

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.1 2003

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.1 2003

巻頭言

日本経済にもようやく景気回復の兆しが見え始めましたが、依然としてその勢いは弱く、多くの企業が生き残りを賭けた競争を繰り広げています。中でも建設業界は、公共投資の抑制や民間の設備投資意欲の低迷などにより特に厳しい状況にあり、これまでに経験したことのない苛烈な時代を生き抜くことを余儀なくされています。こうした状況に対応するために、企業には持てる資源を最大限有効に活用して競争力を高める努力が求められています。特に技術面では、他社に優る設計提案力、コスト競争力、生産技術力など、単なる価格引下げ競争に巻き込まれない、レベルの高い技術力が求められています。技術研究所における研究開発活動は、こうした競争力を獲得・強化するために必要不可欠となっています。

さて、当社は 2003 年 4 月に三井建設株式会社と住友建設株式会社が合併し、新たに三井住友建設株式会社としてスタートしました。両社の技術研究所の沿革を辿ると、三井建設株式会社では技術研究所の前身である「技術研究室」が 1967 年に設立され、1975 年に「技術研究所」として土木・建築を統合した組織が誕生しました。1980 年には千葉県流山市に研究施設が完成し、その後数回の施設拡充を行いながら研究開発を進めてまいりました。一方、住友建設株式会社では 1960 年に「技術研究所」が設立され、1964 年神奈川県相模原市に研究施設が建設されました。1985 年には栃木県河内郡南河内町に移転し、その後数回の拡充を行ってまいりました。新会社の技術研究所は、当面、流山市と南河内町にある両方の施設を活かしながら活動を進めてまいります。

技術研究所報については、三井建設株式会社では 1977 年に「技術研究所報」第 1 号を刊行して以来、17 号からは名称を「技術研究報告」に改め、昨年までに 27 号を発刊してまいりました。一方住友建設株式会社では、「技術研究所所報」として 1974 年に創刊、昨年第 29 号を発刊しました。この度の新会社の発足に伴い、新たに「三井住友建設技術研究所報告」として第 1 号を創刊することになりました。

今回発刊する「技術研究所報告」は、昨年度両社がそれぞれに手掛けてきた研究開発の成果を、論文・報告の形で掲載しています。昨年度は経営統合を視野に入れて、約 20 テーマについて両社が共同して研究開発を進めてまいりました。こうした取り組みを経て、合併後の技術研究開発活動へとスムーズに移行することができました。統合成った現在は、両社の技術を融合して、新たな、より高い価値を生み出すべく研究開発活動に取り組んでおります。

新たにスタートするこの「技術研究所報告」を多くの方々にご覧頂き、ご批評を賜われれば幸いです。

2004 年 3 月

技術研究所長
遠藤 克彦

三井住友建設技術研究所報告 第1号

目 次

論文・報告

1. オンライン地震応答実験による粘土・砂互層地盤の地震動特性	高山三	橋本上	直陽	樹一博	1
2. 液状化地盤における多層固化改良に関する研究 —振動台実験による改良効果の検証—	山高三	本橋上	陽直	一樹博	9
3. 高強度コンクリートの破壊エネルギーに関する検討	藤高	田木	康	学宏	15
4. コンクリート充填角形鋼管を用いた合成壁の接合部載荷試験	黒三山松	川上地原	幸彦	博斉博	21
5. 大型函体牽引工事における長尺 FRP ボルト補強工の設計	山須黒長中山	地川沼沢野田	宏智範直陽文	志久男樹一孝	27
6. 精密写真測量を用いたアラミドロッドの微小変形計測	塩秋	崎本	正圭	人一	37
7. 微生物による油汚染土壌の浄化実験	中本喜	田山多	雅治	夫厚之	43
8. コンクリートの非破壊圧縮強度推定法の開発 —コンクリートの構成材料が弾性波速度に及ぼす影響—	立中河	見田谷	栄善史	司久郎	47
9. 高強度コンクリートの力学特性に関する実験的研究	河西	上本	浩好	司克	57
10. 高強度プレキャストコンクリートの実用化に関する研究	河蓮松新松	上尾田妻丸	浩孝大	司一拓治真	63

11. 超高強度コンクリートの実用化に関する研究	蓮西松小米	尾本川倉	孝好宏	一克拓学行	69
12. 2次元丘陵地周辺の気流特性に関する研究	作野中	田山	美知子昭彦		75
13. 地震リスク評価による既存建築物の耐震改修効果の定量化	山江中谷鈴	岸頭南垣木	邦滋正	彰寛樹治亨	81
14. 増幅機構付き減衰装置の動的高速試験	中鈴古光田	南木橋阪中	滋勇久	樹亨剛治也	89
15. 周囲拘束型鉛ダンパーの減衰性能に関する一考察	原鈴鈴	田木木	浩利	之哉亨	95
16. 粘性制震壁の粘性減衰力評価式の整合性検証	鈴鈴岡	木木田	利泰	哉亨秀	101
17. 鉛直変形に対する履歴型制震壁の補剛リブ・ウェブ設計法	山鯨	田井	哲孝	也一	109
18. 梁-柱梁接合部一体化型プレキャスト架構の2方向水平加力実験	小新山松	坂上中本	英久啓	之浩幸二	121
19. プレストレスト鉄筋コンクリート造扁平梁の構造特性	田山	野中	健久	治幸	131
20. 交流磁気によるテレビ画像の揺れ評価に関する研究	石橋		孝一		139
21. 屋根散水システムによる暑熱環境改善効果	島紺	田野		潔彦	143

転載論文

22. 鋼管・コンクリート合成構造橋脚の耐荷性状に関する実験的研究	三田岸池	上村田	浩多志 徳光 憲二	149
23. 2 定点逆位相載荷した 2 方向 AFRP シート補強 RC 梁の疲労性状	中三鍋柑	島上島本	規道 益弘 哲哉	159
24. アラミド繊維シートによる U 字形補強と部分閉合補強を併用した RC 梁のせん断耐力	篠三中田	崎上島村	裕生 規道 富雄	165
25. Development of a Centrifugal Sprayed System for Shotcrete Application	山魚長中桜	地住野野井	宏志 雅孝 祐司 陽一 春輔	171
26. 模型振動台実験による液状化地盤中の杭挙動について	高岸山兵三	橋下本動浦	直樹 崇裕 陽一 正幸 房紀	177
27. ケミカルプレストレストコンクリート部材の一軸引張強度試験方法に関する検討	井樋辻	手口	一雄 正典 幸和	183
28. 鋼材で拘束された膨張コンクリートの引張強度特性に関する研究	井樋辻	手口	一雄 正典 幸和	189
29. Free-stream turbulence effects on the instantaneous pressure and forces on cylinders of rectangular cross section	野中	田山	博昭 彦彦	195
30. 型枠解体時期が構造体コンクリート強度に及ぼす影響	河西榭	上本田	浩司 好克 佳寛	209

社外発表論文一覧

215

論文・報告

オンライン地震応答実験による粘土・砂互層地盤の地震動特性

Seismic Response Properties of Stratified Ground by On-Line Pseudo-Dynamic Response Test

高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI

山本 陽一 YOICHI YAMAMOTO

三上 博 HIROSHI MIKAMI

本論文では、粘土・砂互層地盤の地震動特性に関してオンライン地震応答実験を行い、粘土の圧密状態および層厚等が互層地盤の地震動特性に与える影響について考察した。まず、粘土の圧密状態を未圧密から過圧密に変化させた実験結果から、その非線形な履歴変形特性を明らかにし、それが砂層の応答や液状化の程度に与える影響について調べた。次に、粘土層の層厚や配置を種々に変化させた実験結果から、粘土・砂互層地盤の地震動特性における粘土層の影響を明らかにした。

キーワード：粘土層、地震動特性、液状化、オンライン

A series of on-line pseudo-dynamic response tests have been conducted to investigate the influence of the degree of consolidation, layer thickness and other properties of clay on the earthquake response characteristics of alternating layers of clay and sand. First, the stress history and degree of consolidation of clay was varied to investigate the clay's nonlinear deformation characteristics, and their influence on the response and degree of liquefaction of sand layers. Then, the thickness and configuration of the clay layers were varied to investigate the overall influence of clay layers on the earthquake response characteristics of sands layered with clays.

Key Words: Clay layer, Nonlinearity, Seismic response, Liquefaction, Pseudo-dynamic test

1. はじめに

1985年にメキシコで起きたミチオカン地震によるメキシコ市の被害事例¹⁾や、1989年アメリカで起きたロマ・プリータ地震によるサンフランシスコ湾岸地域の被害事例²⁾は、軟弱な粘土層の影響により地震動が増幅して被害を大きなものにした代表的な例である。後者では、軟弱地盤上の加速度は硬い地盤上の記録に比べて2～3倍ほど大きいことが報告されている³⁾。これに対して、軟弱粘土が免震層としての機能を発揮した結果、地震による被害を免れた例もある。その一例としては、関東大震災による被災を免れた帝国ホテルの事例が挙げられる。帝国ホテルの設計者 F.L.Wright は、この基礎を軟弱粘土層に浮かぶフローティング基礎として設計していることから^{4),5)}、本例は軟弱地盤の減震効果を狙った設計・施工の一例として位置付けることができる。このように軟弱粘土は地震動に対して増幅・減震の両面を持つものであり、その非線形化が地表面応答にどのような影響を及ぼすかを明らかにすることが重要である。

一方、地震動を著しく減衰させるものに砂の液状化がある。液状化した地盤は著しい剛性低下を示すため上層へのせん断波の伝播が妨げられ、その結果地震応答加速度が小さくなる。液状化により地震動が減衰した典型的な事例としては、1995年に発生した兵庫県南部地震が挙げられる⁶⁾。

ところで、兵庫県南部地震では埋立層の下に堆積する沖積粘土層の圧密状態の違い、すなわち非線形性の違いが埋立層の液状化程度に大きく影響を与えたことが数値解析によって推定されている⁷⁾。山口ら⁸⁾は同様の課題に対して、埋立層のまさ土に関しては再構成試料による供試体から復元力特性を評価し、沖積粘土層については数値モデルを用いたオンライン地震応答実験を実施し、神戸沖合人工島地盤におけるまさ土のひずみの発達、その下に堆積する沖積粘性土のせん断強度の増加に伴い大きくなることを明らかにしている。

しかしながら、これらの検討では着目する沖積粘土層の非線形性の評価は数値モデルによるものであるため、実際の現象を理解するためにはこれをさらに精度良く評

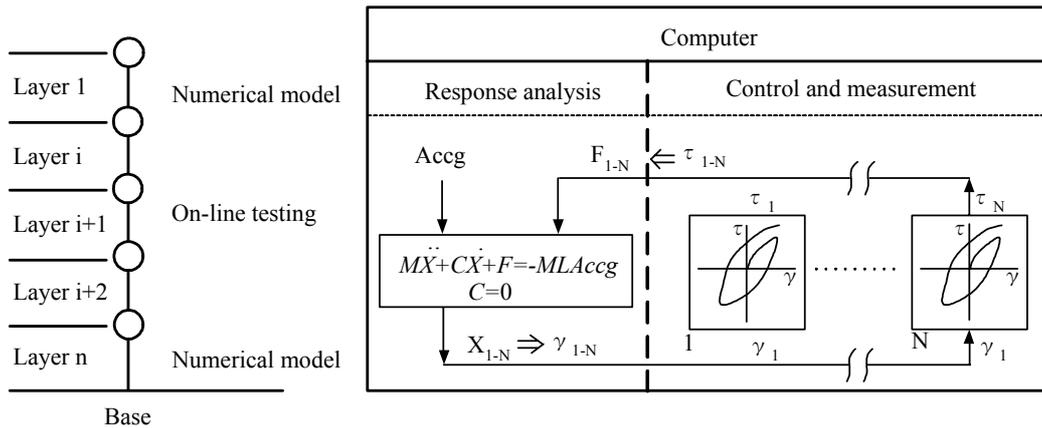


図-1 オンライン地震応答実験の概念

価することが必要であると思われる。また、神戸人工島地盤は埋立層の下に沖積粘土層が堆積する地層構成であるが、現実には粘土層の層厚や層序は様々であり、これらの組み合わせにおいて粘土・砂互層地盤の地震動特性に与える粘土層の影響について明らかにすることが重要である。

本研究では粘土・砂互層地盤の地震動特性に関してオンライン地震応答実験を実施し、粘土の圧密状態が互層地盤の振動特性に与える影響に関して詳細に検討した。さらに、粘土層の層厚や配置を種々に変化させた実験を行い、粘土・砂互層地盤の地震動特性における粘土層の影響について検討を行った。

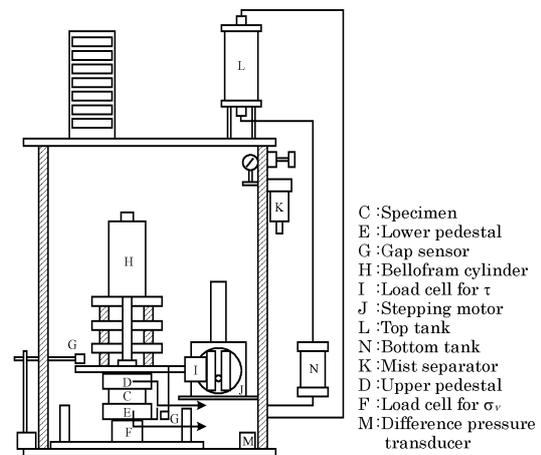


図-2 簡易単純せん断試験装置

2. オンライン地震応答実験の概要

(1) オンライン地震応答実験の概念

オンライン地震応答実験の原理を図-1に示す。本システムは日下部ら⁹⁾により開発されたものであり、そのアルゴリズムは以下の通りである。

まず、解析対象地盤を質点系にモデル化し、基盤面から地震動を入力する。つぎにコンピュータにより質点系の振動方程式を解き、各質点の応答変位を求める。そして、得られた変位に相当するせん断ひずみをコンピュータ制御により供試体に加え、その時自動計測された復元力を用いて次のステップの応答変位を計算する。すなわち、本手法はこれらの過程を地震動が継続する間繰り返すことにより時々刻々に変化する地盤の非線形な復元力を要素実験の供試体から直接求め、それをオンラインで応答解析に結びつけて地震時の地盤の挙動をシミュレートするものである。なお、要素実験部分には、図-2に示す日下部ら¹⁰⁾により試作された簡易直接せん断試験機を用いた。また、多層からなる地盤の全てをオンライン

実験することは、システムが高価になるばかりでなく作業も煩雑化する。そこで、本実験では液状化や大変形が予想される地盤要素部分のみを要素実験で復元力を求め、その他の部分は修正R-Oモデルで復元力を求めるサブストラクチャ法を採用した。

(2) 解析方法

オンライン地震応答実験の地震応答計算には、次の運動方程式を用いた。

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + F = -MLAccg \quad (1)$$

$$C = 0 \quad (2)$$

ここに、M：質量マトリックス、C：減衰マトリックス、F：復元力ベクトル、L：単位ベクトル、K：剛性マトリックス、X：相対変位ベクトル、 A_{ccg} ：入力加速度である。

数値積分法には第1ステップでは線形加速度法を用い、第2ステップ以降では衝撃加速度法を採用した¹¹⁾。

ステップにより積分法を変えた理由は、第1ステップでは衝撃加速度法に必要なそれ以前の変位やせん断応力が未知であるためであり、第2ステップ以降では線形加速度法の接線剛性の精度の信頼性が低いためである。

3. オンライン地震応答実験方法

(1) 地盤モデル

地盤モデルは、図-3に示すように深度18mの水平成層地盤を想定し、これを6分割して一次元の質点系モデルで置き換えたものとした。このうち、L2層～L4層（GL-3m～GL-12m）の復元力を要素実験により実測し、他の層の復元力は修正Ramberg-Osgoodモデルにより算定した。ここで、L2層～L4層は液状化層となる $D_r=50\%$ の砂層または粘土層を想定し、地下水位より上のL1層は $D_r=50\%$ の砂層、L5層～L6層は $D_r=80\%$ の砂層としてそれぞれ非液状化層となるようにモデル化した。

(2) 要素実験

要素実験は3台の簡易単純せん断試験機を用いて実施した。载荷は非排水状態で鉛直変位を拘束し側圧一定で行った。そのため、体積ひずみゼロ、鉛直ひずみゼロという条件から水平方向ひずみがゼロとなり、単純せん断条件となる。なお、载荷はステッピングモーターによるという実験設備の制約上、リアルタイム加振とはなっていない。要素実験に供した試料は、表-1に物性値を示す山口県小野田市で採取された海成粘土（小野田粘土）と豊浦砂（ $\rho_s=2.643\text{g/cm}^3$, $e_{\max}=0.973$, $e_{\min}=0.635$ ）である。粘土は再構成試料とし、あらかじめ液性限界の2倍以上の含水比で十分練り返した試料を予備圧密セル内に投入し、鉛直圧密圧力 $\sigma_{vc}=10$, 20kPa とそれぞれ1日ずつ段階的に载荷した後、 $\sigma_{vc}=50\text{kPa}$ で2週間载荷させて再構成試料を作製した。一方、砂供試体は、所定の相対密度となるように水中落下法により作製した。供試体の寸法は概ね直径60mm、高さ40mmである。ただし、圧密時間を短縮し試験実施期間の制約緩和を図るために、粘土供試体のみ高さを20mmとした。圧密は静止土圧係数 K_0 を0.4に設定した異方圧密とし、圧密圧力は、 $K_0=0.4$ となるよう有効側方向応力 σ_h' と異方分の有効軸方向応力 σ_v' を所定の値になるまで段階的に加えるものとした。なお、圧密度50%の未圧密粘土供試体に関しては、沈下量が同一の試料を用いて求めた圧密度100%の沈下量の50%に達した時点で鉛直ひずみを拘束し、供試体内の間隙水圧が一樣になるまで数時間放置した後実験を開始した。一方、過圧密比5の過圧密粘土供試体は、有効土

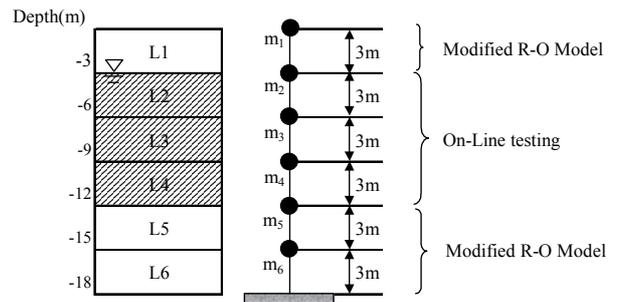


図-3 地盤モデル

表-1 小野田粘土の物性値

Name	ρ_s (g/cm^3)	W_L (%)	W_p (%)	I_p	F.C. (%)	C.C. (%)
Onoda clay	2.601	80.9	34.9	46.0	84.5	37.5

表-2 実験ケース

Layer	TEST CASE							
	SSS	SSC _(U50)	SSC	SSC _(OCR5)	SCS	CSS	CCS	CCC
L1	Sand($D_r=50\%$)							
L2	Sand	Sand	Sand	Sand	Sand	Clay	Clay	Clay
L3	Sand	Sand	Sand	Sand	Clay	Sand	Clay	Clay
L4	Sand	Clay _(U50)	Clay	Clay _(OCR5)	Sand	Sand	Sand	Clay
L5	Sand($D_r=80\%$)							
L6	Sand($D_r=80\%$)							

表-3 解析パラメータ

Layer	Thickness (m)	γ_t (kN/m^3)	τ_f (kPa)	G_0 (kPa)	α	β
L1	3	19.1	13.87	48697.35	2.451	2.293
L2	3	19.1	On-Line	On-Line	-	-
L3	3	19.1	On-Line	On-Line	-	-
L4	3	19.1	On-Line	On-Line	-	-
L5	3	19.6	128.47	152007.31	2.451	2.293
L6	3	19.6	159.78	164682.78	2.451	2.293

被り圧の5倍の圧密圧力で一次圧密を終了させ、その後、有効拘束圧を所定の値に戻して実験を開始した。

(3) 実験・解析条件

オンライン地震応答実験は表-2に示すように要素実験により復元力を求めるL2層～L4層を対象として、粘土層の圧密状態、層厚および配置を様々に変化させて実施した。表中の実験ケース名はL2層～L4層の土質を表しており、砂(Sand)、粘土(Clay)それぞれの頭文字をとり、例えばSSCではL2層～L3層が砂、L4層

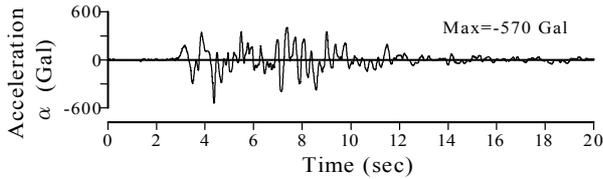


図-4 入力波

が粘土となる。なお、L4層が粘土となるケースに関しては、SSC_{U50}が圧密度50%の未圧密粘土、SSC_{OCR5}が過圧密比5の過圧密粘土を用いたケースを表している。それ以外のケースでは、何れも正規圧密の供試体を対象としている。修正R-Oモデルの解析パラメータは、表-3に示すように決定した。減衰定数 h_{max} は0.25とし、初期せん断剛性は所定の相対密度に対応した N 値を求め、これを用いて計算したせん断弾性係数に拘束圧依存性を考慮して有効拘束圧の0.5乗に比例する形で算定した。入力波には、図-4に示す1995年兵庫県南部地震においてポートアイランドでアレー観測されたPI-79mNS成分（最大加速度570Gal）を用いた。

