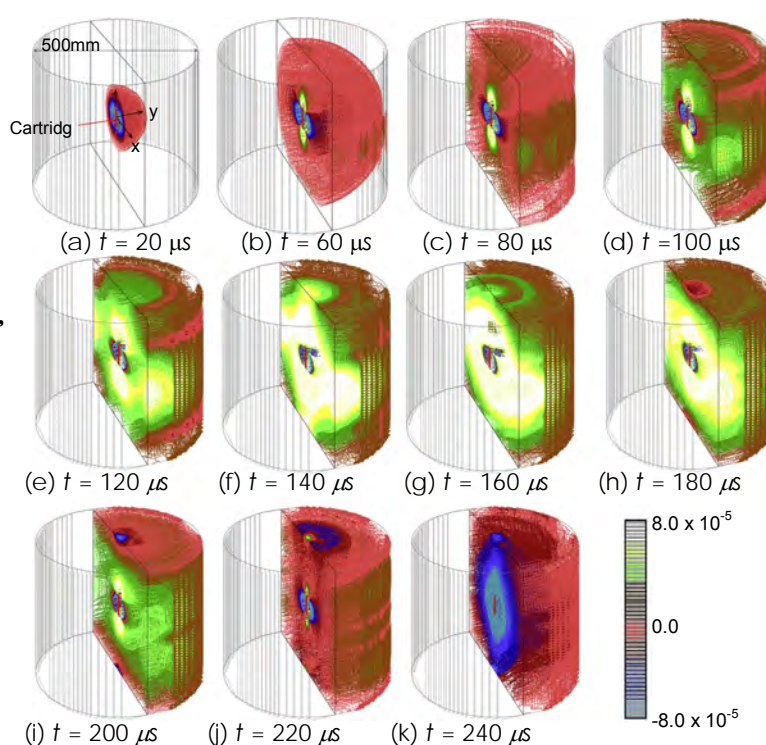


図-1 中央起爆による破壊過程シミュレーション例

研究の成果

本研究では，衝撃波動伝播解析コード BLAST-3D が，放電破砕によるコンクリート柱破壊過程を合理的に説明し得ることを示した。このように，

BLAST-3D は発破だけでなく，放電破砕についても，その動的破壊過程を理解し，ひび割れ制御設計に供し得るものと判断する。

The Numerical Evaluation of Shock Wave Propagation Caused by Electric Discharge

Hiroshi Yamachi Jun-ichiro Nakamori

Key Words : Electric discharge impulse, Controlled dynamic demolition, Wave dynamics, Fracture mechanics

トンネル補修工事における施工情報のデータベース化

大津 慎一 山地 宏志

キーワード：社会インフラ、ライフサイクル管理、補修工事、維持管理・調査、データベース

研究の目的

近年、高度成長期に建設された社会インフラの老朽化に伴い、補修工事の割合が増加する中、東日本大震災等の大規模災害の経験を踏まえ、避難経路の確保など社会インフラの健全性の確保が急務となつつある。このような状況下では、施工、維持管理、補修などといった一連の情報の一元化、共有化といったライフサイクル管理が必要不可欠となる。

研究の概要

本研究で構築したデータベースシステムは、施工データを一般的なパソコン上での運用が可能なローカルデータベース上に登録する。これは一般的な補修工事の現場が小規模であり、サーバー等の運用が難しい点を考慮したためである。

データの登録や閲覧、分析などを行うシステムは、図-1および図-2に示すようにIT技術に習熟していない担当者でも直感的にデータ入力やデータ閲覧等の操作を行うことが可能となるユーザーインターフェイスの実現を図っている。また登録されている施工情報を用いて帳票や日報などの作成を支援する機能を実現することで、日常的な事務業務の効率化を図る。

研究の成果

本研究成果となるトンネル補修工事データベースシステムを以下の現場で試験適用を行った。

工事名称：平成 25 年度葵北県道第 9 号（主）
梅ヶ島温泉昭和線（美和トンネル）
災害防除工事
工期：平成 25 年 12 月 17 日
～平成 26 年 10 月 31 日
発注者：静岡市
工事内容：美和トンネルの漏水、ひび割れ、
覆工内面の補修等

本研究は、トンネルのライフサイクル管理のうち補修工事に係る施工情報をデータベース化するシステムを開発することで、社会インフラに係るライフサイクル管理に寄与することを目的としている。また蓄積した施工情報を施工現場や本支店などで共有化することで、施工品質の向上や効率化を目指す。

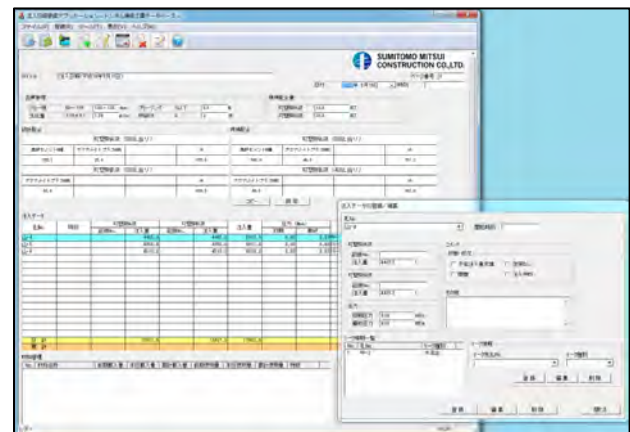


図-1 裏込め注入日報入力画面



図-2 施工情報検索画面

Development of Construction Information Database for Rehabilitation Work on Tunnels

SHUNICHI OHTSU HIROSI YAMACHI

Key Words : Social Infrastructure, Life Cycle Management, Rehabilitation Work, Maintenance, Database

衝撃振動実験による盛土の耐震補強技術の検討

戸村 豪治 高橋 直樹 黒川 幸彦

キーワード：斜面安定、地震、模型実験

研究の目的

近年、大地震や豪雨のような大規模自然災害時における緊急物資輸送路の確保、あるいはライフライン等の迅速な復旧復興の観点から、道路や鉄道などの盛土の耐震性の問題が注目されている。

しかし、例えば鉄筋補強土工法やジオグリッドによる補強土工法などを用いて地盤を補強した場合、

どの程度の被害低減効果が得られるかなど不明な点も多い。

筆者らは、簡易な方法で模型地盤に一樣な慣性力を与えることにより地震時の斜面の崩壊過程を再現する方法として、模型地盤に対する衝撃振動実験を考案し、耐震補強対策の効果について検討を行った。

研究の概要

試験は、幅 700mm、高さ 380mm、奥行き 100mm の模型土槽内に、無補強と鉄筋補強、およびジオグリッド補強を想定した模型地盤を作成し、傾斜のあるガイドレール上を滑らせて壁に衝突させ、模型

地盤に一樣な水平方向の慣性力を与えた。それぞれのケースで斜面崩壊するまで土槽を繰り返し衝突させ、加速度および変位計測を行うとともに、衝突後に模型地盤のデジタル画像を撮影した。

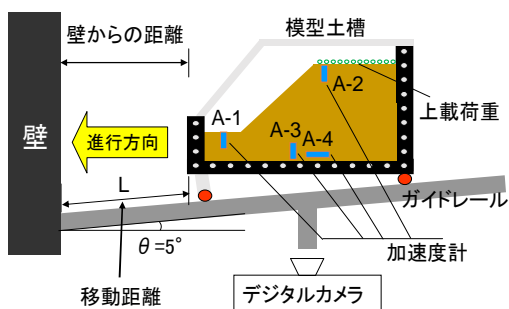


図-1 試験方法概要

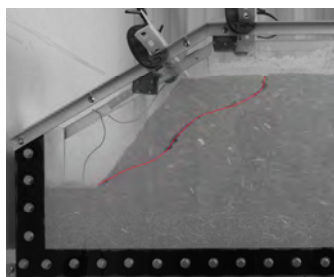


写真-1 破壊状況(無補強)

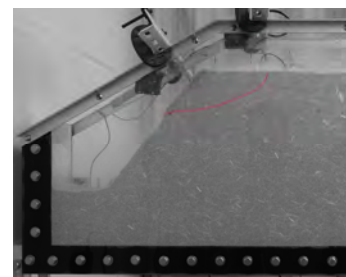


写真-2 破壊状況(補強有)

研究の成果

試験の結果、無補強時には明瞭な円弧状のすべり面を伴って破壊に至っているのに対し、ジオグリッド補強タイプでは、破壊に至る衝撃回数が多く、破壊性状についても補強材を通過する大きなすべり面の発生を防ぐことにより破壊領域が小さくなる傾向がみられた。また、鉄筋補強タイプでは、変位の進行とともに衝撃1回あたりの変位量が小さくなる傾向を示し、支圧版の効果により変位の進行とともに変形の拘束効果が増大する傾向が認められた。

本試験方法によって地震時の盛土斜面のすべり破壊の状況を再現でき、また、各種の盛土の耐震補強対策の効果について検証可能であることがわかった。さらに、衝撃一回あたりの変位量に着目することにより、補強対策の効果について定量的に比較することが可能であることも示唆された。

表-1 試験ケース

試験ケース	使用材料	移動距離	補強材		上載荷重
			種類	設置位置	
CASE①-1	三河珪砂V6号+ カオリンT.A=95.05 w=6.7%, γ _t =1.626g/cm ³	10cm	無		無
CASE①-2			補強メッシュ	B=7cm	
CASE①-3			補強メッシュ	B=14cm	
CASE②-1	三河珪砂V6号 Sr=30%, Dr=60%	7cm	無		0.5kPa
CASE②-2			補強メッシュ	B=7cm	
CASE②-3			補強材+支圧版	2列@5cm	

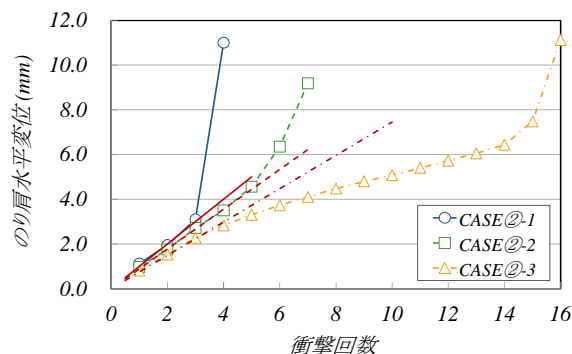


図-2 衝撃回数とのり肩水平変位 (CASE①)

Study on Aseismic Reinforcing Design of Embankment Using Impact Tests

GOJI TOMURA NAOKI TAKAHASHI YUKIHIKO KUROKAWA

Key Words : Slope Stability, Earthquake, Model Test

液状化による側方流動対策のための 効果的な改良杭配置に関する遠心模型実験と流体解析

高橋 直樹 戸村 豪治 津田 和夏希 高田 昌典

キーワード：液状化，側方流動，深層混合処理工法，遠心模型実験，流体解析

研究の目的

深層混合処理杭を効率的に配置して液状化による側方流動を抑制する流動閉塞杭配置（図-1）の効果を検討するため，遠心模型実験と流体解析を実施した。本研究は，東京大学および港湾空港技術研究所との共同研究として実施し，遠心模型実験には港湾空港技術研究所所有の装置 PARI MARK II を用いた。

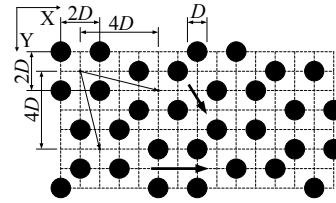


図-1 流動閉塞杭配置の概要

研究の概要

図-2 に示す解析メッシュを用いて遠心模型実験（図-3）のシミュレーションを実施した。

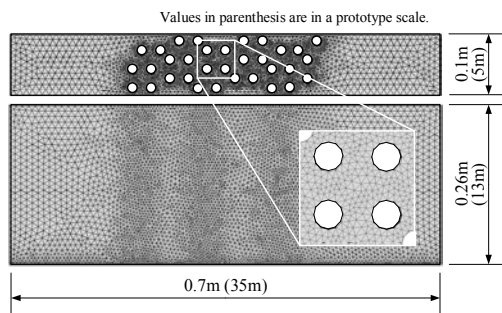


図-2 流体解析メッシュ

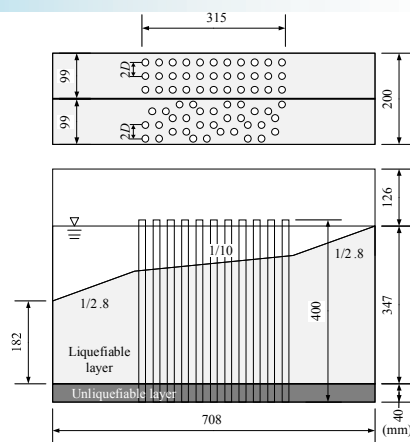


図-3 遠心実験模型

研究の成果

遠心模型実験と流体解析の結果から，次のことが明らかとなった。

- ① 遠心模型実験結果から，杭間隔 $2D$ の場合，杭により側方流動量は対策なしの 20 % 以下に低減される。その低減率は杭間隔を狭めることおよび流動閉塞杭配置にすることで小さくなる。
- ② 流体解析の結果から，遠心模型実験の流速に整合する粘性係数は $25 \text{ kPa}\cdot\text{s}$ （実物スケール）であった。
- ③ 対策ありの流体解析から得られた流速分布（図-5）は，遠心模型実験における側方流動量の分布（図-4）に整合していた。これより，流体解析は遠心模型実験における側方流動の流速とその分布を表せることを確認した。

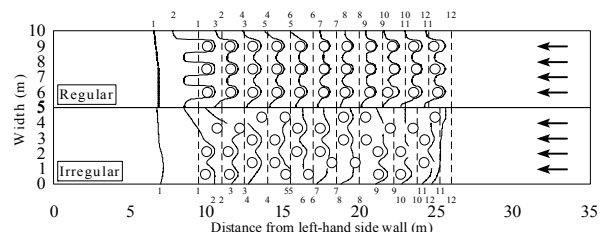


図-4 遠心模型実験における地盤の流動状況

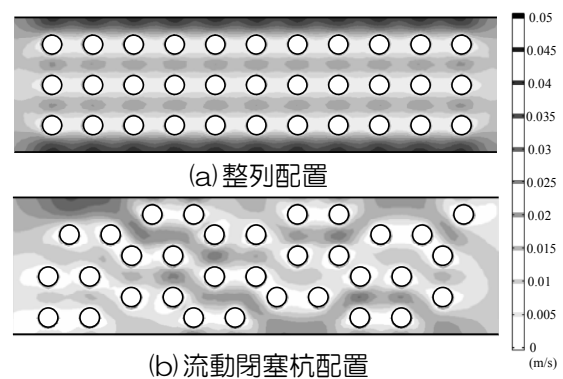


図-5 流体解析で求めた流速分布

Centrifugal Model Test and Fluid Analysis on Optimized Configuration of Cement-treated Soil Columns against Liquefied Ground Flow

NAOKI TAKAHASHI GOJI TOMURA WAKAKI TSUDA MASANORI TAKADA

Key Words : Liquefaction, Lateral Flow, Deep Mixing Method, Centrifugal Model Test, Fluid Analysis

トンネル維持管理のための車載撮影装置の開発

塩崎 正人 千葉 史隆 三上 博

キーワード：トンネル，維持管理，車載撮影システム，デジタルビデオカメラ，ひび割れ

研究の目的

老朽化したトンネルの維持管理が問題となっている。従来はトンネルを通行止めにして高所作業車等を用いる「近接目視点検」が一般的であったが、近年ではデジタル画像機器の発達から、専用車両で高速走行しながら撮影・計測を行う「走行型計測」も

実用化されている。一方で、計測費用が高額となる場合もあり、地方自治体において継続的な運用を難しくしている。筆者らは全ての道路管理者が運用出来る「走行型計測」を目指し、低コストの車載撮影装置を開発した。

研究の概要

低コストの装置を開発するため、以下のとおり仕様を決定した。

- ① 一般車両の屋根上に搭載可能
- ② 分解可搬型で脱着可能
- ③ 0.2 mm 以上のひび割れを抽出可能
- ④ 発電機を使用せずバッテリー駆動
- ⑤ 運用は一般道に限り低速撮影のみ

ビデオカメラは、入手が容易な民生品を使用し、照明は、省電力の高輝度LED投光器を使用している。装置にはスライド機構を設け、最低限の撮影機材でトンネル撮影を可能とするシステム開発を行った。また、撮影した画像を結合する場合、画像の濃淡が結合精度に影響を及ぼす(図-1)。この点を低減するため、照明の配置方法の検討を行った(図-2)。

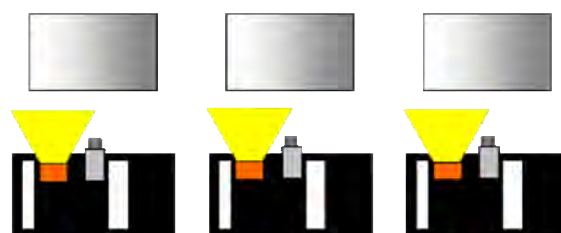


図-1 照射位置による走行時の画像濃淡

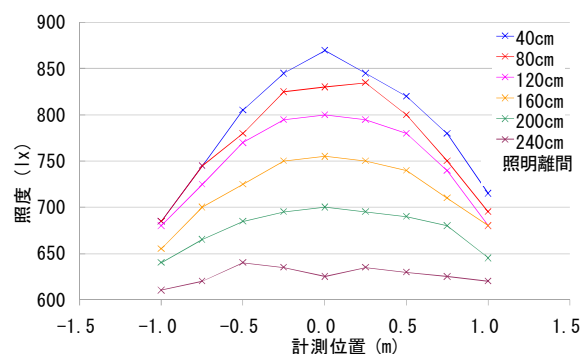


図-2 照明離間と照度の関係

研究の成果

写真-1は、今回開発した車載撮影装置である。スライド部・円弧部およびベースの3分割が可能である。スライド部にデジタルビデオカメラ(6台)と高輝度LED投光器(3台)を設置しており、スライド機構を可動させることでトンネル全周の撮影が可能である。撮影装置は全てバッテリー駆動であり、30 km/hでの撮影が可能である。

専用車両を必要としない「走行型計測システム」は、全ての点検者に対して、効率的な維持管理に寄与できるものと考えている。また、地方自治体での運用を考慮して、最終的には、既存機器の70%程度にコストダウンする計画である。



写真-1 分解可搬型車載撮影装置

Development of Mobile Imaging System for Tunnel Maintenance

MASANDO SHIOZAKI FUMITAKA CHIBA HIROSHI MIKAMI

Key Words : Tunnel, Maintenance, Mobile Imaging System, Digital Video Camera, Crack ey

3D クレーンブーム位置監視システムの開発

三上 博 千葉 史隆 伊達 峰司 草竹 真也

キーワード：GNSS, 送電線, 近接工事, 警報システム, 3次元

研究の目的

送電線、道路、線路などに近接した建設工事においてクレーン作業を行う際には、制限範囲へのブームの侵入監視が必要となる。既往の監視技術では、制限範囲の境界は2次元平面で設定されることが通常であり、複雑な制限範囲への対応で課題があった。

研究の概要

開発したシステムは、クレーンブーム頂点位置にGNSS受信機アンテナを設置して、その3次元位置座標を測位して、即時的に位置監視を行うものである。制限範囲は、3次元形状領域としてあらかじめパソコンのプログラムに登録しておく。パソコンに取り込まれたブーム位置座標が制限範囲の内外のどちら側にあるかを常に判定して、状態に応じた報知を行う。制限範囲にブームが入った危険時には、LED警報装置で赤色を点灯させ、警告音を鳴らして報知を行う。ブーム位置が制限範囲から離れている安全時には緑色の点灯を行う。さらに、クレーンブーム頂点と制限範囲の位置関係をリアルタイムに、任意の視点から、バーチャル空間で3次元表示する機能を付加した。

筆者らは、GNSS（全地球衛星測位システム）を活用することにより、複雑な形状の制限範囲を詳細な3次元空間領域で設定可能な新たなシステムの開発を行った。開発した技術を現場に適用して効果の検証を行った。

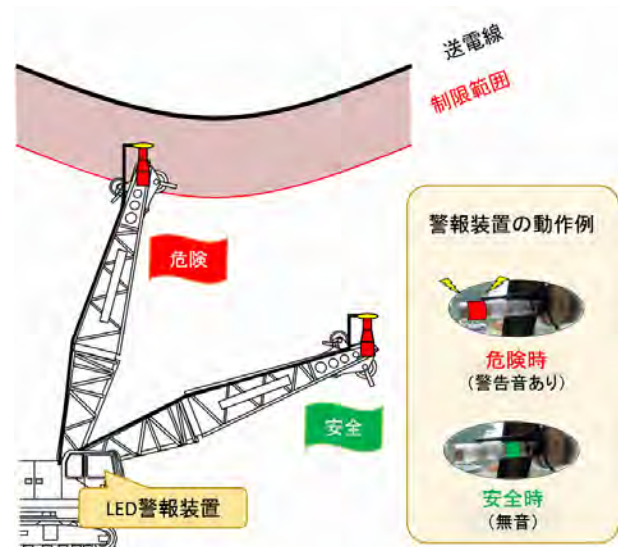


図-1 監視警報システム概要

研究の成果

開発したシステムを営業線近接工事（茨城県内）および送電線近接工事（岐阜県内）に導入して、その効果を検証した。

営業線近接工事においては、カーブ区間の線路に沿って、制限範囲を設定することにより、クレーンの移動に対して、日々の再設定の必要も無く効率的な監視が行えた。既設高架橋に挟まれた狭隘な空間でのクレーン作業の安全監視と有効作業領域確保が良好に実施できた。

送電線近接工事においては、3次元表示システムを活用することにより、高所の送電線位置からの視点で、接近状況を表示できるため、視覚的な状況判断が容易となることが確認された。無線LANを介し

て、現場内のタブレットパソコンおよび現場事務所パソコンで同時に監視状況の表示を行い、現場内での情報共有化を実現した。



写真-1 送電線近接工事における監視状況

Development of 3D Crane Boom Position Monitoring System

HIROSHI MIKAMI FUMITAKA CHIBA TAKASHI DATE SHINYA KUSATAKE

Key Words : GNSS, Power-transmission Line, Neighboring Construction, Warning System, 3Dimension

1周波ローコストGNSS受信機の測位性能に関する評価

千葉 史隆 三上 博 掛橋 孝夫

キーワード：GNSS, RTK測位, 1周波受信機, ソフトウェア受信機

研究の目的

移動体をcmの精度で計測するRTK測位は、建設工事において広く活用されている。しかしながら、RTK測位には高価な2周波受信機を使用するため、多くの台数を導入することが困難な状況である。

受信機コストを抑える方法として、安価な1周波受信機に着目した。現在は世界各国が測位衛星を配

備しており、多くの衛星を用いる1周波受信機においても安定してRTK測位ができる環境が整ってきている。

本稿では、1周波ローコストGNSS受信機によるRTK測位試験を行い、測位性能を評価した。

研究の概要

今回使用した1周波受信機は、衛星電波から測位信号を出力する処理と、測位計算処理に分けている。前者に安価な組込み用GNSS受信機ボード（NovAtel社製OEM615）、後者にパソコン上で作動するフリーのソフトウェア受信機（RTKLIB）を使

用したことで、ローコスト化を図っている。

RTK測位用受信機に必要な3要素として、①数cm以内の誤差で、②受信開始後すぐに、③観測中安定して得られ続ける必要があり、それぞれの性能を評価した。

研究の成果

周囲が開けた良好な観測地点で1周波ローコスト受信機によるRTK測位を行った結果、測位誤差は数cm以内に収まることが確認された。また、観測中に数cmの誤差で位置が得られた時間の割合は90%以上となり、安定してRTK測位ができることが明らかとなった。しかしながら、受信開始後に誤差がcmに収束するまでの時間にばらつきがあり、観測中に衛星数が増加した際は一時的に精度が低下する特性があることを確認した。

衛星増加時に精度が低下する現象については、衛星が増加する回数を意図的に減らすことが有効となる可能性がある。そこで、衛星を長時間連続して観測できる条件のRTKLIBを複数稼働する方法を提案し、検証した。その結果、測位に使用する衛星仰角の角度を高くして天頂付近にある衛星を選択することで、衛星が増加する回数が減少し、有効測位時間が大幅に増加した。また、RTKLIBを2台同時に使用することで、同時に衛星が増加することが減少し、有効測位率がほぼ100%となった。

今回の検証は理想的な環境下で実施したため、今後は実際の環境に近い状況で評価を行う予定である。

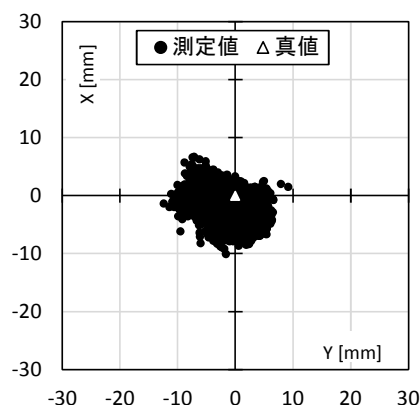


図-1 1周波ローコストGNSS受信機の観測結果

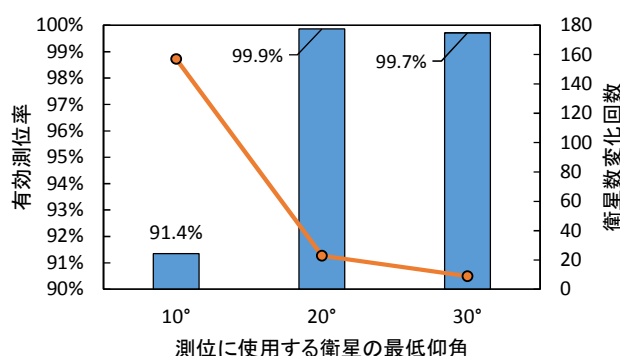


図-2 仰角ごとの有効測位率と衛星数の変化回数

Evaluation of Positioning Performance for low-cost Single Frequency GNSS Receiver

FUMITAKA CHIBA HIROSHI MIKAMI TAKAO KAKEHASHI

Key Words: GNSS, RTK Positioning, Single Frequency Receiver, Software GNSS Receiver

モード適応型増分解析に関する基礎的検討

平田 裕一 菅原 貴之

キーワード：モード適応型増分解析，比例負荷，固有ベクトル，等価粘性減衰定数，パラメトリックスタディ

研究の目的

近年塑性化の進行を適切に表す解析法としてモード適応型非線形荷重増分解析法（以下，MAP 解析と記す）が注目され，性能設計法の代表的な方法である限界耐力計算の精度向上に用いられている。

本論は，モード適応型の荷重増分法が，建物の耐力や層間変位に及ぼす影響を把握することを目的と

して，基本的なパラメトリックスタディを行うものである。パラメトリックスタディにおいて，建物各層の荷重変形曲線を直接設定する簡易タイプと標準的な板状集合住宅を想定した立体骨組タイプを取り上げる。各モデルに対して，それぞれ比例負荷と MAP 解析を比較している。

研究の概要

本解析で対象とする構造物は，鉄筋コンクリート造集合住宅である。各層の荷重変形曲線を直接与える簡易タイプと標準的な板状集合住宅の立体骨組タイプの2つを検討した。表-1 に，解析に用いた RO モデルの諸元を示す。この標準モデルに対して，第1層の第2折れ点耐力を 0.8 倍にしたものを第1層弱モデル，第3層を 0.8 倍にしたものを第3層弱モデルとして検討している。

立体骨組タイプは，長辺 43.4m×短辺 13m，階高 3m の 15 階建ての板状集合住宅である。桁行き方向

は純ラーメン構造であり，張間方向は戸境壁を耐震壁とした耐震壁付きラーメン構造である。桁行き方向を解析対象とした。

表-1 RO モデルの諸元（簡易タイプ）

層	δa (cm)	Qa(kN)	α^0	r^0
5	0.212	3956	7.67	3
4	0.212	6612	7.67	3
3	0.212(0.17)	8800(7040)	7.67(9.80)	3
2	0.212	10599	7.67	3
1	0.212(0.17)	12039(9631)	7.67(9.80)	3

- 1) 第2折れ点耐力まで RO モデル $\delta/\delta_0 = Q/Q_0 + \alpha(Q/Q_0)^2$
第2折れ点耐力以降は初期剛性の 1/100 の直線
- 2) () 内は，弱層モデルの値

研究の成果

MAP 解析のパラメトリックスタディより，以下を確認した。

- ①解析時の変形を用いる方法(MAP 解析 1)と等価剛性による固有ベクトルを用いる方法(MAP 解析 2)はよく一致した。(図-1 参照)
- ②ベースシアを一致させる解析を行った簡易タイプの場合，MAP 解析では塑性化する箇所の変位が比例負荷の場合より大きい(図-1 参照)
- ③簡易タイプの場合，荷重増分を制御する第1層

が弱層になる場合，上層の変位が比例負荷の場合より小さくなる場合がある。

- ④最大層間変形角を一致させる解析を行った立体骨組タイプの場合，MAP 解析により，層間変形角が弱層に集中し，生じ方が大きく異なる。
- ⑤ある層の層間変形角で耐力を規定する場合，MAP 解析により最大耐力に差が生じる。本スタディでは，MAP 解析における上層階の耐力が，比例負荷の耐力より小さく評価された。

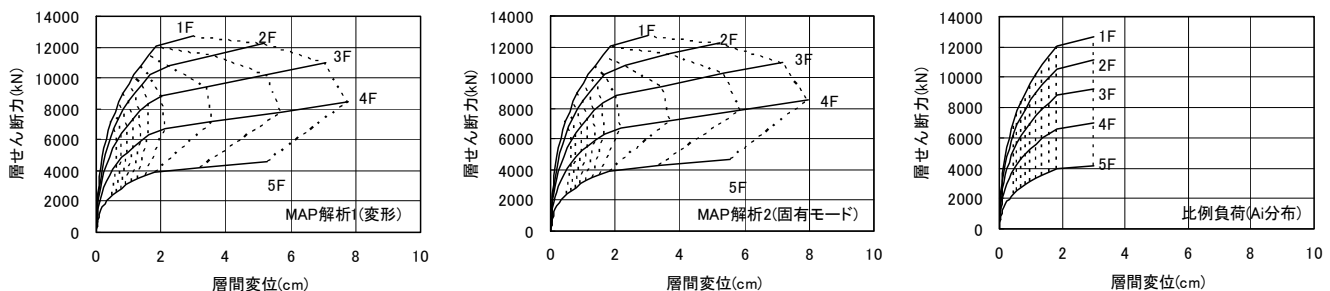


図-1 標準モデルの荷重変形曲線（簡易タイプの解析結果）

Basic Study on Modal Adaptive Pushover Analysis

YUICHI HIRATA TAKAYUKI SUGAWARA

Key Words : Modal Adaptive Pushover Analysis, Proportional Loading, Eigenvector, Equivalent Damping Factor, Parametric Study

せん断専用取付ボルトを用いた積層ゴムの引抜対応浮上がり機構の開発

鈴木 亨 松永 健太郎 小田 稔 南 圭祐 薫田 里実 河井 慶太 原田 浩之

キーワード：免震構造, 積層ゴム, 引張対策, 浮上がり機構, 実大試験

研究の目的

免震構造に不可欠な積層ゴムは、その構造上、圧縮方向には大きな耐力を有するものの引張方向の耐力は非常に小さい。想定すべき地震動の巨大化と免震構造を適用する建物の多様化によって、積層ゴムに引張力を作用させない従来の設計が難しい建物も増えてきたため、近年では上部構造の部分的な浮上

がりを許容することによって、積層ゴムに作用する引張力を他の支承に再配分する設計も行われるようになってきた。

本報では、新たに開発した積層ゴムの引抜対応浮上がり機構について、その概要と性能確認試験結果について報告する。

研究の概要

図-1 に引抜対応浮上がり機構の概要を示す。

浮上がり機構として、引抜対応ボルト(M30)とせん断対応ボルト(M42)を設ける。引抜対応ボルトのフランジプレート上部には引抜対応ゴムを設け、引抜力発生時に引張力は引抜対応ゴムを介してコンクリートに伝達される。引抜対応ゴムの剛性は積層ゴムの引張剛性と比べて十分小さいことから、引張力はこの引抜対応ゴムの剛性により左右され、免震材料への引張力を低減することができる。引抜対応ボルトが取り付くフランジプレートの穴径をボルト径より十分に大きくすることによって、装置に働くせん断力は引抜対応ボルトを介して基礎に伝わらない構造としている。せん断対応ボルトは免震装置が浮上った状態でせん断力をフランジプレートから基礎

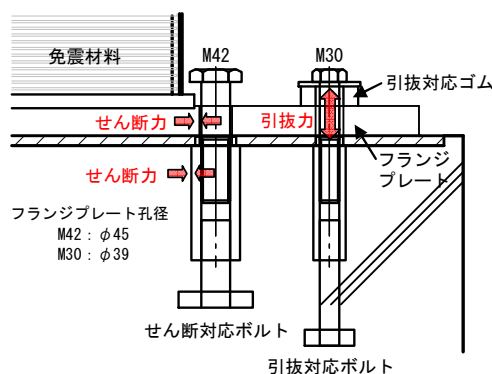


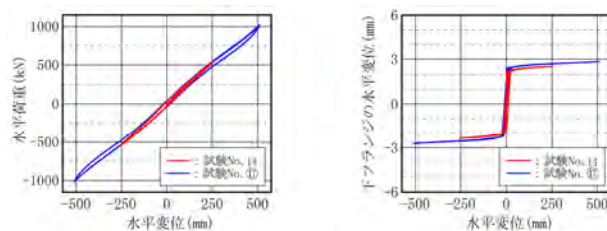
図-1 引抜対応浮上がり機構の概要

コンクリートへと伝達する。

本機構における、せん断対応ボルトのFEM解析およびボルトの単体試験、実大サイズの積層ゴムを用いた引張-せん断試験を実施した。

研究の成果

各種検討の結果、本浮上がり機構は、積層ゴムに過大な引張変形や引張応力を作用させることなく上部構造を浮上らせることのできる機構であることが確認できたとともに、せん断対応ボルトの健全性、浮上がり時における引抜対応ゴムの回転抑制効果を確認することができた。



(a) 水平荷重-水平変位 (b) 下フランジの水平荷重-水平変位
図-3 オフセット引張-せん断試験結果

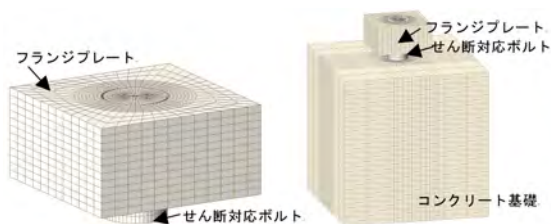


図-2 FEM 解析モデルの例



図-4 試験後のせん断対応ボルト

Tensile Measures System for Laminated Rubber Using Fixing Bolts Carrying Only Lateral Force

TORU SUZUKI KENTARO MATSUNAGA MINORU ODA KEISUKE MINAMI SATOMI KUNDA

KEITA KAWAI HIROYUKI HARADA

Key Words : Seismically Isolated Structure, Laminated Rubber, Tensile Measures Device, Uplift Mechanism, Full

Scale Experiment

アルミ手摺り補修工法の開発

蓮尾 孝一 蝦名 浩二 西脇 靖洋

キーワード：劣化、補修、バルコニー、手摺り

研究の目的

近年集合住宅のストックが増加し築年数も長くなり、多くの建物で経年劣化が発生し、補修・補強が必要な建物も増加している。建物の点検・調査等で、集合住宅のバルコニーに取り付けてある手摺り及びその周辺のコンクリートが劣化し、安全上問題である事例があることが判明している。状況としては、手摺り支柱そのものが劣化、手摺り支柱埋設部のコンクリートが劣化、ないしはその両方である。劣化

した手摺りおよびコンクリートは、補修・補強・取替えが必要になる。軽微な劣化では、補修により安全性を確保できると考えられる。補修作業は、手摺りがバルコニーのほぼ先端に設置しているため建物外部からの作業となる。本報告では、超高層集合住宅を対象としたアルミ製の手摺支柱埋設部について、施工性を考慮した補修工法について検討した。

研究の概要

劣化したアルミ製の手摺りの補修工法を開発するため、バルコニーを模擬した部材による実験を行った。実験ではバルコニー部材の手摺り支柱埋設部コンクリートのひび割れ(写真-1)や欠損(写真-2)を再現し、これに対して各補修方法(エポキシ樹脂注入、ポリマーセメントモルタル修復、アラミド繊維シート貼り、剥落防止塗料塗布)を施し、その効果を確認することを目的とした。実験は、図-1 に示すように手摺りの支柱を模擬した鋼管に水平方向より加力して、手摺り支柱、および支柱前面のコンクリート表面の変位を測定した。

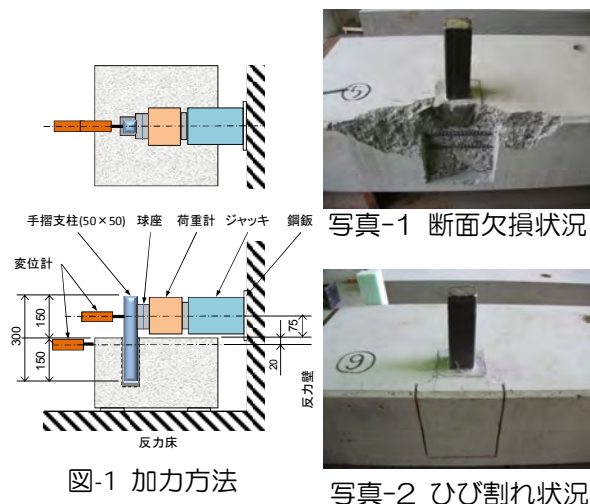


図-1 加力方法

写真-2 ひび割れ状況

研究の成果

今回の実験の結果より、アルミ手摺支柱埋設部のコンクリート補修方法として以下を確認した。

- ① 各補修方法は、不具合がない健全試験体と同等ないしはそれ以上の耐荷重を有している。
- ② コンクリートのひび割れへの補修では、エポキシ樹脂を注入したものは、ほぼ健全試験体と同等な耐荷重性能になった。
- ③ アラミド繊維シートによるひび割れ補修は、健全試験体の2~3倍の耐荷重であった。
- ④ ひび割れを剥落防止塗料で補修したものは、健全試験体とほぼ同様の耐荷重であった。
- ⑤ コンクリート欠損への補修では、ポリマーセメントによるものはほぼ健全試験体と同等

な耐荷重性能になった。

- ⑥ ポリマーセメント+アラミド繊維シートで補修したものは、健全試験体の約2倍の耐荷重であった。

表-1 健全試験体との比較

シリーズ	不具合	補修	ひび割れ時			最大時		
			荷重	変位 加力位置 コンクリート 前面	コンクリート 前面	荷重	変位 加力位置 コンクリート 前面	コンクリート 前面
I	ひび割れ	エポキシ注入	1.48	1.40	1.01	1.87	3.18	4.51
	ひび割れ	エポキシ注入	1.91	1.78	2.22	2.51	4.39	6.37
	ひび割れ	アラミド繊維 (AK40/40)				2.26	4.30	7.75
	断面欠損	断面修復	0.78	0.53	0.27	1.04	1.41	1.91
	断面欠損	断面修復	1.52	0.83	3.13	2.02	5.12	10.78
	ひび割れ	アラミド繊維 (AK40/40)				2.26	4.30	7.75
II	ひび割れ	アラミド繊維 (AK20/20)				1.56	1.94	2.58
	ひび割れ	アラミド繊維 (AK20/20)				1.39	2.81	4.34
	ひび割れ	範囲狭				1.03	1.27	0.46
	ひび割れ	カチート				1.02	0.99	0.99
	ひび割れ	RTカチート				0.93	1.20	1.54
	ひび割れ	無				0.93	1.20	1.54

Development of Repair Method for Aluminum Balcony handrail

KOICHI HASUO KOJI EBINA YASUHIRO NISHIWAKI

Key Words : Deterioration, Repair, Balcony, Handrail

スリット型吸音機構によるトンネル発破音の低減手法

岩本 毅 山地 宏志 嶋田 泰 中森 純一郎

キーワード：トンネル発破音，スリット型吸音機構，模型実験

研究の目的

トンネル掘削時の発破音は、数 Hz から数十 Hz の低周波音帯域で音圧が最大となるため、低周波騒音被害がしばしば問題となる。低周波騒音被害は、建具等をがたつかせる「物的影響」、眠りを妨げる「睡眠影響」、圧迫感、振動感や頭痛等がもたらされる「心理的・生理的影響」等に分類されるが、いずれも社会生活に影響を与え、トンネル施工に係る最も重要

な環境問題となっている。

このような現状に鑑み筆者らは、坑内のデッドスペース（坑内作業に顕著な影響を及ぼさないという意味で）を共鳴空間として利用する現地組み立て型の低周波音減衰装置を設計・開発した。本報告ではスリット型吸音構造の低減効果について模型実験により検討した結果を報告する。

研究の概要

幅 12m 程度の道路トンネルを想定し、図-1, 2 に示すように模型は 1/32 縮尺とした。トンネル本体は塩ビ管 (VU 管 350A) として、中央付近の 580mm (実物換算 20,000mm) 部分にスリット型の隔壁を設置できるようにした。

妻側に設けたスピーカより正弦波を掃引させて放出し、開口端における音圧を測定した。スリット型吸音機構はスリットの開口幅、奥行きを変化させつつ、共鳴周波数を等しくした 5 種類のタイプを作成した。それぞれについて吸音機構を設置していない場合との音圧レベル差を求めた。

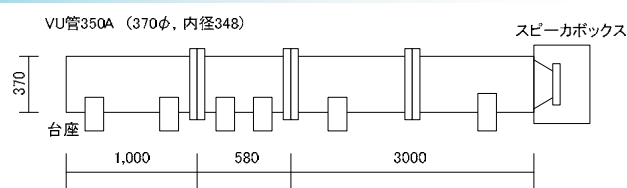


図-1 1/32 縮尺模型

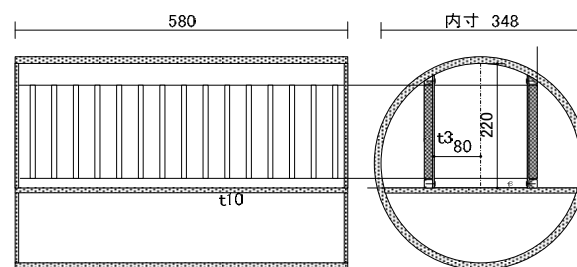


図-2 スリット型吸音構造部

研究の成果

実験結果を図-3 に示す。31.5Hz 付近が最も音圧レベルが減衰しており、およそ 10dB の減衰効果が生じた。減衰効果は共鳴周波数を中心として 1 オクターブバンド以上の帯域で効果が見られた。63Hz 以上の比較的高い周波数においても減衰効果が表れているが、板振動による吸収と思われる。

各タイプを比較すると細かな違いはあるものの、減音性能に大きな差は生じていないことが判る。ある共鳴周波数に対しては、背後空気層が等しければスリットの形状に左右されることなく減音効果はほとんど変わらない。従ってスリットを構成する部材（板幅、奥行き）を統一させてスリット幅のみの変

化で様々な周波数に対応できる可能性が高いことが示唆された。

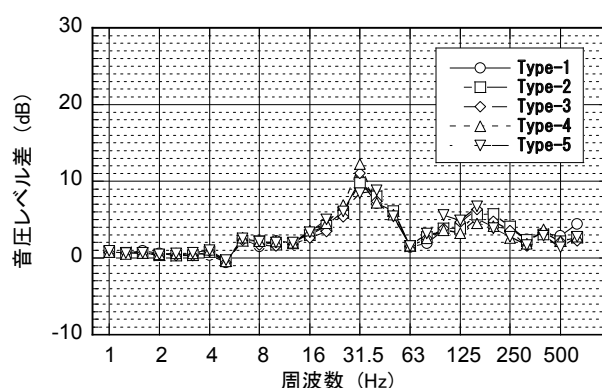


図-3 音圧レベル低減量

Reduction of Tunnel Blasting Noise by Slit Type Acoustic Absorption Mechanism

Takeshi Iwamoto Hiroshi Yamachi Yasushi Shimada Jun-ichiro Nakamori

Key Words : The tunnel blasting noise, Slit type acoustic absorption mechanism, Model experiment

多点風速計の周波数応答補正による瞬間風速評価

作田 美知子 岩本 毅

キーワード：多点風速計，瞬間風速，風環境評価，周波数応答補正

研究の目的

風環境評価のための風洞実験では、建物周辺の複雑な流れ場において数多くの測定点を評価する必要があるため、無指向性の多点風速計（GMA）を用いることが多い。風環境評価では、瞬間風速の評価も重要となるが、GMA は応答性能が低く、瞬間風速

の評価を行う場合は、平均風速にガストファクターの仮定値を乗じて評価する。筆者らは、GMA を用いた瞬間風速の評価方法として、GMA の計測値に対して周波数毎に低下量や位相遅れを補正することで、瞬間値の評価を試みた。

研究の概要

GMA で計測した風速値による瞬間風速の評価手順を示す。GMA と応答性能が高い熱線流速計（HWA）を用いて気流の同時計測を行い、得られた風速時刻歴波形をフーリエ変換する。HWA を基準とした振幅の比率 $GMA/HWA=gain$ および位相の差分 $GMA-HWA=phase$ を算出し、 $gain$ と $phase$ の近似値を用いて GMA の振幅スペクトルと位相スペクトルに補正を施す。補正後の振幅スペクトルと位相スペクトルに逆フーリエ変換を行い時刻歴波形に戻す。

HWA と GMA（SMA と TMA の 2 種類）を用いて気流測定を行った。そして、GMA の計測値を補正し、瞬間値を評価した。使用した風速計の外観を図-1 に示す。

本研究では、GMA の周波数応答特性の把握および補正值（ $gain$ ， $phase$ ）を求めることを目的に、

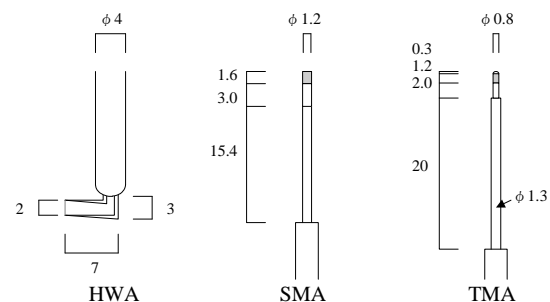


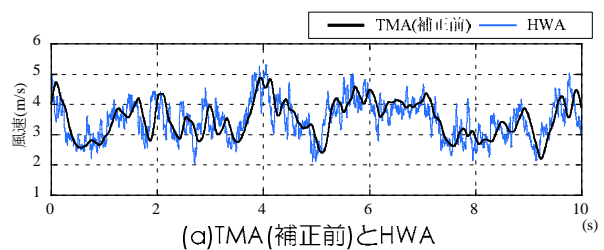
図-1 風速計外観

研究の成果

結果の一例として、GMA の中では高い応答性能をもつ TMA のスペクトルを図-2、図-3 に、補正前後の時刻歴波形を図-4 に示す。

ると、風環境評価における瞬間風速の評価に、本手法が適用できるものと考える。

GMA（SMA，TMA）は 10Hz 以上の周波数でも振幅は小さくなるものの、風速変動を捉えていた。また、同時計測結果から求めた $gain$ と $phase$ を用いて補正した風速波形は、補正前よりも HWA の変動を再現していた。時間スケール 1/100 程度を想定す



(a)TMA(補正前)とHWA

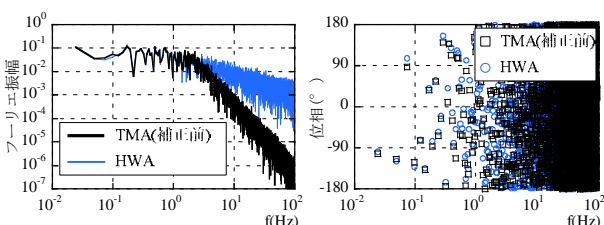


図-2 振幅スペクトル

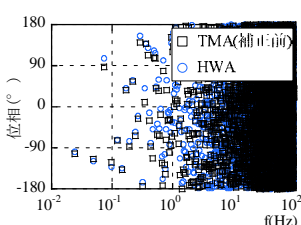
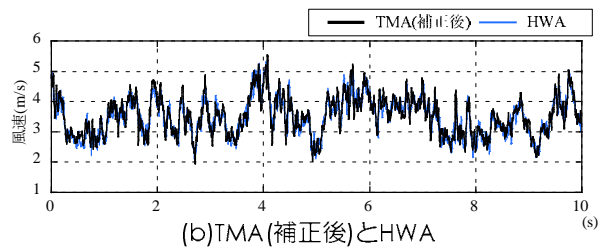


図-3 位相スペクトル



(b)TMA(補正後)とHWA

図-4 時刻歴波形

Evaluation on Instantaneous Wind Speed Measured with General Multi-Channel Anemometer by Correcting Frequency Response Characteristic

MICHIKO SAKUTA TAKESHI IWAMOTO

Key Words : Multi-Channel Anemometer, Instantaneous Wind Speed, Wind Environmental Assessment, Correction Frequency Response Characteristic

鋼合成桁と PC 桁接合部におけるウェブずれ止めの設計に関する研究

A Study on Design Method for Web Shear Connector in Joints of Composite Steel Girder and PC Girder

篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI
有川 直貴 NAOKI ARIKAWA
浅井 洋 HIROSHI ASAI

著者らが提案する鋼合成桁と PC 桁の接合構造では、上下フランジおよびウェブのずれ止めによって接合部に作用する曲げモーメントとせん断力に抵抗する機構となっている。ウェブのずれ止めが必要なずれ抵抗を発揮するためには、ウェブの面外方向に十分な拘束力が働くことが重要である。本論文では、拘束力を変化させたずれ止めのせん断試験により面外拘束力と面外変位を定式化し、これを有限要素解析におけるジョイント要素の構成モデルとして組み込んだ。この解析法を用いて、鋼合成桁-PC 桁のウェブ接合部に着目した載荷実験を対象とした非線形有限要素解析を行い、ウェブ接合面の耐荷性状および面内・面外変形挙動を比較検証するとともに、簡易なずれ止めの設計法を提案した。

キーワード：混合桁橋接合部，ずれ止め，頭付きスタッド，鋼管ジベル

The authors have devised the joint of composite steel girder and PC girder using shear connecting method. In this joint, web shear connector show performance in sufficient out-of-plane restriction. In this paper, simplified design methods of web shear connector is proposed and verified through loading tests of the scaled model together with three-dimensional nonlinear finite element analyses using joint elements for shear connector in consideration of out-of-plane restriction. Further, it is proved that new shear connector using mortar filled steel tube inserted in perforated steel plate are effectively available as web shear connector.

Key Words: Joint of Mixed Girder Bridge, Shear Connector, Headed Stud, Steel Pipe Dubel,

1. はじめに

著者らは、鋼合成桁と PC 桁の接合方式に着目し、少数主桁形式の桁に対して図-1 に示すような接合構造を提案し、実験・解析により設計法の提案を行ってきた¹⁾。この接合方式では、上下フランジおよびウェブに配したずれ止めによって、曲げモーメントとせん断力に抵抗する機構になっているが、ウェブのずれ止めが必要なずれ抵抗を発揮するためには、ウェブの面外方向に十分な拘束力が働くことが重要である。本接合方式では、ウェブ部分に働く面外拘束力は、フランジに配したずれ止めと上床版の横補強筋によって発揮されることを想定しているが、これを設計するためには、面外拘束力がずれ止めと接合部の挙動に及ぼす影響を定量的に評価可能な

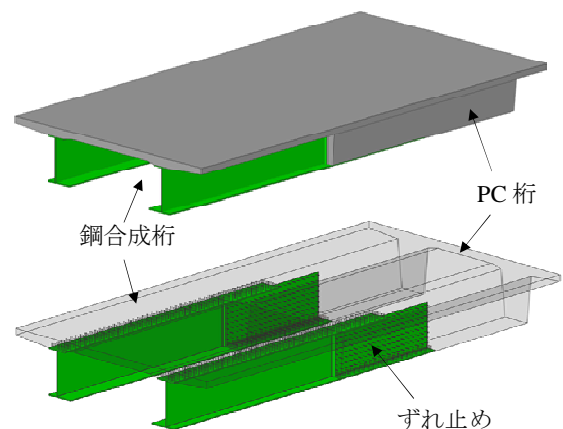


図-1 鋼合成桁と PC 桁のずれ止め方式による接合

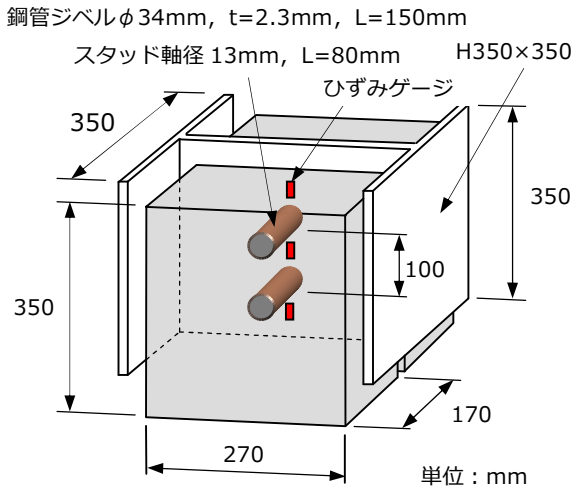


図-2 試験体形状

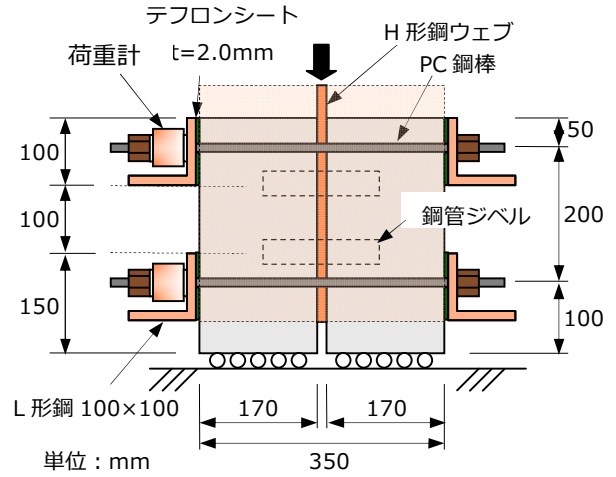


図-3 水平方向の拘束

手法が必要である。しかし、ずれ止めのせん断方向と鉛直方向の力と変形を連成モデルとして定式化した研究はまだない。

そこで本研究では、ウェブ接合面に働く面外拘束力が接合面の耐荷・変形挙動に与える影響を明らかにすることを目的として、解析的検討を行った。まず、ずれ止めとして頭付きスタッドおよび鋼管に高強度モルタルを充填した鋼管ジベル²⁾を用い、表-1のように面外方向の拘束度を変化させた押抜き試験の結果に基づいて、ずれ止めのせん断力-ずれ変位関係に及ぼす面外拘束力と面外変位(開き変位)の影響を定式化するとともに、これを有限要素解析におけるジョイント要素の構成モデルとして組み込んだ。この解析法を用いて、鋼合成桁-PC桁のウェブ接合部に着目した載荷実験を対象とした非線形有限要素解析を行い、ウェブ接合面の耐荷性状および面内・面外変形挙動を比較検証した。さらに、面外拘束力を変化させた解析により、拘束力がウェブ接合面の耐荷・変形挙動に及ぼす影響を解析的に明らかにした。最後に、これらの結果を基にウェブずれ止めの簡易な設計法を提案した。

表-1 拘束の条件

試験体名	拘束 PC 鋼棒	初期張力 (kN)
K-1, ST-1	-	0.0
K-2, ST-2	φ 23	0.0
K-3, ST-3	φ 23	1.0
K-4, ST-4	φ 16	1.0
K-5, ST-5	完全拘束	-

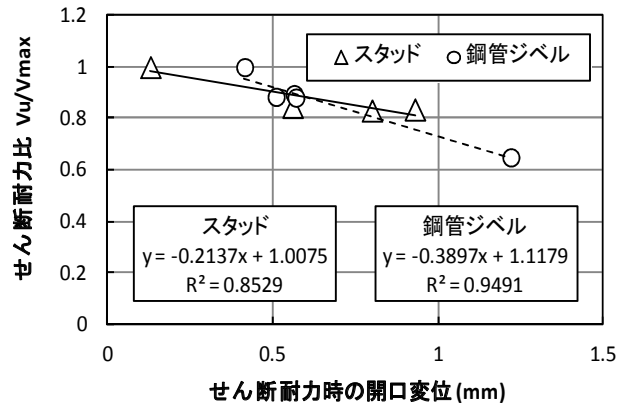


図-4 関数 $g(\delta_n)$ の定式化

2. ずれ止めのせん断-鉛直連成モデルの構築

(1) 面外方向拘束度を変化させた押抜き試験の概要³⁾

せん断-面外連成モデルの構築のため、H型鋼ウェブにずれ止めを配置し、フランジ間にコンクリートを打設した試験体を用い、PC鋼棒による拘束力をコンクリートブロック間に与えた状態で、H型鋼の断面に載荷して押し抜く試験を実施した(図-2, 図-3)。無拘束条件と合わせて拘束度を数水準変化させた試験の結果、拘束度に応じてせん断耐力が増加することが明らかとなった。また、面外方向の拘束がない場合のせん断耐力は、開口

変位の増大によって、通常の二面せん断方式の押抜き試験⁴⁾によって構築されたせん断耐力評価式^{2), 5)}による計算値を大きく下回ることが分かった。

(2) 面外拘束の影響を反映したずれ止め挙動の定式化

ずれ止めのせん断力が面内ずれ変位と開口変位の影響を受けること、面外方向の力は、ずれ止め自体の面外方向の抵抗力と、面内ずれ変位に起因して生じる力(せん断力と開口変位の関数で表す)の和で表せることを仮定して、以下のように定式化した。

$$V = V_{max} \cdot f(\delta_s) \cdot g(\delta_n) \quad (1)$$

$$N = K_n \delta_n - \Delta N \quad (2) \quad \text{れ変位による非線形性を表す関数, } g(\delta_n) : \text{開口変位に}$$

$$\Delta N = V \cdot h(\delta_n) \quad (3) \quad \text{よる非線形性を表す関数, } N : \text{面外方向の力 (引張を}$$

表-2 単純押抜き試験結果に基づいて決定したパラメータ

パラメータ	V_{max} (kN)	d_s (mm)	α	β	a_1	a_2	b_1	b_2
頭付きスタッド	80.0	13.0	16.1	0.40	-0.214	1.01	1.09	0.374
鋼管ジベル	96.3	34.0	34.0	0.44	-0.390	1.18	0.857	0.0343
備考	頭付きスタッド： $\phi 13\text{mm}$, $L=80\text{mm}$, 降伏強度 373N/mm^2 , 引張強度 454N/mm^2 , コンクリートブロックの圧縮強度 39.6N/mm^2 , 割裂引張強度 2.71N/mm^2 に対する係数 鋼管ジベル： $\phi 34\text{mm}$, 鋼管厚 $t=2.3\text{mm}$, 降伏強度 427N/mm^2 , 引張強度 460N/mm^2 , 高強度モルタルの圧縮強度 81.2N/mm^2 , コンクリートブロックの圧縮強度 39.6N/mm^2 , 割裂引張強度 2.71N/mm^2 に対する係数							

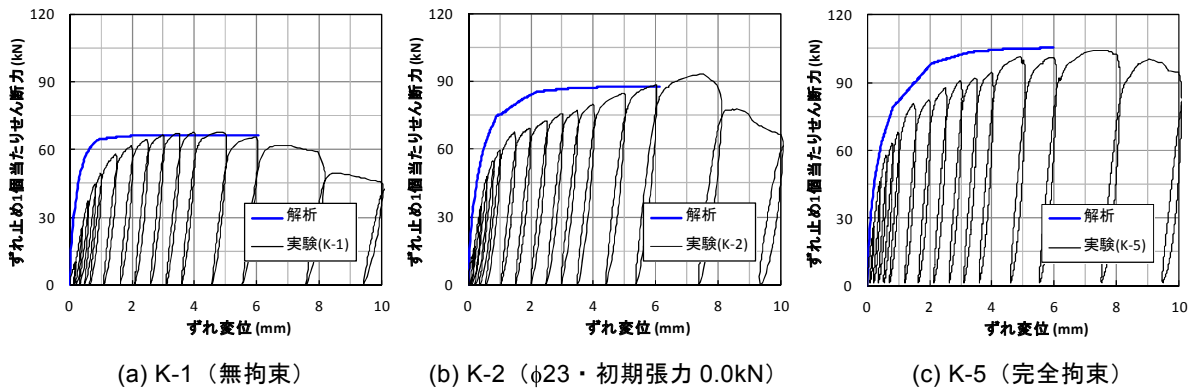


図-5 せん断一面外連成構成式の検証結果 (鋼管ジベル試験体)

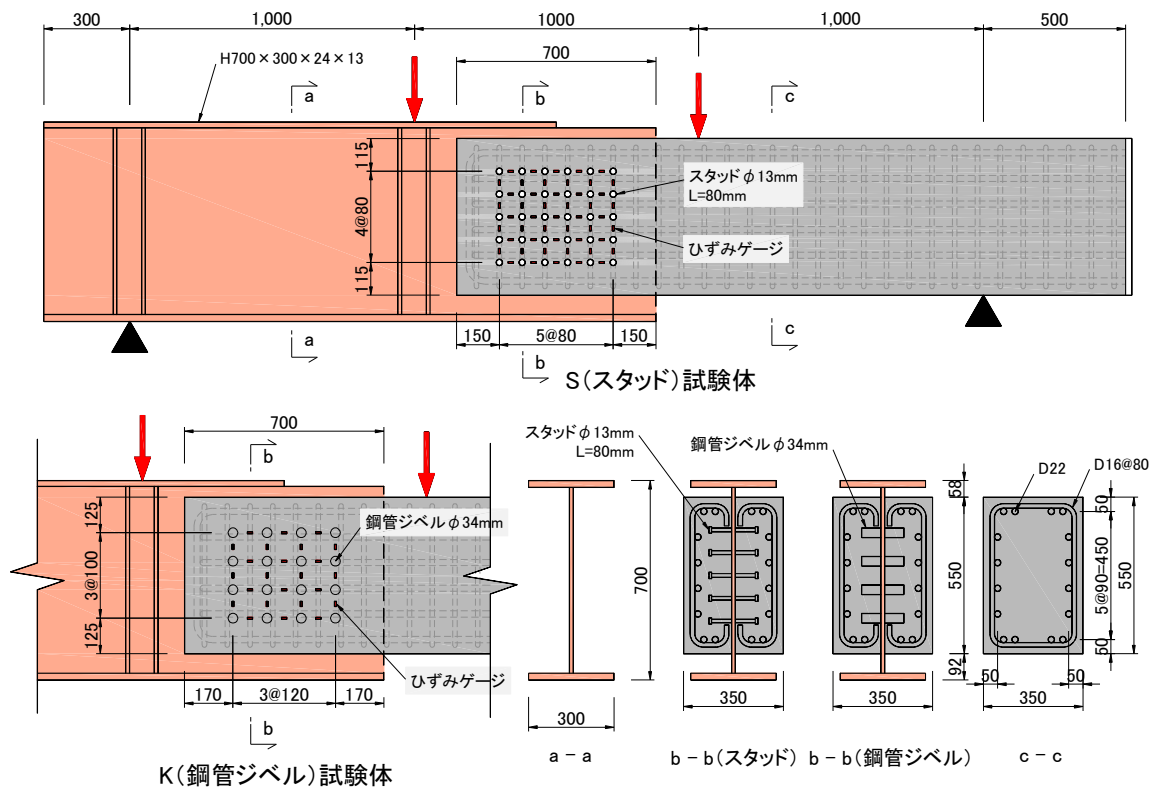


図-6 解析対象とした試験体諸元

ここに、 V : せん断力, δ_s : ずれ変位, δ_n : 開口変位, V_{max} : 二面せん断試験でのせん断耐力, $f(\delta_s)$: ず

正), K_n : 面外方向の引張剛性, ΔN : ずれ変形に起因して生じる鉛直方向の圧縮力, $h(\delta_n)$: ΔN と V の関係

を表す係数であり、開口変位 δ_n の関数で表されるものと仮定した。関数 $f(\delta_s)$ は複合構造標準示方書⁵⁾を参考に、式(4)で表されるものと仮定し、関数 $g(\delta_n)$ 、 $h(\delta_n)$ は、それぞれ鉛直変位の一次関数を仮定した。

$$f(\delta_s) = (1 - e^{-\alpha \delta_s / d_s})^\beta \quad (4)$$

$$g(\delta_n) = a_1 \cdot \delta_n + a_2 \quad (5)$$

$$h(\delta_n) = b_1 \cdot \delta_n + b_2 \leq 1.0 \quad (6)$$

ここに、 d_s ：ずれ止めの直径であり、 $\alpha, \beta, a_1, a_2, b_1, b_2$ はずれ止めの種類や寸法、強度等に応じた係数である。

関数 $f(\delta_s)$ における係数 α, β は、頭付きスタッドに対しては複合構造標準示方書⁵⁾に基づいて決定し、鋼管ジベルに対しては、二面せん断試験におけるせん断力-ずれ変位関係²⁾に適合するように決定した。関数 $g(\delta_n)$ における係数 a_1, a_2 は、拘束力を変化させた単純押抜き試験で得られたせん断耐力 V_u ³⁾ と完全拘束試験体のせん断耐力 V_{max} ²⁾ の比、および耐力時の開口変位に基づき、図-4のように決定した。関数 $h(\delta_n)$ における係数 b_1, b_2 は、同一開口変位時における無拘束試験体と拘束試験体のせん断力の差 ΔV で、その時のPC鋼棒に生じる拘束力 N_{PC} を除した値を算定し、これを近似することによって決定した。以上の手順により決定した係数を表-2にまとめて示す。

