

三井住友建設技術研究所報告

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

No.5 2007

CD-ROM の内容

本 CD-ROM は、三井住友建設技術研究所報告 No.4 2006 として論文・報告、および社外発表論文一覧を PDF ファイルとして収録したものです。
各コンテンツは WEB ブラウザよりご覧いただけます。

■動作環境

本 CD-ROM は以下の環境で利用することができます。

○対応 OS

Microsoft Windows 95/98/Me/NT/2000/XP または Macintosh OS

○対応ブラウザ

Microsoft Internet Explorer 5.0 以上 / Netscape Navigator 4.7 以上

○その他必要なソフトウェア

Adobe Acrobat Reader 4.0 以上

※ Adobe Acrobat Reader は Adobe 社のホームページ <http://www.adobe.co.jp/> 等でダウンロードできます。

■使用方法

Microsoft Windows をお使いの方は、WEB ブラウザが自動で起動するようになっています。

自動で起動しない場合、または Macintosh をお使いの方は、CD-ROM 内の index.html ファイルを WEB ブラウザで開いてご覧ください。

本製品は CD-ROM です。音楽用の一般オーディオプレーヤーでは絶対に再生しないでください。大音量による聴覚障害を被ったり、スピーカー等を破損する恐れがあります。本 CD-ROM を使用することによって生じるいかなる結果にも、当社は一切の責任を負わないものとします。
記載されている会社名・製品名は各社の商標または登録商標です。

三井住友建設技術研究所報告

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

No.5 2007

複写される方へ

当社は下記協会に複写に関する権利委託をしていますので、本誌に掲載された著作物を複写したい方は、同協会より許諾を受けて複写して下さい。ただし（社）日本複写権センター（同協会より権利を再委託）と包括複写許諾契約を締結されている企業の社員による社内利用目的の複写はその必要はありません（社外頒布用の複写は許諾が必要です）。

権利委託先： （中法）学術著作権協会
〒107-0052 東京都港区赤坂 9-6-41 乃木坂ビル
電話 (03)3475-5618 FAX (03)3475-5619 E-Mail : info@jaacc.jp

なお、著作物の転載・翻訳のような、複写以外の許諾は、学術著作権協会では扱っていませんので、本誌発行元へご連絡ください。

また、アメリカ合衆国において本書を複写したい場合は、次の団体に連絡して下さい。
Copyright Clearance Center, Inc.
222 Rosewood Drive, Danvers, MA01923 USA
Phone 1-978-750-8400 FAX 1-978-646-8600

巻頭言

2006年まで続いた好調な世界経済は、今後、2007～2008年にかけて続くともみられています。我が国の社会・経済は、今なお構造改革の途上にありますが、その拡大期間が戦後最長であった「いざなぎ景気」を超える昨年の景気動向に支えられ、概ね順調に回復しつつあると推測されています。

一方、建設業界においては、企業の収益回復に伴い民間非住宅投資は回復傾向にありますが、公共工事の抑制傾向が影響し、他産業に比べ景気回復の実感を持ちにくい状況にあります。建設市場全体としては、依然として縮小が続くという厳しい状況が継続するとみられ、建設産業はかつて経験したことのない転換期を迎えている状況にあります。また、世界各地におけるテロの頻発、自然災害や事故・トラブルの多発など、国民の安全・安心を脅かす要因が増加傾向にあり、特に建設業界に関係する地震、台風、豪雨に水害、竜巻等々、自然災害が頻発しており、これら安全・安心の確保は、すべての国民が求める最も重要な課題であります。

構造改革、自然災害の頻発等を建設市場の変化として俯瞰すると、「安全・安心」で、しかも、地球環境に配慮した「サステナビリティ」な社会インフラストラクチャが求められています。

技術の研究開発においては、これらの社会構造の変化を建設市場の変化、更には「必要とされる技術の変化」として的確に捉え、スピード感を持った開発が必要であり、ビジネスチャンスが潜んでいると考えます。今後も、技術力を基盤にした企業力による差別化がさらに加速し、「技術提案力」、「技術・コストの総合的な評価」等が重視され、より質の高い技術力が求められます。また、建設業の原点は「ものづくり」ではありますが、単純な「ものづくり」ではなく、発注者の立場での最適な建設計画を提案する視点、発想が重要であり、技術の研究開発も同様であると考えます。顧客の視点に立脚した「ものづくり」から生まれた技術は、顧客から信頼される技術となり得ると確信しています。

現在、弊社は新・経営中期計画の下、最終年度を向かえ、安定した事業基盤を構築中ですが、「ものづくり」への徹底したこだわりを持った技術開発を目指して、より質の高い価値を生み出すべく研究開発に取り組んでおります。技術研究所報告（No.5）を発刊するに当たり、多くの方々にご高覧頂き、ご批評を賜れば幸いです。

2007年 9月

技術研究開発本部長 兼 技術研究所長
黒崎 幸夫

三井住友建設技術研究所報告 第5号

目 次

※ 論文はCD-ROMに収録しています

【論文・報告】

No.	タイトル	執筆者	概要	論文
1	AFRPシート緊張接着時の定着性状並びにPC梁の補強効果に関する実験的研究	三上 浩 浅井 洋 中島 規道 三加 崇	1	25
2	可撓性に優れたアラミド繊維せん断補強材の研究	浅井 洋 中島 規道 川上 健太郎 竹之井 勇	2	33
3	テストハンマーによる構造体コンクリートの強度推定法に関する研究	谷口 秀明	3	39
4	孔あき鋼板ジベルの引抜き耐力に関する実験的研究	篠崎 裕生 三上 浩 中島 規道 川上 健太郎	4	51
5	動的破壊過程の3次元数値解析コードの開発	山地 宏志 高橋 浩 鷹觜 智司	5	57
6	荻野凝灰岩の強度特性に及ぼす封圧の影響	高橋 直樹 黒川 幸彦	6	63
7	溶存メタンセンサーによる原位置メタン量測定	山本 陽一 高橋 直樹 黒川 幸彦	7	69
8	電気化学的鉄筋腐食測定法の適用性に関する研究	斯波 明宏 樋口 正典	8	79
9	三次元形状計測における大量点群データ処理システムの開発	大津 慎一	9	85
10	供試体変形計測への精密写真測量の適用	塩崎 正人 篠崎 裕生	10	91
11	段差付きフルプレキャストPC床版の長期載荷実験	江頭 寛 小坂 英之 山中 久幸 谷垣 正治 松本 啓二	11	97
12	1階柱脚をプレキャスト化した高強度柱部材の構造実験	田野 健治 小坂 英之 山中 久幸 谷垣 正治 松本 啓二	12	103

※ 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
13	テフロン被膜を形成した低摩擦型剛すべり支承の開発	小幡 達也 鈴木 亨 中南 滋樹	13	111
14	慣性接続要素を利用した線形粘性ダンパーと支持部材を直列結合した一層最適設計システムの振動特性	中南 滋樹 木田 英範	14	117
15	地下鉄振動の建物内振動伝搬と基礎の入力損失に関する研究	山岸 邦彰 谷垣 正治 岩本 毅 原田 浩之	15	127
16	地震リスク分析に基づく地震対策の効果検証と既存建物の耐震改修優先順位の検討	中南 滋樹 谷垣 正治 山岸 邦彰	16	133
17	耐震補強推進のための地震リスクファイナンスモデル	山中 久幸 山田 哲也 谷垣 正治 山岸 邦彰	17	141
18	湿潤養生期間がコンクリートの品質に与える影響	西本 好克 松田 拓 河上 浩司	18	151
19	超高強度コンクリートのクリープ特性に関する実験的研究	松田 拓 河上 浩司 西本 好克	19	157
20	実施工における高強度コンクリートの品質管理	河上 浩司 松田 拓 西本 好克 蓮尾 孝一	20	165
21	コンクリートの非破壊圧縮強度推定法の開発 —表面の乾燥が構造体コンクリートの弾性波速度に及ぼす影響—	立見 栄司	21	173
22	高層建物のボイド内の風圧特性に関する研究	作田 美知子 野田 博	22	179
23	CFDによる石油タンク内のスロッシング現象と浮遊式ネットの減衰効果の再現	野田 博 谷垣 正治 鈴木 亨 中南 滋樹	23	185
24	「ふげん」原子炉本体解体に向けたAWJ技術の適用性検討評価 —超小型AWJカッティングヘッドの開発と模擬材の切断試験—	丸山 信一郎 大鐘 大介	24	193
【社外発表論文一覧】				199

概要

AFRP シート緊張接着時の定着性状並びに PC 梁の補強効果に関する実験的研究

三上 浩 浅井 洋 中島 規道 三加 崇

キーワード：アラミド繊維シート，緊張，定着システム，PC 梁，補強効果

研究の目的

近年、効率的に FRP シート補強を行うために、FRP シートに緊張力を導入して接着する工法が考案され、一部で実用化されている。FRP シートを緊張して接着する場合、緊張力を導入したシートの定着が大きな問題となる。そのため、一般的にはシート端部を機械式定着治具で固定・定着させている。本研究では、高価な機械式定着治具を用いることなく定着する方法に着目し、初めに定着性状に関する実験的検討を行った。

検討は、定着端部コンクリートの引張破壊を防止するため、あらかじめコンクリート表面に二方向アラミド繊維（AFRP）製の定着用シートを貼り付け、その上に一方向の緊張接着用シートを接着して、定着用シート各点に生じるひずみから応力分担性状を検討した。次に、定着端部を定着用シートで補強した PC 梁下面に AFRP シートを緊張接着し、載荷実験により曲げ補強効果を確認した。

研究の概要

図-1 に定着性状を検討するための RC 版の補強概要を示す。検討は、緊張接着用シートの幅、シートの緊張率(20%~最大 70%)を変化させて実施した。

曲げ載荷試験には、幅 30cm、高さ 19cm、純スパン長 2.8m の PC 梁を用い、梁下端にはφ9.3mm の PC 鋼より線 3 本を使用し、緊張力は有効緊張率が 60%になるようにプレテンション方式で導入し

た。試験体数は無補強を含め梁下面の緊張接着用シートの幅を 10, 20, 30cm の 3 種類、シートの導入緊張率を 0, 30, 60%とした全 9 体である。なお、定着性状の検討ならびに曲げ載荷試験に用いた AFRP シートは共通であり、力学的特性値を表-1 に示す。本研究では、事前に断面分割法により計算を行い、実測値と計算値の比較もあわせて行った。

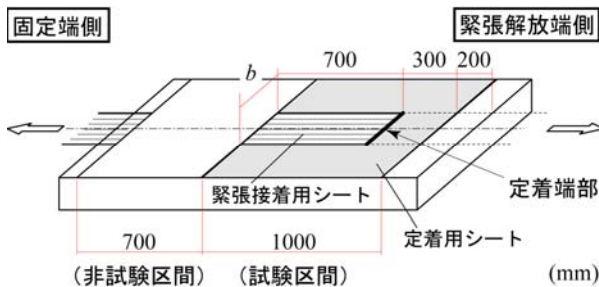


図-1 RC 版の補強概要

表-1 AFRP シートの力学的特性値（公称値）

シート名称	保証耐力 (kN/m)	厚さ (mm)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (MPa)	破断ひずみ (%)
緊張接着用	1,176	0.572	2.06	118	1.75
定着用	588/588	0.286			

研究の成果

定着性状に関する検討から以下のことが明らかになった。①定着用シートを用いることで、幅 30cm 程度までの緊張接着用シート（緊張率最大 70%）は定着治具を用いることなく定着可能である。②定着用シートに与える緊張接着用シートの影響範囲は、緊張接着用シート側面に大略 25mm、定着端部より緊張開放端側には長さ方向に 50mm、幅方向には緊張接着用シート幅以内であることが明らかとなった。

また、曲げ載荷試験から、①一方向 AFRP シートを緊張して接着することで曲げひび割れ発生荷重が大幅に増加すること、②AFRP シートを緊張して接着した PC 梁の耐荷性状や破壊形式は断面分割法によって大略評価可能であること、③緊張率が大きいほど初期導入ひずみが大きくなるため、梁の変位が小さくともシート破断して破壊しやすいこと、などが明らかとなった。

Experimental Study on Anchoring Behavior and Reinforcing Effect for PC Beams Bonding with Pre-tensioned AFRP Sheet

HIROSHI MIKAMI HIROSHI ASAI NORIMICHI NAKAJIMA TAKASHI SANGA

Key Words : AFRP Sheet, Pretension, Anchoring System, PC Beam, Reinforcing Effect

可撓性に優れたアラミド繊維せん断補強材の研究

浅井 洋 中島 規道 川上 健太郎 竹之井 勇

キーワード：連続繊維補強材，アラミド繊維，せん断試験，せん断補強材

研究の目的

塩害環境下において建設されるコンクリート構造物に、腐食しないアラミド繊維を PC 緊張材や補強材に使用することは、ライフサイクルコストを考慮すれば有効な方法である。これまで、アラミド繊維 FRP 補強材が開発されてきたが、帯鉄筋のような曲げ加工を必要とする補強材では、製造工場加工す

る必要があった。そこで、アラミド繊維を組紐状あるいは帯状に加工し、繊維結合材（樹脂）を含浸・成型しない補強材を使用することで、現場における加工を容易にした。本研究では、アラミド繊維補強材をせん断補強材に用いた梁の載荷実験を実施し、補強効果を明らかにすることを目的とした。

研究の概要

アラミド繊維を組紐状あるいは帯状に加工した補強材を図-1 に示す。本補強材をせん断補強材として螺旋状に配置した梁を製作し、せん断実験を実施した。補強材には、2 種類の材質のアラミド繊維、3 種類の径の組紐状補強材、4 種類の帯状補強材を使用した。補強材には樹脂を含浸していないため、容易に曲げ加工が可能である。細径組紐補強材は補強耐力が不足するため、並列に 3 本または 5 本配置した。帯状補強材では、二つ折りにして 1 対の補強材耐力を 2 倍にした試験体についても検討した。

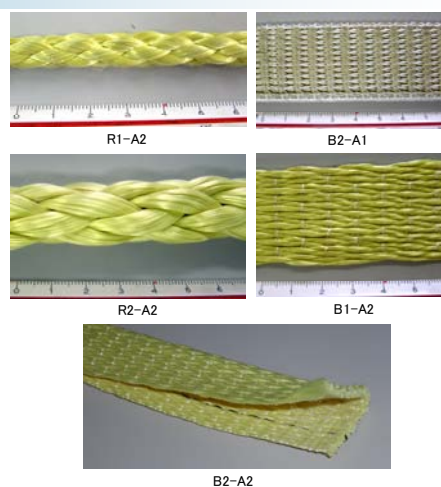


図-1 アラミド繊維補強材

研究の成果

アラミド繊維補強材が負担するせん断耐力とコンクリート標準示方書による計算値 (V_{AF1}) および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）による計算値 (V_{AF2}) との比を図-2 に示す。帯状に加工した B1-A2 補強材は、良好なせん断補強効果があり、 V_{AF1} と同程度のせん断補強効果が得られた。組紐状補強材は、 V_{AF2} と同程度のせん断補強効果が得られた。S2B1A2 試験体の破壊状況を図-3 に示す。試験体がせん断破壊しても、アラミド繊維補強材の破断は認められなかった。

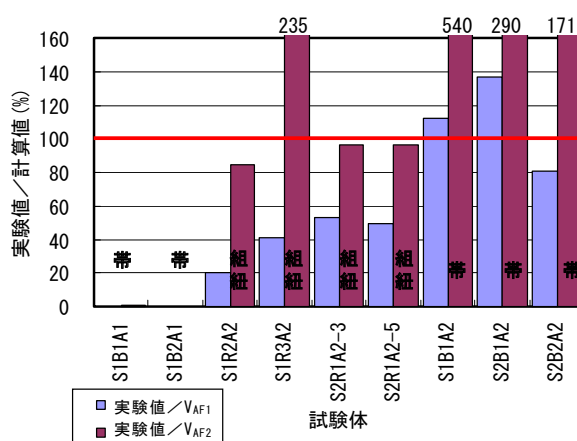


図-2 アラミド繊維補強材が負担するせん断耐力

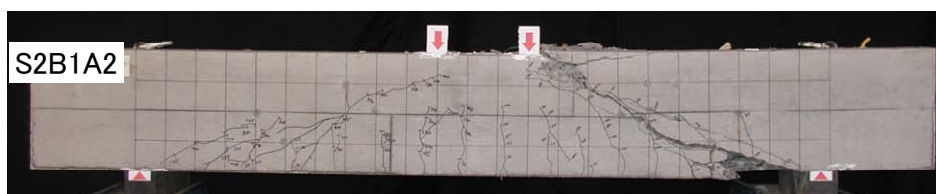


図-3 アラミド繊維補強材を使用した梁のせん断破壊状況

Study of the Flexible Aramid Rope for Shear Reinforcements

HIROSHI ASAI NORIMICHI NAKAJIMA KENTAROU KAWAKAMI ISAMU TAKENOI

Key Words: Fiber Reinforced Plastics, Aramid Fiber, Shear Test, Shear Reinforcements

テストハンマーによる構造体コンクリートの強度推定法に関する研究

谷口 秀明

キーワード：反発度、圧縮強度、配合、材齢、高強度コンクリート

研究の目的

我が国では、今日まで日本材料学会の指針案（1958年制定）に示された強度推定式(以下、JSMS式)を用いて、テストハンマーによる構造体コンクリートの強度推定が行われてきた。しかし、JSMS式で求めた推定強度は、実測の圧縮強度と大きく異なることがある。JSMS式よりも精度が良い強度推定式が数多く提案されてきたが、JSMS式を含め、いずれも反発度と圧縮強度の試験値に対する回帰式で

ある。回帰手法を用いた場合には、回帰式の種類および式に含まれる諸係数の値は、試験者の考え方や試験条件等の相違によって異なるため、未だ明確な強度推定法は確立していない。構造体コンクリートの強度は、コンクリート構造物の構造性能と耐久性の評価に関わる重要な品質であり、テストハンマーによる構造体コンクリートの強度推定法の確立が強く求められている。

研究の概要

本研究では、まず、既往研究の調査と室内実験により、従来の提案式がいずれも回帰式であること、回帰に含める試験値の強度域、材齢等の相違によって直線回帰式の傾きおよび切片が変化すること等を確認した。次いで、テストハンマーの構造および測定方法ならびにコンクリートの変形性状等について論理的に考察し、これに基づく反発度と圧縮強度の関係を表す理論式を導き出した。また、実験により理論式の妥当性を検証するとともに、理論式に含まれる各係数に及ぼす諸要因の影響を把握した。最後に、それらの値を代入した強度推定式は、他者が行った小型試験体を用いた実験結果および筆者が行った大型部材の測定結果に対してよく適合することを確認した。

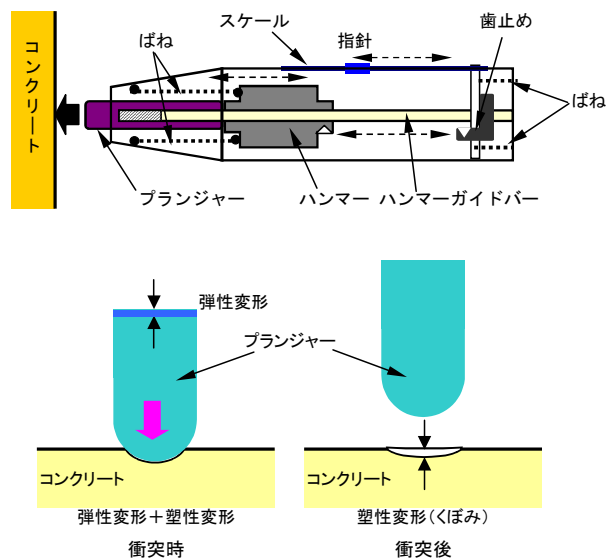


図-1 テストハンマーの構造とコンクリート表面の打撃によって生じる変形

研究の成果

導出した反発度と圧縮強度の関係を表す理論式は、圧縮強度 F (N/mm²)、反発度 R 、プランジャー先端の曲率半径 r (mm)、比例係数 α 、単位荷重当たりの全弾性変形 δ'_e (mm/kN) およびエネルギー効率 η を用いて、以下のように表される。

$$F = \frac{(R/100)^2}{2\pi\alpha\delta'_e[\eta - (R/100)^2]}$$

図-2 に示すとおり、提案式を表す曲線は、セメントの種類、シリカフェームの有無に関わらず、圧縮強度が 10~130N/mm² の範囲において、試験値とほぼ一致することが確認された。

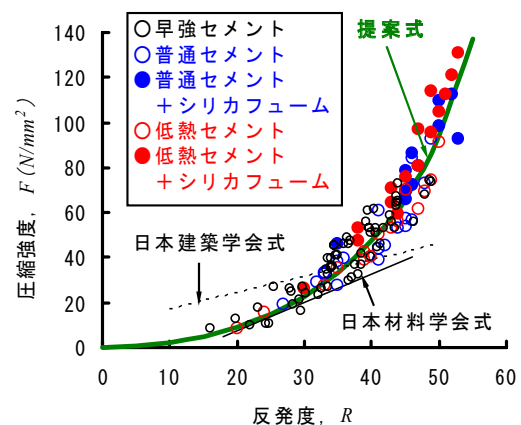


図-2 反発度および圧縮強度の試験値と提案式の比較

Study on Estimating Method for Concrete Strength in Structure by Test Hammer

HIDEAKI TANIGUCHI

Key Words : Rebound Number, Compressive Strength, Mix Proportion, Age, High Strength Concrete

孔あき鋼板ジベルの引抜き耐力に関する実験的研究

篠崎 裕生 三上 浩 中島 規道 川上 健太郎

キーワード：孔あき鋼板ジベル, 引抜き耐力

研究の目的

孔あき鋼板ジベル（以下、ジベルと呼ぶ）は、鋼板に孔をあけ、鉄筋を貫通させるだけで比較的大きなせん断抵抗が得られるため、波形鋼板ウエブ橋や合成桁橋などのすれ止めとして、近年多く用いられている。本研究は、合成・混合構造接合部などで引抜き力が作用する部位にジベルを適用することを目的として、基礎的な検討を行ったものである。合成・混合構造の接合部としては、例えば、合成構造橋脚基部における鋼材のフーチングへの定着や、橋梁上部工における鋼主桁と RC や PC 部材との接合部な

どが想定される。引抜き力が作用する接合部にジベルを用いる場合、力の作用方向に複数個のジベルを配置すると、各ジベルのせん断負担が不均等になり、それとともに破壊形態が変化することが予想される。また、力の作用方向と直交する方向にジベルを複数列配置した場合には、その配置間隔によっては列数分の耐力が確保できないことも考えられる。本研究では、ジベルの深さ、個数、配置列数を変えた引抜き試験を実施し、その破壊性状および耐力について考察を行った。

研究の概要

図-1 のように、コンクリートブロックにジベル鋼板を埋め込み、2 箇所に配置した油圧ジャッキにより引抜き力を与えた。ジベルの孔径は 35mm、貫通鉄筋は D10 とした。鋼板の厚さは 1 個当たりのジベルのせん断耐力から想定される引抜き力に対して、ジベル数の最も多い試験体においても鋼板が降伏することのないよう 12mm とした。試験は、孔の深さおよび数を変えた 4 ケースで、ジベルが複数個配置されている場合の孔の中心間隔は深さ方向、横方向とも 70mm（孔直径の 2 倍）とした。

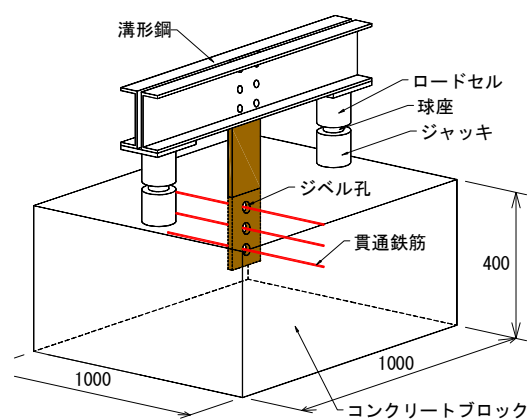


図-1 試験概要

研究の成果

ジベルが浅い位置にある場合の引抜き耐力は、コンクリートのコーン破壊で、ジベルが深い場合はジベル近傍でのコンクリートのせん断破壊で決まることが分かった。ジベル深さと引抜き耐力および破壊形態の関係を図-2 に示す。

コーン破壊耐力は Werner らの式で、ジベル近傍でのコンクリートのせん断破壊は、保坂らの式で評価が可能である。また、ジベルを複数段配置した場合の引抜き耐力は、コーン破壊耐力とせん断破壊耐力の和で評価できる。ジベルが複数列ある場合は、コーン破壊面が重なることによる耐力の低下のみを考慮すればおおむね評価が可能であることが分かった。

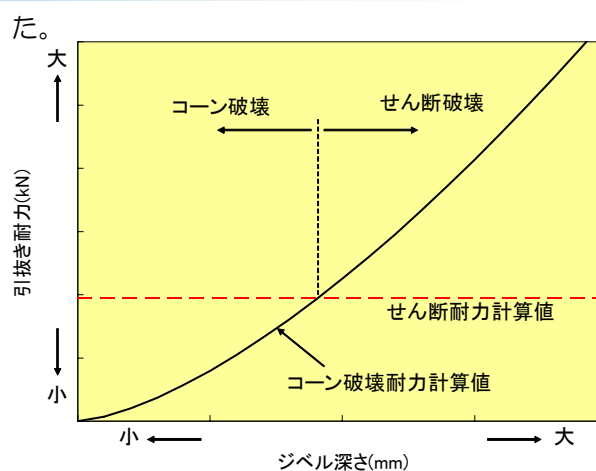


図-2 ジベル深さと引抜き耐力の関係

An Experimental Study on the Ultimate Capacity of Perfobond Strips under Pull-out State

HIROO SHINOZAKI HIROSHI MIKAMI NORIMICHI NAKAJIMA KENTAROU KAWAKAMI

Key Words : Perfobond Strip, Pull-out State Capacity

動的破壊過程の3次元数値解析コードの開発

山地 宏志 高橋 浩 鷹嘴 智司

キーワード：有限差分法，破壊力学，爆破解体

研究の目的

爆破は非日常的事象であるため、構造物爆破解体工法は不要な警戒を近隣住民に与え、環境負荷が大きな工法であると誤解されている側面があることは否めない。しかし、環境負荷は発生する負荷の大きさとその継続時間の積として評価されるべきであるから、継続時間の極めて短い爆破解体工法は、むしろ環境負荷の小さい解体工法であると考えられる。

一方、爆破事象が再起性のない唯一事象であるた

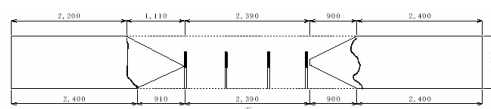
め、その爆破計画は経験豊かな技術者の裁量に委ねられ、必ずしも環境負荷に考慮した爆破が行われていない。爆破解体工に限らず、精密かつ低負荷な爆破工法が望まれる今日において、これを開発し、実務に適用するためには、動的な破壊過程を工学的に評価することのできる解析コードが不可欠であると考え、これを可能とする解析コードの開発とその検証を実施した。

研究の概要

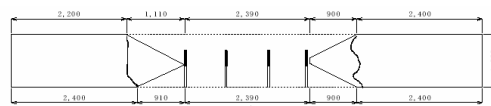
爆破とこれに続く構造物の飛散・落下・倒壊現象を評価するためには、爆轟による亀裂発生後の重力作用を正しく評価することが重要であり、このためには、3次元の動的な破壊過程を評価することのできる解析コードも開発が不可欠となる。また、爆轟事象の非常に短い伝播時間内に発生・伝播する構造物破壊は引張破壊が支配的であるものと考えた。したがって、引張破壊過程を正しく評価することができれば実務的に十分な解を得られるものと判断できる。このような観点から解析コード GAIA_Blasting を開発し、その実用性を平成 15 年施工技術総合研究所において実施した RC 梁の爆破解体実験をシミュレーションすることで検証した。

研究の成果

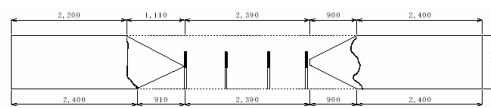
有限差分法と破壊力学に基いた弾性応力波伝播とその相互作用に関する3次元数値解析コードを開発し、爆破解体実験結果との比較を行った。その結果、工学的に十分な精度で爆破の影響を評価できるものと判断した。



(a) 山側側面図

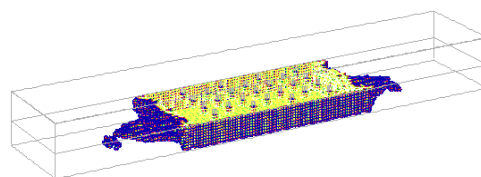


(b) 平面図

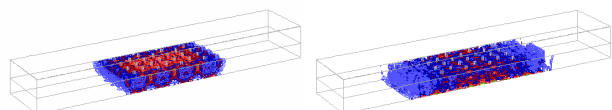


(c) 海側側面図

RC 梁爆破解体実験の供試体爆破状況



B. 爆破による損傷領域の形成(3次元透視図)



(a) 点火後 0.000147sec (b) 点火後 0.000702sec
A. 爆破による正八面体応力伝播



C. 爆破による供試体表面の損傷領域
RC 梁爆破解体実験の数値シミュレーション例

Development of the Three-dimensional Numerical Analysis Code
for Dynamic Fracture Process

HIROSHI YAMACHI HIROSHI TAKAHASHI SATOSHI TAKANOHASHI

Key Words : Finite Differential Method, Fracture Mechanics, Blasting Demolition

荻野凝灰岩の強度特性に及ぼす封圧の影響

高橋 直樹 黒川 幸彦

キーワード：凝灰岩，三軸圧縮試験，封圧，強度特性

研究の目的

近年、産業廃棄物処分、LPG、LNG等の地下貯蔵、高レベル廃棄物の地層処分、ならびに輸送空間等としての地下空間利用の必要性が高まっている。このような地下岩盤の長期的な利用については、その設計や健全性の評価が非常に重要であり、そのために岩石のクリープ特性や強度特性の評価のための検討が実施されている。しかしながら、それらの多くは硬岩に関するものであり、堆積型

の軟岩の長期安定性や強度特性に関する研究の実施例は少ない。

本研究では、堆積岩の強度特性に与える封圧の影響を明らかにすることを目的とし、荻野凝灰岩を用いて封圧を種々変えた三軸圧縮試験を実施した。その結果、荻野凝灰岩の強度は、封圧の増大に伴い大きくなること、および破壊挙動が脆性的挙動から延性的挙動に遷移することを示した。

研究の概要

実験に用いた岩石試料は、福島県耶麻郡高郷村産の荻野凝灰岩である。荻野凝灰岩は、乾燥密度が 1.61g/cm^3 と小さく、空隙率が約30%と大きいことが特徴的である。

三軸圧縮試験装置には、写真-1に示すMTS社製のMTS815を用いた。その諸元を表-1に示す。

表-1 三軸圧縮試験装置の諸元

最大軸荷重 (kN)	最大封圧 (MPa)	最大間隙圧 (MPa)
4600	100	100



写真-1 三軸圧縮試験装置

研究の成果

図-1に、軸差応力-軸ひずみ関係を示す。図より、封圧10MPaの結果は、軸ひずみが1.5%で軸差応力が最大値74.7MPaを示し、その後軸ひずみの増大に伴い軸差応力が急激に低下するという脆性的な挙動を示している。これに対して、封圧50MPaの結果は、軸ひずみの増大に伴い軸差応力も増大するという延性的な挙動を示すことが明らかである。封圧30MPaの結果は、封圧50MPaの結果と同様に延性的な挙動となった。

これらのことから、荻野凝灰岩の破壊挙動は、封圧の増大とともに脆性的挙動から延性的挙動へと遷移することがわかる。

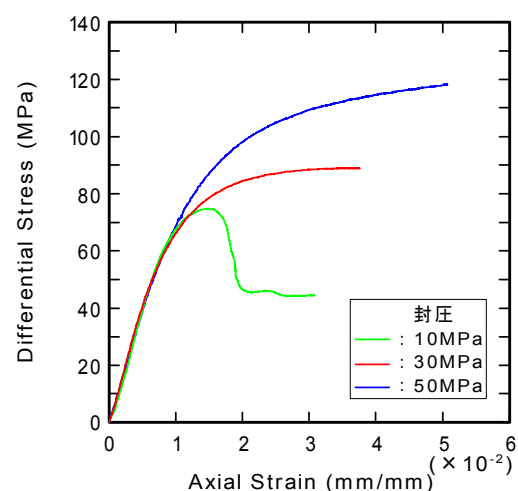


図-1 軸差応力-軸ひずみ関係

Effect of Confining Pressure on Strength Characteristic of Ogino Tuff

NAOKI TAKAHASHI YUKIHIKO KUROKAWA

Key Words : Tuff, Triaxial Compression Test, Confining Pressure, Strength Characteristic

溶存メタンセンサーによる原位置メタン量測定

山本 陽一 高橋 直樹 黒川 幸彦

キーワード：メタンセンサー、溶存ガス、原位置試験、孔内試験、幌延

研究の目的

天然ガス田が分布している地域の地下利用では爆発災害を未然に防止する目的で、事前調査段階において地層中のメタン量を定量的に把握することが重要である。地層内でメタンガスは地下水中に溶解した状態で存在する。また、ガスの水への溶解は温度と圧力に依存するため、その測定は原位置において実施することが望ましい。

本研究では、水中に高濃度に溶存するメタンガス測定が可能なセンサー（溶存メタンセンサー）を開発し、地下水中のメタンプロファイルの取得を目的とした調査やメタンガスの監視・モニタリング機器

としての利用を想定した溶存メタンセンサーの適用性確認と原位置測定手法の確立を目指した。



写真-1 溶存メタンセンサー概観

研究の概要

溶存メタンセンサーは、メンブレン（気体分離膜）を介して水中の溶存メタンガスを気化分離させ、分離したメタンガスをセンサー内のガス検出器で測定するものである。ただし、メンブレンには特殊シリコン製の高分子膜を使用しており、気体であればその種別によらず透過させる。ガス検出器には熱伝導率型の検出器（TCD）を用いている。

本研究では、まず開発したセンサーに対して室内

性能試験を行い、応答性や測定精度に関する基本性能のほか、供給水量依存特性、メタンガス以外のガス混入による影響を明らかにした。また、メタンを主成分とするガスを胚胎する堆積岩の存在が明らかとなっていた北海道幌延町において、孔内原位置測定試験を実施して孔内地下水のメタンプロファイルを取得するとともに、原位置測定に対するセンサーおよび測定手法の適用性を検討した。

研究の成果

図-1 に、北海道幌延町の日本原子力研究開発機構が所有する試錐孔において実施した孔内原位置測定試験結果を示す。また、試錐孔内のメタン濃度分布を把握し、溶存メタンセンサー測定値と比較する目的で、試錐孔内の採水もあわせて実施した。採水は原位置の圧力を保持した状態でサンプリング可能な採水器を用いて行った。

同試験から、精度の高い孔内地下水のメタンプロファイルが取得され、地下水中の溶存メタン濃度はほぼ飽和状態であることが判明した。また、採水分析結果との比較から、メタンガスを対象とした孔内原位置測定におけるセンサーおよび測定方法の適用性が確認された。

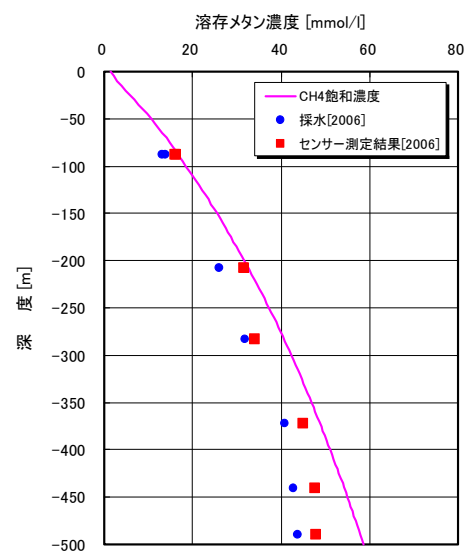


図-1 溶存メタン濃度深度分布の比較

In-Situ Measurement of Dissolved Methane by Methane Sensor

YOICHI YAMAMOTO NAOKI TAKAHASHI YUKIHIKO KUROKAWA

Key Words: Methane Sensor, Dissolution Gas, In-Situ Test, Borehole Test, Horonobe

電気化学的鉄筋腐食測定法の適用性に関する研究

斯波 明宏 樋口 正典

キーワード：鉄筋腐食, 自然電位, 分極抵抗, 含水率, かぶり

研究の目的

鉄筋コンクリート構造物の鉄筋腐食の検査において最も広く知られている方法の一つに電気化学的測定法がある。しかしながら、測定に及ぼす影響因子について、必ずしも十分に解明されている状況ではなく、その評価方法については明瞭な基準が確立されていないのが現状である。

研究の概要

供試体は幅 150mm×高さ 150mm×長さ 500mm の直方体とし、両側面の中央にかぶり 20mm および 40mm になるよう D16 鉄筋を配置した。コンクリート配合は、水セメント比 40%, 55%, 70% の 3 種類とし、それぞれについて、塩化物イオン量換算で、0.0, 0.6, 1.2, 2.4kg/m³ の塩分を含有する 4 種類の供試体を製作した。なお、含水率の測定は、同配合の幅 100mm×高さ 100mm×長さ 400mm の直方体供試体（無筋）で行った。供試体は、屋外で約 1 年間自然暴露した。測定直前の湿潤状態として、測定面を自然乾燥させた状態、30 分間断続散水した状態、90 分間断続散水した状態の三つの条件で測定を行った。自然電位、分極抵抗およびコンクリート抵抗は、飽和塩化銀電極 Ag/AgCl を用いて測定した。含水率は、電気抵抗式水分計を用いて、深さ 10mm ごとに測定を行った。

測定結果を、かぶり、含水率、含有塩分量および水セメント比について整理し、自然電位、分極抵抗の相関を検討した。検討事例を図-1、図-2 に示す。

凡例中の最初の数字は供試体の水セメント比、次

研究の成果

本研究で得られた知見を以下に示す。

- ① 含水率の分布から算出される不足含水率は、コンクリート抵抗との相関があり、かぶりによる相違を考慮できることが確認された。
- ② 塩分量は自然電位や分極抵抗に及ぼす影響があるが、含水率が高くなるとその差が小さくなる。
- ③ 水セメント比は含水率に及ぼす影響が大きく、

本研究では、実際の測定結果に影響を及ぼす測定条件のうち、現地で比較的簡易に調査可能なかぶりやかぶりコンクリートの水分の状態に着目して、それらが自然電位、分極抵抗に及ぼす影響を調べた。また、含有塩分量の影響や水セメント比の影響についても検討を行った。

の数字はかぶり（20mm→20, 40mm→40）を表している。

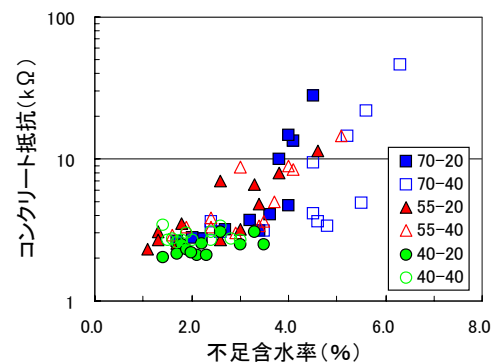


図-1 不足含水率と自然電位

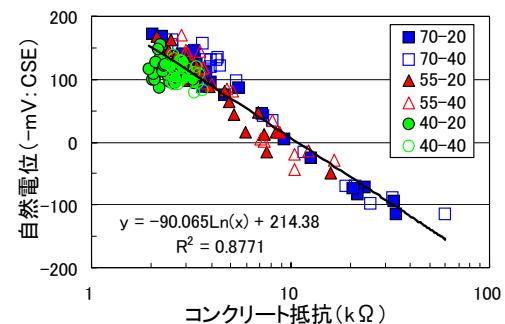


図-2 コンクリート抵抗と自然電位

特に低水セメント比では、腐食傾向の大きい測定結果が得られる可能性がある。

- ④ コンクリート抵抗と自然電位および分極抵抗の相関性は高く、含水率、塩分量と併せて検討することで測定結果の精度を向上できる可能性がある。

Studies on Application of Electrochemical Diagnosis to Corrosion of Reinforcing

AKIHIRO SHIBA MASANORI HIGUCHI

Key Words : Reinforcing Corrosion, Half-Cell Potential, Polarization Resistance, Water Content, Cover Concrete

三次元形状計測における大量点群データ処理システムの開発

大津 慎一

キーワード：三次元形状計測, CG, CAD

研究の目的

近年、三次元レーザースキャナーを代表とする三次元形状計測を可能とする計測手法の利用技術や機器開発が進められ、地形計測や構造物の形状計測などの分野で適用されている。しかし実際に計測を行ったデータの処理には多大な労力を要し、計測対象や処理方法によっては機器が持つ性能を十分に発揮できない場合もある。

研究の概要

大量の点群データの処理では、従来計測方法と異なり膨大なデータ量进行处理する必要があるため、処理を行う機器やソフトウェアなどに負荷が生じ処理能力の低下や処理不能な状態に陥る可能性がある。

本研究では、大量の点群データを処理する際に生じるシステム等への負荷を軽減する手法として、有効データ抽出による処理点数の軽減や仮想的な接合

本研究は、地形計測での利用に重点をおき三次元形状計測機器の性能を十分に活かし、かつデータ処理において迅速な対応を可能とする処理手法の研究とデータ処理システムの開発を目的とする。また大量点群データ独自の成果品について検討を行い、システム化を目指す。

による効率的なデータ検索などの手法を確立し、そのシステム化を行った。

また三次元レーザースキャナーを用いて大量の点群データに含まれる色情報などの付加情報を活用する方法について検討を行い、必要とするデータの抽出や二次元／三次元表示への利用などを試みた。

研究の成果

本研究によって確立した処理手法をもとに、位置情報や付加情報を用いた数値解析による有効データの抽出（図-2）や付加情報を活かした成果作成（図-3）などを可能とするシステムを構築し、地形計測や石垣の現況計測、道路街区計測などへの適用を行った。

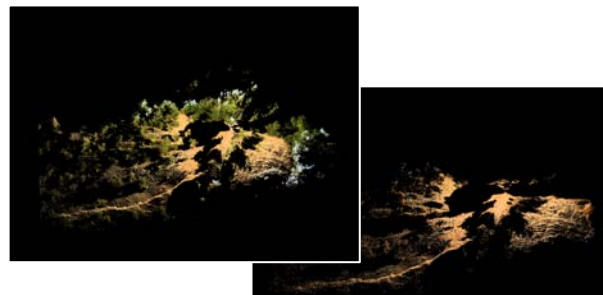


図-2 位置情報による地表データの抽出

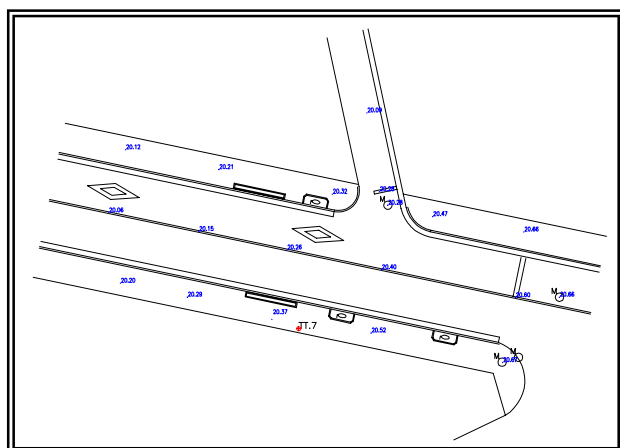


図-1 道路街区図

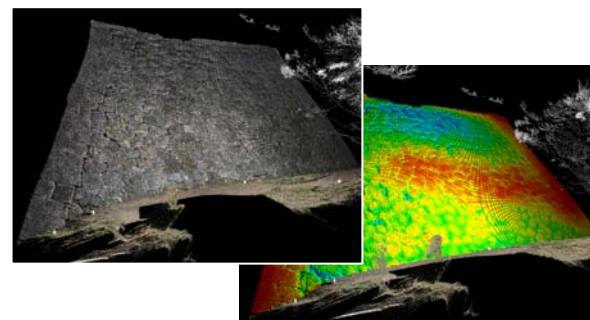


図-3 石垣現況の視覚化

Development of Data Processing System for a Cloud of Survey Points
on the 3-D Shape Object

SHUN-ICHI OHTSU

Key Words : 3-D Shape Surveying, CG, CAD

供試体変形計測への精密写真測量の適用

塩崎 正人 篠崎 裕生

キーワード：精密写真測量，デジタルカメラ，正負交番載荷試験，3次元測量，可視化

研究の目的

スケールモデルを用いた構造実験で製作される供試体の変形計測では、従来からある接触式計測器の変位計やゲージ等の直接的に変位を測る方法のほか、ひずみゲージによって間接的に変位を求める方法がある。しかし接触式計測器を多数設置することは、煩雑な配線処理を必要とする。加えて、設置位置によっては計測機器同士の干渉が起こることで設置することが困難な場合もある。

精密写真測量は対象となる供試体にターゲットを

研究の概要

変形計測は、橋脚のスケールモデルを用いて行った(写真-1)。ターゲットは、挙動の顕著な基部で50mm 間隔、上部に向かうにつれて間隔を広くして設置した。撮影では供試体正面や左右角度をつけた箇所から、各載荷ケースのピーク時について計6箇所実施した。撮影後、専用の解析ソフトを用いてターゲットの3次元座標を解析し、載荷ケースの変形量を算出することで、変形量の相対値を比較した。

計測時間は5 min/ケース、解析時間には1.5 hr/ケース要し、接触式計測器との誤差は0.15~0.45 mmであった。

研究の成果

今回の正負交番載荷実験から、以下の知見を得ることができた。

- ①ターゲットのため機器設置の制約を受けない
- ②3次元可視化が容易
- ③計測機材が安価

図-1は、鉄筋座屈による供試体の膨張をモデル化したもので、本手法では変形挙動把握が容易である。

構造実験においてリアルタイム性は計測機器に求められる重要な要素のひとつである。現状では既往の計測機器と併用する形で3次元的な変形挙動の把握に利用する方法を採らざるをえないため、解析時間の短縮は今後の展開における重要な課題であり、早急に関係を進める必要があるものと考えている。

貼付し撮影する計測方法である。供試体にはシール式のターゲットを必要箇所貼るだけであり、上述の煩雑さを避けることができるうえ、小さなシートであるためターゲット同士で干渉が起こることなく、計測箇所の自由度が高いという特徴がある。

今回、コンクリート供試体を用いた正負交番載荷試験において、本手法を用いて変形計測を行い変形挙動を3次元可視化した。

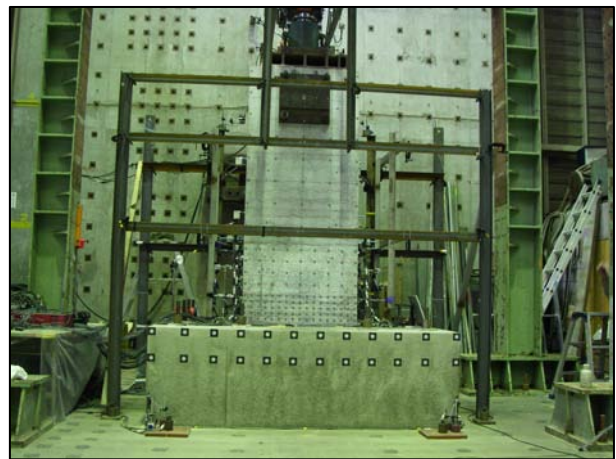


写真-1 供試体および計測機器設置状況

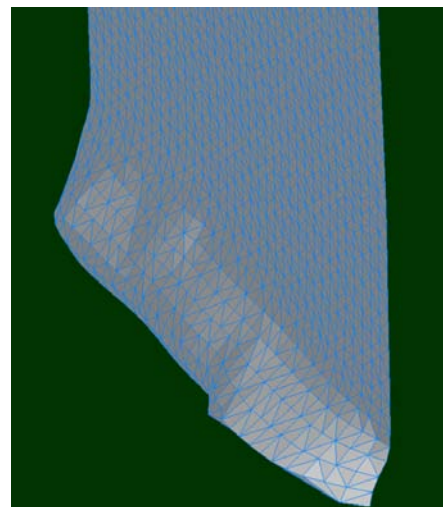


図-1 変形挙動のモデル化 (7δ, 3)

Application of Photogrammetry to Measurement of Deformation for Specimens

MASANDO SHIOZAKI HIROO SHINOZAKI

Key Words : Photogrammetry, Digital Camera, Cyclic Load, 3-D Survey, Visualization

段差付きフルプレキャスト PC 床版の長期载荷実験

江頭 寛 小坂 英之 山中 久幸 谷垣 正治 松本 啓二

キーワード：一方スラブ、フルプレキャスト、ポストテンション、プレテンション、長期たわみ

研究の目的

集合住宅のバリアフリー床、および大スパン床に対応する段差付きフルプレキャスト（以下、フルPCa）PC 床工法の長期たわみに関する実験的検証に取り組んでいる。本報では、プレストレスの導入方式や導入量をパラメータとした3体の実大試験体の長期载荷実験結果を報告する。



写真-1 実大試験体の载荷状況

研究の概要

本床工法は、スパン中央部に床段差を有する内法スパン約 10.6m、厚さ 300mm の一方方向のフルPCa-PC 床版で、床版の軽量化を図るために、発泡ポリスチレン製のボイド型枠を使用している。試験体は、UB1（ポストテンション方式によるアンボンド PC 床版、荷重キャンセル率 0.30）、UB2（ポストテンション方式によるアンボンド PC 床版、荷重キャンセル率 0.22）、PRT（プレテンション方式による PC 床版、荷重キャンセル率 0.30）の3体である。

各試験体の PC 鋼線は、スパン中央の段差部付近に反曲点 a,b を有する配置となっている。また、床版右端から 1/5L の位置に断面欠損率が最大約 30% の円形の設備開口部を有しており、床版の両端は、コンクリートスタブで回転と水平移動が拘束された支持状態になっている。床版の支保工を撤去したのち、1,600N/m² のコンクリートブロックを载荷し、約 600 日間の長期たわみ計測を行った。

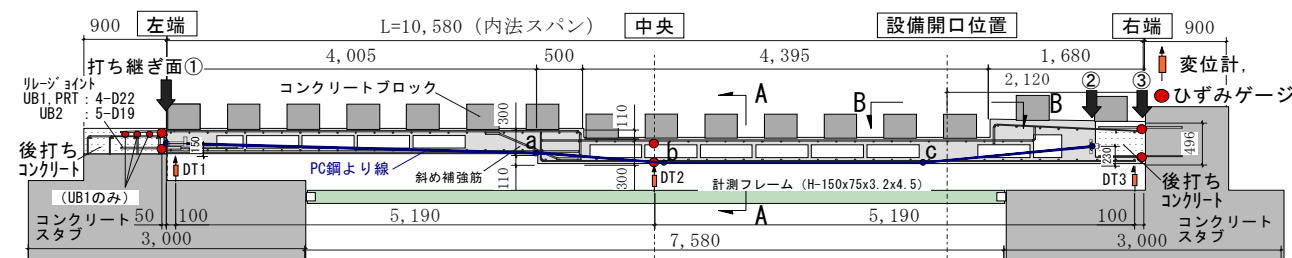


図-1 試験体図

研究の成果

スパン中央部のたわみは、約 200 日までは PRT, UB2, UB1 の順に大きいが、それ以降は、各試験体のたわみの差は小さくなった。各試験体の 600 日経過後の長期たわみ δ_L は、約 9.1~9.7mm（たわみスパン比 δ_L/L 換算で約 1/1,200~1/1,100）で、ほぼ同程度となり、本実験で設定したプレストレスの導入方式や導入量の相違が長期たわみの大きさに与える影響は小さいことを確認した。

弾性たわみの計算値に対するたわみ倍率は、UB1 と UB2 が約 4、PRT が約 5 となった。

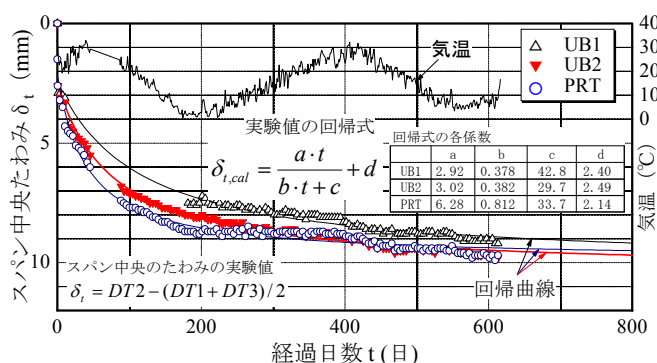


図-2 経過日数とスパン中央たわみの関係

Long-term Loading Tests on Precast Prestressed Concrete Slabs with Step Portion

HIROSHI EGASHIRA HIDEYUKI KOSAKA HISAYUKI YAMANAKA MASAHARU TANIGAKI

KEIJI MATSUMOTO

Key Words : One-way Slab, Precast, Post-tensioning, Pre-tensioning, Long-term Deflection

1 階柱脚をプレキャスト化した高強度柱部材の構造実験

田野 健治 小坂 英之 山中 久幸 谷垣 正治 松本 啓二

キーワード：高強度柱，柱脚，プレキャスト，構造実験

研究の目的

プレキャスト（以下、PCa）部材の接合法のひとつである機械式継手は、塑性変形性能が要求されるヒンジ領域には設けてはならず、1 階柱脚にヒンジを計画する高層の鉄筋コンクリート造建物の柱脚に用いることができない。そのために、実際の現場施工では、1 階柱を PCa 化せずに現場打ちコンクリートを打設するか、あるいは柱脚を部分的に現場打ちコンクリートとし、その上部から PCa 化することなどが行われている。そこで、PCa 化の進んでいない柱脚を含む 1 階柱を PCa 化するために、ヒンジを計画する柱脚部とその上部の柱を別々の PCa 部材で構成する PCa 工法（本 PCa 工法）の開発を行うこととした（図-1）。

本報告では、本 PCa 工法を用いた柱部材の構造性能を検証することを目的として実施した柱の曲げせん断実験結果について報告する。

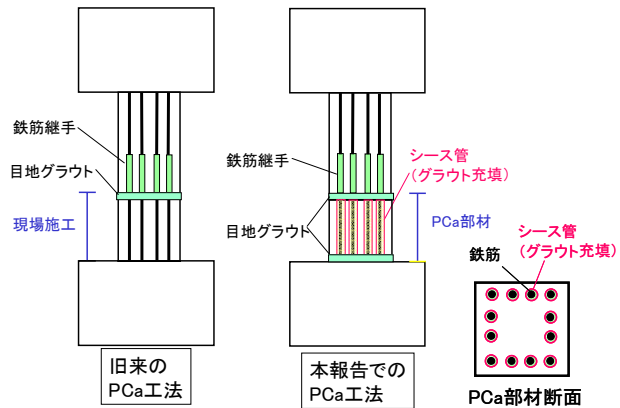


図-1 プレキャスト部材の概要

研究の概要

加力実験は総数 6 体の試験体で行い、主に旧来の PCa 工法の試験体と本 PCa 工法の試験体の構造性能を比較している。旧来の PCa 工法と本 PCa 工法の工法上、異なる点を以下に示す。

1) 柱脚部の目地数

旧来の PCa → 1 箇所 本 PCa 工法 → 2 箇所

2) 柱脚部の主筋およびせん断補強筋

本 PCa 工法の柱主筋はシース管内にあり、せん断補強筋はシース管の外側に配されている。

加力は、試験体の上下ピン位置に軸力を与え、柱の反曲点位置に水平力を作用させ、水平方向に正負交番繰返す方法としている（図-2）。

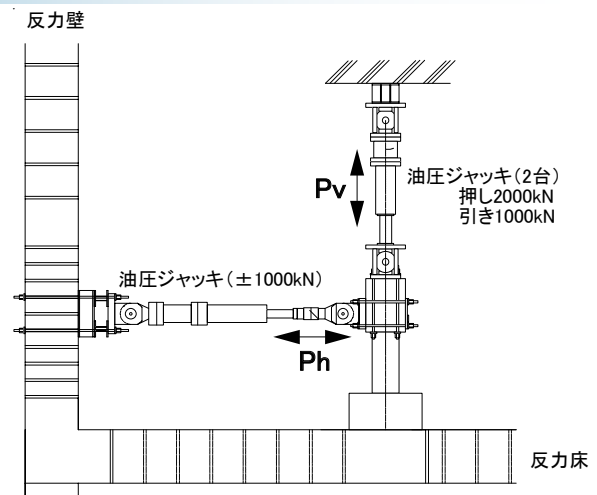


図-2 加力装置

研究の成果

加力実験の結果、主に以下のことを確認した。

- ①旧来の PCa 工法と本 PCa 工法の柱部材では、破壊性状および履歴性状に大差がないことを確認した（図-3）。
- ②目地の数を増やすと水平ずれ量が大きくなる傾向にあるが、目地部にダウエル筋を配することで、水平ずれは抑制される傾向にあることを確認した。

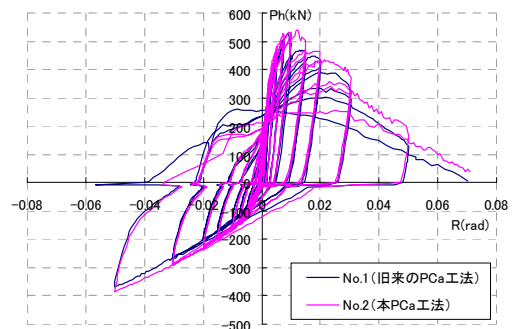


図-3 水平荷重 (Ph) - 変形角 (R) 関係

Loading Tests of High-Strength RC Column which employs Precast Element of Column Base
KENJI TANO HIDEYUKI KOSAKA HISAYUKI YAMANAKA MASAHARU TANIGAKI KEIJI MATSUMOTO

Key Words : High-Strength RC Column, Column Base, Precast, Loading Tests

テフロン被膜を形成した低摩擦型剛すべり支承の開発

小幡 達也 鈴木 亨 中南 滋樹

キーワード：剛すべり支承, 低摩擦係数, PTFE, 高面圧, 免震

研究の目的

近年の免震建築では積層ゴム支承とすべり・転がり系支承を併用することで長周期化をはかり、免震性能を高めようとする傾向がある。また、免震建築の高層化に伴い、免震装置に要求される性能もより高度なものとなっている。こうした背景から、より高性能な免震装置として、高面圧に対応でき、転がり系と同等の低摩擦で、低コストな剛すべり支承「SB」(図-1)を開発した。

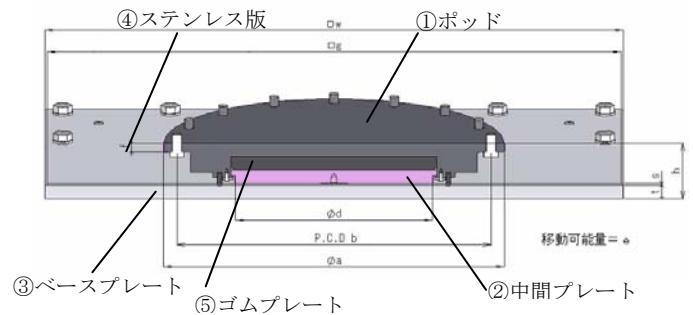
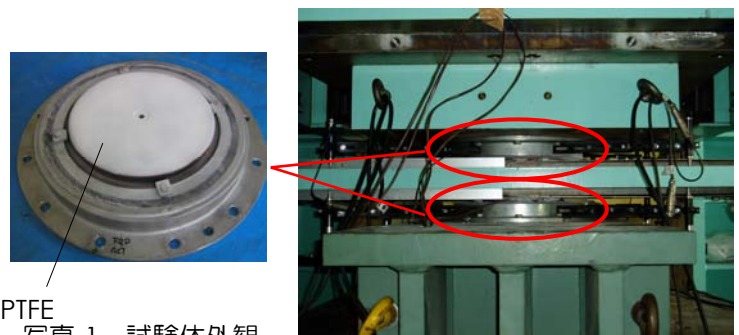


図-1 装置概要図

研究の概要

本装置は図-1 に示す 5 つの部材から構成されており、土木分野で橋梁の支承として従来から用いられているものを建築用装置とするために部材、構造の見直しを行ったものである。中間プレート(図-1②)の摺動面にテフロン (PTFE) 被膜を形成させる(写真-1) ことで低摩擦を実現している。本装置の摩擦係数その他の評価式を導くために、実機の試験体を用いて性能確認試験を実施した(写真-2)。



PTFE
写真-1 試験体外観

写真-2 試験状況

研究の成果

本装置の性能について以下の点が確認できた。

①本装置の摩擦係数は面圧と速度に依存し、次式で評価できる。履歴曲線を図-2 に示す。

$$\mu(P, V) = 0.0332 \times P^{-0.48} \times V^{0.2} \quad (P \leq 100)$$

μ : 摩擦係数 P : 面圧(N/mm²) V : 速度 (cm/sec)

- ②面圧 100N/mm² でも安定した性能を示しており、高面圧に対応可能である。
- ③繰返しに伴い摩擦係数は低下するが、最終的には 1 履歴目に対して約 6 割で安定する。
- ④傾斜角 1/150rad での摩擦係数の変化率は+20% 程度である。(図-3 参照)
- ⑤鉛直剛性はおおよそ 7,200kN/mm である。
- ⑥基準荷重 2,261kN (面圧 50N/mm²) の 3 倍までは支持可能である。
- ⑦60 年後のクリープ変形量の予測値は 0.166mm である。

⑧累積摺動距離の限界は約 200m である。

⑨本装置の性能に温度依存性は認められない。

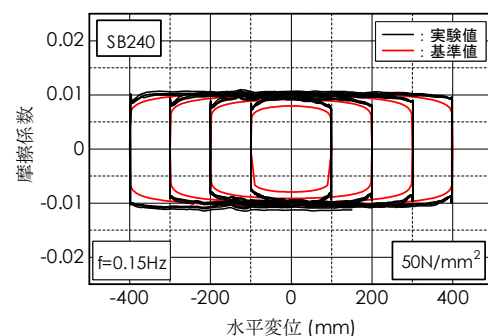


図-2 履歴曲線

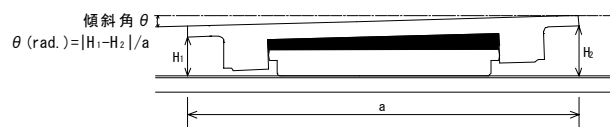


図-3 傾斜角の説明図

Development of Slide Bearing of Low Friction Type with PTFE Coating

TATSUYA OBATA TORU SUZUKI SHIGEKI NAKAMINAMI

Key Words : Slide Bearing, Low Coefficient of Friction, PTFE, High Vertical Pressure, Base Isolation

慣性接続要素を利用した線形粘性ダンパーと支持部材を直列結合した一層最適設計システムの振動特性

中南 滋樹 木田 英範

キーワード：最適応答制御, パッシブ制震, 慣性接続要素, 直列バネ要素

研究の目的

粘性ダンパーを用いた制振建物の設計において、ブレースなどの支持部材剛性は、層間変形をダンパーに効率よく伝えるようにするため、できる限り剛にするのが一般的である。しかしながら、粘性要素と並列に慣性接続要素が存在する場合(図-1)、かならずしも支持部材の剛性を剛にすることが最適な応答制御になるとは限らない。ここで最適応答制御と

は系のピークを最小化する設計法をいう。

既往の研究では、与えられた慣性接続要素に対して最適な減衰と最適なバネ剛性が存在することを定點理論を用いて導いている。

本報では、変位応答倍率と加速度応答倍率に対して最適設計された一層システム(写真-1)において最適設計法の妥当性を検証した。

研究の概要

実験は、主架構のみと変位最適設計または加速度最適設計された系とし、それぞれに対して調和加振実験とランダム加振実験(5波)を行った。各ケースにおいて、バネ付きマスダンパーと支持部材剛性のみを剛とした系の実験を行い、バネ付き粘性マスダンパー(最適設計)との応答比較を行った。

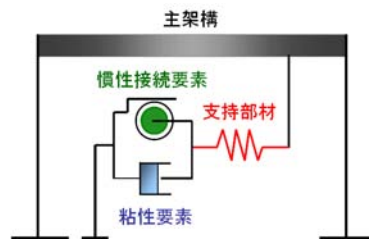


図-1 システムの概要

写真-1 模型実験

主架構の固有周期は1秒、付加質量と主架構との質量比 μ は、変位最適設計で0.25、加速度最適設計で0.21とした。最適応答制御に必要なダンパーの最適な粘性係数と最適なバネ定数は、質量比に応じて

最適同調振動数比(同調時のダンパーの固有振動数と制御対象系の固有振動数の比)と最適減衰定数から決定した。

研究の成果

最適設計された系では、減衰係数の値のいかんにかかわらず、応答倍率が等しくなる2つの定點が存在する(図-2)。その値は既往の研究と一致とする。

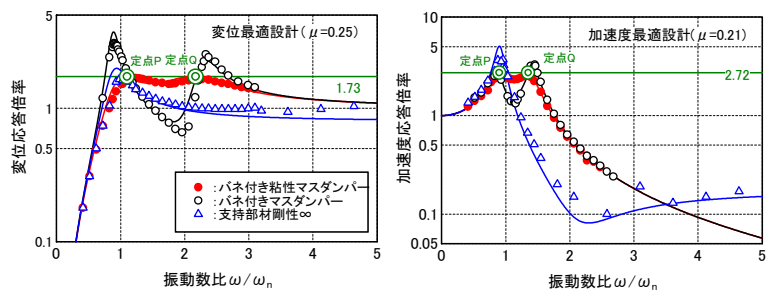


図-2 最適設計時の共振曲線

本システムは、支持部材剛性を剛とする慣性接続要素のみの系より共振曲線のピーク値を小さくできる(図-2)。また、高振動数を遮断する効果があるなど従来の技術の短所を改善できることがわかった。固有振動数を同調させることは、制御対象の系と粘性要素間の相対変位を動的に拡大してダンパーの減衰効果を高めることが可能となる(図-3)。

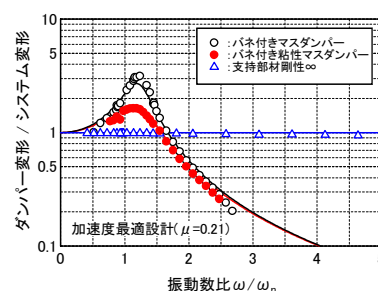


図-3 ダンパー/主架構変形比

ランダム加振時の応答低減効果は、主架構のみに対して変位最適設計で0.3~0.7程度、加速度最適設計で0.35~0.75程度あり、本システムの有用性が確認できた(図-4 JMA神戸NS波)。

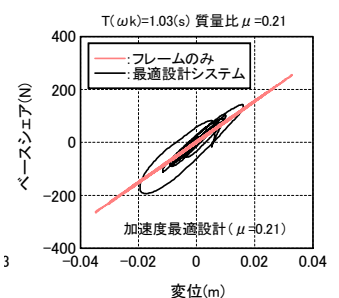


図-4 ランダム加振時の応答比較

Vibration Characteristics of 1-Story Optimum Control System using Linear Viscous Damper with Inertial Mass Connected to a Linear Spring Element

SHIGEKI NAKAMINAMI HIDENORI KIDA

Key Words : Optimum Response Control, Passive Control, Inertial Mass, Parallel to a Spring Element

地下鉄振動の建物内振動伝搬と基礎の入力損失に関する研究

山岸 邦彰 谷垣 正治 岩本 毅 原田 浩之

キーワード：地下鉄振動，振動測定，固体伝搬音，伝達関数，質点系モデル，基礎の入力損失

研究の目的

固体音を予測するためには、地盤や建物などの振動特性を適切に評価する必要がある。これまでに建物の振動伝搬特性を把握するために、地下鉄近傍に建つ建物の振動測定を実施して、測定データの収集を図ってきた。また、予測手法の考案として質点系モデルを構築して伝達関数を計算し、実測結果の Fourier スペクトル比との比較・検証を行ってきた。本報では地下鉄振動の影響を受ける建物を測定する機会が得られたので、その実測結果および解析との比較を示し、測定結果がこれまでの結果と調和的

あること、シミュレーション結果と良好に一致することを確認した。一方、固体音の予測のためには基礎の入力損失の定量的評価も重要である。これまで一般的に山原式で評価されることが多かったが、山原式は任意形状の基礎に対応できないなど適用範囲が限定される問題点がある。そこで、本報の後半では任意形状を有する柔基礎に対応できるような簡易評価法を提案して、地表面剛基礎条件の山原式との比較、基礎厚をパラメータとした基礎の入力損失の評価結果を示した。

研究の概要

測定した建物は地上 14 階の RC 造のラーメン構造である。約 3 層おきに設置したサーボ型加速度計により、建物の上下動成分を測定した。また、解析モデルは図-1 に示すような 42 質点系モデルとした。図-2 に実測値から算定した Fourier スペクトル比と解析による伝達関数を示す。両者は 50Hz 程度以下では良好に一致していること、10Hz 付近の 1 次モードを除くと伝達関数がおおむね 2 以下となること、などが分かった。

図-3 は RC 造の平面基礎の厚さをパラメータとしたときの基礎の入力損失を、山原式と比較して示している。基礎厚が厚くなるに従い山原式の結果に収斂していく様子が見られる。このことから、柔基礎の場合、基礎剛性が小さくなると入力損失の程度が小さくなることが見られる。なお、65Hz 付近の落ち込みは本簡易法の分解能に起因するものであり、今後改善をする必要がある。

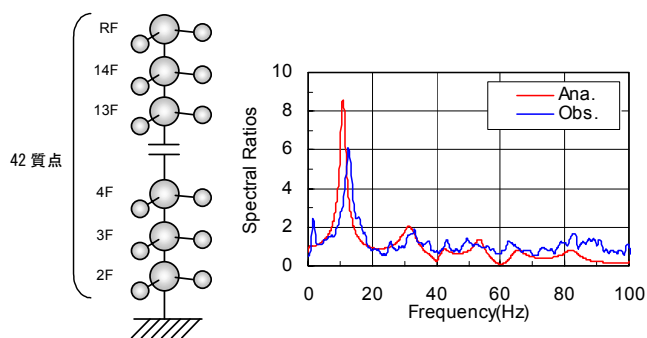


図-1 解析モデル 図-2 実測と解析による伝達関数

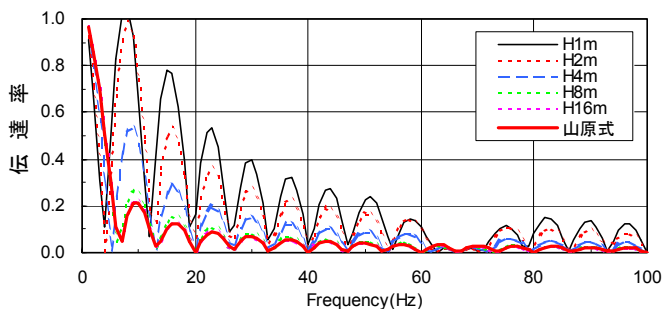


図-3 簡易評価法による基礎の入力損失

研究の成果

建物内振動伝搬特性については、適切な質点系モデルを構築することによりほぼ予測が可能であることが分かった。基礎の入力損失の簡易評価法につい

ては、その定式化を行い、単純なモデルによる解析を実施し、簡易評価法の妥当性を確認した。今後は杭基礎などに対応できる評価法を構築したい。

Study on the Vibration Propagation Characteristics of Buildings and the Input Loss of Foundation Excited by the Underground Pass

KUNIAKI YAMAGISHI MASAHARU TANIGAKI TAKESHI IWAMOTO HIROYUKI HARADA

Key words : Subway Vibration, Vibration Measurement, Structure Borne Sound, Transfer Function, Multi Degree of Freedom System, Input Loss of Foundation

地震リスク分析に基づく地震対策の効果検証と 既存建物の耐震改修優先順位の検討

中南 滋樹 谷垣 正治 山岸 邦彰

キーワード：地震リスク分析，ライフサイクルコスト，耐震改修，優先順位

研究の目的

地震リスク分析は、建物の建つ敷地の地震危険度と建物の耐震性を比較することによって、地震が発生した場合の建物の被害額を推定する方法である。分析結果から建物の耐震性能を費用対効果として表すことができるので、既存建物の耐震改修工法の選定、新築建物の耐震性能グレードの選定など、建物所有者の意思決定を明確にできる。

本報では、地震リスク分析に基づく地震対策の効果検証として、地震発生確率が高いとされている地域(図-1、図-2)における既存建物および新築建物

を対象として構法による期待 LCC の違いを検証した。また、複数建物を耐震改修するにあたり、改修の優先順位の検討手法を検討した。

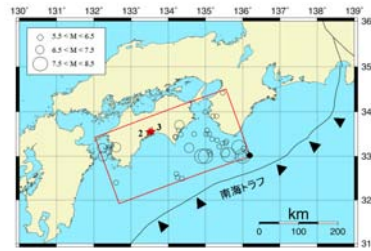


図-1 想定南海地震の震源域

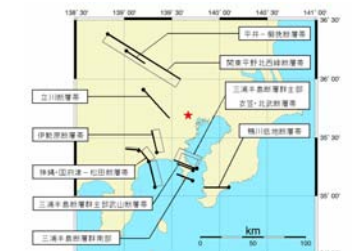


図-2 主要 98 断層帯 (東京周辺)

研究の概要

耐震改修技術の効果検証は、高知県の既存病院建物(図-3)における制震改修・免震改修と、東京都の新築物流倉庫(図-4)における免震構法を事例として実施した。また、全国に散在する7事務所ビル群を対象として、耐震改修優先順位を検討するとともに、強度補強、靱性補強、制震補強の各改修工法について、補強投資額の最適な配分方法の検討を行った。



図-3 既存病院建物



図-4 新築物流倉庫

研究の成果

① 地震リスク分析の結果、耐震改修により既存病院建物の地震に対する期待 LCC は低減されることが分かった(図-5)。免震改修では 10 年弱で初期コストを回収できた。免震改修より制震改修のほうが初期コストの回収年数が短くなったが、収容物の価格が大きくなるほどその差は小さくなった。

② 新築物流倉庫のオーナーは、免震構造を採用することにより耐震構造より期待 LCC を低減できた。また、荷主は地震リスクに賃料を加味した LCE(Life Cycle Expenditure)を低減することができた。使用期間 10 年間で耐震に対して 2.7 億円の差額となった(図-6)。

③ 地震リスク分析は、予想被害の大きさによる耐震改修優先順位の決定法に加えて、耐震改修効果

のモデル化および改修グレードとコストの関係を適切に設定することにより、複数建物群に対して改修コストの選定や費用対効果を考慮した最適な改修コスト配分が決定できる方法であることが分かった。

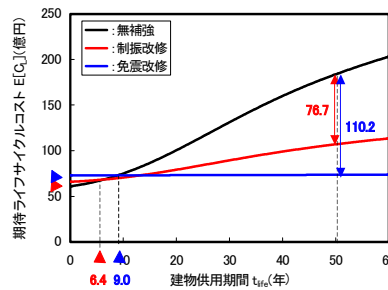


図-5 期待 LCC
(病院・収容物費用：50 億)

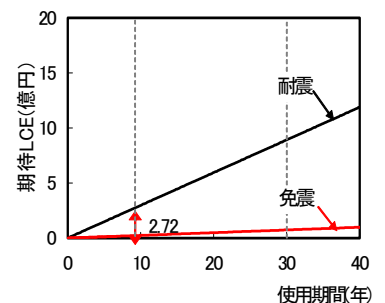


図-6 期待 LCE (物流倉庫)

Demonstration of Effectiveness of Aseismic Improvement and Assessment of Seismic Upgrade Priority of Existing Buildings Based on Seismic Risk Analysis

SHIGEKI NAKAMINAMI MASAHARU TANIGAKI KUNIAKI YAMAGISHI

Key Words : Seismic Risk Analysis, Life-Cycle Cost, Assessment of Seismic, Upgrade Priority

耐震補強推進のための地震リスクファイナンスモデル

山中 久幸 山田 哲也 谷垣 正治 山岸 邦彰

キーワード：地震リスクマネジメント，耐震補強費用，リスクファイナンス，デリバティブ，プレミアム

研究の目的

耐震性の低い既存不適格建物の耐震補強は、将来予想される地震被害を低減するために重要な課題であるが、補強が十分に進んでいない現状がある。その理由は、地震発生の不確定性に起因する耐震補強への投資効果の不確定性にあると思われる。この不確定性を解消するためには、耐震補強技術の開発に

加え、補強費用の調達手段に着目することが重要であると既往の論文に基づき仮定した。本論では、金融工学のデリバティブの理論を用いたファイナンスモデルを提案して、耐震補強を推進するための制度に着目したアプローチの可能性を示した。

研究の概要

耐震補強を取り巻く社会状況を把握するため、行政的背景および既存不適格建物所有者の考え方に関する文献調査を実施し、さらに現状の地震リスクマネジメント手法の特性を分析した。この結果、供用期間内に地震が発生しない場合、耐震補強が無駄になるという考えが耐震補強を躊躇させていることが分かった。

この考え方を解消するため、地震の発生を確率的に評価することができる点に着目し、ファイナンスモデルを考案した。提案モデル（図-1）は、建物所有者がデリバティブの売り手になり、投資家が買い手になる。投資家は、一定のプレミアムを支払いデリバティブを購入する。その後、一定地域内で一定期間内に一定規模以上の地震が発生した場合、投資家は建物所有者からペイオフの支払を受ける。このペイオフの額は、元本に相当するプレミアムに対し高利回りを設定する。一方、地震が発生しなかった

場合、投資家のプレミアムは没収される。提案モデルは、初期の耐震補強費用を建物所有者でなく、投資家に移転する点に特徴がある。その後、当該地震が発生した場合には、建物

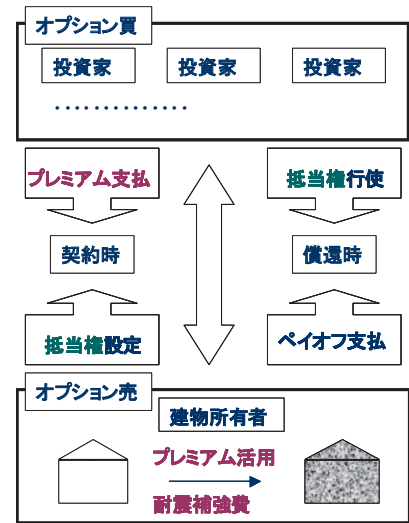


図-1 ファイナンスモデルの概念

所有者が通常の補強費用以上の額を投資家に支払う義務が発生する。提案モデルの設計法を示し、設計上の変動要因である地震発生対象領域・ペイオフ曲線・償還期間について検討した。

研究の成果

提案モデルを用いることにより、図-2 に示すように建物所有者は、地震の規模が小さい場合、耐震補強費用の負担が減り、規模が大きい場合、補強による損失減少額とペイオフの差額分を低減できることが分かった。検討の結果、売り手と買い手の契約条件（ペイオフ曲線）を調整することにより、建物所有者のリスクを適切に平準化できることを示した。

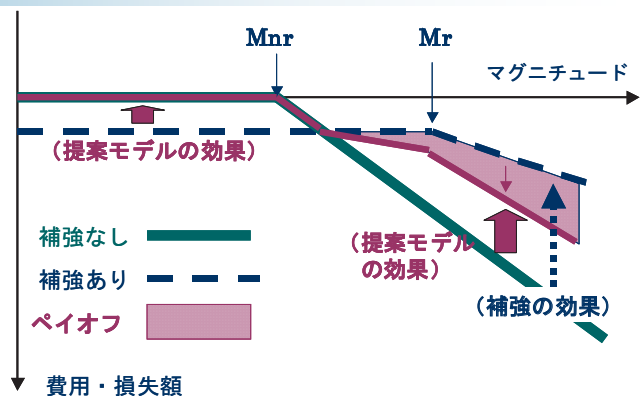


図-2 費用対便益の平準化の概念

Seismic Risk Finance Model for Retrofitting Promotion of Low Earthquake-Resistant Structures

HISAYUKI YAMANAKA TETSUYA YAMADA MASAHARU TANIGAKI KUNIAKI YAMAGISHI

Key Words : Seismic Risk Management, Seismic Retrofit Expenses, Risk Finance, Derivative, Premium

湿潤養生期間が構造体コンクリートの品質に与える影響

西本 好克 松田 拓 河上 浩司

キーワード：湿潤養生、構造体コンクリート、中性化、品質管理

研究の目的

コンクリート工事において、構造体コンクリートの品質を確保するうえで初期の湿潤養生が重要であることは広く認知されている。コンクリートのせき板解体はセメントの水和が活発な若材齢で実施されることが一般的である。このような場合、コンクリートの表面より乾燥するため、表層部では水和に必要な水分が不足すると予想される。その結果、表層

ほど内部と比較して乾燥の影響を受けコンクリートの含水率が低くなり、コンクリートの強度発現、耐久性に影響を及ぼすことが危惧される。

本研究では中庸熱セメント（M）、低熱セメント（L）および普通セメント（N）を使用したコンクリートにより、初期の湿潤養生期間が圧縮強度および耐久性に与える影響について実験的に検証した。

研究の概要

試験要因としては、セメント種類3水準（M、L、N）、水セメント比3水準（55%、45%）および試験時期2水準（標準期、冬期）とした。試験体は実構造物の一部を取り出したモデルとした壁模擬試験体（口900mm×厚さ200mm）とした。この壁試験体からコアを採取し、圧縮強度、表面から深さ方向の含水率分布、結合水率分布、細孔構造および促進中性化深さを確認した。

初期の湿潤養生打ち切り時の強度と7日間湿潤養生を施した場合に対する強度比、促進中性化深さ、容積含水率および細孔量との関係を図-1に示す。この結果、いずれの試験においても湿潤養生打ち切り時の強度との相関が認められるが、10N/mm²以上では一定値を示す傾向が認められた。

このほか、構造体コンクリートの管理用として、両面開放したテストピースを製作し、コア強度との

比較検討を行った結果、両者の強度はほぼ同等であることが明らかとなった。

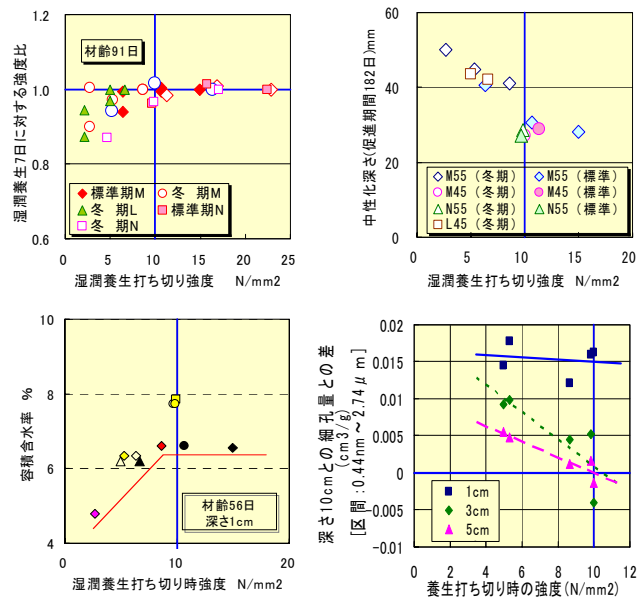


図-1 湿潤養生打ち切り強度の影響

研究の成果

本研究から得られた知見は以下のとおりである。

- ① 湿潤養生打ち切り時の強度が 10N/mm² 以上であれば、構造体コンクリートの強度に与える影響はない。
- ② 構造体コンクリートの強度管理には、両面を開放したテストピースが有効である。
- ③ コンクリート表面からの乾燥の影響は、湿潤養生打ち切り時の強度が 10N/mm² 以上であれば、表層 1cm 程度であり、深さ 3cm 以深への影響

は少ない。

- ④ 中性化についても、打ち切り時強度が 10N/mm² 以上であれば、その影響は小さくなる。
- ⑤ これらの結果より、中庸熱セメントあるいは低熱セメントを用いた場合でも、これまで普通セメントに適用されている養生打ち切り時の強度（10N/mm²）管理規定を適用することが可能である。

The Effect of Termination Time of Moisture Curing on Quality of Concrete in Structure

YOSHIKATSU NISHIMOTO TAKU MATSUDA HIROSHI KAWAKAMI

Key Words : Moisture Curing, Structural Concrete, Carbonation, Quality Control

超高強度コンクリートのクリープ特性に関する実験的研究

松田 拓 河上 浩司 西本 好克

キーワード：超高強度コンクリート，クリープ，載荷条件，初期高温履歴

研究の目的

RC 構造物を急速施工し、柱部材に若材齢時より段階的な高軸力が作用する場合、コンクリートのクリープ変形による構造物性能への悪影響が危惧される。また、特に高強度コンクリートについて、初期高温履歴がその強度特性や自己収縮特性に大きく影響することが知られるが、初期高温履歴の

クリープ特性への影響は明らかでない。

本研究は、 $F_c 150\text{N/mm}^2$ 級の超高強度コンクリートを対象とし、そのクリープ特性に及ぼす載荷条件と初期高温履歴の影響を実験的に確認した。また、こうした条件が異なる場合のクリープひずみ予測への、従来予測式の適用性を検討し留意点を整理した。

研究の概要

表-1 に、クリープ試験シリーズおよびシリーズごとの載荷条件を示す。シリーズ1 は 20°C 一定条件下で養生されたコンクリートを用い、載荷応力と載荷材齢を変化させた試験、シリーズ2 は初期に高温養生されたコンクリートを用いた試験である。クリープ試験体には、水結合材比を 15% のコンクリートで製作した $\phi 100\text{mm} \times 200\text{mm}$ の円柱試験体を用い、試験ケースごとに 20°C 封かん条件下で所定の載荷条件での長期クリープ試験を実施した。

表-1 クリープ試験シリーズおよび載荷条件

試験シリーズ		材齢 t (日)				備考
		$0 \leq t < 7$	$7 \leq t < 14$	$14 \leq t < 28$	$28 \leq t \leq 600$	
1	CASE-1	0	48.3 (0.40)	48.3 (0.34)	48.3 (0.30)	材齢7日で $\sigma(t) = f(28) \times 0.3$ として保持
	CASE-2	0	36.6 (0.30)	42.6 (0.30)	48.3 (0.30)	材齢7,14,28日で $\sigma(t) = f(t) \times 0.3$ と段階的に増加
	CASE-3	0	0	0	48.3 (0.30)	材齢28日で $\sigma(t) = f(28) \times 0.3$ として保持
	CASE-1'	0	0	0	0	自由ひずみを測定
2	CASE-4	0	0	0	49.5 (0.30)	材齢28日で $\sigma(t) = f(28) \times 0.3$ として保持
	CASE-4'	0	0	0	0	自由ひずみを測定

表中の数字は載荷応力 $\sigma(t)$ [N/mm^2] を表し、
() は載荷応力と載荷時の圧縮強度の比 $\sigma(t)/f(t)$ を表す。

研究の成果

本研究より、以下のことが明らかとなった。

- ① コンクリートに段階載荷した場合の弾性変形時の応力-ひずみ関係は、材齢と養生条件が同じ静弾性係数試験の結果と同等である。
- ② 載荷材齢が早く載荷応力が大きいほど、クリープひずみの進行速度は速く、一定値への収束も早い。また、終局クリープひずみは大きくなる。

- ③ 初期高温履歴を受けたコンクリートのクリープひずみは、同材齢で載荷した 20°C 一定条件下でのコンクリートの結果の約 60% に低下する。
- ④ クリープひずみの予測に従来予測式をそのまま用いた場合、実測値と推定値が乖離する場合があります。精度向上にはクリープ特性経時変化と初期高温履歴の影響の適切な評価が必要である。

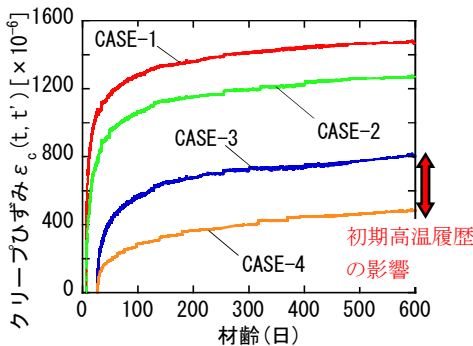


図-1 クリープひずみ測定結果

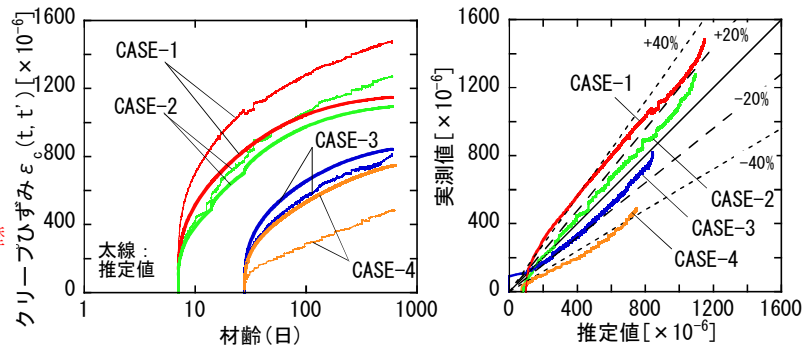


図-2 推定値と実測値の比較(JCI 式の例)

Experimental Research of Creep Properties of Ultra-High-Strength Concrete

TAKU MATSUDA HIROSHI KAWAKAMI YOSHIKATSU NISHIMOTO

Key Words : Ultra-High Strength Concrete, Creep, Loading Condition, High-Temperature Curing at the Early Age

実施工における高強度コンクリートの品質管理

河上 浩司 松田 拓 西本 好克 蓮尾 孝一

キーワード：高強度コンクリート、品質管理、フレッシュ性状、圧縮強度

研究の目的

現在、東京都江東区の豊洲地区では各所で再開発が行われ、IT 企業や大学の移転、集合住宅の建設、さらには大型商業施設がオープンするなど新しい都市に変貌しつつある。当社は豊洲2丁目の一角で超高層集合住宅を建設しており、当社としてこれまでの最高強度となる設計基準強度（以下、 F_c と記す） 120N/mm^2 や $F_c100\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートを施工したので、その品質管理結果を報告する。



図-1 完成パース

研究の概要

コンクリートは、東京都内のレディーミクストコンクリート2工場（A工場、B工場）から出荷を行った。各生コン工場から出荷した高強度コンクリートの概要と施工にあたって定めた管理値（目標値）を表-1に示す。結合材として、A工場では、シリカフュームをプレミックスした特殊セメント（SFC）を使用し、B工場では低熱ポルトランドセメント（L）の一部をシリカフューム（SF）で置換した。また、 $F_c120\text{N/mm}^2$ のコンクリートでは、膨張材

（Ex）を 20kg/m^3 混入した。

表-1 コンクリートの概要と管理値

	A工場	B工場	
		100	120
$F_c(\text{N/mm}^2)$	100	100	120
結合材	SFC	L+SF	L+SF+Ex
mSn (N/mm^2)	$28S_{91}$ 0	$56S_{91}$ 15	
構造体補正強度(N/mm^2)	100	115	135
変動係数(%)	6	6	6
調合強度(N/mm^2)	112	129	151
目標空気量(%)	2 ± 1.5	$1.5, +1.5, -1.0$	$1.5, +1.5, -1.0$
目標スランプフロー(cm)	65 ± 10	65 ± 10	70 ± 10
コンクリート温度($^{\circ}\text{C}$)	$5\sim 35$	$5\sim 40$	
出荷時期	2006/6/28~9/1	2006/7/6~9/5	2006/7/7~9/5
総出荷量(m^3)	470	282	77

研究の成果

コンクリートのフレッシュ試験の結果を表-2に示す。荷卸し時のフレッシュ性状はすべて所定の管理値を満足した。運搬時間によるフレッシュ性状の経時変化として、スランプフローは若干低下し、50cmフロー時間は遅くなり粘性が若干増加する。空気量やコンクリート温度は運搬前後でほとんど変化しないことが確認された。

表-2 フレッシュ性状

		SF (cm)	50cm時間 (sec)	Air (%)	CT ($^{\circ}\text{C}$)
A工場 Fc100 (出荷120台)	出荷時 (試験93回)	70.0	7.7	1.8	32.2
	標準偏差	2.3	2.2	0.3	max 34.5
	荷卸時 (試験64回)	66.5	7.6	1.6	31.2
	標準偏差	3.9	1.3	0.2	max 34.0
B工場 Fc100 (出荷71台)	出荷時 (試験66回)	73.3	8.9	1.6	31.5
	標準偏差	1.9	2.2	0.3	max 33.0
	荷卸時 (試験46回)	67.8	11.2	1.5	31.3
	標準偏差	3.9	3.7	0.3	max 35.0
B工場 Fc120 (出荷22台)	出荷時 (試験20回)	73.6	13.2	1.5	33.6
	標準偏差	3.6	4.5	0.2	max 36.0
	荷卸時 (試験22回)	70.5	16.1	1.6	33.2
	標準偏差	4.7	5.5	0.3	max 36.5

圧縮強度試験結果を表-3に示す。圧縮強度は、所定の材齢で所要の構造体補正強度を上回っていることが確認された。また、圧縮強度の変動係数は一部を除いて5.0%以下で、コンクリート強度の変動係数として設定した6.0%を下回り、設定値の妥当性が示された。

また、コンクリート中の塩化物イオン量も規定の 0.30kg/m^3 を大きく下回った。

表-3 圧縮試験結果

		出荷時			荷卸時				
		7日	28日	56日	91日	7日	28日	56日	91日
A工場 Fc100	平均値(N/mm^2)	81.2	122	—	—	81.5	125	—	—
	標準偏差(N/mm^2)	3.5	3.8	—	—	6.3	5.0	—	—
	変動係数(%)	4.3	3.1	—	—	7.7	4.0	—	—
B工場 Fc100	平均値(N/mm^2)	72.8	117	130	137	—	110	129	—
	標準偏差(N/mm^2)	4.0	4.4	4.5	5.3	—	5.2	3.8	—
	変動係数(%)	5.5	3.8	3.5	3.8	—	4.7	3.0	—
B工場 Fc120	平均値(N/mm^2)	98.6	142	157	167	—	142	161	—
	標準偏差(N/mm^2)	2.7	5.2	8.0	7.8	—	5.1	4.7	—
	変動係数(%)	2.8	3.7	5.1	4.7	—	3.6	2.9	—

Quality Management of High-Strength Concrete on Construction Site

HIROSHI KAWAKAMI TAKU MATSUDA YOSHIKATSU NISHIMOTO KOICHI HASUO

Key Words : High-Strength Concrete, Quality Management, Fresh Properties, Compressive Strength

コンクリートの非破壊圧縮強度推定法の開発 —表面の乾燥が構造体コンクリートの弾性波速度に及ぼす影響—

立見 栄司

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

研究の目的

本強度推定法における弾性波速度測定は、表面2点法により行っている。表面2点法は、構造体コンクリートの表面で弾性波速度を測定するため、乾燥などが弾性波速度に及ぼす影響により、推定精度を損なう可能性がある。

本報告は、表面2点法による強度推定精度の維

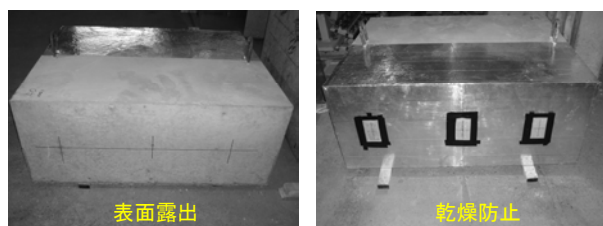
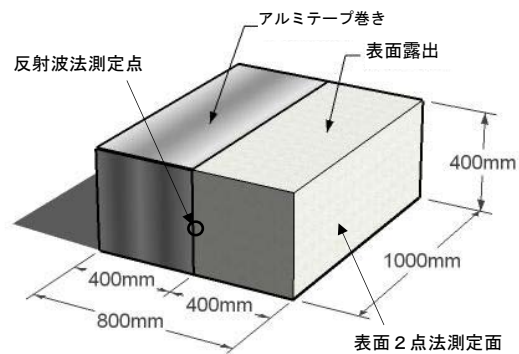
持・向上に資することを目的とし、構造体を模擬した試験体および構造体コンクリートの一部分から採取した供試体を想定した円柱供試体を用いて実験を行い、コンクリート表面で測定された弾性波速度に及ぼす乾燥の影響を検討するものである。

研究の概要

実験項目は、①円柱供試体の乾燥と弾性波速度の経時変化、②模擬試験体の乾燥と弾性波速度の経時変化および③模擬試験体の吸水による弾性波速度の変化の3種類とした。

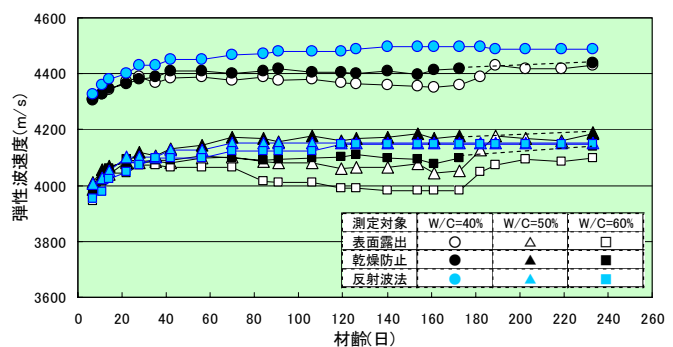
構造体を模擬した試験体は、図に示すように、800W×400H×1000Lの直方体で、模擬試験体と呼ぶ。試験体の種類は、水セメント比が40, 50 および 60%の3種類とした。模擬試験体は、その半分の乾燥を防止するため、図に示すように、粘着アルミテープで巻いた。また、構造体コンクリートの一部分を想定した円柱供試体は、一端面以外を乾燥防止のため、アルミテープで巻いた。模擬試験体の表面2点法による測定位置を写真に示す。左の写真はコンクリート打放ち面の測線を示し、本報告では表面露出と呼び、右の写真はアルミテープで巻いた面の測線（測定用の黒枠窓）を示し、乾燥防止と呼ぶこととした。試験体の表面において、含水率は接触型水分計で、

弾性波速度は表面2点法および反射波法により経時変化を測定した。なお、反射波法による測定位置は、図に示すように、模擬試験体の端面中央部とした



研究の成果

実験の結果、コンクリート表面の乾燥はアルミテープなどの不透水性テープの粘着により防止できること、構造体表面で測定された弾性波速度は材齢40～50日付近から乾燥の影響により減少すること、減少した弾性波速度は湿布などでコンクリート表面に吸水させることにより復活できることなどを明らかにした。これらの知見は、実際の測定で適用され、推定精度の維持に資するものと思われる。



Development of Nondestructive Inspection Method for Estimating Concrete Strength —Influence of Surface Dryness on Elastic Wave Velocity of Concrete in Structures—

EIJI TATSUMI

Key Words: Concrete in Structures, Nondestructive Inspection, Impact-Elastic Wave, Elastic Wave Velocity, Compressive Strength, Percentage of Moisture

高層建物のボイド内の風圧特性に関する研究

作田 美知子 野田 博

キーワード：ボイド、風洞実験、ピーク風圧係数、外装材設計用風荷重

研究の目的

高層集合住宅では、ボイドを有する平面計画が多く見られるが、外装材設計時に必要となるピーク風圧係数についてボイド内を対象とした系統的な研究は少ない。

本研究では、風洞実験を行いボイド内のピーク風圧に関して、アスペクト比やボイドの大きさによる変化および開口ならびにペントハウスの影響について検討した。

研究の概要

対象とした建物は、平面中央にボイドを有する棟状高層建物とし、建物の幅 $B=140\text{mm}$ と奥行き $D=140\text{mm}$ を固定し、建物高さ H とボイドの大きさを変化させた。基本となる Case1 では $H=280\text{mm}$ 、ボイドの幅 $B_v=50\text{mm}$ とした。ボイド内の風圧測定点は高さ方向に 8~12 層、各層に 4 点とした。スリットがある平面形状の場合スリット部に 2 点風圧測定点を設け、測定高さはボイド内の測定点と同じとした。実験状況の例として Case1 の実験状況を写真-1 に示す。

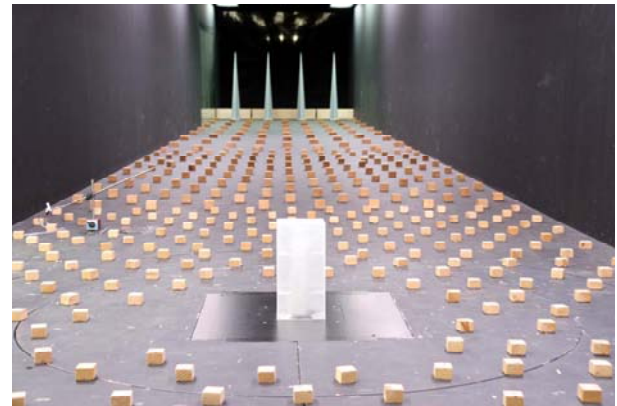


写真-1 実験状況(Case1)

研究の成果

高層建物のボイド内の風圧性状について検討し、以下を得た。

- ①対象とした形状ではボイド内の風圧係数は、上 5 層を除いて平均風圧係数の最大値は約-0.3、最小値は-0.8、ピーク風圧係数の最大値は 0.2、最小値は-1.8 であった。
- ②上 5 層程度では大きな値をとることがあるが、それより下層ではピーク風圧係数も高さ方向、平面方向で一定である。

- ③アスペクト比を $H/B=2\sim 4$ の範囲で変化させたが、アスペクト比による差は小さい(図-1(a))。
- ④ボイドの大きさによる変化は、上 5 層程度を除いて小さい(図-1(b))。
- ⑤スリットがある場合は、スリット部分は下層においても大きな値をとる。
- ⑥機械室 2 層程度のペントハウスがボイド内ピーク風圧係数に与える影響は小さい。

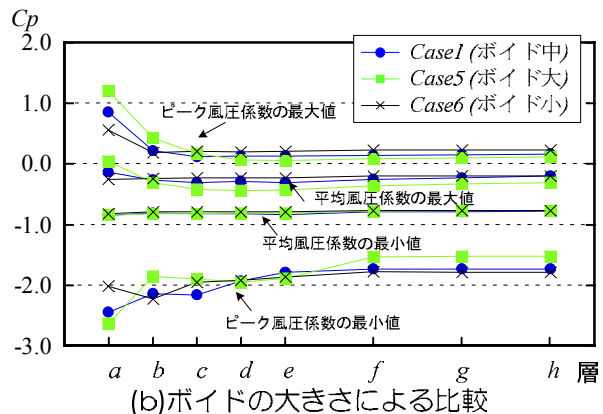
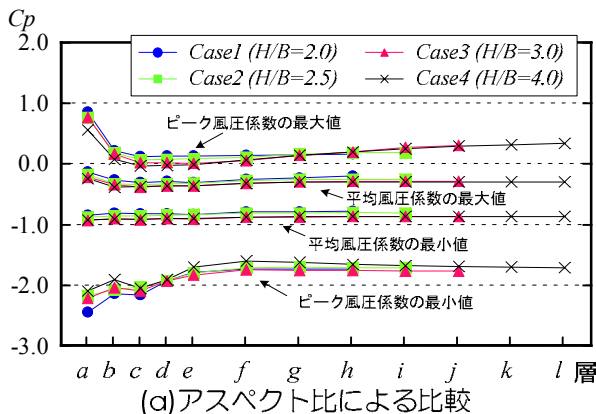


図-1 全風向中の風圧係数の最大値最小値

Study on Wind Pressure Characteristics in Void of Tall Buildings

MICHIKO SAKUTA HIROSHI NODA

Key Words : Void, Wind Tunnel Experiment, Peak Wind Pressure Coefficient, Wind Load for Cladding

CFDによる石油タンク内のスロッシング現象と浮遊式ネットの減衰効果の再現

野田 博 谷垣 正治 鈴木 亨 中南 滋樹

キーワード：石油タンク, スロッシング, 浮遊式ネット, CFD, LES, FEM

研究の目的

振動する液体燃料貯蔵タンク内のスロッシング現象の把握とその予測は、タンクの安全性検証において大変重要であり、また安全性向上のためのスロッシング低減対策の開発にも有用である。本研究では、

CFD(数値流体計算)により石油タンク内の液体スロッシング現象の再現と、スロッシング低減を目的とした浮遊式ネットの効果の再現性を検証した。

研究の概要

数値流体計算方法は、直交座標でスタッガード格子を用いた差分法によるHSMAC法に、変動する自由液面の計算を組込んだ方法とした。乱流モデルは標準SmagorinskyモデルによるLESである。

スロッシング低減のためのネットは、網を通過する流速による抵抗のみを考慮し、運動方程式に外部抵抗力を付加することによりモデル化した。

自由液面の位置は、圧力と速度を反復修正する段階で自由液面を含むセル内で連続式を満たすよう移動させて求めた。また自由液面位置では、せん断応力ゼロの条件を運動方程式の時間進行時に設定した。

水面上に設置される浮き屋根の効果は、水面を薄板曲げ要素と仮定し、液面と同じ形状の曲げ変形を生じさせる力の反力を水面に加えることにより再現した。このとき、水面変形はスロッシングの1次モードと2次モードのみ考慮した。

研究の成果

地震波入力時のタンク端部の波高を図-1に示す。縮尺模型による検証実験では、地震応答時のタンク内部のスロッシングは後揺れ($t=38$ 秒付近)によるスロッシング振幅の増加が見られ、浮遊式ネットを設置することによりその後揺れが解消される。その効果は最大振幅の比でおおむね1/2に低減できる。本研究によるCFDではその現象が定性的にも定量的にもよく再現されている。液面付近の流速ベクトルを図-2に示す。CFDではこのようにスロッシング時の液体挙動を明確に把握することができ、この手法を用いることにより地震時石油タンクのスロッシン

グ現象の解明、ならびに浮遊式ネットの効果的な配置が検討でき、その有用性が確認された。

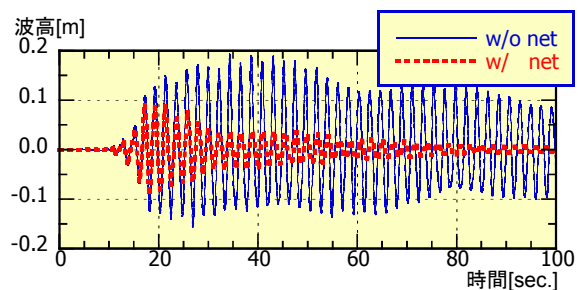
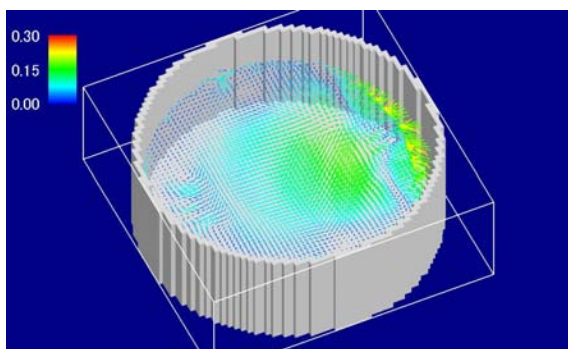
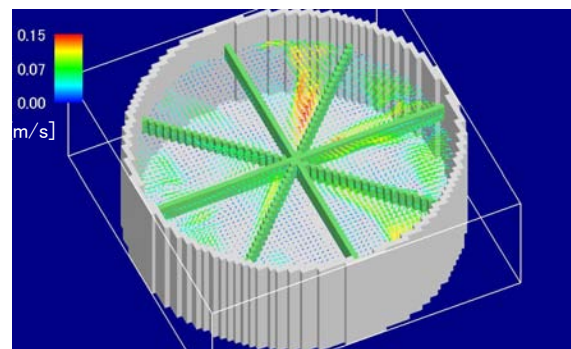


図-1 タンク端部液高の地震応答波



(a)減衰ネット無し(x-y断面,z=0.86m)



(b)減衰ネット有り(x-y断面,z=0.86m)

図-2 流速ベクトル($t=30$ sec.)

Reproduction of Sloshing Phenomena in Petroleum Tank and Damping Effect of Floating Nets by CFD

HIROSHI NODA MASAHARU TANIGAKI TORU SUZUKI SHIGEKI NAKAMINAMI

Key Words : Petroleum Tank, Sloshing, Floating Nets, CFD, LES, FEM

「ふげん」原子炉本体解体に向けた AWJ 技術の適用性検討評価 —超小型 AWJ カuttingヘッドの開発と模擬材の切断試験—

丸山 信一郎 大鐘 大介

キーワード：ふげん, 原子炉本体解体, アブレイシブウォータージェット, 超小型, 切断

研究の目的

新型転換炉ふげん発電所（以下「ふげん」と略す）は 2003 年 3 月で運転を終了し、現在解体工法の検討が進められている。解体工法を検討するうえで、従来のプラズマアーク等を用いた熱的切断工法では、多くの金属の浮きかすやヒューム（金属蒸気の凝集物）の発生が懸念される。そのため、切断工法としては熱影響の少ない機械式切断工法が望ましい。また、原子炉本体が 2 重管構造を有している「ふげん」

固有の構造に留意する必要がある。2 重管周辺は狭隘な空間のため、解体工期を短縮し、解体を合理的に行うためには、管内部から 2 重管を同時切断できるような工法が必要となる。以上のことから、数多くの切断工法のなかからアブレイシブウォータージェット（AWJ）を選択して切断試験を行い、AWJ 切断の原子炉本体解体への適用性の検討評価を行った。

研究の概要

2 重管を管内部から同時切断することを想定し、管内挿入式の超小型 AWJ カuttingヘッドを開発した。図-1 に Cuttingヘッドの概念を示す。切断試験は、水中環境下で炉内構造物である 2 重管（ジルコニウム合金材と SUS 材）と厚板部材（SUS 材）を模擬したものを切断対象として実施した。

図-2 に AWJ 切断試験設備の構成を示す。

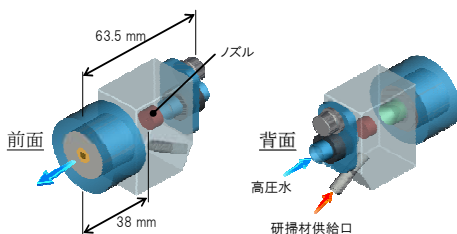


図-1 超小型 AWJ カuttingヘッドの概念

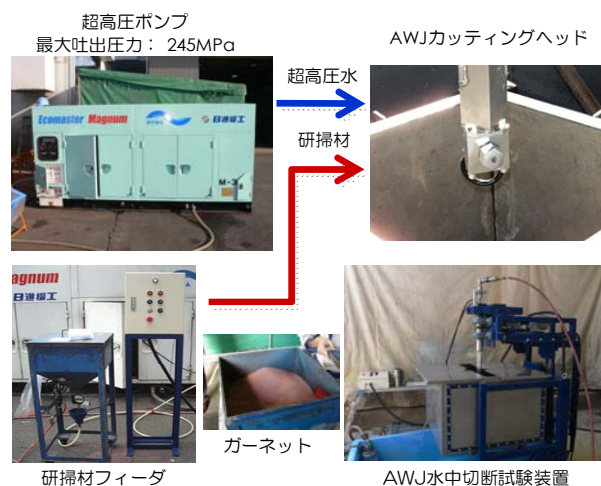


図-2 AWJ 切断試験設備の構成

研究の成果

開発した超小型 AWJ カuttingヘッドにより、2 重管を管内側より確実に同時切断できることを確認した。また、厚板金属部材については、最大 150mm 厚の SUS 材を 1 パス（1 回の切断作業）で切断できることを確認した。図-3 に各モデルの切断状況を示す。本試験結果から、AWJ 技術は、「ふげん」原子炉本体の圧力管集合体切断に有効な技術であり、厚板金属切断において、適用可能な技術であることが分かった。

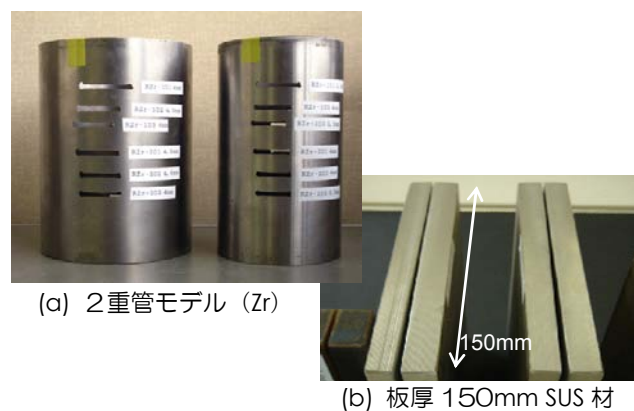


図-3 切断状況

Assessment of the Applicability of AWJ Technique for Dismantling the Reactor of FUGEN

- Development of Ultra-Small AWJ Cutting Head and Cutting Tests for Simulated Materials -
SHINICHIRO MARUYAMA DAISUKE OGANE

Key Words : FUGEN, Reactor Dismantlement, Abrasive Water Jet, Ultra-Small, Cutting

論文・報告

AFRP シート緊張接着時の定着性状並びに PC 梁の補強効果に関する実験的研究

Experimental Study on Anchoring Behavior and Reinforcing Effect for PC Beams Bonding with Pre-tensioned AFRP Sheet

三上 浩 HIROSHI MIKAMI
浅井 洋 HIROSHI ASAI
中島 規道 NORIMICHI NAKAJIMA
三加 崇 TAKASHI SANGA

本研究では、アラミド繊維（AFRP）シートに緊張力を導入して接着する方法に着目して、シート端部の定着性状および PC 梁の補強効果を実験的に検討した。本研究における緊張接着工法は機械式の固定治具を用いないため、初めに緊張接着時の端部定着性状を検討した。次に、本方式で補強した PC 梁の 4 点曲げ載荷実験を実施し、補強効果を検討した。その結果、コンクリート表面を二方向アラミド繊維シートで強化することで定着が可能となること、PC 梁の曲げひび割れ発生荷重や終局耐力が大幅に向上することが明らかになった。

キーワード：アラミド繊維シート、緊張、定着システム、PC 梁、補強効果

In order to investigate anchoring behavior for concrete members and strengthened effect for flexural reinforced PC beams bonding with pre-tensioned AFRP sheet, anchoring tests and loading tests were conducted. From this study, following results are obtained; 1) proposed de-bond control method using cross-directional AFRP sheet are effective ; 2) bending crack moment and ultimate loading capacity for PC beams are considerably increased by bonding with pre-tensioned AFRP sheet.