4. 粘土の圧密状態が地震動特性に与える影響

本章では、実験ケースSSS、SSC_{U50}、SSCおよびSSC_{OCR5}から得られた結果を比較することにより、粘土の圧密状態が地震動特性に与える影響に関して考察する。

(1) せん断応力 τ -せん断ひずみ γ 関係および有効応力経路

図-5に各ケースのL2層～L4層におけるせん断応力 τ -せん断ひずみ γ 関係を示す。全層砂層となるSSSに関して、L2層およびL3層におけるせん断応力 τ は図中○印で示したA点において最大値に達し、それ以降では減少に転じている。A点以降、剛性の低下が進行して液状化に至り、ひずみが激増してせん断応力がほぼゼロに近づいている。一方、L4層が粘土層であるケースをみると、粘土の剛性が未圧密・正規圧密・過圧密の順で大きくなり、それに依存してひずみが小さくなるのがわかる。さらに履歴ループの形状が、過圧密粘土ほど細くかつた形となっていることが明らかである。このことは、粘土の非線形な履歴変形特性はその軟らかさに応じて異なることを示している。さらに、粘土の剛性は大ひずみに至っても砂の液状化のような極端な低下を示さ

ずある程度の値を保持していることが特徴的である。砂であるL2層およびL3層は、SSSと同様に液状化またはそれに近い状態にある。ただし、L4層が未圧密・正規圧密・過圧密の順で最上層のひずみの発達が顕著となり、激しく液状化していることが認められる。このことから、粘土層の非線形な履歴変形特性は上層に位置する砂層の液状化程度に大きく影響を与えることが理解できる。

(2) 加速度 α の時刻歴応答波形

図-6は各質点における応答加速度 α の時刻歴を示したものである。質点m2をみると、全てのケースで振動に伴って減衰して波形が長周期化していることが認められる。この傾向は質点m1も同様であった。これらは液状化によりL2層およびL3層の剛性が著しく低下して上層への地震動の伝播を抑制したためである。一方、質点m4をみると、SSSの砂の結果に対して粘土の波形には長周期成分が卓越している様子が認められ、未圧密粘土でこの傾向が顕著である。このことは、粘土層が高振動数成分に対するフィルターとしての機能を有することを意味している。このような粘土の効果は、それ自体に液状化のような極端な剛性低下が無いことから、地盤が塑性変形することにより消費されるエネルギーが大きいことに起因するものと予測される。

(3) 地震応答の周波数特性

表層波（質点m1）および入力波の応答スペクトルを図-7に示す。入力波の卓越周期は0.3秒付近であるのに対して、表層波のそれはいずれのケースでも地盤の非線形化により1秒付近となり長周期化している。表層波に関する比較では、固有周期が1秒付近よりも短周期側の応答がSSSで最も大きく、粘土層を有するケースではせん断強度の低下に伴って未圧密のSSC_{U50}で最も小さくなっていることがわかる。この結果は、粘土がいわゆる免震的な作用をしたと解釈できる。一方、固有周期がそれよりも長周期側ではこの傾向が逆転し、特に2秒付近の応答はSSC_{U50}が最大となることが認められる。したがって、短周期側でみられた粘土の免震効果は長周期側では発揮されず、逆に増幅傾向を示すことが認められる。

以上のことから、液状化層の下に粘土層がある場合には、その粘土層が短周期側の構造物に対しては免震的な効果を発揮するが、長周期側の構造物に対してはその効果が期待できないことが確認された。なお風間ら¹²⁾は、地盤条件との関連で地表面応答に及ぼす軟弱地盤の影響について検討し、地表面以下に軟弱層がある場合にはその塑性化によって地表面の最大加速度応答は小さくなる

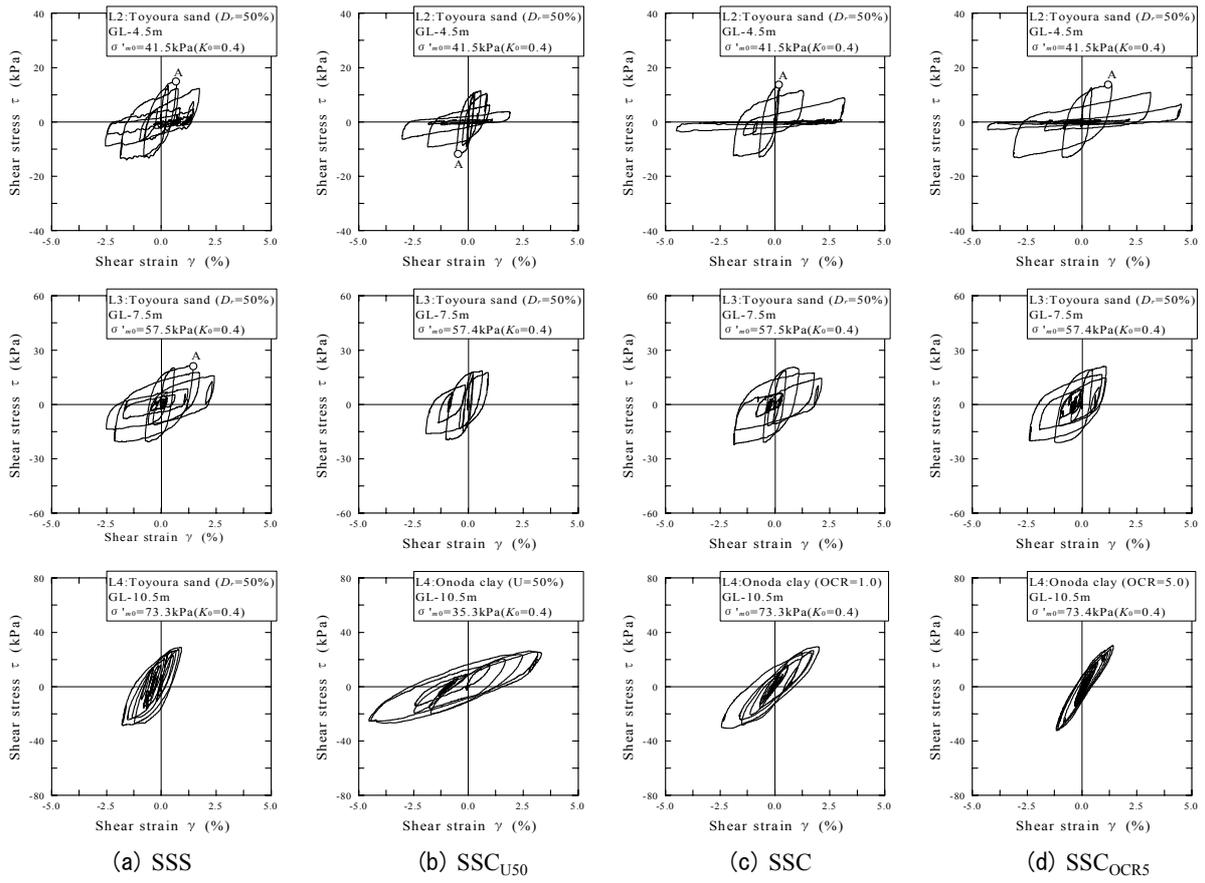


図-5 せん断応力 τ -せん断ひずみ γ 関係

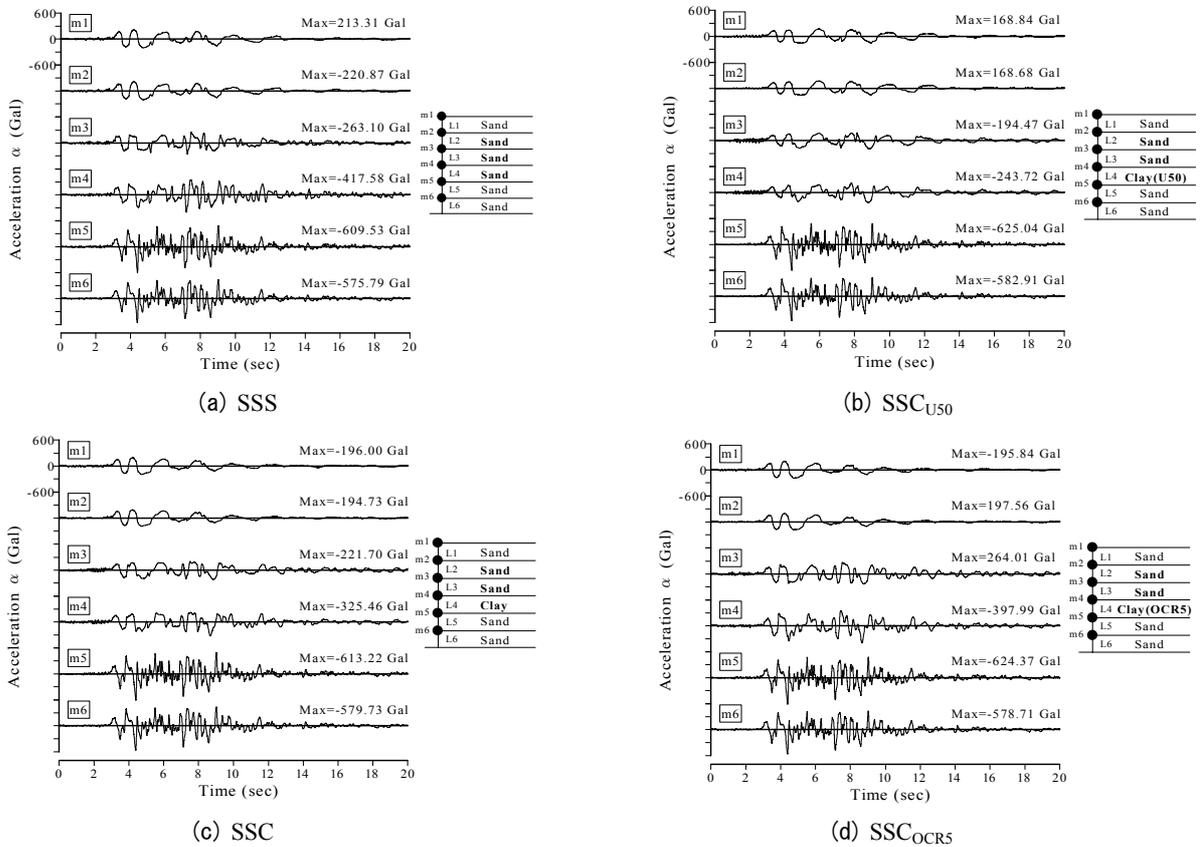


図-6 応答加速度 α の時刻歴

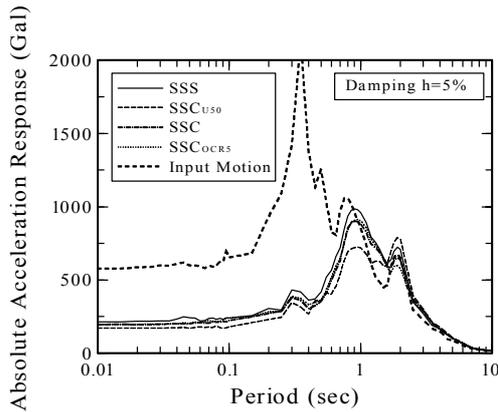


図-7 地表および入力波の加速度応答スペクトルの比較

ものの振動の長周期成分は大きく減衰しないことを示しており、本結果もこれを支持するものである。

5. 粘土の互層状態と粘土の層厚が地震動特性に与える影響

本章では、実験ケース SSS, SSC, SCS, CSS, CCS, CCS および CCC から得られた結果を比較することにより、粘土層の層厚および配置が粘土・砂互層地盤の地震動特性に与える影響に関して考察する。

(1) せん断応力 τ - せん断ひずみ γ 関係および有効応力経路

図-8に SCS, CSS, CCS および CCC の L2 層～L4 層におけるせん断応力 τ - せん断ひずみ γ 関係を示す。砂層に粘土層が挟まれる SCS の L2 層は、剛性低下に伴いひずみが発達し液状化に至っていることがわかる。一方、粘土層の直下に位置する L4 層は図-5で示した砂層のみの SSS のそれと比較してひずみの発達が著しいことが認められる。また、CSS の L3 層および CCS の L4 層も同様の傾向を示している。したがって、粘土層の直下に砂層がある場合には、その層の非線形化が著しくなるものとする。L2 層～L4 層が粘土である CCC は、いずれの層も 2% を超えるひずみが生じているものの、液状化のような著しい剛性低下を示していない。

(2) 加速度 a の時刻歴応答波形

図-9は SCS, CSS, CCS および CCC における各質点の応答加速度 a の時刻歴を示したものである。L2 層が液状化した SCS における質点 m2 の波形には長周期化と振動に伴う減衰が認められるのに対して、質点 m3 および質点 m4 の波形には著しい減衰傾向はみられない。これ

は、L4 層が液状化に至らず剛性低下が少なかったためである。CSS に関しては、質点 m2 の波形が L3 層が液状化したにも関わらず比較的短周期成分が多いことに気付く。その原因は、質点 m4 の波形に短周期成分が卓越して応答が大きくなっていることから、剛性低下の少ない L4 層の応答が上層の地震応答に影響を与えたためであると考えられる。次に CCS の結果をみると、粘土層である質点 m2 および質点 m3 の応答が振動に伴い減衰していることが明らかである。これは、正規圧密粘土は地震動継続中に砂の液状化のような著しい減衰は示さないことから、L4 層が液状化したことにより上層へのせん断波の伝播を抑制したことが原因であると思われる。最後に CCC の結果をみると、全ての質点の波形に若干の長周期化は認められるものの、砂の液状化のような極端な減衰を示していないことが特徴的である。なお、地表面応答加速度は粘土層が上層に位置するほど、その層厚が厚いほどが大きくなるのがわかる。

(3) 地震応答の周波数特性

図-10は表層波（質点 m1）および入力波の応答スペクトルを示したものである。入力波と表層波の比較からは、入力波の卓越周期が 0.3 秒付近であるのに対して、表層波のそれは地盤の非線形化により長周期側に伸びていることがわかる。図-10(a)から、固有周期が 2 秒よりも短周期側の応答は、粘土が上層にある CSS で最大となり、粘土が深部に位置するのに従って小さくなるのがわかる。また、図-10(b)から、固有周期 2 秒付近の応答が、粘土層厚の増大に伴い大きくなっていることが明らかである。

以上のことから、粘土層の短周期成分を遮断するフィルターとしての機能は、それが下層に位置する場合のみ有効であり、上層に位置する場合には短周期成分を増幅させる傾向があるものと思われる。さらに、粘土層厚が大きい場合には、長周期成分も増幅させる傾向にあるものとする。

6. まとめ

本研究では、層厚 10m 程度の液状化層を対象として、粘土層が地震動特性に与える影響に関して、粘土の圧密状態や層序・層厚を様々に変えてオンライン実験を実施し詳細に検討した。さらに、粘土層の層厚や配置を種々に変化させた実験を行い、粘土・砂互層地盤の地震動特性における粘土層の影響について検討を行った。ここで対象とした地盤モデルは、実地盤における全ての地盤構成に対応するものではないが、現実的なモデルであると

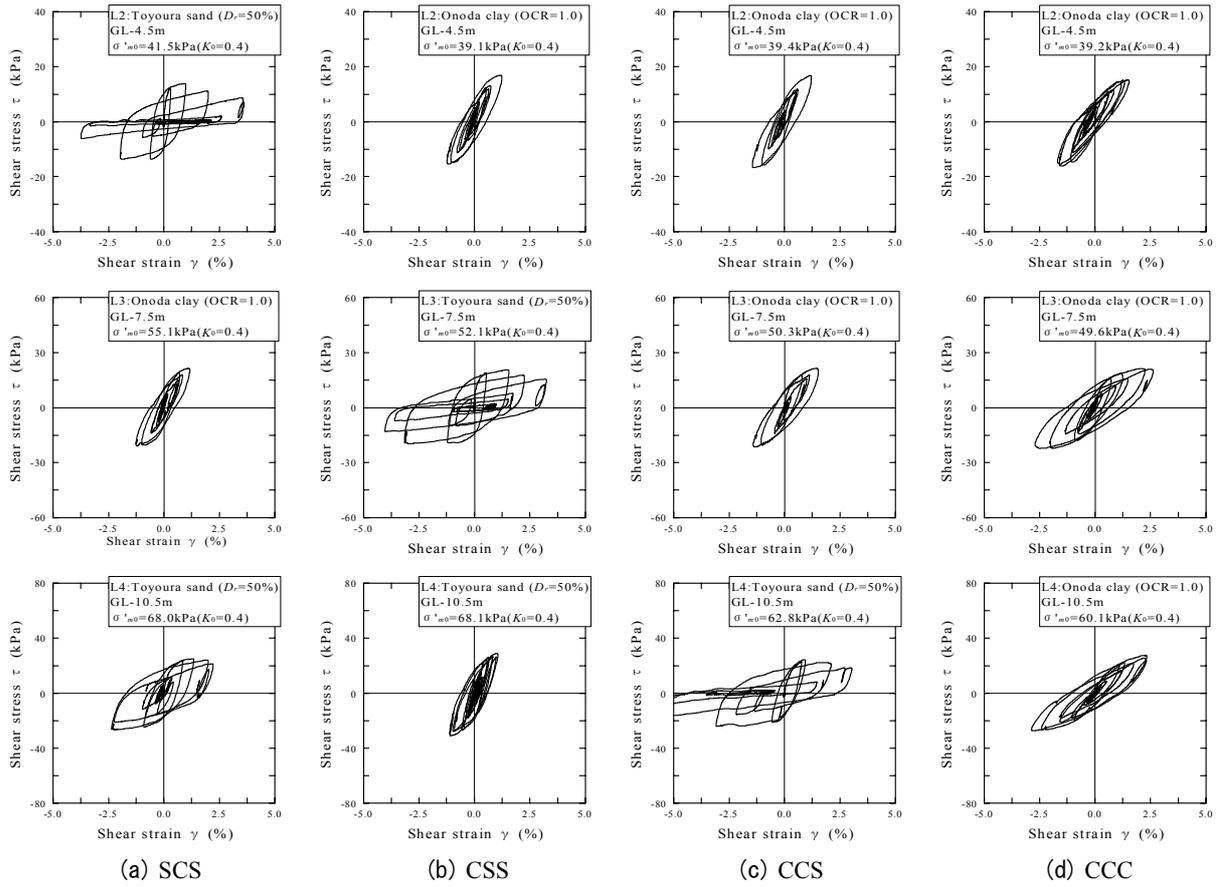


図-8 せん断応力 τ - せん断ひずみ γ 関係

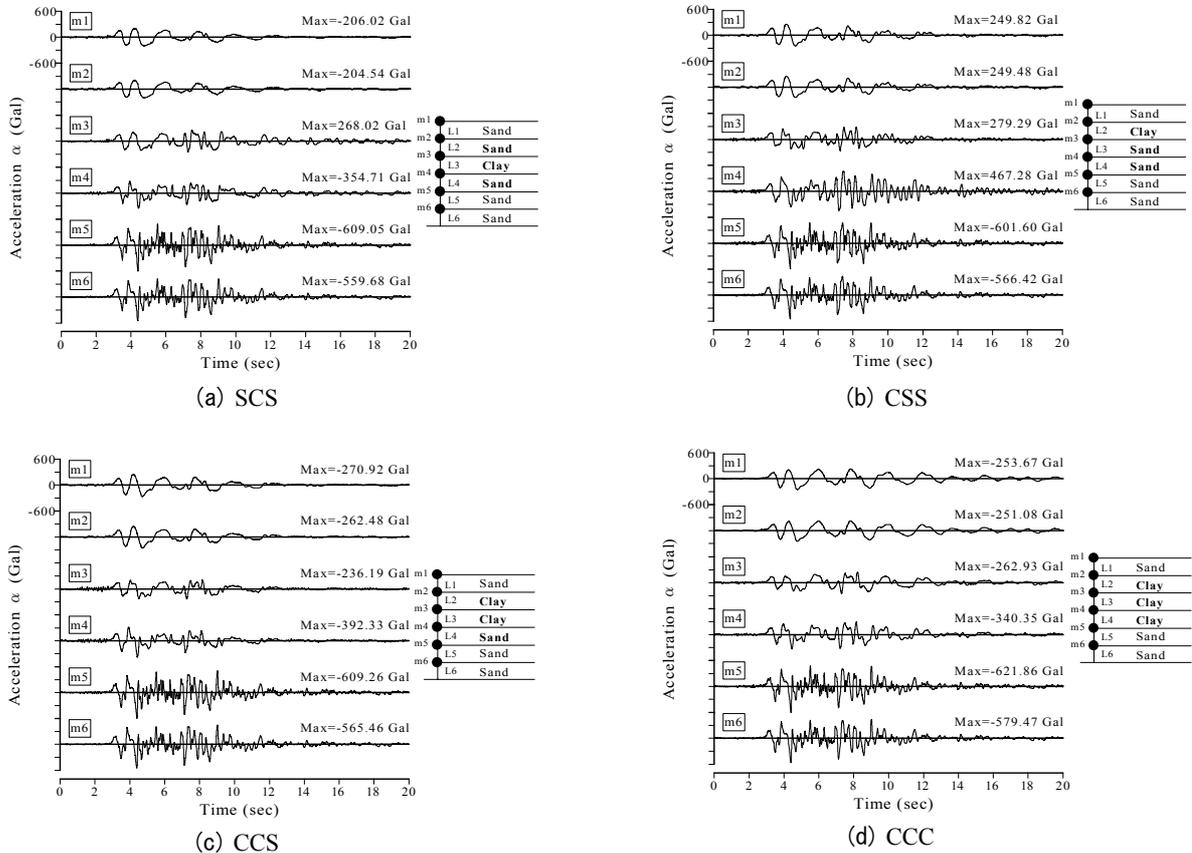
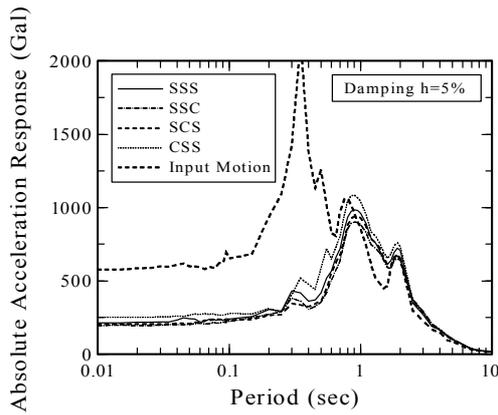
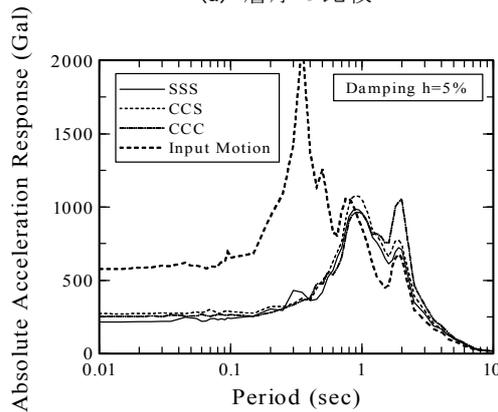