(3) 適合性の検証

一例として、鋼管ジベルを用いた単純押抜き試験体3体 (K-1：無拘束、K-2： $\phi 23$ 初期張力0.0kN、K-5：完全拘束) に対して、上述のモデルとパラメータを適用して計算した結果を図-5(a)～(c)に示す。これらより、面外拘束条件の違いがせん断耐力に与える影響を定量的に再現可能であることが示された。

3. 鋼合成桁-PC桁接合部の非線形有限要素解析

(1) 実験の概要

本研究では、提案接合方式における、ウェブのずれ止めの設計法の構築を目的として実施した鋼合成桁-PC桁のウェブ接合部のみをモデル化した模型試験体の載荷実験を対象として解析を行った。試験体は、図-6に示すように、H形鋼 (SS400, H-700×300×24×13) のウェブにずれ止めを配置してRC桁と接合したものである。RC桁部は幅350mm、高さ550mmで、鋼桁との接合長さは700mmとした。接合部が等曲げモーメント区間となるよう、二つの載荷点に同一鉛直荷重を載荷する4点曲げ載荷を行った。試験体はずれ止め種類が異なる2体で、S試験体は直径13mm、高さ80mmの頭付きスタッドを片面30本、K試験体は外径34mm、全長150mmの鋼管ジベル16本が、それぞれ接合部領域に配置されている。頭付きスタッドと鋼管ジベルの材料特性値は、表-2の備考欄に示す通りである。コンクリートの圧縮強度は41.5N/mm²、弾性係数28.3kN/mm²であった。

本実験では、鋼桁とRC桁をウェブのみで接合する代わりに、面外拘束力を測定することを意図して、図-7に

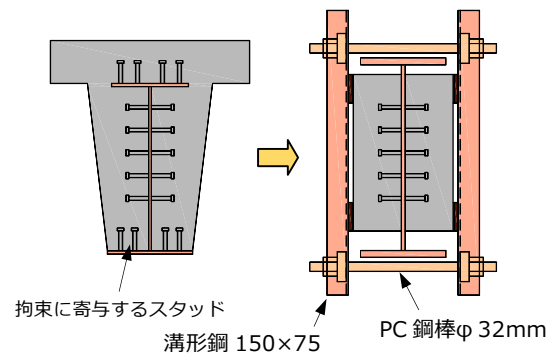


図-7 接合部の面外拘束方法

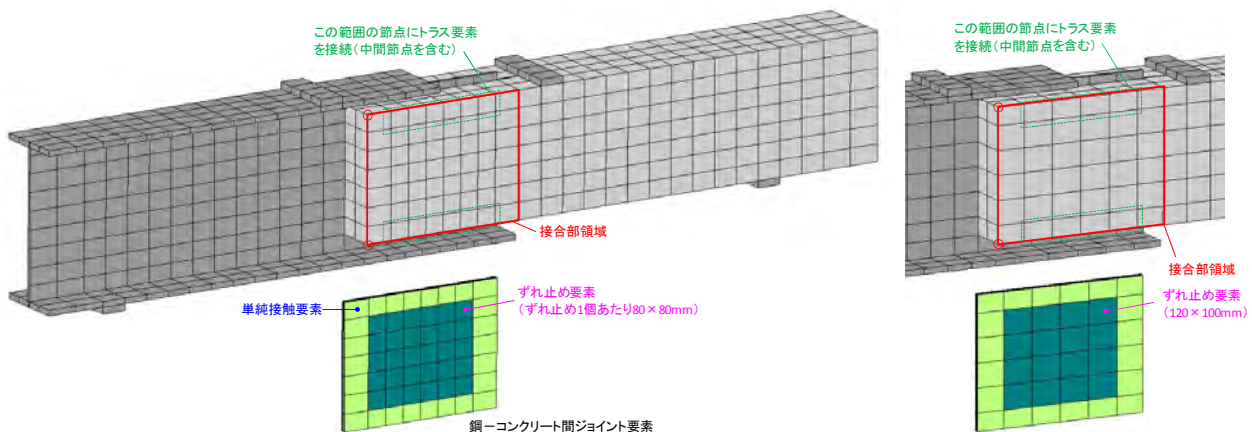


図-8 解析に用いたメッシュ図 (左：S試験体、右：K試験体の接合部拡大図)

示すように、鋼板と溝形鋼（150×75mm）およびPC鋼棒（φ32mm×4本、初期緊張力1.0kN/本）を介して接合部コンクリートを面外方向に拘束することで、実際の接合部の上下フランジおよび上床版の横補強筋による拘束力を模擬した。

（2）解析モデルと解析手法

前述のはり試験体に対して、非線形有限要素解析⁶⁾によるシミュレーションを行った。解析に用いたメッシュを図-8に示す。鋼桁、RC桁、載荷版はすべて20節点ソリッド要素でモデル化し、鋼材要素とコンクリート要素の境界面には16節点ジョイント要素を配置した。PC鋼棒による面外拘束力は、ウェブ表裏のコンクリート表面節点同士を接続するトラス要素を66本（S試験体）ないし46本（K試験体）配置することで、拘束力がコンクリート表面で分散して働く挙動を模擬した（トラス要素の合計面積は実際のPC鋼棒と同じ）。ただし、この実験では、溝形鋼が変形したため、計測された面外変位に対して、PC鋼棒張力が非常に小さい値であった。そこで、実験で得られた面外変位とPC鋼棒張力の関係から、PC鋼棒の見かけのヤング係数を算出（ 4.38kN/mm^2 ）し、解析ではこれをトラス要素に入力している。

ずれ止めの位置に配したジョイント要素に、2章で定式化した式(1)~(6)に示すずれ止めの構成則を導入した。ずれ止め以外の場所のジョイント要素には、接触・剥離を考慮可能な単純接触要素を用いた。なお、実際の荷重条件に合わせるため、解析は二つの荷重点に同じ荷重増分を与える荷重制御により行った。したがって、実験で見られるようなポストピーク領域は再現されていないことに注意されたい。

（3）解析結果

2試験体の荷重-はり中央たわみ関係を、実験結果と合わせて図-9に示す。S試験体では、剛性が大きく変化する荷重レベルが実験に比べてやや小さいが、全体の傾向は概ね再現できている。解析でも実験と同様、S試験体の方がK試験体に比べて、初期の剛性や耐力が大きい結果となった。

（4）面外拘束度の影響とずれ止めのせん断力分布

前述した通り、本解析では、実験で計測された面外変位とPC鋼棒張力との関係から、PC鋼棒の見かけのヤング係数を算出し、これをトラス要素に入力した。しかし、実験におけるPC鋼棒の直径と荷重前の導入プレストレス（1.0kN）は、実際の接合部の上下フランジのスタッ

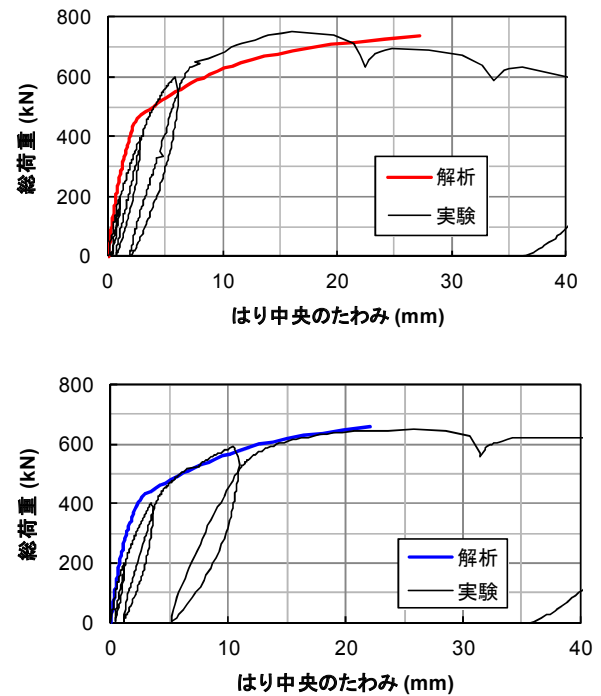


図-9 荷重-たわみ関係（上：S試験体，下：K試験体）

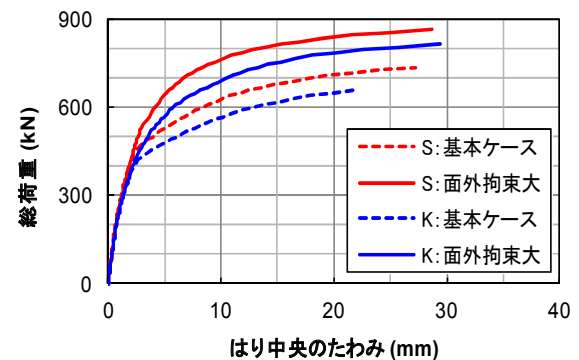


図-10 面外拘束度が荷重-たわみ関係に及ぼす影響

ドおよび上床版の横補強筋剛性を念頭に設定されている。そこで、トラス要素のヤング率に本来の値（ 200kN/mm^2 ）を入力し、面外変位に対して高い拘束力が作用する状態として解析を行った（溝形鋼が完全に剛との条件に相当する）。荷重-はり中央たわみ関係を図-10に示す。基本ケースに比べて、初期の剛性はほとんど変わらないが、面外変位が大幅に抑制されることによって耐力が向上していることが分かる。

図-11と図-12は、図中に示した横一列（縦一列）のずれ止めに着目して、ずれ止め上下（左右）のウェブ鋼板のひずみ差の分布を実験値と計算値と比較したものである。ひずみ差が大きいほどずれ止めのせん断力も大きいと考えられる。図より、回転中心が接合部の中央付近にあり、距離に比例したひずみ差が生じていることが

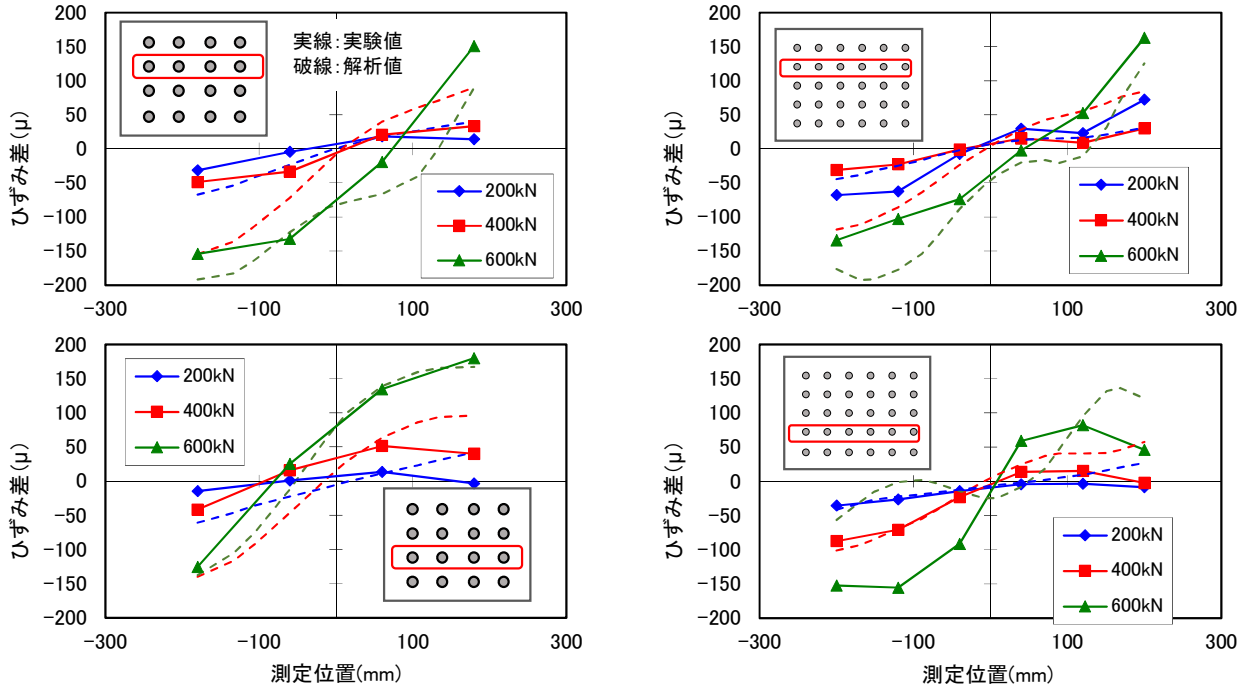


図-11 ずれ止め前後の鋼板ひずみ差の分布 (鉛直ひずみ, 左: 鋼管ジベル, 右: スタッド)

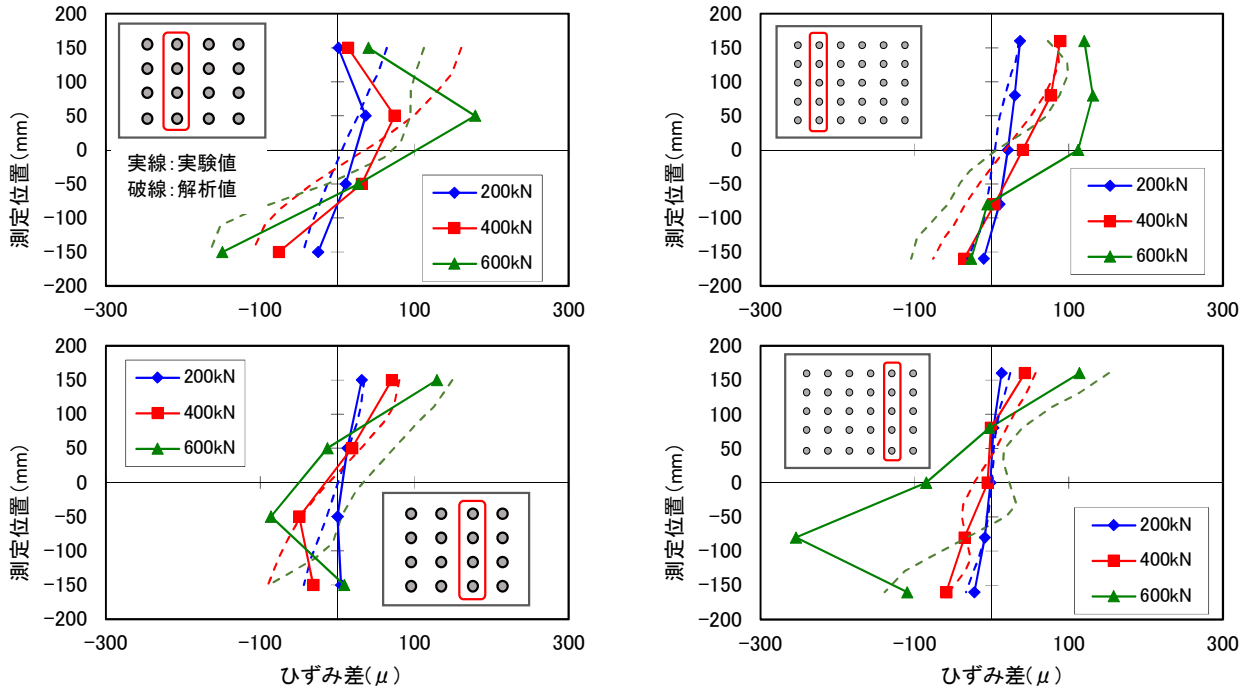


図-12 ずれ止め前後の鋼板ひずみ差の分布 (水平ひずみ, 左: 鋼管ジベル, 右: スタッド)

分かる。また、実験値と計算値は概ねよく一致している。

(5) ウェブずれ止めの設計

最外縁のずれ止めがその耐力に達した時点が接合部の耐力であると仮定すると、抵抗力の総和は以下の式で示すことができる。

$$M_{max} = \frac{V_{max}}{x_0} \sum_{n=1}^n x_n \tag{7}$$

ここに、 M_{max} : 接合部の最大抵抗モーメント、 x : n 番目のずれ止めの回転中心からの距離、 x_0 : 最外縁ずれ止めの回転中心からの距離、 n : ずれ止めの本数、であ

る。式(7)を用いて計算した最大抵抗モーメントは、S試験体で446kNm（荷重換算で892kN）、K試験体で378kNm（756kN）となり、図-10の結果と概ね一致している。拘束度を上げた解析結果では、最大荷重時の開口変位は極めて小さく（K試験体：0.2mm、S試験体：0.3mm）、完全拘束に近い条件での耐力を発揮していると考えられる。したがって、解析の対象とした試験体接合部においては、フランジに配したずれ止めと上床版の横補強筋によって発揮される面外拘束があれば、接合部に作用する回転力に対してずれ止めが最大限抵抗できると考えられる。また、ここで示した解析手法により、ずれ止めが最大限抵抗するために必要な面外拘束度を検討することが可能である。

4. まとめ

本研究の範囲内で得られた知見を以下に列挙する。

- ① 面外拘束を与えた単純押抜き試験結果に基づき、頭付きスタッドおよび鋼管ジベルを対象として、面外拘束圧がせん断力-ずれ変位関係に及ぼす影響を考慮可能なせん断-面外連成構成式を定式化した。この構成式を構成モデルとしてジョイント要素に組み入れた非線形有限要素解析を用いて、鋼桁-RC桁接合部の載荷実験の再現解析を行った。提案した連成モデルおよび解析手法は、実験の傾向を概ね再現可能であることが明らかとなった。
- ② ウェブ接合部での面外拘束度を増加させた試験解析を行った結果、対象とする鋼桁-RC桁接合部では、面外変位が抑制されることによって、耐力が向上することを解析的に示した。接合部の耐力は、接合部中央を回転中心としてそこからの距離に比

例したせん断抵抗を仮定し、最外縁のずれ止めが耐力に達した時の抵抗力の総和として計算することができる。

謝辞：本論文における解析的検討は、埼玉大学大学院理工学研究科牧剛史准教授のご指導・ご協力をいただき実施したものです。この場を借りて御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 篠崎裕生，浅井洋，紙永祐紀，牧剛史，睦好宏史：少数主桁形式の鋼合成桁と PC 桁のずれ止め方式による接合構造の研究，構造工学論文集 Vol.60A，pp.861-871，2014.3
- 2) 篠崎裕生，浅井洋，牧剛史，睦好宏史：鋼板孔を利用した円柱部材によるずれ止めの実験的研究，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.69，No.3，543-556，2013.
- 3) 有川直貴，篠崎裕生，浅井洋，牧剛史：押抜き試験における横方向拘束が鋼管ジベルのせん断耐力に与える影響，第23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.399-402，2014.10
- 4) 頭付きスタッドの押抜き試験方法（案），JSSCテクニカルレポート，No.35，pp.1-24，（社）日本鋼構造協会，1996.11
- 5) 複合構造標準示方書 2009年制定，土木学会，pp.60-62，2009.
- 6) Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H.: Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, Spon Press, 2003

梁状構造を用いた押抜きせん断補強に関する実験的研究

Experimental Study on Punching Shear Reinforcement Methods using Beam Elements.

三加 崇 TAKASHI SANGA
 篠崎 裕生 HIROO SINOZAKI
 浅井 洋 HIROSHI ASAI
 有川 直貴 NAOKI ARIKAWA
 竹山 忠臣 TADAOMI TAKEYAMA

PCタンク等の容器構造物底版の押抜きせん断補強として、鉄筋コンクリートの増打ちやせん断補強鋼材を配置する工法が一般的に用いられている。しかしながら、これらの補強方法では自重の増加やせん断補強鋼材の追加配置のために既存の鉄筋を傷つける恐れがある。そこで、著者らは、鉄筋コンクリートの梁部材を付加することによる底版の押抜きせん断補強工法を考案した。梁部材による補強では、増打ちと同等のコンクリート量や鉄筋量でありながら、より大きな補強効果が得られることを確認した。

キーワード：押抜きせん断， 梁状補強， 容器構造物

An additional concrete casting and adding reinforcing bar embedded into RC base plates are generally used as methods for improving punching shear capacity for vessel structure. But these methods have involved some problem such as increasing dead weight or causing damage to existing structure. The authors have developed methods for shear reinforcement using RC beam. The RC beam reinforcement method showed high improving shear capacity having the same capacity as the additional concrete casting method.

Key Words: Punching Shear , Reinforcement using RC Beam , Vessel Structure

1. はじめに

貯水機能を有する容器構造物は、高度成長期に多く建設され、更新の時期を迎えつつある。現在の耐震基準が、施工当時と異なっている構造物が多く、壁や底版の曲げ耐力やせん断耐力が不足することが指摘されている。また、杭基礎による構造物では、底版に杭反力が作用し、押抜きせん断破壊が懸念される構造物が見受けられる。

壁や底版のせん断補強工法として、鉄筋コンクリートの増し打ちによる補強が一般的である。増し打ち部により、曲げやせん断、押抜きせん断耐力を向上させることが容易であるのに対し、自重の増加や容器構造物の場合には、容量が低下することが懸念される。一方、底版を削孔して、せん断補強鋼材を配置するせん断補強工法¹⁾が、近年では採用例が増えている。しかしながら、せん断補強効果を得るためには、理論上は版厚の1/2以下の配置間隔が必要である。そのため、相当量の削孔が必要

となり既設部の鉄筋を損傷する場合がある。また、あと施工のため、鋼材配置後の充填材の不良等があると漏水や想定される耐力が低下することが考えられる。

著者らは、押抜きせん断に対する底版補強方法として、梁部材を付加する方法を考案した。梁状とすることで自重の増加を抑制しつつ既設部の剛性を増大させてひび割れの発生を抑制することを目的とした。

ここでは、底版を模擬したコンクリート版を用いて、コンクリートの増打ちおよび梁状構造で補強を行った試験体を製作して、補強効果を確認した。

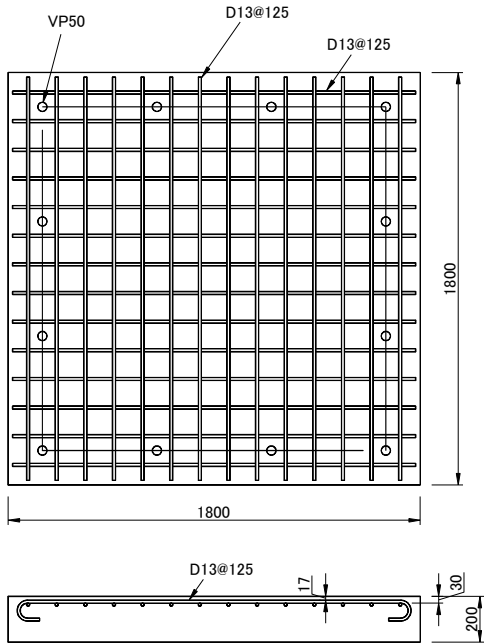
2. 試験概要

試験体の種類を表-1、試験体形状を図-1に示す。

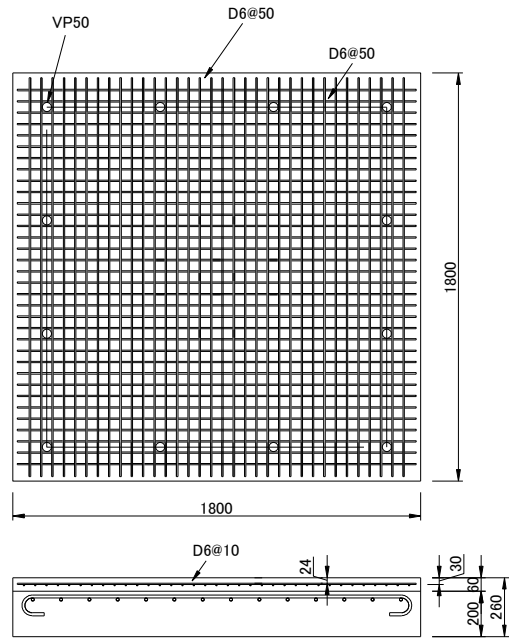
case1を基準試験体として、1800×1800×200mmのコンクリート版である。鉄筋はD16が125mm間隔で格子状に配置され、純かぶりは17mmである。case2～case4は、case1と同寸法のコンクリート版に補強を行った。

表-1 試験体種類

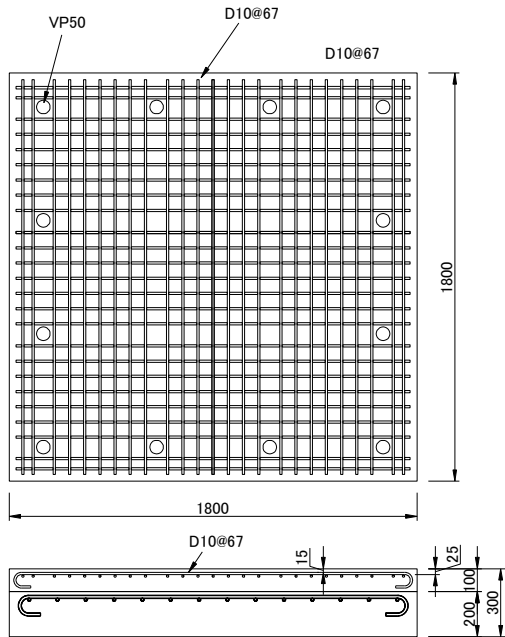
case	試験体種類	試験体形状			
		床版		補強量	
		形状	鉄筋	コンクリート	鉄筋
1	基準	1800 × 1800 × 200mm	D16 SD345 ctc125mm	—	—
2	増厚(t=60mm)			1800 × 1800 × 60mm	D6 SD345 ctc50mm
3	増厚(t=100mm)			1800 × 1800 × 100mm	D10 SD345 ctc67mm
4	梁試験体			200 × 200 × 2545mm × 2方向	D22 SD345 ctc51mm



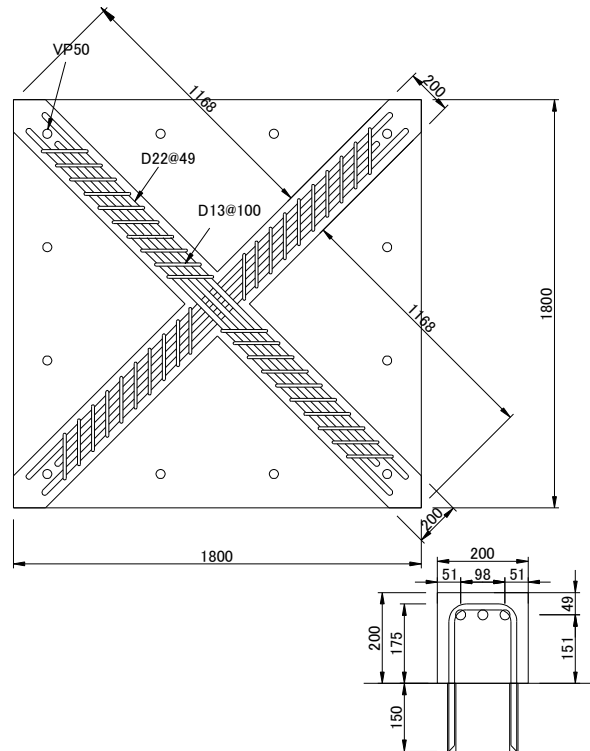
(a) case1



(b) case2



(c) case3

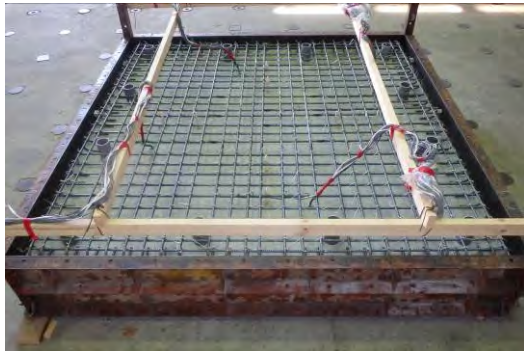


(d) case4

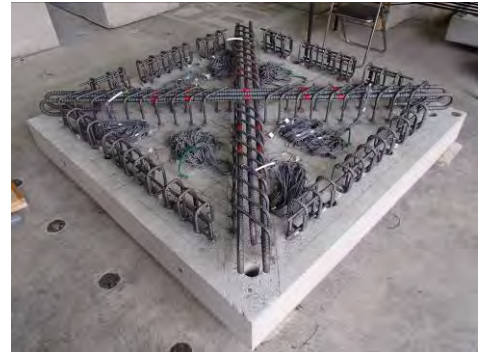
図-1 試験体形状

表-2 コンクリート量および鉄筋量

case	試験体種類	コンクリート			鉄筋		
		既設部	増厚および梁状	合計	既設部	増厚および梁状	合計
		(m ³)	(m ³)	(m ³)	(kg)	(kg)	(kg)
1	基準	0.648	—	0.648	49.0	—	49.0
2	増厚(t=60mm)		0.194	0.842		29.8	78.8
3	増厚(t=100mm)		0.324	0.972		49.3	98.3
4	梁試験体		0.196	0.844		39.7	88.7



(a) case3



(b) case4

写真-1 補強鉄筋

case2 の補強は、コンクリートの増打ち厚さを 60mm とし、D6 の鉄筋を 50mm 間隔で格子状に配置した。純かぶり 24mm である。case3 の補強は、コンクリートの増打ち厚さを 100mm とした。鉄筋は D10 で、67mm 間隔で格子状に配置した。純かぶりは 24mm である。case4 は梁部材を付加した試験体である。梁の断面は 200×200mm とし、対角に配置した補強形状である。鉄筋は、梁の軸方向に D22 を 3 本配置した。梁のせん断補強と既設部とのアンカーとして D13 の鉄筋を 100mm 間隔で梁のせん断破壊と押抜きせん断破壊の破壊面を跨ぐように、梁の軸方向鉄筋に対して 45 度に配置した。また、梁状構造を設置する既設部は目荒らしした。使用したコンクリート量および鉄筋量を表-2 に示す。case4 のコンクリート量は、case2 の 60mm の増打ちと同等程度で case3 の 0.6 倍であり、鉄筋量は case2 の約 1.3 倍、case3 の約 0.8 倍である。

試験におけるコンクリートおよび鉄筋の材料物性を表-3 に示す。コンクリートの強度は、既設部および補強部とも同等程度で 23.7N/mm² ~ 25.8N/mm²、鉄筋の降伏強度は 367N/mm² ~ 384N/mm² であった。

荷重方法を図-2 に示す。荷重位置は、コンクリート版の中央とし、荷重面に φ300mm の鋼板を設置して荷重ジャッキ (容量 3000kN) により荷重を行った。支点は、1500mm の支点距離で 4 辺を可動支点とした構造である。支点の鉛直方向の拘束には、異形 PC 鋼棒を配置し、全てに荷重計を設置した。支点の荷重の不均衡を調整するために、荷重初期において支点の荷重が同じになるように調整した後に、単調荷重で試験を実施した。

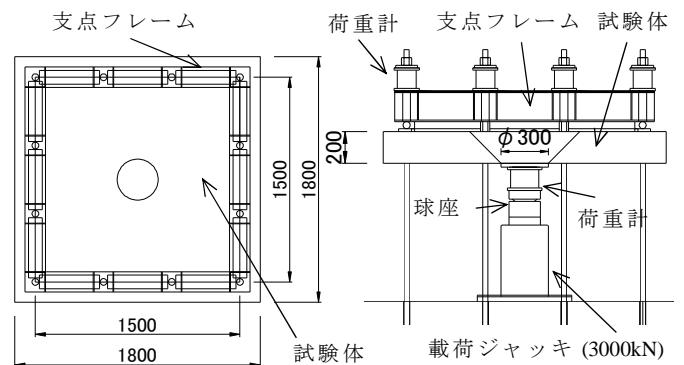


図-2 荷重装置 (case1)

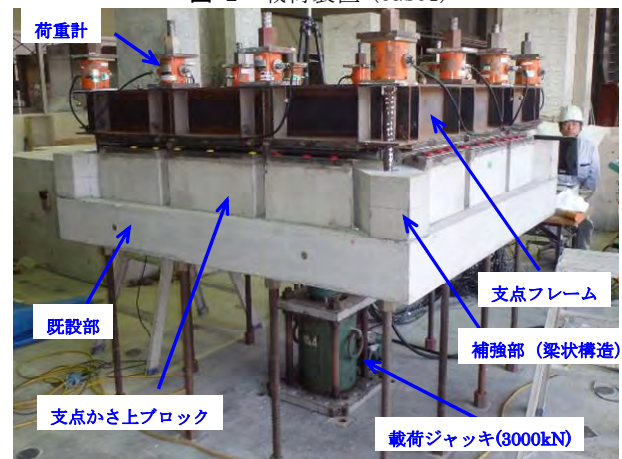


写真-2 試験状況 (case4)

計測項目は、荷重荷重、コンクリートの変位、既設部および補強部の鉄筋ひずみ、コンクリート表面のひずみを測定した。

表-3 コンクリートおよび鉄筋の材料諸元

case	試験体種類	コンクリート						鉄筋					
		既設部			増厚および梁状			既設部			増厚および梁状		
		圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
1	基準	25.6	—	26.7	—	—	—	367	562	188	—	—	—
2	増厚(t=60mm)	25.8	—	26.8	29.4	—	28.3	367	562	188	375	558	189
3	増厚(t=100mm)	25.7	2.12	19.6	21.9	2.19	25.0	384	544	190	382	570	185
4	梁試験体	23.7	2.25	19.7	27.6	2.60	27.6	384	544	190	378	554	190

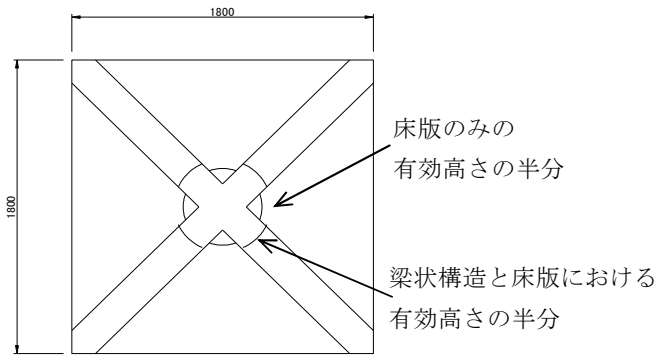


図-3 case4における照査断面の周長

3. 試験結果

試験体の耐力を推定するために、コンクリート標準示方書²⁾に示される式(1)を用いて押抜きせん断の耐力を算出した。

$$V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_\gamma \cdot f'_{pcd} \cdot u_p \cdot d / \gamma_b \quad (1)$$

ここで、 $f'_{pcd} = 0.20 \sqrt{f'_{cd}}$ (N/mm²)、 f'_{cd} はコンクリートの設計基準強度 (ただし $f'_{pcd} \leq 1.2$ (N/mm²))、 $\beta_d = \sqrt[3]{1000/d}$ (d : mm) (ただし $\beta_d \leq 1.5$)、 $\beta_v = \sqrt[3]{100 p_v}$ (ただし $\beta_v \leq 1.5$)、 $\beta_\gamma \leq 1 + 1/(1 + 0.25 u/d)$ 、 u 載荷面の周長 (mm)、 u_p : 照査断面の周長 (mm) で、載荷面から $d/2$ 離れた位置で算定する。 d および p : 有効高さおよび鉄筋比、 $\gamma_b = 1.0$ である。case2 ~ case3 の f'_{cd} については、増打ちおよび梁状の実験時におけるコンクリートの圧縮強度より、断面高さの比率を考慮した値を用いた。

p および d については、既設部および増打ち部の鉄筋を考慮した有効高さおよび鉄筋比とした。また、case4については、図-3に示すように、補強されていない範囲と、梁状に補強された断面に分割して算出した。

計算値と試験結果を表-4、載荷荷重と版の中央変位の関係を図-4に示す。試験時の最大荷重は、case1の465.7kNに対して、case2は、627.1kNでcase1の1.35倍、case3は、1119.3kNで1.88倍、case4が1104.0kNで

表-4 最大荷重一覧表

case	最大荷重			変位	
	計算値 (kN)	実験値 (kN)	実験値 /計算値	case n /case1	実験値 (mm)
1	450.8	594.1	1.32	1.00	10.4
2	630.9	801.8	1.27	1.35	6.3
3	751.2	1119.3	1.49	1.88	7.8
4	596.7	1104.0	1.85	1.86	9.4

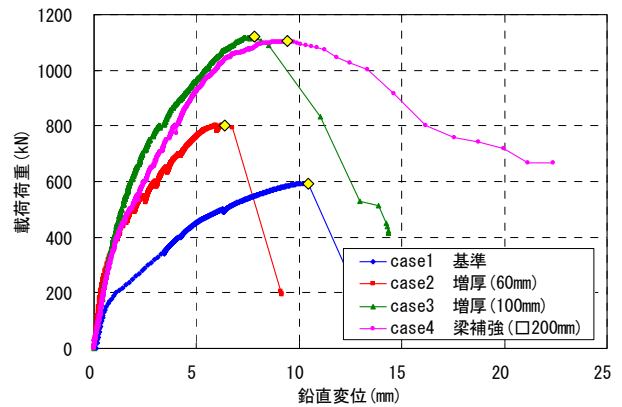


図-4 荷重と中央変位の関係

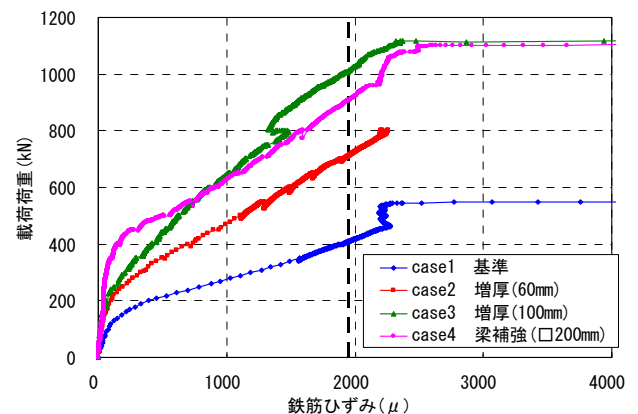


図-5 荷重と既設部鉄筋ひずみ

case3 と同等程度であり 1.86 倍であった。本試験での梁状構造の場合、同じコンクリート量で増打ちした case2 に対して約 1.4 倍の耐力を有しており、1.7 倍のコンクリート量を有する case3 と同等程度の耐力となった。計算値に対して実験値は case1 で 1.32 倍、case2 で 1.27 倍、case3 で 1.49 倍であり比較的同じ耐力比であるのに

対して、case4 では1.85倍であり、計算値に対して他の試験体と比較して高い耐力を有している結果となった。

載荷荷重と既設部中央の鉄筋ひずみの関係を図-5に示す。鉄筋ひずみの降伏は、約2000 μ である。case3 の増打ちと case4 の梁状補強をした場合、床版に発生する鉄筋ひずみは、ほとんど同じ挙動であった。全ての試験体で鉄筋が降伏した後に、最大耐力となっていることから、既設部の鉄筋を降伏させないことが、耐力の増加につながるものと考えられる。

載荷荷重と補強部の鉄筋ひずみの関係を図-6に示す。補強部の鉄筋ひずみは、既設部の鉄筋より先行して降伏しているが、さらに荷重が増加していることから、耐力については、補強部の鉄筋降伏の影響はほとんどないものと思われる。

押抜きせん断耐力を評価するにあたり、既設部の鉄筋降伏に着目して、図-7の断面モデルに対して断面分割法によりモーメントと既設部の鉄筋ひずみの関係を算出した。計算結果を図-8および表-5に示す。鉄筋降伏時の曲げモーメントの計算値は、case1 で94.3kN・mに対して case2 が169.5kN・mで case1 の1.80倍、case3 が242.5kN・mで case1 の2.57倍、case4 が220.8kN・mで case1 の2.34倍である。実験における既設部が降伏ひずみに達するときの case1 に対する荷重比率は図-5より、case2 で1.73倍、case3 で2.47倍、case4 で2.21倍であり、case1 との荷重比率は計算値と実験値でほぼ同等程度であった。

本実験では、各試験体の既設部の鉄筋降伏後における荷重増加の差が小さく、押抜きせん断破壊に至っていることから、鉄筋の降伏荷重が、押抜きせん断耐力に寄与するのではないかと想定した。そこで、case1 の式(1)による押抜きせん断耐力に断面分割法による鉄筋の降伏荷重の比率から増打ちおよび梁状の補強による押抜きせん断耐力を推定した。case2~case4は、0.97倍~1.05倍と実験値と推定値がほぼ一致する結果となった。式(1)に既設部の鉄筋の降伏の比率を考慮することで、増打ち部や梁状構造による補強による押抜きせん断耐力を比較的良好に評価できるものと考えられる。ただし、梁状構造の種類による妥当性については、今後の検討課題である。

試験体切断面を写真-3に示す。case1 は載荷端から支点に向かって斜めに押抜きせん断ひび割れが進展している。一方、増打ちした case2 では、支点に向かう斜めひび割れが増打ち界面に達した後に、界面に沿ったひび割れとなって端部まで進展した。case3 も同様であった。増打ち部を跨ぐひび割れもあるが、表面に達していない。端部側に発生したひび割れが大きいことから、中央側のひび割れは、斜めひび割れおよび界面のはく離が生

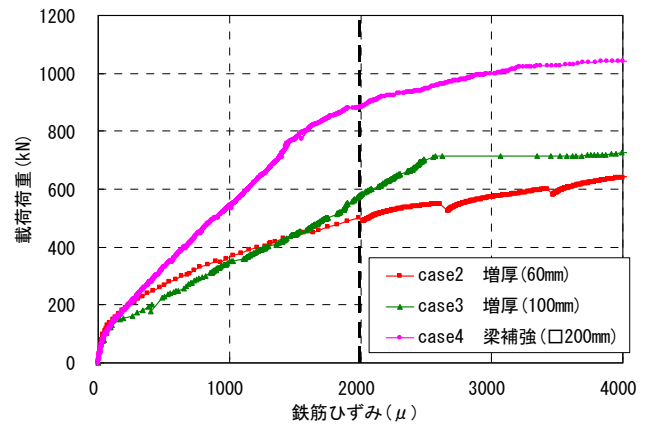


図-6 荷重と補強部鉄筋ひずみ

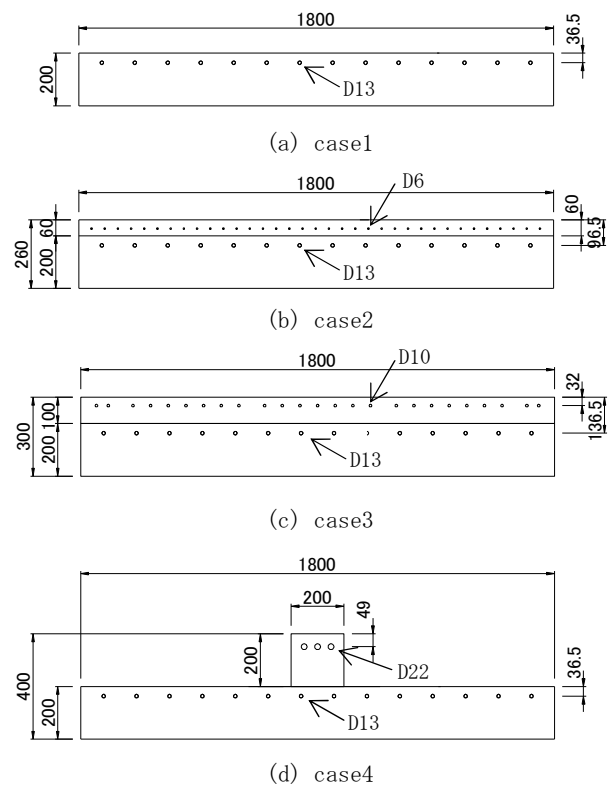


図-7 断面モデル

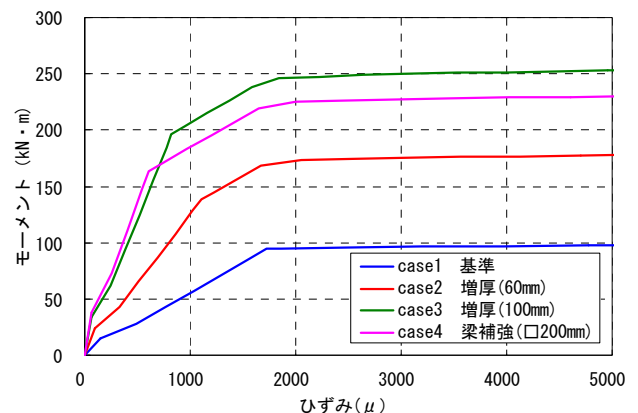


図-8 曲げモーメントと床版部鉄筋ひずみ (計算値)

じた後に誘発された2次的なひびわれであると考えられる。case4 では、梁状補強がされていない箇所は、

表-5 鉄筋降伏を考慮した押抜きせん断耐力

case	計算値					実験値	
	式(1)より	鉄筋降伏時の 曲げモーメント		推定値			
	①	②	③	④=case1①×③	⑤	⑤/④	
	(kN)	(kN・m)	比	(kN)	(kN)	比	
1	450.8	94.3	1.00				
2	630.9	169.5	1.80	810.3	801.8	0.99	
3	751.2	242.5	2.57	1159.5	1119.3	0.97	
4	596.7	220.8	2.34	1055.6	1104.0	1.05	

case1 に近い破壊形態で支点に向かって押抜きせん断ひび割れが発生している。梁状補強の箇所については、case2 に近い破壊形状で、支点に向かって押抜きせん断ひび割れが発生し、端部では、界面に沿ったひび割れが発生している。また、case2 と同様に、中央側に増し打ち部を跨ぐひび割れもあるが、表面に達しておらず、ひび割れ幅が小さいことから、耐力には関与していないものと考えられる。

4. まとめ

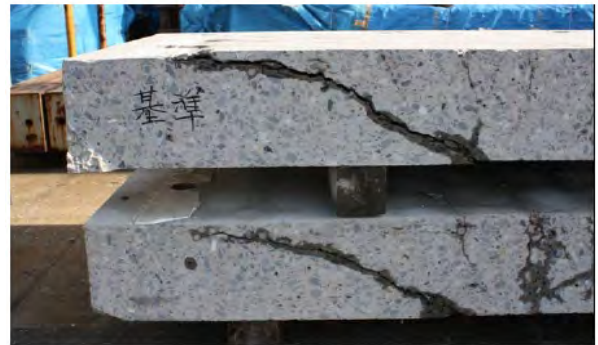
梁状構造による押抜きせん断破壊に関して、以下の見が得られた。

- ① 梁状構造による補強耐力は、本構造の場合、同等程度のコンクリート量の増打ちと比較して、約 1.4 倍の押抜きせん断耐力を有し、約 1.7 倍のコンクリート量による増打ちと同等程度の耐力を有することが可能であることがわかった。
- ② 既設部の鉄筋が降伏後に、押抜きせん断破壊が発生しており、鉄筋の降伏を抑制することが耐力の向上に寄与することがわかった。
- ③ 梁状構造における押抜きせん断耐力の計算値は、式(1)では過小評価となる。既設部のみの式(1)による押抜きせん断耐力を既設部の鉄筋が降伏するモーメントの比率を用いることで、梁状構造の押抜きせん断耐力を推定できた。

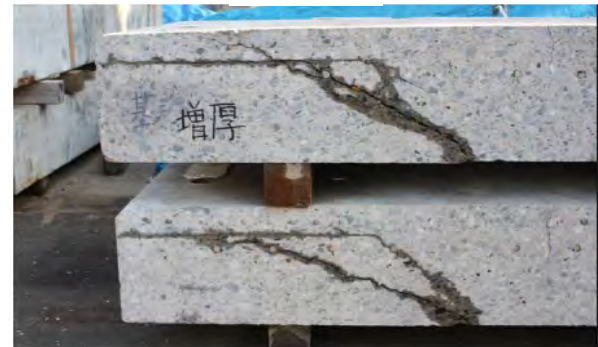
梁状構造の押抜きせん断耐力は、コンクリート量が同等程度でも高い耐力を有することが可能であり、必要な耐力に対して容器建造物の容量の減少を増打ちと比較して抑制することが可能である。今後、最適な梁状構造の形状を検討するとともに、押抜きせん断耐力の算出方法を精査していくことが必要である。

参考文献

- 1) 小林靖典, 小林亨, 清宮理: 異形鉄筋の埋め込みによるあと施工せん断補強工法に関するはりの載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2,



(a) case1



(b) case2



(c) case4

写真-3 破壊状況

pp.1549-1554,2002

- 2) 2012年制定, コンクリート標準示方書 [設計編], 土木学会, 2012

コンクリートの表面近傍にアラミド緊張材を用いた梁の 曲げひび割れ性状

Flexural Cracking Behavior of Concrete Beam Reinforced with Aramid Fiber Strings Placed in the Cover Concrete

竹山 忠臣 TADAOMI TAKEAYAMA
有川 直貴 NAOKI ARIKAWA
三加 崇 TAKASHI SANGA
浅井 洋 HIROSHI ASAI

RC はりの表面近傍に、細径のアラミド連続繊維を複数本配置した場合の曲げひび割れ幅制御に関する検討を行った。はりの曲げ試験の結果、本実験の範囲では、ひび割れ本数に変化はみられなかったが、ひび割れ幅が局所化し、拡大することを抑制できた。アラミド連続繊維にあらかじめ張力を与えた実験では、曲げひび割れ発生直後におけるひび割れ幅を抑制することが可能であった。

キーワード：アラミド連続繊維，緊張材，かぶり，ひび割れ幅

This paper describes flexural crack widths of RC beams which are reinforced with small diamental strings of aramid fiber. The strings are placed in the cover concrete. Result of the bending test on RC beams, the number of cracks of the RC beams did not depend on the amount of placing strings of the aramid fiber. Localize the crack width of RC beams was controlled by placing strings. The strings to which the tensile stress are given can expect the reduction of crack width after flexural crack happened.

Key Words: Aramid fiber , PC tendon , Cover concrete , crack width

1. はじめに

近年、コンクリート構造物に要求される性能は多様化しており、繊維補強コンクリートがその一つとして挙げられる。例えば、コンクリートのひび割れ制御を目的とした短繊維補強コンクリート¹⁾、FRPを緊張材や補強材として用いる連続繊維補強コンクリート²⁾などがある。この中で、有機繊維であるアラミド3軸メッシュシート³⁾は、あらかじめ型枠に設置して剥落防止に用いられている。このような用途では、例えば、細径のアラミド繊維をコンクリート表面近傍に複数配置し緊張力を与えることで、コンクリートの剥落防止に加えて、ひび割れ幅を抑制できると考えられる。

筆者らは、アラミド繊維に張力を与え、超薄型PC板のプレストレス導入および曲げ耐力についての検討を行い、薄肉部材にプレストレスを導入できることを報告した⁴⁾。本研究においては、一般的なRCはりのかぶり部分に、緊張したアラミド繊維を配置した供試体の曲げ試

験により、そのひび割れ特性の改善効果について検討した。

2. 実験概要

(1) 試験体

図-1、図-2に本研究で用いた試験体を示す。幅400mm、高さ200mm、長さ3600mmのはりとした。断面上・下縁にD16軸方向鉄筋(SD345)を3本ずつ配置し、下縁から5mmの位置に10mm間隔でアラミド繊維(以下、アラミド緊張材)を配置した。

(2) 使用繊維および試験体一覧

本研究では、アラミド繊維に撚りを与えて糸径1.7mmに収束し、1本当たりの断面積1.201mm²、引張耐力2248N/mm²(メーカー提示の引張耐力)のアラミド緊張材⁴⁾を用いた(写真-1)。なお、アラミド緊張材は樹脂を含浸していない。

アラミド緊張材の引張試験結果を図-3、表-1に示す。本研究で使用したアラミド緊張材は、撚りを与えて糸状にしているため張力を与えた直後、アラミド緊張材の伸びが大きく生じる。これを本稿では絞りと称する(図-3中①)。試験は、JIS A 1192 に準じて行った。アラミド生材の両端を樹脂加工し、つかみ部としたものを供試体として用いた。本実験で用いたアラミド緊張材の応力-ひずみ関係は図-3に示すように、ひずみが大きくなるほど応力の増加が大きくなる傾向を示す。表-1の中のヤング係数 E_{fp} は JIS にしたがって計算したもので、引張荷重の20~60%間の勾配である。ヤング係数 E は図-3中②~ T_{fpu} の勾配である。

供試体は、母材とつかみ部の境界で破断するため引張強度はメーカー提示の引張強度 (f_{tu}) よりも小さくなっている。

表-2に試験体一覧を示す。SN はアラミド緊張材を配置していない試験体である。S0 はアラミド緊張材を配置した時にたるみが生じない程度の張力を与えたもので絞りによる変形が除去できていない試験体である。S9 は図-3中①までの初期の絞りがなくなる程度の張力を与えた。なお、S9 は緊張装置の関係でアラミド緊張材の配置本数は35本とした。S57 は絞り変形の除去とプレストレスによる効果を期待した。図-3には、各試験体のアラミド緊張材張力レベルを併記した。

(3) 使用繊維および試験体一覧

図-4にS57のアラミド緊張材の緊張装置を示す。フレームの間に山留材を挟み込んで反力フレームとし、片端にはM16全ねじ緊張ボルトを介して鋼製緊張プレートを固定した。他端には鋼製緊張プレートを設置した全ねじボルトに緊張用センターホールジャッキ(容量400kN)とロードセル(200kN)を設置してナット定着した。アラミド緊張材は、φ10mm丸鋼に1本のアラミド緊張材を互い違いに掛けて固定した。緊張の際には、全ねじボルトナットを締め込み、アラミド緊張材のたるみをとって両端のアラミド緊張材位置で測定している2箇所の変位が均等になるように緊張し、2台のロードセルの合計

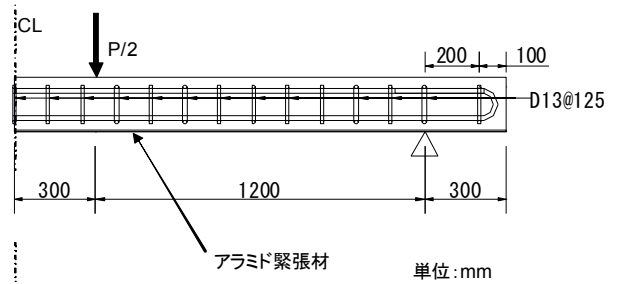


図-1 試験体(側面図)

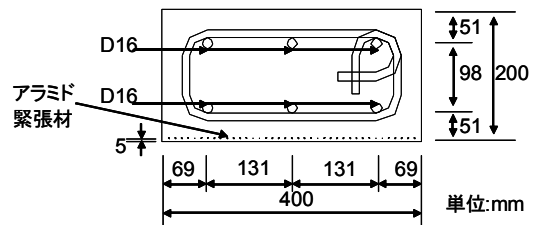


図-2 試験体(断面図)



写真-1 アラミド緊張材

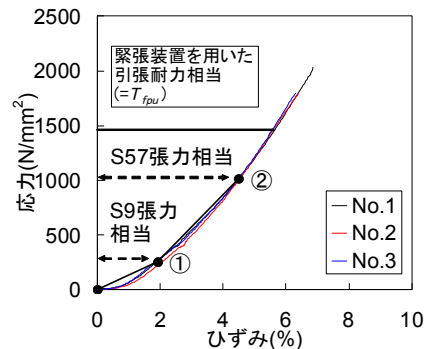


図-3 引張試験結果

表-1 引張試験結果

試験体	ヤング係数 E_{fp} (GPa)	ヤング係数 E^* (GPa)	引張強度 f_{fpu} (MPa)	備考 (f_{fpu} / f_{tu})
No.1	32.8	39.3	2031.2	0.90
No.2	32.5	42.0	1785.4	0.79
No.3	30.8	41.4	1797.7	0.80
平均	32.1	40.9	1871.4	0.83

表-2 試験体一覧

試験体名称	アラミド緊張材の有無	アラミド緊張材の本数(本)	導入時		載荷時					
			アラミド緊張材		コンクリート		コンクリート			
			導入張力(kN)	引張耐力 ⁴⁾ に対する割合(%)	ヤング係数(kN/mm ²)	圧縮強度(N/mm ²)	ヤング係数(kN/mm ²)	圧縮強度(N/mm ²)	ひび割れ発生強度(N/mm ²)	
SN	無	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S0	有	39	0	0	33.1	53.1	32.4	58.7	3.3	
S9		35	5.2	9						
S57		39	38.8	57						28.7

値が所定荷重になるまで緊張した。

(4) 試験体製作

アラミド緊張材を緊張後、型枠を設置し、鉄筋を所定位置に配置して、最大骨材寸法 20mm のレディーミックスコンクリートを試験体の上面から打設した。打設後、湿布養生を行い、1 週間実験室内に静置した。

3. 実験方法

(1) アラミド緊張材によるプレストレス導入試験

コンクリートを打設し、1 週間養生した後、型枠を脱枠し、アラミド緊張材の張力を導入した。計測位置図を図-5に示す。導入時の計測項目は、鉄筋ひずみとコンクリートひずみとした。鉄筋のひずみは、鉄筋のリブの内側にゲージ長さ 2mm のひずみゲージを貼付けて測定した。コンクリートのひずみは、単軸のゲージ長さ 60mm のひずみゲージを貼付けて計測した。ただし、下縁のコンクリートひずみは、計測していない。なお、S9 は導入するアラミド緊張材の張力が小さく導入による影響が小さいと思われたため、導入時のひずみの計測は行っていない。

(2) 曲げ試験

荷重は、荷重スパン600mm、せん断スパン 1200mm の2点荷重とし、試験機には、容量 2000kN の万能試験機を用いた(図-6)。試験体に均等に荷重をかけるため、荷重治具とロードセルの間に球座を設置して荷重した。

荷重の検出には、容量 300kN のロードセルを用い、たわみの計測には、高感度変位計(容量 25mm)を用い、等曲げスパンの箇所には容量 50mm のものを用いた。鉄筋およびコンクリートのひずみゲージの配置はプレストレス導入時と同じである。ひび割れ幅の検出には、パイ型変位計を用い、曲げによる曲率の影響を考慮するため試験体側面の下縁から 7.5mm の位置(取付コマ寸法 15×15mm)に標点距離が 50mm(容量 5mm)を試験体中央から 6 箇所(中央も含む)、標点距離が 100mm(容量 5mm)を 5 箇所設置し、計 21 箇所にパイ型変位計を取り付けた。本研究では試験体の下縁から 7.5mm の位置のパイ型変位計で測定した開口幅をひび割れ幅とした。

4. 実験結果

(1) アラミド緊張材によるプレストレス導入

S57 のプレストレス導入時のコンクリートの圧縮強度

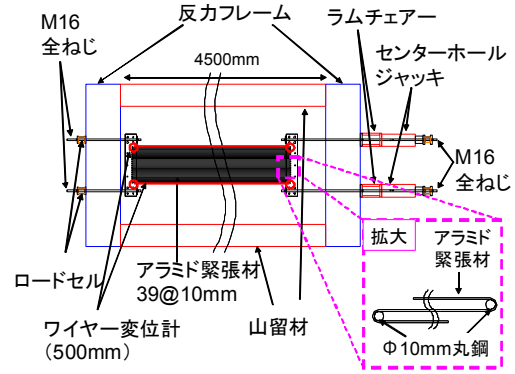
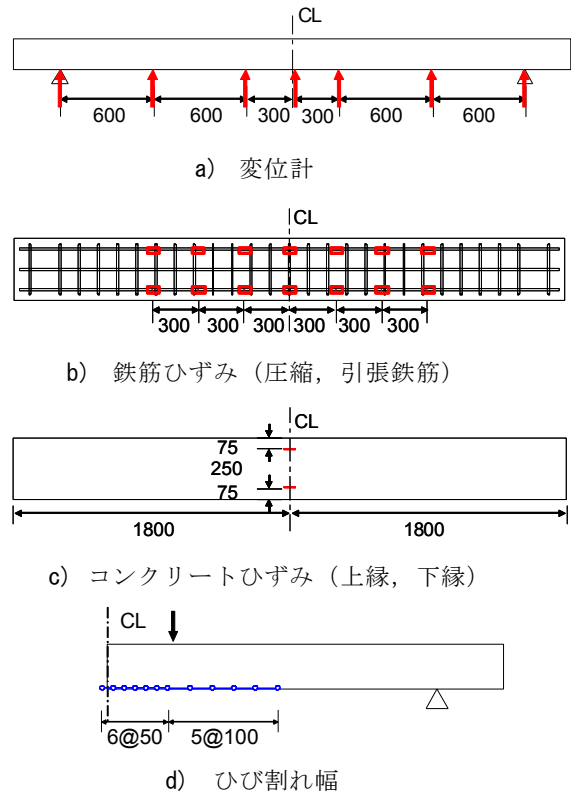


図-4 緊張装置 (S57)



単位 : mm

図-5 計測位置図

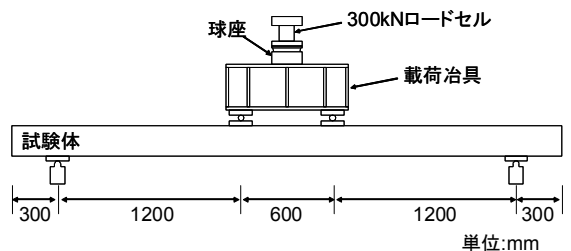


図-6 荷重装置

を表-2に示した。図-7にプレストレス導入時のひずみ分布を示す。導入ひずみは計算値とほぼ一致しており、試験体中央区間 1800mm の範囲において均等にプレストレスが導入されているのが分かる。図-8に中央断面にお

る導入ひずみを示す。導入ひずみは計算値とほぼ一致しており、かぶりの小さいところにプレストレスを導入しても平面保持の仮定が成立することが分かる。また、プレストレス導入後、部材端部および下面に付着ひび割れは発生していない。このことから、試験体のかぶり部分にプレストレスを導入することが可能であることが分かる。

(2) 曲げ試験結果

プレストレス導入後、試験体は実験室内に静置した。

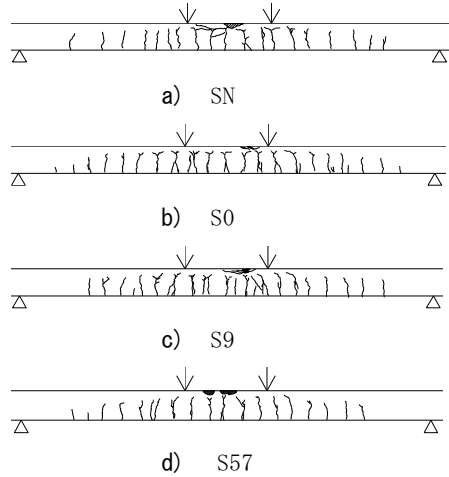


図-9 ひび割れ図

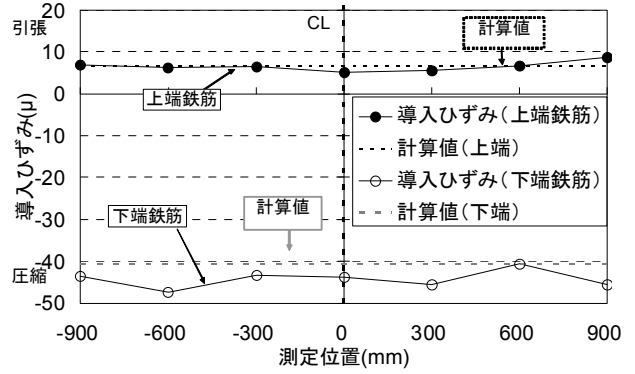


図-7 導入ひずみ分布 (鉄筋ひずみ)

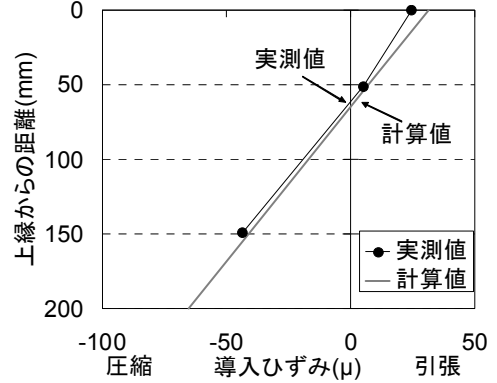
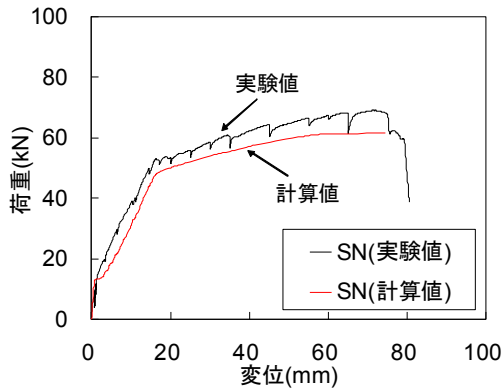
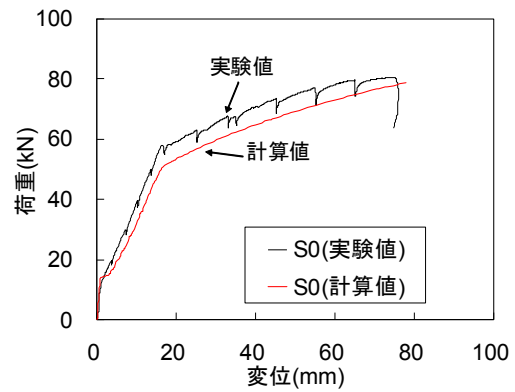