Key Words: AFRP Sheet, Pretension, Anchoring System, PC Beam, Reinforcing Effect

1. はじめに

近年、連続繊維（FRP）シートを用いた既設鉄筋コンクリート/プレストレストコンクリート（RC/PC）構造物の補修・補強工事が盛んに行われている。最近では、FRP シートを用いた RC/PC 構造物の活荷重増に対する補強や、少ないシート量で大きな補強効果を上げるために、FRP シートに緊張力を導入して接着する工法（以後、緊張接着法）に関する研究が実施され、一部で実用化されている¹⁾。

緊張接着法を用いる場合、緊張力を導入した FRP シート（以後、緊張接着用シート）の定着が大きな問題となる。そのため、一般的には緊張接着用シートの接着端部に定着治具を用いてシートを固定・定着させている。著者らは、このような定着治具を用いることなく緊張接着する手法に関する研究の過程で、シートの導入緊張力が比較的大きい場合には、緊張接着用シートが定着端部

から、かぶりコンクリートとともに引き剥がされる現象を確認している。その破壊性状から、緊張力解放時にシートとコンクリート間の付着力が定着端部で大きくなり、コンクリートの引張破壊が生じたものと考えられる。

そこで、まず緊張接着用シートの定着端部に集中する緊張力を分散させるため、定着端部に定着領域の拡大と応力緩和を目的としたシート（以後、定着用シート）を接着する方法に着目し、定着性状に関する検討を実施した。また、緊張接着用シートの定着端部に弾性係数が曲げ補強シート接着用樹脂の 1/60 程度のエポキシ樹脂（以後、応力緩和剤）を接着剤として使用した場合に関する検討もあわせて行った。

次に、緊張接着法を用いて補強した PC 梁の曲げ載荷実験を行った。一般に、FRP シートを無緊張で RC 部材の引張力作用面に接着して曲げ補強を行う場合には、シートの補強効果は主として主鉄筋降伏後に発揮されることが明らかになっている。したがって、ひび割れの発生

が抑制され、かつ、高強度鋼材を用いていることにより荷重レベルが高い状態で降伏域に達する PC 部材に FRP シートを無緊張で接着する場合の補強効果の出現も、主鋼材降伏後に限定されることが推察される。

一方、緊張接着法を用いることにより、FRP シートの補強効果は初期段階より発揮されることが予想され、曲げひび割れ発生荷重の増大も期待される。しかしながら、FRP シートを緊張接着して曲げ補強した PC 梁の耐荷性状やシートの剥離性状に関する研究例は少なく²⁾、³⁾、未解明な部分も残されているのが現状である。

このような背景より、本研究では、シート緊張接着時のシート端部定着性状並びに PC 梁を緊張接着法で補強した際の補強効果を実験的に検討した。

2. 定着実験の概要

(1) 実験に用いた RC 版の概要

図-1 には、本実験に用いた RC 版の形状寸法および配筋状況を示している。形状寸法は、1,000×2,000×180mm で芯かぶり 40mm の位置に鉄筋を配置した版状の RC 部材である。軸方向鉄筋には D13 を用い、RC 部材の短辺の幅方向中央部より 115mm 間隔で配筋している。なお、鉄筋は RC 版の両端部に設置した溝型鋼に溶接している。

(2) シート補強概要

図-2 には、RC 版の補強概要図を示している。本実験では、緊張力を試験体の長手方向に導入することとし、シートの緊張力はシート的一端を固定（固定端側）し、他端側（緊張解放端側）を緊張して、接着した後解放することにより導入している。そのため、定着用シートとして 1m 四方の二方向アラミド繊維製（AFRP）シートを試験体の緊張解放側端部から 200mm の位置よりコンクリート表面に接着している。

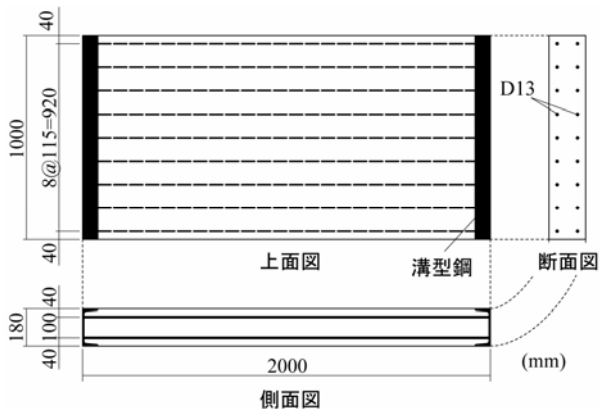


図-1 RC 版の形状寸法および配筋状況

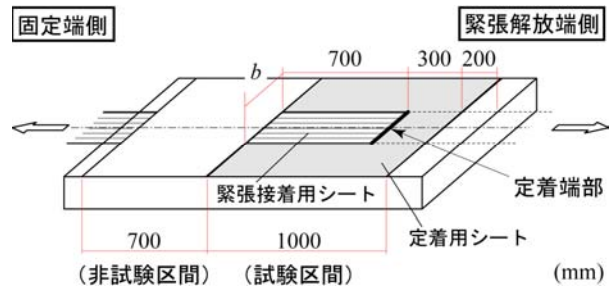


図-2 RC 版の補強概要

表-1 試験体の一覧

試験体名	シート幅 b (cm)	緊張率% (kN)		応力緩和剤
		緊張時	導入時	
B20-T60	20	60%(141kN)	70%(164kN)	なし
B30-T20	30	20%(71kN)	16%(57kN)	
B30-T40		40%(141kN)	33%(116kN)	
B30-T60		60%(212kN)	46%(161kN)	
B30-T60s			50%(175kN)	あり

表-2 AFRP シートの力学的特性値（公称値）

シート名称 繊維目付量 (g/m^2)	保証 耐力 (kN/m)	厚さ (mm)	引張 強度 (MPa)	弾性 係数 (MPa)	破断 ひずみ (%)
緊張接着用 830	1,176	0.572	2.06	118	1.75
定着用 435/435	588/588	0.286			

本研究では、この定着用シートの接着範囲を試験区間とし、そのシート上に緊張接着用シートを定着させている。緊張接着用シートにはシート幅 b が 20, 30cm の一方向 AFRP シートを用いている。緊張接着用シートは、その幅方向中央点と版の幅方向中央点が一致するように配置し、緊張接着用シートの定着端部が定着用シート端部より 30cm 内側に配置されるように設定した。なお、試験区間内の緊張接着用シートに影響を与えないように、固定端側の非試験区間における緊張接着用シート上には剥離抑制のための二方向 AFRP シートを接着している。

表-1 には、本実験の試験体を一覧にして示している。試験体名の第 1 項目は英文字 B に緊張接着用シート幅 b (cm) を付記している。第 2 項目は英文字 T に緊張接着用シートの導入緊張率（保証引張耐力に対する導入緊張力の割合）を付記している。また、第 2 項目に付随する s は応力緩和剤を用いたことを示している。

なお、表-2 には、本実験に用いた AFRP シートの公

称の力学的特性値を示している。実験時のコンクリート圧縮強度は 35.4MPa であった。

(3) シート緊張力の導入方法

本実験では、油圧式の緊張力導入装置を製作し、シートには以下の手順により緊張力を導入した。すなわち、

①RC 版の FRP シート接着部には接着性能を向上させるために、1mm 程度の深さになるようにチップング処理を施す。

②あらかじめ、緊張接着用シートに含浸接着樹脂を試験体長さよりも広い領域に塗布して硬化させ FRP 化する。また、RC 版に定着用シートを接着する。

③緊張接着用シートと RC 版のシート接着範囲に含浸接着樹脂を塗布し、シートを所定の位置にセットした後、油圧ジャッキにより緊張する。

④所定の緊張力で緊張したことを確認した後、シート引き剥がれ防止用の二方向 AFRP シートを非試験区間に接着し、緊張接着用シートと被接着部との密着度を向上させるためにエアコンプレッサを用いて試験区間内の緊張接着用シート全面に圧力を加えた状態で養生する。

⑤数日の養生の後、接着樹脂の硬化を確認し、緊張力を解放する、である。

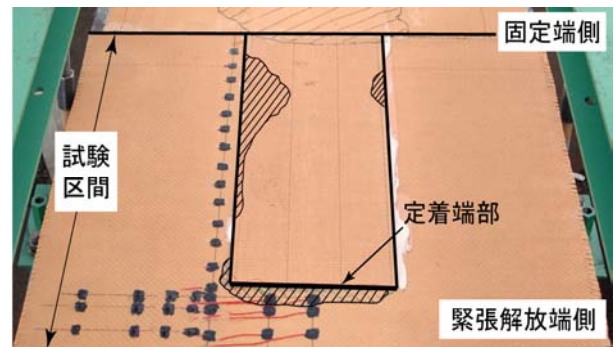
本実験では、緊張接着用シートの緊張接着時から接着硬化後のコンクリート部材へのプレストレス導入時までの緊張力をロードセルにより管理している。なお、本研究では、緊張力導入直前のロードセル値を導入緊張力としている。

3. 定着実験の結果および考察

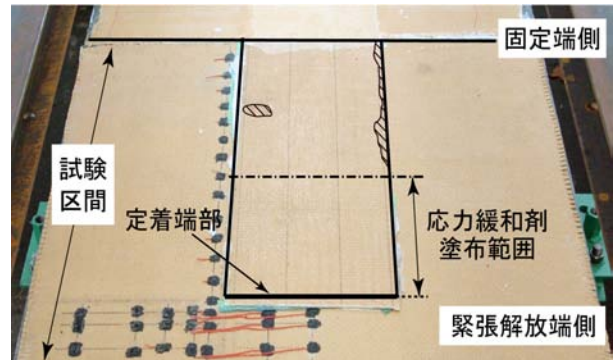
(1) 緊張力導入後における AFRP シートの定着状況

写真-1 には、緊張力を導入した後の試験区間における定着状況を示している。ここでは、シート幅が広く、導入緊張力の大きい B30-T60/T60s 試験体の結果を示した。写真中の斜線部分は打音検査によりシートの浮きが確認された部分である。B30-T60 試験体は、定着端部近傍において、緊張接着用シートと定着用シート間には浮きが認められないものの、定着用シートとコンクリート表面間には浮きが認められる。これは、定着端部近傍の定着用シートに応力が集中し、コンクリート表面との付着が切れたためと考えられる。なお、定着端部より内側では、樹脂不足により緊張接着用シートと定着シート間で剥離がみられる。一方、B30-T60s 試験体では、定着端部近傍の緊張接着用シートと定着用シート間および定着用シートとコンクリート表面間に浮きは認められない。

以上のことから、接着樹脂のみで緊張接着用シート



(a) B30-T60 試験体



(b) B30-T60s 試験体

写真-1 張力導入後における剥離性状

を定着させる場合には、導入緊張率が高いと応力集中が顕著となることから定着用シートとコンクリート表面の付着切れに留意する必要がある。また、緊張接着用シートの定着をより確実にを行うためには、定着端部近傍に応力緩和剤を用いるほうが良いと考えられる。

(2) 定着用シートの長さ方向ひずみ分布

図-3 には、定着用シート上のひずみ測定位置を示している。なお、測定するひずみの方向はいずれも緊張力導入方向（軸方向）としている。図-4 には、緊張力導入後における定着用シートの軸方向ひずみの長さ方向分布を示している。図中、左側には緊張接着用シートの側端部より 25mm 位置に貼付したひずみゲージ（図-3 中、I 群）のひずみ分布を、また右側には緊張接着用シートの定着端部より緊張解放端側に貼付したひずみゲージ（図-3 中、II 群）のひずみ分布を示している。なお、右図には、定着用シート幅方向中央の測線 A（図-4 中黒塗り）と $b/4$ だけ幅方向に離れた測線 B（図-4 中白抜き）の結果もあわせて示している。

図-4 (a) には、シート幅の影響を検討するため、導入緊張力が同程度でシート幅の異なる B20-T60, B30-T40 試験体の結果を比較して示している。左図より、シート幅にかかわらず定着端部近傍を除いて同様なひずみ分布を示していることが分かる。すなわち、緊張接着用

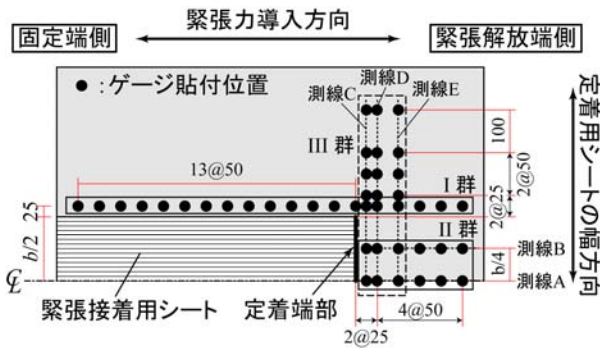


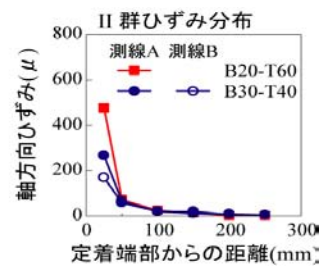
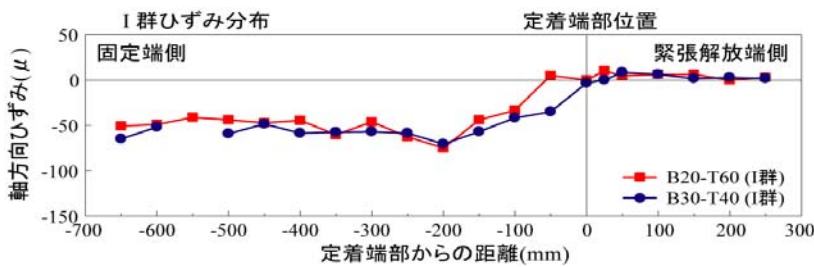
図-3 定着用シートのひずみ測定位置

シートの定着端部から固定端側に約 200mm まではほぼ線形に圧縮ひずみが増加し、それ以降はほぼ一定のひずみを示している。また、定着端部より緊張解放端側では、いずれも発生ひずみは零レベルである。右図より、シート幅や測線にかかわらず、定着端部より 25mm の位置でひずみが最も大きく示され、100mm の位置でほぼ零に収束していることが分かる。

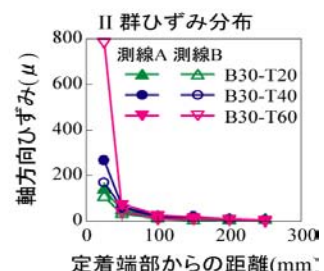
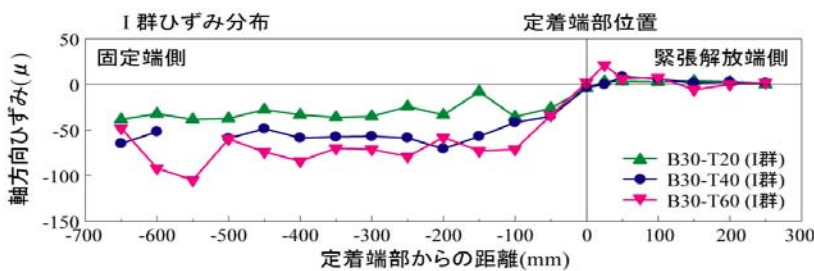
図-4 (b) には、緊張接着用シートの幅が等しく、緊張力の異なる B30-T20/T40/T60 試験体の結果を比較して示している。左図より、緊張接着用シート側方 25mm 位置での定着用シートのひずみ分布性状は図-4 (a) と大略同様であり、定着端部より固定端側では圧縮ひずみ

を示し、緊張解放端側ではほぼ零レベルとなっている。ここで、発生ひずみの大小に着目すると、導入緊張力が大きいほど圧縮ひずみが大きくなる傾向にあることが分かる。このことより、図-4 (a) の結果と併せて考えると、定着用シートの発生ひずみは、緊張接着用シートの緊張力に依存することが推察される。また、右図より緊張力の増加に伴い定着端部から 25mm の位置に発生するひずみは大きくなる傾向にあるものの、100mm の位置でのひずみはいずれの試験体および測線でもほぼ零レベルであることが分かる。

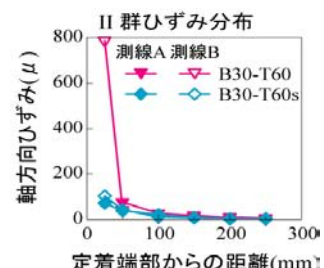
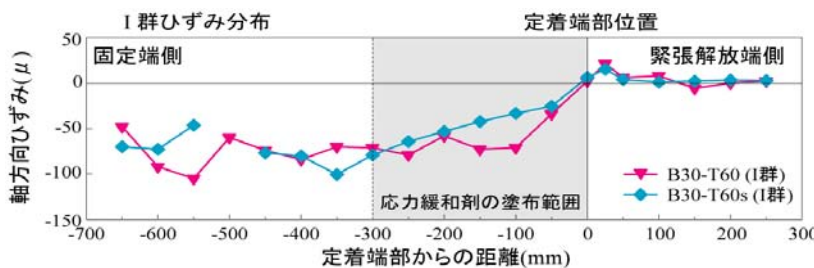
図-4 (c) には、応力緩和剤の有無の影響を検討するため、B30-T60/T60s 試験体の結果を比較して示している。左図より、緊張接着用シート側方 25mm 位置での定着用シートに発生するひずみは、定着端部から固定端側に 300mm 以上離れた区間では、緩和剤の有無にかかわらずほぼ同等であることが分かる。しかしながら、B30-T60s 試験体では、定着端部から応力緩和剤を塗布した 300mm の範囲内までは、ひずみが線形的な増加傾向を示し、緩和剤を塗布しない B30-T60 試験体に比べて全般的にひずみは小さいことが分かる。また、右図より、B30-T60 試験体では定着端部より 25mm の位置で約 800 μ のひずみが発生しているのに対して、B30-T60s 試



(a) シート幅の影響



(b) シート緊張力の影響



(c) 応力緩和剤の影響

図-4 緊張力導入時における定着用シートの長さ方向ひずみ分布

験体では最大でも 100μ 程度である。このことから、応力緩和剤を用いることにより応力集中を抑制して、定着用シートに発生するひずみを均等化させることが可能であることが分かる。

(3) 定着用シートの幅方向ひずみ分布

図-5 には、定着端部より緊張解放端側に貼付したひずみゲージ(図-3 中, III群)による定着用シート軸方向ひずみの幅方向分布性状を示している。図には、定着用シートの幅方向中央点を 0mm とした幅方向分布を定着端部から $25, 50, 100\text{mm}$ の位置にある測線 C, D, E について示している。なお、図にはシート幅が 20cm の B20-T60 試験体, シート幅が 30cm の B30-T60/T60s 試験体の結果を示している。

図-5 (a) より, B20-T60 試験体の発生ひずみは定着用シートの幅方向中央部で最も大きく, また, 定着端部より 25mm の位置で最大であり, 100mm の位置では 50μ 程度以下と小さいことが分かる。図-5 (b) より, B30-T60 試験体の定着用シートのひずみは, B20-T60 試験体と同様に緊張接着用シート接着範囲内で大きく, 緊

張接着用シートの定着端部から 25mm の位置で約 800μ のひずみが発生している。一方, 定着端部より 100mm 離れた位置では 50μ 程度以下と小さい。これより, 緊張接着用シート定着端部より緊張解放端側の幅方向の影響範囲は緊張接着用シート幅以内であり, 定着端部からの長さ方向影響範囲は 50mm 程度以下と狭いことが明らかになった。

図-5 (b), (c) より, 応力緩和剤の有無に着目すると, B30-T60 試験体の発生ひずみが最大 800μ であるのに対し, B30-T60s 試験体では最大ひずみが 100μ 程度である。これは, 緊張接着用シート定着端部における応力集中が緩和され, 応力の均等化が促進されたことによるものと推察される。このことより, 応力緩和剤を用いることで, 定着用シートの応力集中を効率よく抑制できることが明らかになった。

以上, AFRP シート緊張接着時におけるシート端部の定着性状に関する実験的検討から以下のことが明らかになった。すなわち,

① 緊張接着用シートの定着端部に無緊張の二方向 AFRP シートを接着することにより, 幅 30cm 程度のシートまでは定着治具を用いることなく定着可能である。

② 定着用シートに与える緊張接着用シートの導入緊張力の影響範囲は, 導入緊張力やシート幅にかかわらず, 緊張接着用シート側方には大略 25mm 程度以内, 定着端部より緊張解放端側では長さ方向に 50mm 程度以内, 幅方向には緊張接着用シート幅以内である。

③ 応力緩和剤を使用することにより, 定着用シートに発生する応力集中を緩和し, 緊張接着用シートの定着をより確実にを行うことが可能となる。

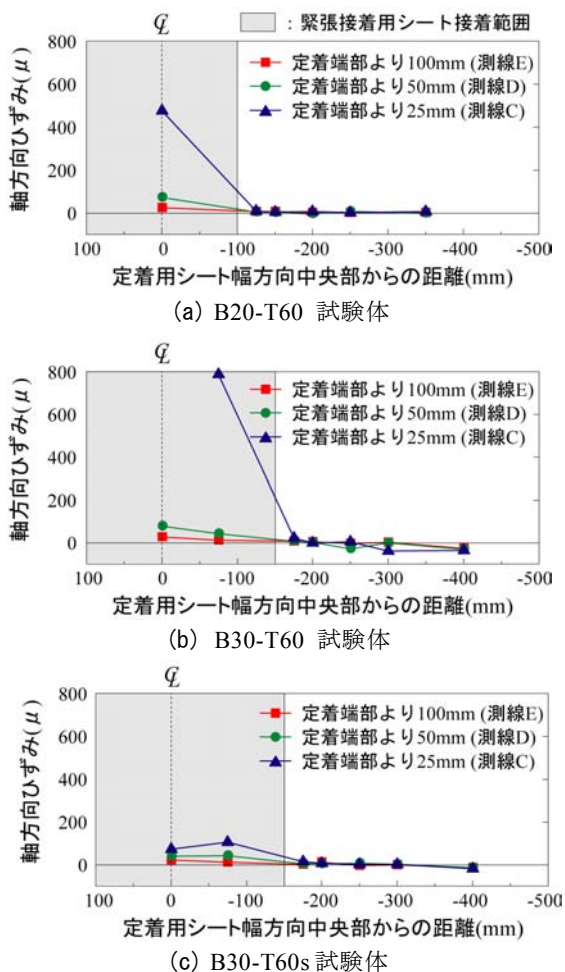


図-5 緊張力導入時における定着用シートの軸方向ひずみ分布(III群)

4. PC 梁の曲げ載荷実験の概要

(1) 試験体の概要

表-3 には, 本実験に用いた試験体の一覧を示している。試験体数は, 無補強試験体を含めて曲げ補強シートのシート幅を 3 種類, シートの導入緊張率を 3 種類に変化させた全 9 体である。ここで, 緊張率は曲げ補強シートの保証引張耐力に対する導入緊張力の割合である。なお, シートの導入緊張率は道路橋示方書に示されている PC 鋼材の許容引張強度を参考に, 最大緊張率をシート引張強度の 60% とした。表中, 試験体名の第 1 項目は英文字 T とともに導入緊張率 (%) を, 第 2 項目は英文字 S とともにシート幅 (cm) を示している。なお, N は無補強試験体である。

図-6 には, 本実験に用いた試験体の形状寸法, 配筋状況および補強概要を示している。試験体は, 断面寸法

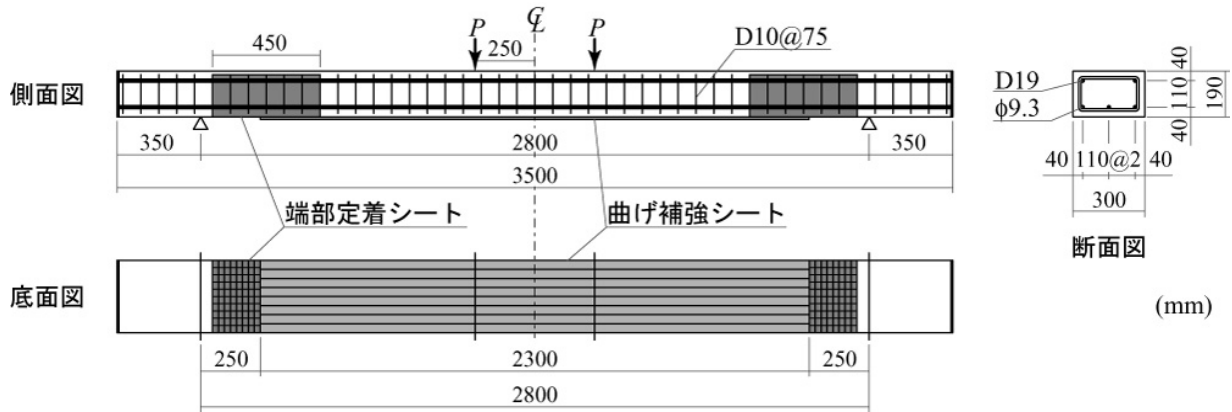


図-6 試験体の形状寸法および配筋状況(-S30 試験体)

表-3 曲げ載荷実験試験体一覧

試験体名	シートへの導入緊張率*	実測導入緊張率*	シート幅 (mm)
N	-	-	-
T0-S10	0%	0%	100
T0-S20	0%	0%	200
T0-S30	0%	0%	300
T30-S10	30% (35.3)	24.9% (29.3)	100
T30-S20	30% (70.6)	28.1% (66.2)	200
T30-S30	30% (105.8)	24.3% (85.7)	300
T60-S10	60% (70.6)	55.3% (65.0)	100
T60-S20	60% (141.1)	54.7% (128.7)	200

*()内は導入緊張力(kN)

(梁幅×梁高)が 30×19 cm、純スパン長が 2.8 m の PC 梁である。下端鋼材には、PC 鋼より線φ9.3を3本、上端筋には D19を2本配置している。なお、PC 鋼より線の緊張力は、有効緊張力が引張強度の 60%となるようにプレテンション方式で導入した。

曲げ補強シートは、所定の幅の AFRP シート(目付量 830g/m²)を梁中央部から両支点の 250mm 手前までの範囲に接着している。なお、本実験において、緊張力を導入したシートを接着する場合には、シートがかぶりコンクリートとともに接着端部から引き剥がされる可能性があるため、あらかじめ両支点から 50~500 mm の範囲に二方向 AFRP シート (目付量 435/435g/m²)を U 字形に接着させ、曲げ補強シート端部に発生する応力集中を緩和させることとした。

表-4 には、本実験に用いた PC 鋼より線の材料特性値を示している。なお、用いたシートの力学的特性値を表-2 に示している。コンクリートの圧縮強度は T30-S10 試験体の場合が 70.1MPa、その他の試験体の場合が

表-4 鋼材の力学的特性値

鋼材種類	線径	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
SWPR7AN	φ 9.3	1,647	1,879	191.2

66.3MPaであった。

(2) シート緊張力の導入方法

シート緊張力の導入方法は、前節の定着性状の検討と同様とした。ただし、本実験では応力緩和剤は用いていない。なお、実験ではシートへの緊張力導入時から油圧ジャッキを解放して PC 梁に緊張力を導入するまでをロードセルを用いて管理し、PC 梁に緊張力を導入する直前の値を実測導入緊張力として評価している。

(3) PC 梁の曲げ載荷実験結果および考察

図-7 には、各試験体の荷重-変位関係を計算結果と比較して示している。図中の計算結果は、表-3 の実測導入緊張率を用いて、示方書⁴⁾に準拠した平面保持を仮定した断面分割法により算出している。また、計算の終局は上縁コンクリートのひずみが 3,500μに到達するまで、もしくは下縁のひずみが曲げ補強シートの破断ひずみである 17,500μに達するまでとしている。表-5 には、図-7 より得られる実験結果と計算結果を一覧にして示している。表中の各荷重は、荷重-変位関係の勾配(以後、剛性勾配)変化点を示している。剛性勾配変化点は、載荷初期から順にひび割れ荷重、1次降伏荷重、2次降伏荷重としている。なお、2次降伏点は実験の剛性勾配変化点の判断が難しいため記載していない。

図-7(a)より、N 試験体の計算結果を見ると、曲げひび割れ発生時点および PC 鋼より線の 1次降伏点において、剛性勾配の変化が大きいことが分かる。しかしながら、2次降伏点が剛性勾配の変化に与える影響は顕著で

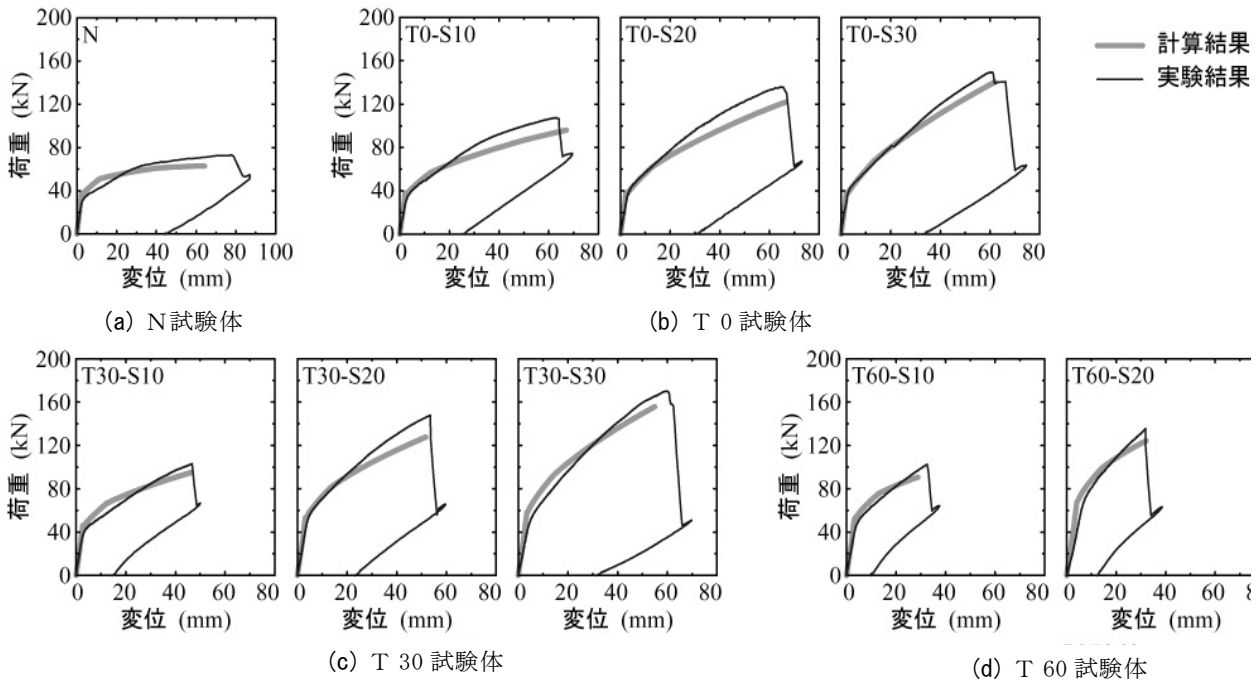


図-7 荷重-変位関係

表-5 計算結果および実験結果の一覧

試験体名	計算結果							実験結果						
	ひび割れ荷重		1次降伏荷重		最大荷重		破壊性状	ひび割れ荷重		1次降伏荷重		最大荷重		破壊性状
	荷重 P_{cc} (kN)	変位 δ_{cc} (mm)	荷重 P_{y1c} (kN)	変位 δ_{y1c} (mm)	荷重 P_{uc} (kN)	変位 δ_{uc} (mm)		荷重 P_{ce} (kN)	変位 δ_{ce} (mm)	荷重 P_{y1e} (kN)	変位 δ_{y1e} (mm)	荷重 P_{ue} (kN)	変位 δ_{ue} (mm)	
N	37.5	2.2	51.0	11.5	62.8	64.2	圧壊*	30.2	2.7	60.6	29.1	73.1	77.6	圧壊*
T0-S10	37.8	2.2	56.7	12.4	96.0	67.1	破断	31.6	2.7	61.6	17.5	107.5	63.1	剥離
T0-S20	38.0	2.2	62.9	13.3	121.7	66.2	圧壊*	36.5	2.9	72.7	17.8	135.9	64.7	剥離
T0-S30	38.2	2.2	68.4	13.7	140.4	62.0	圧壊*	36.6	2.7	77.4	18.4	149.5	60.7	剥離
T30-S10	41.7	2.4	61.8	12.4	95.8	55.9	破断	42.8	4.0	63.0	15.8	103.1	46.7	破断
T30-S20	52.5	3.2	81.6	13.7	127.7	51.6	破断	49.2	3.9	112.7	29.3	148.0	53.5	破断
T30-S30	57.7	3.4	93.0	14.4	155.7	54.9	圧壊*	50.6	4.9	121.6	30.4	170.3	59.7	圧壊**
T60-S10	52.2	3.2	75.6	13.0	90.7	28.8	破断	42.1	3.5	82.6	20.2	102.6	32.6	破断
T60-S20	66.8	4.1	99.5	14.5	124.4	32.1	破断	61.5	6.1	99.6	16.3	135.4	31.9	破断

*: 上縁コンクリートの圧縮破壊, **: 上縁コンクリート圧壊後にシート剥離

はない。一方、実験結果は曲げひび割れ発生後に剛性勾配が大きく低下し、その後1次降伏点ですらに低下している。しかしながら、計算結果と同様に実験結果においても明確な2次降伏点を確認することはできない。

図-7(b)より、緊張力を導入しない T0 試験体の計算結果から、シート幅にかかわらず、ひび割れ発生荷重は類似の値であることが分かる。ひび割れ発生荷重以降で、シート幅が広く補強量が多いほど剛性勾配、荷重が大きく示されていることから、ひび割れ発生荷重以降にシートの補強効果が出現していることが分かる。なお、計算結果は T0-S10 試験体ではシート破断、T0-S20/S30 試験

体では上縁コンクリートの圧壊により終局に至っている。また、実験結果を見ると、ひび割れ発生荷重から計算結果の1次降伏点までは計算結果と良く対応していることが分かる。しかしながら、計算結果の1次降伏点以降では、実験結果の剛性勾配の低下が小さく計算荷重を上回る状態で荷重、変位が増大している。最終的にはほぼ計算終局変位に対応した時点で等せん断区間下縁かぶり部のピーリング作用によるシート剥離で終局に至っている。

図-7(c)より、導入緊張率が約30%の T30 試験体の計算結果においては、初期勾配は同等であるものの、ひび割れ発生荷重以降にシート幅の影響が出現し、変位の

増加とともにその差異が拡大する傾向にあることが分かる。また、計算結果の終局は T30-S10/S20 試験体でシート破断、T30-S30 試験体でコンクリートの圧壊となっている。実験結果においては、ひび割れ発生荷重は計算結果と同程度を示し、その後1次降伏点までの勾配を維持した状態で荷重と変位が増大し、計算結果を上回った後に剛性勾配が低下して終局に至っている。なお、T30-S10/S20 試験体はシート破断、T30-S30 試験体は上縁コンクリートの圧壊後にシート剥離により終局に至っており、計算結果の破壊性状と良好に対応している。

図-7(d)より、導入緊張率が約60%のT60試験体の計算結果において、ひび割れ発生時点までの勾配はS10/S20試験体で類似であるものの、ひび割れ発生荷重および変位はシート幅によって大きく異なっている。また、第2勾配、第3勾配はシート幅の増加とともに増大し、両者の差が拡大する傾向にあることが分かる。なお、計算結果の終局はいずれもシート破断である。実験結果のひび割れ発生荷重および剛性勾配は計算結果よりも若干小さいものの、1次降伏点はほぼ対応している。最終的には計算終局変位と同程度の時点において第2勾配を保持した状態で計算結果と同様にシート破断により終局に至っている。

以上より、実験結果は荷重初期から1次降伏点までは計算結果とほぼ対応するものの、計算結果の1次降伏後も勾配は低下せず、荷重と変位が増大する傾向にある。しかしながら、断面分割法を用いることでAFRPシートを緊張して接着したPC梁試験体の終局状態をおおむね予測することが可能であることが明らかになった。

5. まとめ

本研究では、AFRPシート緊張接着時におけるシート定着端部の引き剥がれを抑制するために、定着端部のコンクリート表面に二方向AFRPシートを接着して応力を分散させる方法を提案し、その妥当性を実験的に検討した。また、応力緩和剤を使用した場合に関する検討もあわせて実施した。本研究の範囲内で得られた知見を整理すると以下のとおりである。

- ①緊張接着用シートの定着端部に無緊張の二方向AFRPシートを接着することにより、幅30cm程度のシートまでは定着治具を用いることなく定着可能である。
- ②定着用シートに与える緊張接着用シートの導入緊張力の影響範囲は、導入緊張力やシート幅にかかわらず、緊張接着用シート側方には大略25mm程度以内、定着端部より緊張解放端側では長さ方向に

50mm程度以内、幅方向には緊張接着用シート幅以内である。

- ③応力緩和剤を使用することにより、定着用シートに発生する応力集中を緩和し、緊張接着用シートの定着をより確実にを行うことが可能となる。

また、PC梁にAFRPシートを緊張接着した際の補強効果を検討することを目的として、緊張率やシート幅を変化させて曲げ載荷実験を実施した。本実験により得られた結果をまとめると以下のとおりである。

- ④AFRPシートを緊張して接着したPC梁の耐荷性状および破壊形式は断面分割法で大略評価可能である。
- ⑤同じ緊張率の場合、シート幅が大きいほどひび割れ発生荷重や最大荷重が増加する傾向にあるが、緊張率が大きくなると初期導入ひずみが大きくなるため、小さな変位でシート破断しやすくなる。

以上、本研究の結果から、少ないシート量でより大きな補強効果を上げる緊張接着工法が簡易な定着システムの基で施工可能であることが示唆された。今後は、実用化に向けた適用検討を進める予定である。

謝辞：本研究を遂行するに当たり、室蘭工業大学建設システム工学科の岸徳光教授並びに博士研究員の澤田純之氏と構造力学研究室の諸君に多大なるご支援を頂きました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 佐藤信也, 小橋茂和, 小金澤豊秋, 高橋輝光: 炭素繊維プレート緊張材を用いた「町浦橋」の補強, 第15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.355-358, 2006
- 2) 呉 智深, 松崎智優, 福沢公夫, 神口 建: CFRPシート緊張接着した鉄筋コンクリート曲げ部材の補強効果に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.641/V-46, pp.153-165, 2000.2
- 3) 中島規道, 三上 浩, 藤田 学, 田村富雄: アラミド繊維シートを緊張接着したRC梁の曲げ耐荷性状, 土木学会第59回年次学術講演会, pp.619-620, 2004.9
- 4) 土木学会: コンクリート標準示方書【構造性能照査編】, 土木学会, 2002.

可撓性に優れたアラミド繊維せん断補強材の研究

Study of the Flexible Aramid Rope for Shear Reinforcements

浅井 洋 HIROSHI ASAI

中島 規道 NORIMICHI NAKAJIMA

川上 健太郎 KENTAROU KAWAKAMI

東北支店 竹之井 勇 ISAMU TAKENOI

帯鉄筋など曲げ加工が必要な部位に FRP 材を用いるためには、工場であらかじめ曲げ成型を行う必要があった。本研究では、連続繊維に樹脂を含浸しないことで、現場において容易に曲げ加工を可能にした可撓性に優れたせん断補強材に着目した。連続繊維の加工形状を変えた補強材をせん断補強材に用いた梁の載荷実験を実施し、せん断補強効率のよい補強材について検討した。この結果、帯状のアラミド繊維補強材は、優れたせん断補強効果を有することが示された。

キーワード：連続繊維補強材，アラミド繊維，せん断試験，せん断補強材

In order to use the bended FRP reinforcements, it needed to be processed in advance at the factory. The aramid fiber ropes, which have not impregnated with resin, were developed in this study. As a result, they keep flexibility and can be bent easily on site. The shear experiments of the beam, which was reinforced with the aramid fiber ropes weaved in various shape, were carried out. As a result of these experiments, it proved that the belt-shaped aramid fiber is effective for shear reinforcements.

Key Words: Fiber Reinforced Plastics, Aramid Fiber, Shear Test, Shear Reinforcements

1. 目的

海浜地区などの飛来塩分の多い地域のコンクリート構造物は、塩害による劣化が問題となっている。プレストレストコンクリートなどに使用される富配合コンクリートは、中性化による劣化よりも塩害による腐食が深刻な問題である。コンクリート表面に付着した飛来塩分は、内部との濃度差によって浸透するため、コンクリート表面付近の塩化物イオン濃度は高く、内部に至るにつれて低くなる。したがって、かぶり厚が小さい構造物では、早期に鉄筋位置の塩化物イオン濃度が高くなり、鉄筋表面の不動態皮膜の損傷が生じる。また、外部からの水分や酸素の供給も容易であり、鋼材の腐食が進展しやすい。梁部材では一般に帯鉄筋が最外部に位置するため、帯鉄筋から腐食が生じる場合が多い。鉄筋防錆対策として、かぶり厚の確保が重要であるが、供用年数と環境条件から、現実的なかぶり厚にならない場合には、エポキシ樹脂塗装鉄筋の使用やコンクリート表面被覆が行われている。また、電気防食の採用、ステンレス鉄筋やステンレスクラッド鉄筋の使用などが検討されている。しかし、これらの対策では、鋼材を補強材として使用している以

上、根本的な問題解決はなされていない。すなわち、かぶり厚確保の限界、鉄筋表面の樹脂被覆の不完全性¹⁾、コンクリート表面被覆による内部水分の逸散不完全性など鉄筋腐食に対する懸念事項が完全に解消されるわけではない。

そこで、耐久性に優れたアラミド繊維を用い、樹脂を含浸して成型したFRP補強材（以下、AFRP補強材）を開発し、実構造物にも使用してきた^{2,3)}。AFRP補強材はあらかじめ製造工場で行い、樹脂を熱硬化させて製造する必要があり、現場で曲げ加工することは困難であった。

本研究では、樹脂を含浸していないアラミド繊維を組紐状あるいは帯状に加工したせん断補強材をコンクリート部材中に配置し、その補強効果を把握することを目的に梁の載荷実験を行った。

2. 実験方法

(1) アラミド繊維補強材

補強材に使用したアラミド繊維の性能を表-1に示す。アラミド繊維は、ヤング係数および破断伸度の異なる2

表-1 アラミド繊維の性能

記号	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	破断伸度 (%)
A1	3,430	72,600	4.6
A2	2,744	130,000	2.4

種類の繊維を使用した。アラミド繊維を、帯状あるいは組紐状に加工したものを本稿ではアラミド繊維補強材と称す。アラミド繊維補強材は、樹脂によって固着していないため、容易に形状を変えることができる。アラミド繊維補強材の保証耐力および形状寸法を表-2に示す。

写真-1に示すように、帯状の補強材は、厚さを薄く織り上げている。このため、軸方向に繊維を直線に引き揃えた棒状補強材に比べて、曲げ加工部に生じる内外差が小さく、繊維のたるみが生じにくい。また、帯状の加工は、断面積に対してコンクリートとの接触面積が大きくなることから、コンクリートとの付着が期待できる。

B1-A1とB1-A2は、繊維の種類が異なる補強材である。形状はほぼ同じであるが、繊維の織加工方法が異なっており、B1-A1のほうが比較的細かい目で織られている。B2-A1は厚い帯材であり、耐力は大きいですが、単位断面積当たりのコンクリートとの付着面積は減少する。B2-A2は、B1-A2を幅60mmに加工し、二つ折りにして幅30mmにしたものである。

組紐状に加工した補強材は、繊維束が補強材の表裏に織り込まれており、曲げ加工部に生じる内外差を繊維の織り加工と繊維束の微少なずれによって吸収できる。曲げ加工部では、補強材断面は扁平に変形して追従する。また、繊維を編み込むことで補強材の表面に凹凸が生じ、付着力の向上が期待できる。R1-A2、R2-A2およびR3-A2は組紐径を変えたものである。

(2) 梁試験体

梁試験体の一覧を表-3に示す。試験は2シリーズ行った。各シリーズでは、コンクリートが分担するせん断耐力を把握するため、せん断補強材を用いない梁試験を実施した。また、アラミド繊維と比較するため、D10、D13、およびD16の3種類の帯鉄筋(SD345)を使用した。表中の帯鉄筋の保証荷重は、実測した降伏荷重である。シリーズ1では、2種類のアラミド繊維と組紐について検討を行った。S1B1A1とS1B1A2はアラミド繊維の種類と帯状の加工方法が異なる試験体である。S1B2A1はS1B1A1より帯の厚さが厚い補強材である。S1R2A2およびS1R3A2は組紐の径が異なる補強材である。シリーズ2は、シリーズ1の結果を踏まえた試験体である。S2R1A2-3およびS2R1A2-5は、補強材の付着

表-2 アラミド繊維補強材

記号	繊維の種類	保証耐力 (kN)	補強材形状	
			形状	寸法
B1-A1	A1	36.8	帯状	幅30mm, 厚さ0.57mm
B2-A1	A1	156.0	帯状	幅30mm, 厚さ4mm
B1-A2	A2	36.8	帯状	幅30mm, 厚さ0.57mm
B2-A2	A2	73.6	帯状	幅30mm, 厚さ1.14mm
R1-A2	A2	20.1	組紐状	断面積17.5mm ²
R2-A2	A2	61.2	組紐状	断面積45.5mm ²
R3-A2	A2	81.5	組紐状	断面積59.5mm ²

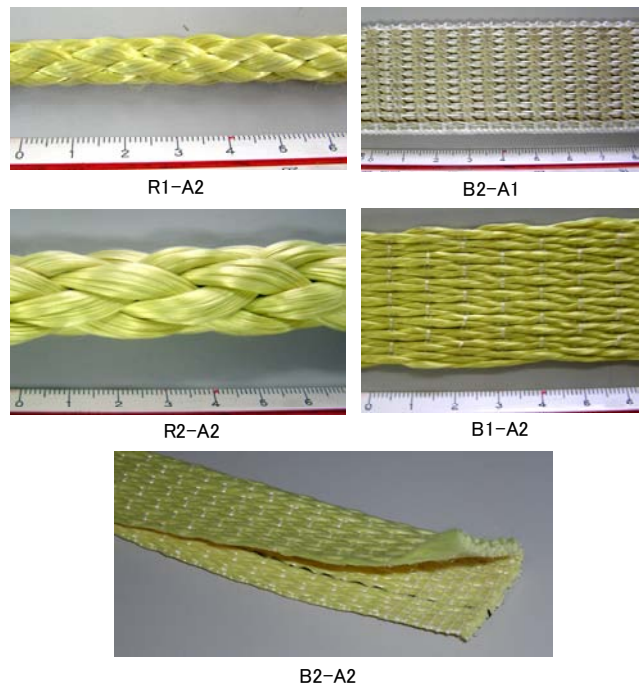


写真-1 アラミド繊維補強材の形状

表-3 せん断試験体一覧

シリーズ	No.	記号	補強材の種類	補強材量 ^{※1}	補強材の保証荷重 ^{※2} (kN)	補強材の間隔 (mm)
1	1	S1N	無	—	—	—
	2	S1D10	D10	1	30.4	150
	3	S1D13	D13	1	48.6	150
	4	S1D16	D16	1	74.7	200
	5	S1B1A1	B1-A1	1	36.8	150
	6	S1B2A1	B2-A1	1	156.0	250
	7	S1B1A2	B1-A2	1	36.8	150
	8	S1R2A2	R2-A2	1	61.2	200
	9	S1R3A2	R3-A2	1	81.5	150
2	10	S2N	無	—	—	—
	11	S2D13	D13	1	50.6	150
	12	S2D16	D16	1	76.3	200
	13	S2R1A2-3	R1-A2	3	60.3	150
	14	S2R1A2-5	R1-A2	5	100.5	200
	15	S2B1A2	B1-A2	1	36.8	100
	16	S2B2A2	B2-A2	1	73.6	200

※1 補強筋量：一組のせん断補強材の構成本数

※2 補強材の保証荷重：一組のせん断補強材の保証荷重であり、鉄筋の場合は実降伏強度、アラミド繊維の場合は保証強度に断面積を乗じて算出した値

を高めるため、細径の組紐を使用して単位断面積当たりの表面積の割合を大きくした。さらに、補強材の引張荷

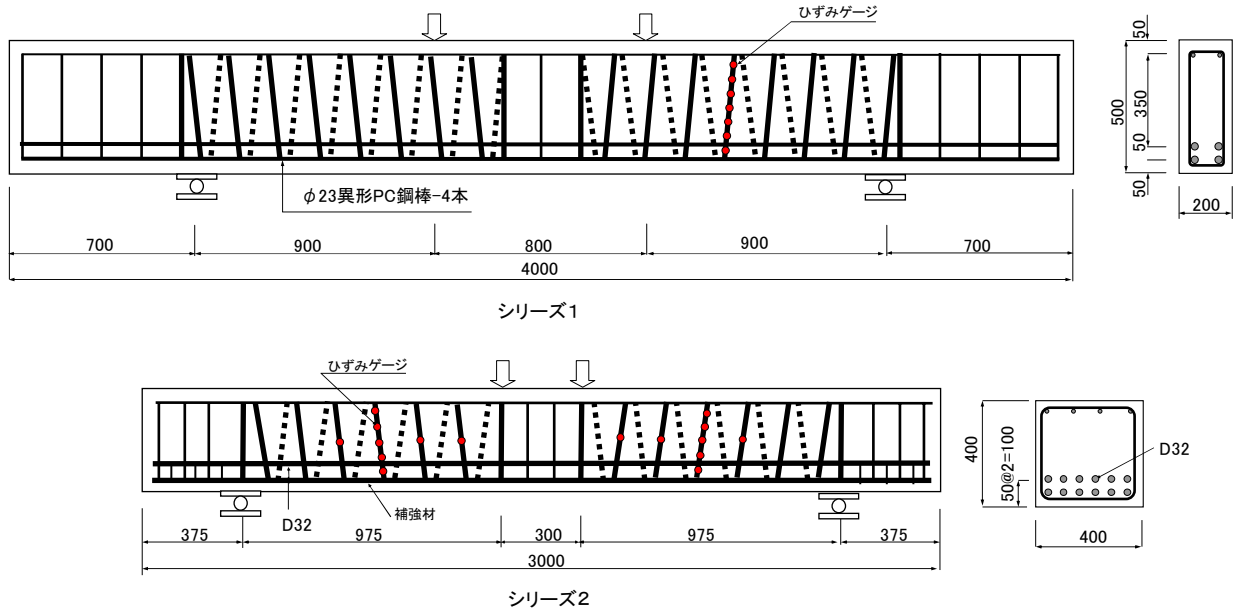


図-1 梁試験体形状

重増加を目的として並列に複数本配置した。S2B2A2は二つ折りにすることで補強材の引張荷重を大きくすることを狙ったものである。

梁試験体形状を図-1に示す。シリーズ1は、梁高500mm、幅200mmの矩形断面で、主圧縮鉄筋はD13を2本、主引張鉄筋はφ23mm異形PC鋼棒4本とした。帯鉄筋が部材軸となす角度は90度である。アラミド繊維補強材は、せん断スパン区間を螺旋状に巻き付け、端部をエポキシ樹脂で固定した。補強材は、コンクリート打込み時に位置がずれないように合成樹脂製結束帯で主鉄筋に固定した。目標コンクリート強度は40N/mm²である。

(3) 載荷試験

載荷方法は、図-1に示すように、2点載荷とした。シリーズ1のせん断スパンと有効高さの比(a/d)は2.1であり、シリーズ2はa/d=3.0とした。せん断補強材の情報を得るため、せん断補強材にひずみゲージを取り付けた。アラミド繊維補強材は、繊維束間が固着されていないため、直接ひずみゲージを取り付けることが困難であった。そのため、取付位置を幅20mm程度樹脂で固着して、その表面に測長5mmの箔ゲージを取り付けた。また、せん断スパンに生じるひび割れ幅をπ型変位計で測定した。

3. 実験結果と考察

(1) せん断耐力と破壊状況

実験結果を表-4に示す。せん断耐力計算値1は、コン

表-4 実験結果

シリーズ	記号	せん断耐力計算値1 (1) (kN)	せん断耐力計算値2 (2) (kN)	実測最大荷重 (3) (kN)	(3)/(1) (%)	(3)/(2) (%)	破壊形状	コンクリート強度 (N/mm ²)
1	S1N	185	185	406	220	220	せん断	43.0
	S1D10	483	—	755	156	—	せん断	42.5
	S1D13	664	—	953	144	—	せん断	43.0
	S1D16	739	—	941	127	—	曲げ	44.7
	S1B1A1	548	264	407	74	154	せん断	47.1
	S1B2A1	1,085	302	355	33	118	せん断	47.1
	S1B1A2	548	264	808	147	306	曲げ	47.1
	S1R2A2	633	294	494	78	168	せん断	47.0
	S1R3A2	984	329	733	74	223	せん断	47.4
	S2N	352	352	462	131	131	せん断	39.4
2	S2D13	733	—	1,151	157	—	せん断	39.4
	S2D16	783	—	1,220	156	—	せん断	39.4
	S2R1A2-3	796	593	700	88	118	せん断	37.4
	S2R1A2-5	918	648	740	81	114	せん断	41.7
	S2B1A2	786	568	1,030	131	181	せん断	47.8
	S2B2A2	782	567	794	102	140	せん断	48.2

クリート標準示方書⁴⁾ (以下、標準示方書)に基づいて算出した値である。アラミド繊維補強材によって受け持たれるせん断耐力を式(1)で算出した。

$$V_{AF1} = \frac{A_{AF} f_{AFd} d (\sin \alpha_{AF} + \cos \alpha_{AF})}{1.15 s_{AF}} \quad (1)$$

ここに、

- V_{AF1} : アラミド繊維補強材が負担するせん断耐力
- A_{AF} : 単位幅当たりの断面積 (mm²)
- f_{AFd} : 保証引張強度 (N/mm²)
- d : 有効高 (mm)
- α_{AF} : 部材軸となす角度
- s_{AF} : ピッチ (mm)

せん断耐力計算値2は、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)⁵⁾(以下、指針(案))に基づいて算出した値である。アラミド繊維補強材によって受け持たれるせん断耐力を式(2)で算出した。

$$V_{AF2} = \frac{A_{AF} E_{AFd} \epsilon_{AF} d (\sin \alpha_{AF} + \cos \alpha_{AF})}{1.15 s_{AF}} \quad (2)$$

ここに、

V_{AF2} : アラミド繊維補強材が負担するせん断耐力

E_{AFd} : せん断補強材のヤング係数

ϵ_{AF} : 終局限界状態におけるせん断補強材ひずみ

$$\epsilon_{AF} = \sqrt{f'_{mc} \frac{p_w E_{fu}}{p_{web} E_w}} \times 10^{-4}$$

f'_{mc} : 寸法効果を考慮したコンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

$$f'_{mc} = \left(\frac{h}{0.3} \right)^{-1/10} \cdot f'_c$$

p_w : 引張補強材比

E_{fu} : 引張補強材のヤング係数

p_{web} : せん断補強材比

E_w : せん断補強材のヤング係数

h : 部材の高さ (m)

f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

載荷試験で得られた最大荷重と両計算値との比を表中に示した。実験時のコンクリート圧縮強度は、37.4～48.2 N/mm^2 であった。

帯鉄筋を用いた梁は、計算値1を満足している。アラミド繊維補強材を用いた梁では、B1-A2およびB2-A2の帯状補強材が、両計算値を満足し、他のアラミド繊維補強材は、計算値2を満足している。

シリーズ1の荷重たわみ曲線を図-2に示す。各試験体は35～55kNで曲げひびわれが発生し、264～285kNで載荷点と支点とを結ぶ位置に斜めひび割れが生じた。S1D13、S1D16およびS1B1A2は、載荷スパン内の上縁コンクリートが圧縮破壊し、曲げ破壊を示した。残りの試験体はすべて斜めひびわれ延長線上のコンクリートが破壊した。アラミド繊維A1の帯状補強材を使用したS1B1A1とS1B2A1は、無補強試験体S1Nと同程度の破壊耐力であり、せん断補強材としての効果が認められなかった。

シリーズ2の荷重たわみ曲線を図-3に示す。各試験体は40～100kNで曲げひび割れが発生し、480～524kNで斜めひびわれが支点と載荷点を結ぶ位置に生じた。斜め

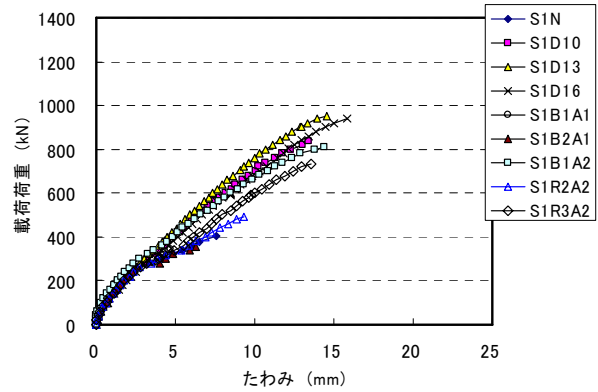


図-2 荷重たわみ曲線(シリーズ1)

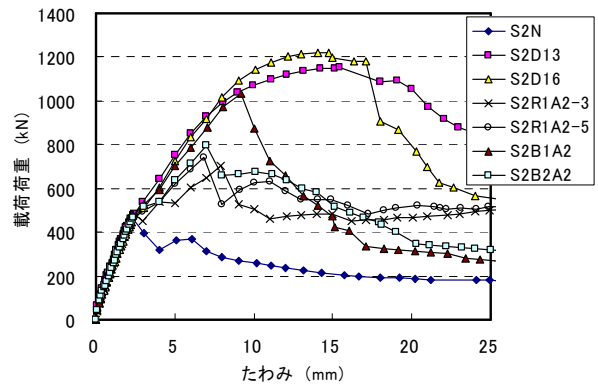


図-3 荷重たわみ曲線(シリーズ2)

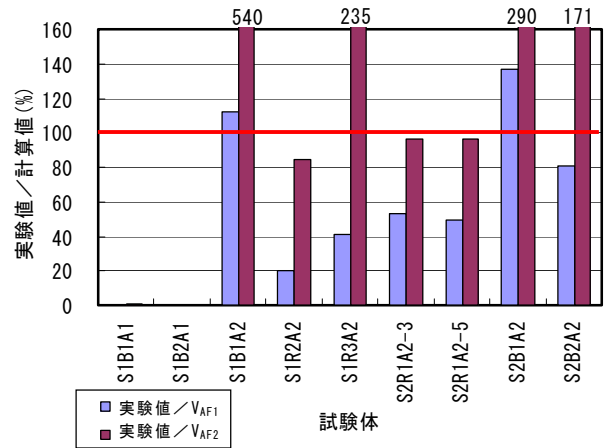


図-4 補強材が負担した耐力の割合

ひび割れが生じると、S2Nの耐力は低下する。補強材を配置した試験体は、ひび割れ後も荷重の増加が認められ、斜めひび割れが進展してせん断破壊に至った。

斜めひび割れが生じるまでは、帯鉄筋とアラミド繊維補強材とで、たわみに差は認められない。S1B1A2およびS2B1A2のひび割れ発生後のたわみは、帯鉄筋に近い傾向を示しているが、他のアラミド繊維補強材は、帯鉄筋に比べて大きい傾向が認められる。

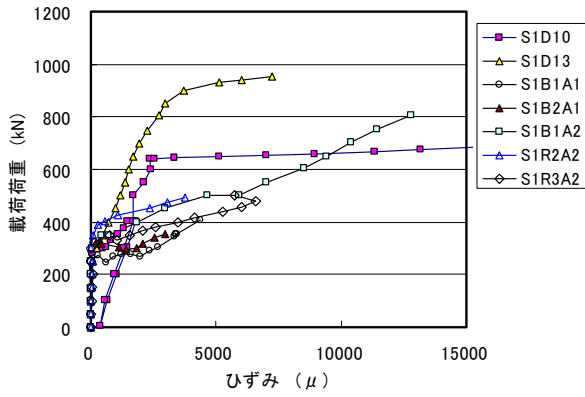


図-5 補強材ひずみ (シリーズ 1)

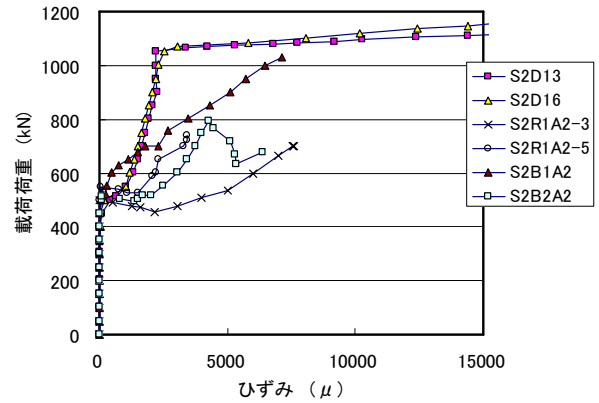


図-6 補強材ひずみ (シリーズ 2)

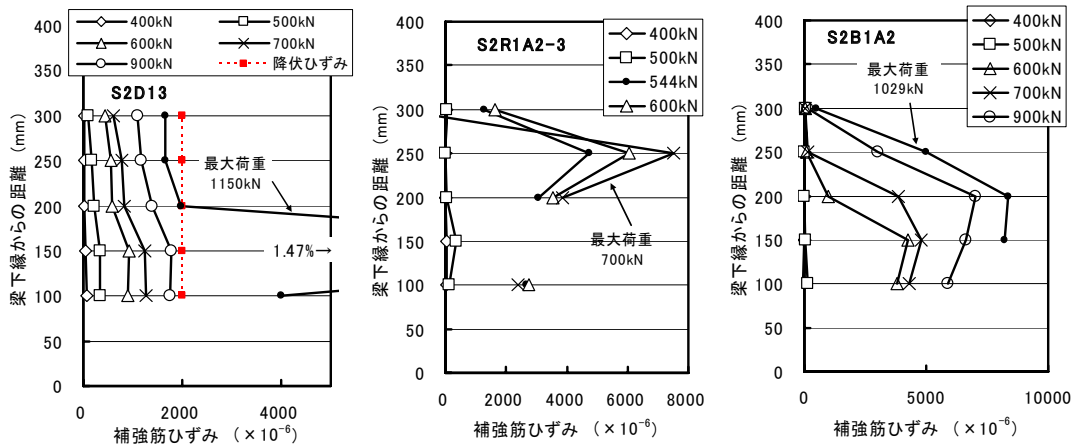


図-7 補強材ひずみ分布

(2) せん断補強材の負担耐力

図-4に計算値に対するアラミド繊維補強材が負担するせん断耐力の割合を示す。アラミド繊維補強材が負担するせん断耐力は、各試験体の最大荷重から無補強試験体の最大荷重を差し引いて求めた値である。計算値 V_{AF1} および V_{AF2} は、それぞれ式(1)および式(2)で算出した値である。

S1B1A1 および S1B2A1 の最大荷重は、無補強試験体の最大荷重と同程度のため、補強材はせん断耐力を負担しない結果となっている。B1-A2を用いた S1B1A2 および S2B1A2 は、 V_{AF1} に対する割合が 100%を超えており、標準示方書による算出方法と同等以上の良好な補強効果が得られている。一方、 V_{AF2} に対しては、十分大きな割合となっており、B1-A2を用いた補強材が負担するせん断補強耐力は、指針(案)による算定式では過少評価される結果となっている。S2B2A2 は、S2B1A2 よりも補強効果が小さく、二つ折りにした内面がコンクリートと付着していないことが原因の一つと考えられる。

組紐形状では、 V_{AF1} に対する割合が 50%程度であるが、 V_{AF2} に対してはおおむね計算値に近い値が得られて

いる。この結果より、せん断補強材の負担耐力を比較すれば、組紐状補強材に比べ、薄型の带状補強材によるせん断補強が効果的であると考えられる。

(3) 補強材ひずみ

補強材ひずみと荷重の関係を図-5および図-6に示す。図には、斜めひび割れ発生位置に近く、測定ひずみの大きい位置を示した。斜めひび割れが生じる前は、鉄筋や補強材のひずみはほとんど増加していないのに対して、斜めひび割れが生じるとひずみは増加する。帯鉄筋は降伏点に達すると、ひずみの増加が著しい。アラミド補強材のひずみは、ひび割れ後の載荷荷重に対して、おおむね線形的に増加していることから、ひび割れ後の載荷荷重の増加は補強材が負担していると考えられる。

図-7にシリーズ2のせん断補強材のひずみ分布を示す。S2D13は、破壊近くになると斜めひび割れ近傍で鉄筋が降伏し、局部的に大きなひずみが生じる。アラミド繊維補強材を用いた S2R1A2-3 および S2B1A2 も同様に斜めひび割れ近傍で大きなひずみが生じるが、降伏点がないため帯鉄筋のような著しいひずみ増加は示さない。

また、S2B1A2の比較的損傷の少ない圧縮縁隅角部付近（梁下縁からの距離300mm）では、せん断補強材のひずみは小さく、200mm付近のひび割れ位置に生じた補強材張力は約100mmの区間で定着されている。

(4) ひび割れ幅

載荷荷重とひび割れ幅の関係を図-8および図-9に示す。シリーズ1は、せん断ひびわれが生じた後、除荷してπ型変位計を取り付け、再度載荷したときのひび割れ幅の増加を示している。したがって、載荷開始とともにひび割れ幅が増加する結果となっている。一方、シリーズ2では、試験前よりπ型変位計をあらかじめ設置したため、斜めひび割れ発生とともにひび割れ幅が増加している。このように、測定方法の違いによって初期の傾向は異なるが、アラミド繊維補強材を用いた梁のひび割れ幅の増加は、帯鉄筋を用いたものに比べて大きい傾向にある。なかでも、組紐状の補強材は、ひび割れ幅の開口が大きい。ひび割れ幅がおおむね3mm程度に達すると試験体はせん断破壊を生じている。一方、B1-A2補強材を用いたS1B1A2は、S1D10と同程度のひび割れ幅であり、S2B1A2はS2D13と同程度にひび割れ幅の開口を小さく制御している。この結果、コンクリートが負担するせん断耐力の低下が小さく抑えられ、高いせん断耐力が得られたと考えられる。

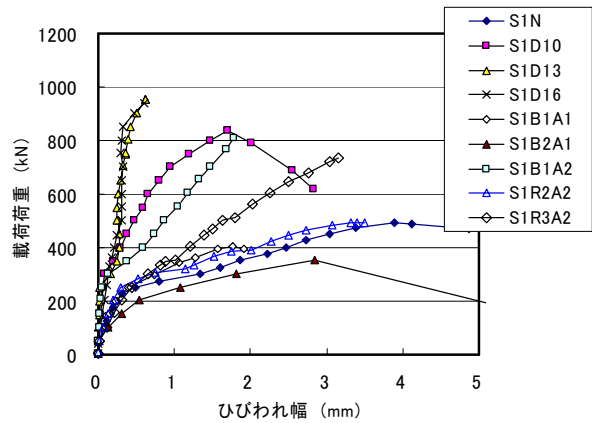


図-8 ひび割れ幅（シリーズ1）

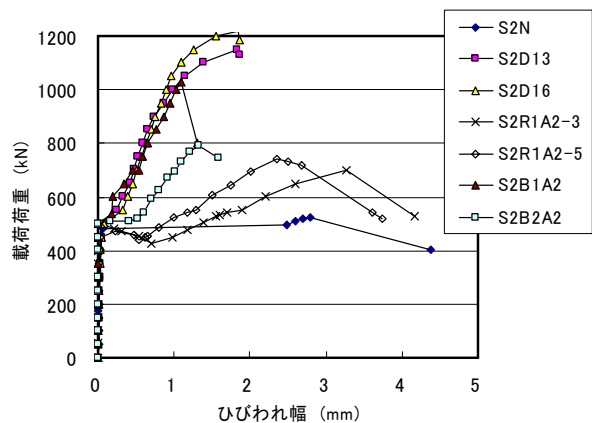


図-9 ひび割れ幅（シリーズ2）

4. 結論

- ①ヤング係数の低いアラミド繊維 A1 を带状に加工した補強材は、せん断補強効果が得られなかった。
- ②アラミド繊維 A2 を带状に加工した B1-A2 補強材は、良好なせん断補強効果があり、コンクリート標準示方書に基づいて算出した計算値と同程度のせん断補強効果が得られた。
- ③組紐状に加工した補強材は、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）に基づいた計算値と同程度のせん断補強効果が得られた。
- ④B1-A2補強材を用いた梁のたわみは、帯鉄筋と同様の挙動を示し、組紐状に加工した補強材を用いた梁のたわみは、帯鉄筋の値に比べて大きい。
- ⑤アラミド繊維補強材のひずみは、斜めひび割れが生じた後、載荷荷重に対しておおむね線形的に増加し、せん断耐力に寄与する。
- ⑥アラミド繊維補強材を用いた梁のひび割れ幅は、帯鉄筋を用いた場合に比べて大きくなるが、B1-A2補強材を用いた場合は、ひび割れ幅を小さく制御でき

る。

参考文献

- 1) 浅井洋, 石井浩司, 守屋進, 大澤隆英: 海上飛沫部に20年暴露したエポキシ樹脂塗装鉄筋の引張性能, プレストレストコンクリート技術協会第15回シンポジウム論文集, 2006.10
- 2) 三上浩, 加藤正利, 田村富雄: 組紐状FRPロッドによるスパイラル筋のせん断補強効果について, 土木学会年次学術講演会, Vol.44, V-130, pp.314-315, 1989.10
- 3) 岡野素之, 木村耕三, 熊谷紳一郎, 中井祐司: 連続繊維補強材のせん断補強筋への適用性に関する実験, 連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用に関するシンポジウム, 土木学会, pp.205-210, 1992
- 4) 土木学会: 2002制定コンクリート標準示方書 [構造的な性能照査編], 2002
- 5) 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, 1995

テストハンマーによる構造体コンクリートの 強度推定法に関する研究

Study on Estimating Method for Concrete Strength in Structure by Test Hammer

谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI

本論文は、テストハンマーにより構造体コンクリートの圧縮強度を精度よく推定するための方法について述べたものである。これまでの回帰式を用いた強度推定法では、推定強度は測定条件の違いにより実際の圧縮強度と大きく異なる場合がある。本研究では、テストハンマーの構造および測定方法ならびにコンクリートの変形について論理的に考察し、反発度と圧縮強度の関係を表す理論式を導出した。また、実験により求めた諸係数の値を用いれば、理論式によりさまざまなコンクリートの強度推定が可能であることが確認された。

キーワード：反発度、圧縮強度、配合、材齢、高強度コンクリート

This paper describes the method for estimating concrete strength in structure more accurately using the test hammer. In this study, a theoretical equation was derived to estimate the compressive strength from the rebound number by analyzing the principle of the test hammer, the method of the measurement and the concrete property on its deformation. It was confirmed that the proposed theoretical equation with the coefficients obtained by the experiment could estimate the concrete strengths in various conditions.

Key Words: Rebound Number, Compressive Strength, Mix Proportion, Age, High Strength Concrete

1. はじめに

テストハンマーは、1948年にスイスの E.Schmidt がシュミットハンマーを考案して以来、測定方法の簡便な非破壊試験装置として世界中に広まった。我が国においても、1958年には日本材料試験協会（現在の名称：日本材料学会）で指針案¹⁾が制定され、この指針案に基づくテストハンマーによる強度推定は、今日に至るまでさまざまなコンクリート構造物の検査および点検に活用されてきた。最近では、普通強度コンクリートが使用される一般の RC 構造物だけでなく、高強度コンクリートが使用されるプレストレストコンクリート橋や超高層ビル等の検査にも適用されつつある。

しかし、指針案に示された強度推定式（これ以降は、JSMS 式とする）で求めた推定強度は、実測の圧縮強度と一致しないことも多く、指針案の制定直後からさまざまな推定式が提案されてきた。1983年に作成された日本建築学会のマニュアル²⁾で示された強度推定式（これ以降は、AIJ 式とする）もその一つである。これまでに、JSMS 式等と実験結果との比較、新たな回帰式の提案、あるいは変動要因の確認に関する多くの報告が見られる

が、それらの結果は報告ごとに相違することが多い。また、高強度域のコンクリートを使用した新設構造物の検査では、JSMS 式による推定強度が実際の圧縮強度よりも20～30N/mm²程度小さくなることもある。構造体コンクリートの強度は、コンクリート構造物の構造性能と耐久性の評価に関わる重要な品質であり、テストハンマーによる構造体コンクリートの強度推定法の確立が強く求められている。

そこで、本研究では、まず、テストハンマーに関する既往研究の調査と室内実験により、従来の反発度と圧縮強度の試験値に対する回帰手法による強度推定の問題点を確認した。次いで、テストハンマーの構造および測定方法ならびにコンクリートの変形性状等について論理的に考察し、これに基づく反発度と圧縮強度の関係を表す理論式を導き出し、その妥当性を実験により検証した。さらに、理論式によってコンクリートの圧縮強度を精度よく推定するため、理論式に含まれる各係数に及ぼす諸要因の影響を把握し、それらの値を代入した強度推定式が、他者が行った小型試験体を用いた実験結果および筆者が行った大型部材の測定結果に対して適用できるものであることを確認した。

2. 従来の回帰手法による強度推定の問題点

(1) これまでに提案された推定式

既往の強度推定式の一列を、表-1および図-1に示す。いずれの強度推定式も反発度と圧縮強度の測定値に対する回帰式である。また、推定精度を考慮し、下限を示す式等も含まれていない。強度推定式は、JSMS 式のように1次式以外に、2次式、累乗式等の曲線を描く式も提案されている。JSMS 式は、坂ら³⁾の実験に基づくもので、実験の範囲では2次式を1次式で置き換えても支障がない誤差であるため、実務上の簡便性も考慮し、1次式で示された経緯がある。全体的な傾向を見れば、反発度が大きくなるほど、推定される圧縮強度は強度推定式によって大きく異なる傾向があり、JSMS 式による推定強度と一致しないものが多い。ただし、JSMS 指針案の解説図には、高い強度域ではJSMS 式による推定強度が試験値と一致しない結果が示されており、指針案の作成当時より明白になっていたものと考えられる。

AIJ 式による推定強度は、他の強度推定式を使用した場合に比べ、反発度が10~20の範囲でかなり大きく、式の傾きおよび切片も相当に異なる。そこで、AIJ 共通試験²⁾の内容を詳細に調べると、反発度の測定に円柱供試体を使用していること、試験結果にはばらつきが大きいこと、AIJ 式は参考扱いであること、材齢や試験機関で整理すると、異なる直線回帰式になるが、AIJ 式ではそれらの影響を考慮していないこと等が確認された。

(2) 強度域が反発度と圧縮強度の回帰式に及ぼす影響

反発度と圧縮強度の関係についてより詳しく調べるため、室内実験を行った。実験には、早強ポルトランドセメントを使用し、単位水量を 170 kg/m³、単位粗骨材絶対容積を 0.375m³/m³ とし、水セメント比を30~100% の範囲で変化させたコンクリート（以下、基本配合コンクリートと呼ぶ）を用いた。材齢は1~182日、養生方法は3日間の湿潤養生を行った後、試験室内に存置したもの（以下、養生 CA と呼ぶ）である。圧縮強度試験およびテストハンマー試験には、それぞれ、円柱供試体（φ100mm×200mm）、立方体供試体（一辺が200mm、指針案¹⁾に準拠）を使用した。圧縮強度の試験方法は JIS A 1108に準じた。テストハンマー試験には、ばね式のテストハンマー（衝撃エネルギー：2.207N・m、プランジャー先端の曲率半径：25mm）を使用した。供試体の固定方法、打撃方向（水平）、打撃数、反発度の異常値の扱い等は、すべて指針案¹⁾に準じた。なお、材齢や湿潤状態に対する補正は行わないこととした。

試験値は、図-2に示すように、低強度域では JSMS 式

表-1 既存の強度推定式の一列

提案者	推定式	圧縮強度の範囲 (N/mm ²)		反発度の範囲		記号	
		最大	最小	最大	最小		
JSMS1)	$F = -18.0 + 1.27R$	坂ら ³⁾ の実験結果				A	
試験器メーカー	$F = -11.8 + 0.784R + 0.00913R^2$	不明				B	
文献2)で紹介された式	AIJ 2)	$F = 9.8 + 0.72R$	47	14	42	13	C
	坂ら ³⁾	$F = -18.0 + 1.27R$	39	5	46	18	D
	小坂ら	$F = -42.3 + 2.2R$	34	10	33	22	E
	栢原	$F = -10.8 + R$	31	21	不明		F
	明石ら	$F = 0.01R(-2.65 + 2.84R)$	36	13	38	22	G
	伴ら	$F = 0.17R^{1.49}$	31	7	38	18	H
	木村	$F = -5.6 + 0.68R + 0.006R^2$	41	7	47	13	I
	坂ら	$F = -24.4 + 1.36R$	44	18	50	31	J
	大場ら	$F = -4.0 - 0.105R + 0.035R^2$	37	6	34	19	K
	沢田ら	$F = -43.2 + 2.3R$	58	7	45	23	L
最近の研究例	添田ら ⁴⁾	$F = -29.0 + 2.17R$ 【高流動コンクリートのデータ】	88	30	51	29	M1
		$F = -2.27 + 1.40R$ 【高強度コンクリートのデータ】	70	39	53	32	M2
		$F = -11.3 + 1.26R$ 【普通コンクリートのデータ】	40	14	40	16	M3
	新波ら ⁵⁾	$F = 0.561R / (1 - 0.0135R)$	112	18	53	24	N
	舟川ら ⁶⁾	$F = -30.7 + 2.0R$ 【高流動コンクリート、構造物データ】	60	32	45	30	O
谷口ら ⁷⁾	$F = -35 + 2.06R$ 【工場製品のデータ】	79	16	55	29	P	

注) 式はすべてN/mm²に換算。文献2)で紹介された式の元文献は文献3)以外省略。

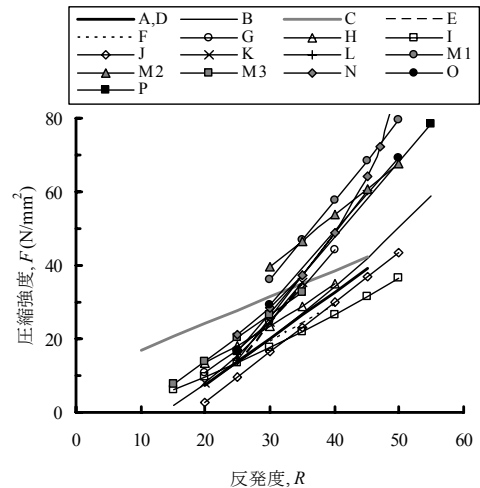


図-1 表-1に示した既往の強度推定式の比較

との差が小さいが、反発度あるいは圧縮強度が大きいくほど、JSMS 式と一致しなくなる。そこで、回帰に含める試験値の強度範囲に着目し、圧縮強度の最小値を固定して最大値を約 10 N/mm² ごとに増加させ、反発度と圧縮強度の試験値に対する直線回帰を行った。図-3に示すとおり、低強度域の試験値を用いた直線回帰式は、JSMS 式とほぼ一致するが、高強度域の試験値が多く含まれるほど、JSMS 式に比べて傾きは大きく、切片は小さくなる傾向がある。表-1に示すとおり、坂ら³⁾は、圧縮強度は 5~40N/mm²程度の試験値を用いて JSMS 式を求めている。また、その他の強度推定式についても強度域に着目すれば、筆者の実験で得られた結果とほぼ一致する。すなわち、以上のことは、本来、反発度と圧縮強度が直線関係にないことを示唆するものである。また、強度推定式を提案する際に、適用できる強度の範囲（回帰に用

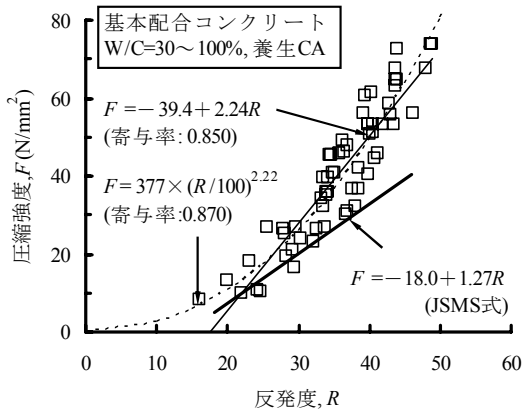


図-2 基本配合コンクリートの反発度と圧縮強度の試験値と JSMS 式の比較

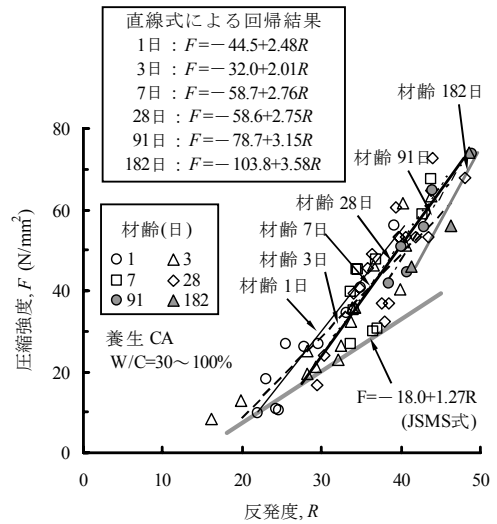


図-4 各材齢の試験値に対して回帰を行った結果

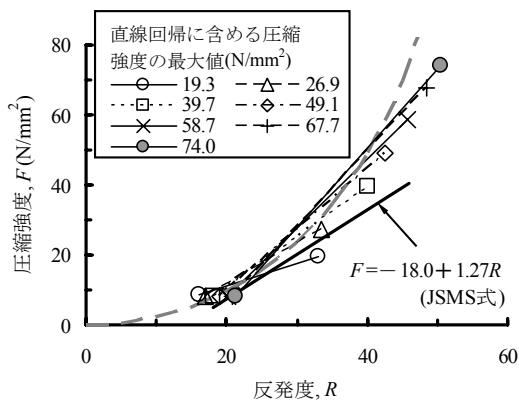


図-3 回帰に含める試験値の強度域を変化させた場合の直線回帰式の変化と JSMS 式との比較

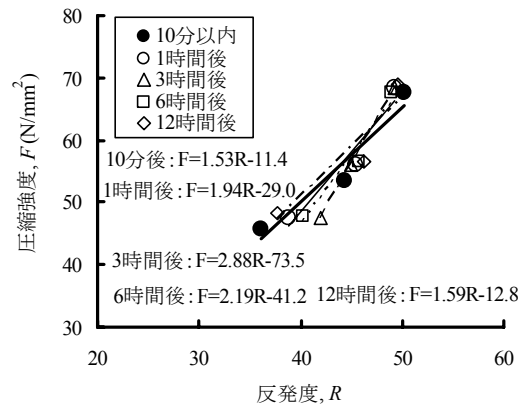


図-5 乾燥時間の違いが反発度と圧縮強度の関係に及ぼす影響

いた試験値の範囲)を併記しなかったことも、さまざまな強度推定式を生じた原因であると考えられる。反発度と圧縮強度の関係としては、図-3に破線で示すように、原点を起点とし、反発度が20付近で JSMS 式に漸近し、さらに高強度域では今回の測定点群の中心を通る何らかの曲線式で表すのが妥当であると考えられる。

(3) 材齢が反発度と圧縮強度の回帰式に及ぼす影響

(2) と同一の試験値を用い、材齢ごとに直線式で回帰を行ったものが、図-4である。直線式で回帰を行った場合、材齢の経過に伴い、切片は小さく、傾きは大きくなる傾向がある。一般に材齢が長いほど、圧縮強度が大きくなるため、材齢ごとの直線回帰式の違いは前述の強度域による直線回帰式の変化を間接的にとらえたものと考えられる。

従来の方では、材齢28日の強度推定式により得られた推定強度に対し、材齢ごとに一定値(材齢補正係数)を乗じる方法である。しかし、材齢によって異なる直線式になるため、反発度もしくは圧縮強度によっても異なる係数を与える必要がある。また、一般に用いられる材

齢補正係数は、Frank ハンマーで求めた値である¹⁾。さらに、JSMS 式は材齢3～365日までの試験値に対して直線回帰を行って求めたものであり、この式で求めた推定強度に対し、その材齢の範囲で材齢補正係数を与えることは適切ではない。

(4) 含水率が反発度と圧縮強度の回帰式に及ぼす影響

図-5は、乾燥時間が反発度と圧縮強度の関係に及ぼす影響を調べたものである。本実験では、水セメント比が30,40,55%の基本配合コンクリートを用いた。また、乾燥時間とは、材齢28日まで標準水中養生を行った供試体を水槽から取り出し、試験室(温度20℃、湿度60%)内に供試体を存置した時間である。セメント水比が大きいほど、乾燥に伴う圧縮強度の増加は大きい。12時間後であっても10分以内に比べて6%程度の増加である。一方、反発度は、水セメント比が40%以下ではほとんど乾燥の影響を受けないが、50%では10分以内の値に比べて

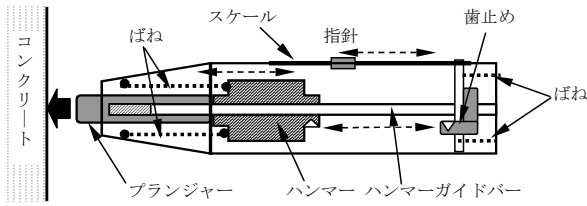


図-6 テストハンマーの内部構造

最大16%の増加を示すものがある。このため、反発度と圧縮強度の関係を表す直線回帰式は、図-5に示すように乾燥時間によって大きく異なる。このように、反発度と圧縮強度の試験値に対する直線回帰では、さまざまな影響要因を確認し、これを排除して回帰を行わないと、試験ごとに異なる回帰式を生じる可能性が高い。

3. 反発度と圧縮強度の関係を表す理論式の導出

これまでに JSMS 式よりも推定精度が良いとする数多くの強度推定式が提案されてきたが、使用材料、配合、強度域、検査方法等の条件が相違すれば、その適合性が悪くなることは、前章により明らかである。そこで、本章では、テストハンマーの機械的な動作機構およびコンクリートとプランジャーとの衝突現象に着眼し、測定される反発度の意味合いや、反発度とコンクリートの圧縮強度との関わりを論理的に考察することとした。

テストハンマー（シュミットハンマー）は、図-6に示すとおり、プランジャー先端をコンクリート表面に押しつけると、歯止めで固定されていたハンマーが外れ、ハンマーと本体を接続したばねの力でハンマーがプランジャーに衝突するものである。この衝撃エネルギーはコンクリートとの接触によって反発エネルギーとなり、さらにプランジャー、ハンマーガイドバーを介して指針の運動（移動）エネルギーに変換される。スケールにおいてこの指針が止まった位置を読みとったものが反発度である。要するに、テストハンマーとは、ばねの力を利用してはね返りの程度を測定する試験器である。一般に、反発度は移動距離をスケール全長との比で無次元化し、その値を百分率（%表示は行っていない）で表している。

図-7は、試験器内のハンマーとプランジャーの衝突現象を表したものである。テストハンマーにエネルギーを与えるものは、試験器内のばねとハンマーである。ばねエネルギーは、式 (1) に示すようにばね定数 k と衝突前の距離 x で表される。衝突後のはね返り距離を x' とすれば、衝突に伴うエネルギー損失 ΔE は式 (2) となる。また、衝突前後の距離の比 x'/x を反発係数 e とし、式 (1) を式 (2) に代入すれば、式 (3) のように表される。

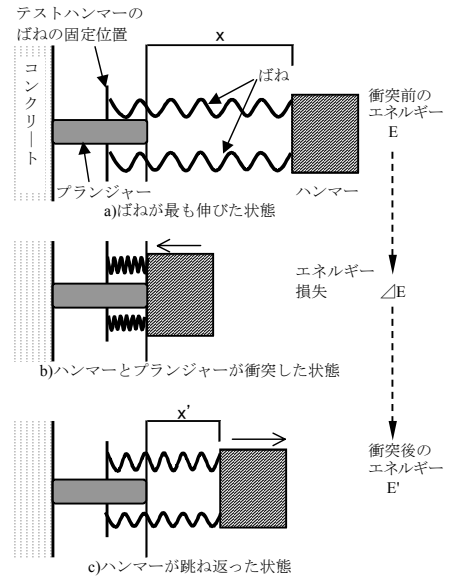


図-7 試験器内におけるハンマーとプランジャーの衝突現象のモデル化

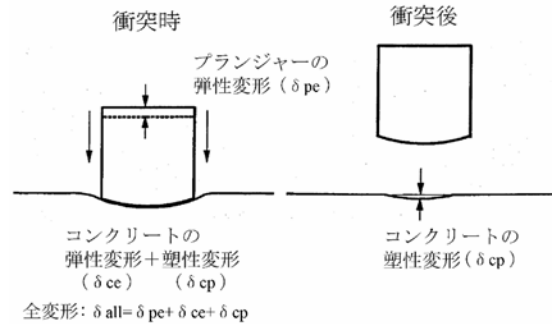


図-8 コンクリート表面とプランジャーの衝突によって発生する変形

$$E = \frac{1}{2} kx^2 \tag{1}$$

$$\Delta E = \frac{1}{2} kx^2 \left\{ 1 - \left(\frac{x'}{x} \right)^2 \right\} \tag{2}$$

$$\Delta E / E = 1 - e^2 \tag{3}$$

図-8に示すとおり、衝突によってプランジャーとコンクリートには何らかの変形を伴う。試験後に観察されるコンクリート表面のくぼみ（塑性変形）はその一つであり、エネルギーの一部はこの塑性変形によって消費される。また、プランジャー（鋼材）は弾性体であり、コンクリートも塑性域に達するまでは弾性体としての性質を有することから、衝突時には双方で弾性変形が生じると考えられる。衝突時の変形に着目すると、式 (4) に示すように表すことができる。

$$\delta_{all} = \delta_e + \delta_{cp} = \delta_{pe} + \delta_{ce} + \delta_{cp} \tag{4}$$

ここに、

- δ_{all} : 衝突によって生じる全変形
- δ_e : 衝突時の全弾性変形
- δ_{pe} : プランジャーの弾性変形
- δ_{ce} : コンクリートの弾性変形
- δ_{cp} : コンクリートの塑性変形

また、試験器内部における機械的な摩擦等によるエネルギー損失と、コンクリート内部への弾性波の伝播、逸散によって消費されるエネルギー損失を考慮する必要がある。しかし、それらの値は定かではなく、個々に求めることも困難であるため、本論文ではエネルギー効率 η という係数により一括して取り扱うこととした。

以上のことを考慮し、エネルギー収支を考えると、式 (5) に示すとおり、衝突前のエネルギー E に対してエネルギー効率 η を乗じたエネルギー ηE は、衝突後の弾性変形に伴うエネルギー E_e とコンクリートの塑性変形に費やされたエネルギー E_{cp} の和に相当する。また、式 (3) に示したエネルギー損失 ΔE は、式 (6) に示すようにエネルギー効率 η に関わる損失 $(1-\eta)E$ とコンクリートの塑性変形に費やされたエネルギー E_{cp} の和であるとともに、式 (5) の関係により衝突前のエネルギー E から弾性変形に伴うエネルギー E_e を差し引いた値でもある。

$$\eta E = E_e + E_{cp} \quad (5)$$

$$\Delta E = (1-\eta)E + E_{cp} = E - E_e \quad (6)$$

荷重 P と全弾性変形 δ_e が一次の関係にあると考えれば、全弾性変形に伴うエネルギー E_e は式 (7) のように表すことができる。なお、 δ'_e は単位荷重当たりの全弾性変形 ($= \delta_e/P$ 、これ以降は、単位全弾性変形と略す) である。

$$E_e = \frac{1}{2} \delta_e P = \frac{1}{2} \delta'_e P^2 \quad (7)$$

テストハンマーは、鋼球をコンクリート表面にぶつけた時に発生するくぼみの直径により表面硬度を測定する Frank ハンマーの原理を、Frank ハンマーは、静的に鋼球を押し付けて測定するブリネル硬度の原理を応用したものである。ブリネル硬度とは、静的な荷重をくぼみの表面積で除した値である⁸⁾。テストハンマーのプランジャー先端は球面であり、打撃によって発生したコンクリート表面のくぼみの深さは、ブリネル硬度試験における鋼球のくぼみの深さに相当する。プランジャー先端の曲率半径 r 、コンクリートの塑性変形 δ_{cp} (くぼみの深さに相当する) または単位荷重当たりのコンクリートの塑

性変形 δ'_{cp} ($= \delta_{cp}/P$ 、これ以降は単位塑性変形と略す) によりブリネル硬度 H_B を表すと、式 (8) に示すようになる。また、コンクリートの塑性変形に費やされるエネルギー E_{cp} は、ブリネル硬度の定義により、全弾性変形の場合と同様に、式 (9) のように表すことができる。

$$H_B = \frac{P}{2\pi r \delta_{cp}} = \frac{1}{2\pi r \delta'_{cp}} \quad (8)$$

$$E_{cp} = \frac{1}{2} \delta_{cp} P = \frac{1}{2} \delta'_{cp} P^2 \quad (9)$$

式 (5)、式 (7) および式 (9) の関係を用いれば、弾性変形に伴うエネルギー E_e と打撃前のばねに蓄えられたエネルギー E の比は、式 (10) に示すように単位全弾性変形 δ'_e 、単位塑性変形 δ'_{cp} およびエネルギー効率 η で表すことができる。

$$E_e / E = \eta \frac{\delta'_e}{\delta'_e + \delta'_{cp}} \quad (10)$$

反発度は、試験器に取り付けられた目盛を全長とし、はね返りの程度に合わせて移動する指針の距離の比を読み取っている。これは、図-7に示したハンマーとプランジャーの衝突前後における距離の比 x'/x を表すものであり、反発度は式 (3) に示した反発係数 e に相当すると考えられる。そこで、反発度を ρ と表現し、式 (3) の反発係数 e を反発度 ρ に置き換えれば、式 (6) の関係により Ee/E は反発度 ρ の2乗になる。また、式 (11) を式 (10) に代入すれば、反発度 ρ と弾性変形およびそのエネルギーとの関係式を導き出すことができる。

$$E_e / E = 1 - \Delta E / E = \rho^2 \quad (11)$$

$$\rho = \sqrt{\eta \frac{\delta'_e}{\delta'_e + \delta'_{cp}}} \quad (12)$$

$$\rho = \sqrt{\eta \frac{E_e}{E_e + E_{cp}}} \quad (13)$$

さらに、式 (12) に式 (8) を代入すれば、ブリネル硬度と反発度の関係が式 (14) に示す形で表される。反発度は硬度自体を表すものではなく、ブリネル硬度と式 (14) の関係にある指標である。

$$H_B = \frac{\rho^2}{2\pi r \delta'_e (\eta - \rho^2)} \quad (14)$$

ブリネル硬度は、式(8)に示したように、くぼみの表面積当たりの荷重に対する抵抗性を表すもので、その測定はコンクリート表面付近の局所的な評価ではあるが、コンクリート強度の大小がブリネル硬度に影響を及ぼす可能性が高い。金属やセラミック等の材料に対する品質の評価においても、硬度と強度が比較的直線関係にあると見なし、ブリネル硬度等の硬度試験が行われている。そこで、本論文においても、式(15)に示すように、コンクリートの圧縮強度 F とブリネル硬度 H_B が比例関係にあると仮定する。ただし、比例係数 α は、圧縮強度の推定精度を大きく左右するものなので、実験により詳細な検証を行うものとした。

$$H_B = \alpha F \tag{15}$$

式(15)が成立すれば、圧縮強度 F と反発度 ρ は式(16)の関係で表すことができる。

$$F = \frac{\rho^2}{2\pi\alpha\delta'_e(\eta - \rho^2)} \tag{16}$$

4. 理論式の妥当性の検証

(1) 実験方法

本章の実験では、2. で述べた基本配合コンクリートのうち、材齢1~91日の圧縮強度と反発度を用いた。また、プランジャーとコンクリートの衝突に伴う変形を把握するため、圧縮試験機の加圧板上に基準供試体を設置し、上方から供試体表面にプランジャーを押し付ける試験（以下、静的圧入試験と呼ぶ）を実施した。プランジャーを固定した治具の両側に取り付けられた変位計により、載荷開始から除荷終了までの変位を測定した。単位時間当たりの荷重を一定（約0.1N/s）し、載荷および除荷を行った。また、最大荷重は4, 6, 8, 10 kN とし、この4水準で得られた変形量を平均した。

球体を供試体に押し付けた場合の除荷時の荷重-変位曲線は、図-9に示すように供試体が弾性体、弾塑性体および塑性体の違いによって異なる。コンクリート供試体を使用した本実験で得られた曲線は、弾塑性体の曲線になった。図中の曲線OAと直線ABおよび直線BOで囲まれる部分の面積と、除荷時の曲線ACと直線ABおよび直線BCで囲まれる面積により、弾性変形に伴うエネルギー E_e と塑性変形に費やしたエネルギー E_{cp} を計算した。これらの値を式(13)に代入し、エネルギー効率 η を与えれば、反発度を算定することができる。塑性変形 δ_{cp} は塑性変形に費やしたエネルギー E_{cp} と式(9)に

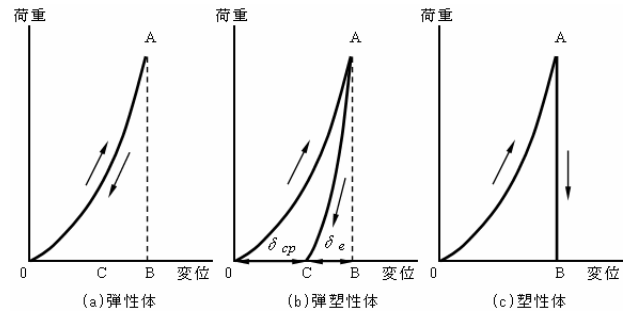


図-9 供試体の表面に球体を押し付けた場合の荷重変位曲線

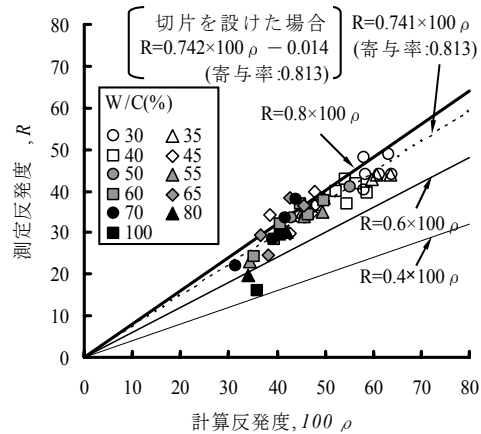


図-10 計算反発度 ρ と測定反発度 R の関係

よって計算し、さらに得られた塑性変形 δ_{cp} を式(8)に代入してブリネル硬度を求めた。

静的圧入試験では、エネルギー損失を生じないため、エネルギー効率 $\eta = 1$ とした。静的圧入試験により求まる反発度とテストハンマーで測定した反発度を区別するため、それぞれ、計算反発度（記号： ρ ）、測定反発度（記号： R ）とした。測定反発度は、試験器の読み値と合わせ、反発度を100倍した。式(16)を測定反発度に置き換えると、式(17)のようになる。

$$F = \frac{(R/100)^2}{2\pi\alpha\delta'_e[\eta - (R/100)^2]} \tag{17}$$

(2) 実験結果および理論式の検証

a) エネルギー効率 η の算出

図-10に示すとおり、計算反発度と測定反発度に対する直線回帰式および寄与率は、切片を0としても切片がある場合とほとんど違いがないため、両者には比例関係が成立するものと見なしでも良いと考えられる。反発度は式(13)のようにエネルギー効率 η の平方根との関係がある。また、計算反発度はエネルギー効率 η を1として求めた反発度である。このため、コンクリート供試体に対するテストハンマーのエネルギー効率 η は、式(18)の

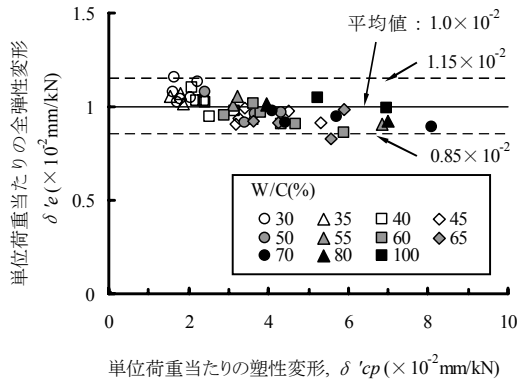


図-11 単位塑性変形 δ'_{cp} と単位全弾性変形 δ'_e の関係

ように表される。

$$\eta = \left(\frac{R}{100\rho} \right)^2 = 0.55 \quad (18)$$

式(12)により、反発度の最大値は、エネルギー効率 η の平方根となる。テストアンビル（鋼）は、繰返し使用による長期的な摩耗を除き、塑性変形を生じないので、テストアンビルに対する測定反発度(80)は、おおむね、反発度の最大値(0.64)と見なすことができる。ただし、テストアンビルであっても、測定反発度には±2の許容範囲があるため、エネルギー効率 η の最大値にも±0.03の相違を生じることを考慮しておく必要がある。

コンクリートに対してテストハンマー試験を行った場合のエネルギー効率 η は鋼よりも小さい。これは、コンクリート供試体内に逸散・吸収される衝撃エネルギー量が、テストアンビル（鋼）よりも大きいことを示唆するものである。計算反発度 100ρ が30~40の範囲では、測定反発度が計算反発度よりも小さい。また、比例係数が0.4~0.6の範囲に存在する2点は、水セメント比80%および100%、材齢3日で、圧縮強度は10N/mm²前後である。このように、低強度コンクリートでは、逸散・吸収されるエネルギー量がかなり大きくなる。

b) 反発度とブリネル硬度の関係

図-11に示すとおり、単位塑性変形 δ'_{cp} が大きいほど、水セメント比が大きいほど、単位全弾性変形 δ'_e は小さくなる傾向がある。しかし、単位塑性変形 δ'_{cp} が $1.5 \sim 8.0 \times 10^{-2}$ mm/kN の範囲で大きく変化しても、単位全弾性変形 δ'_e は平均値 1.0×10^{-2} mm/kN に対して±0.15倍の範囲にほぼ収まる。図-12に示すとおり、単位全弾性変形 δ'_e を 1.0×10^{-2} mm/kN とし、式(14)に代入した曲線は、ブリネル硬度と計算反発度との計算値とほぼ一致する。すなわち、ブリネル硬度と計算反発度には式(14)の関係が成立する。

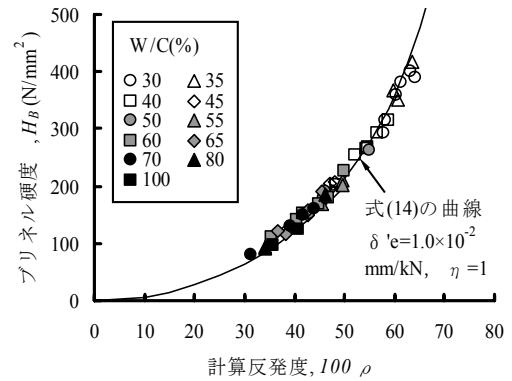


図-12 計算反発度 ρ とブリネル硬度 H_B の関係

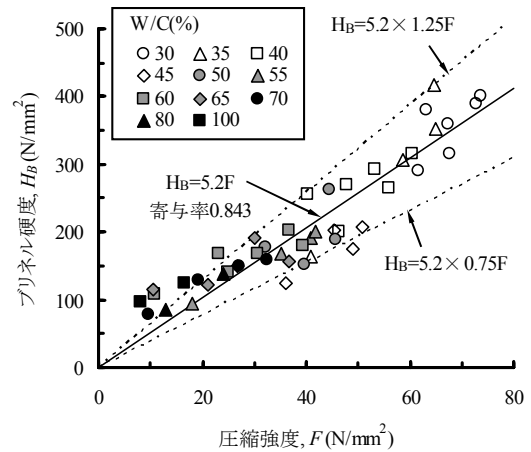


図-13 圧縮強度 F とブリネル硬度 H_B の関係 (比例係数 α の算出)

c) 比例係数 α の検証

圧縮強度とブリネル硬度の関係を、図-13に示す。両者の関係にはある程度のばらつきは存在するが、式(15)に示したとおり、おおよそ、比例関係にあると考えられる。ただし、約20N/mm²以下の低強度域では、比例係数 α が5.2よりも大きくなる傾向があること、図中の点線で示した比例係数 $\alpha=5.2$ を対して±0.25倍程度のばらつきを考慮する必要がある。

d) 反発度と圧縮強度の関係

測定反発度と圧縮強度の関係を、図-14に示す。図中の曲線は式(17)に対して、単位全弾性変形 δ'_e を 1.0×10^{-2} mm/kN、エネルギー効率 η 、比例係数 α のいずれかを一定とし、他方を変化させた値（中心値および変動幅として $\eta: 0.55, \pm 0.10, \alpha: 5.2, \pm 5.2$ の0.25倍）である。測定反発度と圧縮強度の関係を表す理論式(17)の曲線は、いずれか一方の変動を加味すれば、試験結果の傾向を的確に表している。また、図-10、図-13のように、低強度域で理論式の曲線から大きく外れる現象も見られない。このため、エネルギー効率 η と比例係数 α は完全な独立の関係にないと考えられる。

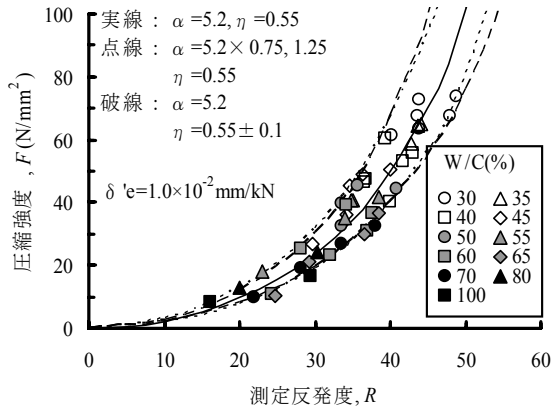


図-14 測定反発度 R と圧縮強度 F の関係

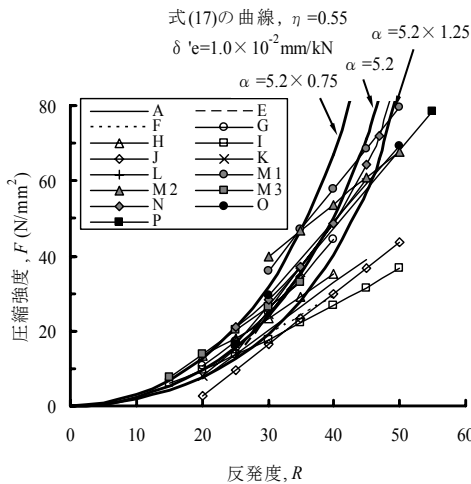


図-15 反発度 R と圧縮強度 F の関係における筆者の提案式と既存の推定式の比較

e) 既存の強度推定式と提案した理論式の比較

図-15は、筆者が提案した理論式と表-1に示した既存の強度推定式を比較したものである。理論式に含まれる各係数は、 $\eta = 0.55$ 、 $\delta 'e = 1.0 \times 10^{-2} \text{mm/kN}$ とし、 $\alpha = 5.2$ (変動幅：中心値 5.2 の ± 0.25 倍) とした。

回帰式 E, G, K および L を表す直線・曲線は、比例係数 $\alpha = 5.2$ とした理論式の曲線とほぼ一致する。また、高強度域の試験値を含まない JSMS 式は、反発度が 25 程度において比例係数 $\alpha = 5.2$ とした理論式を表す曲線に対してほぼ接線となる。その他の低い強度域の試験値で求めたものについても、回帰式 I および J を除き、おおむね、比例係数 α の変動幅 ± 0.25 倍内に含まれる。高強度域の試験値を含む回帰式に関しても、変動幅を表した理論式を表す曲線内に含まれるものが多い。しかし、理論式および変動幅を示した曲線の範囲とは、完全に一致しない回帰式が存在し、何らかの条件によりその範囲を超える試験値を発生する可能性があることは確かである。このため、圧縮強度の推定精度を高める上で各係数に及ぼす諸要因の影響を調べるのが重要である。

表-2 セメント硬化体の配合

セメント硬化体の種類	空気量 (%)	セメントの種類	記号	W/C (%)	絶対容積 (m^3/m^3)			
					Vw	Vp	Vm	Vg
コンクリート	4.5 (± 0.5)*1	H	C30	30	0.170	0.350	0.580	0.375
			~	~		~		
		C100	100	0.224				
		C40N	40	0.305				
		~	~	~				
		C60N	60	0.260				
モルタル	7.5 (± 1.0)*1	H	C40S	40	0.170	0.305	0.655	0.300
			C40T	40	0.195	0.350	~	~
			C40U	40	0.170	0.305	0.755	0.200
			M40	40	0.271	0.487	0.925	~
ペースト	0	H	M40S	40	0.240	0.432	0.925	0
			M40U	40	0.208	0.374	0.925	~
ペースト	0	H	P40	40	0.557	1	0	~
			P60*2	60	0.653	~	~	~

<記号の説明> H: 早強ポルトランドセメント, N: 普通ポルトランドセメント, W/C: 水セメント比, Vw, Vp, Vm, Vg: 水, ペースト, モルタルおよび粗骨材の絶対容積

*1) () の数字は、空気量の管理幅
*2) コンクリートおよびモルタルと同程度の圧縮強度を得るために空気量を増やすことが難しいので配合 P60 を追加。

5. 理論式に含まれる各係数に及ぼす要因

(1) 実験方法

本章では、骨材量、水セメント比、材齢およびセメントの種類が理論式に含まれる各係数に及ぼす影響について検討を行った。表-2に示すとおり、コンクリート以外に、モルタルとペーストを使用し、さらに骨材の容積比率を変化させた配合を加えた。モルタルの配合比率は、コンクリート中のモルタル部分と一致させた。また、セメントには早強ポルトランドセメント (H) 以外に、普通ポルトランドセメント (N) も使用した。普通ポルトランドセメントを使用した場合の湿潤養生日数は 5 日間に延長し、試験材齢は 5 ~ 580 日とした。その他の条件は、前章と同一である。なお、高周波容量式水分計により供試体表面近くの含水率 (表面含水率) も測定した。

(2) 実験結果および考察

a) 骨材量

図-16は、水セメント比が 40% のコンクリート、モルタルおよびペースト (配合 P60 は参考) を使用し、単位粗骨材絶対容積および単位ペースト絶対容積と、理論式に含まれる各係数の関係を調べたものである。

単位全弾性変形 $\delta 'e$ は単位粗骨材絶対容積が小さくなるほど、単位ペースト絶対容積が増加するほど大きくなる傾向がある。すなわち、セメント硬化体中の骨材量が少ないほど、単位全弾性変形 $\delta 'e$ は大きくなる性質を有する。ただし、コンクリートを対象とすれば、単位全弾性変形 $\delta 'e$ は大きく変化する係数ではない。

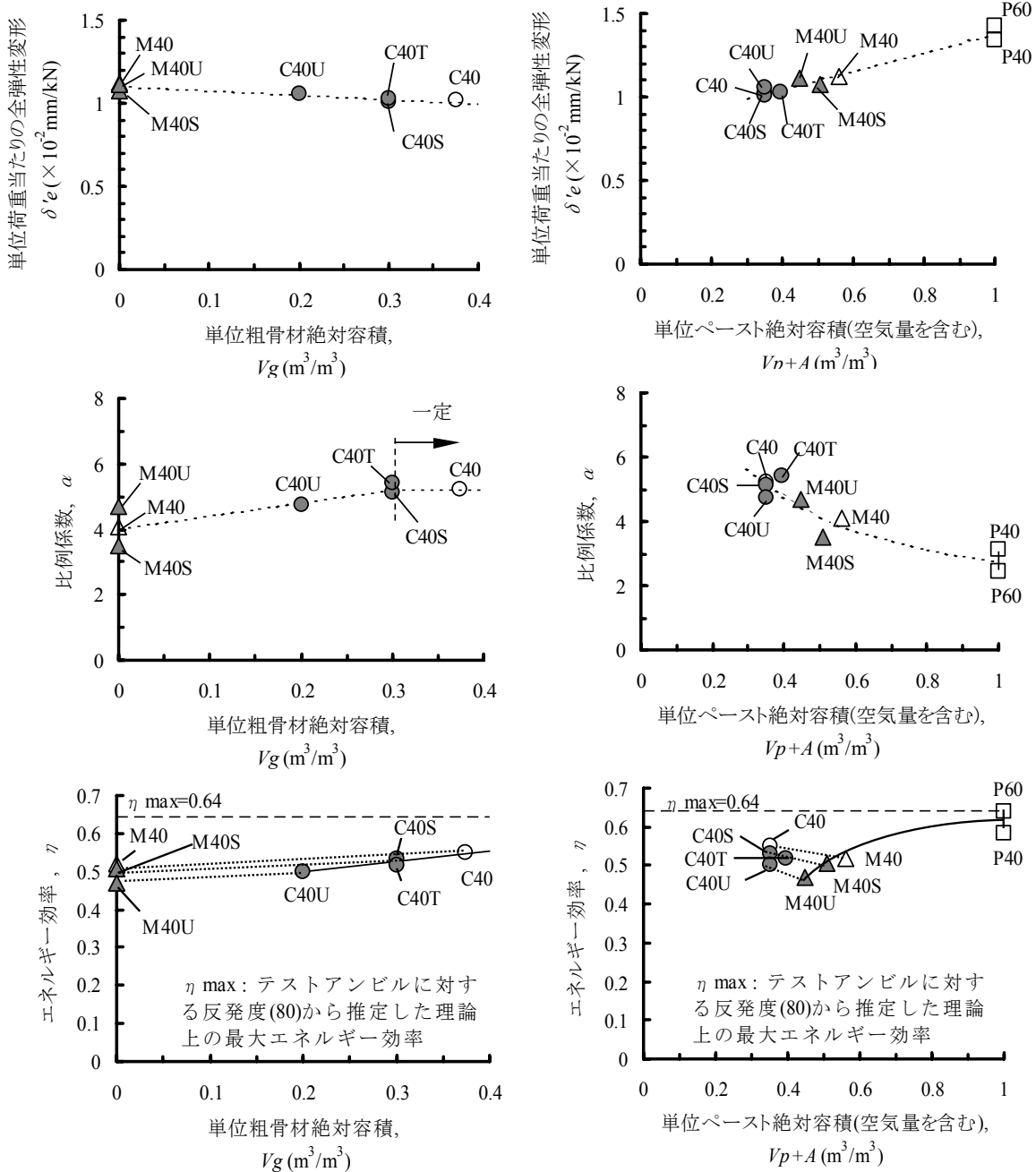


図-16 粗骨材およびペーストの絶対容積が理論式に含まれる各係数に及ぼす影響

比例係数 α は、単位粗骨材絶対容積が大きいほど、単位ペースト絶対容積が小さいほど、大きくなる傾向がある。ただし、単位粗骨材絶対容積が $0.3m^3/m^3$ 以上となる通常のコンクリートの比例係数 α はほぼ一定（5程度）と見なせる。

同一の配合比率であるコンクリートとモルタルを比較すれば、単位粗骨材絶対容積の減少あるいは単位ペースト絶対容積の増加に伴い、エネルギー効率 η が低下する傾向がある。エネルギー効率 η は均質なペーストが最も大きい、粗骨材の存在によっても大きくなるのがわかる。

b) 水セメント比および材齢

水セメント比と材齢が各係数に及ぼす影響を調べたものが、図-17である。ここでは、単位全弾性変形 $\delta'e$ および比例係数 α の算出には材齢を変数とする累乗式を、エネルギー効率 η の算出では反発度とセメント水比の関係に対して直線式を用いて回帰した結果によって、およそその傾向を表すこととした。

単位全弾性変形 $\delta'e$ は、材齢とともに増加する傾向がある。また、水セメント比が小さいほど、単位全弾性変形 $\delta'e$ は大きな値になるが、水セメント比の影響は材齢の経過とともに小さくなるのがわかる。

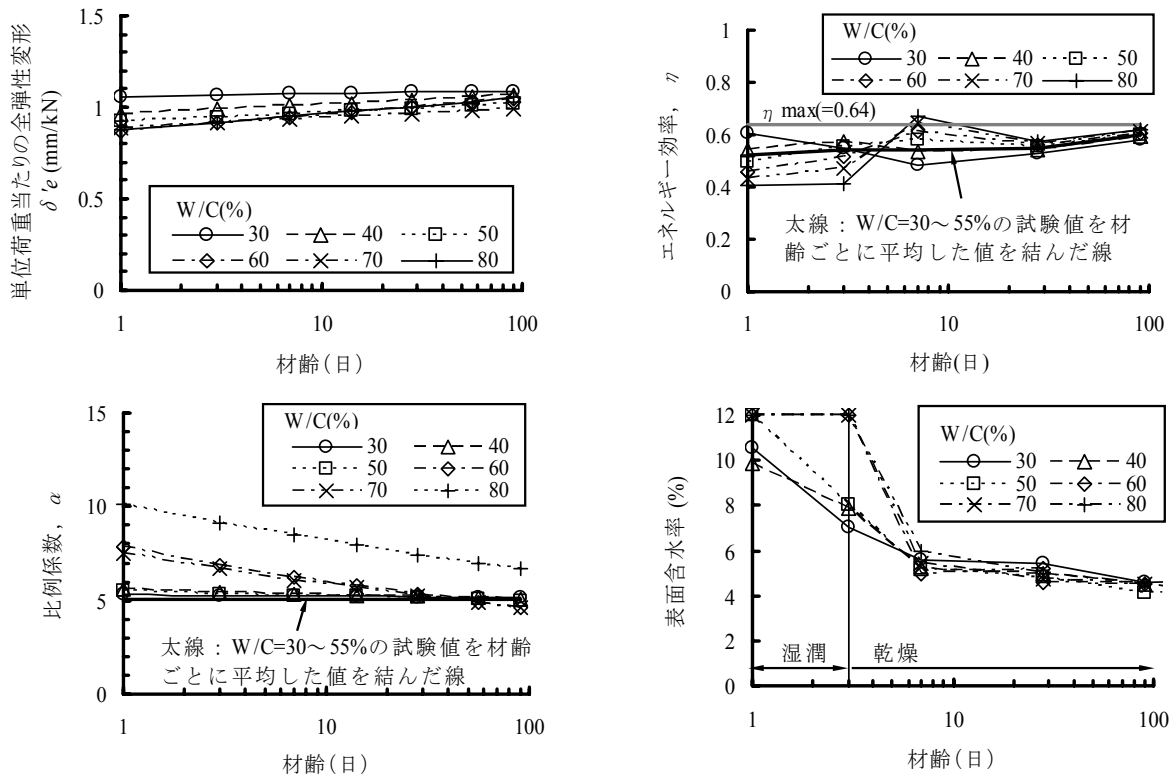


図-17 水セメント比および材齢が理論式に含まれる各係数と表面含水率に及ぼす影響

比例係数 α は、水セメント比が60%以上で、かつ材齢が短いほど、大きくなる傾向があるが、水セメント比が55%以下では水セメント比および材齢の影響をほとんど受けず、ほぼ一定(5.1程度)と見なせる。また、水セメント比が60~70%であっても、材齢28日以降であれば、比例係数 α はほぼ一定として取り扱うことができる。

エネルギー効率 η は、水セメント比が大きいほど、材齢 1,3 日では小さく、材齢 7 日では反対に大きい。ただし、水セメント比が30~55%の範囲ではエネルギー効率 η の差は小さく、また材齢28日以降では配合の違いによる差異は認められない。各材齢の平均値を結んだ太線により、エネルギー効率 η は材齢の経過に伴って緩やかに増加することがわかる。

材齢 7 日の表面含水率は、配合によって明確な違いは認められない。しかし、エネルギー効率 η の変化から判断すれば、水分計で測定される範囲よりも深い位置の含水状態がエネルギー効率に影響を及ぼす可能性がある。

c) セメントの種類

普通ポルトランドセメントを使用したコンクリートでは、材齢 540 日までの単位全弾性変形 δ'_e は $0.95 \sim 1.05 \times 10^{-2} \text{mm/kN}$ (材齢が長いほど増加) で、比例係数 α は平均で 5.0 となり、早強ポルトランドセメントの場合とほぼ一致する結果である。エネルギー効率 η は、図-18 に示すとおり、初期材齢では早強ポルトランドセメント

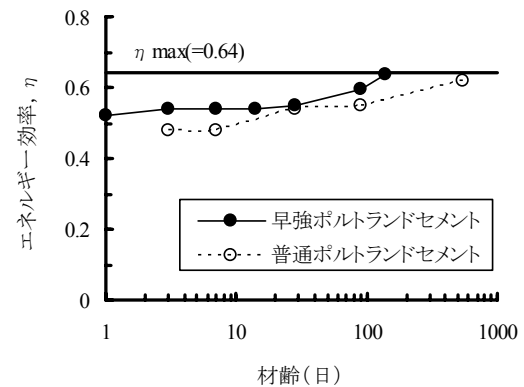
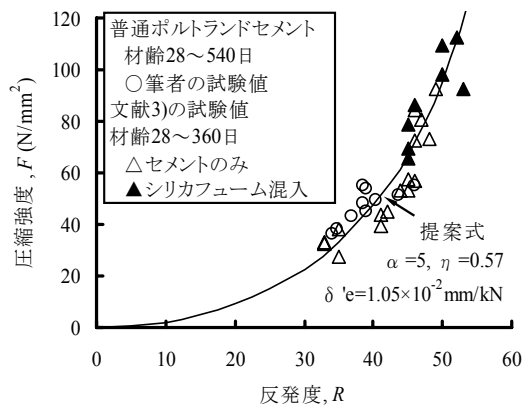


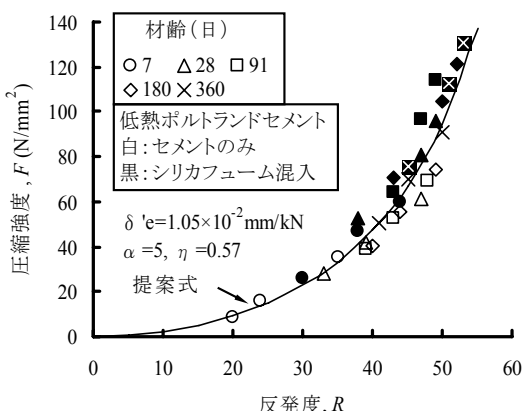
図-18 セメントの種類によるエネルギー効率の違い

の値よりも小さく、理論上の最大値(0.64)に達するまでの日数が長くなる。

図-19(a)は、普通ポルトランドセメントを用いたコンクリートの反発度と圧縮強度の試験値に対する提案式の適合性を評価したものである。図中には、筆者の実験と同一のテストハンマーを使用したス波ら⁵⁾の試験値(材齢28~360日)もプロットした。比例係数 α は 5.0、単位全弾性変形 δ'_e およびエネルギー効率 η については、水セメント比と材齢を考慮し、それぞれ、 $1.05 \times 10^{-2} \text{mm/kN}$ 、0.57とした。また、図-19(b)では、ス波ら⁵⁾の低熱ポルトランドセメントを使用したコンクリートの試験値に対しても筆者の提案式との比較を行った。各係数



(a) 普通ポルトランドセメント（シリカフェームを併用した場合を含む）



(b) 低熱ポルトランドセメント（シリカフェームを併用した場合を含む）

図-19 普通ポルトランドセメント、低熱ポルトランドセメントおよびシリカフェームを用いたコンクリートの反発度と圧縮強度の試験値に対する提案式の適合性（他者の室内実験結果との比較）

の値は定かでないため、前述の普通ポルトランドセメントと同じ値を代入した。

普通ポルトランドセメントを使用したコンクリートだけでなく、シリカフェームおよび低熱ポルトランドセメントを使用した場合にも、圧縮強度が 130N/mm² 程度までの高強度コンクリートに対して筆者の提案式が適用できることが明らかになった。

6. 大型部材の強度推定に対する提案式の適用例

高流動コンクリートを用いた大型試験体および実構造物（共同溝）における反発度と圧縮強度の試験値⁹⁾と提案式を比較したものが、図-20である。表-3にはコンクリートおよび大型部材の特徴を示した。図中に示した各係数の値は、セメントの種類、骨材量、水セメント比お

表-3 コンクリートおよび部材の条件

コンクリートの条件	セメントの種類	普通ポルトランドセメント
	水セメント比	大型試験体：50%，共同溝：53%
部材条件	単位粗骨材絶対容積	大型試験体：0.319m ³ /m ³ ，共同溝：0.329m ³ /m ³
	壁部材	小断面（厚さ：0.2m）。材齢7日までシート養生と給熱養生を行った箇所がある。7,28日にコア強度と反発度を測定した。
	マス部材	大断面（1m×1m×0.5m）。2面を合板型枠、他面を断熱材（厚さ0.2m）とし、試験体全体をシートで被覆した。コア採取、反発度測定の前に合板型枠を外したが、作業終了後には再度取り付けた。材齢3～91日にコア強度と反発度を測定した。
共同溝	コアを採取できないため、管理用供試体（材齢28日、標準水中養生）で評価した。テストハンマー検査が28日より遅延したため、事前に確認した材齢と圧縮強度の関係により、反発度を測定した材齢の圧縮強度に補正した。	

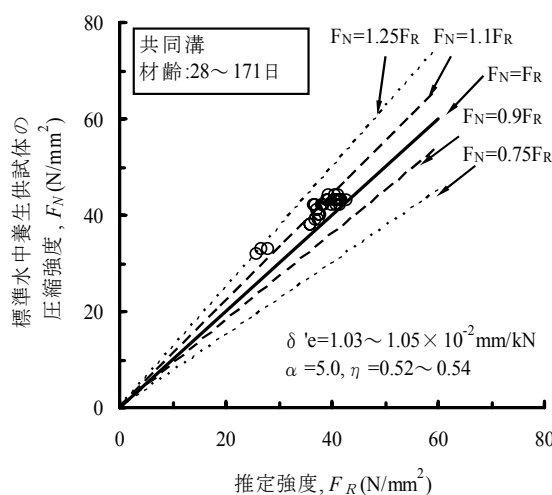
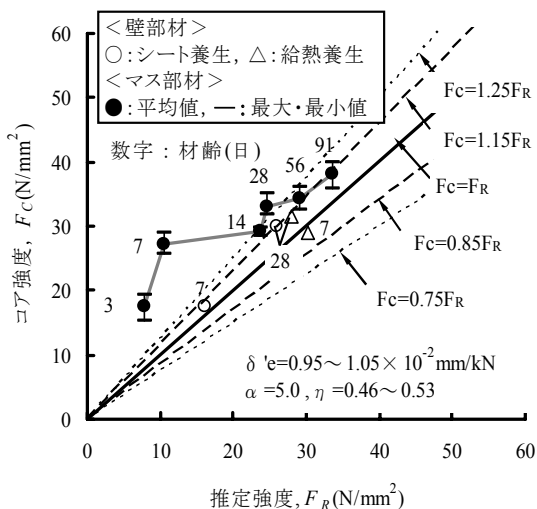


図-20 高流動コンクリートを用いた大型部材に対する提案式の適合性

および材齢を考慮したものである。壁部材および共同溝における推定強度は、コア強度、管理用供試体よりも若干小さな値になる傾向があるが、実際の圧縮強度に対して±0.1倍程度の範囲に収まる。一方、マス部材において

は、セメントの水和熱および外気との境界条件により表面に比べて中心部の強度増進が大きい。このため、推定強度は、初期材齢ではコア強度の最小値（合板型枠に最も近い位置）よりもかなり小さく、材齢91日でコア強度の最小値とほぼ一致する。

7. まとめ

テストハンマーによる構造体コンクリートの強度推定において、従来の回帰手法の問題点を明確にし、反発度と圧縮強度の関係を表す理論式を導き出し、さらに理論式に含まれる諸係数に及ぼす要因分析ならびにそれを含めた提案式の大規模部材への適用性を検討した結果、以下のことがわかった。

- ① 既往の強度推定式は、いずれも反発度と圧縮強度の試験値に対して直線式等で回帰して求めたものであり、強度域、使用材料等の諸条件が相違することに適合性が悪くなり、さまざまな回帰式が提案されてきた。
- ② 室内実験で得られた試験値に対して直線式による回帰を行った場合、低強度域では JSMS 式による推定強度とほぼ一致するが、高い強度域の試験値を含めるほど、直線式の傾きが大きくなる傾向にある。すなわち、反発度と圧縮強度の間には本来直線関係が成立しない。
- ③ テストハンマーの構造および測定方法ならびにコンクリートの変形状態等について論理的に考察を行った。導出した反発度と圧縮強度の関係を表す理論式は、室内実験によりその妥当性が確認された。提案した理論式は、圧縮強度 F (N/mm²)、反発度 R (試験器の読み値)、プランジャー先端の曲率半径 r (mm)、比例係数 α 、単位荷重当たりの全弾性変形 δ'_e (mm/kN)、エネルギー効率 η を用いて、以下のように表される。

$$F = \frac{(R/100)^2}{2\pi\alpha\delta'_e[\eta - (R/100)^2]}$$

- ④ 骨材量、水セメント比、材齢およびセメントの種類が理論式に含まれる各係数に及ぼす影響について確認を行った。これらの影響を考慮した値を代入した提案式によって求めた推定強度は、室内実験の試験値とよく適合する。また、各係数の値を直接求めていない場合であっても、影響要因を適切に考慮すれば、圧縮強度が 130N/mm² 程度までの高強度コンクリートを用いた小型試験体や、高流動コンクリートを用いた大規模部材の強度推定に

も提案式を適用できる。

謝辞：本論文は、筑波大学に提出した学位論文⁹⁾の概要を紹介したものである。ご指導、ご教示を賜りました、主査である筑波大学名誉教授 山本泰彦博士、副査である筑波大学教授 今井弘博士、同教授山田恭央博士、同准教授金久保利之博士ならびに建築研究所上席研究員 杉山央博士に深く感謝致します。また、理論式の導出に関する論文¹⁰⁾の作成においてご指導いただいた京都大学教授 河野広隆博士、土木研究所主席研究員 渡辺博志博士に深く感謝致します。

参考文献

- 1) 日本材料試験協会：シュミット・ハンマーによる実施コンクリートの圧縮強度判定方法指針（案），材料試験，第7巻，第59号，pp.427-430，1958.8
- 2) 日本建築学会：コンクリート強度推定のための非破壊試験方法マニュアル，1983
- 3) 坂静雄，松井敏夫：表面硬度法による実施コンクリートの強度判定法，セメント技術年報，Vol.9，pp.395-401，1955
- 4) 添田政司，徳光卓，濱尚史，大和竹史：テストハンマーによる高強度・高流動コンクリートの強度推定に関する実験的研究，セメント・コンクリート論文集，No.55，pp.245-249，2001
- 5) 斯波明宏，石川伸介，渡邊聡，河上浩司：リバウンドハンマーによる強度推定式の提案とその評価，コンクリート工学，Vol.43，No.2，pp.35-40，2005.2
- 6) 舟川勲，谷口秀明，牛島栄：高流動コンクリートのテストハンマーによる強度推定に関する研究，セメント・コンクリート論文集，No.51，pp.322-327，1997
- 7) 谷口秀明，渡辺博志，鈴木雅博，藤田学：プレストレストコンクリート部材へのテストハンマーの適用性に関する検討，プレストレストコンクリート，Vol.44，No.5，pp.47-52，2002.9
- 8) JIS Z 4423:ブリネル硬さ試験—試験方法，1998
- 9) 谷口秀明：テストハンマーによる構造体コンクリートの強度推定法に関する研究，筑波大学学位論文，2007.3
- 10) 谷口秀明，渡辺博志，河野広隆，藤田学：テストハンマーによるコンクリートの硬度測定および強度推定の誤差要因に関する検討，土木学会論文集，No.767/V -64，pp.199-210，2004.8

孔あき鋼板ジベルの引抜き耐力に関する実験的研究

An Experimental Study on the Ultimate Capacity of Perfobond Strips under Pull-out State

篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI
 三上 浩 HIROSHII MIKAMI
 中島 規道 NORIMICHI NAKAJIMA
 川上 健太郎 KENTAROU KAWAKAMI

孔あき鋼板に鉄筋を貫通させるだけの簡易な構造で比較的大きなせん断抵抗を得られる孔あき鋼板ジベルを、合成・混合構造接合部などで引張力が作用する部位に適用することを目的に、基礎的な引抜き実験を行った。その結果、孔あき鋼板ジベルの埋込み深さによって破壊挙動と引抜き耐力が大きく変化すること、また、近接して複数配置した場合、引抜き耐力は配置列数に比例しなくなること、などを明らかにした。

キーワード：孔あき鋼板ジベル、引抜き耐力

Perfobond strip is a simple shear connector between concrete and steel plate having drilled holes penetrated with re-bars. In order to apply the perfobond strip to joint of mixed structure, a number of pull-out tests were conducted to clarify the ultimate capacity of perfobond strips. The results showed that the loading behavior and ultimate strength are extremely influenced by the depth of holes. And the ultimate strength was not in proportion to the number of holes in case that strips are placed closely.