図-9 応答加速度 α の時刻歴



(a) 層序の比較



(b) 層厚の比較

図-10 加速度応答スペクトル

考えられる。

以下に、本研究で得られた知見をまとめる。

- ①粘土の非線形な履歴変形特性はその圧密状態に応じて異なることが確認された。その違いが上層の液状化程度に影響を与え、上層のひずみの発生量は、未圧密・正規圧密・過圧密の順で大きくなることが明らかとなった。
- ②液状化層の下に粘土層がある場合には、それが固有周期が短い構造物に対しては免震的な効果を発揮するが、固有周期が長い構造物に対しては増幅傾向を示すことが明らかとなった。また、その免震効果は、粘土層が深い位置にある場合にのみ有効であり、粘土層が上層に位置する場合には、固有周期が短い構造物の応答を増幅させることを示した。
- ③粘土層が上層に位置するほど、その層厚が厚いほど地表面の応答加速度が大きくなることが明らかとなった。

謝辞：本研究を進めるに当たっては、山口大学兵動正幸教授ならびに吉本憲正助手、オンライン地震応答実験の開発者である榎奥村組日下部氏にご指導いただいた。記

して謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) Mendoza, M.J. and Auvinet, G : The Mexico Earthquake of September 19,1985:behavior of building foundations in Mexico City, *Earthquake Spectra Journal, EERI*, Vol.4, No.4, pp.835-853, 1988.
- 2) Yasuhara, K. : Behavior of a fine-grained soil during the Loma Prieta earthquake: Discussion1, *Canadian Geotechnica Journal*, Vol.36, No.3, pp.582-583, 1999.
- 3) 軟弱地盤における地震動増幅と被害に関する研究委員会：委員会報告、軟弱地盤における地震動増幅シンポジウム発表論文集、土質工学会, 1994.
- 4) 明石信道：旧帝国ホテルの実証的研究、東光堂書店, pp.347-359, 1972.
- 5) 二川幸夫：グローバルアーキテクチャー—帝国ホテル（審判の日にそなえる建築）—, No.53, 1980.
- 6) 神戸市開発局：兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査（ポートアイランド、六甲アイランド）報告書, 1995.
- 7) Ohta, H., Hagino, Y., Udaka, Y. and Demura, Y. : Seismic amplifying effect of soft clay layers, *Proceedings of the 14th. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp.859-862, 1997.
- 8) 山口晶, 風間基樹, 日下部伸：神戸沖合人工島地盤のオンライン地震応答実験, 土木学会論文集, No.701/ III-58, pp.181-195, 2002.
- 9) 日下部伸, 森尾敏, 有本勝二：オンライン地震応答実験による2層系砂質地盤の液状化挙動, 土質工学会論文報告集, Vol.30, No.3, pp.174-184, 1990.
- 10) 日下部伸, 森尾敏, 岡林巧, 藤井照久, 兵動正幸：簡易単純せん断試験装置の試作と種々の液状化試験への適用, 土木学会論文集, No.617/ III -46, pp.299-304, 1999.
- 11) 柴田明德：最新耐震構造解析, 森北出版株式会社, 1981.
- 12) 風間基樹, 柳澤栄司, 稲富隆昌：地表面応答に及ぼす中間軟弱粘土層の非線形性の影響, 土木学会論文集, No.575/ III-40, pp.219-230, 1997.

液状化地盤における多層固化改良に関する研究

－振動台実験による改良効果の検証－

Study of the Multiple Solidified Layer on the Liquefiable Ground - Verification of Improved Effects by the Shaking Table Test -

山本 陽一 YOICHI YAMAMOTO
高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI
三上 博 HIROSHI MIKAMI

板状の固化改良体を液状化対象層内に多層配置することにより、部分的に地盤の軟化や液状化を許容して減震効果を利用するとともに沈下および不同沈下を低減することを期待した地盤改良形式である多層固化改良を提案した。本研究では、種々の改良率に対して多層固化改良の振動台実験を実施して、減震効果と沈下抑制効果の観点から本改良形式による改良効果について検討した。その結果、多層改良は全層改良に比較して減震効果を発揮すること、改良率以上に沈下を抑制する効果があることが明らかになった。

キーワード：液状化，振動台，地盤改良，多層，沈下，薬液注入

In this study, a series of shaking table tests was conducted under various improvement rates to investigate the effect of the multiple solidified layer method. That improvement method involves placing multiple plate-like layers of solidified soil used chemical grouting.

As a result, it was found that the multiple solidified layer was effective for attenuating seismic motions and repression of settlement.

Key Words: Liquefaction, Shaking table, Soil improvement, Multi-layer, Settlement, Chemical grouting

1. はじめに

地震時の地盤の軟化や液状化は様々な被害をもたらすことから、地盤改良による液状化対策の多くは液状化防止を目的としている。その一方で、液状化は強非線形化により地震動を大きく低減する効果があることから、上部構造物に対しては免震層としての機能を果たして構造物や人的被害を軽減する場合がある。例えば、1995年兵庫県南部地震では、埋立地盤に建つ直接基礎構造物の直下の地盤が液状化したことにより、上部構造物の被害が軽減されたことが報告^{1),2)}されている。また、この効果に着目して、液状化を積極的に利用する基礎形式や地盤改良方法等の減震技術に関する検討^{3)～6)}がいくつか行われている。

このような事例から、部分的に地盤の軟化や液状化を許容する考え方は、完全に液状化を防止する方法に比べて構造物が受ける慣性力やコストの面で有利になると考えられる。しかしながら、直接基礎構造物を対象とした

場合には、要求性能を満たす沈下や不同沈下に抑えられるかが問題となろう。また、近年、既設構造物の継続使用を前提とした維持保繕に関する技術の必要性が高まり、地盤改良工法についても既設構造物への適用性が重要な課題となっている。

そこで、著者らは、板状の固化改良体を液状化対象層内に多層配置することにより、部分的に地盤の軟化や液状化を許容して減震効果を利用するとともに沈下および不同沈下を低減することを期待した地盤改良形式である多層固化改良を考えた(図-1)。改良体は薬液注入工法により施工することを想定していることから、既設構造物直下地盤への適用を可能としている。また、本改良方法では部分改良とすることによる薬液使用量の低減が、コスト削減に寄与する効果も期待している。

本研究では、種々の改良率に対して多層固化改良の振動台実験を実施して、減震効果と沈下抑制効果の観点から本改良形式による改良効果について検討した。

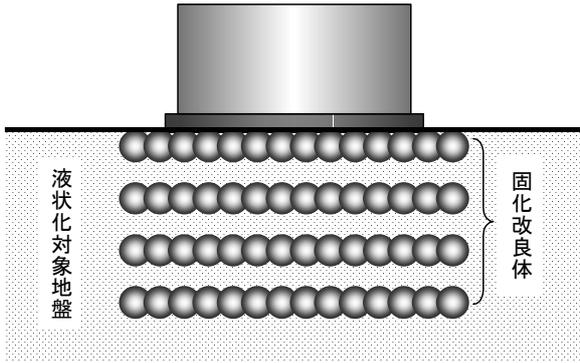


図-1 多層固化改良のイメージ

表-1 薬液の配合と改良体の強度

	薬液名	量(ml)
A液	ASFシリカ	60
	アクターM	16
	水	124
B液	PRシリカ	60
	水	140
一軸強度 (kPa)	7日養生	120
	28日養生	159

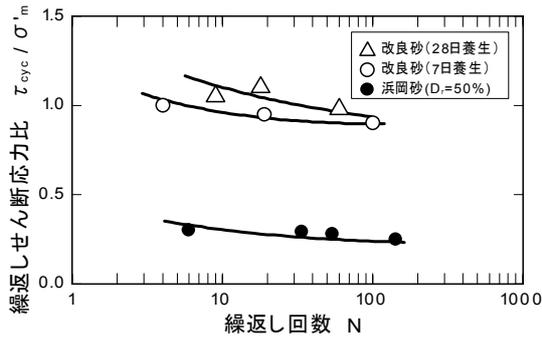


図-2 繰返しせん断応力比と繰返し回数の関係

2. 振動台実験概要

(1) 実験試料および改良体

実験に供した試料は、浜岡砂 ($G_s=2.699, e_{max}=0.933, e_{min}=0.593$) である。改良体は、あらかじめ $20\text{cm} \times 20\text{cm} \times 5\text{cm}$ の型枠内に水ガラス系の恒久グラウト (パーマロック) ⁷⁾ を満たした状態で浜岡砂を水中落下させて作製した。表-1に、使用した恒久グラウトの配合と一軸圧縮強度を示す。振動台実験には、一週間養生した改良体を使用している。図-2は、非排水繰返し単純せん断試験から得られた浜岡砂 ($D_r=50\%$) と改良体 (7日, 28日養生) のせん断ひずみ両振幅 5% に至るに必要な繰返しせん断応力比 τ_{cyc}/σ'_m と繰返し回数 N の関係を示したものである。浜岡砂 ($D_r=50\%$) は液状化を生じてひずみ両振幅 5% に達しているが、改良体は液状化を生じる

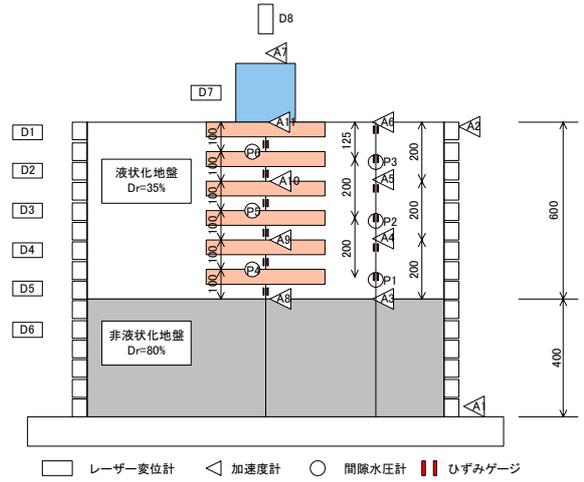


図-3 実験模型の概要

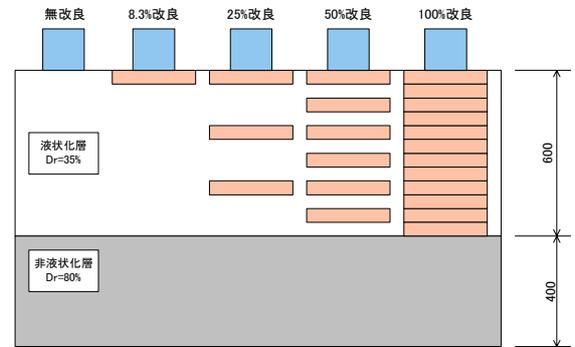


図-4 実験ケース

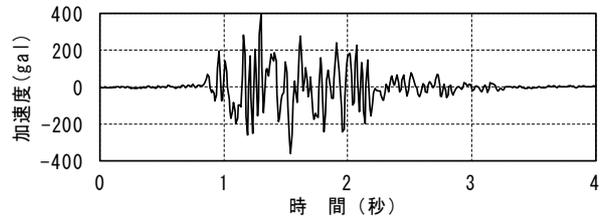


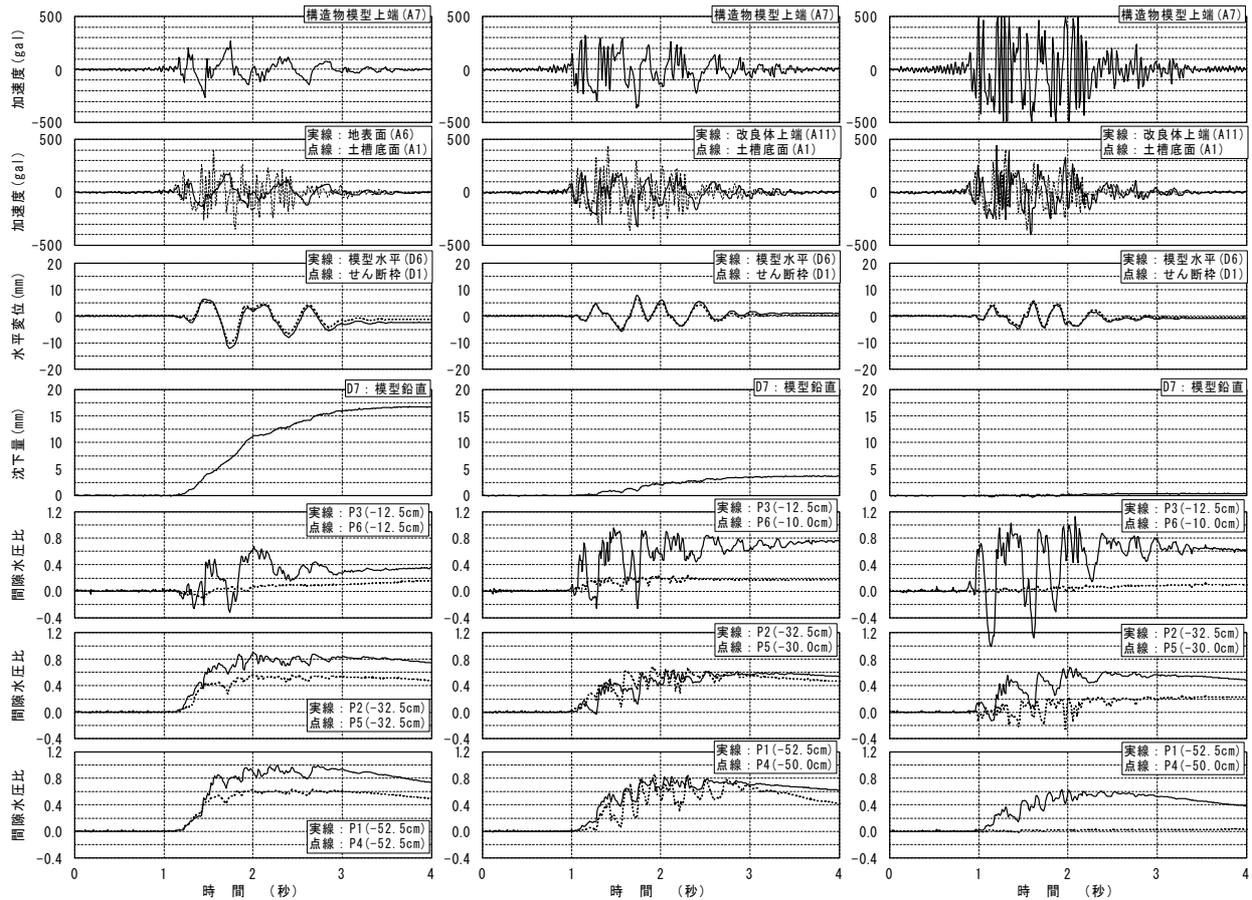
図-5 入力加速度波形 (L-2 入力)

ことはなかった。また、改良体の繰返し強度は応力比で 1.0 程度と、未改良の場合に比べてかなり高いことが分かる。

(2) 実験方法

振動台実験は、幅 $1.2\text{m} \times$ 奥行き $0.8\text{m} \times$ 高さ 1.0m のせん断土槽を用いて重力場で行った。図-3に実験模型の概要を示す。実験模型には、地盤中に加速度計、間隙水圧計とひずみゲージを、上部構造物に加速度計とレーザー変位計を、せん断枠に加速度計とレーザー変位計をそれぞれ設置して計測を行っている。

模型地盤は、層厚 40cm の非液状化層、層厚 60cm の液状化層の 2 層構造とした。下部層は、非液状化層とす



(a) 無改良 (0% 改良) (b) 多層改良 (50% 改良) (c) 全層改良 (100% 改良)

図-6 各センサーの経時変化 (L-2 入力)

るため、あらかじめ乾燥砂を空中落下させて作成した後、振動台を加振して相対密度が80%になるように締め固めた。上部層は、あらかじめ作製しておいた改良体を所定の位置に設置しながら乾燥砂を空中落下させて作成した。上部層の初期相対密度は、 $D_r=35\%$ 程度であった。加振前には、土層下部より注水し地表まで飽和状態とした。また、飽和終了後、直接基礎構造物を模擬した模型 (20cm × 20cm × 20cm) を地表中央部に設置した。

実験は、図-4に示すように無改良および固化改良体を配置した計5種類の改良率 (改良体全層厚/液状化対象層厚) に対して、それぞれ最大加速度 200gal (L-1 入力)、400gal (L-2 入力) のホワイトノイズを使用して行った。図-5に、400gal 入力時の入力加速度波形を示す。

3. 実験結果および考察

(1) 応答値の経時変化

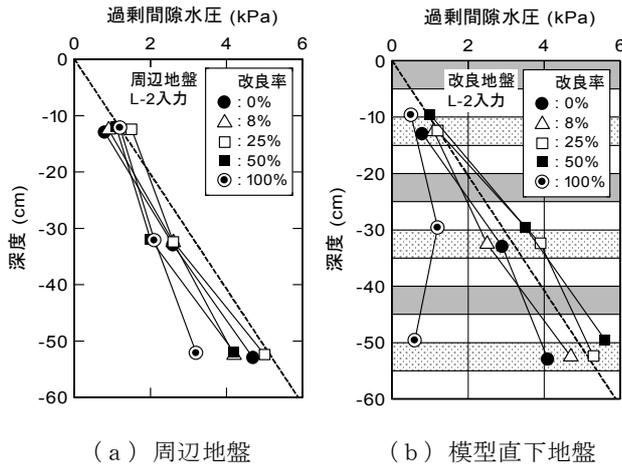
図-6に、L-2 入力時に計測された各センサーの経時変

化を示す。図の左から無改良、50%改良、100%改良の実験結果を示している。図中の1段目は、構造物模型上端(A7)の加速度応答を示している。構造物上端の応答加速度は、改良率が少なくなるほど応答が小さくなり、波形は長周期化している。

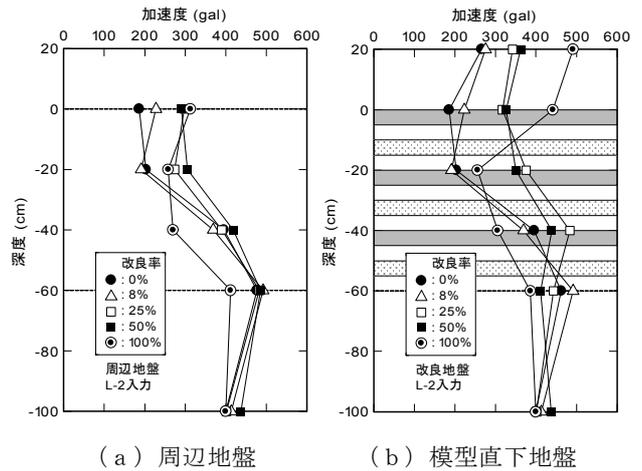
2段目は、地表面(A6, 実線)および改良体上端(A11, 実線)と土槽底面(A1, 点線)の応答加速度の比較を示している。地表および改良体上端の応答加速度は、改良率に応じて構造物模型と同様の傾向が認められるが、構造物模型上端の応答加速度と比較すると、100%改良で構造物の大幅な増幅傾向が確認される。

3段目は、構造物模型(D6, 実線)とせん断枠上端(D1, 点線)の水平応答変位の比較を示している。いずれのケースも、構造物模型とせん断枠上端は同位相の応答を示していることから、本実験では改良体も含めた地盤同一深度の水平変位に関して局所的な変化を生じていないことが推察される。