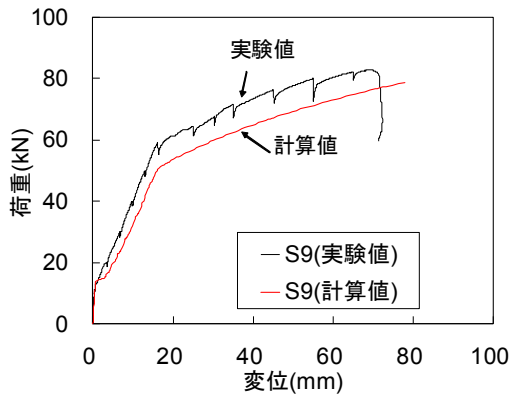
図-8 導入ひずみ (中央断面)



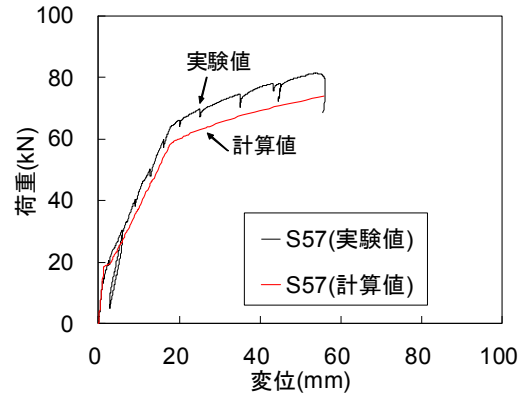
a) SN



b) S0



c) S9



d) S57

図-10 荷重-変位関係

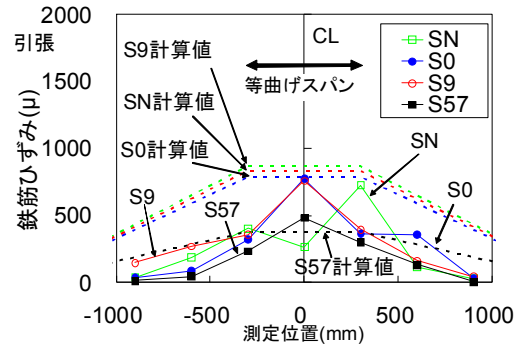
いずれの試験体も材齢 2～3 週間の間に荷重を行った。S57 の圧縮強度が他の試験体の 65% 程度となっているが、これは試験体製作時期が S57 のみ異なるためである(表-2)。

図-9に破壊時のひび割れ図、図-10に試験体中央の荷重-変位関係、表-3に試験結果を示す。計算値はファイバーモデルを用いて算出した値である。材料モデルはコンクリート標準示方書⁵⁾に準じた。コンクリートの圧縮強度は荷重試験時の実強度を用い、鉄筋降伏応力度は引張試験による結果を用いた。アラミド緊張材のヤング係数は繊維規格値⁶⁾を用い、絞りの影響を考慮していない。曲げひび割れ発生荷重は、試験体下縁に貼りつけていたコンクリートゲージの測定値が急変した荷重である。なお、SN は試験体に荷重治具をセットした後、急激に荷重を行い、ひび割れが発生してしまったため、曲げひび割れ発生荷重を記載していない。いずれの試験体も曲げひび割れが発生し、引張鉄筋が降伏した後、上縁が圧壊する曲げ圧縮破壊に至った。曲げひび割れ発生荷重は S57 の実験値が計算値よりも若干高いことが分かる。引張鉄筋降伏荷重、最大荷重は計算値よりも実験値が若干大きい、いずれも概ね一致していることが分かる。

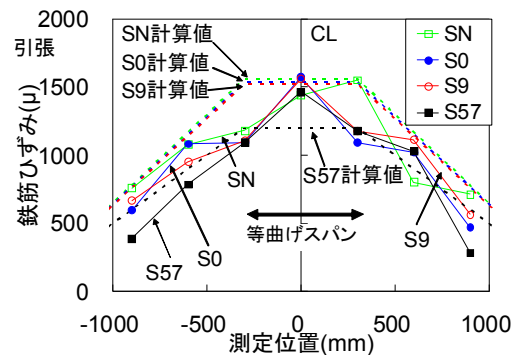
(3) 荷重-鉄筋ひずみ

かぶり部分をアラミド緊張材で補強すれば、同一荷重を載荷した際、試験体下面に発生するひび割れは分散もしくはひび割れ幅が小さくなることが期待された。すなわち、同一荷重の時、鉄筋に発生するひずみが小さければ、表面のひび割れ幅は小さくなると言える。図-11に荷重 20kN (最大曲げひび割れ幅で 0.05～0.15mm 程度)、40kN (最大曲げひび割れ幅 0.3mm 程度)の時の引張鉄筋のひずみ分布を示す。なお、図に示している鉄筋ひずみはひずみゲージを取り付けた 2 本の下縁の鉄筋で、同程度のひずみを示したため、2つの平均値としている。荷重 20kN の時、全ての試験体の鉄筋ひずみの最大値は計算値とほぼ同程度である。S57 の鉄筋ひずみは

SN, S0, S9 の鉄筋ひずみよりも約 300μ 小さい値に収まっている。荷重 40kN の時、SN, S0, S9 の鉄筋ひずみは計算値と同程度であるのに対して、S57 は計



a) 荷重 20kN



b) 荷重 40kN

図-11 鉄筋ひずみ分布

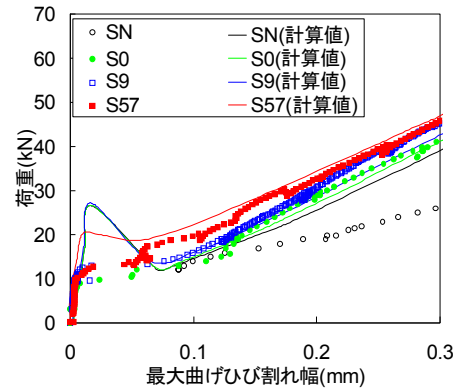


図-12 ひび割れ幅

表-3 実験結果

試験体名	曲げひび割れ発生荷重 P_{ck} (kN)		引張鉄筋降伏荷重 P_{sy} (kN)		最大荷重 P_{max} (kN)		備考
	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	
SN	11.9	-	48.4	54.4	61.7	69.0	上縁の圧壊
S0	11.9	10.6	50.9	58.0	78.7	80.5	上縁の圧壊
S9	12.5	11.2	52.3	59.1	78.7	82.8	上縁の圧壊
S57	10.0	15.3	59.0	59.8	73.9	81.3	上縁の圧壊※

※S57 のみ上縁の圧壊時にアラミド緊張材が破断

算値よりも約300μ大きく、他の試験体と大差ない値となった。

(4) 曲げひび割れ幅

図-12に本試験において得られた荷重-ひび割れ幅の関係と土木学会コンクリート標準示方書の曲げひび割れ幅の算定式⁵⁾を用い、計算値から得られた荷重-引張鉄筋応力の関係から算出した結果を比較した。

$$w = 1.1k_1k_2k_3 \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right) \quad (1)$$

ここに、 k_1 , k_2 , k_3 : 鉄筋の表面形状やコンクリートの品質、鉄筋の段数を考慮する係数 ($k_1=1.0$, $k_2=0.89$, $k_3=1.0$) ※S57のみ $k_2=0.96$, c : かぶり (mm), c_s : 鋼材の中心間隔 (mm), ϕ : 鋼材径 (mm), σ_{se} : 鋼材位置のコンクリート応力度が0の状態からの鉄筋応力度の増加量 (N/mm^2), E_s : 鉄筋の弾性係数 (N/mm^2), ε'_{csd} : コンクリートの収縮およびクリープ等を考慮するための数値。

なお、本研究においては、アラミド緊張材の弾性係数が鋼材に比べて小さいこと、打設から載荷までの期間が短いことから、収縮やクリープ、アラミド緊張材の張力低下が小さいことが考えられたため、アラミド緊張材の張力低下および収縮等は無視することとした。

SN は、計算値よりひび割れ幅は大きい傾向を示した。最大曲げひび割れ幅は S0, S9, S57 のいずれも実験値と計算値は概ね一致していることが分かる。S57 は曲げひび割れ発生直後においては他の試験体よりもひび割れは抑制されているが、荷重が大きくなると差が認められなくなった。

図-13に荷重 20kN, 30kN, 40kN の時のひび割れ幅の分布を示す。ここでの計算値は式 (1) から得られた結果を示している。SN のひび割れ幅は、計算値を大きく越えるものが数カ所見られ、ばらつきが大きい。一方、S0, S9, S57 のひび割れ幅の分布は計算値と同程度かそれ以下に制御されていてバラつきが少ない。取り付けたパイ型変位計は、2本以上のひび割れをまたいでいないことを確認していることから、アラミド緊張材を配置することで、ひび割れ幅が局所的に大きくなることを抑制することは可能であった。

5. まとめ

本研究では、コンクリートのかぶり部分の補強を目的に、下縁から 5mm の位置にアラミド緊張材を配置し、そのアラミド緊張材に与える張力の影響を検討し、以下の結論が得られた。

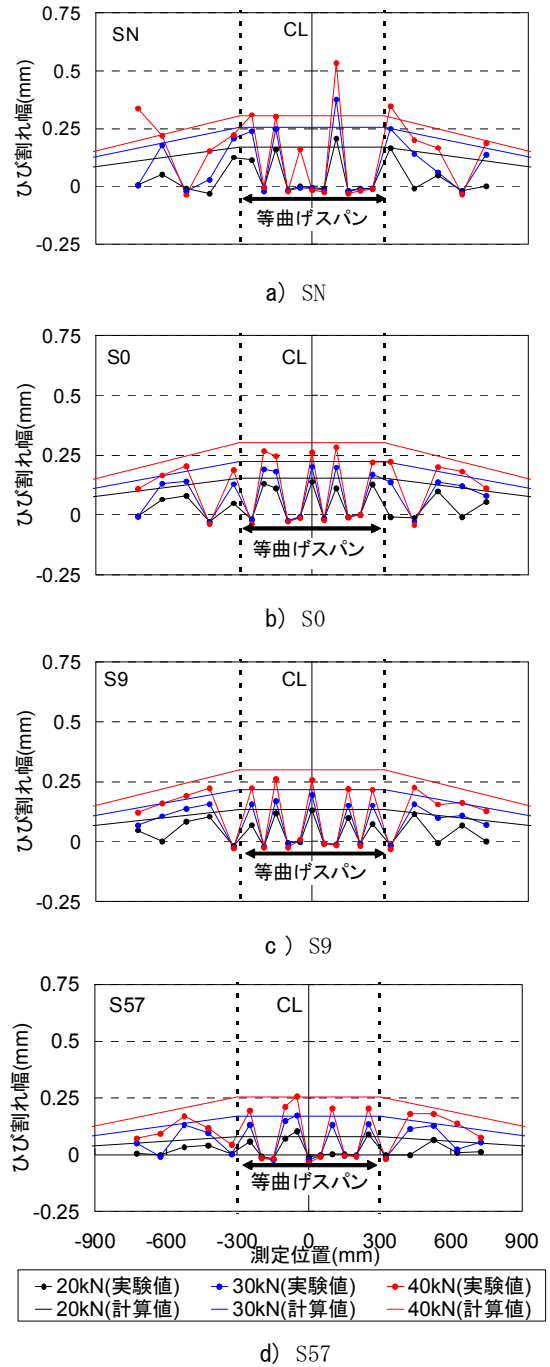


図-13 ひび割れ幅分布

- ① アラミド緊張材をコンクリートの下縁から 5mm の位置に配置し、アラミド緊張材に張力を導入することで、ひび割れ発生荷重は計算値とほぼ一致し、計算通りの曲げ耐力が得られる。
- ② アラミド緊張材に張力を与えることで本試験体では、曲げひび割れ発生直後のひび割れ幅を抑制することができる。
- ③ アラミド緊張材を配置することでひび割れ幅が局所化し、拡大することを防止できる。

参考文献

- 1) 柳博文, 松岡茂, 武田康司, 松尾庄二: 鋼繊維補強コンクリートのひび割れ分散効果に対する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.20, No.3, pp.1225-1230, 1998
- 2) 中井裕司, 浅井洋, 岡野素之, 小田切隆幸: 連続繊維緊張材を用いた PC 梁のせん断性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.15, No.2, pp.865-870, 1993
- 3) 青木圭一, 中井裕司, 多田育修: テクニカルレポート 予防保全としての剥落防止工法の開発 砂付アラミド3軸メッシュ工法, コンクリート工学, Vol.42, No.11, pp.29-34, 2004.11
- 4) 竹山忠臣, 有川直貴, 三加崇, 浅井洋: アラミド繊維を緊張材に用いた薄型 PC 板の基礎的研究, プレストレストコンクリート工学会 第23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.593-598, 2014, 10
- 5) 土木学会: コンクリート標準示方書 [設計編], 2012
- 6) 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

施工方法がコンクリートの表層品質に及ぼす影響

Influence of Placement Procedure on Surface Quality of Concrete

石澤 正大 MASAHIRO KOKUZAWA

佐々木 亘 WATARU SASAKI

藤岡 泰輔 TAISUKE FUJIOKA

土木技術部 大野 寛太 KANTA ONO

土木技術部 斯波 明宏 AKIHIRO SHIBA

土木技術部 浅井 宏隆 HIROTAKA ASAI

施工方法がコンクリートの表層品質に及ぼす影響について検討を行った。表層品質の評価は、表層透気係数および表面吸水速度を用いた。壁部材での施工方法については、打込み・締固め・養生および透水型枠シートの効果を確認した。その結果、透水型枠シートの使用方法によって、表層透気係数および表面吸水速度が大幅に低減されることがわかった。床部材での施工方法については、均しおよび真空脱水などの効果を確認した。その結果、真空脱水では表層透気係数および表面吸水速度が低減され、表層品質の向上が確認された。

キーワード：表層品質，透気係数，吸水速度，養生，透水型枠シート，真空脱水工法

Placement procedures which effect to the surface quality of concrete were examined. For quantitative evaluation of surface quality, surface coefficient of air permeability and the surface speed of water absorption were employed. Regarding to placement methods for wall part, the effect of placing, compacting, and permeability formwork sheet were observed. As a result, surface coefficient of air permeability and surface speed of water absorption were substantially reduced by percolation mold sheet. Regarding to placement methods for deck slab part, the effect of leveling and vacuum dewatering were observed. As a result, vacuum processing method reduces surface coefficient of air permeability and surface speed of water absorption and improve surface quality of concrete.

Key Words: surface quality, Surface coefficient of air permeability, surface speed of water absorption, curing, permeability formwork sheet, vacuum dewatering method

1. はじめに

コンクリート構造物の劣化は、二酸化炭素や塩化物イオンなどの劣化因子がコンクリート内部へ侵入することにより進行するため、耐久性を確保・向上させるためには、コンクリート表層部（かぶり部）の品質，特に物質透過性が重要になる。

一方で、コンクリート構造物の耐久性は、コンクリートの使用材料や配合だけに左右されるのではなく、施工の影響も大きく受けることが知られている。しかし、施工の影響が構造物の耐久性や物質移動抵抗性に及ぼす影響については、まだデータも少なく、十分に解明されていない状況にある。

壁部材では、部材厚が狭く棒状のバイブレータの挿入が困難なため、かぶり部を十分に締固めるのが難しい状況になることや、側面への給水による十分な湿润養生の実施が困難なため、乾燥の影響を受けやすいことなどが、表層部の品質に影響を与えと考えられる。

また床部材では、施工面積が広く締固め方法や養生方法による影響を受けやすいことや、均しや養生のタイミングを見極めることが難しく、施工者の技量によるバラツキなどの影響を受けやすいと考えられる。

そこで、壁部材および床部材を模擬した試験体を用い、締固めや養生、表面仕上げなどの施工方法がコンクリートの表層品質に及ぼす影響について検討を行った。



写真-1 壁試験体



写真-2 床版試験体

表-1 壁試験体の使用材料および配合

記号	呼び	スラ	Gmax	W/C	s/a	空気量	単位量(kg/m ³)										
	強度	ンブ	(mm)	(%)	(%)	(%)	セメント(C)			水	細骨材(S)			粗骨材(G)		高性能AE	AE
	(N/mm ²)	(cm)					早強	普通	高炉	(W)	S1	S2	S3	G1	G2	減水剤	減水剤
									B種								
PC40(H)	40	12	20	40.4	44.5	4.5	401	—	—	162	397	276	114	499	501	2.61	—
RC27(N)	27	12	20	54.8	47.6	4.5	—	311	—	170	437	302	126	488	488	—	3.11
RC27(BB)	27	12	20	54.8	47.2	4.5	—	—	311	170	431	299	124	488	488	—	3.11

表-2 床版試験体の使用材料および配合

記号	呼び	スラ	Gmax	W/C	s/a	空気量	単位量(kg/m ³)						
	強度	ンブ	(mm)	(%)	(%)	(%)	セメント(C)		水	細骨材	粗骨材(G)	高性能AE	
	(N/mm ²)	(cm)						(W)	(S)	減水剤			
							早強	普通					
PC40(H)	40	12	20	40.4	44.5	4.5	401	—	162	787	1000	2.61	
PC36(N)	36	15	20	42	42.7	4.5	—	381	160	746	675	1.52	
PC30(N)	30	12	20	52.2	45	4.5	—	308	160	829	1037	1.54	

表層品質の評価については、非破壊試験として表層透気試験および表面吸水試験を行い、その後一部の試験体についてはコアを採取し、促進中性化試験ならびに細孔径分布の測定を実施した。

2. 試験概要

今回採用した施工方法は表-3に示す通り8種類ある。

(1) コンクリートの配合

壁試験体に用いた3種類のレディーミクストコンクリートを表-1に、床版試験体に用いた3種類の配合を表-2に示す。

壁試験体には、プレストレストコンクリート(PC)構造物で一般的に用いられる配合で、早強ポルトランドセメントを使用した呼び強度40のコンクリート(以下PC40(H)配合)と、鉄筋コンクリート(RC)構造物に一般的に用いられる配合で、普通ポルトランドセメント(以下RC27(N)配合)および高炉セメントB種(以下RC27(BB)配合)を使用した呼び強度27のコンクリートを使用した。

また床版試験体には、壁試験体と同様にPC構造物で一般的に用いられる早強ポルトランドセメントを使用した呼び強度40のコンクリート(以下PC40(N)配合)と、場所打ちPC中空床版橋で用いられる普通ポルトランドセメントを使用した呼び強度36のコンクリート(以下PC36(N)配合)およびPCコンボ橋の場所打ち床版で用いられる普通ポルトランドセメントを使用した呼び強度30の普通コンクリート(以下PC30(N)配合)を使用した。

(2) 試験体の概要

試験体は壁および床版を模擬したものとした。壁部材を模擬した試験体(以下、壁試験体)を写真-1に示す。寸法幅900×高さ1800×厚さ400mmとした。また、床版を模擬した試験体(以下、床試験体)を写真-2に示す。寸法幅1800×高さ1800×厚さ200mmである。

(3) 表層品質の評価方法

表層品質の評価は、非破壊試験としてトレント法²⁾による表層透気試験および表面吸水試験(SWAT)³⁾により行っ

表-3 施工方法

種類	施工方法
標準	通常の棒状パイププレートによる締固めと型枠存置による標準日数 ¹⁾ の湿潤養生
振動系均し器具	均し作業とタンピング作業を同時に行うことができる機械であり、脱泡効果による表層の緻密化が期待できる。(エンジン式の振動スクリード)
トロウエル	機械に設置されたコテを回転させながらコンクリートを均す機械であり、大きさの異なる2種類の機械を使用した。(トロウエルA・B)
天端仕上げシステム	ローラーの回転に伴いこれを覆ったゴム材が回転しながら走行することで、コンクリート天端に圧力と振動を与える仕組みであり、圧力による締固め効果、振動による脱泡効果による表層の緻密化が期待できる。(写真-3)
真空脱水工法	真空ポンプを用いて表層部の余剰水を床版打設面から強制的に排出し、表層部を緻密化させる工法で、コンクリート舗装等で一般的に使用されている工法と、セメント粒子を通しにくい不織布で形成された特殊なシートを使用する改良型真空脱水工法の2種類を選定した。(写真-4, 5)
気泡除去	表面部の気泡除去を目的とし、型枠の内面に当てるようにして挿入し、上側に引き抜くことで表面の気泡を抜き取る、櫛状の気泡抜き取り具と、型枠面で使用するパンチプレート(孔開け加工された鋼板)状のパイププレートをを使用した。
養生	鉛直面用湿潤養生マット(十分に吸水させた後に脱型面に敷設)と、保水養生テープ(脱型後のコンクリート表面に直接貼付、乾燥防止)を使用した。また、型枠存置期間を約1ヶ月に延長したものについても試験を行った。(写真-6)
透水型枠シート	型枠内面に設置することにより、型枠近傍の余剰水や空気を型枠外へ排出させる機能を有するシートで、それぞれ構造が異なる3種類を選定し、を使用した。(写真-7)



写真-3 天端仕上げシステム



写真-4 真空ポンプ

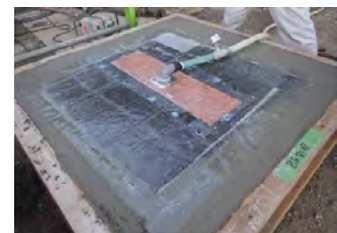


写真-5 改良型真空ポンプ

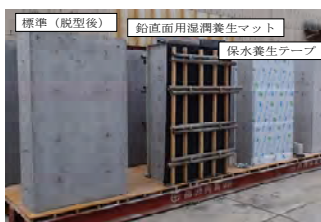


写真-6 試験体の養生状況

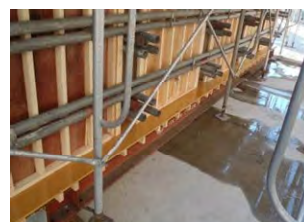


写真-7 透水型枠シート排水状況

た。試験材齢は5週～18週であり、壁試験体の測定は側圧の影響を考慮して、下半分(高さ900mmまで)の領域で行った。透気係数は3箇所、吸水速度は4箇所の平均値とした。また、一部の試験体については非破壊試験の後、φ100mmのコアを採取し、温度20℃、湿度60%、CO₂濃度5%の環境で促進中性化試験を実施した。細孔径分布の測定は、水銀圧入式ポロシメータにより行い、型枠面から深さ1cmの部分より実施した。

3. 壁部材の実験結果および考察

(1) 表層部の気泡除去が表層品質に及ぼす影響

気泡抜き取り具と気泡除去パイププレートを使用した場合の表層透気係数比(標準施工に対する比率)および表面吸水速度比(標準施工に対する比率)を図-1に示す。気泡抜き取り具および気泡除去パイププレートは、表層透気係数に対しては効果が確認できなかったが、表面吸水

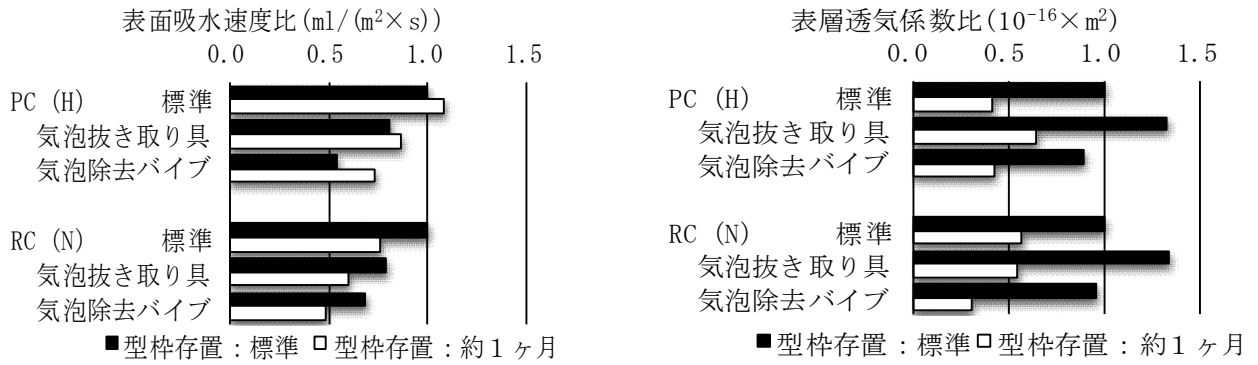


図-1 表層部の気泡除去が表層品質に及ぼす影響

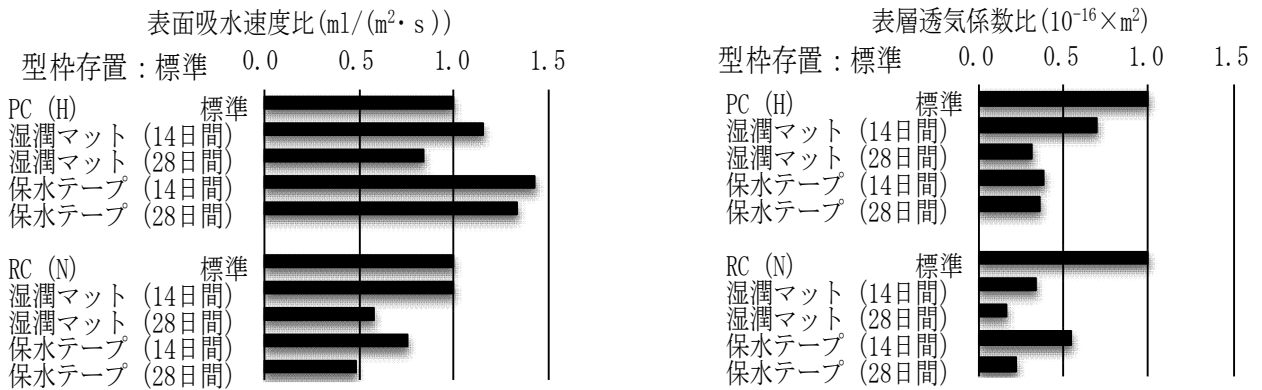


図-2 養生方法が表層品質に及ぼす影響

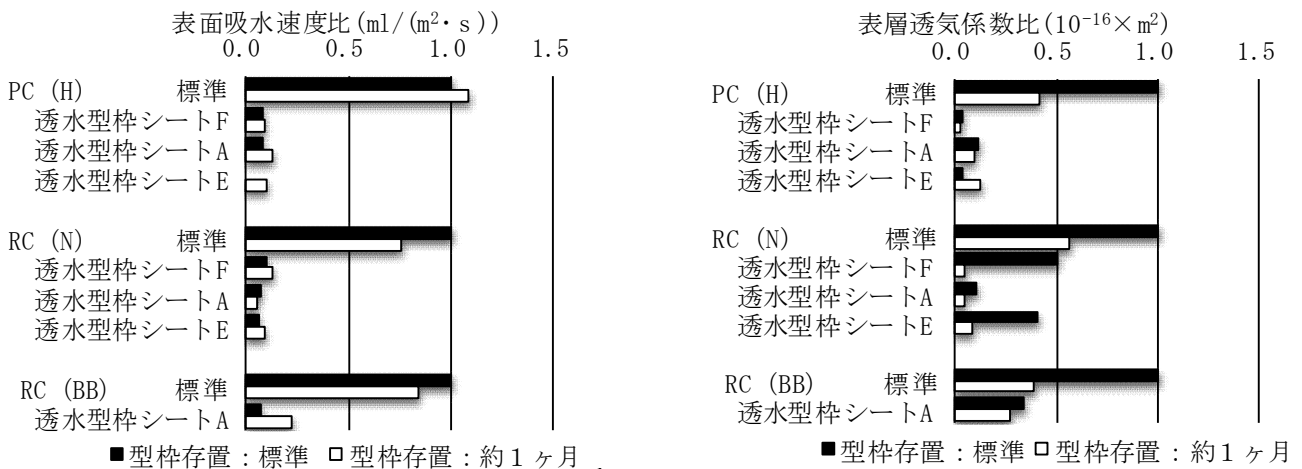


図-3 透水型枠シートの使用が表層品質に及ぼす影響

速度は小さくなる傾向にあり、その効果は気泡除去パイプの方が若干大きい。エントラップトエアーの減少が表面吸水速度に及ぼす影響は大きい可能性があり、反対に、表層透気係数ではエントラップトエアーの減少による影響は少ない可能性がある。また、表層で振動を与えることにより、気泡除去効果以外に、ブリーディング水が集められることにより物質透過性の高い層が形成されている可能性⁴⁾が考えられる。

(2) 養生方法が表層品質に及ぼす影響

養生方法と期間を変更した場合の表層透気係数および表面吸水速度比を図-2に示す。脱型後、湿潤養生マットおよび保水養生テープを用いて材齢14日および28日まで湿潤養生を延長した場合、表層透気係数は延長期間が長いほど低下する傾向にある。表面吸水速度については、RC(N)配合では低下する傾向にあるが、PC配合では効果が認められなかった。これらの結果は、図-1に示すように、型枠存置期間の延長についても同じことがい

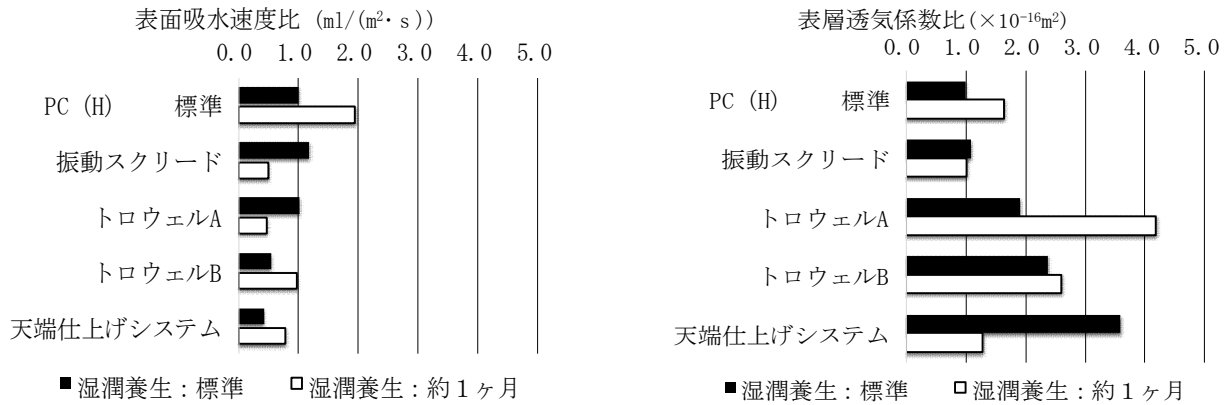


図-4 均し方法が表層品質に及ぼす影響



図-5 真空脱水工法が表層品質に及ぼす影響

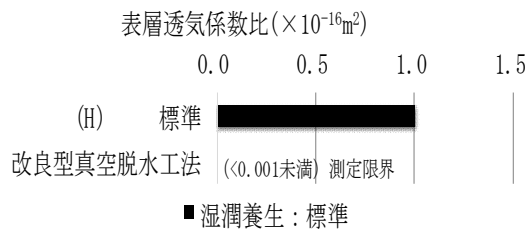


図-6 改良型真空脱水工法が表層品質に及ぼす影響

える。本実験で使用した RC 配合では、湿潤養生期間を長くすることで十分な水和反応が進み、品質の向上が期待できるが、一方で、PC 配合は標準日数の湿潤養生期間で水和反応が十分に進んでいると示唆され、必要以上に養生期間を長くしても品質向上が期待できないものと考えられる。

(3) 透水型枠シートの使用が表層品質に及ぼす影響

透水型枠シートを使用した場合の表層透気係数および表面吸水速度比を図-3に示す。透水型枠シートを使用することにより表層透気係数および表面吸水速度が大幅に低下することがわかる。表層透気係数については、比較的過大な値を示した RC(N) 配合での透水型枠シート F, E, RC(BB) 配合を除けば、1/10程度に低減されている。表面吸水速度についても、1/10程度にまで低減されていることがわかる。このことから、透水型枠シートを使用して型枠近傍の余剰水や空気を型枠外へ排出させることで、表層が緻密化され、表層の品質が大幅に改善されることが確認された。

4. 床部材の実験結果および考察

(1) 均し方法が表層品質に及ぼす影響

PC (構造) 配合の供試体における表層透気係数比 (標準施工に対する比率) および表面吸水速度比 (標準施工に対する比率) を図-4に示す。

トロウエルBと天端仕上げシステム⁴⁾を使用した場合、標準施工に比べ表面吸水速度は半分程度に小さくなるが、表層透気係数は若干大きくなる結果となった。その他の機械については、標準施工とほぼ同等の結果であり、表層品質の向上は確認できなかった。均し機械の効果については、締固めや脱泡効果による表層の緻密化が期待されたが、均し方法の違いによる表層品質の有意差は見られなかった。

また、湿潤養生期間を1か月まで延長した場合においても表層透気係数および表面吸水速度とも有意差は見られず、表層品質の向上は確認できなかった。

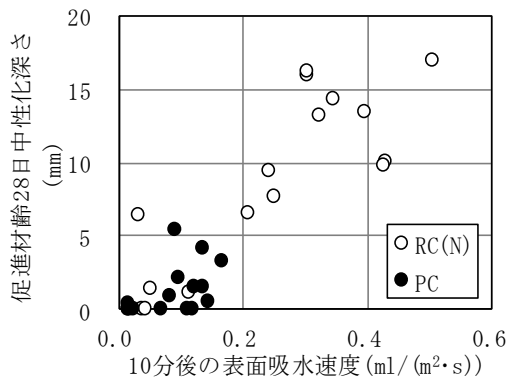


図-7 表面吸水速度と中性化深さの関係

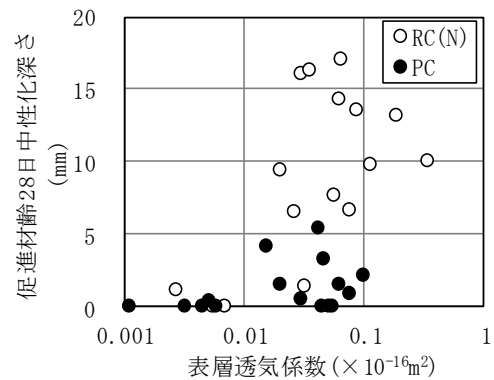


図-8 表層透気係数と中性化深さの関係

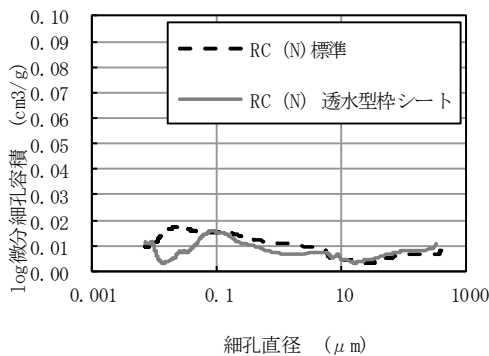


図-9 細孔径分布 (標準と透水型枠シート)

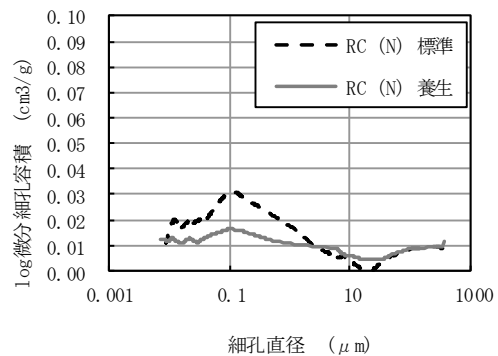


図-10 細孔径分布 (標準と養生マット)

(2) 真空脱水工法が表層品質に及ぼす影響

PC36(N) 配合の供試体の材齢41日における表層透気係数および表面吸水速度を図-5に示す。真空脱水工法により、表層透気係数と表面吸水速度がともに低減し、真空脱水工法による表層品質の向上が確認できた。真空脱水工法にて表層部の余剰水を強制排出することにより表層部が緻密化したためと考えられる。

(3) 改良型真空脱水工法が表層品質に及ぼす影響

PC30(N) 配合の供試体の材齢42日における表層透気係数を図-6に示す。表面吸水試験を実施したが、いずれの供試体もほとんど吸水せず、測定限界にあるものと思われる。改良型真空脱水工法を行った供試体では、表層透気係数が測定限界値の $0.001 \times 10^{-16} \text{m}^2$ 未満を示し、表層品質の向上が確認できた。改良型真空脱水工法にて表層部の余剰水を強制排出する効果と、特殊なシートのセメント粒子の残存効果により表層部が緻密化したためと考えられる。

(4) 促進中性化深さ

促進材齢28日における中性化深さと表面吸水速度および表層透気係数の関係を図-7および図-8に示す。表面吸

水速度については、中性化深さとの間に相関関係が認められる結果となった。一方、表層透気係数については、データのばらつきが大きく、中性化深さとの間に明確な相関関係は確認できないが、表層透気係数が $0.01 \times 10^{-16} \text{m}^2$ 以下で中性化深さが小さくなっている。表層透気係数については、含水率の影響⁵⁾も報告されており、補正方法等を検討する必要がある。

(5) 細孔構造との関係

壁試験体における配合について、型枠面から深さ1cmの部分の細孔径分布を測定した。細孔径分布の測定は、水銀圧入式ポロシメータにより行った。細孔径ごとの細孔径分布を図-9、図-10示す。

図-9に示す透水型枠シートのほうが、図-10に示す湿潤養生マットより透気係数および吸水速度ともに小さいが、細孔径分布の測定結果は、湿潤養生マットのほうが全体的に細孔径が減少している。中性化の進行に支配的な影響を及ぼすのは $0.04 \mu\text{m}$ 以上の細孔量であるとの報告⁶⁾がある。本実験では、透水型枠シートと湿潤養生マットにおいて $0.04 \mu\text{m}$ 以上の細孔量が減少していることが確認できた。さらに中性化深さも小さくなった。細孔径分布の測定結果から、湿潤養生マットを用いた場合に

比べ、透水型枠シートを用いた場合には $0.01 \sim 0.02 \mu\text{m}$ 付近の細孔径の減少が大きいことが確認できる。すなわち、透水係数および吸水速度はこのあたりの細孔容積の変化の影響を受けている可能性があり、中性化の進行に支配的な影響を与える細孔径と異なる可能性がある。

5. まとめ

今回の試験で得られた知見を以下に示す。

- ① 壁部材に関して、透水型枠シートの使用により、表層透気係数および表面吸水速度は大幅に低減され、表層品質が向上することが確認できた。
- ② 湿潤養生マット、保水養生テープ、型枠存置による湿潤養生の延長について、表層透気係数とRC(N)配合における表面吸水速度で低下する傾向が認められた。
- ③ 床版部材に関して、均し方法については、表層透気係数および表面吸水速度とも有意差は見られず、表層品質の向上は確認できなかった。湿潤養生の延長についても表層品質の向上は確認できなかった。
- ④ 真空脱水工法および改良型真空脱水工法は、表層透気係数および表面吸水速度が低減され、表層品質の向上が確認された。
- ⑤ 透水係数および吸水速度が影響を受ける細孔径と、中性化の進行に支配的な影響を与える細孔径とは異なる可能性がある。

本実験により、コンクリート配合や施工方法、養生方法が、表層の物質移動抵抗性に影響を与えることを確認した。また、表層透気試験と表面吸水試験では評価が異なる場合があり、適用に当たっては今後の研究で明らかにしていく必要がある。

参考文献

- 1) 土木学会：2012年制定コンクリート標準示方書〔施工編：施工標準〕， pp.122-123， 2012
- 2) 公益法人社団法人：構造物表層のコンクリート品質と耐久性検証システム研究小委員会（JSCE335委員会）第二期成果報告書およびシンポジウム講演概要集， 2012. 7
- 3) 林和彦， 細田暁：表面吸水試験によるコンクリート構造物の表層品質の評価方法に関する基礎的研究， 土木学会論文集 E2， Vol. 69, No. 1, pp. 82-97, 2013
- 4) 室田敬他：PC 橋床版コンクリートの品質向上および施工の合理化に関する研究， コンクリート工学年次論文集， Vol.36， No.1， pp.1522-1527， 2014
- 5) 三田勝也， 加藤佳孝：ブリーディング水がコンクリート表層部の品質に与える影響に関する実験的検討， コンクリート工学年次論文集， Vol. 33, No. 1, pp. 1385-1390, 2011. 7
- 6) 蔵重勲他：透気係数の含水依存性を考慮したコンクリート表層品質の非破壊評価法の一提案， セメント・コンクリート論文集， No.65， pp.225-232， 2011
- 7) 郭度連， 宇治公隆， 國府勝郎， 上野敦：養生条件によるコンクリートの組織変化と中性化を支配する細孔径の評価， 土木学会論文集， Vol. 718 / V-57, pp. 59-68, 2002. 11

各種硬化促進材料を用いたコンクリートの強度発現性と発熱特性

Strength and Heating Characteristics of Concrete Using Various Curing Promoting Material

恩田 陽介 YOSUKE ONDA
石澤 正大 MASAHIRO KOKUZAWA
佐々木 亘 WATARU SASAKI
谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI

本研究では、主として PC 上部工に用いるコンクリートを対象とし、各硬化促進材料の適用性の基礎的検討として、初期材齢における強度発現性ならびに発熱特性について検討を行った。その結果、早強剤ならびに各種混和材には凝結促進硬化が確認され、凝結速度が早まり、材齢初期における強度が高まったが、材齢長期における強度は変化が見られなかった。簡易断熱温度上昇試験における断熱温度上昇量の推定値は添加しない材料に比べて、若干の増加傾向が見られた。

キーワード：圧縮強度，初期強度，強度発現，凝結，簡易断熱，早強剤，促進，

In this study, mainly as a basic study of the applicability of various curing promoting material to the concrete for PC superstructures was examined about strength development, as well as heat generation characteristics in the initial material age. As a result, condensation promoting effect has been observed in the early-strength agents and various admixtures. Condensation rate was quickened and strength in the age of initial has increased. However, strength in the age of long-term showed no effect, it was observed that estimated value of the adiabatic temperature rise in a simple adiabatic temperature rise test increase slightly for the composition without additive.

Key Words: compressive strength, initial strength, setting, simple heat insulation, Hardening accelerator, acceleration,

1. はじめに

我が国では、東日本大震災以降の震災復興や東京オリンピックに向けた大規模開発が避けられない課題となっており、建設需要は多いにもかかわらず建設業における人手不足は改善を見ないままである。そのため、以前にも増して施工サイクルの効率化が求められている。

コンクリートの施工・製造の現場では、寒冷期の初期凍害を防止する場合やコンクリート二次製品の型枠の回転を早める場合に硬化促進剤や早強剤¹⁾が用いられており、関心が高まっている。

PC 橋梁施工の現場では、コンクリート打設後の初期強度は、型枠の脱型時期やプレストレスの導入時期に影響し、強度発現の遅いコンクリートは工期の延長に繋がる。そのため、現場においては早強セメントを結合材として用いる場合が少なくない。しかし、寒冷期においては外気温の影響で強度発現に遅延が生じる。初期凍害を

防止するためにヒーター等でコンクリートの加熱養生を行う必要があるが、現場条件によっては施工が困難となる場合もある。

そこで本研究では、主として PC 上部工に用いるコンクリートを対象とし、早強剤および各種混和材の適用性の基礎的検討として、初期材齢における強度発現性ならびに発熱特性について検討を行った。

2. 実験概要

(1) 使用材料と配合

今回の実験で用いた材料を表-1、配合を表-2に示す。本実験では、コンクリートの初期強度発現性を高めるため、C-S-H ナノ粒子により水和反応が促進される液体系の化学混和剤としてカルシウムシリケート化合物のナノ粒子を添加する早強剤¹⁾(以下、MXS)と、粉体系の、エトリンタイトの生成と水和促進作用により強度発

表-1 使用材料

材料	記号	物性
水	W	水道水
セメント	H	密度3.13g/cm ³
シリカフューム	SF	比表面積16.5m ² /g,密度2.25g/cm ³
	FCN	膨張性早期脱型混和材,密度2.90g/cm ³
混和材	SN	高強度コンクリート用混和材,密度2.55g/cm ³
	S	
細骨材	S1	千葉県富津市産山砂, 密度2.63g/cm ³
	S2	茨城県桜川市産砕砂, 密度2.63g/cm ³
粗骨材	G	砕石2005,茨城県桜川市産,密度2.66g/cm ³
混和剤	SP	SP1 高性能AE減水剤 (ポリカルボン酸エーテル系化合物)
		SP2 高性能減水剤 (ポリカルボン酸エーテル系化合物)
	AE1	AE剤 (変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤)
	AE2	空気量調整剤 (ポリアルキレングリコール誘導体)
	MXS	早強剤 (カルシウムシリケート化合物)

表-2 配合

配合名	W/B	s/a	単位量 kg/m ³								混和剤 (B×wt%)								
			W	B				S		G	SP1	SP2	MXS	AE1	AE2				
				H	SF	FCN	SN	S1	S2										
H40	40.0	43.0	160	400	0	0	0	302	453	1011	0.7	0	0.0	0.02	0				
H40MXS	40.0	43.0	160	400	0	0	0	302	453	1011						0	2.0	0	0
H40FCN	40.0	43.0	160	380	0	20	0	302	453	1011						0	0.0	0	0
H40SN	40.0	42.7	160	340	0	0	60	298	447	1011						0	0.0	0	0
HSF22	22.0	-	185	757	84	0	0	0	778	0	0	0.0	0	0.14					
HSF22MXS	22.0	-	185	757	84	0	0	0	778	0	1.1	2.0	0						
HSF22FCN	22.0	-	185	727	84	30	0	0	776	0	0	0.0	0						

表-3 硬化促進材料

記号	性状	概要
MXS	液体	カルシウムシリケート化合物のナノ粒子が種結晶として作用し硬化を促進する
FCN	粉体	CaO, Al ₂ O ₃ , SO ₃ が主成分であり、エトリンガイト生成により硬化を促進する
SN	粉体	石膏とシリカフュームが主成分であり、蒸気養生にて強度が発現する

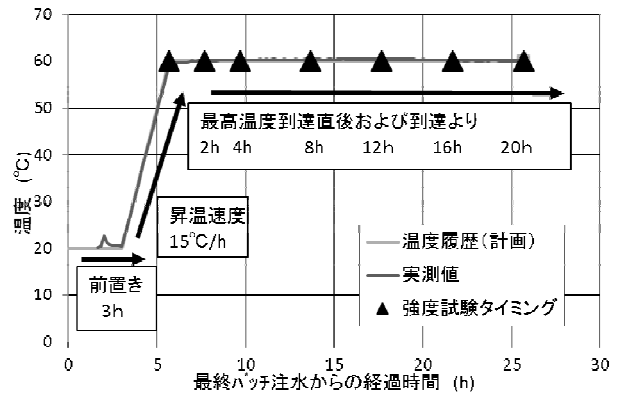
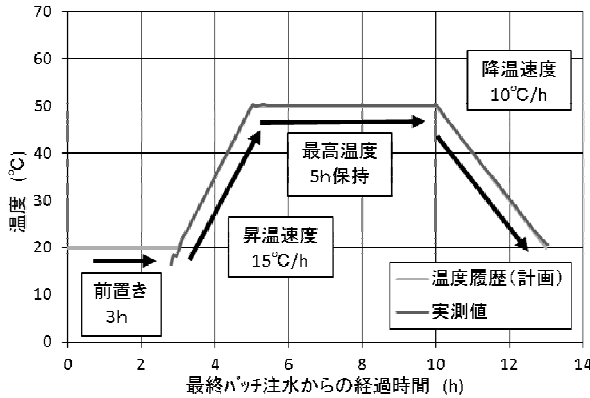


図-1 蒸気養生の温度履歴 (左: H40シリーズ 右: HSFシリーズ)

表-4 養生条件

配合	養生方法	
	封緘	蒸気
H40	12h, 18h, 24h, 1d, 3d, 7d, 28d	終了直後, 3d, 7d, 14d
HSF	12h, 18h, 24h, 1d, 3d, 7d, 28d	図-1参照

現をする膨張性早期脱型混和材²⁾ (以下, FCN), 主にコンクリートパイル等に使用され, オートクレーブ養生の省略が可能とされている, 石膏とシリカフュームを主成分とする高強度コンクリート用混和材³⁾ (以下, SN) を用いた。硬化促進材料について表-3にまとめて記す。

評価の対象は, PC 部材に用いる設計基準強度が40~

50N/mm²程度のコンクリート (H40シリーズ: H40, H40MXS, H40FCN, H40SN) と, 厚さが薄いプレキャスト PC 部材を想定した設計基準強度80~100N/mm²程度の高強度繊維補強コンクリート⁴⁾から粗骨材と繊維を除いた高強度モルタル (HSFシリーズ: HSF22, HSF22MXS, HSF22FCN) 2種類とした。使用量はすべて標準使用量とし, MXS はベースとなるH40とHSF22の粉体比2%を単位水量の一部とした。混和材はいずれも結合材とみなし, FCNはH40で20kg/m³, HSF22で30kg/m³を, SNはH40で結合材中の15%をセメントに置換して用いた。

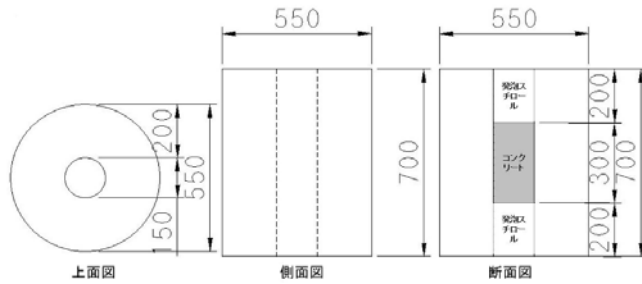


図-2 簡易断熱型枠 (単位:mm)

(2) 試験内容

本研究では、コンクリートおよびモルタルの品質に関する試験として、凝結試験、圧縮強度試験、簡易断熱温度上昇試験を実施した。

凝結試験では、JIS A 1147 に準拠し、20℃の恒温室内で試験を行った。H40 シリーズではウェットスクリーニングによりモルタル試料を採取した。HSFシリーズではウェットスクリーニングを行わず高強度モルタルをそのまま試料とした。

圧縮強度試験では、JIS A 1132 に準拠して、供試体を作製し、JIS A 1108 に準拠して試験を行った。供試体は、H40 シリーズにφ 100 × 200mm、HSFシリーズにφ 50 × 100mmの円柱供試体を使用した。養生方法は恒温室内(温度20 ± 2℃)での封緘養生、および蒸気養生とした。養生の方法と試験材齢を表-4に示す。蒸気養生により与えた温度履歴および試験のタイミングを図-1に示す。蒸気養生の前置き時間は最終バッチより3時間とした。蒸気養生後の供試体は封緘養生と同様に保管した。

簡易断熱温度上昇試験では、H40 シリーズについて発熱性状の確認として、発泡スチロール製の簡易断熱型枠(以下、簡易断熱型枠)を用いて、内部にコンクリートを打ち込み、コンクリート内部の中心と側面の温度測定を行った。簡易断熱型枠の寸法を図-2に示す。また、既往の研究⁵⁾を参考に、この簡易断熱型枠の熱損失について求めた。φ 150 × 300mmの円柱供試体を、60℃にて存置し、内部温度が均一になるように十分加熱した後、簡易断熱型枠に挿入し、20℃60%の恒温室内での経時変化を測定したものから放熱量を求めた。ここで、簡易断熱試験の気温との温度差に応じた温度降下勾配データから、断熱温度上昇を推定した。

3. 実験結果と考察

(1) 凝結試験

H40 シリーズとHSFシリーズの凝結試験結果を図-3に

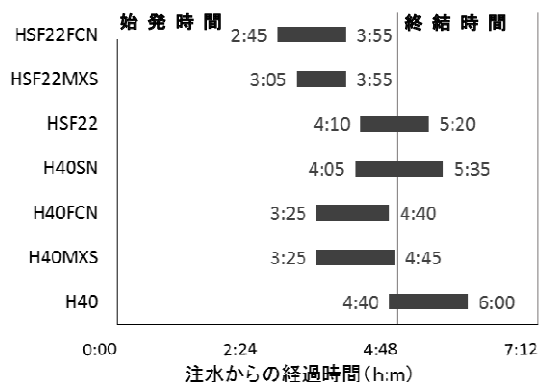


図-3 凝結試験結果

示す。図-3の横軸には注水からの経過時間、縦軸には配合を示している。

H40 シリーズでは、H40MXSとH40SNにおいて凝結時間が早くなっており、両者の比較においてはほぼ同様な凝結促進効果が見られた。HSFシリーズにおいても同様に凝結促進効果が見られるが、HSF22FCNの凝結始発がHSF22MXSよりも早かった。

各混和材材料においては、MXSを用いた配合の始発時間は、どのシリーズも添加しない配合と比べて早く始発を迎え、H40MXSで75分、HSF22MXSで65分の始発時間の短縮となった。また、始発から終結に至るまでの時間は、H40MXSには影響は見られなかったが、HSF22MXSで50分と、HSF22に対して15分短くなった。既往の文献¹⁾によると、C-S-H系早強剤ではW/C40%の配合で添加量2%とした場合、始発時間が約1時間の短縮、始発から終結に至るまでの時間も短くなる傾向があったとされており、本実験においても同等の効果があった。

FCNを用いた配合では、どちらのシリーズにおいても早く始発を迎え、始発時間はH40FCNで75分、HSF22FCNで85分の短縮となった。既往の文献²⁾においては、本研究とは雰囲気温度が異なり5℃の低温環境での結果が示されているが、その結果は20kg/m³の添加で始発時間に90分の短縮があったとされている。今回の実験では20℃環境において実施したが、凝結時間は既往の文献²⁾に対して、添加量が同量のH40シリーズでは短縮効果は小さく現れた。一般に、コンクリートの凝結時間は環境温度の影響を受け、環境温度が低い場合にはコンクリートの凝結時間は遅延する。今回の実験と既報を比較して、凝結時間については環境温度やW/Cの相違から環境温度による影響を評価することはできないが、凝結時間の短縮効果は環境温度による影響を受けないものと推察される。

H40SNでは、H40に対して、始発は35分早まったが、始発から終結に至るまでの時間は10分長くなった。始発

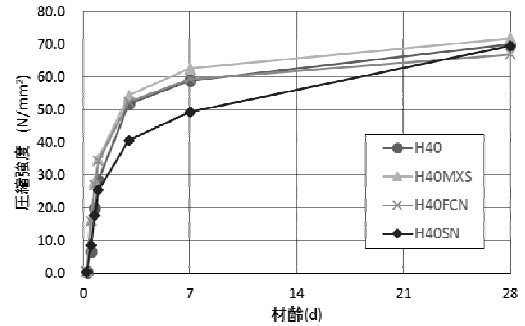
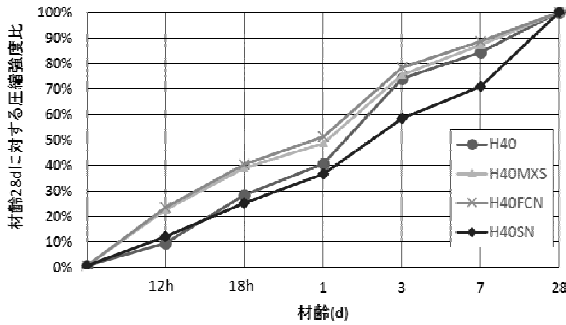


図-4 圧縮試験結果 (H40 シリーズ 左図: 材齢 - 材齢 28d に対する強度比, 右図: 材齢 - 強度)

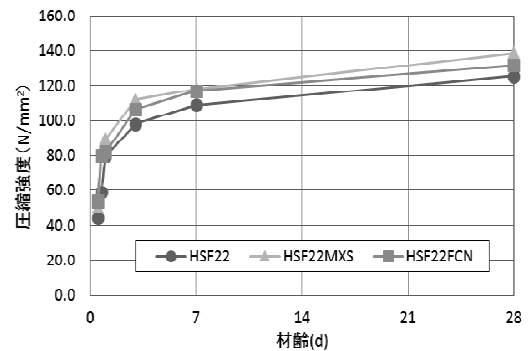
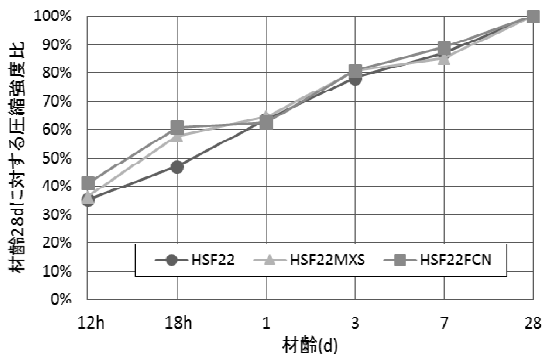


図-5 圧縮試験結果 (HSF シリーズ 左図: 材齢 - 材齢 28d に対する強度比, 右図: 材齢 - 強度)

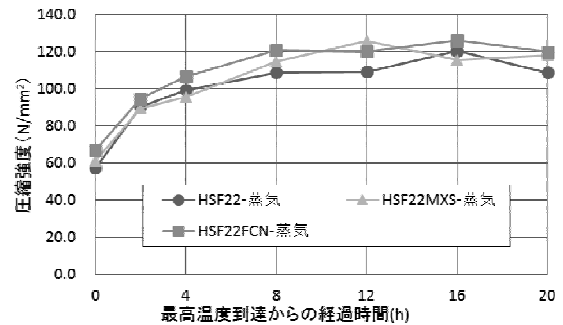
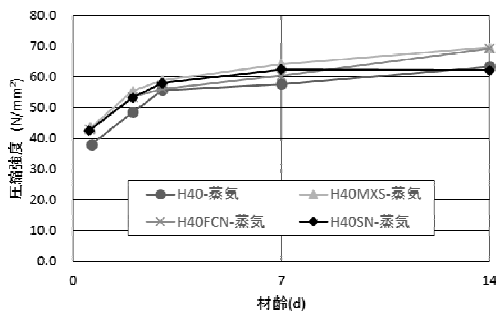


図-6 圧縮試験結果 (蒸気養生 左図:H40シリーズ, 右図:HSFシリーズ)

の早まりについては、これは SN の主成分が石膏であるため、無混和と比較してエトリンガイトを多量に生成したことによる凝結促進と SN に含まれるシリカフェームによる凝結促進効果であると推察する。また、終結に至るまで時間が長くなったのは、主成分である無水石膏による凝結遅延であると推察する。

(2) 圧縮強度試験

a) 封緘養生

図-4にH40シリーズ、図-5にHSFシリーズの試験結果をそれぞれ示す。図中の左には材齢と材齢 28d との強度比の関係、図中の右には材齢と強度の関係を示している。

図-4より、H40MXSとH40FCNでは材齢 24h までの強度発現が、他配合に比べ大きく、材齢 28d の強度比で約

50%の強度発現があることがわかる。これらはどちらの配合も水和促進効果によるものと考えられる。

H40SNでは初期強度は他配合に比べ低かったが、材齢 7d以降に強度が増進し、材齢 28d においては他配合と同程度の強度発現があった。SN は主成分が石膏およびシリカフェームであり、そのうちのシリカフェームは、ガラス質シリカを有しており、セメントの水和によって生成される水酸化カルシウムとの間にポズラン反応を示す。材齢7d以降にポズラン反応が進行して強度の増進が見られたものと推察する。

H40では、材齢1d以降、材齢3dまでに強度増進が見られ、材齢3dでH40MXSやH40FCNと同程度の強度比が得られ、それ以降は材齢 28d までの強度比はほぼ同様に推移した。

材齢28日の強度においてはどの配合もほぼ同程度の値

表-5 最大温度と終局断熱温度上昇量

配合		H40	H40MXS	H40FCN	H40SN
実測値	T_{max} (°C)	56.7	60	60.4	54.6
	時間 (T_{max})	16:50	14:20	14:00	17:30
JCI式	Q_{∞} (°C)	68.0	68.0	65.2	59.8
推定値	Q_{∞} (°C)	65.1	68.4	66.4	64.0
誤差		-4.2%	0.6%	1.8%	6.9%

となっており、長期強度への影響は見られなかった。以上より、H40配合においては、混和材料の種類によって強度の発現タイミングが異なるが、各種硬化促進材料の長期強度への影響は少ないものと考えられる。

図-5(左)より、HSF22MXS および HSF22FCN では、初期材齢から HSF22 より高い強度を発現し、材齢 18h で約60%の強度発現があった。HSF22では材齢1dで強度比が他配合と近い値となり、その後はどの配合も同様な強度発現を示した。

図-5(右)より、圧縮強度は HSF22MS が最も大きく、その後、HSF22FCN、HSF22の順番に大きかった。その差はどの材齢においても、それぞれ 5N/mm² 程度であった。これらより、混和材料を添加した配合の圧縮強度は若干ながら大きい傾向を示した。

b) 蒸気養生

図-6の左にはH40シリーズ、右にはHSFシリーズの試験結果を示す。

H40シリーズでは、どの配合も蒸気養生を行うことで40N/mm²程度の強度発現があった。蒸気養生終了後も強度が増進し、材齢14dで60~70N/mm²の強度が得られ、MXS と FCNを用いた配合ではH40およびH40SNより材齢14dの強度が高くなった。この理由として、前置き時間の影響が考えられる。当日の練混ぜ順序はH40、H40MXS、H40FCN、H40SNの順であり、それぞれ約40分のタイムラグが発生している。そのため、蒸気養生の前置き時間も最大で約2時間の差が生じている。蒸気養生におけるコンクリートの強度発現性は前置き時間に影響を受け、既往の文献⁶⁾においては前置き時間を5hと長くすることで、強度を高めることができると報告されている。今回の実験では、各配合の前置き時間に最大2時間の差があり、最も前置き時間の短かったH40SNでは材齢14dの強度が低く現れたと考えられる。

また、H40SNでは、封緘養生時の強度は他配合と比較して低い値を示したのに対して、蒸気養生時では同程度の値が得られている。これは蒸気養生を行ったことで水和反応が促進し、強度発現したと推察される。

図-6(右)は、蒸気養生の最高温度到達からの時間と圧縮強度の関係を示す。どの供試体も最高温度到達後8

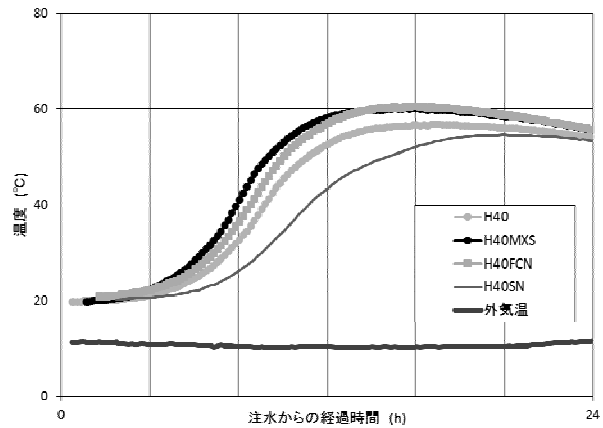


図-7 簡易断熱温度上昇試験結果

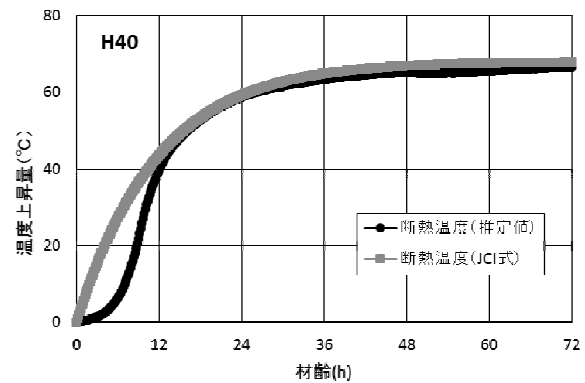


図-8 断熱温度上昇量の推定(一例)

hまでは強度は増進したが、8h以降の強度増進は見られず、圧縮強度はほぼ横ばいとなった。

HSFシリーズにおいても、H40シリーズと同様に前置き時間の影響を受けていると考えられる。HSFシリーズにおける当日の練混ぜ順序はHSF22、HSF22MXS、HSF22FCNの順であり、それぞれ注水時刻に約1時間の差が生じた。そのため、HSF22とHSF22FCNでは前置き時間に2時間の差が生じているが、各配合における強度には差があまり見られていない。これは図-3よりHSF22FCNが2時間45分で凝結始発を迎えており、蒸気養生の温度に耐えるに十分な強度発現があったことによるものと推察される。

(3) 簡易断熱温度上昇試験

図-7にコンクリート温度と外気温の実測値を示す。表-5に最大温度とその到達時間、JCI式⁷⁾による終局断熱温度上昇量 Q_{∞} 及び終局断熱温度上昇量 Q_{∞} の推定値、両者の誤差を示す。

ここで、終局断熱温度上昇量の推定値とは、今回の実験において用いた断熱型枠によるコンクリート温度の実測値から断熱型枠の放熱量による補正を行うことで求めた推定値である。図-8には、一例として、H40における断熱温度上昇量の推定値とJCI式による値を示す。

今回の断熱型枠による簡易断熱温度上昇量の推定値は、混和材料の添加のないH40の結果で誤差が4.2%であり、温度は約3°C低くなるという結果であった。この推定値を断熱温度上昇試験の結果として取り扱うためには、さらなるデータの蓄積および断熱温度試験との整合性の確認が必要であると考えられる。

H40MXSおよびH40FCNの最大温度の到達時間はH40と比較して150分～170分早くなった。これらは、MXSとFCNが水和促進効果を有しており、MXSにおいてはC-S-Hのナノ粒子が種結晶として作用することによる水和促進¹⁾により、また、FCNにおいては水和促進によるエトリンガイトとC-S-Hの多量生成によって、発熱速度が早まったためと考えられる。また、最大温度 T_{max} はH40に対して3.3～3.7°C高くなった。簡易断熱型枠では、断熱材に発泡スチロールを用いており完全な断熱とは言えず外気温の影響を受ける。今回、用いた型枠はどの配合も同一形状、同一場所にて温度測定を行ったことから、ほぼ同様の外気温の影響を受けたと考えられると、H40MXS、H40FCNではコンクリート温度が増加しており、セメントペースト中の水和反応量も増加していると考えられる。

H40SNでは、最高温度はH40と比較して1.9°C低く、最高温度到達時刻は40分遅くなった。H40SNでは無水セッコウを添加したセメントペーストに見られるような⁸⁾エーライトの誘導期が長くなることによるピーク温度の遅延が見られた。しかし、無水セッコウを添加した場合に反応量が増大し温度が高くなることはなく、他配合に比べてピーク温度は低く現れた。これは、FCNと同様に、元々発熱量の大きい早強セメントに内割で置換しているため、最高温度が低くなったと考えられる。

4. まとめ

早強剤および各種混和材を用いたコンクリートの初期材齢における強度発現と発熱特性を調べた結果、以下のことが明らかとなった。

- ① 本実験の範囲で用いた各種硬化促進材料では、凝結の始発、終結時間は短くなった。
- ② 各種硬化促進材料を用いた配合では、強度発現のタイミングに影響は見られるが、長期強度においては影響が見られなかった。
- ③ H40シリーズにおいて蒸気養生時の強度発現に前置き時間の影響が見られたが、HSFシリーズにおいては前置き時間の影響は見られなかった。その理由としてHSFシリーズでは凝結始発が早く、十分な強

度が確保できた上で蒸気養生が開始されたことによるものと推察された。

- ④ MXSとFCNでは水和促進により、最大温度到達時刻が早まり、最大温度も増加した。SNでは、石膏により最大温度到達時刻が遅くなり、セメント量の減少によって最大温度の低下が見られた。

以上より、各種硬化促進材料においては、その硬化促進メカニズム・材料特性の違い、使用量より、強度発現や発熱性状に影響があった。材料の選定においてはこれらを加味した上で適切に用いる必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 例えば、春日貴行、大野誠彦、井本晴丈、矢口稔:C-S-H系早強剤を使用したコンクリートの基本性能、土木学会第68回年次学術講演会、V-551、101-1102、20013.9
- 2) 樋口隆行、Duc Phuong NGUYEN、庄司慎、富岡茂:低温で打設し蒸気養生を行った早期脱型材配合コンクリートの物性、コンクリート工学年次論文集、Vol.35、No.1、pp.1963-1968、2013.7
- 3) 例えば、坂井悦郎、渡辺芳春、清水久行、松永嘉久:無水セッコウ系混和材を用いた早期脱型コンクリートの性質、Vol.15、No.1、pp.297-302、1993
- 4) 佐々木亘、芦塚憲一郎、出口宗浩、谷口秀明:高強度コンクリートの力学特性に与える鋼繊維の影響、コンクリート工学年次論文集、Vol.35、No.1、pp.277-283、2013.7
- 5) 吉武勇、中村秀明、谷本俊夫、浜田純夫:現場利用可能なマスコンクリートの簡易断熱温度上昇測定法の提案、土木学会論文集、No.606/V-41、103-110、1998.11
- 6) 丸山晃平、宇治公隆、上野敦、大野健太郎:蒸気養生条件が相違するコンクリート製品の強度特性および細孔構造に関する研究、コンクリート工学会年次論文集、Vol.33、No.2、pp.571-576、2011
- 7) 日本コンクリート工学会:マスコンクリートのひび割れ制御指針2008、4章、P47
- 8) 松永嘉久:無水セッコウ系混和材によるコンクリートの高性能化と環境負荷低減、東京工業大学大学院博士論文、東京工業大学附属図書館学位論文データベース、2章、p13-14、2002.9.30

放電衝撃波動伝播の数値解析的評価

The Numerical Evaluation of Shock Wave Propagation Caused by Electric Discharge

山地 宏志 HIROSHI YAMACHI
中森 純一郎 JUN-ICHIRO NAKAMORI

本論文は、2013年度の実証実験時で観察された、放電破碎による円柱コンクリートの動的破壊過程を3次元数値シミュレーションし、その詳細な破壊過程を検証したものである。シミュレーションにおいて、放電破碎により円柱コンクリートに誘起されるひびわれが、発破工法等と同様、直接波と反射波により支配されることが明らかとなった。したがって、発破爆破過程シミュレーションのために開発された波動伝播解析手法は放電破碎工法に関する有効であり、建設材料・構造の制御爆破解体を実現する有用な手段となる。

キーワード：放電破碎、動的制御解体、波動力学、破壊力学、有限差分法

In this paper, 3-dimensional simulations of dynamic fracture process of cylindrical concrete columns caused by electric discharge impulses (EDI), which has been observed in the verification experiment carried out in 2013, is conducted. The simulations show cracks generated in the columns by means of EDI are controlled by direct and reflected waves. Thus, wave-based analysis developed for blasting using explosives is valid also for EDI crushing, making it an ideal methodology to achieve controlled smooth dynamic fragmentation of construction materials and structures.