Key Words: Perfobond Strip, Pull-out State Capacity

1. はじめに

孔あき鋼板ジベル（以下、ジベルと呼ぶ）は、鋼板に孔をあけ、鉄筋を貫通させるだけで比較的大きなせん断抵抗が得られるため、波形鋼板ウエブ橋や合成桁橋などのずれ止めとして、近年多く用いられるようになっていいる。著者らは、合成・混合構造接合部などで引抜き力が作用する部位にジベルを適用することを目的として、基礎的な検討を行っている。合成・混合構造の接合部としては、例えば、合成構造橋脚基部における鋼材のフーチングへの定着や、橋梁上部工における鋼主桁と RC や PC 部材との接合部などが想定される。

ジベルをずれ止めとして用いる場合の耐力評価については、主に図-1 に示すような押抜き試験を用いた保坂等の研究^{1), 2)}が良く知られている。押抜き試験は荷重方向に複数個のジベルがある場合、各ジベルに均等にせん断力が作用するため、ジベル 1 個当たりの耐力は、荷重荷重をジベルの個数で除して求めることができる。また、終局時には孔中のコンクリートがせん断破壊しており、保坂らは耐力に影響する要因として、孔径とコンクリートおよび貫通鉄筋の径と強度を考慮している。

複合構造物の性能照査指針（案）³⁾は、保坂らの研究を基に設計せん断耐力および構造細目を定めており、設計せん断耐力を式(1)で評価している。構造細目については、孔の中心間隔を孔直径の 2.25 倍以上、ジベルの並列配置間隔をジベル鋼板の高さの 3 倍程度以上としている。

引抜き力が作用する接合部にジベルを用いる場合、力の作用方向に複数個のジベルを配置すると、各ジベルのせん断負担が不均等になり、それとともに破壊形態が変化することが予想される。また、力の作用方向と直交

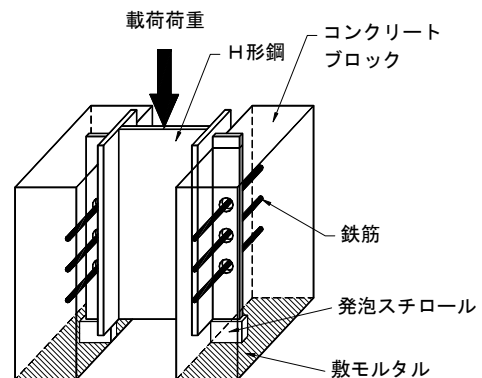


図-1 押抜き試験概念図

する方向にジベルを複数配置した場合には、その配置間隔によっては列数分の耐力が確保できないことも考えられる。本研究では、ジベルの深さ、個数、配置列数を変えた引抜き試験を実施し、その破壊性状および耐力について考察を行った。

2. 実験の概要

引抜き試験の模式図を図-2 に示す。1,000×1,000×400mm の大きさのコンクリートブロックにジベル鋼板を埋め込み、2箇所配置した油圧ジャッキにより引抜き力を与える。2つのジャッキは1つの油圧ポンプに並列に接続し、2箇所同じ荷重が作用するようにした。

ジベル鋼板からジャッキまでの距離 L は、想定した引抜き破壊（最も深いジベル位置からのコーン状の破壊）面の形成が阻害されないよう十分離れた。

ジベルの形状寸法および試験ケースを図-3 に示す。ジベルの孔径は、比較が容易になるよう文献¹⁾で用いているジベルと同じ 35mm とした。貫通鉄筋は D10 とした。貫通鉄筋は、コンクリート標準示方書⁴⁾の引張鉄筋の基本定着長を求める式で計算される値 20ϕ (ϕ は鉄筋の直径) に 10ϕ の余裕を見て 30ϕ を片側の長さとした。全長は 60ϕ である。鋼板の厚さは、式(1)の1個当たりのジベルのせん断耐力から想定される引抜き力に対して、ジベル数の最も多い C3-2 試験体において鋼板が降伏することのないよう 12mm とし、すべての試験体で同じ厚さとした。

試験は、孔の位置および数を変えた4ケースであり、ジベルが複数個配置されている場合の孔の中心間隔は縦・横とも 70mm (孔直径の2倍) とした。

載荷方法は、コンクリート面からの鋼板の拔出し変位が 0.1mm に達するまで荷重制御による単調載荷を、その後は変位制御により、0.1mm ずつ変位を増加させるごとに荷重をゼロに戻す漸増繰返し載荷を行った。繰返し回数は 1 回である。拔出し変位は、図-2 の鋼材拔出し変位計測点 A の値からジャッキ位置における鉛直変位 (B1,B2) の平均値を差し引いて求めた。これらの変位は、コンクリートブロックの外側に別途設置した不動点から計測した。また、ばらつきを考慮して、鋼材の表側と裏側でそれぞれ計測した値の平均値を拔出し量として採用した。

試験時のコンクリートと鋼材の材料特性値を表-1 および表-2 に示す。

載荷試験時は、引抜き荷重 (両側ジャッキの荷重の合計) と鋼板の引抜き方向のひずみ (図-3) および貫通鉄筋のひずみ (図-4) を計測した。なお、コンクリ

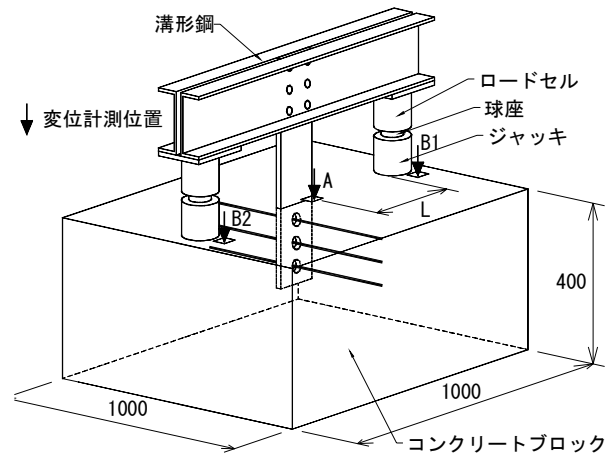


図-2 引抜き試験の模式図

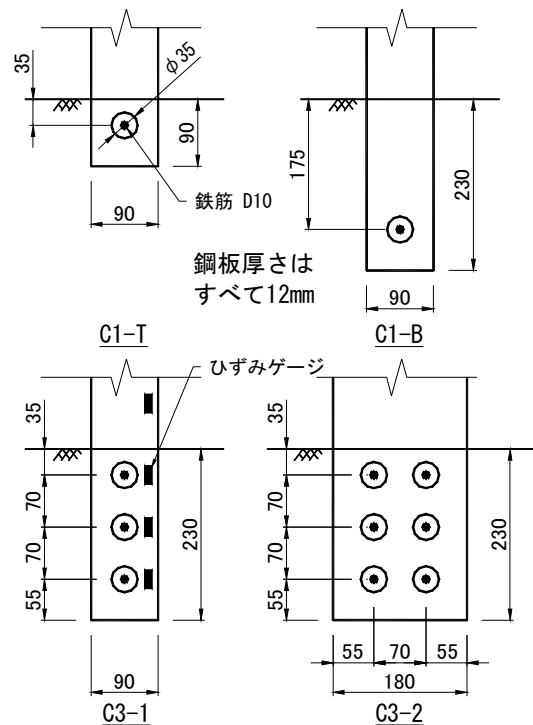


図-3 試験ケース

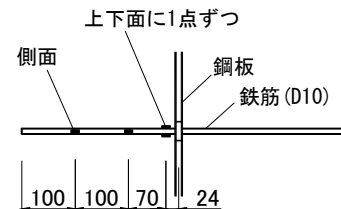


図-4 貫通鉄筋のひずみ計測位置

表-1 コンクリートの材料特性値

試験体	圧縮強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 N/mm ²
C1-B C1-B	41.4	3.15	30,800
C1-T C3-2	41.4	3.10	31,600

ートブロックには、鉄筋 (D13) を約 120mm ピッチで格子状に配置し、引抜き力によりブロックが破壊しないようにした。コンクリート表面に最も近いジベルの貫通鉄筋は、補強鉄筋を流用することを考慮して、その被り (35mm) を補強鉄筋と同じとし、また、平行する補強鉄筋との距離を 120mm とした。

3. 実験結果

(1) ジベル深さの影響

図-5 に C1-T および C1-B 試験体の引抜き荷重と拔出量の関係を示す。

C1-T 試験体は、拔出量 0.4mm、最大荷重 44kN に達したあと、荷重は徐々に低下した。拔出量が 1.7mm に達したところでジベル付近のコンクリートが広い範囲で浮き上がり、拔出量の増加とともに荷重が低下し破壊した。写真-1 に示すとおり C1-T 試験体の破壊形態はコンクリートのコーン破壊であった。一方、ジベルの位置が深い C1-B 試験体は、拔出量 0.7mm、荷重 104kN まで増加したあと、拔出量の増加が著しくなるものの荷重が徐々に増加し、拔出量 16mm、荷重 141kN で貫通鉄筋が破断して破壊した。コンクリート表面の浮き上がりはなく、目立ったひび割れも発生しなかった。

図-5 中の計算値①、②は保坂らが提案している以下の式(1)で計算したジベルのせん断耐力である。

$$Q_u = 1.45 \left[(d^2 - \phi^2) \cdot f_{cu} + \phi^2 \cdot f_{st} \right] - 26100 \quad (1)$$

ここに、 Q_u : ジベルのせん断耐力、 d : ジベルの孔径、 ϕ : 貫通鉄筋の径、 f_{cu} : コンクリートの圧縮強度、 f_{st} : 貫通鉄筋の引張強度

計算値①は、提案式のとおりに貫通鉄筋の引張強度を用いて計算した値、計算値②は降伏強度を用いて計算した値である。また、計算値③はコンクリートのコーン破壊を想定した Werner 等⁵⁾によるアンカーボルトの引抜き耐力で、式(2)により計算した。

$$N_{n0} = 17.5 \times \sqrt{f_{cu}} \times h_{ef}^{1.5} \quad (2)$$

ここに、 N_{n0} : アンカーボルトのコーン破壊耐力、 h_{ef} : アンカーボルト埋込み深さ、であり、C1-T 試験体の場合の埋込み深さとして、ジベル中心位置のコンクリート表面からの深さとした。

表-2 鋼材の材料特性値

試験体	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 N/mm ²
鋼板 (SM490Y)	512	640	207,100
鉄筋 (SD345)	386	546	195,500

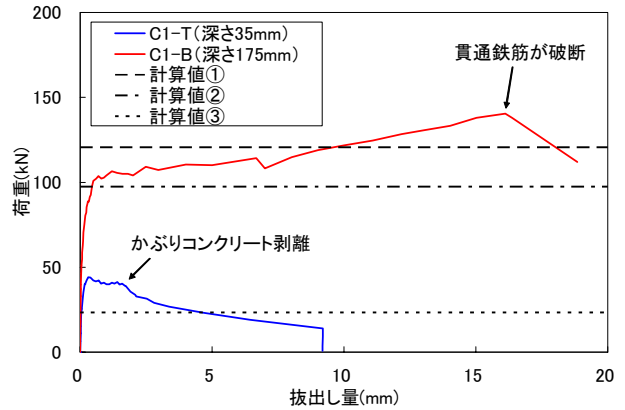


図-5 ジベル深さの影響



写真-1 破壊状況 (C1-T)

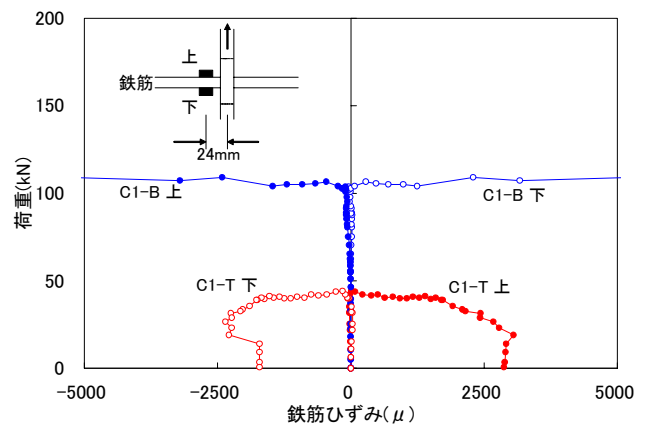


図-6 貫通鉄筋のひずみ

図-5 から、計算値②は C1-B 試験体で拔出量の増加が著しくなる荷重とほぼ一致している。また、C1-B 試験体の最大荷重は、計算値①に近い値となっており、ジベルの埋込み深さが大きくコンクリートがコーン破壊しない場合は、式(1)で引抜き耐力の評価が可能であるこ

とが分かった。一方、コーン破壊した C1-T 試験体では、最大荷重 44kN に対して計算値③は 23kN であり、耐力を過小に評価する傾向が見られた。C1-T 試験体は極端に埋込み深さが小さく、貫通鉄筋の影響によりコーン破壊面の角度が式(2)で想定している 45° よりもかなり大きい(写真-1)ことが過小評価の要因と思われる。

ジベルの耐荷挙動を考察するため、貫通鉄筋のジベル近傍におけるひずみ値を調べた。図-6 にジベルから 24mm 離れた位置の鉄筋のひずみと荷重の関係を示した。いずれの試験体も、図-5 でグラフの勾配が大きく変化する荷重付近から急激に鉄筋のひずみが増加しており、この段階でジベル付近のコンクリートの損傷が著しくなっていると考えられる。

C1-T 試験体では、鉄筋の上側で引張りひずみ、下側で圧縮ひずみ(引抜き方向に凸の曲げ)が増加しているが、C1-B 試験体はそれと全く逆の方向のひずみが増加している。このことから、C1-T 試験体では、コンクリートが大きく塑性化する前に、ジベルが付近のコンクリートとともに拔出していることが分かる。C1-B 試験体は付近のコンクリートの拘束が大きく、コンクリートが塑性化する領域が小さいため、貫通鉄筋が局所的に変形し、ひずみ計測位置では鉄筋の下側が引張りとなる曲げが生じたと考えられる。

(2) ジベル配置数の影響

図-7、図-8 に C3-1 および C3-2 試験体の引抜き荷重と拔出し量の関係および破壊の様式図を示す。また、写真-2 に C3-2 試験体の破壊後の状況を示す。図-7 中の計算値は、(3) 引抜き耐力の考察、で示す方法で計算した値である。

C3-1 試験体は、拔出し量 1.6mm で 213kN の最大荷重を示したあと、ほぼ一定の荷重を保持し、拔出し量 14mm で貫通鉄筋が破断するとともにジベル付近のコンクリートが広い範囲で浮き上がり破壊した。最大荷重を示した後の荷重の低下は、ひび割れの状況からジベル付近の比較的小さい領域でかぶりコンクリートの剥離が生じたためと考えられる(図-8)。

一方、ジベルを 2 列に配置した C3-2 試験体は、拔出し量 2.5mm で 334kN の最大荷重を示した後、拔出し量 5.0mm でコンクリートの浮きが比較的広い範囲で生じて荷重が一時的に減少した。しかし、その後荷重が徐々に増加し、拔出し量 15.5mm で貫通鉄筋が破断して荷重が大きく低下したため試験を終了した。コンクリートの浮きが生じた後も荷重が増加した要因は、写真-2 に示すように、コーン破壊面の内側にコンクリートブロック補強用の鉄筋(D13)があり、引抜き力に抵抗したこと

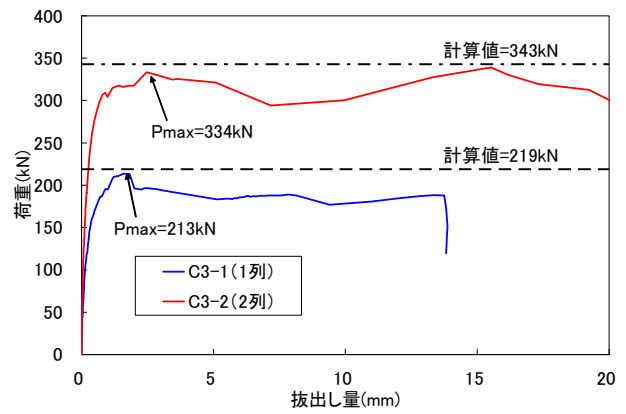


図-7 ジベル配置数の影響



写真-2 破壊後の状況 (C3-2)

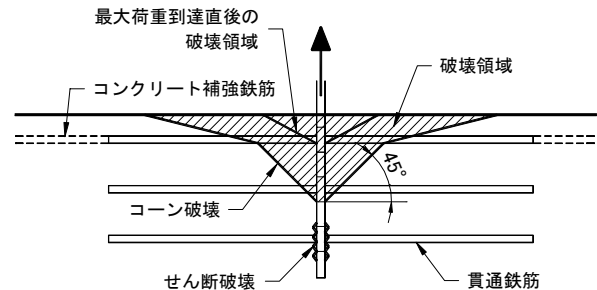


図-8 C3-1, C3-2 試験体の破壊様式図

が考えられる。C3-2 試験体の引抜き耐力は、貫通鉄筋が破断した時点で最大となっているが、このような要因から、これは考慮せず 334kN を最大荷重とした。

C3-2 試験体はジベルの数が C3-1 試験体の 2 倍であるが、最大荷重は 1.57 倍でありジベルの列数に比例して耐力が上昇するわけではないことが分かった。深いジベルの破壊は局所的にコンクリートがせん断破壊するため、隣接するジベルの影響はないと考えられるが、浅いジベルのコーン破壊では、隣のコーン破壊面と重なることによって見かけの耐力が低下することが予想される。これが、耐力がジベルの列数に比例しない一つの要因と考えられる。

破壊後の観察から、C3-1, C3-2 試験体のコーン破壊面はいずれも上から 2 段目のジベル位置から水平面に対して約 45° の角度で生じていた。そのひび割れが貫通鉄筋位置（上面から 35mm）に達するとその角度が小さくなり、比較的広い範囲にかぶりコンクリートの剥離が及ぶことが分かった（図-8）。上から 2 段目のジベル位置から下方のコンクリートは、ジベルの近傍でも健全であり、ジベルのせん断破壊が局所的に発生していることを裏付けている。

(3) 引き抜き耐力の検討

本試験により、引抜き破壊は図-8 に示すように上から 2 段目のジベルがコーン破壊、3 段目のジベルがせん断破壊していることが分かった。コーン破壊に対しては式(2)を、せん断破壊に対しては式(1)を適用して、引き抜き耐力の検討を行うこととする。

ジベル深さと破壊モードの関係を示すと図-9 のようになる。式(1)と式(2)のラインが交わる 100mm 前後のジベル深さで破壊モードが変化することが分かる。2 段目のジベル中心深さは 105mm であり、ほぼその境界付近に位置していることが分かる。

今回の試験では、図-5 の結果から式(1)において貫通鉄筋の引張強度ではなく降伏強度を用いたほうが、載荷初期に現れる最大荷重をよく表現していることから、以下の検討は貫通鉄筋の降伏強度を用いて行った。また、ジベルを 2 列にした影響については、Werner ら⁵⁾の論文を基に式(3)で評価することとした。

$$N_n = \frac{A_N}{A_{N0}} \times \psi_2 \times N_{n0} \quad (3)$$

ここに、 A_N ：隣接するアンカーを考慮したコーン破壊面の投影面積で図-10 中の式により求める、 A_{N0} ：アンカー 1 本のときのコーン破壊面の投影面積、 ψ_2 ：アンカー中心からコンクリートブロック端までの距離を考慮するための係数で本試験では十分な距離があるので 1.0 とする、である。

ジベルの引抜き耐力は、浅いジベルのコーン破壊耐力と、深いジベルのせん断破壊耐力の和として計算した。このとき、式(2)および式(3)によるコーン破壊耐力は、形成されるコーン破壊面の面積で決まる。すなわち、C3-1, C3-2 試験体のコーン破壊面は 2 段目のジベルで形成されるため、1 段目のジベルは引抜き耐力に寄与してないこととなる。また、3 段目のジベルは孔内のコンクリートが局所的にせん断破壊していて、コンクリート

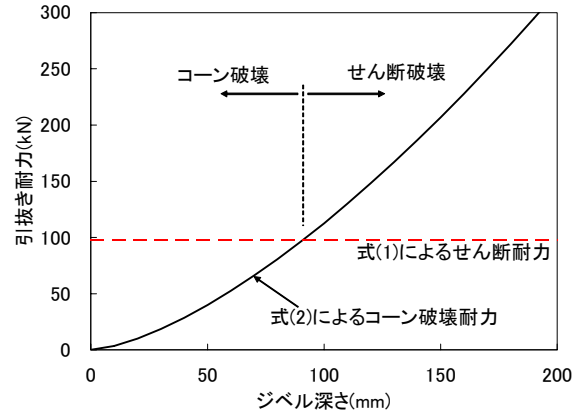


図-9 ジベル深さと破壊モードの関係

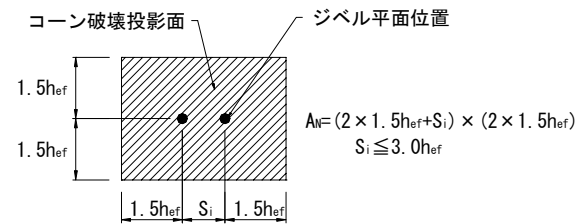


図-10 コーン破壊面の投影面積

表-3 引抜き耐力の比較

項目		C3-1	C3-2
計算値(kN)	コーン破壊分	121	148
	せん断破壊分	97.5	195
	合計	219	343
実験値(kN)		213	334

の損傷がジベル近傍の比較的狭い領域に集中していることから、C3-2 試験体のように、隣接する位置にジベルがあってもお互いに影響することはないものと仮定し、1 個のジベルのせん断耐力×孔の数をその耐力とした。計算結果を図-7 および表-3 に示す。

いずれの試験体も計算値は実験値とよく一致しており、本方法で耐力を評価できることが分かった。

4. まとめ

孔あき鋼板ジベルの引抜き試験を、ジベルの深さと配置個数を変えて行った結果、以下のことが明らかとなった。

- ①ジベルが浅い位置にある場合の引抜き耐力はコンクリートのコーン破壊で決まる。ジベルが深い場合はコンクリートがジベル近傍でせん断破壊し、最終的に貫通鉄筋が破断する。
- ②ジベルが浅い場合の引抜き耐力は Werner らの式で、ジベルが深い場合の引抜き耐力は保坂らの式で評価

が可能である。

- ③ジベルを複数配置した場合の引抜き耐力は、浅い位置のコーン破壊耐力と深い位置のせん断破壊耐力の和で評価できる。列が複数ある場合は、コーン破壊において、隣接するジベルの破壊面を考慮することで評価が可能である。

参考文献

- 1) 保坂ら：孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.46A pp.1593-1604，2000
- 2) 保坂ら：孔あき鋼板ジベルのせん断強度評価式と設計法に関する研究，構造工学論文集，Vol.48A pp.1265-1272，2002
- 3) 土木学会：複合構造物の性能照査指針（案），構造工学シリーズ 11，2002
- 4) 土木学会：2002 年制定コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]，2002
- 5) Werner F. , Rolf E., John E. Breen, Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete, ACI Structural Journal. Vol.92, No.1, pp.73-94, 1995

動的破壊過程の3次元数値解析コードの開発

Development of the Three-dimensional Numerical Analysis Code for Dynamic Fracture Process

山地 宏志 HIROSHI YAMACHI

土木技術部 高橋 浩 HIROSHI TAKAHASHI

土木技術部 鷹賀 智司 SATOSHI TAKANOHASHI

本論文では、有限差分法と破壊力学を基にした動的破壊過程解析手法を提案する。この提案手法は各種条件下で任意の破壊伝播を解析することが可能である。また、2004年に施工技術総合研究所において実施した爆破実験の数値シミュレーションを実施し、当該提案手法の妥当性を検証した。

キーワード：有限差分法，破壊力学，爆破解体

In this paper a method of dynamic fracture process analysis, based on the finite difference method and fracture mechanics is proposed. The proposed method is capable of analyzing arbitrary fracture propagation in brittle materials under various conditions. We have also carried out a numerical simulation of the blasting experiment, which was conducted in 2004 at Japan Construction Method and Machinery Research Institute, and this simulation proved the validity of proposed method.

Key Words: Finite Differential Method, Fracture Mechanics, Blasting Demolition

1. はじめに

爆破は非日常的事象であるため、構造物爆破解体工法は不要な警戒を近隣住民に与え、環境負荷が大きな工法であると誤解されている側面がある。しかし、環境負荷は発生する負荷の大きさとその継続時間の積として評価されるべきであるから、継続時間の極めて短い爆破解体工法は、むしろ環境負荷の小さい解体工法であると考えることが妥当である。

たとえば、水辺の開放と日本橋の賑わい再生を目的に、今日、実現が望まれている日本橋上部首都高速道路移転プロジェクトにおいて、ブレーカーやワイヤーソー等による橋脚や桁の解体が、どれほどの振動・騒音被害を日本橋周辺に与えるかを想像することは容易である。もし、これを爆破によってたちまちのうちに倒壊・解体し、船舶によって東京湾を経て処分地に運搬すれば、日常生活・業務にほとんど影響を与えずにこれを撤去することが可能であることは自明である。

しかしながら、爆破工法はその制御が難しく、低環境負荷を担保する爆破計画が確立されていない。これは、爆破事象が再起性のない唯一事象であるため、その爆破計画が経験豊かな技術者の裁量に委ねられるためであると考えられる。今日の爆破計画において優先されるべき

は、環境負荷の低減よりも、失敗のない爆破工であるため、火薬装薬は自ずと過装薬の傾向をとる。このため、爆破時に過剰な振動・騒音が発生するだけでなく、飛散物の飛散寸法と飛散距離も増大する。これが、都市部において爆破解体工法が敬遠される大きな理由の一つである。

爆破解体工に限らず、精密かつ低負荷な爆破工法が望まれる今日にあつて、これを開発し、実務に適用するためには、動的な破壊過程を工学的に評価することのできる解析コードが不可欠であると考えた。Uenishi, K. and H.P.Rossmann¹⁾は、有限差分法を用いて2次元弾性体の応力波伝播とその相互作用を評価することのできる解析コードを開発し、これをソフトウェア・パッケージ SWIFD¹⁾として広く世界に配布している。また、S.H. Cho²⁾は動的有限要素法によって引張・圧縮・せん断破壊過程を評価することのできる2次元解析コードを開発した。なお、当該解析コードはガス圧の影響をも評価することが可能である。

筆者らは爆破とこれに続く構造物の飛散・落下・倒壊現象を評価するためには、爆轟による亀裂発生後の重力作用を正しく評価することが重要と考えた。このためには、3次元の動的な破壊過程を評価することのできる解析コードも開発が不可欠となる。また、爆轟の非常に短

い伝播時間内に発生・伝播する構造物破壊は引張破壊が支配的であるものと考えた。したがって、引張破壊過程を正しく評価することができれば実務的に十分な解を得られるものと判断した。

以上のような観点から開発した解析コード GAIA_Blasting の概要を以下に示し、その妥当性を検証する。

2. GAIA_Blasting の概要

GAIA_Blasting は、以下の運動方程式、釣合い条件式 (Navier の式) を有限差分法により定式化した数値解析コードである。すなわち、

$$\frac{\partial r_i}{\partial t} = v_i \quad (1)$$

$$\rho \frac{\partial v_i}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_j} (\lambda \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij}) + K_i \quad (2)$$

ここで、 r_i は弾性体の座標を、 v_i 、 ρ はその速度と密度をそれぞれ示し、 λ 、 μ はラメの定数を、 K_i は作用する外力を示す。また、 ε_{ij} はひずみテンソルを示す。

当該解析コードにより安定した解を得るためには、入力条件に関して、いくつかの解析条件が満たされる必要がある。すなわち、解析モデルの要素分割幅 Δx が、伝播媒体の最小波長 Λ_{\min} と以下の関係にあることが求められる。

$$\Lambda_{\min} > 10\Delta x \quad (3)$$

また、時間間隔 Δt も CFL (Courant-Friedrichs-Lewy) 条件を満たすよう設定されなければならない。すなわち、

$$\Delta t = \frac{\Delta x}{2c_p} \quad (4)$$

ここで、 c_p は解析に採用された媒体のうちで最も伝播速度の速い縦波の伝播速度を示す。さらに、作用する衝撃 (爆轟作用) の継続時間 T についても式 (3) を満たす要素分割幅 Δx に対して、以下の規制がある。

$$T > \frac{10\Delta x}{c_{\min}} \quad (5)$$

ここで、 c_{\min} は解析に採用された媒体のうちで最も伝播速度の遅いせん断波の伝播速度を示す。なお、安定した解析を実行するためには、この継続時間に関する衝撃

圧作用の二次勾配が連続することが望ましい。したがって、単独パルスのような作用形態は最も不安定な計算結果を導くものとなる。

また、破壊の評価は最も単純な引張破壊のみを評価することとし、以下のような条件を設けた。すなわち、

$$D = \begin{cases} 1 & (\sigma_1 \geq \sigma') \\ 0 & (\sigma_1 < \sigma') \end{cases} \quad (6)$$

ここで、 σ_1 は最大主応力を、 σ' は材料の引張強度をそれぞれ示す。また、 D は損傷の状態を示すパラメータであり、 $D=0$ のとき材料は損傷のない健全な状態であり、 $D=1$ のとき完全な破断状態が生じ、当該部に応力が作用しないものとした。

以下、当該解析コードを用いて平成15年施工技術総合研究所において実施した RC 梁の爆破解体実験³⁾ をシミュレーションし、その妥当性を検証した。

3. 爆破解体実験とそのモデル化

図-1 に平成15年施工技術総合研究所において実施した爆破解体実験の供試体寸法と発破孔の穿孔位置・深さ、ならびに配筋を示す。図に示すように、当該供試体は 9,000(L) × 1,800(W) × 1,000(H) の RC 梁で図-1(a) のような配筋がなされている。

爆破はこの梁を切断する目的で実施し、梁中央部に25孔の発破孔を図-1(a)、(b) に示すように深さ625mmまで穿孔した。火薬はエマルジョン系含水爆薬を用い、装薬量は1孔当たり300gとした。これは、配筋の拘束状況を考慮したものである。なお、海側端部2孔のみは飛石の発生防止を目的として装薬量を200gとした。したがって、総装薬量は7,300gとなる。また、雷管は瞬発式の電子雷管を用い、斉発発破法を採用した。図-3に爆破実験後の供試体スケッチを示す。図のハッチ部は爆破により破砕された領域を示すものである。

図-1に示した供試体を図-4のようにモデル化し、50mmの分割幅で有限差分近似する。図には装薬部も併せて示す。また、入力には表-1に示すコンクリート物性を用いるが、ここでは配筋の影響を考慮しないものとした。

爆轟は供試体表面から375～725mm(250mm)の範囲で一様に作用するものとし、エマルジョン火薬の一般的な物性から作用時間を 0.5×10^{-4} sec とし、その作用過程を式(7)のように与えるものとした。式(7)で示される爆轟の経過時間と爆轟力の関係を図-5に示す。

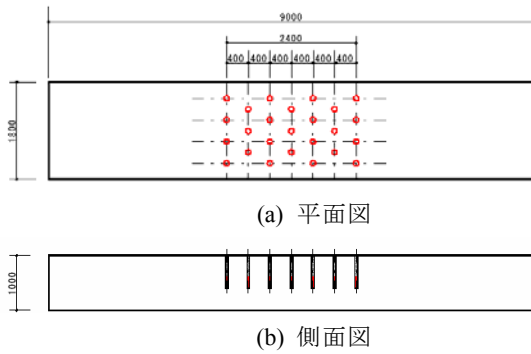


図-1 爆破解体供試体寸法・穿孔位置図

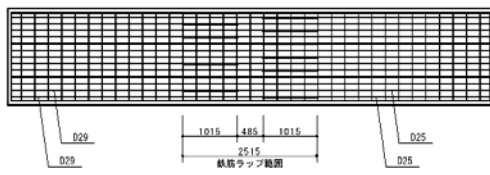


図-2 爆破解体供試体配筋図

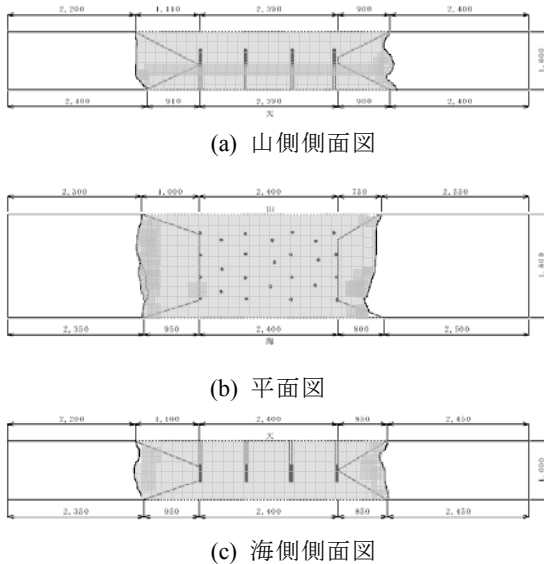


図-3 供試体爆破状況スケッチ

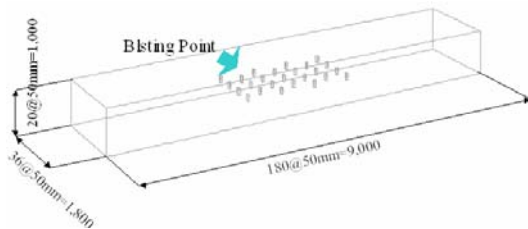


図-4 シミュレーションに供したモデル

$$P = A \frac{8t}{T} e^{1 - \frac{8t}{T}} \quad (7)$$

ここで、 P は作用する爆轟力を、また A は火薬種から

表-1 解析に用いたコンクリートの物性

Properties	Value
Density	2,700kg/m ³
Young's modulus	400Gpa
Poisson's ratio	0.2
P-wave speed (c_p)	4,000m/s
S-wave speed (c_{min})	2,500m/s

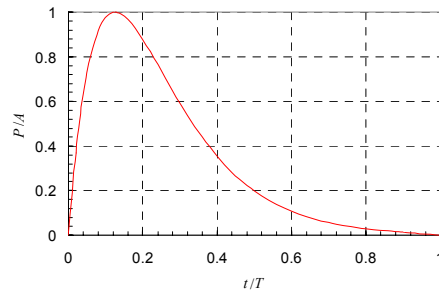


図-5 爆轟の経過時間と爆轟力の関係

定まる最大爆轟力を示す。なお、 t は点火からの経過時間を示すものである。

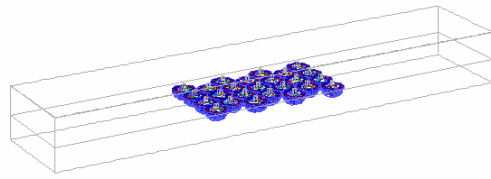
4. 爆破解体シミュレーション結果

(1) エネルギー・応力波伝播の検討

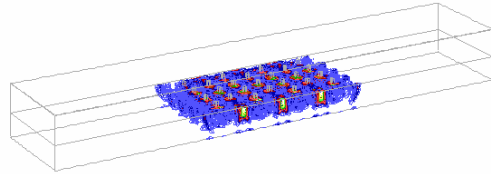
上述のモデルを用いて、爆轟による応力伝播のみを評価するシミュレーションを実施した。したがって、ここでのシミュレーションは式(6)で示される損傷状態を考慮しないものとする。

図-6, 7に供試体下部に投影した運動エネルギーとポテンシャルエネルギー(爆轟エネルギー)の伝播状況を示す。図-6, 7において 0.43×10^{-4} sec時のエネルギー分布は、爆轟途中の分布を示し、他は爆轟終了後のエネルギー分布を示している。図-6, 7に示されるように、ポテンシャルエネルギーは爆轟作用中に最大値を示し、爆轟終了後はほとんど伝播することなく、減衰していく。これは、ポテンシャルエネルギーが、逐次、運動エネルギーに変換されるためであり、変換された運動エネルギーは供試体にひずみを発生させながら波として伝播する。このひずみに伴い発生する応力が、供試体の破壊を誘起することとなる。したがって、供試体に発生するひずみを装薬量や秒時差などにより制御することで、特定箇所のみを破壊したり、不要な範囲に損傷を及ぼさない高精度制御爆轟が可能となる。

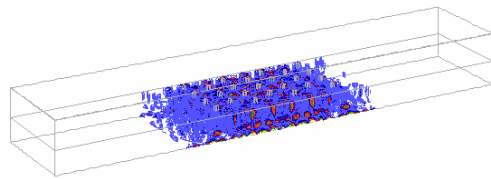
また、運動エネルギーは 1.47×10^{-4} sec頃に発破孔部で最大の値を示し、その後供試体中を伝播しつつ減衰していく。このとき注目すべきは図-6(c)のように供試体表面付近で高いエネルギー領域が形成されることである。



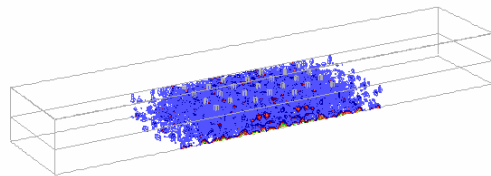
(a) $0.43 \times 10^{-4} \text{sec}$



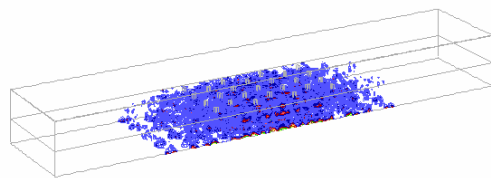
(b) $1.47 \times 10^{-4} \text{sec}$



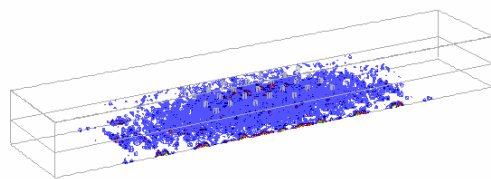
(c) $2.46 \times 10^{-4} \text{sec}$



(d) $3.45 \times 10^{-4} \text{sec}$



(e) $4.33 \times 10^{-4} \text{sec}$



(f) $7.02 \times 10^{-4} \text{sec}$

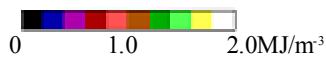
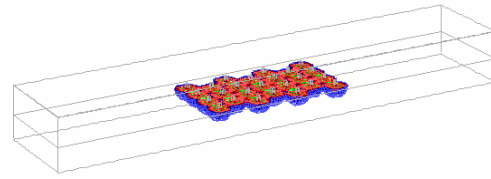
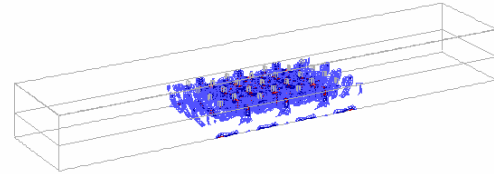


図-6 点火後の運動エネルギー伝播

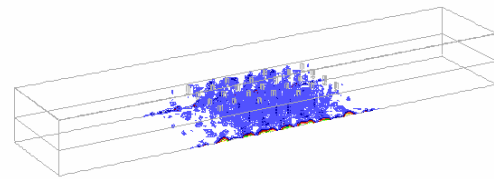
これは先に供試体表面まで達した運動エネルギーが供試体表面で反射し、遅れて伝播したエネルギーと重ね合うことで形成される。したがって、重ね合わせによる高いエネルギー域を、人為的に形成することができればエネルギーが重ね合う位置にのみ爆破を誘導することも可能となる。



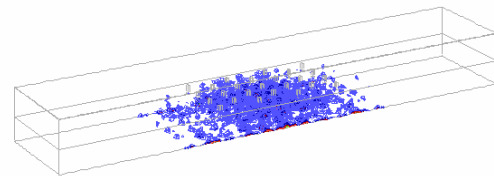
(a) $0.43 \times 10^{-4} \text{sec}$



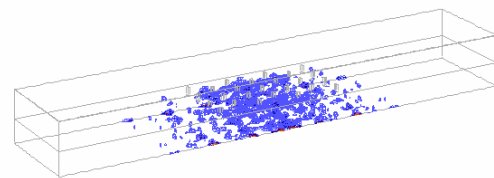
(b) $1.47 \times 10^{-4} \text{sec}$



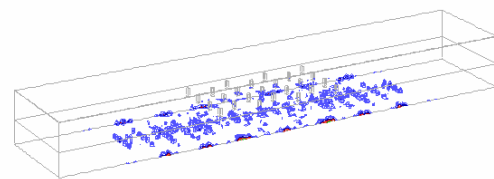
(c) $2.46 \times 10^{-4} \text{sec}$



(d) $3.45 \times 10^{-4} \text{sec}$



(e) $4.33 \times 10^{-4} \text{sec}$



(f) $7.02 \times 10^{-4} \text{sec}$

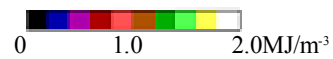


図-7 点火後のポテンシャルエネルギー伝播

このようなエネルギー伝播の結果として現れる応力伝播の状況を示したものが図-8であり、図-6, 7と同様に供試体下部に八面体せん断応力の分布を投影した。図-8(a)に示すように、 $t=0.43 \times 10^{-4} \text{sec}$ の爆轟途中では発破孔を連結するように比較的大きな八面体せん断応力の領域(3.5 ~ 4.0MPa)が形成される。この領域は各発破孔

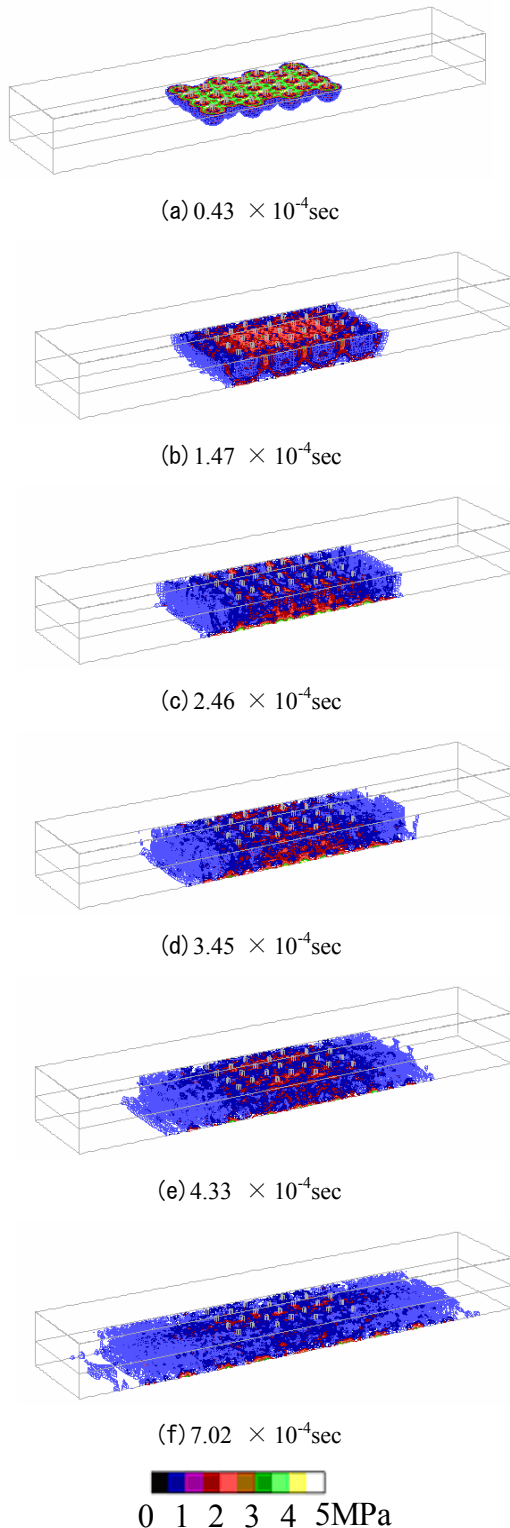


図-8 点火後の八面体せん断応力伝播

の爆轟により生じた応力波が相互に合成することで形成されたものである。

この合成領域は図-8(b)に示されるように、応力レベルを減じながら球状に伝播する。図-8(b)の状態では、発破孔部とこの合成領域だけが2MPa以上の応力レベルを示す。

さらに時間が経過すると、発破孔部の応力レベルは低下し、応力波の合成領域も不確かなものとなるが、供試体壁面付近で新たな応力の合成領域が形成され、2MPa以上の応力レベルを呈する(図-8(c))。この応力波合成は運動エネルギーと同様に供試体表面で反射した応力波と遅れて到達した応力波が合成することで形成され、時間の経過とともに供試体表面付近を供試体軸方向に伝播していく。このことから、爆轟により形成される供試体破壊域は、供試体内部と供試体表面で異なることが予想される。

(2) 破壊領域の検討

上記と同一条件で、式(6)で示される損傷状態を考慮したシミュレーションを実施した。なお、ここでの損傷状態は供試体コンクリートの引張破壊強度を $\sigma^t=5\text{MPa}$ としたものである。図-9に損傷領域の伝播過程を示す。また、図-10には最終状態 $t=7.02 \times 10^{-4} \text{sec}$ における、上・下部表面、ならびに上部から250mm、500mm、750mmの水平断面内損傷分布を示す。

式(6)で示される破損状態は0か1の二値しか取らないが、図-9では描画時の空間補間の関係から0.9程度の損傷状況が現れることがあるが、これは当該領域のほとんどで引張強度を超える最大主応力が発生していることを示すものである。また、応力波の伝播先端部では0.2や0.1程度の破損状況が現れる。これも当該領域の一部が引張強度を超えたものと評価される。

図-9に示されるように、当該のシミュレーションでは爆轟による応力波が伝播した領域のほとんどが供試体コンクリートの引張強度を超える結果となった。これは、爆轟力が過大であるものと判断される。

一方、図-10をみると損傷域の広がりが見出しに示した供試体爆破状況スケッチと分布・寸法ともに非常に良い一致を示しており、当該解析コードにより工学的に十分な精度の爆破予測が可能であると判断する。なお、解析では供試体表面の反射に影響されたと思われる損傷域の広がりが確認されるが、爆破解体実験後の供試体観察(図-3)ではこれを確認することができなかった。

また、図-9では上部表面から800mm付近で断面中央部を突き抜けるような損傷領域が広がっている。当該位置の水平断面損傷分布は図-11のようなものであり、当該損傷域は飛び地状を成す。このような飛び地状損傷域は、爆破孔からの応力波伝播のみにより形成されるとは考えがたく、供試体表面で反射した応力波とこの近傍で合成することで損傷域が形成されたと考えることが妥当と思われる。残念ながら、爆破解体実験後の供試体観察からはこのような飛び地状の破損領域の存在は確認され

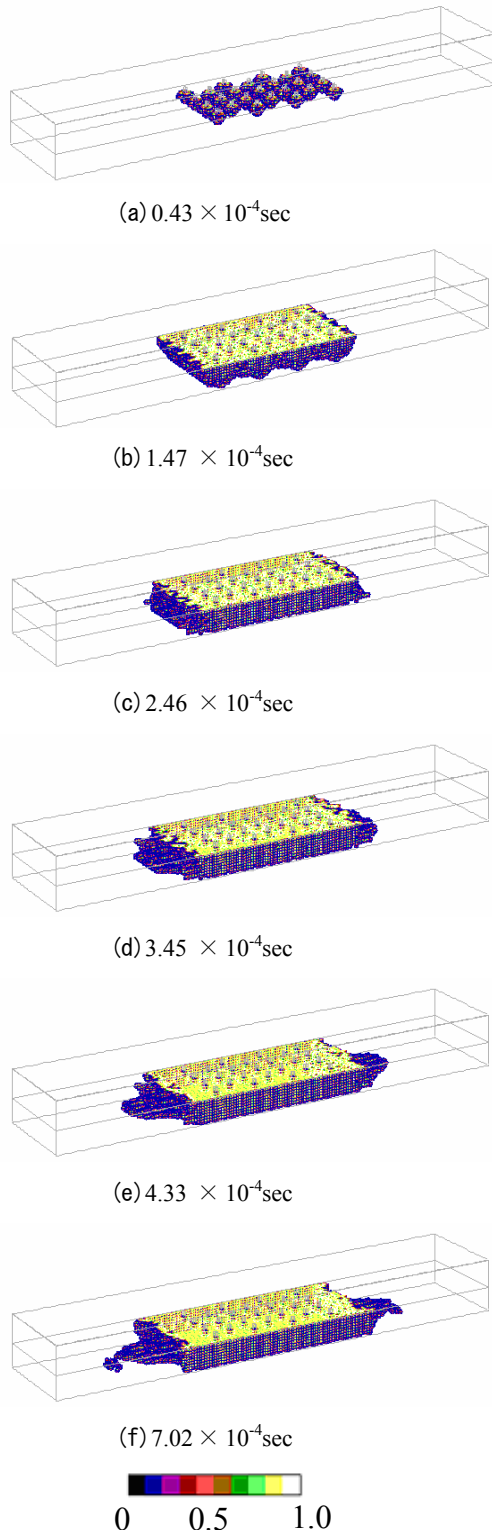


図-9 点火後の破壊領域伝播

ていない。

5. まとめ

有限差分法と破壊力学に基いた弾性応力波伝播とその相互作用に関する3次元数値解析コードを開発し、爆破

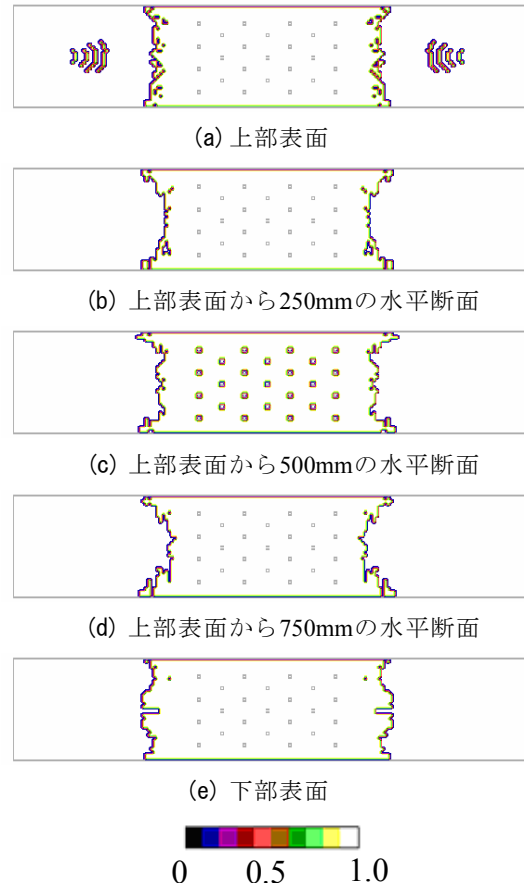


図-10 点火後の破壊領域伝播



図-11 上部表間から800mmの水平断面内破壊領域

解体実験結果との比較を行った。その結果、工学的に十分な精度で爆破の影響を評価できるものと判断した。

謝辞： GAIA_Blasting の開発に当たり神戸大学自然科学系先端融合研究環都市安全研究センター上西幸司准教授には、懇切なご指導と深甚なるご尽力を賜りました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Uenishi, K. and H.P.Rossmannith ; SWIFD 2D Wave Simulator and User's Manual, SWIFD Development Center, Vienna/Kobe, 1995
- 2) Cho, S.H ; Dynamic fracture process of rock and its application to fragmentation control in blasting, 北海道大学博士論文, 2003
- 3) 林雅博, 廣茂実, 鷹鷲智司 : PC 橋を「発破」で解体 - 国道41号線旧不動橋 -, 土木施工, pp.86-91, 2003

荻野凝灰岩の強度特性に及ぼす封圧の影響

Effect of Confining Pressure on Strength Characteristic of Ogino Tuff

高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI

黒川 幸彦 YUKIHIKO KUROKAWA

本研究では、荻野凝灰岩を試料として用い、封圧を種々変えた三軸圧縮試験を実施して荻野凝灰岩の強度特性に及ぼす封圧の影響を検討した。三軸圧縮試験における制御にはカスケード制御を採用し、破壊後の挙動も精度良く評価した。実験から得られた軸差応力-軸ひずみ関係から、荻野凝灰岩の強度は、封圧の増大に伴い大きくなることを示した。また、その破壊挙動が封圧の増大とともに脆性的挙動から延性的挙動へと遷移することを明らかにした。

キーワード：凝灰岩、三軸圧縮試験、封圧、強度特性

The study conducted a series of the triaxial compression tests on the Ogino tuff specimen under the various confining pressures to investigate the confining pressure effect on the strength characteristic of the Ogino tuff. The triaxial compression tests were controlled by the cascade method and the post-failure behavior could be evaluated with high accuracy. The deviator stress-axial strain relationships obtained from the tests showed that the strength of the Ogino tuff increased according to the increment of the confining pressure. The test results also indicated that the failure mode changed from the brittle failure to the ductile failure as the confining pressure increased.

Key Words: Tuff, Triaxial Compression test, Confining Pressure, Strength Characteristic

1. はじめに

近年、産業廃棄物処分、LPG および LNG 等の地下貯蔵、高レベル廃棄物の地層処分、ならびに輸送空間等としての地下空間利用の必要性が高まっている。このような地下岩盤の長期的な利用については、その設計や健全性の評価が非常に重要であり、そのための岩石のクリープ特性や強度特性の評価のための検討が実施されている。しかしながら、それらの多くは硬岩に関するものであり、堆積型の軟岩の長期安定性や強度特性に関する研究の実施例は少ない。

堆積型の軟岩の力学特性に関する既往の研究として、例えば、松木ら¹⁾は、間隙水圧が堆積岩の強度特性に与える影響を検討し、そのメカニズムを明らかにすることを目的として、荻野凝灰岩と来待砂岩を用いて三軸圧縮試験および圧裂引張試験を実施した。その結果、これらの堆積岩は、封圧の増大に伴い最大軸差応力が大きくなることを示した。また、片岡ら²⁾は、荻野凝灰岩を供試体に用い、封圧を種々変えた三軸圧縮試験を実施し、その力学的挙動について考察している。その結果、破壊挙動が封圧の増大に伴い脆性的な挙動から延性的な挙動に

遷移することを明らかにした。

これらは軟岩の力学特性に関する研究例であるが、岩石の力学特性に関する研究事例全般においては、その多くが硬岩に関するものであり、堆積型の軟岩の長期安定性や強度特性に関する研究の実施例は少ない。したがって、軟岩についてもさらなる基礎データの蓄積が重要であると考えられる。

本研究では、荻野凝灰岩を用いて封圧を種々変えた三軸圧縮試験を実施し、堆積岩の強度特性に与える封圧の影響について検討した。

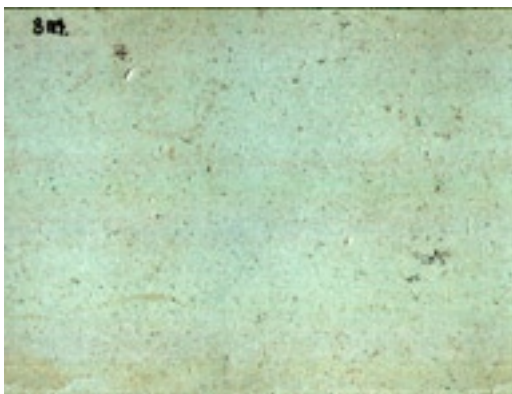
2. 実験概要

(1) 岩石試料

実験に用いた岩石試料は、福島県耶麻郡高郷村産の荻野凝灰岩である。荻野凝灰岩はそのほとんどが火山ガラス片から構成され、その他の構成要素は石英、長石類、黒雲母等である。火山ガラスは続成作用および変成作用によって沸石化している。沸石はモルデン沸石（モルデナイト）が主で、多少の斜プチロル沸石（クリノプチロライト）を伴っている。変質した火山ガラスの周縁部に



(a) 円柱供試体



(b) 周面状況

写真-1 供試体の状況

表-1 荻野凝灰岩の物理特性

乾燥密度 (g/cm ³)	湿潤密度 (g/cm ³)	空隙率 (%)
1.61	1.91	30.4

表-2 荻野凝灰岩の動的特性

P波速度 (km/sec)	S波速度 (km/sec)	動的 ポアソン比	動的 ヤング率 (MPa)
2.65	1.74	0.12	11,160

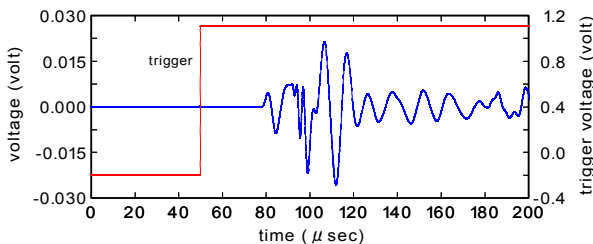


図-1 パルスと応答波形の時刻歴変化



写真-2 三軸圧縮試験装置 (MTS815)

は、微量のモンモリロナイトが生じており、火山ガラス間は沸石およびモンモリロナイトによって膠結されている¹⁾。一般的に、荻野凝灰岩は、石塀や灯籠などに使われている。

表-1 に、本実験に用いた荻野凝灰岩の物理的特性、表-2 に P 波速度、S 波速度、動的ポアソン比および動的ヤング率を示す。なお、表中の値は 3 試料で計測した値の平均値である。写真-1 に荻野凝灰岩の円柱供試体、およびコアスキャン装置を用いて撮影した周面状況を示す。

ここで、弾性波速度試験は JIS A 1127 に準じて以下のように実施した。すなわち、振動子には共振周波数が 1MHz、平面寸法が 20mm×20mm のセラミック製のものを用いた。これを供試体端面にエレクトロニックワックスを用いて貼り付けた。パルス波形に関して、出力電圧は 100Vp-p、繰返し時間は 100msec とした。受信波形に関して、アベレージングは 1,000 回実施し、サンプリング時間は 10nsec とした。データサンプリング数は、1 波形につき 5,000 データとした。なお、プリアンプ等は使用していない。一例として、パルスと応答波形の時刻歴変化を図-1 に示す。

表-1 より、荻野凝灰岩は、乾燥密度が 1.61g/cm³ と小さく、空隙率が約 30% と大きいことが特徴的である。

なお、P 波速度および S 波速度の供試体間のばらつきは 5% 以下と小さかった。

(2) 三軸圧縮試験の概要

a) 三軸圧縮試験装置

三軸圧縮試験装置には、写真-2 に示す MTS 社製の MTS815 を用いた。本試験装置は、図-2 に示すように載荷フレーム、軸アクチュエータ、圧力容器、封圧発生装置、間隙圧発生装置、制御装置および制御コンピュー

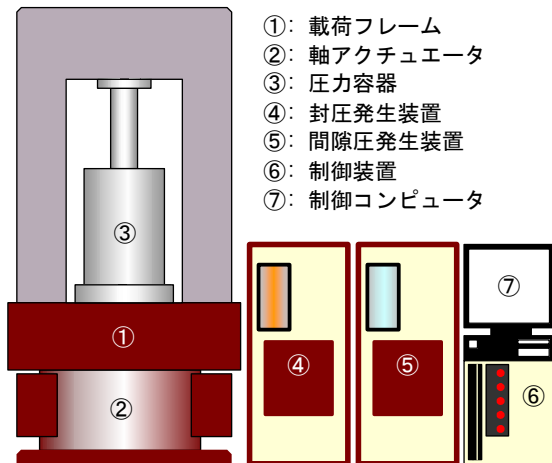


図-2 三軸圧縮試験装置 (MTS815) の構成

表-3 三軸圧縮試験装置 (MTS815) の諸元 (最大値)

軸荷重 (kN)	封圧 (MPa)	間隙圧 (MPa)	供試体寸法 (mm)
4,600	100	100	φ 100×200

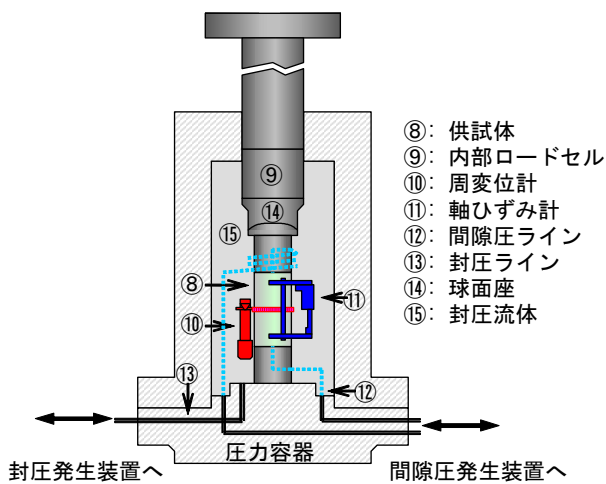


図-3 圧力セル内のセットアップ

タで構成される。制御系はデジタルサーボシステムで構成されているため、精度の高い制御が可能である。表-3に、本試験装置の諸元を示す。

図-3 は、圧力セル内に供試体をセットした状況を模式的に示したものである。また、写真-3 に、軸ひずみ計および周変位計を供試体に取り付け、これを圧力セル内に設置した状況を示す。

b) 制御方法

ISRM の指針³⁾などによると、岩石の一軸圧縮試験および三軸圧縮試験は、原則として応力速度が一定になるように制御する。この場合、破壊後領域（ピーク強度以降）において、試験機は供試体を一気に载荷してしまうため、この領域の完全な応力-ひずみ特性を把握するこ

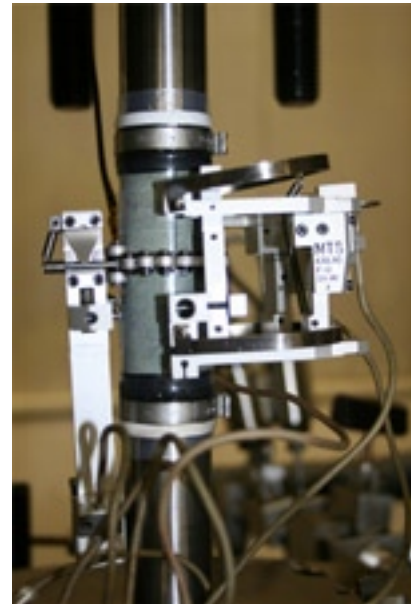


写真-3 軸ひずみ計と周変位計の設置状況

とはできない。岩石試験で得られた変形特性や強度特性をもとに、地下岩盤構造物の設計が行われているが、解析手法の進展に伴って、岩石試験における破壊後特性などが重要となってきた。試験機の剛性が低い場合や、クラスIIの岩石を試験する場合は、破壊後領域で完全な応力-ひずみ特性が得られないため、周ひずみ速度制御⁴⁾、応力帰還法⁵⁾、AE制御⁶⁾などの試験法が開発された。これにより試験は可能となったが、応力速度が一定とはならないため、ISRMなどの指針に基づく従来の試験結果に強度などが一致しないという問題点がある。

そこで、木山ら⁷⁾は、従来の試験法を満足し、さらに破壊後変形挙動まで計測することを目的として、ダブルループ制御（以下、カスケード制御とよぶ）による三軸圧縮試験法の開発を行った。本実験は、このカスケード制御により実施した。以下に、その制御方法について述べる。

図-4 (a) および (b) に、サーボループ制御とカスケード制御の制御系ブロック図を示す。

通常、破壊後の変形挙動を計測する場合は、供試体に巻き付けたチェーン式の周変位計の出力をフィードバックして、周ひずみ速度が一定となるように制御している。周ひずみ速度制御では、周変位計の出力がセンサーフィードバックとして入力され、ランプ波形がプログラムコマンドとして入力される。また、応力速度制御の場合には、ロードセルの出力がセンサーフィードバックとして入力され、プログラムコマンドとしては同様にランプ波形が入力される。

これに対して、カスケード制御は図-4 (b) に示すようにループが二重になっており、例えば今回の実験では、

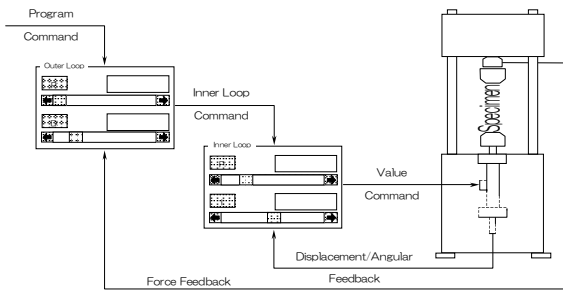
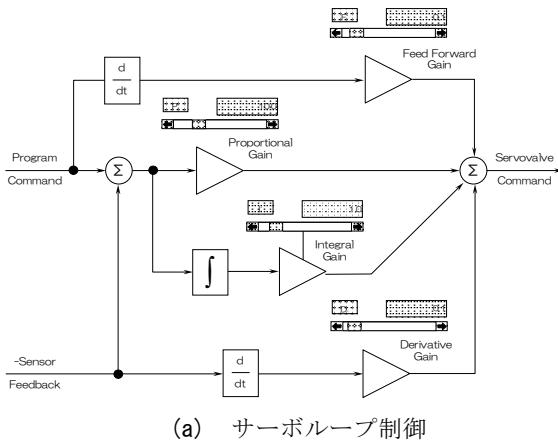


図-4 制御系のブロック図

インナーループに周変位計、アウトーループに内部ロードセルの信号がフィードバックされる。この場合、基本的に、軸アクチュエータの制御はインナーループの周変位計によって制御されることになる。通常の周ひずみ速度制御のサーボコントロールにおいて、プログラムコマンドとして与える周ひずみ速度を速くすれば結果として応力速度も速く、周ひずみ速度を遅くすれば応力速度も遅くなる。すなわち、コマンドとして与える周ひずみ速度を試験中に変化させると、これに対応して応力速度も変化することになる。そこで、アウトーループからインナーループにコマンドとして与える周ひずみ速度を、応力速度が一定になるように変化させれば、あくまで軸アクチュエータは周変位計で制御されながら、応力速度が一定となる試験が可能となる。

このカスケード制御により、ピーク強度までは応力速度が一定に制御される。そして、ピーク強度を超えると応力速度を一定に制御できなくなり、アウトーループはインナーループに対して、最大の周ひずみ速度を要求して試験が進行する。したがって、きわめて短い時間で破壊後の制御は進行するが、あくまで周変位計の信号により制御されるため、破壊後の変形挙動が観測することが可能となる。

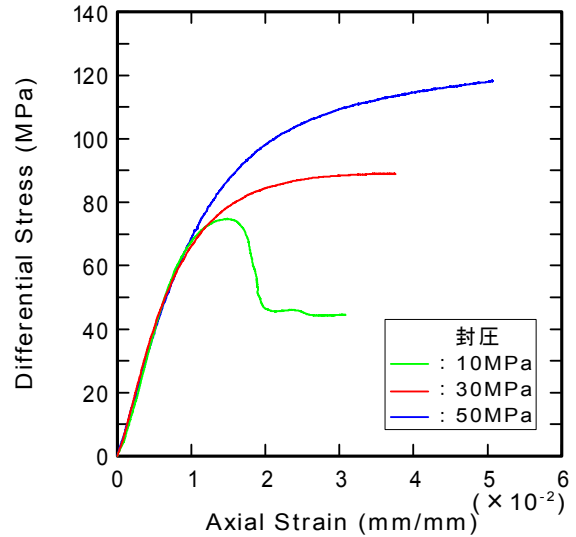


図-5 軸差応力-軸ひずみ関係

c) 供試体概要と試験手順

供試体には、温度 50℃の乾燥炉の中で十分に乾燥させた試料を用いた。供試体は円柱形状で、その寸法は各供試体で若干異なるものの、ほぼ直径 30mm、高さ 75mm である。

試験手順は、以下のとおりである。まず、供試体に上下エンドキャップをセットし、テフロン製の熱収縮チューブで全体を被覆した。次に、これを圧力容器内にセットし、軸荷重 0.3~0.5kN を載荷した状態で圧力容器の蓋を閉じ、封圧流体を注入した。その後、封圧を 0.1MPa/sec の昇圧速度で所定の値まで昇圧し、約 1 時間保持した。なお、昇圧時に断熱圧縮により温度が上昇するが、ここで 1 時間保持することにより供試体温度を室温 (約 25℃) まで戻し、載荷試験中に温度変化が生じないように留意した。

その後、載荷速度 100MPa/hr で前述したカスケード制御による載荷試験を実施した。なお、設定した封圧は、10MPa、30MPa および 50MPa である。

3. 実験結果

(1) 軸差応力-軸ひずみ関係

図-5 に、軸差応力-軸ひずみ関係を示す。図より、封圧 10MPa の結果は、軸ひずみが 1.5% で軸差応力が最大値 74.7MPa を示し、その後軸ひずみの増大に伴い軸差応力が急激に低下するという脆性的な挙動を示している。軸差応力低下直後である軸ひずみ 2% における強度は 46MPa 程度であり、さらに載荷を進めても軸ひずみの増大に伴う軸差応力の明確な低下は認められず、軸ひずみ 3% における残留強度は 45MPa であった。供試体の破

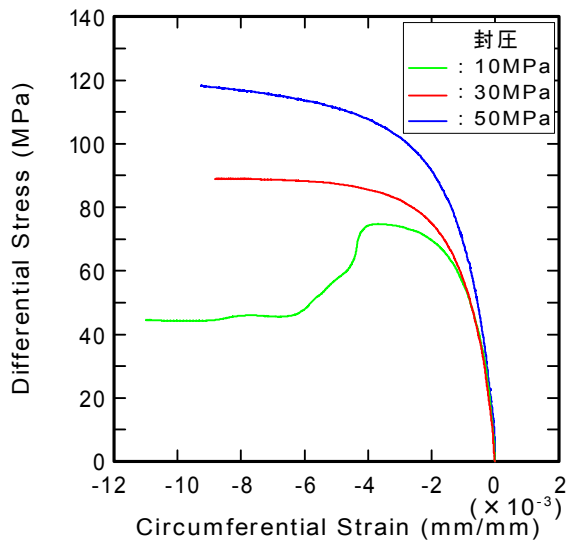


図-6 軸差応力-周ひずみ関係

壊状況は、明確なせん断破壊面が生じるものであった。これに対して、封圧 50MPa の結果は、軸ひずみの増大に伴い軸差応力も増大するという延性的な挙動を示すことが明らかである。供試体の破壊状況も封圧 10MPa の場合とは異なり、供試体上下部位置に破砕帯が生じ、ここに集中的に割れ目が多数形成されるものであった。一方、供試体中央部には明確な変化は認められなかった。封圧 30MPa の結果は、封圧 50MPa の結果と同様に延性的な挙動となるが、軸ひずみの増大に伴う軸差応力増加の割合が、封圧 50MPa の場合と比較して小さいことが認められた。

前述した片岡ら²⁾は、荻野凝灰岩を供試体に用い、封圧を 0.1MPa, 5MPa, 10MPa, 20MPa, 40MPa, 60MPa および 80MPa と段階的に変えた三軸圧縮試験を実施し、その力学的挙動について考察した。その結果、軸差応力-軸ひずみ関係から、封圧 20MPa まではひずみ軟化型の脆性的な破壊挙動となり、封圧 40MPa 以上ではひずみ硬化型の延性的破壊挙動となることを示している。このことは、本実験結果と整合するものである。また、軸差応力-軸ひずみ関係が、封圧 40MPa までは封圧の増加に伴い同一の軸ひずみに対して軸差応力が大きくなる、すなわち、軸差応力-軸ひずみ曲線の位置が高くなる履歴形状となるのに対し、封圧 60MPa ではこの関係が逆転することを示している。本実験結果における軸差応力-軸ひずみ関係は、封圧の増大に伴い軸差応力が大きくなる履歴曲線となっており、このような逆転現象は認められない。

この差異の要因の一つとして供試体の含水状況の違いが考えられるが、文献においては供試体の含水状況は不明である。

ここで、供試体の含水状態が強度特性に与える影響について、瀬良田ら⁸⁾は、珪藻土（空隙率=71.7%）、大谷石（空隙率=42.5%）およびペレア砂岩（空隙率=18.3%）等の堆積軟岩を対象として封圧を種々変えた三軸圧縮試験を実施し、湿潤試料と乾燥試料での強度特性の差異を調べた。その結果、堆積軟岩のような特に空隙率の大きな岩石では、湿潤試料と乾燥試料を比較した場合、強度は約 10%~50%程後者の値が大きいことを示している。また、松木ら¹⁾は、荻野凝灰岩の湿潤試料と乾燥試料を用いた一軸圧縮試験および三軸圧縮試験を実施し、大気圧下における湿潤試料の最大軸差応力が、乾燥試料のその 60%まで低下することを示している。これらのことから、供試体の含水状態によって強度特性が大きく異なることがわかる。

本研究では、乾燥状態の供試体を対象としていることから、今後湿潤状態の試料を用いた実験も行い、含水状態が強度特性に与える影響についても明らかにする必要があると考える。

以上のことから、荻野凝灰岩の破壊挙動は、封圧の増大とともに脆性的挙動から延性的挙動へと遷移することが明らかとなった。片岡ら²⁾は、前述した実験結果から、荻野凝灰岩の封圧の増大に伴う強度の増加が通常の岩石と比較してあまり大きくなく、その原因がこの破壊挙動によるものと考察している。本実験結果も、これに整合するものである。

(2) 軸差応力-周ひずみ関係

軸差応力-周ひずみ関係を図-6 に示す。脆性的な破壊挙動を示す封圧 10MPa の結果は、周ひずみが 0.38%で最大軸差応力に到達し、その後軸差応力の急激な減少とともに周ひずみが増大している。一方、延性的な破壊挙動を示す封圧 30MPa および 50MPa の結果は、封圧 10MPa のそれと比較して、周ひずみ発生量が小さい。これは、封圧 10MPa では明確なせん断破壊面でのすべりが生じたのに対し、他の封圧における破壊挙動がそのようなすべり面が生じていないことに起因するものと考えられる。

(3) 軸差応力-体積ひずみ関係

図-7 は、軸差応力-体積ひずみ関係を示したものである。封圧 10MPa の結果をみると、体積ひずみは軸差応力の増大に伴い直線的に収縮側に増加する。そして、最大軸差応力到達後は、体積ひずみがそれほど変化しない状態で軸差応力が急激に減少するという挙動となっている。一方、封圧 30MPa および 50MPa の結果は、いずれも軸差応力の増大に伴い収縮側の体積ひずみが漸増する

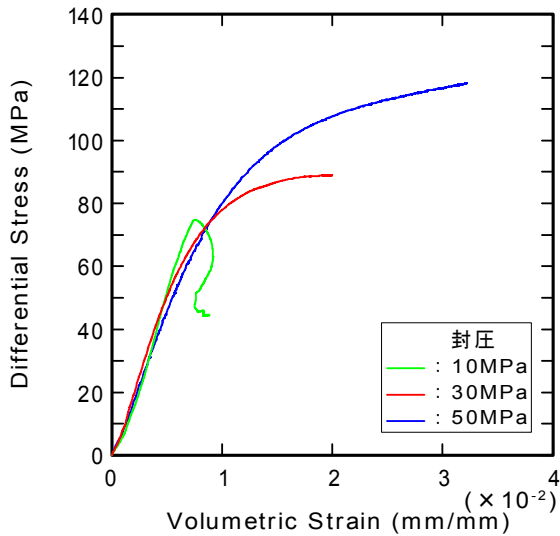


図-7 軸差応力-体積ひずみ関係

という挙動を示している。

4. おわりに

当社では、1992年にMTS815を導入以来、さまざまな岩石試験を行ってきた。

今回、堆積岩の強度特性に与える封圧の影響を明らかにすることを目的とし、荻野凝灰岩を用いて封圧を種々変えた三軸圧縮試験を実施した。

以下に、本研究で得られた知見をまとめる。

- ① 荻野凝灰岩の強度は、封圧の増大に伴い大きくなる。
- ② 荻野凝灰岩の破壊挙動は、封圧の増大とともに脆性的挙動から延性的挙動へと遷移する。
- ③ 脆性的な破壊挙動を示した封圧 10MPa の周ひずみの発生量は、延性的な破壊挙動を示す封圧 30MPa および 50MPa のそれよりも大きい。
- ④ 封圧 10MPa の場合、体積ひずみは軸差応力の増大に伴い直線的に収縮側に増加する。そして、最大軸差応力到達後は、体積ひずみがそれほど変化しない状態で軸差応力が急激に減少する。
- ⑤ 封圧 30MPa および 50MPa における体積ひずみは、いずれも軸差応力の増加に伴い収縮側に増大する。

謝辞：本研究は、独立行政法人産業技術総合研究所からの受託試験の一環として実施したものです。ご指導いただいた独立行政法人産業技術総合研究所 楠瀬勤一郎博士、奥山康子博士に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 松木浩二, 坂口清敏, 奥村清彦: 堆積岩の強度に及ぼす間隙水圧の影響, 資源と素材, Vol.114,

pp.895-900, 1998.

- 2) 片岡浩志, 佐野修, 荻野正二: 三軸応力下の荻野凝灰岩の挙動, 日本鉱業会研究業績発表講演会講演要旨集, Vol.1986, pp.5-6, 1986.
- 3) International Society for Rock Mechanics. Committee on Laboratory Tests. Suggested method for determining the uniaxial compressive strength of rock material. Document No.1, first revision, 1977.
- 4) Hironori Kawakata, Akiyo Cho, Tamotsu Kiyama, Takashi Yanagitani, Kinichiro Kusunose, and Mitsuhiko Shimada: Three-dimensional Observations of Faulting Process in Westerly Granite under Uniaxial and Triaxial Conditions by X-ray CT Scan. Tectonophysics, 313, pp.293-305, 1999.
- 5) 大久保誠介, 何昌栄, 西松裕一: 日本鉱業会誌, Vol.103, pp177-181, 1987.
- 6) Lockner, D. A., Byerlee, J. D., Kuksenko, V., Ponomarev, A. & Sidorin, A.: Quasi-static fault growth and shear fracture energy in granite. Nature, Vol. 350, pp39-42, 1991.
- 7) 木山保, 楠瀬勤一郎, 長秋雄, 今福伸博: 破壊後の応力-ひずみ特性まで計測できる新しい定応力速度三軸圧縮試験法, 土木学会年次学術講演会講演概要集第3部(A) Vol.53, pp.740-742, 1998.
- 8) 瀬良田礼志, 竹原孝, 及川寧己, 島田英樹, 松井紀久男: 封圧下における堆積軟岩の強度特性に関する実験的研究, 資源・素材学会春季大会講演集, No.1, pp.157-158, 2006.

溶存メタンセンサーによる原位置メタン量測定

In-Situ Measurement of Dissolved Methane by Methane Sensor

山本 陽一 YOICHI YAMAMOTO
高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI
黒川 幸彦 YUKIHIKO KUROKAWA

地下水中に高濃度に溶解しているメタンガス測定が可能なセンサーを開発し、原位置メタン量測定に対する適用性について検討を進めた。開発したセンサーの室内性能試験を行い、応答性や測定精度に関する基本性能のほか、供給水量依存特性、メタンガス以外のガス混入による影響を明らかにした。また、幌延町において孔内原位置測定試験を実施し、精度の高い孔内地下水のメタンプロファイルを取得できた。

キーワード：メタンセンサー、溶存ガス、原位置試験、孔内試験、幌延

The sensor that can measure high concentrations of methane dissolved in underwater was developed and its applicability for in-situ measurement was investigated. Laboratory tests have been performed on the methane sensor and various capabilities such as responsiveness or accuracy of the sensor were cleared. Results of the in-situ borehole measurement tests, which were conducted in Horonobe, Hokkaido, high accuracy in acquiring methane profile of the underwater in the borehole was obtained.

Key Words: Methane Sensor, Dissolution Gas, In-Situ Test, Borehole Test, Horonobe

1. はじめに

一般に、堆積岩地域はメタンガスを包蔵していることが多い。特に、天然ガス田が分布している地域の地下利用においては、爆発災害を未然に防止する目的で、事前調査段階において地層中のメタン量を定量的に把握することが重要である。

地層内においてガスは地下水に溶解した状態で存在する。このため、ガス量やガス組成を正確に求めるためには、ガスの溶解が圧力と温度に依存することから、圧力を保持した状態で採取した試料に対して分析を行う必要がある。しかしながら、この方法では分析にいくつかの工程を経て時間を要することや、採水器の昇降過程で孔内水の乱れを生じさせるおそれがあり、連続的な測定には限界がある。したがって、地下水中に溶存しているガスを原位置で直接測定することが望ましいが、これに必要なセンサー開発は十分には進んでおらず、特に、深度数百メートル以上の高水圧下で高濃度に溶存しているメタンガスを対象とした場合には、測定可能なセンサーは存在しないのが実情である。

そこで、本研究は深度 1,000m に及ぶ水中に高濃度に溶存するメタンガス測定が可能なセンサー（溶存メタ

ンセンサー）を開発し、地下水中のメタンプロファイルの取得を目的とした調査やメタンガスの監視・モニタリング機器としての利用を想定した溶存メタンセンサーの適用性確認と原位置測定手法の確立を目指した研究開発を進めた。

本論文では、開発した溶存メタンセンサーの概要を示し、室内性能試験から明らかになったセンサーの諸性能について考察する。また、北海道幌延町において実施した孔内原位置試験結果を示し、ボーリング孔を利用した検層型の原位置測定に対するセンサー適用性について、取得した孔内メタンプロファイルとあわせて報告する。

2. 溶存メタンセンサーの概要

溶存メタンセンサーは、水中に溶存しているメタンガスを測定・検出することを目的に、CT&T社により開発されたセンサーである。本研究では、既存型の溶存メタンセンサーをベースにした試作品からはじめ各種試験を通して問題点^{1),2)}を明らかにし、構造の見直し等センサーの改良と開発を進めた。その概観を写真-1に示し、構造概略図を図-1に示す。



写真-1 溶存メタンセンサー概観

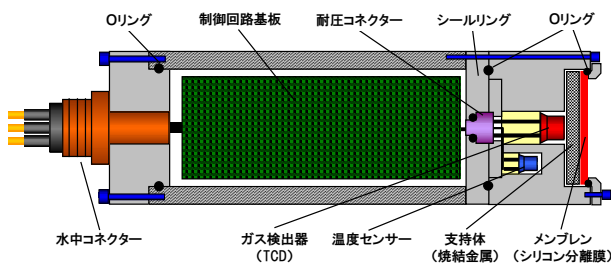


図-1 センサーの構造概略

その測定原理は、メンブレン（分離膜）を介して水中の溶存メタンガスを気化分離させ、分離したメタンガスをセンサー内のガス検出器で測定するものである。ただし、メンブレンには特殊シリコン製の高分子膜を使用しており、気体であればその種別によらず透過させる。ガス検出器には熱伝導率型の検出器（TCD）を用いている。また、深度 1,000m において飽和濃度相当の溶存メタンガスの測定を可能とするよう、測定レンジは 2mmol/l ~150mmol/l に設定した。

3. 溶存メタンセンサーの諸性能

(1) 試験装置

図-2 に試験装置の系統図を示す。この試験装置は、溶媒としての水に所定の圧力下でガスを溶解させる溶解槽、定流量ポンプ（max 99ml/min）、溶存メタンセンサーを設置する圧力容器を基本構成とし、径路中にはガス分析のための試料採取管、圧力容器内には温度圧力測定のための温度センサー、圧力センサー（max 10MPa）が配置されている。溶解槽には、ガスの溶解を効率的に行うためモータ制御の攪拌翼を取り付けている。一次圧はガスボンベから供給される。

径路中には油圧ポンプとアキュムレータから成る昇圧装置を備えており、ガスボンベからの供給によらない圧力容器内の昇圧を可能としている。各種センサー

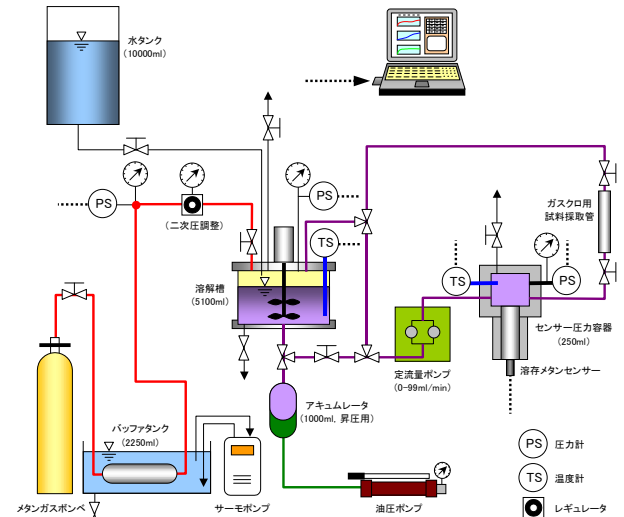


図-2 試験装置系統図

の出力はデータロガーを介してパソコンに自動収録される。圧力容器内への溶液の供給およびポンプ循環は、圧力容器内のノズル先端から溶存メタンセンサー検出部上面中央に向けて噴射する形で行われる。ノズル先端（内径 1.755mm）からセンサーメンブレンまでの高さは 15mm に設定している。

(2) センサー校正

図-3 に、センサー出力電圧とメタンガス圧力との関係を示す。試験はセンサーを圧力容器内に設置した状態で、容器内のメタンガス圧力を段階的に変化させて行った。校正は使用するガス検出器に対するものとなることから、センサーにメンブレンは取り付けず圧力容器にはドライ状態でガスを直接流入させて試験を行った。図から、ガス圧力が高くなるほどセンサー電圧は低下する傾向を示すことが分かる。したがって、使用している TCD 型のガス検出器はメタンガス圧力を測定することができる。

理想気体の法則にほぼ従う範囲で気体が液体にわずかに溶解する時、気体の液体への溶解はヘンリーの法則に従うことが知られている。一般に、ヘンリーの法則は溶液中の気体成分 A の濃度を c_A 、気相での気体成分 A の分圧を p_A とすると次式のように表される。

$$p_A = Hc_A \tag{1}$$

または、

$$c_A = \frac{1}{H} p_A \tag{2}$$

H : 2 相関の分配平衡定数（ヘンリー定数）

このことから、溶液中に溶解している気体の濃度もしくは物質量は気体の分圧に比例することが分かる。したがって、使用する検出器はセンサー内部に透過したメタンガス分圧を測定しているとすれば、気体の濃度と分圧は比例関係にあるので、センサー電圧 U_V とメタン分圧 p_M の関係に比例定数 K をかけることにより、溶液中に溶存するメタン濃度 c_M を表示することが可能になる。

$$c_M = Kp_M \quad (3)$$

まず、図-3 のメタン分圧とセンサー電圧に関する試験結果を回帰して次式を得た。

$$p_M = 365 \exp\left(-\frac{U_V}{0.654}\right) - 1.30 \quad (4)$$

p_M : メタン分圧[atm], U_V : センサー電圧[V]

気体の液体への溶解度は温度により変化するが、メタンガスの水への溶解度は既往の試験から表-1³⁾のように与えられている。 α は気体の液体への溶解度を表す Bunsen 吸収係数で、気体の分圧が 1atm の時の温度 t [°C] の溶媒 1ml に溶解する気体の体積[ml] を標準状態 (0°C, 1atm) に換算した値で表される。この関係について、図-4 に示すように次式で表される回帰式を得た。

$$\alpha = 1 / (4.769 \times 10^{-7} t^4 - 1.157 \times 10^{-4} t^3 + 5.500 \times 10^{-3} t^2 + 5.367 \times 10^{-1} t + 18.058) \quad (5)$$

溶存メタン濃度 c_M の単位をモル濃度[mmol/l] で表すとした場合には、式 (3) は次のように書き直される。

$$c_M = \alpha \frac{1000}{22.4} p_M \quad (6)$$

c_M : 溶存メタン濃度[mmol/l], α : 溶解度係数[ml], p_M : メタン分圧[atm]

式 (4) の検出器の電圧から求められるメタン分圧 p_M [atm] と式 (5) の溶解度係数 α から、メタンセンサーの校正値を与えることができる。なお、センサー電圧とメタン分圧の関係は検出器固有の値であり、式 (4) は本試験で使用したメタンセンサーの特性値を与えるものである。

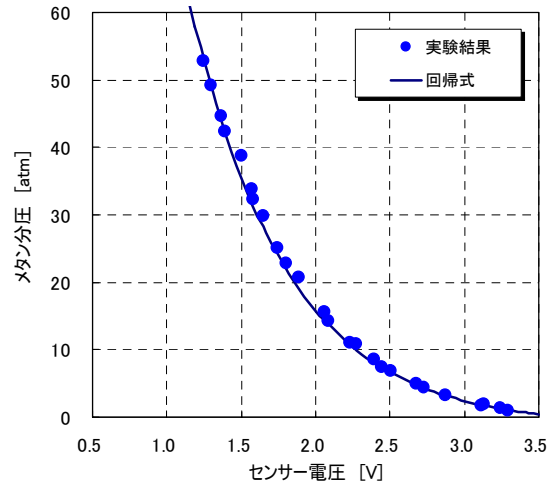


図-3 メタン分圧とセンサー電圧の関係

表-1 メタンガスの水に対する溶解度 (Bunsen 吸収係数)³⁾

t [°C]	0	10	15	20	25	30	40	50	60	70	80	90	100
$\alpha \times 10^2$	5.56	4.18	3.69	3.31	3.01	2.76	2.37	2.13	1.95	1.83	1.77	1.74	1.70

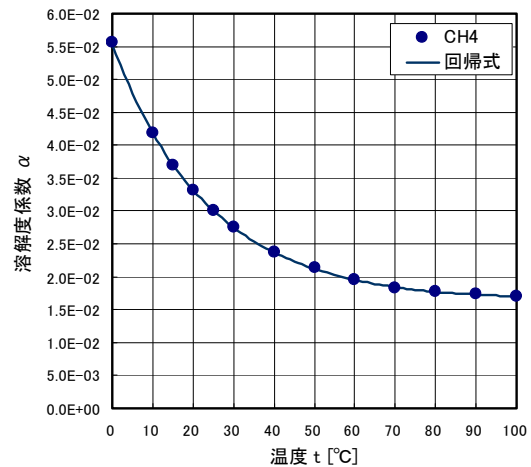


図-4 メタンガスの水に対する溶解度係数と温度の関係

(3) 応答特性

溶存メタンセンサーに対する典型的な試験結果を、図-5 に示す。試験は、あらかじめ溶解槽において所定の圧力条件で飽和状態までメタンガスを溶解させた溶液を、ポンプ水量 90ml/min の条件で循環させて行った。図-5 の例では、圧力容器内の圧力は試験開始から約 1.9MPa を維持しているが、測定開始時点の溶存メタンセンサー検知部のセンサーヘッド内圧力は大気圧状態にある。測定開始から徐々にセンサー内部にガスが透過されてセンサー内のガス分圧が高まりセンサーで計測される溶存メタン濃度は上昇していくことに

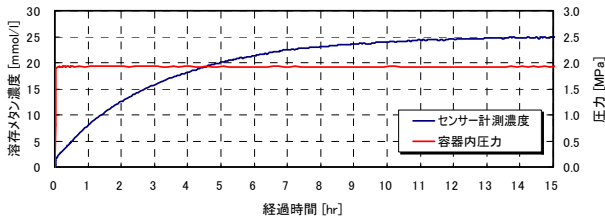


図-5 溶存メタンセンサーに対する典型的な試験結果

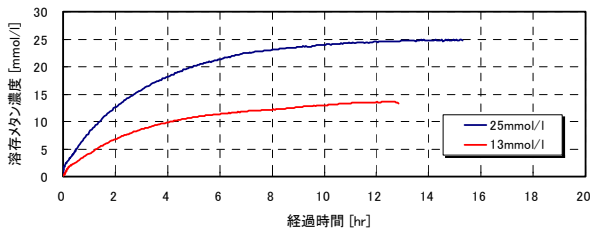


図-6 計測濃度と時間の関係

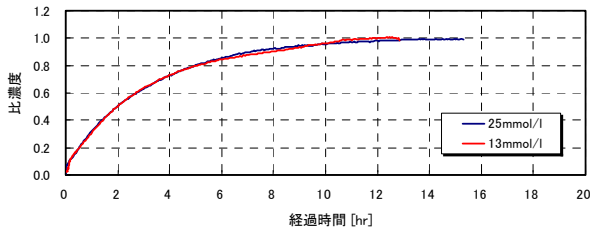


図-7 比濃度と時間の関係

なる。測定原理から、分離膜を境にしてセンサーの内と外の溶存メタン濃度が等しくなった時点で平衡状態となり定常な挙動を示すことになるが、図に示す結果からは、平衡状態つまり試験に供した溶液中の溶存ガス濃度の絶対量を示すまでには、13hr程度の時間を要していることが分かる。

図-6は、異なる溶存メタン濃度で実施した試験結果について計測濃度と時間の関係を示している。また、同図の計測濃度を平衡状態に至った時の濃度で正規化して比濃度に対して比較したものを、図-7に示す。比濃度に対する比較から、試験に供した溶液中の溶存メタン濃度に係らず、比濃度と測定時間の間には一義的な関係が存在していることが明らかである。このことは、センサーで計測される濃度変化がガス濃度またはガス分圧に比例していることを表している。

このような現象は分離膜の気体透過性と密接に関係しており、高分子膜の気体の透過が濃度勾配を駆動力として行われ、その移動速度は物質の拡散に関するフィックの法則に従い濃度勾配と比例関係にあるとして説明⁴⁾されることから理解することができる。

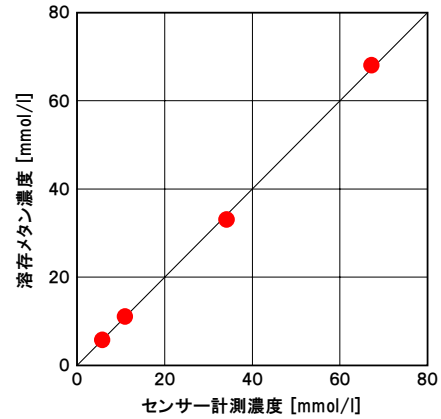


図-8 センサー計測濃度とサンプルガス分析結果の比較

(4) 測定精度

図-8に、平衡状態に至った時のセンサー計測濃度と試験時のサンプリング試料のガス分析結果より求めた溶存メタン濃度を比較して示した。両者の関係は1:1の良好な対応関係を示しており、センサーの測定値は溶存メタン濃度測定において高い測定精度を有していることが分かる。

(5) 水流の影響

図-9に、メタンガス飽和溶存状態の水を所定のポンプ水量で循環させ溶存メタンセンサーに対する水流の影響を調べた結果を示す。図から明らかなように、供給水流量が増加するほど測定時間は短くなる傾向を示す。

溶液中の希薄な成分が膜を透過する場合、液層側の膜表面近傍に存在する境界物質移動抵抗と呼ばれる抵抗が無視できなくなり、実際の透過速度は膜本来の透過速度より小さくなることが知られている。田中ら⁵⁾は同種の高分子膜に対して行った水中に溶存しているメタンガスの透過性に関する試験から、溶存メタンに対する透過係数は供給水流量の増加とともに増加し、流量の少ない範囲では比例的であることを明らかにしている。したがって、溶存メタンセンサーによる測定を効率的に行うためには膜表面に水流を供給する必要があることが理解される。

水流の影響を定量的に表すために、図-9の結果に対してポンプ供給水流量 90ml/min を標準 (1.0倍) として、それぞれの流量における試験結果の測定時間を縮小してこれに一致する時間倍率を、図-10のように求めた。図中の凡例がフィッティングした時間縮尺の倍率を示している。水流を供給しない場合の結果はその他の流量の結果と完全に一致させることができず、応答性状の違いが認められる。

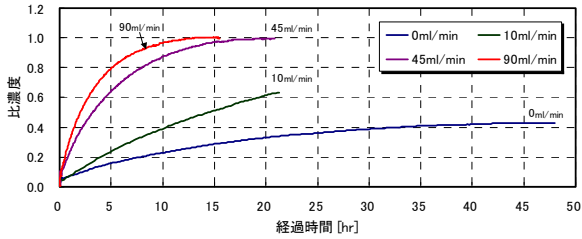


図-9 溶存メタンセンサーの応答に及ぼす水流の影響

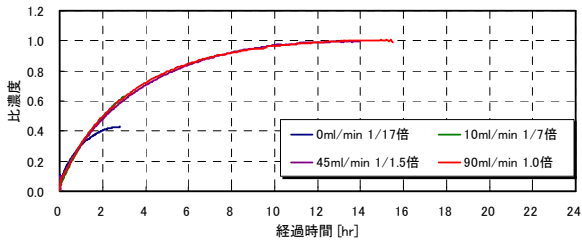


図-10 水流影響定量化のためのフィッティング結果

図-11 は、図-10 のフィッティングで得られた時間倍率を基に、水流 0ml /min の時間倍率を 1.0 としてそれぞれの水流における時間倍率を算定した結果とポンプ供給水流量の関係を示している。さらに、図-12 にノズル先端の断面積でポンプ供給水流量を除いた供給水流速と時間倍率の関係を示した。ここで示したポンプ供給水流量と流速はノズル先端での値であり、センサーメンブレン表面における実際の流量・流速を表すものではないことに注意する必要がある。フィッティングで得られた時間倍率は流量および流速とは正比例の関係にはないが、流量 90ml /min では水流を与えない場合に比べて測定時間は 1/17 倍と大幅に短縮されていることが分かる。

(6) メタン以外のガス混入による影響

溶存メタンセンサーに使用している分離膜は、溶液中の気体であればその種類を問わずにセンサー内に透過させる。本研究の溶存メタンセンサーにはメタン検出用に調整した TCD 型の検出器を用いているが、その原理上、メタン以外のガスが混入している場合にセンサー出力に及ぼす影響が懸念される。そこで、メタン、二酸化炭素、窒素の 3 種類のガスについて、ガス圧を変化させて検出器の出力変化を調べた。試験は、センサー校正方法と同様に、メンブレンを外したセンサーを圧力容器内に設置した状態でガスを直接流入させて行った。

図-13 は、これら 3 種類のガスそれぞれ 100% におけるガス圧（ガス分圧）と先の校正値から与えられるセンサーの出力濃度との関係を示している。ここで、溶

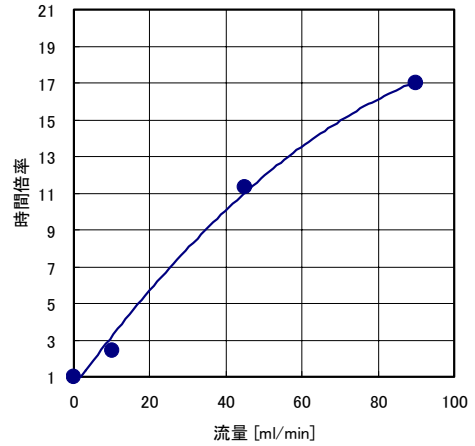


図-11 供給水流量と測定時間倍率の関係

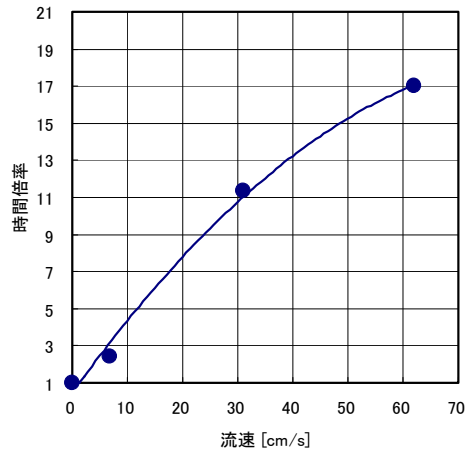


図-12 供給水流速と測定時間倍率の関係

存ガス濃度は、メタンガス 20℃での溶解を仮定している。メタンについては、式 (6) で表されるようにガス分圧と濃度には正の比例関係が成立している。これに対して、二酸化炭素と窒素ではガス分圧 20atm 程度まではセンサー出力の変化はほとんどなく、これ以上の分圧でセンサーへの影響が生じる結果となっている。同じ分圧において、二酸化炭素の方が窒素よりも影響の割合は大きい、いずれもメタンに比べると小さな出力に止まっている。ただし、メタン以外のガスについて出力された濃度は実際の濃度を表すものではないことに注意する。このように、メタンセンサーに使用している TCD 型の検出器は、測定の対象としているメタンガスに特化してその分圧を正確に測定できることが理解できる。

図-14 は、メタンと二酸化炭素が混合している状態での二酸化炭素分圧とセンサー出力濃度の関係を示している。試験は、圧力容器内をまずメタン 100%、10.8atm の状態にして、その後所定の混合率になるよう二酸化

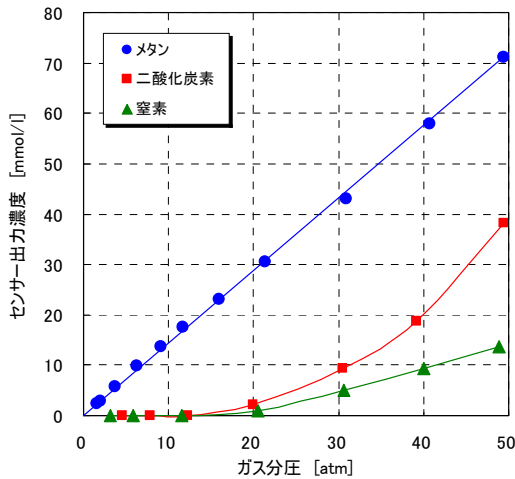


図-13 センサーの出力濃度に及ぼすガス種の影響

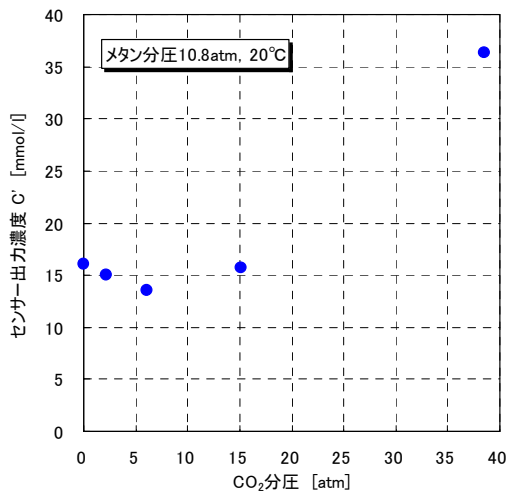


図-14 二酸化炭素混入によるセンサー出力濃度の変化

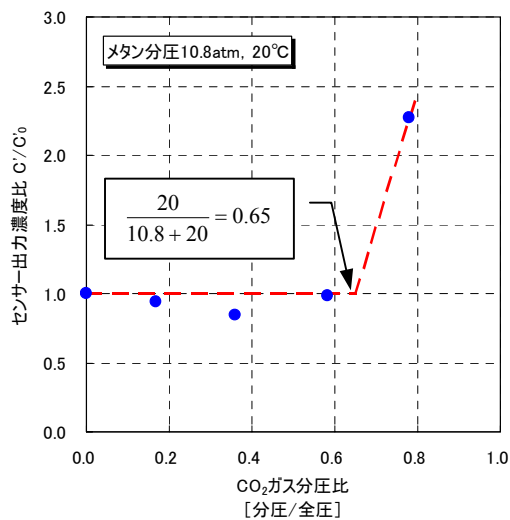


図-15 センサー出力濃度比と二酸化炭素分圧比の関係
(C₀' : メタン分圧 10.8atm の時のセンサー出力濃度,
C' : CO₂混入時のセンサー出力濃度)

炭素の圧力を徐々に上げて混入量を増加させるように行った。図-15 は初期のメタン 100%, 10.8atm の時の (二酸化炭素の分圧 0atm) 濃度 C₀' で正規化したセンサー出力 C' に対する濃度比 C'/C₀' と二酸化炭素の分圧比の関係に整理して示している。

センサーの出力濃度は二酸化炭素の分圧比が 0.6 まではほとんど変化しておらず、二酸化炭素混入による影響は生じていないと考えることができる。本試験条件において二酸化炭素の分圧が 20atm の時の二酸化炭素分圧比は 0.65 となるので、図-13 に明らかであったように、これ以下の二酸化炭素分圧比においては二酸化炭素混入による影響が生じない範囲になる。逆に、二酸化炭素分圧比が 0.65 を超えて二酸化炭素分圧比 0.78 の時のセンサー出力濃度比は、本来のメタン濃度の約 2.3 倍と二酸化炭素混入による大きな影響を認めることができる。ちなみに、二酸化炭素分圧比が 0.78 の時の二酸化炭素分圧は 38.5atm であり、この時のセンサー出力濃度 (図-14) はメタン、二酸化炭素それぞれの分圧に対して出力された濃度 (図-13) の単純和となっていることに気付く。

これらのことから、地下水中にメタン以外のガスが混入している場合でも、メタンが主体である場合には、メタン以外のガス混入による影響は少ないと考えられる。例えば、メタンガス 70%, 二酸化炭素が 30% の場合には、深度 700m までは二酸化炭素の分圧は最大でも 70atm×0.3=21atm となるので、図-13 の結果から数パーセントの誤差内に入るものと考えられる。

4. 孔内原位置試験

(1) 調査地の概要

試験は北海道幌延町の日本原子力研究開発機構 (以下、機構) が所有する試験孔 (HDB-5) において実施した。ここでは、機構により高レベル放射性廃棄物の地層処分技術に関する研究・開発の一環として、深地層科学に関する各種調査・研究のほか、図-16 に示すような地下 500m に及ぶ立坑と水平坑道から成る地下研究施設の建設が計画・実施されている⁶⁾。

また、これまでに実施された試験孔調査からメタンを主成分とするガスを胚胎する堆積岩の存在が明らかとなっている⁷⁾。このため、地下施設建設の安全管理や地下掘削に伴う周辺環境の変化、さらには地下水・物質移行特性等の深地層研究に対してメタンガスの存在による影響が懸念されており、地下水中のメタンガスを正確に測定してこれらの懸念に反映させることが求められていた。

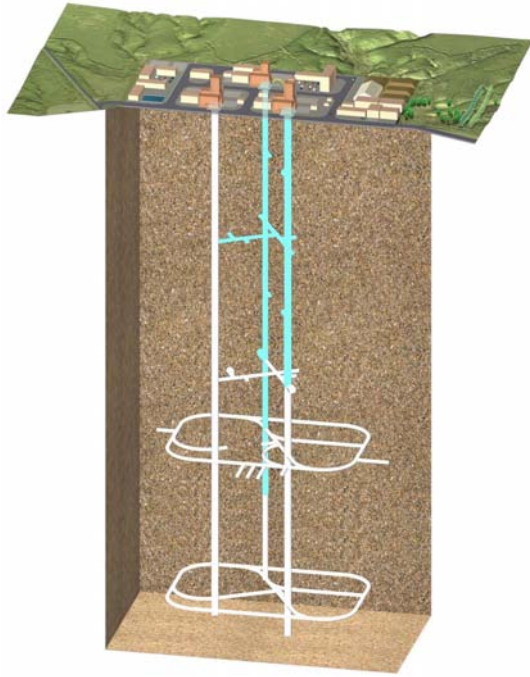


図-16 地下施設のイメージ⁶⁾

(2) 試験内容

試錐孔のケーシングプログラムを図-17に示す。試錐孔の最大深度はGL-520mである。表層からGL-68.5mまでが声間層と考えられる珪藻質泥岩で、それ以深は次第に硬質化し典型的な稚内層と考えられる硬質頁岩へ変化している。

試験時の測定状況を写真-2に示す。溶存メタンセンサーによる測定は、GL-88m、-208m、-283m、-372m、-441m、-490mの6深度で行った。また、試錐孔内のメタン濃度分布を把握し、溶存メタンセンサー測定値と比較する目的で、試錐孔内の採水もあわせて実施した。ガスの水への溶解は圧力に依存することから、採水は原位置の圧力を保持した状態でサンプリング可能な採水器を用いて行った。図-18に、封圧採水器⁸⁾の構造概要を示す。

先に示した溶存メタンセンサーに対する室内試験から、センサー応答に供給水流量依存性があり、流量90ml/minと水流を与えない場合の測定時間は17倍程度の違いが生じていることが明らかであった。このため、原位置測定の効率を高めるためにはセンサーへの水流の供給を可能とする装置が不可欠と考え、孔内用水流発生装置を製作して、これと溶存メタンセンサーを組み合わせたプローブを孔内に投入して測定を行った。図-19に、製作した水流装置の構成図を示す。水流は駆動部に連結されたインペラーを回転させて発生させる。インペラーを回転させることにより、下向きの方に水流を発生させてセンサー検知部の透過膜に水

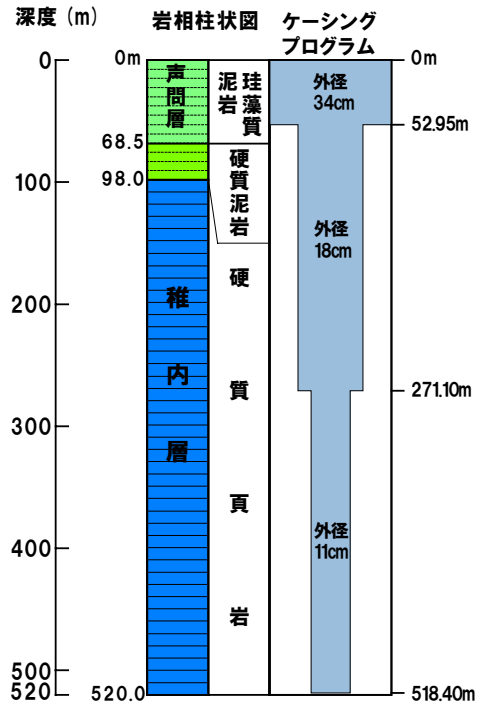


図-17 ケーシングプログラム (HDB-5)



写真-2 孔内原位置測定試験状況

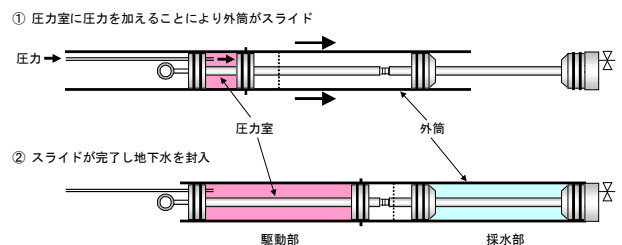


図-18 封圧採水器の構造概要⁸⁾

流を供給する。下向き水流を発生させることにより、ノズル上端周辺の液体をノズル内に吸い込むことができる。ノズル上端位置のジャケットに設けたスリット

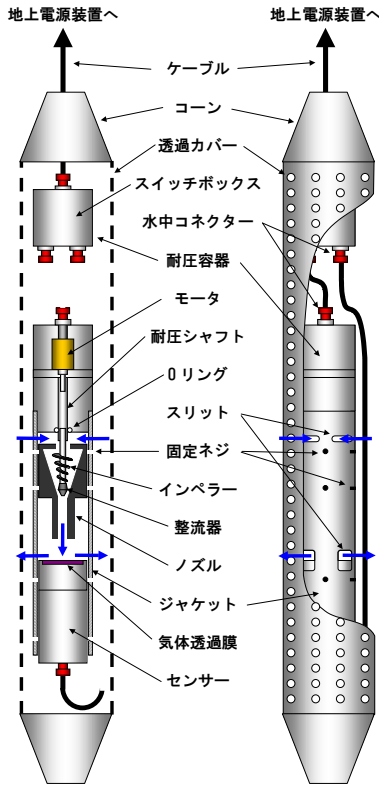


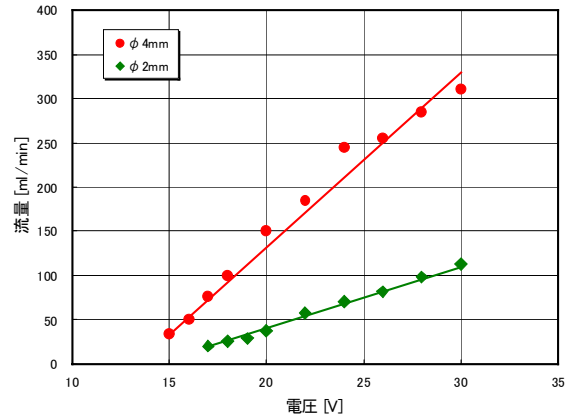
図-19 水流装置の構成概要

は液体吸入用で、排出用のスリットはセンサー上端位置に設けている。これにより、センサー検知部に測定深度の地下水を常時供給することができる。図-20 に検定結果を示す。ノズル先端から噴射される供給水の流量は、モーターに供給される電圧を変化させることにより調整可能である。

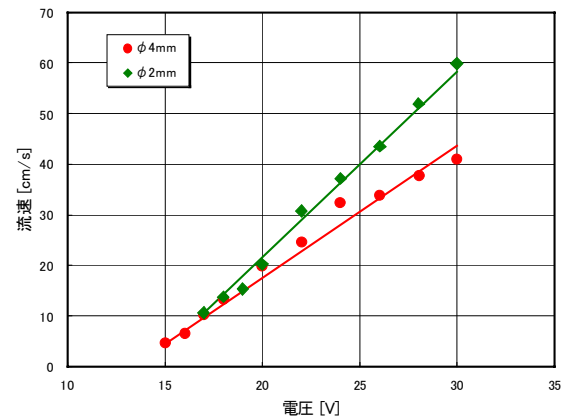
(3) 測定結果

a) 水流装置供給水設定条件の検討

深度 GL-88m において行った水流装置の供給水量とノズル先端の口径の異なる場合のセンサー応答の比較を、溶存メタン濃度と測定経過時間の関係として図-21 に示す。図中の凡例は、ノズル先端部の口径と水流装置の検定結果 (図-20) から求めたノズル先端部における供給水流量および供給水流速を示している。ノズル口径 $\phi 4\text{mm}$, $0\text{ml}/\text{min}$ と $110\text{ml}/\text{min}$ の測定結果は測定時間内に平衡状態に至っておらず両者の応答は同程度である。このことからノズル口径 $\phi 4\text{mm}$ からの供給水流量が $110\text{ml}/\text{min}$ (供給水流速 15cm/s) 程度の条件では、ノズル先端からセンサー分離膜表面に到達する過程で水流は減衰し、センサーに対して効果的な水流が供給されていないと考えられる。ノズル口径 $\phi 4\text{mm}$ 供給水流量 $300\text{ml}/\text{min}$ (供給水流速 40cm/s) とノズル口径 $\phi 2\text{mm}$ 供給水流量 $113\text{ml}/\text{min}$ (供給水流速 60cm/s)



(a) 供給水流量とモーター電圧の関係



(b) 供給水流速とモーター電圧の関係

図-20 水流装置の検定結果

の測定結果は測定時間中に平衡状態に達しており、この深度の溶存メタン濃度が 16mmol/l であることを示している。

図-22 は平衡状態に達したノズル口径 $\phi 4\text{mm}$ 供給水流量 $300\text{ml}/\text{min}$ (供給水流速 40cm/s) とノズル口径 $\phi 2\text{mm}$ 供給水流量 $113\text{ml}/\text{min}$ (供給水流速 60cm/s) の測定結果を、比濃度に対して室内試験結果ポンプ供給水流量 $90\text{ml}/\text{min}$ (供給水流速 62cm/min) の測定結果と比較したものである。平衡状態に達した測定時間は、孔内測定 $\phi 4\text{mm}$ で約 10hr , $\phi 2\text{mm}$ で約 12hr , 室内試験約 13hr となっている。供給水流速は室内試験の場合が 62cm/s と最も速いが、応答時間は流量の多い場合のほうが速くなっている。このことから、本試験で採用したセンサーへの水流の供給方法として、メンブレンの表面積に対してノズル口径が小さいことによる影響が生じている。また、同図においてノズル口径 $\phi 4\text{mm}$ 供給水流量 $300\text{ml}/\text{min}$ の応答が最も高いが、図-20 に示したようにモーターへの供給電圧もノズル口径 $\phi 2\text{mm}$ 供給水流量 $113\text{ml}/\text{min}$ に比べて小さいことから、測定装置の設定として効果的であることが分かる。

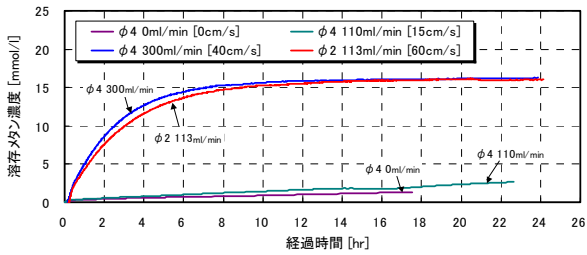


図-21 溶存メタン濃度測定結果の比較 (GL-88m)

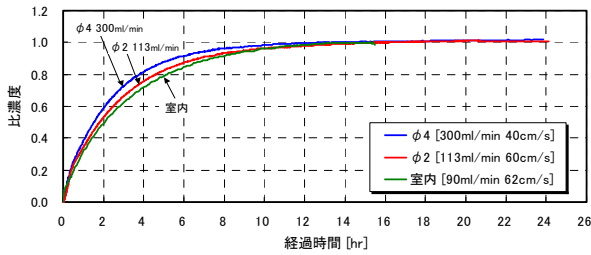


図-22 比濃度に対するセンサー応答の比較

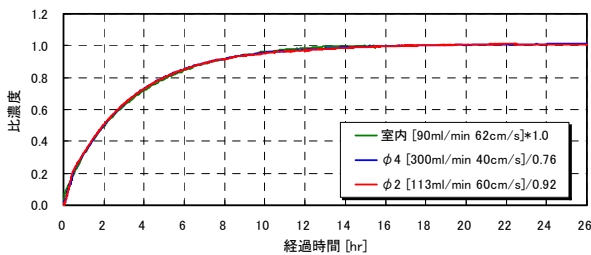
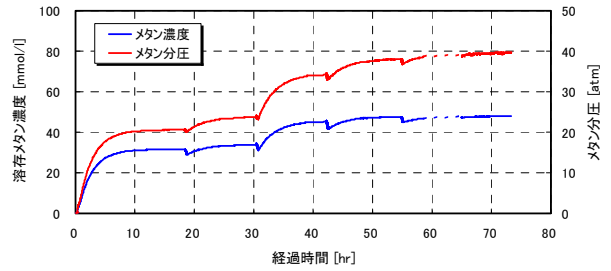


図-23 孔内測定結果と室内試験結果のフィッティング

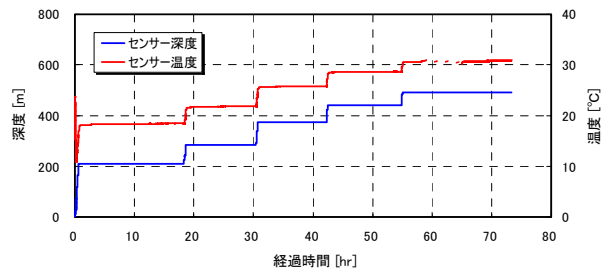
図-23 は、図-22 に示した GL-88 m における測定結果を室内試験結果に一致させるよう孔内測定結果の測定時間の倍率を変化させて行ったフィッティングの結果を示している。ノズル口径 $\phi 4\text{mm}$ の結果を 1/0.76 倍 (1.315 倍)、 $\phi 2\text{mm}$ の結果を 1/0.92 倍 (1.052 倍) に時間軸を引き伸ばした場合に室内試験結果と一致した。孔内測定結果は室内試験結果に対してその応答性状は相似形でよく一致している。したがって、製作した水流装置による水流の供給は安定して行われていることが理解できる。

b) メタン濃度孔内深度分布測定

図-24 に溶存メタン濃度出力、メタン分圧出力、センサー温度、センサー深度の経時変化を示し、図-25 に溶存メタン濃度出力とセンサー温度の深度分布を示した。測定は GL-208m、-283m、-372m、-441m、-490m の 5 深度で連続して行った。途中の測定時間 59 時間から 65 時間にかけての図-24 中の破線部は、停電によりセンサーの測定が停止した区間である。水流装置はノズル口径 $\phi 4\text{mm}$ 供給水流量 300m³/min (供給水流速 40cm/s)



(a) 溶存メタン濃度とメタン分圧



(b) センサー温度と深度

図-24 検層式孔内測定結果の経時変化

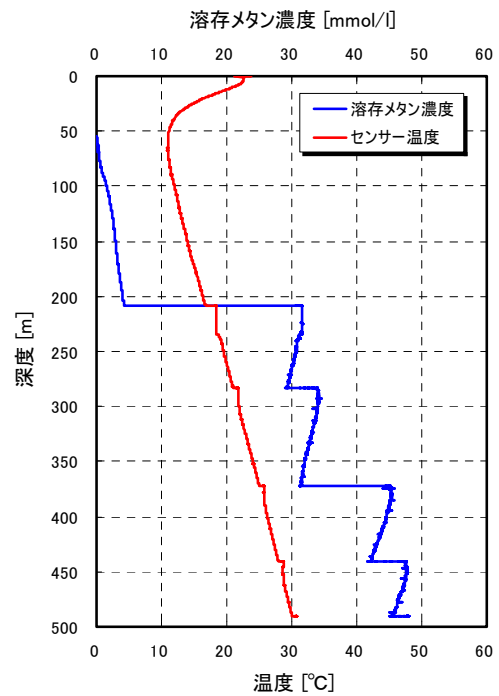


図-25 検層式孔内測定結果の深度分布

に設定して実施した。

図-24 の経時変化から、センサーで測定される溶存メタン濃度とメタン分圧は、それぞれの測定深度において約 10hr で平衡状態に達していることが分かる。

図-25 の深度分布から、所定の深度で一旦平衡に達した後、センサー移動降下過程においてメタン濃度が一時的に減少するセンサーの応答変化が認められる。所定の深度に到達・静置後は上昇に転じていることから、

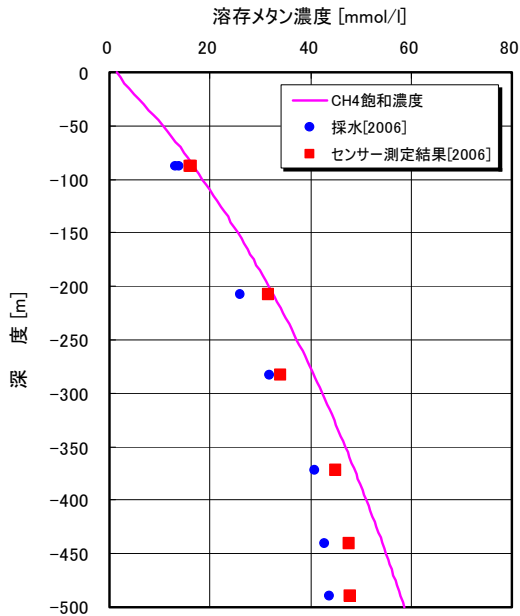


図-26 溶存メタン濃度深度分布の比較

センサー降下過程（6.0m/min）でセンサー分離膜表面上向きの水流が発生して、平衡状態にあったセンサー内からガスの放出が行われたものと考えられる。センサーで測定された溶存メタン濃度は深度方向に増加の傾向を示している。

センサー温度は所定の深度降下停止後に若干の増加が認められ、周辺の孔内水の温度とセンサー内部の温度が一致するまでのタイムラグが発生している。

c) 採水分析結果との比較

図-26 は、センサーで測定した溶存メタン濃度と採水分析結果との比較を示している。図中には、原位置の圧力と温度から求めた溶存メタン濃度の理論上の飽和曲線を併せて示した。センサーで測定された溶存メタン濃度は採水分析結果と分布性状を同一として、全体的にやや高めを示している。また、孔内の地下水中の溶存メタン濃度は、飽和に近い状態であることが分かる。センサーに対する室内性能試験等から測定精度に関する性能は確保されていることが明らかになっているので、図に示した測定結果は原位置で直接得られたものであり、その信頼性は高いものとする。

5. まとめ

地下水中に高濃度に溶解しているメタンガス測定が可能なセンサーの開発と原位置メタン量測定に対する適用性について検討を進めた。開発したセンサーに対する室内性能試験では、センサーの応答性や測定精度に関する基本性能のほか、供給水量依存特性、メタン

ガス以外のガス混入による影響が明らかにされた。また、幌延試験錐孔における孔内原位置試験では、採水試験料のガス分析とセンサー測定結果から、孔内地下水中の溶存メタン濃度はほぼ飽和状態であることが判明し、両者の整合性からセンサー測定結果の信頼性が確認された。

現在、引き続き同試験錐孔内において溶存メタンセンサーによる長期モニタリングを実施・継続しており、センサーを含めた測定機器のモニタリング機器としての適用性について検証中である。

謝辞：本研究は（独）日本原子力研究開発機構の先行基礎工学研究（研究代表者 山口大学 兵動正幸 教授）として実施したものである。関係各位に心より感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 兵動正幸, 大賀光太郎, 國丸貴紀, 佐々木勝司, 山本陽一: 溶存メタンセンサーによる原位置メタン量測定法に関する研究—センサー基本性能確認のための室内試験—, 日本応用地質学会平成 17 年度研究発表会講演論文集, pp.405-406, 2005.
- 2) 兵動正幸, 大賀光太郎, 國丸貴紀, 山本陽一, 佐々木勝司, Michel Masson: 地層内溶存メタン測定のためのセンサー開発とその諸特性について, 第 41 回地盤工学研究発表会講演集, pp.59-60, 2006.
- 3) 例えば, 日本機械学会: 技術資料 流体の熱物性値集, 丸善, p.508, 1983.
- 4) 仲川勤: 膜のはたらき—気体透過膜を中心に—, 共立出版, 1985.
- 5) 田中一宏, 岡本健一, 藤本不二男, 深澤強, 森田幹: 水中溶存メタン濃度のモニタリングに用いる分離膜のメタン透過性, 資源素材学会秋季大会講演概要集, pp.263-264, 2003.
- 6) 核燃料サイクル開発機構: 幌延深地層研究計画—坑道掘削(地下施設建設)時の調査研究段階(第2段階)計画, 核燃料サイクル開発機構技術資料, JNC TN5400 2005-002, 2005.
- 7) 浴信博, 山崎眞一: 核燃料サイクル開発機構が進める深地層の科学的研究の現状(その2), 物理探査, Vol.57, No.4, pp.373-382, 2004.
- 8) 國丸貴紀, 平田洋一, 小川賢: 原位置地下水の物理化学パラメータモニタリング装置および封圧採水の結果について, 日本地下水学会 2005 年秋季講演会講演要旨, pp.118-121, 2005.

電気化学的鉄筋腐食測定法の適用性に関する研究

Studies on Application of Electrochemical Diagnosis to Corrosion of Reinforcing

斯波 明宏 AKIHIRO SHIBA

樋口 正典 MASANORI HIGUCHI

主に塩分を混入した鉄筋コンクリート供試体に、電気化学的鉄筋腐食測定法を適用し、実構造物での測定の際に容易に計測可能な含水率やかぶり厚がそれら測定値に及ぼす影響を検討した。検討の結果、含水率の相違が自然電位および分極抵抗に大きな影響を及ぼすこと、含有塩分量および水セメント比が測定結果に影響を及ぼすことが確認された。また、コンクリート抵抗と自然電位および分極抵抗の相関性が高いことも確認された。

キーワード：鉄筋腐食、自然電位、分極抵抗、含水率、かぶり

The electrochemical diagnosis has been applied for reinforced concrete specimens including chloride and the influence of water content and cover concrete on its results have been investigated. The results showed that water content influence considerably half-cell potential and polarization resistance and also chloride content and water-cement ratio have an effect on them. In addition, the good relationships between concrete resistance and them were recognized.