4段目は、構造物模型の沈下量を示している。構造物模型の沈下量は、改良率を上げるにより低減していることが分かる。また、他の応答値の経時変化を参照す



(a) 周辺地盤 (b) 模型直下地盤
 図-7 最大過剰間隙水圧分布 (L-2 入力)



(a) 周辺地盤 (b) 模型直下地盤
 図-9 最大加速度分布 (L-2 入力)

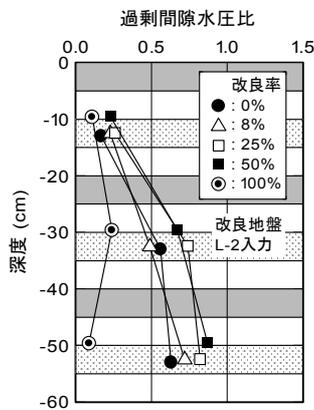


図-8 最大過剰間隙水圧比分布
 (模型直下地盤, L-2 入力)

ると、沈下は加振中にほとんどが生じて、加振後の間隙水圧消散過程での沈下量はわずかであることが分かる。

5 段目～7 段目は、周辺地盤（実線）と模型直下地盤（点線）の過剰間隙水圧比の比較を示している。過剰間隙水圧比は、事前に実施した自重解析から得られた有効上載圧で計測値を正規化して求めている。周辺地盤上端部 P3 位置の計測値の経時変化中には水平変位の位相に対応した上下動が認められることから、間隙水圧におよぼすせん断枠の影響が考えられる。周辺地盤の過剰間隙水圧比はいずれのケースも概ね 0.8 を超えており、液状化しているものと判断できる。100% 改良の直下地盤の計測結果は、改良体の過剰間隙水圧の発生がわずかであることを表している。

(2) 最大応答値

a) 過剰間隙水圧分布

図-7 (a), (b) に、L-2 入力時の周辺地盤と模型直下地盤の最大過剰間隙水圧の深度分布を示す。周辺地

盤の最大過剰間隙水圧は一部で液状化に至っていない部分が見られるが、概ね無改良（改良率 0%）の結果と同様の傾向を示して液状化を生じた状態にあることが分かる。次に、模型直下地盤の最大過剰間隙水圧であるが、改良地盤の間隙水圧計は全層改良となる改良率 100% については改良体内にそれ以外のケースでは未改良部分に設置されている。この場合、改良率 100% の最大過剰間隙水圧は他のケースに比べて小さな水圧の発生に留まっており、改良体内では間隙水圧が発生しにくいことが明らかである。その他のケースでは、模型直下地盤の最大過剰間隙水圧が周辺地盤よりも大きくなっている部分が見られる。これは、直接基礎型の模型が設置されていることによる上載圧増加の影響もあるが、後に示す加速度応答の違いが主因と考えられる。

図-8には、模型直下地盤の最大過剰間隙水圧を自重解析から求めた有効上載圧で除して正規化した最大過剰間隙水圧比の分布を示した。図から、改良率 100% 以外のケースで深部ほど過剰間隙水圧比が大きいくことが分かる。表層部では模型自重による上載圧増加の影響を強く受けていることもあるが、振動中はシェイクダウンを生じて液状化しにくい状態になっていることが推察される。

b) 最大加速度分布

図-9 (a), (b) に L-2 入力時の最大加速度の深度分布を周辺地盤、模型直下地盤のそれぞれについて示した。周辺地盤の加速度は上部層（深度 0～-60cm）の軟化・液状化により全てのケースでほぼ同様に減衰している。ただし、地表付近の加速度は改良体の影響を受けて改良率の高いものほど大きくなる傾向が認められる。模型直下地盤の加速度応答は周辺地盤と同様に上部層（深度 0～-60cm）において改良率に応じた減衰傾向が認められるが、改良率 100% の結果は地表付近で大きく増幅

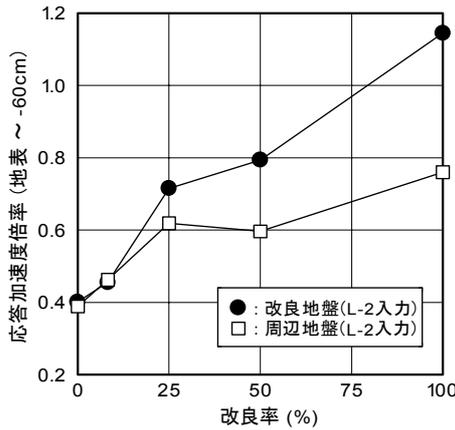


図-10 応答加速度倍率と改良率の関係

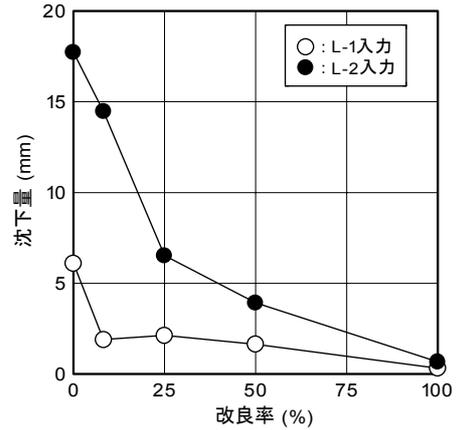


図-12 模型沈下量と改良率の関係

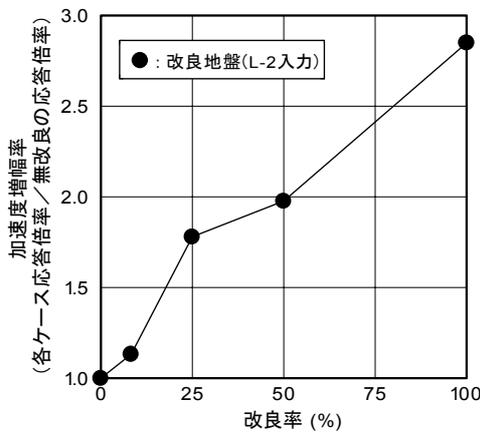


図-11 加速度増幅率と改良率の関係

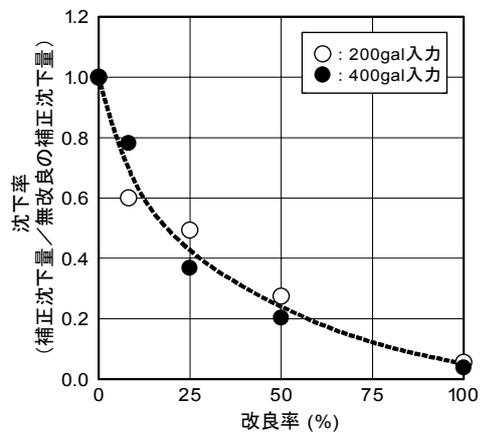


図-13 沈下率と改良率の関係

して他のケースと傾向を異にしている。また、表層改良(改良率 8%)の結果が無改良(改良率 0%)の結果と一致する傾向があるのに対して、加速度低減の程度は小さいが多層改良となる改良率 25%と 50%の結果がほぼ一致した傾向を示していることが特徴的である。

(3) 改良率と改良効果の関係

図-10は、上部層深度-60cmを基準にして地表での応答加速度倍率を改良地盤(模型直下地盤)および周辺地盤について改良率との関係で示したL-2入力時の結果である。改良地盤の応答加速度倍率は、改良率が高くなるとともに増加していることが分かる。周辺地盤についても改良地盤ほどではないものの、同様の傾向が認められる。図-11には、改良地盤(模型直下地盤)L-2入力時の加速度増幅率と改良率の関係を示した。ここで加速度増幅率は、図-10に示した改良地盤の応答加速度倍率を無改良(改良率 0%)の応答加速度倍率で正規化して求めている。図から、改良率 50%で無改良に比べて2倍の増幅を示し、改良率 100%で約3倍の増幅率を示していることが分かる。これより、部分的に地盤の軟化や液状

化を許容する改良体配置とすることにより全層改良に比較して減震効果を発揮することが明らかである。

図-12にL-1, L-2入力時の模型の最大沈下量と改良率の関係を示した。図から改良率が高くなるほど沈下量が減少していくことが明らかである。改良率 100%では、1mm以下の沈下量に留まっていることから、改良体の圧縮性は地盤に比較して非常に小さいと言える。また、加速度入力レベルが大きくなると加速度レベルの倍率以上に大きな沈下を生じていることが分かる。ここで、L-1, L-2入力はそれぞれ最大加速度 200gal, 400galを目標としているが、実際の入力加速度は同じ加速度レベルで違いが生じている。そこで、入力最大加速度と最大沈下量の関係から、図-12に示した沈下量をそれぞれ入力加速度 200gal, 400galの場合に補正した補正沈下量を無改良の補正沈下量で除して求めた各ケースの沈下率と改良率の関係を、図-13に示す。図は改良率に応じた沈下抑止効果を鮮明に表しており、例えば改良率 50%の沈下は無改良(改良率 0%)時の沈下に対して約3割以下に抑えられており、改良率以上の沈下抑止効果を発揮していることが分かる。また、図の関係には入力

加速度の大きさにかかわらず同様の傾向が認められる。これらのことから、本改良形式は構造物の要求性能に応じた沈下量から改良率を選定することが可能であると考えられる。

4. まとめ

多層固化改良の振動台実験を実施してその改良効果について検討した。その結果、次のことが明らかになった。改良率が高くなるほど応答加速度倍率は増加するが、部分的に地盤の軟化や液状化を許容する改良体配置とすることにより全層改良に比較して減震効果を発揮する。沈下率と改良率の関係は入力加速度の大きさにかかわらず同様の傾向を示し、多層固化改良は改良率以上に沈下を抑制する効果がある。

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

参考文献

- 1) 平井芳雄, 加倉井正昭, 丸岡正夫, 山下清, 青木雅路: 液状化した埋立て人工地盤の直接基礎の挙動とその評価, 基礎工, Vol.24, No.11, pp.60~63, 1996.
- 2) 加倉井正昭, 青木雅路, 平井芳雄, 俣野博: 埋立て人工島における直接基礎の挙動, 土と基礎, Vol.44, No.2, pp.64~66, 1996.
- 3) 土木学会地震工学委員会: 減震・免震・制震構造設計法ガイドライン(案), 2002.
- 4) 福武毅芳: 液状化を利用した地盤免震と構造物への影響(その2) 第36回地震工学研究発表会, pp.1735~1736, 2001.
- 5) 福武毅芳: 軟弱地盤の非線形性を利用した免震基礎, -液状化現象を積極利用した地盤免震技術を中心として-, 基礎工, Vol.30, No.12, pp.21~28, 2002.
- 6) 福武毅芳: 液状化現象を逆手に取った地盤免震技術, 土と基礎, Vol.51, No.3, pp.31~33, 2002.
- 7) 米倉亮三, 島田俊介: 恒久グラウトの恒久性のメカニズム, 土木施工, Vol.40, No.7, pp.99-106, 1999.

高強度コンクリートの破壊エネルギーに関する検討

Study of Fracture Energy for High Strength Concrete

藤田 学 MANABU FUJITA
高木康宏 YASUHIRO TAKAKI

圧縮強度 35~145N/mm² のコンクリートに関する破壊エネルギー試験を行い、多直線近似解析法により引張軟化曲線を求めた。多直線近似解析法による荷重-ひび割れ開口変位曲線は、圧縮強度 80N/mm² を超える高強度コンクリートに対しても実験結果を忠実に再現できた。また、引張軟化曲線より求められる破壊エネルギーと載荷試験より求められる破壊エネルギーは、普通強度から高強度コンクリートまで概ね一致した。

キーワード：高強度コンクリート、破壊エネルギー、引張軟化曲線

Fracture energy tests were performed on concrete with compressive strength in the range 35 N/mm² to 145 N/mm², and tension softening diagram (TSD) was obtained as the value resulting from poly-linear approximation analysis. Load-CMOD curves obtained using the approximation analysis reproduced the results of the tests, even for high strength concrete. The figures for fracture energy obtained from TSD agreed with those obtained from loading tests for NSC to HSC.

Key Words : High strength concrete, Fracture energy, Tension softening diagrams

1. はじめに

これまで筆者ら¹⁾は、(社)日本コンクリート工学協会「コンクリートの破壊特性の試験方法に関する調査研究委員会」により提案された「プレーンコンクリートの破壊エネルギー試験法(案)」²⁾(以下、試験法案)の算定式に基づき、破壊エネルギー(本報告では破壊エネルギーはモード I 型に限定する)を求め、破壊エネルギーは圧縮強度の増大に伴い圧縮強度 80N/mm² 程度までは増大するが、それ以降は減少すること、一方 Hillerborg らにより提案されている特性長さ l_{ch} ³⁾は、圧縮強度と高い相関性を有していることを確認し、特性長さの圧縮強度に関する回帰式を示した。さらに、これら試験結果をせん断補強筋のない RC はり部材の斜めひび割れ発生時の公称せん断応力度(以下、せん断強度)の寸法効果に関する検討に適用し、圧縮強度 80N/mm² を超える高強度コンクリートのせん断強度の寸法効果則ならびにせん断強度算定式を提案している⁴⁾。

前出の委員会では、試験法案の提案とともにその有効性の検証と確認が行われ²⁾、加えて多直線近似解析法による引張軟化曲線推定プログラムも公開している⁵⁾。標準化された試験法により、破壊エネルギーから引張軟化

曲線まで誰もが同じ水準で求められる環境がほぼ整ったといえる。さらにコンクリート標準示方書[構造性能照査編](以下、示方書)⁶⁾では、新たに引張軟化特性に関して破壊エネルギー推定式ならびにモデル化された引張軟化曲線が示されている。

このように、破壊力学特性は材料特性として一般的になりつつあり、設計、解析、破壊現象の解明など多方面にわたり、今後さらに適用が進められていくものと思われる。しかしながら、示方書の適用範囲は圧縮強度 80N/mm² 以下である上、圧縮強度 80N/mm² を超える高強度コンクリートを対象とした標準化された試験法および引張軟化曲線推定法による破壊力学特性の検討例は非常に少ない。本報告では、高強度コンクリートの破壊エネルギー試験結果¹⁾に対し、引張軟化曲線推定プログラムの適用を試み、これより得られる破壊エネルギー値と、載荷試験から得られる破壊エネルギー値の比較など破壊力学特性に関する検討を行っている。

2. 破壊エネルギー試験の概要¹⁾

(1) 試験水準および使用材料

表-1 に試験水準および配合、表-2 に使用材料を示す。

表-1 試験水準とコンクリートの配合

Series	ケース	養生条件	配合強度 (N/mm ²)	スランプレ値 (cm)	空気量 (%)	水結合材比 W/B (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)						
								水 W	B		細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 ×B (%)	消泡剤 ×B (%)
									セメント C	シリカフェューム SF				
A	L-36	気中	36	7.5	3.7	565	47.9	162	287	0	881	962	1.1	0.009
	L-36-S	水中	36											
	M-60	気中	60	8.5	2.2	35.0	46.1	165	472	0	804	944	1.3	0.0
	M-60-S	水中	60											
	U-100	気中	100	4.5	2.3	21.0	42.2	160	686	76	667	917	1.6	0.0
	U-100-S	水中	100											
B	H-80-S	水中	80	50.0	1.2	30.0	52.8	150	450	50	907	842	1.2	0.015
	H-100-S	水中	100	64.0	2.1	25.0	50.4	150	540	60	824	842	1.4	0.012
	H-120-S	水中	120	61.0	2.0	20.0	46.3	150	675	75	699	842	1.7	0.012
	H-140-S	水中	140	69.0	1.4	16.7	41.5	150	810	90	575	842	2.1	0.012
	H-160-S	水中	160	58.5	1.8	14.3	35.7	150	945	105	450	842	2.4	0.012

注) Series-B のスランプレ値はフロー値を表す。

表-3 材料試験結果

ケース	圧縮強度 f'_c	引張強度 f_t	ヤング係数 E_c	ポアソン比 ν
	N/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²	—
L-36	35.1	2.87	29.0	0.175
L-36-S	43.0	3.90	30.0	0.189
M-60	50.2	4.19	32.1	0.182
M-60-S	88.0	5.09	31.1	0.223
U-100	85.6	5.47	37.2	0.182
U-100-S	101.0	7.06	40.9	0.208
H-80-S	91.9	5.61	39.6	0.221
H-100-S	102.4	6.68	40.7	0.216
H-120-S	127.8	7.07	42.9	0.224
H-140-S	138.9	8.52	47.1	0.225
H-160-S	145.8	7.13	47.0	0.204

表-2 使用材料

材 料	Series-A	Series-B
セメント	普通ポルトランドセメント	低熱ポルトランドセメント
細骨材	川砂 表乾比重：2.62 吸水率：1.65%	川砂 表乾比重：2.58 吸水率：2.68%
粗骨材	碎石 表乾比重：2.63 吸水率：1.59%	碎石 表乾比重：2.67 吸水率：0.97%

本試験は圧縮強度をパラメータとした全 11 ケースからなる。高強度コンクリートの製造には、シリカフェュームおよび高性能 AE 減水剤を、Series-B では水和発熱を抑制するため低熱ポルトランドセメントを使用し、粗骨材の最大寸法 d_{max} は 20mm で一定とした。

(2) 試験体

試験体は試験法案²⁾に準じて製作した。試験体寸法は 100mm×100mm×400mm であり、切欠き幅は約 4mm であった。試験時の材齢は 28 日、各ケースの試験体数は 5 以上とした。コンクリートの破壊エネルギー試験時ににおける材料試験結果を表-3 に示す。

(3) 試験方法

荷重装置および計測位置を図-1 に示す。本試験では、荷重スパン 300mm とし、294kN アムスラーで手動による荷重制御で実施した。荷重装置は両支点下にローラー

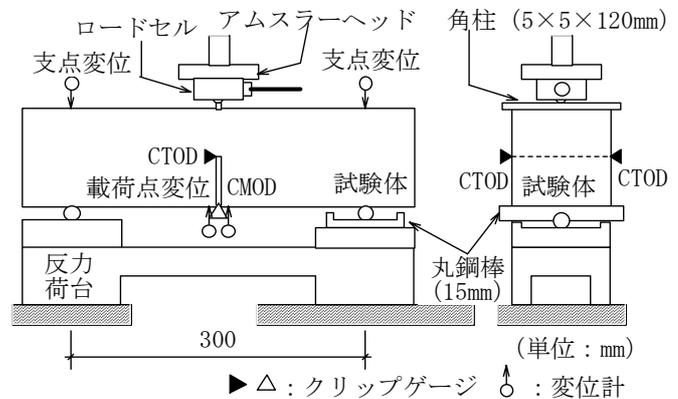


図-1 荷重装置および計測位置

を配置し、水平方向に可動な構造とすると共に、支点の一方は試験体の軸方向にも回転できる構造とした。

計測項目は荷重荷重、ひび割れ開口変位 (CMOD)、切欠き先端開口変位 (CTOD)、荷重点および支点の鉛直変位とした。

荷重試験による荷重-CMOD 曲線から算出される G_f は次式により求めた⁴⁾。

$$G_f = (0.75W_0 + W_1) / A_{fg} \tag{1}$$

$$W_1 = 0.75(S/L \cdot m_1 + 2m_2) \cdot CMOD_c$$

表-4 破壊エネルギー試験結果

ケース	破壊エネルギー G_f	特性長さ l_{ch}	破壊エネルギー G_f^{TSD}	特性長さ l_{ch}^{TSD}	初期結合応力度 σ_0	限界開口変位 w_{cr}	ヤング係数の推定値 E_{cal}	有効引張強度 f_t^{eff}
	N/mm	mm	N/mm	mm	N/mm ²	mm	kN/mm ²	N/mm ²
L-36	0.197 (5.5)	692.3	0.201 (5.2)	707.7	4.92	0.710	26.4	2.75
L-36-S	0.197 (8.5)	388.6	0.200 (10.0)	394.1	5.37	0.644	27.0	2.89
M-60	0.201 (2.6)	368.2	0.202 (6.7)	369.0	6.27	0.330	32.5	3.64
M-60-S	0.202 (4.9)	242.9	0.202 (7.5)	242.8	6.47	0.451	30.0	3.45
U-100	0.192 (8.5)	208.5	0.216 (11.0)	268.6	7.31	0.350	31.4	4.11
U-100-S	0.180 (12.8)	147.5	0.172 (10.7)	141.2	7.05	0.231	31.4	3.62
H-80-S	0.211 (11.1)	265.5	0.200 (8.1)	251.0	7.99	0.192	29.6	4.62
H-100-S	0.170 (17.8)	154.7	0.158 (16.8)	144.4	11.13	0.122	34.0	5.26
H-120-S	0.185 (5.8)	158.5	0.164 (7.4)	141.0	11.67	0.109	33.7	5.83
H-140-S	0.172 (5.2)	111.5	0.159 (4.7)	103.3	13.67	0.080	36.0	7.05
H-160-S	0.175 (19.4)	162.0	0.155 (15.6)	143.3	15.12	0.060	38.0	7.74

注) 比較のため、表中の値は各ケースの解析可能であった試験体および解析結果の平均値を、() 内の数値は変動係数を表す。

G_f^{TSD} は w_{cr} までの破壊エネルギーとして、 l_{ch}^{TSD} は破壊、エネルギー以外は材料試験結果を用いて評価している。

ここに、 W_0 : 破断までの荷重-CMOD 曲線下の面積、 W_1 : 試験体自重と治具がなす仕事、 A_{lig} : リガメント面積、 m_l : 試験体重量、 S : 載荷スパン、 L : 試験体の全長、 m_2 : 破断まで試験体に載る治具の重量、 $CMOD_c$: 破断時のひび割れ開口変位、とする