Key Words: Electric discharge impulse, Controlled dynamic demolition, Wave dynamics, Fracture mechanics, Finite difference method

1. はじめに

放電破碎工法¹⁾は、自己反応性薬剤を高圧放電により励起させることで、薬剤を急速蒸発膨張させ、その膨張圧を装薬孔壁に作用させ媒体を破壊する工法である。装薬孔壁に膨張圧が作用するとき、発破のように膨張エネルギーが装薬孔壁で、瞬時に運動エネルギーに変換され媒体内を衝撃波が伝播して媒体破壊が進行する破壊機構と、静的破碎材のように準静的な内圧が継続して孔壁に作用し、装薬孔からひび割れが徐々に進展する破壊機構の二つが存在する。

放電破碎工法の爆速は火薬よりも1オーダー遅い爆燃領域にあるとされるが、爆燃継続時間は $T=300\ \mu\text{s}$ 未満であることから、その破壊機構は前者によるものと考えられるが、その実際はいまだ詳らかでない。われわれは、発破により生じる衝撃波を制御することで、安全、効率的、かつ低環境負荷で爆破解体を実施する精密爆破解体工法（SMart-BD：Sumitomo-Mitsui Advanced wave

Reflecting Technique in Blasting Demolition）を提案し、その実用化と普及に取り組んできた。前述の放電破碎工法は、その爆破特性や波動伝播特性から、狭小な室内や活線交通近傍等でのSMart-BDの起爆剤として採用することが可能ではないかと考えた。

この考えに基づき、無筋のコンクリート円柱供試体を放電破碎工法で爆破し、その上面に発生・成長するひび割れをハイスピードカメラで撮影する実験を2013年度に実施し、放電破碎によるコンクリートひび割れは、起爆により発生するガス圧によってではなく、ガス膨張エネルギーが装薬孔壁面で変換されて生成・伝播する衝撃波に支配されることを確認した。

本稿では、このような衝撃波動伝播とひび割れ成長の過程を詳らかとする目的で、筆者らの開発した3次元衝撃波動伝播解析コードBLAST-3D²⁾により、当該実験をシミュレーションした。以下に、そのシミュレーションの概要と、衝撃波の伝播経路の差異により生じる破壊形態の違いについて考察を加える。

2. 放電破碎実験の数値シミュレーション

(1) 爆破実験概要とその数値計算モデル³⁾

図-1に2013年度実験に供した供試体寸法と、シミュレーションに供した装薬パターンを示す。写真-1,2には、その頂部表面のひび割れ発生成長過程を、また、図-2,3には供試体のひび割れ分布をそれぞれ示す。なお、参考のため爆破実験施設を写真-3に、また写真-4にCase-1の爆破状況を示す。

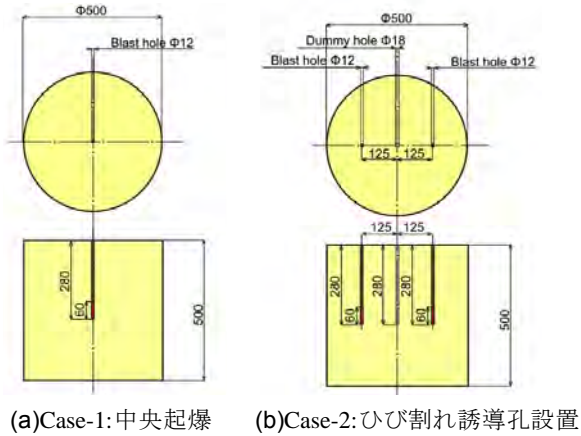


図-1 解析に供した供試体寸法と装薬パターン³⁾

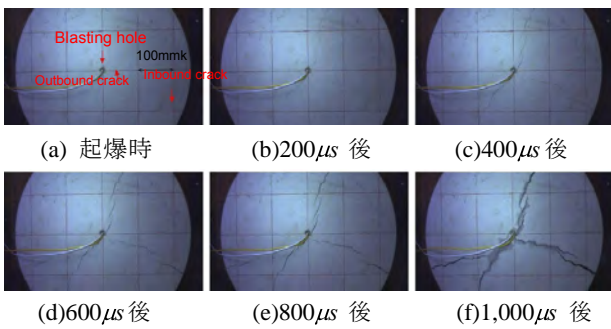


写真-1 Case-1のひび割れ発生・成長過程³⁾

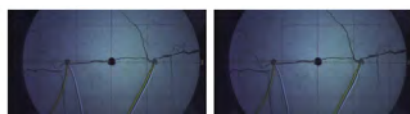
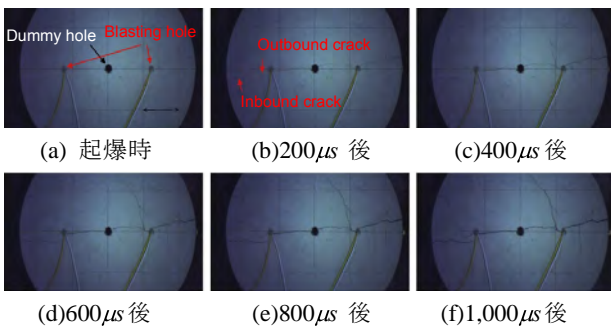


写真-2 Case-2のひび割れ発生・成長過程³⁾

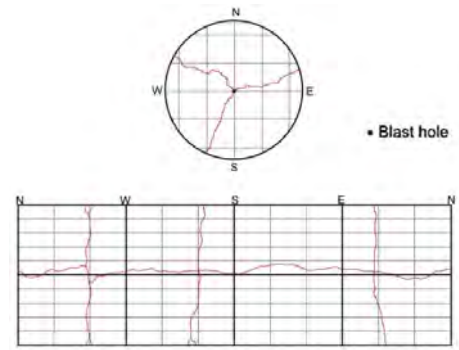


図-2 Case-1の爆破後ひび割れ状況

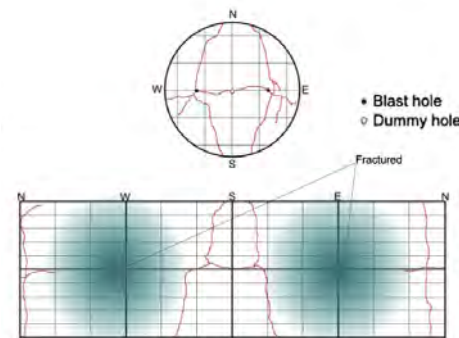


図-3 Case-2の爆破後ひび割れ状況³⁾



写真-3 爆破実験施設³⁾



写真-4 Case-1 爆破状況³⁾

Case-1は、図-1(a)に示すとおり、円柱供試体の中心で起爆するものであり、写真-1,4および図-2から明らかのように、供試体は円周方向に中心角 $\theta=120^\circ$ で3分割され、かつ高さ方向には起爆中心高さ $H=250\text{ mm}$ で上下に二分割される。一方、Case-2は供試体中心に $H=280\text{ mm}$ の空孔（以下、ひび割れ誘導孔）を設け、その一直

線上の両側に等間隔 $\Delta L = 125 \text{ mm}$ で装薬し、起爆するものである。この場合、写真-2、図-3から明らかのように、両起爆孔とひび割れ誘導孔を結ぶ線上にひび割れが成長・発達し、さらにこれと垂直な方向に起爆孔から2次のひび割れが遅れて進展する。このとき、起爆孔とひび割れ誘導孔を結ぶひび割れは、起爆孔からだけでなく、ひび割れ誘導孔からも発生していることに注意が必要である。

表-1 計算に供したコンクリート物性

density	ρ	2,320 kg/m^3
Yong's modulus	E	34.2 GPa
Poisson ratio	μ	0.25 (ND)
velocity of primary wave	V_p	4,200 m/s
velocity of secondary wave	V_s	2,400 m/s

シミュレーションでは、写真-1,2に示される供試体頂部表面、および装薬高さ平面 ($H=250\text{mm}$) のひび割れ発生

に着目するものとし、供試体寸法や装薬孔、ひび割れ誘導穴の位置、および深さ等は図-1に示した幾何学条件と同一とした。また、爆破媒体であるコンクリートは等方均質な線形弾性体であると仮定し、非均質体である填塞材料（実験では砂材を使用）もコンクリートと同一材料であると計算上仮定した。表-1に計算に供したコンクリートの物性値を示す。

以上の幾何学条件に基づけば、Case-1は単に軸対称問題であるにとどまらず、装薬高さ平面 ($H=250 \text{ mm}$) に対しても対称となり、ひび割れ発生・進展に関する衝撃波動伝播の影響を検討することが容易となる。

放電起爆により装薬孔壁に作用する爆圧 $P(t)$ の時間的变化は完全に解明されていないが、ここでは参考文献4)に示された実験データを参照に、次式のような一般的関係を適用し、計算の入力爆圧とした。

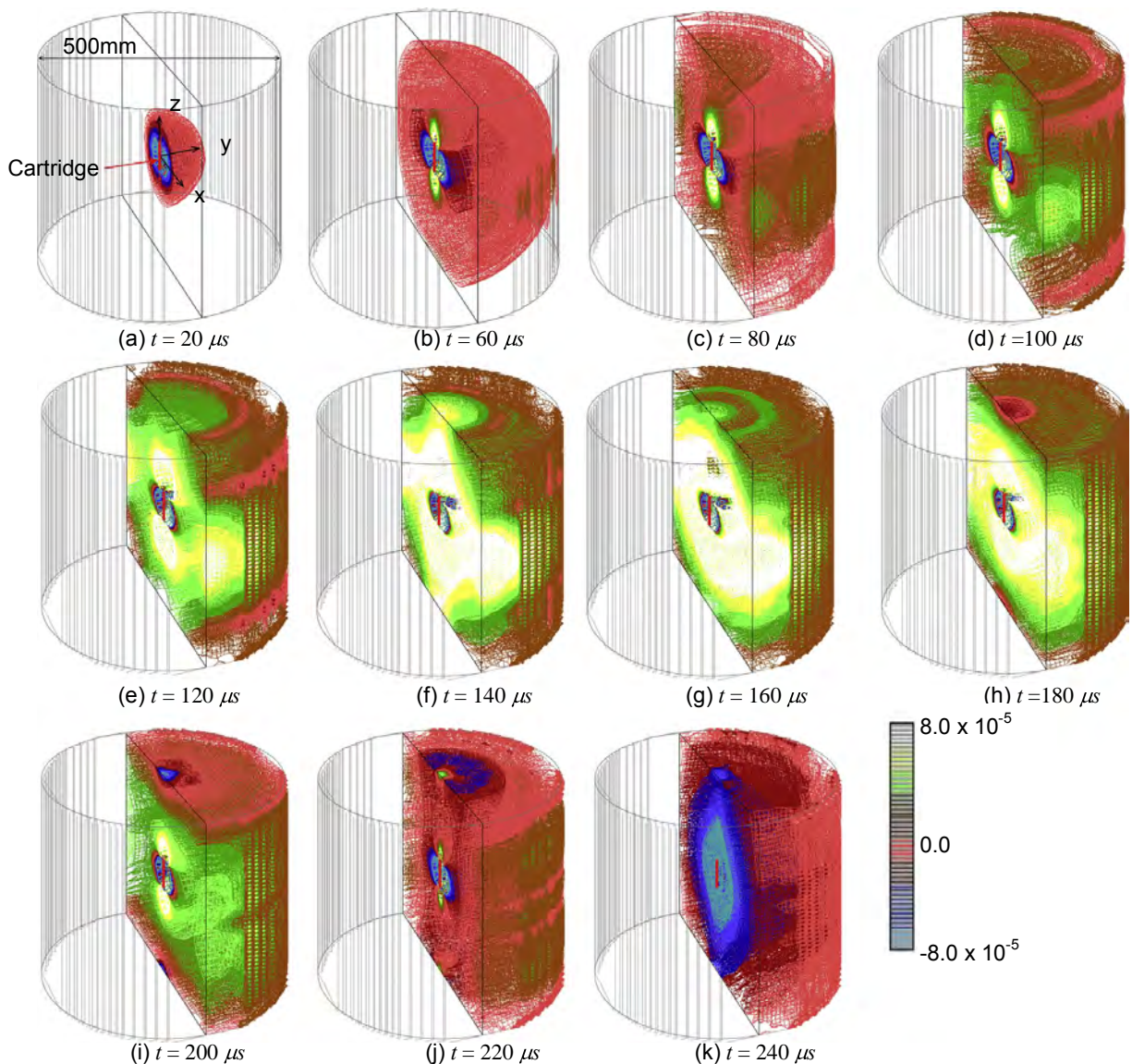


図-4 Case-1の数値シミュレーションによる体積ひずみ分布経時変化

$$P(t) = \begin{cases} A \sin^2 \frac{\pi}{T} t & 0 \leq t \leq T \\ 0 & t > T \end{cases} \quad (1)$$

式 (1) において、 A は最大爆圧、 T は爆圧の継続時間、また t は起爆後の経過時間（起爆時 $t=0$ ）をそれぞれ示し、シミュレーションでは、放電破砕による爆破時の圧力測定結果⁴⁾を参照に、 $A=1 \text{ GPa}$ 、 $T=260 \mu\text{s}$ として計算を実行した。筆者らの開発した有限差分コードでは立方格子を採用しているため、装薬孔や空孔断面は実際の断面形状と異なり、四角形となる。しかしながら、起爆により衝撃波の伝播形態、すなわち中央断面から軸対象に伝播する波と、起爆材の上下端から半球状に伝播する波のいずれもを、計算上、適確に評価することは可能である。

計算モデルは $\Delta x = 10 \text{ mm}$ の均等幅グリッドポイントと

し、その領域分割は $51 \times 51 \times 51$ とした。また、計算時間刻み Δt は安定化条件 $\Delta t < \Delta x / 2V_p$ より定めた。これは、計算資源の制約から定められたモデルサイズであり、亜音速で爆破媒体中を伝播する衝撃波伝播問題を解析するには粗いモデルであるかもしれない。しかし、以降で示すように、実験の波動場を良好に再現し、観測されたひび割れの発生・進展を破壊力学的に説明し得る。

(2) 媒体中心起爆の数値シミュレーション

爆破媒体中心で起爆した Case-1 の衝撃波動伝播を考察するため、ひずみの一次不変量である体積ひずみの分布を時系列で図-4に示す。体積ひずみは、各時間段階において膨張域（dilatational region）、縮小域（contractive region）が変化するため、最も直接的に、衝撃波伝播を考察し得ると考えた。また、供試体が軸対象であるため、分布図は装薬孔を含む奥半分（ $y > 0 \text{ mm}$ ）だけを表

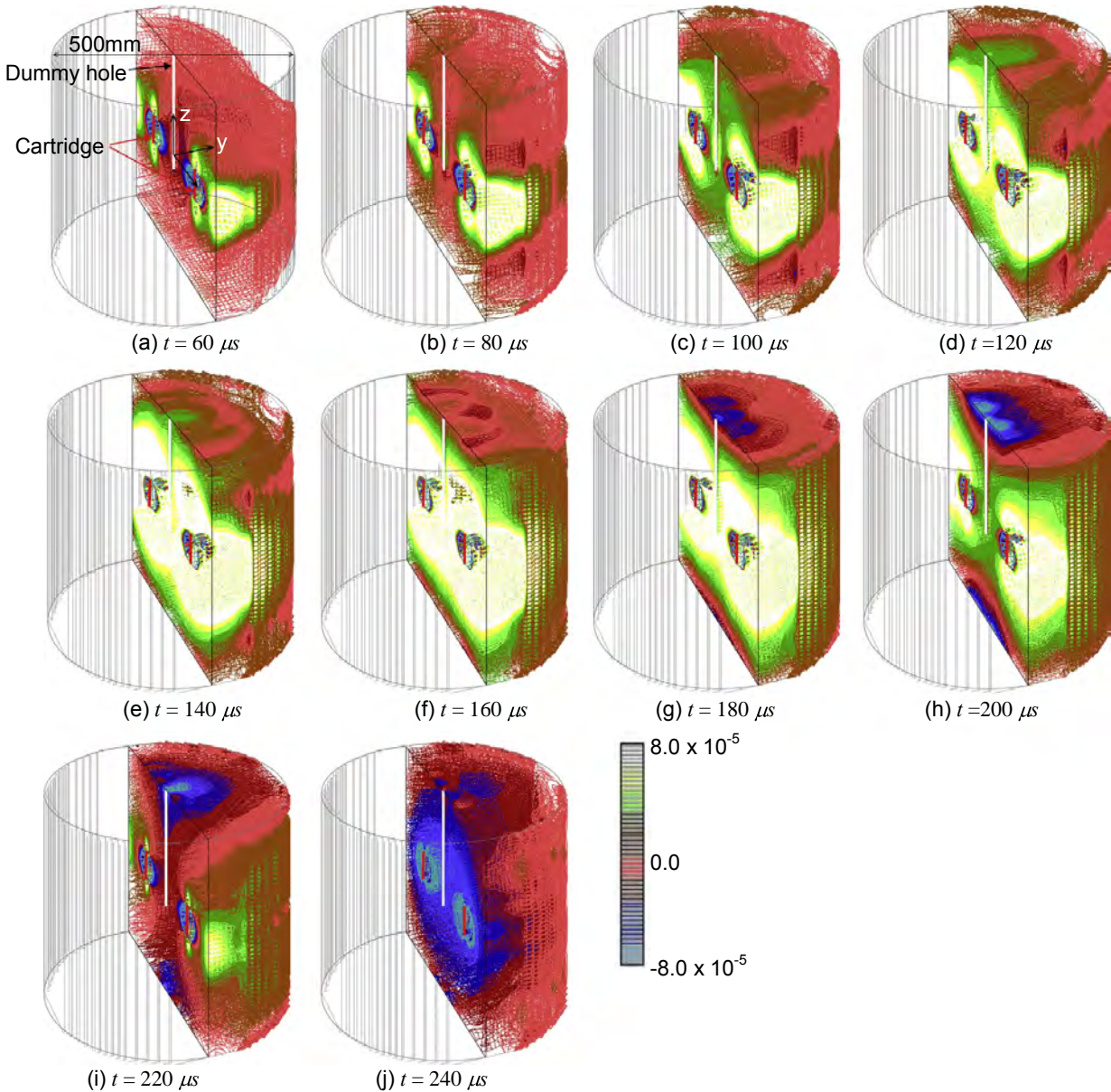


図-5 Case-2の数値シミュレーションによる体積ひずみ分布経時変化

示した。なお、記述の便のため起爆点を中心として図-4(a)のように座標を設定する。

起爆後 $t = 20 \mu\text{s}$ の体積ひずみ分布を示す図-4(a)を見ると、自己反応性起爆剤の急速な蒸発膨張により、爆破媒体は圧縮の載荷作用を受け、起爆剤周辺に体積圧縮（負の体積ひずみ）が一様に広がっているが、起爆後 $t = 60 \mu\text{s}$ の図-4(b)では、起爆剤の直上・直下に引張領域（正の体積ひずみ）が生じている。

図-4(c)で、注目すべきは、爆破媒体の上下面に同心円形状の引張領域が発達し、起爆点と同じ高さ付近 ($z = 0 \text{ mm}$) の媒体外周もある種の引張変形を受けている点である。これは、爆破実験で確認されたように、媒体上下面中心から外側へ向かうひび割れが伝播するであろうこと、また中央高さ ($z = 0 \text{ mm}$) 付近で爆破が切断されるように引張ひび割れが発達する可能性を示唆するものである。これは、動的なコンクリートの破壊は引張ひずみに支配され、その破壊ひずみは非常に小さく、引張域の発生がそのまま破壊域を形成すると評価されるためである。

さらに、起爆後 $t = 100 \mu\text{s}$ の図-4(d)では、爆破媒体の上下面で反射波が確認される。反射波の後続領域は体積ひずみとして引張状態にあり、図-4(e),(f),(g)の段階では媒体上下面で引張領域が優勢となり、外周の自由境界の反射波に誘起され、媒体中央に向かうひび割れが発達すると考えられる。さらに、起爆点高さ ($z = 0 \text{ mm}$) 付近の水平面内に高いレベルの引張の体積ひずみが発達することが確認される。

媒体上下面の圧縮領域は、反射波が中央に達した時点で始めて図-4(i),(j)のように形成され、起爆後 $t = 240 \mu\text{s}$ の段階では、図-4(k)のように爆破媒体全体が圧縮の体積ひずみ状態となる。

図-4は、円柱媒体の動的挙動が起爆点の圧力波動の継続時間 $T = 260 \mu\text{s}$ よりも短い時間内で、急激な変動を呈し、かつひび割れや破砕が生成・発達することを示すものである。

(3) ひび割れ誘導孔設置時の数値シミュレーション

図-1(b)のように、爆破媒中央にひび割れ誘導孔を設け、これと離間距離 $\Delta L = 125 \text{ mm}$ の一直線上に二つの起爆孔を設けた Case-2 の衝撃波動伝播を考察するため、ひずみの一次不変量である体積ひずみの分布を時系列で図-5に示す。図-5は、図-4と同様に装薬孔を含む半分 ($y > 0 \text{ mm}$) だけを表示し、起爆点を中心とした座標を設定した。

図-5を見ると、比較的初期の図-5(a),(b),(c)の段階で、起爆点高さ ($z = 0 \text{ mm}$) 付近の水平面内で引張体積ひずみ

が発達していることが、直ちに認識される。このとき、起爆孔とひび割れ誘導孔を結ぶ面内 ($y = 0 \text{ mm}$) でも引張体積ひずみ領域が確認される。これは、二つの起爆点中央にひび割れ誘導孔を設けたために生じた現象であり、起爆点からひび割れ誘導孔に向かい引張体積ひずみが成長するだけでなく、図-5(c)の段階からは、ひび割れ誘導孔表面での反射により、ひび割れ誘導孔から起爆孔に向かい引張体積ひずみが成長していることも確認される。写真-2において、ひび割れ誘導孔から起爆孔に向かいひび割れが成長している事象を合理的に説明するものである。

また、起爆後 $t = 120 \mu\text{s}$ 経過後の図-4(e)と図-5(d)を比較すると、爆破媒体上下面の対象性は消失し、 $y = 0 \text{ mm}$ の面に垂直に体積引張ひび割れが発生・成長している。これは、写真-2において、起爆孔とひび割れ誘導孔を結ぶ線と垂直な方向に二次のひび割れが発達する事象を評価し得るものである。

3. おわりに

本稿では、2013年度に実施した放電破砕による精密爆破解体工法実験を、筆者らの開発した衝撃波動伝播解析コード BLAST-3D により数値シミュレーションし、実験結果を合理的に説明し得ることを示した。このように、BLAST-3D は発破だけでなく、放電破砕についても、その動的破壊過程を理解し、ひび割れ制御設計に供し得るものと判断する。

現時点での、われわれの目標は放電破砕により誘起されるコンクリートの動的破壊機構を理解することにあるが、将来的には衝撃波動によるひび割れを制御することで、安全で、効率的、かつ低環境負荷の爆破解体工法を確立することを目指すものである。このために、爆破事象を適確に評価し得る数値解析コードの開発は不可欠であるが、BLAST-3D は、十分、その任に堪えうるものと、本稿における数値シミュレーションを通して判断する。

今後、BLAST-3D の改良だけでなく、演算資源等の整備も平行して実施し、実構造物寸法の爆破解体シミュレーションを実現し、われわれの提唱する精密爆破解体工法を実用化すべく、研究を継続する。

謝辞：東京大学大学院工学研究科上西幸司准教授には、研究全般にわたりご指導賜るとともに、BLAST-3D の開発とその実用化に向け、たゆまぬ鞭撻を賜りましたことを、ここに深くお礼申し上げます。今後とも変わらずご協力いただけますことを心よりお願い申し上げます。また、

2013年度実験の実施に際しましては、日立造船株式会社放電破砕チーム（現株式会社ニチゾウテック）田中幹雄様、坂本良様をはじめとする皆様に多大なご指導・ご協力を賜りました。ここに、深甚の謝意を表し、本小論の結びといたします。

参考文献

- 1) 日立造船株式会社ホームページ：放電破砕工法，
<http://www.hitachizosen.co.jp/products/products030.html>
- 2) Uenishi K, H. Takahashi, H. Yamachi and S. Sakurai: PC-based simulations of blasting demolition of RC structures. *Construction and Building Materials*, Vol.24, pp.2401–2410, 2010.
- 3) Uenishi, K., H. Yamachi, K. Yamagami, R. Sakamoto: Dynamic fragmentation of concrete using electric discharge impulse, *Construction and Building Materials*, Vol.67, pp.170–179, 2014.
- 4) Fukuda D, K. Moriya, K. Kaneko, K. Sasaki, R. Sakamoto and K. Hidani: Numerical simulation of the fracture process in concrete resulting from deflagration phenomena, *International Journal of Fracture*, Np.180, pp.163-175, 2013.

トンネル補修工事における施工情報のデータベース化

Development of Construction Information Database for Rehabilitation Work on Tunnels

大津 慎一 SHUNICHI OHTSU

山地 宏志 HIROSI YAMACHI

近年、社会インフラにおける維持・補修工事の割合が増加している。今後も高度成長期に整備された社会インフラが老朽化を迎える時期となり、維持・修繕工事の割合が増加すると考えられる。また道路インフラは震災時の避難経路、物資の搬入経路の役割もあり、長期的な健全性の確保が必要となる。

筆者らはこれらを踏まえ、トンネル補修工事における施工情報を蓄積およびフィードバックすることで、社会インフラのライフサイクル管理に寄与することを目的としたトンネル補修工事データベースシステムの構築を行っている。本報告は、トンネル補修工事データベースシステムの開発と美和トンネル補修工事における適用事例について述べたものである。

キーワード：社会インフラ，ライフサイクル管理，補修工事，維持管理・調査，データベース

Recently the ratio of structural maintenance fee occupied in the total social infrastructure costs has been increasing. In the future, as increasing number of deteriorated infrastructures constructed in the high economic growth in Japan, there are increased needs for maintenance and rehabilitation for the infrastructure. Moreover structural safety of road network, which would have roles of people's evacuation route and material delivery route in the coming disasters, should also be maintained in a long time span.

Considering the above, the authors have developed data base management system for tunnel rehabilitation works, making it contribute to life cycle management of social infrastructures by accumulating and feeding back management data of tunnel rehabilitation work.

Key Words: Social Infrastructure, Life Cycle Management, Rehabilitation Work, Maintenance, Database

1. はじめに

近年、社会インフラにおける維持・補修工事の割合が増加している。高度成長期に整備された社会インフラが老朽化を迎える時期でもあり、今後も増加するものと考えられる。また東日本大震災など大規模災害の経験を踏まえた避難経路や復旧資材などの輸送経路となる道路等の長期的な健全性の確保をするうえでも、既存の社会インフラを適切に維持管理する必要がある。

維持管理では、図-1に示すように新設工事に関わる設計・施工情報や日常的な点検情報，補修工事に関わる設計・施工情報などといった情報の一元的な管理および共有化が必要不可欠であり，国土交通省が主体となり進めている CIM 導入への取り組みの流れと合わせ，将来的に施工業者に対して施工情報の登録とフィードバックが求

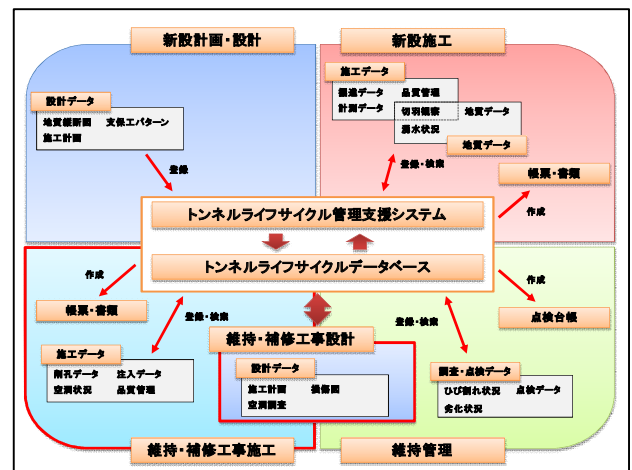


図-1 トンネルにおけるライフサイクル管理

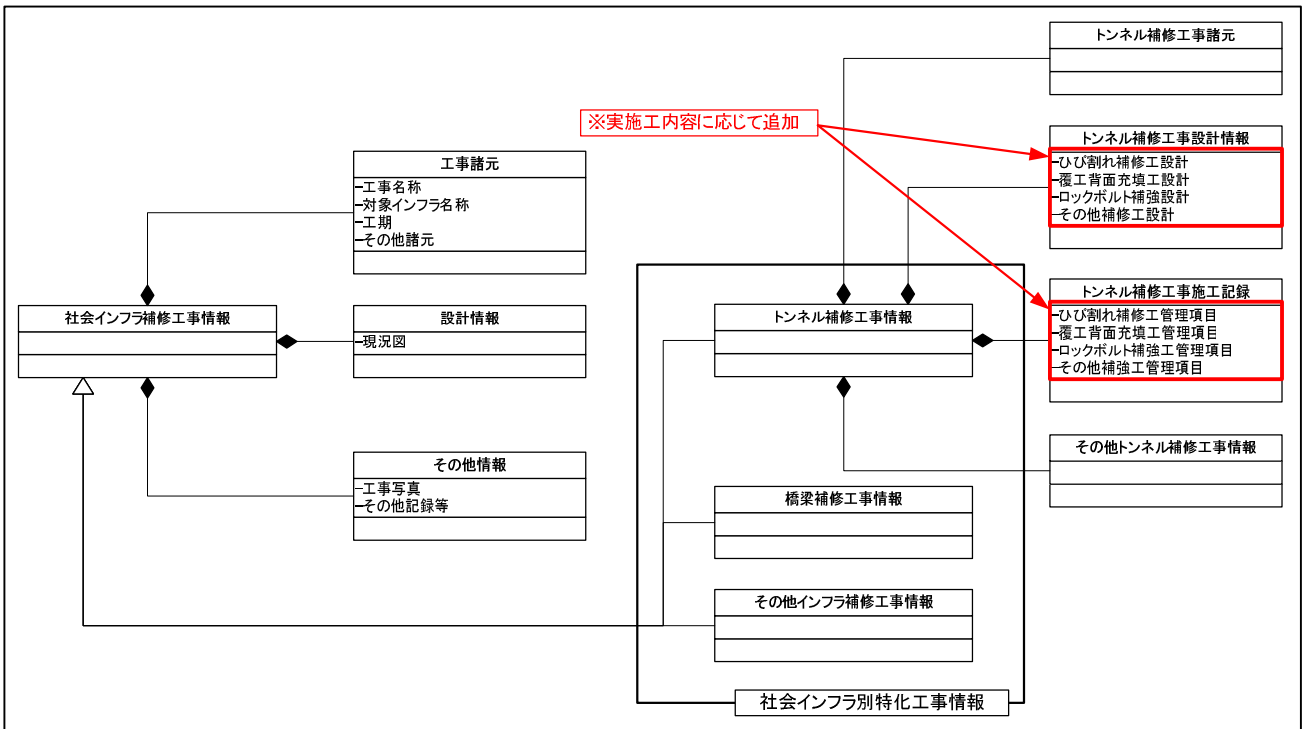


図-2 社会インフラ補修工事における施工情報データ構造

められると予想される。

このような状況に対応するには、早い段階から社内的に施工情報の蓄積およびフィードバックを行い、技術的なノウハウの蓄積と継承をする必要があると考える。また市町村など地方自治体では、維持・補修に関わる予算が限られることや技術的知見の不足などにより、十分な維持管理が行われていないのが現状であり、技術的なノウハウの蓄積を営業ツールとして効果的に活用することも可能である。

そこで筆者らは、これらを踏まえ社会インフラに関するライフサイクル管理の中で補修工事に関わる施工情報に特化したデータベース構造と施工情報の登録や検索などを行うユーザーインターフェイスの設計・検討を行っている。

本稿は、前述のデータベース構造およびユーザーインターフェイスをベースとするトンネル補修工事に特化した『トンネル補修工事データベースシステム』の構築および美和トンネル補修工事への適用を行った事例について報告したものである。

2. 補修工事に関わる施工情報データベース

トンネル補修工事に関わるデータベースを構築するにあたり、以下に述べる点について留意し設計を行った。

(1) 補修工事に関わる施工情報のデータベース化

社会インフラに関わる補修工事は、対象となるインフラの種類や補修・補強の工種が多岐にわたる。そのため、すべての補修工事を網羅したデータベースの構築を行おうとした場合、データベース構造の複雑化や肥大化などといった弊害により、情報の登録やデータ検索などに負荷が生じデータベースの応答性が低下する恐れがある。このような弊害が生じる要因の一つとしては、補修工事の内容によっては不要となる要素やデータ構造が定義されていることがあげられる。データベースへの負荷を軽減しシステム全体の応答性を確保するためには、データベース構造の簡略化と軽量化を図る必要がある。

補修工事の施工内容ごとにデータベース構造を設計し不要な要素や構造などを除外することで簡略化や軽量化を図ることが可能であるが、将来的に施工内容を拡張する場合や開発資源の再利用などを考慮すると、共通化可能な要素については共通化するほうが望ましい。

そこで図-2 に示すように工事諸元など補修工事に依存しない要素のみで構成される基本データベース構造（以下、インフラ補修工事データベース）を定義し、補修工事の施工内容ごとに特化したデータベース構造は、インフラ補修工事データベースを核とする拡張データベース構造として定義可能なような設計を行っている。これにより開発資源の再利用や将来的な拡張性を維持したまま、データベース構造の簡略化および軽量化を実現することが可能となる。

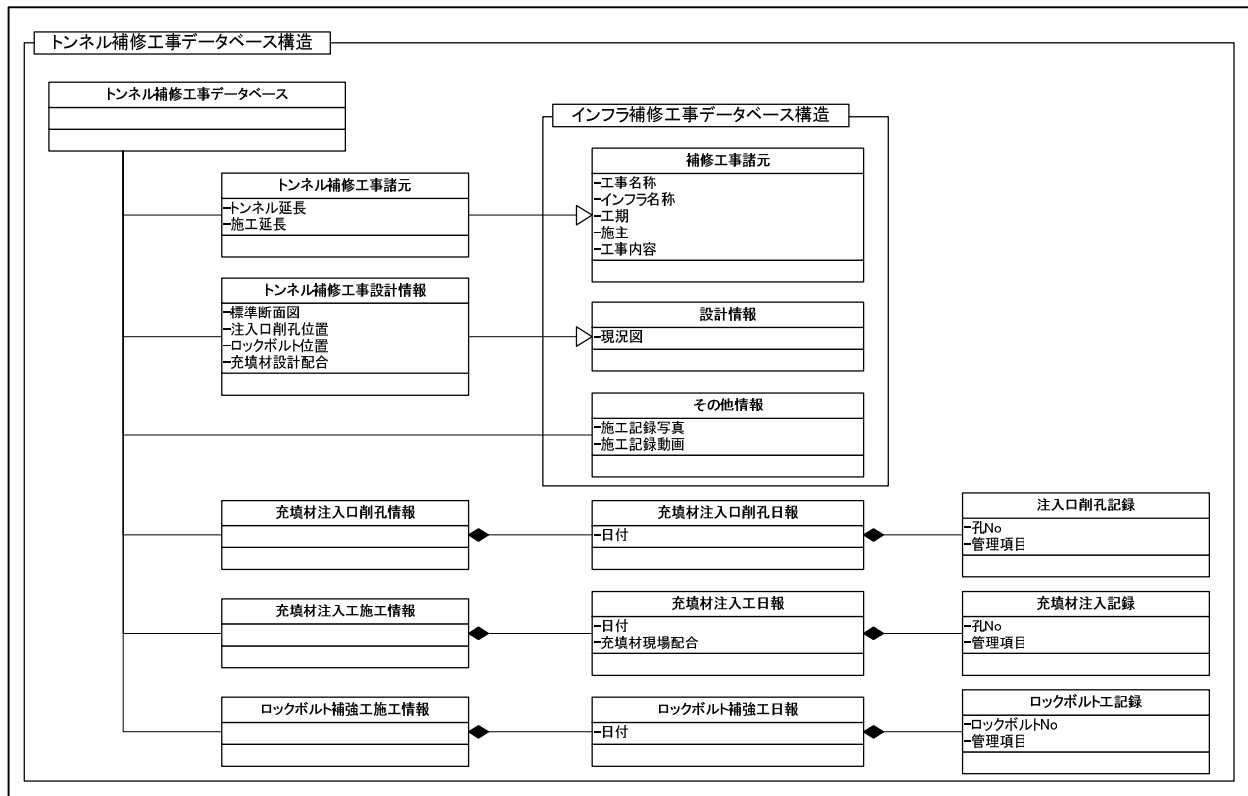


図-3 トンネル補修工事データベース構造

(2) 位置情報の付加

補修工事では補修を行う箇所ごとに工法を選定し様々な補修・補強工が行われる。例をあげるとトンネル補修工事におけるロックボルトによる補強工や覆工背面充填材注入工などがあげられる。社会インフラのライフサイクル管理に必要とされる補修工事に関わる施工情報は、どの箇所でのどのような補修・補強が行われたかといった位置情報を持つ施工情報である。そこで補修工事施工情報データベースでは、施工に関わる管理項目ごとに位置情報を付加し施工情報と位置情報の関連付けを行っている。また付加する位置情報は将来的な CIM 等への施工情報の受け渡しを考慮し三次元位置情報としている。

(3) 施工現場に適したデータベース運用形態

データベースによる情報の一元的な管理は、一般的にデータベースサーバーに情報を蓄積し整理分析を行った二次的な情報を利用者に提供する。しかし社会インフラに関わる補修工事は、小規模なものが多く施工場所によっては通信環境の整備も難しい。これらを考慮しローカルなパソコンやネットワークドライブなど現場内で完結した環境下での構築および運用が可能なローカルデータベースとすることが求められる。そこでトンネル補修工事データベースでは、ローカルなパソコン上に XML ファイルを核とするローカルデータベースを構築し、施工

情報の蓄積および現場管理者へのフィードバックを行っている。ただし竣工後についても永続的な情報の保管および共有化を行うためには、施工情報の一元的な管理および社内的な共有を行うデータベースを別途構築し、これにローカルデータベースを登録する必要がある。

3. トンネル補修工事データベースの構築

トンネル補修工事データベースは、前述の留意点を考慮して構築されたトンネル補修工事に特化したインフラ補修工事データベースとなる。登録可能な施工情報は、現段階で図-3 に示すように覆工背面充填工とロックボルト補強工を対象としている。その他の補修工法については逐次データベース構造を定義し拡張する。また位置情報については、施工計画における施工箇所名称と位置情報を関連付けて設計情報として登録し、日々の施工情報を登録する際には、施工箇所名称と結び付けることで間接的に位置情報と施工情報の関連付けを行っている。

(1) ユーザーインターフェースの実装

トンネル補修工事データベースは、当社開発の独自ソフトウェアを用いて施工情報や設計情報などの登録およびデータ検索・分析などを行う。ソフトウェアの開発にあたっては利用者が現場担当者である点を踏まえ、デー

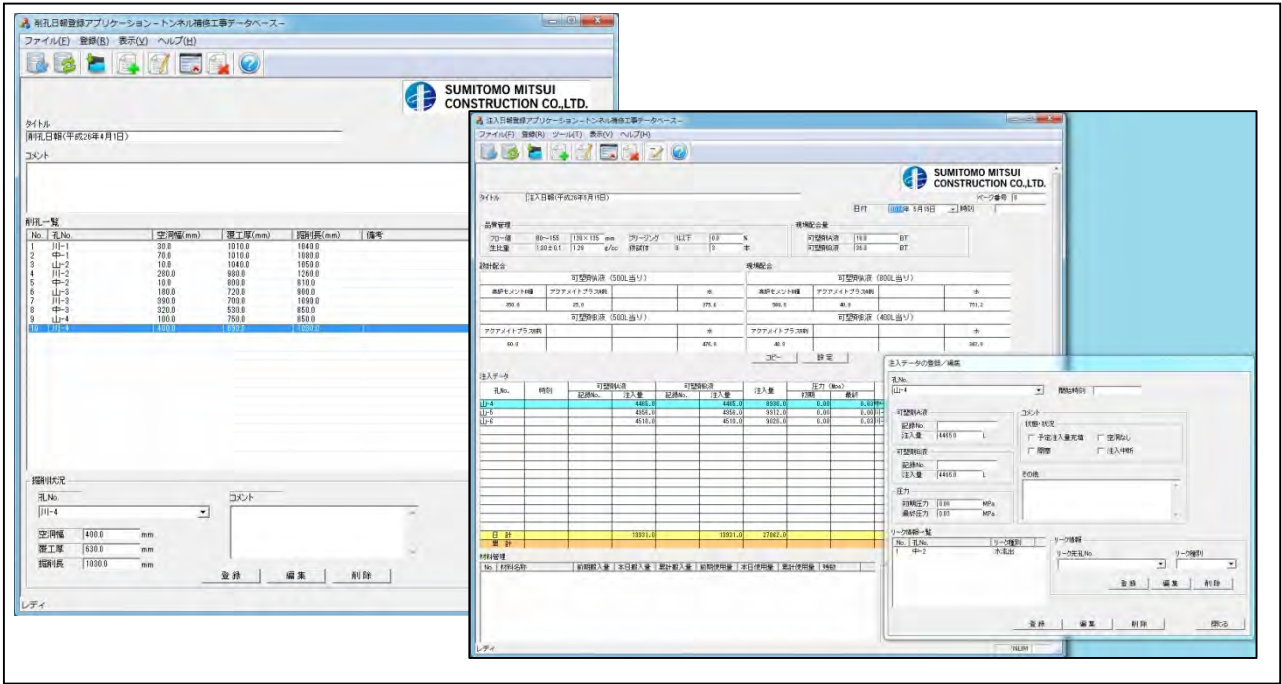


図-4 トンネル補修工事における施工情報入力画面

データベースの取り扱いに不慣れな利用者でも直感的に日々の施工情報の登録を行うことが可能なインターフェイスを設計し実装を行っている。

また、現場における書類作成等の業務の二重化を避けるために、登録を行った施工情報をもとに日報や帳票などの作成支援を行う。

4. 美和トンネル補修工事における適用

構築を行ったトンネル補修工事データベースシステムおよび施工情報の登録や検索・分析等を行うソフトウェアの妥当性の検証および課題の抽出を行う目的で、静岡市発注の美和トンネル補修工事において試験適用を行った。

(1) 現場概要

工事名称：平成25年度葵北県道第9号（主）梅ヶ島温泉昭和線（美和トンネル）災害防除工事
 工期：平成25年12月17日～平成26年10月31日
 発注者：静岡市
 工事内容：美和トンネルの漏水、ひび割れ、覆工内面の補修等

(2) データベース登録項目

本工事ではロックボルト補強工が施工内容に含まれていないため、本適用に際して覆工背面充填工に関わる管理項目として、

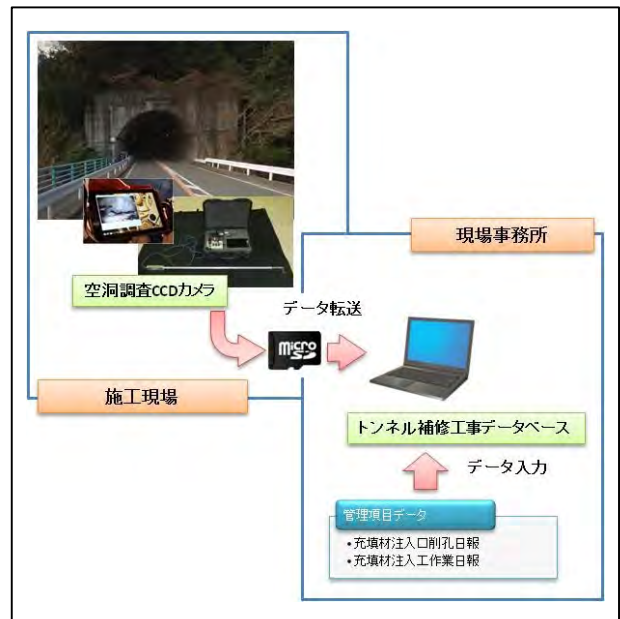


図-5 システム構成

- ① 注入口削孔に関わる管理項目
 - ② 覆工背面空洞への充填材注入作業に関わる管理項目
- をデータベースへの登録項目とした。管理項目の登録は、図-4に示すように現場担当者でも直感的に各項目の登録が行えるように従来の現場管理手法と同様の日報形式によるユーザーインターフェイスを整備した。

(3) システム構成

美和トンネル補修工事に導入したシステムは、図-5に



図-6 空洞調査 CCD カメラシステム



図-7 覆工背面空洞調査状況



図-8 覆工背面空洞状況の動画検索

示すシステム構成となる。また本施工においては、技術提案項目として後述する CCD カメラによる覆工背面の空洞調査および充填材の充填状況確認の提案がなされていた。そこで導入システムにおいて CCD カメラシステムと連携し、各箇所確認した映像を動画データとしてデータベースに登録できるようにカスタマイズを行った。

(4) 覆工背面空洞調査

本工事では、技術提案項目として

- ① CCD カメラによる覆工背面の空洞調査
- ② CCD カメラによる充填材の充填状況の確認

の2点について当社独自に技術提案を行っている。使用

した CCD カメラおよび周辺機器は、図-6 のカメラシステムとなる。

確認作業は、可動式のカメラを充填材の注入口に挿入し付属のタブレット PC 上に表示されるモニタ画像を確認することで行う。本提案内容は CCD カメラによる目視確認のみであるが、履行状況の報告が必要となるため、確認作業と同時にタブレット PC 内で空洞状況や充填状況の確認時のカメラ画像を動画として記録し、取得した動画データをトンネル補修工事データベースへ登録することで竣工検査時における説明資料とした。図-8 にトンネル補修工事データベースに登録された覆工背面の空洞状況の動画検索状況を示す。

5. まとめ

今回、社会インフラに関わる補修工事の施工情報の蓄積およびフィードバックを可能とするインフラ補修工事データベースの実証システムとしてトンネル補修工事を対象としたトンネル補修工事データベースシステムを構築し、美和トンネル補修工事への試験適用を行った。

本現場適用では、最終的に導入システムおよび登録した施工情報を竣工検査における説明資料としての活用を行い、施主から当社技術ならびに取り組みについて十分な理解と評価を得ることができた。今後は同様の補修工事に適用するとともに、橋梁など他の社会インフラに関わる補修工事への展開方法についても検討を進めていく予定である。

また本適用におけるトンネル補修工事データベースシステムは、施工現場内での運用を前提とした実証システムとして構築を行っている。そのため本システムに登録した施工情報を社内的に活用するには、施工現場で登録した情報を定期的に収集し一元的な管理を行うシステムが別途必要となる。今後は他の社会インフラに関わる補修工事への適用も踏まえ、補修工事全般をターゲットした一元的な施工情報の管理手法についても併せて検討を進める予定である。

参考文献

- 1) 国土交通省：国土交通白書<2014>平成25年度年次報告，国土交通省，pp.28-40，2014.7

衝撃振動実験による盛土の耐震補強技術の検討

Study on Aseismic Reinforcing Design of Embankment Using Impact Tests

戸村 豪治 GOJI TOMURA

高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI

技術企画部 黒川 幸彦 YUKIHIKO KUROKAWA

筆者らは、簡易な方法で模型地盤に一樣な慣性力を与えることにより、地震時の斜面の崩壊過程を再現する方法として、模型地盤に対する衝撃振動実験を考案した¹⁾。本報告では、本装置を用いた試験方法の特徴を示し、さらに、耐震補強対策の有無による斜面の崩壊形態や地盤の変位量の違いから、耐震補強対策の効果について検討を行った。その結果、本試験方法により地震時の盛土斜面のすべり破壊の状況を再現することが可能であり、衝撃時の加速度波形とすべり破壊までの衝撃回数や破壊性状の比較から、各種の盛土の耐震補強対策の効果について検証可能であることがわかった。

キーワード：斜面安定、地震、模型実験

The authors has proposed an impact test on model embankment as the way of simulating slope failure during earthquake. In this paper, the characteristics of the test method were shown. From the difference of collapse form of slope and the amount of displacement due to reinforcing measures, the effect of aseismic reinforcing design were examined. As a result, it was found that it is possible to simulate slip destructions of embankments slope during earthquakes and evaluate the effect of aseismic reinforcing design for embankment by the test method.

Key Words: Aseismic Reinforcing, Embankment, Earthquake, Impact Test

1. はじめに

近年、大地震や豪雨のような大規模自然災害時における緊急物資輸送路の確保、あるいはライフライン等の迅速な復旧復興の観点から、道路や鉄道などの盛土の耐震性の問題が注目されている。また、最近の地震では盛土による宅地造成地の被害が毎回のように発生しており、災害から人命・財産を守るために通常の盛土のような土構造物に対しても耐震設計の導入が開始されるようになってきている。

土構造物の耐震設計においては、レベル2地震動のような強地震動に対しても直ちに全面的な崩壊に至らないなど、土構造物の靱性を考慮した限界変形量などによる設計法の確立を図っていく必要があると考えられる。しかし、例えば鉄筋補強土工法やジオグリッドによる補強土工法などを用いて地盤を補強した場合、どの程度の被害低減効果が得られるかなど不明な点も多い。筆者らは、簡易な方法で模型地盤に一樣な慣性力を与えることにより、地震時の斜面の崩壊過程を再現する方法とし

て、模型地盤に対する衝撃振動実験を考案した¹⁾。

本報告では、本装置を用いた試験方法の特徴を示し、さらに、耐震補強対策の有無による斜面の崩壊形態や地盤の変位量の違いから、耐震補強対策の効果について検討を行った。

2. 試験方法

図-1に試験方法の概要を示す。模型土槽の下には車輪を取り付けており、傾斜のあるガイドレール上を滑らせて壁に衝突させて急停止することにより、模型地盤に水平方向に慣性力が作用する仕組みとなっている。模型土槽前面にはゴムを貼り付けており、衝突時のハネ返りを防止している。ガイドレールの傾斜角度は $\theta = 5^\circ$ で、模型土槽の底面はガイドレールの傾斜角度と同一の傾斜角度を有しており、土槽本体は移動時でも常に水平を維持するような構造としている。試験に使用した土槽は、幅700mm、高さ380mm、奥行き100mmである。

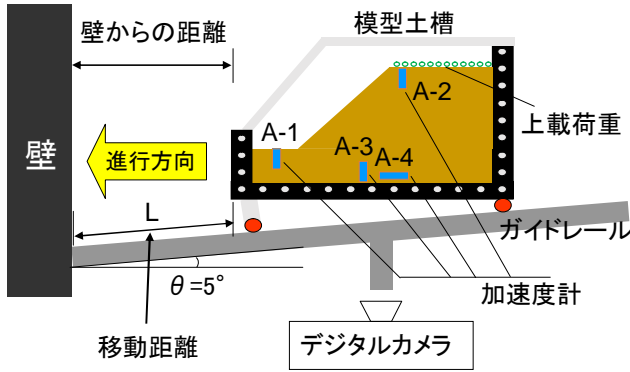


図-1 試験方法概要

表-1 試験ケース

試験ケース	使用材料	移動距離	補強材		上載荷重
			種類	設置位置	
CASE①-1	三河珪砂V6号+ カオリンT.A=95:05 w=6.7%, γt=1.626g/cm ³	10cm	無		無
CASE①-2			補強メッシュ	B=7cm	
CASE①-3			補強メッシュ	B=14cm	
CASE②-1	三河珪砂V6号 Sr=30%, Dr=60%	7cm	無		0.5kPa
CASE②-2			補強メッシュ	B=7cm	
CASE②-3			補強材+支圧板	2列@5cm	

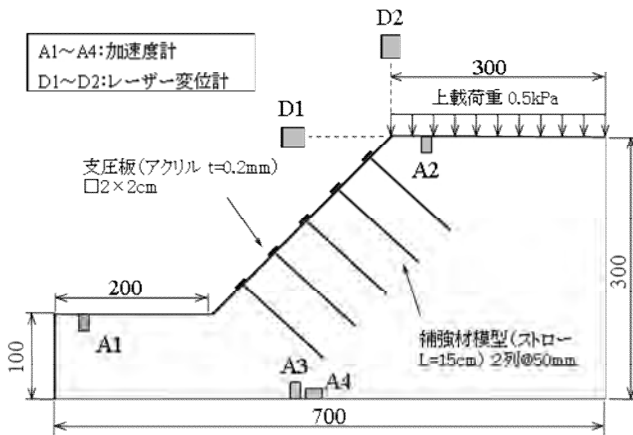


図-2 模型盛土概要図 (鉄筋補強タイプ)

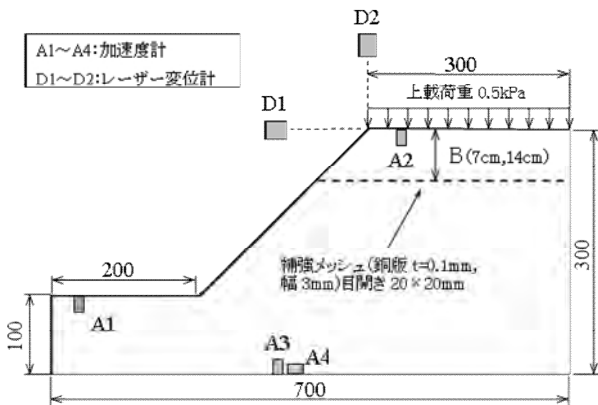


図-3 模型盛土概要図 (ジオグリッド補強タイプ)

図-2, 3に模型盛土の概要を、表-1に実施した試験ケースを示す。試料は三河珪砂 V6 号 ($\rho_{dmin}=1.299$, $\rho_{dmax}=1.595$, $e_{min}=0.665$, $e_{max}=1.044$, $G_s=2.655$) を用い、CASE ①ではカオリンを 5% 混ぜ、CASE ②では珪砂のみを使用した。模型地盤は各ケースとも表-1に示す条件で全体が均一となるように水平方向に突き固めて作

成した。

ジオグリッドを想定した補強メッシュは、幅 3mm 厚さ 0.1mm の銅板の帯を目開き 100 × 50mm の格子状にし、表面に珪砂を塗して粗にしたものを使用し、模型地盤の作成中に所定の位置に設置した。また、鉄筋を想定した補強材は、長さ 15cm のストローに 2 × 2cm のアクリル製の支圧板を接着したものを模型地盤作成後に 5cm 間隔で斜面に対して垂直に挿入した。

CASE ①では模型土槽の移動距離 $L=10\text{cm}$ として試験を行い、CASE ②では 0.5kPa の上載荷重を与えたうえで $L=7\text{cm}$ で試験を実施した。試験はそれぞれのケースで斜面崩壊するまで土槽を繰り返し衝突させ、衝突ごとにそれぞれ、A1 (盛土のり先水平方向)、A2 (盛土のり肩水平方向)、A3 (土槽水平方向)、A4 (土槽鉛直方向) に設置した加速度計および、D-1 (のり肩水平方向)、D-2 (のり肩鉛直方向) に設置した変位計により計測を行うとともに、衝突後に模型地盤のデジタル画像を撮影した。

3. 実験手法の検証

図-4~7に、それぞれ移動距離 $L=5, 10, 15, 20\text{cm}$ で実施した無補強実験での各部の加速度波形を比較して示す。

どのケースでも、A1 (盛土のり先水平方向) と A3 (土槽水平方向) はほぼ同様に、正弦半波のような片振幅の衝撃加速度波形を示しており、A2 (盛土のり肩水平方向) の応答加速度は A1, A3 と比べて加速度波形のピークに 0.01 秒程度の位相差が生じていることがわかる。また、図-4~7を比較すると、移動距離が長くなり、最大加速度が大きくなるほど水平加速度パルスの振動数が大きくなる傾向がみられる。

A4 の土槽鉛直加速度は衝突後にすべてのケースでほぼ同様の振動成分が見られることから、土槽衝突時の衝

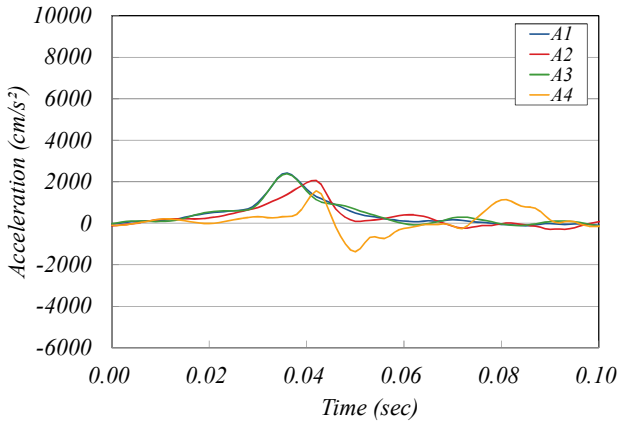


図-4 加速度波形の比較 (L=5cm)

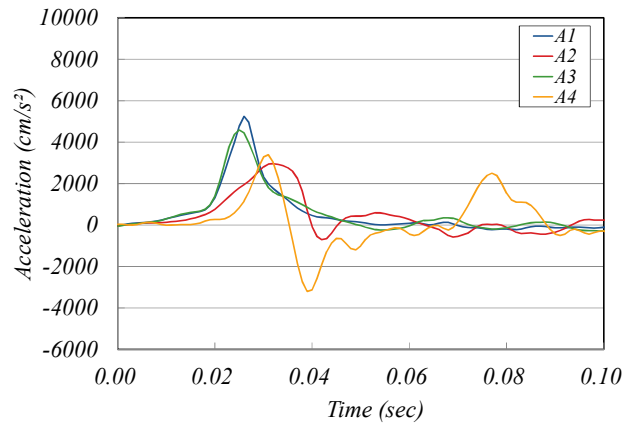


図-5 加速度波形の比較 (L=10cm)

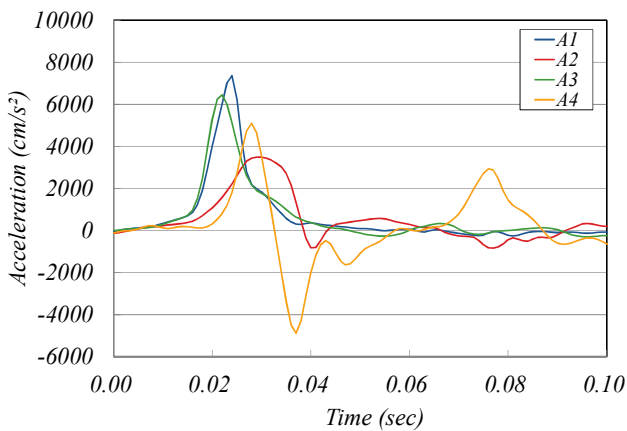


図-6 加速度波形の比較 (L=15cm)

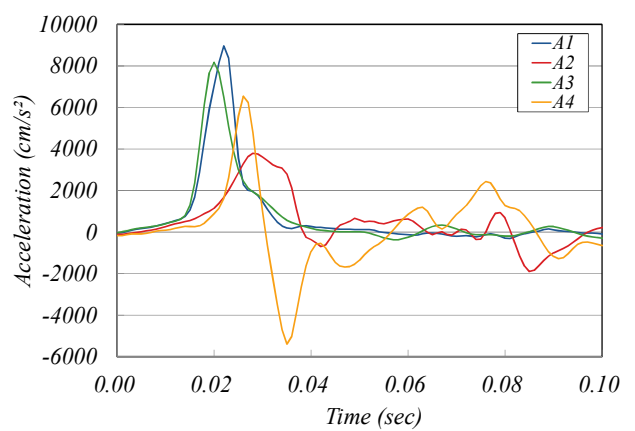


図-7 加速度波形の比較 (L=20cm)

撃により土槽が上下に振動した影響が出ているものと考えられる。

図-8は、移動距離と水平加速度の最大値の関係を示している。A1(盛土のり先水平方向)とA3(土槽水平方向)の最大加速度と移動距離にはほぼ線形の相関関係が認められるが、A2(盛土のり肩水平方向)の最大加速度はA1,A3と比較した場合、移動距離の増加とともに加速度の増加割合が小さくなっていることがわかる。移動距離が長くなると1回当たりの衝撃が盛土の強度に比較して大きくなり、土槽内部の盛土に作用する水平慣性力が一様ではなくなるものと考えられ、したがって衝撃振動実験における移動距離は5～10cmを基準とすることとした。

4. 試験結果

(1) 破壊性状

写真-1～6にCASE①-1～3およびCASE②-1～3のそれぞれの盛土の破壊性状を示す。写真-1～3のCASE①を比較すると、無補強のCASE①-1では10回目の衝撃