Key Words: Reinforcing Corrosion, Half-Cell Potential, Polarization Resistance, Water Content, Cover Concrete

1. はじめに

鉄筋コンクリート構造物において、鉄筋の腐食を非破壊的に調査し、その腐食傾向や腐食速度を知ることにより、腐食予防や早期発見が可能となれば、社会資本としての RC 構造物の長寿命化に向けて大きな役割を果たす。現在、鉄筋腐食の検査には種々の方法があるが、最も広く使われている方法の一つに電気化学的測定法がある。これには、自然電位法や分極抵抗法があり、それぞれ腐食傾向と腐食速度の推定に用いることができる。しかし、測定に及ぼす影響因子は多数あり、なかでもかぶりコンクリートの性状が最も大きな影響を及ぼすことは周知の事実である。かぶりコンクリートの性状としては、コンクリート配合、含有塩分量、中性化深さ、含水率、かぶりの大きさなどが挙げられ、それらが単独あるいは複合的に絡み合っただけで電気化学的測定法に影響を及ぼしていると考えられる。これらの影響要因については、過去にもいくつかの研究・報告が行われているが、必ずしも十分に解明されている状況ではなく、また、自然電位法については測定方法が土木学会で標準化されている¹⁾ものの、

その評価方法や分極抵抗法については明瞭な基準が確立されていないのが現状である。そのため、実構造物での測定結果に対する評価が難しく、広く知られているものの、今一つ有効な手法として用いられていない原因となっている。

本研究では、実際の測定結果に影響を及ぼす測定条件のうち、現地で比較的簡易に調査可能なかぶり厚やかぶりコンクリートの水分の状態に着目して、それらが自然電位、分極抵抗に及ぼす影響を調べた。また、含有塩分量の影響や水セメント比の影響についても検討を行った。

2. 試験方法

(1) 供試体

水セメント比が測定結果に及ぼす影響を調べるため、水セメント比 (W/C) が 70%, 55%, 40% の 3 種類の配合を設定した。配合表を表-1 に示す。使用した鉄筋は異形鉄筋 D16 である。供試体は幅 150mm×高さ 150mm×長さ 500mm の直方体とし、かぶり厚の大きさによる相違を調べるため、両側面の中央にかぶり 20mm および

40mm になるよう鉄筋を配置した (図-1)。また, 含有塩分量が測定結果に及ぼす影響を検討するため, 塩化物イオン量換算で, 0.0kg/m³, 0.6kg/m³, 1.2kg/m³, 2.4kg/m³ の4種類の含有塩分量を有する供試体を製作した。なお, 含水率の測定は, 同配合の幅 100mm×高さ 100mm×長さ 400mm の直方体供試体 (無筋) で行った。

供試体は, 養生終了後, 風雨に曝される屋外で約1年間自然暴露した。鉄筋端部の処理については, 塗装は一切行わず, 突出部のみグリースを塗布して錆を防止した。

(2) 測定方法

自然電位, 分極抵抗およびコンクリート抵抗は, 供試体端部より露出させた鉄筋にアースを接続し, 供試体側面中央の鉄筋直上で測定した。その際, 測定直前の湿潤状態として表-2 のような湿潤条件を設定した。湿潤条件 1 は測定面を自然乾燥させた状態とし, 湿潤条件 2 は, 30 分間湿らせた布で測定面を覆い断続散水した状態, 湿潤条件 3 は, それを 90 分間実施した状態である。

自然電位, 分極抵抗およびコンクリート抵抗は, 市販の携帯型鉄筋腐食診断装置 (飽和塩化銀電極 Ag/AgCl) を用いて測定した。分極抵抗の測定方法は, 交流インピーダンス方式で, 10Hz~10mHz までを印加電圧 10mV で測定した。

含水率測定は, 市販の電気抵抗式水分計を用いて含水率測定用供試体の中央付近で行った。本装置は, コンクリートにφ6mm の穴を 30mm 間隔で 2 本あけ, それぞれに電極を挿入して測定する方法で, 10mm ごとの深さ方向に含水率を測定できる。本方法は建設省建築研究所官民連帯共同研究「外装材の補修・改修技術の開発」に準拠した方法である²⁾。なお, コンクリート表面で測定する含水率測定法は, 深さ方向の分布を把握できないことと, 実際の構造物ではコンクリート表面が平滑でない場合が多く, 誤差が生じやすいため, 本研究では用いなかった。

3. 含水率の影響

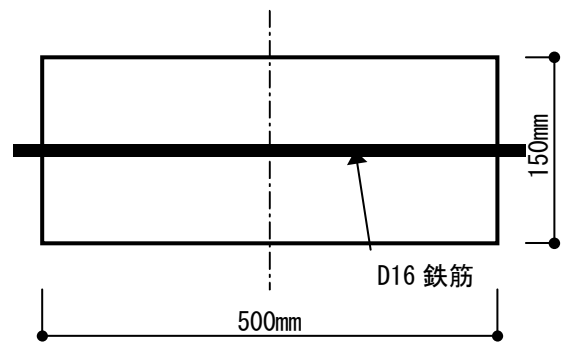
(1) 含水率分布

各供試体別に湿潤条件を変えて測定した含水率の深さ方向の分布を, 水セメント比 40%, 55%, 70%について, それぞれ図-2~図-4 に示す。なお, 図が煩雑になるのを避けるため, 含有塩分量 0.0kg/m³ および 2.4kg/m³ のみを示している。凡例中の最初の数字は供試体の水セメント比, 次の数字は含有塩分量 (0.0kg/m³→00, 2.4kg/m³→24) を, その次の数字は湿潤時間 (0 分→00, 30 分→30, 90 分→90) を表している。

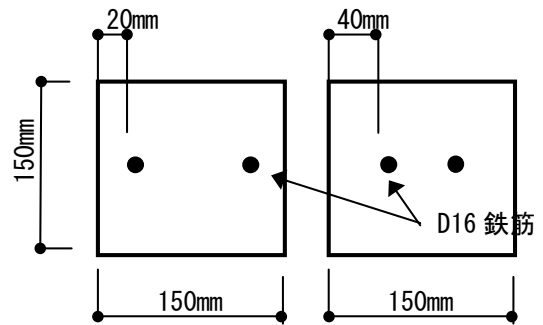
表-1 配合表

W/C (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				
				W	C	S	G	AE 減水剤
70	10.5 11.5	5.1 4.9	45.5	182	260	814	1001	0.78
55	11.5 11.5	5.5 5.2	44.5	175	318	783	1003	0.95
40	9.5 10.5	4.3 4.6	40.0	174	435	667	1027	1.31

※スランプ, 空気量: (上段) 塩分量 0.0kg/m³
(下段) 塩分量 2.4kg/m³



<側面図>



<断面図>

図-1 供試体概要図

表-2 試験水準

含有塩分量	湿潤条件
0.0kg/m ³ 0.6kg/m ³ 1.2kg/m ³ 2.4kg/m ³	条件 1: 湿潤時間なし 条件 2: 湿潤時間 30 分 条件 3: 湿潤時間 90 分

いずれの水セメント比においても、深さ方向の含水率はほぼ直線に近い分布を示しており、深さ 40mm 付近では、5.0%前後になっている。ただし、自然乾燥状態（湿潤 0分）では水セメント比が大きくなるにつれ表面付近の含水率が小さくなり、水分の逸散の違いが顕著に表れている。また、湿潤時間の影響については、一部測定のパラツキはあるものの、おおむね水セメント比が大きい程、含水率の上昇量も大きくなっており、吸水率や透水係数の違いが表れる結果となった。含有塩分量による違いは、水セメント比 70%、55%の場合、塩分を含む場合に若干含水率が大きくなっているが、水セメント比 40%の場合、違いはほとんど認められない。

(2) 不足含水率

はじめに、深さ方向に対する平均含水率とコンクリート抵抗の相関について図-5 に示す。凡例中の最初の数字は供試体の水セメント比、次の数字はかぶり (20mm→20, 40mm→40) を表している。

図より、かぶり 20mm と 40mm の測定結果が乖離しているのが判る。本方法による含水率、自然電位等の測定結果については既報³⁾でも述べたが、含水率の平均値を用いると、かぶり 20mm とかぶり 40mm では 40mm の場合が当然のことながら大きく評価される結果となる。しかしながら自然電位はかぶりの影響が少ないといった既往の研究⁴⁾もあり、既報³⁾においても、それほど違わないことから、これら測定値に影響を及ぼす含水率には、ある閾値が存在すると推測される。そこで、閾値と各深さで測定された含水率の差の累積値を不足含水率として、式(1)のように設定した。

$$w_L = \sum (w_T - w_i) \quad (1)$$

ここに、 w_L : 不足含水率 (%), w_T : 含水率の閾値 (%), w_i : 深さごとの測定値 (%) である。

含水率の閾値については既報^{3,5)}においても検討しており、ここでは含水率の閾値を 5%とした場合の不足含水率とコンクリート抵抗の関係を図-6 に示す。凡例は図-5 と同様である。

水セメント比 70%の測定値のばらつきは大きいものの、かぶり 20mm および 40mm の両測定結果の傾向がおおむね一致しており、不足含水率が 3~4%を超えるとコンクリート抵抗が大きくなる。

(3) 自然電位に及ぼす影響

不足含水率と自然電位の関係を図-7 に示す。凡例は図-5 と同様である。なお、自然電位は CSE (飽和硫酸銅) 電極基準に換算しており、卑側を+として表示して

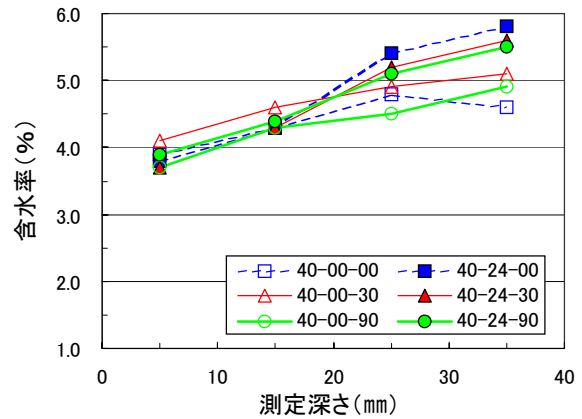


図-2 含水率の分布 (W/C=40%)

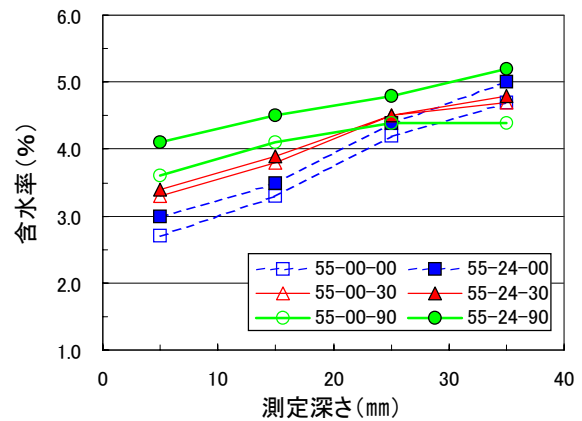


図-3 含水率の分布 (W/C=55%)

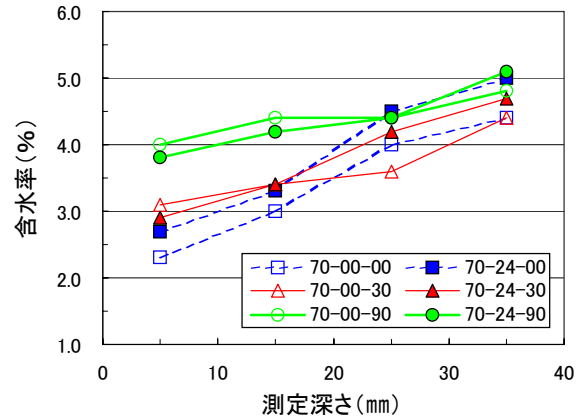


図-4 含水率の分布 (W/C=70%)

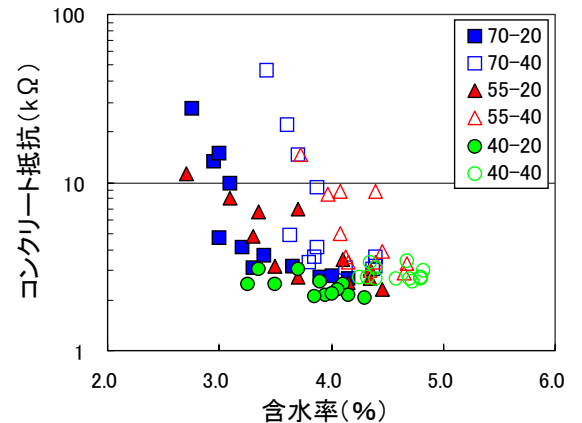


図-5 含水率とコンクリート抵抗

いる。

自然電位に関しては、かなりばらつきの大きい結果となった。不足含水率が大きくなるに従い、自然電位も貴な傾向を示し、不足含水率が3~4%を超えると自然電位が大きく貴側に変化する。特に水セメント比が大きいほど、その傾向は顕著である。本図では塩分量の違いを考慮していないため、厳密にはそれらを考慮する必要があるが、自然電位を検討する場合には、かぶりと深さ方向の含水率分布を測定することで、測定条件の良否を判断でき、また測定された自然電位が補正できる可能性を示唆している。

(4) 分極抵抗に及ぼす影響

不足含水率と分極抵抗の関係を図-8 に示す。分極抵抗は対数で示している。

分極抵抗は自然電位に比べて、いずれの水セメント比においても傾向が類似しており、不足含水率と分極抵抗の対数はおよそ右肩上がりの比例関係にある。ただし、分極抵抗が対数表示のため判りにくいのが、不足含水率が4.0%を超えると測定値のばらつきは大きくなることから、自然電位の場合と同様、測定条件の良否を判断し得るものと考えられる。

4. 塩分量の影響

(1) 塩分量と自然電位の相関

含有塩分量は鉄筋腐食に影響を及ぼす大きな要因の一つである。含有塩分量と自然電位の関係を図-9 に示す。自然電位の表示方法は図-7 と同一である。凡例中の最初の数字は供試体の水セメント比、次の数字は湿潤時間(0分→00, 90分→90)を表している。

いずれの水セメント比および湿潤条件においても、含有塩分量が大きくなるに従い、自然電位は卑な傾向を示している。水セメント比70%および55%では、自然乾燥状態の場合に100mV、湿潤90分では、50mV程度の差が見られる。本結果では、含有塩分量が1.2kg/m³まで自然電位が緩やかに卑化し、1.2kg/m³と2.4kg/m³では、同じような値であるため、一般的に言われている鉄筋腐食限界塩分濃度(1.2~2.4kg/m³)との相関がある結果となった。ただし、全体的に自然電位が貴な傾向にあり、鉄筋を取り出していないため、現状では原因は判断できないが、塩分量が比較的少ないため、鉄筋の腐食が進展していない可能性がある。

(2) 塩分量と分極抵抗の相関

含有塩分量と分極抵抗の関係を図-10 に示す。凡例は

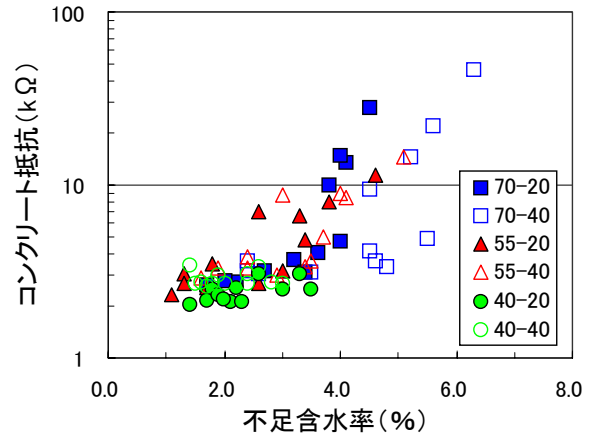


図-6 不足含水率とコンクリート抵抗

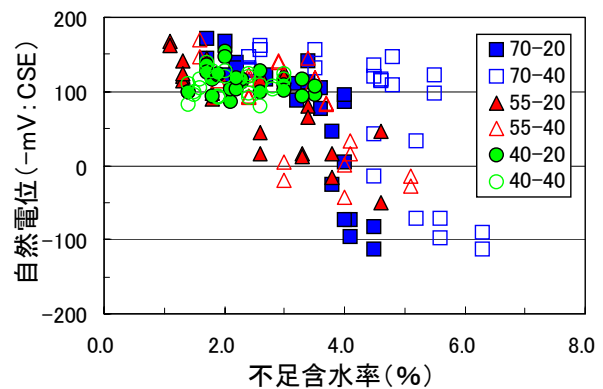


図-7 不足含水率と自然電位

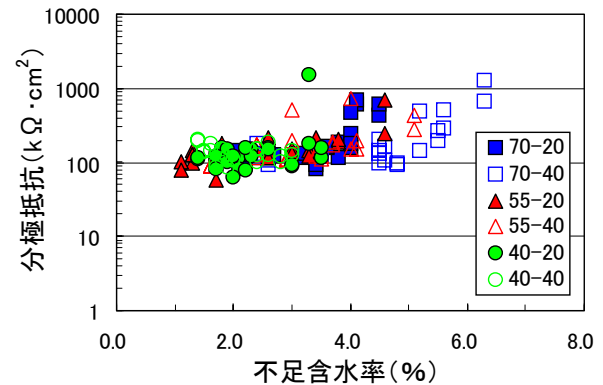


図-8 不足含水率と分極抵抗

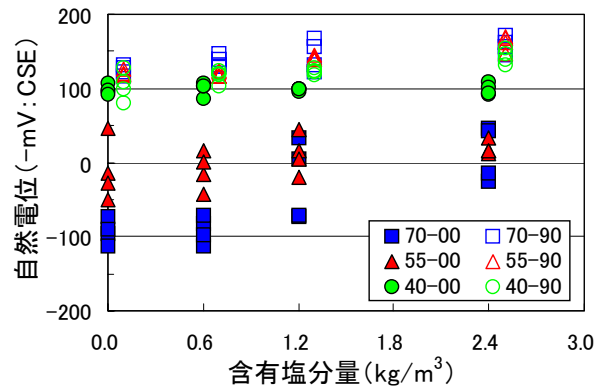


図-9 塩分量と自然電位

図-9と同様である。

水セメント比 70%および 55%の自然乾燥状態の場合においては、塩分量が多くなるに従い、分極抵抗が減少する傾向はあるが、湿潤 90 分では、右肩下がり傾向はあるものの変化は小さい。また水セメント比 40%についても変化が非常に小さい。よって、分極抵抗は含水率が高くなると、塩分量による差異が小さくなる可能性がある。また、全体的に分極抵抗が大きいことから、本結果は比較的腐食の進行が緩やかな状態と考えられる。

5. 水セメント比の影響

(1) 水セメント比と自然電位の相関

水セメント比と自然電位の関係を図-11 に示す。自然電位の表示方法は図-7 と同一である。凡例中の最初の数字は含有塩分量 (0.0kg/m³→00, 2.4kg/m³→24) を、次の数字は湿潤時間 (0 分→00, 30 分→30, 90 分→90) を表している。

水セメント比 40%については、湿潤時間による変化はほとんどなく、水セメント比 55%, 70%は湿潤させることで、自然電位が 40%の場合よりも卑な傾向を示すようになる。水セメント比による違いは、含水率との相関が高いので、一概には水セメント比のみの影響かどうか判断できない場合がある。

水セメント比 40%の場合はコンクリートが緻密なため、水分が蒸発しにくく、1 年経過した段階でも、他と比べて含水率が高い状態にあり、そのため自然電位も卑な傾向を示している。また水セメント比 40%の場合は緻密さゆえに、鉄筋近傍の酸素が少ない可能性もあり、自然電位が卑な傾向を示しやすい状態にあると考えられる。しかしながら、湿潤状態では水セメント比 55%, 70%の自然電位は 40%よりも卑な傾向を示し、水セメント比による腐食傾向の違いが表れている。よって、低水セメント比の構造物を測定する場合には、含水状態によっては、鉄筋がほとんど腐食していないにもかかわらず、自然電位が卑な傾向を示す可能性がある。

(2) 水セメント比と分極抵抗の相関

水セメント比と分極抵抗の関係を図-12 に示す。凡例は図-11 と同様である。分極抵抗の場合も自然電位の場合と同傾向が似ているが、塩分を含む場合と含まない場合とでは、湿潤による変化量が大きく異なっているのが特徴的である。すなわち、塩分量が少ないと湿潤により分極抵抗は大きく低下するが、塩分量が多い場合は、分極抵抗の変化量は小さく、その傾向は水セメント比が大きいほど顕著である。また、水セメント比 40%では、鉄

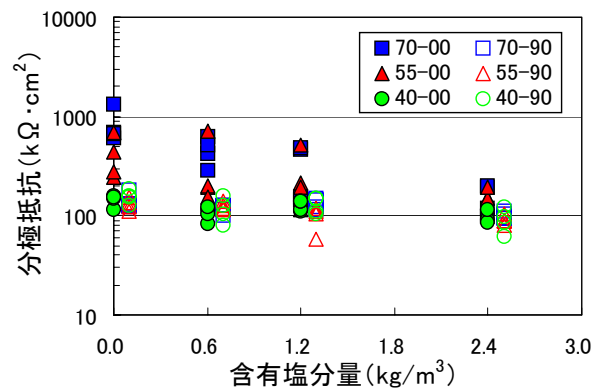


図-10 塩分量と分極抵抗

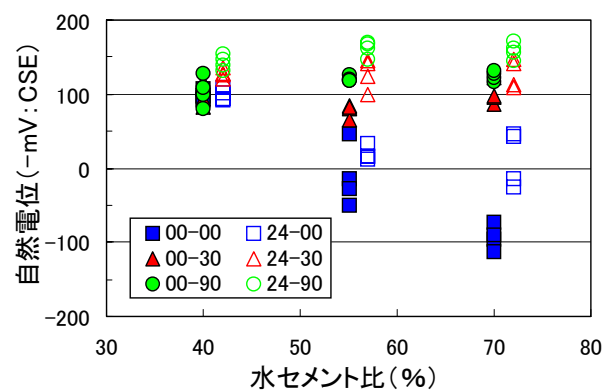


図-11 水セメント比と自然電位

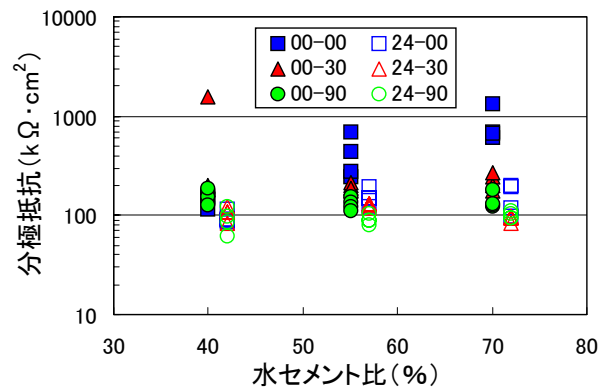


図-12 水セメント比と分極抵抗

筋がほとんど腐食していないにもかかわらず、分極抵抗が小さくなる可能性がある。

6. コンクリート抵抗との相関

(1) コンクリート抵抗と自然電位の相関

コンクリート抵抗は、分極抵抗測定時に同時に測定される項目であり、含水率、塩分量、水セメント比などによって変化する、かぶりコンクリートの性状を示す重

要なファクターである。既報³⁾でも述べたように、コンクリート抵抗と自然電位および分極抵抗との相関性は高いことが確認されている。

本測定結果におけるコンクリート抵抗と自然電位の関係を図-13に示す。凡例中の最初の数字は供試体の水セメント比、次の数字はかぶりを表している。なお、コンクリート抵抗は対数で示している。

水セメント比 55%および 70%の場合は、コンクリート抵抗が小さくなるに従い、自然電位が卑な傾向を示しており、非常に良い相関を示している。全データを対象とした回帰式においても、比較的高い相関係数が得られている。ただし、コンクリート抵抗が 3kΩ以下では、不足含水率の場合と同様、自然電位の変化は小さくなっている。本図では含有塩分量による違いを考慮していないため、厳密には塩分量ごとに関係が異なると考えられるが、コンクリート抵抗が 3kΩ以上で比較的塩分含有量が少ない場合は、ほぼ同様の傾向で評価できると考えられる。

(2) コンクリート抵抗と分極抵抗の相関

コンクリート抵抗と分極抵抗の関係を図-14に示す。なお、コンクリート抵抗および分極抵抗は対数で示している。分極抵抗については、全データに対する回帰式の相関係数は自然電位ほど高くないが、おおむね右肩上がりの比例関係が見られる。

7. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

- ① 含水率の分布から算出される不足含水率は、コンクリート抵抗との相関があり、かぶりによる相違を考慮できることが確認された。
- ② 塩分量は自然電位や分極抵抗に及ぼす影響があるが、含水率が高くなるとその差が小さくなる。
- ③ 水セメント比は含水率に及ぼす影響が大きく、特に低水セメント比では、腐食傾向の大きい測定結果が得られる可能性がある。
- ④ コンクリート抵抗と自然電位および分極抵抗の相関性は高く、含水率、塩分量と併せて検討することで測定結果の精度を向上できる可能性がある。

自然電位、分極抵抗とも、含水率は最も影響を及ぼす測定条件の因子であるが、実際の構造物において含水率をコントロールすることは最も困難な課題である。よって、これらを考慮した測定方法や評価手法を確立することが、電気化学的鉄筋腐食測定法の普及において急務と考えられる。

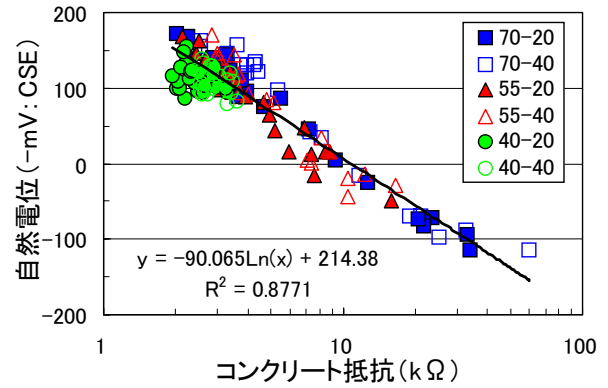


図-13 コンクリート抵抗と自然電位

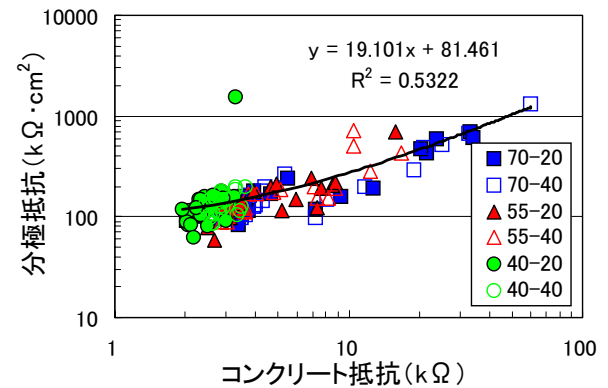


図-14 コンクリート抵抗と分極抵抗

参考文献

- 1) 土木学会規準：コンクリート構造物における自然電位測定方法，JSCE-E601-2000，2000.12
- 2) 沓掛文夫，千歩修，熊谷敏男：注入補修界面の含水率測定方法の一提案，日本建築学会大会学術講演梗概集 A，pp.313-314，1989.10
- 3) 斯波明宏，樋口正典，藤田学：かぶりコンクリートが電気化学的鉄筋腐食測定法に及ぼす影響，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，Vol.6，pp.373-378，2006.10
- 4) 井川一弘，渡辺博志，渡辺寛：コンクリート中鋼材の自然電位の測定方法に関する検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.1，pp.1769-1774，2003.7
- 5) 斯波明宏，樋口正典，藤田学：電気化学的鉄筋腐食診断法の適用性に関する実験的研究，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，Vol.5，pp.217-222，2005.10

三次元形状計測における大量点群データ処理システムの開発

Development of Data Processing System for a Cloud of Survey Points on the 3-D Shape Object

大津 慎一 SHUN-ICHI OHTSU

本稿では、大量の位置情報および付加情報を持つ点群データの一元的な処理を可能とするシステムの開発について述べる。大量な点群データの処理では、膨大な計測点数の取得によって従来の処理手法ではシステム等への負荷が問題となる。また従来手法では位置情報のみの成果作成がほとんどであるため、付加情報を活かした処理を行うことが難しい。そこで本システムの開発に当たり、大量の点群データの処理における負荷の軽減と付加情報の有効活用を可能とする手法の確立を行った。

キーワード：三次元形状計測, CG, CAD

This paper describes the development of the data processing system for a cloud of survey points, which have both mass position information and additional information. The existing mass point data processing method had problem in the system capacity etc. by acquiring the enormous amount of measured points. Since the existing method also generally being developed for processing the position information only, it is hard to process data with the additional information by the existing method. The Authors has established a system to enable the load reduction during the enormous amount of the data and to enable the application of the additional information.

Key Words: 3-D Shape Surveying, CG, CAD

1. はじめに

近年、地形計測¹⁾や構造物の形状計測²⁾などさまざまな分野における三次元レーザースキャナーの活用方法の研究および適用が進められている。三次元レーザースキャナーによる計測では、機器を中心とした一定範囲内を無差別に計測するため、計測対象の表面形状を細密な点群として取得することが可能である。機器によっては位置情報だけでなく色などの視覚情報も付加されているので、在来計測法とは異なり、対象物の詳細な形状の再現やCGなど視覚情報の構築も可能となる。その反面、従来計測機器では考えられないような大量の位置情報を取得するため、単純に従来法同様の処理を行おうとした場合、処理に対する負荷が増大する。また従来法の処理では位置情報のみによる成果作成がほとんどであるため、処理の過程で三次元レーザースキャナーにより取得した付加情報が欠落する可能性がある。そのため付加情報を反映した成果品を作成するためには、従来成果品とは別の工程で作成する必要がある。

しかし今後、三次元レーザースキャナーのような対象物の表面形状を詳細に計測する三次元形状計測手法が普及することによって、大量の位置情報の処理や対象物の色などの付加情報を反映させた新たな成果品の作成などといったニーズが高まることが予想される。そこで筆者は、大量の位置情報と付加情報を持つ点群データの効率的な処理方法についての研究を行った。また既存成果品や付加情報を反映させた新たな成果品の作成工程を統一するシステムの構築を行い、成果作成における処理時間の短縮を図った。

本稿では、計測点数の増加による処理に生じる負荷の軽減と付加情報の有効活用に重点をおいた大量点群データの処理手法の研究とシステム化について述べる。

2. 大量点群データ処理システムの開発

トータルステーションやGPSなどの従来の計測方法では、ターゲットやGPSアンテナなどを設置した箇所などを1点ずつ直接視準などして計測する。そのため1回

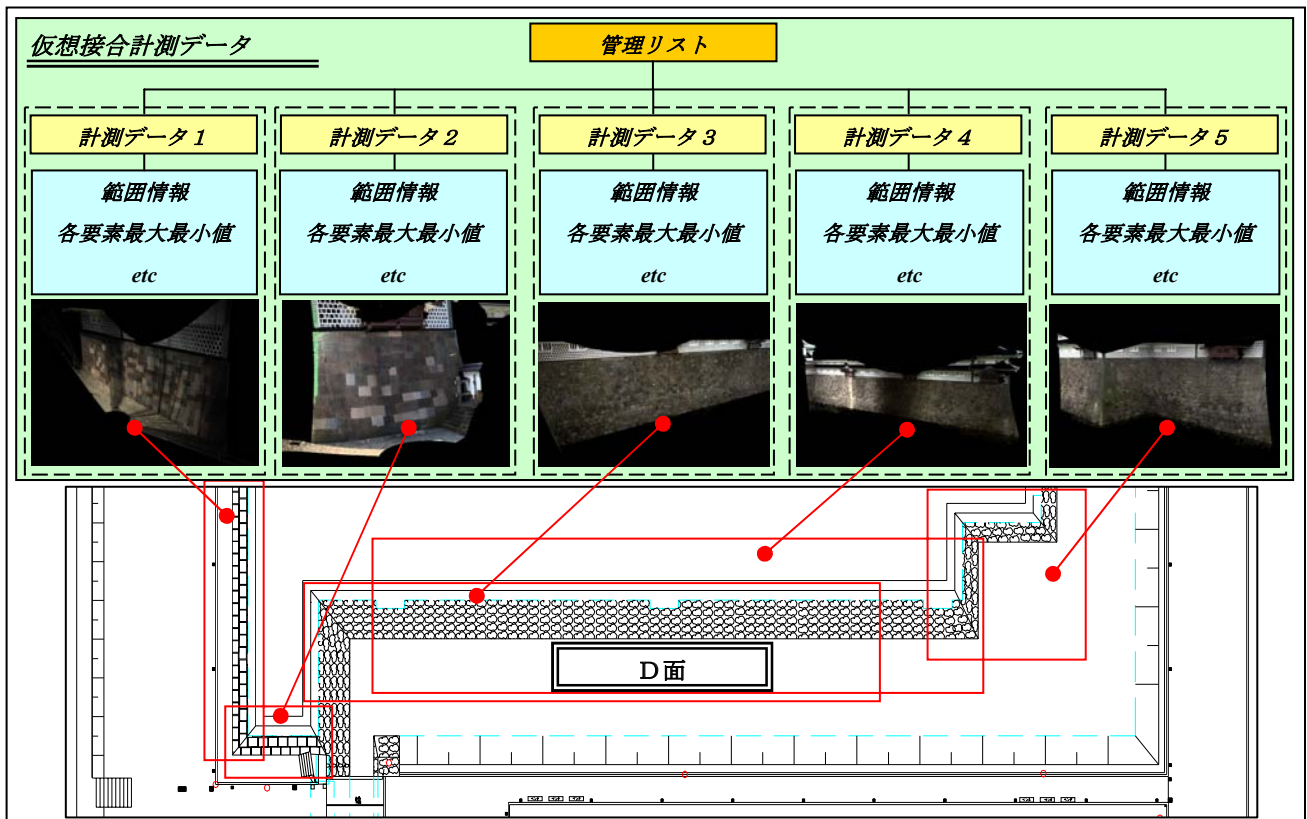


図-1 仮想的な接合による計測データ管理

の現地計測で取得される計測点数は、必要最低限の点数となり多くても数百点から数千点程度である。それに対して大量の点群データを取得する計測機器では、一度器械を設置して設定を行うと、設定に従い範囲内の位置情報を無差別に取得する。そのため1計測で約数百万点の位置情報が取得される。また現地計測では、計測対象の状況によって器械位置の盛り替えを行いながら複数の計測を行うため、1回の現地計測で取得される位置情報は数千万点規模となることが少なくない。このように大量の点群データを取得する三次元形状計測では、従来計測方法に比べ取得情報量に大きな差が生じる。そのため大量の位置情報を含む計測データを従来の処理方法により解析や成果作成などを行うと、処理を行う機器やソフトウェアなどに大きな負荷が生じて処理能力の低下や処理不能な状態に陥る可能性がある。つまり大量の点群データを取得する計測機器を用いて計測を行う場合には、処理などの際に生じる負荷をどのように軽減するかが重要な要素となる。以下に、本システムにおける大量の位置情報を持つ計測データに対する対処法と計測データの処理手法について示す。

(1) 計測データの管理手法

大量点群データは、個々の計測データに含まれている位置情報量も膨大であるが、機器の設置位置を変更して

取得された複数の計測データを接合することでさらに膨大な情報量となる。しかし個々の計測データは、計測視野角や分解能など計測時の設定や機器性能などによって位置情報が含まれる範囲が異なり、必ずしも処理に適切な領域で分割されているわけではない。また計測データの周辺部では計測データのラップが生じているため計測データを接合せずに単体で処理を行うと、位置情報の粗密によって成果品の品質にばらつきが生じる。そのため複数箇所から計測を行ったデータの接合を行い処理する必要があるが、同時に接合によって生じる情報量の肥大化についても考慮する必要がある。

本システムでは、登録された計測データのデータ名称や計測範囲などの情報をXML形式のプロジェクトファイルで管理することで計測データ間の関連付けし、仮想的な計測データの接合を行っている。このとき個々の計測データは独立したデータとしてプロジェクトが管理するフォルダー内に保存されるので、計測データ単位での参照も可能である。計測データを個別に管理するだけであれば、計測データの識別を行うために必要となるデータ名称をリスト管理するだけでよい。しかしデータ名称だけの管理では、各計測データに含まれている位置情報がどの範囲を示しているか判断することが困難となる。そのため成果作成を行う場合には、すべての計測データを検索して、成果作成に必要な位置情報を抽出する

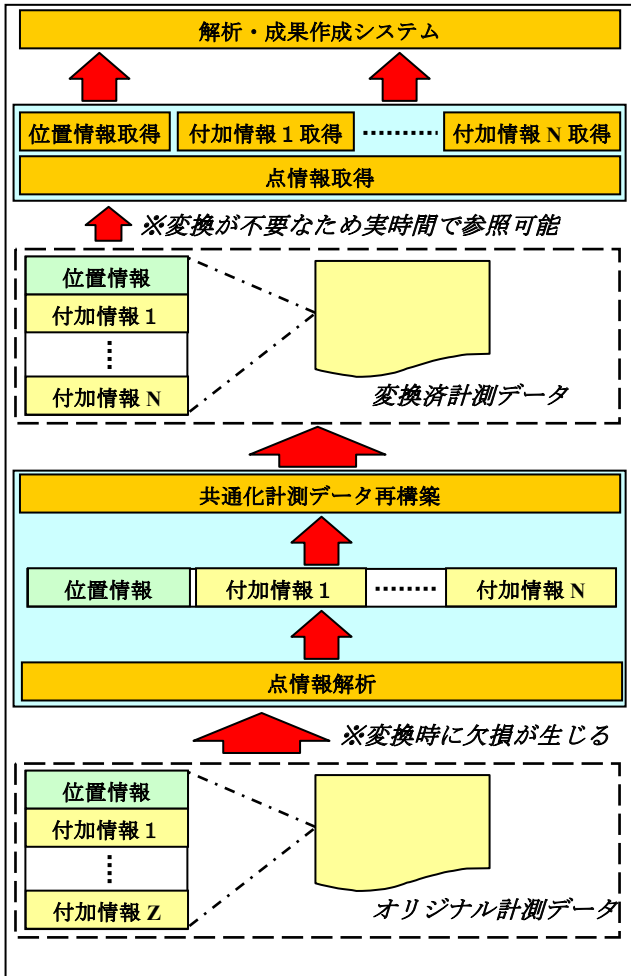


図-2 独自データ形式によるデータ管理

必要がある。特に断面の作成では、断面の設定を行った箇所近傍以外の位置情報は不要となるため、処理効率に問題が生じる。そこで図-1 に示すように計測データのデータ名称だけでなく、計測範囲など成果作成に必要な位置情報や付加情報の検索を効率的に行う際に不可欠な情報も一元的に管理することで、効率的な計測データへの参照を可能としている。例えば図-1 において D 面上に断面を設定したとすると、設定断面に関連する計測データは計測データ 3 と計測データ 4 である。システムでは、リスト内の計測範囲と断面のパラメータを参照することで、断面データの作成に必要な位置情報が含まれているか否かを判断することができるので、不必要なデータを参照せずに効率的に断面データを作成することができる。

また計測データは、計測機器によってデータ形式などが異なる場合がある。システムの構築では、データ形式などの違いをシステム側で対処する必要がある。対処方法としてはさまざまな方法が考えられるが、本システムでは登録時に計測データを統一した独自形式のデータに変換し管理する手法をとっている。計測データを独自形

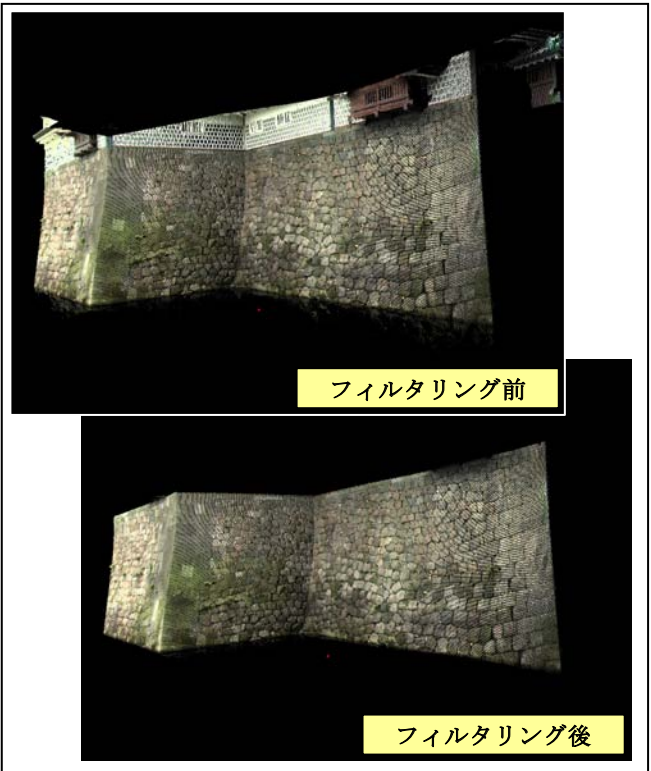


図-3 高さに対するバンドパスフィルター

式に変換する場合、変換後のデータ形式にはない付加情報などが欠落するといった問題点も生じるが、計測データの参照時にデータ変換が不要となり、ほぼ実時間で参照することが可能となる (図-2)。

(2) 有効データの抽出による処理点数の軽減

大量の点群データを取得する機器では、計測時の設定に従い設定範囲内の位置情報を無差別に取得する。そのため、樹木などの障害物や計測対象物の背景などといった解析や成果作成に不要な位置情報も同時に取得する。このような位置情報を含んだ状態で処理を行うと、成果品の品質が低下する場合がある。そこで現地計測で取得した位置情報から解析や成果作成に必要な情報のみを抽出することで、成果品の品質を確保することができる。また不要なデータを削除することで点群データの軽減にもなる。以後、点群データを用いた解析や成果作成に必要なデータの有効データと呼ぶ。

有効データの抽出にはさまざまな方法があるが、そのなかでも閾値設定によるバンドパスフィルターとクラスタ解析が一般的な方法である。バンドパスフィルターによる抽出は、位置情報や付加情報に対して上限値と下限値を設定し、範囲内もしくは範囲外の情報を抽出する手法である。図-3 に示す例では、高さ要素に対して上限値と下限値を設定し、その範囲内の位置情報のみの抽出を行っている。クラスタ解析は、k-means 法などに代表さ

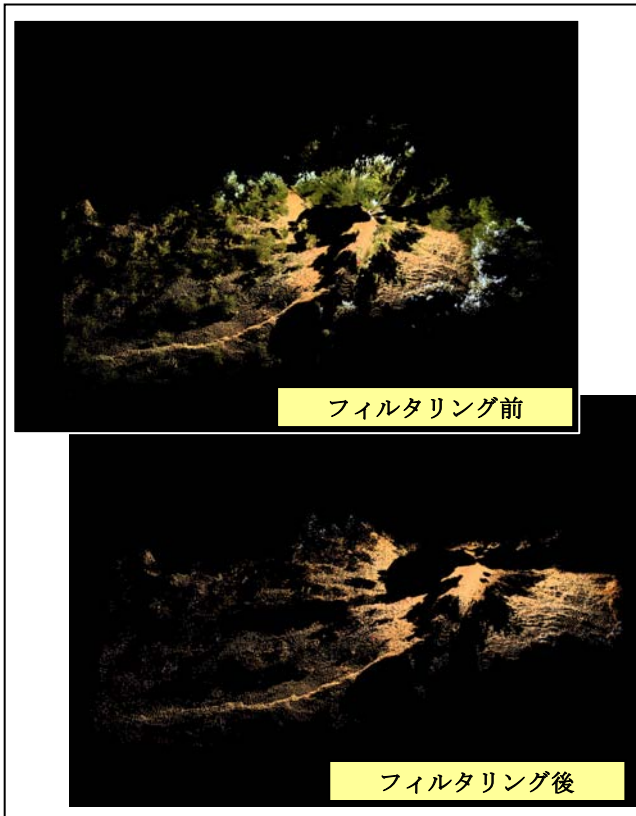


図-4 クラスタ解析による地形データの抽出

れる統計分類手法である。リモートセンシング技術では一般的な解析手法である。クラスタ解析を用いて計測データの各点をいくつかのクラスタに分類し、有効データ群となるクラスタのみを抽出することも可能である。特に色などの付加情報を用いた統計的な分類方法により、計測データから樹木などの植生を示す位置情報を判別して除去することも可能である。図-4は、色情報や位置情報をもとにクラスタ分析を行い、地形部分のみを抽出した事例である。しかしバンドパスフィルターやクラスタ解析などといった数値解析などによる自動的な抽出処理だけでは、十分な有効データの抽出を行えない可能性もある。そこで本システムでは、自動的な抽出処理の補助的な機能として、表示画面に対して範囲指定を行う手動フィルタリング機能も設けている。

(3) 計測データのレイヤー管理

有効データの抽出処理では、有効な計測点と判断されなかったデータについては、以後の処理において参照されないため保持する必要性はない。ただし有効データの抽出処理において、フィルタリングミスなどといったヒューマンエラーが生じる可能性がある。また作成を行った成果品の品質が十分でない場合、有効データの抽出処理の再施行を行う必要がある。このような場合、不必要なデータを削除してしまうと、抽出処理を最初からやり直

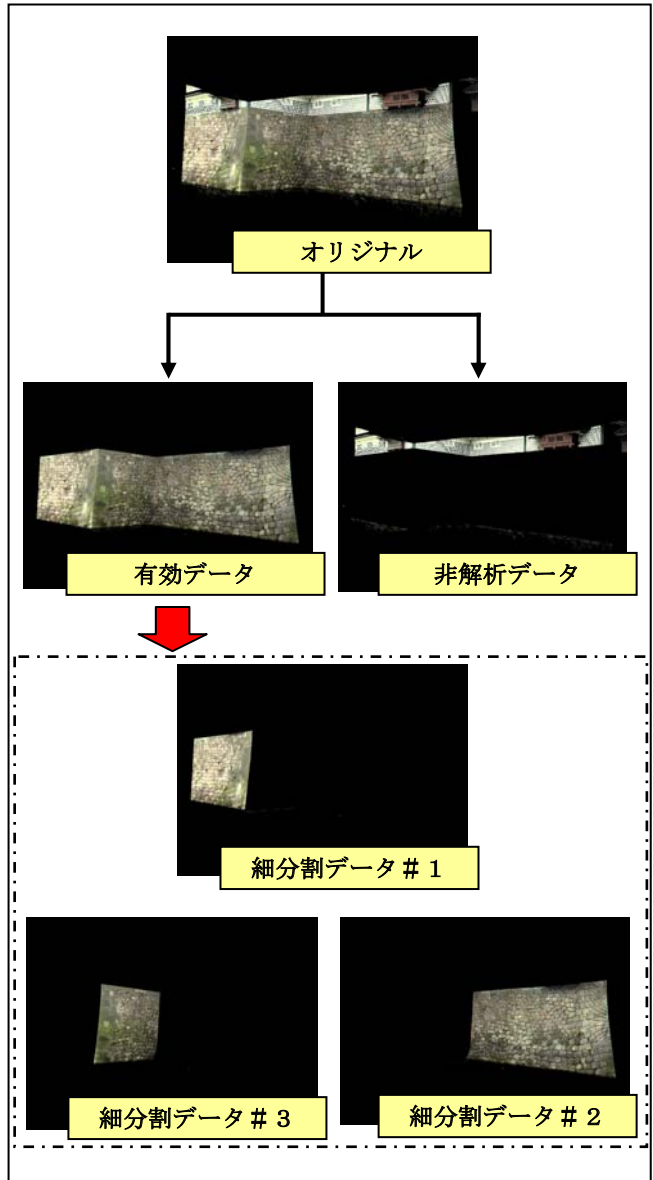


図-5 有効データおよび細分割におけるレイヤー管理

すこととなり作業効率の低下を招く。そのため本システムでは、不必要と判断されたデータを削除するのではなく、新たな付加情報として各計測点にレイヤー情報を設けることで、有効なデータであるか不必要なデータであるかの判断を行っている(図-5)。レイヤー情報による有効データの判別では、成果作成処理などにおいて判別処理を行わなければならないという問題も生じるが、抽出処理の再施行などと比較すると、全体的な処理工程に与える影響はほとんどない。また有効データの抽出や仮想的なデータ接合だけでは、十分な計測点数の軽減ができない場合においても、図-5に示すように計測データを成果作成の品質に対して影響を与えない範囲でさらに詳細な分割およびレイヤー管理することで、レイヤー単位の成果作成が可能となり、処理負荷の軽減を図ることができる。

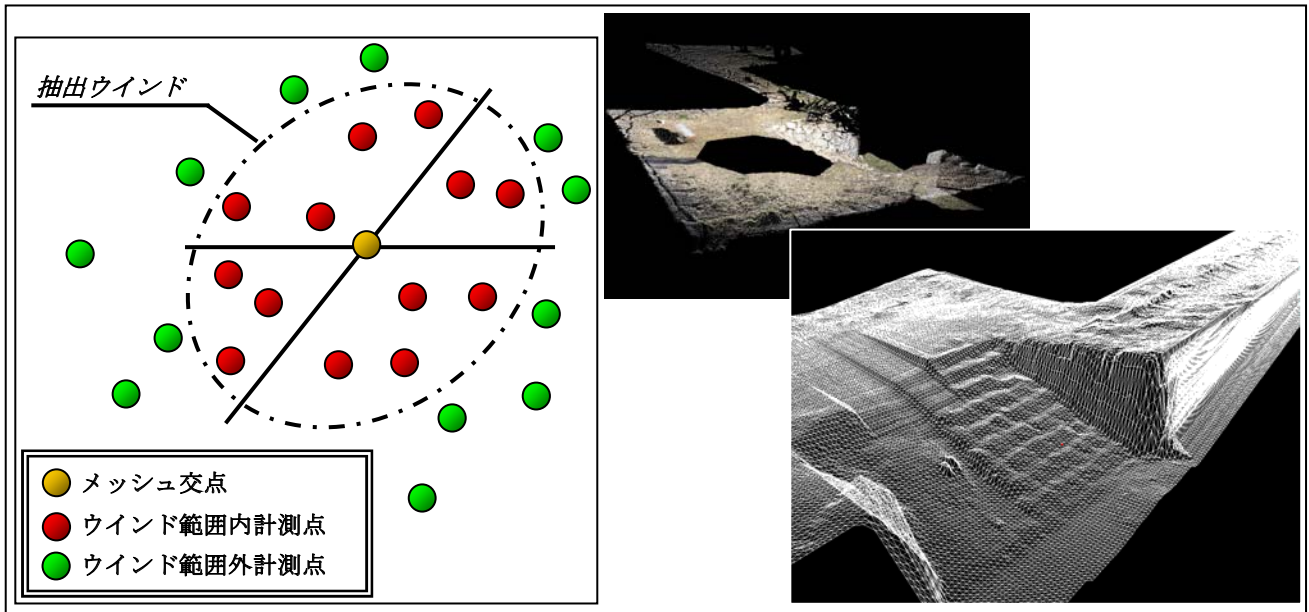


図-6 ウインド法によるメッシュデータの作成

(4) データ特性を活かした成果作成処理

大量点群データは、現地計測の状況にもよるが、単位面積あたりに含まれる計測点数が非常に多いことが特徴である。そのため従来のように TIN 法によって処理を行った場合、処理対象となる計測点数が非常に多いため処理に対する負荷が大きくなる。しかし逆に単位面積あたりに含まれる計測点数の過密さを利用すれば、比較的処理点数に影響を受けにくい簡易的な作成手法を用いても TIN 法とほぼ同等な成果品の作成を行うことが可能である。

a) メッシュデータの作成

本システムでのメッシュデータの作成は、図-6 に示すようにウインド法³⁾を用いてメッシュ交点近傍の計測点の抽出をする。メッシュ交点の評価値は、抽出された計測点をサンプルとすることで重み平均や双一次内挿などの挿処理により算出する。

b) 断面データの作成

断面データの作成では、まず図-7 に示すように設定を行った断面線ごとに近傍の計測点を抽出する。抽出された点群データは、目視でも十分断面の状況を把握することが可能であるが、断面を構成するデータ量が多いため細線化を行う。細線化処理には、移動平均やスプライン補間などを用いる。図-7 は、式(1)に示す非一様有理 B-Spline 曲線式 (NURBS) を用いて線形の近似により細線化処理したものである。

$$C(t) = \frac{\sum_{i=0}^{n-1} f_{i,k}(t) P_i w_i}{\sum_{i=0}^{n-1} f_{i,k}(t) w_i} \quad (1)$$

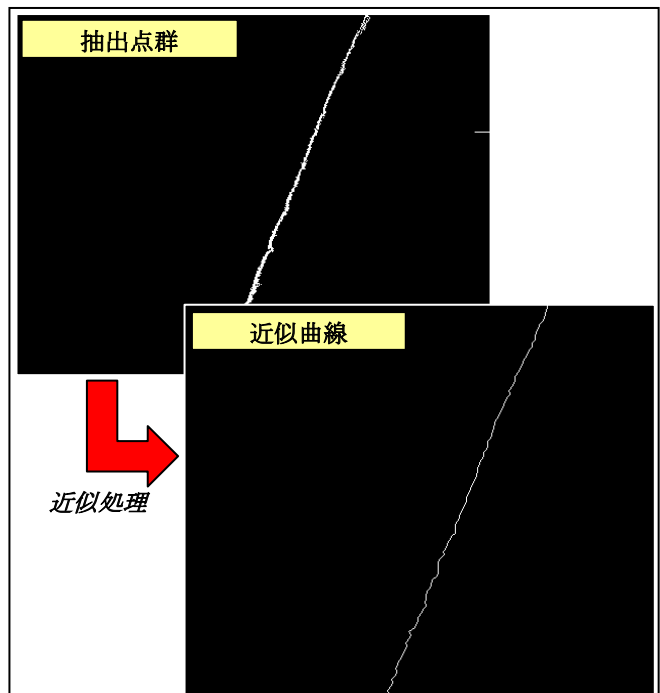


図-7 抽出断面と近似処理による細線化

B-Spline 基底関数は式(2)、式(3)となる。

$$f_{i,1}(u) = \begin{cases} 1 & (x_i \leq u \leq x_{i+1}) \\ 0 & (\text{otherwise}) \end{cases} \quad (2)$$

$$f_{i,k}(u) = \frac{u - x_i}{x_{i+k-1} - x_i} f_{i,k}(u) + \frac{x_{i+k} - u}{x_{i+1} - x_{i+k}} f_{i+1,k-1}(u) \quad (3)$$

c) 断彩データの作成

断彩データ⁴⁾とは、点群データを三次元表示した際の各位置情報を何らかの評価基準に従って色彩グラデーション化したものである。本システムでは、2つのメッシュデータの較差を評価基準として作成する。図-8は、石垣面に設定した仮想基準面と実測した石垣面のそれぞれを示すメッシュデータの較差を色彩グラデーション化したものである。

3. まとめ

本論文で提案した処理手法およびシステムの構築によって、従来手法では処理が困難であった大量の点群データの処理を容易に行うことが可能となった。これによって処理の負荷を考慮して現地計測で計測解像度を意図的に低下させることや解析時における点群データの間引きの必要がなくなり、計測機器が持つ性能を十分に活用することが可能となる。また処理過程において不要となるデータを削除することなくレイヤー管理によって保持するため、有効データの抽出処理でのヒューマンエラーの軽減や不要なデータを断彩データにおいて背景として活用することも可能となる。

以上のように本論文で提案するシステムは、付加情報を持つ膨大な点群データを取り扱う場合に大変有効である。しかし、現在では膨大な点群データを生成する計測機器は少ない。今後は写真計測技術などを応用した三次元計測機器の開発を行い、ハードウェア的な面からも本処理手法の有効活用を進めていく予定である。

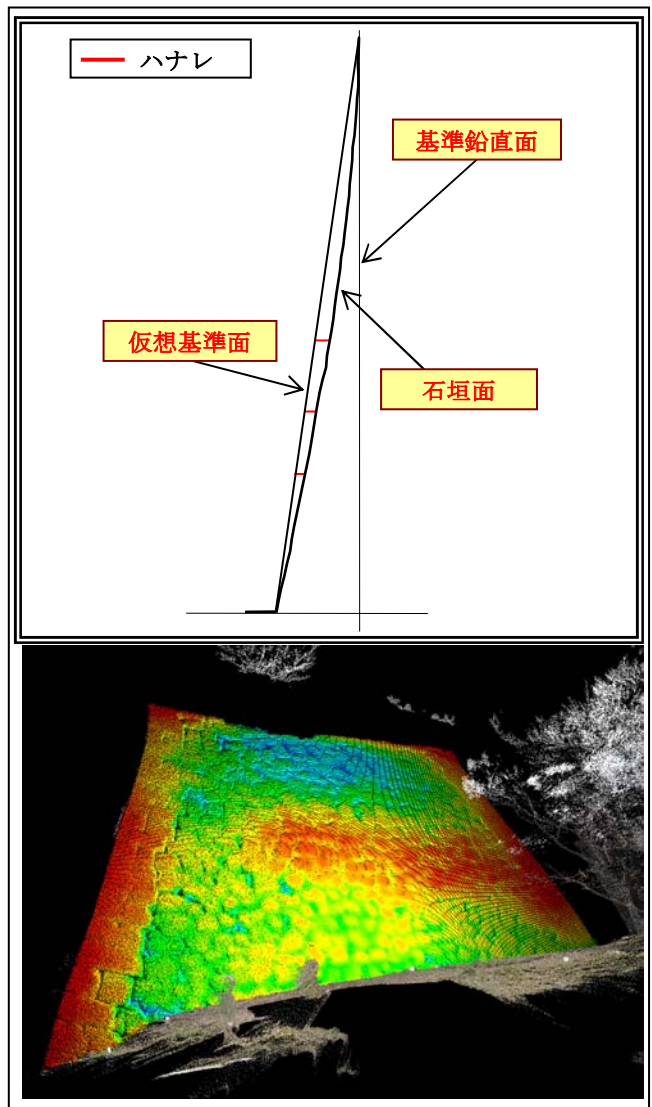


図-8 作成基準と石垣断彩データ

参考文献

- 1) 大津慎一, 佐田達典, 村山盛行: RTK-GPS/三次元レーザー扫描仪を用いた自走型地形計測システムの開発, 土木学会第 58 回年次学術講演会, 2003 年 9 月
- 2) 大津慎一, 佐田達典: 三次元レーザー扫描仪を用いたプラント配管図作成システムの開発, 土木学会第 57 回年次学術講演会, 2002 年 9 月
- 3) 村井俊治: 空間情報工学, 社団法人日本測量協会, 1999 年 4 月
- 4) 大津慎一, 佐田達典, 水本雅夫: 三次元レーザープロファイラを用いた城郭石垣計測システムの開発, 土木情報利用技術論文集, No.13, pp.165-172, 2004 年 10 月

供試体変形計測への精密写真測量の適用

Application of Photogrammetry to Measurement of Deformation for Specimens

塩崎 正人 MASANDO SHIOZAKI

篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI

精密写真測量は、デジタルカメラで対象物に貼った反射ターゲットを撮影し、その画像から3次元座標を求める計測方法である。従来の計測機器では1方向の変形を計測するため、3次元変形を捉える場合3つの計測器が必要となる。一方、精密写真測量では画像を解析することで、容易に3次元変形を捉えることが可能である。今回コンクリート供試体を用いた正負交番載荷試験の内部補強鉄筋の座屈によるコンクリートの破壊挙動把握に精密写真測量を適用した。また、変形過程を3次元で可視化することができたためここに報告する。

キーワード：精密写真測量，デジタルカメラ，正負交番載荷試験，3次元測量，可視化

Photogrammetry is the technique to measure the form of 3-D objects by analyze the pictures taken by digital cameras of reflective targets on the objects. Conventional 1-D measurements need three devices to measure the 3-D deformations, however Photogrammetry analyzing pictures can measure the deformations by one device. We tried to apply this technique for measuring 3-D deformation of a concrete specimen which the failure mode is buckling of reinforcement under the cyclic loading. 3-D deformations are necessary to clarify the behavior of specimen. As the results, it found that this technique has an accuracy and can visualize the process of deformation.

Key Words: Photogrammetry, Digital Camera, Cyclic Load, 3-D Survey, Visualization

1. はじめに

精密写真測量（以下、本方法とする）とは、反射ターゲット（以下、ターゲットとする）を貼った対象物を複数箇所からデジタルカメラでストロボ撮影し、その画像を解析してターゲットの3次元座標を算出する方法である。従来より航空写真測量等で利用されていたが、近年のデジタルカメラの性能向上に伴い、より身近な計測手法となってきた¹⁾。

構造物を構築する場合、事前にスケールモデルを用いた試験を実施することがある。こういった構造実験で製作される供試体の変形計測では、従来からある接触式計測器の変位計や π ゲージ等の直接的に変位を測る方法のほか、ひずみゲージによって間接的に変位を求める方法がある²⁾。しかし接触式計測器を多数設置することは、煩雑な配線処理を必要とする（図-1）。加えて、設置位置によっては計測機器同士の干渉が起こることで設置することが困難な場合もある。このため、供試体の3次元

的な変形挙動を捉えることは困難な作業であるといえる。

一方で、精密写真測量は対象となる供試体にターゲットを貼付し撮影する計測方法である。供試体にはシール式のターゲットを必要箇所に貼るだけであり、上述の煩

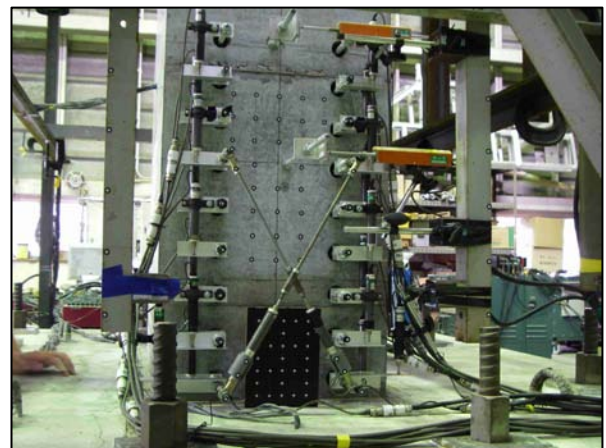


図-1 接触式計測器の設置例

雑さを避けることができるうえ、小さなシートであるためターゲット同士で干渉が起こることなく、計測箇所の自由度が高いという特徴がある。

今回、コンクリート橋脚供試体の正負交番載荷試験において、本方法を用いた変位計測を実施し、変形挙動を可視的に捉えた。本方法の適用により構造実験における可視的な変形挙動の把握に可能性を見いだした。この結果について述べる。

2. 変位計測方法³⁾

(1) 計測法の概要

本方法による変位計測は次のように行う。まず、変形前の静止状態において複数箇所から必要枚数の写真を撮り、計測点の3次元座標を算出する。次に対象物が変形した後の静止状態において、同様にして計測点の座標を求める。そして両座標値の差を取る。この差が変位量である。

ところが、精密写真測量には、対象物の相対的形狀は正確に測れるが、絶対座標は測れないというという課題がある。すなわち、全く変形がない場合であっても、2回の測定で算出される同一点の座標は異なる。言い換えれば、測定ごとに異なる座標系で対象点座標が表現される。その理由は、基準点（あらかじめ座標が明らかでない点）を通常は設定できないからである。このため、座標系を固定しないフリーネットワーク法で解を求めることで、上述のような課題を解決することができる。

変形前後の2回の測定で得られた座標値の比較は、次の手順による。

- ①変形後の形状を、変形前の形状に重ね合わせるように座標変換する(図-2)。座標変換は、回転・平行移動・伸縮の3つの変換の合成である。
- ②上記操作を行った後、対応する点の座標の差をとる。

そこで重要なのは、手順①の重ね合わせの方法である。以下、これについて説明する。

(2) 一様な重みによる簡易法

前述のように、変形後の座標を変形前の座標に重ね合わせるような座標変換を見出す必要がある。重ね合わせの基準は最小二乗誤差である。この方法には2つある。まず本節では、計測の重みが一様な場合、特異値分解を用いて簡易に解く方法を示す。次節では、計測精度が点によって異なる場合、繰り返し法によって正確に解く方法を説明する。

変形前後の n 個の計測点の座標をそれぞれ $\mathbf{x}_i, \mathbf{y}_i$

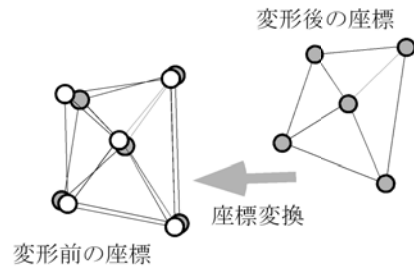


図-2 座標計測値の重ね合わせ

($i=1, \dots, n$) とする。両者の関係は、次のように表される。

$$\mathbf{x}_i = sM(\mathbf{y}_i - \mathbf{t}) + \mathbf{v}_i, \quad i = 1, \dots, n \quad (1)$$

ここで s はスケール比 (伸縮の割合), M は座標回転行列, \mathbf{t} は平行移動ベクトル, \mathbf{v} は誤差である。

簡易法は、伸縮、回転、平行移動の3つの操作が、互いに相互関係なく独立に行えるという仮定のうでこれら各操作量を求める。本来はこれらの操作は互いに関連するはずである。

最初にスケール比を計算する。スケール比は、それぞれの計測点の重心からの距離の二乗和が等しくなるように定める。まずそれぞれの計測点の重心座標を $\mathbf{x}_g, \mathbf{y}_g$ とし、座標系の原点を重心に移動させると、座標値は $\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_g, \mathbf{y}_i - \mathbf{y}_g$ となる。これを改めて $\mathbf{x}_i, \mathbf{y}_i$ と置き直すとスケール比 s は

$$s^2 = \frac{\sum \mathbf{x}_i^T \mathbf{x}_i}{\sum \mathbf{y}_i^T \mathbf{y}_i} \quad (2)$$

として求めることができる。ここで総和記号は計測点全点の和を取ることを意味する (以下同じ)。このスケール比を変形後の座標に乗じてスケールを合わせ、改めて \mathbf{y}_i とおく。以上でスケール調整が終わったが、重心を原点に取り直したことによって平行移動も終わっている。

最後に回転行列 M を求める。重ね合わせの誤差は

$$\mathbf{v}_i = \mathbf{x}_i - M\mathbf{y}_i \quad (3)$$

で表されるから、誤差の二乗和を E とすると

$$\begin{aligned} E &= \sum \mathbf{v}_i^T \mathbf{v}_i = \sum (\mathbf{x}_i - M\mathbf{y}_i)^T (\mathbf{x}_i - M\mathbf{y}_i) \\ &= \sum \mathbf{x}_i^T \mathbf{x}_i - 2\sum \mathbf{x}_i^T M\mathbf{y}_i + \sum \mathbf{y}_i^T \mathbf{y}_i \end{aligned} \quad (4)$$

となる。ここで M は直交行列であるから $M^T M = I$ (I は単位行列) となる性質を用いた。式 (4) の値を最小にするような M を求めるのが目標である。

式 (4) の第1項と第3項は一定だから、 E を最小にするには第2項を最大にすればよい。

$$\begin{aligned} E_1 &= \sum \mathbf{x}_i^T M\mathbf{y}_i = \sum \text{trace}\{\mathbf{x}_i (M\mathbf{y}_i)^T\} \\ &= \text{trace}\{(\sum \mathbf{x}_i \mathbf{y}_i^T) M^T\} = \text{trace}\{NM\} \end{aligned} \quad (5)$$

ただしここで $N = \sum \mathbf{x}_i \mathbf{y}_i^T$ とおいた。

この 3×3 行列 N を $N = USV^T$ と特異値分解する。ここで U , V は直交行列, S は特異値を対角項に持つ対角行列である。すると E_1 は

$$E_1 = \text{trace}\{USV^T M^T\} = \text{trace}\{V^T M^T US\} \quad (6)$$

と変形できる。ここで行列のトレースは、積が実行できるならばその順序に無関係である原理を用いた。これが最大になるのは $V^T M^T U = I$ となるときである。なぜなら $V^T M^T U$ の要素を (a_{ij}) とし, S の対角項 (特異値) を $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ (いずれも非負) とすると $\text{trace}\{V^T M^T US\} = \lambda_1 a_{11} + \lambda_2 a_{22} + \lambda_3 a_{33}$ となる。ところが $V^T M^T U$ は直交行列であるから a_{11}, a_{22}, a_{33} の最大値は 1 であり, そしてそのときに E_1 は最大になるからである。 a_{11}, a_{22}, a_{33} が 1 のとき, 他の要素はすべて 0 となる。よって $V^T M^T U = I$ となる。

以上のことから, 求める回転行列は

$$M = UV^T \quad (7)$$

として求められる。

(3) 繰り返し法による精密計算法

簡易法では伸縮・回転・平行移動が独立して誤差最小化に寄与するが, 計測精度を考慮していないという問題がある。これは次のような意味である。

式 (4) で重ね合わせの誤差を評価したが, この式ではすべての点が同一の重みで取り扱われている。ところが実際には, 座標値は計測値なので, 計測精度が同じではない。計測精度の高い点は, 低い点よりも大きな重みで評価せねばならないと考えられる。すなわち座標値の共分散行列を $\Sigma_x (3n \times 3n)$ とすると重み行列 W は

$$W = (\Sigma_x)^{-1} \quad (8)$$

で表されるので, これを用いて式 (4) は

$$E = \mathbf{v}^T W \mathbf{v} \quad (9)$$

のように書き換えられねばならない。ただし

$$\mathbf{x} = [X_1 \ Y_1 \ Z_1 \ \dots \ X_n \ Y_n \ Z_n]^T$$

(変形前の全座標を並べたベクトル)

$$\mathbf{y} = [X_1 \ Y_1 \ Z_1 \ \dots \ X_n \ Y_n \ Z_n]^T$$

(変形後の座標を変形前の座標に重ね合わせるように変換した後, それらを並べたベクトル)

としたとき

$$\mathbf{v} = \mathbf{x} - \mathbf{y} \quad (10)$$

である。 Σ_x として 2 回の計測 (変形前と後) のどちら

の結果を用いるで精度が異なる場合がある。しかし, 現実的には 2 回の計測はほとんど同様に実行される (ほぼ同じ位置から同じ枚数写真が撮影される) ため, 精度差は生じない。大きく異なる場合には, 計測そのものを見直さなければならない。

式 (1) より $\mathbf{v}_i = \mathbf{x}_i - sM(\mathbf{y}_i - \mathbf{t})$ であるから

$$\mathbf{f}_i = sM(\mathbf{y}_i - \mathbf{t})$$

とおいて \mathbf{v}_i を初期値の周りでテーラー展開し, 線形化する。

$$\mathbf{v}_i + \begin{bmatrix} \frac{\partial f_i}{\partial s} & \frac{\partial f_i}{\partial \theta} & \frac{\partial f_i}{\partial \varphi} & \frac{\partial f_i}{\partial \kappa} & \frac{\partial f_i}{\partial \mathbf{t}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta s \\ \Delta \theta \\ \Delta \varphi \\ \Delta \kappa \\ \Delta \mathbf{t} \end{bmatrix} = \mathbf{x}_i - \mathbf{f}_i^0 \quad (11)$$

ここで \mathbf{f}_i^0 は \mathbf{f}_i に初期値 (スケール比 s , 回転角 θ, φ, κ および平行移動 \mathbf{t} のそれぞれの初期値) を代入した値である。

式 (10), 式 (11) を組み合わせると, 次の線形連立方程式が得られる。

$$\mathbf{v} + A \boldsymbol{\xi} = \mathbf{e} \quad (12)$$

ここで A は式 (11) の係数行列を計測点の数だけ並べて構成される行列であり, \mathbf{e} は式 (11) の右辺から作られる残差ベクトルである。式 (12) の \mathbf{v} を式 (9) に代入して得られる最小二乗問題の解は式 (13) で与えられる。

$$\boldsymbol{\xi} = (A^T W A)^{-1} A^T W \mathbf{e} \quad (13)$$

これで得られた解 $\boldsymbol{\xi}$ は, 初期値からの変化量であるから, これを加えて初期値を更新する。そしてそれを新しい初期値として再び線形化を行う。この手順を, 解が収束するまで繰り返す。最初の初期値としては前節で説明した簡易法の結果を用いる。

3. 正負交番載荷試験

(1) 試験概要

正負交番載荷試験は, 加力装置により実験供試体に, 直接, 力または変形を正負交番に加えて載荷する実験と定義される。載荷方法は, 引張側鉄筋が降伏に達する変位を δ_y とし, この δ_y を 2 倍, 3 倍... と漸増させながら変位振幅を各 3 回ずつ行うものである。載荷は 1 サイクル目の水平力が最大水平加重の 80% 以下になるまで漸増させる⁴⁾。

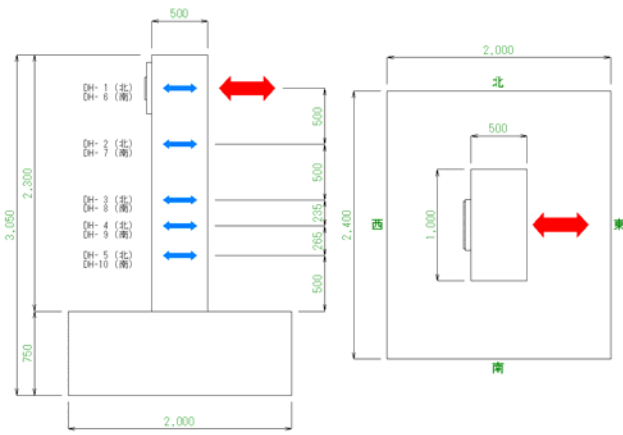


図-3 供試体寸法および変位計設置図

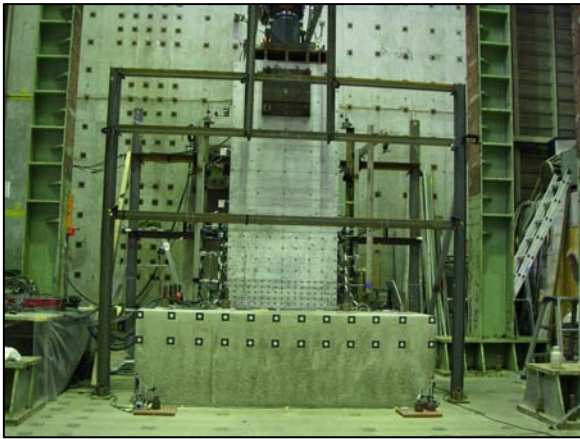


図-4 供試体および計測機器設置状

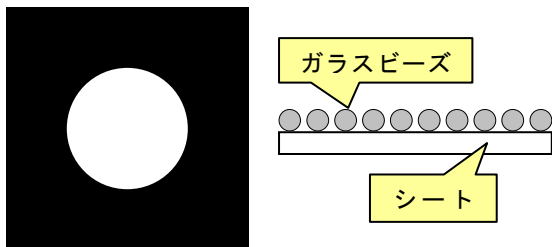


図-5 反射ターゲットの模式図

供試体寸法および変位計設置図を図-3に示す。右図にあるとおり、供試体の各面を東西南北で表すこととし、東西方向で交番載荷した。

接触式計測器（変位計）は南北方向に計10箇所設置し、供試体の外側にH鋼でフレームを組み立てて不動点としている。このH鋼からアームを伸ばして所定の位置の変位を計測した（図-4）。なお、今回の計測では変位計に巻込型変位計DP-500C（株式会社東京測器研究所製）を用いており、計測精度は1/10mmである。

(2) 計測方法

a) ターゲット設置

反射ターゲットは、微細な球形ガラスをシートに一層

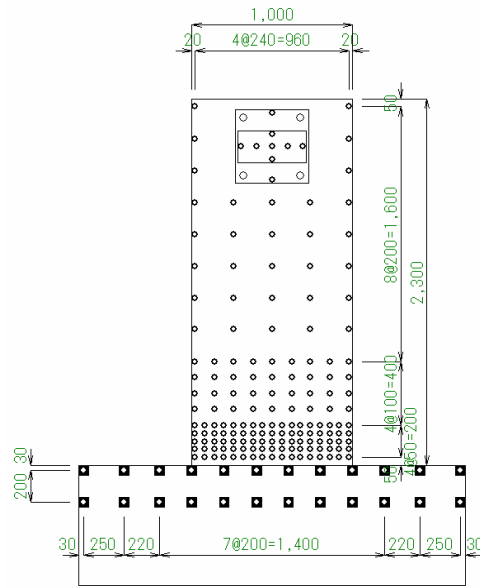


図-6 ターゲット設置位置

ちりばめたものである。シートには黒色無反射塗料を印刷している（図-5）。解析では円の重心位置を求めるため、反射率は計測精度と密接な関係があるといえる。ターゲットの大きさは、画像上においてその直径が4～5画素以上の像を得ることが必要である⁵⁾。このため撮影距離に応じてターゲット径を変更することとなる。

今回の試験では、ターゲットを2種類使用しており、すべて供試体西面に設置した。まず橋脚部分には反射面の直径10mm、ターゲット全体で直径20mmの円形ターゲットを使用した。理由として、供試体のひび割れスケッチを実施するため、小さなターゲットを用いる必要があった。一方、フーチング部分には反射面の直径30mmターゲット全体で50×50mmの矩形ターゲットを使用した。フーチング部には設置に関して制約がなく、大きなターゲットを使用し、検出精度を向上させることを意図している。ターゲットは計184枚使用し、橋脚基部にはターゲットを密に設置した（図-6）。

b) 撮影方法

カメラにはNikon製D1X（有効画素数：590万画素、CCDサイズ：23.7×15.6mm）を使用した。レンズには焦点距離20mmの広角レンズを使用している。広角レンズを使用することで、1枚の画像に多くのターゲットを写せるという利点がある。反面、レンズ歪みが大きくなるため、レンズ歪み補正計算を行う。

ターゲットを撮影する場合、カメラの絞りを最大に絞って、シャッタースピードを上げた状態でストロボ撮影を行う。この方法で撮影すると画像全体は暗く写るが、ターゲットは反射剤が塗布してあるため鮮明に写る（図-7）。よって、白黒の濃淡がはっきりすることから

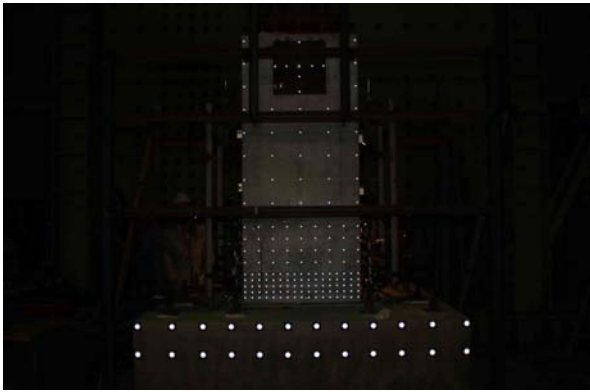


図-7 ストロボ撮影したターゲット

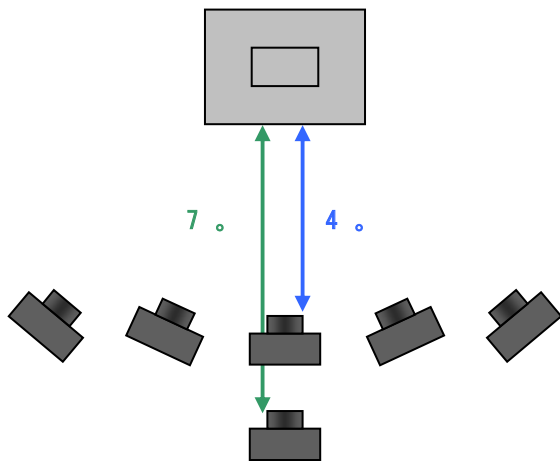


図-8 撮影位置

ターゲットの認識精度が向上する。

撮影は各ケースのピーク荷重時に、荷重を保持した状態で行い、6箇所から撮影した(図-8)。この時カメラを90度ずつ回転させて計4枚撮影する。1つの撮影箇所からカメラを回転させながら撮影することで、解析時に正確なレンズ歪の補正を行うことが可能となる。

(3) 計測結果

本方法での解析結果と供試体南面に設置した変位計(DH-1～5)の計測結果を比較したグラフが図-9である。グラフは正負交番荷重試験の+5 δ_y ～+8 δ_y 間の計測結果を抜粋して比較したものである。今回の試験では、変位計とターゲットの設置高さが異なっているため、単純に比較はできないが、本方法による計測結果が変形の進行を精度良く捉えていることがわかる。変位計と比較した誤差は0.15～0.45mmであった。

(4) 考察

誤差が増大するのは、橋脚基部のコンクリートが剥離する7 δ_y 以降である。これは、荷重によりコンクリー

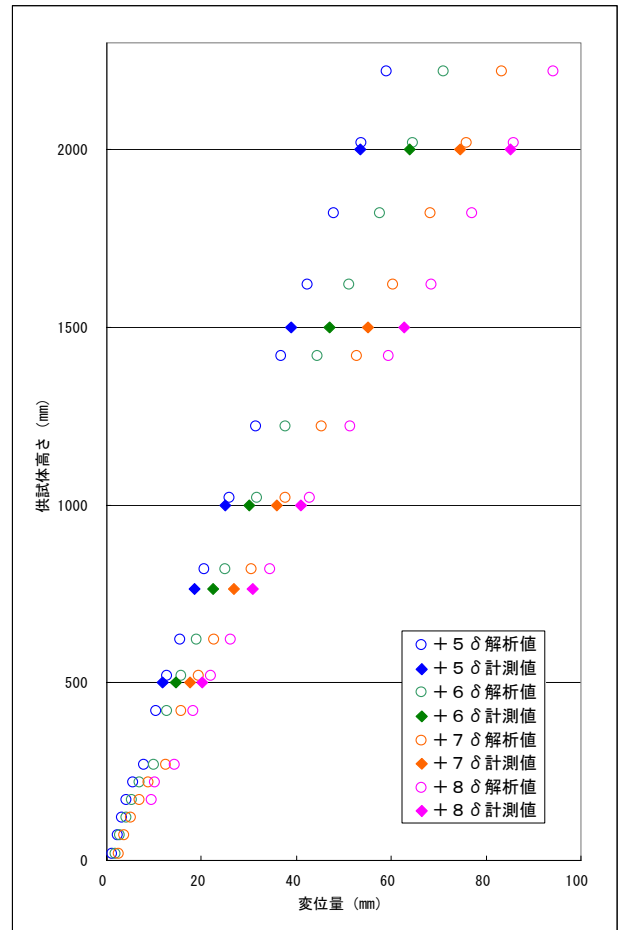


図-9 解析結果と計測結果の比較



図-10 剥がれたターゲット (+8 δ_y)

トが剥離した際、橋脚基部のターゲットが剥がれてしまったためと考えられる(図-10)。ターゲットが剥がれてしまったことにより、フーチングにあるターゲット間の距離が大きくなることでネットワークが弱くなり、橋脚基部に近い範囲で誤差が大きくなっているものと思われる。

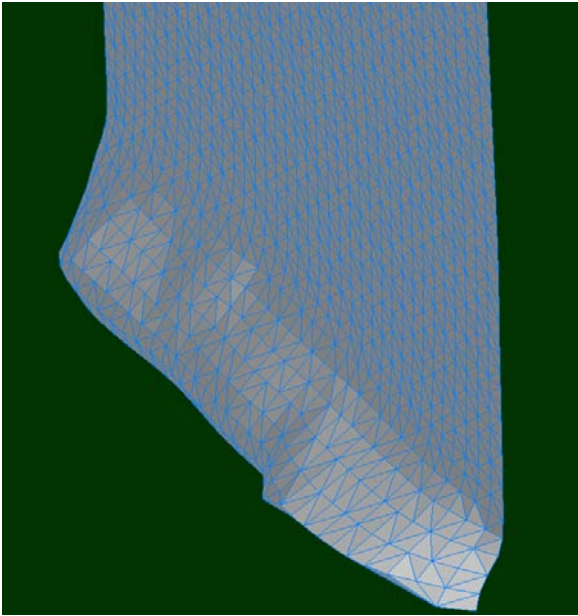


図-11 変形挙動のモデル化 ($7\delta_y/3$)

4. まとめ

今回の正負交番載荷試験のような3次元的な挙動を示す構造実験において、以下の知見を得た。

- ① 平面的なターゲットを使用することで、設置の制約を受けずに変位計測が可能である。
- ② デジタルカメラとターゲットのみで計測可能であり安価である。
- ③ 撮影時に載荷を保持する必要があり、連続した撮影が難しい。
- ④ 座標算出には解析が必要なためリアルタイムに変形を捉えることができない。

平面的なターゲットを利用することで、同時に多点の3次元座標を取得することができるため、供試体全体の挙動を把握することが容易である。ターゲットの3次元座標値をモデル化すると、鉄筋座屈によるコンクリートの膨張を可視化することができるため、挙動の把握はより一層容易となる(図-11)。

一方で、撮影時には載荷を保持する必要がある。これは、同一条件で複数箇所から撮影を行う必要があるからである。このため、連続的な計測を行うには撮影箇所の数だけカメラ台数が必要である。今回の計測に当てはめると24台のデジタルカメラが必要となる。これは現実的な測量方法とはいえない。

解析時間は、写真枚数・設置ターゲット数および使用するパソコンの性能によっても異なるが、1時間～1時間半は必要である。構造実験においてリアルタイム性は計測機器に求められる重要な要素の1つであるため、解

析時間の短縮は、今後の展開における重要な課題といえる。このため、解析に要する時間を短縮する方法も開発が進んでおり、この中でターゲットを自動認識する方法が実用化に一番近いと思われる⁶⁾。

従来の計測機器に代替するためには、計測の連続化と解析時間の短縮が急務であり、実用的な3次元測量方法として確立させるため、今後も研究開発を進めていきたい。

謝辞：本論文作成に当たり多くの方々のご指導、ご協力をいただきました。株式会社タクモ：清水哲也氏と東京理科大学：河野竜之氏、広瀬康之氏には、実験の準備やデータ解析作業に多大なご協力をいただきました。深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 大西有三, 張春, 林訓裕: 岩盤変位計測における精密写真測量手法の適用, 第44回地盤工学シンポジウム, pp.139-144, 1999年
- 2) 塩崎正人, 秋本圭一: 精密写真測量を用いたアラミドロッドの微小変形計測, 平成16年度土木学会年次学術講演会, 2004年9月
- 3) 秋本圭一, 服部進, 大西有三, 三浦悟: 画像計測法のトンネル内空形状計測への応用, 土木学会論文集 No.687/III-56, pp.289-301, 2001年
- 4) 独立行政法人土木研究所: 橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案)【橋脚の正負交番載荷試験方法及び振動台実験方法】, 土木研究所資料第4023号, pp.7-29, 2006年8月
- 5) 塩崎正人, 戸村豪治, 木山保, 大西有三, 西山哲, 矢野隆夫: 精密写真測量技術を用いた施工法面の変位モニタリングシステムに関する研究, 第48回地盤工学シンポジウム, 2003年
- 6) 服部進, 秋本圭一, 井本治孝: コード付きターゲットを使った工業画像計測の自動化, 電子情報通信学会論文誌, Vol.J84-D- II, No.9, pp.2011-2019, 2001年

段差付きフルプレキャスト PC 床版の長期載荷実験

Long-term Loading Tests on Precast Prestressed Concrete Slabs with Step Portion

江頭 寛 HIROSHI EGASHIRA

小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA

山中 久幸 HISAYUKI YAMANAKA

谷垣 正治 MASAHARU TANIGAKI

建築生産計画部 松本 啓二 KEIJI MATSUMOTO

集合住宅のバリアフリー床および大スパン床に対応する段差付きフルプレキャスト PC 床スラブの長期載荷実験を行った。試験体は、端部を固定支持とした内法スパン 10.58m の実大 PCa 床版 3 体で、プレストレスの導入方式や導入量をパラメータとした。約 600 日間にわたる計測の結果、3 体の長期たわみは約 9.1~9.7mm でほぼ等しく、本実験で設定したパラメータが長期たわみの大きさに与える影響は小さいことや、たわみ倍率が 4~5 程度になることを確認した。

キーワード：一方向スラブ、フルプレキャスト、ポストテンション、プレテンション、長期たわみ

The long-term loading tests were conducted on the precast prestressed concrete slabs with the step portion to be provided for the barrier-free or the long span floors at the high-rise housings. The tests were carried out on the three numbers of the full-scaled precast RC slabs fixed at the both ends with 10.58m net span. The parameters of the tests are the prestressing methods and the amount of the introduced prestress. As the result of the measurement for about 600 days, the long-term deflections among the three specimens showed almost same values between 9.1 to 9.7mm, notwithstanding the variety of the test parameters, and the ratios of the long-term deflection against the initial deflections were between 4 to 5.

Key Words: One-way Slab, Precast, Post-tensioning, Pre-tensioning, Long-term Deflection

1. はじめに

集合住宅の床スラブには、自由度の高い住戸計画を可能とする大スパン化、仕上げ床のバリアフリー化、および所定の構造階高の範囲内で高い天井高を確保する床構造が求められており、これらの要求は今後も高まる傾向にある。これらのニーズに対応した床工法の一つとして、本研究では段差付きのフルプレキャスト・プレストレストコンクリート（以下、フルPCaPC）床工法に着目し、これまでに構造安全性および使用性に関わる種々の実験的検証^{1)~3)}を行ってきた。大スパンの床スラブで一般に懸念される長期たわみに関しては、本床工法では、スラブにボイド型枠を設けて自重を抑え、さらにプレストレスを導入することで対応しているが、プレストレスの導入方式や導入量が長期たわみに及ぼす影響については把握するまでに至っていない。そこで本報告では、プ

レストレスによるスラブ自重のキャンセル率が同じで導入方式をプレテンションあるいはポストテンション方式とした実大床版 2 体と、これらよりプレストレス量の若干少ないポストテンション方式の実大床版について長期たわみ観測を実施し、長期たわみ性状の相違について検討した。

2. 実験概要

(1) 試験体

表-1に試験体の諸元を、表-2に配筋と PC 鋼線の一覧を、図-1に試験体図を示す。本床工法は、スパン中央部に床段差を有する一方向のフル PCa-PC 床版で、発泡ポリスチレン製のボイド型枠で軽量化を図っている。

試験体はUB1, UB2, PRTの3体である。いずれも内法スパンL=10,580mm, 厚さt=300mmの実大床スラブ

表-1 試験体の諸元

試験体名	UB1	UB2	PRT
床版の種類	フルプレキャスト中空PC床版		
プレストレスの導入方式	ポストテンション(アンボンド)	プレテンション	
内法スパンL(mm)	10,580		
版幅w(mm)	1,780	1,670	1,850
版厚t(mm)	300		
重量等価厚 t_e (mm)	269	262	282
中空率 $((t-t_e)/t)$	0.10	0.13	0.06
平均床重量(N/m ²)	6,450	6,280	6,770
載荷重量(N/m ²)	1,610	1,570	1,600
平均有効プレストレス σ (N/mm ²)	1.62	1.19	1.45
荷重キャンセル率	0.30	0.22	0.30

*プレストレス有効率を $\eta = 0.85$ (ポストテンション), 0.80 (プレテンション)として計算

表-2 配筋とPC鋼線の一覧

試験体名	種別	左端	中央	右端
UB1	上端筋	18-D13	10-D13	18-D13
	下端筋	4-D22	19-D13	10-D13
	配力筋	D10@200		
	PC鋼より線	SWPR19-19.3mm×3 (アンボンド鋼線)		
UB2	上端筋	17-D13	9-D13	17-D13
	下端筋	5-D19	17-D13	9-D13
	配力筋	D10@200		
	PC鋼より線	SWPR19-19.3mm×2 (アンボンド鋼線)		
PRT	上端筋	18-D13	10-D13	18-D13
	下端筋	4-D22	19-D13	10-D13
	配力筋	D10@200		
	PC鋼より線	SWPR7B-15.2mm×5		

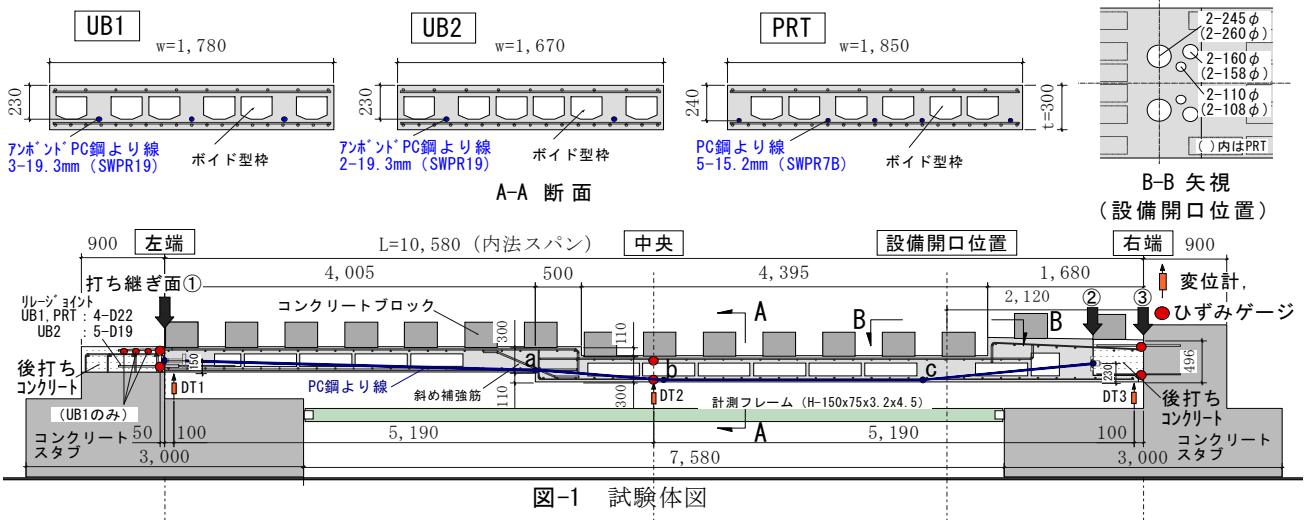


図-1 試験体図

表-3 材料試験結果

(1) コンクリート

部位	試験体名	圧縮強度* N/mm ²	割裂強度* N/mm ²	弾性係数* ×10 ⁴ N/mm ²
フルPCa部	UB1	53.0	4.04	2.91
	UB2	47.3	3.90	2.73
	PRT	55.8	3.41	3.58
後打ち部	共通	49.8	3.26	3.01

*コンクリートの材料試験結果は、支保工撤去時の値

(2) 鉄筋

部位	呼び (SD295A)	試験体 名	降伏強度 N/mm ²	降伏歪 ×10 ⁻⁶	引張強度 N/mm ²	弾性係数 ×10 ⁵ N/mm ²
フルPCa部	D10	UB1, UB2	377	2,100	510	1.88
		PRT	362	2,040	508	1.85
		UB1, UB2	344	1,800	487	1.93
	D13	PRT	361	1,910	498	1.90
		UB2	388	2,120	586	1.89
	D22	UB1	388	2,070	571	1.93
		PRT	385	2,190	554	1.90
	右端後打ち部	D13	共通	336	1,710	491

で、両端のコンクリートスタブで支持された形状になっている。3体の相違点は、プレストレスの導入方式と導入量および版幅である。UB1(版幅1,780mm)は、ポストテンション方式のPC床版で、φ19.3mmのアンボンドPC鋼より線を3本使用した標準仕様タイプである。UB2(版幅1,670mm)は、同じくポストテンション方式のPC床版であるが、φ19.3mmのアンボンドPC鋼より線の使用数を2本に低減したタイプである。一方、PRT(版幅1,850mm)は、PCa工場での生産性を考慮してプレテンション方式としたPC床版で、φ15.2mmのPC鋼より線を5本使用している。平均有効プレストレスは、UB1, PRT, UB2の順に大きいが、荷重キャンセル率は、UB1とPRTが0.30で、UB2が0.22である。PC鋼線は、すべて図-1に示すようなスパン中央の段差部付近に反曲点a,bを有する配置^{4),5)}となっている。プレテンション方式であるPRTでは、点a,b,cの位置に配線形状を保持する金物を設けて緊張した。なお、各試験体とも床版右端から1/5Lの位置に断面欠損率が最大約30%の円形の設備開口群(B-B矢視)を有している。床版とコンクリートスタブは後打ちコンクリートで一体化され、回転と水平移動が拘束された支持状態となっている。

表-3に材料試験結果を示す。



写真-1 載荷状況



写真-2 自由振動測定状況

表-4 長期載荷による1次固有振動数の変化

試験体名	錘載荷前	錘載荷直後	600日経過後	比
	f_{t0} (Hz)	f_{t1} (Hz)	f_{t2} (Hz)	
UB1	11.6	10.5	10.4	0.99
UB2	11.6	10.5	10.4	0.99
PRT	11.5	10.5	10.4	0.99

表-5 たわみ倍率の比較

試験体名		UB1	UB2	PRT
弾性たわみ*(mm)	計算値 δ_e	2.20	2.51	1.80
	実験値 δ_0	2.40	2.49	2.14
長期たわみ**(mm)	δ_L	9.07	9.65	9.64
たわみスパン比	δ_L/L	1/1,170	1/1,100	1/1,100
たわみ倍率	δ_L/δ_e	4.1	3.8	5.4
	δ_L/δ_0	3.8	3.9	4.5

*床版自重と錘載荷によるたわみの和, **600日経過後の実験値

(2) 載荷および計測方法

写真-1に載荷状況を示す。計測は、床版の支保工撤去の直前から開始した。支保工撤去後、約12日間の無載荷状態を経て、住戸の実荷重を想定したコンクリートブロック錘（仕上げ荷重 1,000 N/m²+ 積載荷重 600 N/m²= 合計 1,600 N/m²）を載荷し、約 600 日間の計測を行った。試験体の設置場所は屋外であるが、錘載荷の後、仮設の屋根と外壁を設けた。

主な計測項目は、床版の両端・中央の鉛直変位と同部位の上下主筋のひずみで、各々変位計とひずみゲージで計測した。なお、UB1試験体に関しては、左端上端筋のコンクリートスタブへの定着部に4枚のひずみゲージを130mm間隔で貼付け、長期載荷における上端筋定着部の付着の状態を計測した。また、各床版の自由振動の測定を、無載荷の状態、錘載荷直後の状態、長期載荷 600 日経過後でそれぞれ行い、固有振動数の比較を行った。

3. 実験結果

(1) 長期載荷後の試験体の状況と固有振動数

錘載荷から 600 日経過に至るまでに、各試験体とも、図-1に示す床版端部の打継ぎ面①, ②, ③において、幅 0.15mm 程度の目開きの進行が確認されたが、その他の

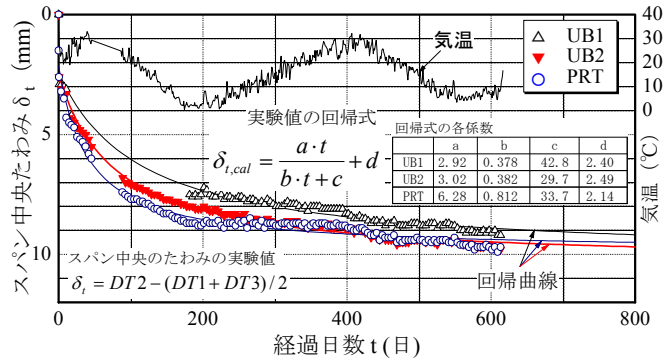


図-2 経過日数とスパン中央たわみの関係

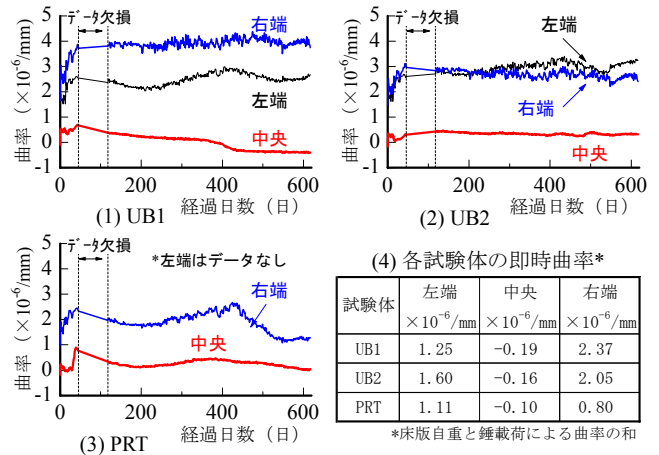


図-3 床版の曲率と経過日数の関係

部位にひび割れは観察されなかった。

写真-2に自由振動測定状況を、表-4に長期載荷による1次固有振動数の変化を示す。自由振動測定は、78Nの砂袋を28cmの高さからスパン中央部に落下させる方法で行った。表-4に示すように、各試験体の1次固有振動数は、各計測時においてほぼ同値である。各試験体の錘載荷直後の1次固有振動数 f_{t1} は10.5Hzで、600日間の長期載荷経験後の1次固有振動数 f_{t2} は10.4Hzとなっており、長期載荷による床版の剛性低下は、ほとんど生じていないことが分かる。

(2) たわみの推移とたわみ倍率

図-2に、経過日数 t とスパン中央たわみ δ_t の関係を示す。 δ_t は、床版両端からの相対たわみで表し、支保工撤去前をゼロとしている。同図には、実験値の回帰式とその回帰曲線、および気温を併記している。約 200 日までは、PRT, UB2, UB1の順にたわみの進行が大きいが、それ以降は、各試験体のたわみの差は小さくなった。表示した回帰曲線から推定すると、各試験体の長期たわみは、10mm程度に収束する傾向にある。

表-5にたわみ倍率の比較を示す。弾性フレーム解析による弾性たわみの計算値 δ_e は、UB1, UB2, PRTの順に 2.20, 2.51, 1.80mm で、実験値 δ_0 もこれにほぼ対応し

ている。各試験体の600日経過後の長期たわみの実験値 δ_L は、約9.1～9.7mm（たわみスパン比 δ_L/L 換算で約1/1,200～1/1,100）で、ほぼ同程度である。弾性たわみの計算値に対するたわみ倍率 δ_L/δ_e は、UB1, UB2, PRTの順に4.1,3.8,5.4となり、実験値に対するたわみ倍率 δ_L/δ_0 は、順に3.8,3.9,4.5となった。

(3) 曲率の推移

図-3に床版の左端、中央、右端の上下主筋のひずみ値から求めた床版の曲率と経過日数の関係を示す。曲率は正值が上端引張りを、負値が下端引張りの状態を示している。なお、同図には各試験体の即時曲率（床版自重と錘载荷による曲率の和）の一覧を併記した。曲率の推移は、各試験体とも同様な傾向を示した。後打ちコンクリート部分である左端と右端の曲率は、初期には増大するが、数十日以降はおおむね $2 \sim 4 \times 10^{-6}/\text{mm}$ の間を推移している。一方、PCa床版中央の曲率は端部に比べて小さく、おおむねゼロ付近を推移している。これは、床版端部の固定度の変化が小さく、PCa床版内のPC鋼線による吊上げ力が、版中央の曲げ変形を抑制していることに起因する現象であると考えられる。

(4) 上端筋定着部の付着応力度の推移

図-4に、UB1の左端上端筋D13のコンクリートスタブ定着部における平均付着応力度と気温の推移を示す。平均付着応力度 τ_{ave} は、PCa床版端から130mm間隔の区間①、②、③およびこれらの合計区間④（390mm）について両端のひずみ測定値から(1)式を用いて算出した。

$$\tau_{ave} = \frac{E_s \cdot \Delta \epsilon_s \cdot A_s}{\Delta L \cdot \phi} \quad (1)$$

ここで、 E_s は鉄筋のヤング係数、 $\Delta \epsilon_s$ は2つの測定点の鉄筋ひずみの差分値、 A_s は鉄筋の断面積、 ΔL は両測定点間の距離、 ϕ は鉄筋の周長である。なお、同図には、当該コンクリートスタブの後打ちコンクリート部分の実強度（ $\sigma_B=49.8\text{N}/\text{mm}^2$ ）を用いて計算した上端筋定着部の長期許容付着応力度⁶⁾（ $f_a=1.14\text{N}/\text{mm}^2$ ）を併記した。

上端筋定着部の平均付着応力度は、区間①で $1.3 \sim 1.5\text{N}/\text{mm}^2$ 、区間②で $0.5 \sim 0.8\text{N}/\text{mm}^2$ 、区間③で $0.2 \sim 0.3\text{N}/\text{mm}^2$ の間を気温の影響を受けながら緩やかに推移している。区間①の約400日以降の付着応力度は、気温の低下に対応して減少しているが、区間②、③と全区間④の平均付着応力度は、ほぼ横ばいで安定している。また、全区間④の600日経過後の平均付着応力度の長期

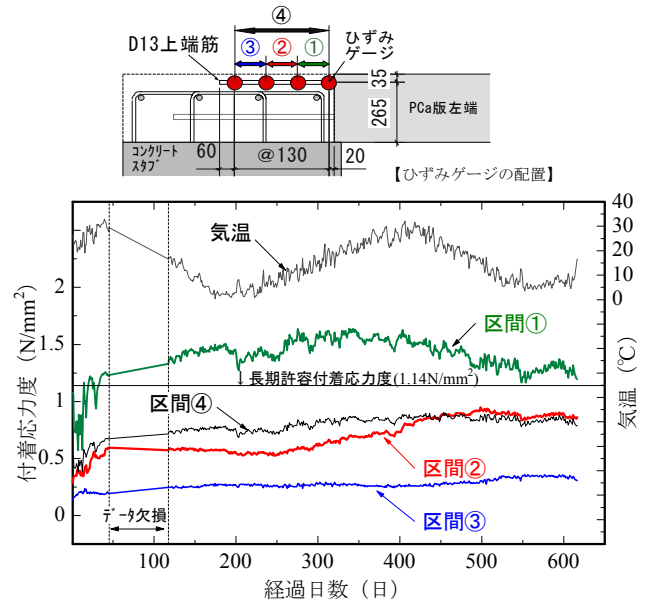


図-4 左端上端筋定着部の平均付着応力度と気温の推移

許容付着応力度に対する比は、約0.75になっている。

現時点では、長期载荷に伴う付着劣化の傾向は見られないが、今後も観測を継続し、端部上端筋の付着応力度と長期たわみの関係について検討する予定である。

4. まとめ

段差付きフルPCa-PC床版の約600日間にわたる長期载荷実験を行った。その結果、以下の知見を得た。

- ①UB1とUB2、およびPRTの600日経過後の長期たわみは、約9.1～9.7mmとなり、本実験で設定したプレストレスの導入方式や導入量の相違が長期たわみの大きさに与える影響は小さいことを確認した。
- ②弾性たわみの計算値に対するたわみ倍率は、UB1とUB2が約4、PRTが約5となった。
- ③後打ちコンクリート部分である左端と右端の曲率は、3体ともおおむね $2 \sim 4 \times 10^{-6}/\text{mm}$ の間を推移しているが、PCa床版中央の曲率はおおむねゼロ付近を推移していることを確認した。
- ④端部上端筋の定着部における平均付着応力度の長期許容付着応力度に対する比は、600日経過後で約0.75であり、許容値以内であることを確認した。

参考文献

- 1) 鈴木ほか：段差付き一方向アンボンドスラブの長期载荷実験，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2，pp.471-472，2005.9
- 2) 松本ほか：フルプレキャストアンボンドPC床工法の開発その1～その2，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2，pp.223-226，2006.9

- 3) 江頭ほか：フル PCa アンボンド PC 床工法の長期載荷実験と曲げ載荷実験，三井住友建設技術研究所報告No.4， pp.149-154， 2006.9
- 4) 鈴木ほか：段差付き一方向アンボンドスラブの曲げ載荷実験その 1～その 2，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2， pp.163-166， 2004.8
- 5) 江頭ほか：段差付き一方向アンボンドスラブの曲げ載荷実験，三井住友建設技術研究所報告No.2， pp.99-104， 2004.12
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説， p.7， 1999

1 階柱脚をプレキャスト化した高強度柱部材の構造実験

Loading Tests of High-Strength RC Column which employs Precast Element of Column Base

田野 健治 KENJI TANO

小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA

山中 久幸 HISAYUKI YAMANAKA

谷垣 正治 MASAHARU TANIGAKI

建築生産計画部 松本 啓二 KEIJI MATSUMOTO

1 階柱の柱脚端より柱せいと同等な高さまでと、それより上部の柱部材を別のプレキャスト部材で構成する、プレキャスト工法を用いた高強度鉄筋コンクリート柱の構造実験を実施し、柱脚を場所打ちコンクリートとする旧来のプレキャスト工法の試験体との比較を行った。その結果、本プレキャスト工法による柱部材は、大変形時まで旧来のプレキャスト工法による柱部材とほぼ同様の構造性能を有していることが確認された。

キーワード：高強度柱，柱脚，プレキャスト，構造実験

The structural performance of High-strength RC Column, which employs precast element of column base, was compared with Precast Column of conventional method by a series of loading tests. Through these tests, it was confirmed that the performance of RC Column with precast element of column base showed almost the same characteristics as the Precast Column of conventional method in the range of large deformation.

Key Words: High-Strength RC Column, Column Base, Precast, Loading Tests

1. はじめに

現在の鉄筋コンクリート造建物の施工では、品質の確保、施工の省力化、工期の短縮の観点から、部材のプレキャスト（以下、PCa）化が積極的に行われている。一方、PCa 部材の接合にはさまざまな機械式継手工法が用いられているが、機械式継手は塑性変形性能が要求されるヒンジ領域には設けてはならず、そのことが、部材の PCa 化を計画する上での制約のひとつとなっている。実際、1 階の柱の場合は、柱脚にヒンジを計画することが多いため、1 階柱を PCa 化せずに現場打ちコンクリートを打設するか、あるいは柱脚を部分的に現場打ちコンクリートとし、その上部から PCa 化することなどが行われている。

しかし、高層建物の 1 階の柱には高強度コンクリートが採用されることも多く、現場での高度な品質管理と施工技術が不可欠となっており、本来はこのような部位を PCa 化し品質確保を確実にすることが望ましいと考える。

そこで、筆者らは PCa 化の進んでいない柱脚を含む 1 階柱を PCa 化するために、ヒンジを計画する柱脚部とそ

の上部の柱を別々の PCa 部材で構成する PCa 工法（以下、本 PCa 工法）の開発を行うこととした。

本報告では、本 PCa 工法を用いた柱部材の構造性能を検証することを目的として実施した柱の曲げせん断実験結果について報告する。

2. 工法概要

図-1に、本 PCa 工法の概要を旧来の PCa 工法と比較して示す。本工法は、柱脚端から柱せい分の長さの部位を PCa 部材（以下、柱脚 PCa）として 1 階柱を構築するものである。柱脚 PCa は、シース管が内蔵され、PCa 組立て時に柱主筋を通す貫通孔を有する部材である。

その施工手順は、まず柱脚 PCa を 1 階床から突出した柱主筋に通し、シース管内および下端目地部に高強度モルタルを充填し、柱主筋とコンクリートとの一体性を確保する。次に、機械式継手を配した上部の PCa 部材（以下、上部 PCa）を設置し、PCa 部材間の目地と機械式継手内に高強度モルタルを充填するものである。

本工法では、目地部が柱脚 PCa の上下に存在している。また、柱脚 PCa の柱主筋はシース管内にあり、せん

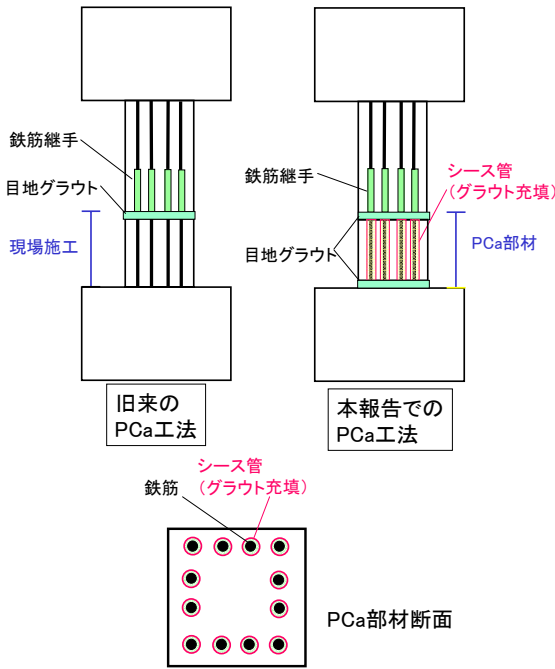


図-1 プレキャスト部材の概要

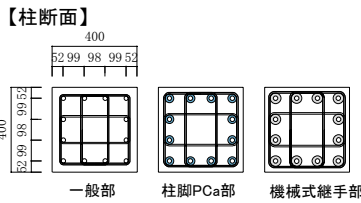
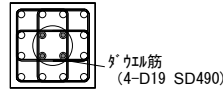


表-1 試験体一覧

試験体	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
	断面 $B_c \times D_c$ (mm)	400 × 400		
せん断スパン比 M/QD	3.0			
主筋 配筋	12-D19 (SD490)			
P_g (%)	2.15			
フープ	配筋	4-H6@45 (SHD685)		
	P_w (%)	0.70		
$\sigma_c = 60 \text{ N/mm}^2$	組立形式	在来工法	PCa工法 (ヒンジ領域外継手)	PCa工法 (ヒンジ領域外継手) + 接合部ダウエル筋 (4-D19)
	軸力作用方法	変動		
軸力比	圧縮 $N / (B_c \cdot D_c \cdot F_c)$	0.30		0.35
	引張 $N / (\sum at \cdot \sigma_y)$	-0.90		-
試験体	No. 5	No. 6		
	断面 $B_c \times D_c$ (mm)	330 × 330		
せん断スパン比 M/QD	3.0			
主筋 配筋	12-D19 (SD490)			
P_g (%)	3.16			
フープ	配筋	4-H6@50 (SHD685)		
	P_w (%)	0.76		
$\sigma_c = 100 \text{ N/mm}^2$	組立形式	PCa工法 (ヒンジ領域外継手)		
	軸力作用方法	変動	一定	
軸力比	圧縮 $N / (B_c \cdot D_c \cdot F_c)$	0.30	0.30	
	引張 $N / (\sum at \cdot \sigma_y)$	-0.90	-	

【a-a'断面】



【柱断面】

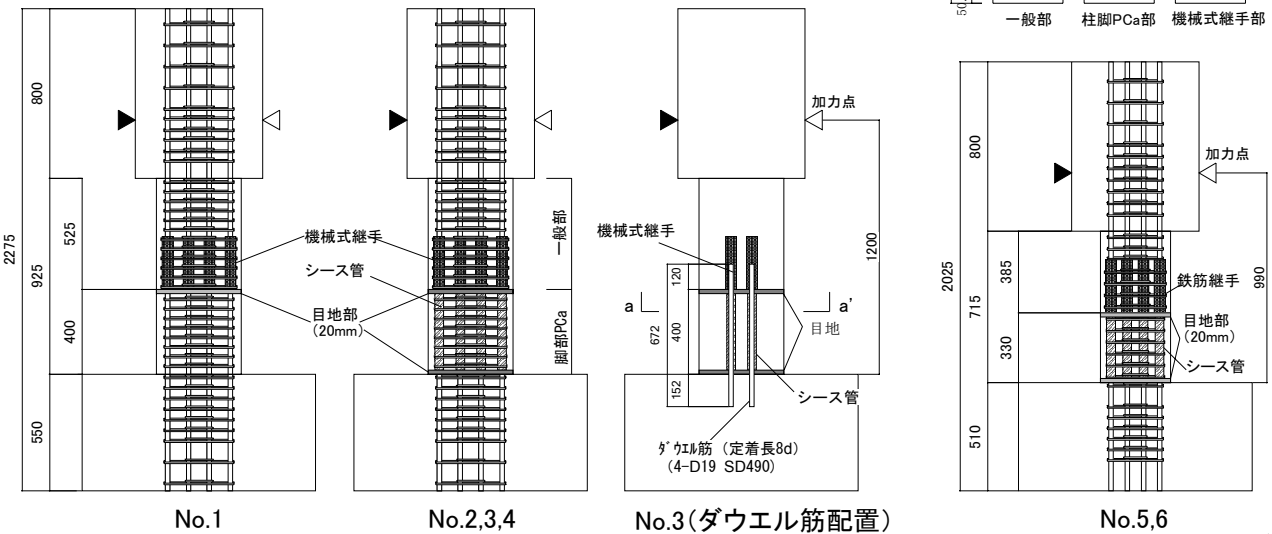
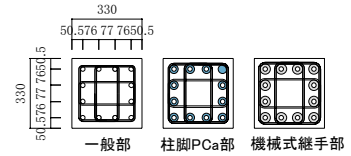


図-2 試験体配筋

断補強筋がシース管の外側に配された状態となっている。これらの点が旧来の工法と異なっている。

3. 実験概要

(1) 試験体

表-1に試験体一覧を、図-2に試験体の配筋を示す。試験体は、上下に加力用スタブを有する縮尺約1/2.5～3.0

の柱試験体6体からなり、No.1～4は約60N/mm²、No.5～6は約100N/mm²のコンクリート圧縮強度である。せん断スパン比 M/QD は3.0である。試験体の製作方法は、No.1は旧来のPCa工法、他の試験体はすべて本PCa工法である。また、No.3試験体には、目地部での水平ずれを抑制するために、上下2箇所目地部を貫通するダウエル筋(4-D19)を配置している。写真-1に本PCa工法での試験体の製作手順を示す。また、以下にその手順

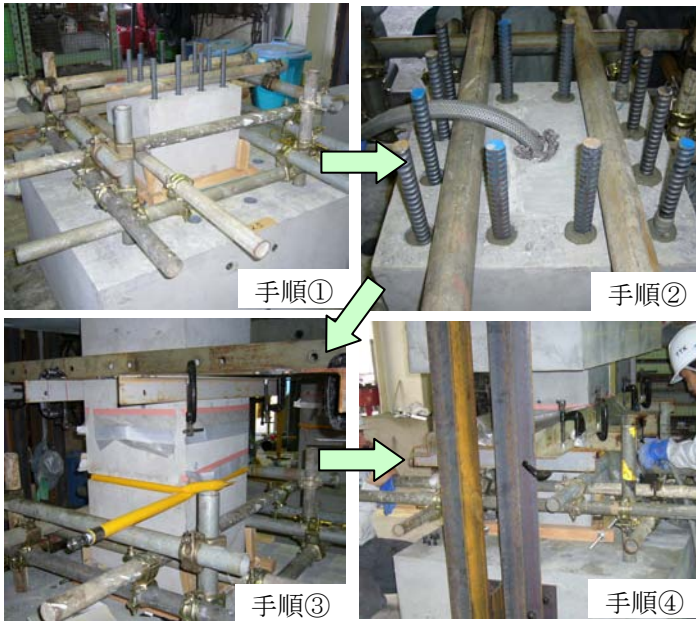


写真-1 試験体の製作手順

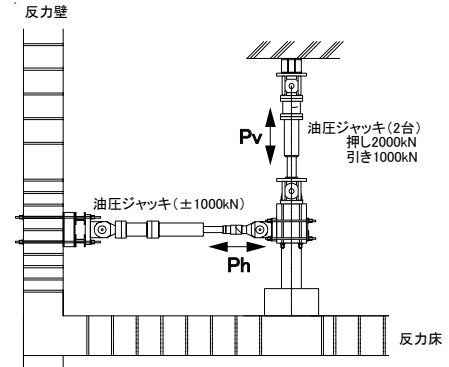
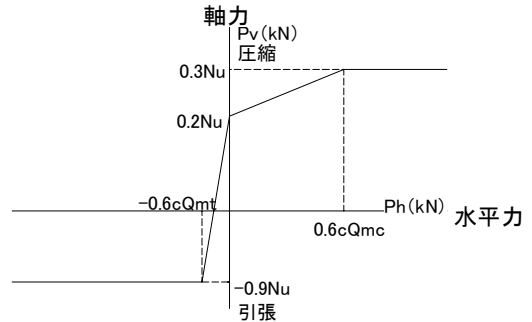


図-3 加力装置



Ph : 水平荷重 (kN) Pv : 軸力 (kN)
 N_u : 圧縮耐力 (kN) ($0.85 \cdot A_c \cdot \sigma_B + A_g \cdot \sigma_y$)
 N_t : 引張耐力 (kN) ($A_g \cdot \sigma_y$)
 A_c : コンクリート断面積 (mm^2) A_g : 鉄筋断面積 (mm^2)
 σ_B : コンクリート強度 (N/mm^2) σ_y : 鉄筋降伏点 (N/mm^2)

図-4 変動軸力のスケジュール

表-2 材料試験結果

(鋼材)						
部位	種類	降伏点 N/mm^2	引張強度 N/mm^2	弾性係数 $(\times 10^5) \text{N/mm}^2$	降伏ひずみ $\mu (\times 10^6)$	伸び %
主筋	D19(SD490)	515	691	1.91	3480	16.5
帯筋	D6(UHD685)	713	923	1.89	4400	14.4

試験体	コンクリート			モルタル(下目地)		モルタル(上目地)	
	圧縮強度 N/mm^2	弾性係数 $(\times 10^5) \text{N/mm}^2$	割裂強度 N/mm^2	圧縮強度 N/mm^2	弾性係数 $(\times 10^5) \text{N/mm}^2$	圧縮強度 N/mm^2	弾性係数 $(\times 10^5) \text{N/mm}^2$
No.1	62	2.99	4.8	-	-	111	3.94
No.2	59	3.00	4.8	107	3.64	122	4.01
No.3	66	2.90	4.9	107	3.69	132	4.08
No.4	71	3.19	4.9	112	3.81	134	4.14
No.5	102	3.96	6.1	154	4.19	157	4.52
No.6	106	3.82	4.6	154	4.23	160	4.63

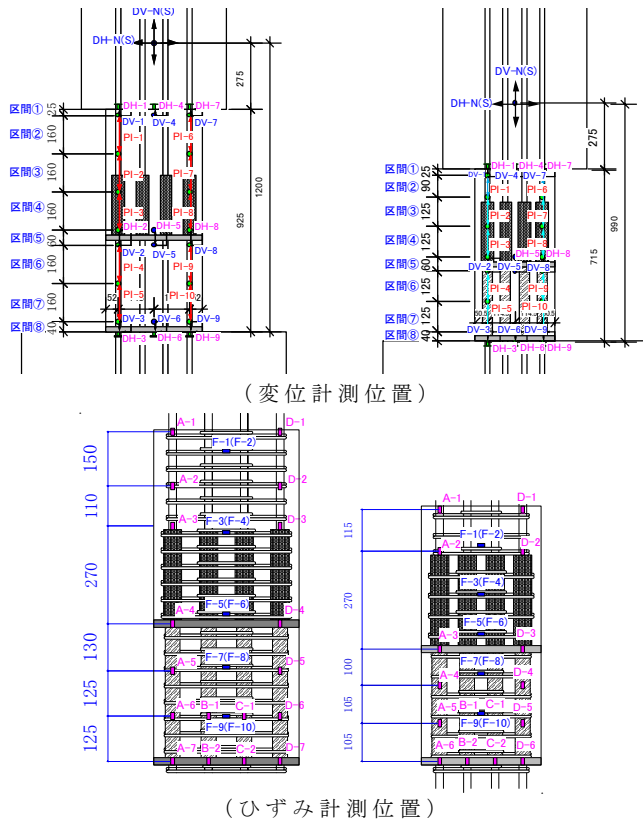


図-5 変位計測・ひずみ計測位置

を説明する。

- 柱脚端の目地部に目地高さ分 (20mm) の鋼製スペーサーを柱断面の四隅に配置した後に、柱脚PCaをセットし、目地部外周に型枠を設置する。
- 柱脚PCaの中央に開けたグラウト材注入口より、高強度モルタルを注入し、下部の目地部とシース管内に充填されたことを確認する。

- 柱脚PCaの上部に手順①と同様にスペーサーを配置し、上部PCaをセットし、目地部外周に型枠を設置する。

- 上部PCaに配置した機械式継手のうちの1箇所注入口より高強度モルタルを注入し、上部の目地部とすべての機械式継手内に充填されたことを確認する。

表-2に鋼材とコンクリートの材料試験結果を示す。

(2) 加力方法

図-3に加力装置図を、図-4に変動軸力のスケジュールを示す。加力は、試験体の上部ピン位置に2台の油圧ジャッキ (押2,000kN, 引1,000kN) により軸力を与え、柱の反曲点位置に油圧ジャッキ (押引1,000kN) により

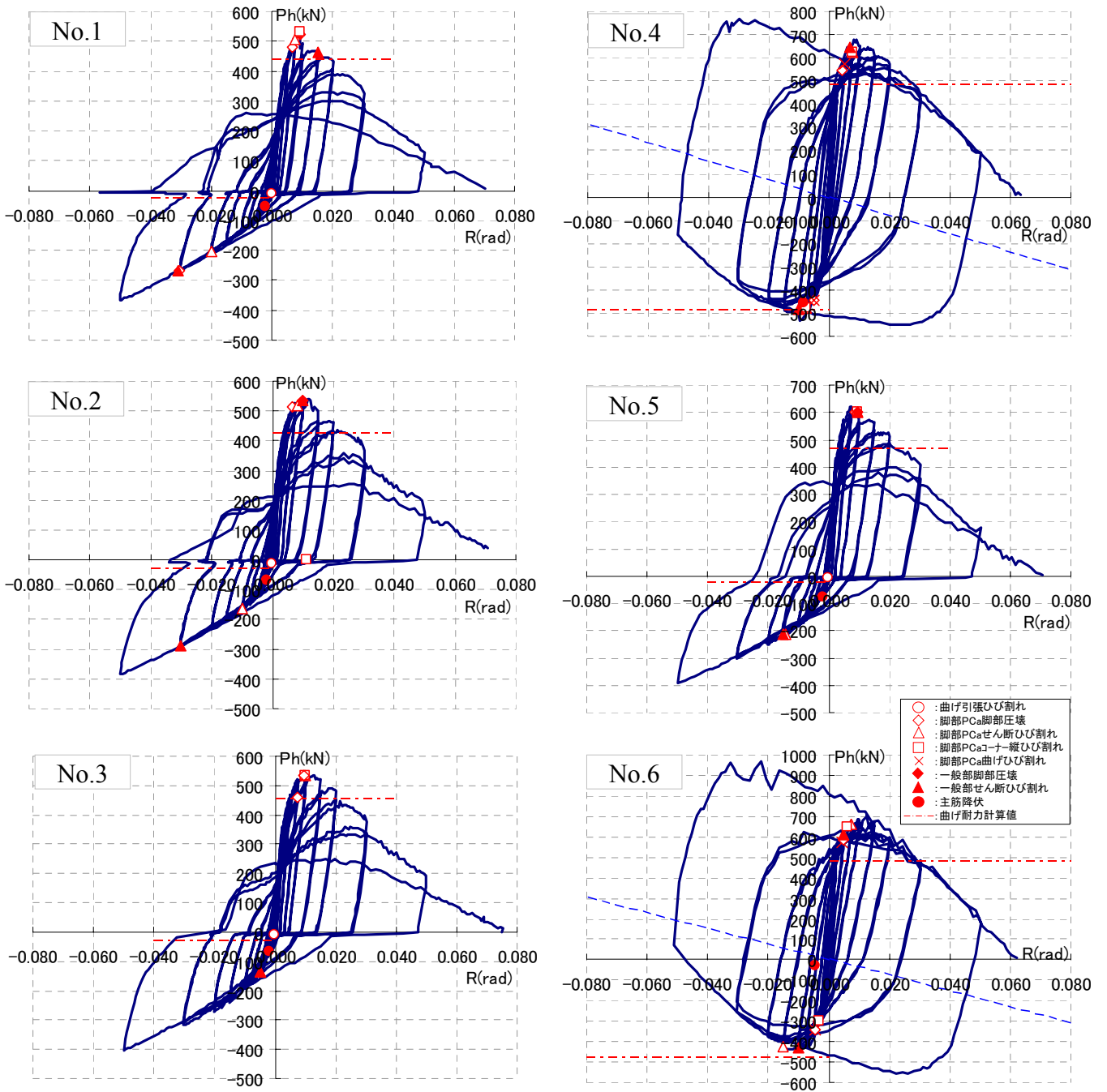


図-6 水平荷重 (Ph) - 変形角 (R) 関係

水平力 (Ph) を作用させ、水平方向に正負交番繰返し加力する方法とした。なお、作用軸力は、No.4, No.6を一定軸力とし、その他を変動軸力とした。試験体の加力履歴は、変形角 $R = \pm 1/800\text{rad}$ を1回、 $R = \pm 1/400, 1/200, 1/133, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33\text{rad}$ を各2回、その後 $R = +1/20\text{rad}$ まで加力を行った。

(3) 計測方法

図-5に変位計測およびひずみ計測位置を示す。変位は、水平荷重 (Ph) の作用位置の水平変位および鉛直変位、柱の最外主筋位置での区間鉛直変位、PCa部材間

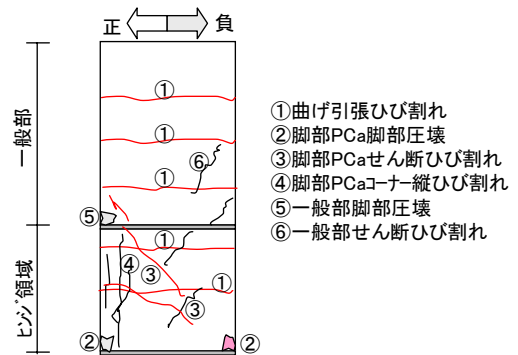


図-7 破壊進展状況 (変動軸力)

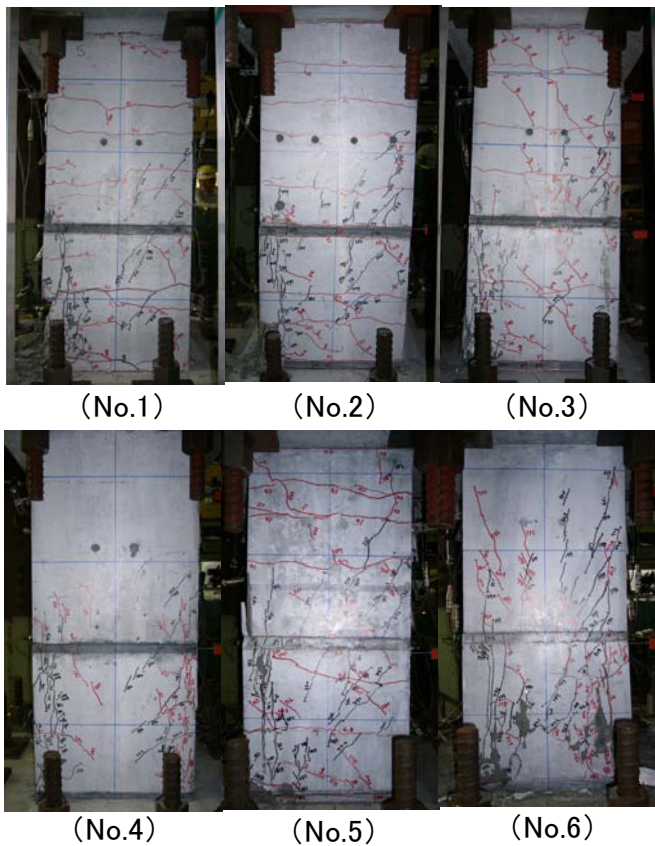


写真-2 ひびわれ状況 (1/50rad)

の水平ずれ変位を計測した。ひずみの計測は、主筋、せん断補強筋について計測した。

4. 実験結果および考察

(1) 破壊状況および水平荷重－変形角関係

図-6に水平荷重 (Ph) と変形角 (R) の関係を、図-7に破壊進展状況を、写真-2に各試験体の $R=1/50rad$ 時のひび割れ状況を示す。また、図-6にはACIのストレスブロック法による曲げ耐力計算値を示す。破壊状況は、軸力の作用で大きく異なるので、以降は、変動軸力を与えた試験体と一定軸力を作用させた試験体で分けて述べる。

a) 変動軸力 (No. 1～3, No. 5)

各試験体ともに $R=1/800rad$ 時に材軸方向全域に曲げ引張ひび割れ (図-7, ①) が発生し、 $R=1/400rad$ 時に最外部の主筋が引張降伏、 $R=1/100rad$ 時まで全断面の主筋が引張降伏した。その後は、 $R=1/133rad$ 時まで脚部PCaにおいて脚部の圧壊 (②)、せん断ひび割れが生じ (③)、 $R=1/100rad$ 時に断面の圧縮側コーナー部分に縦ひび割れが生じる (④) のとほぼ同時に水平荷重が低下した。また、水平荷重の低下とほぼ同様なタイミングで、一般部において脚部圧壊 (⑤)、せん断ひび割れ (⑥) が確認された。履歴性状についてみると、本PCa

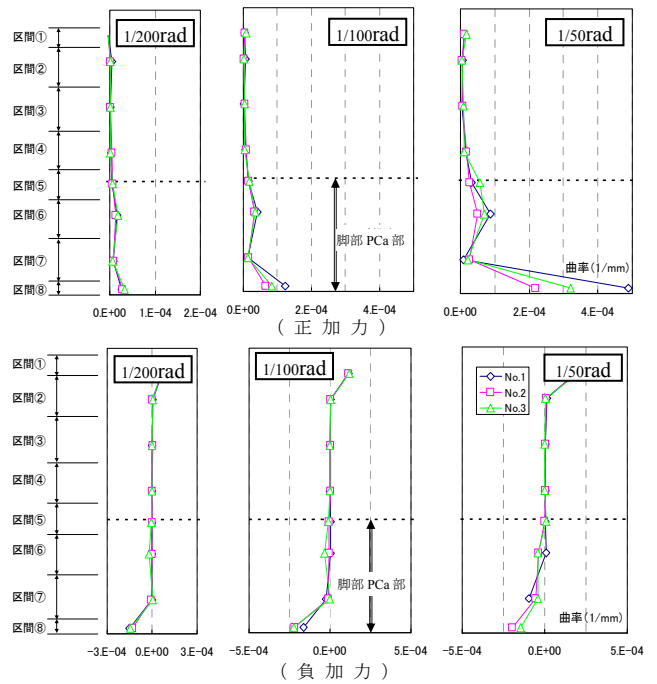


図-8 変形角 (R) と曲率分布の関係

工法で製作された試験体は、旧来のPCa工法のNo.1とほぼ同様の履歴形状を示した。なお、No.2試験体においては、脚部PCa圧縮部の損傷が他の試験体と比べて軽微であったために、 $R=1/67rad$ 時においても水平荷重が上昇し最大荷重に達した。

b) 一定軸力 (No. 4, No. 5)

各試験体ともに $R=1/200rad$ 時に脚部PCaにおいて、脚部の圧壊、曲げひび割れが生じた。その後 $R=1/133rad$ 時に脚部PCaにおいて、圧縮側コーナー部縦ひび割れ、せん断ひび割れが発生するとともに水平荷重低下に至り、ほぼ同時に一般部においてせん断ひび割れが確認された。主筋は $R=1/100rad$ 時に引張降伏した。それ以降の加力では、水平荷重低下の現象がみられることなく、大変形領域においても紡錘形の履歴性状を示した。

(2) 変形角と曲率分布の関係

図-8にNo.1～3の変形角 (R) と材軸方向を8分割し計測した曲率分布の関係を示す。正加力時において、脚部の圧壊現象が現れていない $R=1/200rad$ でのNo.1～3の曲率分布は、ほぼ同様であった。しかし、 $R=1/100rad$ 以降の脚部圧壊後の曲率分布では、柱脚PCa部においてNo.1, No.3の曲率がNo.2に対して大きな値となった。また、局所的な曲率の増加は区間⑥、区間⑧において顕著であった。負加力時の曲率分布においては、各試験体間での相違はなかった。

(3) 主筋のひずみ分布

図-9にNo.1～3の変形角 (R) と主筋のひずみ分布の

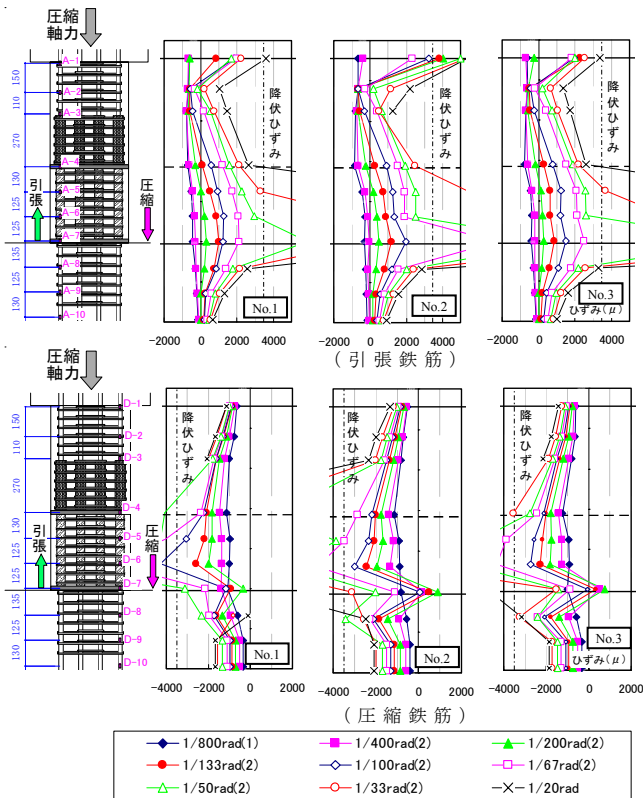


図-9 主筋のひずみ分布

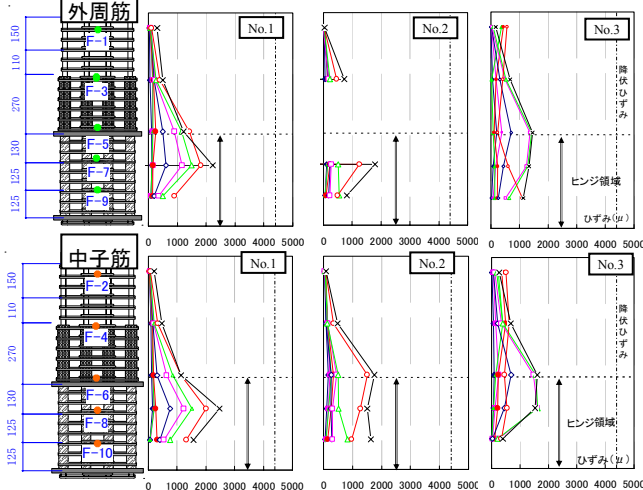


図-10 せん断補強筋のひずみ分布

関係を示す。No.1~No.3の引張側鉄筋のひずみ分布によると、本PCa工法のNo.2, 3では1/67rad以降の変形角で目地部のひずみが若干大きくなっているが、全体にほぼ同様の性状を示している。柱脚PCaの圧縮側鉄筋では、1/100rad以降の変形角で従来のPCa工法のNo.1は、No.2, No.3に比べて大きな値を示している。

(4) せん断補強筋のひずみ分布

図-10にNo.1~3の変形角(R)とせん断補強筋のひずみ分布の関係を示す。No.1~3は変形角の増加とともにひずみも増加し、ひずみは柱脚PCa部が一般部に比べて大きな値となっている。また、柱脚PCa部のひずみ分

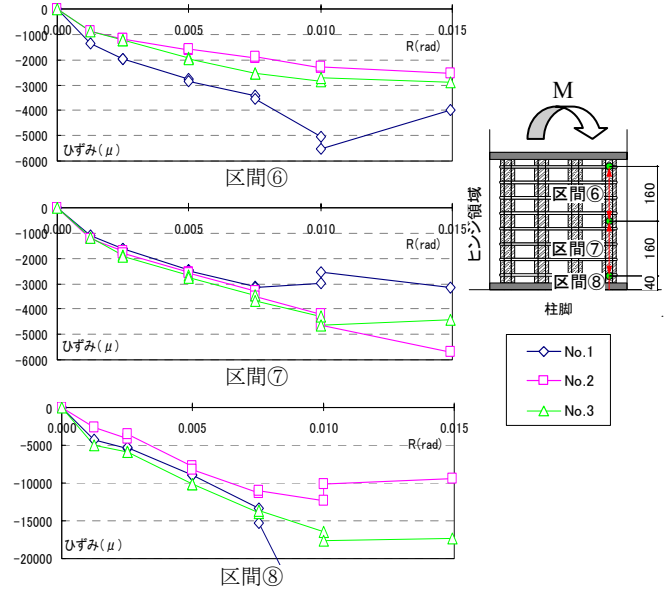


図-11 脚部PCaでの圧縮ひずみの推移

布はNo.2, 3が一定なのに対して、No.1では脚部PCa中央のひずみが大きなものとなっている。

(5) 脚部PCaでの圧縮ひずみの推移

図-11にNo.1~3の脚部PCaでの圧縮ひずみの推移を示す。脚部PCaでの圧縮ひずみは、図に示すように区間⑥~⑧の3区間に分割し変位計にて計測し、その区間での平均ひずみとしている。本PCa工法のNo.2, 3の圧縮ひずみは、最大水平荷重に至るR=1/100rad程度まで、変形角の増加に伴い大きくなっている。また、ひずみの値は脚部に近い区間ほど大きな値となっている。それに対して、従来のPCa工法であるNo.1は、R=1/133radまではNo.2, 3とほぼ同様に推移しているが、それ以降、脚部PCa中央部分の区間⑦でNo.2, 3と比較して小さな値、区間⑥, 区間⑧で大きな値となっている。

(6) 脚部PCaでの水平ずれ挙動

図-12にNo.1~3の変形角(R)と目地部での水平ずれの関係を示す。目地部での水平ずれは、最初に引張軸力を与えた加力サイクルから生じる。引張軸力を与えた負加力時の上目地部の水平ずれ(以下、Dh5)は、従来のPCa工法のNo.1が最も大きく、次いで本PCa工法であるNo.2が大きい、最も小さいのはダウエル筋を目地部に配したNo.3であった。下目地部の水平ずれ(以下、Dh6)はNo.2が最も大きく、次いでNo.1とNo.3で、ほぼ同様な値であった。引張軸力を与えた目地部での各試験体間での水平ずれ量の相違は、目地の箇所数およびダウエル筋の有無による影響であると思われる。また、圧縮軸力を与えた正加力時の水平ずれの大きさは、

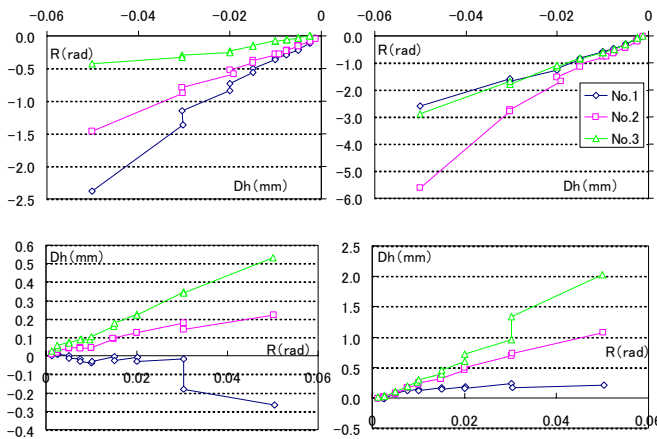


図-12 目地部での水平ずれの推移

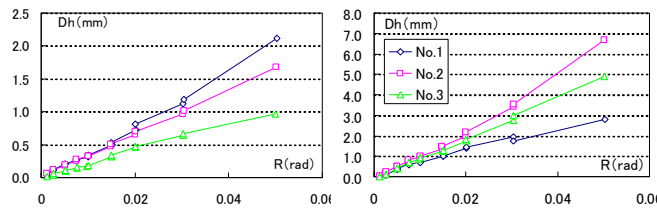


図-13 1サイクルでの目地部での水平ずれの推移

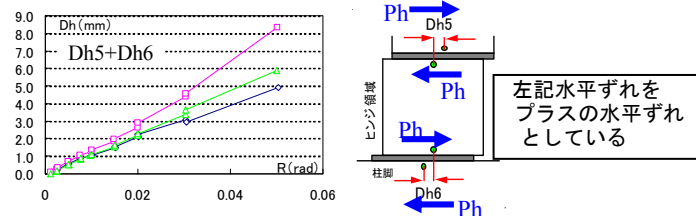


図-14 総水平ずれの推移

Dh5, Dh6ともに引張時の水平ずれとは逆の傾向となっている。これは、負加力時の残留水平ずれが正加力時の水平ずれに影響を及ぼしているためと思われる。そこで、PCaの施工方法およびダウエル筋の水平ずれに対する影響をみるために、図-13に1サイクル（負加力時のピークから正加力時のピークまで）での目地部の水平ずれの推移を示す。Dh5では、旧来のPCa工法のNo.1の水平ずれが最も大きい。次いで本PCa工法のNo.2が大きく、ダウエル筋を設けたNo.3が最も小さい。旧来のPCa工法のNo.1の水平ずれが最も大きいのは、目地数が1箇所であり、そこに水平ずれが集中したためである。

DH-6でも、打継ぎ面のないNo.1を除き、水平ずれ量の大小関係は同様であった。

図-14に図-13のDh5とDh6を足し合わせた柱部材の総水平ずれを示す。総水平ずれは、本PCa工法のNo.2が最も大きく、続いてダウエル筋を配したNo.3が、最も総水平ずれが少ないのは旧来のPCa工法のNo.1であった。No.2の総水平ずれの全変形に締める割合は、 $R=1/100\text{rad}$ 時で約4.4%、 $R=1/50\text{rad}$ 時で約4.7%であった。

5. まとめ

脚部PCaに本PCa工法を用いた柱部材の構造性能を検証することを目的として実施した柱の曲げせん断実験結果について報告した。結果をまとめると以下のとおりである。

- ①旧来のPCa工法と本PCa工法の柱部材では、破壊性状および履歴性状に大差がないことを確認した。
- ②目地の数を増やすと水平ずれ量が大きくなる傾向にあるが、目地部にダウエル筋を配することで、水平ずれは抑制される傾向にあることを確認した。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説1999, 1999
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999

テフロン被膜を形成した低摩擦型剛すべり支承の開発

Development of Slide Bearing of Low Friction Type with PTFE Coating

小幡 達也 TATSUYA OBATA

鈴木 亨 TORU SUZUKI

中南 滋樹 SHIGEKI NAKAMINAMI

近年の免震建築の高層化、高性能化に伴い、免震装置に求められる性能もより高度なものになっている。そこで高面圧に対応でき、かつ転がり系と同等の低摩擦の剛すべり支承を開発した。本装置はすべり材とすべり板の間にテフロン被膜を形成させることで低摩擦を実現している。実験によって、摩擦係数と各種依存性、鉛直性能、限界性能を検証した。その結果、本装置が高面圧（基準 $50\text{N}/\text{mm}^2$ 、最大 $100\text{N}/\text{mm}^2$ ）の下で安定した性能を発揮できることが確認できた。

キーワード：剛すべり支承、低摩擦係数、PTFE、高面圧、免震

Recently, as base isolated buildings are getting higher and improving in performance, devices for base isolation are also required higher performance. So the authors have developed a new slide bearing that can be used on the condition of high vertical pressure and have low coefficient of friction. The device consists of metal sliding plate with PTFE coating, and its horizontal and vertical characteristics including ultimate capacity have been verified by experiments. The results show excellent performance of the device, under high vertical pressures that are $50\text{N}/\text{mm}^2$ in standard, $100\text{N}/\text{mm}^2$ in maximum.