また、特性長さ l_{ch} は次式より求めた³⁾。

$$l_{ch} = E_c \cdot G_f / f_t^2 \quad (2)$$

ここに、 E_c : ヤング係数、 f_t : 引張強度、とする。

3. 試験結果および考察

(1) 試験結果および引張軟化曲線

破壊エネルギー試験結果を表-4 に示す。さらに、公開されている引張軟化曲線推定プログラム⁵⁾を用いて、計測された荷重-CMOD 曲線より引張軟化曲線を求めた。解析の過程で算定される荷重-CMOD の推定値と実測値の比較を、代表的な試験体について図-2 に示す。図-2 より、いずれの圧縮強度レベルにおいても推定値と実測値はよく一致しており、高強度コンクリートに対しても公開プログラムは適用可能であるといえる。しかしながら、圧縮強度の低いケースでは全て十分な結果が得られたが、圧縮強度の高いケースでは十分な結果が得られない試験体の割合が増える傾向にあった。例えば、H-140-S では9体中2体が、H-160-S では9体中7体が不可であった。解析結果が不十分であった試験体は、荷重低下域を含め試験体の破断まで荷重-CMOD 曲線は概ね捉えられていた。多直線近似解析法は、荷重-CMOD 曲線の初

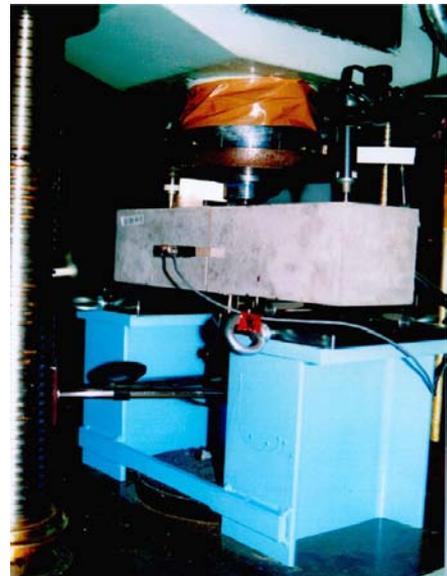


写真-1 試験状況

期勾配を正確に評価することが困難な場合、正確な解析ができないとされている⁵⁾。解析にあたり、実測値の荷重-CMOD についてスムージング処理を行ったものの、圧縮強度の高いケースほど、荷重-CMOD 曲線の初期勾配が下に凸な弓なり形状を呈する傾向が現れ、これにより解析結果が正確に得られなかったものと思われる。図-3 にヤング係数について解析の過程で得られた推定値と材料試験結果の比較を示す。推定値は材料試験結果に比べて全体的に低く評価されており、圧縮強度が高いほどこの傾向は強く、両者の差は大きくなっている。ヤング係数の推定値は、荷重-CMOD 曲線の初期勾配より算定しているため、同じく初期勾配の影響によるものと思われる。多直線近似解析により高強度コンクリートの引

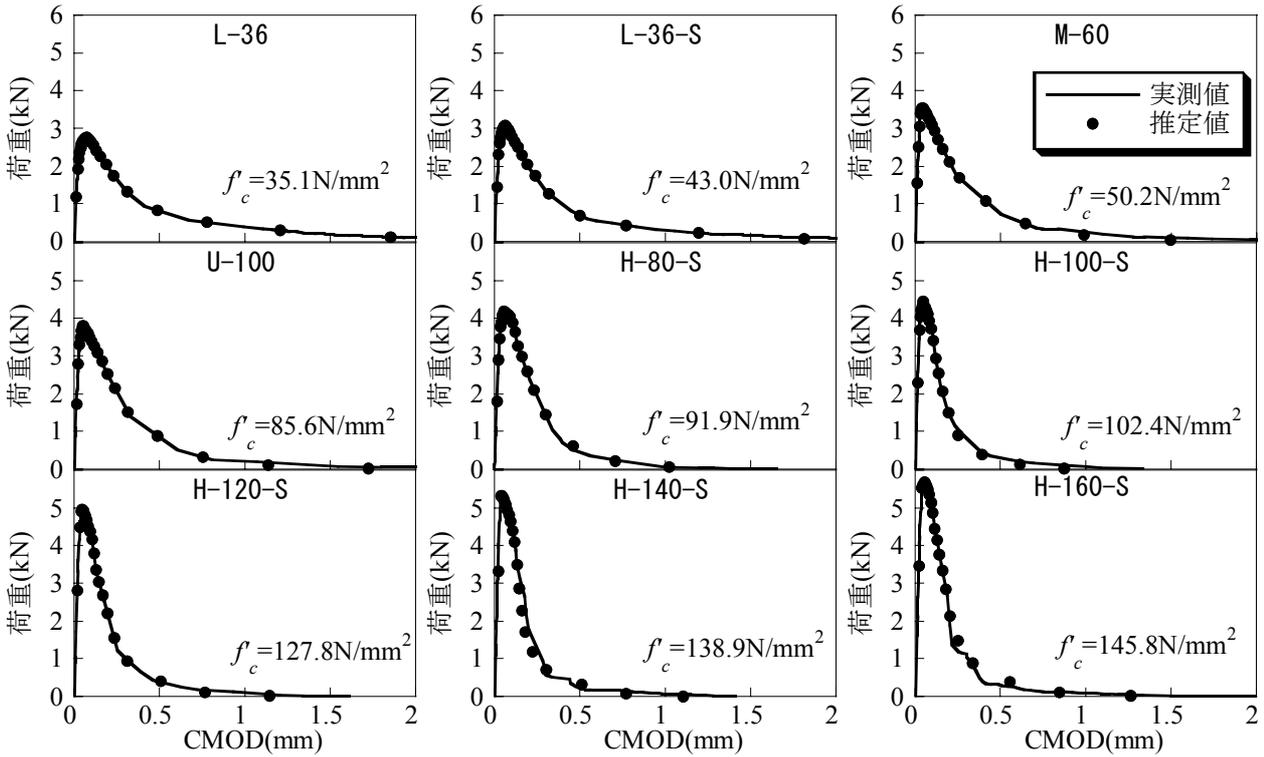


図-2 荷重-CMOD の多直線近似解析法による推定値と実測値の比較

張軟化曲線を精度よく得るために、荷重-CMOD 曲線の初期勾配の補正および計測方法の改善が今後の課題と考える。

代表的例とし、図-2 と同一の試験体の引張軟化曲線を図-4 に、引張軟化曲線下の面積として求められる破壊エネルギー G_f^{TSD} , G_f^{TSD} を用いて算出した特性長さ l_{ch}^{TSD} 、軟化が開始する初期結合応力度 σ_0 、結合応力度 $\sigma = 0$ の時の開口変位である限界開口変位 w_{cr} 、ヤング係数の推定値 E_{cal} 、開口変位 0.01mm までの結合応力を平均化した有効引張強度 $f_t^{eff(7)}$ を表-4 に示す。荷重-CMOD 曲線では、圧縮強度が高いほど、ひび割れの開口が進行しないうちに荷重は急激に低下し、脆性的な破壊に至ることが確認されている¹⁾。一方、図-4 より引張軟化曲線では、圧縮強度が高いほど初期結合応力度からブレイクポイントまでの勾配が小さく、開口変位の増大に伴い急激に結合応力度が低下する傾向が認められ、荷重-CMOD 曲線における荷重低下域の傾向が反映された結果になっている。また、限界開口変位は圧縮強度が高くなるほど小さくなる傾向が認められる。

無次元化した引張軟化曲線、すなわち縦軸を σ/σ_0 、横軸を $w \cdot \sigma_0/G_f^{TSD}$ とした時の軟化勾配と、 $w \cdot \sigma_0/G_f^{TSD}$ の関係を図-5 に示す。なお、バイリニア型の引張軟化曲線である 1/4 モデルの場合、 $w \cdot \sigma_0/G_f^{TSD} \leq 0.75$ では-1 の

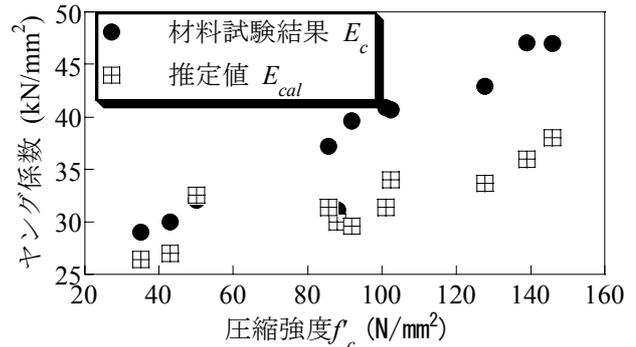


図-3 ヤング係数の比較

一定値となる。図-5 では、軟化勾配は圧縮強度の低いケースほど $w \cdot \sigma_0/G_f^{TSD} \leq 0.1$ において小さく、それ以降はほぼゼロに漸近している。圧縮強度が高くなるにつれ、 $w \cdot \sigma_0/G_f^{TSD} \leq 0.1$ の軟化勾配は大きくなるが、 $w \cdot \sigma_0/G_f^{TSD} > 0.1$ の軟化勾配は小さくなるため、 $w \cdot \sigma_0/G_f^{TSD} \leq 0.8$ の軟化勾配はより平均化され、-2~0 程度の値を示す傾向となっている。すなわち、本検討では高強度コンクリートの引張軟化曲線ほど、1/4 モデルのブレイクポイントである $w \cdot \sigma_0/G_f^{TSD} \leq 0.75$ までの軟化勾配は、1/4 モデルに近い値を示す結果となった。図-4 中の破線は 1/4 モデルを表し、これと解析結果を比べても、高強度コンクリート、特に圧縮強度 100N/mm² を超えるケースでは、解析結果の引張軟化曲線は 1/4 モデルに非常に近い形状を示している。このことより、示方書においてモデル化さ

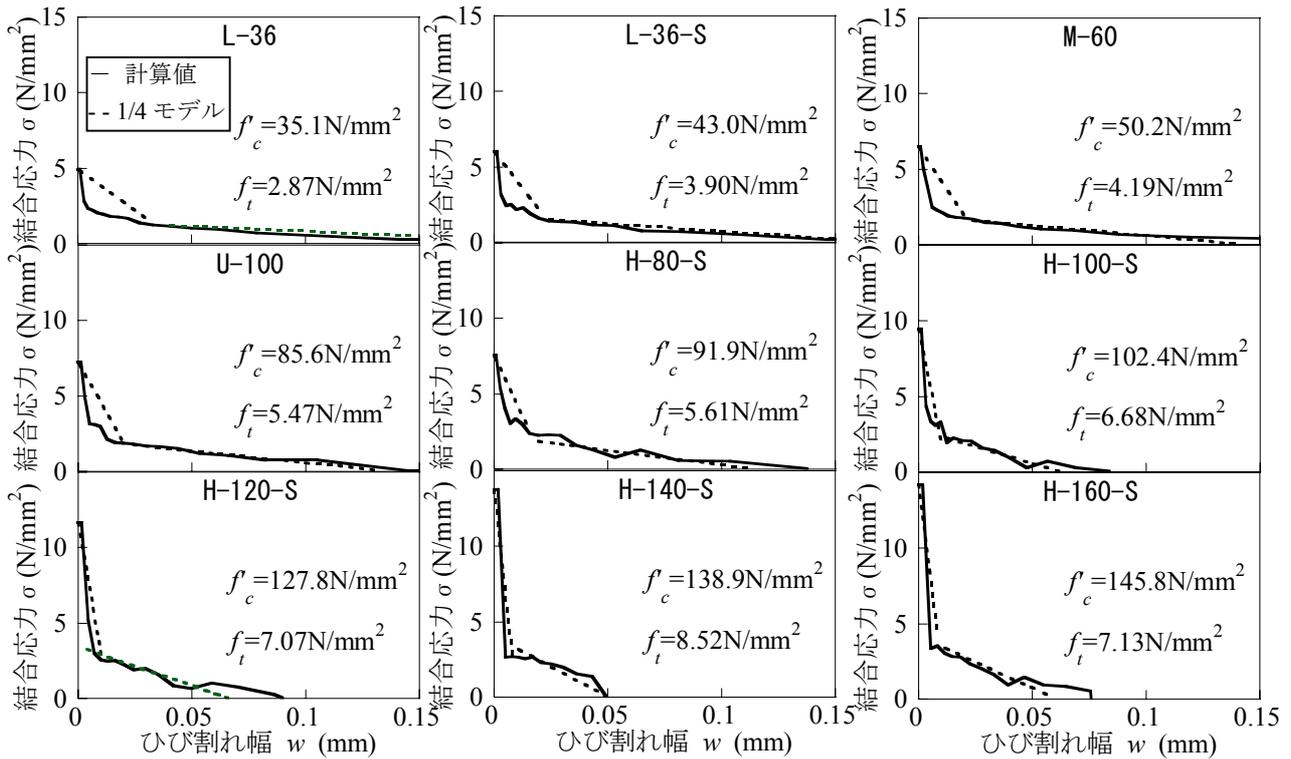


図-4 引張軟化曲線

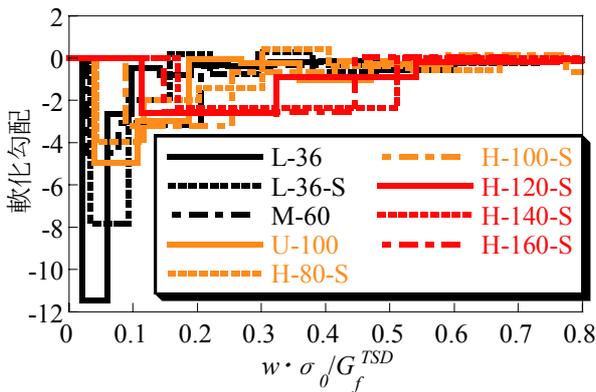


図-5 軟化勾配の変化

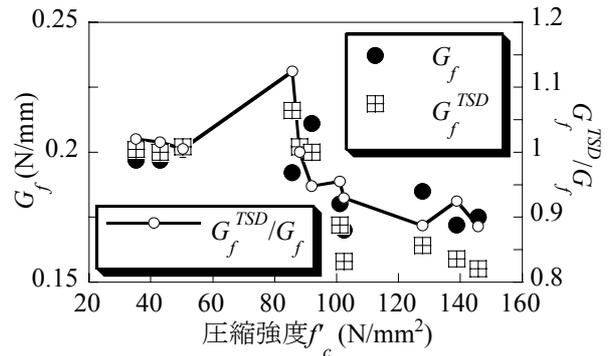


図-6 破壊エネルギーの比較

れた引張軟化曲線として示されている 1/4 モデルは、示方書の適用範囲外である圧縮強度 80N/mm^2 を超える高強度コンクリートに対しても適用可能であると思われる。

(2) 破壊エネルギーの比較

表-4 より、破壊エネルギー G_f および G_f^{TSD} とともに、変動係数は 20%以下となっている。前出の委員会における共通試験では 20%程度の変動係数は認められており²⁾、 G_f および G_f^{TSD} とともに普通強度から高強度コンクリートまで比較的良い精度で得られていると言える。また、 G_f の変動係数が大きいものは G_f^{TSD} の変動係数も大きくなる傾向にあり、荷重-CMOD 曲線のばらつきが解析結果のばらつきにも影響を与えることがうかがわれる。

G_f と G_f^{TSD} の比較を図-6 に示す。普通強度コンクリートでは両者はほぼ同程度の値を示しているが、圧縮強度 80N/mm^2 を超える高強度コンクリートでは両者に相違が認められ、圧縮強度が高いほど、 G_f に比べ G_f^{TSD} が小さくなる傾向が認められたが、 G_f^{TSD}/G_f は ±15% の範囲に収まっている。図-3 のヤング係数 E_c と E_{cal} の比較においても、圧縮強度が高いほどヤング係数の推定値 E_{cal} は過小評価される傾向が顕著に認められており、これが G_f と G_f^{TSD} の相違にも影響を与えている可能性がある。

(3) 各種パラメータに関する検討

材料の引張強度に関するパラメータである割裂引張強度 f_t 、初期結合応力度 σ_0 、有効引張強度 f_t^{eff} の比較を図

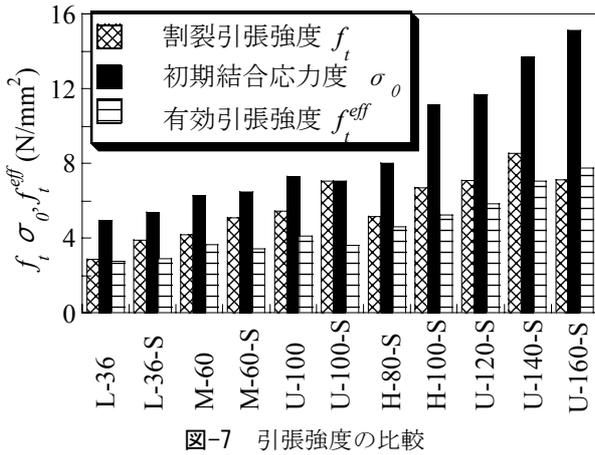


図-7 引張強度の比較

-7 に示す。 σ_0 は他の二つのパラメータに比べて大きな値を示し、圧縮強度に対して線形に増加する傾向が認められ、圧縮強度が高いほどその差が大きくなり現れた。一方、 f_t^{eff} は圧縮強度に関係なく f_t と比較的近い値を示し、両者は良い対応を示している。 σ_0 はばらつきが大きくパラメータとして安定性がないという指摘もある⁷⁾ことから、材料の引張強度を評価するパラメータとしては有効引張強度 f_t^{eff} の方が適当と思われる。

特性長さ l_{ch} と l_{ch}^{TSD} の比較を図-8 に示す。図-8 中の一点鎖線は l_{ch}^{TSD} に関する回帰式を、破線は文献1) で示した l_{ch} の回帰式を表す。なお、 l_{ch}^{TSD} の回帰式の相関係数は 0.95 であった。二つの回帰式はほぼ一致し、ともに圧縮強度のほぼ-1.1 乗に比例する結果となった。 G_f と G_f^{TSD} の相違が本検討程度であれば、 l_{ch} と l_{ch}^{TSD} の相違はわずかであり、同様の圧縮強度相関を呈するといえる。ここで、特性長さは圧縮強度の-1 乗に比例すると仮定し、最小二乗法により求めた以下の簡易式を図-8 に実線で示す。

$$l_{ch} = 20000 f_c^{-1.0} \quad (3)$$

簡易式は l_{ch} および l_{ch}^{TSD} と非常によい相関を示し、その相関係数はともに 0.94 であった。式(3)は非常に簡易な式であるが、特性長さを十分な精度で算定可能であるといえる。しかし、本報告では骨材の最大寸法 d_{max} の影響については検討していないため、式(3)の適用範囲は $d_{max}=20\text{mm}$ に限定される。

4. まとめ

本報告で得られた知見を以下にまとめる。

- ①多直線近似解析法による逆解析で得られた荷重-CMOD 曲線は、圧縮強度 80N/mm^2 を超える高強度

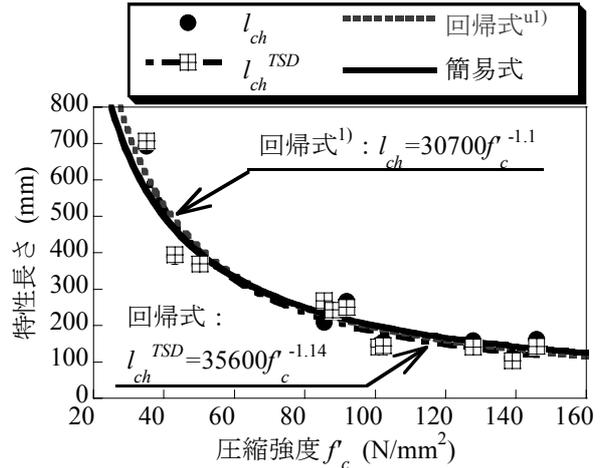


図-8 特性長さに関する回帰式の検証

コンクリートに対しても実験結果を忠実に再現できた。

- ②高強度コンクリートの引張軟化曲線は、示方書に示されている 1/4 モデルに近い形状を示した。
- ③二つの破壊エネルギー G_f と G_f^{TSD} は、普通強度から高強度コンクリートまで概ね同程度であった。

参考文献

- 1) 松元香保里ほか：超高強度コンクリートの破壊エネルギーおよび材料特性に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.24, No.2, pp.739-744, 2002.
- 2) (社)日本コンクリート工学協会：コンクリートの破壊特性の試験方法に関する調査研究委員会報告書，pp.401-405, 2001.
- 3) Gustafsson, P. J. et al. : Sensitivity in Shear Strength of Longitudinally Reinforced Concrete Beams to Fracture Energy of Concrete, ACI Structural Journal, May-June, pp.286-294, 1988.
- 4) 藤田学ほか：高強度コンクリートを用いた RC はりのせん断強度と寸法効果，土木学会論文集，No.711, V-56, pp.161-172, 2002.
- 5) 橋高義典：引張軟化曲線多直線近似解析プログラム，(<http://www.ecomp.metro-u.ac.jp/%7Ekitsu/fmpana-j.html>)
- 6) (社)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.
- 7) 橋高義典ほか：高強度コンクリートの破壊パラメータに及ぼす粗骨材の影響，日本建築学会構造系論文集，第 490 号，pp.7-16, 1996.