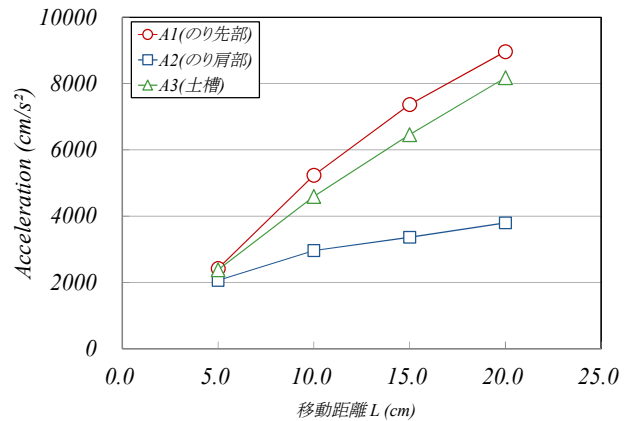


図-8 移動距離と最大加速度の関係

で明瞭な円弧状のすべり面を伴って破壊に至っているのに対して、CASE①-2およびCASE①-3ではすべり面が確認できるのは15回目以降であり、破壊性状についても、補強メッシュを通過する大きなすべり面の発生を防ぐことにより破壊領域が小さくなっていることがわかる。

また、CASE①-2とCASE①-3を比較すると補強メッ

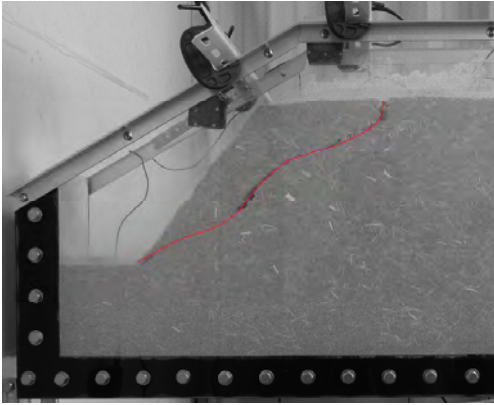


写真-1 破壊状況 (CASE① -1, 10回目)

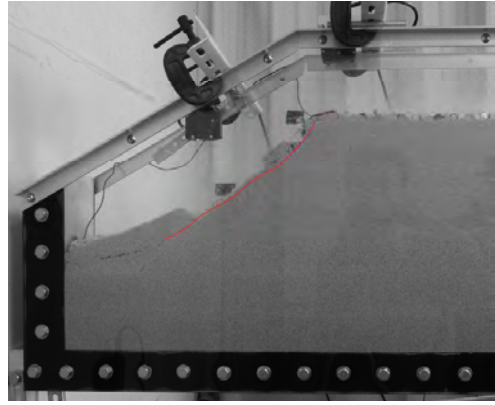


写真-4 破壊状況 (CASE② -1, 5回目)

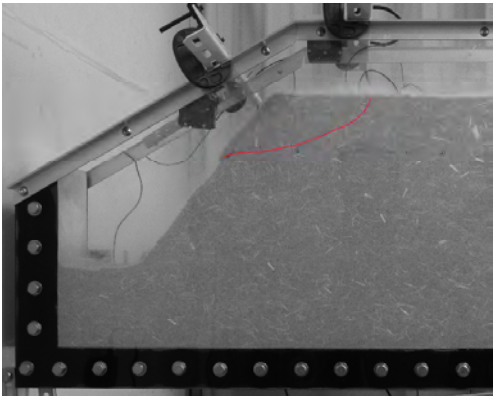


写真-2 破壊状況 (CASE① -2, 15回目)

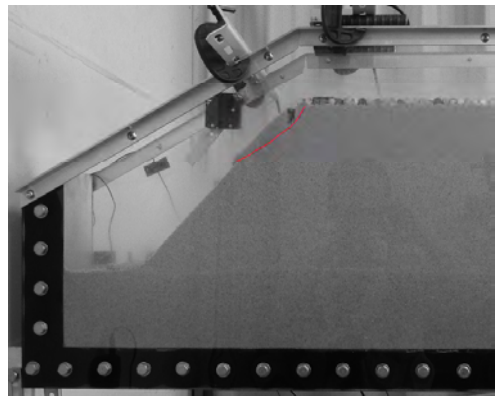


写真-5 破壊状況 (CASE② -2, 7回目)

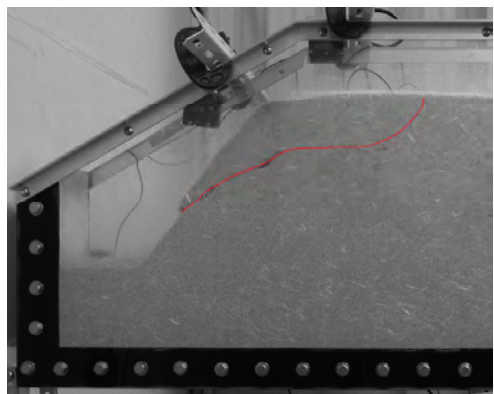


写真-3 破壊状況 (CASE① -3, 15回目)

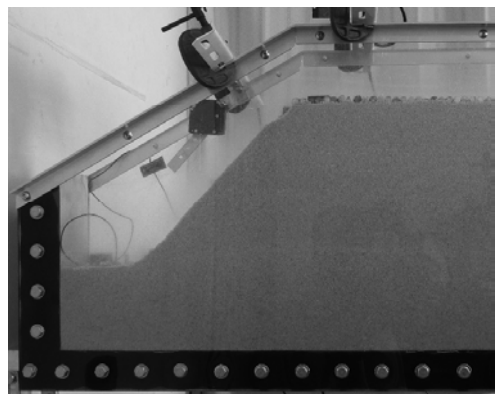


写真-6 破壊状況 (CASE② -3, 20回目)

シュをより上部に設置した CASE ①-2のほうが、すべり破壊に至った際の破壊領域も小さく、また、衝撃一回あたりの地盤変状も小さくなる傾向がみられた。

次に写真-4～6に示した CASE ②を比較すると、無補強の CASE ②-1では5回目の衝撃でり面全体がすべり面を伴って破壊に至っているのに対して、CASE ②-2では7回目の衝撃ですべり面が発生しているものの、CASE ①-2と同様にその範囲は補強メッシュより上部の

のり肩付近のみに限られている。また、補強材を設置した CASE ②-3では20回目の衝撃でも明瞭なすべり面の発生は確認できなかった。

(2) 累積変位量

レベル2地震動に対する盛土の耐震性評価においては、変形量の照査が重要な項目としてあげられるが、盛土の残留変形解析手法の一つとしてニューマーク法があ

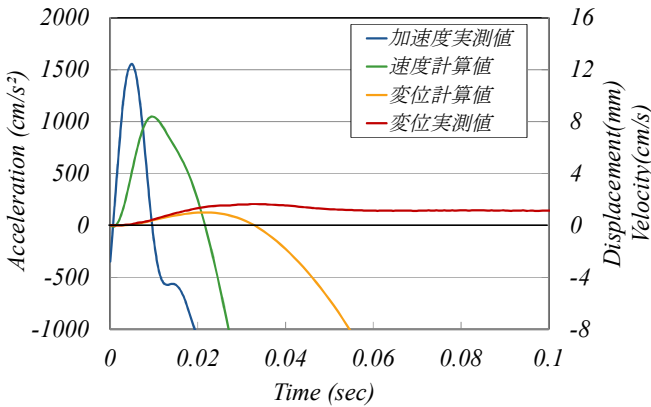


図-9 線形加速度法による計算値と変位実測値との比較 (CASE② -1, 降伏加速度 1730gal の場合)

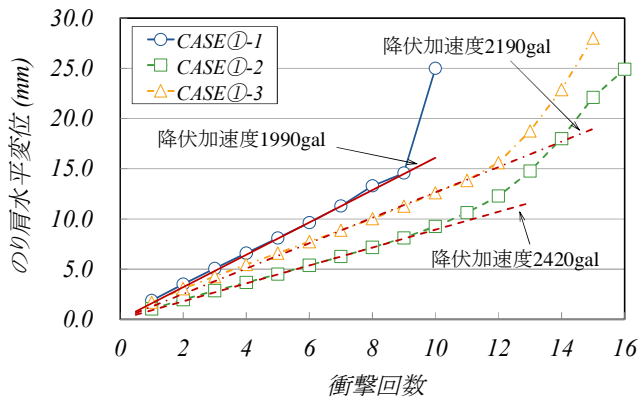


図-10 衝撃回数とのり肩水平変位累積値 (CASE ①)

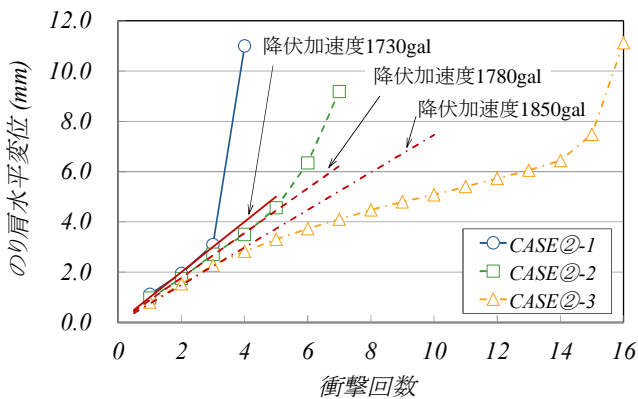


図-11 衝撃回数とのり肩水平変位累積値 (CASE ②)

げられる。

ニューマーク法ではすべり面上で発揮されるせん断抵抗力を上回る地震慣性力が作用した瞬間に、すべり変位が生ずると考える。この方法は変形量を求める厳密な方

法ではないものの、円弧すべり法と同じ入力パラメータで計算が可能であることや、簡明な理論で妥当な結果が得られ、結果の解釈も容易であることから、特にレベル2地震動に対する盛土の耐震性を評価する指標として多くの基準で用いられている。

本来、ニューマーク法によるすべり土塊の滑動変位量の計算では、降伏震度を越えた場合の臨界すべり面の回転変位量から算出するが、ここでは、試験結果から得られた加速度波形を用いて、ニューマーク法における水平方向の降伏加速度を仮定し、これを越える等価加速度に対して簡易的に線形加速度法により2回積分して求めた変位を実測値と比較することを試みた。比較結果の一例を図-9に示す。

実測値との比較においても、変位の進行時間は0.05sec程度でほぼ同等となっており、等価加速度と変位の発生状況は実測値と計算値でほぼ同様の傾向を示しており、試験結果のシミュレーションとしては妥当であるといえる。従って、このように適切な降伏加速度を設定することによって、試験ケースごとの変位量のシミュレーションが可能になるものと考えられる。

図-10、11に衝撃回数と累積水平変位量の関係を示す。図中には図-9に示した方法で降伏加速度を仮定して求めた変位量の計算値も併せて示した。変位量の計算に用いた設定降伏加速度は各ケースによって異なり、補強効果が高いケースほど設定降伏加速度が大きくなっている。これは補強対策の効果を定量的に示せることを示唆している。

CASE ①、CASE ②ともに各ケースとも最初は衝撃ごとの変位量がほぼ一定の割合で推移しており、破壊状態に至る直前に急激に衝撃1回当たりの変位量が増大している。これは、すべりの発生とともにすべり面付近がひずみ軟化を起し、盛土地盤のせん断強度がピーク強度から残留強度に低下していることを表すものと考えられる。

また、支圧板と補強材を設置したCASE ②-3のみ、当初、変位の進行とともに衝撃1回あたりの変位量が小さくなる傾向を示している。これは、地盤変形初期の微小範囲内では、変位の進行とともに変形の拘束効果がより発揮されるという地盤補強材の特性を示した結果であるといえる。

5. まとめ

本研究では、衝撃振動実験装置を用いて盛土の耐震補強の効果について検討を行った。その結果、本試験方法により地震時の盛土斜面のすべり破壊の状況を再現する

ことが可能であり、衝撃時の加速度波形とすべり破壊までの衝撃回数や破壊性状の比較から、各種の盛土の耐震補強対策の効果について検証可能であることがわかった。

さらに、衝撃時の加速度波形から得られる変位量を実測値と比較することにより、ニューマーク法における降伏加速度を仮定して試験結果のシミュレーションを行うことが可能であり、補強対策の効果について破壊性状だけでなく累積変位量によって定量的に比較することが可能であることも示唆された。

今後は、PIV手法による画像解析により、盛土地盤内部の動きをより詳細に把握して、補強対策の効果について更に検討を進める予定である。

謝辞：本研究は山口大学との共同研究として実施したものである。山口大学 中田幸男教授，同大学院 小林敬尚氏のほか、関係各位に感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 沖元翼，中田幸男，兵動正幸，山本陽一：地震時の盛土斜面の安定性に関する衝撃振動実験，第43回地盤工学研究発表会，2008.9
- 2) 戸村豪治，中田幸男，兵動正幸，小林敬尚：衝撃振動実験による盛土の耐震補強技術の検討，第50回地盤工学研究発表会，2015（投稿中）
- 3) 小林敬尚，中田幸男，兵動正幸，戸村豪治：地層構造の違いによる水平慣性力載荷時の斜面崩壊機構，第50回地盤工学研究発表会，2015（投稿中）

液状化による側方流動対策のための 効果的な改良杭配置に関する遠心模型実験と流体解析

Centrifugal Model Test and Fluid Analysis on Optimized Configuration of Cement-treated Soil Columns against Liquefied Ground Flow

高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI
戸村 豪治 GOJI TOMURA
土木設計部 津田 和夏希 WAKAKI TSUDA
土木設計部 高田 昌典 MASANORI TAKADA

液状化による側方流動を防止する根本的な方法は液状化を生じさせないことである。しかし、対策範囲が広域に及ぶ場合には莫大な費用が必要となるため、合理的な側方流動対策が必要であると考えられる。著者らは、低改良率の杭式改良による側方流動対策に関する検討を行い、効果の最大化を目指してその配置についても検討を深めてきた。本報は、改良杭とその配置形状の違いが側方流動抑制効果に与える影響について、遠心模型実験と流体解析により検討した結果を述べたものである。実験と解析の結果から、杭によって側方流動量が大幅に低減されること、さらに著者らの提案する流動閉塞杭配置は、整列配置に対し側方流動抑制効果がより高いことを示した。

キーワード：液状化，側方流動，深層混合処理工法，遠心模型実験，流体解析

Characteristics of soil have to be changed in order to prevent lateral flow of liquefied soil completely. However, such a construction method is expensive and impracticable when the targeted area extends widely. The improvement method should be more practical. The authors are investigating the most effective arrangement of piles to optimize cost-effectiveness. It is proposed to shift the positions of the piles to prevent lateral flow in various directions. In the present study, centrifuge model tests and analyses were conducted to clarify the reduction effect of piles and their arrangement against the lateral flow. The results of the model tests and numerical analyses showed that the improved piles dramatically reduced the lateral displacement and that the average total flow velocity was small in the case of irregular arrangement.

Key Words: Liquefaction, Lateral Flow, Deep Mixing Method, Centrifugal Model Test, Fluid Analysis

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では、神戸市などの臨海埋立地が液状化して、護岸の水平移動に伴いその全域において海方向へ水平変位が発生した¹⁾。このような液状化による側方流動（以後、側方流動とする）が生じる範囲は数百 m 四方にわたるため²⁾、護岸のみならず広範囲で各種構造物基礎や埋設管などが甚大な被害を受けてきた。

側方流動を防止する根本的な方法は、液状化の発生を抑制することである。しかしながら、対策範囲が広い場合には莫大な費用が必要となる。そこで、著者らは深

層混合処理工法で造成した改良杭を低改良率で配置する側方流動対策に関する検討を行っている。また、対策効果の最大化を目指して、杭配置についても検討を深め、**図-1**に示す流動閉塞杭配置³⁾を提案した。従来の配置方法である整列配置や千鳥配置では、一定方向に未改良領域が連続しているため地盤がすり抜け流動してしまう。これに対して、流動閉塞杭配置ではどの方向から見ても改良杭が存在して地盤の流動を阻害するため、側方流動抑制効果が高まるものと考えられる。なお、杭式改良では未改良部分の液状化を多少なりとも許容することになる。また、ラップ施工のように、流動化した地盤を面的

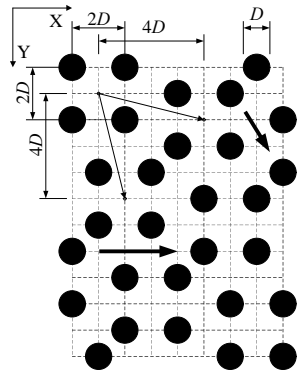


図-1 流動閉塞杭配置の概要 (D: 杭径)

にせき止めるものではない。本工法の目的は、比較的低改良率の改良杭の配置を工夫することで、液状化に近い状態に至った地盤の流動を阻害、低減することにある。本工法は低改良率による施工のため対策費用を低減することが可能となり、広範囲にわたる側方流動対策として適用可能であると考えられる。なお、適用改良率は杭間隔が杭径の2倍となる20%程度を想定している。

本研究では、まず地表面を傾斜させて側方流動を生じさせる遠心模型実験を行い、杭やその配置形状の違いが側方流動抑制効果に与える影響について検討した。次に、液状化地盤を粘性流体としてモデル化した有限要素法による流体解析を実施し、杭の配置や粘性係数が流動特性に与える影響について検討した。

2. 遠心模型実験

(1) 実験方法および実験条件

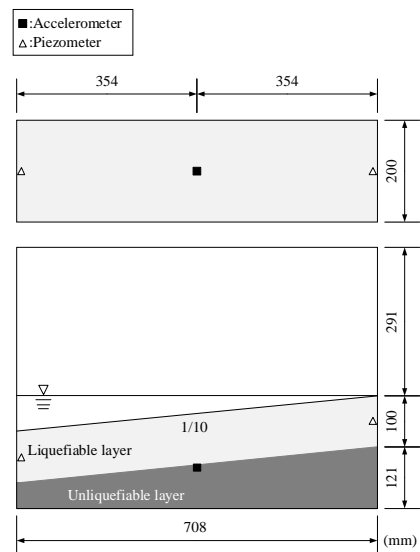
表-1 に実験ケースを示す。CASE1 は対策なしの実験であり、流体解析に用いる粘性係数を評価するために実施した。他の実験は、杭による流動抑制効果を調べるためのものであり、杭配置とその間隔、入力加速度振幅と最大加速度の継続時間を変えて行った。

図-2 は実験模型と計測器配置を示したものである。図-2(b)に示す対策ありの実験には、一度に2つの模型を加振できる幅200mmの中間を厚さ2mmのステンレス板で仕切った土槽を用いた。

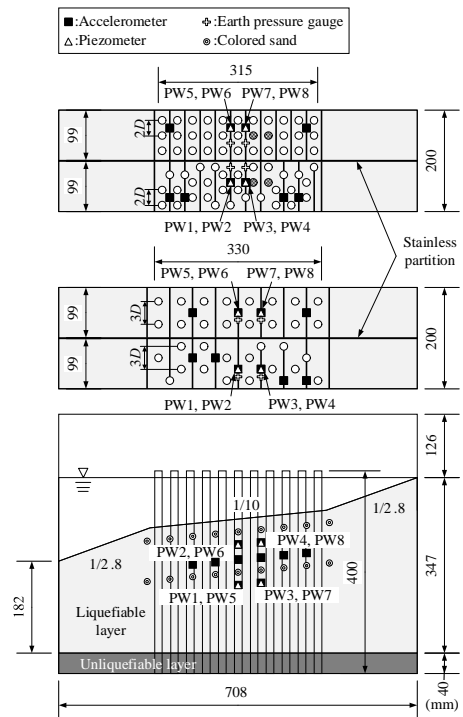
模型地盤は相対密度90%の非液状化層と相対密度50%の液状化層の二層構造とし、空中落下法により作製した。CASE1の地盤は、勾配1/10の非液状化層の上に同じ勾配で厚さが100mmの液状化層で構成されている。対策ありのケースでは、斜面中央部の地表面勾配を1/10にその上流および下流側の地表面勾配を1/2.8とした。これは駆動力を高めて側方流動を生じ易くするためである。非液状化層には飯豊珪砂7号 ($D_{50}=0.174\text{mm}$)

表-1 実験ケース

実験ケース	杭配置	杭間隔	最大加速度	最大加速度の継続時間
CASE1	無し		3.4 m/s^2	50 sec
CASE2-R	整列配置	1.5 m	1.6 m/s^2	25 sec
CASE2-I	流動閉塞杭配置 (2D)			
CASE3-R	整列配置	1.5 m	3.3 m/s^2	50 sec
CASE3-I	流動閉塞杭配置 (2D)			
CASE4-R	整列配置	1.9 m	2.3 m/s^2	25 sec
CASE4-I	流動閉塞杭配置 (2.5D)			
CASE5-R	整列配置	2.25 m	2.4 m/s^2	25 sec
CASE5-I	流動閉塞杭配置 (3D)			



(a) 対策なし (CASE1)



(b) 対策あり (CASE2, 3, 4, 5)

図-2 実験模型と計測器配置

を用いた。一方、液状化層には相馬珪砂5号 ($D_{50}=0.35$ mm) に非塑性のシリカパウダー ($D_{50}=0.05$ mm) を重量比で7:3となるように混合させたものを用いた。通常、遠心模型実験では透水や間隙水圧の消散を遅らせるために所定の粘性を有する溶液を間隙流体として用いることが多い。しかし、本実験では地盤の流動性を高めるために脱気水を用いた。その代わりとして、Takahashi et al.⁴⁾の方法を参考にして細粒分を混ぜて透水性を下げ、水圧の消散を遅らせた。

杭模型には外径 15 mm、内径 13 mm のアルミパイプを用いた。パイプ内部には液状化層に用いた試料を充填しただけであり、密度の調整は行っていない。杭模型の下端は厚さ 20 mm のアクリル板に埋め込むことにより固定条件とし、上端の境界条件は自由とした。

本実験における相似則の一覧を表-2 に示す。遠心力場における重力加速度、長さおよび速度の相似比は、それぞれ N 、 $1/N$ および 1 倍で表される。これより式(1)で与えられるフルード数は実物と模型スケールで一致する。

$$F_r = \frac{U}{\sqrt{gL}} \quad (1)$$

ここに、 U は代表速度 (m/s)、 L は長さ (m)、 g は重力加速度 (m/s^2) である。

濱田・若松⁵⁾および Nishimura et al.⁶⁾は、液状化地盤は非塑性流体として挙動し、ひずみ速度とせん断応力の関係には非線形性があることを示した。さらに濱田・若松⁵⁾は、粘性係数とひずみ速度の関係として式(2)を与えている。

$$\mu = (0.042 \sim 0.61) \dot{\gamma}^{-(0.6 \sim 1.1)} \quad (2)$$

ここに、 μ は粘性係数 ($98.1 \text{ Pa}\cdot\text{s}$)、 $\dot{\gamma}$ はせん断ひずみ速度 ($1/s$) である。

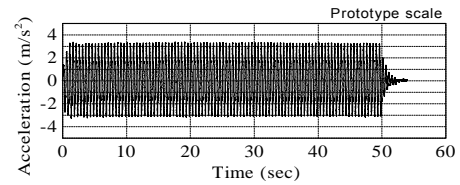
式(2)から粘性係数はせん断ひずみ速度の逆数に比例することがわかる。したがって、液状化地盤の粘性係数の相似比は $1/N$ となる。このため、遠心模型実験における動粘性係数の相似比が $1/N$ 、速度と長さの相似比はそれぞれ 1 と $1/N$ であることから、式(3)で表されるレイノルズ数は実物と模型スケールで一致する。

$$R_e = \frac{UL}{\nu} \quad (3)$$

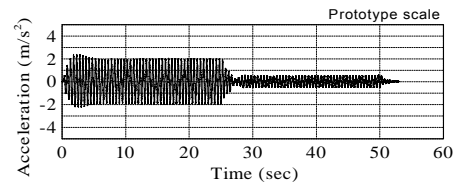
ここに、 U は代表速度 (m/s)、 L は長さ (m)、 ν は

表-2 遠心模型実験の相似則

物理量	実物	模型
密度, ρ	1	1
応力, σ	1	1
長さ, L	1	$1/N$
時間, t	1	$1/N$
加速度, a	1	N
速度, U	1	1
せん断ひずみ速度, $\dot{\gamma}$	1	N
液状化した土の粘性係数, μ	1	$1/N$
水の粘性係数, μ_w	1	1



(a) CASE1



(b) CASE5-R, CASE5-I

図-3 入力波

動粘性係数 (m^2/s) である。

実験は港湾空港技術研究所所有の遠心模型実験装置⁷⁾を用いて実施した。模型地盤は 30g の遠心力場で下端からの脱気水の浸透により水浸させ、水位は斜面頂部に合わせた。加振時の遠心加速度は 50g とした。

入力波には図-3 に一例を示す正弦波を用いた。CASE1 および CASE3-R, CASE3-I の入力波は、完全液状化を再現するために実物スケール (模型スケール) で目標加速度振幅 3 m/s^2 (150 m/s^2)、周波数 2 Hz (100 Hz) および継続時間 50 sec (1 sec) とした。一方、他の入力波は目標加速度振幅 2 m/s^2 (100 m/s^2)、周波数 2 Hz (100 Hz) および継続時間 25 sec (0.5 sec) とし、側方流動を持続させるためにその後振幅を最大値の $1/3$ にして 0.5 sec (25 sec) 間加振を継続した。実際の最大加速度は表-1 に示すように目標値の $-20\% \sim +13\%$ 程度の値であった。

地盤内には加速度計、土圧計および間隙水圧計を埋設した。また、図-2(b)上段の平面図中にハッチングした杭模型の外周面上下流側にひずみゲージを貼付けて曲げひずみを計測した。水平変位は、地表面と地盤内に配置した色砂により遠心模型実験装置停止後に計測した。また、土槽側面から模型地盤の流動状況を高速度カメラ

で撮影し、その映像を二次元の DIC (Digital Image Correlation) ⁸⁾で解析して流速と変位を求めた。

(2) 実験結果

a) 対策なし (CASE1)

図-4 は、実物スケールで GL-1 m~GL-4 m まで 1 m 毎の流速の時刻歴を示したものである。ここで示す流速は、DIC で求めた水平速度と鉛直速度から算出したものである。図-2(a)の PW1 で計測した間隙水圧から求めた過剰間隙水圧比の時刻歴を図-5 に示す。有効拘束圧は、液状化流動により生じる土被りの変化量を加振の前後で計測して補正した。過剰間隙水圧比は加振後 4 秒でほぼ 1.0 に到達しており、上層は液状化していることがわかる。流速は地盤が液状化に至った 4 秒でほぼ最大値に達している。この時点における地盤の勾配は 1/10-1/10.5 であり、初期勾配と同程度である。流速は粘性流体の挙動と同様、浅いほど大きくなっていることがわかる。GL-1 m の結果に着目すると、流速は 0.6 m/sec まで増大した後に 0.3 m/sec まで減少し、しばらくその値が継続している。これは、地盤が流動して地表面勾配が小さくなったことにより自重に伴う流動力が減少したこと、ならびに底面や側壁の摩擦の影響に起因するものと推察される。地表面の側方流動量は実物スケールで約 6 m であった。

液状化層の層厚は実物スケールで 5 m であるが、GL-4 m の流速はほぼゼロであり、それ以降の流動はわずかであることがわかる。これより、後述する流体解析では、この深度をモデルの底面に設定した。なお、流速から算出される実物スケールでのせん断ひずみ速度は 0.03-0.20 1/s であった。

b) 対策あり (CASE2, 3, 4, 5)

図-6 は、CASE3-R (整列配置), CASE3-I (流動閉塞杭配置) における地盤の変位状況を実物スケールで GL-1.25 m に配置した色砂のトレースによって示したものである。破線が流動前、実線は流動後の位置をそれぞれ示している。なお、杭間での過剰間隙水圧は 1.0 に達しており、対策なしと同様、上層は液状化したことを確認している。

杭間の流動量は、CASE3-R で 0.85-1.10 m, CASE3-I で 0.80-0.95 m (共に実物スケール) であった。地盤の流動状況について、流動閉塞杭配置では杭間のすり抜け量が少ないのに対して、整列配置では杭間のすり抜けが大きく生じていることがわかる。地盤モデルや入力加速度が違うため直接比較することはできないが、前述した対策なしの側方流動量約 6 m と比較すると、杭を配置することにより側方流動量は約 20% 以下に低減される

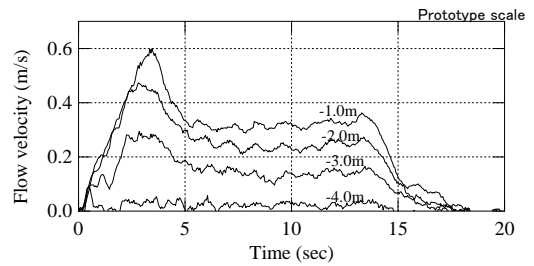


図-4 流速の時刻歴

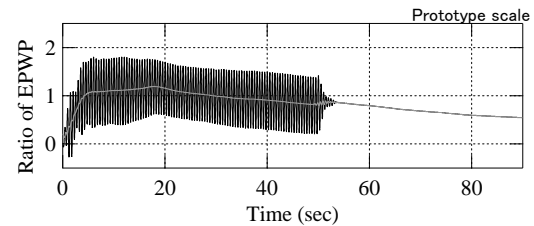


図-5 過剰間隙水圧比の時刻歴

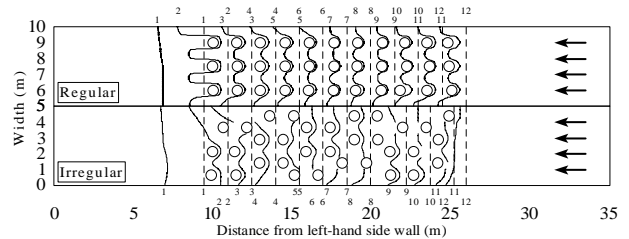


図-6 模型地盤の変形状況 (CASE3-R, CASE3-I)

表-3 平均流速

実験ケース	杭配置	杭間隔	平均流速	流速の範囲
CASE2-R	整列配置	30 mm	15 mm/s	12 - 16 mm/s
CASE2-I	流動閉塞杭配置 (2D)		9 mm/s	6 - 16 mm/s
CASE3-R	整列配置	30 mm	16 mm/s	15 - 19 mm/s
CASE3-I	流動閉塞杭配置 (2D)		13 mm/s	9 - 19 mm/s
CASE4-R	整列配置	38 mm	22 mm/s	16 - 32 mm/s
CASE4-I	流動閉塞杭配置 (2.5D)		18 mm/s	13 - 29 mm/s
CASE5-R	整列配置	45 mm	43 mm/s	26 - 60 mm/s
CASE5-I	流動閉塞杭配置 (3D)		36 mm/s	20 - 52 mm/s

ことがわかる。杭間の変位を加振時間で除して求めた流速は、整列配置が 19-22 mm/s, 流動閉塞杭配置が 18-19 mm/sec であった。これらの値を杭間の中央位置における速度とすると、実物スケールでのせん断ひずみ速度は 0.048-0.059 1/s となる。

各実験の平均流速を表-3 に示す。平均流速は、図-6 に示した各色砂が移動した範囲の面積を色砂の長さで除して求めた平均移動量を加振時間で除して算出した。平均流速は流動閉塞杭配置のほうが整列配置よりも小さく、杭間隔が狭くなるのに従って平均流速が小さくなるのが明らかである。

3. 有限要素法による流体解析

(1) 解析手法

液状化地盤を粘性流体としてモデル化する場合、その流体特性は非ニュートン流体として扱われる場合もある⁹⁾⁻¹¹⁾。しかしながら、その特性を決めるための物性値の設定は複雑である。そこで、本解析では簡単のため液状化地盤をニュートン流体としてモデル化することとした。ただし、液状化地盤のせん断ひずみ速度に合うように粘性係数を設定することにより、実験と解析の整合を図るようにした。解析には、汎用物理シミュレーションソフトウェアである COMSOL Multiphysics^{12),13)}を用いた。遠心模型実験のシミュレーションを行うにあたり、次のような単純化したモデルを用いた。すなわち、土槽の側壁による摩擦の影響や加振により生じる模型地盤の地表面の変形はモデル化せず、流れは流入端および流出端で一定とした。加振に伴う慣性力も考慮していない。なお、解析は模型スケールで実施した。

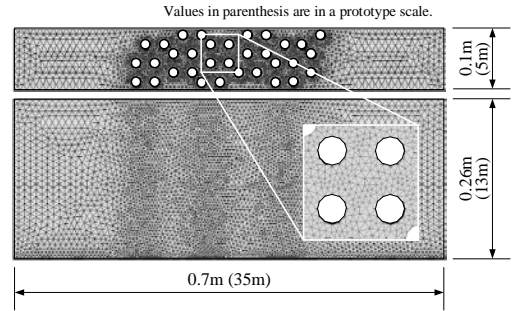


図-7 流動閉塞杭配置（杭間隔2D）のメッシュ

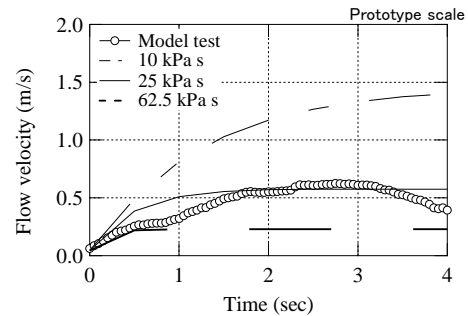


図-8 流速の時刻歴

(2) 解析条件

a) 対策なし

2章で述べたように、CASE1では深度80mm（実物スケール：GL-4m）以深の地盤にはほとんど変位が認められなかったことから、解析モデルの層厚は80mmとした。流体と底面の境界条件は固定とし、地表面の境界条件は滑りとした。対策なしの場合、色砂は下流側へ平行に移動していたため、流体と側壁の境界条件は自由とした。流動力として遠心加速度50gの1/10に相当する単位体積当たり5gの体積力を与えた。これは地表面勾配が1/10であることに対応している。なお、初期の流速はゼロとした。解析は粘性係数を200、500および1250 Pa·s（実物スケール：10、25および63 kPa·s）と種々変えて行った。

b) 対策あり

図-7に、杭間隔2Dの流動閉塞杭配置のメッシュを示す。解析モデルの層厚は、模型地盤の液状化層中央位置の層厚に合わせて260mmとした。流体と杭表面の境界条件は自由とし、他の境界条件ならびに体積力は対策なしのそれと同一である。

(3) 解析結果

a) 対策なし

図-8に地表面での流速の時刻歴を遠心模型実験の結果と併せて示す。観測位置は図-2(a)に矢印で示す地盤中央である。初期の時点に着目すると、遠心模型実験の流速と解析のそれとの一致は認められない。これは、遠

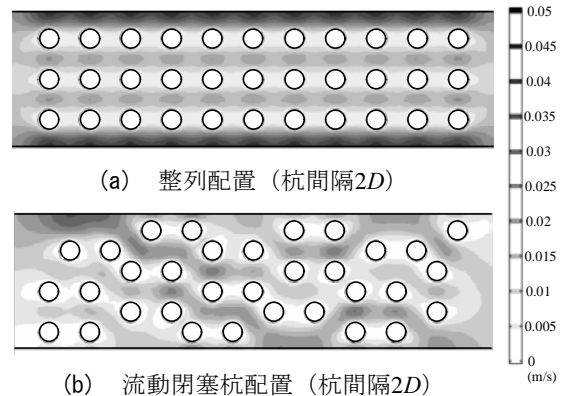


図-9 流速の時刻歴

心模型実験では図-5に示すように過剰間隙水圧比が1まで上がっておらず地盤が液状化に至っていないこと、および慣性力が作用していることによる影響と推察される。模型地盤が液状化して流速が最大となった時点で比較すると、両者に一致が認められるのは粘性係数が500 Pa·s（実物スケール：25 kPa·s）の結果である。よって、この値が本遠心模型実験における液状化地盤の粘性係数であると考えられる。これより、後述する対策ありの解析でもこの値を用いることとした。なお、実物スケールでのせん断ひずみ速度は0.2 1/s程度であることを考慮すると、この粘性係数は式(2)で与えられる値よりも大きい。

b) 対策あり

図-9は、杭間隔2DにおけるGL-1.25m（模型スケー

ル：GL-25 mm)での流速分布のコンターを示したものである。流速の大きい場所と図-6に示した側方流動量の大きい場所が良く整合していることがわかる。中央付近における杭間の流速は19-28 mm/sであり、これらは対策なしの流速0.574 m/sの3.3-4.9%の値である。GL-1.25 m (模型スケール：GL-25 mm)での平均流速は、16および12 mm/s (整列配置2Dおよび流動閉塞杭配置2D)、22および23 mm/s (整列配置2.5Dおよび流動閉塞杭配置2.5D)、そして59および50 mm/s (整列配置3Dおよび流動閉塞杭配置3D)であった。これらは表-3に示した遠心模型実験の平均流速と同程度であり、杭配置を整列配置から流動閉塞杭配置にすることにより流速が小さくなることから、解析結果からもわかる。以上のことから、本解析によって遠心模型実験における側方流動の流速とその分布を表せることが確認された。

4. おわりに

本研究では、遠心模型実験と流体解析により改良杭とその配置形状の違いが側方流動抑制効果に与える影響について検討した。以下に、本研究で得られた知見をまとめる。

- ① 遠心模型実験結果から、杭間隔2Dの場合、杭により側方流動量は対策なしの20%以下に低減することを示した。その低減率は杭間隔を狭めることおよび流動閉塞杭配置にすることにより小さくなることが明らかとなった。
- ② 流体解析の結果から、遠心模型実験の流速に整合する粘性係数は25 kPa・s (実物スケール)であった。
- ③ その粘性係数を用いた対策ありの流体解析から得られた流速分布は、遠心模型実験における側方流動量の分布に整合していた。これより、流体解析は遠心模型実験における側方流動の流速とその分布を表せることを確認した。

謝辞：本研究は、港湾空港技術研究所・東京大学・三井住友建設の共同研究として実施しました。ご協力をいただいたメンバーの方々に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Hamada, M., Isoyama, R. and Wakamatsu, K. : The 1995 Hyogoken-nambu (Kobe) earthquake liquefaction groCASE1d displacement and soil condition in Hanshin Area, 地震予知総合研究振興会, 1995.
- 2) 安田進, 石原研而, 原田健二 : 液状化にとまなう護

- 岸背後地盤の流動範囲に影響を与える要因, 第2回土木学会阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.113-120, 1997.
- 3) Takahashi, N., Derakhshani, A., Rasouli, R., Towhata, I. and Yamada, S. : Shaking model tests on mitigation of liquefaction-induced groCASE1d flow by new configuration of embedded columns, *Proc. of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris, pp.1623-1626, 2013.
- 4) Takahashi, H., Sassa, S. and Morikawa, Y.: Centrifuge modelling of earthquake-induced submarine landslide and its gravity flow transition, *Proc. of the 8th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, Perth, pp. 1009-1015, 2014.
- 5) 濱田政則, 若松加寿江 : 液状化による地盤の水平変位の研究, 土木学会論文集, 第596号/III-43, pp.189-208, 1998.
- 6) Nishimura, S., Towhata, I., and Honda, T. : Laboratory shear tests on viscous nature of liquefied sand. *Soils and FoCASE1dations* 42, No. 4, pp.89-98, 2002.
- 7) 北詰昌樹 : 新遠心装置の開発と研究への適用, 港湾技研資料, No.812, pp.1-35, 1995.
- 8) Hall, S.A. : A methodology for 7D warping and deformation monitoring using time-lapse seismic data. *Geophysics* 71, No. 4, O21-O31, 2006.
- 9) Uzuoka, R., Yashima, A., Kawakami, T., and Konrad, J.M. : Fluid dynamics based prediction of liquefaction induced lateral spreading. *Computers and Geotechnics* 22, pp.242-282, 1998.
- 10) Hadush, S., Yashima, A., and Uzuoka, R. : Importance of viscous fluid characteristics in liquefaction induced lateral spreading analysis. *Computers and Geotechnics* 27, pp.199-224, 2000.
- 11) Montassar, S. & Buhan, P.D. : Numerical prediction of liquefied groCASE1d characteristics from back-analysis of lateral spreading centrifuge experiments. *Computers and Geotechnics* 52, pp.7-15, 2013.
- 12) Zimmerman, W.B.J. : *Multiphysics modeling with finite element methods*, World Scientific, 2006.
- 13) Pryor, R.W. : *Multiphysics Modeling Using COMSOL 4: A First Principle Approach*, Mercury Learning & Information, 2012.

トンネル維持管理のための車載撮影装置の開発

Development of Mobile Imaging System for Tunnel Maintenance

塩崎 正人 MASANDO SHIOZAKI

千葉 史隆 FUMITAKA CHIBA

三上 博 HIROSHI MIKAMI

老朽化したトンネルの維持管理が問題となっている。従来はトンネルを通行止めにして高所作業車等を用いる「近接目視点検」が一般的であったが、近年ではデジタル画像機器の発達から、専用車両で高速走行しながら撮影・計測を行う「走行型計測」も実用化されている。一方で、計測費用が高額となる場合もあり、地方自治体において継続的な運用を難しくしている。筆者らは全ての道路管理者が運用出来る「走行型計測」を目指し、低コストの車載撮影装置を製作した。

キーワード：トンネル，維持管理，車載撮影システム，デジタルビデオカメラ，ひび割れ

Maintenance of aging tunnels has become a problem. High elevation work vehicles have been generally used to examine the deterioration of tunnels by stopping the traffic temporarily. In the recent development of digital imaging devices, "mobile mapping systems" have been applied to practical use, which can photograph and measure tunnels by high speed moving special vehicles. But in some cases, the cost using such special vehicle becomes high, so it is difficult to use repeatedly in the local government's works. The authors have developed a low cost mobile imaging system which is aiming at applicable to all of the road administrator's works widely.

Key Words: Tunnel, Maintenance, Mobile Imaging System, Digital Video Camera, Crack

1. はじめに

既設トンネルでは、道路管理者による日常的な点検として徒歩やパトロールカーでの遠望目視点検が実施されている。遠望目視点検によって発見された変状箇所については、高所作業車等を用いての近接目視や打音検査といった詳細調査が実施される。平成26年6月に策定された『道路トンネル点検要領』では、基本的に定期点検を5年に1度実施する¹⁾と具体的な点検サイクルが記載されたことから、効率的な維持管理に向けた技術開発が喫緊の課題となっている。また、紙ベースの点検調書からデジタルデータによる管理への移行も求められており、自動車にデジタルビデオカメラやレーザー計測機器を搭載し、高速走行しながら計測が可能な「走行型計測システム」の導入も始まっている。

「走行型計測システム」の利点として、①道路占用が不要であること、②撮影・計測したデジタルデータを記録できることが挙げられる。しかし、高速走行が可能かつ高精度な計測が可能な専用車両を使用することから、計測費用が高額となる場合がある（写真-1）。このため、



写真-1 走行型計測システム【MIMM】²⁾

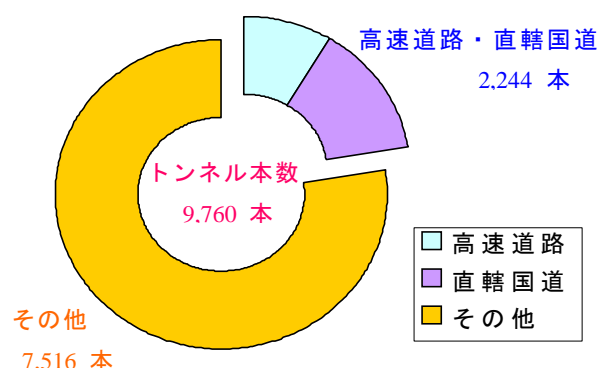


図-1 トンネル本数と管理者の関係

高速道路会社や国土交通省直轄国道など限られたトンネルでの運用にとどまっている。

『道路統計年報2013』³⁾によると、国内のトンネル本数は9,760本であり、高速道路・直轄国道が管理するトンネルが2,244本(23%)、地方自治体等が管理するトンネル7,516本(77%)となっている(図-1)。しかし、全体の77%のトンネルを管理する地方自治体では、「走行型計測システム」を導入する予算が確保できない自治体が多く、従来からの点検方法を継続しているため、維持管理の効率化は進んでいない。

そこで「走行型計測システム」の幅広い普及を図るため、筆者らは全ての道路管理者が運用を可能とするため、安価な撮影装置の開発した。

2. 車載撮影装置の開発

(1) 車載装置の仕様

全ての道路管理者が、点検等で継続的に運用できることを前提とした安価な撮影装置を開発するため、装置仕様は以下のように決定した。

- ① 専用車両を必要とせず自動車屋根上に搭載する。
- ② 分解可搬型で脱着可能とする。
- ③ 0.2 mm以上のひび割れを抽出可能とする。
- ④ 発電機を使用せずバッテリーで駆動する。
- ⑤ 運用は一般道に限り低速での撮影とする。

地方自治体では、道路維持管理に使用しているパトロールカー(写真-2)があるため、この屋根上に搭載する方法が可能であると考えた。また、一般道の点検が主となるため、低速走行を前提とした。

ひび割れの抽出精度は、日常点検に加えて定期点検での適用を考慮し0.2 mmとした。

一般的にトンネル内の撮影には投光器が必要である。この場合、光量を増やした方が撮影は容易となるが、電力消費も大きくなるため発電機等が必要となる。加えて、照明台数が増加することはコスト増加にも繋がる。筆者

らは、低電力・低コスト化を図るためバッテリー駆動が可能な高輝度LED投光器を用いることとした。

また、撮影に使用するビデオカメラには入手が容易な民生品を使用することでコスト低減を図った。

(2) 撮影機器

ビデオカメラは入手が容易な民生品(SONY製HDR-CX630V)とした。計測対象を一般道としている。片側一車線のトンネルでは撮影距離が3.5-4.0 mとなる。この撮影距離から0.2 mmひび割れを抽出する場合、ビデオカメラの分解能は0.143 mm(サブピクセル化)であった。その結果、トンネル半周を撮影するためには18台必要となった(図-2)。18台のビデオカメラを購入した場合1,500千円弱の費用が必要である。このコストを減らすため、ビデオカメラ装着部にスライド機構を採用することとし、6台のビデオカメラで1回計測し、それを3回繰り返すこととした。

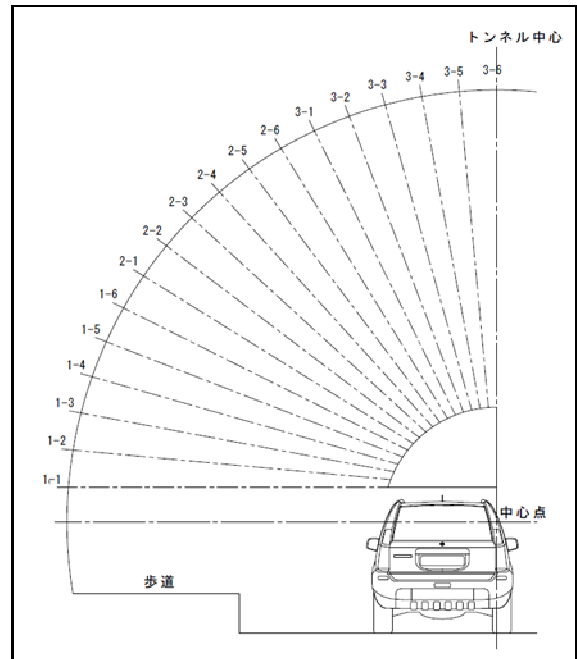


図-2 ビデオカメラの配置



写真-2 道路維持パトロールカー⁴⁾

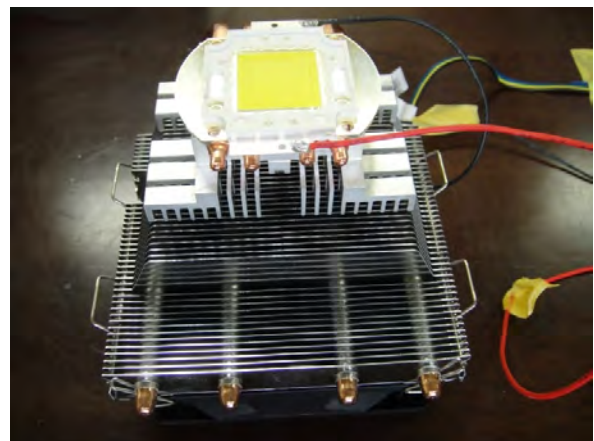


写真-3 LEDユニット

(3) 高輝度 LED 照明

a) LED 開発

また、筆者らが過去に実施した実験⁵⁾から、撮影時に 600 lx の光量が必要であるが、バッテリー駆動が可能な市販のLED投光器では光量不足であったため、LED投光器を開発した。

LEDは様々な電圧に対応しているが、用途に応じて選択することが可能である。今回は、必要照度・照射時間および電源となるバッテリー入手の容易さを考慮して、DC24 V のLEDユニットを使用した(写真-3)。バッテリーは自動車用バッテリーを2台直列配置で使用する。

LEDは発熱量が少ない照明であるが、LED本体は熱に弱いため、高輝度のものは放熱対策が施されている。投光器として使用する場合、熱が庫内に籠もることから、パソコンで使用する放熱ファンを併せて設置し、冷却機能を向上させている。

b) 照明台数と配置

照明台数と配置に関しては、必要な光量および斑を抑

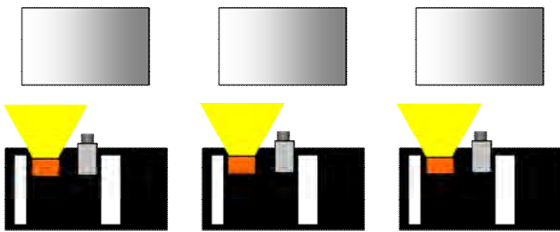


図-3 照射位置による走行時の画像濃淡

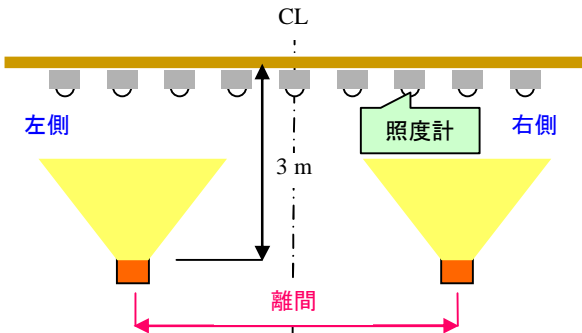


図-4 実験模式図

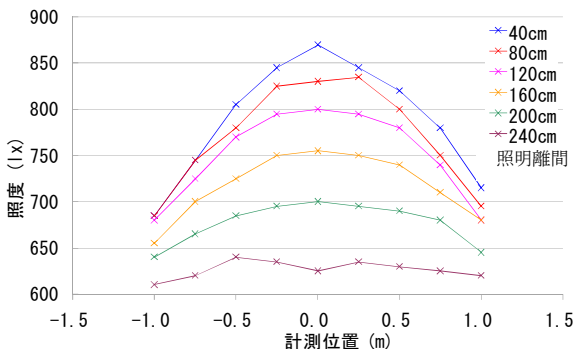


図-5 照明離間と照度の関係

えた均一な照射を行う目的で実験を行った。

光量の斑は、撮影した画像に濃淡を発生させるため、画像の結合精度に影響する。図-3に示した例では、走行撮影した画像の左右に濃淡が発生している。これらを結合した場合、画像端部の濃淡による影響で、結合精度が低下する可能性が高い。このため、濃淡を低減するには、なるべく均一に照明を当てる必要がある。

実験は、壁から 3 m の距離に配置した 2 台の投光器を、左右に移動させて離間を変えながら照度計で測定した。

(図-4)。図-5に示すように、離間が小さい場合、中央と端部に大きな照度差が発生する。一方、離間が大きい場合、照度差は小さいが、照射した範囲全体の照度も低下する。このため、必要光量と照度差を考慮して、離間は 2 m とし、車載撮影装置には 3 台の投光器を配置することとした。

c) フレネルレンズ

さらに、この投光器を効率よく照射するため、照射面前面にフレネルレンズを装着した(写真-4)。フレネルレンズは、一方方向に集光することができるレンズである。カメラの撮影画角に合わせた照射幅を設定することで、少ない投光器で効率よく照射することが可能となる。

このフレネルレンズの効果について実験を行った結果、フレネルレンズを装着しない場合と比較して 1.6 倍となった(図-6)。



写真-4 フレネルレンズ

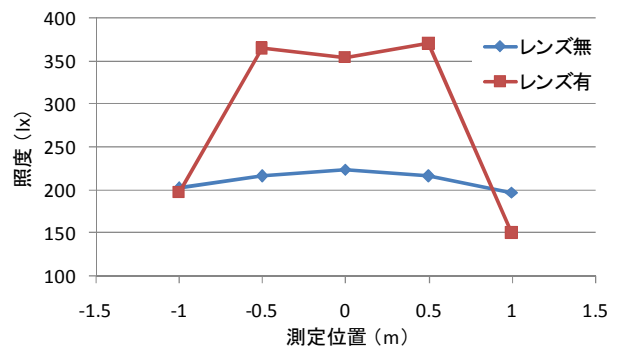


図-6 フレネルレンズの有無による照度比較

(4) 車載装置の製作

カメラ・照明の台数を決定した後、車載撮影装置の製作を行った。撮影装置はスライド部、円弧部およびベース部に3分割が可能であり、各パーツに取っ手を付けて持ち運びを容易にしている。スライド部はウィンチで円弧部を可動する機構とし、撮影装置背面側に手動のウィンチを装着した。ハンドル位置が地上より1.5m程度にあるため、地上からスライド装置の昇降作業が可能である(写真-5)。

ここで、問題となったのがデジタルカメラの固定方法である。民生用デジタルカメラは三脚での固定を想定しており1点での固定である。この場合、走行中の振動によるぐらつきが発生する可能性が高いため、設置角度に合わせてビデオカメラの台座がはまるようにスライド部を切削し溝を設けた(写真-6)。これによりぐらつきを防止し、カメラを固定することが可能となった。

3. まとめ

今回開発を行った車載撮影装置により、専用車両を必要としない低コストの「走行型計測システム」の運用に可能性を見出した。しかし、以下のような課題もあり今



写真-5 スライド式車載撮影装置



写真-6 ビデオカメラ固定用の溝

後の対応が必要である。

- ① スライド機構により装置全体の装置重量が増加する。
- ② 民生用ビデオカメラは販売サイクルが短く、継続的な製品調達が難しい。
- ③ 民生用ビデオカメラは遠隔操作・制御が困難。
専用車両を必要としない「走行型計測システム」では、道路管理者が所有する車両での「走行型計測」が可能となるため、管理者を選ばない運用により、効率的な維持管理に寄与できるものと考えている。
今後は、装置の軽量化を図ることに加え、長期運用を見据えた撮影機器の選定が必要である。あわせて、日常点検についても効率化するため、計測機器を簡素化した車載撮影装置の開発を進める計画である。また、地方自治体での運用を考えた場合、既存の「走行型計測システム」での計測費に対して70%程度のコストダウンを図ることが必要であり、これを目標とした車載撮影装置の開発を進める計画である。

謝辞: 車載撮影装置製作にあたりご協力頂きました双葉電機製作所株式会社の磯崎泰宏様、吉村忠雄様および飛田正人様に感謝の意を表します。

本研究は、平成25年度独立行政法人科学技術振興機構研究成果展開事業 A-STEP フィージビリティスタディシリーズ顕在化タイプ【AS2511142H】における成果の一部です。ここに関係各位への感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 国土交通省道路局国道防災課：道路トンネル定期点検要領，p.8，2014.6
- 2) パシフィックコンサルタンツ株式会社：MIMM，
<<http://www.pacific.co.jp/service/summary/cate05/mimm.pdf>>
- 3) 国土交通省：道路統計年報2013，表74 トンネル現況総括表，<http://www.mlit.go.jp/road/ir/ir-data/tokei-nen/2013/pdf/t_genkyou74.pdf>
- 4) 豊明市：土木課ホームページ，道路維持パトロールカー，<<http://www.city.toyoake.lg.jp/doboku/>>
- 5) 塩崎正人，掛橋孝夫，加藤健一，菊地典明，河村圭：デジタルビデオカメラを用いた車載型計測に関する基礎実験，第67回国土学会年次学術講演会，CS8-019，DVD-ROM，2012.9

3D クレーンブーム位置監視システムの開発

Development of 3D Crane Boom Position Monitoring System

三上 博 HIROSHI MIKAMI

千葉 史隆 FUMITAKA CHIBA

土木技術部 伊達 峰司 TAKASHI DATE

土木技術部 草竹 真也 SHINYA KUSATAKE

建設工事において、クレーン作業を行う際には、工事区域に近接する道路、線路、送電線、構造物等に対するブームの接近距離の監視が必要である。筆者らは、クレーンブーム頂点位置に GNSS 受信機を設置して、即時的に監視・警告を行うシステムを開発した。制限範囲は 3 次元形状領域として定義され、システムはその領域に対するクレーンブーム頂点の接近度を常に監視する。本システムを最近いくつかの現場に適用した結果、安全度の見える化を効果的に増進できることを確認した。

キーワード：GNSS，送電線，近接工事，警報システム，3次元

Construction works using cranes which are located near roads, railways, power transmission lines and constructed objects are required to monitor the distance between the crane boom and such objects as a safety measure. A real-time monitoring and warning system using a GNSS receiver which is set upon the top of a crane boom have been developed. Limitation zones are defined as 3 dimensional areas, and the system always monitors the approaching degree of the crane boom top to such zones. Through the recent on site works, it is confirmed that the system increases the visualization of safety degree effectively.