Key Words: Slide Bearing, Low Coefficient of Friction, PTFE, High Vertical Pressure, Base Isolation

1. はじめに

近年の免震建築では積層ゴム系支承とすべり・転がり系支承の併用によって長周期化をはかり免震性能を高めようとする傾向がある。また免震建築の高層化に伴い、免震装置に要求される性能は高性能化、高面圧化および低コスト化が望まれる状況にある。すべり系の装置においても転がり系と同等の低摩擦型の装置¹⁾が見られるようになっている。こうした背景から筆者らは高面圧（ $50\text{N}/\text{mm}^2$ ）対応可能でかつ転がり系と同等の低摩擦型のすべり支承（Slide Bearing, 以下 SB と略記）を開発した。本装置は、構造的にシンプルであるため低コスト化の実現が可能である。本論では装置概要と性能確認試験の結果について報告する。

2. 装置概要

図-1 に本装置の概要図を、写真-1 に装置外観を示す。本装置は、土木分野で橋梁の支承として従来から用いられているものであり、高面圧を対象とした建築用装置と

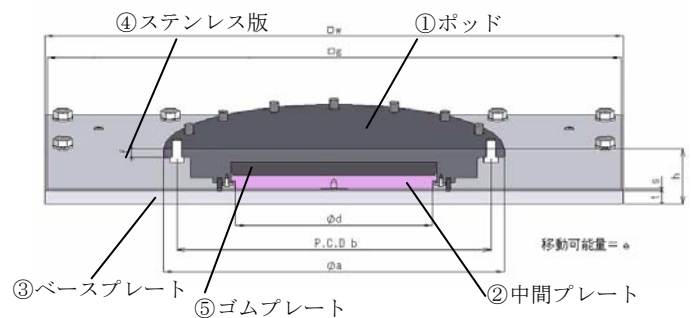


図-1 装置概要図



(a) ボッド・ゴムプレート



(b) 中間プレート



(c) ベースプレート・ステンレス板

写真-1 装置外観

表-1 試験体諸元 (SB240)

番号	部位名称	材質		記号	単位	数値
①	ポッド	SM490A	外径	a	mm	440
			取付ボルトPCD	b	mm	404
			フランジ厚さ	f	mm	12
②	中間プレート	SS400	外径	d	mm	240
			厚さ	-	mm	30
③	ベースプレート	SS400	厚さ	t	mm	16
			長さ	w	mm	1360×440
			長さ	g	mm	1350×430
④	ステンレス板	SUS316	厚さ	s	mm	2
			長さ	g	mm	1350×430
⑤	ゴムプレート	クロロプレンゴム	厚さ	h	mm	18
			装置高さ	h	mm	84
			ストローク	e	mm	±400
			全重量	-	kg	130



写真-2 中間プレート PTFE 塗布状況

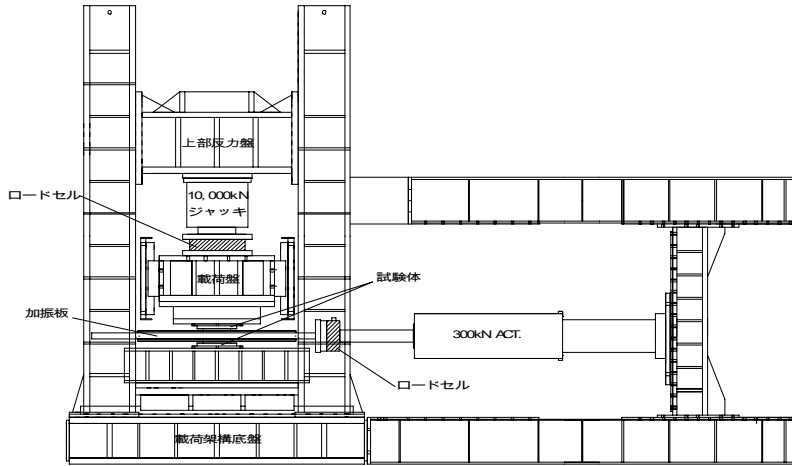


図-2 試験概要図

表-2 試験パラメータ

周期	振動数	振幅 (mm)			
		100	200	300	400
sec	Hz	100	200	300	400
2	0.5	31.4	—	—	—
4	0.25	15.7	31.4	47.1	—
6.7	0.15	9.4	18.8	28.3	37.7

※表中の値は正弦波加振における最大速度 (cm/sec) を表す

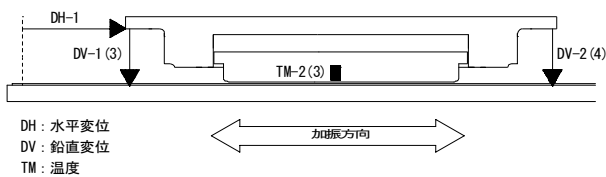


図-3 変位・温度計測位置

するため、新たに構造および部材設計の見直しを行った。主要な構成部材は図-1 に示した 5 部材であり、円形のポッドに回転吸収のためのゴムプレートとすべり材である中間プレートをはめ込んだ構造である。相手材にはステンレス板を用いている。また、中間プレートにはテフロン (PTFE) 被膜の下地材として特殊焼結材をコーティングしている。中間プレートの摺動面に高純度のPTFE パウダーを塗布し (写真-2)、軸力をかけて加圧することで被膜状のPTFEを形成させる。

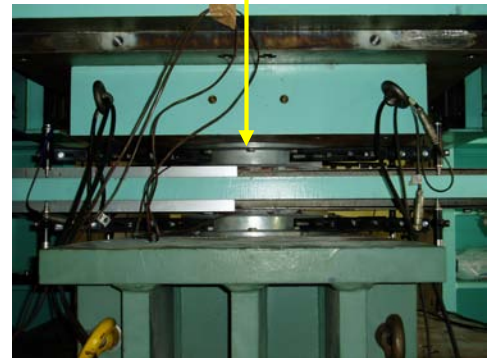
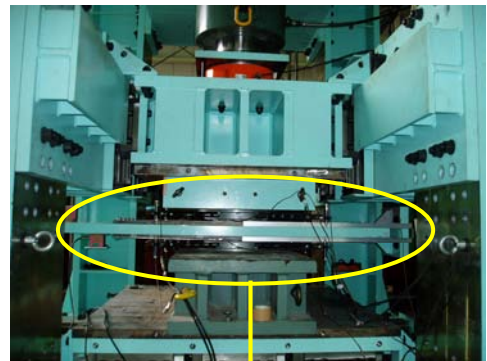


写真-3 試験状況

3. 試験概要

本装置の水平性能を確認することを目的とした動的加振実験および鉛直性能を確認することを目的とした静的載荷実験を実施した。表-1 に試験体諸元を、図-2 に試験概要図を示す。試験体は型番 SB240 (240 は中間プレートの外径を表す) を 3 セット (6 基)、ストロークは±400mm とした。実験は 300kN ダイナミックアクチュエータに接続された加振板の上下に試験体 2 基を 1 セットとして配置し、10,000kN ジャッキにより鉛直軸力をかけた状態で水平加振を行った。表-2 に試験パラメータを示す。基準面圧を 50N/mm² (基準荷重 P₀ は 2,261kN) とし、1/2 の 25N/mm²、2倍の 100N/mm² について性能を確認した。入力波は正弦波 5 サイクルとした。計測項目は水平荷重、装置とステンレス板の相対変位、

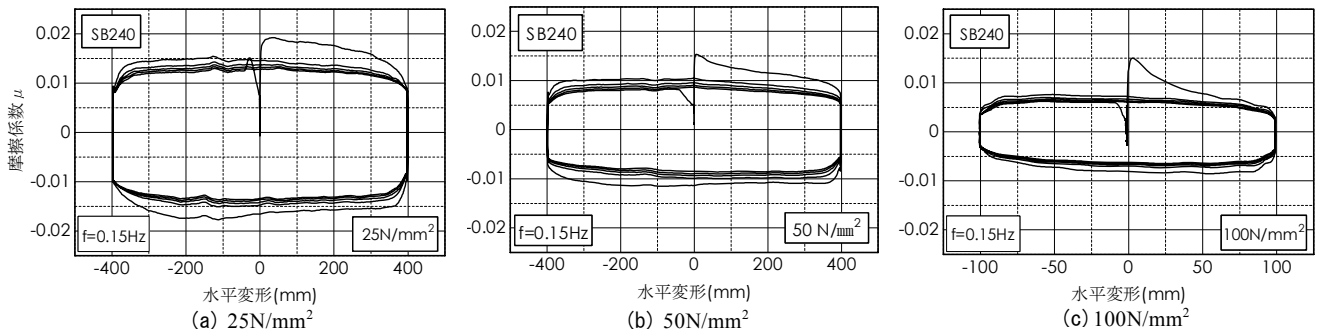


図-4 摩擦係数-変位関係

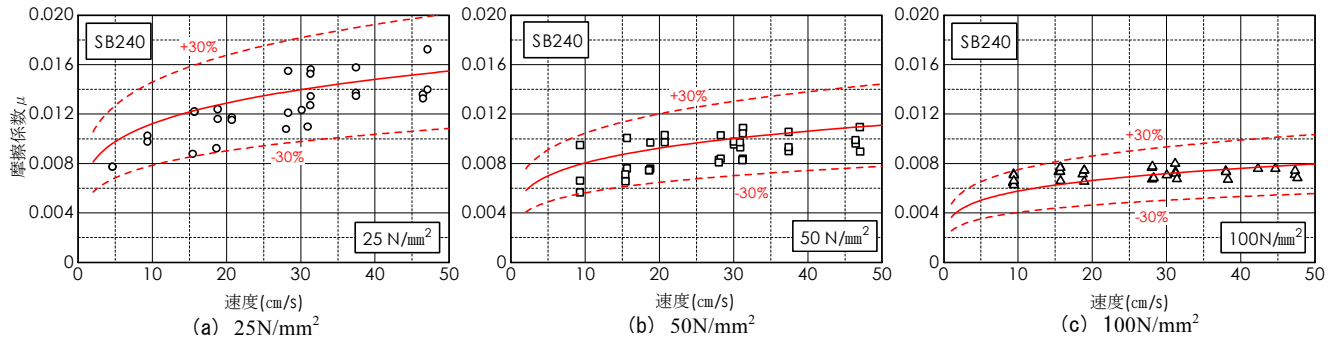


図-5 摩擦係数-速度関係

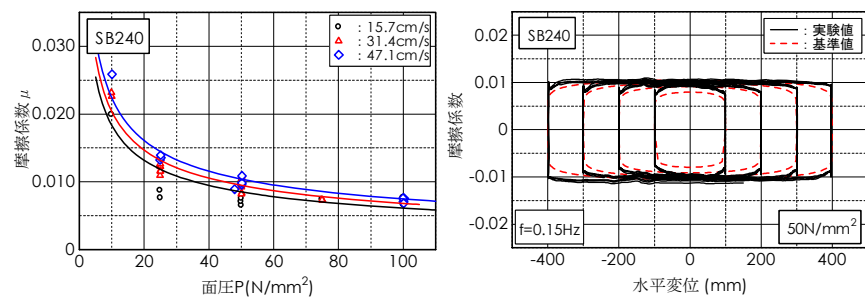


図-6 摩擦係数-面圧関係

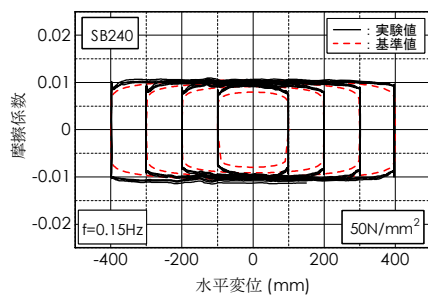


図-7 設計値と実験値の比較

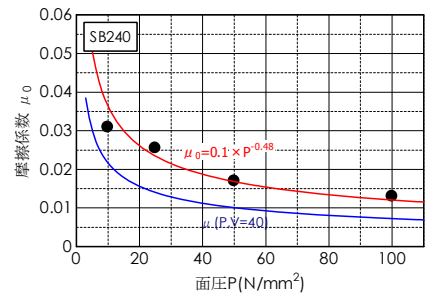


図-8 すべり出しの摩擦係数と面圧の関係

鉛直荷重，鉛直変位，中間プレートの温度とした。図-3 に変位と温度の計測位置を示す。なお，PTFE 被膜は経験した摺動距離に応じて徐々に磨耗していくため，摺動距離 34m（表-2 の全パラメータの累積距離）ごとに PTFE パウダーを再塗布して実験を実施した。

4. 試験結果

(1) 履歴曲線

図-4 に面圧 25 N/mm²，50 N/mm²，100 N/mm²における代表的な摩擦係数-変位関係（履歴曲線）を示す。縦軸の摩擦係数は 1 相当りの水平荷重を鉛直荷重で除した値である。いずれもすべり出しは大きな値を示しているが，その後安定した履歴を描いている。

(2) 速度依存性，面圧依存性

図-5 に履歴曲線から得られた摩擦係数-速度関係を，図-6 に摩擦係数-面圧関係を示す。図中の摩擦係数は 3

サイクル目の値である。速度が速くなるに従い摩擦係数は大きく，面圧が高くなるに従い摩擦係数は小さくなる傾向にあった。これらの依存性をふまえると摩擦係数は式(1)で評価できる。

$$\mu(P, V) = 0.0332 \times P^{-0.48} \times V^{0.2} \quad (1)$$

ここに， $\mu(P, V)$ ：摩擦係数 P ：面圧(N/mm²)

V ：速度(cm/sec)

図-5，図-6 中の実線は式(1)を表している。以降，式(1)により得られる摩擦係数の値を基準値と呼ぶ。実験値の基準値に対するばらつきは±30%程度であった。図-7 は面圧 50N/mm²における履歴曲線において基準値と実験値を比較したものである。基準値は実験値をおおむね捉えており良い整合性が得られている。また，すべり出しの摩擦係数は基準値のおよそ 1.4 倍～2 倍の値であり，速度依存性は見られないが，面圧依存性は上記と同様の傾向が認められる。すべり出しの摩擦係数（各面圧の実験値の平均）と面圧の関係を図-8 に示す。

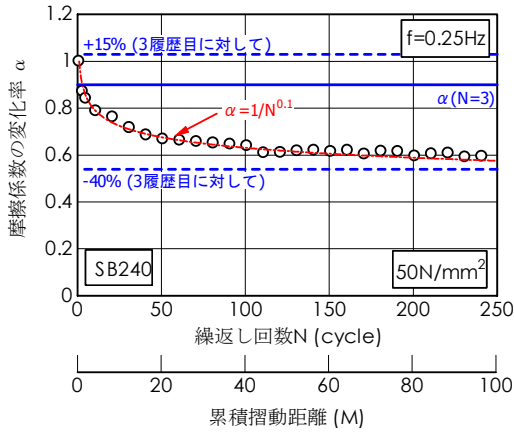


図-9 摩擦係数の変化率と繰返し回数の関係

表-3 繰返しに伴う摩擦係数の変化率

CYCLE	累積摺動距離 M	摩擦係数	3cycle目の 摩擦係数に 対する変化率	切片荷重 KN	中間プレート	
					温度 °C	温度上昇 °C
1	0.4	0.0109	1.15	24.6	10.3	0.0
3	1.2	0.0095	1.00	21.4	10.4	0.0
10	4	0.0087	0.92	19.5	11.1	0.8
40	16	0.0075	0.79	17.0	23.7	13.4
100	40	0.0069	0.73	15.9	35.2	24.9
200	80	0.0065	0.69	15.3	45.6	35.3
249	99.6	0.0069	0.72	16.2	48.9	38.6

(3) 繰返し依存性

本装置の繰返し依存性を確認するため面圧 50N/mm², 振幅±100mm, 振動数 0.25Hz, 最大速度 15.7cm/sec の加振条件で繰返し 250 回の連続加振試験を行った。なお, 本試験においては PTFE の再塗布は行っていない。図-9 に摩擦係数の変化率と繰返し回数の関係を, 表-3 に繰返しに伴う摩擦係数と温度の変化を示す。摩擦係数は繰返し 100 回(摺動距離 40m)程度まで漸減し, その後はほぼ一定値を示している。3 サイクル目の値を基準とした時の摩擦係数の変化率は 1 サイクル目で 1.15, 10 サイクル目で 0.92, 100 サイクル目で 0.73, 250 サイクル目で 0.72 であった。繰返し 250 回までの摩擦係数の変化率は式(2)で表すことができる。

$$\alpha = \frac{1}{N^{0.1}} \quad (2)$$

ここに, α: 摩擦係数の変化率 N: 繰返し回数
また, 中間プレートの温度(計測点 4 点の平均)は, 加振とともに上昇を続け, 繰返し 250 回での温度は約 49°C となり, 温度上昇は約 39°C であった。

(4) 傾斜試験

本装置に傾斜を与えた場合の影響を確認するために傾斜試験を行った。図-10 に傾斜試験の概要を示す。1/150 rad の勾配をつけたプレートを利用してポッドに強制的に傾斜を与えた状態で加振試験を行った。試験パ

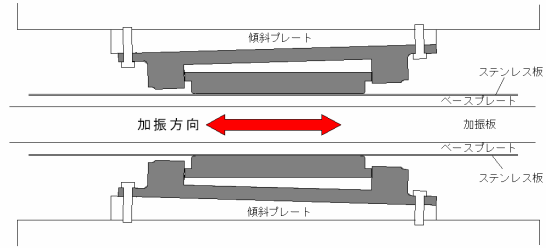


図-10 傾斜試験概要図

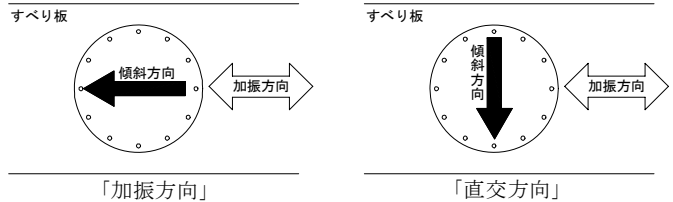


図-11 傾斜方向の説明図

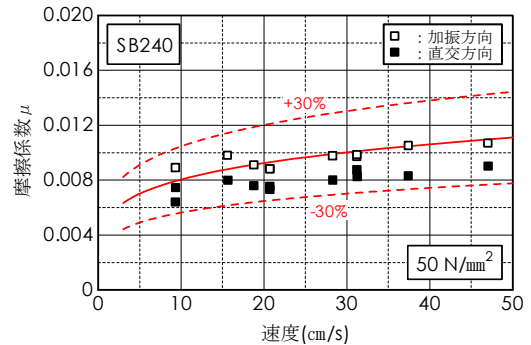


図-12 傾斜試験結果 (50N/mm²)

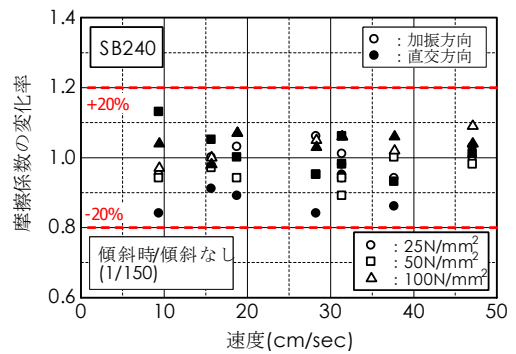


図-13 傾斜による摩擦係数の変化率

ラメータは傾斜方向(図-11 参照), 面圧 (25 N/mm², 50N/mm², 100N/mm²), および表-2 の速度とした。図-12 に面圧 50N/mm²における摩擦係数-速度関係を示す。図中の実線は基準値を示している。基準値に対するばらつきは±30%に納まっている。図-13 に傾斜を与えた場合の摩擦係数と, 傾斜のない場合の摩擦係数の比率を傾斜方向と面圧ごとに示す。変化率の範囲は 0.8~1.2 であり, 傾斜方向や面圧および速度による偏りは見られない。以上より, ゴムプレートの効果には方向性または面圧や速度への依存性はなく, 1/150rad の傾斜時における摩擦係数の変化率は+20%程度であることがわかる。

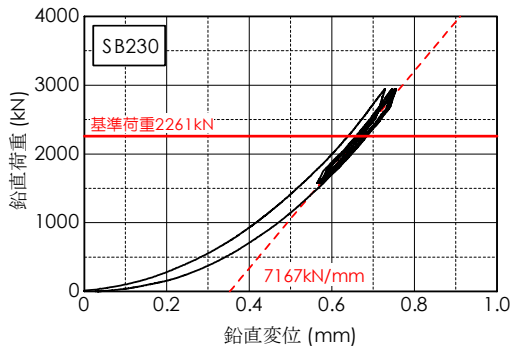


図-14 鉛直剛性

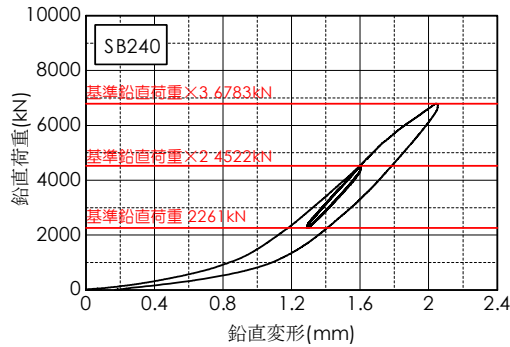


図-15 圧縮強度

(5) 鉛直剛性、圧縮強度

鉛直剛性を確認するため、基準荷重 $P_0=2,261\text{kN}$ の±30%での繰返し鉛直载荷を行った。図-14 に鉛直荷重—鉛直変位関係を示す。変位はポッド1基当たり4点計測し、図は4点の平均値である。 $P_0\pm 30\%$ の割線剛性は約7,200kN/mmであった。本装置の鉛直剛性 K_v は式(3)によって求めることができる。

$$K_v = \frac{I}{\frac{I}{K_{pod}} + \frac{I}{K_{rubber}} + \frac{I}{K_{plate}}} \quad (3)$$

ここに、 K_{pod} ：ポッドの剛性 K_{rubber} ：ゴムプレートの剛性 K_{plate} ：中間プレートの剛性
また、 K_{rubber} は次式で与えられる。

$$K_{rubber} = \beta \times \frac{A_r \times E_\infty}{t_r} \quad (4)$$

ここに、 $\beta=1.2$ ：実験から得られた補正係数
 A_r 、 t_r ：ゴムプレートの面積、厚さ
 E_∞ ：ゴムの体積弾性係数²⁾

式(3)、式(4)より K_v を求めると 7,272kN/mm となり、実験値ともおおむね対応する。

図-15 は基準荷重 2,261kN (面圧 50N/mm²) に対して3倍の 6,783kN まで鉛直载荷を実施した結果である。試験後に残留変位が生じていないことから各部材とも弾性

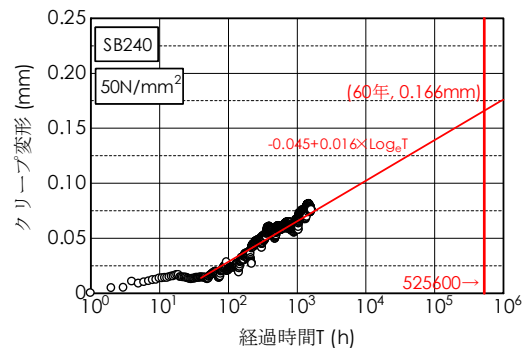


図-16 クリープ特性試験結果

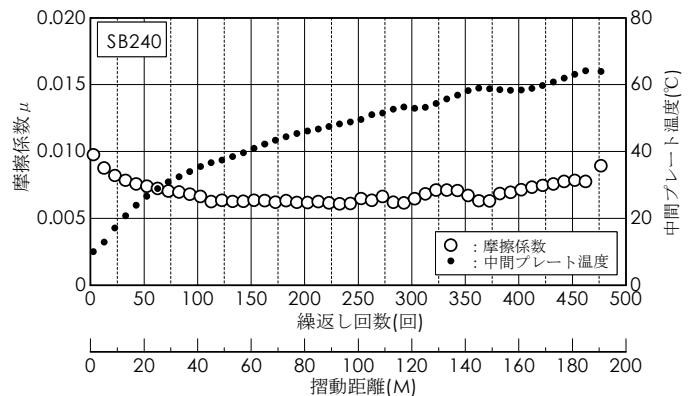


図-17 耐久試験結果

範囲にあるものと考えられ、この結果から基準荷重に対して3倍以上の安全率は確保できていると考えられる。

(6) クリープ特性

本装置のクリープ特性を把握するため、基準面圧 (50N/mm²) 下における長期鉛直载荷試験を行った。図-16 にクリープ変形と経過時間の関係を示す。試験の結果から、鉛直载荷から T 時間経過後のクリープ変形量 $\delta_{cp}(T)$ は式(5)で予測できることがわかる。

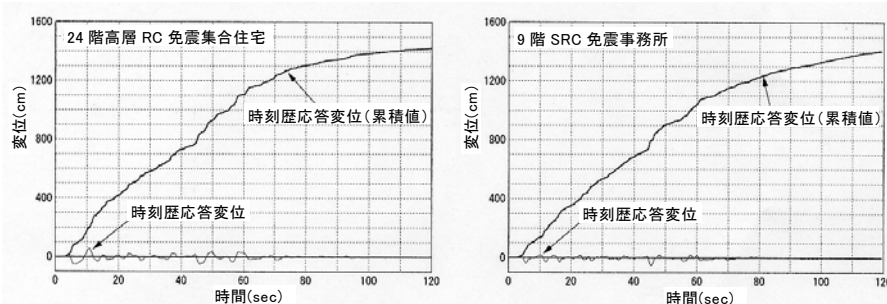
$$\delta_{cp}(T) = -0.045 + 0.016 \times \log_e T \quad (T \geq 100) \quad (5)$$

式(5)から 60 年後のクリープ変形量を予測すると 0.166mm である。これはゴムプレート厚さの 0.92%、装置全高の 0.2% と小さく、工学的には無視できる値であると考えられる。

(7) 累積摺動距離の限界値

a) 累積限界摺動距離の確認試験

本装置の中間プレートの摺動面には高純度のテフロン (PTFE) 被膜が形成されており、これにより低摩擦を実現している。しかし摺動に伴い、磨耗によって PTFE 膜厚が減少していき、最終的には中間プレートの地が露出することで荷重 (摩擦係数) が急激に上昇する状況が考えられる。そのため、本装置の水平方向の累積摺動距



(a) 24階高層 RC 造集合住宅

(b) 9階 SRC 造事務所

図-18 免震建物の地震時累積変位

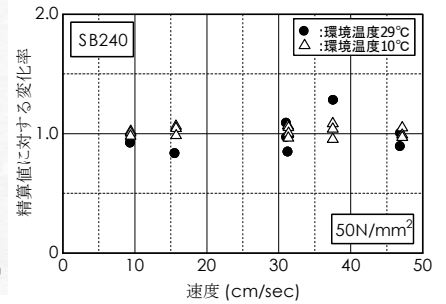


図-19 温度による摩擦係数の変化率

離の限界値を確認する必要がある。そこで、(3)の繰返し依存性の確認試験と同じ条件で、耐久試験を実施した。図-17に試験の結果を示す。試験は475サイクル(撓動距離190m)を超えたところで荷重の上昇が見られたため終了した。後半に若干荷重が上昇する傾向が見られるが、全体としては最後までほぼ一定の摩擦係数の値を維持している。試験終了後の目視で、中間プレート(撓動面)とステンレス板に撓動方向の筋状の傷が認められた。このときの撓動距離は190mであり、試験終了の直前まで一定の摩擦係数を維持していることを考慮すると、限界値は200m程度であると考えられる。また、磨耗によるPTFE膜厚の減少は装置性能に大きな影響を与えないと考えられる。

b) 免震建物の地震時累積変位の検討

免震建物の地震時累積変位を、以下の2例について概略検討した。

- ① 24階高層 RC 造免震集合住宅
- ② 9階 SRC 造免震事務所

地震波はBCJ-L2原波の $V_{max}=75\text{cm/sec}$ (震度6強から震度7)を採用した。図-18に累積変位を示す。両建物ともに累積変位は約14mである。新潟県中越地震では、震度5~6クラスの余震が頻発したことから、一度の大地震において建物が経験する累積変位を上記変位の5倍程度と考えると約70mである。本装置の累積撓動距離の限界値は約200mであるから、今回検討した地震波による累積変位の2.5~3倍程度となる。

(8) 温度依存性

環境温度29°Cと10°Cの場合の摩擦係数の基準値に対する変化率を図-19に示す。温度による影響はほとんど見られない。また、図-17の耐久試験結果においても、試験体の温度は上昇し続けているにもかかわらず、摩擦係数は一定値を維持していることから、本装置に明確な温度依存性はないと考えられる。

5. まとめ

テフロン被膜を形成した低摩擦型剛すべり支承の性能確認試験を実施した結果、以下の事項を確認できた。

- ① 本装置の摩擦係数は速度と面圧に依存し、その値は式(1)で評価できる。
- ② 本装置の摩擦係数には繰返し依存性があり、繰返しに伴い摩擦係数は低下するが、繰返し100回程度で安定する。
- ③ 本装置に傾斜を与えた場合の摩擦係数の変化率は傾斜のない場合の+20%程度である。
- ④ 本装置の鉛直剛性は式(3)で評価でき、およそ7,200kN/mmである。
- ⑤ 本装置のクリープ特性は、60年後で0.2mm以下とわずかであり、工学的には無視できる。
- ⑥ 本装置の累積撓動距離の限界値は約200mであり、その距離はBCJ-L2原波($V_{max}=75\text{cm/sec}$)程度の地震による建物の累積変位の2.5倍~3倍にあたる。
- ⑦ 本装置に明確な温度依存性はない。

参考文献

- 1) 日本免震構造協会：免震部材構造品リスト-2005-, 2005.1
- 2) 日本建築学会：免震構造設計指針,1993.12
- 3) 高塚ほか：テフロン (PTFE) 被膜を形成した低摩擦型剛すべり支承の開発 (その 1), 日本建築学会大会学術講演会, 2007
- 4) 小幡ほか：テフロン (PTFE) 被膜を形成した低摩擦型剛すべり支承の開発 (その 2), 日本建築学会大会学術講演会, 2007

慣性接続要素を利用した線形粘性ダンパーと支持部材を 直列結合した一層最適設計システムの振動特性

Vibration Characteristics of 1-Story Optimum Control System using Linear Viscous Damper with Inertial Mass Connected Parallel to a Linear Spring Element

中南 滋樹 SHIGEKI NAKAMINAMI

免制震エンジニアリングディビジョン 木田 英範 HIDENORI KIDA

齊藤ら¹⁾は、これまでに慣性接続要素と線形粘性要素との並列接続したダンパーと支持部材との直列結合からなる付加系において、与えられた付加質量に対して最適な減衰と最適な支持部材剛性が存在することが理論的に導かれており、システムの共振振動数に対する等価一質点系への置換法が提案されている。本論では、変位応答倍率と加速度応答倍率に対して最適設計された一層システムの振動実験を行い、この最適設計法と置換法の妥当性およびランダム加振時における最適設計システムの応答低減率について検証した。

キーワード：最適応答制御，パッシブ制御，慣性接続要素，線形粘性要素，直列バネ要素

The Previous study have already proposed the optimum response control method of the system using linear viscous element with inertial mass connected parallel to a linear spring element, and equivalent linearization to Kelvin system for the original system. In this paper, we discuss proprieties of the optimum design theory for magnification factor of displacement and acceleration. This paper is also validated the tuning factor of equivalent linearization to Kelvin system, and response damping ratio of the optimum control system subjected to random excitations.

Key Words: Optimum Response Control, Passive Control, Inertial Mass, Linear Viscous Element, Parallel to a Linear Spring Element

1. はじめに

粘性ダンパーを用いた制振建物の設計において、ブレースなどの支持部材（バネ要素）剛性は、層間変形をダンパーに効率良く伝えるようにするため、できる限り剛にするのが一般的である²⁾。しかしながら、図-1に示すように粘性要素（ダッシュポット）と並列に慣性接続要素（付加質量）が存在する場合、かならずしも支持部材の剛性を剛にすることが最適な応答制御になるとは限らない。ここで最適応答制御とは、系の共振曲線のピークを最小化する設計法¹⁾をいう（以後、この設計法を「最適設計法」、最適設計された系を「最適設計システム」と呼ぶ）。

齊藤ら¹⁾は、これまでに慣性接続要素と粘性要素との

並列接続したダンパー（以後、「粘性マスダンパー」と呼ぶ）と支持部材との直列結合から構成される付加系

（以後、「バネ付き粘性マスダンパー」と呼ぶ）において、与えられた付加質量に対して最適な減衰と最適な支持部材剛性が存在することを定点理論³⁾⁴⁾を用いて理論的に導いている。齊藤ら¹⁾の最適設計法には、主質量に直接作用する強制調和加振に対する動的応答倍率、系の基部に作用する調和外乱に対する変位応答倍率や加速度応答倍率に対して行う方法（以後、「動的最適設計」、「変位最適設計」、「加速度最適設計」と呼ぶ）がある。主架構と付加系の固有振動数を最適に調整することにより、ダッシュポットの変形は系の変形に対して何倍にも増幅され、結果として粘性要素の減衰効果を高めることが可能となる。また、最適設計法に必要なダンパー

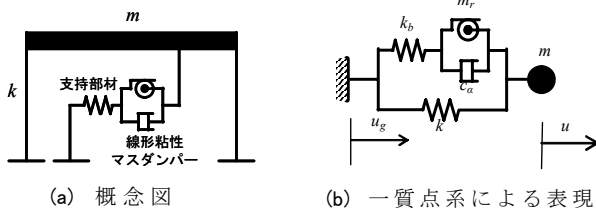


図-1 バネ付き線形粘性マスダンパーをもつ一層システム

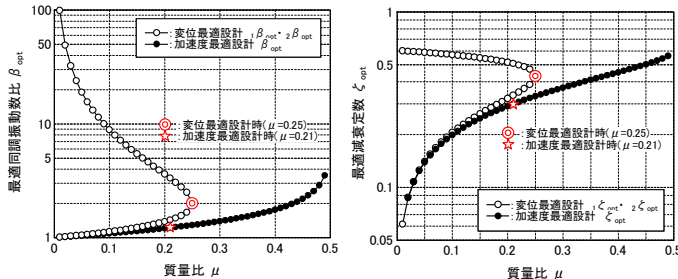


図-2 最適同調振動数比 図-3 最適減衰定数 (付加系)

の線形粘性係数や支持部材剛性は、慣性接続要素の質量と主系の質量との質量比で一義的に定まることを明らかにし、適切な質量比を選択することにより最適設計システムの支持部材剛性のみが剛の粘性マスダンパーよりも特に高振動数域において変位応答および加速度応答ともに良好な応答制御が可能となることを示している。さらに、加速度最適設計時の減衰機構の効果を表す手法として、共振振動数に対する等価一質点系への置換法を提案し、この手法を地震のようなランダム外乱に適用するための等価剛性と等価粘性係数の補正係数を示している。

本論文では、変位応答倍率と加速度応答倍率に対して最適設計された一層システムの振動実験において、最適設計法の理論値の妥当性を検証することを主目的とする。最適設計システムと最適設計システムの支持部材剛性のみを剛にした系との応答性状の比較を行い、特に高振動数域において良好な応答制御が可能となることを示す。また、先に提案した等価剛性と等価粘性係数の補正係数の妥当性を示すとともに、ランダム加振時における最適設計システムの応答低減率および本システムの解析モデルを用いた時刻歴応答解析による精度検証を行う。

2. システム概要

(1) 最適同調振動数比と最適減衰定数

最適応答制御に必要なダンパーの最適な線形粘性係数や最適な支持部材剛性は、付加質量と主架構の主質量との質量比を選択すると最適同調振動数比と最適減衰定数から決定される。ここで、最適同調振動数比とは、最適同調時のダンパーの固有振動数と制御対象系の固有振動数との比を、最適減衰定数とは最適同調条件を満たす減衰定数をいう²⁾。図-2に最適設計時の最適同調振動数比

表-1 主架構と付加系の特性値

最適設計条件	主質量	付加質量	質量比	最適同調振動数比	最適減衰定数	最適減衰係数	支持部材剛性
	m ton	mr ton	μ	β_{opt}	ζ_{opt}	C_{opt} kN·s/m	kb kN/m
変位	0.2	0.050	0.25	2.00	0.431	0.526	7.44
加速度	0.2	0.042	0.21	1.23	0.301	0.192	2.39

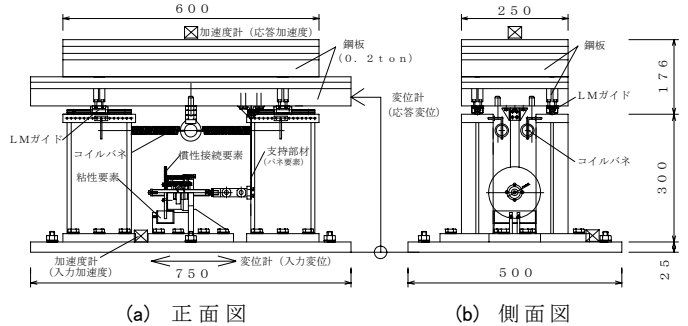


図-4 システム概要



写真-1 システム外観

と質量比との関係を、図-3に最適設計時の付加系の最適減衰定数と質量比との関係を示す。変位最適設計では2つの最適解が存在するが、図-3中の ${}_2\beta_{opt}$ のケースは、粘性係数とバネ剛性が著しく大きくなるケースとなるため、以後の検討では扱わない。理論上、質量比は変位最適設計で0.25まで、加速度最適設計で0.5までしか最適同調振動数比および最適減衰定数が得られない。

(2) 主架構と付加系の特性値の設定

本実験ではシステムの主質量を0.2ton、質量比を変位最適設計で0.25、加速度最適設計で0.21とし、表-1に示すように付加系の特性値を決定した。図-2、図-3には変位最適設計と加速度最適設計において設定した最適同調振動数比と最適減衰定数のプロットを併記した。以後、特に断らない限り変位最適設計とは質量比0.25、加速度最適設計とは質量比0.21時のことを示すものとする。

図-4および写真-1にシステムの概要を示す。システムは主架構、粘性マスダンパーおよび支持部材で構成されている。主架構は4本のH鋼 (H150×75×5.5×9.5) からなる柱の柱頭部にLMガイド (HSR12R1M+150LM) を介して鋼板 (0.2ton) を設置し、鋼板と柱頭側面部を4本の引張コイルばね (φ3.5) により接続した。主架構の固

表-2 粘性マスダンパーの諸元

構成部材	記号	単位	数値	
			変位最適設計	加速度最適設計
ボールねじ	軸径	DB	15	
	リード	Ld	30	
回転体(錘)	外径	Do	122	
	内径	Di	28	
	厚さ	tr	10	8
	質量	m0	0.00079	0.00067
粘性体	粘度(25°C)	η 25	10000cStと30000cStとのブレンド	
	速度増幅率	S	62.5	
			5000cStと10000cStとのブレンド	0.042
				12.8

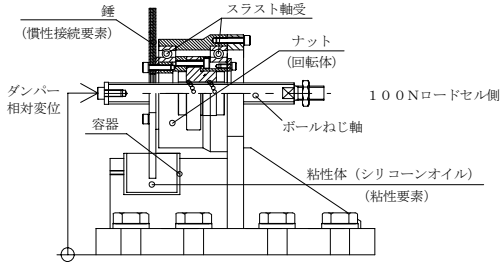


図-5 粘性マスダンパーの概要

有周期は1秒に設定した。システムの最大ストロークは $\pm 50\text{mm}$ である。板バネと粘性マスダンパーとの間にはロードセルを挿入した。

(3) 粘性マスダンパー概要^{5),6)}

表-2, 図-5に粘性マスダンパーの諸元を示す。粘性マスダンパーは、ボールねじ式による回転慣性を利用した装置である。ボールねじ(WTF1530-2+154LT), スラスト軸受(形番6909), 錘(慣性接続要素)および粘性体が充填された容器(粘性要素)から構成されている。

ボールねじは、水平運動を回転運動に変換する働きをもち、ナットに固定された錘は回転慣性力を生じる。このとき、水平変位に対する回転方向の変形比である速度増幅率は回転体外半径を D_o とすると式(1)で、質量増幅率 β は式(2)で表される。

$$S = \frac{2 \cdot \pi \cdot r \cdot D_o}{L_d} \quad (1)$$

$$\beta = \left(\frac{2\pi}{L_d}\right)^2 \cdot \frac{(D_o^2 + D_i^2)}{8} \quad (2)$$

この質量増幅率 β 倍の設定は、ボールねじのリード L_d , 回転体の内径 D_i , 外径 D_o を調整することにより容易にできる。本実験で用いた装置の速度増幅率は12.8倍、質量増幅率は62.5倍である。粘性要素は、錘の回転部分を粘性体が充填された容器に浸すことによりせん断抵抗型の粘性力として付加した。一般に粘性体は高粘度になるにつれ非線形性が強くなる。ここでは線形要素を対象としているため、図-6(摩擦要素 5N程度)に示すような線形性をもつ低粘度シリコンオイルを用い、粘性係数

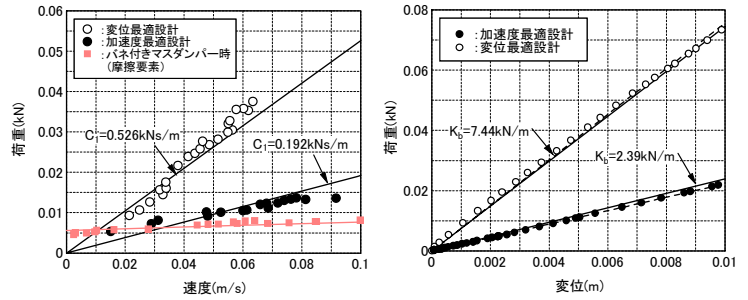


図-6 粘性要素の線形性

図-7 支持部材要素の線形性

表-3 実験ケース

実験ケース	質量比 μ	付加系	各要素		
			慣性要素	粘性要素	支持部材
フレームのみ	—	なし	—	—	—
変位最適設計システム	0.25	バネ付き粘性マスダンパー	○	○	○
		バネ付きマスダンパー	○	—	○
		粘性マスダンパー	○	○	剛性 ∞
加速度最適設計システム	0.21	バネ付き粘性マスダンパー	○	○	○
		バネ付きマスダンパー	○	—	○
		粘性マスダンパー	○	○	剛性 ∞

を変位最適設計で 0.526kNs/m , 加速度最適設計で 0.129kNs/m となるように調整した。粘性要素の粘性力 Q_v は、式(3)⁶⁾で表される。ここで、 S は速度増幅率を、 $\eta(V_s, t)$ は粘度、 V_s はせん断歪速度、 A はせん断面積を表す。

$$Q_v = S \cdot \eta(V_s, t) \cdot V_s \cdot A \quad (3)$$

また、回転方向で慣性力 Q_i と粘性力 Q_v を生じる本装置は、水平方向の再変換過程において発生した力がねじ部とスラスト軸受に作用することにより反力に応じた摩擦力を生じる。この摩擦力 λ は、ねじ面での力の釣り合いにより導かれ、逆効率または正効率の条件下で増加または減少する。また、回転部では装置のシール材や軸受の摩擦力 Q_f が存在している。結局、本装置の全抵抗 P_n は、粘性要素の繰り返し依存性 α を考慮すると式(4)⁶⁾で表される。

$$P_n = \lambda \cdot (\alpha \cdot Q_v + Q_i + Q_f) \quad (4)$$

(4) 支持部材(バネ要素)概要

支持部材は変位最適設計で 7.44kN/m , 加速度最適設計で 2.39kN/m の剛性をもつ板バネとした。板ばねの幅 w と厚さ t は、変位最適設計で $w=24\text{mm}$, $t=2\text{mm} \times 2$ 枚, 加速度最適設計で $w=20\text{mm}$, $t=2.3\text{mm}$ である。板バネの剛性は実際の固定条件において計測した。図-7に示すように最小二乗法による実験値の剛性は、変位最適設計用で 7.55kN/m , 加速度最適設計用で 2.23kN/m であり必要な剛性をほぼ満たしていた。支持部材剛性が剛の条件では、厚さ 30mm の鋼材を使用した。

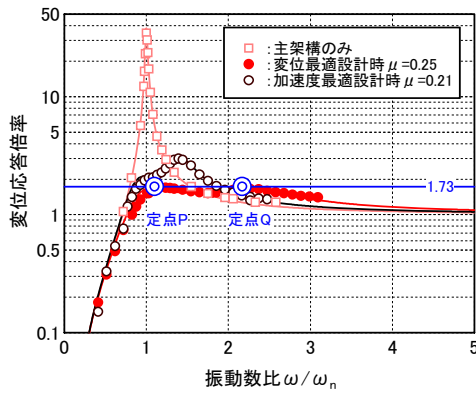


図-8 変位応答倍率の理論値と実験値の比較

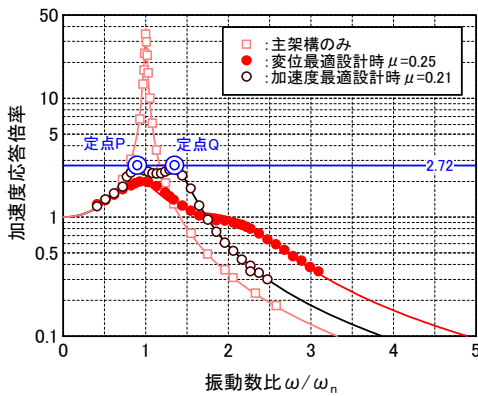


図-9 加速度応答倍率の理論値と実験値の比較

3. 実験概要

実験はシステムを振動台に設置し、変位制御により振動台を水平加振して行った。表-3に実験ケースを示す。実験は主架構のみ、変位最適設計、加速度最適設計の3ケースとし、それぞれのケースに対して調和加振実験とランダム加振実験を行った。各ケースにおいて粘性要素を考慮しないバネ付きマスダンパーをもつ系と支持部材剛性のみを剛とした系の実験を行い最適システムとの応答比較を行った。

調和加振における加振振動数は0.5Hz～3Hzの範囲とし、刻み周波数は最小1/100Hzとした。収録時間は応答波形が定常状態になるまでとし、サンプリング周波数は200Hzとした。入力振幅は主架構の摩擦減衰を同一条件とするため、応答振幅が30mm程度になるように調整した。同様にダンパー設置時にはダンパー変位が5～10mm程度になるようにした。ランダム加振の入力波形には、BCJ-L2とEl Centro-NS波、Taft-EW波、八戸-NS波、JMA神戸-NS波の4つの実地震波を用いた。

計測点を図-4、図-5に示す。計測項目は、振動台の水平変位および加速度、主架構の応答変位および応答加速度、ダンパーの相対変位、付加系の荷重とした。付加系の荷重は、板ばねとダンパーとの間に100Nロードセル挿入して計測した。

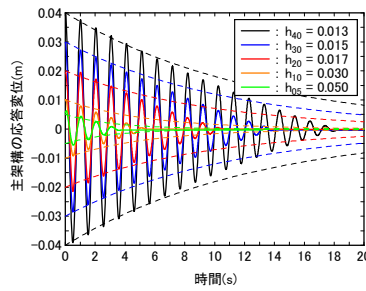


図-10 主架構の自由振動応答

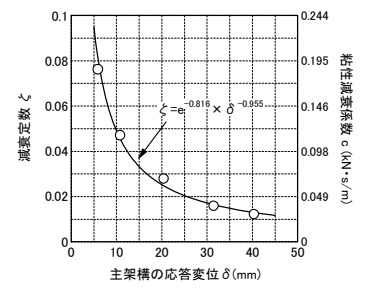


図-11 減衰の振幅依存性

4. 調和加振における応答性状

(1) 最適設計時の一層システムの共振曲線

図-8、図-9に最適設計システムの変位応答倍率、加速度応答倍率の理論値¹⁾と実験値の比較を、主架構の場合と併せて示す。横軸は、加振振動数を主架構の共振振動数で無次元化した値である。主架構の共振振動数は0.97Hz、減衰定数は1.5%程度、応答倍率は34.5倍であった。実験のプロット値は、加振開始後の定常状態における入力変位に対する応答変位の比と入力加速度に対する応答加速度変位の比を、数十秒間の平均値で示した値である。なお、入力加速度はフィルター処理(ローパス10Hzと移動平均)を行った。

最適設計における応答倍率では、減衰係数の値のいかんにかかわらず応答倍率が等しい2つの定点³⁾⁴⁾P、Qが存在する。理論値における定点の変位応答倍率は1.73倍、加速度応答倍率は2.72であり、実験値と理論値はおおむね一致している。共振時(振動数比1)における変位最適設計時の変位応答倍率は1.53倍、加速度最適設計時の加速度応答倍率は2.32倍であり、最適設計システムは主架構の共振曲線のピークを1/23、1/15に低減している。低振動数域や高振動数域で理論値と若干異なる値を示しているケースがあるが、実験値と理論値は広い振動数範囲にわたって良い整合性が得られている。

図-10に主架構の応答変位5～40mm時の自由振動波形を示す。図-11に対数減衰率から求めた減衰定数と主架構の応答変位との関係を示す。図に示すように、主架構の減衰定数は応答変位によって異なっている。これにより、主架構(LMガイド)の減衰は振幅依存性をもっているのがわかる。本論ではこの点に注意して実験の考察を行う。摩擦の影響を加味した粘性係数などの周波数毎の特性については次節以降で考察する。

(2) バネ付きマスダンパーをもつ系と最適設計システムの支持部材剛性のみを剛とした系との応答比較

図-12に変位最適設計システムの変位応答倍率、加速度最適システムの加速度応答倍率およびそれらの位相角

の理論値¹⁾と実験値の比較を、バネ付きマスダンパーをもつ系(摩擦減衰を等価粘性減衰係数に換算すると変位最適設計で0.17kNs/m, 加速度最適設計で0.12kNs/m)と支持部材剛性を剛とした系の応答結果と併せて示す。

最適設計システムの応答は、主架構の共振点付近で支持部材剛性を剛とした系より応答低減効果が高いが、振動数比1~4付近の範囲では応答低減効果が低い。加速度応答倍率における振動数比3.5以上の高振動数域では、最適設計システムは漸減しているのに対して、支持部材剛性を剛とした系では漸増している。このことは支持部材剛性を剛とした系の位相角が高振動数になるに従って0に近づくことでもわかる。

バネ付きマスダンパーをもつ系と最適設計の共振曲線を比較すると、変位最適設計では2山の応答倍率は最適設計時より高く、加速度最適設計は似通った形となっている。これは粘性係数を最適な値に調整していないことによるが、1.5Hz付近の応答をみると最適設計より良くなっており、直列バネの効果のみでもある特定の周波数の応答を低減することが可能なことがわかる。

支持部材剛性を剛とした系の共振時の応答倍率は理論値と比較して低めの値となっている。これは支持部材の固定度が十分に得られていないためであり、振動数比3付近にもう一つのピークがあることから実際の剛性は20kN/m程度と考えられる。最適設計の理論値は、粘性係数の小さいケースや支持部材剛性が剛なケースにおいても適用可能であり、さまざまな粘性係数に対して実験値と良い整合性が得られることがわかった。

(3) 付加系の等価剛性と等価粘性係数

最適設計された付加系の等価剛性と等価粘性係数の理論値¹⁾と実験値の比較を図-13, 図-14に示す。等価剛性は付加系の変位と荷重の関係から、粘性係数は系の剛性を差し引いた付加系の速度と荷重の関係から最小二乗法で求めた。最適設計された付加系の等価剛性は、理論値と非常によく一致している。等価粘性係数は、低周波数領域で大きめの値となっている。これは応答振幅が小さいことによるLMガイドの摩擦の影響と考えられる。

最適設計された付加系の等価剛性は、最適同調振動数比よりやや低い領域を境に振動数比が小さくなるに従い0に、高振動数側では支持部材剛性に収束している。等価粘性係数は最適同調振動数比よりやや低い領域で最大値をとり振動数比が大きくなるに従い0に、振動数比が小さくなるに従いダッシュポットの粘性係数に収束している。バネ付きマスダンパーをもつ付加系の等価剛性は、最適同調振動数比付近を境に負勾配から正勾配に変化している。等価粘性係数は最適同調振動数比付近でピーク

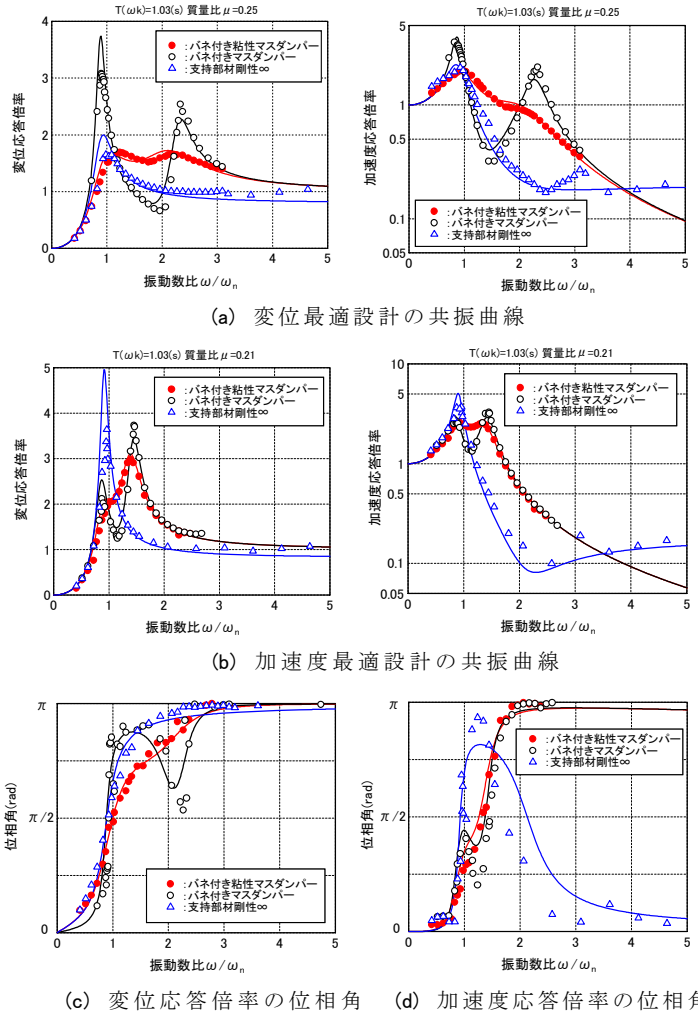


図-12 最適設計システムと他の系の共振曲線と位相角の比較

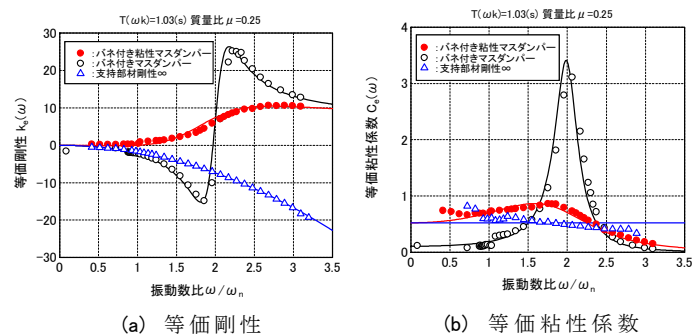


図-13 変位最適設計された付加系の等価剛性と粘性係数

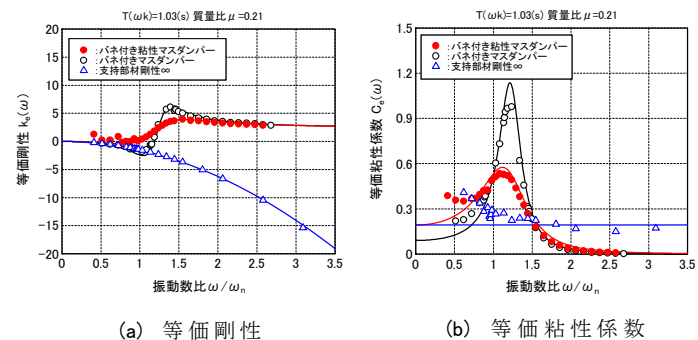


図-14 加速度最適設計された付加系の等価剛性と等価粘性係数

となっている。減衰が0に近づくほど等価剛性の反極点や等価粘性係数のピーク値は、最適同調振動数比に近づくことがわかる。一方、支持部材剛性を剛にした付加系の等価剛性は常に負勾配となり、等価粘性係数は常に一定となる。

(4) システムの固有円振動数と減衰定数

最適設計システムの固有円振動数と減衰定数の理論値¹⁾と実験値の比較を図-15, 図-16に示す。実験値は低振動数域, 高振動数域でばらつきが見られるが, 実験値は理論値の傾向をおおむね捉えている。最適設計システムの固有円振動数は, 最適同調振動数比付近を境に振動数比が小さくなる従い主架構の固有振動数に近づいている。減衰定数は最適同調振動数比付近で最大値をとっている。

(5) システム変形に対するダンパー変形比

図-17にシステムの変形に対するダンパーの変形比の理論値¹⁾と実験値の比較を示す。支持部材剛性を剛にした場合は, ダンパーとシステムの変形量が等しくなっているのに対して, バネ付きの場合は最適同調振動数比付近をピークに変形比が大きくなっており, 同調作用によるダッシュポットの減衰効果の増大がみてとれる。変形比は変位最適設計で1.22倍, 加速度最適設計で1.63倍であった。

5. ランダム加振における応答性状

(1) ランダム加振時の最適設計システムの共振曲線

図-18にBCJ-L2と4つの実地震波における変位最適設計時の変位応答倍率, 加速度最適設計時の加速度応答倍率を示す。応答倍率は入力変位または入力加速度に対する応答変位または応答加速度のフーリエ振幅スペクトル比(バンド幅0.1Hz)である。図中には調和加振時の変位応答倍率, 加速度応答倍率の理論値を併記した。変位応答倍率はJMA神戸波でばらつきはみられるが, 調和加振時と同等の応答性状を示している。加速度応答倍率は振動数比3以上で調和加振時より高い応答倍率となっている。

(2) ランダム加振の付加系の等価剛性と等価粘性係数

加速度最適設計システムでTaft波におけるダンパー力と速度との関係との関係を図-19に, システムのベースシアとフレーム変位との関係を図-20に示す。この履歴曲線から最小二乗法で求めた⁷⁾等価な粘性係数 $C_e(LS)$, 等価な剛性 $k'(LS)$ を共振時のkelvinモデルにおける等価粘

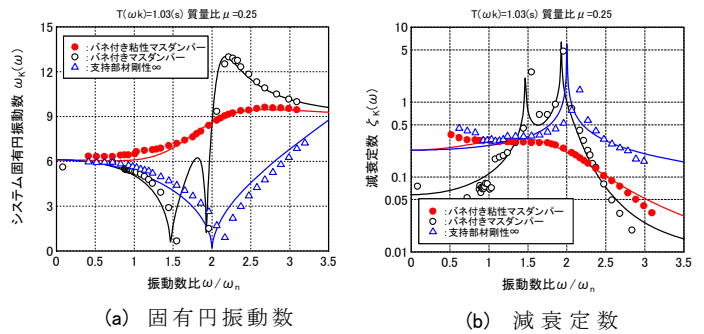


図-15 変位最適設計された系の固有円振動数と減衰定数

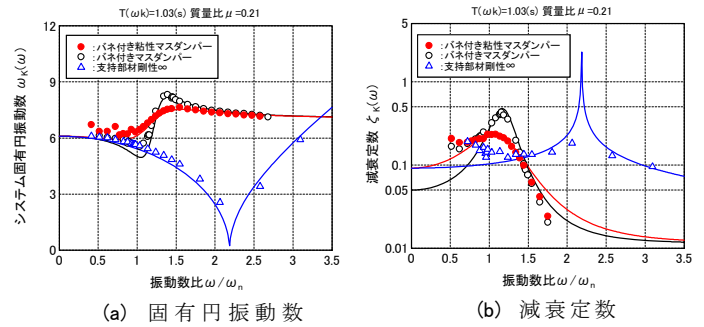


図-16 加速度最適設計された系の固有円振動数と減衰定数

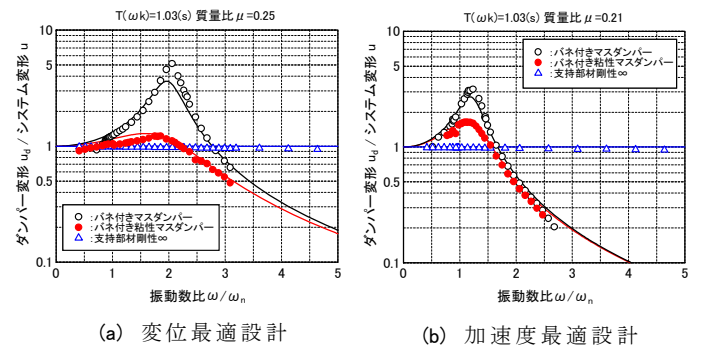


図-17 システム変形に対するダンパー変形比

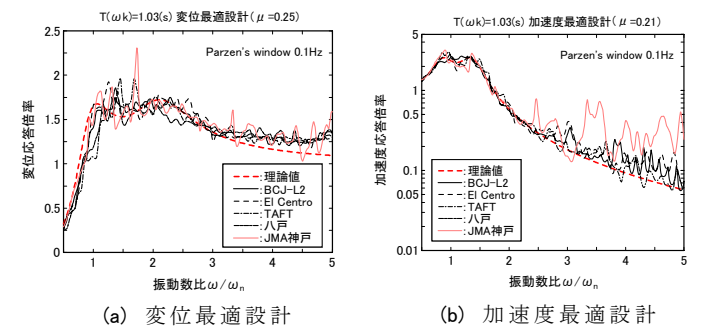


図-18 ランダム加振時の最適設計システムの共振曲線

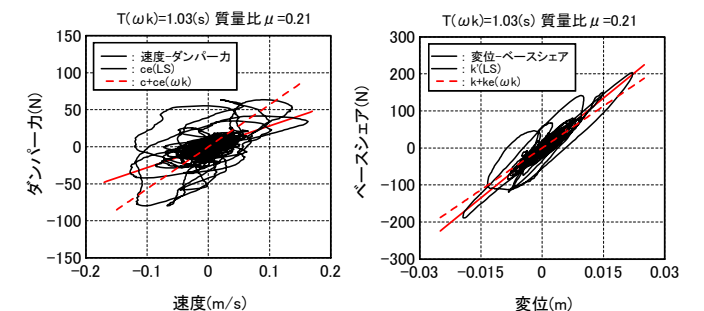


図-19 ダンパー力と速度の関係

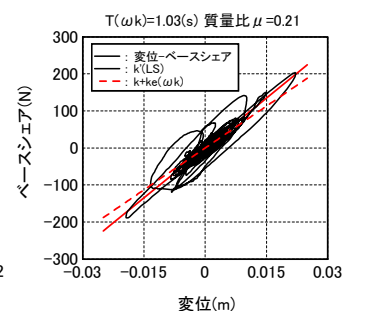


図-20 ベースシアと変位の関係

表-4 履歴曲線から求めた系の等価粘性係数と等価剛性

最適設計条件	入力波形名	成分	入力振幅 mm	共振時の等価Kelvinモデルにおける		実験の履歴曲線から求めたシステムの		c+Ce(LS) /(c+Ce(ωk))	k'(LS) /(k+ke(ωk))
				等価粘性係数	等価剛性	等価粘性係数	等価剛性		
				c+Ce(ωk)	k+ke(ωk)	c+Ce(LS)	k'(LS)		
加速度 応答倍率 (μ=0.21)	El Centro波	NS	17	0.5684	7.53	0.341	8.680	0.600	1.153
	Taft波	EW	29			0.311	8.904	0.547	1.182
	八戸波	NS	21			0.319	9.305	0.561	1.236
	JMA神戸波	NS	18			0.358	8.315	0.630	1.104
	BCJ-L2波	-	40			0.339	9.043	0.596	1.201
	平均値					0.334	8.849	0.587	1.175
変位 応答倍率 (μ=0.25)	El Centro波	NS	15	0.7380	7.42	0.687	9.303	0.931	1.254
	Taft波	EW	15			0.635	10.55	0.861	1.422
	八戸波	NS	17			0.800	9.433	1.083	1.271
	JMA神戸波	NS	9			0.739	9.246	1.002	1.246
	BCJ-L2波	-	33			0.684	9.485	0.926	1.278
	平均値					0.709	9.603	0.961	1.294

備考: LS(Least Square Method), ωk=6.09(rad/s), c=0.0355(kN·s/m), k=7.44(kN/m)

性係数 $C_e(\omega_k)$, 等価剛性 $k+k_e(\omega_k)$ と併せて示す。

表-4に他の波形に対しても同様にして求めたシステムに対する等価粘性係数と等価剛性をまとめて示す。主架構の等価粘性係数は $c=0.0355\text{kN/m}$ (摩擦減衰を等価粘性係数に換算), 等価剛性 $k=7.44\text{kN/m}$ とした。加速度最適設計における5波の平均値は, 共振時の等価粘性係数と比較して0.587, 共振時の等価剛性と比較して1.175であった。文献1)では, 加速度最適設計における等価粘性係数は, 共振時の粘性係数と比較して30~40%程度小さな値に, 等価剛性は共振時の等価剛性と比較して10%程度大きな値になると示しており, 本実験の値は文献2)で提案している補正係数とおおむね一致する結果となった。なお, 変位最適設計における補正係数は, 等価粘性係数で10~15%程度小さな値に, 等価剛性は25~40%程度大きな値であった。

(3) ランダム加振時のシステム変形とダンパー変形比

図-21にランダム加振時のシステム変形とダンパー変形の変位フーリエ振幅スペクトル比を, 5波の平均値として示す。図中には調和振動時における理論値¹⁾を併記している。変位最適設計では, 調和加振時にみられた最適同調振動数比付近におけるダンパー変形の増大が明確にみられない。加速度最適設計では, 最適同調振動数比付近においては理論値の傾向をおおむね捉えているといえるが, 振動数比2以上では変形比が理論値より大きくなるケースがみられた。

6. 時刻歴応答解析による解析モデルの精度検証

式(4)に示す本装置の解析モデル⁶⁾の妥当性を検証するため, ランダム加振において応答の再現を試みた。入力波は前述のBCJ-L2と4つの実地震波とした。主架構の1次固有周期は1.03秒とし, 構造減衰は, システムの変位を考慮して変位最適設計で3.5%, 加速度最適設計で5%とした。以下に, 本装置の解析モデルの一般的表現および本装置を組み込んだ振動方程式を導く。

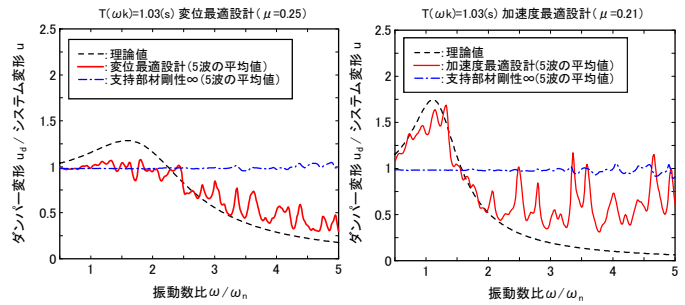


図-21 ランダム加振時のシステム変形に対するダンパー変形比

(1) 粘性マスダンパー抵抗力の一般的表現

軸速度および軸加速度による表現は式(4)に式(3)を代入し, 式(2)を考慮すると式(5)を得る。

$$P_n = C_v(\dot{x}_n) \cdot \dot{x}_n + M_i \cdot \ddot{x}_n + \lambda \cdot Q_f \tag{5}$$

(ただし, $\lambda \cdot Q_f$ は \dot{x}_n と同符号)

ここに,

$$C_v(\dot{x}_n) = \frac{\lambda \cdot \alpha \cdot S^2 \cdot \eta_t \times 10^{-9}}{d_y + b \cdot d_y \left(\frac{S}{d_y} \times 10 \right)^\beta \cdot |\dot{x}_n|^\beta} \tag{6}$$

$$M_i = \lambda \cdot I \cdot \left(\frac{2\pi}{L_d} \right)^2 \times 10^2$$

ここで, 式(5)の右辺第3項の $\lambda \cdot Q_f$ は, 静止摩擦力による抵抗力であり, 解析上は剛塑性特性で扱うべきであるが, ここでは十分に小さな速度 ε を与え, 軸速度の絶対値 $|\dot{x}_n|$ が $|\dot{x}_n| \geq \varepsilon$ のときの抵抗力を $\lambda \cdot Q_f$ とし, $|\dot{x}_n| < \varepsilon$ のときの抵抗力を $|\lambda \cdot Q_f| \times |\dot{x}_n| / \varepsilon$ とする(すなわち, 極めて剛塑性に近いBi-Linear型の力-速度関係とする)。前者の場合, $\lambda \cdot Q_f$ は軸速度 \dot{x}_n と同符号である。このように扱うと $\lambda \cdot Q_f$ は軸速度の絶対値 $|\dot{x}_n|$ に依存する係数 C_f と軸速度の \dot{x}_n 積で表せる(係数 C_f はBi-Linear型の力-速度関係の軸速度 \dot{x}_n における割線)。したがって, 式(5)は式(7)で表される。

$$P_n = \{C_v(\dot{x}_n) + C_f(\dot{x}_n)\} \cdot \dot{x}_n + M_i \cdot \ddot{x}_n \tag{7}$$

式(7)の右辺中の $C_v(\dot{x}_n) + C_f(\dot{x}_n)$ は, 軸速度 \dot{x}_n における等価減衰係数であり, M_i は等価質量である。等価質量 M_i は軸加速度 \ddot{x}_n によらず一定である。軸速度増分および軸加速度増分による表現にするため, 式(6)を式(8)のように変数の表現を簡略化する。

$$C_v = \frac{s}{p + q \cdot |\dot{x}_n|^r} \tag{8}$$

ここで, $s = \lambda \cdot \alpha \cdot S^2 \cdot \eta_t \cdot A \times 10^{-9}$, $p = d_y$, $r = \beta$,

$$q = d_y + b \cdot d_y \left(\frac{S}{d_y} \times 10 \right)^\beta$$

$\alpha \cdot Q_v = C_v(\dot{x}_n) \cdot \dot{x}_n$ の導関数 $(\alpha \cdot Q_v)' = (C_v(\dot{x}_n) \cdot \dot{x}_n)'$ は, 粘性力-速度関係における軸速度 \dot{x}_n での接線勾配、すなわち粘性力に関する接線減衰係数である。粘性力に関する接線減衰係数 $C_v(\dot{x}_n)$ は式(9)となる。

$$C_{vr}(\dot{x}_n) = \frac{s(p+q \cdot |\dot{x}_n|^r) - s \cdot q \cdot r \cdot |\dot{x}_n|^r}{(p+q \cdot |\dot{x}_n|^r)^2} \quad (9)$$

一方、静止摩擦に関する接線減衰係数を $C_{fi}(\dot{x}_n)$ で表すと、軸速度の絶対値 $|\dot{x}_n|$ が $|\dot{x}_n| \geq \varepsilon$ のときは $C_{fi}(\dot{x}_n) = 0$ 、 $|\dot{x}_n| < \varepsilon$ のときは $C_{fi}(\dot{x}_n) = |\lambda \cdot Q_f| / \varepsilon$ となる。また、慣性力に関する接線質量は常に等価質量 M_i である。接線減衰係数および接線質量 (等価質量) を用いると、粘性マスダンパーの軸方向に関する抵抗力の増分 ΔP_n は式(10)で表せる。

$$\Delta P_n = \{C_{vr}(\dot{x}_n) + C_{fi}(\dot{x}_n)\} \cdot \Delta \dot{x}_n + M_i \cdot \Delta \ddot{x}_n \quad (10)$$

ここで、 ΔP_n は粘性マスダンパーの軸方向に関する抵抗力の増分を $\Delta \dot{x}_n$ 、 $\Delta \ddot{x}_n$ はそれぞれ軸速度増分、軸加速度増分を表す。

式(10)を軸速度増分による表現に表すと式(11)で表せる。

$$\Delta P_n = C_t \cdot \Delta \dot{x}_n + M_i \cdot \Delta \ddot{x}_n \quad (11)$$

$$\text{ここに、} C_t = C_{vr}(\dot{x}_n) + C_{fi}(\dot{x}_n) \quad (12)$$

ここで、平均加速度法により軸加速度増分 $\Delta \ddot{x}_n$ を軸速度増分 $\Delta \dot{x}_n$ で表すと式(13)となる。

$$\Delta \ddot{x}_n = \frac{2}{\Delta t} \Delta \dot{x}_n - 2\ddot{x}_{n0} \quad (13)$$

ここで、 Δt はステップ間の時間間隔を、 \ddot{x}_{n0} は前ステップの軸加速度を表す。式(11)、式(13)より式(14)を得る。

$$\Delta P_n = C_n \cdot \Delta \dot{x}_n - 2M_n \cdot \ddot{x}_{n0} \quad (14)$$

$$\text{ここに、} C_n = C_t + \frac{2}{\Delta t} M_i, \quad M_n = M_i$$

式(14)がプログラムが扱う粘性マスダンパーの軸方向の抵抗力増分 ΔP_n を表現した式である。

(2) 軸速度および支持部材剛性および設置角度の考慮

支持部材 (バネ剛性を K_{Bn} で表す) と設置角度を考慮するために、あらためて記号を定義する。粘性マスダンパーの部材軸方向に関する変位 x_n は、支持部材剛性の軸変位 ${}_B x_n$ とダンパー部の軸変位 ${}_D x_n$ の和となる (これまで用いてきた粘性マスダンパーの軸変位 ${}_D x_n$ はこれ以降 ${}_B x_n$ で表す)。式(14)を書き換えると式(15)となる。

$$\Delta P_n = C_n \cdot \Delta {}_D \dot{x}_n - 2M_n \cdot {}_D \ddot{x}_{n0} \quad (15)$$

一方、粘性マスダンパーの軸方向の抵抗力増分 ΔP_n を支持部材剛性部で表すと式(16)となる。

$$\Delta P_n = K_{Bn} \cdot \Delta {}_B x_n \quad (16)$$

式(15)を変形し、式(16)を考慮すると式(17)を得る。

$$\Delta P_n = \frac{C_n}{\kappa} \cdot \Delta \dot{x}_n + \frac{2C_n}{\kappa} \cdot {}_B \dot{x}_{n0} - \frac{2M_n}{\kappa} \cdot {}_D \ddot{x}_{n0} \quad (17)$$

$$\text{ここに、} \kappa = 1 + \frac{2}{\Delta t} \frac{C_n}{K_{Bn}}$$

(ただし、支持部材 ∞ のときは 1)

また、支持剛性部の軸速度 ${}_B \dot{x}_{n0}$ およびダンパー部の軸加速度 ${}_D \ddot{x}_{n0}$ は、平均加速度法を用いれば支持部材剛性部の軸変位増分 $\Delta {}_B x_n (= \Delta P_n / K_{Bn})$ と前ステップの結果より次式で求まる。

$$\begin{aligned} {}_B x_n &= \frac{2}{\Delta t} \Delta {}_B x_n - {}_B \dot{x}_{n0} \\ {}_D \ddot{x}_n &= \dot{x}_n - {}_B \dot{x}_n = \ddot{x}_n - \left(\frac{4}{\Delta t^2} \Delta {}_B x_n - \frac{4}{\Delta t} \cdot {}_B \dot{x}_n - {}_B \ddot{x}_{n0} \right) \end{aligned}$$

式(17)が支持部材剛性を考慮した粘性マスダンパーの軸方向の抵抗力増分 ΔP_n を表している。

設置角度の考慮する場合、水平方向に関する変位 x および P と水平方向に対し角度 θ だけ回転した部材軸方向の変位 x_n および力 P_n の関係は式(18)となる。

$$x_n = x \cdot \cos \theta, \quad P = P_n \cdot \cos \theta \quad (18)$$

したがって、式(17)、式(18)より水平方向に関する粘性マスダンパーの抵抗力増分 ΔP は式(19)となる。

$$\Delta P = \tilde{C} \cdot \Delta \dot{x}_n + {}_{GMD} \tilde{P}_0 \quad (19)$$

$$\text{ここに、} \tilde{C} = \cos^2 \theta \cdot \frac{C_n}{\kappa},$$

$${}_{GMD} \tilde{P}_0 = \cos^2 \theta \cdot \frac{2C_n}{\kappa} \cdot {}_B \dot{x}_0 - \cos^2 \theta \cdot \frac{2M_n}{\kappa} \cdot {}_D \ddot{x}_0$$

ここで、 ${}_B \dot{x}_0$ は前ステップの水平方向に関する支持剛性部の速度を、 ${}_D \dot{x}_n$ は前ステップの水平方向に関するダンパー部の加速度 ${}_D \ddot{x}_0$ を表す。式(19)の右辺中の C_n はダンパー部の軸速度 ${}_D \dot{x}_n$ に依存するが、この ${}_D \dot{x}_n$ もまた $\dot{x}_n = \dot{x} \cdot \cos \theta$ をもとに評価する。

(3) ベクトルによる表現

式(19)は1層当たりの粘性マスダンパーについて定式化したものである。多層に対して適用できるように式(19)をベクトルの形で表現すると式(20)となる。

$$\{\Delta F\} = \{\tilde{C}\} \{\Delta \dot{x}\} + {}_{GMD} \{\tilde{F}_0\} \quad (20)$$

ここで、記号 F は質点力を表す (これまでの記号 P は要素力であったので区別する)。また、マトリクス $|\tilde{C}|$ は係数 \tilde{c} についてせん断マトリクス (3重対角型) の作成方法に準じ作成したものである。

(4) 振動方程式

主架構のみの多質点モデルの振動方程式は式(21)である。

$$|M| \{\Delta \dot{x}\} + |C| \{\Delta \dot{x}\} + |K| \{\Delta x\} + \{F_0\} = -|M| \{\Delta \dot{x}\} \quad (21)$$

ここに、 $|M|$ は質量マトリクスを、 $|C|$ は減衰係数マトリクスを、 $|K|$ は剛性マトリクスを、 $\{\Delta x\}$ は変位増分ベクトルを、 $\{F_0\}$ を前ステップでの主架構の力ベクトルを、 $\{\}$ を地動変位ベクトルを表す。式(20)、式(21)より、粘性マスダンパーを考慮した振動方程式は式(22)となる。

$$|M| \{\Delta \dot{x}\} + \left(|C| + |\tilde{C}| \right) \{\Delta \dot{x}\} + |K| \{\Delta x\} + {}_{all} \{F_0\} = -|M| \{\Delta \dot{x}\} \quad (22)$$

ここに、 ${}_{all} \{F_0\} = \{F_0\} + {}_{GMD} \{F_0\} + {}_{GMD} \{\tilde{F}_0\}$ 、 ${}_{GMD} \{F_0\}$ は前ステップでの粘性マスダンパーの力ベクトルを表す。

表-5 解析モデルの設計パラメータ

構成要素	設計パラメータ	記号	単位	数値	
				変位最適設計	加速度最適設計
慣性接続要素	ボールねじ軸直径	DB	mm	15	
	リード長	Ld	mm	30	
	スラスト軸受外直径	DSB	mm	56.5	
	回転体(錘)外直径	Do	mm	103	103
	回転体(錘)内直径	Di	mm	28	
	回転体の質量	mr	tonf	0.00067	0.00079
粘性要素	有効長さ	Le	mm	10	
	せん断除間	dy	mm	15	
	25℃時の粘性体粘度	η_{25}	cSt	3500	16000
	繰り返し依存係数	α	-	1	
	繰り返し依存係数算定のための加振振動数	f	Hz	1.03	
	設計温度(℃)	T	℃	20	
摩擦要素	ねじ部の摩擦係数	μ_B	-	0.005	0.005
	スラスト軸受の摩擦係数	μ_{SB}	-	0.0078	0.0078
	単位長さ当りの摩擦力(kN)	Qsi	kN	0.0000008	0.0000008

式(22)がプログラムが扱う粘性マスダンパーを考慮した振動方程式である。式(22)よりNewmarkの β 法($\beta=0.25$)を用いて逐次の速度増分 Δv を求め、本装置の抵抗抗力を再評価しながら計算を行う。

表-5に解析に用いた粘性マスダンパーの設計パラメータを示す。図-22に代表的な例として、変位最適設計における八戸波入力の解析値と実験値の比較を示す。さまざまな周期成分を含む地震波でも履歴曲線、時刻歴応答ともに十分な精度であることがわかる。他の波形に対しても同様の結果であった。

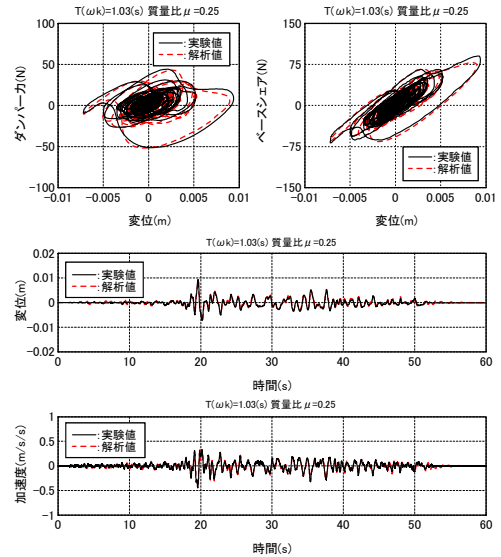


図-22 解析値と実験値との比較(八戸NS波)

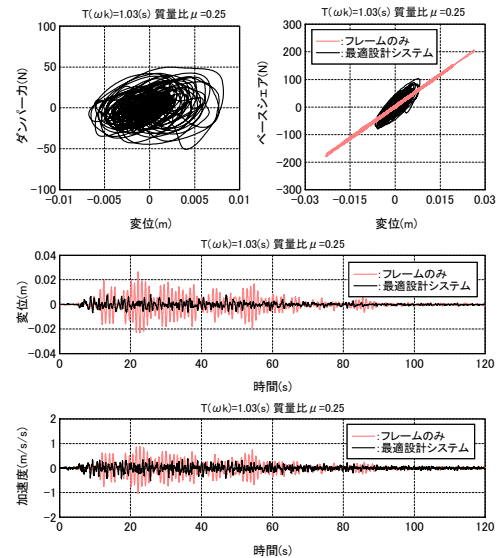
7. ランダム加振時の最適システムの応答低減率

(1) 変位応答倍率と加速度応答倍率

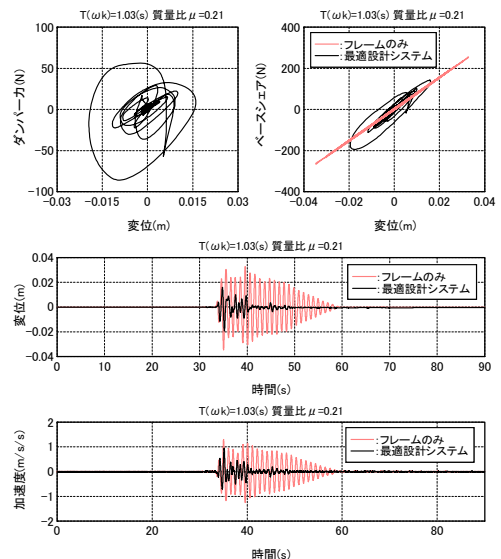
図-23に主架構のみと最適設計システムの代表的な応答波形の比較を示す。表-6にBCJ-L2と4つの実地震波における最適設計システムの最大応答値と応答低減率を、主架構のみの結果と併せて示す。変位最適設計におけるTaft波入力で最適設計システムの方が低い応答を示すケースがみられたが、5波の変位応答低減率と加速度応答倍率の平均値は、変位最適設計で0.406, 0.508, 加速度最適設計で0.473, 0.605であった。なお、加速度最適設計時のBCJ-L2波の変位低減率は0.381, 加速度低減率は0.465であった。

(2) 周波数領域で見た最適システムの応答低減率

図-24に、最適設計システムと支持部材剛性を剛とした系の応答低減率の比較を5波の平均値として示す。調和加振時と同様に変位応答低減率は、振動数比1~4付近の領域において、支持部材剛性を剛とした系の方が有利に作用しているが、それ以上の高振動数域になるに従い最適設計システムの方が良い応答性状を示している。特に、加速度応答低減率はその傾向が顕著であり、最適設計システムは高振動数域になるに従い低減率が0に収斂しているのに対して、支持部材剛性を剛とした系では著しく漸増しているのがわかる。



(a) 変位最適設計 (BCJ-L2)



(b) 加速度最適設計 (JMA神戸NS波)

図-23 最適設計システムと主架構のみの応答波形比較

表-6 最大応答値と応答低減率

最適設計条件	質量比	ダンパー有無	入力波形名	成分	入力振幅 mm	応答変位 mm	変位低減率 —	応答加速度 cm/s/s	加速度低減率 —
加速度 応答倍率	$\mu=0.21$	無し	El Centro波	NS	17	34.98	0.378	133.6	0.498
		有り				13.21		66.58	
		無し	Taft波	EW	29	34.90	0.635	133.3	0.750
		有り				22.15		100.0	
		無し	八戸波	NS	21	43.60	0.414	239.6	0.348
		有り				18.03		83.40	
		無し	JMA神戸波	NS	16	34.75	0.559	130.4	0.730
		有り				19.44		95.14	
		無し	BCJ-L2波	—	40	34.36	0.381	131.2	0.465
		有り				13.08		61.06	
					平均値	0.473	平均値	0.558	
変位 応答倍率	$\mu=0.25$	無し	El Centro波	NS	15	29.65	0.272	114.30	0.445
		有り				8.05		50.89	
		無し	Taft波	EW	15	12.64	0.710	48.52	1.086
		有り				8.97		52.67	
		無し	八戸波	NS	17	32.12	0.292	122.3	0.362
		有り				9.38		44.29	
		無し	JMA神戸波	NS	9	18.42	0.448	70.91	0.634
		有り				8.25		44.99	
		無し	BCJ-L2波	—	33	26.33	0.311	101.8	0.498
		有り				8.19		50.70	
					平均値	0.406	平均値	0.605	

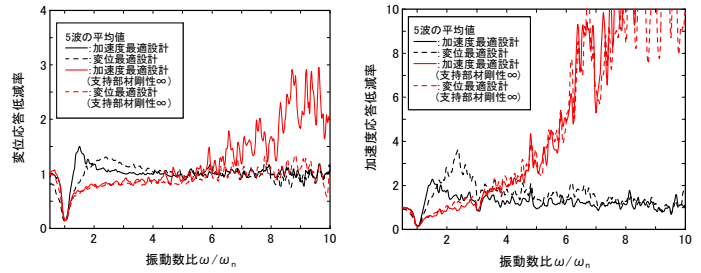
8. まとめ

本論文では、慣性接続要素と粘性要素の並列接続したダンパーと支持部材との直列接続から構成される一層最適設計システムの振動実験を行い、変位最適設計と加速度最適設計における理論値の妥当性を検証した。以下に結論を記す。

- ①系の基部に作用する調和加振における変位応答倍率および加速度応答倍率に対する応答値は、最適設計法の理論値と一致する。
- ②最適設計システムは、高振動数域において支持部材剛性を剛とした系より変位応答倍率および加速度応答倍率とも良い応答性状を示す。
- ③ランダム加振における加速度最適設計時の等価剛性と等価粘性係数は、共振時の等価剛性と比較して10～20%程度高めの値に、粘性係数は40～50%程度小さめの値となり、文献1)で提案した補正係数とほぼ同等の結果が得られた。
- ④本装置の解析モデルを組み込んだ最適設計システムの時刻歴解析結果は、実験値と比較的良好な精度で一致する。
- ⑤最適設計システムの変位応答低減率および加速度応答低減率は、質量比0.25の変位最適設計で0.30～0.70程度、質量比0.21の加速度最適設計で0.35～0.75程度であった。

謝辞：

本実験を行うに当たっては(株)NTTファシリティーズの齊藤賢二様、東北大学大学院井上範夫教授に多大なるご指導・ご鞭撻をいただきました。また、本システムの製作に当たっては(株)免制震デバイス、THK (株)、解析モデルの一般化に当たってはユニオンシステム(株)の山崎久雄様のご協力を得ました。ここに感謝の意を表します。



(a) 変位応答低減率 (b) 加速度応答低減率
図-24 最適設計システムと支持部材剛性を剛とした系との応答低減率の比較

参考文献

- 1) 齊藤賢二, 栗田哲, 井上範夫：慣性接続要素を利用した粘性ダンパーによる一質点構造の最適応答制御と Kelvin モデル化手法に関する考察, 構造工学論文集 Vol.53B, 2007.3
- 2) 社団法人日本免震構造協会：JSSIパッシブ制振構造設計・施工マニュアル, 2003.10
- 3) J. P. Den Hartog : Mechanical Vibrations, 4th ed., Dover, New York, 1985.
- 4) 背戸一登, 丸山晃市：「振動工学」(解析から設計まで), 森北出版, 2002
- 5) 黒田英二ほか：ボールネジを用いた制震装置の開発(その1), 日本建築学会技術報告集 第8号, 日本建築学会, pp.239-244,1999.6
- 6) 中南滋樹, 木田英範ほか：慣性質量要素を有する粘性減衰装置の開発, 三井住友建設(株)技術研究所報告, NO.3, pp.157-164, 2005
- 7) 笠井和彦, 大熊潔：振動数に依存する制振構造の等価周期・等価減衰の評価法とその精度(弾性架構と粘弾性ダンパーやオイルダンパーをもつ一質点構造における全体減衰系への置換法), 日本建築学会構造系論文集, 580, pp.51-59, 2004

地下鉄振動の建物内振動伝搬と基礎の入力損失に関する研究

Study on the Vibration Propagation Characteristics of Buildings and the Input Loss of Foundation Excited by the Underground Pass

建築事業企画部 山岸 邦彰 KUNIAKI YAMAGISHI
 谷垣 正治 MASAHARU TANIGAKI
 岩本 毅 TAKESHI IWAMOTO
 原田 浩之 HIROYUKI HARADA

地下鉄軌道直上にある RC 壁式構造の建物のスラブ振動およびこの建物に基礎で連結された高層 RC 建物の振動をそれぞれ測定した。スラブ振動の特徴として、1 次モードが卓越すること、二重床の敷設前後で高次振動モードの特性が変化すること等が分かった。高層建物の振動特性は既存の測定結果の示す傾向と同様であり、質点系モデルによる解析によりシミュレートできることが分かった。また、固体伝搬音の伝搬特性の一要素である基礎の入力損失の簡易評価法について示し、柔基礎の入力損失に関する考察を行った。

キーワード：地下鉄振動, 振動測定, 固体伝搬音, 伝達関数, 質点系モデル, 基礎の入力損失

Measurements of the slab vibration of RC wall structure just above the Underground Railroad line and vibration of the tall building connected with the RC building at the foundation were carried out. As the characteristics of the slab vibration, these were found that the first vibration mode of the slab was dominant and the characteristics of the higher mode after installing the dry double floors were changed. The vibration characteristics of the tall building were as same as those of other buildings, which were measured previously, and were simulated properly with the multi degree of freedom system. We also proposed the simplified method of simulating the input loss of foundation, which is one of the significant characteristics generating the structure borne sound, and studies of those characteristics of flexible foundation.

Key Words: Subway Vibration, Vibration Measurement, Structure Borne Sound, Transfer Function, Multi Degree of Freedom System, Input Loss of Foundation

1. はじめに

鉄道軌道近傍の建物における固体伝搬音(以下、固体音)の評価およびその対策が重要な課題となってきた。著者らは固体音の発生過程となる建物の振動伝搬特性を把握するために振動測定を行い、希少であった測定データの収集を推進するとともに、固体音の予測を目的とした解析的検討を実施してきた。本報では、前報¹⁾に示した地下鉄軌道直上に建つ建物を含む全2棟の建物の振動測定を行う機会を得たので、その振動測定結果について報告するとともに、振動特性を把握するために行った解析結果について報告する。また、固体音の予測のためには、地盤中の波動伝搬および基礎の入力損失の各特性についての評価法の構築が必要である。一般的に、地盤中の波動伝搬特性については、Rayleigh 波の伝搬を仮

定して幾何減衰($1/\sqrt{r}$, r :距離)により評価される例が多い。既往の実測結果等²⁾ではおおむねこの仮定が成り立っていると考えられる。一方、基礎の入力損失特性は地表面剛基礎を仮定した山原(1974)³⁾(以下、山原式)が良く用いられる。しかし、地下鉄のように加振源が地中にある場合や、軌道の近傍や直上に建物が存在する場合は、表面波が十分に発達しないだけでなく直達実体波の影響を無視できない。また、長大な基礎等で基礎の剛性が地盤の剛性と比較して剛体仮定が成立しない場合(柔基礎)や、杭基礎など地表面基礎とみなすことのできない場合に、山原式の適用に疑問が残る。ここでは、柔基礎を想定した場合の基礎の入力損失の簡易評価法について示し、平板の形状をした RC 造基礎の厚さと地盤のせん断波速度を変化させた場合における同基礎の入力損失の変化について検討する。

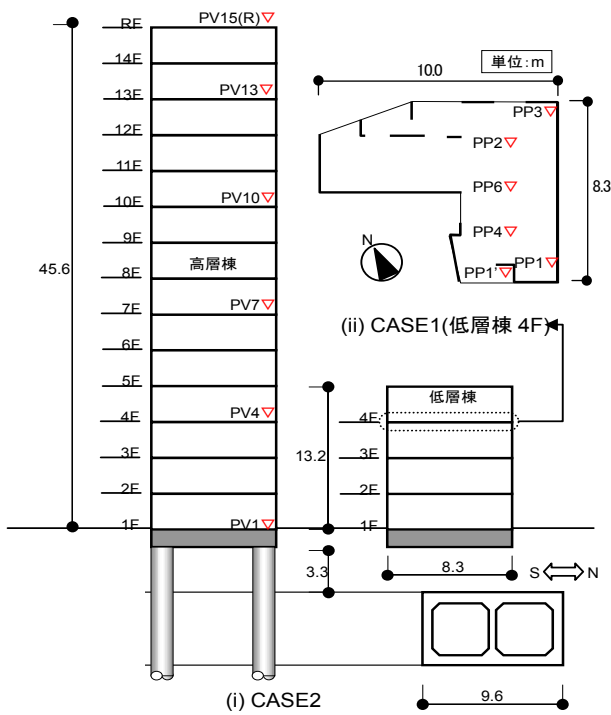


図-1 対象建物と地下鉄に関する概要図
(▽:ピックアップ設置位置)

2. 地下鉄振動の建物内振動伝搬に関する実測と解析

(1) 建物および測定概要

図-1 に対象建物と地下鉄函体に関する位置関係を示す。1棟は既報¹⁾において示した建物と同一建物(低層棟)であり、基礎梁で接続された別棟(高層棟)が隣接する。低層棟は平面がL字形をした直接基礎の4階建共同住宅である。基礎下端から3.3mの深さの位置に函体の天端がある。建物概要および過去の測定詳細は既報¹⁾を参照されたい。高層棟は地上14階の共同住宅で、約8m×19mのほぼ整形な平面形状をなしている。構造種別はRC造、構造形式はラーメン形式、基礎は杭基礎(支持杭)である。高層棟は低層棟と同様に騒音対策として基礎直下に厚さ50mmの防振用のゴムシートを両棟の基礎全面に敷いている。既報¹⁾の測定状況は低層棟が上棟した状況であったが、今回は竣工直前の状況で測定されている。測定には周波数範囲がDC~100Hz(LPF)である1成分加速度計(株ミツトヨ製)を使用した。また、図-1にはピックアップ(以下、PU)の配置状況を示している(図中▽)。低層棟の4階におけるスラブの振動特性を把握する目的でPUを配置したものをCASE1、高層棟の鉛直方向の振動特性を把握する目的でPUを配置したものをCASE2

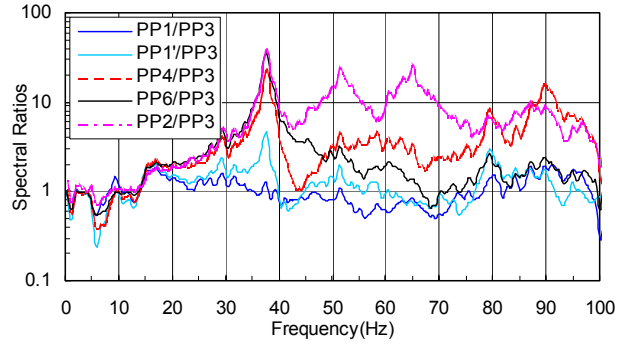


図-2 PP3 に対する各点のスペクトル比(CASE1)

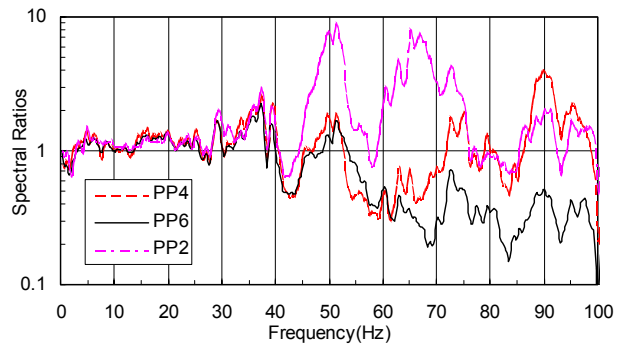


図-3 PP3 に対するスペクトル比の二重床敷設前に対する比(CASE1)

とする。なお、CASE1では図中PP1およびPP1'を除き既報¹⁾と平面的にほぼ同位置にPUを設置したが、仕上げ等の関係で必ずしも前回の測定位置とは合致していない。また、既報¹⁾は3階で測定しているが、平面形状の違いはほとんどないことから、階の違いによる影響は少ないと考えられる。スラブは乾式間仕切壁先行の二重床であり、PP2は二重床の中央付近で測定したが、PP2以外は先行壁近傍での測定となった。PP1、PP1'は玄関等で二重床上ではない。CASE2はスラブ振動の影響の少ない柱際、屋上階においては柱の直上の屋根仕上げ上にPUを設置した。なお、データはサンプリング周波数500Hz、A/D変換は16bitで収録した。また、データ処理は地下鉄の通過時間約10~15秒間を含めた約16秒間でFourierスペクトル(バンド幅0.5HzのParzenウィンドウによる平滑処理を実施)を計算し、各点間のスペクトル比を計算した後、良好な測定結果が得られたものに対してのみ相加平均した。

(2) 測定結果

図-2にCASE1における基準点PP3に対する各点のFourierスペクトル比(以下、スペクトル比)を示す。37Hzにスラブの1次振動モードとみられる鋭いピークはPP1を除く各点に現れているが、40Hzを超えるとスペ

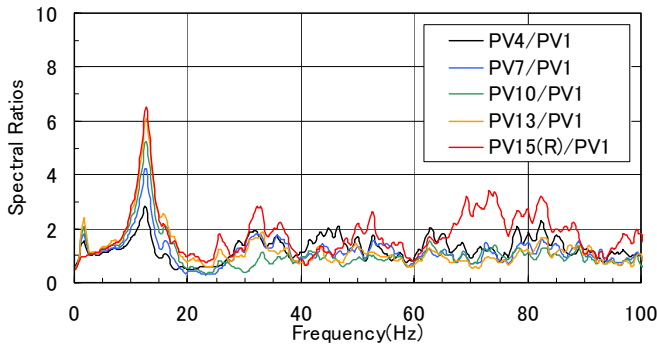


図-4 PV1 に対するスペクトル比(CASE2)

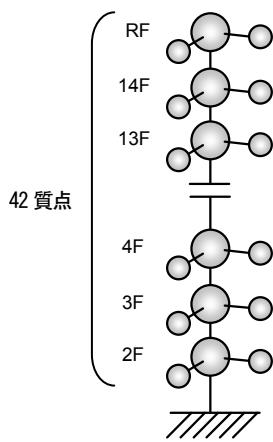
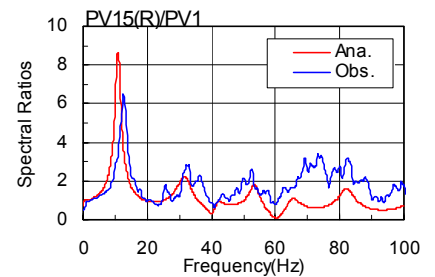
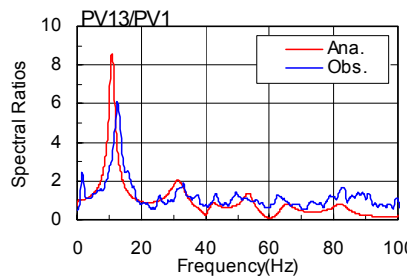
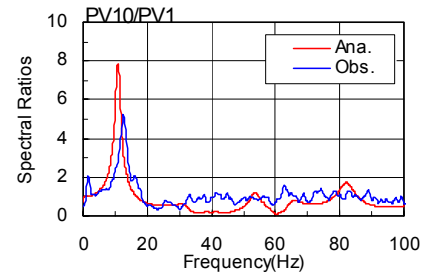
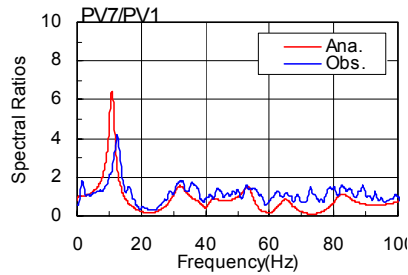
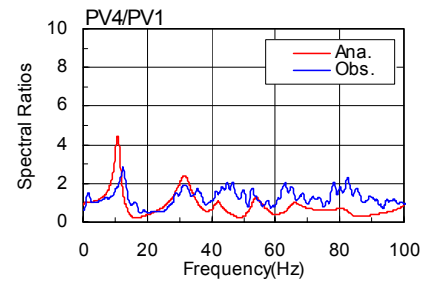


図-5 解析モデル

図-6 PV1 に対する各階の伝達関数(解析と実測との比較)

クトル比にばらつきが見られる。特に、間仕切壁の影響の少ないPP2においては、51Hzと65Hzに1次モード程度の大きなスペクトル比が見られる。図-3に図-2のスペクトル比を既報¹⁾の対応する各点のスペクトル比で除した比を示す。すなわち、同図は二重床の敷設前後におけるスペクトル比の変化を見たものである。40 Hz程度以下ではばらつきはあるもののおおむね同様の値となっている。すなわち、二重床の敷設前後の特性変化はほとんど見られない。37~38 Hz付近のスペクトル比の乱れは、仕上げ荷重の増加によるスラブの1次固有振動数の低下を反映したものと考えられる。二重床の中央付近にあるPP2は51 Hzと67 Hz付近に顕著なピークが見られる。一方、間仕切壁付近のPP4、PP6は増幅している振動数領域もあるが、60、69、83 Hz等で顕著に落ち込む振動数領域も見られる。PP2のピークは二重床の振動特性を反映したものであると思われるが、他のポイントでは間仕切壁やキッチンカウンター等の造作物の振動特性の影響を受けているものと考えられる。

図-4にCASE2におけるPV1に対する各階のスペクト

ル比を示す。12.6 Hzに上下振動の1次振動数があり、30、50 Hz付近に2、3次モードと思われる緩やかなピークが見られる。1次モードを除くとおおむねスペクトル比が2以下程度となっており、これまでの測定結果と調和的である。PV15(R)/PV1の70 Hz付近には他のスペクトル比では見られないピークが見られる。PV15(R)のみ屋根仕上げ面上に設置していることが影響していると考えられる。

(3) 質点系モデルによる解析

既報²⁾⁴⁾では質点系モデルによる解析が建物の振動伝搬特性を良く説明するとして、実測結果と比較することによりその検証を行ってきた。本報告においても、質点系モデルによる予測可能性について検討する。図-5に解析モデルを示す。各階を1質点におき、それらの質点に2種類のスラブ振動を模擬した質点を設けた42質点系モデルとした。剛性は、設計図書に見られる柱・壁の寸法と、設計基準強度から推定されるYoung率(RC規⁵⁾準⁵⁾から推定した。減衰の評価はモード別減衰とし、

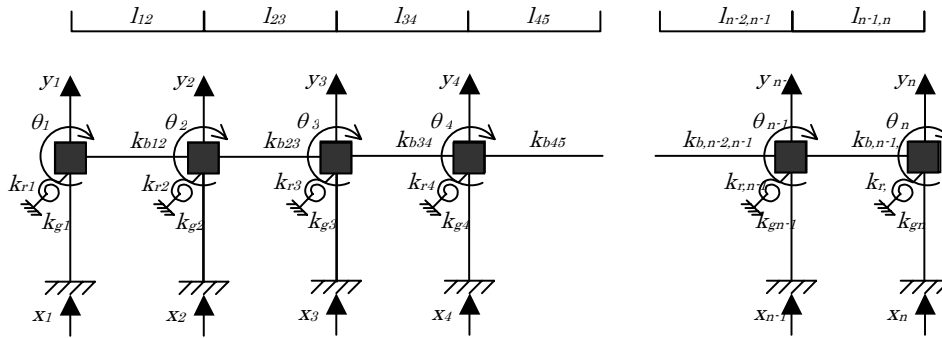


図-7 無質量の弾性支承梁モデル

1, 2次モードに対して $h = 0.07$ 、その他のモードに対して $h = 0.03$ とした。図-6に図-4に示した実測結果から計算したスペクトル比と図-5の解析モデルによる伝達関数を代表階毎に比較して示す。解析結果は1次振動数のピークをやや過小評価しているものの、約50 Hz以下ではピークの出現する傾向が実測結果と同様の傾向を示している。50 Hz程度以上では、解析値と実測値とに乖離が見られる。これは住宅では図-2でも確認されるように間仕切壁等の造作物の振動特性が影響することが考えられる。

なお、これまでの検討では減衰定数は高次モードに対して $h = 0.05 \sim 0.10$ 程度と推定されていたが、高振動数領域における評価が実測より低かったため、今回の検討では3次以上のモードに対して $h = 0.03$ とした。減衰の取り扱いについては実測結果を蓄積しつつ、その解明に当たっては今後の課題としたい。

3. 基礎の入力損失の簡易評価方法

(1) 簡易評価方法

本節では、地盤振動の入力損失について考える。実際的狀況に置かれた基礎構造物に対して入力損失を考える際に、①地下鉄振動による地盤振動は直達実体波と表面波を含む複雑な波動場を形成していることから、基礎に入力される波動は水平進行波ではなく任意の波動であることを考慮すること、②杭基礎や埋込み基礎などの入力損失を評価するために、基礎の体積効果や剛性を考慮すること、の考慮が必要になる。これらより基礎の非剛体仮定と形状の任意性を考慮できるようにするため、基礎構造を弾性支承梁に置き換え、さらに梁上の任意の位置にある質点に対し、地盤ばねを介して任意の地盤振動を入力できるようにすることを考える。本報ではこのようなモデルの妥当性検証を目的として、図-7のような地盤ばねに支えられている無質量弾性支承梁モデルの

入力損失を検討する。無質量としたのは幾何学的相互作用による入力低減効果が無質量基礎で評価されることが一般的であること、1次元の梁モデルとしたのは山原式の結果と比較するためである。基礎を間隔 l_{ij} 毎に分割して、分割点に質点(図中、黒四角)をおく。質点は地盤ばねと基礎を模擬した梁要素が接続されており、地盤変位は鉛直方向変位のみ地盤ばねを介して入力される。なお、変位は鉛直上向き、回転角は時計周りをそれぞれ正とする。

図中、入力変位は x_i (i は質点番号、以下同じ)、応答相対変位は y_i 、応答回転角 θ_i は、基礎剛性は k_{bij} 、地盤との相互作用鉛直ばねは k_{gi} 、同回転ばねは k_{ri} 、分割された基礎長さは l_{ij} で表現される。

ここで計算を簡単にするために、入力変位 x_i は分割された基礎の長さに応じて山原式が適用されるものとする。すなわち、分割された基礎部分を剛とみなし、その基礎長さに対して山原式を適用した際のフィルター効果を考慮した変位を各質点に対する入力変位とする。これらの条件で各質点の鉛直方向と回転方向の力の釣り合いを考えると式(1)~式(3)となる。前述のとおり無質量基礎であるので慣性項は含まれていない。

[質点 1]

$$\begin{aligned} \bar{k}_{g1}y_1 + (y_1 - y_2)\bar{k}_{b12} - \hat{k}_{b12}(\theta_1 + \theta_2) &= -\bar{k}_{b12}(x_1 - x_2) \\ -(y_1 - y_2)\hat{k}_{b12} + (2\tilde{k}_{b12} + \tilde{k}_{r1})\theta_1 + \tilde{k}_{b12}\theta_2 &= \hat{k}_{b12}(x_1 - x_2) \end{aligned} \tag{1}$$

[質点 2]

$$\begin{aligned} \bar{k}_{g2}y_2 + (y_2 - y_1)\bar{k}_{b12} + (y_2 - y_3)\bar{k}_{b23} + \hat{k}_{b12}\theta_1 + (\hat{k}_{b12} - \hat{k}_{b23})\theta_2 - \hat{k}_{b23}\theta_3 \\ = -\bar{k}_{b12}(x_2 - x_1) - \bar{k}_{b12}(x_2 - x_3) \\ (y_2 - y_1)\hat{k}_{b12} - (y_2 - y_3)\hat{k}_{b23} + \tilde{k}_{b12}\theta_1 + (2\tilde{k}_{b12} + 2\tilde{k}_{b23} + \tilde{k}_{r2})\theta_2 + \tilde{k}_{b23}\theta_3 \\ = -\hat{k}_{b12}(x_2 - x_1) + \hat{k}_{b23}(x_2 - x_3) \end{aligned} \tag{2}$$

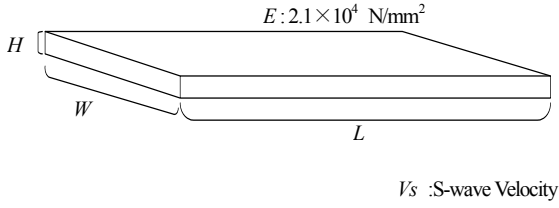


図-8 計算に用いた長方形基礎

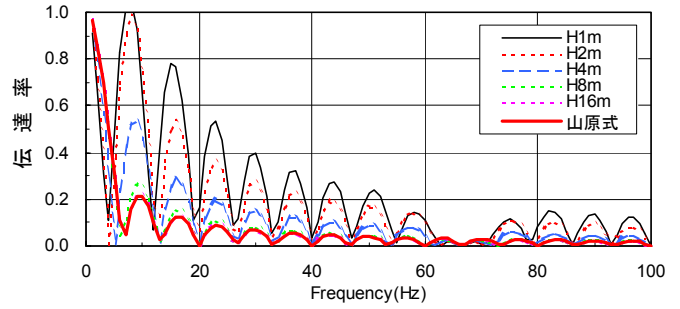


図-9 基礎厚の違いによる基礎の入力損失

[質点 n]

$$\begin{aligned} & \bar{k}_{gn}y_n + (y_n - y_{n-1})\bar{k}_{bn-1,n} + \hat{k}_{bn-1,n}\theta_{n-1} + \hat{k}_{bn-1,n}\theta_n \\ & = -\bar{k}_{bn-1,n}(x_n - x_{n-1}) \\ & (y_n - y_{n-1})\hat{k}_{bn-1,n} + \bar{k}_{bn-1,n}\theta_{n-1} + (2\tilde{k}_{bn-1,n} + \tilde{k}_{rn})\theta_n \\ & = -\hat{k}_{bn-1,n}(x_n - x_{n-1}) \end{aligned} \quad (3)$$

ここで、式中バー(-)は鉛直方向剛性、ハット(^)は鉛直方向または回転方向の変位に対する回転または鉛直方向の剛性、およびチルダ(~)は回転方向の変位に対する回転方向の剛性を表す。

k_g , k_r , k_b はそれぞれ式(4)~式(8)で表現される。ここで、 EI :曲げ剛性、 G :せん断弾性係数、 l :分割された基礎長さ、 r :等価基礎半径、 ν :Poisson 比である。

$$\bar{k}_g = \frac{\pi Gr}{1-\nu} \quad (4)$$

$$\tilde{k}_r = \frac{\pi Gr^3}{2(1-\nu)} \quad (5)$$

$$\bar{k}_b = \frac{12EI}{l^3} \quad (6)$$

$$\hat{k}_b = \frac{6EI}{l^2} \quad (7)$$

$$\tilde{k}_b = \frac{2EI}{l} \quad (8)$$

式(1)~(3)をマトリクス表現すると式(9)になる。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{aa} & \mathbf{K}_{a\theta} \\ \mathbf{K}_{\theta a} & \mathbf{K}_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{y} \\ \boldsymbol{\theta} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{K}_{xx}\mathbf{x} \\ \mathbf{K}_{x\theta}\mathbf{x} \end{Bmatrix} \quad (9)$$

ここで、 \mathbf{y} は相対変位ベクトル、 $\boldsymbol{\theta}$ は回転角ベクトル、 \mathbf{k}_{aa} は鉛直変位に対する鉛直剛性のサブマトリクス、 $\mathbf{k}_{a\theta}$ は鉛直変位に対する回転剛性のサブマトリクス、 $\mathbf{k}_{\theta a}$ は回転角に対する鉛直剛性のサブマトリクス、 $\mathbf{k}_{\theta\theta}$ は回転角に対する回転剛性のサブマトリクス、 \mathbf{k}_{xx} , $\mathbf{k}_{x\theta}$ は入力変位に乘じられる鉛直剛性、回転剛性のサブマトリクスである。

式(9)を \mathbf{y} について解けば基礎の入力損失に関する式が

得られる。式(9)を展開すると式(10)、式(11)となる。

$$\mathbf{K}_{aa}\mathbf{y} + \mathbf{K}_{a\theta}\boldsymbol{\theta} = \mathbf{K}_{xx}\mathbf{x} \quad (10)$$

$$\mathbf{K}_{\theta a}\mathbf{y} + \mathbf{K}_{\theta\theta}\boldsymbol{\theta} = \mathbf{K}_{x\theta}\mathbf{x} \quad (11)$$

式(10)から $\boldsymbol{\theta}$ を計算すると式(12)となる。

$$\boldsymbol{\theta} = -\mathbf{K}_{\theta\theta}^{-1}(\mathbf{K}_{\theta a}\mathbf{y} - \mathbf{K}_{x\theta}\mathbf{x}) \quad (12)$$

式(12)を式(10)に代入して \mathbf{y} について整理すると、式(13)が得られる。

$$\mathbf{y} = (\mathbf{K}_{aa} - \mathbf{K}_{a\theta}\mathbf{K}_{\theta\theta}^{-1}\mathbf{K}_{\theta a})^{-1}(\mathbf{K}_{xx} - \mathbf{K}_{a\theta}\mathbf{K}_{\theta\theta}^{-1}\mathbf{K}_{x\theta})\mathbf{x} \quad (13)$$

また、 \mathbf{I} を単位マトリクスとすると絶対変位は式(14)となる。

$$\mathbf{y} + \mathbf{x} = \left[(\mathbf{K}_{aa} - \mathbf{K}_{a\theta}\mathbf{K}_{\theta\theta}^{-1}\mathbf{K}_{\theta a})^{-1}(\mathbf{K}_{xx} - \mathbf{K}_{a\theta}\mathbf{K}_{\theta\theta}^{-1}\mathbf{K}_{x\theta}) + \mathbf{I} \right] \mathbf{x} \quad (14)$$

(2) 計算結果

図-8 のような長さ $L = 30$ m、幅 $W = 10$ m の長方形基礎の地盤の入力変位に対する基礎の応答変位(以下、伝達率)を計算する。パラメータは地盤のせん断波速度(以下、 V_s)と基礎厚 H である。基礎の分割数は長さ方向に等分割に 10 とした。基礎は RC 造とし、Young 率を $E = 2.1 \times 10^4$ N/mm² とした。

図-9 に $V_s = 200$ m/s、基礎厚 H を 1, 2, 4, 8, 16 m と変化させた場合の伝達率について山原式と比較して示す。基礎厚が厚くなるに従い山原式に近づいている様子が分かる。すなわち、本評価式が山原式と整合性が取れていることを示すと同時に、基礎厚が薄くなるにつれて(剛性が低下するにつれて)伝達率が増加することが分かる。

図-10 に、基礎厚 $H = 2$ m、地盤の V_s を 100, 200, 400, 800 m/s と変化させた場合の伝達率を山原式と比較して示す。 V_s が大きくなるにつれて、伝達率の包絡曲線が大きくなる事が分かる。また、山原式に見られる周期関数の周期が振動数に対して長くなると同時に、山原式の周期とずれている様子が分かる。

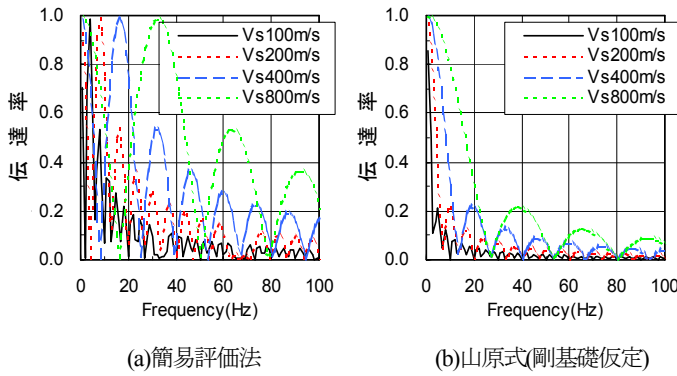


図-10 地盤のせん断波速度の違いによる基礎の入力損失効果

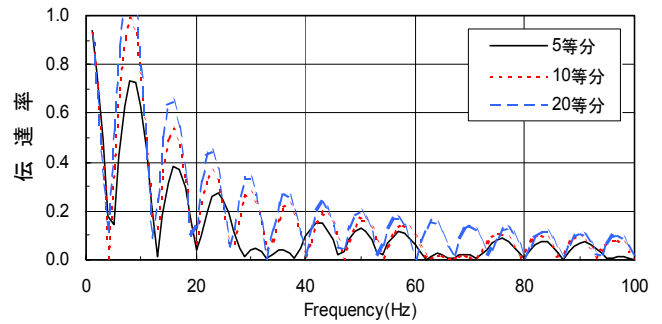


図-11 基礎の分割数の違いによる基礎の入力損失効果

このように、基礎厚 H が小さくなるに従い、また V_s が大きくなるに従い、剛基礎仮定の山原式よりも大きな伝達率として評価される。これらのことは基礎形状や地盤の弾性係数との比較において剛基礎とみなすことのできない柔基礎を評価する際に重要な特徴となる。また、図-9, 10において 35, 65 Hz 付近で伝達率が落ち込む。この原因を確認するため、基礎の分割数を 5, 10, 20 としたときの伝達率を図-11に示す。5分割では35, 65 Hz 付近に、10分割では65 Hz 付近にそれぞれ落ち込みが見られるが、20分割では落ち込みが見られない。これらは、基礎の分割長さに起因する分解能の違いが現れたものと考えられる。分割数が多くなると計算時間が長くなることが懸念される。適度な分割数でも評価できる評価式の考案については今後の課題としたい。

4. まとめ

本報では地下鉄振動に起因する固体音の予測を目的として、建物内振動伝搬特性を把握するための実測および解析的検討、そして基礎の入力損失に関する簡易評価法の提案および無質量の弾性支承梁モデルによる解析を実施した。建物内振動伝搬特性については、実測結果は建物全体およびスラブの振動特性を適切に評価した質点系モデルにより評価できることが分かった。ただし、減衰定数は既往の結果と比較してやや小さいなど、物理パラメータの設定については今後の研究課題である。基礎の入力損失の簡易評価法については、地表面剛

基礎を仮定した山原式と比較し、定式化の妥当性を確認した。また、弾性支承梁モデルのパラメータスタディを行った結果、柔基礎では基礎の入力損失効果が小さくなる様子がシミュレートできた。

謝辞：本報をまとめるに当たり、(財)地震予知総合研究振興会の澤田義博博士および福井工業大学の野路利幸博士の御指導と御助言を賜りました。また本測定に当たり、当社建築技術部池原誠一氏、東京建築支店西関正明氏の多大なる協力を得ました。ここに深く謝意を表します。

参考文献

- 1)山岸邦彰, 谷垣正治, 岩本毅, 原田浩之：地下鉄振動を受ける壁式構造の建物内振動伝搬特性に関する研究, 三井住友建設技術研究所報告, 第4号, pp.159-164, 2006.
- 2)山岸邦彰, 谷垣正治, 岩本毅, 原田浩之, 嶋田泰：鉄道軌道に近接する免震建物の振動伝搬特性, 三井住友建設技術研究所報告, 第2号, pp.135-144, 2004.
- 3)山原浩：環境保全のための防振設計, 彰国社, 1974.
- 4)山岸邦彰, 谷垣正治, 岩本毅, 原田浩之：地下鉄振動の地盤・建物内振動伝搬特性に関する研究, 三井住友建設技術研究所報告, 第3号, pp.125-132, 2005.
- 5)(社)日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 丸善, 1999.