コンクリート充填角形鋼管を用いた合成壁の接合部載荷試験

Loading Tests of Joint Part of Composite Wall Using Concrete Filled Steel Tubes

黒川 幸彦 YUKIHIKO KUROKAWA

三上 博 HIROSHI MIKAMI

土木設計第一部 山地 斉 HITOSHI YAMAJI

土木設計第一部 松原 博 HIROSHI MATSUBARA

筆者らは、地下連続壁の芯材にコンクリートを充填した角形鋼管を用い、地中構造物の側壁の一部として本体利用する工法を開発した。今回、鋼管と RC 部から成る合成壁と RC 床版の接合構造の妥当性確認を目的として、函体隅角部を L 字型に切り出した縮小モデルを用いて載荷試験を行った。その結果、床版接合部の挙動は FEM 非線形解析結果とほぼ一致し、接合部の構造は妥当であることが確認された。

キーワード：地中連続壁，合成壁，角形鋼管，載荷試験

Authors have developed the construction method of an underground continuous wall using concrete filled square steel tubes for the wick member, and used a structural part of the underground structure. In order to confirm the joint structures of slab and wall, we performed loading tests by using L type model which the joint part were cut away. From the test results, behavior of joint part was almost corresponding to the FEM analysis, and it was confirmed that joint part has enough structural performance.

Key Words: Underground continuous wall, Composite wall, Square steel tubes, Loading test

1. はじめに

筆者らは、鋼製地中連続壁工法などの地下連続壁の本体利用工法に対して更なるコスト削減を目指し、HERT-Wall 工法（Hybrid Earth Retaining Tube-Wall Method）を開発した¹⁾。HERT-Wall 工法は、泥土モルタル固化壁やソイルセメント地下連続壁の芯材にコンクリートを充填した角形鋼管を用い、これを地中構造物の側壁の一部として本体利用して、掘削土量を低減しコスト削減を図る工法である。図-1に工法の概要を示す。

本工法は開削トンネルや立坑の構築方法として、大深度掘削や近接施工で高剛性の地下壁が必要となる場合、用地の制限により壁厚を薄くしたい場合などに有効である。構造的には、角形鋼管にコンクリートを充填し合成構造とすることで壁体の耐力を高めていること、P-T 型継手によって角形鋼管を連結しており、芯材に H 形鋼を用いた SMW 工法による本体利用工法などに比較して止水性に優れること、などが特徴である。

合成壁の曲げ試験²⁾、施工性試験³⁾などを実施して、構造上、施工上問題ないことを確認しているが、本稿では角形鋼管と RC 部材の合成壁と RC 床版との接合

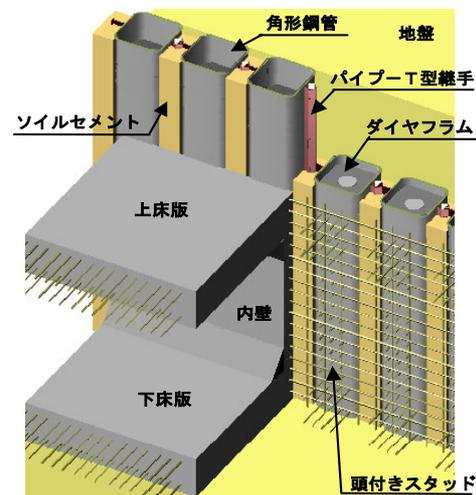


図-1 工法概要図

構造の妥当性、および耐震性能確認を目的として実施した接合部載荷試験について報告する。

2. 載荷試験概要

(1) 試験体および試験ケース

接合部載荷試験に用いた試験体は、実構造物を 1/2 に

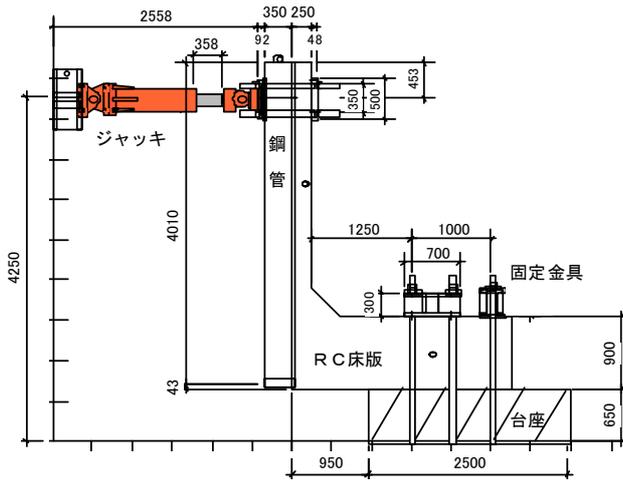


図-2 試験体形状および載荷装置

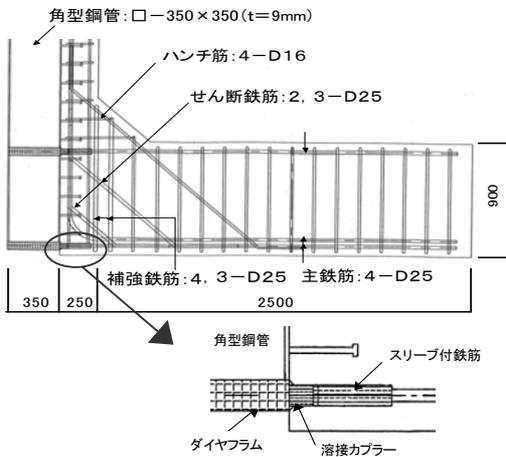


図-3 接合部構造詳細 (CASE4)

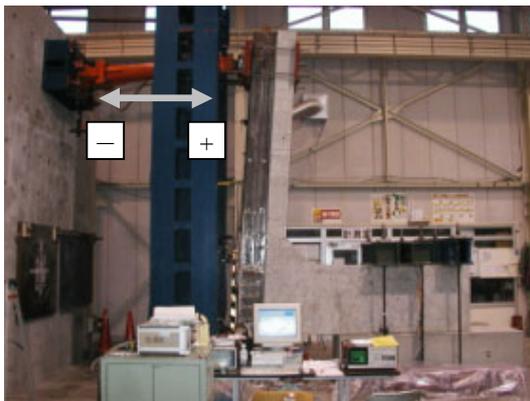


写真-1 載荷試験状況 (CASE4)

縮小し接合部付近をL字型に切り出したモデルとした。

試験体の形状を図-2に示す。角形鋼管に□-350×350 (t=9mm) を用い、RC 部材厚さは合成壁部が 25cm、床版部は 90cm である。試験体断面幅は鋼管の配置ピッチを考慮した有効幅 49cm とした。RC 部と鋼管の接合面のシアコネクタは「各種合成構造指針同解説 (日本建築学会)」に示された完全合成梁のスタッドコネクタの

表-1 試験体諸元一覧表

項目	CASE 1	CASE 3
概要		
	CASE 2	CASE 4
鋼管	□-350×350 t=9mm (BCR295)	
コンクリート	早強 24N/mm ² (RC部、鋼管充填コンクリート共)	
主鉄筋	合成壁	D13@5本
	床版上部	D22@4本
	床版下部	D25@4本 (ケース2=2段配置)
補強筋	なし	ケース3=D16@8本 ケース4=D25@5本(斜)、7本(直)
スタッドジベル	頭付きスタッド φ13mm (L=80mm) 3列 150mmピッチ	
鉄筋結合方法	上部=曲上げ定着	上部=曲上げ定着、or溶接カプラー
	下部=溶接カプラー継手	下部=溶接カプラー定着
載荷方法	1方向載荷	正負交番載荷

規定に従い、頭付きスタッドφ13を配置した。

載荷試験は RC 床版主筋端部の定着方法、補強筋の有無などをパラメータとし、表-1に示す4ケースを実施した。CASE1,2では床版主筋の定着方法の妥当性確認を、CASE3,4は床版接合部の補強筋配置方法、および耐震性能確認を主目的とした。

CASE4の接合部構造詳細を図-3に示す。床版主筋は機械式継手 (溶接カプラー) によって鋼管と結合した。主筋位置に合わせ鋼管に配置したダイヤフラムに溶接カプラーを工場溶接しておき、掘削後ネジ鉄筋を取付ける方法である。この方法と他の方法 (鋼管と結合せず曲上げ定着のみ) についてCASE3,4で妥当性を確認した。

RC 函体隅角部については、「道路橋示方書・同解説コンクリート橋編 (日本道路協会)」に、節点部に曲げモーメントが作用する場合の補強筋配置方法の規定がある。合成壁にそのまま適用される規定ではないが、隅角部に生じる引張応力に対してどの程度の補強が妥当かを確認することとした。

CASE1,2は隅角部に補強筋を配置しない場合、CASE4が道路橋示方書に基づき計算上必要となる補強筋量を配置した場合、CASE3が必要量の約 1/2 の補強筋を配置した場合である。また、CASE1で常時土圧作用時に床版に発生する軸力を想定して、床版部に一定の緊張力を導入した。載荷試験状況 (CASE4) を写真-1に示す。

(2) 載荷方法

載荷方法はCASE1,2が1方向載荷、CASE3,4は変位制御による正負交番載荷とした。

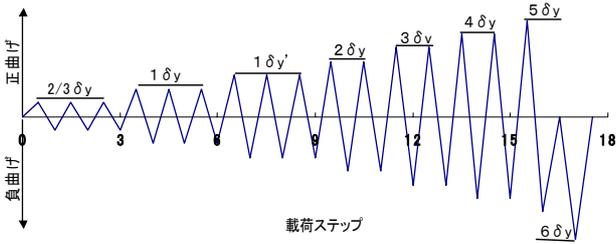


図-4 載荷サイクル図 (CASE4)

載荷方向は試験体が閉じる方向を正方向 (+), 開く方向を負方向 (-) とした。1 方向載荷は正方向のみに試験体の破壊まで載荷, 正負交番載荷については, 負方向載荷時に合成壁主筋が降伏した時 (鉄筋の降伏ひずみは材料試験結果から 2100μ とした) の変位を基準変位量 δ_y として繰返し載荷を行った。例として, CASE4 の載荷サイクルを図-4 に示す。

(3) 評価方法

試験体の降伏荷重, 終局荷重, および荷重-変位関係は, 2次元 FEM 非線形解析により求めて, 解析値と計測値を比較することにより妥当性を評価した (解析コード; WCOMD)。解析に用いた材料特性は鋼管, 鉄筋, コンクリートとも材料試験結果による。

FEM 非線形解析は鉄筋降伏以降の挙動も追跡可能であることから採用したが, CASE1,2 については鋼管を鉄筋に置き換えた形の非線形フレーム解析 (解析コード; Say-NAP) も併せて行い結果を比較した。部材の降伏までは両解析結果ともほぼ同じ値であるが, 終局荷重は FEM 解析結果がやや大きめの値となった。

3. 試験結果及び考察

(1) 試験結果 (荷重値)

設計上ほぼ同じ耐力を合成壁と RC 床版部に持たせているが, 試験の結果, 主筋の降伏はおおむね床版部で先行した。降伏荷重, 終局荷重の計測値を解析値 (FEM 解析結果) と対比したものを表-2 に示す。

全般に変位量は計測値の方が大きい, 降伏荷重, 終局荷重とも CASE1,2,4 については解析値と計測値がほぼ等しい結果となっており, 設計上合成壁を RC 部材として扱っても問題ないと考えられる。

CASE3 については床版上部主筋の曲上げ定着が有効でなく, 負方向載荷時, 主筋降伏前に RC 部材と鋼管の接合部で破壊した。ただし, 正方向の載荷は接合部の破壊後も継続し終局荷重が解析値とほぼ同等であることを確認した。

表-2 試験結果一覧表

CASE	載荷方向	解析結果	合成壁部 (kN)		RC床版部 (kN)		備考	
			降伏荷重Py	終局荷重Pu	降伏荷重Py	終局荷重Pu		
1	+	解析値	375	535	371	441	床版部に緊張力 N=1400kN 導入	
		計測値	降伏せず		380	426		
2	+	解析値	375	535	340	430		
		計測値	降伏せず		345	433		
3	+	解析値	380	—	350	430	負方向載荷時に、接合部で鉛直方向の割裂ひびわれを生じ、破壊に至る	
		計測値	降伏せず		300	459		
	-	解析値	100	—	130	—		
		計測値	115 (合成壁RC部破壊)					
4	+	解析値	380	537	400	469		
		計測値	降伏せず		439	476		
	-	解析値	208	351	190	223		
		計測値	194	終局に至らず	198	276以上		

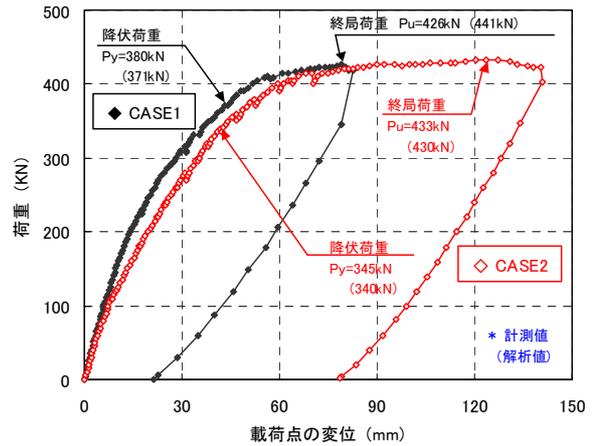


図-5 荷重～変位図 (CASE1,2)

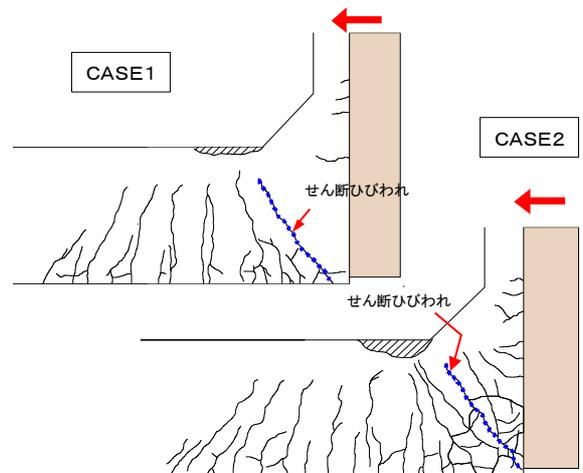


図-6 試験体の破壊形態 (CASE1,2)

(2) 荷重～変位の関係および破壊形態

a) CASE 1, 2

CASE1,2 の荷重～変位の関係を図-5 に示す。両者とも 1 方向載荷のみ行ったケースである。CASE1 では床版部に一定の軸力 (1400kN, 変動 3% 以内) を導入しているが, 部材の耐力は CASE2 とほぼ同等である。CASE2 の床版下部主筋は 2 段配置で, 最下段は溶接カプラー継手, 2 段目は曲上げ定着としている。

試験の結果, 表-2 に示すように降伏荷重・終局荷重とも解析値とほぼ同等の結果が得られた。変位量の差は軸

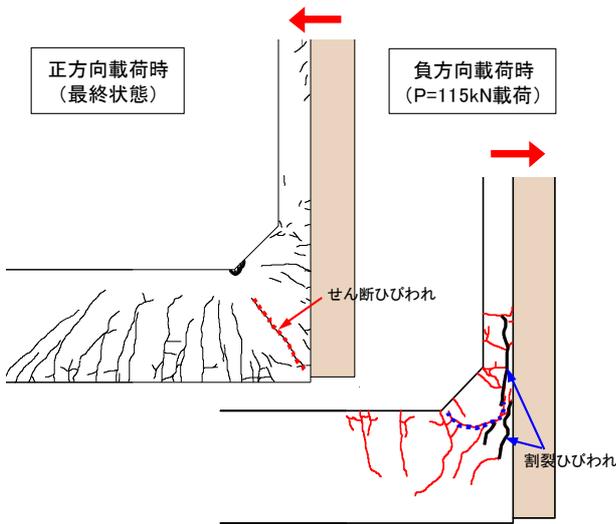


図-7 試験体の破壊形態 (CASE3)

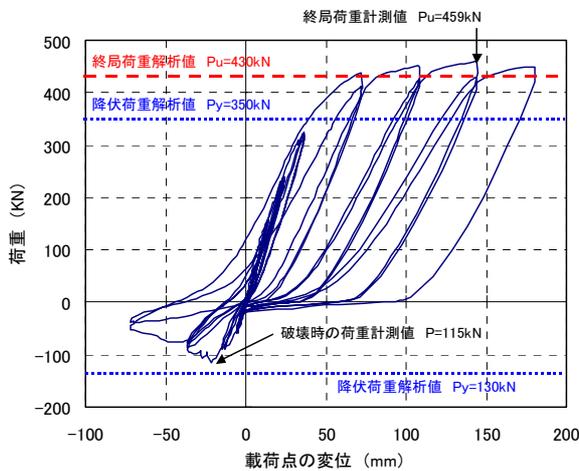


図-8 荷重～変位図 (CASE3)

力導入による差と考えられる。図-6に試験体の破壊形態を示す。試験体床版下部に最初のひびわれが発生した後、次第にひびわれが増加・伸展し、最終的には床版上面・ハンチ端部でコンクリートが圧壊するという破壊形態となった。CASE1でひびわれ発生量が少ないのは軸力導入の効果と考えられる。合成壁部では鋼管側にひびわれが一部生じるがほとんど増加せず、床版の破壊後も合成壁主筋の降伏はみられなかった。図に点線で示す試験体端部からハンチ端に延びるひびわれはCASE1で335kN 載荷時、CASE2で280kN 載荷時に生じたもので曲げの作用する節点部に生じるせん断ひびわれと考えられる。やはり、RC床版接合部には何らかの補強が必要であると判断された。

b) CASE 3

図-7に試験体の破壊形態を示す。CASE3では正負交番載荷を行ったが、先に述べたように、負方向に115kN 載荷した時(降伏荷重解析値は130kN)、接合部に縦方向の割裂ひびわれを生じ破壊した。破壊以前90kN 載荷の

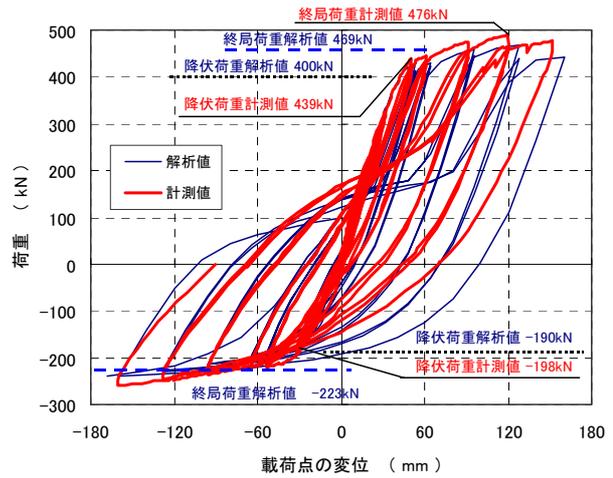


図-9 荷重～変位図 (CASE4)

段階で、床版上部主筋の曲上げ加工部に沿ってひびわれが生じており(図-7右図に点線で示す)、主筋とコンクリートの付着が切れた後に破壊に至ったものと考えられる。

図-8にCASE3の荷重～変位の関係を示す。割裂ひびわれ発生後も正方向の繰返し載荷を継続し(負方向は荷重0とした)、床版上面コンクリートが圧壊した段階で載荷試験を終了した。正方向載荷時の破壊形態は他のケースとほぼ同じで、試験体端部からハンチ端に延びるせん断ひびわれは310kN 載荷時に生じた。これは、床版隅角部に補強筋を配置しなかったCASE1,2と大差ない結果であった。

c) CASE 4

CASE4は床版の上下部主筋とも溶接カプラー継手により鋼管と結合し、床版隅角部には道路橋示方書の規定に基づく必要量の補強筋を斜め45°(開口方向に対応するもの)および鉛直方向(開口方向に対応するもの)に配置している。図-9にCASE4の荷重～変位の関係を示す。

負方向載荷時はまず合成壁主筋が降伏するが、その直後に床版上部主筋が降伏し、以後は床版部の破壊のみが進行する形となった。正方向載荷時は439kN(解析値400kN)で床版主筋が降伏し、4δ_y 載荷時に床版上面でコンクリートが圧壊した。終局荷重は476kN(解析値469kN)であった。以後は負方向載荷のみ繰返したが載荷荷重の上限値は装置の制約のため確認できなかった。

試験結果から、荷重～変位の関係はFEM 解析結果とほぼ一致しており、本構造は合成壁としての耐力を満足するとともに一体性に問題はないと判断される。また、地中構造物であることを考慮すれば4δ_y 載荷時(終局時)の合成壁の変形角 $\theta = \tan^{-1}(128/2700) = 2.7^\circ$ は充分余裕のある数値であり、本構造は充分な耐震性を有すると判断される。