Key Words: GNSS, Power-transmission Line, Neighboring Construction, Warning System, 3Dimension

1. はじめに

建設工事では、工事区域に隣接するさまざまな既存の構造物、施設等に対する安全対策が必要となる¹⁾。特にクレーンによる建設資材等の揚重作業を行う際には、クレーンのブームや吊荷が、隣接する道路、線路、敷地等に侵入することが無いように、厳しい監視が必要となる。また、橋梁工事等においても施工場所の上空に高圧送電線が存在し、送電圧に応じた離隔距離確保がクレーン作業に求められる機会が多い。さらに高速道路の二期線工事においては、供用中の隣接する一期線に対するクレーンの侵入監視が必要となる。

クレーンの侵入に対する安全・監視対策に関しては、従来さまざまな技術が提案され実施されている。目視による監視に加えて、計測機器を用いた手法、クレーン自体の動きを制限する技術などもある。これらの技術では、制限範囲と安全範囲の境界を 2 次元平面で設定することが通常であり、実際の複雑な制限範囲（曲面や 3 次元形状領域で構成）を 100% モデル化して規定すること

は難しい。そのため、本来は侵入可能な安全な領域においても、システムの特徴から制限や警報が発生する不都合がしばしば生じる。その結果、有効作業範囲が必要以上に制限されてしまい、施工が困難となる場合もある。

筆者らが開発を行った、3D クレーンブーム位置監視システムは、GNSS（Global Navigation Satellite System：全地球衛星測位システム）を活用することによって、制限範囲を任意の 3 次元空間として設定できる特徴を有する²⁾。本報告では、システムの概要と現場での適用事例について示す。

2. 技術概要

(1) 既往の安全対策技術

既往のクレーン作業の安全対策技術は、おおむね以下の三手法に大別される。①注意喚起標識等を用いた目視監視、②制限範囲境界にレーザー等のバリアを設け警報を行う手法、③クレーンの可動範囲を機械的に制限する手法等である。

機器やセンサー類を用いる②および③の手法では、あらかじめ制限範囲に応じた境界位置条件のデータを入力して作業に備える。しかしながら、制限範囲の境界は、単純な直線や平面で設定されるものだけではなく、複雑な形状である場合も多い。例えば、道路や鉄道などのカーブ区間では、制限範囲の境界も曲面で設定されることが望ましいケースがある（図-1）。

また、送電線への近接監視では、鉄塔間での電線の自重によるたわみによって、地上からの離隔距離が、位置によって異なる（図-2）。

図-3は、高圧送電線に対する離隔制限範囲の一例であり、送電線軸に対して直角方向の断面図で示したものである。本事例では、2本の送電線が並んでおり、送電圧から定められる基本的な安全離隔範囲が円（黒線）で示される。しかし、強風時には、送電線が、横に振り上げられ移動することから、送電線の側面には、この影響を考慮した曲線上の離隔範囲（緑線）が設定されている。実際の建設現場においては、この制限範囲を矩形形状に単純化したモデルで管理を行うことが一般的である。

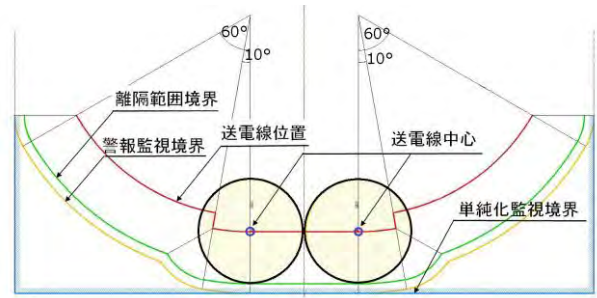


図-3 送電線軸直角方向断面での制限範囲概念

このような条件下で、既存の安全対策技術では、複雑な境界位置の設定が容易で無いケースも多い。クレーンの作業範囲を安全かつ有効的に確保するためには、実際の制限範囲を、より詳細に規定できる監視手法が望まれる状況である。

(2) 3D クレーンブーム位置監視システムの原理

本システムは、クレーンブーム頂点位置にGNSS受信機（アンテナ）を設置して、その3次元位置座標（ X_1, Y_1, Z_1 ）を測位して、即時的な位置監視を行うものである。制限範囲は、3次元形状領域としてあらかじめPC（パーソナルコンピュータ）で稼働するプログラムに登録しておく。PCに取り込まれたブーム位置座標が制限範囲の内外のどちら側にあるかを常に判定して、状態に応じた報知を行う。図-4に警報判定の概念図を示す。制限範囲にブームが入った危険時には、LED警報装置で赤色を点灯させ、警告音を鳴らして報知を行う。ブーム位置が制限範囲から離れている安全時には緑色の点灯を行う。

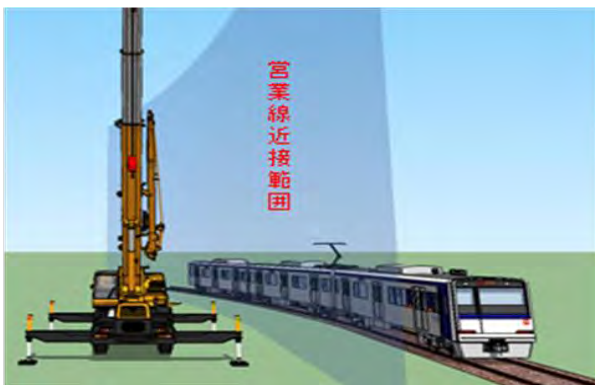


図-1 カーブ区間の営業線近接工事の概念



図-2 送電線近接工事の概念

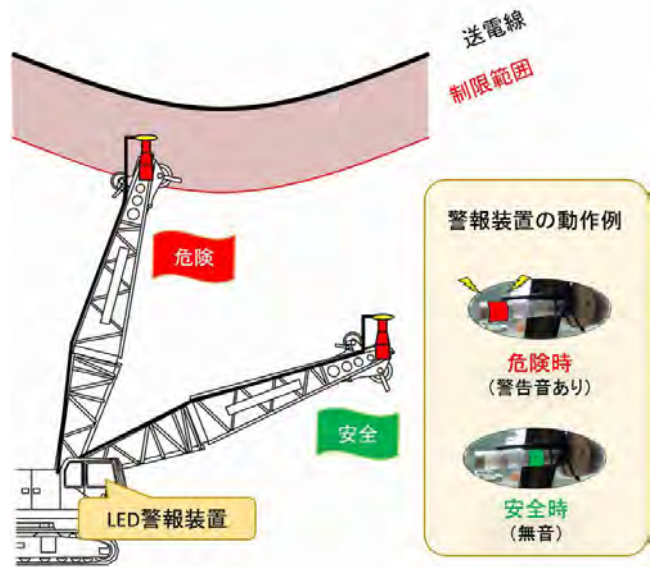


図-4 警報判定の概念

(3) システム機器構成

本システムの機器構成を図-5に示す。クレーンブーム頂点位置に設置されたGNSS受信機（移動局）の測位データを重機運転席に搭載したPCに無線LAN等で転送する。PCにて制限範囲との位置関係を判定して、侵入と判定された場合には、運転席のLED積層表示灯やスピーカーなどの警報装置を作動させる。さらにこれらの情報は、バーチャル空間での3次元表示システム（後述）を用いて同時に監視が可能である。

GNSS基地局（固定局）は、衛星測位精度を向上する目的で、現場内の不動点に設置する。座標値が正確に判明している既知点に1台のGNSS受信機を設置し、無線（無線LAN、デジタル簡易無線等）を介して補正データを、クレーン側GNSS受信機（移動局）に送信する。

使用するGNSS機器は、使用目的や要求精度に応じて、RTK-GPS方式（数cm級の精度）およびDGPS方式（1m級の精度）を使い分けている。上空視界が必ずしも良好ではない環境条件においても利用の可能性を高めるため、GPS（米国）に加えてGLONASS（ロシア）の衛星も利用可能な受信機を採用している。

(4) 3次元警報範囲の設定

本システムでは、警戒監視を行う制限範囲を、直方体や六面体の3次元立体空間として定義している。範囲空間を規定する8頂点の座標（ x, y, z ）を監視プログラムにあらかじめ入力して設定を行う。

座標の入力は、世界測地系、日本測地系、ローカル座標など任意の測地系の座標を用いることが可能である。制限範囲の設定においては、複数の領域を同時に組み合わせることが可能であり、これによって複雑な形状の範囲の定義も容易に行える。例えば、送電線に近接した工事においては、場所毎に異なる制限範囲を全て一括して登録しておくことが可能である。これにより、クレーンが場内で移動しても、その位置に応じた適切な条件に基づいた監視を行うことができる。

また、使用するGNSS受信機の精度に伴う測位誤差や、計測処理タイムラグなどに対する安全余裕しを考慮して、監視するクレーン頂点位置を一定の大きさを持った仮想球体としてモデル化する機能を有している。この機能を用いると、実際に制限範囲内にブーム頂点が侵入する直前の接近状態（仮想球半径距離）において警報を作動させることができる。

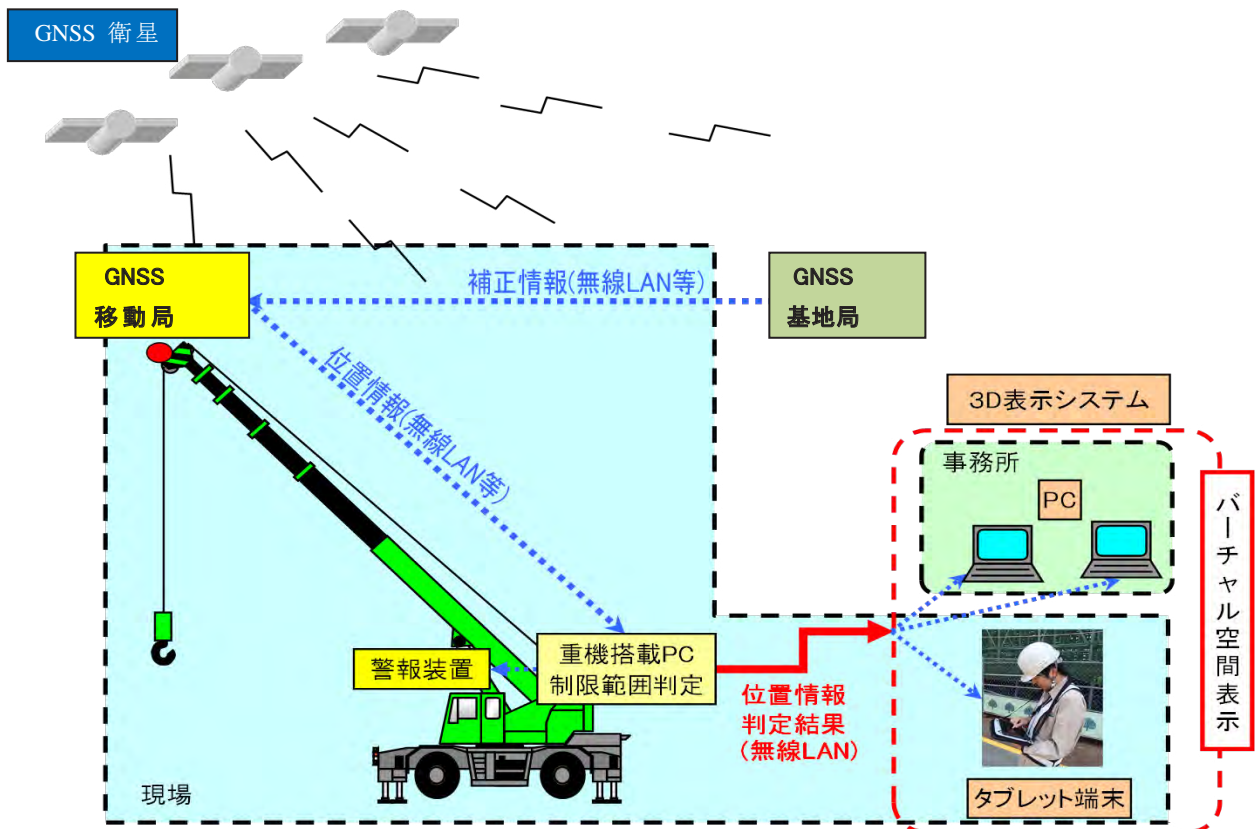


図-5 システム機器構成

さらに、警報に三色のLED積層信号灯を用いる場合には、ブーム位置が安全領域にある場合「青」、制限範囲に入った場合に「赤色」の表示に加えて、制限範囲に所定の距離まで近づいた場合は、要注意の「黄色」の点灯が可能である。またGNSSによる測位が良好に行えないなど、システムが正常に作動していない場合には、LEDの点滅によって注意喚起を行うものとしている。

(5) 機器のクレーンへの設置方法

クレーンへの機器設置については、電源の供給方法およびブームに沿った配線の有無等により、有線方式と無線方式の2種の方式を使い分ける。

a) 有線方式による設置

有線方式は、クレーンブーム長が変化しない、クローラクレーンやタワークレーンなどで用いる。GNSSアンテナのみをクレーンブーム頂点位置に設置して、GNSS受信機本体およびパソコンなどは運転席などに設置する。GNSSアンテナは専用の治具を用いて取付けを行い、クレーンブームの傾斜角度に応じて、自由に回転する機構を有している。これにより、GNSSアンテナが常に天頂を向くような仕組みとなっている(写真-1)。

クレーンブームに沿っては、アンテナ同軸ケーブルの配線を行う。本方式では、配線の手間がかかるが、機器電源が常時重機側から供給されるため、日々のメンテナンスが不要となる利点がある。ただしブーム伸縮への対応は難しい。

b) 無線方式による設置

無線方式は、ラフタークレーンなどのブームが伸縮するクレーンで用いる。クレーンブーム頂点位置にはGNSSアンテナ、GNSS受信機本体、デジタル簡易無線機、無線LAN装置およびバッテリーが設置される。機器は防水ボックスに収められ、治具によりブームに設置される。有線方式と同様に、GNSSアンテナが常に天頂を向く仕組みである(写真-2)。

GNSS受信機による測位データは、無線LANにより、運転席等の地上のPCに送られる。本方式は、ブームに沿った配線作業が不要なため、有線方式に比べて短時間での設置・撤去が可能である。ただし、バッテリーの交換・充電などの日々のメンテナンス作業が必要となる。

c) 運転席への機材設置

運転席には、監視ソフトウェアが導入されたPCおよびLED積層信号灯を設置する。運転席内に設置されたLED積層信号灯の一例を写真-3に示す。クレーンの運転者は、信号灯の色の変化および報知音に注意を払って作業を行う。



写真-1 ブーム頂点への機器設置状況 (有線方式)



写真-2 ブーム頂点への機器設置状況 (無線方式)



写真-3 運転席に設置したLED積層信号灯

(6) バーチャル空間での3次元表示システム

クレーン運転者への報知に加えて、施工管理を担当する現場職員が近接作業状況を容易に確認する目的で、バーチャルな空間での3次元表示システムを付加機能として開発した。

本システムでは、既存構造物や近接構造物等（送電線、道路等）および制限範囲をあらかじめ3次元モデルデータとして表示システムに登録を行う。現場職員が携帯するタブレット PC や現場事務所の PC に表示システムを導入しておき、クレーンブーム頂点位置の GNSS 測位結果および警報判定結果のデータを無線 LAN 経由で表示用 PC に転送する。これによって、クレーン頂点位置と近接物および制限範囲の関係が、3次元的にリアルタイムに PC 画面上で表示される。画面表示の視点位置を任意に設定・変更することが可能であるため、近接監視対象物とクレーンブームトップの位置関係を視覚的に容易に確認できる利点がある。

図-6は、送電線に近接したクレーンブーム位置監視の3次元表示の事例である。地上から見上げる監視員の視点では、両者の位置関係の把握が難しい問題がある。本システムを用いると、高所の送電線位置からの視点（上空を飛ぶ鳥の眼のような視点）で、接近状況を表示できるため、視覚的な状況判断が容易となる。本表示システムは、データを現場内のネットワークで共用できるため、作業場近傍だけでなく、遠隔地の事務所においても、クレーンの作業状況を同時にモニタリングすることができる。

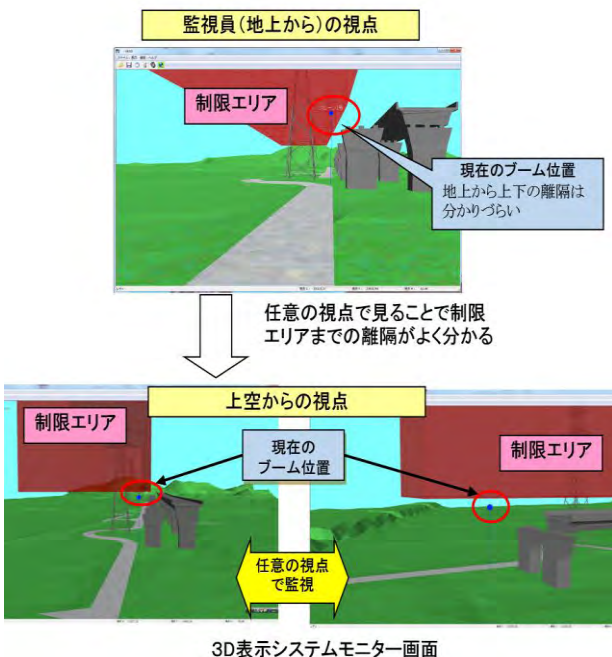


図-6 3次元表示システムの画面例（送電線近接）

3. 建設工事での適用事例

(1) 営業線近接工事への適用事例

本事例では、既設の営業線に近接した狭隘な作業空間において、高精度のクレーン安全対策が求められた。

工事名：つくばエクスプレス線、車両基地出入庫線
複線化工事

発注者：鉄道建設・運輸施設整備支援機構 東京支社

工事場所：茨城県守谷市

施工者：三井住友・名工・佐田特定建設工事
共同企業体

実施期間：2013年12月～2014年10月

本工事は、営業中のつくばエクスプレス線本線と車両基地出入庫線の高架橋間に、新たな車両基地出入庫線の高架橋を構築するものである。新設される高架橋の基礎工事の際に、クレーンの営業線への接近警報を目的として、本システムを導入した（写真-4）。

監視対象区間の高架橋は、カーブ区間であり、従来の監視技術では、制限範囲設定が容易ではなかった。3D クレーンブーム位置監視システムを用い、高架橋のカーブ線形の座標に基づいて、精細にモデル化した3次元の制限範囲を設定し、工事の安全管理を実施した。基礎工事の進捗に応じて、クレーンが移動した場合でも、制限範囲は工事区域全体の座標に基づいて設定されているため、日々再設定は不要である。極めて限られた作業空間を有効に活用するため、GNSS 受信機は、二周波 RTK-GPS 方式を用いて、数 cm 級精度での管理を行った。工事の最盛期においては、最大5台のクレーン監視を同時に行った。その結果、安全面で極めて慎重を要する工事であったが、本システムの活用により、作業領域の有効活用と安全管理を効果的に実施し、当該近接工事を無事に完了した。



写真-4 営業線近接工事での実施例

(2) 高圧送電線近接工事への適用事例

3次元バーチャル空間でのリアルタイム表示を含めた、最新機能のシステムを本工事において適用した。

工事名：平成25年度 東海環状上切高架橋 PC 上部
工事

発注者：国土交通省 中部地方整備局

工事場所：岐阜県関市

施工者：三井住友建設株式会社

実施期間：2014年5月～2015年1月

本工事は、現在供用中の一期線の高架橋と並行して、二期線の高架橋を構築する橋梁工事である。工事区域内に近接して高圧送電線が存在し、施工位置に応じた離隔距離確保が求められた。

対象はラフタークレーンを主としたが、コンクリートポンプ車にも適用を行った。ポンプ車への機材設置においては、マグネット式の取付け治具を新たに開発し、極めて短時間での機材着脱を可能とした。

現場内および現場事務所間に無線 LAN 環境を構築し、3次元バーチャル空間でのリアルタイム表示システムを、タブレット PC および現場事務所の PC で利用した(写真-5および写真-6)。GNSS 受信機は、二周波 RTK-GPS 方式を使用し、数 cm 級の精度を確保した。

その結果、高圧送電線下において、作業安全性の確保が極めて重要な工事であったが、本システムの導入により、安全の見える化を促進し、確実に円滑な管理を行うことができた。



写真-6 事務所 PC で監視状況

4. おわりに

GNSS を用いたクレーンブーム位置監視システムは、初期の2次元監視版を含め、これまで国内7現場での適用事例がある。各現場での使用実績に基づいて、順次システムの改善、バージョンアップに継続的に取り組んでいる。

現在、建設分野においては、施工管理への ICT 活用とともに、設計から施工段階を含めた、BIM/CIMなどの3Dモデリングが積極的に進められている。これらの3次元モデルデータと3Dクレーンブーム位置監視システムの連携により、さらなる技術の応用展開が可能と考える。今後も引続き技術の改善を行い、建設工事の安全向上に取り組んでいきたい。

参考文献

- 1) 三上 博：建設施工における安全対策への ICT 活用，建設機械，Vol.51，No.6，2015.6
- 2) 三上 博，千葉 史隆，伊達 峰司：3D クレーンブーム位置監視システムの実用化，建設機械施工，Vol.67，No.5，2015.5

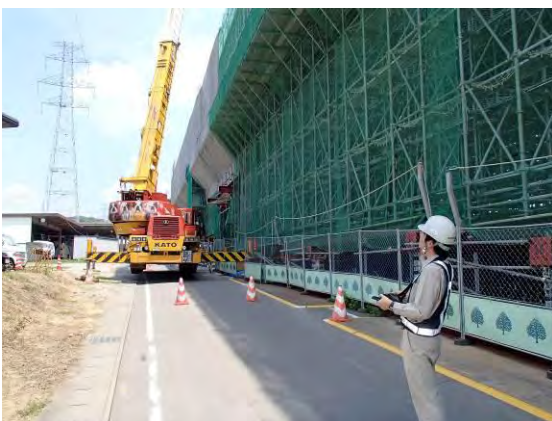


写真-5 タブレット PC での監視状況

1周波ローコストGNSS受信機の測位性能に関する評価

Evaluation of Positioning Performance for Low-cost Single Frequency GNSS Receiver

千葉 史隆 FUMITAKA CHIBA

三上 博 HIROSHI MIKAMI

掛橋 孝夫 TAKAO KAKEHASHI

アメリカのGPSやロシアのGLONASSなどの測位衛星を複数併用することにより、安価な1周波GNSS受信機においてもRTK測位を安定して利用できる可能性が高まっている。そこで、1周波ローコストGNSS受信機による測位試験を行い、性能を評価した。その結果、測位誤差は数cm以内に収束し、RTK測位用受信機としては十分な性能を有していた。しかしながら、受信開始後に誤差が数cmに収束するまでの時間にばらつきがあり、観測中に衛星数が増加した際は、一時的に精度が低下することを確認した。

キーワード：GNSS, RTK測位, 1周波受信機, ソフトウェア受信機

The low-cost single frequency GNSS receiver will be able to be stable measurement by using multiple combination of positioning satellites, such as GPS and GLONASS. The purpose of this study is to verify the availability of the low-cost single frequency GNSS receiver positioning to real time kinematic positioning system. Experimental result showed that a low-cost single frequency GNSS receiver had high accuracy. However, it is not stable measurement, when the number of satellites increases.

Key Words: GNSS, RTK Positioning, Single Frequency Receiver, Software Receiver

1. はじめに

GPSをはじめとする衛星測位技術は、多くの建設工事において利用されている。その中でも、移動体を数cm以内の誤差で計測するRTK測位は情報化施工で用いられており、施工精度、施工品質の向上に寄与している。近年では安全管理の一環として、クレーンの先端に設置したGPS受信機でブームの位置を計測し、作業範囲を監視するシステムに利用されている¹⁾。今後もさまざまな利用用途が想定される反面、測位に使用する受信機が高価な2周波受信機であるため、多くの台数を導入するのが困難な状況である。今後、RTK測位を用いた新たなアプリケーションの開発に至っても、十分に対応できないことが想定される。そこで筆者らは、受信機の調達コストを抑える方法について検討した。

受信機の調達コストを抑える方法として、安価に調達可能な1周波受信機によるRTK測位がある。1周波受信機は測位計算処理に多くの衛星数を必要とするため、衛星数が少なかった頃は、RTK測位には不向きであるとされていた。しかし、近年では、GPSやGLONASSの他、EUのGalileo、中国のBeiDouが運用を開始しており、

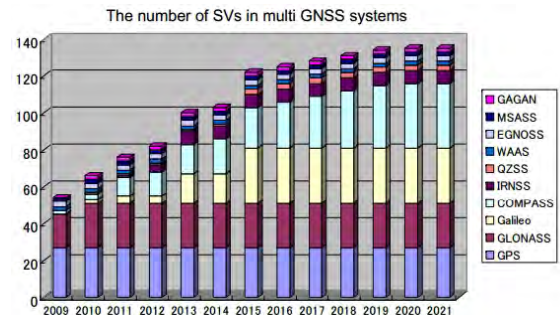


図-1 衛星数の変遷²⁾

今後もさらに多くの衛星を使用できる状況となっている(図-1)。マルチGNSS (Global Navigation Satellite System: 全地球測位システム)と呼ばれる複数の衛星を併用する測位環境が整備されたことで、1周波受信機においても、RTK測位用の受信機として十分な性能を発揮できる可能性がある。

本稿では、GPSとGLONASSを併用した1周波ローコストGNSS受信機による測位試験を実施し、測位精度と、観測中に数cm以内の誤差で観測した時間(有効測位時間)からRTK測位性能を評価した。

2. GNSS 受信機の構造と RTK 測位の原理

(1) 受信機の構造

GNSS 受信機の構造は、大きく以下の3つの処理から構成されている(図-2)。

- ① 受信した衛星電波をデジタル信号に変換し、衛星ごとに信号の捕捉を行う処理。
- ② 衛星信号に含まれる疑似距離、搬送波位相、航法データといった生観測データを出力する処理。
- ③ 生観測データより測位計算を行い、結果を出力する処理。

一般的な GNSS 受信機は、一連の処理を受信機内部の基板で処理しており、RTK測位性能を左右する測位計算の処理内容を公開していない。一方で、今回使用した1周波受信機は、信号捕捉から生観測データの出力に1周波対応の受信機組込み用の基板を使用し、測位計算をパソコン上のソフトウェアで行っている。ソフトウェアには RTKLIB2.4.2 を使用しており、フリーのオープンソースプログラムである点が特徴として挙げられる³⁾。RTK LIB は処理内容が公開されているため、1周波でのRTK測位に最適な処理に書き換えることが可能である。また、フリープログラムであるため、コストを大幅に削減することが可能となり、調達コストは一般的な2周波受信機の1/2～1/3程度である。

(2) RTK 測位の原理

RTK測位は、衛星と受信機間の距離を、衛星電波の波数に波長(L1波=19cm)を乗じることで、数cm以内の測位誤差で位置を特定している。ここで、受信開始直後の波数のうち、小数部は観測できるが整数部は未知数のままである。受信機は生観測データを測位計算処理することで波数整数部を推定しており、波数整数部を実数で推定した場合を Float、整数で確定すると Fix と呼ばれる測位状態となる。精度は Float で十数 cm～1m程度、Fix で 5mm～20mm であり、RTK測位では Fix の結果のみを使用する。

波数を推定する処理は初期化と呼ばれ、初期化に要する時間、初期化の正確性がRTK測位では重要である。初期化は受信開始直後のほか、衛星数が4衛星を下回った際に行なわれ、上空視界が良好な地点では Fix を継続して得ることが可能である。

3. 1周波受信機によるRTK測位性能の評価

1周波ローコストGNSS受信機によるRTK測位を行い、RTK測位用受信機としての性能を以下の3項目から評価

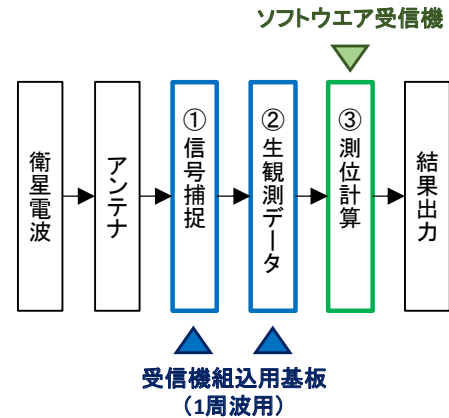


図-2 1周波受信機の構造

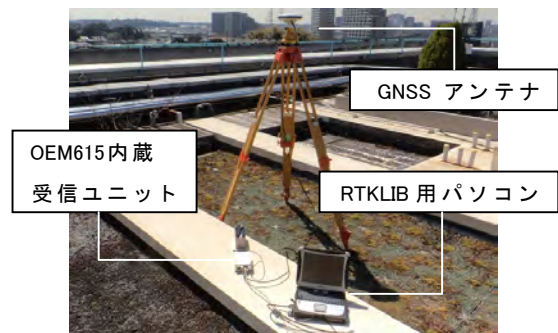


図-3 観測状況

した。

- ① 測位精度 (XY平面)
- ② 初期化時間 (受信開始から初期化が完了するまでの時間)
- ③ 有効測位率 (全観測時間のうち、cm精度の結果が得られた時間の割合)

今回使用した1周波受信機のうち、信号捕捉と生観測データを出力する受信機組込み用基板に、NovAtel社製のOEM615を使用している。なお、生観測データをパソコン上のRTKLIBに入力するため、パソコンとの接続に必要な端子を備えた受信ユニットに、基板を組込んで使用した。1周波ローコスト受信機による観測状況を図-3に示す。

(1) 測位精度

評価に使用した観測データは、上空視界が良好な地点において、100分間静止した状態で観測した結果である。測位精度は観測結果のうち、Fixで得られた結果を評価対象とした。

図-4は測定箇所の真値を中心とするXY平面であり、測定値のばらつきを示している。観測の結果、水平方向のばらつきは±20mm以内に収束していることが確認され、測定値の平均値と真値との較差はX方向で-2.5mm、

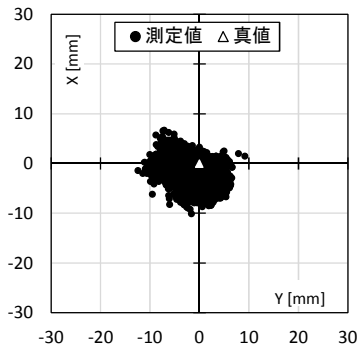


図-4 観測結果のばらつき

表-1 観測結果

較差[mm]		標準偏差[mm]	
X	Y	X	Y
-2.5	-0.3	2.4	3.3

表-2 初期化結果

観測日	1月20日	1月28日	3月17日
初期化時間[s]	0	0	189
エポック数	1	1	945
衛星数	9	8	8
HDOP	1.3	1.5	2.5

Y方向で -0.3mm であった(表-1)。

1周波受信機は2周波受信機と比較して、初期化の信頼性が低いとされているが、今回の観測では、誤った波数で確定したミス Fix と呼ばれる現象も確認されていない。測位精度についてはRTK測位用受信機として十分な性能を有していることが確認された。

(2) 初期化時間

初期化時間は、受信を開始してから最初の Fix を得るまでの時間を評価に用いている。比較対象として3日分の観測結果を使用しており、各観測とも、観測場所、測位に使用する衛星の選択条件は同一である。なお、測定間隔は5Hzである。

初期化の結果を表-2に示す。2015年1月20、28日の観測では、受信開始直後に Fix が得られ、瞬時に初期化が完了した。測位計算に使用した RTKLIB の初期化アルゴリズムは、観測環境が良好な条件下では1回分の観測データ(エポック)で初期化を完了することが可能であり、1エポック(0.2秒)で初期化が完了した。なお、初期化時の測位誤差は良好であり、正常に初期化が完了している。一方、3月17日の観測では、初期化に時間を要する結果が得られ、初期化に189秒(945エポック)を要している。各観測とも、日時以外の観測条件は同一であるため、初期化時間にばらつきが生じた原因は、衛星配置などの測位環境によるものと考えられる。実際に、衛

星の配置を原因とする精度の低下率を示す指標(HDOP)を比較すると、初期化に時間を要した3月17日の値が2以上を示している。一般的にHDOPは2.0以下が良好とされており、他の観測日と比較して衛星配置が悪い状況下での観測であった。現段階では衛星配置と初期化時間の関係性は不明であるが、1周波ソフトウェア受信機の初期化時間は、ばらつきがあることが確認された。

(3) 有効測位時間

全観測時間に占める Fix の割合を、有効測位時間として評価した。1月20日の観測において、測位に使用する衛星の最低仰角を10度とした観測では、Fix率は91.4%であり、大部分の時間でRTK測位が利用することができた(表-3)。測位状態の時間推移を確認すると、1月20日の観測は初期化が瞬時に完了しているため、初期化状態を示す Float を観測中に取得したことが確認できる。一般的に、初期化完了後に再度初期化する状況として、可視衛星数が4衛星以下となった場合や、マルチパスと呼ばれる建物や地面に反射した衛星電波を受信した場合がある。しかしながら、本観測は上空視界が良好な地点での測位であるため、可視衛星数が4衛星を下回ることがなく、マルチパスの影響が小さいと考えられる。そのため、今回確認した再初期化は、1周波受信機特有のものであると考えられる。今回取得した Float の発生状況を分析すると、測位に使用する衛星数が影響していることが明らかとなった。図-5は測位状態と衛星数のエポックの推移を示しており、衛星数が増加したエポックと、測位状態が Fix から Float に変化するエポックが同一で

表-3 有効測位時間の割合

測位状態	観測エポック数	測位率[%]
Fix	27487	91.4
Float	2602	8.6
Single	0	0
Total	30089	100

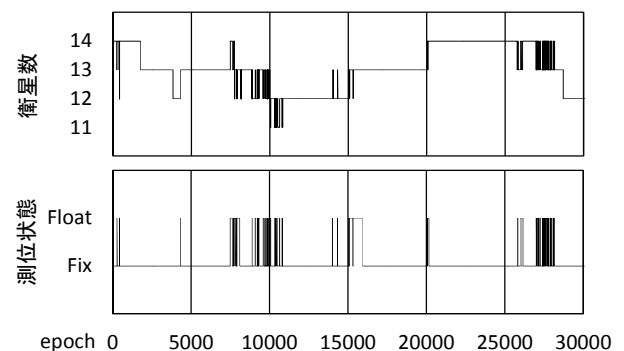


図-5 衛星数と測位状態の時間推移

あることが確認できる。したがって、良好な測位地点において再初期化した要因は、測位計算に使用したRTKLIBの特性であり、衛星数が増加した際に再初期化するアルゴリズムが原因であると推察される。

衛星増加を起因とする再初期化を防ぐ方法として、以下の2つの方法が考えられる。

- ① 衛星数の変化が少ない条件で測位する方法。
- ② ソフトウェア（RTKLIB）を同時に2台稼働させ、衛星が増加するタイミングを意図的にずらす方法。

提案手法を検証した内容を以下に示す。

a) 衛星数の変化が少ない条件による測位

観測地点から見て天頂付近にある仰角の高い衛星は、長時間連続して観測することが可能であり、衛星数の変化が少ない。そこで、1月20日に観測した生観測データを用いて、測位計算に使用する衛星の最低仰角を20度、30度に設定した条件の下、有効測位時間の割合を後処理解析により求めた。仰角を高くした結果、仰角10度の観測と比べ衛星数の変化回数が減少し、有効測位率が100%に近い値を示した（図-6）。長時間連続して観測し続けられる衛星を選択して観測することは、有効測位時間を増やす方法として有効であることが明らかとなった。しかしながら、観測環境が変化する移動観測では、観測地点ごとに最適な衛星選択条件が異なり、画一的に設定した条件では、効果が十分に発揮されないことが懸念される。また、衛星増加時に再初期化する症状の改善には至っていないことから、他の対処法と組み合わせる必要がある。

b) RTKLIBを2台稼働した測位

測位計算に使用したRTKLIBはパソコン上で動作するソフトウェアであるため、生観測データをパソコン上に立ち上げた複数のRTKLIBにデータを入力すると、複数台の受信機で測位することが可能となる。衛星選択条件が異なるRTKLIBを複数台動かすことで、仰角を高く設定した場合よりも、さらに安定した測位が可能になると考えられる。そこで、設定仰角が異なる2つの観測結果を使用し、どちらか一方の観測でFixであればFixとみなして、複数台動かした状況を模擬した。最低仰角10、20、30度の3つのデータをそれぞれ組み合わせた結果、すべての組み合わせで有効測位率が99.9%以上となった（表-4）。同時に衛星数が増加し、再初期化した時間も確認されたが、再初期化に要したエポック数は最大で24エポックであり、初期化時間を100分の観測中に5秒まで抑えることができた。

衛星選択条件が異なる複数の受信機を稼働させること

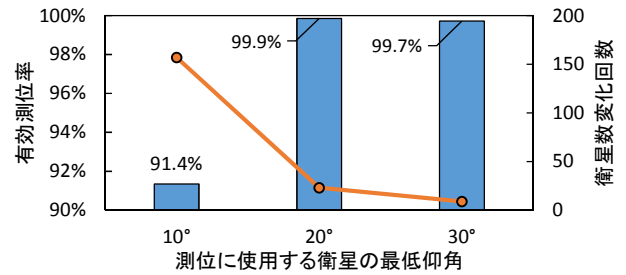


図-6 仰角ごとの有効測位率と衛星数の変化回数

表-4 2台のRTKLIBによる有効測位率の割合

仰角の組合せ	10&20	10&30	20&30
有効測位率 [%]	99.9	99.9	100
初期化エポック数	7	24	0

は、最適な衛星選択条件が変化する移動測位においても有効的な手法であると考えられる。

4. おわりに

本稿では、1周波ローコストGNSS受信機によるRTK測位性能について評価した。以下に結果を述べる。

- ① 位誤差は数cm以内に収束し、2周波受信機とほぼ同等の性能を示した。
- ② 初期化時間にはばらつきがあり、観測地点や観測時の衛星配置などが影響を及ぼしていることが推察された。
- ③ 測位に使用する衛星によって有効測位時間に顕著な差が確認された。また、衛星数が増加した際に再初期化する特性を確認した。
- ④ 再初期化を防ぐ方法として、2つの受信機を同時に稼働する方法は効果的であり、移動観測などにも対応することができると想定される。

今回の検証は静止観測による評価であったため、実際の環境下においては異なる結果が示されることが想定される。今後の対応として、今回得られた安定して利用するための対処法を様々な観測環境下で検証し、1周波ローコストGNSS受信機の展開を目指していく予定である。

参考文献

- 1) 三上博, 千葉史隆, 伊達峰司: 3D クレーンブーム位置監視システムの実用化, 建設機械施工, 783号, pp19-23, 2015,5
- 2) アジア・オセアニア地域におけるマルチGNSSの状況: http://qz-vision.jaxa.jp/USE/is-qzss/QZSSUM_05_04.pdf
- 3) RTKLIB ホームページ: <http://www.rtklib.com/>

モード適応型増分解析に関する基礎的検討

Basic Study on Modal Adaptive Pushover Analysis

平田 裕一 YUICHI HIRATA

構造設計ディビジョン 菅原 貴之 TAKAYUKI SUGAWARA

モード適応型増分解析は、増分過程において外力分布形を変化させる解析方法である。本解析の基本的な特性を把握することを目的として、鉄筋コンクリート造建物を対象とするパラメトリックスタディを実施した。本スタディでは、鉄筋コンクリート造建物の簡易タイプと立体骨組タイプを検討している。解析結果より、モード適応型増分解析では比例負荷の場合より層間変位が集中する傾向があること、また立体骨組タイプの場合、保有耐力が荷重増分方法によって異なることが示された。

キーワード：モード適応型増分解析，比例負荷，固有ベクトル，等価粘性減衰定数，パラメトリックスタディ

Modal adaptive pushover analysis is the incremental analysis which changes the distribution of external forces in the incremental process. In order to understand the property of this analysis, parametric studies about RC buildings were carried out. Simple models and space frame models of RC buildings were studied. The result of this studies showed that the deformations in modal adaptive pushover analysis were larger than that ones in proportional loading at weak stories and that horizontal load-carrying capacity in each analysis was different in space frame models.

Key Words: Modal Adaptive Pushover Analysis, Proportional Loading, Eigenvector, Equivalent Damping Factor, Parametric Study

1. はじめに

構造物の性能設計を行うためには、構造物の耐力と弾塑性状態の変形量を適切に評価する必要がある。建物の弾塑性解析を行う方法として、一般に増分解析法が用いられる。標準的な増分解析では、地震時の応答特性に応じて静的外力分布を設定し、その外力分布を比例的に増加させる荷重増分法（以下、比例負荷と記す）を用いることが多い。建築構造物の耐力評価の場合、この外力分布として、建築基準法に示された A_i 分布が良く用いられている。

比例負荷は、増分過程において、外力分布の各点間の割合が変化しないことに特徴があり、構造物が全体的にバランスよく塑性化することが前提となっている。このため、構造体の塑性化の集中などによる外力分布の変化が考慮されない。比例負荷を用いた増分解析は、各振動モードに対応する弾塑性状態の変形量を評価する方法として、必ずしも十分ではないと考えられている。

近年、この問題に対して倉本ら^{1),2)}は、モード適応型

非線形荷重増分解析法（以下、MAP解析と記す）を提案した。また、このMAP解析を、性能設計法の代表的な方法である限界耐力計算の精度向上に用いている³⁾。

本論は、倉本らの提案するモード適応型の荷重増分法が、建物の耐力や層間変位に及ぼす影響を把握することを目的として、基本的なパラメトリックスタディを行うものである。パラメトリックスタディにおいて、建物各層の荷重変形曲線を直接設定する簡易タイプと標準的な板状集合住宅を想定した立体骨組タイプを取り上げる。各モデルに対して、それぞれ比例負荷とMAP解析を比較する。

2. 解析対象

本解析で対象とする構造物は、鉄筋コンクリート造集合住宅である。鉄筋コンクリート造集合住宅として、各層の荷重変形曲線を直接与える簡易タイプと標準的な板状集合住宅の立体骨組タイプの2つを検討している。

簡易タイプの荷重変形曲線は、鉄筋コンクリート造5

階建て、長辺45m×短辺14m、床重量12.74kN/m²、階高3mの集合住宅という設定からトリリニアモデルを作成した後、荷重変形曲線を滑らかにするため、履歴面積の等価なROモデル⁴⁾に置換することによって定めた。

トリリニアモデルの第2折れ点耐力は、必要保有水平耐力である。第2折れ点変位は層間変形角R=1/200である。第1折れ点耐力は、第2折れ点耐力の1/3とした。層の初期剛性は、必要保有水平耐力の分布形を仮定して、固有周期T=0.02H=0.3秒(H:軒高15m)になるように、固有値解析から定めた。また第2折れ点以降の剛性は、初期剛性の1/100である。このトリリニアモデルを層間変形角R=1/100の領域で面積が等価になるように、第2折れ点耐力までをROモデルを用い、第2折れ点耐力以降は、初期剛性の1/100の直線に置換している。

表-1に、解析に用いたROモデルの諸元を示す。ROモデルは、べき乗型の関数形によって荷重変形曲線を表すものである。表-1の脚注に示した関数のパラメーターである α 、 r の値によって特徴付けられる⁴⁾。

なお、本論では、上述の簡易タイプの復元力特性を標準モデルと呼称している。この標準モデルに対して、第1層の第2折れ点耐力を0.8倍にしたものを第1層弱モデル、第3層を0.8倍にしたものを第3層弱モデルとして、合わせて解析を行った。

立体骨組タイプは、長辺43.4m×短辺13m、階高3mの15階建ての板状集合住宅である。桁行き方向は純ラーメン構造であり、張間方向は戸境壁を耐震壁とした耐震壁付きラーメン構造である。今回のスタディでは、桁行き方向を解析対象として弾塑性解析を行っている。

図-1に平面図と立面図を示す。表-2は、代表的な柱と梁の主筋量である。配筋は、新耐震設計法を満足するように定めており、これを立体標準モデルとしている。この標準モデルに対して、1階柱と2階梁の主筋量を約70%に低減した1階柱2階梁弱モデルと7階柱と8階梁の主筋量を約70%に低減した7階柱8階梁弱モデルを検討した。

3. 解析方法

MAP解析として、増分解析の各ステップにおける変形量から直接的に荷重分布形を変化させる方法(MAP解析1)と増分解析の各ステップにおける等価剛性を用いて固有値解析を行い、その固有ベクトルを用いる方法(MAP解析2)の2つの方法がある²⁾。

簡易タイプに対しては、MAP解析1と2を、立体骨組タイプに対しては、MAP解析1を用いて解析した。

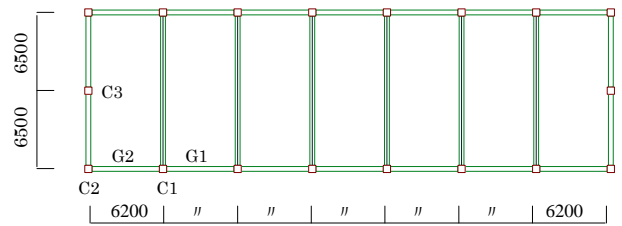
MAP解析における荷重増分は、ベースシアを増加さ

せることで制御され、ベースシアに応じて各階の外力が定まる。文献^{2),3)}によれば、各ステップの荷重分布は式(1)で与えられる。

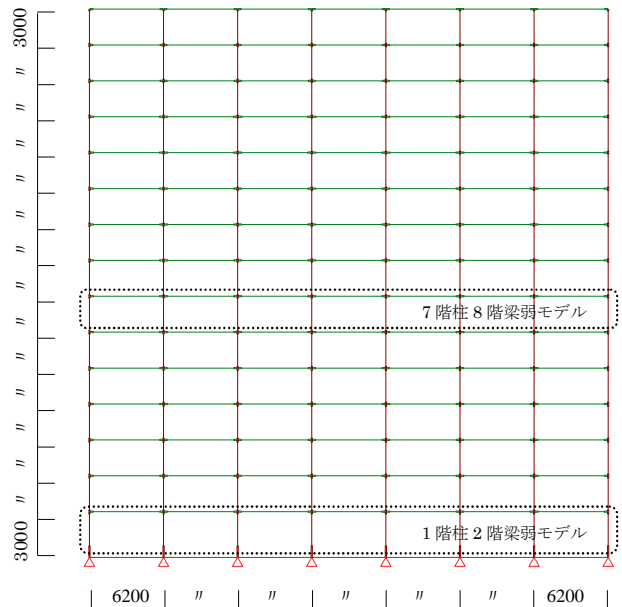
表-1 ROモデルの諸元(簡易タイプ)

層	δa (cm)	Qa(kN)	α ^{b)}	r ^{b)}
5	0.212	3956	7.67	3
4	0.212	6612	7.67	3
3	0.212(0.17)	8800(7040)	7.67(9.80) ²⁾	3
2	0.212	10599	7.67	3
1	0.212(0.17)	12039(9631)	7.67(9.80) ²⁾	3

- 1) 第2折れ点耐力までROモデル $\delta/\delta_a = Q/Q_a + \alpha(Q/Q_a)^r$
第2折れ点耐力以降は初期剛性の1/100の直線
- 2) ()内は、弱層モデルの値



(1) 略平面図



(2) 略立面図

図-1 立体モデルの概要

表-2 立体モデルの配筋概要

標準モデル	1階柱2階梁			7階柱8階梁		
	C1	柱頭7,柱脚7	D38 SD490	C1	柱頭6,柱脚6	D35 SD490
C2	柱頭7,柱脚7	C2		柱頭6,柱脚6		
C3	柱頭4,柱脚4	C3		柱頭4,柱脚4		
G1	上端7,下端7	G1		上端7/2,下端7/2		
G2	上端7,下端7	G2		上端7/2,下端7/2		
1階柱2階梁弱モデル	C1	柱頭5,柱脚5	D38 SD490	C1	標準モデルと同じ	
	C2	柱頭5,柱脚5		C2		
	C3	柱頭4,柱脚4		C3		
	G1	上端5,下端5		G1		
	G2	上端5,下端5		G2		
7階柱8階梁弱モデル	C1	標準モデルと同じ	C1	柱頭4,柱脚4	D35 SD490	
	C2		C2	柱頭4,柱脚4		
	C3		C3	柱頭4,柱脚4		
	G1		G1	上端6,下端6		
	G2		G2	上端6,下端6		

注1)梁主筋は、左端、右端共通
注2)*/*表示は、2段配筋の上段/下段を表す

4. 解析結果

$${}_1P_{i,k} = \frac{m_i \cdot {}_1\delta_{i,k-1}}{\sum_{j=1}^N m_j \cdot {}_1\delta_{j,k-1}} \cdot ({}_1Q_{B,k-1} + d_1 Q_B) \quad (1)$$

ここに、 ${}_1P_{i,k}$: 1次モードの*i*層の*k*ステップの荷重,
 m_i : *i*層の質量, ${}_1\delta_{i,k-1}$: 1次モードの*i*層の*k-1*ステップの相対変位,
 ${}_1Q_{B,k-1}$: 1次モードの*k-1*ステップのベースシア, $d_1 Q_B$: 1次モードのベースシアの増分

なお、比例負荷の場合は、Ai分布によって定まる荷重分布形を用いている。

図-2に、簡易タイプの標準モデルにおける各層の荷重変形曲線を示す。図-3は第1層弱モデルの場合、図-4は第3層弱モデルの場合である。各図中の破線は、荷重ステップの共通する点を結んでいる。図-2より、MAP解析1とMAP解析2はほぼ一致している。これはMAP解析1の変形モードが等価剛性による固有モードがよく対応したためと思われる。各ステップ毎に固有値解析を行わないMAP解析1でも、十分な精度で塑性化の影響が評価されている。MAP解析1、2と比例負荷の場合

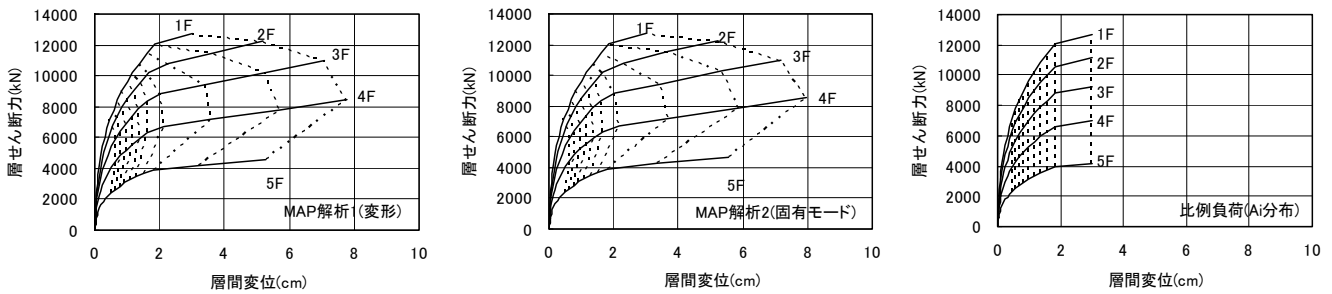


図-2 標準モデルの荷重変形曲線 (簡易タイプの解析結果)

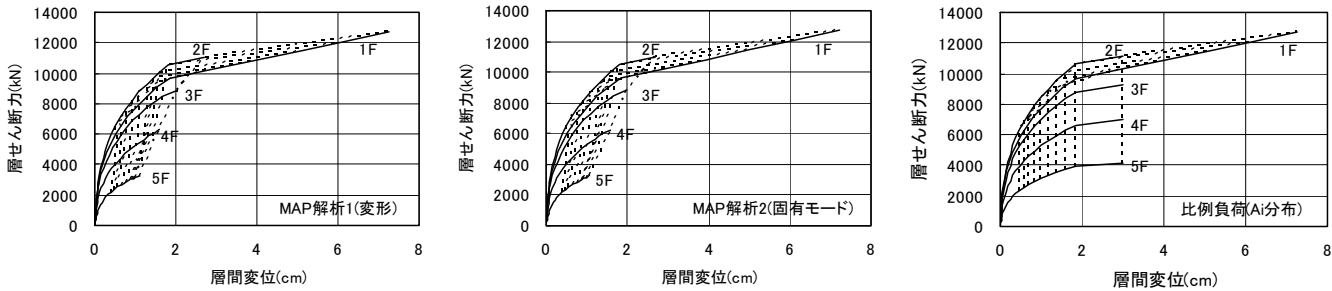


図-3 第1層弱モデルの荷重変形曲線 (簡易タイプの解析結果)

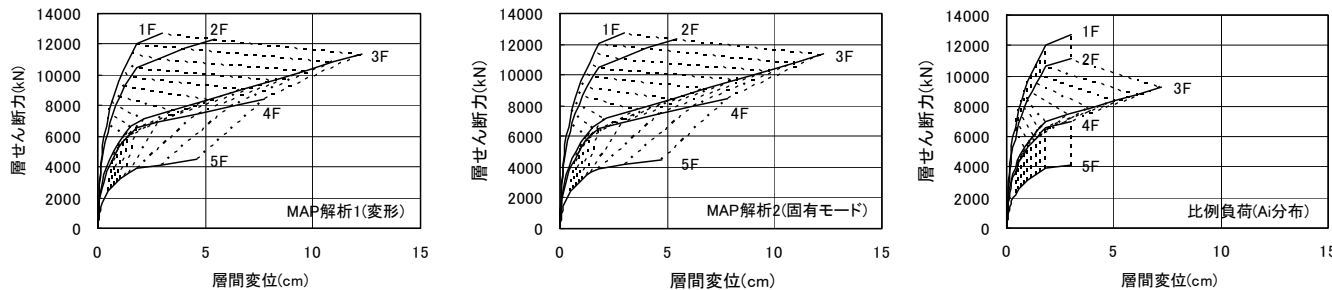


図-4 第3層弱モデルの荷重変形曲線 (簡易タイプの解析結果)

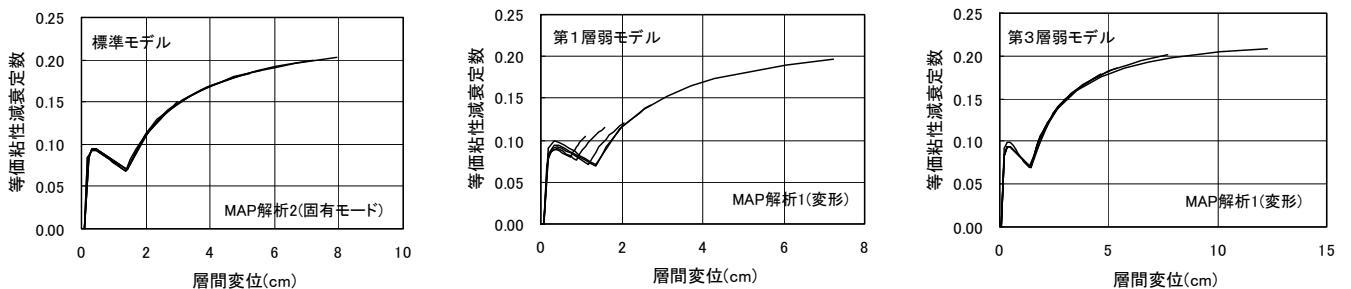


図-5 等価粘性減衰定数 (簡易タイプ)

を比較すると、層間変位 1.5cm 以下では比較的対応するものの、それ以降から 3, 4 層の層間変位が顕著に増大した。これは MAP 解析では、式 (1) より構造体が塑性化するとそこを中心に荷重が集中する傾向があるためである。なお、比例負荷の場合では、各層の層間変位がほぼ同じ値である。これは、本モデルの耐力分布と剛性分布を A_i 分布から定めたので、荷重の分布と一致しているためと思われる。

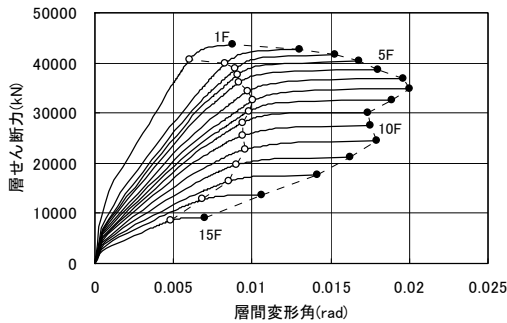
図-3より、第1層の解析結果である荷重変形曲線の形状は、いずれの解析法でも同じである。これに対して、第2層以上の層では MAP 解析の層間変位が小さい。これは弱層である第1層に荷重が集中すると相対的に上層部の荷重が小さくなることを表している。比例負荷の場合、第1層の荷重に対して上層の荷重の割合は常に一定

である。このため上層の変位量はこの割合に応じて増大している。

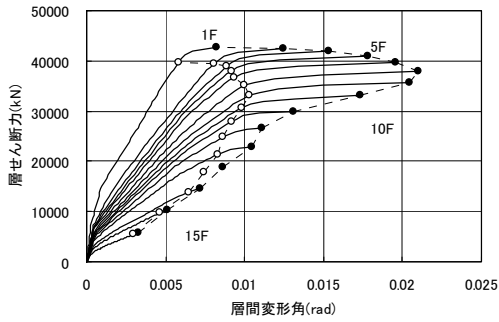
図-4より、第3層弱モデルでは各層において、MAP 解析の層間変位が比例負荷の層間変位より大きくなっていない。比例負荷の層間変位が大きくなるのは荷重を制御する第1層が弱層の場合に生じると考えられる。

解析結果の荷重変形曲線の最終 step までを、面積等価になるように改めてトリリニアモデルに設定し、このトリリニアモデルに対して、RC 造で多く用いられる復元力モデルである武田モデル ($\gamma = 0.4$) を履歴則とした場合の等価粘性減衰定数を図-5に各層を重ねて示す。

図より、標準モデルおよび第3層弱モデルは各層がほぼ同じ値である。層間変位が十分大きく、各層の RO モデルの係数が共通するためと思われる。これに対して、

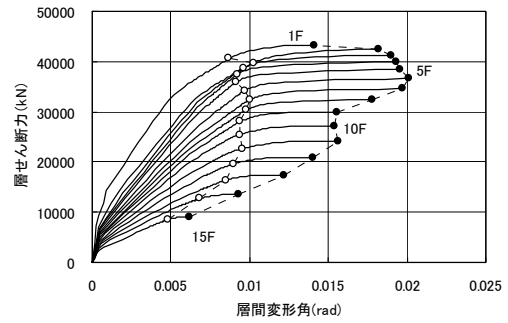


(1) 比例負荷

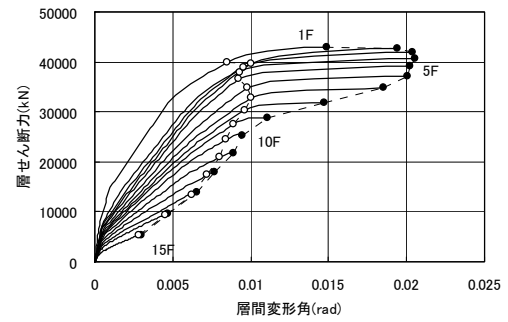


(2) MAP 解析

図-6 標準モデルの荷重変形曲線 (立体骨組)



(1) 比例負荷



(2) MAP 解析

図-7 1階柱2階梁弱モデルの荷重変形曲線 (立体骨組)

表-3 標準モデルの解析結果 (立体骨組)

層	立体標準モデル				
	比例負荷		MAP解析		耐力比
	耐力	層間変形角	耐力	層間変形角	
15	9183	0.0070	5695	0.0033	0.620
14	13693	0.0106	10221	0.0051	0.746
13	17605	0.0141	14590	0.0072	0.829
12	21150	0.0162	18789	0.0086	0.888
11	24404	0.0179	22784	0.0104	0.934
10	27415	0.0175	26541	0.0111	0.968
9	30150	0.0173	29972	0.0131	0.994
8	32627	0.0189	33051	0.0174	1.013
7	34871	0.0200	35722	0.0205	1.024
6	36884	0.0196	37916	0.0210	1.028
5	38700	0.0180	39664	0.0196	1.025
4	40281	0.0168	40968	0.0178	1.017
3	41634	0.0153	41868	0.0153	1.006
2	42761	0.0131	42406	0.0125	0.992
1	43667	0.0088	42628	0.0082	0.976

表-4 1階柱2階梁弱モデルの解析結果 (立体骨組)

層	1階柱2階梁弱モデル				
	比例負荷		MAP解析		耐力比
	耐力	層間変形角	耐力	層間変形角	
15	9105	0.0062	5377	0.0030	0.590
14	13577	0.0093	9661	0.0047	0.712
13	17456	0.0122	13815	0.0065	0.791
12	20971	0.0140	17835	0.0077	0.850
11	24198	0.0156	21694	0.0089	0.897
10	27184	0.0154	25373	0.0095	0.933
9	29895	0.0156	28789	0.0111	0.963
8	32351	0.0177	31921	0.0147	0.987
7	34576	0.0197	34727	0.0185	1.004
6	36572	0.0201	37137	0.0200	1.015
5	38372	0.0195	39168	0.0203	1.021
4	39940	0.0193	40777	0.0206	1.021
3	41281	0.0190	41960	0.0204	1.016
2	42399	0.0182	42714	0.0194	1.007
1	43298	0.0141	43047	0.0149	0.994

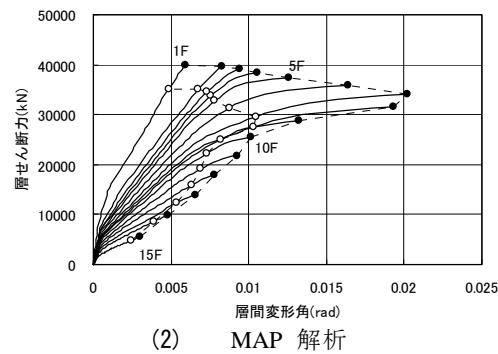
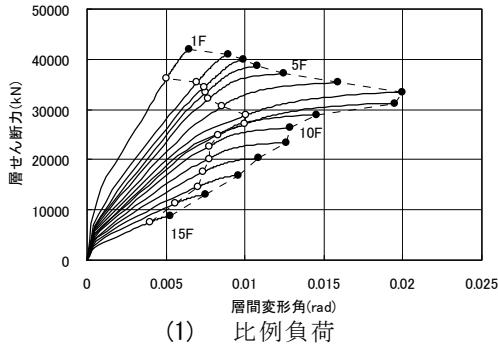


図-8 7階柱8階梁弱モデルの荷重変形曲線（立体骨組）

表-5 7階柱8階梁弱モデルの解析結果（立体骨組）

層	7階柱8階梁弱モデル				
	比例負荷		MAP解析		耐力比
	耐力	層間変形角	耐力	層間変形角	
15	8801	0.0052	5435	0.0030	0.618
14	13123	0.0075	9758	0.0048	0.744
13	16873	0.0095	13935	0.0066	0.826
12	20270	0.0109	17956	0.0078	0.886
11	23389	0.0126	21789	0.0092	0.932
10	26275	0.0129	25409	0.0102	0.967
9	28896	0.0146	28723	0.0132	0.994
8	31270	0.0195	31660	0.0193	1.012
7	33421	0.0200	34074	0.0202	1.020
6	35350	0.0159	35935	0.0164	1.017
5	37090	0.0124	37381	0.0126	1.008
4	38606	0.0108	38471	0.0106	0.996
3	39902	0.0099	39239	0.0094	0.983
2	40983	0.0090	39704	0.0083	0.969
1	41851	0.0065	39899	0.0059	0.953

第1層弱モデルでは各層に若干差がある。これは上層の変位が小さいため、トリリニアの第3剛性に差が生じたことによる影響と思われる。

図-6～図-8に立体骨組タイプの荷重変形曲線を、表-3～表-5に各荷重変形曲線の最終stepの層せん断力と層間変形角を示す。図-6と表-3が立体標準モデル、図-7と表-4が1階柱2階梁弱モデル、図-8と表-5が、階柱8階梁弱モデルの解析結果である。図中の(1)は、比例負荷の場合であり、(2)はMAP解析の場合である。解析は、どこかの層が層間変形角 $R=1/50$ になった時点で終了している。

図-6と表-3より、比例負荷では、3階から12階の層間変形角が解析の最終stepで $R=1/75$ を超えている。これに

対して、MAP解析の場合は、3階から8階の層間変形角が解析の最終stepで $R=1/75$ を超えている。MAP解析を行う場合、特定層に変形が集中する傾向が見られる。

表-3より、比例負荷の最終step層せん断力とMAP解析のものでは、両解析方法において最終stepが $R=1/75$ を超えた3階から8階では比較的よい対応を示している。これに対して、最上層では、MAP解析の耐力は、比例負荷の場合の6割程度に評価される。これは、本解析の解析終了条件をどこかの層が最大層間変形角 $R=1/50$ となることとしているためであり、その時点での両解析方法の各層の層間変形角の差に対応すると思われる。

図-7と表-4より、1階柱2階梁弱モデルでは、1階から12階までの12層が解析の最終stepで $R=1/75$ を超えている。これに対して、MAP解析の場合は、1階から8階までの8層が解析の最終stepで $R=1/75$ を超えている。このため、8階以下において最大耐力の評価がよく対応している。9階より上階における耐力比の値は、標準モデルの場合より小さい。

図-8と表-5より、7階柱8階梁弱モデルでは、6階から9階までの4層が解析の最終stepで $R=1/75$ を超えている。これに対して、MAP解析の場合は、6階から8階までの3層が解析の最終stepで $R=1/75$ を超えている。

MAP解析では、変形が集中する層に外力を集中する。このため、最大耐力を指定した層間変形角に到達した点の層せん断力として定める場合、弱層が存在する位置に応じて耐力分布が大きく変化することがわかる。

5. まとめ

弾塑性解析の荷重増分法として、MAP解析と比例負荷解析を異なる建物モデルに対して行った。解析結果より、以下のことを確認した。

- ① MAP解析において解析時の変形を用いる方法 (MAP解析1)と等価剛性による固有ベクトルを用いる方法 (MAP解析2)はよく一致した。
- ②ベースシアを一致させる解析を行った簡易タイプの場合、MAP解析では塑性化する箇所の変位が比例負荷の場合より大きくなった。
- ③簡易タイプの場合、荷重増分を制御する第1層が弱層になる場合、上層の変位が比例負荷の場合より小さくなる場合がある。
- ④最大層間変形角を一致させる解析を行った立体骨組タイプの場合、MAP解析により、層間変形角が弱層に集中し、生じ方が大きく異なる。
- ⑤ある層の層間変形角で耐力を規定する場合、MAP

解析により最大耐力に差が生じる。本スタディでは、MAP 解析における上層階の耐力が、比例負荷の耐力より小さく評価された。

現状の増分解析で多く用いられる比例負荷は、塑性化が進む層の変形量を過小評価する場合がある。このことは、変形量で層の保有耐力を定める場合に大きな影響を受ける。MAP 解析を用いて塑性化の進展状況を適切に評価することにより、構造物の合理的な耐力評価が可能になると考えられる。

謝辞

本研究を進めるに当たり、ユニオンシステム(株)山崎久雄氏に多大な協力をいただきました。ここに記し、深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 倉本他：多層建築物の等価1自由度系縮約法と地震応答予測精度，日本建築学会構造系論文集，第546号，pp.79-85，2001.8
- 2) 倉本：多層建築物における等価1自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測，日本建築学会構造系論文集，第580号，pp.61-68，2004.6
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の等価線形化法を用いた耐震性能評価法，pp43-48，PD資料，2013.8
- 4) 柴田：最新耐震構造解析，最新建築学シリーズ9，森北出版，116pp，1981.6

せん断専用取付ボルトを用いた積層ゴムの 引抜対応浮上がり機構の開発

Tensile Measures System for Laminated Rubber Using Fixing Bolts Carrying Only Lateral Force

	鈴木 亨	TORU SUZUKI
	松永健太郎	KENTARO MATSUNAGA
構造設計ディビジョン	小田 稔	MINORU ODA
構造設計ディビジョン	南 圭祐	KEISUKE MINAMI
構造設計ディビジョン	薫田 里実	SATOMI KUNDA
建築技術部	河井 慶太	KEITA KAWAI
建築技術部	原田 浩之	HIROYUKI HARADA

免震構造に用いる積層ゴムは、圧縮方向には大きな耐力を有するものの、引張方向の耐力は非常に小さい。筆者らは、引抜力発生時に積層ゴムに過大な引張力を発生させない引抜対応浮上がり機構を開発した。本機構では、浮上がり機構として、引抜対応ボルトとせん断対応ボルトを設けている。せん断対応ボルトの構造性能を把握することを目的とし、FEM解析およびボルト単体実大試験を実施すると共に、実大積層ゴムを用いた性能確認実験を実施し、その有効性を確認した。

キーワード：免震構造，積層ゴム，引張対策，浮上がり機構，実大試験

Although laminated rubber isolator has a large compressive strength, its tensile strength very small. The authors developed uplift mechanism for tensile force which does not generate an excessive tensile force to the laminated rubber when pullout force occur. In this system, the uplift mechanism is provided bolts without tensile resistance bolts. The FEM analysis, real size bolt tests, and experiments using a full scale laminated rubber were conducted to confirm its effectiveness.