地震リスク分析に基づく地震対策の効果検証と 既存建物の耐震改修優先順位の検討

Demonstration of Effectiveness of Aseismic Improvement and Assessment of Seismic Upgrade Priority of Existing Buildings Based on Seismic Risk Analysis

中南 滋樹 SHIGEKI NAKAMINAMI

谷垣 正治 MASAHARU TANIGAKI

建築事業企画部 山岸 邦彰 KUNIAKI YAMAGISHI

本報では、地震リスク分析に基づく地震対策の効果検証として、地震発生確率が高いとされている地域における既存病院建築物における制震改修・免震改修と新築物流倉庫における免震構法の地震リスク低減効果を定量的に評価した。また、地震リスク分析に基づく既存建物の改修優先順位の検討として、全国に散在する7棟の事務所ビル群に対する耐震改修優先順位を算出するとともに、工法別改修コスト配分の試みを検討した。

キーワード：地震リスク分析，ライフサイクルコスト，耐震改修，優先順位

In this paper, as a demonstration of the effectiveness of structural improvement against earthquake based on seismic risk analysis, the reduction of seismic risk is discussed quantitatively for a existing hospital retrofitted with seismic control devices or base isolation system and a newly designed distribution warehouse that are located in the hazardous area for earthquake. And the assessment of seismic upgrade priority for a group of existing buildings based on seismic risk analysis is also proposed. The assessment is applied to 7 office buildings that are located all over Japan, and the upgrade priority and the optimum distribution of upgrade cost according to the retrofitting methods is discussed.

Key Words: Seismic Risk Analysis, Life-Cycle Cost, Assessment of Seismic, Upgrade Priority

1. はじめに

地震リスク分析は、建物の建つ敷地の地震危険度と建物の耐震性を比較することによって、地震が発生した場合の建物の被害額を推定する方法である。分析結果から建物の耐震性能の費用対効果が分かるので、既存建物の耐震改修工法の選定、新築建物の耐震性能グレードの選定など建物所有者の意思決定に寄与することができる。

高橋ら^{1),2)}は、建物所有者の地震対策を推進することを目的とした地震リスク・マネジメント手法を提案している。この手法では、建物所有者の地震に起因する総支出（期待ライフサイクル・コスト：期待LCC）を地震リスクと捉え、複数の設計案のなかからLCCを最小にする最適案を建物所有者に提示することができる。地震リスクを算出する際に、関連する研究分野の最新の知見を導入しており、計算結果の信頼性と納得性を高めている。

本報では、地震発生確率が高いとされている地域における既存建物（病院）および新築建物（物流施設）を対象として、構法による期待LCCの違いを上述の地震リスク・マネジメント手法を用いて検証を行った。また、複数建物を耐震改修するにあたり、改修の優先順位の検討手法を検討した。また、耐震改修が必要な建物を複数所有している所有者にとり、改修の優先順位を決定することが重要になる。本報では、事務所を対象とする複数建物の耐震改修に関する優先順位の決定方法について検討し適用例を示す。

2. 地震リスク・マネジメント手法の概要^{1),2)}

(1) 定義

本報では、ISO/IEC Guide 73およびJIS Q 2001に従い、リスクを「事態の発生確率とその結果の組み合わせ」と定

義する。将来起こりえる結果（損失）は何通りか予想され、それぞれに対して発生確率が与えられる。リスクは損失が離散的な場合には確率質量関数で、連続量の場合は確率密度関数で定量的に表すことができる。地震発生に伴う損失の例として、被害人数、再調達価格に対する建物・収容物の修理費用、事業中断損失が挙げられる。

(2) 期待ライフサイクル・コストの定式化

ある設計案のLCCは確定値としては予測できないが、最小期待損失基準に従うと、LCCの期待値が最小となるものを最適設計案として選ぶことができる。ある設計案の期待LCCは式(1)のように定式化される。

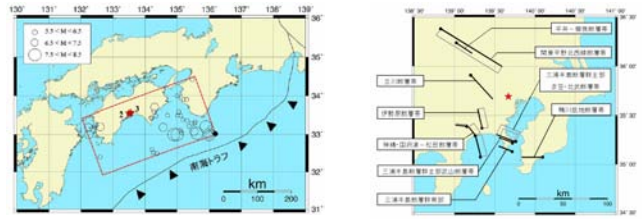
$$E[C_L] = C_I + \sum_{all\ sources} \sum_{j=1}^K E[C_D(m_j)] \int_0^{t_{life}} Q^{t-d} \sum_{n=1}^{\infty} f_{w_n}(t, m_j | W_1 > t_0) dt \quad (1)$$

ここで、 $E[\cdot]$ は確率変数・の期待値、 C_L はLCC、 C_I は初期費用、 $C_D(m_j)$ はマグニチュード m_j の地震に対する損傷費用、 t_0 は建物の開始時間、 t_{life} は建物の供用期間、 $1/(1+d)$ は金利係数、 d は利率、 $f_{w_n}(t, m_j | W_1 > t_0)$ はマグニチュード m_j の地震について、最後の地震から t_0 の間に地震が起きていないという条件のもとで、 n 番目の地震発生時刻の確率密度関数、 $all\ sources$ は考慮されるすべての震源域を示す。 $C_D(m_j)$ は、断層破壊および弾性波の伝播、表層地盤の増幅、建物の応答、損傷費用発生までのすべてのプロセスを関連する研究分野で開発されたモデルを用いてシミュレーションすることで算出できる。ただし、すべての事象は不確定性を含むので、モンテカルロ・シミュレーションにより期待値 $E[C_D(m_j)]$ を求める。なお、マグニチュード m_j の変数を断層破壊 EQ_i の変数にして地震リスク曲線から算出される期待LCCは式(1)と一致する。

3. 地震動の作成^{1),2)}

(1) 震源域および地震活動

耐震改修技術の効果検証で対象とする建物位置は、高知県高知市と東京都中野区の2地点とした。震源域は、高知の建物では想定される南海地震（M8.4前後、30年以内の発生確率40%）の断層面を含む区域（図-1(a)）とし、東京の建物では「主要98断層帯（図-1(b)）」「海溝型地震」「その他の地震」の震源域のうちから発生確率が高く、強い地震動を生じるという観点から、表-1の網掛けした10地震を対象とした。図-2は地震カタログおよび地震調査委員会長期評価部会の報告書を参考に、南海地震の震源域の地震活動を時間とマグニチュードの関係で示したものである。南海地震（ $m_3=8.0$ ）の発

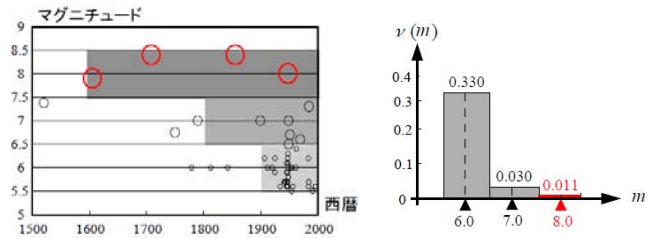


(a) 想定南海地震 (b) 主要98断層帯

図-1 想定震源域

表-1 対象地震（東京周辺の震源）

NO	震源名	M _w	確率モデル	T(年)	α	t ₀ (年)
1	鴨川低地断層帯	6.4	ポアソン	7900	—	—
2	関東平野北西縁断層帯	7.4	BPT	21500	0.24	505
3	平井-橋挽断層帯	6.6	ポアソン	7000	—	—
4	立川断層帯	6.7	BPT	12500	0.24	16500
5	伊勢原断層帯	6.4	BPT	5000	0.24	955
6	神縄・国府津-松田断層帯	6.8	BPT	1050	0.24	780
7	三浦半島断層群主部 衣笠・北武断層帯	6.7	BPT	3400	0.24	1405
8	三浦半島断層群主部 武山断層帯	6.5	BPT	1750	0.24	2103
9	三浦半島断層群南部	6.3	ポアソン	1600	—	—
10	大正型関東地震	7.9	BPT	219.7	0.21	81.3
11	南関東地震	7.2	ポアソン	23.8	—	—
12	フィリピン海プレートM _w 5.0	5.0	ポアソン	0.268	—	—
13	フィリピン海プレートM _w 6.0	6.0	ポアソン	2.07	—	—
14	不特定活断層M _w 5.0	4.98	ポアソン	1.62	—	—
15	不特定活断層M _w 6.0	5.76	ポアソン	12.8	—	—
16	不特定活断層M _w 7.0	6.45	ポアソン	120	—	—



(a) 時間 - マグニチュード (b) マグニチュード - 年発生率

図-2 対象震源域の地震活動（想定南海地震）

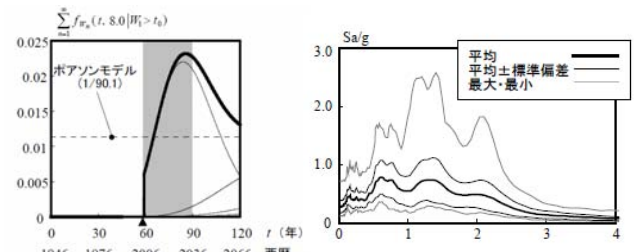
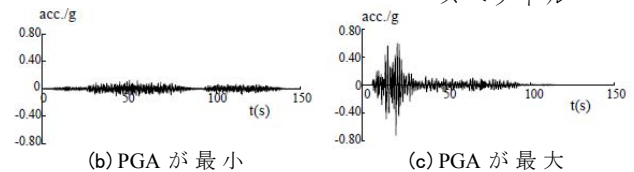


図-3 BPTモデルの地震発生率 (a) 加速度応答スペクトル



(b) PGAが最小 (c) PGAが最大

図-4 地表面における地震動特性（想定南海地震 $m_3=8.0$ ）

生をBPT（Brownian Passage Time）モデル³⁾（ $\mu = 90.1$ 年、 $\alpha = 0.22$ 、 $t_0 = 59$ 年）とすると、その発生率は図-3のようになる。

(2) 地震動

南海地震の $m_1=6.0$ 、 $m_2=7.0$ 、 $m_3=8.0$ の地震と東京の建物を対象とした10地震に対して、それぞれ100サンプルのモンテカルロ・シミュレーションを行い、各サンプル

の損傷費用 $C_D(m_j)$ の期待値として $E[C_D(m_j)]$ を求めた。地震基盤上の地震動波形は統計的グリーン関数法によって作成した。断層パラメータや地下構造などは、地震調査委員会強震動評価部会で用いられたものに基づいて決めた。震源域内に断層の位置、断層面内に破壊開始点位置、アスペリティ位置をランダムに設定した。地震基盤から地表面までの地盤応答解析はSHAKE⁴⁾によって行った。その際、水平成層地盤モデルにおける層厚、密度、S波速度にばらつきを与えて設定した。図-4に代表的な例として、南海地震 $m_3=8.0$ の断層破壊に対する地表面の地震動波形 100 サンプルの加速度応答スペクトルの統計値およびPGAが最小および最大を示す。

4. 想定南海地震における病院建築物の免震改修および制震改修効果検証^{1),5)}

(1) 対象建物の概要

病院建築物では、地震災害時に機能維持できるように一般の建築物より高い耐震性が要求されている。しかし、一般にどの程度まで耐震性能を高めれば良いかという定量的な議論は難しい。本節では、想定した病院建築物に対して耐震改修法の違いによる想定南海地震による地震リスク低減効果を定量的に評価した。

想定した対象建築物の概要を表-2に、概観イメージを図-5に示す。本建物は1971年(昭和46年)に高知県高知市に建設されたと想定した地上8階、地下2階、塔屋2階の総合病院である。立地点の地盤種別は第2種地盤とする。上部架構は一部RC耐震壁を含むSRC造のラーメン構造であり、RC壁および柱のせん断破壊によって終局に至る比較的脆弱な既存不適格建築物を想定した。本建物の新築費用は61.0億円とし、制震改修費用は5.0億円、免震改修費用は12.0億円とした。

(2) 建物の地震応答解析モデル

解析モデルは等価せん断型モデルとし、各層の復元力特性はTri-Linear型、履歴則はTakedaモデル($\gamma=0.4$)とした。表-3に無補強モデルの各層の復元力特性値を示す。基礎固定時のX方向の弾性1次固有周期は0.410秒、Y方向は0.423秒である。減衰は瞬間剛性比例型で1次に対して3%とした。建築物の力学特性のばらつきを考慮して、重量、剛性、耐力、減衰定数をそれぞれ変動係数12, 30, 25, 65%とする100モデルを作成した。

制震改修は、新設する外付け鉄骨フレームの各層に粘性ダンパーを設置する計画とした。外付けフレーム補強後のX方向の弾性1次固有周期は0.408秒、Y方向は0.413秒である。粘性ダンパーは速度のべき乗の特性を

表-2 対象建物の概要

所在地	高知県高知市
用途	総合病院
建物規模	地上8階、地下2階、塔屋2階
構造	鉄骨鉄筋コンクリート造
延床面積	17,500m ²
建築面積	1,800m ²
総室数	250室
基礎形式	杭基礎
建築年	1971年(昭和46年)



図-5 概観イメージ

表-3 対象建築物の復元力特性値

層	重量 kN	X方向					Y方向				
		K1 kN/cm	α_1	α_2	Qc kN	Qy kN	K1 kN/cm	α_1	α_2	Qc kN	Qy kN
PH2	2,648	6,864	-	-	-	-	16,377	-	-	-	-
PH1	3,727	12,748	-	-	-	-	22,849	-	-	-	-
8	14,808	47,562	0.294	0.001	11,277	22,751	45,404	0.266	0.001	10,689	21,672
7	16,769	70,607	0.231	0.001	16,475	34,813	69,234	0.256	0.001	15,592	32,558
6	17,456	97,085	0.256	0.001	22,653	45,110	99,537	0.237	0.001	20,594	42,168
5	18,142	103,950	0.182	0.001	27,066	54,328	99,243	0.208	0.001	24,320	50,798
4	18,338	125,525	0.162	0.001	30,792	62,272	125,819	0.202	0.001	28,145	58,251
3	18,829	167,693	0.170	0.001	33,244	69,136	139,646	0.172	0.001	29,812	64,723
2	19,907	165,152	0.137	0.001	34,127	75,020	173,577	0.155	0.001	31,283	70,117
1	22,065	351,078	0.137	0.001	38,245	80,022	355,000	0.133	0.001	33,832	74,824
B1	24,419	345,194	-	-	-	-	318,716	-	-	-	-
B2	29,910	826,700	-	-	-	-	59,459	-	-	-	-

表-4 フラジリティ曲線の中央値と対数標準偏差 β

項目	層間変形角(rad.) 加速度(g)	β	中央値				
			無被害	軽微	小破	中破	大破以上
構造部材 (rad.)	0.4	---	1/200	1/180	1/165	1/150	1/150
非構造部材	変形依存型(rad.)	0.5	---	1/250	1/125	1/40	1/20
	加速度依存型(g)	0.6	---	0.3	0.6	1.2	2.4
収容物 (g)	0.6	---	0.3	0.6	1.2	2.4	

表-5 費用・復旧日数等に関するパラメーター一覧

建築の再調達費用 (億円)	構造部材		構造部材の被害 程度による復旧 日数(日)	軽微	
	変形依存型非構造部材	加速度依存型非構造部材		小破	135
	14.1	15.5	31.4	中破	540
収容物の再調達費用(億円)	25.50			大破	720
改修費用	免震	12		軽微	2
(億円)	制震	5	構造部材の被害 程度による機能 損失日数(日)	小破	67.5
一日あたりの収益(億円)	0.15			中破	270
解体撤去費用(億円)	1.8			大破	360
往復引越し費用(億円)	12.5				
引越し先での家賃(億円/日)	0.018				

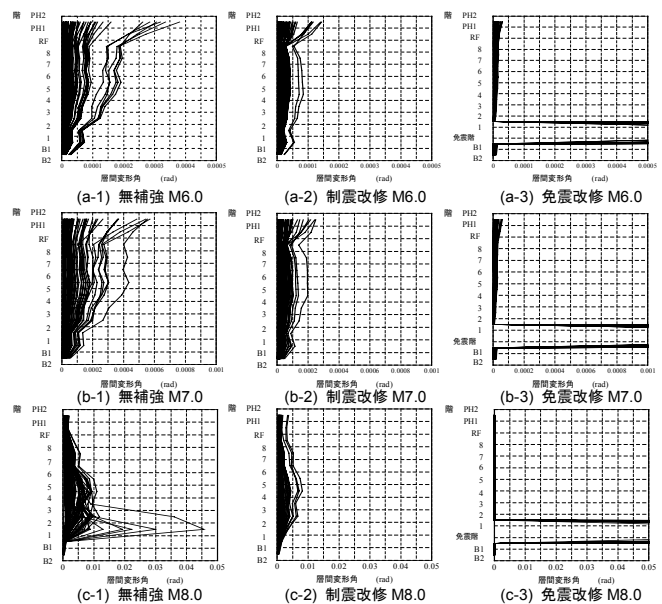


図-6 各マグニチュードの地震に対する層間変形角(X方向)

もつ装置とし、地震動最大速度0.5m/s相当の入力に対して層間変形角が1/100となるようなダンパー量を設定し

た。免震改修は、B1F柱頭に鉛入り積層ゴムを配置する中間階免震とし、上部構造の補強は行っていない。弾性一次固有周期は積層ゴム 250% ひずみ時でX方向3.37秒、Y方向3.38秒である。

(3) フラジリティ曲線および費用のパラメータ

表-4に各項目のフラジリティ曲線の中央値およびばらつき(対数標準偏差β)を示す。本建物はせん断破壊先行型であるため、構造部材の大破における層間変形角の中央値を1/150とした。また、構造部材のフラジリティ曲線のばらつきβ、変形依存型非構造部材、加速度依存型非構造部材、収容物のフラジリティ曲線の中央値およびばらつきβはHAZUS99⁶⁾のデータを参考に定めた。

表-5に費用・復旧日数等に関するパラメータ一覧を示す。構造部材、変形依存型非構造部材、加速度依存型非構造部材の再調達費用、一日当たりの収益は、近年の一般的な病院のコスト統計から定めた。収容物の費用は、病院の経営・運営形態によってかなりの差があるため、ここでは一般の民間病院を想定した25億円と公立病院や高度専門化した病院などを想定した50億円の2ケースとした。構造部材の被害程度から推定される復旧日数および機能損失日数はHAZUS99⁶⁾のデータを参考に定めた。

(4) 解析結果

図-6に南海地震を対象に建設地点で推定される各マグニチュード(m_j)の地震に対する最大層間変形角(X方向)を示す。図-7に $m_3=8.0$ 地震における損傷費用(収容物50億円)を示す。無補強では100サンプルのほとんどで全損(建物+収容物+休業損失)となっているが、免震改修では損傷費用はほとんど発生していない。

図-8に損傷費用の期待値を示す。耐震改修を行わない無補強の場合と、制震改修および免震改修の場合の3ケースについて建物の供用期間と初期費用+地震リスクの累積値を表す期待LCCを図-9に示す。制震改修および免震改修された建物は、初期費用は若干掛かるが地震リスクが低くなることによりLCCが低減される。無補強の場合と改修した場合の収益分岐点は、収容物費用が25億円の場合には7.1年~9.9年、50億円の場合には6.4年~9.0年である。本解析例では、制震改修のほうが免震改修よりも初期コストの回収年数が短くなっているが、収容物価格が大きくなるほど制震改修と免震改修の差が小さくなっている。

5. 東京周辺の震源域を対象とした物流倉庫における免震構法の効果検証^{2),7)}

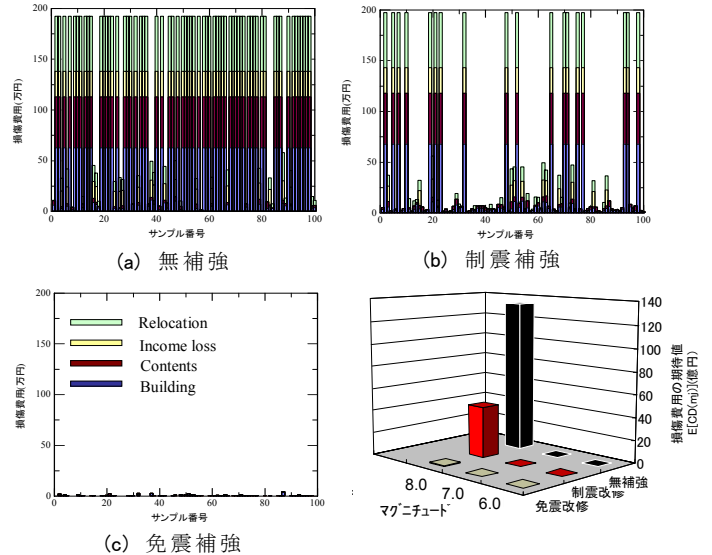


図-7 $m_3=8.0$ における損傷費用 図-8 各 m_j の損傷費用期待値

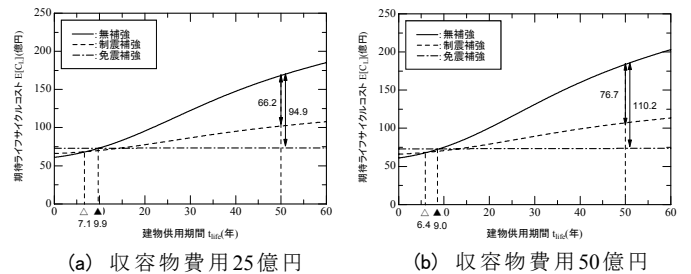


図-9 期待ライフサイクルコスト

(1) 対象建物の概要

近年の社会環境の変化に伴い、物流倉庫の役割は荷物長期保管型から流通型・通過型・配送型へと変化しつつある。事業主は多様化し市場は増大するなか、施設の大型化・集約化が求められている。倉庫建築の耐震性能向上は高付加価値化の条件として必然である。本節では想定した物流倉庫に対して免震構法を採用し、東京周辺の震源域による地震リスク低減効果を定量的に評価した。

表-6に対象建築物の概要を、図-10に概観イメージを示す。本建物は新築として東京都中野区に建設されたと想定した地上4階建ての物流倉庫である。立地点の地盤種別は第2種地盤とする。流通型が主流となっている倉庫では柱の少ない広い荷捌きスペースを確保し、短工期でローコストの工法が望まれる。ここでは、上部架構に柱鉄筋コンクリート造、梁鉄骨造の混合ラーメン+ブレース構造を採用しているものとした。本建物の新築費用は45.0億円とし、免震工事費用は3.3億円とした。

(2) 建物の地震応答解析モデル

解析モデル(図-11)は、等価せん断型マサ-バネモデルとし、各層の復元力特性は修正トリリニア型、履歴則は武田モデル($\gamma = 0.4$)とした。図-12に各層の復元力特性を示す。耐震モデル基礎固定時のX方向の弾性1

次固有周期は1.26秒，Y方向は1.08秒である。減衰は，瞬間剛性比例型で1次に対して3%とした。建築物の力学特性のばらつきを考慮して，重量，剛性，耐力，減衰定数をそれぞれ変動係数11%，10%，15%，30%とする100モデルを作成した。

免震構造は，鉛入り積層ゴム（修正トリリニアモデル）を68基，天然ゴム系積層ゴム（弾性モデル）を44基，転がりすべり支承（完全断塑性バイリニアモデル）を16基，基礎に配置する構法とし，上部構造の剛性および耐力を低減したモデルとした（図-12）。積層ゴム208%（50cm）歪み時の等価周期は3.10秒，等価粘性減衰定数は18%である。免震層の水平性能の変動係数（塑性剛性，耐力，摩擦係数）は5%とした。

（3）フラジリティ曲線および費用のパラメータ

表-7に各項目のフラジリティ曲線の中央値およびばらつき（対数標準偏差β）を示す。構造部材のフラジリティ曲線のばらつきβ，変形依存型非構造部材，加速度依存型非構造部材，収容物のフラジリティ曲線の中央値およびばらつきβはHAZUS99⁶⁾のデータを参考に定めた。

表-8に費用・復旧日数等に関するパラメータ一覧を示す。構造部材および変形依存型非構造部材，加速度依存型非構造部材の再調達費用および一日当たりの収益は，一般的な物流倉庫のコスト統計から定めた。収容物の再調達費用，往復の引越し費用および引越し先での1日当たりの家賃は，地震リスクの対象者が，物流不動産所有者と荷主の2ケースとした。構造部材の被害程度から推定される復旧日数および機能損失日数はHAZUS99⁶⁾のデータを参考に定めた。

（4）フラジリティ曲線および費用のパラメータ

図-13に大正型関東地震（地震NO.10）に対する最大層間変形角（X方向）を示す。積層ゴムの最大歪みは240%（57.6cm）であった。図-14に最も被害額の大きかったNO.10による被害額を示す。耐震では100サンプルのうち，ほとんどのケースで全損（建物+収容物+休業損失）となっているが，免震では損傷費用はほとんど発生していない。バックグラウンド地震（地震NO.11～NO.16）の被害額はほとんどなく，地震リスクに与える影響は小さかった。図-15に各地震に対する損傷費用の期待値を示す。地震リスクの対象者を物流不動産所有者，それ以外，荷主として評価した。各対象者・各地震において免震の方が耐震より予想損失額が低減している。所有者のリスクとして，初期費用と地震リスクの累積値を表す期待ライフサイクルコスト（LCC）を図-16に示す。期待LCCの計算はポアソン&BPTモデルとした。

表-6 対象建築物の概要

所在地	東京都中野区
用途	物流倉庫
建物規模	地上4階
構造	柱RC+梁S混合ラーメン+ブレース構造
延べ面積	50,400m ²
建築年	新築



図-10 概観イメージ

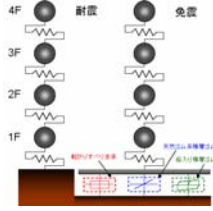


図-11 解析モデル

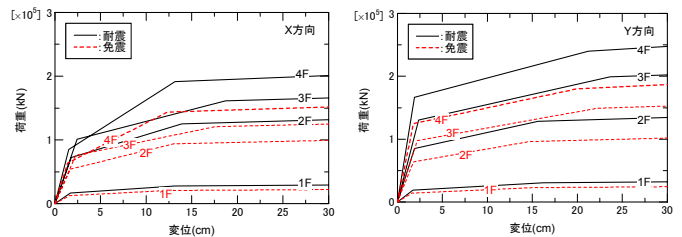


図-12 対象建築物の復元力特性（左：X方向、右：Y方向）

表-7 フラジリティ曲線の中央値と対数標準偏差β

項目	β	中央値				
		無被害	軽微	小破	中破	大破以上
構造部材X方向 (rad.)	0.4	---	1/200	1/100	1/75	1/50
構造部材Y方向 (rad.)	0.4	---	1/200	1/100	1/75	1/50
変形依存型非構造部材 (rad.)	0.5	---	0.004	0.008	0.025	0.05
加速度依存型非構造部材 (g)	0.6	---	0.3	0.6	1.2	2.4
収容物 (g)	0.6	---	0.2	0.4	0.8	1.6

表-8 費用・復旧日数等に関するパラメータ一覧

項目	費用(億円)		項目	日数(日)	
	オーナー	荷主			
構造部材の再調達費用	27.5		構造部材の被害程度による復旧日数	軽微	10
変形依存型非構造部材の再調達費用	11.8			小破	90
加速度依存型非構造部材の再調達費用	5.7			中破	180
収容物の再調達費用	1.2	45.6		大破	360
免震工事費用	3.3		構造部材の被害程度による機能損失日数	軽微	1
解体・撤去費用	2.52			小破	18
往復の引越し費用	0.072	1.63		中破	54
引越し先での一日あたりの家賃	0.0024	0.032		大破	360
一日あたりの収益(オーナー)	0.016		荷主の賃料	0.016億円	

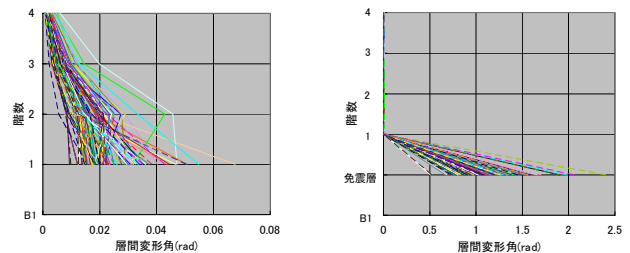


図-13 大正型関東地震(NO.10)に対する層間変形角(X方向)

免震は，初期費用は若干掛かるが地震リスクが低くなることによりLCCが低減される。所有者にとっての耐震との損益分岐年は，44.0年である。荷主のリスクとして，地震リスクに賃料を加算したLCE(Life Cycle Expenditure)を図-17に示す。荷主にとっては，免震の倉庫を利用することにより，LCEが低減される。使用期間10年で耐震に対して2.72億円の差額となる。

6. 地震リスク分析に基づく既存建物の耐震改修優先順位の検討^{8),9)}

(1) 評価項目

耐震改修の優先順位を検討する際には、意思決定に必要な項目を過不足なく列挙し、それらの特性を評価する必要がある。ここでは評価項目を安全性 S 、経済性 E 、事業継続性 B として、各評価項目の具体的な指標をそれぞれ被害人数 C_s 、建物・収容物の修理/再調達費用

C_E 、事業中断損失 C_B とした。いずれの指標も特定の地震に対するものではなく、想定期間 ($t_0 \sim t_0+t_{life}$) におけるすべての地震を対象としたものである。各値の確率関数全体 (リスク) ではなく、式 (2) ~ 式 (3) によって期待値 $E[C]$ を計算する。

$$E[C_s] = I_0 \times E[N_D^c] \quad (2)$$

$$E[C_E] = C_0 \times E[C_R^c] / C_0 \quad (3)$$

$$E[C_B] = V_0 \times E[D_L^c] \quad (4)$$

ここで、 I_0 は平常時の建物の収容人数、 V_0 は建物・収容物の再調達費用、 V_0 は平常時の単位時間当たりの事業価値である。これらは対象建物に対する調査により設定できる。また、 N_D^c は設定した被害の発生回数、 C_R^c は再調達費用に対する修理費用、 D_L^c は事業中断時間である。いずれも想定期間内の累積値であり式 (5) ~ 式 (7) のように定式化できる。

$$E[N_D^c] = \sum_{allEQ} E[N_D(EQ_i)] \cdot E[N(EQ_i)] \quad (5)$$

$$E[C_R^c] = \sum_{allEQ} E[C_R(EQ_i)] \cdot E[N(EQ_i)] \quad (6)$$

$$E[D_L^c] = \sum_{allEQ} E[D_L(EQ_i)] \cdot E[N(EQ_i)] \quad (7)$$

ここで、 $N_D(EQ_i)$ は特定の断層破壊 EQ_i が発生した場合の被害回数、 $C_R(EQ_i)$ は再調達費用に対する修理費用、 $D_L(EQ_i)$ は事業中断時間である。 $E[N(EQ_i)]$ は想定期間における断層破壊 EQ_i の発生回数の期待値である。

地震リスク分析には、震源モデルおよび断層破壊から被害発生までのシナリオ解析を導入できる手法²⁾を、シナリオ解析における建物の応答解析には、限界耐力計算法を利用した。構造モデルおよびフラジリティは、耐震診断結果から抽出される情報に基づいて設定した。

(2) 評価指標

これらの評価項目に基づいて意思決定をする場合、各評価項目の重要度を考慮する必要がある。ここでは、著者により重要度を評価し、AHP法¹⁰⁾による重みを算定した。評価項目間の一対比較による重みを w 、建物間の一対比較による重みを c とすると、建物 j の優先度合 PI_j は式 (8) で与えられる。

$$PI_j = w_s \cdot C_{s,j} + w_{ECE} \cdot J + w_B \cdot C_{B,j} \quad (8)$$

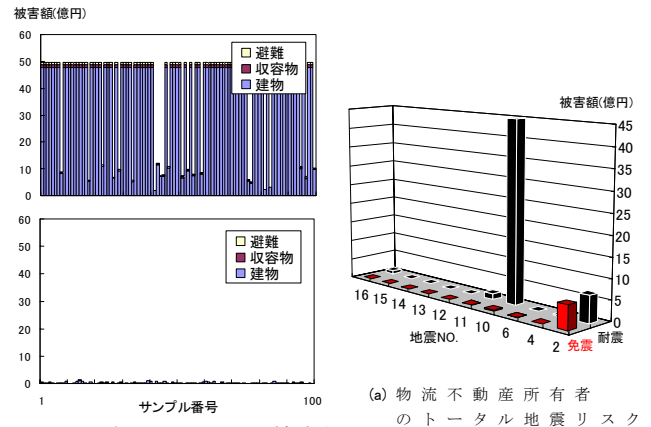


図-14 地震 NO.10 による被害額

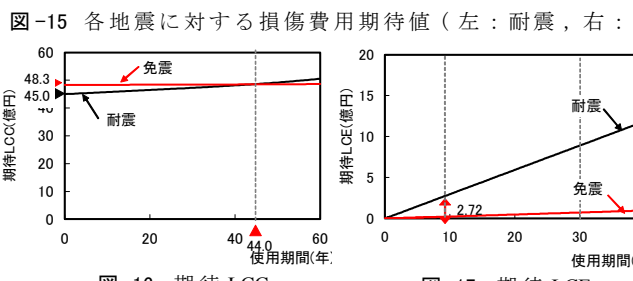
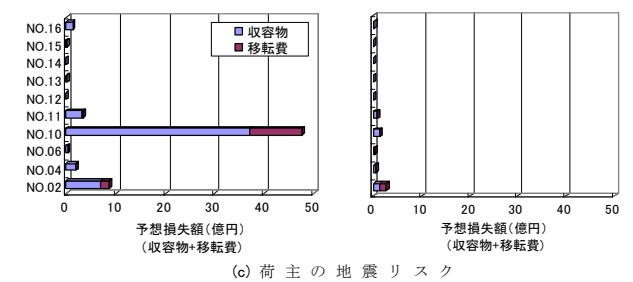
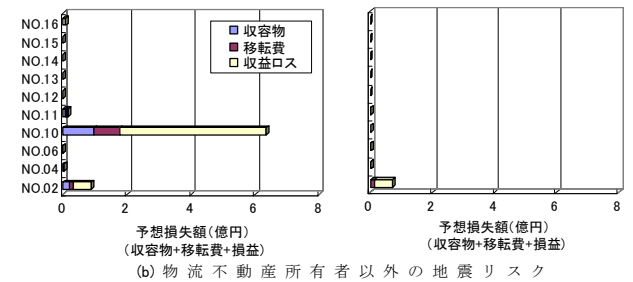


図-15 各地震に対する損傷費用期待値 (左: 耐震, 右: 免震)

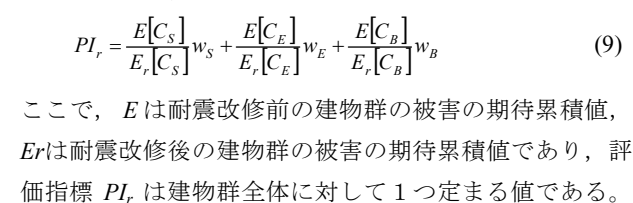
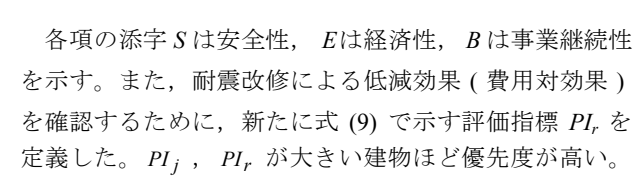


図-16 期待 LCC

図-17 期待 LCE

各項の添字 S は安全性、 E は経済性、 B は事業継続性を示す。また、耐震改修による低減効果 (費用対効果) を確認するために、新たに式 (9) で示す評価指標 PI_r を定義した。 PI_j 、 PI_r が大きい建物ほど優先度が高い。

$$PI_r = \frac{E[C_s]}{E_r[C_s]} w_s + \frac{E[C_E]}{E_r[C_E]} w_E + \frac{E[C_B]}{E_r[C_B]} w_B \quad (9)$$

ここで、 E は耐震改修前の建物群の被害の期待累積値、 E_r は耐震改修後の建物群の被害の期待累積値であり、評価指標 PI_r は建物群全体に対して 1 つ定まる値である。

(3) 解析対象と耐震改修優先順位

表-9に解析対象となる各建物の階数、Is値、収容人員、再調達価格、事業価値を示す。Is値はX,Y方向各階

のうち最小の値を示した。また、各建物とも RC ラーメン構造であり、供用期間は30年、分析開始年は2007年9月とした(表-10)。式(9)の評価指標に基づいて各建物の耐震改修優先順位を求めた。その結果を表-11に示す。優先順位は No.23, No.19, No.22 の順となった。これらの3建物は全体のなかでは中程度の規模のものであるが、地震時被害額が大きいいためすなわち耐震性が低いため優先順位が高くなっている。優先順位を定めるための「安全性」「経済性」「事業継続性」に関する相対的重要度と重み係数は、表-12に示す値を用いている。

(4) 費用対効果を考慮した改修費用配分法

a) 改修効果および改修コストのモデル化

改修工法には強度補強、靱性補強、制震補強の3種類を考える。各補強による構造特性の概念図を図-18に示す。強度補強は耐力 Q_{ui} のみが増加するものとし、限界層間変形角 γ_{ui} は変わらないものとした。靱性補強は耐力が上昇しないものと仮定し、限界層間変形角のみが増加するものとし、制震補強は等価減衰定数 heq_i が増加することに伴い外力(ディマンスペクトル)が減少するものとした。耐震改修のグレードとコストの関係は、建物条件によって大きく変動するものであるが、ここでは簡単に表-13のように補強増分と改修コストの関係を定め、この関係が比例的に変化するものとした。

b) 被害低減効果

解析ケースには表-14に示す2ケースを設定した。

CASE-1 は7建物への改修費用を一律再調達価格の10%とした場合、CASE-2 は耐震改修優先順位の高い3棟にのみ全棟再調達価格の10%の補強を行った場合である。図-19に解析結果のうち被害人数、被害額および事業損失の総和を示す。いずれの工法の場合でも改修を行うことにより被害人数および経済的損失が減少している。また、CASE-1 よりも CASE-2 のほうが顕著に減少している。すなわち、適所に改修費用を投じることにより、より効率的な改修をすることができることが分かる。

次に、耐震改修グレードと人的・経済的損失との関係を考える。ここでは、強度補強における Q_{ui} の倍率、靱性補強における限界層間変形角に対する倍率および制震補強における heq_i をパラメータとして、耐震改修グレードと人的・経済的損失との関係を計算する。結果の一例として建物 No.15 における改修グレードと人的被害の関係を図-20に示す。改修グレードが高くなると被害回数が減少している。被害額/再調達費用、事業中断日数についても同様の傾向である。ただし、被害減少の度合いは建物の特性に依存する。

表-9 対象とした7棟の事務所ビルの概要

建物番号	所在地	地上階数	最低Is値	取容人数	再調達価格	事業価値
				(人)	(万円)	(万円/日)
15	札幌市中央区	4	0.31	238	95,000	261
16	仙台市青葉区	3	0.58	229	91,760	252
18	東京都千代田区	2	0.5	124	49,600	136
19	静岡県静岡市	5	0.47	138	55,060	151
22	名古屋市中区	7	0.38	129	51,420	141
23	大阪市中央区	6	0.22	110	44,000	121
24	福岡市博多区	4	0.68	12	4,800	13

※事業価値とは1日あたりの収益で表現する。

表-10 7建物共通の解析条件

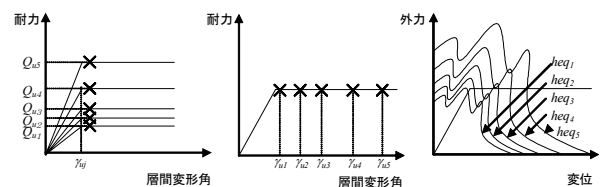
項目	条件
用途	事務所
構造種別・形式	RC・ラーメン構造
震源検索半径	100km
供用期間	30年
分析開始年	2007年9月

表-11 既存建物の改修優先順位

建物番号	建物属性×リスク解析結果			総合評価	優先順位
	被害人数	被害額	事業損失		
	(人)	(万円)	(万円)		
15	25.15	10,349	14,073	0.054	4
16	16.11	7,937	12,596	0.038	5
18	6.02	3,747	6,859	0.016	6
19	153.5	62,573	84,202	0.328	2
22	102.57	43,306	60,129	0.223	3
23	159.74	64,603	86,242	0.34	1
24	0.12	88	168	0	7
合計	463.21	192,504	264,272	-	-

表-12 相対的重要度と重み係数

	安全性	経済性	事業継続性	重み係数w
安全性	1	5.67	5.67	0.7164
経済性	0.18	1	0.23	0.0775
事業継続性	0.18	4.33	1	0.2061



(a) 強度補強 (b) 靱性補強 (c) 制震補強

図-18 改修の種類と構造特性の変化の仮定

表-13 耐震改修のグレードとコストの関係の仮定

	補強単位	補強増分	改修コスト	対改修コスト
		①	/再調達費用	比率増分
			②	(②/①)
強度補強	保有水平	0.5	0.1	5
	耐力倍率			
靱性補強	限界層間	1	0.1	10
	変形角倍率			
制震補強	減衰定数	0.15	0.17	0.88

表-14 改修費用配分のケース

CASE名	条件
CASE-1	7建物への改修費用を一律再調達費用の10%とした場合
CASE-2	既存建物の解析結果から評価指標の高い3棟にのみ全棟の再調達費用の10%の補強をした場合

c) 改修費用配分

上で求めた改修グレードと人的・経済的損失の関係を表-13の改修グレードと改修コストの関係を考慮することにより、改修コストと人的・経済的損失との関係が求められる。補強なしの場合の解析結果から、建物 No.19, 22, 23 の評価指標 PI_r (式 (8)) が他の建物より顕著に大きいため、この3建物について CASE-2 の条件により、式 (9) に示す評価指標 PI_r の算定を行った。算定結果を表-15 に示す。均等分配では3建物の改修コストは一律再調達価格の25.7%である。均等分配の場合よりもさらに評価指標 PI_r の値を増大させるために、3建物間での改修コストの最適分配を求めた。その結果、強度補強・靱性補強については均等分配と同一の改修コストでより高い評価指標 PI_r を達成することができた。

7. まとめ

地震リスク分析に基づく地震対策の効果検証および既存建物の耐震改修優先順位の検討の結果、以下の知見が得られた。

- ①耐震改修により地震に対する期待LCCが低減され免震改修の場合でも10年弱で初期改修コストを回収できた。今回の解析では、免震改修より制震改修のほうが初期コストの回収年数が短くなったが、高度医療施設などの収容物価格が大きい病院ほど免震改修のコスト回収期間が短くなる(4章)。
- ②物流不動産所有者は、免震構造を採用することにより、地震に対する期待LCCが耐震構造よりも低減され、本解析では44.0年で初期改修コストを回収できる。荷主は、免震構造の倉庫を利用することにより当初よりLCEが低減され、本解析では使用期間10年で耐震に対して2.72億円の差額となった(5章)。
- ③予想被害の大きさによる耐震改修優先順位の決定法に加えて、耐震改修効果のモデル化および改修グレードとコストの関係を適切に設定することにより、複数建物群に対して改修工法の選定や費用対効果を考慮した最適な改修コスト配分が決定できる方法を示した(6章)。

謝辞：本研究は(社)建築研究開発コンソーシアム「地震リスク・マネジメント研究会(I・II期)(代表者：高橋雄司)」, II期に設置された「複数建物の耐震改修優先順位検討」小委員会の活動の一環として実施されたものです。貴重なご意見を賜りました主査の(独)建築研究所高橋雄司様ほか民間企業12機関のメンバーの皆様へ感謝いたします。

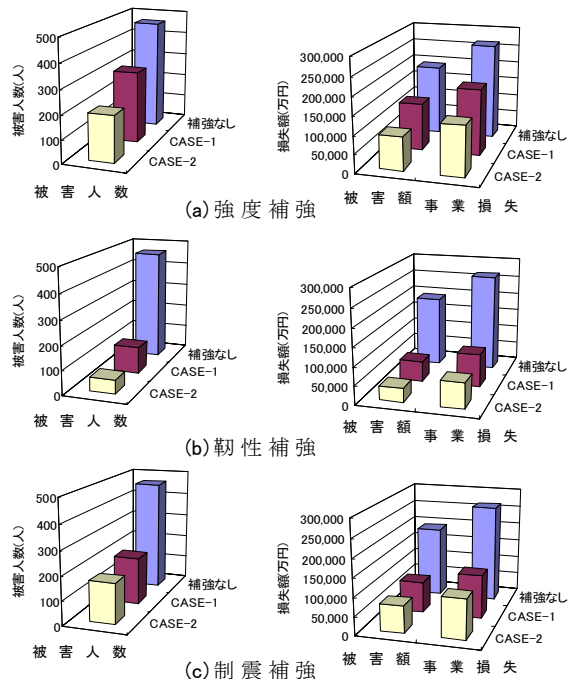


図-19 改修の種類による被害人数および経済的損失

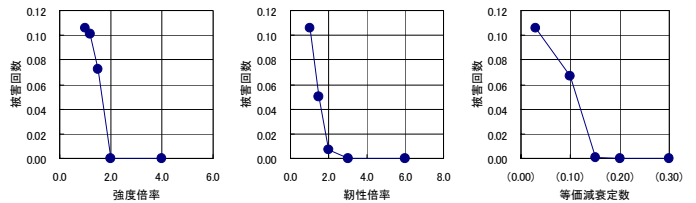


図-20 各改修工法の補強グレードと被害回数率の関係(建物 No.15)

表-15 改修コスト比と評価指標 PI_r

	均等配分		最適配分			評価指標 PI_r
	配分率	評価指標 PI_r	No.19	No.22	No.23	
強度補強	0.257	2.278	0.398	0.164	0.2	2.446
靱性補強	0.257	6.867	0.2	0.12	0.5	7.322
制震補強	0.257	2.699	0.195	0.248	0.357	2.699

参考文献

- 1) 地震リスク・マネジメント研究会：「地震対策の普及を目的とした地震リスク・マネジメント手法の実用化」, 建築研究資料, 第103号, 独立行政法人建築研究所, 2005.7
- 2) 地震リスク・マネジメント研究会(II期)：「地震リスク・マネジメント技術を活用した地震対策の効果検証」, 建築研究資料, 第104号, 独立行政法人建築研究所, 2006.10
- 3) 地震調査委員会HP：<http://www.jishin.go.jp/main/>
- 4) Ahmed,K.A.,Kanada,J,and Iwasaki,R.,"Estimation of uncertainties in the dynamic response of urban soils in Japan,"*Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper NO.736,Acapulco,Mexico,1996
- 5) 谷垣正治, 山岸邦彰, 中南滋樹, 高橋雄司：地震リスク・マネジメント技術を活用した地震対策の効果検証(その11. 病院建築物における制震改修・免震改修の効果), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), pp.71-72, 2005.9
- 6) FEMA(1999), HAZUS99 technical manual
- 7) 谷垣正治, 山岸邦彰, 中南滋樹, 高橋雄司：地震リスク・マネジメント技術を活用した地震対策の効果検証(その21. 物流倉庫における免震構法の効果), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.67-68, 2006.9
- 8) 村地由子, 中川太郎, 高橋雄司, 谷垣正治, 浅野美次：限界耐力計算法を利用した地震リスク分析に基づく既存建物の耐震改修優先順位の検討(その1. 手法および事例研究の概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp.79-80, 2007.8
- 9) 谷垣正治, 高橋雄司, 山岸邦彰, 中南滋樹：限界耐力計算法を利用した地震リスク分析に基づく既存建物の耐震改修優先順位の検討(その5. 事務所ビル群に対する工法別改修コスト配分の試み), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp.87-88, 2007.8
- 10) 木下栄蔵：「AHPの理論と実際」, 日科技連出版社, 2000.6

耐震補強推進のための地震リスクファイナンスモデル

Seismic Risk Finance Model for Retrofitting Promotion of Low Earthquake-Resistant Structures

山中 久幸 HISAYUKI YAMANAKA

山田 哲也 TETSUYA YAMADA

谷垣 正治 MASAHARU TANIGAKI

建築事業企画部 山岸 邦彰 KUNIAKI YAMAGISHI

耐震性の劣る建物の耐震補強は、防災上の緊急の課題となっている。しかし、耐震補強費用の投資効率の不確定性のため、耐震補強はあまり進んでいない。投資効率の不確定性は、地震発生の不確定性に起因する。本論文では、この不確定性を平準化できるデリバティブの手法を用い、建物所有者が耐震補強費用を調達するモデルを提案した。また、一定期間に地震が発生しなかった場合、耐震補強費用は投資家が負担し、地震発生時には所有者は耐震補強費用以上の額を投資家に支払うモデルの妥当性を確認した。

キーワード：地震リスクマネジメント、耐震補強費用、リスクファイナンス、デリバティブ、プレミアム

Retrofit of low earthquake-resistant structures is expected for social safety. However, the uncertainty of investment efficiency of retrofit expenses may cause hesitation to retrofit for house owners. In this paper, a new derivative model based on the probability of earthquakes is proposed, which can finance retrofit expenses and level the uncertainty of expenses of the owners during life-cycle of the structures. The possibility of the promotion of seismic retrofit is shown by applying the proposed finance model.

Key Words: Seismic Risk Management, Seismic Retrofit Expenses, Risk Finance, Derivative, Premium

1. 序論

日本が直面しているリスクの一つに地震災害がある。地震災害は、過去の被害例から分かるように建造物の破壊・地盤の崩壊などにより人間の生活に甚大な影響を及ぼすものである。建設業界は、このリスクに対し安全な社会基盤を形成する重要な社会的使命を有しているといえる。この認識の下、建設業に関わる技術者は、耐震構造技術の発展に多くのエネルギーを費やし、免震・制震・耐震技術をはじめ、既存の建物の耐震改修技術などを開発してきた。これらの技術には、高い耐震性に加え、事業や居住の継続を妨げないこと、短工期または簡単な工法が求められ、継続的に技術開発を進めてきた。このような技術開発成果の適用により、補強上の技術的課題を克服し、耐震補強の需要・促進を図ることが期待される。

しかし、現実には新耐震設計基準を満足しない既存不適格建物が多数存在し、大規模地震が発生した場合、甚大な被害が予測されているにも関わらずこれらの建物の耐震補強があまり進んでいない。社会の安全性を高める

ためには、工学的な技術の発展と同時に、当該技術が活用される社会全体の仕組みにも着目する必要がある。すなわち、自然科学に基づく工学的な技術開発に加え、社会科学に基づく制度の開発を進めることにより、技術開発成果のより広い展開を可能にすると思われる。

本論は、耐震補強の推進により、より安心できる社会を形成するための手段として、従来の工学的解決方法の枠を超え、資金調達などの金融面に着目することにより、工学的な技術開発成果をより広く活用できる可能性を模索するものである。

2. 背景

(1) 耐震補強推進の必要性と課題

兵庫県南部地震（1995年）後、10年以上を経て、その間にも鳥取県西部地震（2000年）、芸予地震（2001年）、十勝沖地震（2003年）、新潟県中越地震（2004年）、福岡県西方沖の地震（2005年）など全国で被害地震が発生し、さらに2005年に発覚した耐震偽装事件などを契機として、近年地震リスクや建造物の耐震性について

ての関心は極めて高い状況にある。特に新耐震設計法に準拠していない建物に対する耐震対策は喫緊の課題である。

兵庫県南部地震の建物被害を年代別に分析した結果、1981年以前に建築された新耐震設計基準以前の建物の被害が大きいことが報告されている。これら既存不適格建物の存在は、今後発生する地震の被害を考えた場合、大きな社会問題として捉えられている。

兵庫県南部地震後、耐震補強を推進する目的で、1995年12月に「建築物の耐震改修の促進に関する法律（耐震改修促進法）」が施行された。しかしながら、既存不適格建物の耐震改修は未だ十分に進んでおらず、2006年1月には建築物の耐震改修の促進に関する法律の一部を改正する法律が施行された。本改正は、平成17年に国土交通省で開催された「住宅・建築物の地震防災推進会議」で提言された「既存建物の耐震化率を現状の75%から10年後には90%に引き上げ」の推進力になることを期待されている。さらに本会議の提言では、自治体による促進事業として、ローン、税制、助成制度などの支援策の必要性を示しており、各種地震リスクマネジメント手法の有機的活用が期待されている。

「住宅・建築物の地震防災推進会議」資料によると、耐震改修促進法の対象となる特定建物（3階以上かつ1,000m²以上で多数の者が利用する用途のもの）で耐震改修が必要なものは9万棟（平成15年時点推定値）存在し、住宅に関しては1,150万戸（平成15年時点推定値）の既存不適格建築物の存在が示されている。平成15年度までに、住宅に関して、地方公共団体が自ら実施または補助等を行った耐震診断は約17万戸あるのに対し、耐震改修に至ったものは約3,500戸と少ない。補助によらないものを含めると平成10年から平成15年までの6年間で約32万戸の耐震改修を実施していると推計されている。「住宅・建築物の地震防災推進会議」の提言では、今後10年間で、約100万戸の住宅の耐震改修を目標としており、従来の2～3倍のペースで耐震改修を実施しなければならない計算になる。

住宅の量的拡大から安全性や品質の向上に重点を置いた政策の推進のため、2006年6月8日に住生活基本法が公布・施行された。この中で、上記検討項目が、良質な住宅ストックの形成と将来への継承のための目標として掲げられている。このように、既存不適格建物の耐震性向上のために、計画目標を定めた後、具体的な実施が求められる段階に来ているといえる。

最近の被害地震の発生や行政が公表する被害想定が契機となり、地震リスクに対する社会的な認識は高まっている。今後10年間で耐震化率を増加させるためには、リ

スク意識を高めると同時に、それを具体的な行動に移すためのさまざまな制度が必要になる。このためには、最初に行政の意識と個々の居住者の意識を分析し、その特性を把握することが重要である。

過去に耐震改修が十分に進んでこなかった理由を、居住者の意識調査結果¹⁾から分析した。この調査によると、耐震補強費用に対する資金の不足が耐震補強の推進を妨げていることが分かる。これが、リスクとしての認識があるにも関わらず現実の行動に繋がらない主要因である。また、他の金銭的支出との比較において、その優先順位が低い位置付けになっている。将来に備える幾つかの支出要因のうち、耐震補強の動機になる巨大地震の発生確率は、他の要因の発生確率に比べ分りにくい面があり、支出に備える効果を比較した場合、優先度が低くなっていると考えられる。

今回の耐震改修促進法の改正は、特定建物の耐震化に対して行政側が指導・助言に努め、指導に従わない場合は公表するなどの規定が盛り込まれている。また、これらの規定の強化に合わせて、政府は、耐震改修に対する税の優遇措置などを行い、耐震改修を今後促進することを図っている。

これらの制度変更により耐震改修が促進されることを期待するものであるが、資金的問題に関しては、税の優遇制度のみで解決するのか、その効果は不明である。建物所有者にとっては、耐震補強に資金を投じることが、過大な負担にならないような仕組みをさらに提案していくことが必要と考えられる。

（2）地震リスクマネジメント制度の分類

リスクの制御を図るリスクマネジメントは、リスクを回避・軽減するリスクコントロール並びに移転・保有するリスクファイナンスに分類される²⁾。地震リスクマネジメントにおいて、リスクコントロールの方法として、耐震性能が高い構造（免震・制震など）の採用、耐震補強の実施などがあり、構造技術以外では、窓ガラス対策・昇降機の安全対策・室内家具の固定などの実施が考えられる。また、リスクファイナンス手段は、地震保険・再保険制度を始めとし、金融工学を適用した金融オプションや証券化の手法を用いたり、金融機関と被災時の融資に関する特別な契約を締結する方法などがある。さらにリスクコントロールとリスクファイナンスを組み合わせた自治体による各種補助金制度・減税制度・TIF(Tax Increment Financing)などが知られている³⁾。

この分類のほかに、既存の地震リスクマネジメント制度に対しては、制度実施の主体として公共と個人（市場原理に基づき行動する主体）という分類が考えられる。

公共による制度として、防災投資・補助金・税金控除・災害見舞金などが挙げられる。市場原理に基づく制度を個人が活用する例として、保険・自己資金による診断・補強・金融機関との提携などが考えられる。また既往の研究¹⁾でも、地震リスクマネジメントを公助、共助、自助という観点から分類し、各手法の望ましいあり方について分析している。

地震による被害は、他の災害に比べ、不確実性が大きく、被害額が巨大化し被害地域が集中する傾向がある。その影響は公共財産から私有財産に亘り、被害の危険負担も公共と個人の境界が明確でない一面がある。そのような状況で公共と個人がどのように地震リスクに対処すべきかなど、その役割分担を検討することは、地震リスクマネジメント制度の設計に当たり有用なことといえる。公共の制度と市場原理による制度の組合せ如何により、社会全体の地震リスクの低減の程度は変わると思われる。最適な組合せは、社会の損失を最小化するものであり、その際の費用を考慮した便益評価によって選択されることになる。

(3) リスクファイナンス技術

地震リスクマネジメントの一つの方法として、リスクを移転・保有するリスクファイナンス手法がある。これは、主に地震後の復旧のための資金を調達する手段として位置付けられている。

その代表的なものが、地震保険である。「住宅・建築物の地震防災推進会議」においても、地震保険の活用推進策を提言している⁴⁾。しかし、その加入率は、損害保険料率算定機構の調査の結果、平成14年度末で16.39%に留まっている。加入率の増加のため、耐震診断結果に基づく耐震等級割引制度や地震保険料の所得控除制度などが提案されている。しかし、地震リスクは、被害規模が大きいこと、発生時期・頻度の予測が難しいこと、災害が広域になることなどの特性を持つため、民間の力だけでは保険として成立しない面があり、政府の力や再保険などによる更なるリスクの分散が必要になると言われている。経済の仕組みが複雑かつ高度化している今日において、住宅のみならず産業施設に被害が生じると、経済に与える影響はさらに拡大し、保険制度だけでは金額的にも時間的にも満足のいく復旧資金を調達できないことが推測される。

これらの問題を解決するために生まれたものが、金融工学を活用した代替的リスク移転（ART）である。その代表的なものとして、リスクの証券化（キャットボンド）・デリバティブ取引などが挙げられる。金融工学の発達により、契約に基づき機動的に巨額の資金を確保す

ることが可能になってきている。

リスクの証券化とは、地震発生時に事業の復旧継続に必要な資金調達額を設定し、その資金の原資を証券化により多数の投資家から調達する方法である。災害が発生しない場合は債権の元本と利息分を償還し、発生した場合には元本は償還されずに復旧費用として没収される仕組みであり、投資家にとってはハイリスクハイリターンの商品に位置付けられる²⁾。

デリバティブを活用した金融技術として、よく知られている例は、株価や為替のオプション取引、そして最近では天候デリバティブが良く聞かれる。天候デリバティブは、ある将来時点での価格や気温・降水量・積雪量などを指標として、想定した価格や物理値を基準として売側と買側の間で取引契約を結ぶものである。金融工学を駆使することにより、各種のデリバティブ商品の開発が可能になってきている⁵⁾。

リスクファイナンス技術は、今日のような高度な経済社会においてのみ活用可能なものであり、また開発可能なものといえる。このような技術を、耐震補強という従来からのリスクコントロール技術と組み合わせることにより、新しいリスクマネジメントモデルの構築の可能性があると思われる。

次章では、デリバティブの考え方に基づき、地震が発生する確率と発生しない確率に着目し、発生した時の費用および損失と発生しない場合の費用（耐震補強費用等）を分析し、リスクを平準化するモデルの一例を提案する。

3. 地震リスクファイナンスモデル

(1) 提案モデルの概要

提案モデルは、リスクコントロールとリスクファイナンスを組合せた地震リスクマネジメント手法に位置付けられる。リスクコントロールとしては耐震補強を実施し、リスクファイナンスとして金融工学の技術の一つであるデリバティブの手法を活用し、両手法を融合している点に特徴がある。デリバティブは金融投資商品の一つであり、その商品の買い手と売り手が存在する。両者の間には契約に基づく状況に応じた権利義務の行使が行われる。デリバティブの買い手はプレミアムを売り手に支払い、金銭の授受に関する契約上の権利を購入する。この仕組みを活用して、耐震補強を必要とする者（通常、建物所有者）はデリバティブの売り手になり、買い手からプレミアムを受け取る。そして、建物所有者はこのプレミアムを耐震補強費用に充当する点が、提案モデルの大きな特徴である。

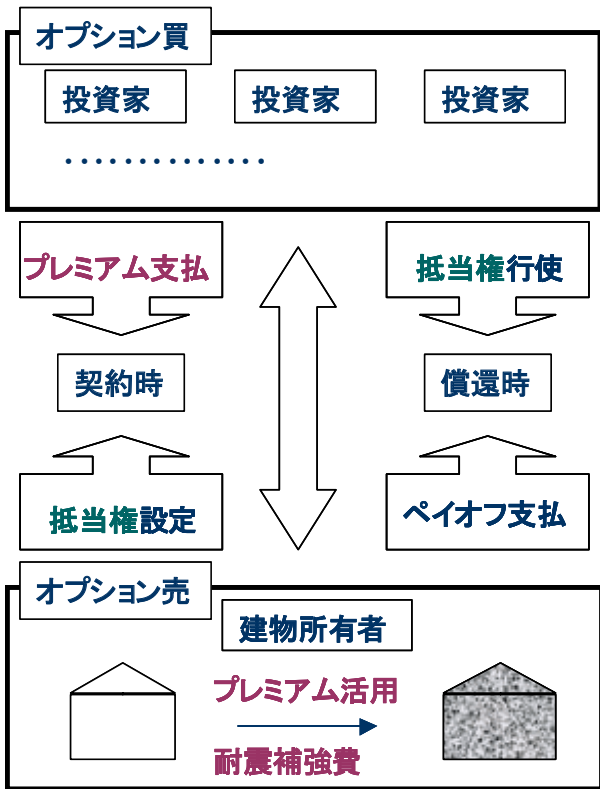


図-1 提案モデルの概念

図-1に提案モデルの概念を示す。図の上枠はオプションの買い手になる投資家を示し、下枠はオプションの売り手になる建物所有者を示している。この両者の間で、契約時に投資家から建物所有者へのプレミアムの支払いおよび建物所有者は将来のペイオフに対する担保として耐震補強の対象になる建物に対して抵当権を設定する。プレミアムを受け取った建物所有者は、それを利用して耐震補強工事を行うことができる。

ペイオフとは、図-2に示すような、オプションの買い手と売り手間の将来の支払額に対する契約上のルールを表す(破線)。本図の例は、横軸にハザード指標を縦軸に売り手の支払額(ペイオフ)を表すものである。ハザード指標として地震規模を表すマグニチュードを用いた場合には、契約に基づく特定期間内の特定地域に発生した地震のマグニチュードの大きさに応じて、売り手から買い手に支払われる額を示すことになる。買い手は、売り手にプレミアムを支払うことによりペイオフを受け取る権利を得ることができる。プレミアムは、売り手および買い手の期待値が中立になるように設定されるため、プレミアムを考慮したペイオフは実線のようになる。

契約期間内に契約に基づく地震が発生した場合、建物所有者は投資家に対しペイオフの支払義務が生じる。この場合、建物所有者が支払い困難な状況にある場合には、抵当権を行使してペイオフ相当額を受け取るようになる。

ペイオフ

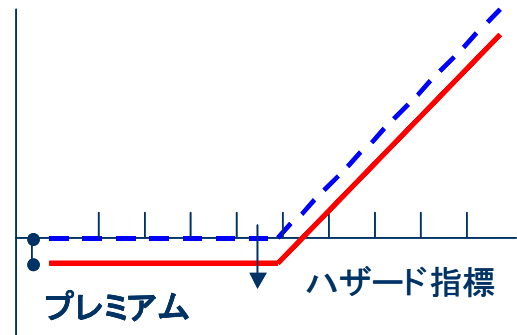


図-2 ペイオフ曲線

この仕組みは、通常建物所有者が負担する耐震補強費を投資家に転嫁することを意図したものである。ここでデリバティブを適用することにより、ペイオフのルールに基づき、建物所有者は小規模な地震が発生した場合には耐震補強費の全部または一部を投資家に転嫁することができ、逆に大規模な地震が発生した場合には、プレミアム(耐震補強費用の全部または一部)よりも高いペイオフの支払義務が生じることになる。建物の立地条件による地震リスクを確率的に扱い、デリバティブを適用して、建物所有者が保有する耐震補強の投資リスクを軽減することが可能になる。ペイオフのルールは、建物の立地や補強性能などの諸条件によって変わるため、建物ごとに設計することになる。

(2) 設計手順

提案モデルを設計・活用するに当たり、建物ごとに地震リスクや耐震補強に関する特性を把握する必要がある。ここでは、提案モデル実現のために必要になる分析検討項目と手法を手順に沿って示す。図-3に設計の流れを表す設計手順を示す。

①耐震補強対象建物の特定

提案モデルを適用する建物の立地、建築年、構造、用途、所有者、権利関係等を特定する。

②地震ハザードの特定

立地条件に基づき、当該建物の地震リスクを評価する。地震ハザードは、一般に震度、地表面速度、地表面加速度、マグニチュードなどを確率的に表現することによって示される。提案モデルにおける地震ハザードは、建物の被害率の算定のみならずペイオフの指標として重要な意味を持つ。特にペイオフの支払条件に直接影響を与えるため、できる限り客観性が高く把握しやすい指標にする必要がある。ここでは、一定の地域内に発生する地震のマグニチュードをペイオフの指標とする。

図-4に評価方法を示す。立地点(対象建物)を中心に一定の範囲を定め、その範囲に含まれる各地震活動域の

- ①耐震補強対象建物の特定
- ②地震ハザードの特定
対象地震活動域のグリッドサイズの特定
- ③対象建物の耐震性能評価
Is値、築年代、構造形式から把握
- ④再調達価格の算定
- ⑤目標耐震補強レベル決定
- ⑥補強費用の算定
- ⑦補強前・後の被害率・被害額の算定
被害調査に基づく地表面速度と被害率
の関係からマグニチュードと被害率の関
係を算出
- ⑧デリバティブの条件の確定
プレミアム(オプション価格)・ペイオフ曲
線・償還年数を変動させて設計条件を満
たす組み合わせを見つける
- ⑨デリバティブの妥当性の確認

図-3 提案モデル設計手順

諸元に基づきマグニチュードごとの発生頻度分布を求め、その結果から当該範囲内のマグニチュードと年発生確率を求める方法である⁶⁾。立地点を中心とした範囲の大きさは任意であるが、各活動域が対象建物の地震被害に与える影響を考慮して設定する必要がある。

③対象建物の耐震性能評価

既存建物の耐震性能は、一般に財団法人日本建築防災協会出版の耐震診断基準によって評価される。耐震補強をするためには、まず耐震診断を行い、その結果に基づいて耐震補強の設計を行う。診断の結果、「要補強」と判定された建物が、提案モデル適用の対象候補となる。耐震性能は、先の耐震診断基準に基づき、構造耐震指標(Is値)で評価されることが多い。Is値は、想定される地震に対して必要な耐力・エネルギー吸収量に対する現建物の耐力・エネルギー吸収量の比を表すものである。この数値が、0.6以上であれば、倒壊または崩壊する危険性が低いと判断されるが、それ以下の場合、それらの危険性が高いと判断される。Is値が0.6以下の建物は、0.6以上になるように何らかの補強をすることになる。

④再調達価格の算定

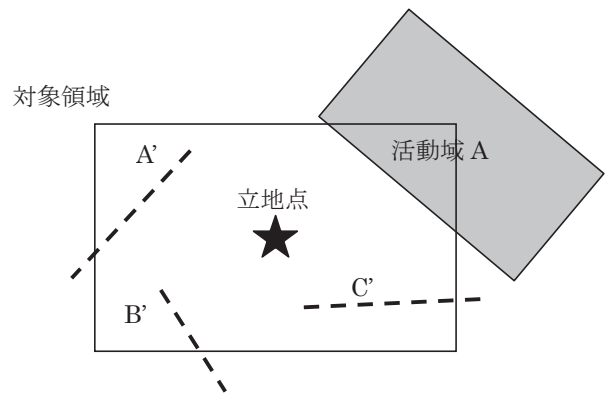


図-4 地震ハザード評価方法

再調達価格とは、同じ効用の建物を建設しようとした場合に要する費用の総額をいう。再調達価格の求め方は、要求される精度に応じて種々あるが、最も正確な方法は、対象建物の見積書から算定する方法である。見積書がない場合は、再度見積もりを取るか、一般的な同規模の建物から類推して算出する。地震リスク評価を行う場合の再調達価格は、被害レベルを個別に把握できる部位別(躯体・設備・内装・外装・基礎など)に分けて考える方法がある。それぞれに要する費用を算出して、総和を取ることにより再調達価格を求める。

⑤目標耐震補強レベルの決定

③で述べたように、Is値が0.6以下の建物は補強のレベルを検討する必要がある。耐震診断基準によれば、Is=0.6を満足すれば一定の耐震性を有することになるが、所有者の要求に応じて任意の耐震レベルを設定する(性能設計)こともできる。建物の目標とする耐震補強レベルは、必要な耐震性能を設定し、補強費用・使い勝手の変化・施工方法・施工期間などを考慮して決定される。

⑥補強費用の算定

⑤の目標耐震補強レベルを満足するための補強費用を算定する。この費用を基準として提案モデルのプレミアムを設計する。

⑦補強前後の被害率・被害額の算定

建物の被害率は、過去の震害調査結果から、築年、構造形式、階数などに基づき算定される。被害率は、一般的に地表面加速度や速度との関係で示されているが、提案モデルでは、②に示したように地震ハザードとしてマグニチュードを用いているため、設定域内のマグニチュードと被害率の関係を求める必要がある。

このためには、各地震活動域で発生する地震のマグニチュードと対象構造物立地点での地表面加速度(または速度)の関係を、既往の距離減衰式から推定し、各マグ

ニチュードごと（例えば 0.1 ごと）に、対象領域内のすべての地震活動域を考慮した対象構造物立地点での地表面加速度（または速度）の確率分布を特定する必要がある。前述のとおり地表面加速度（または速度）と被害率は震害調査結果から関連付けることができることから、この確率分布を利用して対象領域内のマグニチュードと被害率の関係を把握することが可能になる。被害額は、各部位の再調達価格に各被害率を乗じて計算する。

被害率は、補強前後の耐震性能のレベルに基づき算定し、被害額に換算した場合の差額を把握しておく。

⑧デリバティブの条件の確定

⑦までの情報に基づき、必要な耐震補強費用をプレミアムで賄うことを前提に、補強前後の被害額の差額の幅を考慮して、ペイオフの関係（図-2のペイオフ曲線の形状）、償還年数を変動させ設計条件を満たす組合せを確定する。

⑨デリバティブの妥当性の確認

デリバティブは金融商品の一つであり、売り手と買い手が存在して初めて成立するものである。上記の設計手順は、売り手である建物所有者の立場で説明したものである。金融商品として成立するためには、買い手の立場から、他の投資対象や金融商品と比較して一定の妥当性を有することを確認する必要がある。

4. パラメトリックスタディ

提案モデルの設計に影響を与えると考えられる種々のパラメータについて、その特性を分析した。建物固有のパラメータとして、立地点、被害率、被害額があり、提案モデル固有のパラメータとして、地震発生対象領域、ペイオフ曲線の形状、償還期間がある。ここでは、提案モデル固有のパラメータについて検討した。パラメトリックスタディを行うに当たり、変動因子以外の条件は、以下のものを標準として扱っている。

- i 立地点：立地K（東京都内）
- ii 地震発生対象領域：100km 四方
- iii 補強前建物（被害額，被害率）
 - 構造耐震指標（ $I_s=0.2$ レベル）
 - 被害率曲線は文献7)による
 - 被害レベルと被害額の関係は地震保険の評価に準拠する
- iv 補強後建物
 - 構造耐震指標（ $I_s=0.6$ レベル）
 - 被害率曲線は文献7)による
 - 被害レベルと被害額の関係は地震保険の評価に準拠する

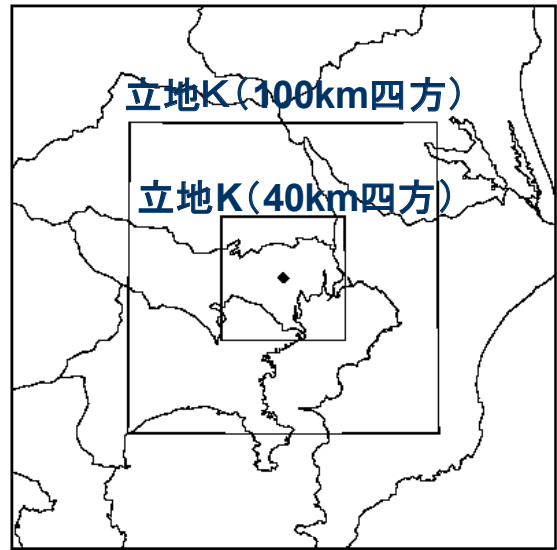


図-5 地震発生対象領域

v 償還年数（10年）

vi ペイオフ曲線

図-2の形状を仮定

トリガーマグニチュード 5

勾配 0.08（単位マグニチュード当たりの被害額（再調達価格比換算）の割合）

(1) 地震発生対象領域

提案モデル固有の項目として、ペイオフの契約の対象になる震源が存在する領域（地震発生対象領域）がある。文献6)に、この領域の大きさ（文献6)の表現では、「グリッド」）はリスク移転の妥当性に影響を与えることが示されている。ここでは、図-5に示すように立地点Kに対する地震発生対象領域を100km 四方と40km 四方と想定した場合、発生確率がどのように変化するかという観点で比較している。

図-6に解析結果を示す。この結果、領域が大きくなると対象となる活動域が多くなるため、発生マグニチュードに対する年超過確率は大きくなるのがわかる。ただし、立地点から離れた活動域が含まれるため、距離減衰により立地点での加速度（または速度）は小さくなる傾向も有する。

図-7に100km 四方と40km 四方の場合を比較した結果を示す。両者のプレミアムは、それぞれ0.049、0.010である。100km 四方のほうが、対象領域が大きいため同じマグニチュードが発生する確率は大きくなる。その結果、プレミアムは狭い範囲を対象にした場合よりも大きくなる。被害額を比較すると、100km 四方のほうが被害額は大きくなっている。本スタディの場合、対象領域を拡大した結果、大規模地震の原因となる活動域が含まれ被害額が増加したと考えられる。

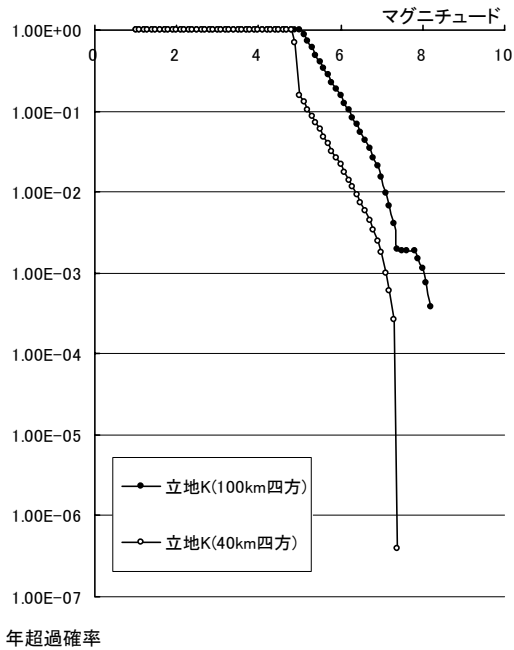


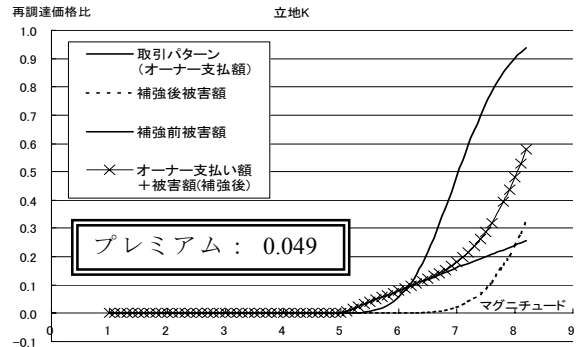
図-6 地震発生確率

また、両ケースとも、補強前の被害額と比較した場合、マグニチュード5～6の範囲で提案モデルを適用した場合(×マーク)の支出が大きくなっており、この部分で妥当性に欠ける部分がある。ただし、ペイオフ曲線は任意に設定可能であるため、ペイオフ曲線を変動させることにより妥当な条件を満足することは可能といえる。

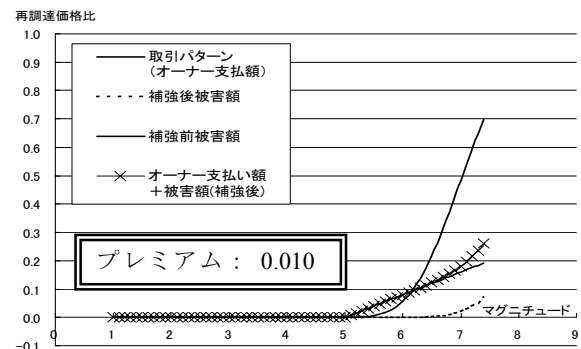
(2) ペイオフ曲線

ペイオフ曲線とは、デリバティブの売り手と買い手の間で結ぶ支払条件に関する契約を図化したものである。提案モデルの場合、図-8に示すように横軸をマグニチュード、縦軸を支払金額(対象建物の再調達価格比)で表しており、発生マグニチュードに応じて支払い金額が変わる条件としている。このペイオフ曲線はデリバティブを考えるうえで各種のものが考えられるが、ここでは、トリガーマグニチュード(以下、TMと表す)を境界値として、それ以下の場合には買い手の投資金額は没収され、それ以上の場合には、償還金を得る場合に限定して説明する。ここでは、簡単のためペイオフ曲線の形状は、直線を仮定する。

図-8では、ペイオフ曲線を特定する2つのパラメータ(トリガーマグニチュード、勾配)を定義している。TMは、先に述べたように、投資金額を没収される場合と償還を受ける場合の境界値を表すマグニチュードである。図-8の例では、TMが4.0と5.0の場合を示している。契約期間中に発生した最大規模マグニチュードがTM以下の場合に投資金額は没収される。



a) 100km 四方



b) 40km 四方

図-7 建物所有者の支出の比較
(地震発生対象領域の違い)

トリガーマグニチュードの違い

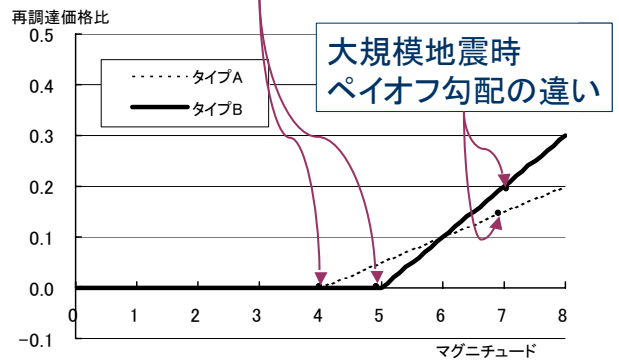
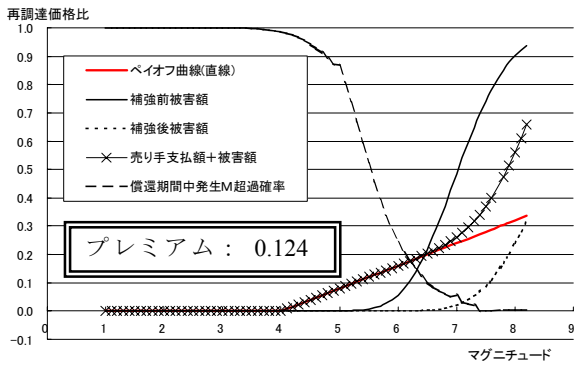


図-8 ペイオフ曲線

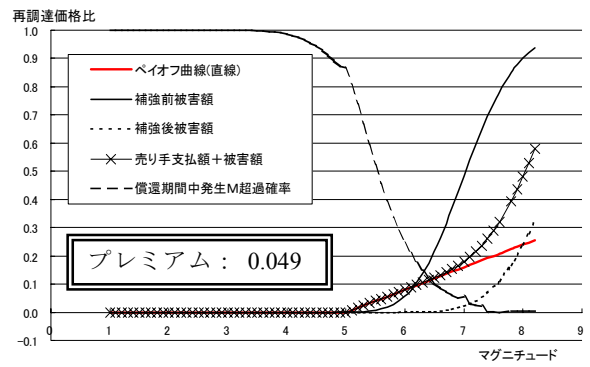
勾配とは、TM以上の地震が発生した場合の規模に応じた償還額を決定付けるペイオフ曲線の傾きを表す。

図-8の例では、勾配が急なタイプBは、緩やかなタイプAに対して地震規模の増加に対して支払額の増加割合が大きくなる。

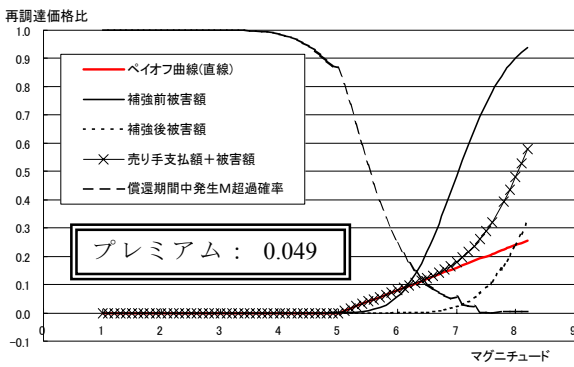
ペイオフ曲線は、売り手と買い手の期待値を一致させるように定義される。横軸を発生マグニチュードにした場合、マグニチュードが大きくなるに従い発生確率が小さくなるという特性を考慮して決定される。プレミアム



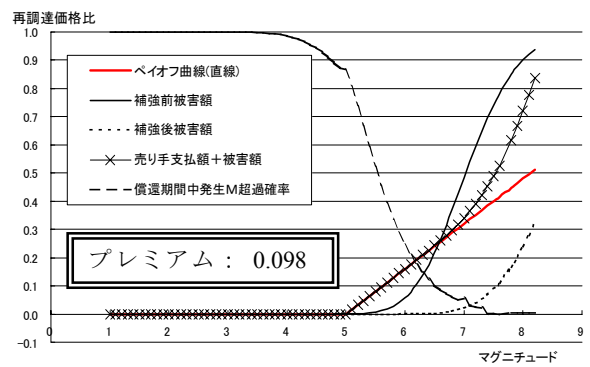
a) トリガーマグニチュード 4.0



a) 勾配 (0.08)



b) トリガーマグニチュード 5.0



b) 勾配 2倍 (0.16)

図-9 建物所有者の支出の比較

(ベイオフ曲線トリガーマグニチュードの違い)

図-10 建物所有者の支出の比較

(ベイオフ曲線勾配の違い)

を一定とした場合、TMが大きくなるほど、ペイオフの勾配は大きくなる傾向を持つ。また、TMを小さくし、勾配を上げると高いプレミアムを設定することが可能になる。この特性に基づき、必要な耐震補強費用を得るためのプレミアムを決定し、TM、勾配を変化させて適切なペイオフ曲線を設計し、提案モデルに基づくデリバティブ金融商品が開発されることになる。

図-9にTM4.0と5.0の場合の建物所有者の支出の比較を示す。この場合のそれぞれのプレミアムは、0.124と0.049である。TMが小さいほうが、建物所有者がペイオフを支払う可能性が高いため、それを受け取る投資家の支払うプレミアムも大きくなる。建物所有者は受け取ったプレミアムを耐震補強費用として用いるのが提案モデルの特徴である。TMを小さくすれば、地震発生時の支払は大きくなるが、より高額な耐震補強費用を得ることができることが分かる。

図-10にペイオフ曲線の勾配を変化させた場合の建物所有者の支出の比較を示す。勾配は、b)はa)の2倍にしている。この場合のプレミアムはそれぞれ0.049と0.098であり、勾配の比率と比例してプレミアムも増加する。

ペイオフ曲線のTMと勾配は、プレミアムと補強前の被害額との関係に大きく影響を与える。TMを小さくし、勾配を大きくすれば、プレミアムは大きくなり、より多くの耐震補強費用を期待することができるが、逆にTM以上の地震が発生した場合には、より多くのペイオフの支払が生じることになる。プレミアムと耐震補強による被害の低減割合およびペイオフを勘案しながら提案モデルを設計する必要がある。

(3) 償還期間

提案モデルのハザード指標は、一定期間内に一定範囲の場所で発生する最大マグニチュードを用いている。償還期間とは、契約上の一定の期間であり、その期間に発生する最大マグニチュードからペイオフ曲線に基づく権利行使が行われる。図-11に償還期間と最大マグニチュードの関係を模式的に示す。ここでは、例として10、20、30年の償還期間を設定し、最初の10年間は地震が発生せず、10年～20年目の間にマグニチュード5が発生し、20年目～30年目の間にマグニチュード7が発生した場合を仮定する。この場合、償還期間10年の場合、地震が発生していないので、図中のペイオフ曲線のマグニチ

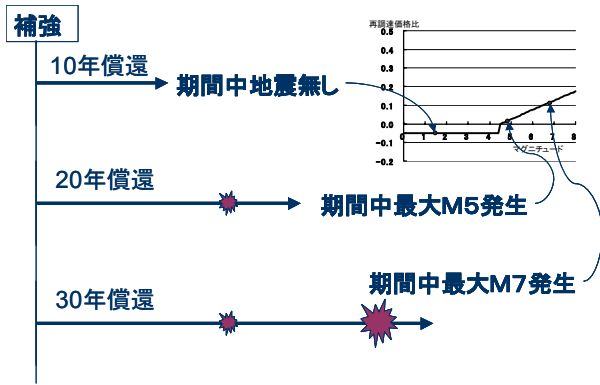


図 -11 償還期間とペイオフの関係

ュード0の場合の支払額の償還になる。すなわち、その場合は投資額が没収されることを意味する。また、償還期間が20年の場合、マグニチュード5が最大マグニチュードになるため、ペイオフ曲線のマグニチュード5の支払額（再調達価格の0.01）が償還されることになる。また、償還期間が30年の場合、マグニチュード7が最大マグニチュードになるため、ペイオフ曲線のマグニチュード7の支払額（再調達価格の0.1）が償還されることになる。なお、本例では、各償還期間に対して同じペイオフ曲線を用いて説明しているが、実際にはペイオフ曲線も変動する点に留意する必要がある。

一般的に償還期間が長くなるほど、より大規模な地震が発生する可能性は高まるため、プレミアムは大きくなる傾向を示す。

5. 考察

地震リスクマネジメントの手法として、リスクコントロールの一手法である耐震補強を、デリバティブ金融商品を用いたリスクファイナンスによる資金調達で推進するモデルを提案した。提案モデルの構造と影響因子について分析し活用の可能性を検討した。提案モデルによるデリバティブ金融商品は、種々のパラメータの設定により、売り手（建物所有者）は必要な耐震補強費用を買い手（投資家）からプレミアムとして受け取ることができるが、一般的な傾向として、地震リスクが高く耐震性が低い建物、すなわち耐震補強を必要とする建物に対して設計するほど、より大きな耐震補強費用を調達することが可能になる。

より多額の補強費用を必要とする建物所有者は、耐震補強を実施しなかった場合、地震発生時には多額の被害に直面するリスクを保有し、一方、耐震補強を自ら実施した時、地震が発生しなかった場合、耐震補強費用が無駄になるという投資リスクに直面することになる。これ

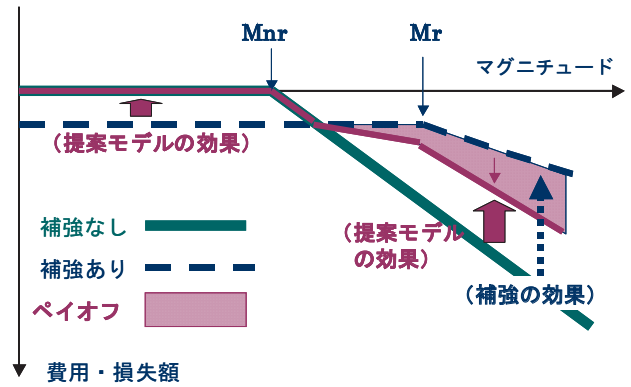


図-12 費用対便益の平準化の概念

らのリスクに対して本デリバティブ金融商品を活用することにより平準化することが可能になる点が、提案モデルの効果（費用対便益）の本質といえる。図-12に提案モデルによる費用対効果の平準化の概念を示す。縦軸は、建物所有者の効果を表し、マイナス側は、損失（負の効果）を意味する。横軸はマグニチュードで、地震規模を表す。図中の実線は、無補強の場合、破線は補強した場合の被害関数を模式的に示したものである。無補強の場合は、マグニチュード M_{nr} 以上になると被害が増加する。補強した場合は、マグニチュード M_r 以上になると被害が増加することを表す（ $M_{nr} < M_r$ ）。それぞれ、 M_{nr} 、 M_r 以下の場合、無補強の時、損失は0であるが、補強している場合は、補強費用分が損失となる。比較的規模の大きい地震が発生した場合は、耐震補強が有効に機能して、図中右側にあるように被害の減少分が補強の効果として認識される。ただし、提案モデルを適用した場合、契約に基づく支払（ペイオフ）が生じるため、被害減少分とペイオフの差額が実質の損失低減分になる。また、小規模の地震しか発生していない場合は、提案モデルの活用により、補強費用の自己負担が投資家に転嫁されるため、提案モデルの効果が認識されることになる。このように、提案モデルを活用することにより、マグニチュードの大きさによる損失額の変動を抑制してリスクを平準化できることが分かる。

6. まとめ

本論の検討の結果を以下に示す。

- ①工学的技術を普及させるために、その工学的知識を社会科学分野に活用する必要性を示した。その例として、耐震補強技術を普及するための資金調達手段を目的とするデリバティブを提案した。
- ②提案モデルの特性・設計法の妥当性をパラメトリックスタディにより明らかにした。

③提案モデルが、耐震補強が必要な建物所有者の有する地震リスクを平準化する機能を有することを示した。

我々は、サステナブルな都市システムの構築を目指し、地震に強い都市にするために検討すべきこととして、1981年に建築基準法に定められた耐震設計基準（新耐震設計基準）を満足しない既存不適格建物に対する補強の推進の重要性に着目した。2005年に国土交通省の下で、住宅・建築物の地震防災推進会議が設置され、建物の耐震化促進のための提言がなされ、2006年6月に住宅の量的拡大から安全性や品質の向上に重点を置いた政策の推進のために住生活基本法が公布・施行された。同法に基づき「良質な住宅ストックの形成および将来世代への承継」を目標とした「住宅の品質または性能の維持および向上」のための具体的な施策として、平成27年度までに新耐震設計基準適合率を75%から90%にする目標を挙げている。このような行政的な背景からも、耐震補強を従来以上に推進するための制度開発の社会的意義は大きいと認識し、本ファイナンスモデルの研究を進めた。

研究内容は、耐震補強推進の阻害要因を、地震リスクの不確実性に伴う資金調達動機減退と捉え、資金調達手段として金融工学を適用したリスクファイナンス手法の開発に主眼を置いた。本手法のポイントは、建物所有者がデリバティブを投資家に売却し、その際に投資家から受け取るプレミアムを耐震補強費として利用できる点である。本手法を、個別建物を対象とし、バックグラウンド地震を想定した場合に適用し、提案モデルの特性を検証した。

提案モデルは、耐震補強に必要な額に相当するプレミアムを設定した場合、耐震補強をしない場合の被害額が、耐震補強済の場合の被害額とデリバティブのペイオフを加えた額を下回るという条件下で成立する。検証の結果、この条件は、建物の立地や耐震性という個別の要因の下、デリバティブを設計する際の契約上のペイオフ曲線の形状を調整することによって満足されることが分かった。

本論では、工学的技術の活用を拡大させるための社会科学分野との融合の試みとして、構造工学に基づく耐震補強技術を普及させるための金融工学に基づく資産調達手段の適用の可能性について示した。さらに詳細な検討および異なる適用例は、文献8)に示されている。また、地震リスクに適応するマネジメントとして、異種の技術を組み合わせることによって新しい付加価値を生むことが分かった。地震のように発生確率は低い、その損害が甚大であるリスクに対しては、個々のマネジメン

トのみでは限界がある。複数の地震リスクマネジメント制度を組み合わせ、社会全体として対応していく必要がある。なお、紙数の関係で地震リスクマネジメント制度の分類・比較については十分に示すことができなかったが、これらについては文献8)を参照して頂きたい。

謝辞：本研究は、東京大学生産技術研究所都市基盤安全工学国際研究センターにおいて平成17年4月から平成19年3月まで開催された「サステナブル都市システム研究委員会 防災ワーキング」での活動の成果をまとめたものである。本ワーキングにおいて、貴重なご指導・ご意見を頂きました東京大学生産技術研究所の目黒公郎教授および吉村美保助手、地震発生頻度データをご提供頂いた東電設計株式会社の福島誠一郎様、提案モデルの改良に向けて議論を深めることができた本ワーキングの委員の皆様へ感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 吉村美保：脆弱建物の耐震化対策へのインセンティブ導入方法に関する研究，東京大学生産技術研究所都市基盤安全工学国際研究センター（ICUS），2005.9
- 2) 多々納裕一／高木朗義編著：防災の経済学，勁草書房，pp.6-11,2005
- 3) 新井伸夫，矢代晴美，福島誠一郎：都市の防災・復興における市場原理を活用した資金調達の提案，総合論文誌「災害からの復興と防災フロンティア」，日本建築学会，第2号，pp.100-105,2004.2
- 4) 「住宅・建築物の地震防災推進会議」提言の概要 http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha05/07/070610_.html
- 5) 刈家武昭，小暮厚之：金融工学入門，東洋経済新報社，p104,2002
- 6) 福島誠一郎，矢代晴美：地震リスクの証券化における条件設定に関する解析，日本建築学会計画系論文集，第555号，pp.295-302,2002.5
- 7) 林康裕：耐震診断結果を利用した地震リスク表示の試み，シンポジウム「耐震診断・耐震補強の現状と今後の課題」，pp.37-42，建築学会関東支部，2000
- 8) サステナブル都市システム研究委員会（RC39）防災WG 平成18年度報告書，東京大学生産技術研究所都市基盤安全工学国際研究センター（ICUS），2007.3

湿潤養生期間が構造体コンクリートの品質に与える影響

The Effect of Termination Time of Moisture Curing on Quality of Concrete in Structure

西本 好克 YOSHIKATSU NISHIMOTO

松田 拓 TAKU MATSUDA

河上 浩司 HIROSHI KAWAKAMI

コンクリート工事において、初期の湿潤養生が構造体コンクリートの品質に影響を与えることが知られている。しかし、これまでの研究は、普通セメントを用いたコンクリートやテストピースによる検討が多く、中庸熱セメントや低熱セメントを使用した実物大模型での研究は少ない。そこで、これらのセメントを使用した実物大模型により、初期の湿潤養生期間が構造体コンクリートの品質に与える影響について検討した。

その結果、中庸熱セメントあるいは低熱セメントを使用した場合にも、普通セメントと同様、所定の強度が得られるまで湿潤養生を施せば構造体コンクリートの品質は確保されることが明らかとなった。

キーワード：湿潤養生、構造体コンクリート、中性化、品質管理

In concrete construction, it is known that quality of concrete is effected by moisture curing at early age. It was examined mostly by test pieces or using ordinaly portland cement. But, the number of examinations by the full-scale model made with moderate-heat portland cement or low-heat portland cement is little. So, the effect of moisture curing at early age is examined with the full-scale model made with these cement.

As the result, it is confirmed that if the structural concrete is under moisture curing until the strength developed necessary level, the quality of structural concrete made with moderate-heat portland cement or low-heat portland cement is obtained.

Key Words: Moisture Curing, Structural Concrete, Carbonation, Quality Control

1. はじめに

コンクリート工事において、構造体コンクリートの品質を確保するうえで初期の湿潤養生が重要であることは広く認知されている。しかし、実際の工事においては経済性の観点から施工を進めるため、コンクリートのせき板解体はセメントの水和が活発な若材齢で実施されることが一般的である。このような場合、コンクリートの表面より乾燥するため、表層部では水和に必要な水分が不足すると予想される。その結果、表層ほど内部と比較して乾燥の影響を受けコンクリートの含水率が低くなり、コンクリートの強度発現、耐久性に影響を及ぼすことが危惧される。普通ポルトランドセメント（Nセメント）を用いたコンクリートにおいて、一定値以上の圧縮強度が得られた時点で湿潤養生を打ち切っても、その後の強度発現や耐久性に及ぼす影響がないとの報告¹⁾がなされ、JASS5²⁾では普通セメントを使用した場合には初期

の湿潤養生期間を5日間、早強セメント（Hセメント）を使用した場合には3日間以上、または圧縮強度が10N/mm²以上得られた時期としている。しかし、近年ひび割れ抑制や高強度コンクリートへの対応を目的として使用例が増えている中庸熱ポルトランドセメント（Mセメント）や低熱セメントポルトランド（Lセメント）を用いたコンクリートへの影響についての研究は少ない。

このため、本研究ではMセメント、Lセメントを使用したコンクリートを用いて、初期の湿潤養生期間が圧縮強度および耐久性に与える影響について実験的に検証した。

2. 実験概要

(1) 試験体の種類

実験は表-1に示すように、Nセメントでは水セメント比を1水準、MおよびLセメントでは水セメント比を2

表-1 コンクリート調合

調合 種別	試験 時期	W/C (%)	SI (cm)	Air (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
						C	W	S	G	Ad
N55	標準	55.0	18	4.5	47.0	327	178	827	946	3.24
	冬				47.6	316	174	845		3.16
M55	標準	55.0			47.6	318	175	845		3.18
	冬				48.0	311	171	861		3.11
M45	標準	45.0			44.6	409	184	749		4.09
	冬				45.1	400	180	764		4.00
L45	冬	45.0	45.7	391	176	783	3.91			

C: N=普通ポルトランドセメント(密度3.16g/cm³)
 M=中庸熱ポルトランドセメント(密度3.21g/cm³)
 L=低熱ポルトランドセメント(密度3.22g/cm³)
 W: 工業用水および上澄水
 S: 鹿島産砂(表乾密度2.59g/cm³, 吸水率2.35%)と
 鹿沼産砕砂(表乾密度2.62g/cm³, 吸水率1.98%)を容積比7:3で混合
 G: 鹿沼産2005砕石(表乾密度2.64g/cm³, 吸水率0.96%)
 Ad: AE減水剤

表-2 試験項目と組合せ

実験の種類	コンクリートの調合				
	N55	M55	M45	L45	L38
標準期	円柱供試体圧縮強度試験	2,4,7d	2,4,7d	2,4,7d	2,4,7d
	コア供試体圧縮強度試験	2d	2,4,7d	2d	-
	コア供試体促進中性化試験	2d	2,4,7d	2d	-
	含水率測定	2d	2,4,7d	2d	-
	表層強度	2d	2,4,7d	2d	-
冬期	円柱供試体圧縮強度試験	3,5,7d	3,5,7d	3,5,7d	3,5,7d
	コア供試体圧縮強度試験	5d	3,5,7d	5d	5,7d
	コア供試体促進中性化試験	5d	3,5,7d	5d	5,7d
	含水率測定	5d	3,5,7d	5d	5,7d
	表層強度/タイル接着強度	5d	3,5,7d	5d	5,7d
	細孔径分布	5d	3,5,7d	5d	5,7d

水準として5種類の調合のコンクリートを使用し、実験時期は標準期と冬期の2水準とし、各々湿潤養生の打ち切り時期を要因として表-2に示す組合せで実施した。

壁模擬試験体は、図-1に示すように実構造物の一部を取り出したモデルとし、□900×200mmの壁体に転倒防止のための200×450×1,100mmの台座を一体として製作した。また、壁模擬試験体の乾燥状態を模擬し、両面を開放したテストピース(以下、両面開放TP)(図-2)を作製し、壁模擬試験体から採取したコア試験体との比較を検討した。

(2) 試験方法

試験は壁模擬試験体より採取したコアによる圧縮強度試験と促進中性化試験を主体とし、これらの試験結果の妥当性を検証するために壁模擬試験体の含水率分布およびその経時変化、表層から深さ方向の結合水率と細孔径分布も併せて試験を行った。また、両面開放TPおよび標準水中養生したTPによる圧縮強度試験も行い、コア強度との比較検討を行った。

コアの圧縮試験は、JIS A 1107に準拠して行ったが、試験前に水中には漬けずに、コア採取後直ちに試験を行った。またコア、TPとも端面処理としてアンボンドキャッピングを使用した。

含水率測定は、壁模擬部材の上面に、表面から1,2,3,5および10cmの位置に電気抵抗式含水センサーを取り付

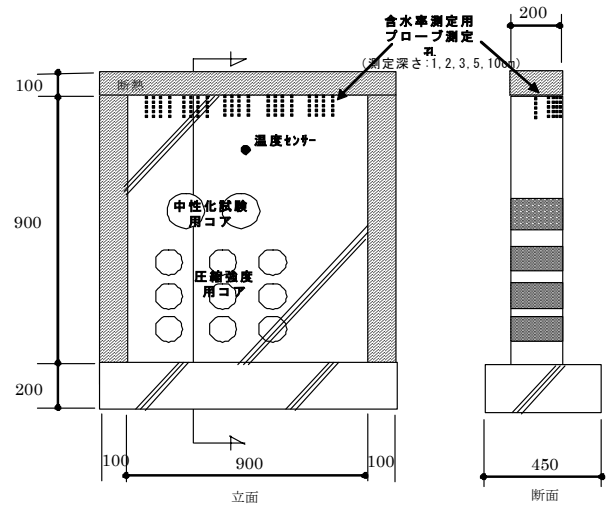


図-1 壁模擬試験体

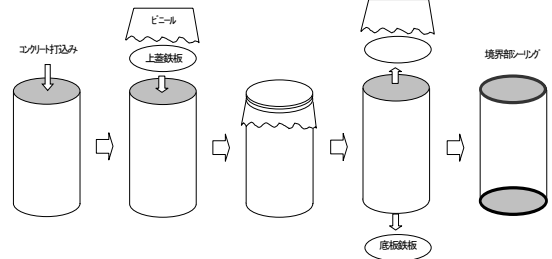


図-2 両面開放テストピース

け、そのカウント値から深度ごとの含水率を測定した。この際、カウント値と含水率との関係は、あらかじめ行ったモルタルおよびコンクリートでの校正式を用いている。

結合水率は冬期の壁模擬試験より材齢56日で採取したコアを、中心深さが表面より1,3,5および10cmとなるように1cm程度の厚さで切り出し、この部分から2.5mm以上5mm以下のモルタル塊を採取し、105℃乾燥質量と600℃強熱減量より算出した。この時、105℃乾燥質量より含水率も測定している。

細孔径分布は、結合水率と同様の手順で試料を採取し、アセトンで水和を停止後、D-乾燥を行い水銀圧入法により測定した。

中性化促進試験用のコアは、壁模擬試験体より材齢56日で採取したほか、標準期では材齢365日、冬期では材齢182日の2材齢で採取した。中性化試験は、採取したコアの側面をシールして7日間乾燥後、炭酸ガス濃度5%の環境下で促進中性化試験を行った。

3. 実験結果

(1) 圧縮試験結果

表-3に主な圧縮試験結果を示す。図-3に材齢とコア強

表-3 主な圧縮試験結果

試験時期	調査	湿潤養生 打ち切り材齢	標準養生 28日	脱型強度		コア強度		両端開放TP	
				28日	91日	28日	91日	28日	91日
標準期	M55	2日	25.4	6.36	25.2	33.7	24.0	29.8	
		4日		10.7	26.2	34.0	25.1	31.5	
		7日		15.0	29.0	33.9	26.0	31.7	
	M45	2日	40.2	11.3	36.6	46.7	33.2	42.4	
	N55	2日	33.8	9.66	31.3	35.1	28.5	33.2	
冬期	M55	3日	22.5	2.72	19.6	27.9	18.3	26.8	
		5日		5.29	20.0	30.6	19.6	28.1	
		7日		8.64	19.5	31.5	19.6	29.8	
	M45	5日	40.4	10.0	31.0	42.6	29.7	40.7	
	L45	5日	34.1	5.0	18.3	32.0	18.7	29.1	
		7日		6.6	19.2	33.9	18.6	30.0	
	N55	5日	36.1	9.8	31.8	38.8	30.4	37.3	

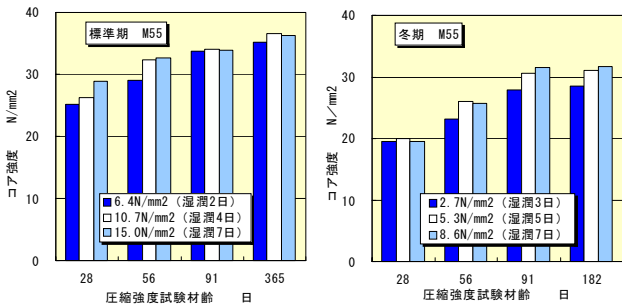


図-3 材齢とコア強度との関係

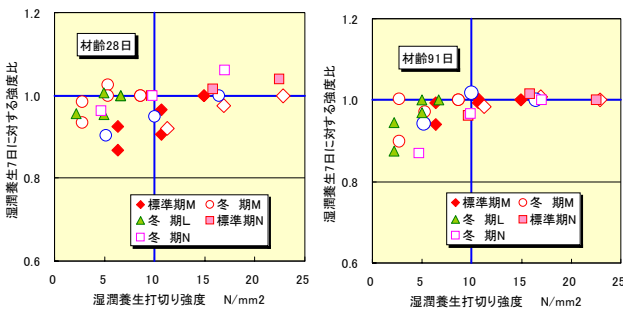


図-4 養生打ち切り時強度が圧縮強度に与える影響

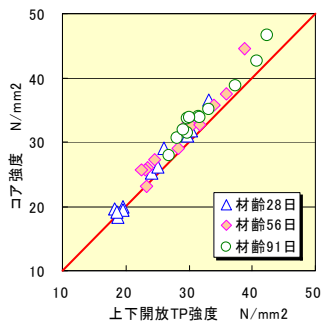


図-5 両面開放 TP とコア強度との関係

度との関係の一例を示す。図中に示す凡例は湿潤養生打ち切り時の圧縮強度（以下、養生打ち切り時強度）を示している。比較的養生打ち切り時強度が大きい標準期試験ではコア強度に与える影響は認められないが、養生打ち切り時強度が比較的小さい冬期試験結果では、湿潤養生期間が長いほどコア強度は大きくなる傾向であった。

次に、養生打ち切り時強度と湿潤養生期間を7日間実

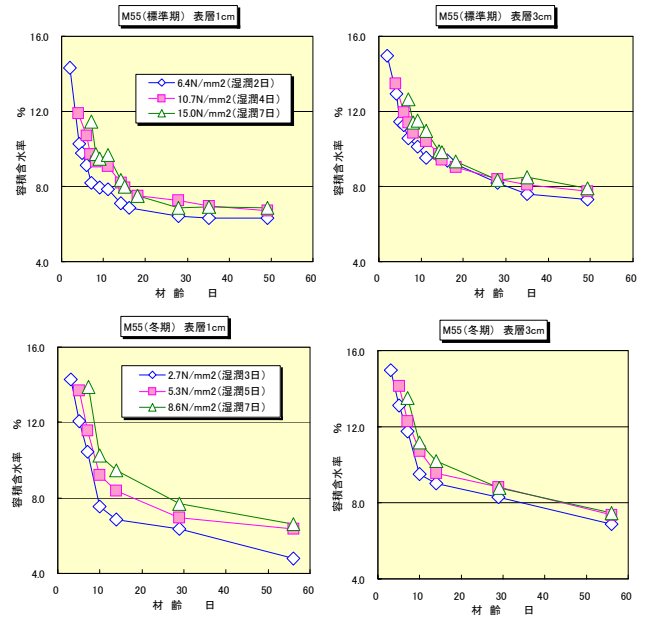


図-6 容積含水率測定例

施した場合を基準とした強度比との関係を図-4に示す。この結果、養生打ち切り時強度が 10N/mm^2 以下の場合には、7日間湿潤養生を施した場合と比較して強度が低下することが明らかとなった。また、この傾向はセメント種類による相違は認められず、MセメントおよびLセメントを使用した場合でも、Nセメントと同様に湿潤養生を打ち切ることができる強度の目安として 10N/mm^2 とすることができるかと判断された。

また、両面開放 TP 強度とコア強度との関係は図-5に示すように、ほぼ一致しており、構造体コンクリートの強度管理に両面開放 TP は有効である。

(2) 含水率および結合水率

壁模擬試験体に取り付けた含水率測定器により得られた壁体内の容積含水率分布の例を図-6に示す。また、養生打ち切り時強度と深さごとの容積含水率との関係を図-7に示す。

含水率は湿潤養生打ち切り後、表層より低下しはじめ、その変化は表層部ほど大きく、かつ養生打ち切り時強度が小さい程大きくなる傾向が認められる。また、養生打ち切り時強度との関係では、圧縮強度結果と同様、養生打ち切り時強度が 10N/mm^2 以下では、表層1cm付近だけでなく深さ10cmにおいても含水率が低下する傾向が認められた。

次に、材齢56日で採取したコアより切り出したモルタルを 105°C 乾燥して得られた質量含水率を図-8、 600°C 乾燥により得られた結合水率を図-9に示す。質量含水率は、使用したコンクリートの調合により粗骨材量で補正した結果、含水率測定器で測定した結果とほぼ同程度で

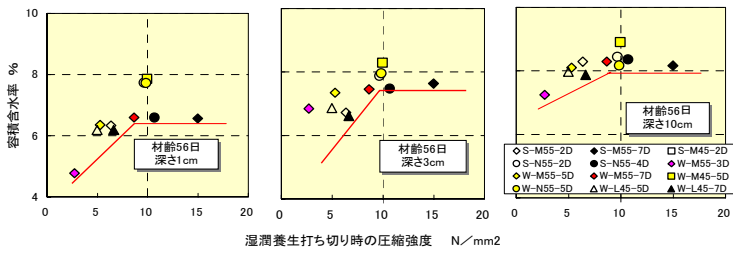


図-7 養生打ち切り時強度が
容積含水率分布に与える影響

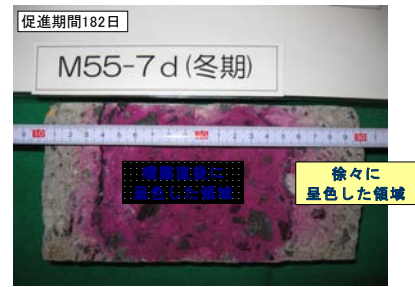


写真-1 中性化試験結果の例

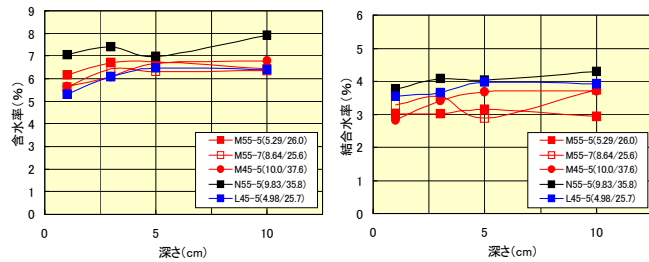


図-8 質量含水率分布

図-9 結合水率分布

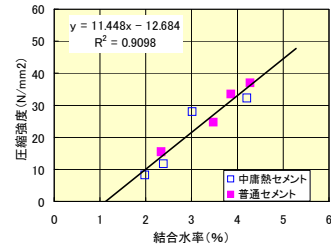


図-10 強度と関係

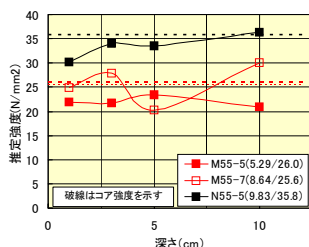


図-11 推定強度

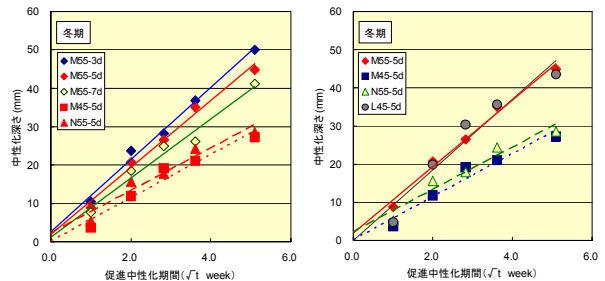
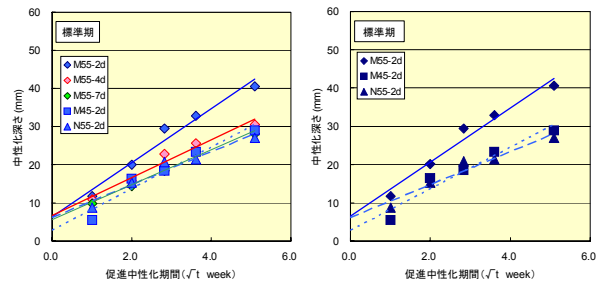


図-12 中性化期間と中性化深さ

ある。表層からの影響については、養生打ち切り時強度が小さい L45-5 では深さ 3cm まで含水率および結合水率とも低下が認められたが、その他のケースでは表層 1cm まで低下が認められているが 3cm 以深での低下は認められなかった。また、あらかじめ行った試験により求めた結合水率と圧縮強度との関係 (図-10) を用いて深さごとの強度を推定した結果を図-11 に示す。この結果、深さ 3cm 以深では、推定強度はコア強度とほぼ一致している。

(3) 中性化

促進中性化試験は、標準期および冬期に行った壁模倣試験体より採取したコアを用いて行っている。このなかで、標準期の M55-7d と N55-2d はフェノールフタレイン溶液を噴霧後の赤紫色部に変化は見られなかったが、その他のケースでは噴霧直後に赤紫色に呈色していなかった部分が数分後徐々に呈色する傾向を示した。そこで、本検討では数分後に薄く赤紫色に呈色した部分も中性化の領域として検討を行った。中性化試験結果の例を写真-1 に示し、中性化期間と中性化深さとの関係を図-12 に示す。なお、図-12 の左図は全ケースを表し、右図は

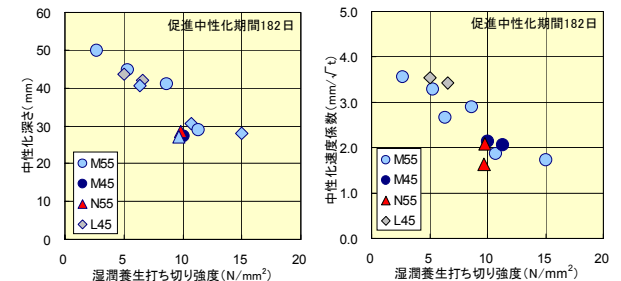


図-13 養生打ち切り時強度と中性化深さとの関係

同じ湿潤養生期間 (標準期: 2 日間, 冬期: 5 日間) のケースを取り出したものである。各試験ケースとも促進中性化期間と中性化深さとの関係には良い相関が認められるが、標準期, 冬期とも中性化深さ (縦軸) の切片が存在するものとなっている。この原因については、初期乾燥の影響を受けていると思われるが、詳細については不明である。また、同一期間湿潤養生を施したケースの中性化を比較すると、比較的初期に強度が得られた N-55, M-45 あるいは L-45 と比較して初期強度の発現が遅い M-55, L-55 は中性化深さが大きくなっている。

次に、養生打ち切り時強度と促進期間 182 日の中性化深さとの関係を図-13 に示す。この図から明らかなよう

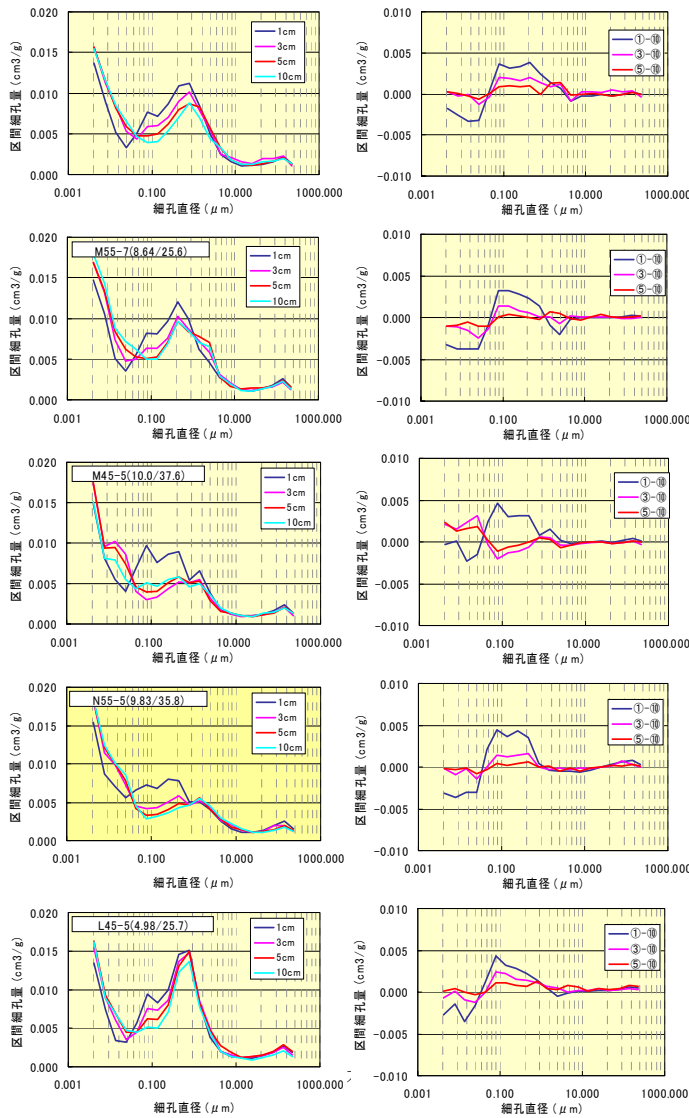


図-14 細孔径分布測定結果

に、セメント種別に関わらず、養生打ち切り時強度が 10N/mm^2 以下の場合には打ち切り時の強度が低いほど中性化深さは大きくなっている。しかし、打ち切り時に強度が 10N/mm^2 以上では、多少中性化深さは大きくなるが、その傾きが明らかに 10N/mm^2 以下より緩やかなものとなっている。

(4) 細孔径分布

図-14にコアより採取したモルタル部分の細孔径分布の測定結果(左図)と深さ10cmでの細孔径分布を基準とした各深さでの細孔径の相違(右図)を示す。いずれのケースも表層1cmにおいて細孔直径 $0.044 \sim 2.47 \mu\text{m}$ の細孔量が増加している。しかし、表層3cmでは上記範囲での細孔量の増加が緩やかになり、深さ5cmでは表面からの乾燥の影響を受けていないと思われる深さ10cmでの細孔量とほぼ一致している。このことから、表層か

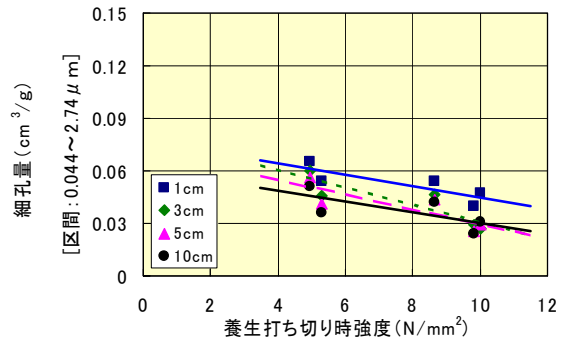


図-15 養生打ち切り時強度と細孔量との関係

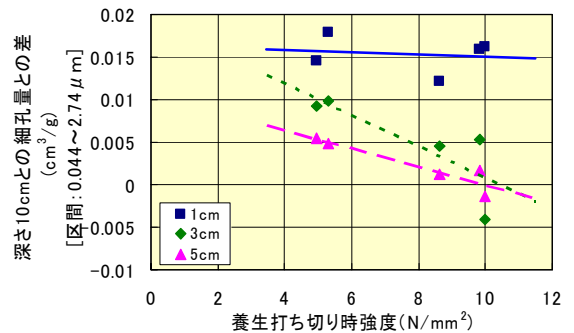


図-16 養生打ち切り時強度と細孔量の差との関係

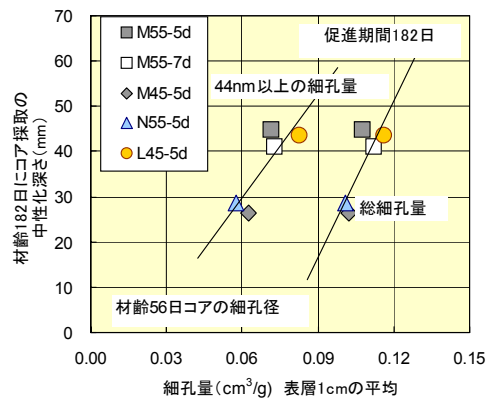


図-17 細孔量と中性化深さとの関係

らの乾燥の影響は1cmまでは顕著であるが、それ以深では影響度合いは小さいと判断された。

湿潤養生打ち切り時強度と細孔直径 $0.044 \sim 2.47 \mu\text{m}$ 区間の細孔量との関係を図-15に示す。この結果、細孔量は湿潤養生打ち切り時強度が高いほど、減少する傾向が認められる。その減少率は表面から1cmと10cmとはほぼ同様であるが、深さ3cmおよび5cmではその変化量は大きくなっている。そこで、深さ10cmを基準とした細孔量の差を図-16に示す。表層1cmでは湿潤養生打ち切り時の強度に関係なく、深さ10cmと比較すると細孔量は増加している。しかし、深さ3cmおよび5cmでは湿潤養生打ち切り時の強度が高いほど、細孔量の増加量は小さくなり、強度が 10N/mm^2 では乾燥の影響を受けて

いないと思われる。このことから、養生打ち切り時強度として $10\text{N}/\text{mm}^2$ を確保すれば、初期乾燥の影響は表面 1cm までであり、深さ 3cm 以深では影響を受けていないと判断された。

次に、細孔量と促進中性化深さとの関係を図-17に示す。総細孔量および $0.044\ \mu\text{m}$ 以上の細孔量とも中性化深さとの相関が認められ、細孔量が多いほど中性化深さは大きくなっている。この傾向は、セメント種別および試験時期による相違が認められるMセメント、Lセメントを用いた場合でも、Nセメントと同様であった。また、この結果より、促進中性化期間と中性化深さとの関係において中性化深さ（縦軸）の切片が存在した理由として表層 1cm の乾燥の影響が示唆された。

4. まとめ

本報では、低熱系のセメントを主体として初期の湿潤養生期間が構造体コンクリートに与える影響について検討した。限られたデータの範囲であるが、得られた知見を以下に示す。

- ① 湿潤養生打ち切り時の強度が $10\text{N}/\text{mm}^2$ 以下では、打ち切り時の強度が低いほど構造体コンクリートの強度が低下する。しかし、打ち切り時強度が $10\text{N}/\text{mm}^2$ 以上であれば、構造体コンクリートの強度に与える影響はない。
- ② 構造体コンクリートの強度管理には、両面を開放したテストピースが有効であり、その強度は構造体強度と一致する。
- ③ コンクリート表面からの乾燥の影響は、湿潤養生打ち切り時の強度が $10\text{N}/\text{mm}^2$ 以上であれば、表層 1cm 程度であり、深さ 3cm 以深への影響は少ない。この傾向は結合率も同様であり、深さ 3cm 以深では水和に与える影響は少ない。
- ④ 中性化についても、湿潤養生時の打ち切り強度が低いほど中性化深さは大きくなる。しかし、打ち切り時強度が $10\text{N}/\text{mm}^2$ 以上であれば、その影響は小さくなる。
- ⑤ 細孔径分布の結果からも、初期乾燥の影響は表層 1cm 程度であり、中性化深さの結果と一致している。
- ⑥ これらの結果より、中庸熱セメントあるいは低熱セメントを用いた場合でも、これまで普通セメントに適用されている養生打ち切り時の強度（ $10\text{N}/\text{mm}^2$ ）管理規定を適用することが可能である。

本報は、宇都宮大学 梶田佳寛教授の技術指導の下、長谷工コーポレーション、安藤建設、大木建設、西武建設、銭高組、大末建設、鉄建建設、東亜建設工業、東洋建設および当社の10社で実施した共同研究結果を再編集したものである。この共同研究では本報に記述した以外に、湿潤養生期間が乾燥収縮、質量変化、表層品質およびタイルの付着強度に与える影響についても検討している。これらの結果については参考文献8), 9)を参照していただければ幸いである。

謝辞：本研究に対してご指導を頂いた梶田佳寛教授、共同研究各社メンバー、さらに実験にご協力頂いたセメント各社、混和材各社および生コン工場の方々に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS5, 2003
- 2) 土木学会：コンクリート工事標準示方書【2002年制定】，平成14年3月
- 3) 和泉ほか：せき板の存置期間および初期養生が構造体コンクリートの品質に及ぼす影響に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，No.449, pp1993.7
- 4) 太田ほか：かぶりコンクリートの性状に及ぼす各種要因に関する実験的研究，日本建築学会論文報告集，No.572, pp.1-8, 2003.10
- 5) 太田ほか：せき板存置期間が中庸熱ポルトランドセメントを用いた高強度コンクリートの強度性状と耐久性に及ぼす影響，日本建築学会論文報告集，No.589, pp.7-14, 2005.3
- 6) 湯浅ほか：乾燥条件が微少セメントペーストの水和・細孔構造および強度に及ぼす影響，日本建築学会論文報告集，No.505, pp.15-21, 1998.3
- 7) 郭ほか：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，NO.718 V-57, pp.59-68, 2002.11
- 8) 大倉ほか：各種セメントを用いたコンクリートの合理的な湿潤養生期間に関する実験（その1～8），日本建築学会学術講演梗概集（関東），pp.325-340, 2006.9
- 9) 大倉ほか：各種セメントを用いたコンクリートの合理的な湿潤養生期間に関する実験（その9～14），日本建築学会学術講演梗概集（九州），2007.8

超高強度コンクリートのクリープ特性に関する実験的研究

Experimental Research of Creep Properties of Ultra-High-Strength Concrete

松田 拓 TAKU MATSUDA
河上 浩司 HIROSHI KAWAKAMI
西本 好克 YOSHIKATSU NISHIMOTO

Fc150N/mm²級の超高強度コンクリートを対象とし、載荷材齢および載荷応力の異なる場合、載荷応力を段階的に増加させた場合、コンクリートに初期高温履歴を与えた場合、についてクリープ試験を実施した。その結果、載荷応力が小さく載荷材齢が遅いほど、また初期高温履歴を受けることによりクリープひずみが小さくなることを明らかとした。また、実構造物のクリープ挙動を従来予測式により精度良く予測するためには、載荷応力や載荷材齢および初期高温履歴の影響を適切に考慮し補正する必要があることがわかった。

キーワード：超高強度コンクリート、クリープ、載荷条件、初期高温履歴

A creep behavior of ultra-high-strength concrete with around Fc150N/mm² was examined when the age of loading and the loading stress were different, the loading stress was gradually increased, and the concrete was cured under high-temperature at the early age. It was shown that the creep strain decreased with the low loading stress and the loading at the late age, and the curing under high-temperature. It was also shown that these effects need to be evaluated properly to predict the creep behavior of the real structures accurately using a conventional prediction model.