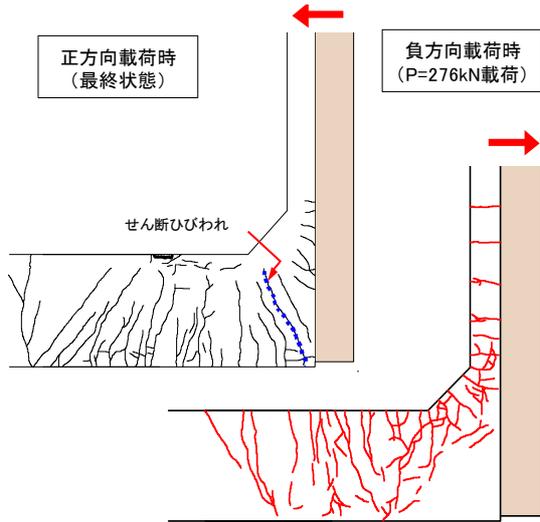


図-10 試験体の破壊形態 (CASE4)

図-10に試験体の破壊形態を示す。正方向載荷時は他のケースと若干異なりハンチ端から約1m離れた試験体の固定部付近でコンクリートが圧壊した。また、試験体端部からハンチ端に伸びるせん断ひびわれは402kN載荷時に生じており、主筋の降伏とほぼ同時であることから補強筋が有効に働いたものと考えられる。負方向載荷時はハンチ付近からひびわれが生じ、RC部材の場合とほぼ同様な破壊形態を示しているが、明確なせん断ひびわれは確認できなかった。

(3) RC部材鉄筋の挙動

a) 床版下部主筋

正方向載荷時の床版下部主筋D25について降伏時のひずみ分布 (CASE2,4) を図-11に示す。2段配筋の場合を比較したもので、図中の計測位置は鋼管接合面からの距離を示す。破壊形態の相違によって降伏が始まる地点は異なるが、ハンチ部 (0~0.6m区間) を除き機械継手による1段目主筋と曲上げ定着による2段目主筋はほぼ同じ挙動を示しており、主筋の定着結合方法は両者とも妥当であると考えられる。したがって、2段配筋の場合、部材中心側の主筋は鋼管と結合せず曲上げ定着のみであっても問題ないと判断される。

b) 床版上部主筋

床版上部主筋の降伏時のひずみ分布を図-12に示す。

負方向載荷時のCASE3,4を比較したものでCASE3が曲上げ定着、CASE4が機械継手のケースである。CASE3で上部主筋のひずみは鋼管側ではほとんど増加しておらず、単鉄筋のみで曲上げ定着した場合はコンクリートとの付着切れが生じたことがわかる。CASE4では、正方向載荷時と同様に梁区間 (0.6~1.5m) でほぼ同時に降伏に達しており、機械継手による結合であれば問題ないと

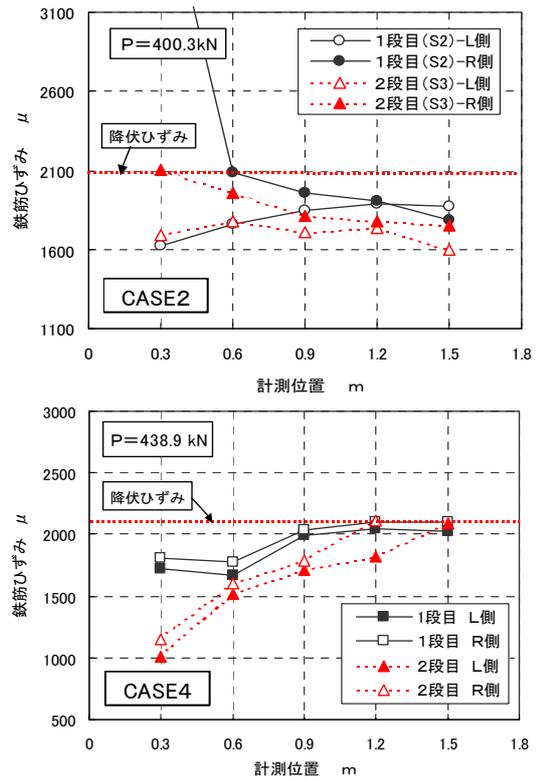


図-11 床版下部主筋のひずみ分布

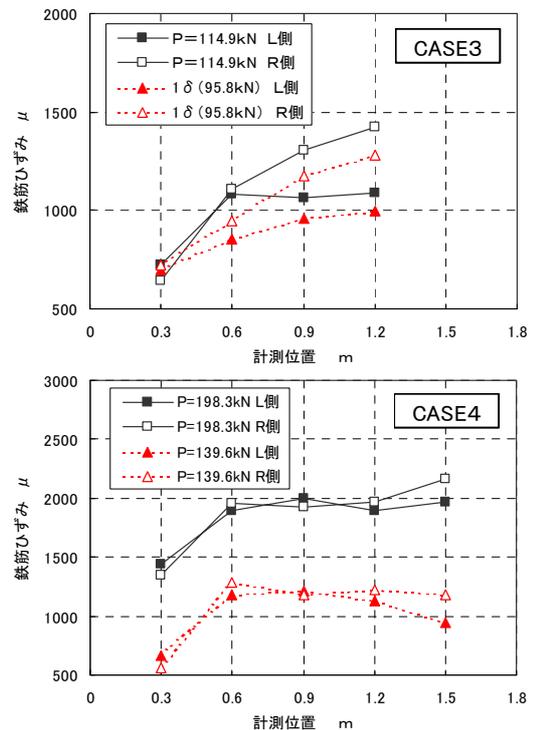


図-12 床版上部主筋のひずみ分布

考えられる。

c) 補強筋

正方向載荷時に補強筋量による効果の差をCASE3,4で確認したが、斜方向の補強筋はどちらのケースでも降伏には達していない。一方、負方向載荷時に、鉛直方向に

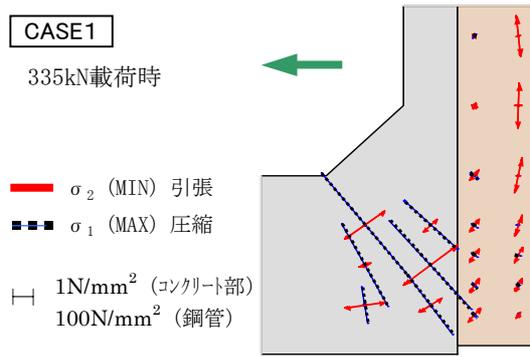


図-13 主応力図 (CASE1)

配置した補強筋のひずみ量は最大でも 200 μ 程度であった。合成壁部鋼管の比率が大きく、RC 部材が負担するせん断力が小さくなった可能性が考えられる。

(4) 合成壁の挙動

床版部の破壊が先行する破壊モードとなったため、鋼管は降伏せず、また、合成壁主筋についてもCASE4で一部降伏に達したのみであった。

図-13にCASE1について、335kN 載荷時の鋼管および床版接合部付近の主応力状態を示す。力の伝達は主筋継手部に集中することなく合成壁から床版部全体にスムーズに行なわれていることがわかる。

(5) 頭付きスタッドの挙動

頭付きスタッド基部付近（溶接面から1cmの位置）でひずみを計測し、軸力と曲げ応力を求めた結果を図-14 (CASE4) に示す。頭付きスタッドはハンチ部 (ST-1) では大きな曲げ応力を生じているが、軸方向応力はほぼ0であり曲げのみ作用している状態であった。床版下端部 (ST-4) においては曲げ応力、軸方向応力とも最大で 200N/mm² 以上となった。床版下部に発生する曲げひびわれに該当する形で鋼管下部と RC 部材間に剥離が生じたことに対応していると考えられる。

4. おわりに

コンクリート充填角形鋼管を用いた合成壁の接合部載荷試験の結果から次のような知見が得られた。

① RC 床版接合部の挙動は FEM 非線形解析結果と一致する、② 4 δ_y の載荷まで終局に達しないことから、十分な耐震性を有すると考えられる。合成壁の曲げ載荷試験と今回の接合部載荷試験の結果から、本構造は鉄筋コンクリート構造物として設計可能であると考えられる。

また、接合部の構造詳細に関しては、③主筋と鋼管の溶接カプラーによる結合方法は有効である、④2段配筋

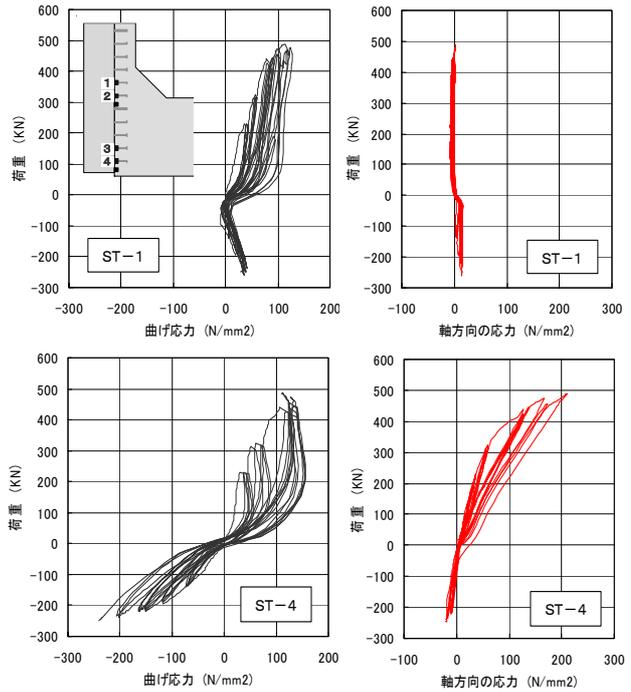


図-14 頭付きスタッドの応力状態 (CASE4)

の場合は一方の主筋は曲上げ定着でよい、⑤補強筋配置は道路橋示方書に示された曲げの作用する節点部の補強筋配置方法に従うとよい、ただし、開口方向に対する補強筋の妥当性は確認できず別途に検討する必要がある、などの知見が得られた。

今後、コストダウンの可能な本体利用連続壁工法として確立すべく、実用化に向けて更なる検討を進めたい。

謝辞：本研究を行うに当たり、解析などにご協力いただきました高知工科大学・島弘教授に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 印南・山地・諸田他：山留め壁の本体利用—コンクリート充填角形鋼管地下連続壁工法の開発—, 住友建設技報【土木編】121号, pp.15-22, 2003.1
- 2) 松原・黒川・山地：コンクリート充填角形鋼管を用いた合成壁の曲げ載荷試験, 第38回地盤工学研究発表会, pp.1743-1744, 2003.7
- 3) 諸田・二村・峯村他：コンクリート充填角形鋼管連続壁工法の開発と現場施工試験, 土木学会第57回年次学術講演会, pp.773-774, 2002.9
- 4) 黒川・山地・島他：コンクリート充填角形鋼管を用いた合成壁の接合部載荷試験, 土木学会第58回年次学術講演会, pp.387-388, 2003.9

大型函体牽引工事における長尺 FRP ボルト補強工の設計

Design on the Face Reinforcement using Long Span FRP Bolts for the Large Box Traction Project

山地 宏志 HIROSHI YAMACHI
須川 智久 TOMOHISA SUGAWA
北海道支店 黒沼 範男 NORIO KURONUMA
北海道支店 長沢 直樹 NAOKI NAGASAWA
機電部 中野 陽一 YOUICHI NAKANO
土木技術部 山田 文孝 FUMITAKA YAMADA

上野幌大型函体牽引工事では、対象地山が粘性土で構成されるため注入工法が適さないものとされた。すなわち、粘性地盤では注入による軌道の浮き上がりが発生しやすい。しかしながら、函体牽引時に切羽面の安定を確保するため何らかの補強対策は必要とされる。このような種々の条件を勘案し、当該工事において長尺ボルトによる切羽補強工を設計・施工した。本報文はその設計思想を示すものである。

キーワード：大型牽引工事，長尺ボルト補強，注入工

Injection method is not suitable for the large box traction project at Kami-Nopporo Station, because the soil of application site consist of clay and so on. Under such geological condition, a large deformation may occur due to the application of injection. However, reinforcement should be necessary to be maintained a stability of excavated face during large box traction. Considering these conditions and difficulties we have designed and applied the excavated face reinforcement using long span FRP bolts. This paper describes its design philosophy.

Key Words: Large box traction project, Face reinforcement, Long span FRP bolts, Injection method

1. はじめに

上野幌 BV 工事は幅 24.5m，高さ 7.7m，奥行き 25.0m の大型函体を最小 1.4m の土被りで JR 北海道千歳線直下に牽引する工事である。千歳線は JR 北海道の主要幹線であるため、当該工事施工におけるわずかな擾乱は通勤、旅行、ならびに物流へ大きな影響を与える可能性が高く、その安全管理、ならびに地山変形管理に細心の注意を要求された。

ところが、工事対象地点の地山は昭和 40 年代に完成した盛土と粘性地盤が混在し、工事による擾乱に対し敏感な反応を示すため、これまでも種々の不具合が発生した。このため、函体牽引時に実施される地山改良注入工は、注入箇所付近の軌道を大きく隆起させる可能性が高くその採用が難しいものと判断された。

このような大型函体牽引工事において改良注入を実施せずに牽引した事例はこれまでになく、当該工事の施工

条件から見て、その与える社会的影響が甚大なため、注入に替わる何らかの対策は不可欠と考えられた。本報文は、その対策工設計のための調査と妥当性検証の過程を記すものである。都市再生において同種工事の増大が見込まれるが、ここに記す対策工の設計はその適用地山範囲を広げ得るとともに、当該工事における総合的なコストダウンに資するものとする。

2. 調査と地質概要

当該工事ではすでいくつかの調査ボーリングが施工されていたが、施工地点が幹線鉄道直下であることから盛土本体でのボーリングは行われていない。ところが、ルーフボックス設置工事や底盤注入工事などの経験から、施工対象となる地山の土質性状がこれまでの評価と乖離しているものと考えられるようになった。たとえば、ルーフボックス工の掘削途中で泥土状に流動する過

飽和粘土がしばしば現れたり、アンカーを定着するのに足りる付着抵抗が得られず大幅な定着長延長を余儀なくされたりなど、当初評価よりも大幅に脆弱な地盤が存在すると判断された。

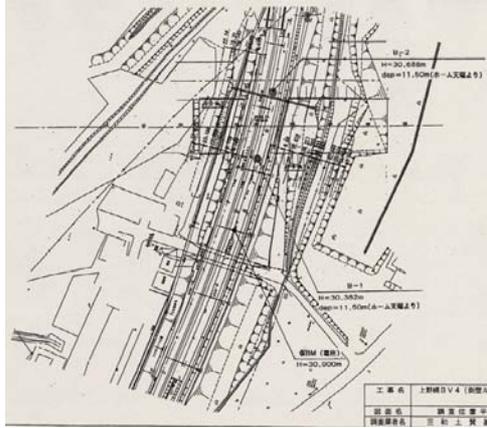


図-1 平成15年4月調査ボーリング施工地点平面図

このため、上り線ホーム撤去後、直ちに函体牽引部の地山特性を調査する目的で盛土本体の調査ボーリングならびにこれを利用した試料試験を実施した。ここでは、この調査ボーリングとその試料試験から得られた知見を示すとともに、函体牽引時の検討、解析、調査に供する地山特性値の設定を行うものである。なお、上り線ホーム撤去がルーフボックス施工後であったために、当該調査点も若干ではあるが函体牽引部を外れている。

(1) 地質概要

当該工事地点は野幌丘陵に囲まれた小規模な沖積低地に位置する。JR千歳線はこの沖積平野上に高盛土して敷設されており、上野幌駅もこのような位置にある。既往の地質調査報告書も含めて総合的に既往の調査結果を総括すると、表-1に示す土層構成が推定された。

表-1 施工位置の土層構成

時代	記号	土層名	色調	分布標高	特徴	N値	
現世完新世	沖積層	B	盛土～表土	茶褐～暗褐灰	～23.3m	粘性土主体で、礫混じりの砂質シルト～シルト質砂状を呈す。全体的に火山灰質。粘性土は軟らかい～中位、砂質土はゆるい～中位。	3～11
		Av	火山灰質シルト 【シルト質砂～砂質シルト】	黄褐 暗青灰 褐灰	24.7m～ 19.1m	全体的に火山灰質砂を混入するシルト質砂～砂質シルトで、不均質な層である。一部火山灰層を挟む。	2～20
		Ac	腐植物混じりシルト 【シルト～シルト混じり砂】	暗灰	21.2m～ 15.5m	全体に腐植物を混入して有機質である。シルト～シルト混じり砂で構成されるが、不均質である。砂は火山灰質。Av層に比べるとやや硬い部分がある。	2～11
		As	礫混じり砂	暗灰	16.7m～ 14.5m	φ10～20mm程度の細礫を不均一に混入する細～粗砂で、薄層状に存在。含水多量。一部で欠けている部分がある。	11～27
更新世 (下部層)	野幌層	N _L	粘土～シルト	青灰	15.6m～	シルト、粘土・シルト・細砂互層よりなり、泥炭および貝化石含む	9～50

このうち函体牽引時に掘削の対象となるのは、盛土(B)、火山灰質シルト(Av)、腐植物混じりシルト(Ac)である。掘削対象土砂は、いずれも砂と粘性土が分布する

不均質な土層構成となっており、函体中央部より下では火山灰に富んだシルト質砂～砂質シルト層(Av)が主体で、最下部では腐植物に富んだシルト～シルト混じり砂層(Ac)が主体となる。

(2) 試料試験結果とその知見

表-2に盛土部の地盤材料の工学的分類に関する試料試験の一覧を示す。一般に、湿潤密度が大きい場合は地盤が良く締まっているとされ、湿潤密度が小さい場合は地盤が軟弱であり締まっていないものと判断される。これに従えば、当該函体牽引部の盛土部、ないし沖積層部の湿潤密度は概ね1.8g/cm³前後を示しており、湿潤密度の意味では相応の盛土地盤であるものと評価される。しかしながら、これはあくまでも目安であり、間隙中の水の量により変動する値であることを考慮せねばならない。また、函体牽引部に掛かることはないが、B-1ボーリングの深度10-11mに現れる砂質粘土は湿潤密度が概ね1.57g/cm³と小さいため、確実な底盤改良を実施しなければ函体重量によって不等沈下を生じる可能性がある。なお、大きい湿潤密度の目安は一般的な粘土で概ね1.7-1.9g/cm³の範囲を、また小さい湿潤密度は1.2-1.6g/cm³の範囲を考える。

表-2 地盤材料の工学的分類一覧
(a) B-1 ボーリングによる試料

試料番号 (深さ) (層名)	B-1				
	3.0-4.0m B(盛土)	5.5-6.5m B(盛土)	7.0-7.8m Av(火山灰質シルト)	8.5-9.5m Av(火山灰質シルト)	10.0-11.0m Ac(腐植物混じりシルト)
湿潤密度 ρ _w [g/cm ³]	1.806	1.785	1.775	1.822	1.570
乾燥密度 ρ _d [g/cm ³]	1.411	1.420	1.400	1.414	1.015
土質指数 I _p	27.7	26.6	29.6	30.6	41.2
塑性指数 I _c	21.1	20.6	29.6	30.6	41.2
液性指数 I _L	27.7	26.6	29.6	30.6	41.2
飽和含水比 w _{sat} [%]	28.4	32.0	31.2	31.2	54.9
開裂含水比 w _{cr} [%]	0.914	1.348	0.979	0.935	1.442
飽和含水比 w _{sat} [%]	85.6	83.0	87.2	86.2	94.0
液性指数 I _L	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
砂分 (75μm以上) [%]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
砂分 (2～75μm) [%]	0.5	1.8	0.0	0.0	0.0
砂分 (75μm～2mm) [%]	26.0	23.8	27.4	19.3	17.1
シルト分 (2～75μm) [%]	73.5	78.2	72.6	79.7	82.9
シルト分 (75μm～2mm) [%]	33.5	29.0	49.2	49.1	39.9
粘土分 (2mm以下) [%]	26.5	28.2	20.4	20.3	20.0
最大粒径 [mm]	19.0	9.5	2.0	2.0	2.0
均等粒径 [mm]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
液性限界 w _L [%]	43.3	41.6	52.9	53.7	76.9
塑性限界 w _p [%]	22.2	21.0	23.3	23.1	25.7
液性指数 I _p	21.1	20.6	29.6	30.6	41.2
地盤材料の分類名	砂質粘性土	砂質粘性土	砂質粘性土	砂質粘性土	砂質粘性土
分類記号	CsS	CsS	CHS	CHS	MH-S