Key Words: Seismically Isolated Structure, Laminated Rubber, Tensile Measures Device, Uplift Mechanism, Full Scale Experiment

1. はじめに

免震構造に不可欠な積層ゴムは、その構造上、圧縮方向には大きな耐力を有するものの引張方向の耐力は非常に小さい。そのため免震構造をアスペクト比の大きい建物に適用する場合、免震層の周期を十分に長くして上部構造への地震入力を減らす等、積層ゴムに引張力を作用させない設計が行われてきた。しかしながら想定すべき地震動の巨大化と免震構造を適用する建物の多様化によって、積層ゴムに引張力を作用させない従来の設計が難しい建物も増えてきたため、近年では上部構造の部分的な浮上がりを許容することによって、積層ゴムに作用する引張力を他の支承に再配分する設計も行われるようになってきた。

筆者らは、前報¹⁾において、積層ゴムに過大な引張変形や引張応力を作用させることなく上部構造を浮上らせることのできる積層ゴム据付法について検討し、新たに開発したゴムワッシャ（引抜対応ゴム）の単体試験を行うとともに、取付ボルトにせん断力が作用しないように、ベースプレートにスタッドジベルを設けて従来のものとは異なるせん断力伝達経路を構築し、同機構を用いた実大積層ゴムの引張試験結果について報告した。

本報では、新たに開発した積層ゴムの引抜対応浮上がり機構について、その概要と性能確認試験結果について報告する。

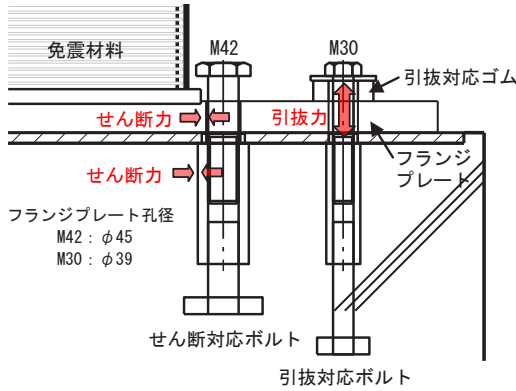


図-1 引抜対応浮上がり機構の概要

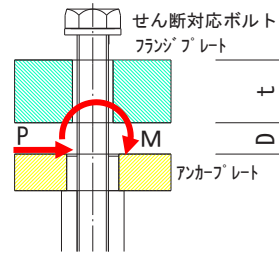


図-2 せん断対応ボルトの応力状態

表-1 FEM解析の解析パラメータと結果

解析名	フランジプレート厚 t (mm)	浮上り量 D (mm)	せん断力 P (kN)	ボルト脚部曲げモーメント M (kNm)	脚部縁応力 σ (N/mm ²)		ボルト脚部変形 δ 1 (mm)	フランジプレート下端変形 δ 2 (mm)	ボルト変形 δ (mm)	加力中心 h (mm)	剛性 P/δ K (kN/mm)	
					引張側	圧縮側						
FEM① 脚部固定	P4020	40	20	132.6	3.36	645	562	-	-	0.039	5.35	3368
	P6010	60	10	131.5	2.31	563	377	-	-	0.014	7.54	9347
	P6015	60	15	132.6	2.84	588	466	-	-	0.025	6.41	5264
	P6020	60	20	133.0	3.37	647	564	-	-	0.050	5.36	2637
	P8020	80	20	133.0	3.37	647	564	-	-	0.040	5.36	3368
FEM② コンクリート	C5010	50	10	132.7	1.88	392	239	0.197	0.237	0.040	4.19	3318
	C5020	50	20	132.9	3.00	395	336	0.211	0.323	0.112	2.57	1187

※：鋼材：E=2.05×10⁵ N/mm² コンクリート：E=2.50×10⁴ N/mm²(ボルト単体実大試験材料試験結果)

2. 引抜対応浮上がり機構の概要

図-1 に引抜対応浮上がり機構の概要を示す。

浮上がり機構として、引抜対応ボルト(M30)とせん断対応ボルト(M42)を設ける。引抜対応ボルトのフランジプレート上部には引抜対応ゴムを設け、引抜力発生時に引張力は引抜対応ゴムを介してコンクリートに伝達される。引抜対応ゴムの剛性は積層ゴムの引張剛性と比べて十分小さいことから、引張力はこの引抜対応ゴムの剛性により左右され、免震材料への引張力を低減することができる。引抜対応ボルトが取り付くフランジプレートの穴径をボルト径より十分に大きくすることによって、装置に働くせん断力は引抜対応ボルトを介して基礎に伝わらない構造としている。せん断対応ボルトは免震装置が浮上った状態でせん断力をフランジプレートから基礎コンクリートへと伝達する。

引抜対応ボルトはコンクリートへの定着長さを確保する必要があるものの、引張力が小さいことからボルト径は細く、長さは短い。せん断対応ボルトは太径が必要になるものの、せん断力はダボとして伝達するため、コンクリートへの定着長さが短く、基礎等の鉄筋との干渉が少なくなり施工的に有利となる。

3. せん断応力ボルトの性能

引張力発生時にフランジプレートが浮き上がった状態では、せん断対応ボルトは図-2 に示すようにボルト脚部にせん断力(P)と曲げモーメント(M)が発生する。このせん断対応ボルトの構造性能を把握することを目的とし、FEM解析およびボルト単体実大試験を実施した。

(1) せん断対応ボルトのFEM解析

FEM解析では、ソリッド要素を用いたボルト脚部固定モデルとコンクリート基礎を考慮したモデルを検討した。

解析パラメータは、表-1 に示すようにボルト脚部固定モデル(FEM1)ではフランジプレートの板厚と浮上がり量(D)、コンクリート基礎考慮モデル(FEM2)では浮上がり量とした。せん断力を P=133kN と設定しているのは、実大の積層ゴムが 600mm 変形した際にボルト 1 本当たりにかかる荷重より算出した。

a) 脚部固定モデル

図-3 にボルト脚部を固定した FEM 解析のモデル図を示す。せん断対応ボルトは M42 で、ボルト穴径は 45mm である。フランジプレートとせん断対応ボルトのモデル化は図-4 に示すように片側 1.5mm のギャップを考慮した圧縮専用要素を設け、接触面はボルト中心から

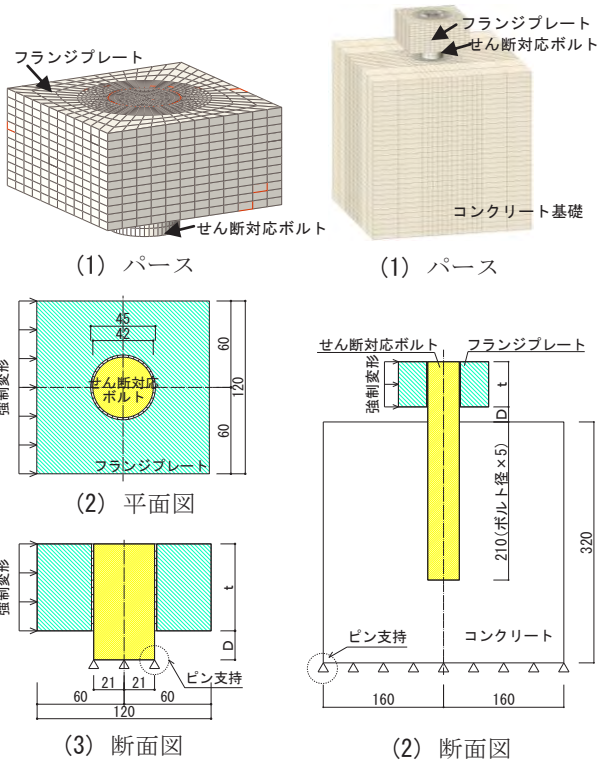


図-3 脚部固定モデル

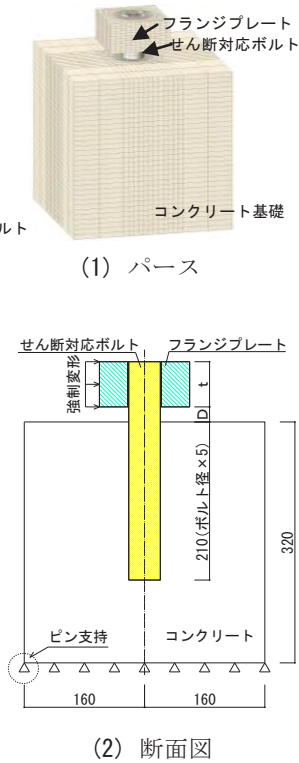


図-5 コンクリート考慮モデル

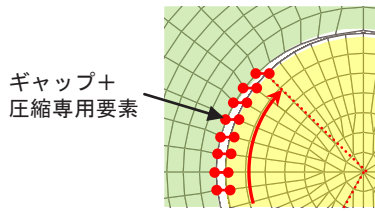


図-4 フランジプレートとボルト取り合い

90度の範囲となるように設定した。

解析結果を表-1 に、結果の一例を図-6 に示す。ボルト脚部の支点反力からボルト脚部の曲げモーメントを算出し、それから逆算した加力中心(h)は、フランジプレート下部から 5.35~7.54mm となり、フランジプレートの浮上り量が大きくなるに従い小さくなる傾向を示した。また、フランジプレートの厚みによる加力中心の違いはほとんどなく、ほぼ 5.36mm で同じであることが分かった。

b) コンクリート基礎考慮モデル

図-5 にコンクリート基礎を考慮した FEM 解析のモデル図を示す。フランジプレートとせん断対応ボルトのモデル化は脚部固定モデルと同一とし、ボルトとコンクリートは一体とした。解析結果を表-1 に、結果の一例を図-7 に示す。

表-1 より、コンクリート基礎考慮モデルにおけるボルト脚部の縁応力(引張側)は、脚部固定時の 2/3 程度

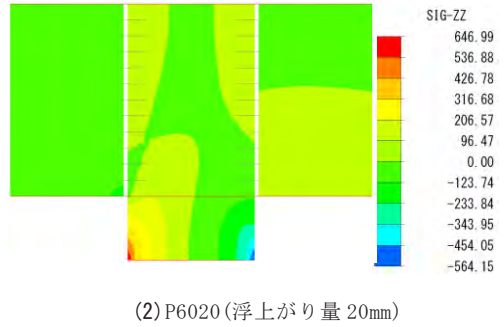
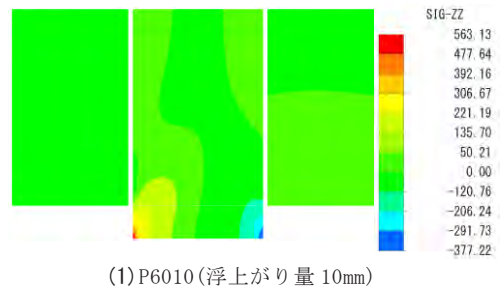


図-6 脚部固定 FEM 解析結果(鉛直応力 N/mm²)

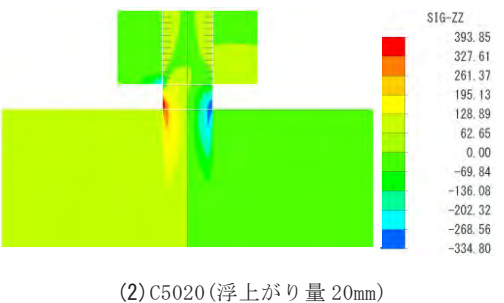
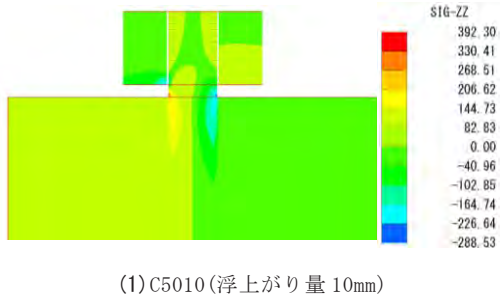


図-7 コンクリート基礎考慮 FEM 解析結果(鉛直応力 N/mm²)

であった。また、コンクリート基礎考慮モデルにおけるボルト変形(δ)は脚部固定時の 200%以上となり、コンクリート部での変形が大きいことが分かる。

ボルト脚部の縁応力からボルト脚部の曲げモーメントを算出し、逆算した加力中心は脚部固定時よりもフランジプレート下面に近くなり、2.57~4.19mm となった。

(2) せん断対応ボルト単体実大試験

表-2 にせん断対応ボルト単体実大試験一覧と試験結果を表-3 に試験時のコンクリート材料試験結果を示す。試験パラメータは浮上り量とアンカープレート厚

表-2 せん断対応ボルト単体試験の一覧と試験結果

解析名	フランジプレート厚 t (mm)	浮上り量 D (mm)	アンカープレート厚 t' (mm)	せん断力 P (kN)	回	剛性		ボルト中央曲げモーメント M (kNm)	中央線応力 σ (N/mm ²)		加力中心 h (mm)				
						K1 (kN/mm)	K2 (kN/mm)		引張側	圧縮側					
ボルト実大試験	0-PL19-1	50	0	19	200	1	105.2	167.1	計測なし						
						2	156.2	362.6							
						3	151.9	360.4							
	0-PL19-2	50	0	19	200	1	115.6	194.4							
						2	177.3	346.6							
						3	171.5	346.3							
	0-PL50	50	0	50	200	1	67.8	146.0							
						2	110.8	350.1							
						3	109.1	361.0							
	10-PL19-1	50	10	19	200	1	98.9	132.0				1.74	193	253	3.71
						2	109.5	259.7				1.81	244	253	4.06
						3	107.6	259.1				1.88	265	251	4.41
10-PL19-2	50	10	19	200	1	84.9	149.2	ゲージ不良							
					2	90.4	252.9								
					3	89.0	256.3								
10-PL50	50	10	50	200	1	79.3	144.5	2.63	383	302	8.14				
					2	97.2	271.6	2.67	389	305	8.34				
					3	93.2	272.6	2.71	395	306	8.55				
20-PL19-1	50	20	19	200	1	83.3	96.9	4.43	644	531	12.15				
					2	77.3	188.0	4.41	640	529	12.03				
					3	77.1	187.6	4.39	638	528	11.94				
20-PL19-2	50	20	19	200	1	58.3	112.1	4.21	611	458	11.02				
					2	74.7	268.6	4.19	609	456	10.94				
					3	75.2	276.4	4.19	609	456	10.94				
20-PL50	50	20	50	200	1	84.9	109.3	4.39	638	522	12.00				
					2	75.7	191.7	4.38	636	523	11.87				
					3	72.7	191.4	4.36	634	520	11.78				
FEM②	C5010	50	10	--	200	1	477.3	--	1.54	172	224	2.69			
	C5020	50	20	--	200	1	350.3	--	3.06	439	305	5.28			

注) 剛性のK1はP=20~40kN時、K2はP=70~170kN時を示す。

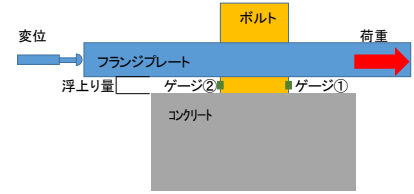


図-8 ボルト単体試験

表-3 コンクリート試験結果

浮上り量 D (mm)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
0	28.2	24800	2.76
10, 20	28.8	25000	2.77

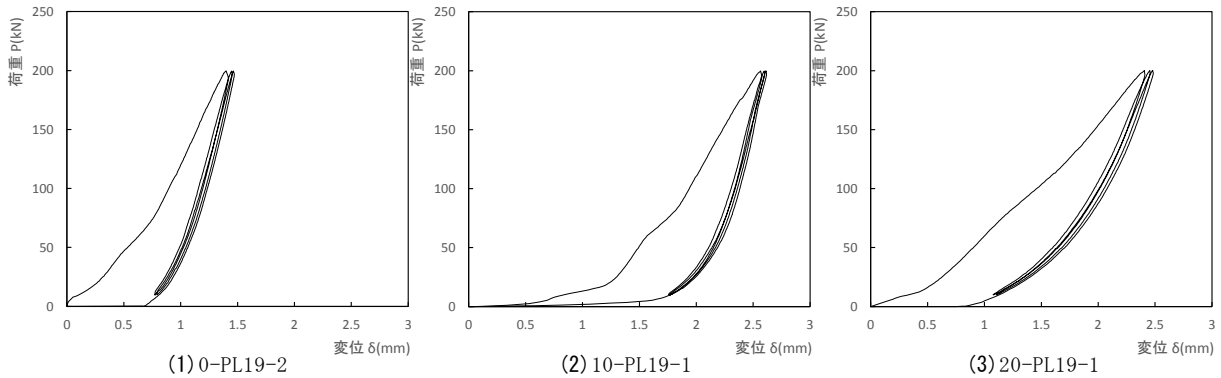


図-9 荷重-変形関係

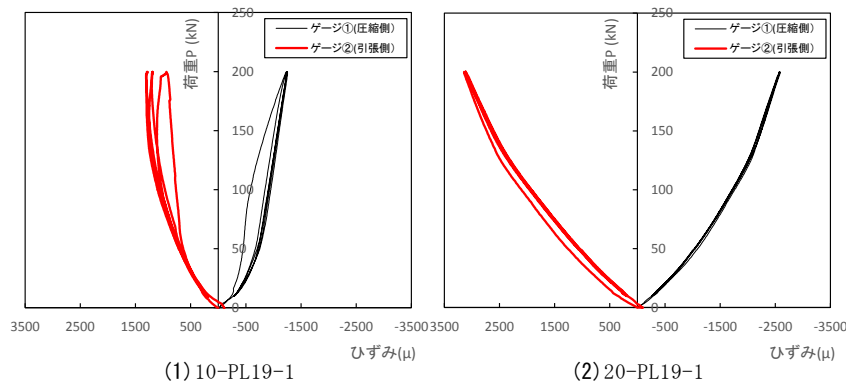


図-10 荷重-ひずみ関係

とし、アンカープレート 19mm は実建物での採用板厚で、50mm はボルト脚部の固定度を高めることを目的とした。

図-8 に単体試験加力状況図を示す。計測項目は、フランジプレートの荷重、変形で、浮上がり量 10mm、

20mm 時はフランジプレート下面から下方向に各々 5mm、10mm の位置でのボルトの圧縮側、引張側ひずみを計測した。加力は P=200kN までを一方方向に 3 回繰り返すものとした。

荷重とフランジプレートの変形関係を図-9 に示す。



図-11 試験体断面図

表-4 積層ゴムの諸元

ゴム材料	G=0.39 N/mm ²	
ゴム直径	外径=1300mm, 内径=65mm	
ゴム断面積	1.324 m ²	
ゴム層厚×層数	9.8mm×26層=254.8mm	
形状係数	S1=31.5, S2=5.1	
基本性能	鉛直剛性	5260×10 ³ kN/m
	水平剛性	2.04×10 ³ kN/m

表-6 試験条件

試験名称	測定方法	
単純引張試験	規定の引張変位を3サイクル与え、鉛直荷重-鉛直変位関係を記録する。	
オフセットせん断-引張試験	規定のオフセットせん断ひずみを与えた状態で、規定の引張変位を3サイクル与え、鉛直荷重-鉛直変位関係を記録する。	
オフセット引張-せん断試験	規定の引張変位を与えた状態で、規定のせん断ひずみを3サイクル与え、水平荷重-水平変位関係を記録する。	
基本性能試験	水平剛性	面圧15N/mm ² 相当の鉛直荷重を載荷し、既定のせん断ひずみを3サイクル与え、3回目の履歴特性の最大変位値と最大荷重値の交点とその各最小値の交点を結んだ直線の傾きを算出する。
	鉛直剛性	面圧15N/mm ² 相当の鉛直荷重を載荷し、荷重振幅±30%を3サイクル加力した時の3回目の履歴特性の最大変位値と最大荷重値の交点とその各最小値の交点を結んだ直線の傾きを算出する。

フランジプレートとせん断対応ボルトの間にクリアランスがあるため、1回目の加力ではなだらかな荷重増分となり、1回目の除荷時から2回目、3回目はほぼ同一の履歴を示している。

表-2 に荷重が 20~40kN 時および 70~170kN 時の剛性を示す。1回目の剛性は、2、3回目と比べて小さくなっていた。これは、ボルトのなじみやフランジプレートへの食込み等によるものと考えられる。

荷重とボルトのひずみ関係を図-10 に示す。ひずみは、フランジプレートの食込み等の影響を受けないことから3回ともほぼ同じ挙動を示し、圧縮側と比べて引張側の方が少し大きな値となっている。ひずみゲージ貼付位置での FEM 解析（コンクリート基礎考慮モデル）と比べると 50~75%程度である。ひずみからその位置での曲げモーメントを算出し、逆算した加力中心はフランジプレート下部から 10mm の浮上りでは 3.71~8.55mm、20mm の浮上りでは 10.94~12.15mm で、FEM 解析よりも高くなっていた。

表-5 試験名称と試験方法

No.	試験区分	せん断ひずみ (水平変位)	鉛直ひずみ または 面圧
①	基本 (水平剛性)	±100% (±254.8mm)	15N/mm ² (19860kN)
②	基本 (鉛直剛性)	0% (0mm)	15N/mm ² ±30%
③	単純引張	0% (0mm)	0~3.9% (0~10mm)
④	オフセットせん断-引張	+100% (+254.8mm)	0~3.9% (0~10mm)
⑤	オフセット引張-せん断	±100% (±254.8mm)	3.9% (10mm)
⑥	オフセットせん断-引張	+200% (+509.6mm)	0~3.9% (0~10mm)
⑦	オフセットせん断-引張	-200% (-509.6mm)	0~3.9% (0~10mm)
⑧	オフセット引張-せん断	±200% (±509.6mm)	3.9% (10mm)
⑨	基本 (水平剛性)	±100% (±254.8mm)	15N/mm ² (19860kN)
⑩	基本 (水平剛性)	±200% (±509.6mm)	15N/mm ² (19860kN)
⑪	基本 (鉛直剛性)	0% (0mm)	15N/mm ² ±30%
⑫	単純引張	0% (0mm)	0~7.8% (0~20mm)
⑬	オフセットせん断-引張	+100% (+254.8mm)	0~7.8% (0~20mm)
⑭	オフセット引張-せん断	±100% (±254.8mm)	7.8% (20mm)
⑮	オフセットせん断-引張	+200% (+509.6mm)	0~7.8% (0~20mm)
⑯	オフセットせん断-引張	-200% (-509.6mm)	0~7.8% (0~20mm)
⑰	オフセット引張-せん断	±200% (±509.6mm)	7.8% (20mm)
⑱	基本 (水平剛性)	±100% (±254.8mm)	15N/mm ² (19860kN)
⑲	基本 (水平剛性)	±200% (±509.6mm)	15N/mm ² (19860kN)
⑳	基本 (鉛直剛性)	0% (0mm)	15N/mm ² ±30%

表-7 測定項目と測定機器

測定項目	記号	計測機器	仕様
水平変位	-	試験機内蔵変位計	±800mm
水平荷重	-	ロードセル	8,000kN
鉛直荷重	-	ロードセル	3,500kN
反力盤間変位	D1~D4	接触式変位計	±25mm
積層ゴム鉛直変位	L1, L2	レーザー変位計	±40mm
下フランジ鉛直変位	F1~F8	レーザー変位計	
下フランジ水平相対変位	H1, H2	レーザー変位計	-10~+15mm

4. 実大積層ゴムを用いた性能試験

筆者らの提案する浮上り機構と実大サイズの積層ゴムを組み合わせた場合の構造性能を確認するために性能試験を実施した。

(1) 試験計画

図-11 に試験体断面図を、表-4 に積層ゴムの諸元を示す。浮上り機構の構成要素であるせん断対応ボルト (M42) と引抜対応ボルト (M30) は、直径 1,650mm の同一円周状に交互に配置されている (図-13 参照)。

表-5 に各試験の試験名称と試験方法を、表-6 に試験条件を示す。表-5 において、試験 No.に○印の付いた試験は、せん断対応ボルトを低強度 (強度区分 6.8) とした状態でも実施した。また、試験 No.⑲と⑳ は引抜対応ボルトと引抜対応ゴムがない状態でも実施した。

図-12 に試験機の外観図を、表-7 に測定項目および測定機器を、図-13 に測定位置の概略図を示す。

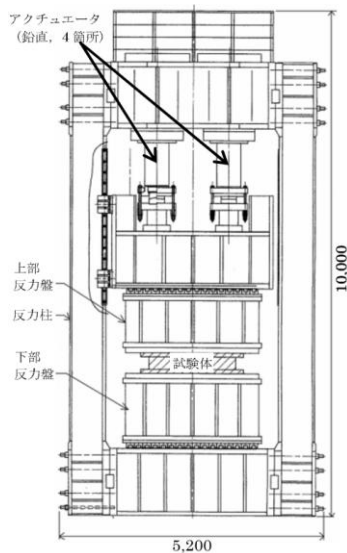


図-12 試験機概観図

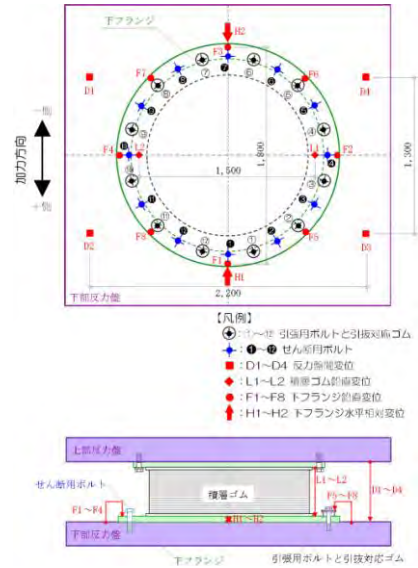


図-13 測定位置

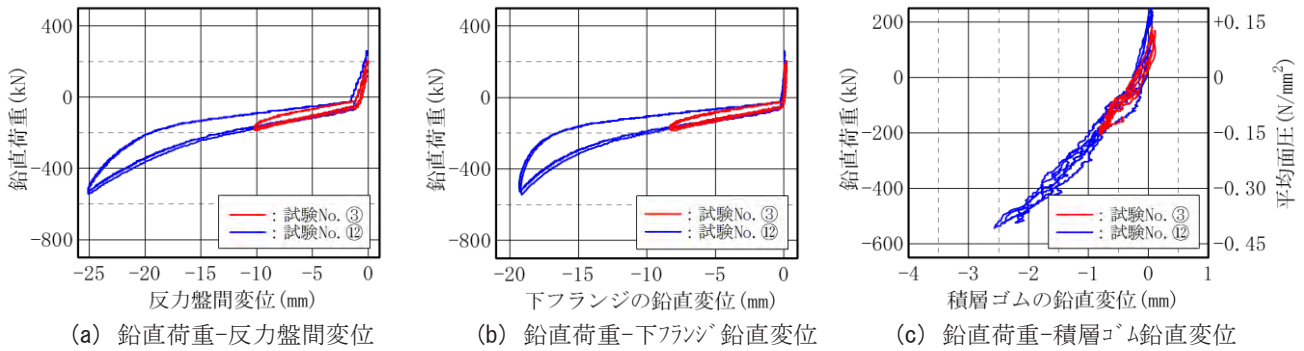


図-14 単純引張試験の結果

(2) 試験結果

a) 単純引張試験

図-14 に単純引張試験結果を示す。ここで、反力盤間変位は上下に広がる方向を、積層ゴムの鉛直変位は積層ゴムが伸びる方向を、下フランジの鉛直変位はフランジが浮き上る方向を負とした。

反力盤間変位が-25mm（下フランジの鉛直変位-19mm）の時の鉛直荷重は-544kN、積層ゴムの平均面圧は-0.41 N/mm²であり、積層ゴムの引張限界強度の基準値-1N/mm²の40%程度であった。積層ゴムの鉛直変位も最大-2.3mmであり、鉛直剛性の線形性も保たれていることから、積層ゴムに引張降伏は生じていないものと考えられる。なお、下フランジが完全に浮き上がった後の鉛直剛性は、引抜対応ゴムの単体の鉛直剛性（1.1×103kN/m）¹⁾の約12倍であった。

b) オフセットせん断－引張試験

図-15 にオフセットせん断ひずみ+200%

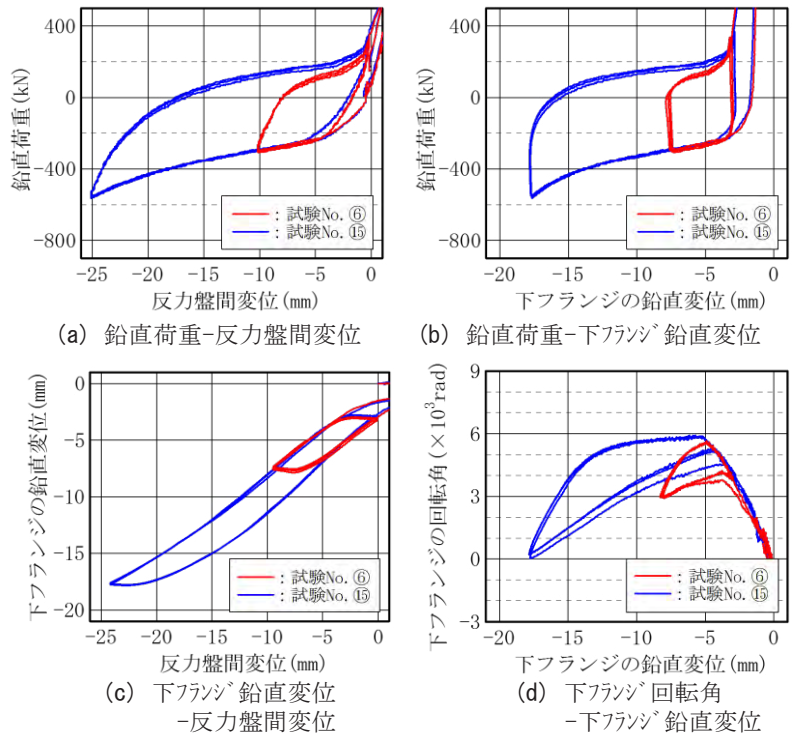


図-15 オフセットせん断－引張試験の結果(1)

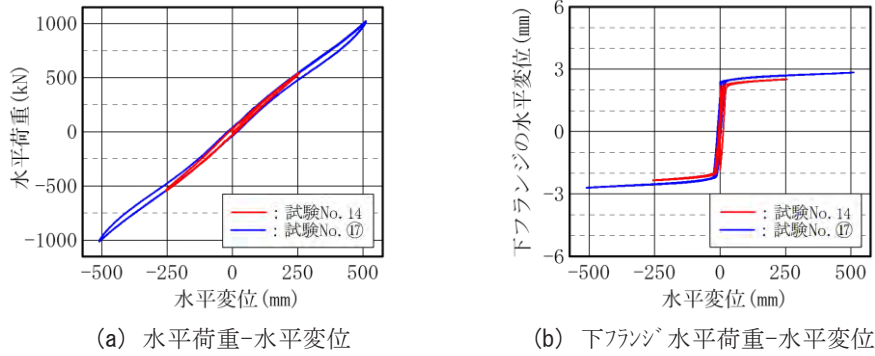


図-16 オフセット引張-せん断試験の結果

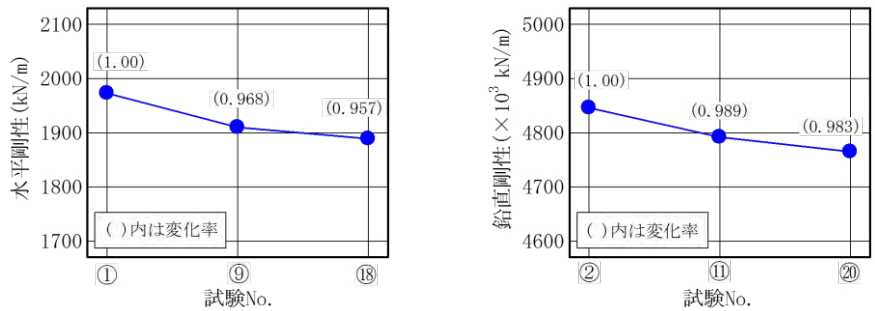


図-17 水平剛性の変化(1)

図-18 鉛直剛性の変化(1)

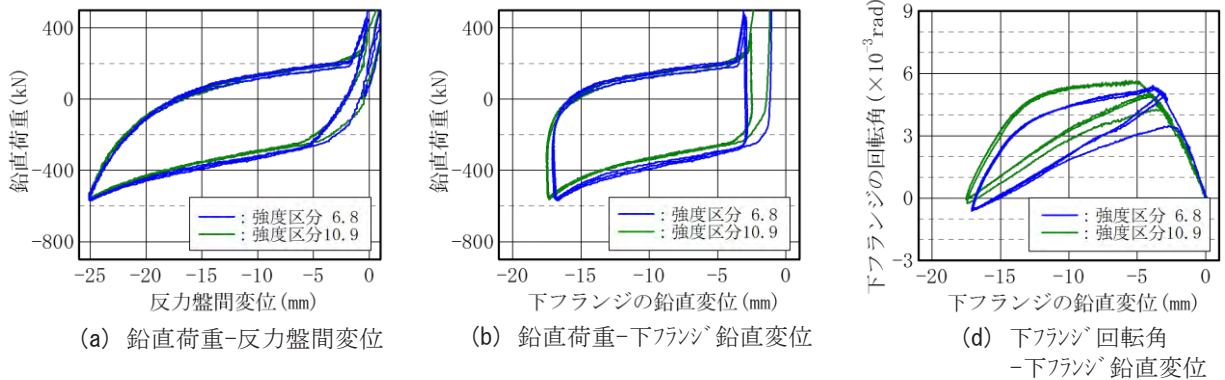


図-19 オフセットせん断-引張試験の結果(2)

(せん断変形+509.6mm) 時の試験結果を示す。

オフセットせん断変形によって、せん断対応ボルトとボルト孔との接触面における摩擦抵抗が増大し、荷重-変位関係の履歴面積は大きくなっているが、反力盤間変位が-25mm 時の鉛直荷重は-564kN、積層ゴムの平均面圧に換算して-0.43N/mm²であり、単純引張試験とほぼ同じ値であった。これはせん断変形によって積層ゴムの引張剛性が低下したためと考えられる。下フランジの回転角は、下フランジ全体が浮上る直前の鉛直変位 5mm 程度の時に最大となり、それ以上の鉛直変位がでは徐々に小さくなっている。これは引抜対応ゴムのハードニングに伴う圧縮剛性の変化によるものと考えられる¹⁾。なお、今回の試験の範囲では回転角の最大値は 0.006rad. であった。

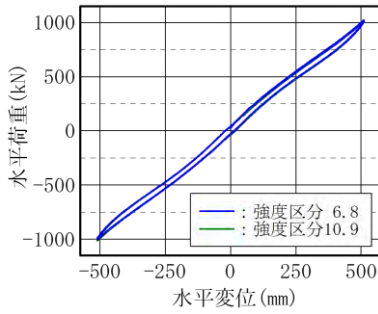
c) オフセット引張-せん断試験

図-16 に反力盤間のオフセット引張変位 25mm 時の試験結果を示す。

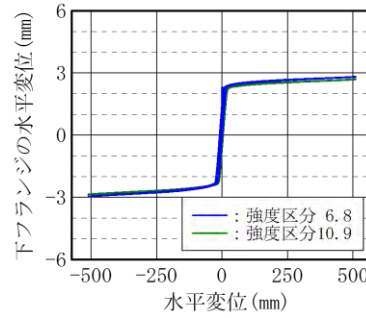
積層ゴムに浮上がりが生じた場合でも荷重-変位関係の線形性は確保されており、水平剛性はせん断ひずみ 100%時で 2.17×10^3 kN/m、200%時で 1.95×10^3 kN/m であって、表-4 に示した基本性能と良く一致している。下フランジのすべり変位 (P-P 値) は約 4mm であり、ボルト孔のクリアランス 3mm よりも若干大きくなっている。

d) 基本性能試験

図-17、図-18 にそれぞれ各試験前後に実施した基本性能試験における水平および鉛直剛性の変化を示す。剛性の変化は水平方向で-4.3%、鉛直方向で-1.7%と非常に小さかった。



(a) 水平荷重-水平変位



(b) 下フランジ水平荷重-水平変位

図-20 オフセット引張-せん断試験の結果(2)

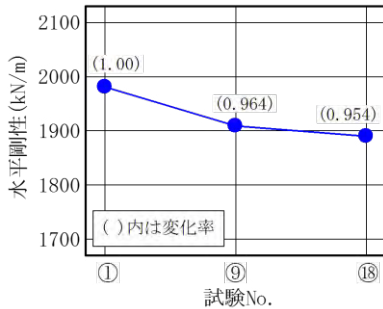


図-21 水平剛性の変化(2)

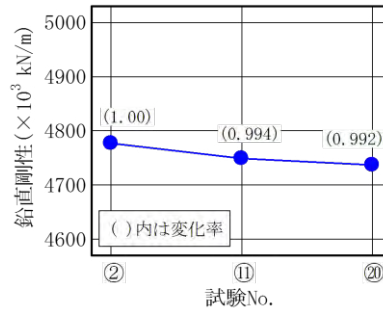


図-22 鉛直剛性の変化(2)

表-8 鉛直荷重・鉛直変位の比較

せん断用ボルト	鉛直荷重	下フランジの鉛直変位
①強度区分 6.8	568 kN	17.3 mm
②強度区分10.9	564 kN	17.7 mm
①/②	1.007	0.976

表-9 剛性変化率の比較

せん断用ボルト	水平方向		鉛直方向	
	中間	最終	中間	最終
強度区分 6.8	0.964	0.954	0.994	0.992
強度区分10.9	0.968	0.957	0.989	0.983

5. せん断対応ボルトの健全性と引抜対応ゴムの有効性の検討

(1) 低強度せん断対応ボルトによるボルト健全性の確認

前章に示した試験機では、直径 1,300mm の積層ゴムのせん断ひずみ 200%を超える大変形引張試験は難しい。大変形時におけるボルトの健全性を確認するために、本来強度区分 10.9 で設計されているせん断対応ボルトを強度区分 6.8 に変更し実大試験を行った。本章ではその結果を報告する。なお、本試験では前試験で使用した積層ゴムを再使用するため、加力方向はこれまでせん断変形を経験していない 90 度方向となるように配慮した。

a) オフセットせん断-引張試験

図-19 にオフセットせん断ひずみ+200%時の試験結果を示す。図中には強度区分 10.9 のせん断対応ボルトを用いた時の試験結果も併記している。

ボルト強度の異なる 2 種類の荷重-変位関係に有意な



図-23 試験後のせん断用ボルト

差は認められず、反力盤間変位-25mm の時の鉛直荷重ならびに下フランジの鉛直変位も表-8 に示すようにほぼ一致している。引張変位の増大に伴う下フランジの回転傾向もほぼ同じであり、回転角の最大値も 0.005~0.006rad でほぼ一致している。

b) オフセット引張-せん断試験

図-20 に反力盤間のオフセット引張変位 25mm の時の試験結果を示す。図中には強度区分 10.9 のせん断対応

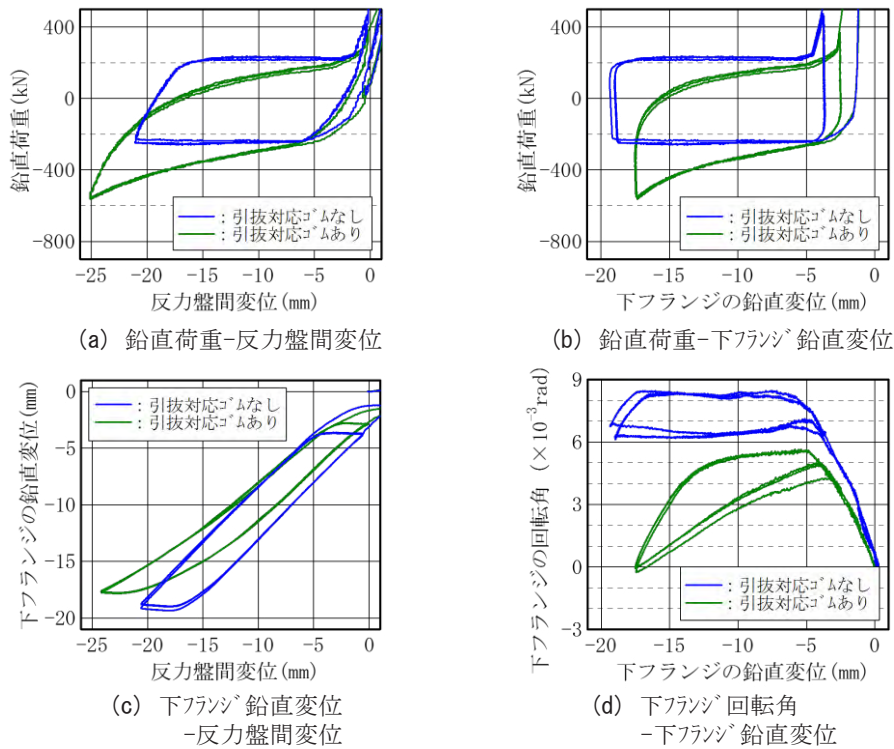


図-24 オフセットせん断-引張試験の結果(3)

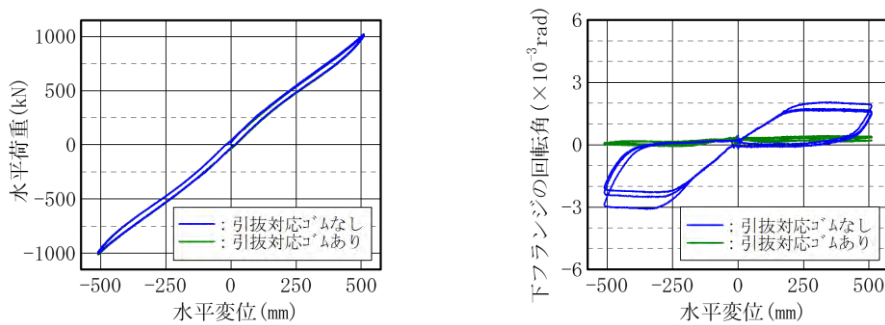


図-25 オフセット引張-せん断試験の結果(3)

ボルトを用いた時の試験結果も併記している。

荷重-変位関係より求めた水平剛性は $1.95 \times 10^3 \text{ kN/m}$ であり、強度区分 10.9 のボルトを用いた場合とほぼ一致している。下フランジのすべり量、水平荷重によるせん断対応ボルトの変形量もほぼ同じであり、ボルト強度の違いによる影響はほとんど認められない。

c) 基本性能試験

図-21 と図-22 にそれぞれ試験前後における水平および鉛直剛性の変化を、表-9 に前章で示した強度区分 10.9 のせん断対応ボルトを用いた時の変化率との比較を示す。剛性の変化は水平で-5.6%、鉛直で-0.8%であり、強度区分 10.9 のせん断対応ボルトを用いた場合とほぼ同じであった。

以上 a) ~ c) の結果より、本試験の範囲では、ボルト強度の違いが積層ゴムおよび浮上り機構の構造性能に及ぼす影響は非常に小さいといえる。

図-23 に試験後のせん断対応ボルトの写真を示す。フランジとの接触部にすり傷が見られるものの、曲がり等の致命的な損傷は見あたらなかった。ボルトの基準強度は強度区分 10.9 で 728 N/mm^2 、強度区分 6.8 で 420 N/mm^2 であるため、浮上り機構に強度区分 10.9 のボルトを使用すれば、本試験で作用した水平荷重の 1.7 倍以上の水平荷重が作用しても、せん断対応ボルトの健全性は保たれるものと推察される。

(2) 引抜対応ゴムによる積層ゴムの回転抑制効果の確認

本浮上り機構で使用する引抜対応ゴムには、積層ゴムの浮上り時において過度な回転を抑制する効果が期待される。本項では引抜対応ゴムの回転抑制効果について検証するために実施した、引抜対応ボルト (M30) と引抜対応ゴムがない状態での試験結果について報告す

る。なお、せん断対応ボルト（M42）は前章の試験に使用した強度区分 6.8 のものである。

a) オフセットせん断—引張試験

図-24 に試験結果を示す。図中には引抜対応ゴムがある場合の試験結果も併記している。

反力盤間変位 -21mm（下フランジの鉛直変位 -19.4 mm）の時の鉛直荷重は -260kN、積層ゴムの平均面圧に換算して -0.20N/mm² であり、引抜対応ゴムがある場合に比べ半分以下に小さくなっている。その結果、反力盤間変位に占める下フランジの鉛直変位の割合が大きくなり、積層ゴムの引張変位が小さくなっている。

下フランジの回転角と鉛直荷重との関係を見ると、下フランジは鉛直荷重がせん断対応ボルトとボルト孔との接触部における摩擦力を上回るまで回転を続けた後、そのままの角度で浮き上がっている。引抜対応ゴムがある場合に見られた、下フランジ全体が浮上がり始めると回転角が徐々に小さくなる現象は見られない。下フランジ全体が浮上がり始める時の鉛直変位も、引抜対応ゴムがある場合に比べ若干大きくなり、その結果、回転角の最大値は 0.0056rad から 0.0085rad に大きくなっている。

オフセットせん断ひずみ+200%時の水平荷重 925kN と鉛直荷重 -260kN からせん断対応ボルトの接触部の摩擦係数を求めると 0.28 であった。金属同士のすべり摩擦係数としては小さめの値であると思われる。

b) オフセット引張—せん断試験

図-25 に試験結果を示す。図中には引抜対応ゴムがある場合の試験結果も併記している。

荷重—変位関係の線形性は保たれており、水平剛性も $1.96 \times 10^3 \text{ kN/m}$ で引抜対応ゴムがある場合とほぼ同じである。一方、水平変形に伴う下フランジの回転は引抜対応ゴムがある場合に比べ若干大きくなっており、下フランジの回転抵抗が小さくなったことがわかる。

6. まとめ

引抜力発生時に積層ゴムに過大な引張力を発生させない引抜対応浮上がり機構を開発し、せん断対応ボルトの FEM 解析およびボルトの単体試験を実施した結果、以下のことが確認できた。

- ① せん断対応ボルトの脚部は、免震材料の実大試験時は固定となるものの、コンクリート基礎を考慮した方がボルトの曲げ応力は小さくなる。
- ② コンクリート基礎によりボルトの変形は大きくなるものの、免震材料の変形 600mm と比べて 0.2mm 程度なので、免震材料に与える影響はないと判断できる。

- ③ フランジプレートが浮上がった状態では、せん断対応ボルトにせん断力と曲げモーメントが発生するものの、その加力中心はフランジプレートの厚みには影響せず、下端から最大で 10mm 程度と考えられる。

また、同機構を用いた実大サイズの積層ゴムを用いた引張—せん断試験を実施した結果、本浮上がり機構は積層ゴムに過大な引張変形や引張応力を作用させることなく上部構造を浮上らせることのできる機構であることが確認できたとともに、せん断対応ボルトの健全性、浮上がり時における引抜対応ゴムの回転抑制効果を確認した。

参考文献

- 1) 原田浩之ほか：浮上がり機構を用いた積層ゴムの引張対策据付法に関する検討，三井住友建設技術開発センター報告第 12 号，pp.73～84，2014.10

アルミ手摺り補修工法の開発

Development of Repair Method for Aluminum Balcony Handrail

蓮尾 孝一 KOICHI HASUO

建築工事管理部 蝦名 浩二 KOJI EBINA

建築技術部 西脇 靖洋 YASUHIRO NISHIWAKI

経年劣化したアルミ製の手摺りの補修工法を開発するため、バルコニー部材の手摺り支柱埋設部のコンクリートのひび割れや欠損を再現し、これに対してひび割れ注入、アラミド繊維シート被覆、断面修復、剥落防止塗料などの補修方法を施し、その効果を確認することを目的とした実験を行った。その結果、今回実施したバルコニー手摺り支柱埋設部への補修方法は不具合のない健全な状態のものと同等、ないしはそれ以上の耐荷重があり、いずれの方法も補修効果が認められた。

キーワード：劣化、補修、バルコニー、手摺り

The authors examined various repairing methods for aluminum balcony handrail by experimental study. At the experiment, some defects that crack or lack of concrete were simulated and epoxy infusion, aramid-fiber-sheet coating, mortar patching and prevention paint for exfoliation were studied. As a result, it is confirmed that every repairing methods examined here were effective for deterioration.

Key Words: Deterioration, Repair, Balcony, Handrail

1. はじめに

集合住宅（マンション）が一般的に建築され初めてから約50年が経過した。それに伴い集合住宅のストックが増加かつ築年数が長いものが増え、多くの建物で経年劣化が発生している。これらの背景によって、補修・補強が必要な建物も増加し、多くの改修工事が実施されている状況である。改修工事や点検・検査作業時において建物の劣化程度を確認するが、集合住宅の外床（バルコニー）に取り付けてある手摺り及びその周辺のコンクリートが劣化し、安全上問題である事例があることが判明している。その一例を表-1に示す。状況としては、手摺り支柱そのものが劣化している、手摺り支柱取り付け部のコンクリートが劣化している、ないしはその両方である。

劣化した手摺りおよびコンクリートは、補修・補強・取替えなどの対策が必要になる。手摺りはバルコニーのほぼ先端に設置されており、かつその対策工事は基本的に住宅に居住しながらの工事になるため、建物外部からの作業となる。対策として劣化が著しい場合は、補強や取替えが必要であるが、軽微な劣化の場合は、補修でも安全性を確保できると考えられる。本報告では、集合住宅に実績が多いアルミ製の手摺りの支柱埋設部について、

超高層集合住宅での施工要求条件（低騒音、ゴンドラ作業、飛散防止、経済性等）を考慮した補修工法について検討した。

表-1 バルコニー手摺部劣化状況例

築年数	事象	原因	写真
28年	手摺亀裂	充填グラウトのアルカリによるアルミ腐食	
17年	コンクリートひび割れ	凍結融解、他	
21年	鋼製芯材発錆	塩害、異種金属接触による腐食	
32年	コンクリート欠損 手摺溶解	充填グラウトのアルカリによるアルミ腐食、手摺膨張圧	
16年	コンクリート欠損 手摺溶解	充填グラウトのアルカリによるアルミ腐食、手摺膨張圧	

表-2 使用材料

項目	仕様	品名	メーカー
補修材料	ひび割れ注入	エポキシ樹脂	ボンド E206 コニシ(株)
	断面修復	ポリマーセメントモルタル	ドカモルハード Q 日本化成(株)
	補修用繊維	アラミド繊維シート	AK-40/40(繊維量:650g/m ²) AK-20/20(繊維量:325g/m ²) ファイバックス(株)
	剥落防止塗料	ポリウレタン樹脂	タフガードスマートバルーン工法 日本ペイント(株)
ポリウレタン樹脂		RT ワンガード工法 (株)ダイフレックス	
手摺支柱	支柱内充填	高強度無収縮モルタル	トータツモルタル(シリーズⅠ) トータツライト H120(シリーズⅡ) 東京鐵鋼(株)
	支柱アンカー内充填	無収縮モルタル	フィルコン-R 住友大阪セメント(株)

表-3 試験体一覧

シリーズ	試験体 No	劣化状態	補修方法	補修材料	備考
I	①,②	無し	-	-	健全試験体
	⑩,⑫	ひび割れ	ひび割れ注入	エポキシ樹脂注入	
	③,⑨	ひび割れ	ひび割れ注入+ 繊維シート貼り	エポキシ樹脂注入 +アラミド繊維シート(AK-40/40)	
	④,⑪	ひび割れ	繊維シート貼り	アラミド繊維シート	
	⑤,⑧	断面欠損	断面修復	ポリマーセメントモルタル	アンカーピンφ4mm×4 +ステンレス線φ0.6mm
	⑥,⑦	断面欠損	断面修復+ 繊維シート貼り	ポリマーセメントモルタル +アラミド繊維シート(AK-40/40)	アンカーピンφ4mm×4 +ステンレス線φ0.6mm
II	③,④	無し	-	-	健全試験体
	①,②	ひび割れ	無し	-	無補修試験体
	⑨,⑪	ひび割れ	繊維シート貼り	アラミド繊維シート(AK-20/20)	
	⑩,⑫	ひび割れ	繊維シート貼り	アラミド繊維シート(AK-20/20)	貼付け範囲:狭(450)
	⑤,⑥	ひび割れ	剥落防止塗料	タフガードスマートバルーン工法	
	⑦,⑧	ひび割れ	剥落防止塗料	RT ワンガード工法	

2. 実験

(1) 目的

経年劣化したアルミ製の手摺りの補修工法を開発するため、バルコニーを模擬した部材による実験を行った。実験ではバルコニー部材の手摺り支柱埋設部のコンクリートのひび割れや欠損を再現し、これに対して各補修方法を施し、その効果を確認することを目的とした。実験は2シリーズに分けて実施した。

(2) 試験体

使用材料を表-2に示す。アラミド繊維シートは二方向繊維のものであり、単位面積当たりの繊維量により二種類とした。剥落防止塗料は、比較的膜厚が厚い塗装で、コンクリート部材に塗布する事で劣化した部分の剥落および落下を防ぐ機能を有するものであり、主に土木構造物に適用されている。コンクリート断面修復用モルタル、および支柱アンカー内充填モルタルは、一般的に用いられているものである。また支柱内部には、加力時に支柱そのものが変形し、支柱埋設部の補修効果を把握できない

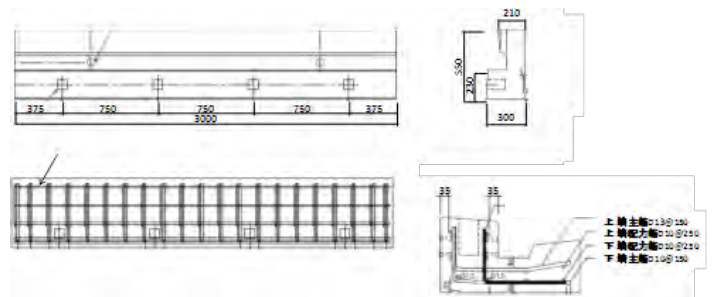


図-1 模擬バルコニー試験体



図-2 アラミド繊維シート貼り, 剥落防止塗料範囲



写真-1 断面欠損状況

写真-2 ひび割れ状況

くなる事を防ぐため、高強度無収縮モルタルを充填して支柱の剛性を向上させた。

試験体一覧を表-3に示す。実験の要因は、劣化状態および補修方法である。劣化状態は、劣化無し、コンクリート断面欠損(写真-1)、ひび割れ発生(写真-2)の3水準とした。補修方法は、ひび割れに対してはエポキシ樹脂注入、アラミド繊維シート貼り、エポキシ樹脂注入+アラミド繊維シート貼り、および剥落防止塗料の4水準である。コンクリート欠損には、ポリマーセメントモルタル修復、およびポリマーセメントモルタル修復+アラミド繊維シート貼りの2水準とした。試験体はそれぞれ2体ずつである。

図-1にバルコニー部材試験体を示す。部材は、幅3,000×奥行550×高さ300mmで、手摺りが取り付けられるバルコニー部の先端部分を模擬している。試験体は以下の手順で作製とした。

- 1) PCa工場にて、模擬バルコニー部材を作製。
- 2) 支柱取付け部コンクリートに不具合(ひび割れ、な

- いは欠損)を発生させる。
- 3) 支柱(鋼管□50×50 t=350 mm:剛性向上のため、内部に高強度無収縮モルタルを充填)を取付ける。
- 4) 劣化部分に表-3に示す方法にてそれぞれ補修を行う。

図-2にアラミド繊維シート、および脱落防止塗料の範囲を示す。図中の()内の値は、シリーズIIの試験体⑩、⑫のアラミド繊維シートの貼り範囲を示している。

表-4に使用材料の圧縮強度試験結果を示す。材料試験は、加力時の材齢で行った。

(3) 加力方法

図-3に加力方法を示す。油圧ジャッキにより手摺り支柱に加力した。また手摺り支柱、および支柱前面のコン

表-4 使用材料試験結果

箇所	材料	シリーズ	材齢(日)	圧縮強度(N/mm ²)
断面修復	NSトカモルハード Q	I	32	48.7
支柱取付け	フィロン-R	I	38	77.0
		II	29	80.7
支柱充填	トテツモルタル	I	41	76.6
	トテツライト H120	II	47	141



写真-3 加力状況

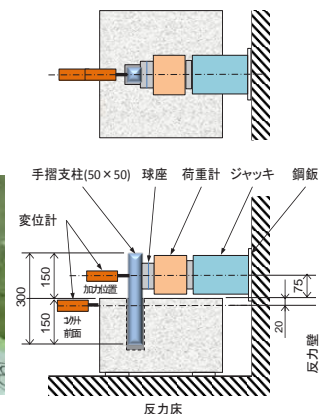


図-3 加力方法

表-5 支柱加力試験結果

シリーズ	試験体 No	劣化状態	補修方法	ひび割れ時			最大時		
				モーメント (N・m)	変位(mm)		モーメント (N・m)	変位(mm)	
					加力位置	コンクリート前面		加力位置	コンクリート前面
I	1 (①)	無	-	14.25	0.81	0.06	14.32	0.84	0.07
	2 (②)			17.33	0.83	0.17	17.85	1.09	0.27
	3 (⑩)	ひび割れ	エポ注入	20.73	0.93	0.00	21.12	1.05	0.00
	4 (⑫)			25.96	1.35	0.23	38.97	5.06	1.54
	5 (③)	ひび割れ	エポ注入 +アラミド繊維	31.99	1.85	0.48	33.68	2.45	0.72
	6 (⑨)			28.25	1.05	0.03	47.21	5.99	1.46
	7 (④)	ひび割れ	アラミド繊維	26.88	1.04	0.20	33.68	2.45	0.72
	8 (⑪)			21.05	1.19	0.23	39.11	5.81	1.93
	9 (⑤)	断面欠損	断面修復	14.39	0.54	0.04	18.31	1.48	0.36
	10 (⑧)			10.13	0.33	0.02	15.11	1.23	0.29
	11 (⑥)	断面欠損	断面修復 +アラミド繊維	24.99	0.24	0.51	32.76	5.03	1.93
	12 (⑦)			23.08	1.11	0.22	32.31	4.81	1.76
II	1 (③)	無	-	-	0.71	0.05	32.72	1.57	0.44
	2 (④)			-	0.73	0.05	33.21	1.44	0.30
	3 (⑨)	ひび割れ	アラミド繊維	-	-	-	50.96	3.92	1.44
	4 (⑪)			-	-	-	51.61	1.93	0.47
	5 (⑩)	ひび割れ	アラミド繊維 範囲狭	-	-	-	44.68	3.88	1.44
	6 (⑫)			-	-	-	47.00	4.59	1.77
	7 (⑤)	ひび割れ	タフガード	-	-	-	36.05	1.58	0.11
	8 (⑥)			-	-	-	32.11	2.23	0.23
	9 (⑦)	ひび割れ	RT ワナガード	-	-	-	35.76	1.47	0.36
	10 (⑧)			-	-	-	31.44	1.52	0.37
	11 (①)	ひび割れ	無	-	-	-	31.32	1.99	0.67
	12 (②)			-	-	-	30.13	1.61	0.47

クリート表面の変位（膨れ）を変位計により測定した。加力時の状況を写真-3に示す。

（4）試験結果

表-5にコンクリートひび割れ時、および荷重最大時のモーメント、支柱加力位置変位、コンクリート前面変位を示す。また表-6に健全（不具合無）試験体の結果との比較するため、各補修試験体と健全試験体とのひび割れ時荷重、および最大荷重の比、支柱加力位置およびコンクリート前面変位の比を示す。なお比率の算定は、それぞれ2体ある試験体の平均値を用いている。

シリーズIでは、ひび割れ時荷重を比較すると断面欠損不具合をモルタルのみで断面修復した試験体が健全試験体より0.78倍と低い値であり、その他ものは1.48～1.91倍と高い値であった。最大荷重の比較では、断面欠損不具合をモルタルのみで断面修復した試験体が健全試験体と1.04倍とほぼ同等、その他ものは1.87～2.51倍と高い値であった。特にアラミド繊維シートで補修したものは、いずれの不具合においても健全試験体の2倍以上の最大荷重であり、補修効果が高い。ひび割れ荷重時における加力位置での支柱変位は、断面修復試験体が健全試験体の0.53～0.83倍と小さく、ひび割れに樹脂注入した試験体は0.40～1.78倍と大きい。最大時における加力位置での支柱変位では、全ての補修試験体で健全試験体の1.41～5.12倍であった。

シリーズIIでは、アラミド繊維シートで補修した試験体の最大荷重は、健全試験体の1.39～1.56倍と高い。剥落防止塗料で補修したものは1.03～1.02倍とほぼ同等、未補修試験体は0.93倍と低い値であった。最大荷重時における加力位置での支柱変位では、RTワンガード補修のものが健全試験体の0.99倍とほぼ同等、その他の試験

表-6 健全試験体との比較

シリーズ	不具合	補修	ひび割れ時			最大時		
			荷重	変位		荷重	変位	
				加力位置	コンクリート前面		加力位置	コンクリート前面
I	ひび割れ	エポ注入	1.48	1.40	1.01	1.87	3.18	4.51
	ひび割れ	エポ注入	1.91	1.78	2.22	2.51	4.39	6.37
	ひび割れ	アラミド繊維 (AK40/40)				2.26	4.30	7.75
	断面欠損	断面修復	0.78	0.53	0.27	1.04	1.41	1.91
	断面欠損	断面修復	1.52	0.83	3.13	2.02	5.12	10.78
II	ひび割れ	アラミド繊維 (AK20/20)				1.56	1.94	2.58
	ひび割れ	アラミド繊維 (AK20/20) 範囲狭				1.39	2.81	4.34
	ひび割れ	タフガード				1.03	1.27	0.46
	ひび割れ	RTワンガード				1.02	0.99	0.99
	ひび割れ	無				0.93	1.20	1.54

体は健全試験体の1.20～2.81倍であった。アラミド繊維シートについて繊維量の影響を最大時荷重で比較すると、AK20/20が健全試験体の1.56倍、AK-40/40が2.26倍と繊維量が多いと補修効果が高い。また貼付け広さで比較すると、狭いものは健全試験体の1.39倍であり広い方が補修効果が高い。

表-7にコンクリート表面変位0.1、および0.3mm時の荷重とその時点での支柱変位、またその荷重比を示す。表右側のグラフは、それぞれの試験体においてコンクリート変位0.10mm、および0.3mm時の荷重を示している。これは前面コンクリートの変位（膨らみ）量をコンクリートのひび割れ幅とみなし、コンクリートひび割れの補修の判断基準¹⁾(0.1mm,0.3mm)を考慮したものである。

シリーズIでは、試験体⑧を除き補修したものはコンクリート表面変位0.1、および0.3mm時の荷重が無補修試験体より大きく補修効果がある。またコンクリート表面変位0.1mm時荷重と0.3mm時荷重を比較すると、健全

表-7 コンクリート表面変位と荷重

シリーズ	試験体	不具合	補修	コンクリート変位0.1mm		コンクリート変位0.3mm		荷重比	
				荷重 (kN)	支柱変位 (mm)	荷重 (kN)	支柱変位 (mm)	コンクリート変位0.3mm/0.1mm	平均
I	1 (①)	無	—	14.00	0.91	11.90	1.45	0.85	0.98
	2 (②)	無	—	16.02	0.63	17.66	1.17	1.10	
	3 (③)	ひび割れ	エポ注入	18.90	1.96	17.33	2.43	0.92	
	4 (④)	ひび割れ	エポ注入	20.67	0.91	19.62	1.45	0.95	
	5 (⑤)	ひび割れ	エポ注入	21.19	0.65	29.04	1.35	1.37	
	6 (⑥)	ひび割れ	アラミド繊維 (AK40/40)	32.50	1.41	38.19	2.25	1.18	
	7 (⑦)	ひび割れ	アラミド繊維	21.91	0.87	27.01	1.56	1.23	
	8 (⑧)	ひび割れ	アラミド繊維	15.43	0.62	23.15	1.42	1.50	
	9 (⑨)	断面欠損	断面修復	17.33	0.85	18.05	1.33	1.04	
	10 (⑩)	断面欠損	断面修復	12.10	0.62	15.11	1.26	1.25	
	11 (⑪)	断面欠損	断面修復	19.36	0.65	25.70	1.36	1.33	
	12 (⑫)	断面欠損	アラミド繊維 (AK40/40)	18.90	0.70	25.11	1.37	1.33	
II	1 (⑬)	無	—	28.15	0.82	30.88	1.27	1.10	1.09
	2 (⑭)	無	—	30.73	0.96	33.15	1.45	1.08	
	3 (⑮)	ひび割れ	アラミド繊維 (AK20/20)	27.69	0.64	38.74	1.26	1.40	
	4 (⑯)	ひび割れ	アラミド繊維 (AK20/20)	31.02	0.69	47.37	1.45	1.53	
	5 (⑰)	ひび割れ	アラミド繊維 (AK20/20)	26.05	0.83	33.70	1.37	1.29	
	6 (⑱)	ひび割れ	範囲狭	29.94	0.87	44.65	1.63	1.49	
	7 (⑲)	ひび割れ	タフガード	24.81	0.65	36.06	1.38	1.45	
	8 (㉑)	ひび割れ	タフガード	20.69	0.87	30.43	1.57	1.47	
	9 (㉒)	ひび割れ	RTワンガード	28.44	0.75	35.47	1.33	1.25	
	10 (㉓)	ひび割れ	RTワンガード	21.64	0.75	31.19	1.36	1.44	
	11 (㉔)	ひび割れ	無	17.52	0.50	26.81	1.12	1.53	
	12 (㉕)	ひび割れ	無	20.17	0.60	28.80	1.21	1.43	

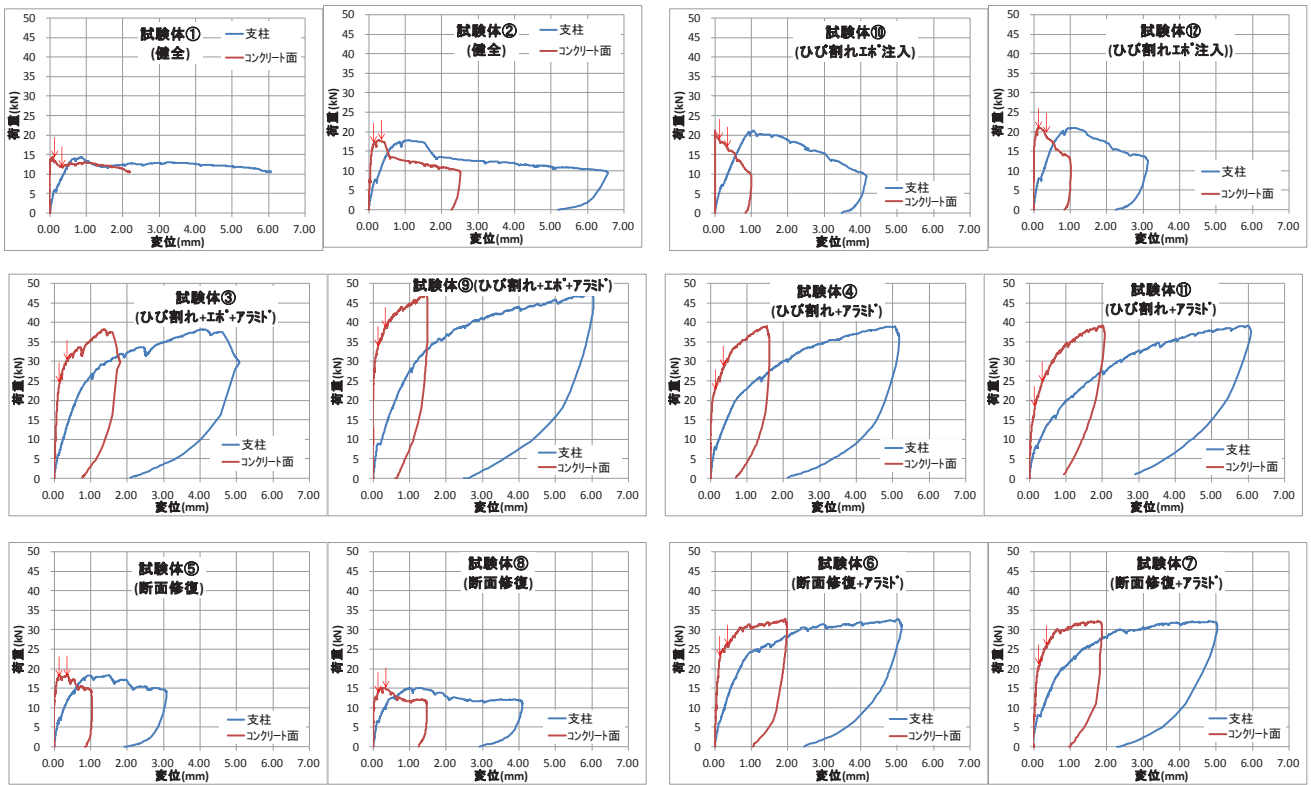


図-4 荷重と変位の関係 (シリーズ I)

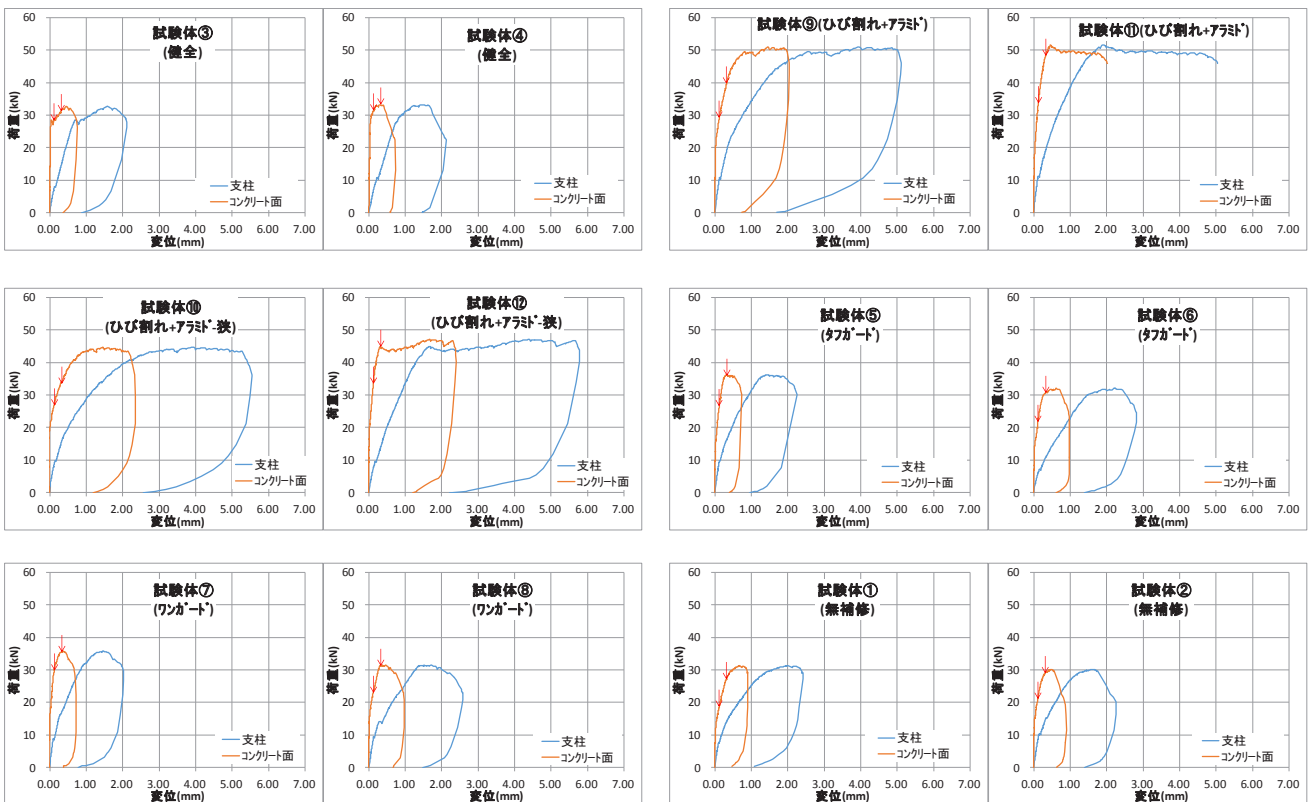


図-5 荷重と変位の関係 (シリーズ II)

試験体およびひび割れエポキシ注入補修したものは、0.93～0.98倍と荷重の増進はなかった。それ以外のものは、1.15～1.37倍に荷重が増大した。

シリーズⅡでは、補修したものはコンクリート表面変位0.1mm時荷重が健全試験体と同等ないしはやや小さいが、無補修試験体より大きい。コンクリート表面変位0.3mm時の荷重は、健全試験体と同等ないしはやや大きく、無補修試験体より大きく補修効果がみられた。またコンクリート表面変位0.1mm時荷重と0.3mm時荷重を比較すると、健全試験体は、1.09倍と荷重の増進はなく、補修したものは1.34～1.46倍に荷重が増大した。

図-4～5に荷重と変位の関係を示す。図中の矢印は、コンクリート表面変位0.1mm、および0.3mmを示している。健全試験体(シリーズⅠ:①,②,シリーズⅡ:③,④)は、ひび割れ後コンクリート表面変位0.3mmまで荷重はほぼ同等であり、その後変位が大きくなるにつれて荷重がやや低下した。ひび割れをエポキシ樹脂注入で補修したもの(シリーズⅠ:⑩,⑪)は、ひび割れ後コンクリート表面変位0.3mmまで荷重はほぼ同等、その後荷重が低下した。ひび割れをアラミド繊維シートで補修したもの(シリーズⅠ:④,⑪,シリーズⅡ:⑨～⑫)は、ひび割れ後も荷重は増大し、支柱変位が5mm以上、コンクリート表面変位1mm以上でも荷重の低下はなく、健全試験体より大きな荷重を維持した。ひび割れをエポキシ樹脂注入+アラミド繊維シートで補修したもの(シリーズⅠ:③,⑨)では、ひび割れ後の荷重増加が顕著であり、健全試験体の2～3倍の荷重を維持した。ひび割れを剥落防止塗料で補修したもの(シリーズⅡ:⑤～⑧)は、健全試験体とほぼ同様の荷重と変位の関係であった。

コンクリート断面欠損をポリマーセメントで修復したもの(シリーズⅠ:⑤,⑧)は、健全試験体とほぼ同様の荷重と変位の関係であった。またポリマーセメント+アラミド繊維シートで補修したもの(シリーズⅠ:⑥,⑦)は、ひび割れ後の荷重増加が顕著であり、健全試験体の約2倍の荷重を維持した。

3. まとめ

経年劣化したアルミ製の手摺りの補修工法を開発するため、バルコニー部材の手摺り支柱埋設部のコンクリートのひび割れや欠損を再現し、これに対して各補修方法を施し、その効果を確認することを目的とした実験を行った。その結果を以下にまとめる。

① 今回実施した各補修方法は、不具合が無い健全試験

体と同等、ないしはそれ以上の耐荷重を有していることがわかった。

- ② コンクリートのひび割れへの補修では、エポキシ樹脂を注入したものは、ほぼ健全試験体と同等な耐荷重性能になった。
- ③ アラミド繊維シートによるひび割れ補修の効果は顕著であり、健全試験体の2～3倍の耐荷重であった。またアラミド繊維シートの繊維量が多い程、また貼付け面積が広い程、補修効果が高い。
- ④ ひび割れを剥落防止塗料で補修したものは、健全試験体とほぼ同様の耐荷重であった。
- ⑤ コンクリート欠損への補修では、ポリマーセメントによるものはほぼ健全試験体と同等な耐荷重性能になった。
- ⑥ ポリマーセメント+アラミド繊維シートで補修したものは、健全試験体の約2倍の耐荷重であった。

以上より、今回実施したバルコニー手摺り脚元への補修方法は不具合の無い健全な状態のものと同様、ないしはそれ以上の耐荷重があり、いずれも補修効果が認められた。

参考文献

- 1) 高耐久鉄筋コンクリート造設計・施工指針(案)同解説, 日本建築学会, 1991

スリット型吸音機構によるトンネル発破音の低減手法

Reduction of Tunnel Blasting Noise by Slit Type Acoustic Absorption Mechanism

岩本 毅 TAKESHI IWAMOTO

山地 宏志 HIROSHI YAMACHI

嶋田 泰 YASUSHI SHIMADA

技術企画部 中森 純一郎 JUN-ICHIRO NAKAMORI

トンネル掘削時の発破音を低減する手法としてスリット型吸音機構に着目し模型実験を行った。その結果実物換算で 20m 程度の吸音機構を設けることによっておよそ 10dB 程度の低減効果を確認した。また、目標とする周波数が一定であればスリットの形状を変化させても減音効果が変わらないことからスリットを構成する部材をプレキャスト化すればスリットの間隔のみで共鳴周波数を変更できることを明らかにした。

キーワード：トンネル発破音，スリット型吸音機構，模型実験

Model experiments simulating slit type acoustic absorption mechanism as a technique to reduce blasting charge sound in the tunnel digging were conducted. As a test result, the model showed a reduction effect of 10dB degree by installing the acoustic absorption system of around 20m length in terms of real scale.