Key Words: Ultra-High-Strength Concrete, Creep, Loading Condition, High-Temperature Curing at the Early Age

1. はじめに

RC 構造物を急速施工する場合、柱部材には若材齢時より高軸力が作用し、そのクリープ変形による鉄筋への軸力移動や層間の変形性能への影響、さらにはタイルのひび割れ・剥離等が懸念される。このため、設計・施工には、クリープ挙動を正確に予測し制御する手法を取り入れることが求められる。

コンクリートのクリープ特性に影響を及ぼす要因には、使用材料、調合、載荷時材齢や応力等の載荷条件、部材寸法、乾燥条件、温度や湿度といった環境条件、等が挙げられ、近年これら要因を考慮したクリープ挙動予測式が提案されている。JCI 研究委員会は、多くの実験データにより検証し、それらの予測式の精度が適用範囲外である圧縮強度 120N/mm² 程度のコンクリートを含めおおむね±40%であることを示し、同時に同程度の精度を有する簡便な予測式を提案している¹⁾²⁾。また、別の研究委員会では、圧縮強度が 120N/mm² 程度までのコンクリートについて、若材齢時の自己収縮応力評価に主眼を置いたクリープ挙動予測式も提案されている³⁾。

一方、構造物を高層化し、かつ柱断面の増加なく軸力

を保持すべく、設計基準強度（以下、Fc）で150N/mm²級の超高強度コンクリートが実用化されている。最近では、Fc150N/mm²級の超高強度コンクリートを対象としたクリープ挙動の検討事例の報告もなされてきている⁴⁾。しかしながら、Fc150N/mm²級の超高強度コンクリートの収縮・クリープ挙動や強度特性について現状の知見は十分とは言いがたく、より合理化・一般化された設計・施工の実現にはさらなるデータ・知見の蓄積が求められる。

また、初期に高温養生されたコンクリートのクリープひずみは非常に小さく、それより長期材齢に載荷した場合のような長期ひずみ性状を示す事例が報告されている⁵⁾⁶⁾。強度特性や自己収縮特性が、水和反応初期の発熱すなわち初期高温履歴に依存する⁷⁾ように、クリープ特性も初期高温履歴へ依存することは容易に予想される。

本稿では、Fc150N/mm²級の超高強度コンクリートを対象とし、20℃一定条件下での載荷条件の異なる長期クリープ試験を実施しその性状を確認した。また、その結果と初期に高温養生されたコンクリートを用いた結果とを比較し、初期高温履歴のクリープ特性への影響を示した。さらに、試験結果への従来のクリープ予測式の適用性について検討した。

表-1 使用材料

材料名	記号	種類	諸物性	試験シリーズ
結合材	C1	低熱ポルトランドセメント	密度:3.24(g/cm ³)	1
	C2	シリカフェーム混入セメント	密度:3.08(g/cm ³)	2
	SF	シリカフェーム	密度:2.20(g/cm ³)	1, 2
細骨材	S	茨城県岩瀬産硬質砂岩砕砂	表乾密度:2.61g/cm ³ , 吸水率1.41%	
粗骨材	G	茨城県岩瀬産硬質砂岩砕石	表乾密度:2.65g/cm ³ , 吸水率0.66%, Gmax=20mm	
化学混和剤	SP	高性能AE減水剤	ポリカルボン酸系	

表-2 コンクリート調合およびフレッシュ性状

W/B (%)	S/a (%)	単位容積質量(kg/m ³)					フレッシュ性状				試験シリーズ
		W	C1/C2	SF	S	G	温度(°C)	空気量(%)	スランプフロー値(cm)	室温(°C)	
15	39.6	150	900	100	524	811	21.0	1.0	74.0	20.5	1
15	37.4	150	1000	-	488	837	18.5	1.5	71.0	14.4	2

C2は、低熱ポルトランドセメント900kg/m³+シリカフェーム100kg/m³の合計値を表す。

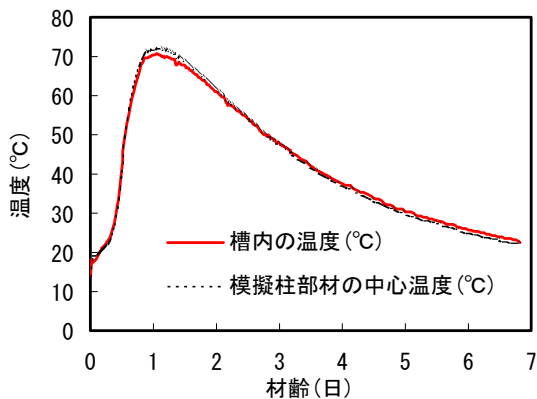


図-1 シリーズ2で与えた温度履歴



写真-1 クリープ試験状況

2. 試験概要

(1) 使用材料と調合および試験体種類

使用材料を表-1に、コンクリート調合およびフレッシュ性状を表-2に示す。長期クリープ試験は2シリーズ実施した。シリーズ1は荷重条件に着目した試験⁸⁾、シリーズ2は構造体の初期高温履歴の影響に着目した試験⁶⁾である。コンクリートは、シリーズ1では雰囲気温度20°Cの室内において試験練りミキサにより製造した。シリーズ2では、後述する模擬柱を製作することによる打設量の関係上、実機プラントで製造し打設箇所まで輸送した。両シリーズとも F_c150N/mm^2 を想定して水結合材比を15%とした。また、単位水量および骨材種類も同一とした。結合材は、シリーズ1、2ともに低熱ポルトランドセメントにシリカフェームを質量比で10%置換したものをを用いた。ただし、シリーズ1では両者をコンクリート練り混ぜ時に混合し、シリーズ2では両者がセメント工場ではプレミックスされたものをを用いた。

クリープ試験には、 $\phi 100mm \times 200mm$ の円柱供試体(以下、クリープ試験体)を用いた。各試験体の養生は、シリーズ1では各試験体をコンクリート打設後に直ちに封かんし、20°C一定に制御した室内に静置(以下、

20°C封かん)とした。シリーズ2では、各クリープ試験体はコンクリート打設後に直ちに封かんし、同時に製作した模擬柱部材の中心温度に追従・合致するように温度管理をした槽内に材齢7日まで存置し、それ以降は20°C封かん(以下、追従+20°C封かん)としている。

シリーズ2で製作した模擬柱は、寸法 $1,000mm \times 1,000mm \times 1,000mm$ で4側面に普通合板型枠および上下面に断熱材を施したものである。実構造物の発熱や温度分布は、部材寸法や部位および型枠材質等により変化する。今回着目した模擬柱部材中心部の温度は、実構造物の温度履歴のなかで最も温度上昇量が大きい部類と考えられる。すなわち、シリーズ2は、実施工において初期高温履歴の影響が最も大きい場合を想定した試験ケースである。図-1に、シリーズ2での模擬柱中心温度実測値および試験体に与えた温度履歴を示す。

また、各シリーズでクリープ試験体と同じコンクリートを用いクリープ試験体と同一の形状・寸法で、同一の養生条件(以下、同一養生)および標準養生条件の強度試験体を製作し、所定の材齢 t 日での圧縮強度と静弾性係数を確認した。同一養生条件の強度試験体の圧縮強度と静弾性係数を $f(t)[N/mm^2]$ と $E(t)[kN/mm^2]$ 、標準養生の強度試験体の圧縮強度を $F(t)[N/mm^2]$ と呼称する。

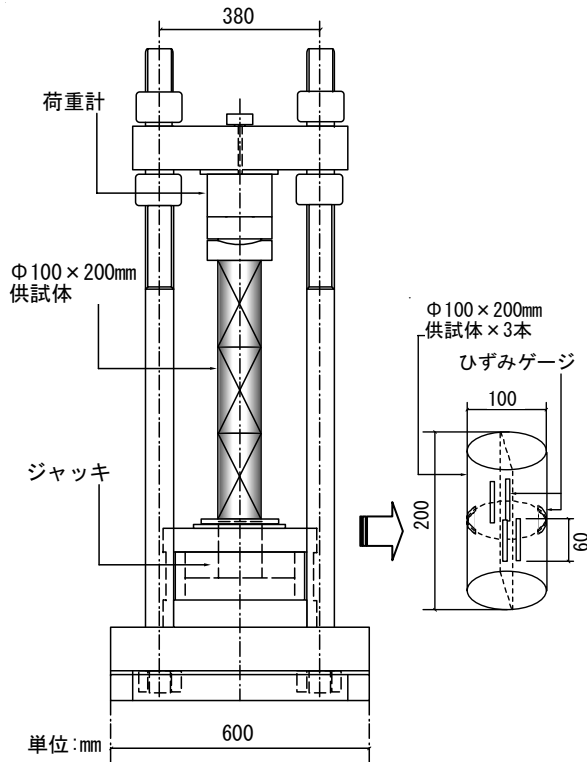


図-2 クリープ試験装置およびひずみ測定箇所

(2) クリープ試験手順

図-2にクリープ試験装置およびコンクリートのひずみ測定箇所を、写真-1にクリープ試験実施状況を示す。クリープ試験は、3体のクリープ試験体を試験機に鉛直方向に三段積み重ね実施した。載荷方式は油圧式で載荷容量は600kNであり、載荷応力が所定荷重の±2%以内になるよう調整した。

クリープ試験手順は JIS 原案⁹⁾に準拠した。試験体のひずみは、長さ60mmのひずみゲージを各試験体の載荷方向に4枚、載荷直交方向に2枚取付け測定し、試験体3体の測定値の平均値とした。ひずみゲージは載荷直前に各試験体の封かんを解いて取付け、取付け後の試験体は速やかに再度封かんした。また、同様の手順でひずみゲージを取り付けた同一養生の無載荷試験体を製作し、クリープ変形に含まれる自由ひずみ成分を取り除くために、各シリーズで初期載荷以降の自由ひずみ $\epsilon_{sh}(t)$ を測定した。そのため、 $\epsilon_{sh}(t)$ の測定開始材齢はシリーズ1では材齢7日、シリーズ2では材齢28日である。

表-3と図-3に、試験ケースごとの載荷条件を示す。CASE-1では載荷応力 $\sigma(t)$ [N/mm²] を材齢7日で同一養生強度試験体の材齢28日の圧縮強度 $f(28) \times 0.3$ とした。CASE-2では $\sigma(t)$ を材齢7日で $f(7) \times 0.3$ 、材齢14日で $f(14) \times 0.3$ 、材齢28日で $f(28) \times 0.3$ と段階的に増加させた。CASE-3とCASE-4では、 $\sigma(t)$ を材齢28日で $f(28) \times 0.3$

表-3 各試験ケースの載荷条件

試験シリーズ		材齢t(日)				備考
		0 ≤ t < 7	7 ≤ t < 14	14 ≤ t < 28	28 ≤ t ≤ 600	
1	CASE-1	0	48.3 (0.40)	48.3 (0.34)	48.3 (0.30)	材齢7日で $\sigma(t) = f(28) \times 0.3$ として保持
	CASE-2	0	36.6 (0.30)	42.6 (0.30)	48.3 (0.30)	材齢7, 14, 28日で $\sigma(t) = f(t) \times 0.3$ と段階的に増加
	CASE-3	0	0	0	48.3 (0.30)	材齢28日で $\sigma(t) = f(28) \times 0.3$ として保持
	CASE-1'	0	0	0	0	自由ひずみを測定
2	CASE-4	0	0	0	49.5 (0.30)	材齢28日で $\sigma(t) = f(28) \times 0.3$ として保持
	CASE-4'	0	0	0	0	自由ひずみを測定

表中の数字は載荷応力 $\sigma(t)$ [N/mm²] を表し、()は載荷応力と載荷時の圧縮強度の比 $\sigma(t)/f(t')$ を表す。

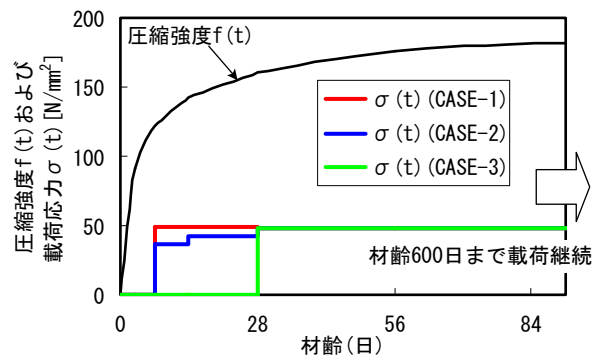


図-3 圧縮強度の発現と載荷応力との関係

とした。CASE-1' と CASE-4' は前述した同一養生条件による、無載荷で自由ひずみを測定した試験ケースである。 $\sigma(t)$ は、載荷直前に同一養生強度試験体の $f(t)$ を確認し決定した。CASE-1 の $\sigma(t)$ の決定には材齢7日時点で $f(28)$ が必要となるため、予備試験により $f(28)$ を確認した。シリーズ1の各試験ケースは材齢28日までの $\sigma(t)$ が異なるが、材齢28日以降の $\sigma(t)$ はいずれも $f(28) \times 0.3 = 48.3 \text{ N/mm}^2$ である。

3. 試験結果

本稿では「収縮する」ひずみを正とし、以下のように用語を定義する。

t : 材齢 [日], t' : 載荷材齢 [日], ϵ : 全ひずみ, ϵ_e : 弾性ひずみ, ϵ_c : クリープひずみ, ϵ_{sh} : 自由ひずみ, ϕ : クリープ係数, μ : ポアソン比, μ_c : クリープポアソン比

ただし、各記号末尾の (tt') は、その値が材齢 t' 日に載荷され材齢 t 日の結果であることを示す。

また、シリーズ1とシリーズ2の結合材は厳密には異なるが、結合材が異なることによるクリープ特性への影響は小さいとする報告も見られることより¹⁰⁾、本稿では両シリーズの結果を直接比較し検討する。

表-4 圧縮強度および静弾性係数試験結果

試験種類	養生条件	材齢(日)								試験シリーズ
		3	7	14	28	56	91	182	365	
f(t) [N/mm ²]	20℃封かん	90.8	122	142	161	176	182	185	195	1
F(t) [N/mm ²]	標準養生	-	139	158	174	191	199	-	196	
E(t) [kN/mm ²]	20℃封かん	33.2	37.8	41.0	44.3	46.9	46.1	46.7	50.6	
f(t) [N/mm ²]	追随+20℃封かん	-	-	-	165	-	161	-	181	2
F(t) [N/mm ²]	標準養生	-	117	-	163	-	175	-	192	
E(t) [kN/mm ²]	追随+20℃封かん	-	37.6	-	43.4	-	45.8	-	47.9	

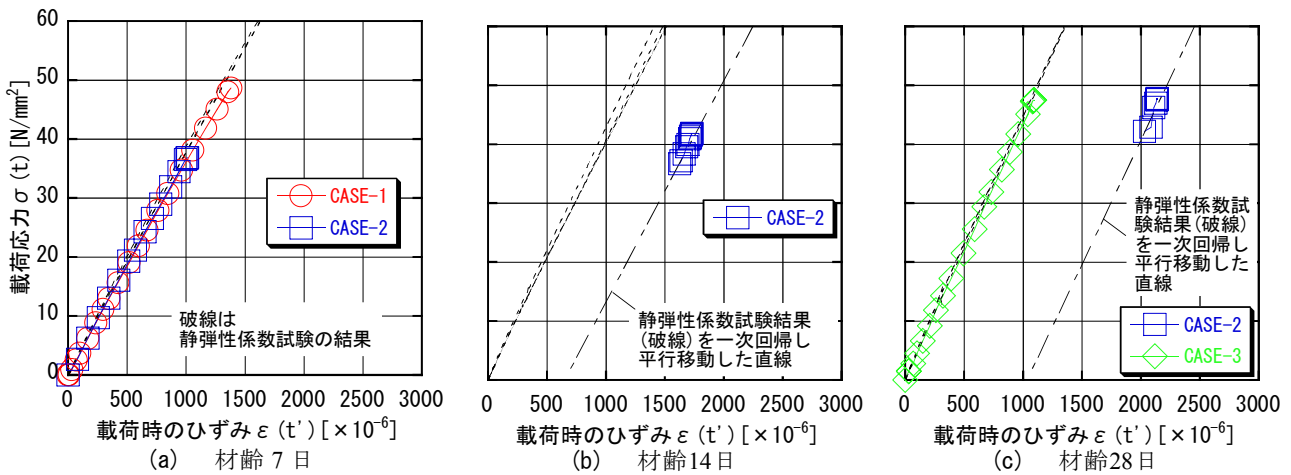


図-4 載荷時の応力-ひずみ関係

(1) 圧縮強度および静弾性係数

表-4に f(t) と E(t) の試験結果を示す。シリーズ 1, 2 ともに, f(t) は材齢28日時点で150N/mm²以上発現した。また E(t) についても両シリーズで同等であった。

(2) 載荷時の応力-ひずみ関係

図-4に, シリーズ1で実施した, クリープ試験体の載荷応力増加時と, 同一養生強度試験体の静弾性係数試験時の, それぞれの応力-ひずみ関係を示す。図において, (a), (b), (c) はそれぞれ材齢7, 14, 28日の結果であり, (b) と (c) にはCASE-2での段階載荷時のクリープ試験体の応力-ひずみ関係も表している。いずれの結果も, 載荷時の応力増分とひずみ増分は直線関係にあり, 弾性変形時のクリープ試験体と強度試験体の応力-ひずみ関係の傾きは, 段階的に荷重増加させたCASE-2を含め, おおむね一致した。また, 弾性変形時のポアソン比 μ はいずれの試験ケースもおおむね 0.2 であった。

(3) 全ひずみの測定結果

図-5に, 載荷方向の材齢 t 日でのクリープ試験体の全ひずみ $\epsilon_c(t, t')$ の実測値を示す。材齢 600 日付近での各試験ケースの $\epsilon_c(t, t')$ はほぼ安定しており, $\epsilon_c(600, t')$ は, CASE-1で約 $3,100 \times 10^6$, CASE-2で約 $2,700 \times 10^6$, CASE-3で約 $2,000 \times 10^6$, CASE-4で約 $1,700 \times 10^6$, であった。ま

た, 無載荷試験体で20度封かん条件の CASE-1' と追随+20℃封かん条件の CASE-4' の自由ひずみ $\epsilon_{sh}(600)$ は, それぞれ約 250×10^6 , 約 80×10^6 , であった。両者の差の原因には, 測定開始材齢の違い以外に, CASE-4では初期高温履歴により材齢28日以前に自己収縮が卓越し, その後の増進が小さくなったことが考えられる。筆者らは, 既報⁷⁾において, こうした初期高温履歴の自己収縮への影響を確認している。

(4) クリープひずみおよびクリープ係数

図-6に, 材齢 t' 日で載荷した載荷方向のクリープひずみ $\epsilon_c(t, t') \times 10^6$ の実測値を, 図-7に実測値より算出したクリープ係数 $\phi_c(t, t')$ の経時変化を示す。 $\epsilon_c(t, t')$ および $\phi_c(t, t')$ はそれぞれ式(1)および式(2)より求めた。

$$\epsilon_c(t, t') = \epsilon_c(t, t') - \epsilon_{sh}(t') - \epsilon_{sh}(t) \tag{1}$$

$$\phi_c(t, t') = \epsilon_c(t, t') / \epsilon_c(t') \tag{2}$$

$\epsilon_c(t, t')$ の算出の際, CASE-2 では $\epsilon_c(t')$ を載荷材齢 7, 14, 28日それぞれの弾性ひずみ増分とし, CASE-3 では $\epsilon_{sh}(t)$ を材齢28日以降の増分とした。

CASE-1 と CASE-2 は, 載荷開始材齢および材齢28日以降の $\sigma(t)$ が同じだが, CASE-2 の載荷応力は開始時では CASE-1 より小さく, 段階的に増加させている。両者の $\epsilon_c(t, t')$ と $\phi_c(t, t')$ を比較すると, 測定期間を通じて CASE-2 の結果が CASE-1 の結果よりも小さくなった。

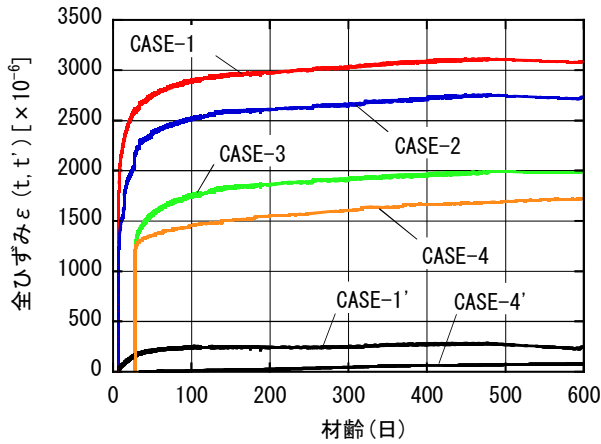


図-5 全ひずみの経時変化

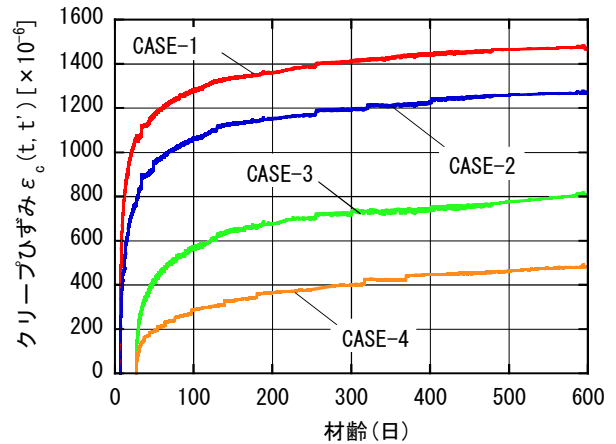


図-6 クリープひずみの経時変化

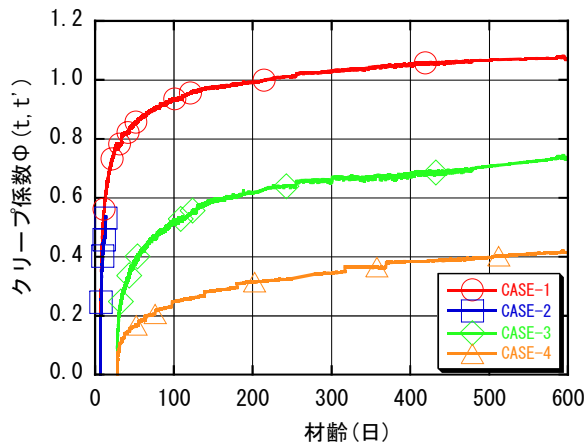


図-7 クリープ係数の経時変化

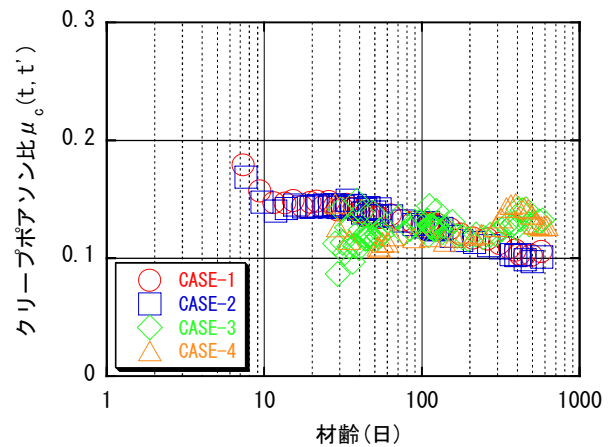


図-8 クリープポアソン比の経時変化

一方、CASE-1 と CASE-3 は荷重応力が同じであるが、荷重材齢は CASE-1 のほうが早い。両者の $\epsilon_c(t, t')$ および $\phi(t, t')$ を比較すると、荷重材齢 $t'=7$ 日の CASE-1 が $t'=28$ 日の CASE-3 よりも初期の進行速度が速く、早い時期に一定値に安定し、測定期間を通じて大きい結果となった。シリーズ1の結果より、クリープの進行特性として、クリープひずみ $\epsilon_c(t, t')$ およびクリープ係数 $\phi(t, t')$ は荷重応力が大きく荷重材齢が早いほど大きくなり、最終的な荷重応力が同じでも荷重材齢の違いや荷重応力の変動により終局値が異なることが明らかとなった。

CASE-3とCASE-4は荷重条件が同じで荷重前の養生条件が異なる。両者の $\epsilon_c(t, t')$ および $\phi(t, t')$ を比較すると、追従 +20℃封かん条件であるCASE-4の $\epsilon_c(t, t')$ および $\phi(t, t')$ は、20℃封かん条件のCASE-3よりも測定期間を通じて小さく、それぞれ20℃封かん条件の60%程度であった。このことより、初期高温履歴によりコンクリートのクリープひずみは小さくなり、それよりも長期材齢に荷重された場合のような長期ひずみ性状を示すことが明らかとなった。この要因に、初期高温履歴によるコンクリート内部組織の緻密化¹¹⁾が考えられる。

(5) クリープポアソン比

図-8に、式(3)により求めたクリープポアソン比 $\mu_c(t, t')$ の経時変化を示す。

$$\mu_c(t, t') = -\epsilon_{Hc}(t, t') / \epsilon_c(t, t') \quad (3)$$

ここに、 $\epsilon_{Hc}(t, t') : \epsilon_c(t, t')$ と同様にして求めた荷重直交方向のクリープひずみ

いずれの試験ケースも $\mu_c(t, t')$ は弾性変形時のポアソン比 0.2 よりも小さく、材齢とともに徐々に小さくなる傾向にあり、おおむね0.10～0.15の範囲にあった。

4. 従来クリープ予測式の F_c150N/mm^2 クラスの超高強度コンクリートへの適用性

代表的なクリープ予測式としてCEB-FIP MC90式¹²⁾、比較的高強度域を対象とし導出されたJSCE式²⁾およびJCI式³⁾を用い、実測値への適用性を検討した。ここで、MC90式とJSCE式は、その精度がJCI研究委員会により圧縮強度120N/mm²程度までの範囲で±40%、すなわち推定値には40%程度の誤差を含むことが示されている¹⁾。

また、荷重が段階的に増加する場合のクリープひずみは、重ね合わせの原理に基づき、変動応力の増分 $\Delta\sigma(t)$

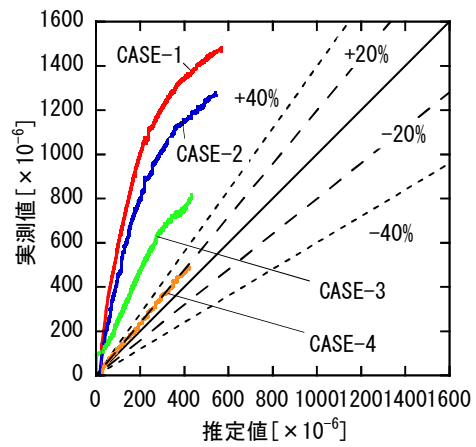
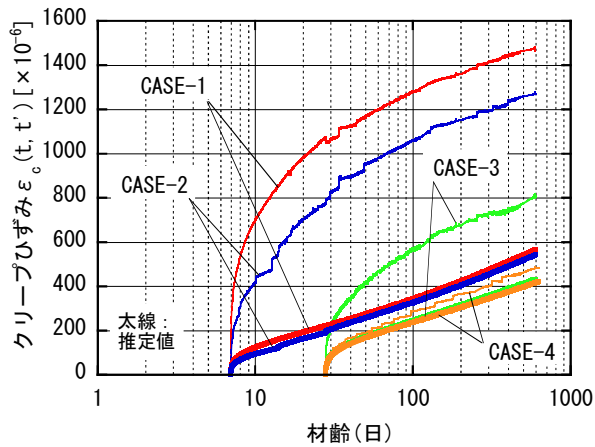


図-9 MC90 式による推定値と実測値との比較

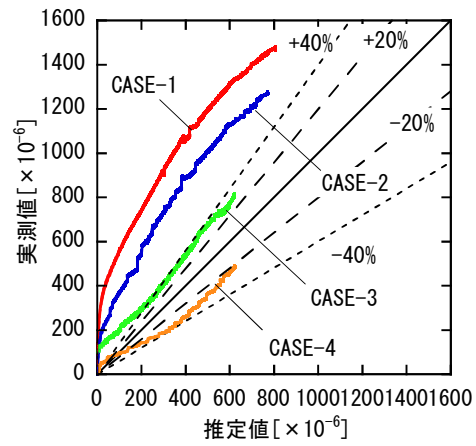
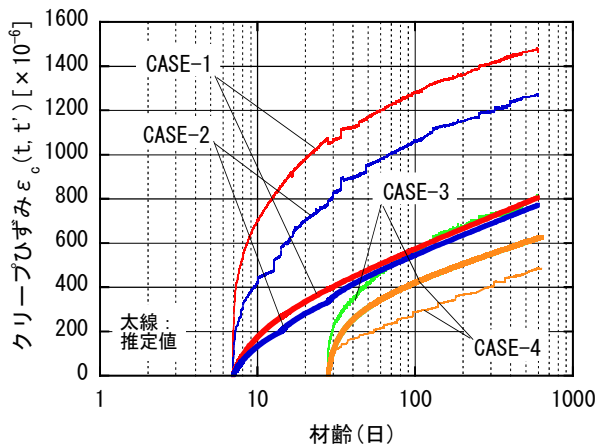


図-10 JSCE 式による推定値と実測値との比較

に対するクリープひずみ $\Delta \epsilon_c(t, t')$ を算出し加算することで求めた。すなわち、CASE-2 の $\epsilon_c(t, t')$ の算出に際し、材齢 7~14 日での $\Delta \sigma(t')$ を 36.6 N/mm^2 、14~28 日での $\Delta \sigma(t')$ を $42.6 - 36.6 = 6.0 \text{ N/mm}^2$ 、28~600 日での $\Delta \sigma(t')$ を $48.3 - 42.6 = 5.7 \text{ N/mm}^2$ とした。

(1) 各予測式による推定値と実測値の比較

a) MC90 式の検討

MC90 式の適用範囲は、材齢 28 日圧縮強度が $20 \sim 90 \text{ N/mm}^2$ の範囲であり、基本式が式 (4) で表される。

$$\phi_{\text{CEB}}(t, t') = \phi_0 \times \beta_c(t-t') \quad (4)$$

$$\beta_c(t-t') = \left[\frac{t-t'}{\beta_H + (t-t')} \right]^{0.3} \quad (5)$$

ここに、 ϕ_0 : 終局クリープ係数、 β_H : 載荷後の経時変化に伴うクリープの進行速度を表す係数、ただし、 $\phi_{\text{CEB}}(t, t') = \phi(t, t') \times E(28)/E(t')$

MC90 では、クリープ係数は載荷時弾性ひずみ $\epsilon_e(t')$ ではなく、「材齢 28 日の弾性ひずみ $\epsilon_e(28)$ に対するクリープひずみ $\epsilon_c(t, t')$ の比」と定義されている点に注意を要する。ここでは混乱を避けるため、MC90 式におけるクリープ係数を $\phi_{\text{CEB}}(t, t')$ と表した。

MC90 式は、クリープの進行特性を、載荷材齢 t' 、材

齢 28 日圧縮強度 $f(28)$ 、相対湿度および仮想部材厚、より定まる係数である ϕ_0 と β_H で定義し、このなかで載荷材齢によるクリープの進行特性の変化を t' により与えている。

図-9に、MC90 式により算出した推定値と実測値とを比較した結果を示す。推定値算出の際、MC90 式の入力項である相対湿度に 100%、および材齢 28 日圧縮強度に実測値を適用している。20℃封かん条件の CASE-1 ~ CASE-3 は、いずれも載荷応力が大きく載荷材齢が早いほど推定値は実測値を小さく評価する結果となり、±40%の精度確保は難しい結果であった。しかし、追従 +20℃封かん条件の CASE-4 の実測値と推定値は比較的对応がよく、柱構造物の中心部付近に近い初期高温履歴の影響を大きく受けたコンクリートで、載荷材齢が 28 日程度かつ応力強度比 $\sigma(t)/f(t') = 0.3$ 程度の場合は、MC90 式での予測が可能と考えられる。

b) JSCE 式の検討

JSCE 式の導出は圧縮強度 120 N/mm^2 までのデータベースに基づき検討されており、その適用範囲は圧縮強度で $55 \sim 80 \text{ N/mm}^2$ とされている。JSCE 式は極めて簡便な式ながら、±40%の精度が示されている点に特徴があり¹⁾、単

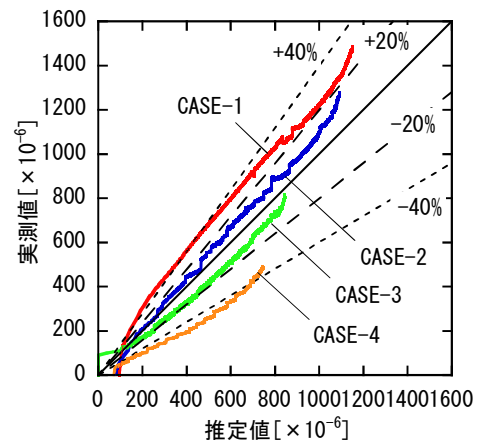
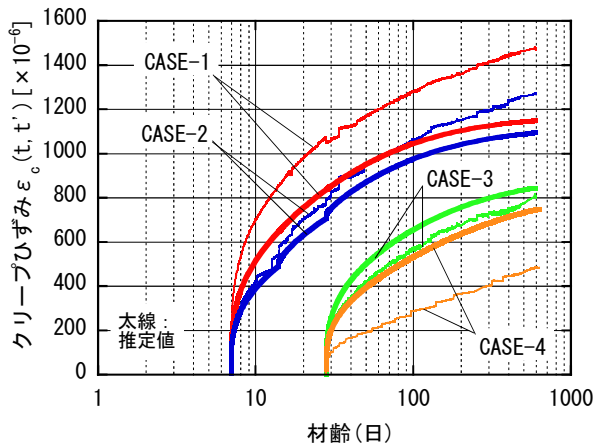


図-11 JCI 式による推定値と実測値との比較

位クリープひずみを式(6)で与える。

$$\varepsilon_c(t, t') / \sigma(t) = \{4W(1-RH/100)+350\} \div \{12+f(t')\} \times \log(t-t') \quad (6)$$

ここに、 $\varepsilon_c(t, t') / \sigma(t)$: 単位クリープひずみ [$\times 10^{-6}/(N/mm^2)$]、 W : 単位水量 [kg/m^3] ($130 \leq W \leq 230$)、 RH : 相対湿度 [%] ($40 \leq RH \leq 90$)、ただし、 $f(t') \leq 80N/mm^2$

JSCE 式は、クリープの進行特性の変化を載荷材齢 t' ではなく載荷時の圧縮強度 $f(t')$ で考慮している。 $f(t')$ は初期高温履歴に依存する物性値である点で、JSCE 式は MC90 式に比べ合理的と考えられる。

図-10に、JSCE 式により算出した推定値と実測値とを比較した結果を示す。JSCE 式の入力項である相対湿度には、封かん条件で試験を実施したため、範囲外であるが 100% を適用した。また、単位水量に $150kg/m^3$ 、載荷時の圧縮強度に実測値を適用している。20℃封かん条件のうち、載荷材齢 $t'=7$ 日の CASE-1 および CASE-2 は、いずれも実測値は推定値の $\pm 40\%$ の範囲を外れ、載荷応力が大きく載荷材齢が早いほど推定値は実測値を小さく評価する結果となった。しかし、載荷材齢 $t'=28$ 日の CASE-3 および CASE-4 は、いずれも実測値は推定値の $\pm 40\%$ の範囲にあり、比較的若材齢である場合や載荷応力が大きい場合は難しいものの、そうでない場合は初期高温履歴を受けた場合を含め、 $\pm 40\%$ の推定精度確保は可能と考えられる。ただ、20℃一定条件の CASE-3 と追随 +20℃封かん条件の CASE-4 について、両者の実測値の差に比べ推定値の差が非常に小さい。JSCE 式の更なる精度向上には、初期高温履歴の程度を評価し、推定値について、初期高温履歴の影響の大きい場合に小さく、初期高温履歴の影響の小さい場合に大きく補正する必要があると考えられる。

c) JCI 式の検討

JCI 式は、MC90 式を修正し $f(28)$ が $89.7 \sim 126N/mm^2$

の範囲より導出されたものであり、式 (7) ~ (9) で表される。

$$\phi_{CEB}(t, t') = \phi_0 \times \left\{ \frac{t-t'}{\beta_H + (t-t')} \right\}^{0.3} \quad (7)$$

$$\phi_0 = 0.826 \times \{E(t')/E(28)\}^{-1.67} \quad (8)$$

$$\beta_H = 0.0588 \times \exp\{7.75E(t')/E(28)\} \quad (9)$$

JCI 式は、MC90 式を修正して ϕ_0 と β_H それぞれを載荷時の弾性係数 $E(t')$ や載荷時の圧縮強度 $f(t')$ の関数としている。JCI 式は、特に若材齢時でのクリープの進行特性の変化や初期高温履歴の影響の評価といった点で、今回取り上げた予測式のなかで最も合理的な予測式と考えられる。図-11に、JCI 式により算出した推定値と実測値とを比較した結果を示す。推定値算出の際、JCI 式の入力項である載荷時の弾性係数と材齢28日の弾性係数に実測値を適用している。

いずれの結果も実測値は推定値の $\pm 40\%$ の範囲内であった。そのなかで、載荷材齢が早く載荷応力が大きいほど推定値は実測値を小さく評価する傾向が見られた。また、追随 +20℃封かん条件の CASE-4 の場合、実測値は推定値 $\pm 40\%$ の範囲内ではあるが、推定値は実測値を過大評価し、他の予測式に比べ最も推定精度が低かった。実構造物の挙動を予測する場合は、初期高温履歴の影響の大きい条件での高精度な予測が求められる場面も多いと考えられ、条件によっては JCI 式の選択が必ずしも最適解とは限らない点に留意が必要である。ただし、JCI 式は若材齢時の自己収縮応力評価を主眼とし、今回のコンクリート強度範囲外のデータより導出されている。このため、コンクリートの強度レベルや載荷材齢等について検討範囲を拡大し修正することにより、精度向上が見込まれると考えられる。

(2) まとめ

表-5に、今回の試験結果における各予測式による推定精度の評価結果を示す。推定精度の評価は、実測値が推

表-5 各予測式による推定値の精度

養生条件 載荷材齢(日)	20℃封かん			追随+20℃封緘			備考
	7	14	28	7	14	28	
JCI式	MC90式	×	×	×	-	-	◎
	JSCE式	×	×	○	-	-	○
	JCI式	○	◎	◎	-	-	○

◎：実測値が推定値±20%内
○：実測値が推定値±40%内
×：実測値が推定値±40%を外れた

定値の±40%を外れる、すなわち予測式を圧縮強度 120N/mm² 程度までの範囲で適用した場合に比べ推定精度が低いものと、実測値が推定値の±40%以内のもの、および±20%以内のもの、の3種類に分類した。

今回取り上げた従来クリープ予測式は、いずれもクリープの進行特性の変化を考慮している。しかし、いずれの予測式を用いた場合も、載荷応力が大きく載荷材齢が早いものほど、また初期高温履歴の影響が小さいものほど、推定値は実測値を小さく評価する結果となり、試験範囲全体を通しての±20%以内での推定精度の確保はできなかった。いずれの推定式を用いる場合も、更なる推定精度向上には、クリープの進行特性の変化について、載荷応力や載荷材齢および初期高温履歴の影響を適切に考慮した補正が必要と考えられる。そうしたなかで、今回取り上げたクリープ予測式で最も適用範囲の広いものは JCI 式であり、±40%の推定精度であった。

5. まとめ

Fc150N/mm² 級の超高強度コンクリートのクリープ特性について、本検討で得た知見をまとめる。

- ① 長期段階載荷における弾性変形時の応力 - ひずみ関係は、材齢と養生条件を同じくした静弾性係数試験の結果と同等である。
- ② 載荷材齢が早く載荷応力が大きいほど、クリープひずみの進行速度は速く、一定値への収束も早い。また、終局クリープひずみは大きくなる。
- ③ 弾性変形時のポアソン比は 0.2 程度であり、クリープ試験時のポアソン比は 0.10～0.15 の範囲にある。
- ④ 柱構造物中心部の初期高温履歴を受けたコンクリートのクリープひずみは、同材齢で載荷した20℃一定条件でのコンクリートの結果の約60%になる。
- ⑤ クリープひずみの予測に従来予測式をそのまま用いた場合、実測値と推定値が乖離する場合があります。推定精度向上には載荷応力や載荷材齢および初期高温履歴の影響の適切な評価が必要である。
- ⑥ 従来予測式のなかで、JCI 式は比較的適用範囲が広く、載荷材齢および載荷応力の影響もある程度の精度で反映可能である。

本報告は限られた実験範囲のなかでの検討結果であり、クリープひずみ予測精度向上のためには、載荷条件や初期高温履歴の程度の影響について、更なる知見の集約が必要である。また、今回はφ100mm×200mm封かん条件の試験体について検討したが、乾燥状態や部材寸法の影響について等、検討していくことが必要と考える。

謝辞：ここで報告した試験データは、当社と(株)フジタによる共同研究成果の一部です。関係諸氏には多大なるご協力、有益なご意見を頂きました。ここに記し厚く謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構物のクリープおよび収縮による時間依存変形に関するシンポジウム委員会報告書, pp.101-121, 2001.7
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書[構造性能照査編], pp.30-31, 2002
- 3) 日本コンクリート工学協会：コンクリートの自己収縮研究委員会報告書, pp.98-113, 1996.11
- 4) 寺西浩司ほか：Fc150N/mm²クラスの超高強度コンクリートのクリープおよび自己収縮, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.27, No.1, pp.499-504, 2005
- 5) 小室努ほか：超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の長期圧縮特性, 日本建築学会構造系論文集, 大 605号, 151-158, 2006.7
- 6) 片寄哲務ほか：初期高温履歴を受けた超高強度コンクリートの圧縮クリープ性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.29, No.1, pp.-, 2007
- 7) 松田拓ほか：初期高温履歴を受けた超高強度コンクリートの自己収縮特性, 三井住友建設技術研究所報告, Vol.4, 2006
- 8) 松田拓ほか：載荷条件が超高強度コンクリートの圧縮クリープ特性に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.29, No.1, pp.-, 2007
- 9) 特集*標準化を待つ試験方法：JIS 原案 コンクリートの圧縮クリープ試験方法(案), コンクリート工学, Vol.23, No.3, pp.55～56, 1985.3
- 10) 後藤和正ほか：高強度コンクリートの圧縮クリープ性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.2, pp.625-630, 2000
- 11) 河上浩司ほか：低熱ポルトランドセメントとシリカフュームを併用した結合材モルタルの圧縮強度と内部組織に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.599, pp.1-7, 2006.1
- 12) Comite Euro-international du Beton : CEB-FIP MODEL

実施工における高強度コンクリートの品質管理

Quality Management of High-Strength Concrete on Construction Site

河上 浩司 HIROSHI KAWAKAMI

松田 拓 TAKU MATSUDA

西本 好克 YOSHIKATSU NISHIMOTO

東京建築支店 蓮尾 孝一 KOICHI HASUO

東京都江東区豊洲地区にて、52階建てタワー型超高層集合住宅を含む総戸数約1,500戸に及ぶ大規模開発を行い、そのなかでコンクリートの設計基準強度として当社で最高となる設計基準強度120N/mm²と、設計基準強度100N/mm²の高強度コンクリートの打設を行った。これらの高強度コンクリートは2006年の夏期に2つのレディーミクストコンクリート工場で製造し打設したが、それぞれ安定した品質管理結果が得られた。

キーワード：高強度コンクリート、品質管理、フレッシュ性状、圧縮強度

Large-scale development including 52-storied super high-rise housing is under construction at Toyosu in Tokyo. The high-strength concrete of Fc120N/mm² and Fc100N/mm² that is the highest as specified design strength in our company was used for the housing. The high-strength concrete was mixed at two ready mixed concrete factories in summer, 2006 and steady results of quality control were obtained, respectively.

Key Words: High-Strength Concrete, Quality Management, Fresh Properties, Compressive Strength

1. はじめに

現在、東京都江東区の豊洲地区では各所で再開発が行われ、IT企業や大学の移転、集合住宅の建設、さらには大型商業施設がオープンするなど新しい都市に変貌しつつある。ここで、当社は豊洲2丁目の一角で超高層集合住宅を建設しており、設計基準強度（以下、Fcと記す）100N/mm²以上の高強度コンクリートを施工する機会が得られた。本報では、当社としてこれまでの最高強度となるFc120N/mm²の高強度コンクリートや、2件目の施工となるFc100N/mm²の高強度コンクリートについての品質管理結果を報告する。



図-1 全体配置図概要

2. 工事概要

プロジェクトの全体配置図を図-1に示す。本プロジェクトは、東京湾（敷地北西側）に面した延べ28,900m²の敷地内に、52階建てタワー型超高層集合住宅棟（A棟）を1棟、32階建て板状超高層集合住宅棟（B棟）を1棟、7階建て中層集合住宅棟（C棟）を1棟、その他駐車場施設などの付随施設を建設するもので、A棟では最

表-1 A棟建物概要

敷地面積	14,001.29m ²
建築面積	7,553.82m ²
延床面積	120,948.50m ²
構造規模	RC造 地上52階 棟屋2階 地下1階

高Fc120N/mm²、B棟では最高Fc60N/mm²の高強度コンクリートを使用した。本報告では、Fc100N/mm²以上の高強度コンクリートを施工したA棟における管理結果について報告する。A棟の建物概要を表-1に示す。

表-2 コンクリート設計基準強度区分

単位: N/mm²

階	柱	大梁	床	壁
PH	30	36,30	36,30	30
48-52	48	36	36	-
42-47	54,48	42	36	-
36-41	60,54	42	36	-
25-35	70,54	48	36	-
21-24	70,60	48	36	-
15-20	80,60	48	36	-
4-14	100,60	48	36	-
1-3	120,100	48	48	-
B1	80	48	48	48

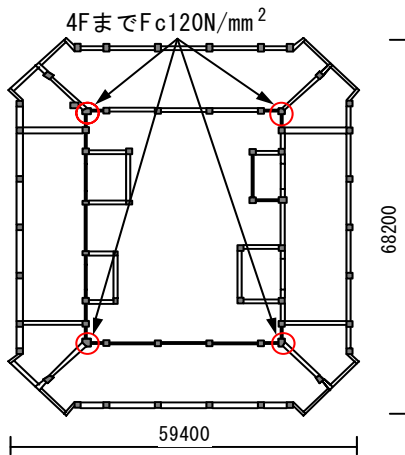


図-2 基準階伏図

単位: mm

表-3 コンクリート概要と管理基準

	A工場	B工場	
Fc(N/mm ²)	100	100	120
結合材	SFC	L+SF	L+SF+Ex
mSn (N/mm ²)	28 _{S91}	56 _{S91}	
	0	15	
構造体補正強度(N/mm ²)	100	115	135
変動係数(%)	6	6	6
調合強度(N/mm ²)	112	129	151
目標空気量(%)	2±1.5	1.5, +1.5,-1.0	1.5, +1.5,-1.0
目標スランプフロー(cm)	65±10	65±10	70±10
コンクリート温度(°C)	5~35	5~40	
出荷時期	2006/6/28~9/1	2006/7/6~9/5	2006/7/7~9/5
総出荷量(m ³)	470	282	77

表-4 使用材料

	材料名	種類	記号
A工場	結合材	シリカフェュームプレミックスセメント	SFC
	細骨材	千葉県万田野産山砂	S1
	粗骨材	埼玉県両神産硬質砂岩砕石	G1
	化学混和剤	高性能減水剤	SP1
B工場	結合材	低熱ポルトランドセメント	L
		シリカフェューム	SF
		膨張材	Ex
	細骨材	千葉県富津産山砂	S2
		高知県鳥形山産石灰石砕石	S3
	粗骨材	茨城県岩瀬産硬質砂岩砕石	G2
化学混和剤	高性能減水剤	SP2	

表-5 コンクリート調合

工場	Fc (N/mm ²)	W/B (%)	Air (%)	単位量(kg/m ³)								SP (B*%)
				W	SFC/L	SF	Ex	S1	S2	S3	G1/G2	
A工場	100	20.7	2.0	150	725	-	-	702	-	-	875	2.15
B工場	100	22.7	1.5	140	555	62	-	-	520	356	827	1.75
	120	15.4	1.5	150	857	97	20	-	322	221	827	2.37

次に、A棟の各部材で使用した高強度コンクリートの設計基準強度区分の一覧を表-2に、基準階部分の平面形状を図-2に示す。Fc100N/mm²以上の高強度コンクリートは、1階から14階までの柱に使用され、特に、図-2に示す基準階平面における内周四隅の柱(図中の○印)では、4階床レベルまでFc120N/mm²の高強度コンクリートが使用された。

コンクリート部材のうち、3階途中までの柱は主にバケットを用いて、2階までの梁と床は主にコンクリートポンプを用いて現場打設を行った。それより上層では、接合部など一部を除いてプレキャストコンクリート部材を使用した。

部材の寸法として、たとえば現場打設した下層階の柱部材では、1,150 × 1,150mmから1,300mm × 1,300mm程度と非常に大きい断面となっている。

3. コンクリート工事

(1) コンクリート概要

本工事において、Fc100N/mm²以上のレディーミクストコンクリートは、東京都内のレディーミクストコンクリート工場(生コン工場)の2工場(A工場、B工場と称す)から出荷を行った。各生コン工場から出荷した高強度コンクリートの概要と管理基準値とを表-3に示す。A工場とB工場のどちらも構造体コンクリートの管理材齢(n日)は91日であるが、使用するコンクリートの管理材齢(m日)はA工場では28日、B工場では56日と異なる。その結果、同じFc100N/mm²のコンクリートであっても、構造体コンクリート強度補正值(mSn値)が異なり、算出される構造体補正強度そして調合強度が異なっている。また、管理値の目標値を定めるにあたり、各種指針等^{1),2),3)}に準拠するほか、空気量は硬化コンクリートで必要強度を確保することを考慮し、スランプフロー

値はバケット打設のための流動性や部材への自己充填性を考慮して設定した^{4),5),6)}。

(2) 使用材料とコンクリート調合

各工場で製造する高強度コンクリートに使用した材料を表-4に、製造した高強度コンクリート調合を表-5に示す。A工場では、セメント工場であらかじめシリカフェームがプレミックスされた特殊セメント（SFC）を使用した。この特殊セメントは、低熱ポルトランドセメントをベースとして、シリカフェームが内割り10%程度置換されている。一方、B工場では低熱ポルトランドセメント（L）をベースにして内割10%（質量比）をシリカフェーム（SF）で置換したものを結合材として使用した。この場合、シリカフェームはオキシカルボン酸を用いて水に分散させたシリカフェームスラリーとして混入している⁷⁾。また、Fc120N/mm²のコンクリートでは、自己収縮低減を目的として膨張材（Ex）を20kg/m³混入した。

本工事では、Fc80N/mm²以上のすべてのコンクリートを対象に、火災時の爆裂低減対策として、写真-1に示す粉末状のポリプロピレン樹脂粉末をFc100N/mm²以下では1kg/m³、Fc120N/mm²では3kg/m³混入した。



写真-1 ポリプロピレン樹脂粉末

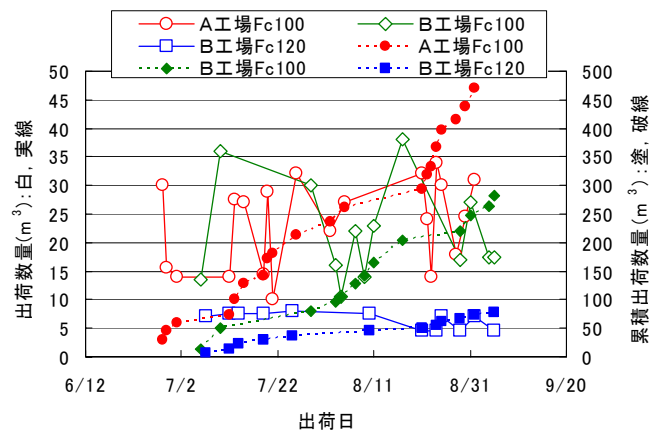


図-3 コンクリート出荷状況

(3) 出荷状況

Fc100N/mm²ならびにFc120N/mm²の高強度コンクリートの出荷状況を図-3に示す。出荷は、2006年の6月末から9月初旬にかけて行った。1日当たりの出荷量をみると、B工場から出荷したFc120N/mm²コンクリートは最大でも一日当たり8.0m³で、総出荷量は77m³となった。一方、Fc100N/mm²コンクリートでは、両工場とも一日当たり10.0m³～37.0m³範囲で打設日ごとに出荷量に差がみられた。出荷日数はA工場のほうが多く、総出荷量は450m³を超えた。B工場は280m³強であるが、品質変動を確認するためには十分な出荷実績が得られた。なお、管理区分を明確にするため、Fc100N/mm²コンクリートを両工場から同一日には出荷することは回避した。

生コン工場における出荷試験時刻と、施工現場での荷卸し試験時刻との時間（ここでは、輸送時間と仮定する）を図-4に示す。輸送時間はおおむね安定しており、施工現場に隣接するA工場ではほとんどが45分以内であった。一方、やや離れたB工場でもほとんどが30分から1時間で輸送された。

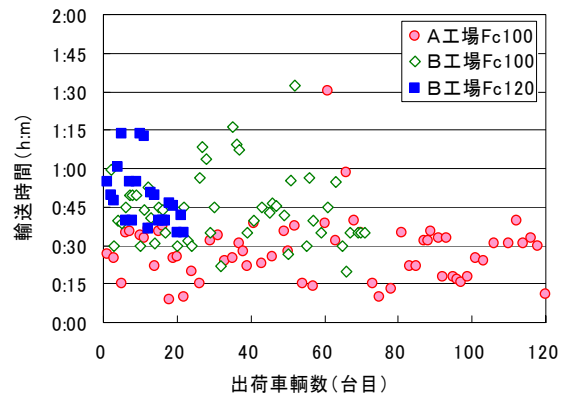


図-4 輸送時間

(4) 施工期間の気象条件

レディーミクストコンクリートを出荷した期間中の気象データについて、施工現場に近く気象条件が比較的似

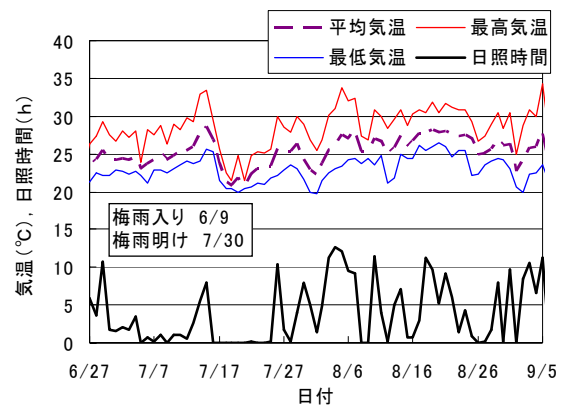


図-5 気象データ（新木場）

表-6 フレッシュ管理結果

			SF (cm)	50cm時間 (sec)	Air (%)	CT (°C)
A工場 Fc100 (出荷120 台)	出荷時 (試験93回)	平均値	70.0	7.7	1.8	32.2
		標準偏差	2.3	2.2	0.3	max 34.5
	荷卸時 (試験64回)	平均値	66.5	7.6	1.6	31.2
		標準偏差	3.9	1.3	0.2	max 34.0
B工場 Fc100 (出荷71台)	出荷時 (試験66回)	平均値	73.3	8.9	1.6	31.5
		標準偏差	1.9	2.2	0.3	max 33.0
	荷卸時 (試験46回)	平均値	67.8	11.2	1.5	31.3
		標準偏差	3.9	3.7	0.3	max 35.0
B工場 Fc120 (出荷22台)	出荷時 (試験20回)	平均値	73.6	13.2	1.5	33.6
		標準偏差	3.6	4.5	0.2	max 36.0
	荷卸時 (試験22回)	平均値	70.5	16.1	1.6	33.2
		標準偏差	4.7	5.5	0.3	max 36.5

ていると考えられるアメダス観測所（新木場）における気象観測データを図-5に示す。2006年は日本の多くの地方で梅雨明けが遅れ、東京地区においても平年より12日遅い7/30に梅雨明けが発表された。気温は梅雨明け前後で大きな差はないが、日照時間は梅雨明け前後で大きな差がみられる。なお、最高気温が30℃を超えた日数は出荷期間の約70日間で23日あり、最も気温が高くなったのは9/5の34.3℃であった。豊洲地区も新木場と同様に臨海部であるため、気温は都心部と比較して若干低い条件であったと考えられる。

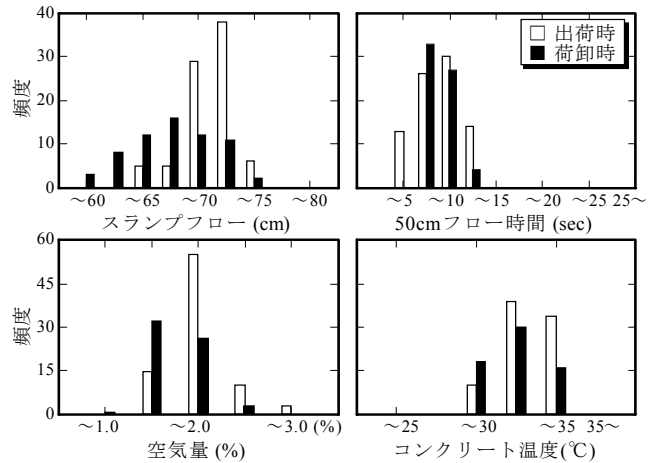
4. 品質管理結果

(1) フレッシュ性状

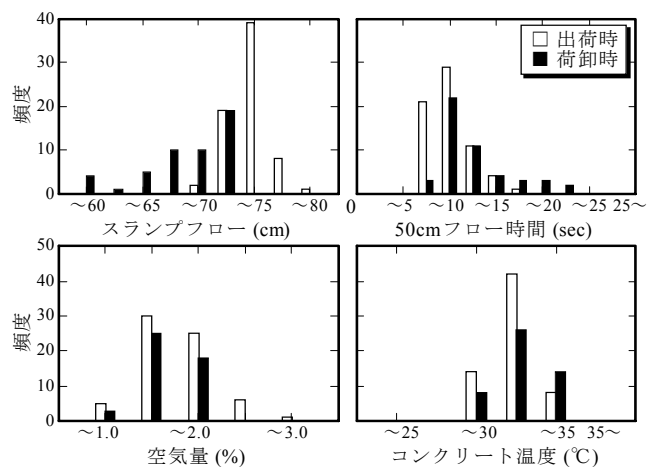
出荷時（生コン工場）と、荷卸し時（施工現場）におけるフレッシュ試験結果を、生コン工場ならびに調査ごとに図-5に、両地点でのフレッシュ試験集計結果を、出荷台数ならびに試験回数とともに表-6に示す。

a) A工場のFc100N/mm²コンクリート

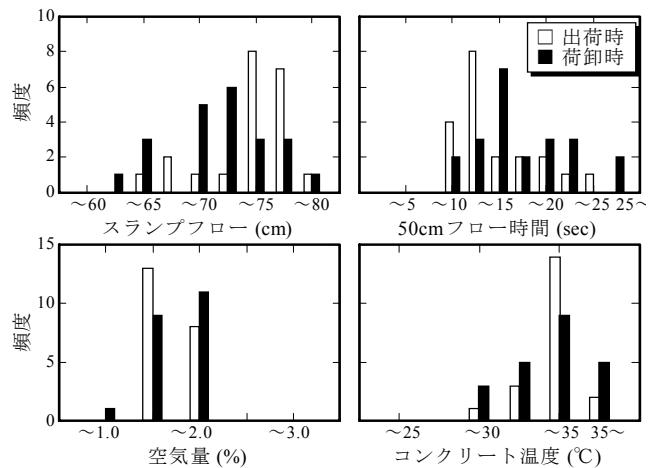
スランプフローは出荷時と荷卸し時ともに、管理範囲である65cm ± 10cmを満足した。スランプフローの分布状況を見ると、出荷時は70cm程度が突出しているが、荷卸し時は全体的にフローロスしてスランプフローが小さくなるとともに分布範囲が広がっている。なお、フローロスの量を表-6における平均値で評価すると3.5cmとなった。50cmフロー時間は、出荷時の4～12秒程度に対し、荷卸し時も6～12秒程度で安定していた。平均値と分布状況は、出荷時と荷卸し時とでほとんど変わらず性状変化が小さい。空気量は、出荷時と荷卸し時ともにほとんどが2.0%以下で安定し、平均値はどちらも目標値である2.0%をわずかに下回った。コンクリート温度は大半が30℃を超え、平均値は31～32℃程度、最高値は34.5℃となった。



(a) 工場A Fc100N/mm²



(b) 工場B Fc100N/mm²



(c) 工場B Fc120N/mm²

図-6 フレッシュ性状

b) B工場のFc100N/mm²コンクリート

スランプフローは、出荷時は75cmを超える結果もあるが、荷卸し時は管理範囲の65cm ± 10cmを満足した。スランプフローの分布状況を見ると、出荷時はほとんどが70～75cmであるが、荷卸し時は分布幅が広がり

形状にも偏りがみられる。フローロスの量を平均値より評価すると、5.5cmとA工場よりやや大きくなったが、これは輸送時間の差によると考えられる。50cmフロー時間は、出荷時と荷卸し時ともに10秒前後の頻度が高いが、分布範囲は6~20秒程度と幅広くなった。特に、荷卸し時では20秒を超える結果もあり、粘性の増加が目立っている。空気量は、出荷時と荷卸し時ともに安定しており、目標値である1.5%とほぼ一致した。コンクリート温度は、平均値は31℃程度、最高値は35.0℃であった。

c) B工場のFc120N/mm²コンクリート

スランブフローは、フローロスを見込んでほとんどを70cm以上で出荷し最大値は78.5cmであった。なお、フローロスを平均値の差で評価すると約3cmとなっている。分布状況は、A工場のFc100N/mm²コンクリートと同様に、荷卸し時では全体的に小さくなるとともに分布範囲が広がっている。50cmフロー時間は出荷時では10秒前後、荷卸し時では15秒程度が最頻値となったが、分布幅は6~20秒程度と幅広く分布し、平均値の差は約3秒となった。50cmフロー時間の分布状況は、B工場のFc100N/mm²コンクリートと同様に偏っている。空気量は、出荷時と荷卸し時ともに安定し、平均値はいずれも目標値である1.5%とほぼ一致した。コンクリート温度の最頻値は32.5~35℃と全体的に高く、最高値は36.5℃に達した。

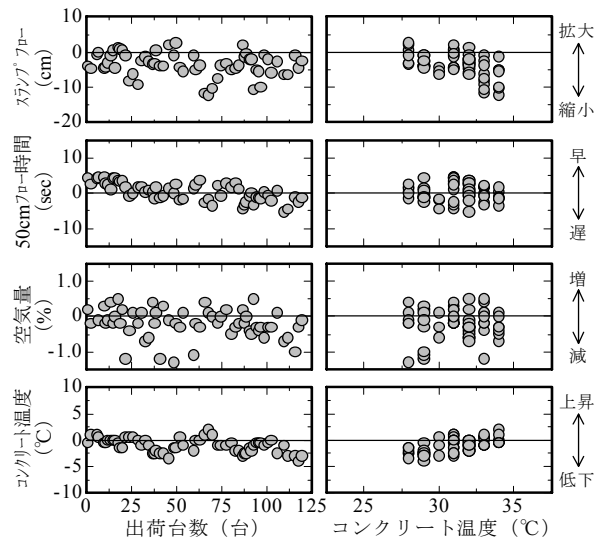
JIS A 5308 やJASS 5では、フレッシュコンクリートの温度は5℃以上35℃以下と規定されているが、今回使用したコンクリートは、コンクリート温度40℃以下の条件で大臣認定を取得している。近年の温暖化や高強度コンクリートの練り時間の長時間化を勘案すると、最高温度35℃以下の規定を満足できない事例は増加すると予想される。また、今回のフレッシュ試験の結果の範囲では、Fc100N/mm²コンクリートのコンクリート温度は35℃以下であったが、極暑期の場合は35℃を超える事例も発生することが予想される。

(2) 経時変化

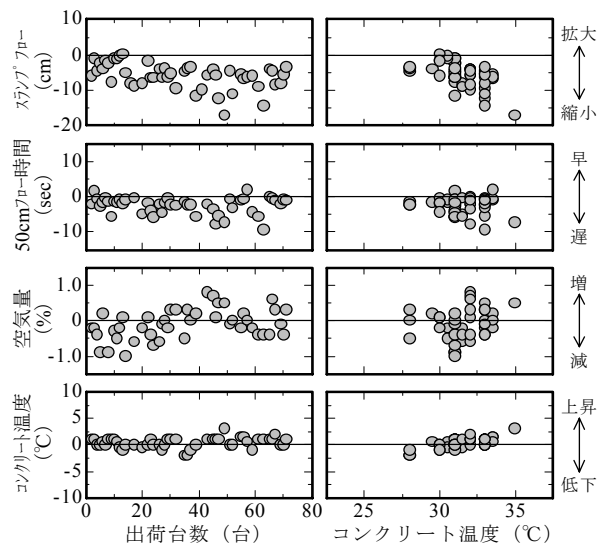
2工場より出荷したコンクリートについて、調査ごとに性状変化量を出荷台数、荷卸し時のコンクリート温度で整理した結果を図-7に示す。

a) A工場のFc100N/mm²コンクリート

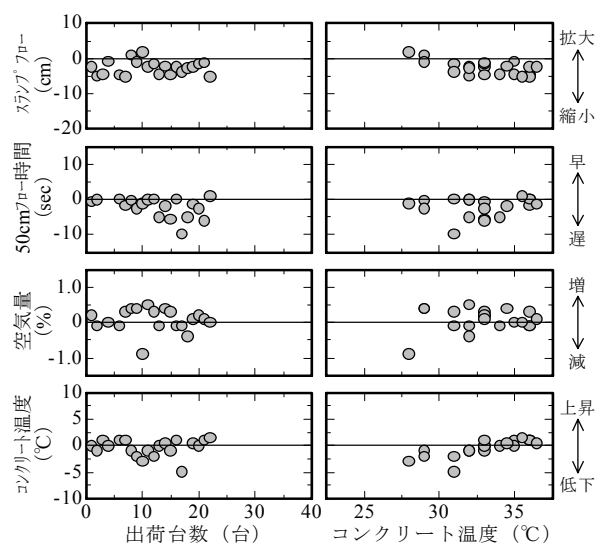
出荷台数との関係として、スランブフローは出荷台数に関係なく運搬中に低下し、なかには10cm以上フローロスするデータもみられた。50cmフロー時間については、出荷時よりも荷卸し時のほうが早いデータもみられ、特に出荷の初期段階ではすべてが早まった。この理



(a) A工場 Fc100N/mm²



(b) B工場 Fc100N/mm²



(c) B工場 Fc120N/mm²

図-7 フレッシュコンクリートの性状変化

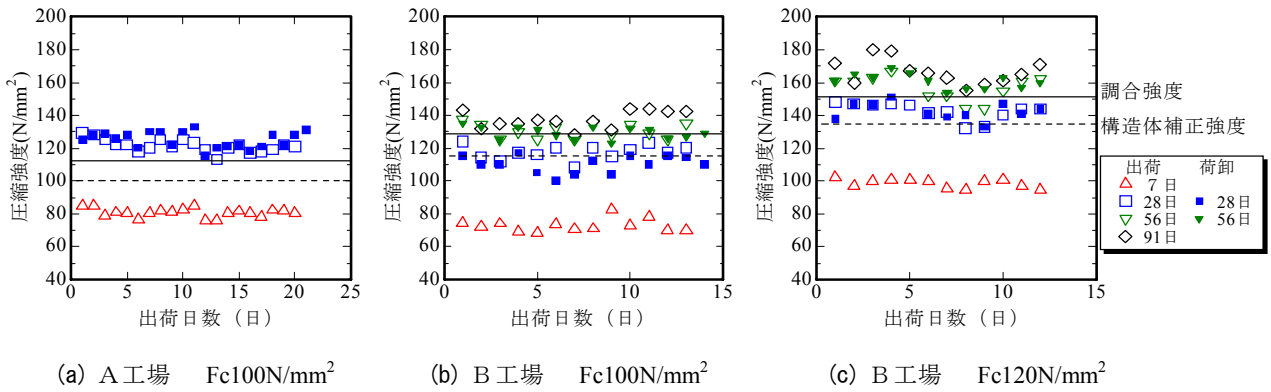


図-8 出荷日ごとの圧縮強度

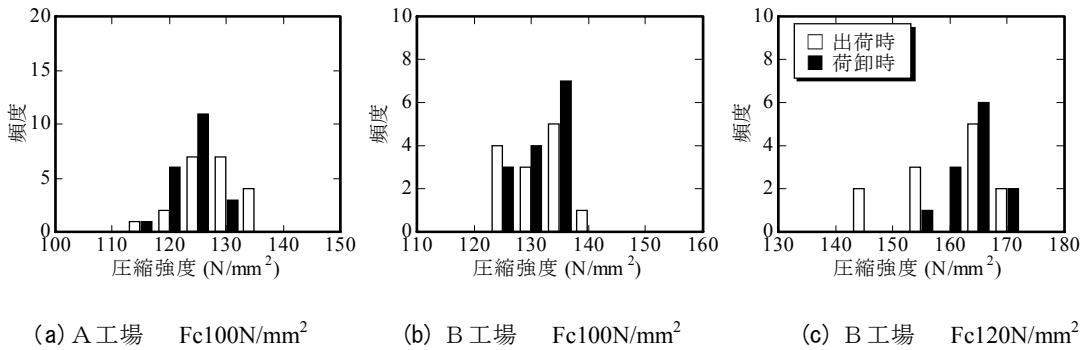


図-9 圧縮強度試験結果の分布

由として、高性能減水剤の効果が少し時間がたった頃に強く現れる後効き状態にあり、運搬時間の短いA工場では50cmフロー時間が早まったことが考えられる。また、出荷期間の途中で梅雨明け(65台目)を迎えたが、スランプフローや50cmフロー時間のどちらも梅雨明けとの関連性は明瞭でなかった。空気量はほとんど変化しないが、1.0%以上低下する事例がみられた。また、コンクリート温度は若干低下することが多かった。

荷卸し時のコンクリート温度との関係としては、温度が高いほどスランプフローは低下し、コンクリート温度は上昇する傾向があった。一方、50cmフロー時間ないし空気量について傾向は確認できなかった。

b) B工場のFc100N/mm²コンクリート

スランプフローは低下し50cmフロー時間は遅くなった。出荷台数との関係として、フローロスはお荷を重ねるとともに若干増加する傾向がみられたが、梅雨明けとなった23台目前後で急激な変化は確認できない。空気量やコンクリート温度の変化に傾向は確認できなかった。

コンクリート温度で整理すると、温度が高いほどスランプフローが低下し、50cmフロー時間が遅くなるデータが目立つ。空気量には傾向はみられないが、コンクリート温度は上昇する傾向がみられた。

c) B工場のFc120N/mm²コンクリート

B工場のFc120N/mm²コンクリートをみると、スランプフローは小さく、50cmフロー時間は遅くなった。特

表-7 圧縮強度試験結果

		出荷時				荷卸時			
		7日	28日	56日	91日	7日	28日	56日	91日
A工場 Fc100	平均値(N/mm ²)	81.2	122	—	—	81.5	125	—	—
	標準偏差(N/mm ²)	3.5	3.8	—	—	6.3	5.0	—	—
	変動係数(%)	4.3	3.1	—	—	7.7	4.0	—	—
B工場 Fc100	平均値(N/mm ²)	72.8	117	130	137	—	110	129	—
	標準偏差(N/mm ²)	4.0	4.4	4.5	5.3	—	5.2	3.8	—
	変動係数(%)	5.5	3.8	3.5	3.8	—	4.7	3.0	—
B工場 Fc120	平均値(N/mm ²)	98.6	142	157	167	—	142	161	—
	標準偏差(N/mm ²)	2.7	5.2	8.0	7.8	—	5.1	4.7	—
	変動係数(%)	2.8	3.7	5.1	4.7	—	3.6	2.9	—

に梅雨明け後の13台目以降では、50cmフロー時間の変化量が大きくなり、なかでも極端に遅くなる結果が目立つ。Fc120N/mm²コンクリートは、夏期の直射日光がフロー時間の遅れに影響を与えたことが考えられる。空気量はやや増加するが、コンクリート温度はほとんど変化しなかった。

コンクリート温度との関係としては、コンクリート温度が高いほどスランプフローは小さくなった。フロー時間や空気量に明確な傾向はないが、コンクリート温度は上昇傾向にあった。

(3) 圧縮強度

出荷日ごとの圧縮強度試験結果を図-8に、分布状況を図-9に、そして管理結果を表-7に示す。

a) A工場のFc100N/mm²コンクリート

材齢28日強度は、ほぼ正規分布していると判断でき

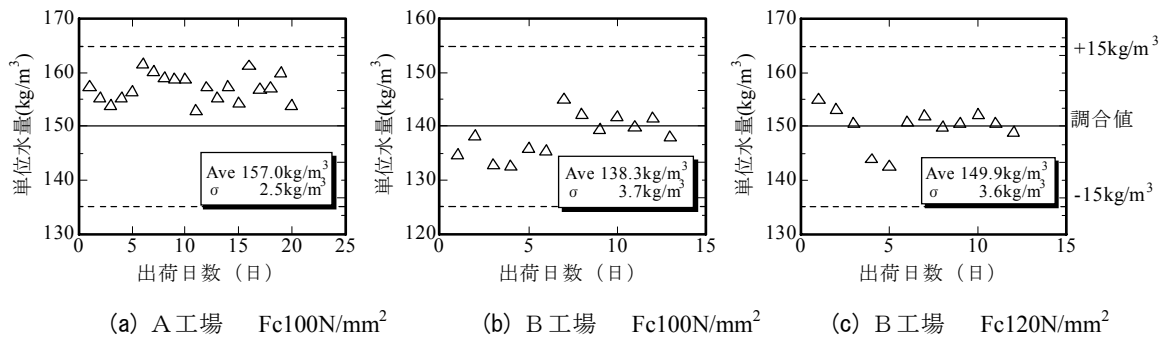


図-10 単位水量測定結果

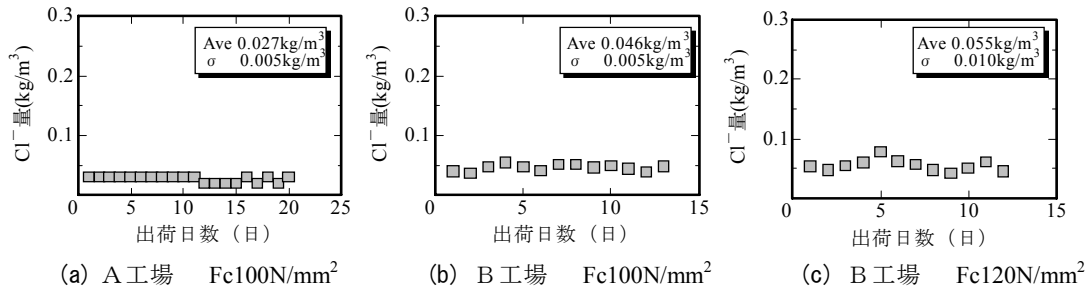


図-11 塩化物イオン量測定結果

る。また、すべての試験結果が調合強度の 112N/mm^2 を上回ったが、これは、調合算定式として試験結果の強度回帰式ではなく95%信頼区間の下限式を用いたことによる。強度回帰式から算出される圧縮強度は、 121N/mm^2 であることから、表-6に示す出荷時の 122N/mm^2 と荷卸し時の 125N/mm^2 は想定どおりの強度が得られたと判断できる。材齢28日の変動係数は出荷時で 3.1%、荷卸し時で 4.0% といずれも設定の 6.0% を満足した。

b) B工場のFc100N/mm²コンクリート

材齢56日強度は調合強度である 129N/mm^2 を挟んで分布した。頻度はほぼ均等となったが、最頻値はやや高強度側にみられた。表-7をみると、材齢56日圧縮強度の平均値は出荷時で 130N/mm^2 、荷卸し時で 129N/mm^2 となった。強度回帰式をそのまま調合算定式として用いたためどちらも調合強度と一致し、想定どおりの強度が得られたと判断できる。また、使用するコンクリートの圧縮強度は、材齢28日の時点で構造体補正強度（指定強度）である 115N/mm^2 までほぼ到達していた。圧縮強度試験結果の日間変動係数は、材齢7日では 5.0% を超えたが、材齢28日以降では 5.0% 未満となり安定していた。

c) B工場のFc120N/mm²コンクリート

材齢28日の時点で構造体補正強度である 135N/mm^2 をほとんどが上回り、材齢56日になると試験結果の分布範囲は調合強度である 151N/mm^2 よりもやや高かった。頻度が最大となった強度は 160N/mm^2 を超え、分布状況は全体的に高強度側に偏っている⁸⁾。表-7をみると、材齢56日圧縮強度の平均値は、出荷時で 157N/mm^2 、荷卸し

時では 161N/mm^2 とどちらも調合強度を上回った。圧縮強度の日間変動係数は、出荷時の材齢56日が最も大きく 5.1% となったが、ほとんどが 4.0% 以下であった。

(4) 単位水量

単位水量は、出荷時に生コン工場にて試料を採取し、高周波加熱乾燥法によって測定を行った。なお、測定には10分程度を要するが、運搬時間中に測定を実施しその変動を確認した。単位水量の測定結果を図-10に示す。

A工場の Fc100N/mm² コンクリートの測定結果の平均値は 157kg/m^3 であり、調合上の値 (150kg/m^3) に対しやや高めとなったが、分布幅は平均値から $\pm 5.0\text{kg/m}^3$ 程度の範囲で安定しており、全体としても調合値に対して $\pm 15\text{kg/m}^3$ を外れることはなかった。

B工場の Fc100N/mm² コンクリートは調合上の値 (140kg/m^3) を挟んでその上下に分布していた。分布幅も $\pm 7.5\text{kg/m}^3$ 程度の範囲に収まり安定していた。

B工場の Fc120N/mm² コンクリートについても、測定結果は調合上の値 (150kg/m^3) の上下に分布し、その変動幅も $\pm 7.5\text{kg/m}^3$ 程度の範囲にあり安定していた。

単位水量は、工場ごとに分布状況に相違はあるが、変動として評価した場合は小さく安定しており、実際のコンクリートにおいても単位水量の変動は小さかったと考えられる。

(5) 塩化物イオン量

塩化物イオン量は、出荷時に生コン工場にて試料を採

取し、電量滴定法により測定した。塩化物イオン量の測定結果を図-11に示す。

いずれの生コン工場や調合においても、コンクリート中の塩化物イオン量は、高強度コンクリートの規定値である 0.30kg/m^3 を大きく下回っていた。使用材料が含む塩化物イオンの平均値とそれぞれの単位量をもとに算出した塩化物イオン量は、A工場の $\text{Fc}100\text{N/mm}^2$ コンクリートでは 0.087kg/m^3 、B工場の $\text{Fc}100\text{N/mm}^2$ コンクリートでは 0.062kg/m^3 、B工場の $\text{Fc}120\text{N/mm}^2$ コンクリートでは 0.093kg/m^3 となり、それぞれの結果の平均値より相当大きい。今回、すべての測定結果が算出値より小さくなる理由として、高強度コンクリートではブリーディングがなく、測定用のサンプル水を得ることが困難であることや、材料中の塩化物イオンのすべてが可溶成分でないこと、可溶成分であってもすぐさま溶出しないことが考えられる⁹⁾。

5. まとめ

2006年6月末から9月上旬にかけて、東京都内の生コン工場2工場より $\text{Fc}100\text{N/mm}^2$ 以上の超高強度コンクリートを出荷し、現場打設を行った。以下に、結果を示す。

- ① フレッシュ性状はおおむね安定し、強度や施工性を考慮し設定した管理範囲にあった。全体的に変動も小さかったが、荷卸し時のスランプフローは若干ばらつきが見られた。
- ② フレッシュ性状の変化として、スランプフローは3～5cm程度ロスし、50cmフロー時間は若干遅くなるとともにばらつきが大きくなる傾向が確認された。
- ③ 圧縮強度は出荷時・荷卸し時ともに安定していた。変動係数は3.0～5.0%程度で、大臣認定取得に当たり想定した6.0%を下回った。
- ④ 圧縮強度はすべて構造体補正強度を満足した。
- ⑤ 単位水量測定結果は安定していた。
- ⑥ 塩化物イオン量は規定の 0.30kg/m^3 を大きく下回った。

今回、すべてのコンクリートが設定した管理値や圧縮強度を満足した。また、脱枠後のコンクリート表面にも充填不良箇所はみられなかったことから、仕上がりと強度ともに高品質なコンクリートを施工できたと考えられる。

謝辞：本検討を行うに当たりデータの収集にご協力いただきました本店建築技術部、東京建築支店豊洲2丁目作業所、住友大阪セメント(株)、東京エスオーシー(株)芝浦工場、そして晴海小野田レミコン(株)の諸氏に謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事，2003
- 2) 日本工業規格：JIS A 5308 レディーミクストコンクリート，2003
- 3) 日本建築学会：高強度コンクリート施工指針・同解説，2005
- 4) 蓮尾ほか：超高強度コンクリートの実用化に関する研究，三井住友建設技術研究所報告，No.1, pp.69-74, 2003
- 5) 西本ほか： $\text{Fc}150\text{N/mm}^2$ 級高強度コンクリートの実用化に向けての検討，三井住友建設技術研究所報告，No.4, pp.113-118, 2006
- 6) 小出，河上ほか： $\text{Fc}150\text{N/mm}^2$ 級高強度コンクリートの実用化に関する研究（その1）実験概要とフレッシュ性状，（その2）強度発現と強度補正值，日本建築学会大会学術講演梗概集，A-1, pp.55-58, 2006
- 7) 小出ほか： 150N/mm^2 級高強度コンクリート用シリカフュームスラリー，セメント・コンクリート論文集，No.60，pp.454-461，2006
- 8) 鈴木ほか：コンクリート圧縮強度レベルと確率分布形状，日本建築学会構造系論文集，No.578, pp.1-6, 2004.4
- 9) 寺内ほか：希釈法による超高強度コンクリートの塩化物イオン濃度試験に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.614, pp.17-22, 2007.4

コンクリートの非破壊圧縮強度推定法の開発

—表面の乾燥が構造体コンクリートの弾性波速度に及ぼす影響—

Development of Nondestructive Inspection Method for Estimating Concrete Strength

—Influence of Surface Dryness on Elastic Wave Velocity of Concrete in Structures—

立見 栄司 EIJI TATSUMI

衝撃弾性波の伝播速度に基づく圧縮強度推定法では、コンクリートの弾性波速度を構造体表面で測定するため、特に乾燥による影響を考慮し、適切に弾性波速度を測定する必要がある。本報告では、構造体を模擬した試験体および構造体コンクリートの一部分を想定した円柱供試体を用いて実験を行い、コンクリート表面の乾燥が構造体コンクリートで測定された弾性波速度に及ぼす影響を明らかにした。

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

In a method for estimating compressive strength of concrete based on the velocity of impact elastic wave, it is necessary to consider the influence of dryness adequately in measuring the elastic wave velocity, because it is measured on the surface of concrete. This paper describes experiments conducted on test specimens modeling concrete structures and cylindrical specimens assuming a part of concrete in structures, and clarifies the influence of surface dryness on the elastic wave velocity measured at the concrete in structures.

Key Words: Concrete in Structures, Nondestructive Inspection, Impact-Elastic Wave, Elastic Wave Velocity, Compressive Strength, Percentage of Moisture

1. はじめに

筆者は、従来の反発度法や超音波法^{1),2)}とは異なる衝撃弾性波の伝播速度（弾性波速度）から圧縮強度を推定する方法、いわゆる「衝撃弾性波によるコンクリートの非破壊圧縮強度推定法」³⁾を開発した。本強度推定法は、表面2点法と呼ばれ、強度を測定する部位に振動検出器を当て、その近傍をハンマーで軽く叩くだけの極めて簡便な方法で圧縮強度が推定できることを特徴としている。

2001年、現場展開を意図して試作機を作製し、場所打ちコンクリート杭の杭頭強度確認⁴⁾を中心に、施工中の構造体コンクリートの強度推定など、新設構造物の強度管理に適用した結果、高い実用性を確認した。

本強度推定法は、コンクリートの弾性波速度を測定し、弾性波速度と圧縮強度との関係を用いて強度を推定しているため、弾性波速度に影響を及ぼす要因が推定精度の低下や誤差を招く可能性がある。そこで、推定精度の向

上および適用範囲を把握する観点から、既往の研究^{5),6),7)}において、コンクリートの使用材料、調合および養生方法など、コンクリートの構成要素が弾性波速度と圧縮強度との相関関係に及ぼす影響について検討した。

また、コンクリートの含水率が超音波速度（音速）に影響を及ぼすことは多くの研究^{8),9)}から知られているが、衝撃弾性波に関する系統的な研究はあまり見られないため、平成16年度は、含水率が弾性波速度に及ぼす影響¹⁰⁾について述べた。

本強度推定法を構造体コンクリートの強度推定に適用する場合、その内部と表面（表層）の弾性波速度が異なることを把握し、また、コンクリート中の鉄筋が弾性波速度に影響を及ぼす特性を把握する必要がある。このため、平成17年度は、構造体コンクリートを模擬した試験体を用いた実験により、弾性波速度の内部特性および鉄筋の弾性波速度がコンクリート表面で測定された弾性波速度に及ぼす影響¹¹⁾について述べた。

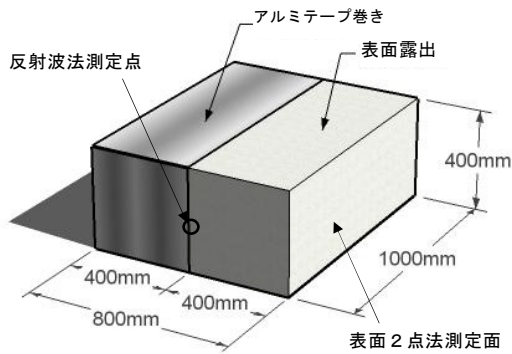


図-1 模擬試験体概要図

近年、場所打ちコンクリート杭に高炉スラグ骨材を用いたスラグコンクリートが場所打ちコンクリート杭などに使用されている。スラグコンクリートの使用実績は極めて少ないため、昨年度、杭頭処理後の強度確認を目的とし、本強度推定法によるスラグコンクリート杭の杭頭強度測定結果¹²⁾について報告した。

本強度推定法における弾性波速度測定は、表面2点法により行っている。表面2点法は、構造体コンクリートの表面で弾性波速度を測定するため、乾燥などが弾性波速度に及ぼす影響により、推定精度を損なう可能性がある。本報告は、表面2点法による強度推定精度の維持・向上に資することを目的とし、構造体を模擬した試験体および構造体コンクリートの一部分を想定した円柱供試体を用いて実験を行い、コンクリート表面の乾燥が構造体コンクリートの表面で測定された弾性波速度に及ぼす影響を検討するものである。

2. 実験概要

(1) 実験の目的および実験項目

コンクリートの弾性波速度は乾燥により含水率が減少すると遅くなる傾向¹⁰⁾がある。コンクリートの乾燥は、表面から進行するため、構造体コンクリートの表面で弾性波速度を測定する表面2点法などの表面法では、強度推定精度に影響を及ぼす重要な問題である。そこで、推定精度の維持・向上に資することを目的として、実験により、含水率および弾性波速度の経時変化を測定し、乾燥による弾性波速度の影響について検討することとした。

実験項目は、①円柱供試体の乾燥と弾性波速度の経時変化、②模擬試験体の乾燥と弾性波速度の経時変化および③模擬試験体の吸水による弾性波速度の変化の3種類とした。実験項目①の円柱供試体の乾燥と弾性波速度の経時変化では、構造体コンクリートの一部分を採取した供試体を模擬した円柱供試体を用い、円柱供試体表面の含水率と弾性波速度の経時変化を測定した。実験項目②の模擬試験体の乾燥と弾性波速度の経時変化では、構造

表-1 使用材料

主材料	種類・性質
セメント	普通ポルトランドセメント(密度3.16g/cm ³ 、比表面積3,300cm ² /g)
細骨材	①栃木県佐野市葛生産・砕砂(表乾密度2.63g/cm ³ 、粗粒率3.20)
	②千葉県佐原市佐原産・陸砂(表乾密度2.62g/cm ³ 、粗粒率1.80)
	*細骨材混合比 砕砂:陸砂=60%:40%
粗骨材	栃木県佐野市葛生産・石灰岩砕石(表乾密度2.70g/cm ³ 、実積率60.0%)
混和剤	AE減水剤:リグニンスルホン酸系化合物ポリオール複合体

表-2 調合、実測のスランプおよび空気量

水セメント比 (%)	s/a (%)	単位置量(kg/m ³)					混和剤 (kg/m ³)	単位容積質量 (kg/m ³)	実測値	
		W	C	S①	S②	G			スランプ (cm)	空気量 (%)
40	44.7	170	425	458	305	972	4.25	2330	13.0	3.5
50	45.1	183	366	468	310	972	3.66	2299	15.0	5.5
60	46.9	181	302	503	333	972	3.02	2291	16.5	4.0

体を模擬した試験体を用い、試験体表面の含水率および弾性波速度の経時変化を測定した。試験体表面の弾性波速度は、乾燥の影響を検討するために、乾燥が進行する場合としない場合について比較した。実験項目③の模擬試験体の吸水による弾性波速度の変化では、乾燥が進行した模擬試験体の測定部位に湿布により吸水させ、弾性波速度の変化を測定した。



写真-1 円柱供試体

(2) 試験体および使用材料・調合

構造体を模擬した試験体は、図-1に概要図を示すように、800W×400H×1,000Lの直方体で、模擬試験体と呼ぶ。試験体の種類は、水セメント比が40、50および60%の3種類とした。また、構造体コンクリートから採取した供試体を模擬するため、φ100×200mmの円柱供試体を前記の水セメント比ごとに3体作製した。

コンクリートは生コンプラント製で、使用材料を表-1に、調合、実測スランプおよび空気量を表-2に示す。セメントを普通ポルトランドセメント、細骨材を栃木県佐野市産の砕砂および千葉県佐原市産の陸砂を混合比6:4、粗骨材を栃木県佐野市産の砕石とした。粗骨材の最大寸法を20mm、単位粗骨材かさ容積を0.60m³/m³とし、目標スランプを15cmおよび目標空気量を4.5%とした。

型枠脱型は打設後7日に行った。模擬試験体は、その半分の乾燥を防止するため、図-1に示すように粘着アルミテープで巻いた。円柱供試体は、構造体コンクリートの一部分を想定し、一端面以外の乾燥を防止するため、写真-1に示すようにアルミテープで巻いた。それぞれは実験室の同一場所で養生した。

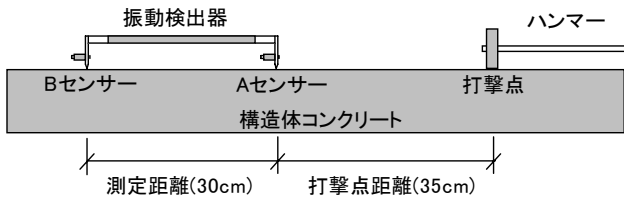


図-2 表面2点法による測定方法

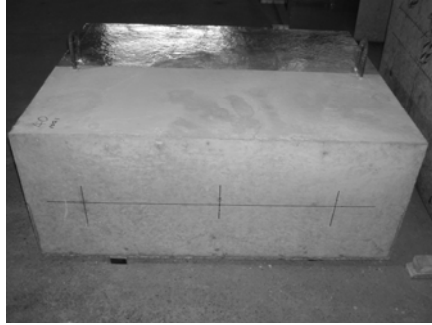


写真-2 測定位置(表面露出)

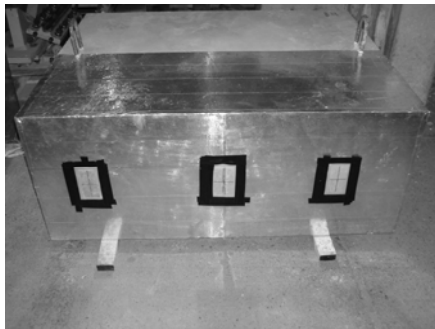


写真-3 測定位置(乾燥防止)

(3) 測定方法

円柱供試体の弾性波速度は、既報⁵⁾と同様に反射波法により測定した。反射波法では、衝撃弾性波の多重反射波を測定し、スペクトル解析により反射波の1次振動数 f_1 および供試体の長さ L から式(1)¹³⁾により弾性波速度 V_p を算出する。

$$V_p = 2L \cdot f_1 \quad (1)$$

一方、動弾性係数 E と棒状体弾性波速度 V_p の関係は式(2)、動弾性係数と半無限体弾性波速度 V の関係は式(3)で表される。なお、 ρ は密度、 ν は動ポアソン比である。

式(2)、式(3)から E を消去することにより、式(4)が求められる。式(4)により、棒状体弾性波速度から半無限体弾性波速度に変換できる。ここに、動ポアソン比を 0.255 と仮定すると、式(4)は式(5)となる。

$$E = \rho V_p^2 \quad (2)$$

$$E = \rho V^2 (1 + \nu) (1 - 2\nu) / (1 - \nu) \quad (3)$$

$$V = \{ (1 - \nu) / (1 + \nu) (1 - 2\nu) \}^{1/2} V_p \quad (4)$$

$$V = 1.1 V_p \quad (5)$$

模擬試験体の弾性波速度測定は、位相法⁶⁾である表面

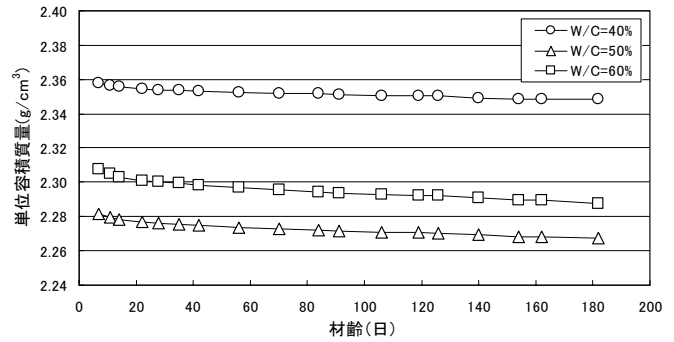


図-3 単位容積質量の経時変化

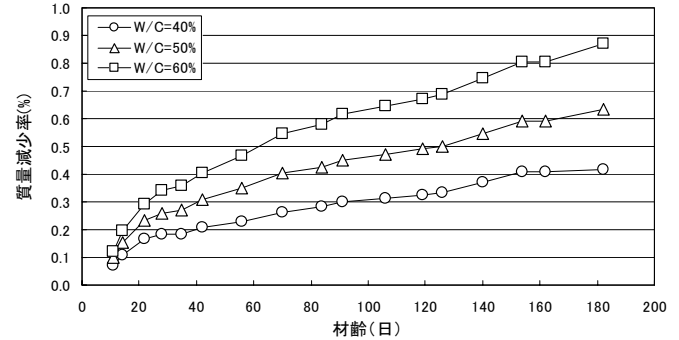


図-4 質量減少率の経時変化

2点法¹⁴⁾により測定した。表面2点法は、図-2に測定方法を示すように、コンクリート表面に設置したA、B二つのセンサーにより、その延長線上を打撃して発生させた衝撃弾性波の位相速度を測定する方法である。

含水率の測定は、接触型水分計により、コンクリート表面で行った。この含水率は、コンクリート表面付近の平均的な値であるため、本報告では計測含水率と呼び検討することとした。

測定は材齢7日から開始し、円柱供試体では質量、含水率および弾性波速度を測定し、模擬試験体では含水率および弾性波速度を測定した。表面2点法による模擬試験体の測定位置を写真-2および写真-3に示す。写真-2にコンクリート打放ち面の測線を示し、本報告では表面露出と呼び、写真-3にアルミテープで巻いた面の測線(測定用の黒枠窓)を示し、乾燥防止と呼ぶこととした。測定間隔は、材齢が40日付近までは3~7日、その後は7~14日とした。模擬試験体の反射波法は、図-1に示すように、端面中央部で行った。

3. 実験結果

(1) 質量減少率の経時変化

単位容積質量の経時変化を図-3に示す。水セメント比が50%の材齢7日の単位容積質量は、表-2に示す調査表の値を下回り、60%のものよりも小さくなった。これは、50%の実測空気量が60%よりも1.0%大きいため、単位容積当たりのコンクリート量が少ないものと考えられる。

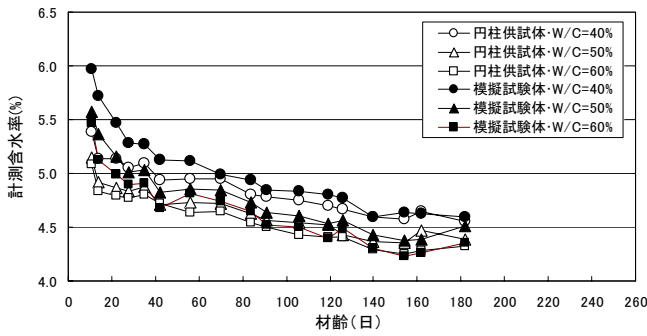


図-5 計測含水率の経時変化

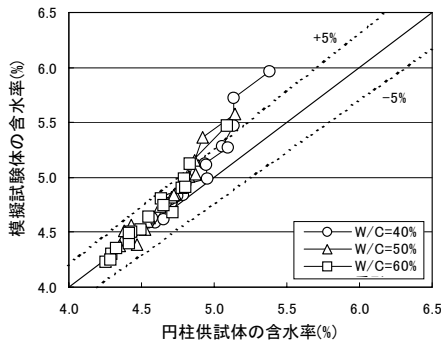


図-6 模擬試験体と円柱供試体の計測含水率の比較

質量減少率の経時変化を図-4に示す。質量減少率とは、測定を開始したときの質量に対する円柱供試体の減少した質量の百分率であり、乾燥の度合いを表す一指標である。質量減少率は、材齢 28 日までは比較的急激に進み、その後はほぼ直線的に推移し、水セメント比が大きいほど大きい傾向が見られ、コンクリートの緻密性に関係していると考えられる。また、材齢 180 日付近では 0.4%~0.9%程度であり、全面露出で乾燥させた場合の 2%~3%⁷⁾に比べて極端に小さくなっていた。

(2) 計測含水率の経時変化

円柱供試体および模擬試験体の計測含水率の経時変化を図-5に示す。計測含水率は、材齢 28 日までは比較的急激に減少したが、その後はなだらかに減少し、質量減少率との対応性が見られた。一方、模擬試験体と円柱供試体の計測含水率の比較を図-6に示す。模擬試験体と円柱供試体の計測含水率を比較すると、急激に減少した材齢 28 日までは若干異なり、模擬試験体の方が 5%以上大きい。その後はほぼ一致し、5%以内の相関性が認められた。これにより、円柱供試体の 1 端面以外をアルミテープで巻き、乾燥を防止することより、構造体表面の乾燥状況を模擬できることを明らかにした。

(3) 模擬試験体と円柱供試体の弾性波速度の経時変化

模擬試験体内部の弾性波速度を反射波法により測定し、円柱供試体の弾性波速度と比較した。円柱供試体の弾性波速度は、式(5)により、測定した棒状体弾性波速度から

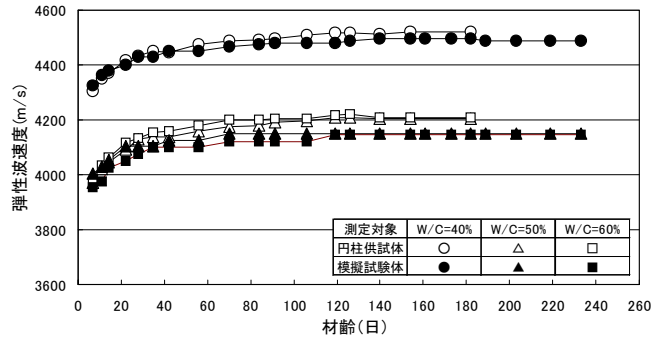


図-7 模擬試験体内部と円柱供試体の弾性波速度の経時変化

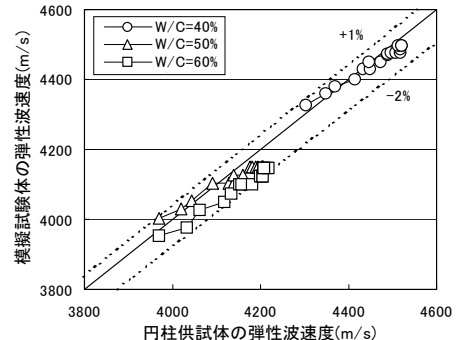


図-8 模擬試験体内部と円柱供試体の弾性波速度の比較

半無限体弾性波速度に変換して検討した。模擬試験体内部と円柱供試体の弾性波速度の経時変化を図-7に示す。弾性波速度は、円柱供試体の方が模擬試験体よりも若干速い傾向は見られるが、ほぼ同様な傾向を示した。また、材齢 40 日までは比較的顕著に増加したが、その後はなだらかな増加傾向を示し、測定を継続した 240 日間では、減少する傾向はほとんど見られなかった。なお、水セメント比が 50%と 60%で異なるにも拘わらず、弾性波速度がほとんど一致している理由は、(1)項で述べたように、50%の実測空気量が 60%よりも大きいため、水セメント比 50%の弾性波速度が相対的に遅くなったものと考えられる。一方、材齢 182 日までの模擬試験体内部と円柱供試体の弾性波速度の比較を図-8に示す。模擬試験体の弾性波速度は、円柱供試体に対して、水セメント比 40%および 50%の場合はほぼ±1%、水セメント比 60%の場合は 0~-2%の範囲に分布した。両者の関係は、低材齢では模擬試験体の弾性波速度が大きい。材齢が進行すると逆転現象を示していた。模擬試験体と円柱供試体の弾性波速度はほぼ一致したことから、反射波法で測定した模擬試験体の弾性波速度は半無限体弾性波速度であると考えられる。

(4) 模擬試験体の弾性波速度の経時変化

表面 2 点法により測定した試験体表面の弾性波速度 V_2 は、式(6)¹⁴⁾により、試験体内部の弾性波速度 V に換算し、反射波法による測定結果と比較した。表面 2 点法による模擬試験体の弾性波速度の経時変化を図-9に示す。また、

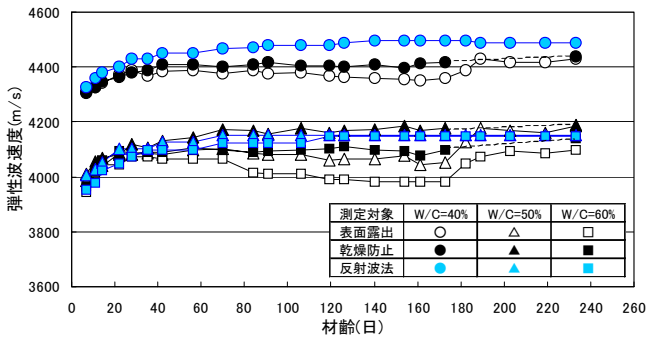


図-9 表面2点法による模擬試験体の弾性波速度の経時変化

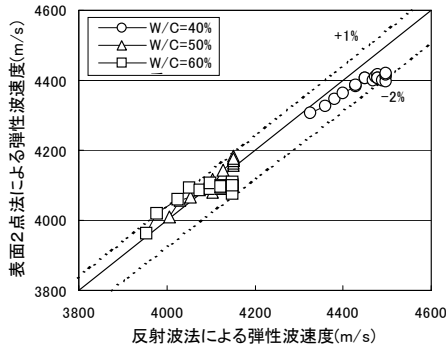


図-10 表面2点法と反射波法による弾性波速度の比較

模擬試験体の表面2点法と反射波法による弾性波速度の比較を図-10に示す。乾燥防止の弾性波速度は、反射波法によるものに対し、水セメント比が40%と60%の場合はやや下回るものの、全般的には良く対応し、+1%~2%の範囲に分布していた。しかしながら、表面露出の弾性波速度は、材齢40~50日付近から乾燥防止のものよりも減少する傾向が見られ、材齢の進行とともに差は拡大しており、表面の乾燥による影響を受けたものと考えられる。

一方、材齢173~233日まで、写真-4に湿布によるコンクリート面の給水状況を示すように、表面露出面が上面になるように試験体を立て、測線部のコンクリートに給水しながら弾性波速度の変化を測定した。なお、乾燥防止面は、下面になるので、測定を中止した。この結果、表面露出の弾性波速度は、材齢189日までの16日間で増加し、乾燥防止とほぼ同等まで復活した。

$$V = V_2 \times \{1.04 - 0.04(V_p - 3850) / 1250\} \quad (6)$$

(5) 円柱供試体の弾性波速度と圧縮強度との関係

円柱供試体の弾性波速度と圧縮強度との関係を比較して図-11に示す。弾性波速度と同様に圧縮強度においても、水セメント比が50%と60%で異なるにも拘らず、両者がほとんど一致した理由は、50%の空気量が60%よりも1.0%大きいため、50%の圧縮強度が相対的に低下したものと考えられる。このように、弾性波速度と圧縮強度の間には空気量に対して正の相関性⁷⁾が認められた。

供試体の養生方法および材齢は、標準養生が材齢7, 14,



写真-4 湿布によるコンクリート面の給水状況

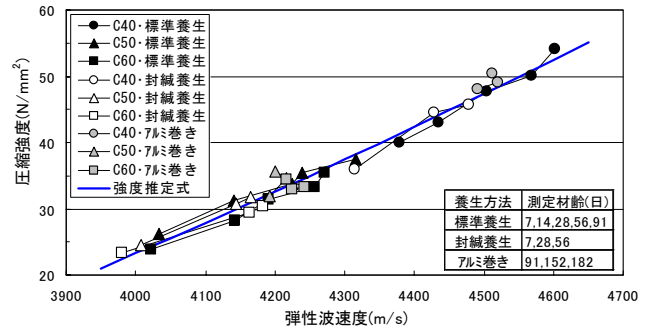


図-11 円柱供試体の弾性波速度と圧縮強度との関係

28, 56および91日、封緘養生が7, 28および56日、アルミ巻きが91, 152および182日である。それぞれの弾性波速度と圧縮強度との関係は、ほぼ一つの相関関係を形成しており、実験の材齢範囲では乾燥による明瞭な影響は見られなかった。この相関関係を式(7)で示す半無限体弾性波速度に対する強度推定式⁶⁾を回帰することにより式(7)の係数の値を確定した。得られた強度推定式を図-11に実線で示し、係数の値を表-3に示す。

$$f_c = a \cdot c \cdot \rho V^2 + b \quad (7)$$

表-3 強度推定式の係数の値

密度 ρ (g/cm ³)	係数 a	係数 b (N/mm ²)	係数 c
2.332	1/340	-67.1	0.825

(6) まとめ

本実験では、円柱供試体および模擬試験体により、コンクリートの乾燥が構造物表面で測定した弾性波速度に及ぼす影響を検討し、以下のことを明らかにした。

- ①質量減少率は、水セメント比が大きいかほど大きい傾向が見られ、コンクリートの緻密性に関係していた。
- ②計測含水率は、材齢28日までは比較的急激に減少したが、その後はなだらかに減少し、質量減少率との対応性が見られた。
- ③模擬試験体と円柱供試体の計測含水率を比較すると、材齢28日までの低材齢では模擬試験体のほうがやや大きい、材齢の進行に伴いほぼ一致し、5%以内の相関

性が認められた。これにより、円柱供試体の1端面以外をアルミテープで巻き乾燥を防止することより、構造体表面の乾燥状況を模擬できることを明らかにした。

- ④構造体内部の弾性波速度は、測定を行った240日の範囲では、乾燥により減少する傾向は見られなかった。
- ⑤表面2点法により測定した表面露出の弾性波速度は、試験体表面の乾燥による影響を受け、材齢40～50日付近から乾燥防止のものよりも減少する傾向が見られ、材齢の進行とともに両者の差は拡大した。
- ⑥材齢173日以後、表面露出の測線部を湿布により給水しながら弾性波速度の変化を測定した。これにより、表面露出の弾性波速度は徐々に増加し、16日間で乾燥防止とほぼ同程度まで復活した。
- ⑦構造体の一部を模擬したアルミテープ巻き円柱供試体の弾性波速度と圧縮強度との関係は、標準養生および封緘養生のものとはほぼ一つの相関関係を形成しており、実験の材齢範囲である182日間では、供試体内部の乾燥による明瞭な影響は見られなかった。

4. おわりに

本報告では、表面2点法による構造体コンクリートの強度推定精度の維持・向上を目的に、構造体を模擬した試験体および構造体コンクリートの一部分を想定した円柱供試体を用いて実験により、コンクリート表面の乾燥が弾性波速度に及ぼす影響について検討した。

この結果、コンクリート表面の乾燥はアルミテープなどの不透水性テープの粘着により防止できること、構造体表面で測定した弾性波速度は材齢40～50日付近から乾燥の影響により減少すること、減少した弾性波速度は湿布などでコンクリート表面に吸水させることにより復活できることを明らかにした。これらの知見は、実際の測定で適用され、推定精度の維持に寄与するものと思われる。

今後は、本実験を踏まえ、長期間における乾燥の影響、型枠脱型時期による構造体表面の乾燥の影響などの課題に取り組む必要があるものと考えている。

謝辞：本研究において、日本大学理工学部建築学科中田善久准教授のご指導を賜りました。ここに深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 十代田知三, 野崎喜嗣, 小林幸一: 実大モデルによる超音波法, 反発度法および複合法の検討—非破壊試験による構造体コンクリートの強度推定法, 日本建築学

会構造系論文報告集, No.428, pp.1-9, 1991.10

- 2) 森濱和正, 吉荒俊克, 太田資郎: 非破壊試験による圧縮強度の推定, 非破壊検査, 50(7), pp.440-445, 2001.7
- 3) 立見栄司, 辻定和, 蓮尾孝一: 衝撃弾性波によるコンクリートの非破壊圧縮強度推定法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-1, pp.985-986, 2002.8
- 4) 立見栄司: コンクリートの非破壊圧縮強度測定法の開発—試作機による杭頭強度確認への適用, 三井建設技術研究所報告, Vol.27, 2002
- 5) 立見栄司, 中田善久, 河谷史郎: コンクリートの非破壊圧縮強度測定法の開発—コンクリートの構成材料が弾性波速度に及ぼす影響, 三井住友建設技術研究所報告, Vol.1, 2003
- 6) 立見栄司, 中田善久, 河谷史郎: 衝撃弾性波によるコンクリートの圧縮強度推定法に関する研究—コンクリートの使用材料および調査の違いが弾性波速度に及ぼす影響—, 日本建築学会構造系論文集, No.587, pp.15-21, 2005.1
- 7) 立見栄司, 中田善久, 河谷史郎: 衝撃弾性波によるコンクリートの圧縮強度推定法に関する研究—骨材の種類, 養生方法および含水率の違いが弾性波速度に及ぼす影響—, 日本建築学会構造系論文集, No.598, pp.13-20, 2005.12
- 8) ヴォラプッタポーン—コンキット, 十代田知三: 条件の異なるコンクリートの音速と動弾性係数との関係—非破壊試験による構造体コンクリートの品質検査法の総合的検討(その2)—, 日本建築学会構造系論文集, No.527, pp.15-19, 2000.1
- 9) 森濱和正: コンクリートの音速に及ぼす含水率の影響, 第58回セメント技術大会講演要旨, pp.100-101, 2004
- 10) 立見栄司: コンクリートの非破壊圧縮強度測定法の開発—コンクリートの含水率が弾性波速度に及ぼす影響, 三井住友建設技術研究所報告, Vol.2, 2004
- 11) 立見栄司: コンクリートの非破壊圧縮強度測定法の開発—構造体コンクリートへの適用に関する検討, 三井住友建設技術研究所報告, Vol.3, 2005
- 12) 立見栄司: コンクリートの非破壊圧縮強度測定法の開発—スラグコンクリート杭の強度測定への適用, 三井住友建設技術研究所報告, Vol.4, 2006
- 13) Mary Sansalone and Nicholas J. Carino: Impact-Echo Method, Concrete International, Vol.10, No.4, pp.38-46, 1988.4
- 14) 衝撃弾性波試験—表面2点法による新設の構造体コンクリート強度測定要領(案), (独)土木研究所ホームページ, <http://www.pwri.go.jp/renewal/relation/conc-kyoudo/kyodo.syogeki2.pdf>

高層建物のボイド内の風圧特性に関する研究

Study on Wind Pressure Characteristics in Void of Tall Buildings

作田 美知子 MICHIKO SAKUTA

野田 博 HIROSHI NODA

本研究では、ボイドを有する高層住宅を対象とした風洞実験を行い、ボイド内のピーク風圧に関して検討した。検討した模型形状では、上 5 層を除いてピーク風圧係数の最大値は 0.2、最小値は-1.8 であった。ピーク風圧係数はアスペクト比やボイドの大きさを変えた場合でも上 5 層程度を除くとほぼ同じ値をとった。また、ボイドに開口がある場合、開口部分は下層においても大きな値をとること、ペントハウスがボイド内のピーク風圧係数に与える影響は小さいことがわかった。

キーワード: ボイド, 風洞実験, ピーク風圧係数, 外装材設計用風荷重

In order to investigate characteristics of peak wind pressure in void of high-raised housings, wind tunnel experiments carried out with varying aspect ratio and size of void, and wind pressure in void was measured. With the form was examined the peak wind pressure coefficient was being maximum, 0.2, being minimum, -1.8, excluding upper 5 layers without being influenced by aspect ratio of building and size of void. If there is an opening in void, the wind pressure of the opening part turned out to take larger value even in the lower layer and the influence of penthouse on the peak wind pressure was not apparent.

Key Words: Void, Wind Tunnel Experiment, Peak Wind Pressure Coefficient, Wind Load for Cladding

1. はじめに

高層集合住宅では、住戸計画上の理由からボイドを有する平面計画が多くみられる。ボイド内の風圧性状については、ボイド内の換気性状・気流性状の把握を目的とした研究¹⁾や開口部がボイド内風圧分布に与える影響を調査した研究²⁾等があり、外壁面とは異なる性状であることがわかっている。しかし、いずれの研究においても平均風圧係数を対象とするものが多く、外装材設計時に必要となるピーク風圧に関して、アスペクト比やボイドの大きさを変化させた場合の系統的な風圧性状の検討は十分になされていない。また、建設省告示や建築物荷重指針・同解説³⁾においても、ボイド内の風圧係数は規定されていない。そのため、風洞実験を行わずに告示によりボイド内の外装材を設計する場合には、外壁面の風圧係数を用いることとなる。

本研究では、風洞実験を行いボイド内のピーク風圧についてアスペクト比やボイドの大きさによる変化を検討

するとともに、開口(以下、スリット)ならびにペントハウス(以下、PH)の影響についても検討した。

2. 実験概要

検討に用いた模型は平面中央にボイドを有する塔状高層建物を想定し、建物の幅 $B=140\text{mm}$ と奥行 $D=140\text{mm}$ を固定し、建物高さ H とボイドの大きさを変化させた。実験ケースは表-1に示す11ケースとした。基本となる Case1 では $H=280\text{mm}$ 、ボイド幅 $B_v=50\text{mm}$ とした。模型の縮尺は 1/300 とし、Case1 は実スケールで高さ 84m、28F 建ての建物を想定している。なお、Case0 は屋根面の風圧分布の把握を目的とし、ボイドがない建物形状とした。また、Case10 の PH の大きさは通常の EV 機械室を想定した大きさとした。模型寸法、風向角の定義ならびに風圧測定点を図-1に、模型平面ならびに風圧測定点を図-2に示す。

風圧測定点は Case0 では屋根面の半分に75点設けた。

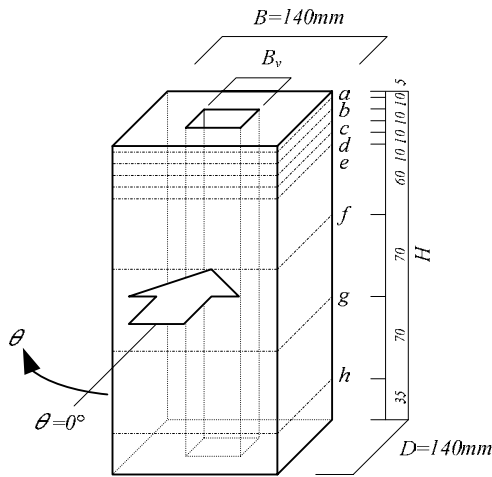


図-1 模型寸法, 風向角の定義ならびに風圧測定点

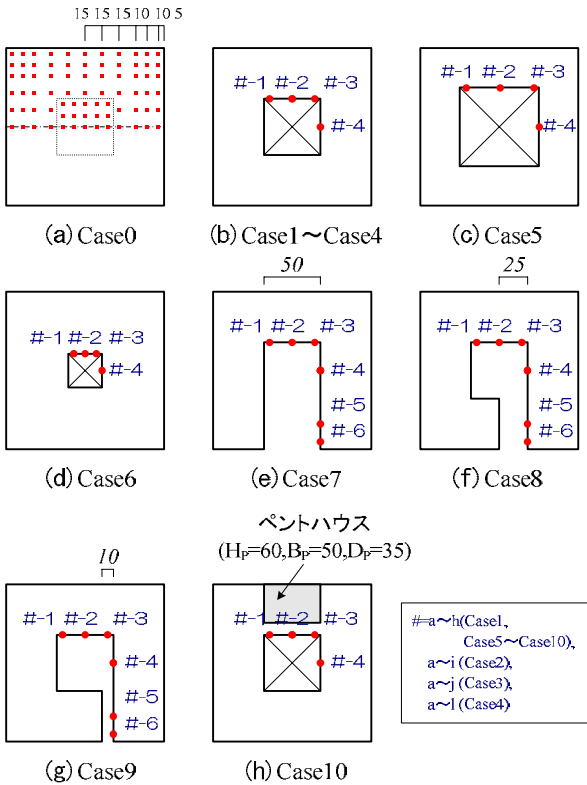
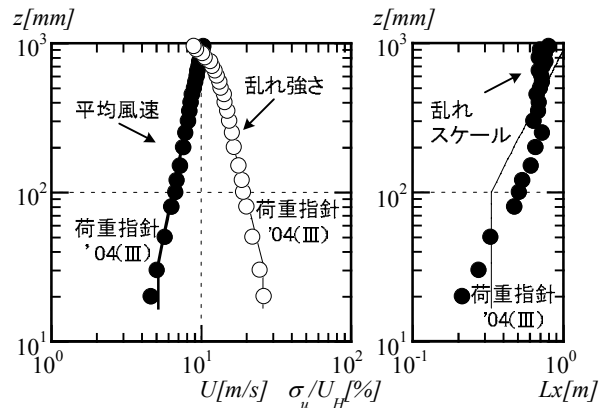


図-2 模型平面ならびに風圧測定点

Case1 ~ Case10はボイド内に風圧測定点を設けた。ボイド内の風圧測定点は高さ方向に8層~12層とし、図-2に示すように各層に4点(#-1~#-4)とした。Case7 ~ Case9のスリットがある平面形状の場合は、スリット部に2点風圧測定点(#-5,#-6)を設け、測定高さはボイド内と同じ層とした。Case2 ~ 4の建物高さがCase1と異なる場合における風圧測定高さは、模型頂部からa~h層の距離がCase1と同じになるようにし、h層より下層は70mmごとに1層風圧測定点を設け、それぞれi~1層

表-1 実験ケース

Case	H[mm]	H/B	B _v [mm]	スリット[mm]	PH	風向角
0	280	2.0	なし	なし	なし	0°~180°
1	280	2.0	50	なし	なし	0°~360°
2	350	2.5				
3	420	3.0				
4	560	4.0				
5	280	2.0	70	50	なし	0°~180°
6			30			
7			なし			
8	280	2.0	50	25	なし	0°~360°
9				10		
10				なし		



(a) 平均風速・乱れ強さ (b) 乱れスケール

図-3 実験気流の鉛直分布

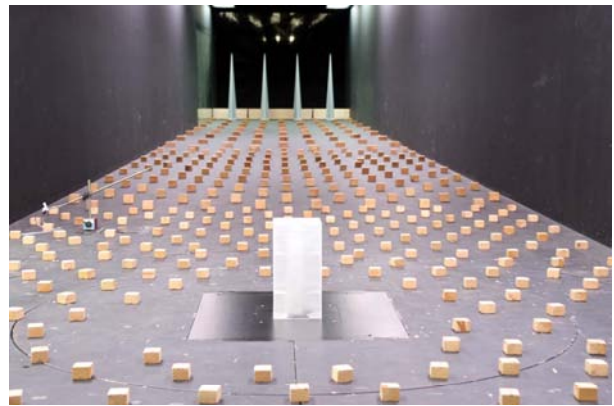


写真-1 実験状況(Case1)

とした。実験風向角は0° ~ 180° または0° ~ 360° とし、風向角ピッチは5° とした。

実験気流はべき指数 0.2 の勾配流とし、実験風速はCase1 模型軒高で約8m/sとした。実験気流の平均風速、乱れ強さならびに乱れスケールの鉛直分布を図-3に示す。

風圧測定のスプリング周波数は900Hzとし、測定時間は約11秒(実時間で10分相当)とした。ピーク風圧係数は実時間で約0.2秒となるように移動平均を行った。

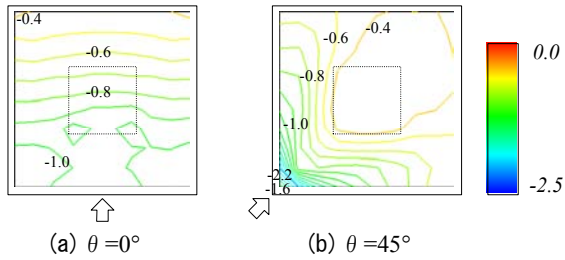


図-4 屋根面風圧係数コンター図(平均風圧係数)

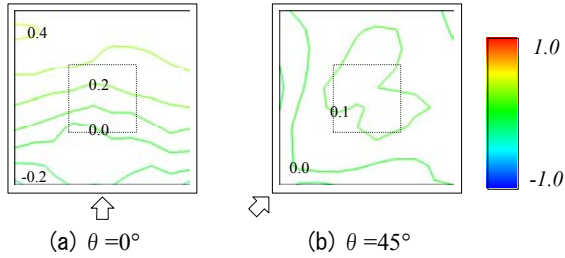


図-5 屋根面風圧係数コンター図
(ピーク風圧係数の最大値)

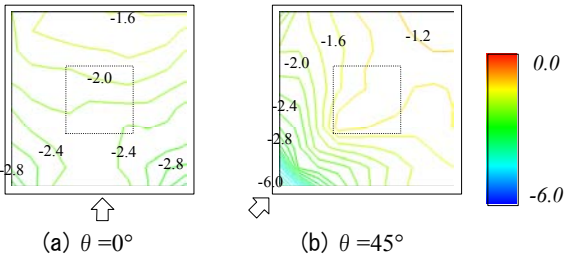


図-6 屋根面風圧係数コンター図
(ピーク風圧係数の最小値)

これは、TVL法⁴⁾により対象とする広がりをも 1m と想定して決定した。アンサンブル平均数は 3 回とした。

実験状況の一例として Case1 を写真-1 に示す。

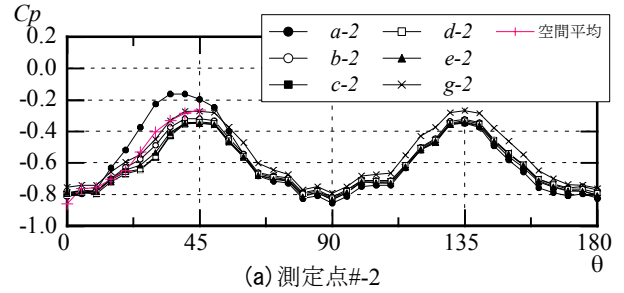
3. 実験結果

(1) 屋根面の風圧係数分布

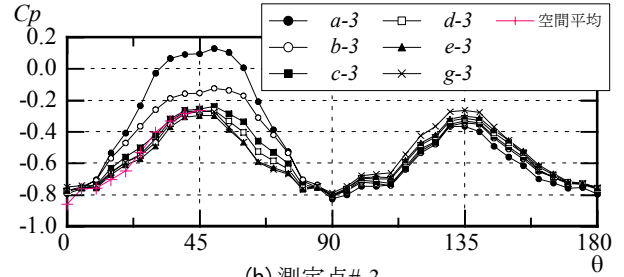
Case0 の屋根面の風圧係数コンター図を、図-4～図-6 に示す。平均風圧係数の分布は、立方体屋根面の風圧分布⁵⁾と同様に $\theta = 0^\circ$ のときは風上側両端部付近で負圧が大きくなり、 $\theta = 45^\circ$ では風上側端部で円錐渦による強い負圧が生じる。

ピーク風圧係数の最大値は、 $-0.2 \sim 0.4$ 程度の値をとる。ピーク風圧係数の最小値は $\theta = 0^\circ$ のときは風上側両端部付近で約 -3.0 程度をとり、 $\theta = 45^\circ$ のときに風上側端部で約 -6.0 の強い負圧が発生する。 $\theta = 45^\circ$ でとる最小値は風上端よりも少し風下側で発生し、強い負圧が発生する範囲は風上端から $0.2B$ 程度であった。

(2) ボイド内の風圧係数

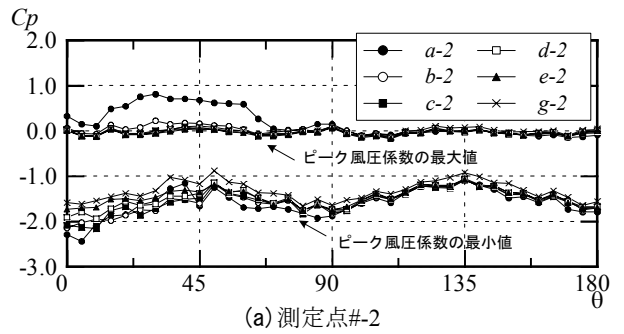


(a) 測定点#-2

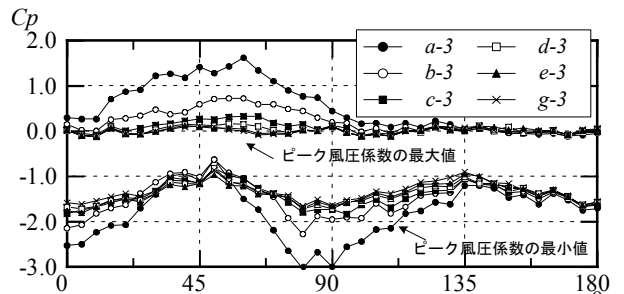


(b) 測定点#-3

図-7 Case1 平均風圧係数



(a) 測定点#-2



(b) 測定点#-3

図-8 Case1 ピーク風圧係数

Case1 の測定点#-2,#-3の平均風圧係数を図-7に、ピーク風圧係数を図-8に示す。図-7には、Case0 の屋根面風圧係数のうち Case1 でポイドに相当する部分の風圧係数を空間平均した値(以下、空間平均値)を併せて示す。

ポイド内の平均風圧係数はポイド内中央部の測定点#-2、ポイド内端部の測定点#-3ともに壁面に対して垂直の風向で最小値をとり、壁面に対して 45° の風向で最大値をとる。ポイド内の平均風圧係数は、測定点#-2では、最上層では他の層より最大値が大きくなるが、それより下層ではほぼ同じ値をとり、最大値は約 -0.3 、最小値は約 -0.8 である。測定点#-3では、上2層では他の層

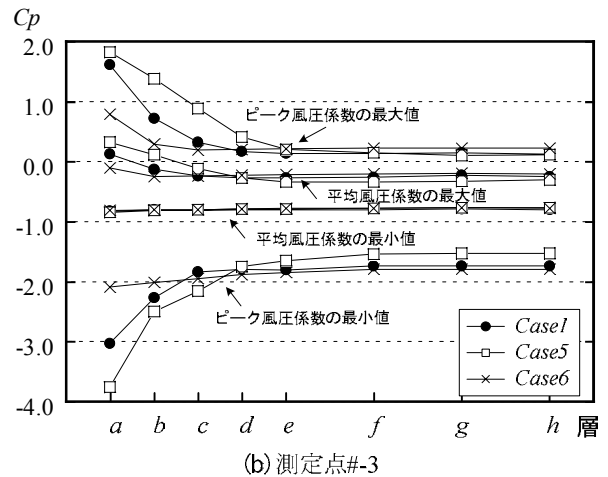
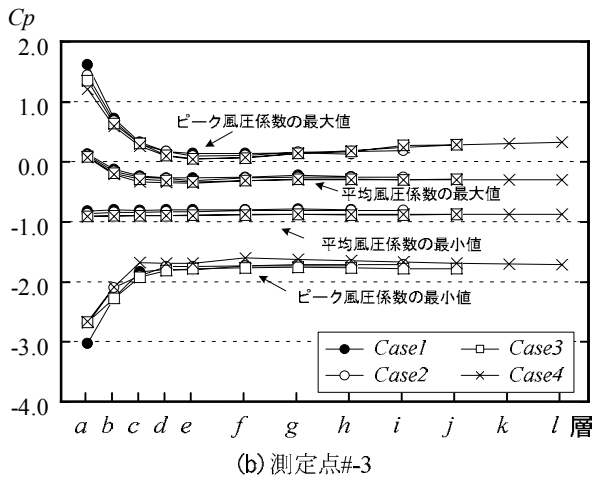
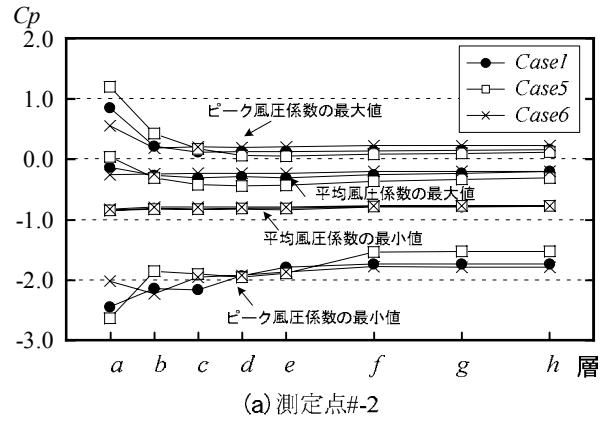
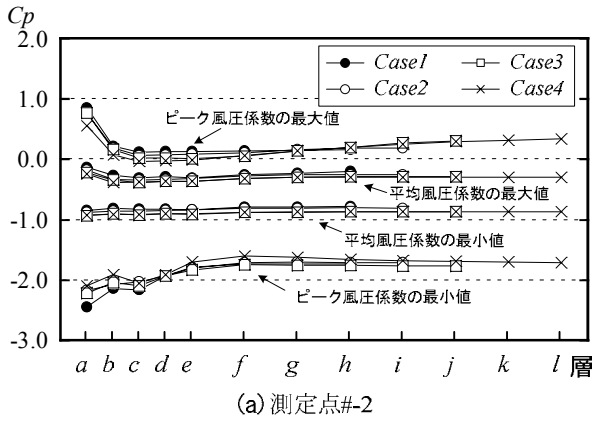


図-9 全風向中の風圧係数の最大値,最小値
アスペクト比による比較

図-10 全風向中の風圧係数の最大値,最小値
ボイドの大きさによる比較

より最大値が大きくなるが、それより下層では測定点 #2 と同じくほぼ同じ値をとる。

ピーク風圧係数の最大値は測定点 #2 では最上層、測定点 #3 では上2層を除き、測定高さによる値の差は小さく最大で約 0.2 である。ピーク風圧係数の最小値は、測定点 #2 では最上層で -2.4 と告示で示されている外壁面一般部のピーク外圧係数と同程度の値をとるが、5層より下層では約 -1.8 である。また、測定点 #3 においては最上層で約 -3.0 と告示で示されている外壁面隅角部のピーク外圧係数と同程度の値をとるが、3層より下層は測定点 #2 と同じく約 -1.8 である。

空間平均値との対応をみると、ボイド内の平均風圧係数は上2層を除いて良い対応を示し、ボイド内の風圧性状は屋根面の風圧性状の影響を強く受けることがわかる⁶⁾。

(3) アスペクト比によるボイド内風圧係数の変化

Case1 ~ 4 の測定点#2,#3での全風向中の風圧係数の最大値・最小値を図-9に示す。測定点#2,#3ともに、平均風圧係数の最大値・最小値はアスペクト比を変化させた場合も、Case1 と同様に上2層程度を除いてほぼ一定

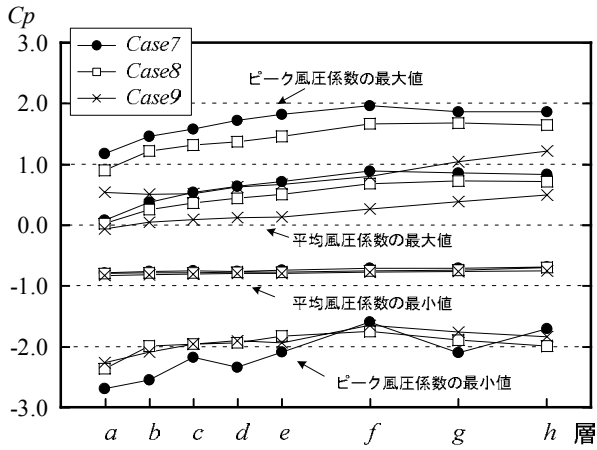
の値をとる。アスペクト比が大きくなると値は負側にシフトする傾向があるが、その差は小さい。

測定点#2,#3ともに、ピーク風圧係数の最大値・最小値はアスペクト比による差は小さく、ほぼ同じ値をとる。

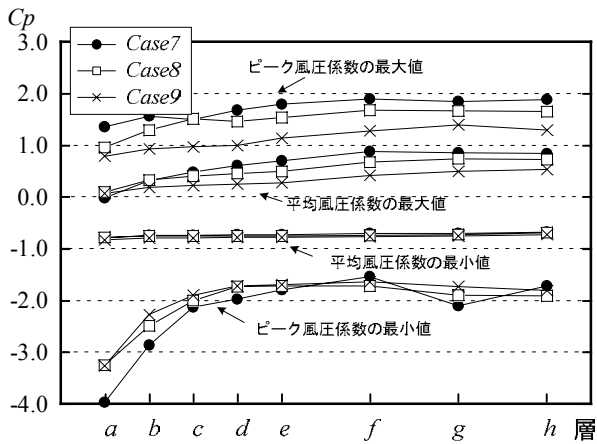
(4) ボイドの大きさによるボイド内風圧係数の変化

Case1,5,6の測定点#2,#3での全風向中の風圧係数の最大値・最小値を図-10に示す。測定点#2,#3ともに、平均風圧係数の最大値は、ボイドが大きい場合 (Case5) は測定高さによる値の差が大きいが、ボイドが小さい場合 (Case6) は測定高さによる値の差が小さくほぼ一定である。5層より下層では最大値はボイドが大きくなると値が負側にシフトする傾向があるが、最小値はボイドの大きさによらずほぼ同じ値をとる。

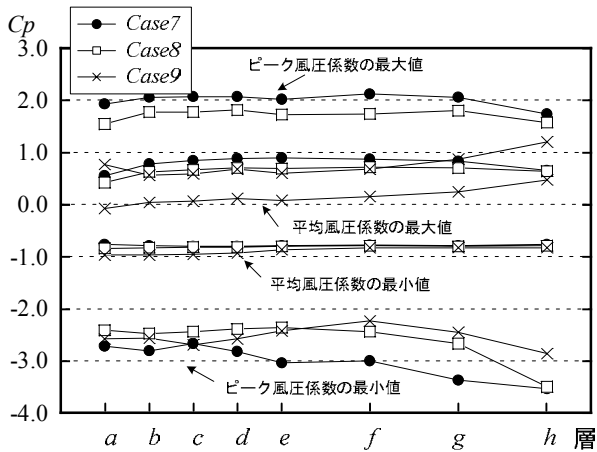
測定点 #2 のピーク風圧係数の最大値・最小値ともに、ボイドが大きいほうが上3層程度までは絶対値が大きくなるが、それより下層では絶対値が小さくなる。測定点 #3 では、ボイドが大きい場合にピーク風圧係数の最小値が最上層で約 -3.8 と、外壁面隅角部のピーク風圧係数と比較しても大きな値をとる。5層より下層では、



(a)測定点#2



(b)測定点#3



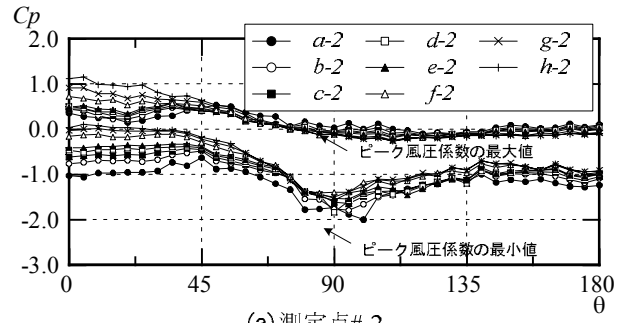
(c)測定点#6

図-11 全風向中の風圧係数の最大値,最小値
スリットの大きさによる比較

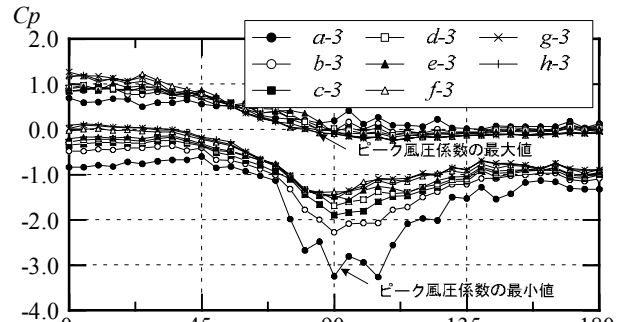
測定点 # -3は測定点 #2 とほぼ同じ値をとる。

(5) スリットがある場合のボイド内風圧係数

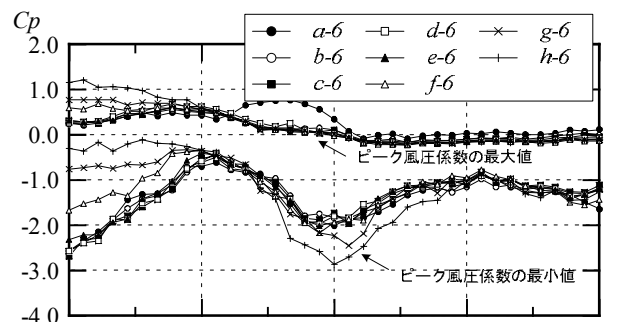
Case7 ~ 9の測定点 #2,#3,#6 での全風向中の風圧係数の最大値・最小値を図-11に示す。スリットがある場合、ボイド内の測定点#2,#3ではともに平均風圧係数の最大値は最上階を除き正の値をとる。このとき最大値は



(a)測定点#2



(b)測定点#3



(c)測定点#6

図-12 Case9ピーク風圧係数

スリットが大きい (Case7) ほうが大きい値をとる。また、Case7,Case8 では2/3H付近で値が大きくなるが、Case9では最下層ほど値が大きくなる。平均風圧係数の最小値は、いずれのケースにおいてもスリットがない場合と同様に -0.8である。ピーク風圧係数の最大値は、測定点#2,#3ともに平均風圧係数の最大値と同じ傾向を示し、スリットがない場合と比較するとプラス側に値がシフトし、この傾向はスリットが大きいほど大きい。ピーク風圧係数の最小値はスリットがない場合より絶対値が大きくなる場合がある。

スリット部分の測定点 #6の平均風圧係数の最大値は、Case9ではボイド内とほぼ同じ値をとるが、Case7,8ではボイド内と比較すると測定高さによる値の変化は少ない。平均風圧係数の最小値は、Case9の上層で若干負側にシフトするが、それ以外はスリットがない場合と同様に -0.8である。ピーク風圧係数の最大値は、

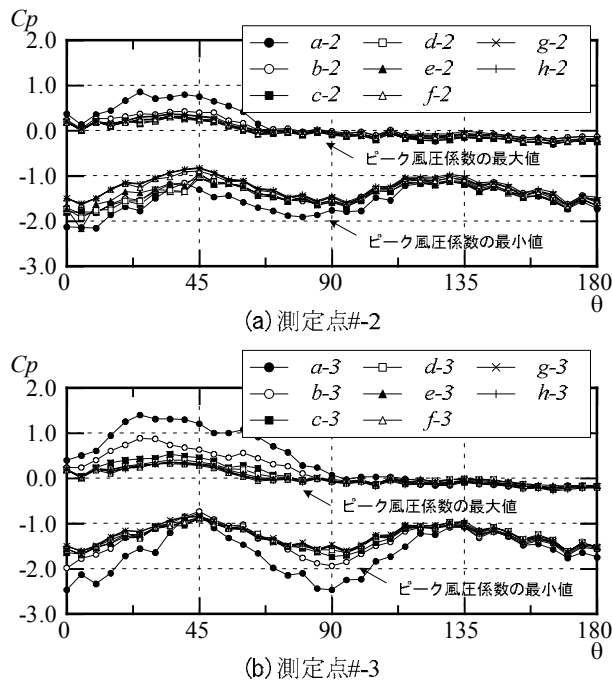


図-13 Case10ピーク風圧係数

平均風圧係数の最大値とほぼ同じ傾向を示す。ピーク風圧係数の最小値は、下層ほど絶対値が大きくなり、外壁面隅角部のピーク風力係数-3.0よりも大きな値をとることがある。

Case9の測定点#2,#3,#6でのピーク風圧係数を図-12に示す。ボイド内の測定点#2,3では、スリットがない場合と比較してスリットが風上側となる風向 ($\theta = 0^\circ \sim 45^\circ$) で正側に値がシフトし、最大値は大きくなる。このとき、上層ほど値は負側の値をとり、上層部はボイド上面の影響とスリットがある外壁面の影響の両方を受けているといえる。また、スリットが背面となる風向 ($\theta = 180^\circ$ 付近) においても値は正側にシフトしている。

スリット部分の測定点#6ではスリットが風上側になる風向で、ピーク風圧係数の最小値は上層においては負側にシフトし、下層においては正側にシフトしている。また、スリットのある壁面に対して垂直になる風向 ($\theta = 90^\circ$ 付近) で、下層においてピーク風圧係数の最小値が大きくなるのがわかる。

(6) ペントハウスがある場合のボイド内風圧係数

Case10の測定点#2,#3でのピーク風圧係数を図-13に示す。PHがボイドよりも風下側になる風向 ($\theta = 0^\circ \sim 90^\circ$) ではボイド内の風圧は正側にシフトするため、PHがない場合と比較して#2,#3ともに最大値は大きくなる。一方、PHがボイドよりも風上側となる風向 ($\theta = 90^\circ \sim 180^\circ$) ではボイド内の風圧は負側にシフト

し、壁面に対して 45° の風向 ($\theta = 135^\circ$) でのピークが小さくなるが、最小値はPHがない場合とほぼ同じ値をとる。本実験で想定した規模のPHであればボイド内に与える影響は小さいといえる。

4. おわりに

高層建物のボイド内の風圧性状について検討し、以下の結果を得た。

- ①対象とした形状ではボイド内の風圧係数は、上5層を除いて平均風圧係数の最大値は約-0.3、最小値は約-0.8、ピーク風圧係数の最大値は0.2、最小値は-1.8であった。
- ②ボイド内は上5層程度においては、外壁面隅角部のピーク風力係数よりも大きな値をとることがあるが、上5層程度を除くとピーク風圧係数もほぼ高さ方向、平面方向で一定である。
- ③アスペクト比の変化によるボイド内のピーク風圧係数の値の差は小さい。
- ④ボイドの大きさによる変化はボイド内のピーク風圧係数の値の差は上5層程度ではみられるが、それより下層では小さい。
- ⑤スリットがある場合は、スリットが風上側となる風向でボイド内の風圧係数は正側にシフトするが、ボイド内のピーク風力係数の最小値に与える影響は小さい。スリット部分は下層においても大きな値をとる。
- ⑥ペントハウスによりボイド内の風圧係数分布は正圧側にシフトする傾向はあるが、想定したペントハウス(機械室2層程度)がボイド内のピーク風圧係数に与える影響は小さい。

参考文献

- 1)例えば、甲谷寿史ほか：ヘリポートを持つ高層集合住宅ボイドの風力換気性状、日本建築学会計画系論文集, No.547, pp.49-53, 2001
- 2)岡崎充隆, 川村純夫：開口を有するボイド状高層建築物の風圧性状—ボイド内部の風圧分布、日本建築学会大会学術梗概集, B-1, pp.245-246, 1995
- 3)日本建築学会：建築物荷重指針・同解説, 2004
- 4) Lawson, T. V. : Wind Effects on Buildings, Vol.2, Applied Science Publishers, pp.192, 1980
- 5)河井宏允ほか：陸屋根に関する風洞実験—その2 風圧測定結果、日本建築学会大会学術梗概集, B-1, pp.165-166, 1994
- 6)動的外乱に対する設計—現状と展望、日本建築学会, 1999

CFDによる石油タンク内のスロッシング現象と 浮遊式ネットの減衰効果の再現

Reproduction of Sloshing Phenomena in Petroleum Tank and Damping Effect of Floating Nets
by CFD

野田 博 HIROSHI NODA
谷垣 正治 MASAHARU TANIGAKI
鈴木 亨 TORU SUZUKI
中南 滋樹 SHIGEKI NAKAMINAMI

本研究では、CFD(数値流体計算)により石油タンク内のスロッシング現象の再現とスロッシング低減を目的とした浮遊式ネットの効果の再現性を検証した。浮遊式ネットはネット設置位置に抵抗力を加えることにより再現した。本研究で用いた計算手法では、スロッシングの自由振動時の減衰定数、固有振動数ならびに単一周期加振による応答倍率曲線は実験結果をよく再現していた。また石油タンクを模した円筒形タンクの地震時応答計算においても検証実験と良い一致を示した。これらの検証の結果、本研究で用いた計算手法は浮遊式ネットのスロッシング低減効果や地震時応答特性の再現に有用であることが確認された。

キーワード：石油タンク，スロッシング，浮遊式ネット，CFD，LES，FEM

Sloshing phenomena of liquid in tanks with and without floating net, which was developed as a damping device, have been simulated using a CFD (Computational Fluid Dynamics) method. The effects of the floating net have been modeled by introducing resistance in the flow. The decay of the wave amplitude in free oscillation, the resonance frequency and the amplitude response characteristics to a single-mode excitation calculated by the CFD method are found to agree well with the experiment. The response characteristics to a seismic oscillation of fluid in a model cylindrical petroleum tank have also been calculated with favorable accuracy.

Key Words: Petroleum Tank, Sloshing, Floating Nets, CFD, LES, FEM

1. はじめに

振動する液体貯蔵槽内のスロッシング現象の把握とその予測は、液体燃料貯蔵タンクの安全性の検証・確認に重要であり、また安全性向上のためのスロッシング低減対策の開発にも有用である。貯蔵槽内液体の運動は、水路流れなどとは異なり、閉じた狭い領域内で大きな水面変形を伴う非定常な往復運動を繰り返す。数値流体計算でこの現象を再現する場合には、この特性を十分考慮する必要がある。自由液面のある流れの計算法には水深関数法や Level set 法のように液面位置の移流方程式を解いて液面を追跡する方法¹⁾と、VOFや密度関数法などのように液体の空間分布を解く方法²⁾がある。移流方程式を用いる方法では、液面が崩れ液滴や気泡が発生する分散

系の場合でも界面の位置を精度良く追跡できるが液体体積の保存性に問題がある。VOF法では数値不安定を起さないよう注意する必要がある。

本研究では、中山らにより提案された自由境界面のない流れの解法である HSMAC 法の圧力と速度の反復修正段階で液面位置を算出する方法³⁾を適用し、スロッシング現象と減衰装置を設置した場合の液体運動の再現予測計算を行う。この方法は流れと水面運動を同時に安定的に解けかつ体積保存を容易に制御できるため、閉じた貯蔵槽内の振動運動の計算に適している。また計算格子では解像できない小スケール乱流運動のモデルを組込むことにより、実スケールタンク内の高レイノルズ数流れにも対応できる。本研究では、まず矩形水槽内スロッシングの実験を行いスロッシング現象の基礎的特性を把握す

表-1 計算方法概要

空間差分	移流項 3次風上差分(UTOPIA) 粘性項 2次中心差分 乱流応力項 2次中心差分
時間進行法	Adams-Bashforth法
計算アルゴリズム	HSMAC法
乱流モデル	標準Smagorinsky Model(Cs=0.10)
壁面境界条件	Non slip

るとともに、上記計算手法の妥当性検証のためのデータを得た。次にスロッシング低減対策として液体同調ダンパーのスロッシング低減⁴⁾に有効であった減衰ネットを設置した場合のモデリングと再現性についても検討した。さらに、本研究の最終的な適用対象である地震時の円筒形石油タンクを想定した液体スロッシング応答の計算例を示す。

2. 計算方法

(1) 数値流体計算方法

数値流体計算方法は、直交座標でスタッガード格子を用いた差分法である HSMAC 法に変動する自由液面の計算を組込んだ方法³⁾である。この方法は表-1にまとめているように、非圧縮流運動方程式を Adams-Bashforth 法にて陽的時間進行させ、圧力および流速は非圧縮連続式を満たすよう修正する。乱流によるサブグリッド応力には等方性渦粘性モデル(標準 Smagorinsky モデル, $C_s=0.1$)を用いた。乱流応力および粘性応力項は 2 次中心差分、移流項は 3 次精度風上差分法 (UTOPIA) を用いた。

(2) 液面位置の計算方法

液面の位置は、圧力と速度を反復修正する段階で、自由液面を含む計算セル内で連続式を満たすよう移動させる。水平方向(x,y)の速度成分を(u,v)、(x,y)での液面の鉛直位置を h とする。図-1に示すような静止直交座標系の液面を含む計算セルに連続式を適用すると

$$\Delta h = \frac{\partial u}{\partial x} \delta x \delta t + \frac{\partial v}{\partial y} \delta y \delta t + w \delta z \quad (1)$$

が得られる。ここで、 δz は計算セル内の水面高さ、 δt は時間刻みである。液面を含む計算セルでは圧力と流速を修正せずに式 (1) にて Δh を算出する。このとき圧力は液面でゼロと設定することで液面での運動学的条件および圧力条件が満たされる。せん断応力ゼロの条件は運動方程式の時間進行時に設定する。

(3) 減衰ネットの再現方法

スロッシング低減のための減衰ネットは、網を通過す

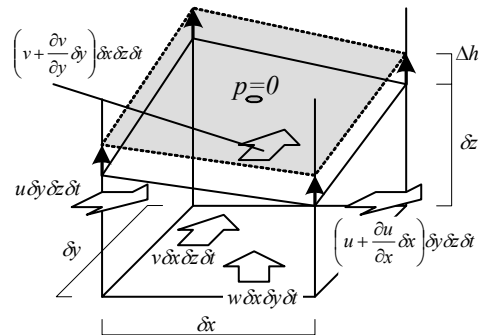


図-1 自由液面変位と速度Fluxの関係

る流速による抵抗のみが働くとして仮定し、運動方程式に外部抵抗力(式(2))を付加することによりモデル化した。

$$F_i = K \cdot \left(\frac{A}{2L^3} \right) \cdot u_i \sqrt{u_j^2} \quad (2)$$

ここで、 F_i : i 方向抵抗力, K : 抵抗係数, A : ネット面積, L^3 : ネットの体積, $u_i(u_j)$: $i(j)$ 方向流速 ($i(j)=1:x$ 方向, $i(j)=2:y$ 方向, $i(j)=3:z$ 方向)

抵抗係数 K は減衰ネットの開孔率とレイノルズ数に依存する下式で表されると仮定した⁵⁾。

$$K = 6 \cdot (1 - \beta) \cdot \beta^{-2} \cdot \text{Re}^{-1/3}, \quad \text{Re} = \frac{ud}{\nu} \quad (3)$$

ここで、 β : 開孔率($=1-d/l$), d : 線径, l : 間隔, u : 流速, ν : 動粘性係数であり、開孔率 $\beta=0.683$, $d=0.55\text{mm}$, $l=3.17\text{mm}$ とした。

(4) 浮き屋根の再現方法

水面上に設置されている浮き屋根の効果は、水面を薄板曲げ要素と仮定し、液面と同じ形状の曲げ変形を生じさせる力の反力を水面に加えることにより再現した。ここで流体計算により求めた自由水面変位は局所的に微小な変位を伴っており、この微小変形を考慮するとそこに局所的に大きな反力が生じる。そこで、反力を算出するときの水面変位はスロッシングの 1 次モードと 2 次モードのみ考慮することとし、水面変位を式 (4) により最小二乗近似を行い、近似した変形形状の反力を求めた。

$$h'(x, y) = a_1 + a_2 x + a_3 y + a_4 \sin(\omega_1 x) + a_5 \cos(\omega_1 x) + a_6 \sin(\omega_2 x) + a_7 \cos(\omega_2 x) + a_8 \sin(\omega_1 y) + a_9 \cos(\omega_1 y) + a_{10} \sin(\omega_2 y) + a_{11} \cos(\omega_2 y) \quad (4)$$

ここで、 $h'(x,y)$: 近似された自由水面, $a_1 \sim a_{11}$: 近似係数, ω_1, ω_2 : それぞれスロッシング 1 次モード, 2 次モードの波長

反力は水面を押す力(下方への力)のみ考慮し、薄板が水面を引張る力(上方への力)は加えていない。薄板の曲げ変形に伴う反力は ACM 要素による FEM 計算⁴⁾により求めた。

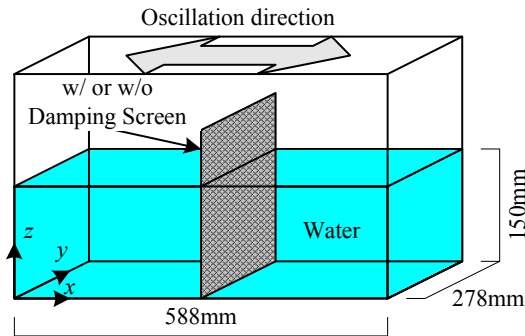
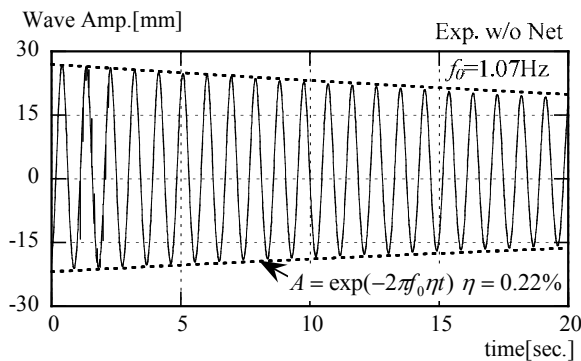


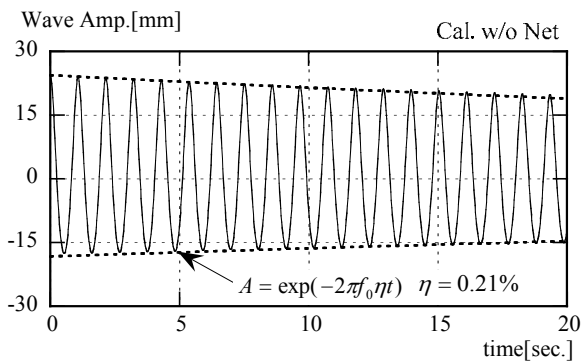
図-2 対象とした矩形水槽

表-3 円筒形タンクの計算条件

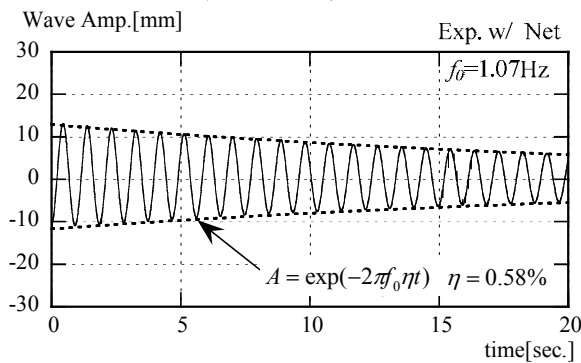
計算領域 [m]	$x \times y \times z = 3.28 \times 3.28 \times 1.2$
計算格子数	$N_x \times N_y \times N_z = 63 \times 63 \times 63$
格子幅 [m]	$dx = 0.055, dy = 0.055, dz = 0.02$
時間間隔 [sec.]	$\Delta t = 2.0 \times 10^{-3}$
ネット抵抗係数	$K = 6.7$
ネット高さ [m]	0.208
入力地震動	十勝沖地震(K-net 苫小牧) EW方向の1/25相似波形
計算ケース	Case1:w/o floating roof and net Case2:w/ floating roof, w/o net Case3:w/ floating roof and net



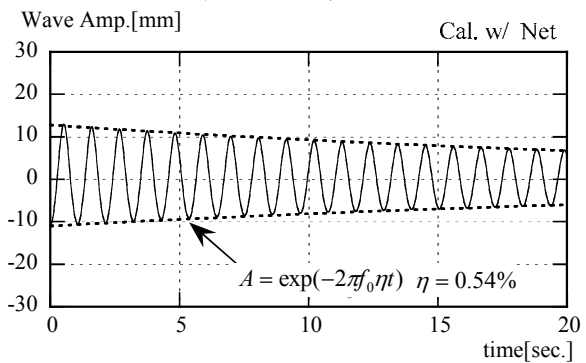
(a) 実験値(水深250mm) 減衰ネットなし



(c) 計算値(水深150mm) 減衰ネットなし



(b) 実験値(水深250mm) 減衰ネットあり



(d) 計算値(水深150mm) 減衰ネットあり

図-3 端部液高の自由振動波形

3. 計算手法の検証

(1) 検証水槽モデル

本研究で対象とする数値流体計算法の検証用水槽モデルは貯蔵槽内の液体スロッシングで最も単純な矩形水槽とした。この検証実験に用いた矩形水槽を図-2に示す。静止時水深は150mmとし、スロッシング減衰ネット効果の再現性確認のため、水槽中央部に線径 0.55mm、開口率 68.3%(8メッシュ)のネットを設置した場合についても検討した。自由振動実験によるスロッシング減衰を測定するとともに単周期加振実験を行い、加振振動数と波高の関係を調べた。

計算で再現した矩形水槽の加振直角方向幅は、計算の効率性ならびに現象の一様性を考慮して、実験に用いた

矩形水槽の 1/2 とした。計算条件を表-2に示す。計算の加振振動数は減衰ネットなしの場合、ありの場合とも5通りとした。計算での加振は、各加振振動数で振幅が 0.2mm となる加速度に対応した慣性力を外力として運動方程式に付加した。計算条件を表-2に示す。

(2) 計算結果

水槽端部の波高の自由振動波形を図-3に示す。実験値の自由振動波形は、正側の振幅のほうが負側の振幅より若干大きくなり、その傾向は計算結果でも再現されている。減衰定数に着目すると、減衰ネットがない場合には計算値 ($\eta = 0.21\%$) は実験値 ($\eta = 0.25\%$) をよく再現している。減衰ネットがある場合、実験では $\eta = 0.67\%$ に対し計算では $\eta = 0.54\%$ となり、減衰定数の差異は減衰ネットが

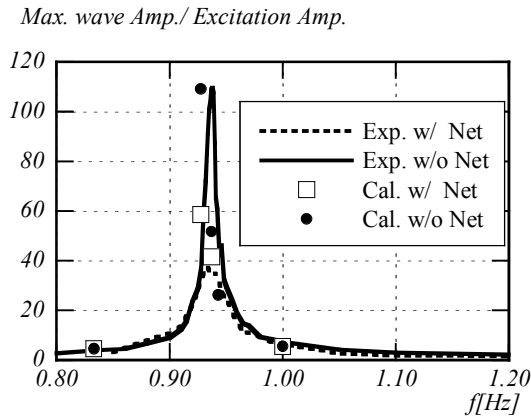


図-4 加振振動数と波高の関係

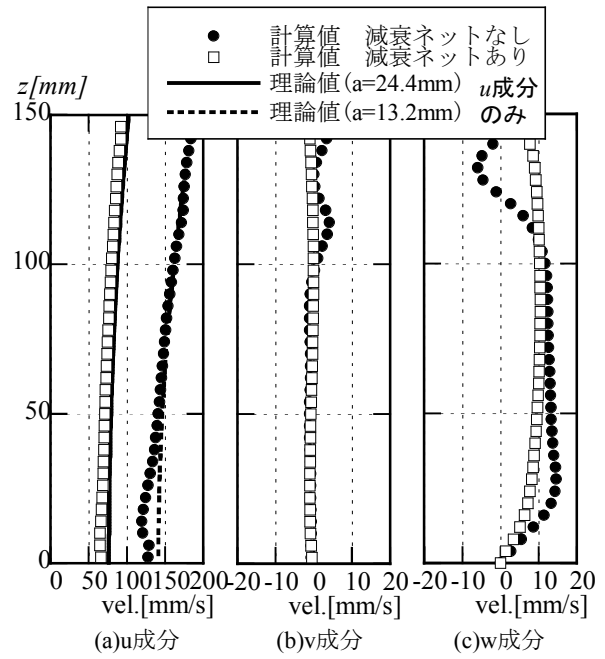


図-5 流速最大時の水槽中心位置での流速分布

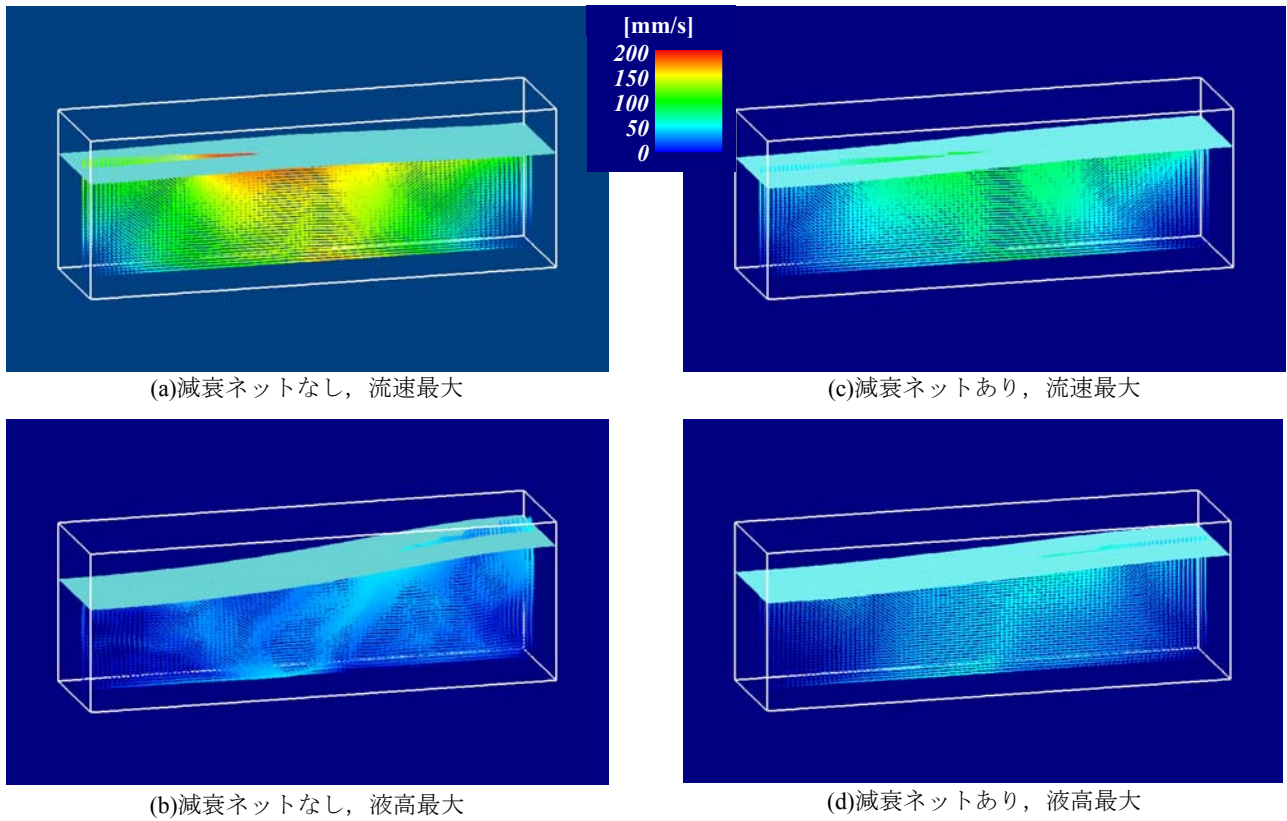


図-6 自由水面変位と流速ベクトル

ない場合よりもやや大きくなっている。これは式 (3) の抵抗係数 K の定義では上流の流入流速が用いられているのに対し、本計算では抵抗係数 K を式 (2) に代入して抵抗力を求める際の流速をネット内の流速を用いているため、抵抗力の算出誤差が生じたものと思われる。

加振振動数と波高振幅の関係を図-4に示す。図中には計算結果の検証のために行った実験値も付記する。また

縦軸の液高振幅は加振振幅で除した値である。減衰ネットがない場合、計算で求めた共振時の波高振幅は実験結果とよい対応をしている。共振振動数に差異がみられるがその差は約 1% (実験値 $f_0=0.934\text{Hz}$, 計算値 $f_0=0.928\text{Hz}$) と極めてわずかな違いである。減衰ネットがある場合には、共振振動数付近で計算による波高振幅は実験結果より大きくなっている。この差異の原因は、前述の抵抗係

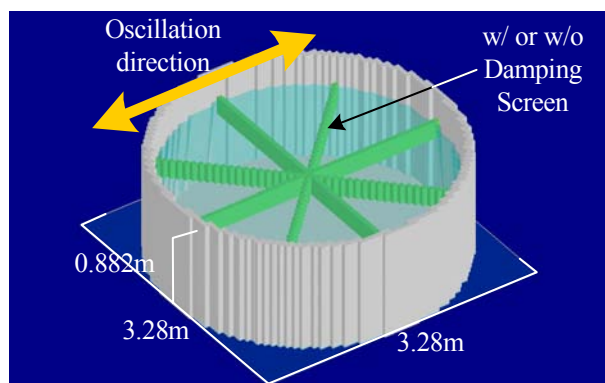


図-7 対象とした円筒形タンクの形状

数 K の定義の違いと考えられる。

非粘性微小振幅の波動理論 (ポテンシャル理論) によると流れ方向流速 (u 成分) ならびに鉛直方向流速 (w 成分) の流速は下式で表される。

$$u = k \frac{ga}{\omega} \frac{\cosh\{k(z+h)\}}{\cosh(k \cdot h)} \cdot \sin(k \cdot x) \cdot \cos(\omega \cdot t + \varepsilon) \quad (5)$$

$$w = k \frac{ga}{\omega} \frac{\sinh\{k(z+h)\}}{\cosh(k \cdot h)} \cdot \cos(k \cdot x) \cdot \cos(\omega \cdot t + \varepsilon) \quad (6)$$

ここで, k : 波数 ($= 2\pi/\lambda$, λ : 波長), ε : 位相差, t : 時間, a : 振幅, h : 水深, ω : 固有角振動数 ($= 2\pi f_0$, f_0 : 固有振動数)

u 成分の流速が最大となる時の水槽中央部における流速の高さ方向分布を図-5に示す。図-5(a)には式(5)の理論値も併記する。これは中央部で流速最大となるときで, $kx = \pi/2$, $\omega t + \varepsilon = 0$ とし, 振幅 a は計算値 (正側の振幅とし, それぞれ減衰ネットなしの場合 $a = 24.4\text{mm}$, 減衰ネットありの場合 $a = 13.2\text{mm}$) を用いている。計算による流速の u 成分の鉛直分布と式(5)の理論値を比較するとおおむね良い一致を示している。ただし, 水槽底面付近は底面による粘性や乱れの影響により, 非粘性微小振幅の波動理論とは異なる値となっている。すなわち, 底面近傍以外では減衰ネットの有無に関わらず, おおむね非粘性微小振幅の波動理論の流速に沿っていることが確認できる。

次に共振時における鉛直断面内流速ベクトル分布と自由液面形状を図-6に示す。水面がほぼ平坦になるとき (図-6(a)) に流速が大きくなり, 最大となる位置は中央部液面近傍である。しかし, 底面付近でも流速が大きくなっている部分もある。また波高振幅が最大になるとき (図-6(b)) には全体的に乱れが発生するなどポテンシャル流理論式では得られない現象が現れている。

4. 円筒形タンク内液体の地震応答計算

次に減衰ネットを石油タンクのスロッシング低減を目

表-3 円筒形タンクの計算条件

計算領域 [m]	$x \times y \times z = 3.28 \times 3.28 \times 1.2$
計算格子数	$N_x \times N_y \times N_z = 63 \times 63 \times 63$
格子幅 [m]	$dx = 0.055, dy = 0.055, dz = 0.02$
時間間隔 [sec.]	$\Delta t = 2.0 \times 10^{-3}$
ネット抵抗係数	$K = 6.7$
ネット高さ [m]	0.208
入力地震動	十勝沖地震(K-net 苫小牧) EW方向の1/25相似波形
計算ケース	Case1:w/o floating roof and net Case2:w/ floating roof, w/o net Case3:w/ floating roof and net

的として設置した場合を想定して, 円筒形タンク内液体の地震応答の計算を実施した。

(1) 円筒形タンク概要ならびに計算条件

計算の対象としたタンクは直径 3.28m, 高さ 1.2m の円筒形タンクである。この円筒形タンクに水深 0.882m の水を入れた状態を設定した。減衰ネットは水面付近に放射状に 8 本設置した。減衰ネットの高さは 0.2m であり, 水面変動とともに上下に移動するものとした。対象とした円筒形タンクモデルを図-7に示す。

計算は, Case1 として浮き屋根・減衰ネットともなし, Case2 として浮き屋根あり・減衰ネットなし, Case3 として浮き屋根・減衰ネットともありの 3 ケースを実施した。計算条件を表-3に示す。

浮き屋根のモデル化である薄板の材料特性として, 縮尺模型による検証実験⁶⁾の条件と同様な条件となるようヤング係数 3230N/mm², ポアソン比 0.35(アクリル材料特性), 厚さ 2mm を設定した。

(2) 計算結果

各計算ケースでの 1 次自由振動時のタンク端部の波高を図-8に示す。図-8より, Case1(浮き屋根, 減衰ネットともなし)と Case2(浮き屋根あり, 減衰ネットなし)ではほぼ同じ波形をしている。縮尺模型による検証実験⁶⁾では浮き屋根によりスロッシングの減衰定数がわずかに大きくなるのに対し, 計算ではその効果が認められない。これは, 実験では浮き屋根モデルは 2mm の薄板に数箇所にリブを有しているのに対し, 計算では 2mm の薄板のみ再現しているため, 実験と計算で薄板の曲げ剛性が異なるためと考えられる。因みに, 浮き屋根の厚さを 5mm とした場合の 1 次自由振動時のタンク端部波高を図-9に示す。薄板の曲げ剛性を上げて計算すると減衰が浮き屋根なしの場合に比べ大きくなり, 薄板の効果が認められる。Case3(浮き屋根, ネットともあり)の場合の自由振動波形は Case1 に比べ, 振幅の減衰が大き

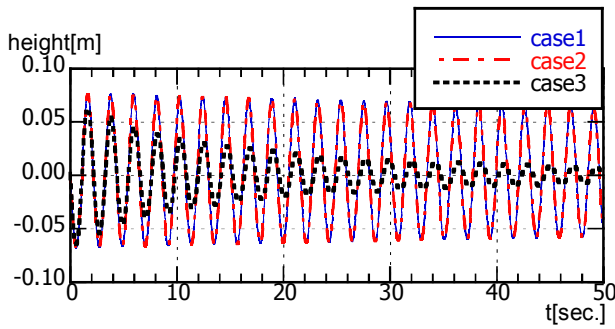


図-8 タンク端部の自由振動波形

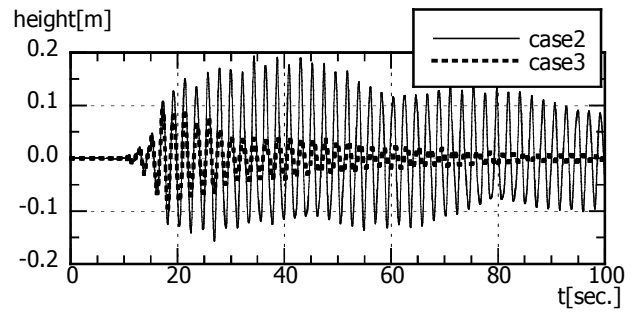


図-10 タンク端部の波高の時刻歴(計算結果)

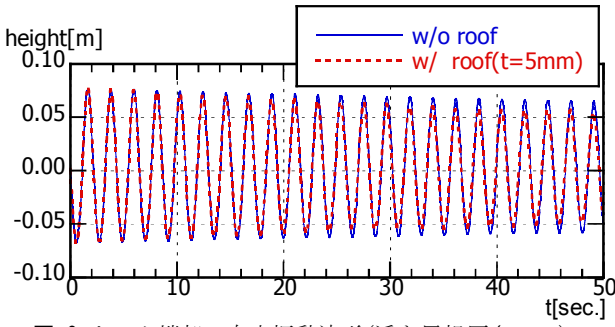


図-9 タンク端部の自由振動波形(浮き屋根厚さ5mm)

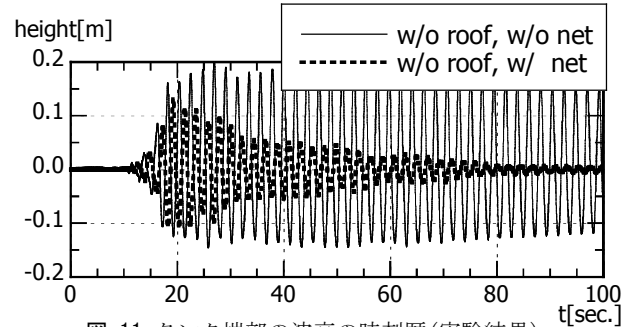


図-11 タンク端部の波高の時刻歴(実験結果)

く、減衰ネットの効果が認められる。固有振動数は、検証実験では 0.455Hz に対し、計算ではいずれのケースもほぼ 0.463Hz であり検証実験をよく再現している。

Case2, Case3 の場合の地震波形入力時のタンク端部波高の時刻歴を 図-10 に示す。また縮尺模型による検証実験結果を 図-11 に、入力地震動波形を 図-12 にそれぞれ示す。入力地震動は2003年9月26に発生した十勝沖地震の K-net 苫小牧で観測された EW 方向地震動の縮尺 1/25 相似波形を用いた。加振は矩形水槽による検証計算と同様に、 図-12 に示す加速度に対応する慣性力を加振方向の運動方程式に付加することで再現した。まず、縮尺模型の検証実験の性状をみると、減衰ネットなしの場合、入力地震動が最大となる $t=16$ 秒付近から波高振幅が大きくなり、その後入力地震動が小さくなっても波高は徐々に大きくなり、共振による後揺れ現象が認められる。波高が最大となるのは、 $t=26$ 秒付近で最大振幅 0.20m である。減衰ネットがある場合も入力地震動が最大となる 16 秒付近から波高振幅が大きくなり、振幅も減衰ネットなしの場合に比べわずかに小さくなっているのみである。しかし、入力地震動が小さくなるに従い波高も小さくなり、共振による後揺れ現象がなくなっているのが確認できる。波高が最大となるのは入力地震動が最大となった直後の $t=17$ 秒付近で最大振幅 0.13m である。以上の傾向は計算でもよく再現できている。また、本研究で対象とした減衰ネットは地震発生直後付近の主要動による振幅低減には効果が小さいが、共振による後揺れ現象には大きな効果が認められる。今回の例では最大振幅は約 1/2 に低減されている。

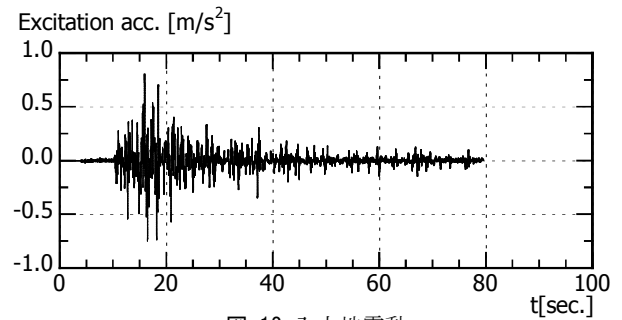


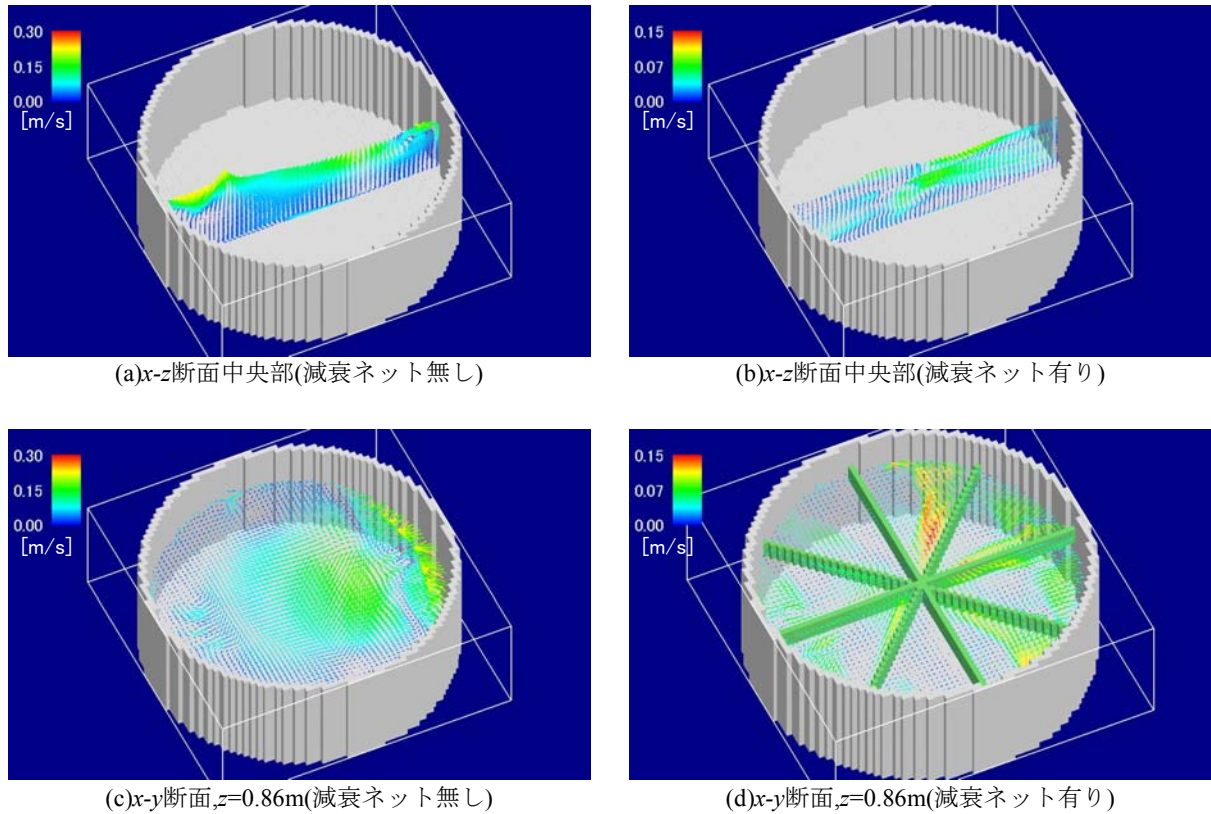
図-12 入力地震動

流速が最大となる(液面がほぼ水平となる) $t=30$ 秒時の x - y 断面中央部ならびに $z=0.86$ m の x - y 断面の流速ベクトルを 図-13 に示す。減衰ネットなしの場合、流速が大きくなる箇所は主に液面付近であり、矩形水槽による単周期加振のときのようにタンク底面の流速は大きくない。水平分布についても、中央部付近ならびに加振方向壁面付近で流速が大きくなっている。これらの流速分布から、今回検討した減衰ネットの配置箇所は高速部とおおむね一致し、効果的な配置であるといえる。

減衰ネットがある場合の流速分布は、ない場合と比べて様相が異なる。流速が最大となるのは、減衰ネットの影響により、液面付近ではなく減衰ネットより少し下の部分である。また流れ方向は加振方向ではなく、加振方向に対して斜めに配置された減衰ネットに沿った方向である。

5. おわりに

スロッシング現象の解明と減衰装置の効果の評価を目

図-13 流速ベクトル($t=30\text{sec}$)

的として、水面変動を考慮したLES法を貯蔵槽内液体のスロッシング現象の再現計算に適用した。本研究で採用した数値計算法の妥当性は、基本的矩形水槽の自由振動の減衰過程、単周期加振に対する応答特性、ならびにスロッシング減衰ネットの効果の再現性などを検証することにより確認された。減衰特性および共振振動数の正確な予測は粘性効果がどの程度捉えられているかに依存するが、本計算に用いられた計算格子数では模型スケール流れの壁面近傍流れを解像でき、粘性効果の影響も再現できることが分かった。

石油タンクの地震時スロッシング低減に対する減衰ネットの効果の確認を目的とし、検証された計算法を用いて円筒形タンク内液体の地震応答解析を実施した。減衰ネットを設置することにより、円筒形タンク内の地震時液体スロッシングは減衰ネットのない場合に比べ最大振幅が約 1/2 に低減し、共振による後揺れ現象が抑制されることが確認された。また本数値流体計算によりタンク内の非常常 3 次元流れの詳細が観察でき、減衰ネットの効果的配置の検討などに役立つことができることが分かった。

謝辞：本研究を行うに当たり、神戸大学大学院工学研究科中山昭彦教授にご指導頂いた。また本研究で用いた

K-NET 苫小牧の強震記録は防災科学技術研究所のK-NETより提供されたものである。記して感謝します。

参考文献

- 1) M. Sussman, E. Smereka, S.Osher :A level set approach for computing solutions to incompressible two-phase flow, *J. Comp. Phys.*, Vol.114, pp.146-159,1994.
- 2) C. W. Hirt and B. D. Nichols: Volume of Afluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries, *J. Comp. Phys.* Vol. 39, pp.201-225, 1981.
- 3)中山昭彦, 江田智行, 松村友宏: 修正 HSMAC 法による開水路乱流の LES, *水工学論文集*, Vol.49, p.661-666, 2005.
- 4)野路利幸, 吉田英敏, 立見栄司, 小坂英之, 萩生田弘: 水のスロッシングを利用した制振装置の研究 (その1)装置の流体力特性と制振効果の特性, *日本建築学会構造系論文報告集*, 第 411 号, pp.97-105, 1990.
- 5)日本機械学会編: 機械工学便覧 A5 流体工学, 丸善, p.86, 1986.
- 6)鈴木他: 浮遊式ネットを用いた石油タンクの液面揺動制御装置の開発, その1, その2, *日本建築学会学術講演梗概集 B2*, 2007

「ふげん」原子炉本体解体に向けた AWJ 技術の適用性検討評価 —超小型 AWJ カuttingヘッドの開発と模擬材の切断試験—

Assessment of the Applicability of AWJ Technique for Dismantling the Reactor of FUGEN - Development of Ultra-Small AWJ Cutting Head and Cutting Tests for Simulated Materials -

丸山 信一郎 SHINICHIRO MARUYAMA
大鐘 大介 DAISUKE OGANE

新型転換炉ふげん発電所の原子炉本体解体工法を検討するにあたり、圧力管とカランドリア管からなる2重管および炉内厚板構造物の解体技術として、アブレイシブウォータージェット（AWJ）技術の適用性を切断試験により確認した。水中環境下で切断試験を行った結果、開発した超小型 AWJ カuttingヘッドで2重管模擬材が管の内側から同時に切断できると汎用のヘッドで厚板部材が切断できることを確認した。

キーワード：ふげん、原子炉本体解体、アブレイシブウォータージェット、超小型、切断

As a part of the study of dismantling the advanced thermal reactor at the FUGEN Nuclear Power Station, we confirmed the applicability of the abrasive water jet (AWJ) technique that could be used for the dismantlement techniques of double tubes (pressure tube and calandria tube) and thick plate structures in the reactor was confirmed through cutting tests. As the result of cutting tests in the water, it was found that the developed ultra-small AWJ cutting head could cut the simulated double tubes and the general-use head could cut the thick plate material.

Key Words: FUGEN, Reactor Dismantlement, Abrasive Water Jet, Ultra-Small, Cutting

1. はじめに

新型転換炉ふげん発電所（以下「ふげん」と略す）は、熱出力 557MWt、電気出力 165MWe の重水減速沸騰軽水冷却圧力管型原子炉である。

「ふげん」は、安定した稼働率で24年間稼働し、2003年3月に運転を終了した。そして現在は、機器・設備の解体を安全かつ合理的に行うために、解体工法の検討が進められている。

従来から検討されてきた原子炉本体の解体工法は、プラズマアーク等を用いた水中での逐次解体であり、技術的には解体可能であるが、「ふげん」の原子炉構造は特有であるため、切断箇所数が約7,000箇所を超え、解体工期も10年以上となることが分かった¹⁾。このことから、解体工期の短縮および合理化を図るため、新しい発想や技術等を取り入れた原子炉本体解体工法を検討していくこととした。

本報では、「ふげん」原子炉本体解体における固有の課題について、スポット的に実施した模擬材の切断試験結果について述べる。

2. 「ふげん」原子炉本体構造と解体における課題

「ふげん」原子炉本体は、燃料集合体を取めるために圧力管とカランドリア管からなる2重管を224本内蔵した構造となっている。図-1に原子炉本体の構造を示す。

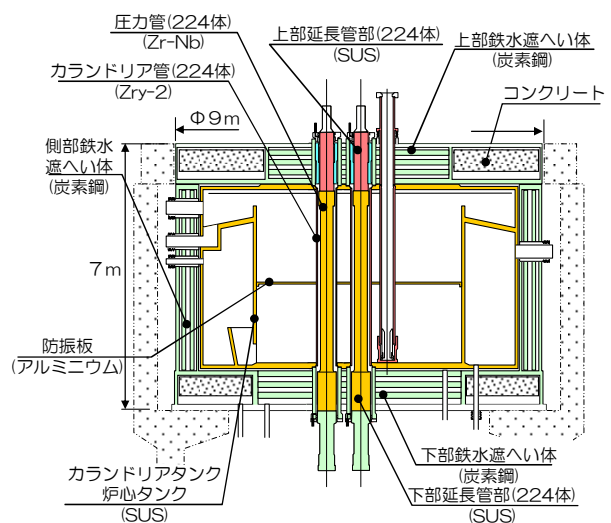


図-1 原子炉本体の構造

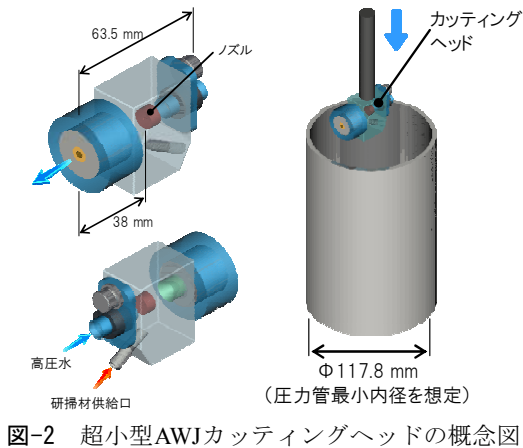
圧力管とカランドリア管を解体するにあたり、これらを別々に1本ずつ切断し、撤去していたのでは、工期が非常に長くなり、解体コストも増大する。また、2重管周辺は狭隘であるため、2重管の合理的な解体工法として、現在、管内部から同時に切断し撤去する工法について検討している。

圧力管とカランドリア管の部材の特徴としては、切断データの少ないジルコニウム (Zr) 合金であることと、長年の運転により高放射化している点があげられる²⁾。これらを考慮すると、熱の影響の少ない機械式切断工法が望ましい。また、管内部から同時に切断することを考えると、スタンドオフ距離（カッティングヘッド吐出口から標的物体までの距離）が長く取れる切断工法³⁾でなければならない。以上のことから、多くの切断工法のなかよりアブレイシブウォータージェット（以下、AWJという）工法を候補にあげ、2重管内部に挿入可能な超小型のAWJカッティングヘッドを開発し、切断試験を行い、原子炉本体解体への適用性の検討評価を行った。

一方、この2重管以外の「ふげん」炉内構造物として、カランドリアタンク上管板と下管板に板厚150mmの極厚のSUS材が用いられている点があげられる。極厚部材の切断については、プラズマアーク等で切断すると、熱の影響により、非常に広いカーフ幅（切断幅）になることや、多くのヒューム（金属蒸気の凝集物）が発生することが懸念される。したがって、SUS材等の極厚部材をAWJにより切断できるか否かの確認と、切断時のカーフ幅等の切断データの取得を行った。

3. 超小型 AWJ カッティングヘッドの開発

圧力管とカランドリア管からなる2重管を圧力管内部より同時切断することを想定し、圧力管内部に挿入可能な寸法の超小型AWJカッティングヘッドを開発した。図-2に超小型AWJカッティングヘッドの概念図を示す。



製作したカッティングヘッドは、外形において従来寸法の3分の1以下程度とすることができ、管内に挿入可能なものとなった。写真-1に製作した超小型AWJカッティングヘッドを示す。



写真-1 超小型AWJカッティングヘッド

4. 試験設備および試験方法

(1) 試験設備

試験設備は、超高压ポンプ、AWJカッティングヘッド、研掃材フィーダ、およびAWJ切断試験装置で構成される。超高压水は、プランジャーポンプにより水圧200 MPaでカッティングヘッドまで送った。一方、研掃材については、インド産ガーネット（モース硬度7～8）を用いて、フィーダにより定量制御しながら、超高压水の負圧吸引によりカッティングヘッドまで供給した。図-3にAWJ切断試験設備の構成図を示す。

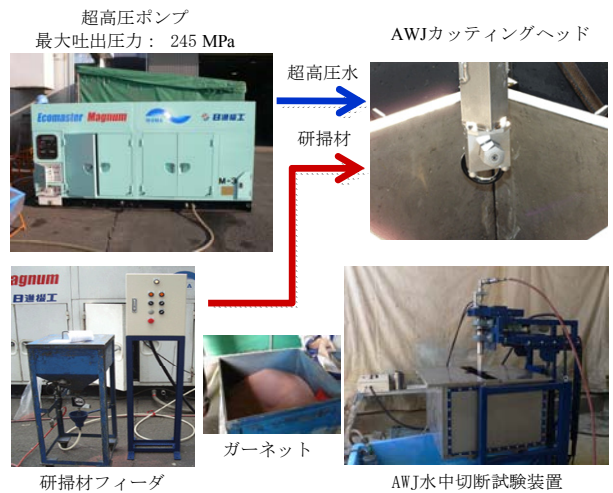


図-3 AWJ切断試験設備の構成図

(2) 試験方法

試験の手順を以下に示す。

- ① 試験体をAWJ切断試験装置の水槽内に固定し、試験体の切断位置にカッティングヘッドを合わせる（写真-2）。
- ② 切断は、水中環境下で実施し、切断中は切断音や切断水槽内の水流の変化で切断状況を予測し、切

断終了後に目視によりその切断状態を確認する
(写真-3)。

- ③ 切断後、発生した二次廃棄物(研掃材残渣, 切断金属屑, 廃水)は専用容器に回収し, 二次廃棄物分析を実施した。

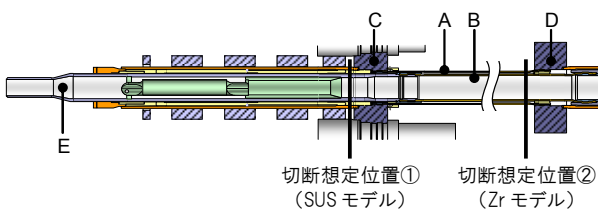


写真-2 試験体セット状況 写真-3 水中切断状況

5. 2重管模擬材切断試験

(1) 2重管模擬材

本試験では、「ふげん」原子炉内部に組み込まれている圧力管集合体に対し, 上部鉄水遮へい体下管板とカランドリアタンク上管板との隙間部分(SUS製: 切断想定位置①)と, カランドリアタンク下管板の上付近(Zr製: 切断想定位置②)を管の内部から水中環境下で2重管を同時切断することを想定した。そして, 各々の想定箇所と同じ材質・径寸法の2重管模擬材を製作し, AWJによる水中切断試験を実施した。図-4に圧力管集合体の管内切断想定位置を示す。また, 写真-4に各切断想定位置と同材質・同径寸法の2重管模擬材を示す。さらに, 表-1に2重管模擬材の仕様を示す。



A: 外管(カランドリア管), B: 内管(圧力管), C: カランドリアタンク上管板(SUS), D: カランドリアタンク下管板(SUS), E: 圧力管上部延長管

図-4 圧力管集合体の管内切断想定位置



圧力管上部延長管 SUSモデル 写真-4 2重管模擬材 圧力管・カランドリア管 Zrモデル

表-1 2重管模擬材の仕様

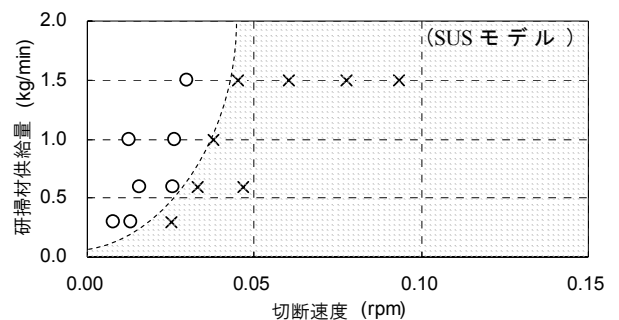
供試体仕様	圧力管上部延長管 SUSモデル		圧力管・カランドリア管 Zrモデル	
	内管	外管	内管	外管
材質	SUS304	SUS304	Zr-Nb	Zry-2
内径 (mm)	95.0	170.0	117.8	156.4
外径 (mm)	127.0	190.0	126.4	160.2
厚さ (mm)	16.0	10.0	4.3	1.9
高さ (mm)	300.0	300.0	207.0	207.0
外面周長 (mm)	398.8	596.6	396.9	503.0
2重管の間隔 (mm)	21.5		15.0	

(2) 試験結果

SUSモデル, Zrモデルとも, 研掃材供給量, 切断速度の条件を変化させ, 切断状態を評価した。ここでは, 内管, 外管ともに完全に切断できる場合を「切断良好」とし, 外管のみ切断できない場合や外管の切断状態が不連続となる場合を「切断不良」とした。

a) 切断速度と研掃材供給量の関係

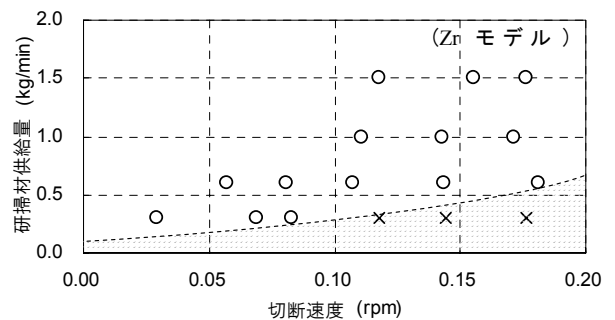
SUSモデルおよびZrモデルにおける切断速度と研掃材供給量の関係を図-5に示す。



○: 切断良好, ×: 切断不良

切断環境: 水中, 吐出圧力: 200 MPa

スタンドオフ距離: 7.5 mm



○: 切断良好, ×: 切断不良

切断環境: 水中, 吐出圧力: 200 MPa

スタンドオフ距離: 18.9 mm

図-5 切断速度と研掃材供給量の関係

SUSモデルでは, 研掃材供給量 0.6 ~ 1.5kg/min の範

囲で切断限界ゾーンの存在が確認された。一方、Zrモデルでは、研掃材供給量 0.3kg/min の場合、切断速度 0.1 rpm を超えると切断不良となり切断限界が確認された。

研掃材供給量 0.6 ~ 1.5kg/min の範囲については本試験条件内では明らかにならなかったが、恐らくさらに速い速度での切断が可能であると考えられる。

b) 切断部バリ状況

切断部のバリ（切断過程で生じる余計な部分）は、実機解体において切断解体物の撤去作業に影響を及ぼす要素であるが、本試験では写真-5に示すように、2重管模擬材の切断部の表面、裏面ともにバリは確認されなかった。よって、切断解体物の撤去作業には影響ないと考えられる。



SUSモデル Zrモデル
写真-5 2重管模擬材の切断部

c) 切断カーフ幅

切断時に発生する切断金属屑量は、実機解体においては放射性二次廃棄物の一つとなるため、その発生予測量の把握は非常に重要となる。この切断金属屑量は切断カーフ幅により発生量が決まる。

本試験では、SUSモデルにおける切断カーフ幅は、内管（SUS材管厚 16mm）の場合 2.5 ~ 4.0mm、外管（SUS材管厚 10mm）の場合 1.5 ~ 2.5mmであった。また、Zrモデルにおける切断カーフ幅は、内管（Zr管厚 4.3mm）の場合 2.5 ~ 4.0mm、外管（Zr管厚 1.9mm）の場合 4.0 ~ 5.0mmであった。

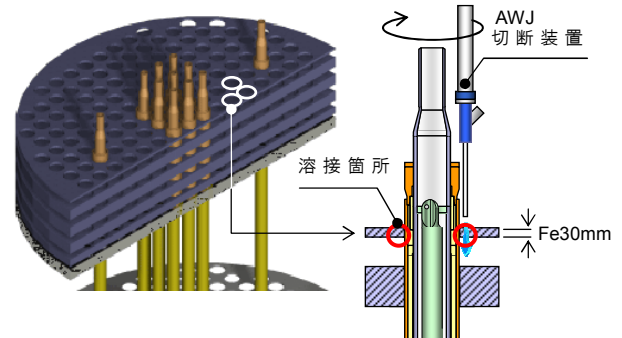
切断カーフ幅は、使用研掃材（種別、供給量）、被切断対象物の材質・厚さ、切断条件（吐出圧力、スタンドオフ距離、切断速度など）に関係するが、本試験の範囲では、切断カーフ幅には研掃材供給量の差異は確認されず、切断速度の増加とともにカーフ幅が狭くなり、ある速度以上になると切断不良になることが分かった。

6. 厚板部材切断試験

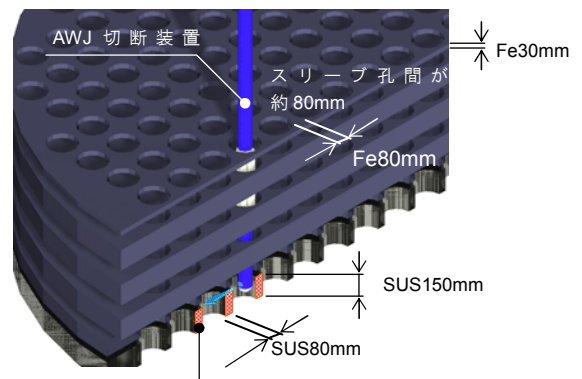
(1) 厚板部材

「ふげん」原子炉本体において、圧力管集合体の上部延長管やスリーブを撤去した場合、多くのスリーブ孔

（圧力管集合体が組み込まれていた孔）を有する板厚 32mm ~ 140mmの炭素鋼板（鉄水遮へい体板）と、板厚150mmのSUS板（カランドリアタンク上管板）の積層構造部材が残ることになる。したがって、このスリーブ孔間（約 80mm）や各積層板の板厚方向（32mm ~ 150mmの炭素鋼板およびSUS板）について、AWJにより切断可能か否かを確認した。本試験において想定した炉内構造物の切断想定部位を図-6に示す。また、本試験で使用した厚板部材の仕様を表-2に示す。



（圧力管上部延長管と鉄水遮へい体板との溶接部）



（圧力管集合体等が引き抜かれた後）

図-6 炉内構造物の厚板切断想定箇所

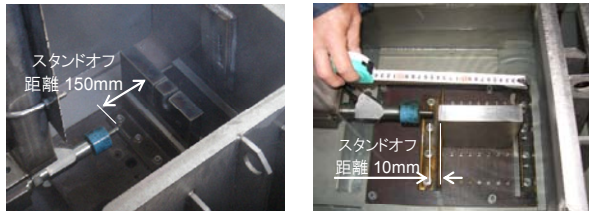
表-2 厚板部材の仕様

厚板部材モデル名	Fe30モデル	SUS80モデル	SUS150モデル
対象想定部材	上部鉄水遮へい体上管板	カランドリアタンク上管板(断面切断)	カランドリアタンク上管板(平面切断)
材質	炭素鋼	SUS304	SUS304
板厚	30mm	80mm	150mm

(2) 試験方法

表-2に示す3種類のモデルについて、水中環境下で切断する。Fe30モデルについては、原子炉上部の狭い空間内で離れた位置からの切断作業を想定していることから、スタンドオフ距離を変化させて切断性能を確認し、

圧力管上部延長管撤去後のカランドリアタンク上管板を想定した SUS80 と SUS150 モデルについては、スタンドオフ距離を 10mm に固定して切断性能を確認する。なお、切断には、汎用の AWJ カutting ヘッドを用いる。写真-6 に、厚板部材モデルのセット状況を示す。



Fe30モデル

SUS150 モデル

写真-6 厚板部材モデルのセット状況

(3) 試験結果

炭素鋼 30mm 厚であれば、スタンドオフ距離 150mm であっても切断可能であることを確認した。一方、SUS 材に関しては、最大 150mm 厚を一回の直進切断で切断できることを確認した。また、AWJ により切断した厚板部材モデルの切断カーフ幅は、水中において AWJ の噴射が衝突する面側が 4 ~ 5mm、背面側が 1.5 ~ 2mm と、他の切断技術と比較し幅が狭いことを確認した。なお、このカーフ幅は、スタンドオフ距離が長くなるにつれて、幅も広くなる傾向がある。写真-7 に、Fe30 モデルの切断部を示し、写真-8 に、SUS150 と SUS80 モデルの切断部を示す。切断面は、どのモデルにおいてもバリのない綺麗な状態であった。



写真-7 Fe30 モデルの切断部

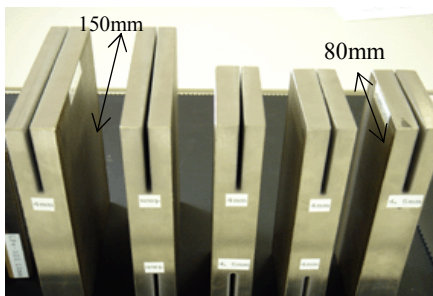


写真-8 SUS150, 80 モデルの切断部

7. 二次廃棄物分析

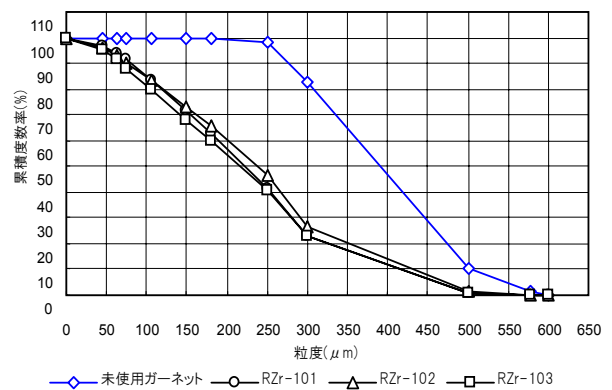
AWJ による切断試験で発生した二次廃棄物（研掃材残渣、切断金属屑、廃水）を回収し、二次廃棄物の性状把握試験を実施した。試験項目は、研掃材残渣の粒度分布測定（篩法）および外観観察（SEM 観察）である。

(1) 粒度分析

粒度測定用試料は、懸濁液と残渣の混合体を使用した。また、一部の試料はさらに硝酸フッ酸水溶液中に投入し、切断金属屑を溶解、除去した後に、使用済ガーネット粒子のみの粒度測定を実施した。

粒度分析方法は、分析用試料全量を金属バットに移して 105℃ の乾燥炉で水分を完全に蒸発させ、磁性粉体を分離し採取した。粒度の測定は篩法で実施し、篩粗さは +26, +30, +50, +60, +83, +100, +140, +200, +235, +300 Mesh とした。

例として、2 重管模擬材 Zr モデルを切断した場合の使用済ガーネットの粒径と累積度数率の関係を、未使用ガーネットデータと合わせて図-7 に示す。粒度分析結果により、研掃材（ガーネット）は切断作業によって粉碎され、微細化することが明らかとなった。



切断環境：水中，吐出圧力：200 MPa，スタンドオフ距離：18.9 mm，切断速度 (mm/min): RZr-101=48.1, RZr-102=24.0, RZr-103=72.1

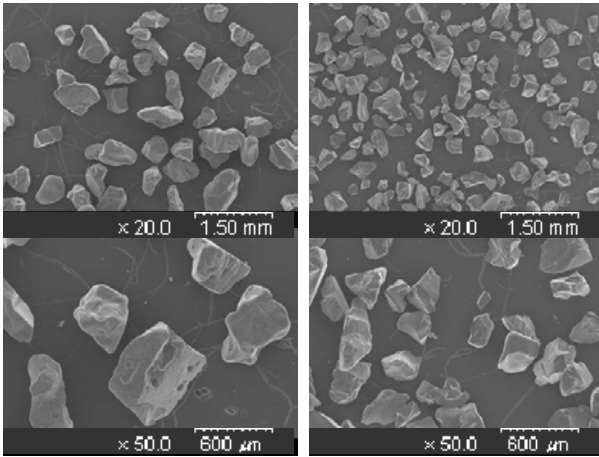
図-7 粒径と累積度数率分布（2重管模擬材Zrモデルを切断した場合）

(2) 外観観察

残渣を乾燥させた後、その外観を走査型電子顕微鏡（SEM）で観察し、形態性状変化を調べた。

例として、切断試験前後（2重管模擬材Zrモデルを切断した場合）の研掃材残渣を SEM 観察した結果を図-8 に示す。切断試験後の研掃材残渣の外観を SEM 観察し

た結果、研掃材にはシャープな稜線を持つものが観測され、切断母材との衝突による破碎が確認された。しかし、切断金属屑らしきものは観測されず、それらは極めて微細なものと推定される。



未使用研掃材

使用済研掃材

図-8 ガーネット SEM 観察（2重管模擬材Zrモデルを切断した場合）

8. 結論

2重管模擬材および厚板部材の切断試験と発生二次廃棄物の分析の結果を、以下に示す。

- ① 2重管模擬材の切断試験により、開発した超小型AWJカッティングヘッドは、水中環境下で2重管を管内側より実用レベルの切断時間で確実に同時切断できることを確認した。
- ② 厚板金属部材の切断試験により、AWJ技術で最大150mm厚のSUS板を1パス（1回の切断作業）で水中切断できることを確認した。また、炭素鋼30mm厚であれば、スタンドオフ距離150mmで切断可能であることを確認した。
- ③ AWJ切断面は、どの試験体においても、切断部表面、裏面ともにバリはなく、綺麗であった。
- ④ 本試験における二次廃棄物分析（粒度分析）により、1回の切断作業で研掃材がかなり細かく粉碎されることが確認されたため、切断後の研掃材の再利用は困難であると考えられる。

以上のことから、周辺環境への影響が少ないAWJ切断技術は、「ふげん」炉内構造物の圧力管集合体切断に有効な技術であり、圧力管集合体以外の厚板金属部材においても適用可能な技術であることが分かった。

今後、原子炉本体解体へAWJ技術を適用するために、切断効率の向上、研掃材使用量の低減および二次廃棄物回収・処理方法の検討等の課題に取り組む必要がある。

謝辞：本研究で対象とした「ふげん」原子炉本体の解体の検討評価に関して、（独）日本原子力研究開発機構敦賀本部ふげん発電所環境技術開発課（森下喜嗣課長，中村保之氏）からご指導，ご助言を賜りました。ここに記して深謝の意を表します。

参考文献：

- 1) Yasuyuki Nakamura, Kouichi Kikuchi, Yoshitugu Morisita, Tatsuo Usui, Daisuke Ogane : Applicability Examination and Evaluation of Reactor Dismantlement Technology in the Fugen –Examination of Double Tubes Cutting by abrasive Water Jet-, Proceeding of 14th International Conference of Nuclear Engineering, ICONE14-89380, 2006.7
- 2) 中村保之, 菊池孝一, 森下喜嗣, 大鐘大介, 臼井龍男: 「ふげん」原子炉解体技術の適用性検討評価; アブレイシブウォータージェットによる2重管模擬材切断試験(その1), 日本原子力学会2006年春の年会予稿集, D44, 2006.3
- 3) 中村保之, 菊池孝一, 森下喜嗣, 大鐘大介, 丸山信一郎, 臼井龍男: 「ふげん」原子炉解体技術の適用性検討評価; アブレイシブウォータージェットによる2重管模擬材切断試験(その2), 日本原子力学会2006年秋の大会予稿集, A64, 2006.9

／ 社外発表論文一覧

社外発表論文一覧【土木】 平成18年度(2006/04/01~2007/03/31)

No.	題 名	執筆者名	所 属	発表誌名	発表年月日
1	RC梁の耐荷性状に及ぼす曲げ補強FRPシート引張剛性の影響に関する数値解析的検討	張広鋒, 岸徳光 三上浩	室蘭工大 当社	土木学会構造工学シンポジウム論文集	2006/4/4
2	せん断破壊型軽量コンクリート製RC梁の耐衝撃性に及ぼすPVA短繊維混入率の影響	岸徳光 栗橋祐介 竹本伸一	当社 室蘭工大 北海道開発土木研 ドービー建設工業	土木学会構造工学シンポジウム論文集	2006/4/4
3	PVA短繊維混入による4辺支持RC版の耐衝撃性向上効果に関する実験的研究	栗橋祐介 岸徳光 三上浩 田口史雄	北海道開発土木研 室蘭工大 当社 北海道開発土木研	土木学会構造工学シンポジウム論文集	2006/4/4
4	ロックシェッドの終局時入力エネルギー量探索に関する数値解析的検討	岸徳光 岡田慎哉, 西弘明 三上浩	室蘭工大 北海道開発土木研 当社	土木学会構造工学シンポジウム論文集	2006/4/4
5	AFRPシート巻き付けによる実規模鋼管橋脚の耐震補強に関する静載荷実験	小室雅人, 岸徳光 三上浩 西弘明	室蘭工大 当社 北海道開発土木研	土木学会構造工学シンポジウム論文集	2006/4/4
6	Online Earthquake Response Test for Stratified Layers	高橋直樹, 山本陽一 兵動正幸 Adrian F. L. Hyde 木村真也	当社 山口大 University of Sheffield 日本技術開発	ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering	2006/5/1
7	Shear Strength of Concrete Brackets for Anchorage of External Tendons in the Strengthening of an Existing Girder	浅井洋 野島昭二, 長田光司 池田尚治	当社 中日本高速道路 横浜国大	2nd International fib Congress	2006/6/6
8	Removal of Deteriorated Concrete of the Prestressed Concrete Girder Damaged by Salt-attack	中村雅之 濱田譲 玉置一清 谷口秀明 渡辺博志	プレストレスト・コンクリート建設業協会 プレストレスト・コンクリート建設業協会 当社 当社 土木研究所	proceedings of the 2nd fib Congress, Italy, ID17-30 (CD-ROM).	2006/6/5-6/8
9	液状化対策としての多層固化改良に関する振動台実験	高橋直樹, 山本陽一 岸下崇裕 兵動正幸, 三浦房紀 吉本憲正	当社 フジタ 山口大 山口大	土木学会論文集C	2006/6/20
10	PVA短繊維混入による軽量コンクリート製RC版の押し抜きせん断耐力向上効果	岸徳光 三上浩 竹本伸一 栗橋祐介	室蘭工大 当社 ドービー建設工業 土木研寒地土木研	コンクリート工学年次論文集	2006/7/30
11	PVA短繊維を混入した軽量コンクリート製RC版の重錘落下衝撃実験	栗橋祐介 岸徳光 三上浩 竹本伸一	土木研寒地土木研 室蘭工大 当社 ドービー建設工業	コンクリート工学年次論文集	2006/7/30
12	PVA短繊維を混入したRC梁の耐荷性状に関する数値解析的検討	山田真司 岸徳光, 張広鋒 三上浩	国土交通省北海道開発局 室蘭工大 当社	コンクリート工学年次論文集	2006/7/30
13	FRPシート下面接着RC版の耐荷性状に関する数値解析的検討	内田雅俊 岸徳光, 張広鋒 三上浩	東京都建設局 室蘭工大 当社	コンクリート工学年次論文集	2006/7/30
14	AFRPシートせん断補強RC梁の耐荷性状に関する実験的検討	張広鋒, 岸徳光 三上浩 栗橋祐介	室蘭工大 当社 土木研寒地土木研	コンクリート工学年次論文集	2006/7/30
15	AFRPシートの3面補強と4面補強を併用してせん断補強したRC梁の正負交番載荷試験	中島規道, 三上浩 藤田学 井之上賢一	当社 当社 ファイベックス	コンクリート工学年次論文集	2006/7/30
16	AFRPシートを緊張して接着したRC/PC梁の耐荷性状に関する実験的研究	澤田純之, 岸徳光 三上浩, 藤田学	室蘭工大 当社	コンクリート工学年次論文集	2006/7/30
17	AFRPシート曲げ補強RC梁のアンカーボルトを用いた剥離抑制法に関する実験的研究	鈴木健太郎 三上浩 岸徳光, 澤田純之	構研エンジニアリング 当社 室蘭工大	コンクリート工学年次論文集	2006/7/30
18	アラミド繊維をせん断補強筋に用いた梁のせん断耐力に関する研究	竹之井勇, 浅井洋 中島規道, 藤田学	当社 当社	コンクリート工学年次論文集	2006/7/30
19	鉄筋比の異なるAFRPシート下面接着RC版の押し抜きせん断性状に関する実験的研究	三上浩, 藤田学 岸徳光, 澤田純之	当社 室蘭工大	コンクリート工学年次論文集	2006/7/30
20	超高強度繊維補強コンクリートの品質安定性に関する検討	大野俊夫, 坂井吾郎 保利彰宏 樋口正典	鹿島建設 電気化学工業 当社	コンクリート工学年次論文集	2006/7/30
21	高強度コンクリートの表面仕上げと養生の方法に関する検討	谷口秀明, 樋口正典 藤田学	当社 当社	コンクリート工学年次論文集	2006/7/30

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表年月日
22	敷砂を設置した大型RC梁の重錘落下衝撃実験	今野久志, 石川博之 岸徳光 三上浩	土木研寒地土木研 室蘭工大 当社	コンクリート工学年次論文 集	2006/7/30
23	側面にブラケットを有するラーメン橋脚横梁の アラミド繊維シート補強工法	篠崎裕生, 三上浩 睦好宏史, Govinda Raj Pandey	当社 埼玉大	コンクリート工学年次論文 集	2006/7/30
24	外周リブ付鋼管を用いた合成構造橋脚と鋼管 杭との接合部に関する研究	三加崇, 篠崎裕生 山田武正, 渡辺宗樹	当社 当社	コンクリート工学年次論文 集	2006/7/30
25	平鋼シアコネクタによる混合構造接合部にお ける応力伝達に関する基礎的研究	山田武正, 辻本和弘 渡辺宗樹, 篠崎裕生	当社 当社	コンクリート工学年次論文 集	2006/7/30
26	高強度コンクリート構造物の構造性能研究委 員会報告	菅野俊介 藤田学 勅使川原正臣 須田久美子 木村秀樹	広島大大学院 当社 名古屋大大学院 鹿島建設 竹中工務店	コンクリート工学年次論文 集	2006/7/30
27	Horizontal load tests of model piled rafts with different pile head connection conditions	三上博 崎浜博史 堀井宏謙 新井寿昭 松本樹典, P.Kitiyodom	当社 安藤建設 間組 西松建設 金沢大	国際地盤工学会 International Conference on Physical Modelling in Geotechnics 2006	2006/8/4
28	かぶりコンクリートが電気化学的鉄筋腐食測 定法に及ぼす影響	斯波明宏, 樋口正典 藤田学	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	2006/10/27
29	短繊維混入吹付けモルタルと連続繊維メッ シュによる道路トンネルの内面補強	栗橋祐介, 田口史雄 岸徳光 三上浩	土木研寒地土木研 室蘭工大 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	2006/10/27
30	AFRPシート曲げ補強RC梁の耐荷性状に与 える接着樹脂の影響に関する実験的研究	澤田純之, 岸徳光 三上浩 栗橋祐介	室蘭工大 当社 土木研寒地土木研	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	2006/10/27
31	アラミド繊維をせん断補強材に用いた梁のせん 断耐力	浅井洋, 竹之井勇 中島規道, 藤田学	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	2006/10/27
32	限界添加率の多孔質材料への適用性に関する 研究	今泉繁良 吉直卓也 土居洋一, 黒川幸彦 高橋直樹	宇都宮大大学院 宇都宮大 当社 当社	廃棄物学会研究発表会講 演論文集	2006/11/1
33	国内超大深度立坑工事の地山崩壊形態から 見た崩壊発生機構に関する考察	櫻井春輔 清水則一 芥川真一 吉田秀典 佐藤稔紀 山地宏志	建設工学研究所 山口大大学院 神戸大 香川大 日本原子力研究開発機構 当社	土木学会論文集F	2007/1/31
34	70年間経過した鉄筋コンクリート橋の耐久性 調査	迫田恵三, 渡邊晋也 斯波明宏, 樋口正典	東海大 当社	セメント・コンクリート論文 集	2007/2/20
35	地層内溶存メタン測定のためのセンサー開発 とその諸特性について	兵動正幸 大賀光太郎 國丸貴紀 山本陽一 佐々木勝司 MASSON Michel	山口大 北大大学院 日本原子力研究開発機構 当社 サンコーコンサルタント CAPSUM Technol.	地盤工学研究発表会発表 講演集	2006/6/20
36	不飽和まさ土の繰返しせん断挙動と盛土の変 形予測	高橋翔, 兵動正幸 ORENSE R., 吉本憲正 山本陽一 正木健太	山口大大学院 山口大 当社 アジア航測	地盤工学研究発表会発表 講演集	2006/6/20
37	パイルド・ラフト基礎の杭頭接合部回転剛性に 着目した模型載荷実験(その7 基礎周辺地盤 の地中変位測定)	三上博 藤田将輝 新井寿昭 堀井宏謙	当社 安藤建設 西松建設 ハザマ	日本建築学会学術講演梗 概集B-1	2006/7/31
38	コンクリート自碇式吊床版橋の長支間化が終 局耐力に及ぼす影響	羽根航 近藤真一 中村一史, 前田研一	建設技術研 当社 首都大学東京	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2006/9/1
39	コンクリート自碇式吊床版橋の構造高が静的・ 動的構造特性に及ぼす影響	富所宏多 近藤真一 中村一史, 前田研一	大林組 当社 首都大学東京	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2006/9/1
40	硬岩地山における高抜け発生に関する数値 解析による検討	船津貴弘, 足立光 清水則一 佐藤稔紀 山地宏志	山口大大学院 山口大大学院 日本原子力研究開発機構 当社	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2006/9/1

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表年月日
41	超大深度立坑連接部掘削時挙動に関する考察	山田文孝, 山地宏志 佐藤稔紀 船津貴弘, 清水則一	当社 日本原子力研究開発機構 山口大大学院	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2006/9/1
42	ショートステップ工法の地山安定化機構に関する数値解析的考察	山地宏志, 山田文孝 佐藤稔紀 船津貴弘, 清水則一	当社 日本原子力研究開発機構 山口大大学院	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2006/9/1
43	仮想現実システムを利用した地下構造物設計・施工支援システムの開発	板倉賢一, 徐招峰 佐藤稔紀 山地宏志	室蘭工大 日本原子力研究開発機構 当社	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2006/9/1
44	道路橋RC床版のAFRPシート補強による疲労耐久性の検討および施工	小林健二郎 中島規道 松井繁之	首都高速道路 当社 大阪工大	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2006/9/1
45	FRPシート補強RC版の押し抜きせん断破壊挙動に関する数値解析的研究	内田雅俊 岸徳光, 岸徳光 三上浩	東京都建設局 室蘭工大 当社	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2006/9/1
46	AFRPシート下面接着RC版の押し抜きせん断性状に与える鉄筋比の影響	三上浩 岸徳光, 澤田純之 栗橋祐介	当社 室蘭工大 土木研寒地土木研	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2006/9/1
47	せん断破壊型FRPシート下面接着RC梁の耐荷性状に関する実験的研究	近藤雅俊 岸徳光, 澤田純之 三上浩	室蘭工大大学院 室蘭工大 当社	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2006/9/1
48	矩形RC梁に対するAFRPシートのせん断補強効果に関する実験的研究	張広録, 岸徳光 澤田純之 三上浩	室蘭工大 室蘭工大 当社	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2006/9/1
49	緊張接着によるAFRPシート曲げ補強RC/PC梁の耐荷性状に関する実験的研究	池田聡 岸徳光 三上浩, 藤田学	室蘭工大大学院 室蘭工大 当社	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2006/9/1
50	FRPシート下面接着RC梁のアンカーボルトによる剥離抑制効果に関する実験的検討	鈴木健太郎 岸徳光, 澤田純之 三上浩	構研エンジニアリング 室蘭工大 当社	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2006/9/1
51	含浸接着樹脂の異なるAFRPシート曲げ補強RC梁の耐荷性状に関する実験的検討	澤田純之, 岸徳光 三上浩 栗橋祐介	室蘭工大 当社 土木研寒地土木研	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2006/9/1
52	PVA短繊維を混入した軽量コンクリート製RC版の耐衝撃挙動	栗橋祐介 岸徳光 三上浩 竹本伸一	土木研寒地土木研 室蘭工大 当社 ドービー建設工業	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2006/9/1
53	PVA短繊維を混入した軽量コンクリート製RC版の押し抜きせん断性状	岸徳光 三上浩 栗橋祐介 竹本伸一	室蘭工大 当社 土木研寒地土木研 ドービー建設工業	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2006/9/1
54	PVA短繊維を混入したRC梁の曲げ耐荷性状に関する数値解析的検討	山田真司 張広録, 岸徳光 小室雅人 三上浩	国土交通省北海道開発局 室蘭工大 室蘭工大 当社	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2006/9/1
55	しらすを用いたベントナイト混合土の透水特性に関する研究	土居洋一, 高橋直樹 今泉繁良 吉直卓也	当社 宇都宮大大学院 宇都宮大	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2006/9/1
56	凝灰質砂岩破砕砂を用いたベントナイト混合土の透水特性に関する研究	高橋直樹, 土居洋一 黒川幸彦 今泉繁良 吉直卓也	当社 当社 宇都宮大大学院 宇都宮大	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2006/9/1
57	溶存メタンセンサーによる地層内メタン濃度測定その1 測定値に及ぼすガス種水流の影響	兵動正幸 大賀光太郎 國丸貴紀 山本陽一 佐々木勝司 MASSON Michel	山口大 北大大学院 日本原子力研究開発機構 当社 サンコーコンサルタント CAPSUM Technol.	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2006/9/1
58	溶存メタンセンサーによる地層内メタン濃度測定その2 幌延における孔内測定試験	兵動正幸 大賀光太郎 國丸貴紀 山本陽一 佐々木勝司 MASSON Michel	山口大 北大大学院 日本原子力研究開発機構 当社 サンコーコンサルタント CAPSUM Technol.	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2006/9/1
59	AFRPシート巻き付けによる鋼管橋脚模型の耐震補強に関する一検討	小室雅人, 岸徳光 三上浩 西弘明 CHEN W.F.	室蘭工大 当社 土木研寒地土木研 Univ. of Hawaii	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2006/9/1
60	せん断補強筋の配置間隔を変化させたせん断破壊型RC梁の耐衝撃性状	伊勢谷真樹 BHATTI Abdul Qadir 岸徳光 三上浩	室蘭工大大学院 室蘭工大大学院 室蘭工大 当社	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2006/9/1

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表年月日
61	せん断補強筋の鉄筋径が異なるせん断破壊型RC梁の耐衝撃性状	東中邦夫 岸徳光 三上浩 BHATTI Abdul Qadir	竹中土木 室蘭工大 当社 室蘭工科大学院	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2006/9/1
62	実規模RC桁に関する三次元弾塑性衝撃応答解析の妥当性検討	名雪利典 岸徳光 今野久志 三上浩	大林組 室蘭工大 土木研寒地土木研 当社	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2006/9/1
63	トンネル覆工巻き厚管理への3次元レーザースキャナの適用	塩崎正人, 佐田達典 村山盛行 清水哲也 車田茂美	ファイールドテック タクモ テクノフラッシュ	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2006/9/1
64	2径間PRC梁におけるクリープ・収縮に伴う長期応力算定手法に関する実験的研究	玉置一清, 三加崇 浅井洋	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	2006/9/20
65	PC橋の断面修復に関する実験的研究(その1) -断面修復部に生じるひび割れ発生挙動の推定方法-	横山和昭, 中間淳史 玉置一清, 三加崇	中日本高速道路 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	2006/9/20
66	PC橋の断面修復に関する実験的研究(その2) -断面修復後の追加プレストレスの経時変化-	三加崇, 玉置一清 中間淳史, 横山和昭	当社 中日本高速道路	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	2006/9/20
67	海上飛沫帯に20年暴露したエポキシ樹脂塗装鉄筋の引張性能	浅井洋 石井浩司 守屋進 大澤隆英	当社 ビーエス三菱 土木研究所 日本ペイント販売	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	2006/9/20
68	プレキャストPC複合橋脚に関する基礎的研究	鈴鹿良和, 平喜彦 春日昭夫, 浅井洋	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	2006/9/20
69	築川ダム9号橋の設計と施工	川上健太郎 小林雅明 村田宣幸	当社 長崎大 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	2006/9/20
70	PC橋を対象とした高強度コンクリートの配合, 強度および収縮に関する一考察	谷口秀明, 樋口正典 藤田学	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	2006/9/20
71	塩害を受けたPC桁の劣化部除去に関する検討	中村雅之 渡辺博志 中村定明 谷口秀明	プレストレスト・コンクリート建設業協会 土木研究所 プレストレスト・コンクリート建設業協会 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	2006/9/20
72	震源核形成・成長に伴うAEの波形変化をとらえる試み(2)-圧盤設計と実験概要	川方裕則 高橋直樹 西澤修 高橋輝雄, 三浦勉	立命館大 当社 産業技術総合研 京大	日本地震学会秋季大会講 演予稿集	2006/10/1
73	耐震補強推進のための地震リスクファイナンス制度	山田哲也 福島誠一郎 高橋郁夫 吉村美保, 目黒公郎	当社 東電設計 清水建設 東京大生産技研	土木学会防災計画研究発 表会	2006/10/20
74	アクティブ型ICタグを用いた建設車両運行管理に関する基礎実験	佐田達典, 山地宏志 大津慎一	当社 当社	土木学会土木情報利用技 術講演集	2006/10/26
75	3次元レーザースキャナーを用いたトンネル覆工巻き厚管理の現場適用	小西昭裕 織田重和, 櫻井雄二郎 塩崎正人, 佐田達典	国土交通省近畿地整 当社 当社 当社	土木学会土木情報利用技 術講演集	2006/10/26
76	PC橋の大規模な断面修復を対象とした高流動コンクリートに関する検討	谷口秀明, 藤田学 手塚正道 渡辺博志 久田真	当社 プレストレスト・コンクリート建設業協会 土木研究所 東北大大学院	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	2006/10/27
77	溶存メタンセンサーによる原位置メタン量測定法に関する研究 - センサー諸特性と孔内測定試験について -	兵頭正幸 大賀光太郎 國丸貴紀 山本陽一 佐々木勝司 Michel Masson	山口大 北海道大大学院 日本原子力研究開発機構 当社 サンコーコンサルタント CT&T	日本応用地質学会平成18 年度研究発表会講演論文 集	2006/11/10
78	しらすの分散特性の評価に関する研究	田口雄一, 今泉繁良 高橋直樹	宇都宮大 当社	土木学会関東支部 技術研究発表会論文集	2007/3/14
79	母材の吸水性を考慮した限界ベントナイト添加率評価について	渡昌純, 今泉繁良 高橋直樹, 土居洋一	宇都宮大 当社	土木学会関東支部 技術研究発表会論文集	2007/3/14
80	雨水地下貯留槽のせん断変形実験	小田桐悠太, 今泉繁良 高橋直樹	宇都宮大 当社	土木学会関東支部 技術研究発表会論文集	2007/3/14

社外発表論文一覧【建築】 平成18年度(2006/04/01～2007/03/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表年月日
1	APPLICABILITY EXAMINATION AND EVALUATION OF REACTOR DISMANTLEMENT TECHNOLOGY IN THE FUGEN -EXAMINATION OF DOUBLE TUBES CUTTING BY ABRASIVE WATER JET-	中村保之, 菊池孝一 森下喜嗣 臼井龍男 大鐘大介	日本原子力研究開発機構 日本原子力研究開発機構 セレス 当社	原子力工学国際会議 (ICON14)	2006/7/17
2	鉛直接合部の滑りを許容したPCa連層耐震壁における壁パネルの強度	荒井康幸, 溝口光男 小坂英之, 山中久幸	室蘭工大 当社	コンクリート工学年次論文集	2006/7/30
3	鉛直接合部滑り破壊型PCa連層耐震壁の滑り強度に関する実験	小坂英之, 山中久幸 荒井康幸, 溝口光男	当社 室蘭工大	コンクリート工学年次論文集	2006/7/30
4	中庸熟セメントを用いたモルタルおよびコンクリートの含水率分布に関する基礎研究	吉岡昌洋 樋渡健 松田拓 柳田淳一	長谷工コーポレーション 東亜建設工業 当社 大木建設	コンクリート工学年次論文集	2006/7/30
5	初期高温履歴を受けた超高強度コンクリートの自己収縮特性	松田拓, 河上浩司 西本好克 嶋毅	当社 当社 住友大阪セメント	コンクリート工学年次論文集	2006/7/30
6	150N/mm ² 級高強度コンクリートの強度発現に関する実験研究	河上浩司, 松田拓 西本好克 小出貴夫	当社 当社 住友大阪セメント	コンクリート工学年次論文集	2006/7/30
7	衝撃弾性波によるコンクリートの圧縮強度推定方法に関する基礎的研究-その1コンクリートの各種要因が弾性波速度に及ぼす影響-	立見栄司 中田善久, 河谷史郎	当社 ものづくり大	日本非破壊検査協会 第2回シンポジウム	2006/8/1
8	衝撃弾性波によるコンクリートの圧縮強度推定方法に関する基礎的研究-高強度コンクリートにおける各種要因の検討-	立見栄司 中田善久, 河谷史郎 清水五郎 大塚秀三	当社 ものづくり大 日本大 日本大大学院	日本建築学会構造系論文集	2006/8/30
9	高強度コンクリート用シリカフェュームスラリー	小出貴夫, 鈴木康範 伊藤司 河上浩司	住友大阪セメント 東京エスオーシー 当社	日本建築学会 セメント・コンクリート用混和材料およびそれらの基準化に関する論文集	2006/9/13
10	風力発電機ナセルに作用する平均風力ならびにピーク風圧に関する研究	野田博 嶋田健司 石原孟	当社 清水建設 東大大学院	風工学シンポジウム論文集	2006/11
11	生産・物流施設における温熱環境改善の研究その1 既存建物の温度計測による換気と発熱量の推定法	紺野康彦, 島田潔 繪内正道	当社 北大大学院	日本建築学会環境系論文集	2006/11/30
12	限界耐力計算法を活用した簡易地震LCC分析プログラムの開発	坪田正紀, 村地由子 高橋雄司 浅野美次 安野郷 藤井中 泉田伸二 中川太郎 山岸邦彰 竹内貞光 穴原一範 平松剛 小田聡	構造計画研 建築研 日建設計 鴻池組 竹中工務店 ピーエス三菱 フジタ 当社 ブリヂストン 一条工務店 大和ハウス工業 都市再生機構	日本建築学会技術報告集	2006/12/20
13	水和発熱モデルの低水セメント比コンクリートへの適用性に関する検討	嶋毅, 小出貴夫 松田拓, 西本好克	住友大阪セメント 当社	セメント・コンクリート論文集	2007/2/20
14	150N/mm ² 級高強度コンクリート用シリカフェュームスラリー	小出貴夫, 鈴木康範 伊藤司 河上浩司	住友大阪セメント 東京エスオーシー 当社	セメント・コンクリート論文集	2007/2/20
15	数値流体計算によるスロッシング現象と減衰ネット効果の再現性に関する研究	野田博, 立見栄司 中山昭彦 中南滋樹	当社 神戸大大学院 当社	水工学論文集(CD-ROM)	2007/2/22
16	水和発熱モデルの低水セメント比コンクリート模擬柱への適用性に関する検討	嶋毅, 小出貴夫 松田拓, 西本好克	住友大阪セメント 当社	セメント技術大会講演要旨	2006/5/12
17	高強度コンクリート用シリカフェュームスラリー	小出貴夫, 鈴木康範 伊藤司 河上浩司	住友大阪セメント 東京エスオーシー 当社	セメント技術大会講演要旨	2006/5/12

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表年月日
18	高強度コンクリートの高応力下の低サイクル疲労について	小坂英之, 山中久幸	当社	高強度コンクリート構造物の構造性能研究委員会報告会・シンポジウム論文	2006/7/20
19	間隔でアラミド繊維補強を施したRC柱の変形性能	西健太郎, 花井伸明 市之瀬敏勝 小杉一正 谷垣正治	名古屋工科大学院 名古屋工大 ファイベックス 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2	2006/7/31
20	フルプレキャストアンボンドPC床工法の開発(その2:実大床スラブの曲げ載荷実験)	江頭寛, 小坂英之 山中久幸, 谷垣正治 松本啓二, 蓮尾孝一	当社 当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2	2006/7/31
21	フルプレキャストアンボンドPC床工法の開発(その1:実大床スラブの概要と長期載荷実験)	松本啓二, 蓮尾孝一 江頭寛, 小坂英之 山中久幸, 谷垣正治	当社 当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2	2006/7/31
22	鉛直接合部滑り破壊型PCa連層耐震壁における壁パネルの強度についての実験(その4.強度についての検討)	荒井康幸, 溝口光男 高橋俊一 小坂英之, 山中久幸	室蘭工大 室蘭工科大学院 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2	2006/7/31
23	鉛直接合部滑り破壊型PCa連層耐震壁における壁パネルの強度についての実験(その3.追加実験)	高橋俊一 荒井康幸, 溝口光男 小坂英之, 山中久幸	室蘭工科大学院 室蘭工大 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2	2006/7/31
24	梁主筋の貫通孔を有する柱梁接合部一体型プレキャスト柱を用いたRC造架構の加力実験	新上浩, 小坂英之 山中久幸, 谷垣正治 松本啓二	当社 当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2	2006/7/31
25	柱梁接合部内に機械式継手を用いたRC造架構の加力実験(その3)機械式継手の見かけの付着抵抗の検討	小坂英之, 新上浩 山中久幸, 谷垣正治 平野秀和	当社 当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2	2006/7/31
26	柱梁接合部内に機械式継手を用いたRC造架構の加力実験(その2)普通強度材料による架構実験の概要と破壊状況	山中久幸, 新上浩 小坂英之, 谷垣正治 平野秀和	当社 当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2	2006/7/31
27	実測による地下鉄振動の建物内振動伝搬特性に関する研究(その2)直接基礎を有する壁式構造の評価結果	山岸邦彰, 岩本毅 谷垣正治, 原田浩之 澤田義博 野路利幸	当社 当社 名古屋大 福井工大	日本建築学会学術講演梗概集D-1	2006/7/31
28	粘性制震壁の高性能化に関する研究(その1)せん断隙間2mmタイプの装置性能)	鈴木良二, 田中久也 牧野俊雄 鈴木亨	当社 免制震デバイス 住金関西工業 当社	日本建築学会学術講演梗概集B-2	2006/7/31
29	粘性減衰装置を採用した中間階免震改修その4.計測結果と地震記録	古橋剛, 鈴木亨 齋木健司	当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集B-2	2006/7/31
30	中間階免震レトロフィットにおける鉛直変位制御(その2)フラットジャッキによる変位制御と計	鈴木亨, 中南滋樹 小野潤一郎, 木村征也	当社 日建設計	日本建築学会学術講演梗概集B-2	2006/7/31
31	中間階免震レトロフィットにおける鉛直変位制御(その1)施工手順と解析による検討	中南滋樹, 鈴木亨 小坂英之, 江頭寛 小野潤一郎, 木村征也	当社 当社 日建設計	日本建築学会学術講演梗概集B-2	2006/7/31
32	常時微動測定にもとづく福井市の学校建築の振動特性	野路利幸, 安井謙 山岸邦彰	福井工大 当社	日本建築学会学術講演梗概集B-2	2006/7/31
33	2005年7月23日に発生した千葉県北西部の地震における50階建超高層建築物の地震観測結果	平田裕一, 谷垣正治 山岸邦彰 井上芳生, 長岡徹	当社 当社 都市再生機構	日本建築学会学術講演梗概集B-2	2006/7/31
34	2005年7月23日に発生した千葉県北西部の地震における23階建超高層建築物の地震観測結果	原田浩之, 谷垣正治 山岸邦彰 井上芳生, 長岡徹	当社 当社 都市再生機構	日本建築学会学術講演梗概集B-2	2006/7/31
35	地震リスク・マネジメント技術を活用した地震対策の効果検証(その21.物流倉庫における免震構法の効果)	谷垣正治, 山岸邦彰 中南滋樹 高橋雄司	当社 当社 建築研	日本建築学会学術講演梗概集B-1	2006/7/31
36	地震リスク・マネジメント技術を活用した地震対策の効果検証(その15.東京周辺の震源域および建物位置における地震動)	澤飯明広 高橋雄司 浅野美次 安野郷 泉田伸二 中川太郎 山岸邦彰	構造計画研 建築研 日建設計 鴻池組 ピーエス三菱 フジタ 当社	日本建築学会学術講演梗概集B-1	2006/7/31

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表年月日
37	地震リスク・マネジメント技術を活用した地震対策の効果検証(その14.簡易LCC分析プログラム)	坪田正紀, 村地由子 高橋雄司 浅野美次 安野郷 藤井中 泉田伸二 中川太郎 山岸邦彰 竹内貞光 穴原一範 平松剛 小田聡	構造計画研 建築研 日建設計 鴻池組 竹中工務店 ピーエス三菱 フジタ 当社 ブリヂストン 一条工務店 大和ハウス工業 都市再生機構	日本建築学会学術講演梗概集B-1	2006/7/31
38	各種セメントを用いたコンクリートの合理的な湿潤養生期間に関する実験(その7 湿潤養生打ち切り時期が乾燥収縮ひずみに及ぼす影響)	安田正雪 鬼塚雅嗣 山田雅裕 安部弘康 松田拓 町田智之	東洋建設 鉄建建設 東亜建設工業 安藤建設 当社 大末建設	日本建築学会学術講演梗概集A-1	2006/7/31
39	各種セメントを用いたコンクリートの合理的な湿潤養生期間に関する実験(その5 湿潤養生打ち切り時期が含水率分布に及ぼす影響)	安部弘康 松田拓 町田智之 柳田淳一 大沼満 藺井孫文	安藤建設 当社 大末建設 大木建設 西武建設 銭高組	日本建築学会学術講演梗概集A-1	2006/7/31
40	各種セメントを用いたコンクリートの合理的な湿潤養生期間に関する実験(その4 湿潤養生打ち切り時期が壁部材含水率に及ぼす影響)	唐沢智之 安部弘康 柳田淳一 山崎裕一 安田正雪 松田拓	鉄建建設 安藤建設 大木建設 銭高組 東洋建設 当社	日本建築学会学術講演梗概集A-1	2006/7/31
41	各種セメントを用いたコンクリートの合理的な湿潤養生期間に関する実験(その2 管理用供試体と構造体コンクリート強度の関係)	西本好克 町田智之 安田正雪 中根博 藺井孫文 吉岡昌洋	当社 大末建設 東洋建設 大木建設 銭高組 長谷工コーポレーション	日本建築学会学術講演梗概集A-1	2006/7/31
42	Fc150N/mm ² 級高強度コンクリートの実用化に関する研究(その1)実験概要とフレッシュ性状	小出貴夫, 嶋毅 鈴木康範 河上浩司, 松田拓 西本好克	住友大阪セメント 住友大阪セメント 当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集A-1	2006/7/31
43	Fc150N/mm ² 級高強度コンクリートの実用化に関する研究(その2)強度発現と強度補正值	河上浩司, 松田拓 西本好克 小出貴夫, 嶋毅 鈴木康範	当社 当社 住友大阪セメント 住友大阪セメント	日本建築学会学術講演梗概集A-1	2006/7/31
44	初期高温履歴を受けた超高強度コンクリートの自己収縮特性(その1 実験結果および膨張材による自己収縮低減効果)	嶋毅, 小出貴夫 鈴木康範 松田拓, 河上浩司 西本好克	住友大阪セメント 住友大阪セメント 当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集A-1	2006/7/31
45	初期高温履歴を受けた超高強度コンクリートの自己収縮特性(その2 自己収縮ひずみ予測手法の提案)	松田拓, 河上浩司 西本好克 嶋毅, 小出貴夫 鈴木康範	当社 当社 住友大阪セメント 住友大阪セメント	日本建築学会学術講演梗概集A-1	2006/7/31
46	フルプレキャスト大スパンスラブの振動特性について	岩本毅, 嶋田泰 赤尾伸一, 松本啓二	当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集D-1	2006/7/31
47	実騒音源による窓サッシの遮音性能測定	赤尾伸一, 嶋田泰 岩本毅	当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集D-1	2006/7/31
48	層風力分割が弾塑性風応答結果に及ぼす影響について	作田美知子, 野田博 平田裕一	当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集B-1	2006/7/31
49	LESによる液体スロッシングダンパーの再現	野田博, 立見栄司 中山昭彦	当社 神戸大大学院	日本建築学会学術講演梗概集B-1	2006/7/31
50	「ふげん」原子炉本体解体技術の適用性検討評価 アブレイシブウォータージェットによる2重管模擬材切断試験(その2)	中村保之, 菊池孝一 森下喜嗣 大鐘大介, 丸山信一郎 臼井龍男	日本原子力研究開発機構 日本原子力研究開発機構 当社 セレス	日本原子力学会秋の大会予稿集(CD-ROM)	2006/8/17

No.	題 名	執筆者名	所 属	発表誌名	発表年月日
51	燃料電池マンションの温熱融通システムに関する省エネルギー性の検討	小柳秀光 西尾新一 石黒邦道 井上真壮	大成建設 当社 タイセイ総研 日本総合研	空気調和・衛生工学会学術講演会講演論文集	2006/9/5
52	圧送排水が特殊継手排水システムの排水能力に及ぼす影響に関する基礎的研究	西尾新一, 塚本幸助 杉原茂樹 小島誠造, 河村憲彦 大塚雅之	当社 当社 小島製作所 関東学院大	空気調和・衛生工学会学術講演会講演論文集	2006/9/5
53	住宅用ダクト式換気システム設計手法の信頼性向上に関する研究その2 システム部材の風量-圧力特性測定方法と測定結果	清水則夫 澤地孝男, 田島昌樹 長谷川功 瓦口泰一	ベターリビング 国土技術政策総合研 当社 アーキテック・コンサルテイング	空気調和・衛生工学会学術講演会講演論文集	2006/9/5
54	住宅用ダクト換気システム設計法の信頼性向上に関する研究その1 換気部材の圧力損失特性の測定方法と圧力損失計算手法の検討	澤地孝男, 田島昌樹 長谷川功 清水則夫 瓦口泰一	国土技術政策総合研 当社 ベターリビング アーキテック・コンサルテイング	空気調和・衛生工学会学術講演会講演論文集	2006/9/5

三井住友建設技術研究所報告 No.5 2007

平成 19 年 9 月 30 日発行

編集・発行

三井住友建設株式会社

技術研究開発本部 研究開発管理部

〒270-0132 千葉県流山市駒木 518-1
TEL.04-7140-5220 FAX 04-7140-5221

印刷 株式会社 コスモプランニング

Reports of Technical Research Institute of
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD

No.5 September 2007

Published and Edited by

Research & Development Administration Department,
Technology & Research Development Division of
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD

518-1,Komaki,Nagareyama-shi,Chiba 270-0132
TEL.04-7140-5220 FAX 04-7140-5221

URL <http://www.smcon.co.jp/>

三井住友建設株式会社
技術研究開発本部