Key Words: Tunnel blasting noise, Slit type acoustic absorption mechanism, Model experiment

1. はじめに

トンネル掘削時の発破音は、数 Hz から数十 Hz の低周波音帯域で音圧が最大となるため、低周波騒音被害がしばしば問題となる。低周波騒音被害は、建具等をがたつかせる「物的影響」、眠りを妨げる「睡眠影響」、圧迫感、振動感や頭痛等をもたらされる「心理的・生理的影響」等に分類されるが、いずれも社会生活に影響を与え、トンネル施工に係る最も重要な環境問題となっている。

低周波騒音は波長が長く、従来のトンネル防音壁等では有効な減衰が得られ難い。また空気による音響吸収も極めて小さいため、遠方までその影響が及ぶ。近年、プラント等で発生する定常的な低周波騒音に対しては、逆位相の音源と重ね合わせることで、これを打ち消すアクティブ制御型の対策が開発されている¹⁾が、発破などのように突発的な低周波騒音に関しては、共鳴箱の設置等を除き、有効な対策は多く示されていない。

現在、トンネル施工に供されている共鳴箱は、工場等で製作した製品を坑内に運搬し、設置する方式が採用されているが、運搬等の理由からその寸法・重量は限定され、その共鳴空間も限られたものとならざるを得ない。また、大型共鳴箱の運搬・設置が可能としても、坑内作

業の障害となることが懸念される。

このような現状に鑑み筆者らは、図-1に示すように坑内のデッドスペース（坑内作業に顕著な影響を及ぼさないという意味で）を共鳴空間として利用する現地組み立て型の低周波音減衰装置を設計・開発した。本報告ではスリット型吸音構造の低減効果について模型実験により検討した結果を報告する。

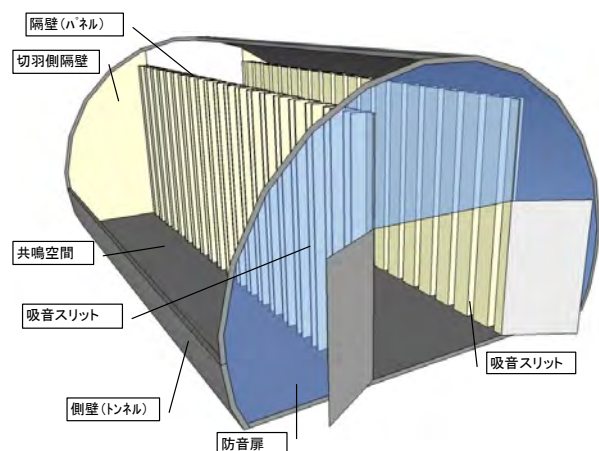


図-1 スリット型吸音機構を用いた低周波音低減装置

2. スリット型吸音機構

図-1に示すように、トンネル進行方向に等間隔のスリットを設けた共鳴型吸音機構を組み立て、トンネル断面方向に設置した妻隔壁とスリットで囲まれた共鳴空間により吸音を行う方法を検討した。

トンネル発破音は対象とする岩盤、使用する火薬、及び発破法によって卓越する低周波成分が異なる。したがって、効果的に低周波騒音を減衰するためには、対象工事に合わせて共鳴周波数を調整することが望ましい。

図-2に示すように、スリットの高さを a 、幅を b 、板の間隔を B 、板の厚さを t 、背後空気層の深さを L 、スリットの開口率を $p (=b/B)$ とするとスリット型吸音構造の共鳴周波数 f_r は、

$$f_r = \frac{c}{2\pi} \sqrt{\frac{p}{(t+\delta)L}} \quad (1)$$

で求められる²⁾。式(1)中の、開口端補正值 δ はスリット幅 b と $\delta = Kb$ の関係にあり、 K は以下のように与えられる²⁾。

$$K = \frac{1}{\pi} + \frac{2}{\pi} \log_e \left(\frac{2a}{b} \right) \quad (2)$$

式(1)の関係は、トンネル断面の大きさに応じてレゾウールのスリット幅を適宜変更すれば、共鳴周波数を自由にコントロールすることができる可能性が高いことを示す。

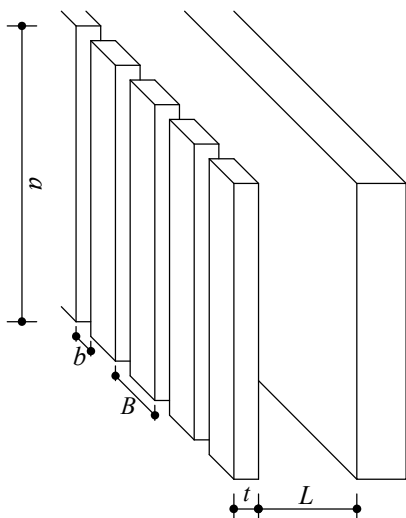


図-2 スリット吸音構造

3. 模型実験による確認

スリット型吸音機構の減音効果を評価するため、模型実験による検討を行った。モデルとして、幅12m程度の道路トンネルを想定し、1/32縮尺とした。模型の概要を図-3.4及び写真-1に示す。図に示すように、トンネル本体は塩ビ管（VU管 350A）とし、中央付近の580mm（実物換算 20,000mm）部分にスリット型の隔壁を設置できるようにした。ひとまず目標とする共鳴周波数を816Hz（実物換算 24Hz）とし、模型のスリット間隔37.7mm（同 1300mm）、スリット厚さ15.6mm（同 500mm）、スリット幅8.7mm（同300mm）に設定した。スリット部の抵抗を増やすと共鳴周波数での吸音率は少なくなり吸音する周波数が広帯域になることは広く知られているが、実際にどの程度効果があるか不明であったためスリット型吸音機構に不織布を貼付し抵抗を増やした場合での実験も行った。

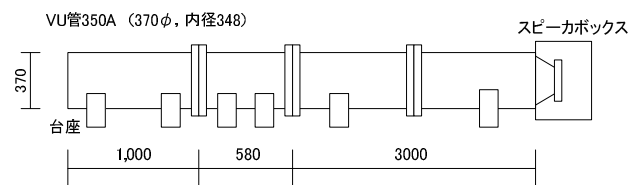


図-3 トンネル模型

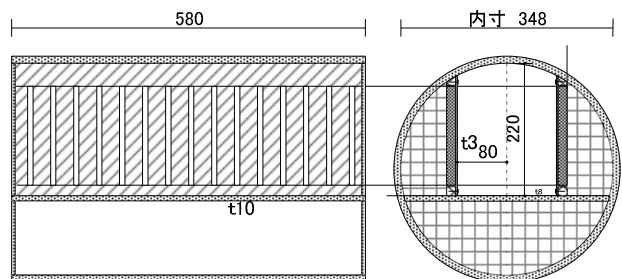


図-4 スリット型吸音構造部



写真-1 トンネル模型

実験のブロックダイアグラムを図-5に示す。音源信号はファンクションジェネレータ（エヌエフ回路設計ブロック製，WF1943A）を使用し，16～20kHzに亘って正弦波を掃引させた。掃引時間は165秒とした。開口端にマイクロホンを設置し，出力をA/Dコンバータを介してパーソナルコンピュータに取り込んだ。スリット型吸音機構が無い場合とある場合での開口端での音圧レベルを測定し，この音圧レベル差を求めることにより減音量とした。

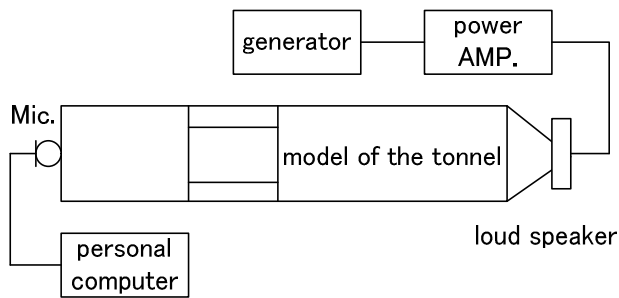


図-5 ブロックダイアグラム

図-6にスリットの有無における音圧レベル差を示す。また，図-7に不織布を貼り付けた場合のスリットなしでの音圧レベル差，図-8に不織布の有無での音圧レベル差を示す。なお，グラフは実物換算の周波数で表示している。

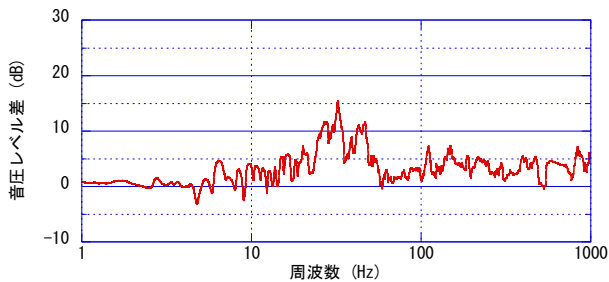


図-6 基本形状に対するスリット型吸音機構の効果

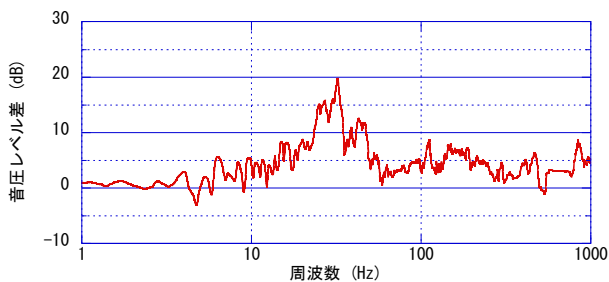


図-7 不織布を貼り付けた場合の基本形に対する効果

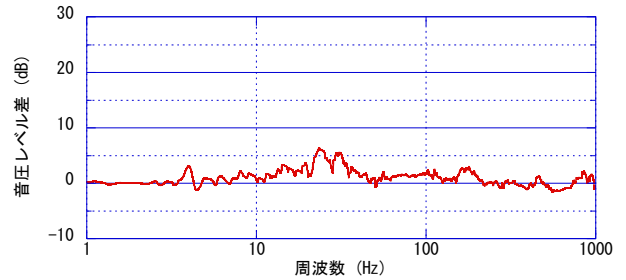


図-8 不織布の効果

いずれの場合においても31.5Hz付近が最も音圧レベルが減衰しており，スリット型吸音機構のみの場合で最大15dB，不織布を貼り付けた場合ではおよそ20dBの減衰効果が見られた。共鳴周波数は平均断面長さをを用いて計算を行い24Hzとしてスリット形状を求めたが，今回の実験では計算値よりも30%程度共鳴周波数が高くなった。これは，背後空気層が湾曲している状況では背後空気層の長さとして平均断面を用いた計算値よりも短い空気層として作用したものと考えられる。

以上の結果から，スリット型の吸音機構で発破音の低減が可能であると考えられる。

次にスリットを設置する位置は同じで，スリットの幅，間隔，奥行きを変化させた場合の効果について検討した。

表-1に実験を行ったスリット形状を示す。値は実物換算のものである。目標とする共鳴周波数はすべて24Hzとした。このうちType-1については先に行った形状とおなじものである。トンネル断面は曲面であるため，背後空気層の大きさは平均断面長さとした。

Type-2およびType-3については板厚（スリットの奥行き）を一定としてスリット幅を変化させた場合の検討，Type-4およびType-5についてはスリットを作るための板幅を一定とした場合の検討をするためのものである。

表-1 検討したスリット形状

モデル	幅 (m)	厚さ (m)	間隔 (m)
Type-1	0.3	0.5	1.3
Type-2	0.15	0.5	0.7
Type-3	0.6	0.5	2.33
Type-4	0.15	0.265	1.15
Type-5	0.6	0.855	1.6

実験は前回と同様に正弦スイープ波を用い，1/3オクターブバンドごとに減音効果としてまとめた。いずれのタイプにおいてもスリット部の抵抗を増すために不織布を設置した場合の測定も行った。

図-9に不織布を設置しない場合，図-10に不織布を設

置した場合の音圧レベル差をそれぞれ示す。いずれの場合においても31.5Hz付近が最も音圧レベルが減衰しており、およそ 10dB の減衰効果が生じた。減衰効果は共鳴周波数を中心として1オクターブバンド以上の帯域で効果が見られた。63Hz以上の比較的高い周波数においても減衰効果が表れているが、板振動による吸収と思われる。

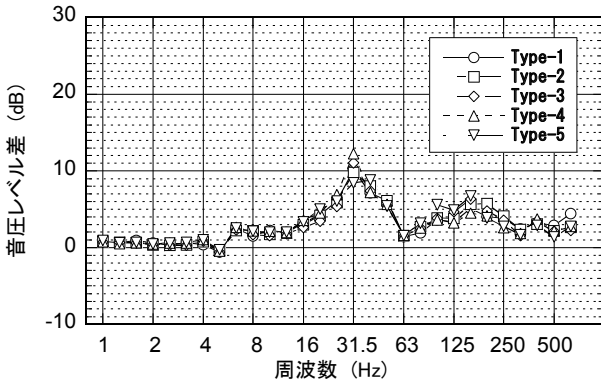


図-9 各タイプの減音量（不織布なし）

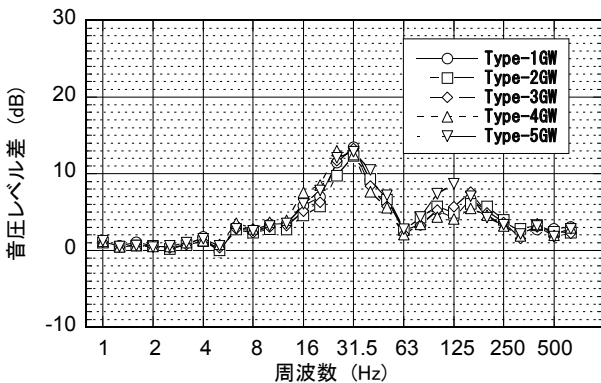


図-10 各タイプの減音量（不織布あり）

各タイプを比較すると細かな違いはあるものの、減音性能に大きな差は生じていないことが判る。ある共鳴周波数に対しては、背後空気層が等しければスリットの形状に左右されることなく減音効果はほとんど変わらない。従ってスリットを構成する部材（板幅、奥行き）を統一させてスリット幅のみの変化で様々な周波数に対応できる可能性が高いことが示唆された。またスリット部の抵抗の効果は共鳴周波数を中心に2～3dB程度であった。

実験は、片側のみに設置した場合の実験も合わせて行った。結果を図-11に示す。共鳴周波数付近の減音量は両側設置と比較しておよそ半分の5dB程度の減衰であったが、それよりも高い周波数において減衰が大きくなっている。この原因についてはあらためて検討したい。

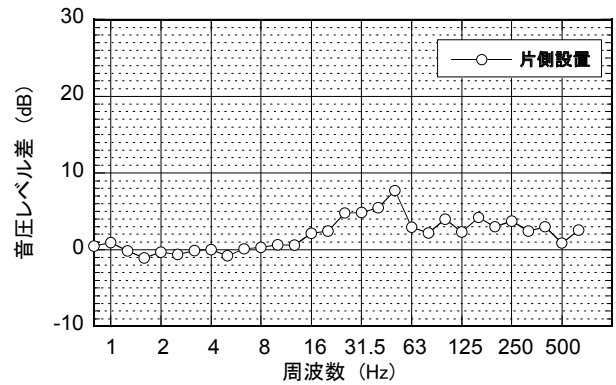


図-11 片側のみに設置した場合の減音量

4. おわりに

トンネル工事における発破音を減衰させるために、スリット型吸音機構を持った低周波音低減手法を考案し模型実験を行ってその効果を確認した。その結果、直径12m程度の一般的な断面を持つトンネルにおいては、発破音が最大となる周波数で10dB以上の低減効果があることがわかった。また、共鳴周波数は空洞部の平均長さよりも30%ほど上昇した。さらに、共鳴周波数を一定にしてスリット部の開口率などを変化させても減音量がほとんど変わらないことから、実際の適用においてもスリットを構成する部材は一定の大きさにして、スリットの間隔を変更するだけで目標とする周波数に調整が可能であることが示唆された。

模型実験結果を基に、茨城県発注の十国トンネル工事において、延長20m、高さ5m、スリット間隔1,180mm、スリット幅150mmとしたスリットをトンネル片側に設置し実証実験を試みおよそ5dBの低減効果を得ることができた。スリットの施工は現地組立式として2日程度を要したが、現在、部材のプレキャスト化、モジュール化を検討中でさらなる設置の簡便化と柔軟な変更を目指しており、実現化した場合にはあらためて報告したい。

<参考文献>

- 1)たとえば、井上保雄：アクティブ騒音制御技術のプラント騒音への適用，環境管理，Vol.34，No.5（1998）
- 2)（社）日本騒音制御工学会編：騒音制御ハンドブック

多点風速計の周波数応答補正による瞬間風速評価

Evaluation on Instantaneous Wind Speed Measured with General Multi-Channel Anemometer by Correcting Frequency Response Characteristic

作田 美知子 MICHIKO SAKUTA
岩本 毅 TAKESHI IWAMOTO

本研究は、汎用的な無指向性の多点風速計(以下、GMA)を用いて瞬間風速の評価をすることを目的とし、GMAで計測した風速値の周波数応答特性を補正することで瞬間風速の評価を試みた。GMAと熱線流速計(以下、HWA)の計測値から、GMAによる計測でも10Hz以上の周波数においても有効な風速変動が得られることがわかった。さらに、計測値の低下量や位相遅れを補正することで、GMAの時刻歴波形はHWAとよい対応を示した。時間スケール1/100程度を想定すると、風環境評価における瞬間風速の評価に本手法の適用が可能と考える。

キーワード：多点風速計，瞬間風速，風環境評価，周波数応答補正

The purpose of this study is to evaluate instantaneous wind speed with general multi-channel anemometer (GMA). Correcting frequency response characteristic of wind speed measured with GMA, instantaneous wind speed was evaluated. By measuring wind speed with GMA and hot-wire anemometer (HWA), effective fluctuating wind speed in a frequency band over 10Hz was obtained from wind speed measured with GMA. As amplitude and phase lag were corrected, the time history of wind speed measured with GMA is compatible with that measured with HWA. In the case that time scale on wind tunnel experiment is approximately 1/100, this method is applicable to evaluate instantaneous wind speed for wind environmental assessment.

Key Words: Multi-Channel Anemometer, Instantaneous Wind Speed, Wind Environmental Assessment, Correction Frequency Response Characteristic

1. はじめに

市街地の風環境評価は、風洞実験やCFD解析により予測評価が行なわれているが、平均風速だけでなく瞬間風速を予測することも重要¹⁾である。風洞実験で用いられる風速計は熱線流速計(以下、HWAと称す。)やサーミスタ風速計に代表される無指向性の多点風速計(以下、GMAと称す。)等様々なものがある²⁾。HWAはその応答性能は非常に高いが、風環境評価を行う場合には、建物周辺の複雑な流れ場において数多くの測定点を評価する必要があるため、GMAを用いることが多い。

GMAは、センサー部のサーミスタ素子や白金巻線はガラス等でコーティングされており、その応答性能は0.1Hz～1Hz程度とHWAよりも悪い。GMAの応答性

能を高める試み³⁾として、センサー部のガラスのコーティングを無くすことや、風速の応答振幅を補正することが行われたが、汎用化されてはいない。そのため、通常GMAは平均風速の計測にのみ用いられ、瞬間風速の評価を行う場合にはGMAで計測した平均風速にガストファクターの仮定値を乗じて評価を行う。

そこで、筆者らはGMAの計測値を用いた瞬間風速の評価として、計測方法を工夫することで1Hz以上の周波数においてもGMAで計測した風速値から有効な風速変動値を拾い出し、その計測値に対して周波数毎に低下量や位相遅れを補正することで、瞬間値の評価を試みた。本研究では、GMAの周波数応答性能の把握および補正值を求めることを目的に、HWAとGMAを用いて風洞気流中で風速測定を行った。そして、GMAの計測値を

補正し瞬間値を評価した。GMAを用いた瞬間風速の評価手順の概要と瞬間風速評価の事例を示す。

2. 瞬間風速評価手順

GMAで計測した風速値の周波数応答の補正手順を示す。GMAとHWAで同時計測した風速時刻歴波形をフーリエ変換し、振幅スペクトルと位相スペクトルを求める。GMAとHWAのスペクトルを比較し、HWAを基準とした振幅の比率 $GMA/HWA = \text{gain}$ および位相の差分 $GMA - HWA = \text{phase}$ を算出する。算出した gain と phase の近似値を用いてGMAの振幅スペクトルと位相スペクトルに補正を施す。補正後の振幅スペクトルと位相スペクトルに逆フーリエ変換を行い時刻歴波形に戻す。これらの展開は式(1)～(13)に示される。補正方法の概念を図-1に示す。

$$XH(t) \xrightarrow{FFT} XH_A(f) + iXH_B(f) \quad (1)$$

$$XG(t) \xrightarrow{FFT} XG_A(f) + iXG_B(f) \quad (2)$$

$$GH(f) = \sqrt{\{XH_A(f)\}^2 + \{XH_B(f)\}^2} \quad (3)$$

$$GG(f) = \sqrt{\{XG_A(f)\}^2 + \{XG_B(f)\}^2} \quad (4)$$

$$PH(f) = \tan^{-1}\{XH_B(f)/XH_A(f)\} \quad (5)$$

$$PG(f) = \tan^{-1}\{XG_B(f)/XG_A(f)\} \quad (6)$$

$$g(f) = GG(f)/GH(f) \quad (7)$$

$$p(f) = PG(f) - PH(f) \quad (8)$$

$$CGG(f) = GG(f)/g(f) \quad (9)$$

$$CPG(f) = PG(f) - p(f) \quad (10)$$

$$CXG_A(f) = CGG(f) \times \cos CPG(f) \quad (11)$$

$$CXG_B(f) = CGG(f) \times \sin CPG(f) \quad (12)$$

$$CXG_A(f) + iCXG_B(f) \xrightarrow{*FFT} CXG(t) \quad (13)$$

ここで、

$XH(t)$;HWA 風速時刻歴の計測値、

$XG(t)$;GMA 風速時刻歴の計測値、

$GH(f)$;HWA 振幅スペクトル、 $GG(f)$;GMA 振幅スペクトル、

$PH(f)$;HWA 位相スペクトル、 $PG(f)$;GMA 位相スペクトル、

$g(f)$;gain、 $p(f)$;phase、

$CGG(f)$; 補正後のGMA 振幅スペクトル、

$CPG(f)$; 補正後のGMA 位相スペクトル、

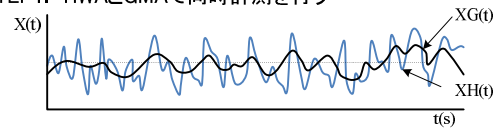
$CXG(t)$; 補正後のGMA 風速時刻歴、

t ;時刻、 f ;周波数とする。

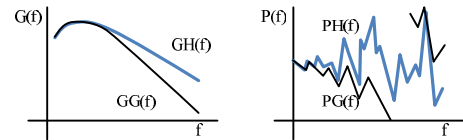
3. 実験概要

GMAの応答特性の把握および周波数応答補正に用いる gain と phase を求めることを目的にHWAとGMAを

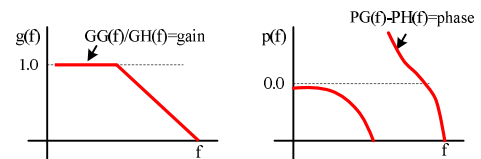
STEP1. HWAとGMAで同時計測を行う



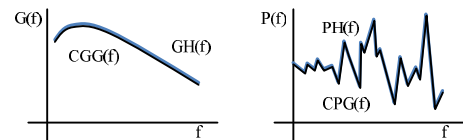
STEP2. FFTによりフーリエスペクトルを求める。



STEP3. gainとphaseを求める。



STEP4. gainとphaseを用いて補正を施す。



STEP5. 逆FFTにより、風速の時刻歴に戻す。

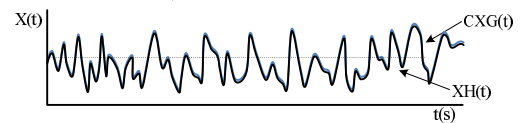


図-1 補正方法の概念

表-1 使用風速計概要

記号	風速計	センサー素子	
HWA	カノマックス社製熱線流速計 平行流形プローブ0247R-T5	タングステン φ5μ	
GMA	SMA	芝浦電子製サーミスタ 多点風速計 AS201形	サーミスタ
	TMA	東亜工業製 多点風速計	白金巻線 抵抗体

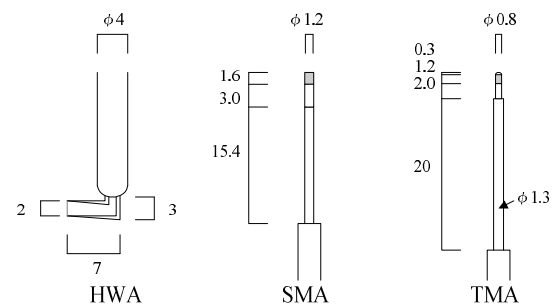


図-2 風速計外観

用いて気流の同時計測を行った。

(1) 使用風速計概要

HWAはカノマックス社製の熱線平行流形プローブを使用した。GMAは芝浦電子製サーミスタ多点風速計

(以下、SMA と称す。)と GMA の中では高い応答性を有する東亜工業製の多点風速計(以下、TMA と称す。)の2種類を用いた。使用した風速計の概要を表-1に、風速計の外観を図-2に示す。

(2) 実験条件

GMA (SMA,TMA) と HWA のセンサー部を風直方向に 5mm 離して風洞床面 5mm 高さに設置し、計測を行った。実験風速は高さ 5mm で 0.8 ~ 9.0m/s とし、風洞床面の粗度を変えて各風速で5つの乱れ強さで計測した。再現した気流の乱れ強さは風速約 3.5m/s で 6% ~ 26% 程度である。幾何学スケールは 1/300 を想定した。実験状況として、TMA と HWA での同時計測の状況を写真-1に示す。計測の際には SMA,TMA の高周波で低減する微小な信号を計測できるように、A/Dには NI 社製の 18bit A/D変換器 (dithering 機能有) を使用し、51.2kHz でオーバーサンプリングした。サンプリング個数は 2^{21} 個 (40.96 秒) とした。フーリエ変換には、最初と最後の約 0.48 秒分のデータをフェードイン・フェードアウト処理したデータを用いた。時刻歴波形は平均化処理で 400Hz のデータとし、最初と最後の 0.48 秒分のデータをカットして 16000 個のデータとした。

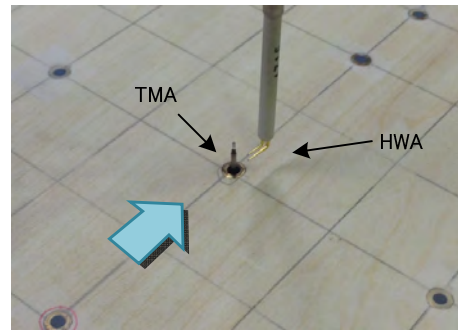
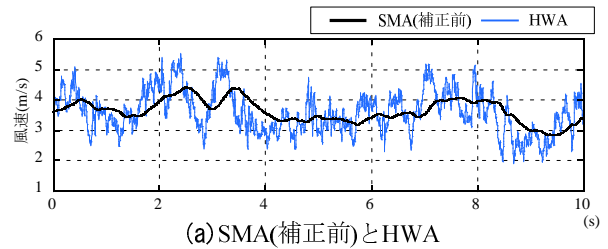
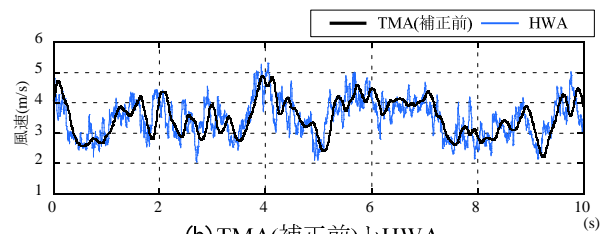


写真-1 実験状況



(a) SMA(補正前)とHWA



(b) TMA(補正前)とHWA

図-3 GMA(補正前)とHWAの時刻歴

4. 実験結果

(1) 風速計の応答性能

GMA (SMA,TMA) と HWA での同時計測結果の一例として、風速約 3.5m/s, 乱れ強さ18%での結果を示す。風速の時刻歴波形を図-3に示す。時刻歴波形は後述する補正後の波形と同様に、100Hzの移動平均処理をした。SMA,TMAともにHWAと比較すると高い周波数成分が計測できておらず、特にSMAは数秒程度の変動しか捉えていないことがわかる。振幅スペクトルおよび位相スペクトルをそれぞれ図-4に示す。SMAでは1Hz程度の周波数でも応答性能の低下や位相の遅れがみられる。また、TMAでは振幅スペクトルは1Hz程度まではHWAとよい対応を示すが、2Hz付近から低下し、位相も徐々に遅れる。SMA,TMAともに振幅は小さくなるものの10Hz以上の周波数においても風速変動を捉えており、特にTMAはノイズレベルを小さくするよう改良されているため、50Hz以上の周波数においても風速変動を捉えている。

gainと phase を図-5に示す。図-5にはgainと phase の近似線も合わせて示す。phase は SMA,TMAともに10Hz以上ではノイズにより判別が難しいため、近似線はそれより低周波数でのものを延長して用いた。

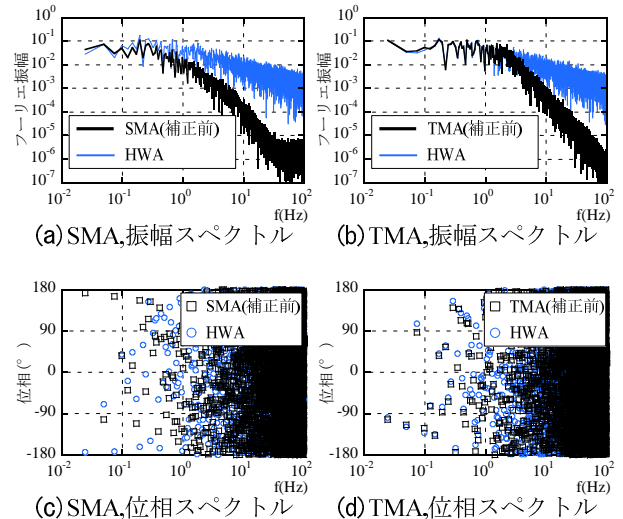


図-4 振幅スペクトルと位相スペクトル

(2) 風速および乱れ強さの影響

gain と phase への風速および乱れ強さの影響を検討した。風速の影響の検討では、風洞床面のラフネスブロックの配置を同一条件とし風速のみ変化させた。乱れ強さは風速によって若干変化し16~20%であった。gain と phase の近似線の風速による変化を図-6に示す。SMAのgainは低周波数から風速が低くなるほど小さくなる傾

向がみられたが、phaseは風速による差は小さく、いずれの風速でも同じ近似線で近似することができた。

TMAでは1.5Hz以上の周波数で風速が低くなるほどgainは小さくなりphaseが遅れる傾向にある。風速を一定にし、乱れ強さを変化させた場合には、SMA,TMAともにgainとphaseに顕著な差はなかった。gainとphaseは、平均風速による影響がみられるが、乱れ強さによる影響は小さいといえる。

5. 瞬間風速評価結果

図-5に示したgainとphaseの近似を用いてスペクトルを補正し、逆フーリエ変換により得られた時刻歴波形を図-7に示す。gainとphaseの傾向から補正が可能な周波数は100Hz程度までと判断し、100Hzで移動平均処理をした。また、SMAは図-4から30Hz以上ではノイズが大きいため、30Hzでローパスフィルターをかけた。SMA,TMAともに周波数補正を施すことで、補正前よりもHWAの変動を捉えることができている。風速スケールを1/3と想定すると、時間スケールは1/100となり、風環境評価が必要となる平均化時間3秒程度の瞬間風速の評価について、本手法での評価が適用できるものと考ええる。

6. おわりに

本論文では、無指向性の多点風速計の計測値に周波数補正を加えることで瞬間風速を評価する方法を示した。GMAとHWAの周波数応答性能の比較から、GMAでも計測方法を工夫することで10Hz以上の周波数においても有効な風速変動が得られることがわかった。さらに、gainとphaseの近似値を使って補正したGMAの時刻歴波形はHWAとよい対応を示し、本手法は風環境評価における瞬間風速の評価に適用が可能と考える。今後は、gainとphaseを精査するとともに、市街地モデルにおいても瞬間風速の評価を行い、風環境評価における本手法の有効性について検討を行う予定である。
謝辞：本研究を行うにあたり、ご協力いただきました株式会社WindStyleならびに東亜工業株式会社に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 村上他, 居住者の日誌による風環境調査と評価尺度に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 第325号, 1983
- 2) 日本建築センター, 実務者のための建築物風洞実験ガイドブック, 2008

- 3) 岩佐他, 風洞実験における風速変動量の測定に関する研究—高応答特性を有するサーミスター風速計を用いた場合—, 日本建築学会論文報告集第280号, 昭和54年6月

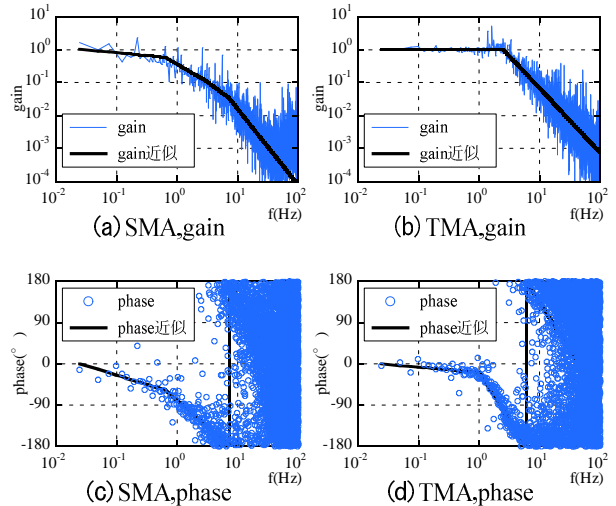


図-5 gainとphase

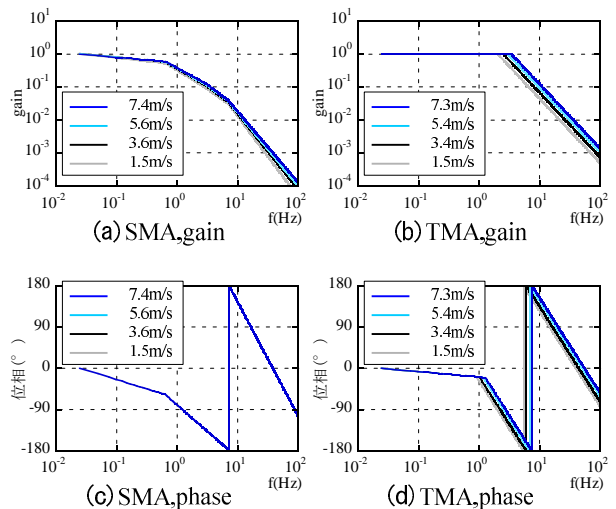


図-6 gainとphaseの風速による変化

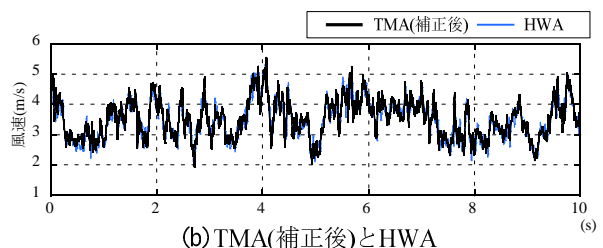
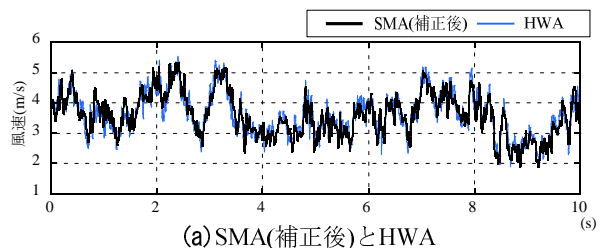


図-7 GMA(補正後)とHWAの時刻歴

社外発表論文一覧【土木部門】 平成26年度(2014/04/01~2015/03/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
論文(査読付き)					
1	少数主桁形式の鋼合成桁とPC桁のずれ止め方式による接合構造の研究	篠崎裕生 浅井洋 紙永祐紀 牧剛史 睦好宏史	当社 当社 当社 埼玉大大学院 埼玉大大学院	構造工学論文集Vol.60A	2014/3/1
2	DEVELOPMENT OF CYLINDRICAL SHEAR CONNECTOR INSERTED IN PERFORATED STEEL PLATE AND APPLY TO THE HYBRID STRUCTURE	篠崎裕生, 浅井洋 牧剛史, 睦好宏史	当社 埼玉大大学院	Research Report of Department of Civil and Environmental Engineering, Saitama Univ. Vol. 40, 2014	2014/4
3	Dynamic fragmentation of concrete using electric discharge impulses	上西幸司 山地宏史 山上敬詳 坂本良	東京大大学院 当社 東京大大学院 日立造船	Construction and Building Materials	2014/5/14
4	AFRP帯で水中接着せん断補強したRC梁の耐荷性状	杉本成司, 栗橋祐介 三上浩 岸徳光	室蘭工大大学院 当社 釧路工高専	コンクリート工学年次論文集 Vol. 36	2014/6/15
5	せん断キー配置間隔を変化させたAFRP板水中接着曲げ補強RC梁の耐荷性状	栗橋祐介 三上浩 河本幸子 岸徳光	室蘭工大大学院 当社 日本シビックコンサルタント 釧路工高専	コンクリート工学年次論文集 Vol. 36	2014/6/15
6	AFRPシート緊張接着曲げ補強PC梁の静的耐荷性状に関する数値解析手法の妥当性検討	池田翔哉 小室雅人 三上浩 岸徳光	国交省北海道開発局 室蘭工大大学院 当社 釧路工高専	コンクリート工学年次論文集 Vol. 36	2014/6/15
7	せん断スパン比および導入緊張率の異なるAFRPシート緊張接着曲げ補強RC梁の静載荷実験	小崎大樹 栗橋祐介 三上浩 岸徳光	ショーホント建設 室蘭工大大学院 当社 釧路工高専	コンクリート工学年次論文集 Vol. 36	2014/6/15
8	AFRPシート曲げ補強RC梁の耐衝撃挙動に及ぼすシート目付量の影響	三上浩 今野久志 栗橋祐介 岸徳光	当社 寒地土木研 室蘭工大大学院 釧路工高専	コンクリート工学年次論文集 Vol. 36	2014/6/15
9	熱可塑性エポキシ樹脂を用いたAFRPロッドで補強した梁のせん断耐力に関する研究	有川直貴 松原澄行 小林宣博 篠崎裕生	当社 ファイベックス 竹入製作所 当社	コンクリート工学年次論文集 Vol. 36	2014/6/15
10	PC橋床版コンクリートの品質向上および施工の合理化に関する研究	室田敬 佐々木亘 中村健一 宮川豊章	当社 当社 当社 京都大大学院	コンクリート工学年次論文集 Vol. 36	2014/6/15
11	円柱ジベルと鉄筋アンカーを併用した縁端拡幅工法の実験的研究	三加崇 有川直貴 篠崎裕生 浅井洋	当社 当社 当社 当社	コンクリート工学年次論文集 Vol. 36	2014/6/15
12	ずれ止めを複数配置した鋼板の引抜き耐荷挙動に関する研究	篠崎裕生 三上浩 牧剛史	当社 当社 埼玉大大学院	コンクリート工学年次論文集 Vol. 36	2014/6/15

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
13	画像計測による照明の陰影を利用した変状抽出手法の研究	塩崎正人 石森章之 菊地典明 佐田達典	当社 日本大 テクノフラッシュ 日本大	コンクリート工学年次論文集 Vol. 36	2014/6/15
14	AFRPシート曲げ補強RC梁の耐衝撃挙動に及ぼすシート目付量の影響	三上浩 今野久志 栗橋祐介 岸徳光	当社 寒地土木研究所 室蘭工業大大学院 釧路工高専	コンクリート工学年次論文集 Vol. 36	2014/6/15
15	液状化による側方流動対策としての深層混合処理工法における効果的な杭配置	高橋直樹 津田和夏希 森川嘉之, 高橋英紀 高野大樹 東畑郁生	当社 当社 港湾空港技術研究所 港湾空港技術研究所 東京大	土木学会論文集 B3 (海洋 開発) 特集号 (Vol.70, No.2)	2014/10
16	Geological visualization technique based on daily drilling works	山地宏志, 山田文孝 板倉賢一	当社 室蘭工大	International Society of Rock Mechanics Proceedings of 8th Asian Symposium of Rock Mechanics	2014/10/14
17	25年経過したあづみの吊床版橋の健全性確認試験	古賀友一郎 浅井洋 安藤直文 竹之井勇	当社 当社 当社 当社	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Vol.23nd	2014/10/15
18	組紐状アラミドロッドにおける定着体の付着定着性能に関する実験的研究	三加崇 竹山忠臣 有川直貴 浅井洋	当社 当社 当社 当社	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Vol.23nd	2014/10/15
19	橋梁等構造物の点検ロボットカメラの性能検証	梅津健司 藤原保久 浅井洋 千葉嘉隆	当社 当社 当社 日立産業制御ソリューションズ	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Vol.23nd	2014/10/15
20	押抜き試験における横方向拘束が鋼管ジベルのせん断耐力に与える影響	有川直貴 篠崎裕生 浅井洋 牧剛史	当社 当社 当社 埼玉大大学院	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Vol.23nd	2014/10/15
21	アラミド繊維を緊張材に用いた薄型PC板の基礎的研究	竹山忠臣 有川直貴 三加崇 浅井洋	当社 当社 当社 当社	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Vol.23nd	2014/10/15
22	寒冷地での橋梁緊急補修工事における凍害対策とその検証結果	村田宣幸 樋口正典 尾田賢治 石井精一	当社 当社 当社 当社	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Vol.23nd	2014/10/15
23	PCT桁橋の桁下面に発生した縦ひび割れ原因に関する解析的検討	櫻井義之 國富康志 谷口秀明 木村 嘉富	PC建協 PC建協 当社 土木研究所	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Vol.23nd	2014/10/15
24	軽量細骨材を用いた高強度コンクリートの諸特性	谷口秀明 佐々木亘 樋口正典	当社 当社 当社	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Vol.23nd	2014/10/15
25	PC部材に用いる早強コンクリートのひび割れ抵抗性に与える骨材量の影響	佐々木亘 谷口秀明 樋口正典	当社 当社 当社	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Vol.23nd	2014/10/15

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
26	有効プレストレス推定による既設PCT桁橋の健全度評価	渡瀬博, 國富康志 谷口秀明 本間英貴, 木村嘉富	PC建協 当社 土木研究所	日本材料学会 コンクリート構造物の補修, 補強アップグレードシンポジ ウム論文報告集	2014/10/31
27	促進養生によるASR膨張に与える混和材ならびに水セメント比の影響	佐々木亘 谷口秀明 樋口正典	当社 当社 当社	日本材料学会 コンクリート構造物の補修, 補強アップグレードシンポジ ウム論文報告集	2014/10/31
28	液状化流動対策としての深層混合処理杭の効果的な平面配置	高橋直樹 津田和夏希 森川嘉之, 高橋英紀 高野大樹 東畑郁生	当社 当社 港湾空港技術研究所 港湾空港技術研究所 東京大	地盤工学会 第59回地盤工学シンポジウ ム	2014/11/27
29	外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造橋脚の耐震性能に関する実験的研究	村尾光則, 富山茂樹 篠崎裕生, 三上浩 澤井淳司 睦好宏史	当社 当社 当社 埼玉大大学院	土木学会論文集 E2(材料・コ ンクリート構造) (Vol.71, No.1)	2015

論文

1	コンクリートの養生方法が圧縮強度および透気性に及ぼす影響	井上翠, 澤本武博 樋口正典 藤原貴央	ものづくり大 当社 エフティーエス	日本非破壊検査協会講演大 会講演概要集 Vol.2014, 春季	2014/6/3
2	AFRP帯で水中せん断補強したRC梁の耐荷性能向上効果	杉本成司, 栗橋祐介 三上浩 岸徳光	室蘭工大大学院 当社 釧路工高専	土木学会年次学術講演会講 演概要集 (CD-ROM)Vol.69th	2014/8/1
3	AFRP板水中接着曲げ補強したRC梁の曲げ耐荷性能に及ぼすせん断キー配置間隔の影響	河本幸子 栗橋祐介 三上浩 岸徳光	日本シビックコンサルタント 室蘭工大大学院 当社 釧路工高専	土木学会年次学術講演会講 演概要集 (CD-ROM)Vol.69th	2014/8/1
4	AFRPシート緊張接着曲げ補強RC梁のシート剥離性状に及ぼすせん断スパン比の影響	小崎大樹 栗橋祐介 三上浩 岸徳光	ショーホント建設 室蘭工大大学院 当社 釧路工高専	土木学会年次学術講演会講 演概要集 (CD-ROM)Vol.69th	2014/8/1
5	AFRPシート曲げ補強RC梁の耐衝撃挙動に及ぼすシート目付量の影響	岸徳光 栗橋祐介 今野久志 三上浩	釧路工高専 室蘭工大大学院 寒地土木研 当社	土木学会年次学術講演会講 演概要集 (CD-ROM)Vol.69th	2014/8/1
6	初期損傷を有するRC梁のAFRPシート曲げ補強による耐衝撃性向上効果	栗橋祐介 今野久志 三上浩 岸徳光	室蘭工大大学院 寒地土木研 当社 釧路工高専	土木学会年次学術講演会講 演概要集 (CD-ROM)Vol.69th	2014/8/1
7	アラミド繊維シートによる補強および再補強時での余寿命推定	井之上賢一, 三上浩 今田文男 廣瀬清泰 河野一資, 堀川都志雄	ファイベックス, 当社 大成ロテック 井沢設計 弘栄貿易	土木学会年次学術講演会講 演概要集 (CD-ROM)Vol.69th	2014/8/1
8	不均等分割ブロックをもつ併用法の鋼板接着補強床版への適用	三上浩 水野政純 廣瀬清泰 堀川都志雄	当社 大成ロテック 井沢設計 大阪工大	土木学会年次学術講演会講 演概要集 (CD-ROM)Vol.69th	2014/8/1
9	外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造橋脚の耐震性能に及ぼす鋼管配置の影響に関する実験的研究	篠崎裕生 村尾光則 三上浩 今野久志	当社 当社 当社 寒地土木研究所	土木学会年次学術講演会講 演概要集 (CD-ROM)Vol.69th	2014/8/1

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
10	道路橋示方書に基づく外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造橋脚の耐震性能に関する考察	村尾光則 廣船啓介 篠崎裕生 三上浩	当社 当社 当社 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集 (CD-ROM)Vol.69th	2014/8/1
11	投光器の照射角度を利用した変状サイズの計測手法に関する研究	石森章之 佐田達典 石坂哲宏 塩崎正人	日本大 日本大 日本大 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集 (CD-ROM)Vol.69th	2014/8/1
12	走行型計測のための効率的な照明配置に関する基礎実験	塩崎正人 河村圭 加藤健一 本多健治 千葉史隆	当社 山口大 ステラ精密 テクノフラッシュ 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集 (CD-ROM)Vol.69th	2014/8/1
13	トンネル維持管理のための車載撮影装置の開発	塩崎正人 河村圭 吉村忠雄, 飛田正人 加藤健一	当社 山口大 双葉電機製作所 ステラ精密	土木情報学シンポジウム講演集Vol.39	2014/9/24 ～9/25
14	照明と画像を利用したコンクリート壁面の段差高計測に関する基礎的研究	石森章之, 佐田達典 塩崎正人	日本大 当社	土木情報学シンポジウム講演集Vol.39	2014/9/24 ～9/25
15	トンネル壁面連続撮影画像からの画像展開図作成に関する研究	河村圭 松本潤児, 中村秀明 塩崎正人 本多健治	山口大 山口大 当社 テクノフラッシュ	土木情報学シンポジウム講演集Vol.39	2014/9/24 ～9/25
16	杭式深層混合処理工法の液状化による側方流動抑制効果に関する遠心模型実験	高橋直樹, 津田和夏希 奥野夏樹 森川嘉之, 高橋英紀 東畑 郁生	当社 当社 港湾空港技術研 東京大	第11回地盤工学会関東支部発表会	2014/10/3
17	1周波ローコスト受信機による長時間観測の評価	千葉史隆	当社	測位航法学会 GPS/GNSS SYMPOSIUM 2014	2014/10/28 ～10/30
18	三軸圧縮下の花崗岩試料における破壊ともなう透過弾性波の走時変化について	今堀敦史 川方裕則 高橋直樹	立命館大 立命館大 当社	日本地震学会秋季大会講演予稿集Vol.2014	2014/11/1
19	型枠存置期間の違いがコンクリート壁部材の表層品質へ与える影響	石澤正大 浅井宏隆 斯波明宏 佐々木亘	当社 当社 当社 当社	土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集	2015/03/05 ～3/6

報文など

1	PC構造物の非破壊検査技術 テストハンマーによるコンクリートの強度推定	谷口秀明	当社	プレストレストコンクリート(プレストレストコンクリート工学会) Vol.56, No.6	2014/11/30
2	Magnitude- 7 level earthquakes: A new lower limit of self-similarity in seismic scaling relationships	Yoshimitsu Nana Kawakata Hidenori Naoki Takahashi	東京大 立命館大 当社	AGU(American Geophysical Union) Geophys	2014/12
3	連続繊維(FRP)板の接着による水中・海中コンクリート構造物の補修補強工法の開発に関する研究	三上浩 栗橋祐介, 小室雅人	当社 室蘭工大	室蘭工業大学地域共同研究開発センター研究報告 No.25	2015/2

社外発表論文一覧【建築部門】 平成26年度(2014/04/01～2015/03/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
論文(査読付き)					
1	材端に腰壁を有する鉄筋コンクリート梁の配筋と曲げ強度の検討	松永健太郎 小坂英之 新上浩 小田稔	当社 当社 当社 当社	コンクリート工学年次論文集 Vol. 36	2014/6/15
2	シリカフェームとフライアッシュを併用した超高強度コンクリートに関する研究	松田拓 蓮尾孝一 本田和也 野口貴文	当社 当社 住友大阪セメント 東大大学院	コンクリート工学年次論文集 Vol. 36	2014/6/15
3	鉛直接合部の滑り破壊を許容したプレキャスト連層耐震壁の強度評価 鉄筋コンクリート連層壁板の強度算定法(その2)	小坂英之 溝口光男	当社 室蘭工大大学院	日本建築学会構造系論文集 No.700	2014/7/1
4	建物の部材耐力に基づく強風災害リスク	野田博, 畦直人 作田美知子 佐々木亮治 山岸邦彰	近畿大 当社 風工学研究所 金沢工大	日本風工学会 風工学シンポジウム論文集 Vol.23rd	2014/12
5	ロボット技術・情報通信技術の運用空間に関する研究	赤尾伸一 川瀬隆治 泉敬介, 土田崇 大川慶直 鍛冶良作, 神徳徹雄	当社 東急建設 関電工 元日本原子力研究開発機構 産総研	日本ロボット学会誌 vol.32No.10	2014/12
論文					
1	Dynamic Behavior of Response-Controlled Buildings during the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake	鈴木亨 川島学	当社 当社	IACSM The sixth World Conference on Structural Control and Monitoring (6WCSCM)	2014/7/15 ～7/17
2	スラブ付きアンボンドプレストレストコンクリート梁の曲げ性状に関する実験的研究(その2 実験結果と考察)	森口佑紀, 金東煥 宮本皓, 江頭寛 河野進 樋渡健 渡邊秀和 岡安隆史	東京工業大 東京工業大, 当社 東京工業大 東亜建設工業 東京工業大 鹿島建設	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集Vol.2014 (CD-ROM)	2014/7/20
3	中開孔が近接した大開孔を有するRC基礎梁の実験的研究(その1) 実験概要	五十嵐治人, 細矢博 濱田真 猪飼吉宏 江頭寛, 岩倉知行 和泉信之	銭高組, 奥村組 熊谷組 東亜建設工業 当社, コーヨー建販 千葉大	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集Vol.2014 (CD-ROM)	2014/7/20
4	中開孔が近接した大開孔を有するRC基礎梁の実験的研究(その4) せん断抵抗機構と強度評価に関する一考察	江頭寛, 五十嵐治人 猪飼吉宏 森和久 稲生雅史 岩倉知行 和泉信之	当社, 銭高組 東亜建設工業 飛鳥建設 ピーエス三菱 コーヨー建販 千葉大	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集Vol.2014 (CD-ROM)	2014/7/20
5	PCa 柱の埋込み部に関する実験的研究(その3) 押抜き試験および引張試験	平田裕一, 江頭寛 徳武茂隆, 牧田瑞記 伊藤彰	当社 当社 当社	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集Vol.2014 (CD-ROM)	2014/7/20
6	遺伝的アルゴリズムによる建築構造物のライフサイクルデザインに関する研究(その12)	平田裕一 金子侑樹, 古川忠稔 大森博司	当社 名古屋大 名古屋大	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集Vol.2014 (CD-ROM)	2014/7/20
7	建物外構部の液状化被害低減型方法に関する振動台実験(その3)	高岡雄二, 宮田勝利 高橋直樹, 平田裕一 原田健二, 吉富宏紀 東畑郁生	当社 当社 不動トラ 東京大	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集Vol.2014 (CD-ROM)	2014/7/20

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
8	開口を有するRC壁パネルの加力実験 (その2. 実験結果と開口による強度低減率の検討)	小松慶広 小坂英之 溝口光男	室蘭工大 当社 室蘭工大	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集Vol.2014 (CD-ROM)	2014/7/20
9	開口を有するRC壁パネルの加力実験(その 1. 実験計画と破壊状況)	小坂英之 小松慶広, 溝口光男	当社 室蘭工大	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集Vol.2014 (CD-ROM)	2014/7/20
10	T形鉄骨フレームを用いた鉄筋コンクリート柱 梁架構の耐震補強(その1 実験計画と破壊 状況)	原田浩之 松永健太郎 小坂英之, 鈴木亨 林静雄	当社 当社 当社 東京工業大	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集Vol.2014 (CD-ROM)	2014/7/20
11	T形鉄骨フレームを用いた鉄筋コンクリート柱 梁架構の耐震補強(その2 荷重-変形関係 と耐力評価)	松永健太郎 原田浩之 小坂英之, 鈴木亨 林静雄	当社 当社 当社 東京工業大	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集Vol.2014 (CD-ROM)	2014/7/20
12	建物外構部の液状化被害低減型方法に関 する振動台実験(その3)	高岡雄二, 宮田勝利 高橋直樹, 平田裕一 原田健二, 吉富宏紀 東畑郁生	当社 当社 不動産 東京大	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集Vol.2014 (CD-ROM)	2014/7/20
13	集合住宅プロジェクトの品質確保・安全確保 に向けた労務環境の実態に関する研究 其 の8) 労務環境診断書の概要と効果の検証	手塚慎一 蟹澤宏剛 戸倉健太郎	当社 芝浦工業大 当社	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集Vol.2014 (CD-ROM)	2014/7/20
14	集合住宅プロジェクトの品質確保・安全確保 に向けた労務環境の実態に関する研究 其 の9) 労務環境の地域比較, 時系列変化およ び労務環境診断書指標の検証	戸倉健太郎 手塚慎一 蟹澤宏剛	当社 当社 芝浦工業大	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集Vol.2014 (CD-ROM)	2014/7/20
15	耐震開口フレームと軽みぞ形鋼の合成梁技 術とその空間構成	門馬寛之, 手塚純一 手塚慎一 安藤直人	J建築システム 当社 東大大学院	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集Vol.2014 (CD-ROM)	2014/7/20
16	コンクリート表面含浸材に関する現状調査 (その6 要求性能にあった材料選定)	安部弘康 田村友法 古川雄太, 安田正雪 川又篤, 井戸康浩 中瀬博一, 手塚慎一	安藤ハザマ 東亜建設工業 東急建設, 東洋建設 鉄建建設, 戸田建設 ピーエス三菱, 当社	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集Vol.2014 (CD-ROM)	2014/7/20
17	膨張材を使用した超高強度コンクリートの強 度発現性に及ぼす前養生時間と加熱養生 温度の影響	高田葵 松田拓 鈴木康範 池田雅隆	住友大阪セメント 当社 住友大阪セメント 東京エスオーシー	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集Vol.2014 (CD-ROM)	2014/7/20
18	シリカフェームとフライアッシュを併用した超 高強度コンクリートの検討その1 実験概要お よび流動性と強度の改善	蓮尾孝一, 松田拓 本田和也 野口貴文	当社 住友大阪セメント 東京大	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集Vol.2014 (CD-ROM)	2014/7/20
19	シリカフェームとフライアッシュを併用した超 高強度コンクリートの検討その2 自己収縮の 低減およびRC 柱試験体による検証実験	松田拓, 蓮尾孝一 本田和也, 高田葵 須黒昇 野口貴文	当社 住友大阪セメント SMCコンクリート 東京大	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集Vol.2014 (CD-ROM)	2014/7/20
20	工場・倉庫等の鉄骨造建物の気密性能に関 する研究	紺野康彦 酒井英二 菰田裕士	当社 当社 当社	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集Vol.2014 (CD-ROM)	2014/7/20

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
21	集合住宅用可動ルーバーの実験的検討	酒井英二 作田美知子	当社 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集Vol.2014 (CD-ROM)	2014/7/20
22	アトリウムの成層空調における温度及び湿度分布の実測と冷房負荷削減効果	酒井英二 紺野康彦, 菟田裕士	当社 当社	空調調和・衛生工学会大会学術講演論文集	2014/8/25
23	RC戸境壁の独立下地ボード壁仕上げが遮音性能に及ぼす影響	嶋田泰 岩本毅	当社 当社	日本音響学会研究発表会講演論文集 Vol.2014, 秋季 (CD-ROM)	2014/8/26
24	安心安全電磁環境技術の国際化に向けて	赤尾伸一 川瀬隆治, 泉敬介 大川慶直 鍛冶良作, 神徳徹雄	当社, 東急建設, 関電工 元日本原子力研究開発機構 産業技術総合研究所	横断型基幹科学技術研究団体連合 第5回横幹連合総合シンポジウム	2014/11/29 ~11/30
25	浮遊式減衰ネットを用いた石油タンクの液面揺動制御システム	鈴木亨 武富幸郎 津田和夏希	当社 当社 当社	日本地震工学シンポジウム論文集 Vol.14th	2014/11/17
26	シリカフェウムとフライアッシュを併用した超高強度コンクリートに関する研究	松田拓	当社	日本シリカフェウム技術研究会第2回研究発表会	2015/1/23 ~1/30

報文など

1	フルプレキャスト工法による高層RC造住宅のシステム施工	蓮尾孝一 菅谷和人	当社 当社	コンクリート工学 Vol.52, No.4	2014/4/1
2	ハイブリッド中間階免震改修構法の施工=免震装置と粘性減衰装置を組み合わせた高性能免震改修構法=	鈴木亨	当社	建設機械 Vol.50, No.7	2014/7/1
3	置換空調 置換空調システムとその実施例 (大学のアトリウム空間への設置)	大坪陽一 酒井英二 紺野康彦	当社 当社 当社	建築設備と配管工事 Vol.52, No.12	2014/10/5