(b) B-2 ボーリングによる試料

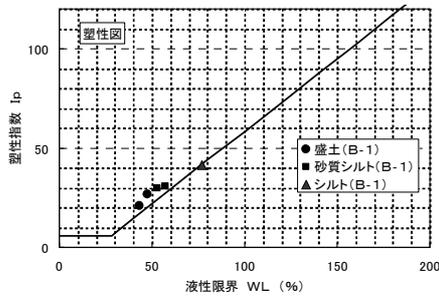
試料番号 (深さ) (層名)	B-2					
	3.0-4.0m B(盛土)	4.5-5.3m B(盛土)	6.0-7.0m Av(火山灰質シルト)	8.0-8.5m Av(火山灰質シルト)	9.0-10.0m Av(火山灰質シルト)	10.5-11.5 Ac(腐植物混じりシルト)
湿潤密度 ρ _w [g/cm ³]	1.857	1.855	1.996	1.820	1.904	1.750
乾燥密度 ρ _d [g/cm ³]	1.441	1.409	1.400	1.344	1.412	1.254
土質指数 I _p	27.7	26.6	29.6	30.6	30.6	41.2
塑性指数 I _c	21.1	20.6	29.6	30.6	30.6	41.2
液性指数 I _L	27.7	26.6	29.6	30.6	30.6	41.2
飽和含水比 w _{sat} [%]	28.4	32.0	31.2	31.2	29.3	48.3
開裂含水比 w _{cr} [%]	0.960	0.983	0.929	0.936	0.791	1.111
飽和含水比 w _{sat} [%]	88.4	91.1	91.7	88.4	97.6	94.0
液性指数 I _L	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
砂分 (75μm以上) [%]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
砂分 (2～75μm) [%]	0.7	0.2	1.0	3.8	0.8	0.0
砂分 (75μm～2mm) [%]	26.0	23.8	27.4	19.3	25.3	17.1
シルト分 (2～75μm) [%]	73.3	76.2	72.6	79.7	74.7	82.9
シルト分 (75μm～2mm) [%]	33.5	29.0	49.2	49.1	39.9	39.9
粘土分 (2mm以下) [%]	26.7	28.2	20.4	20.3	20.0	18.0
最大粒径 [mm]	9.5	9.5	2.0	2.0	2.0	2.0
均等粒径 [mm]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
液性限界 w _L [%]	44.8	55.1	41.8	44.1	43.7	59.3
塑性限界 w _p [%]	22.7	24.9	23.9	20.5	21.1	29.1
液性指数 I _p	22.1	20.2	22.9	23.6	22.1	30.2
地盤材料の分類名	砂質粘性土	砂質粘性土	砂質粘性土	砂質粘性土	砂質粘性土	砂質粘性土
分類記号	CsS	CHS	SCs	SCs	CsS	CHS

また、乾燥密度は盛土などの締め固め度を評価することにはしばしば用いられる。当該地点盛土部の乾燥密度は1.40 g/cm³前後と、若干ではあるが小さいものと判断さ

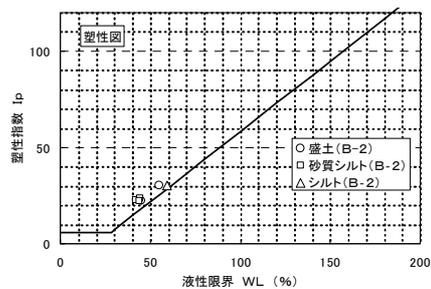
れる。特に、B-1 ボーリングの深度5.5-6.5mに現れる砂質粘性土は乾燥密度が1.13 g/cm³と著しく小さい。この土層は、自然含水も $\omega_n=41.3\%$ と高く、液性限界 $\omega_L=47.1\%$ に相対的に近いことから流動性も高いものと推察される。当該地点では局所的に著しく脆弱で流動性の高い層が散在することが、ルーフボックスの施工時に推定されており、これはそのような層の存在を示すものと考えられる。しかし、この値も試料試験に供すことのできた部分の値であり、より脆弱で流動性の高い土が存在することが考えられる。

次にコンシステンシー特性に着目する。一般に、土は含水量によって物理的性質が異なり、変形に対する抵抗性も変化するのでこれをコンシステンシーと呼び、液体、塑性体、半固体、固体の境界をそれぞれ液性限界、塑性限界、収縮限界と定義し、その含水比によって表す。また、液性限界値と液性限界値の差を塑性指数と呼び、塑性指数が大きいほど土の粘り気は大きい。

このような、コンシステンシーを評価するために土の液性限界値を横軸、塑性指数を縦軸にとった塑性図が細粒土の分類に有効であるとされている。これは、液性限界が大きくなるほど土の圧縮性が増加し、塑性指数が大きくなるほど粘性が増加する性質を利用したものである。いま、ボーリングB-1,2に対してこの塑性図を示すと、図-2を得る。



(a) B-1ボーリング試料



(b) B-2ボーリング試料

図-2 土質試料の塑性図

図中の斜線は一般にA線と呼ばれ、次の式で表される。

$$I_p = 0.73(\omega_L - 20) \quad (1)$$

ここで、 I_p : 塑性指数 ω_L : 液性限界値

このA線の近傍、もしくはA線より上には無機質粘土が分布し、下側には有機質土が分布するとされている。図に示すように、当該地点で得られた試料のはいずれもA線のわずかに上部に沿うように分布している。したがって、当該地点の盛土、火山灰質シルト、および腐植物混じりシルトなどは無機質粘土に分類される。また、各層の間に優位な差は見出せないといつてよいものと考えられる。

ここで、求められた自然含水比とこれらのコンシステンシー特性の関係を考察する。一般に、コンシステンシー指標は細粒土の流動性や安定の程度を表し、1.0よりも大きいときは安定な状態にあることを示す。液性指数は相対含水比とも呼ばれ、与えられた含水比における土の相対的な硬軟を表す指標であり、ゼロに近いほど土は締まっており、大きくなるほど圧縮性が大きく鋭敏であることを示す。表-2に示した試料試験結果からこれらの指数を求めると表-3を得る。

表-3 コンシステンシー指数、塑性指数の一覧

(a) B-1 ボーリングによる試料

試料番号 (深さ) (層名)	B-1				
	3.0-4.0m B(盛土)	5.5-6.5m B(盛土)	7.0-7.8m Av(火山灰 質シルト)	8.5-9.5m Av(腐植物 混じりシルト)	10.0-11.0m Ac(腐植物 混じりシルト)
液性限界 ω_L	43.3	47.6	52.9	53.7	76.9
塑性限界 ω_p	22.2	21.0	23.3	23.1	35.7
塑性指数 I_p	21.1	26.6	29.6	30.6	41.2
自然含水比 ω_n	29.4	41.3	32.0	31.5	54.9
コンシステンシー指標 I_c	0.858	0.237	0.706	0.725	0.534
液性指数 I_L	0.342	0.763	0.258	0.274	0.466

(b) B-2 ボーリングによる試料

試料番号 (深さ) (層名)	B-2					
	3.0-4.0m B(盛土)	4.5-5.5m B(盛土)	6.0-7.0m Av(火山灰 質シルト)	7.5-9.5m Av(火山灰 質シルト)	9.0-10.0m Av(火山灰 質シルト)	10.5-11.5 Ac(腐植物 混じりシルト)
液性限界 ω_L	44.8	55.1	41.8	44.1	43.7	59.3
塑性限界 ω_p	22.7	24.9	18.9	20.5	21.6	29.1
塑性指数 I_p	22.1	30.2	22.9	23.6	22.1	30.2
自然含水比 ω_n	28.4	33.0	21.7	30.2	29.3	40.3
コンシステンシー指標 I_c	0.742	0.732	0.387	0.589	0.652	0.629
液性指数 I_L	0.258	0.268	0.122	0.411	0.348	0.371

表に示すように、当該試料のコンシステンシー指数はいずれも1.0より小さく、全体として0.5-0.7の範囲にある。いいかえれば、試料の自然含水比はいずれも塑性限界よりも高く、流動性が比較的高い状態にあるものと判断される。特に、B-1 ボーリングの深度5.5-6.5mに現れる盛土部は0.237と著しく低く、その周辺は自立が望めないものと推定される。その定義から液性指数とコンシステンシー指数の和は1.0となるから、液性指数からの評価も圧縮性が相対的に大きく、軟らかい地盤状態にあるものと評価されることになる。これらの評価は試料採取時点での含水状態に依存するものであるため、

何らかの地下水制御工法などによって地山の安定性を向上させることも考えるが、R&C工法の施工形態や当該地山の排水性などを考えると、現況の含水状態を大きく変化させることは難しく、地山の安定を図るには、何らかの対策工が必要であると判断する。

右側と左側でかなり土質性状に違いが現れる可能性は考慮したほうがよいものと判断される。

(3) 三軸試験結果と計算に用いる地山物性値

函体牽引時の切羽安定検討に供することを目的として、日本地盤工学会の試験方法に準拠した非圧密非排水三軸圧縮試験(土の非圧密非排水(UU)三軸圧縮試験: JGS 0521)を実施した。その一覧を表-4に示す。

表-4 コンシステンシー指数, 塑性指数の一覧

(a) B-1 ボーリングによる試料

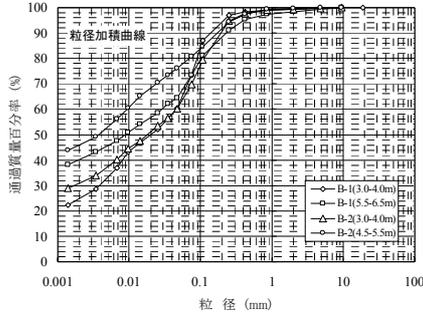
試料番号 (深さ:層名)	B-1								
	7.0-7.8m Av(火山灰質シルト)			8.50-9.50m Av(火山灰質シルト)			10.0-11.0m Ac(腐植物混じりシルト)		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
湿潤密度 ρ_w g/cm ³	1.755	1.778	1.792	1.861	1.843	1.851	1.574	1.567	1.570
孔隙比 e	1.012	0.975	0.950	0.927	0.957	0.927	1.464	1.448	1.418
飽和度 S_v %	85.2	89.5	93.3	91.8	93.3	93.1	55.1	55.1	59.7
含水比 w %	32.3	31.6	30.9	31.1	31.4	30.4	56.3	54.6	53
側方向応力 σ_3 kN/m ²	40.0	80.0	120.0	40.0	80.0	120.0	40.0	80.0	120.0
圧縮強度 q_u kN/m ²	36.5	39.3	134.7	109.8	136.2	136.7	64.5	55.6	122.4
E_{50} MN/m ²	2.30	2.24	3.53	2.86	4.13	5.17	1.72	2.45	3.22
粘着力 C kN/m ²	10.67			20.45			13.56		
内部摩擦角 ϕ	16.07			19.14			13.71		

(b) B-2ボーリングによる試料

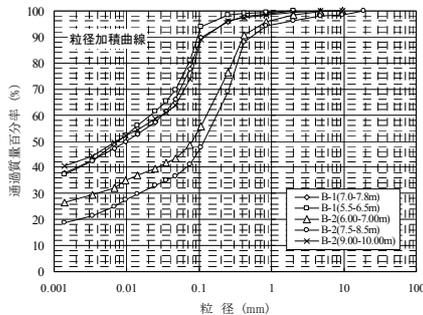
試料番号 (深さ:層名)	B-2								
	4.5-5.5m B(砂土)			6.0-7.0m Av(火山灰質シルト)			7.5-8.5m Av(火山灰質シルト)		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
湿潤密度 ρ_w g/cm ³	1.883	1.858	1.823	1.967	2.007	2.013	1.817	1.828	1.816
孔隙比 e	0.827	0.891	0.936	0.655	0.620	0.603	0.899	0.885	0.916
飽和度 S_v %	95.3	96.5	93.5	92.7	95.6	94.3	90.0	92.8	93.4
含水比 w %	29.7	32.4	33.0	23.2	22.3	21.3	30.8	31.3	32.6
側方向応力 σ_3 kN/m ²	40.0	80.0	120.0	40.0	80.0	120.0	40.0	80.0	120.0
圧縮強度 q_u kN/m ²	37.3	50.2	61.8	21.2	33.5	40.8	33.2	41.4	50.8
E_{50} MN/m ²	1.13	1.41	1.80	0.75	0.81	0.97	0.85	0.94	1.12
粘着力 C kN/m ²	9.67			8.62			9.04		
内部摩擦角 ϕ	11.70			7.24			9.59		
試料番号 (深さ:層名)	9.0-10.0m Av(火山灰質シルト)			10.5-11.5m Ac(腐植物混じりシルト)					
	①	②	③	①	②	③			
	①	②	③	①	②	③			
湿潤密度 ρ_w g/cm ³	1.912	1.912	1.888	1.750	1.760	1.740			
孔隙比 e	0.776	0.781	0.816	1.119	1.078	1.132			
飽和度 S_v %	97.8	98.6	97.2	98.2	97.3	97.5			
含水比 w %	28.8	29.2	30.1	42.1	40.2	42.5			
側方向応力 σ_3 kN/m ²	40.0	80.0	120.0	40.0	80.0	120.0			
圧縮強度 q_u kN/m ²	33.3	39.8	47.3	14.6	18.8	20.8			
E_{50} MN/m ²	0.89	0.98	1.14	1.41	1.77	2.00			
粘着力 C kN/m ²	9.43			12.26					
内部摩擦角 ϕ	8.75			11.73					

表より明らかのように、当該の非圧密非排水三軸圧縮試験では土質の違いによる差異よりも、ボーリング孔の違いによる差異が明確に現れる結果となった。特に火山灰質シルトに関してはばらつきが大きいので、腐植物混じりシルトのばらつきがその中に吸収されてしまう結果となっている。いま、湿潤密度などの物理特性と粘着力などとの相関を見ると、両者の間に明確な関係を見出すことが難しく、むしろ前節で示した粒度分布との相関が強いと考えざるを得ない。すなわち、B-2の火山灰質シルトは微粒分が少なく、組織としての結合性に若干欠けるといえるものである。また、粒度分布についても腐植物混じりシルトはAv(火山灰質シルト)のばらつきの中に吸収されてしまう。

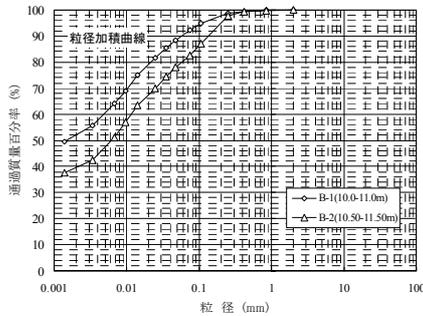
このように考えるとき、検討に用いる力学特性に火山灰質シルトと腐植物混じりシルトを分類することの工学的意味は見出せないものと考え、これを沖積層として解析上は一括的に扱うこととした。この沖積層は函体牽引部体積のほとんどを占め、その力学特性は掘削時の力学挙動を支配する。いま、当該工事における施工条件、



(a) B(盛土)の粒径加積曲線



(b) Av(火山灰質シルト)の粒径加積曲線



(c) Ac(腐植物混じりシルト)の粒径加積曲線

図-3 ボーリング試料の粒径加積曲線

最後に、粒度分布に着目する。図-3は盛土、火山灰質シルト、腐植物混じりシルトのそれぞれについて粒径加積曲線を求めたものである。図に示すように、盛土部については若干のばらつきがあるものの比較的粒径がそろった分布を示すものと判断してよい。ところが、火山灰質シルトについては、B-1とB-2で明らかに異なり、B-2は砂分がかなり多く混入するため粘性土質砂の領域に属するとの判断もあったが、これまでの調査結果を踏まえて火山灰質シルトと判断した。ただし、函体牽引時に

すなわち幹線鉄道直下の低土盛り施工を考えると、その設計・検討は安全の側で行われなければならない。このためには、当該沖積層の地山物性を得られた知見の範囲で、低く評価することが妥当であるものと考えた。これを基本的な考えとして、検討に用いる地山物性値を表-5のように定めた

表-5 検討に用いる地山物性値

記号	土層名	弾性係数 kN/m ² (kgf/cm ²)	ポアソン比	粘着力 kN/m ² (tf/m ²)	内部摩擦角	単位堆積重量 kN/m ³ (tf/m ³)
B	盛土	7.68 (76.8)	0.40	10 (1.0)	12	18.00 (1.800)
Av	沖積層	16.80 (168.0)	0.40	8.0 (0.8)	10	18.50 (1.850)
Ac						
As						
N _L	野幌層	64.40 (644.0)	0.35	15 (1.5)	15	19.00 (1.900)

表-5中の弾性係数は平均N値から求めたものである。既往の試料試験には弾性係数を求めたものもあるが、寸法効果などを考慮すると実施工時の挙動を表し得るものとは言えず、経験的な知見ではあるが実用的な方法であるとされているN値からの推定を用いることとした。また、盛土の粘着力、内部摩擦角は今回の試料試験結果を尊重したものである。さらに、野幌層の値はこれまでの試料試験結果を参照したものであるが、野幌層は函体よりも十分に深い位置に存在するため検討結果に大きな影響を与えないものと判断したためである。

3. 切羽対策工の検討とその設計

(1) 幾何学モデルと入力条件

未対策時の函体牽引時切羽挙動を検討することを目的として、有限差分法(コード名:FLAC)による3次元解析を実施した。計算に用いた幾何学モデルの要素分割図を図-4に示す。当該モデルの分割要素数は48,890、節点数は52,559である。

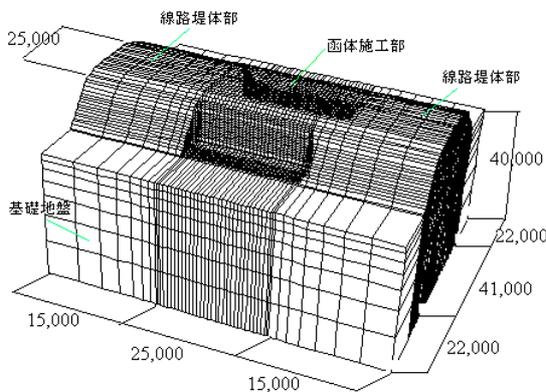


図-4 函体牽引時切羽検討の領域分割図

このように分割した解析モデルに対し、図-5のように

地質層序の割り付けを行った。これらの各土層はいずれもMohr-Columbの降伏則に従う地山材料であるものとし、前章で示した考察を基にそれらの地山物性値を表-5のように定め、入力した。

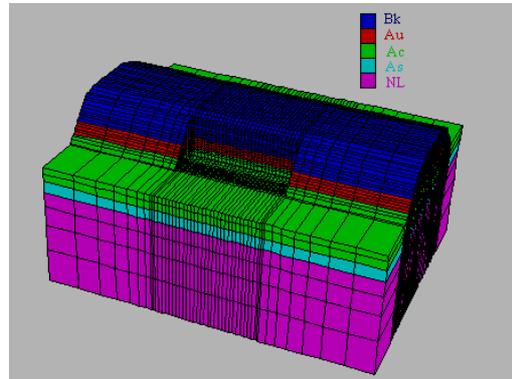


図-5 解析モデルに対する地質層序の割り付け

次に、当該R&C工法の主たる補強工であるルーフボックス、および垂直パイプ・ルーフはシェル要素によって代表するものとした。また、函体牽引時のガイドコンクリートは地山と密着する構造であるため、軸方向の曲げがほとんど発生しないものと考え、一般の固体要素で代表するものとした。図-6にこれらの施工位置拡大図を示す。さらに表-6には計算に用いたこれら事前補強材の材料物性値を示す。

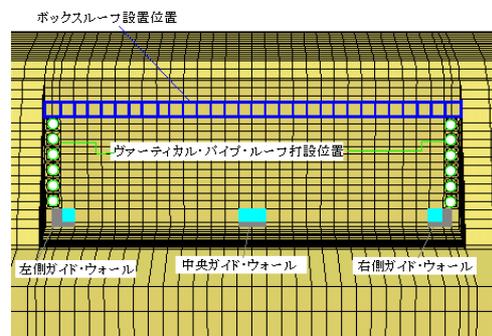


図-6 事前補強工等配置位置拡大図

表-6 計算に用いた事前補強材の材料物性値

事前補強材	部材寸法(mm)	弾性係数(MPa)	ポアソン比	単位堆積重量
ルーフボックス	W800×D25,000×H800 t=19	2.1×10 ⁵	0.11	7,800
垂直パイプルーフ	Φ812×D25,000 t=12	2.1×10 ⁵	0.11	7,800
ガイドコンクリート	—	2.4×10 ⁴	0.20	2,600

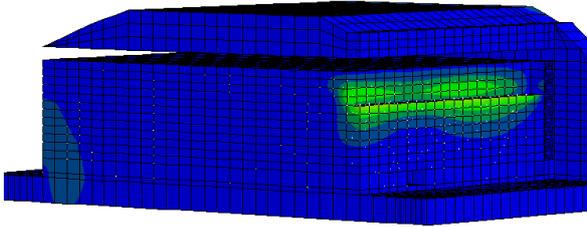
これらの力学モデルによって、未対策下で函体を引き込んだ場合の切羽の自立性を検討する。

4. 未対策時の函体牽引時切羽挙動に関する検討

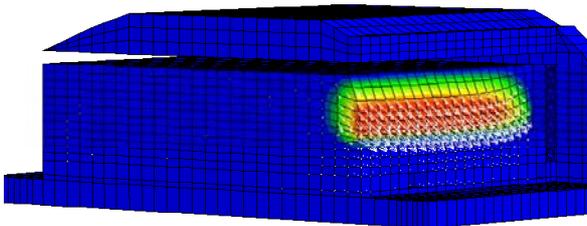
(1) 未対策時の地山挙動予測

最初の1m区間を掘削した際の地山変形挙動を図-7に

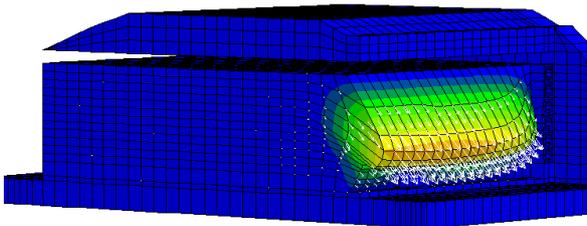
示す。図-7は最初の1m区間を掘削した際の地山変形挙動を各ベンチ掘削終了毎に示したものであり、函体中央で切断したものを左上方より俯瞰した。



(a) 1 段目掘削



(b) 2 段目掘削



(c) 3 段目掘削

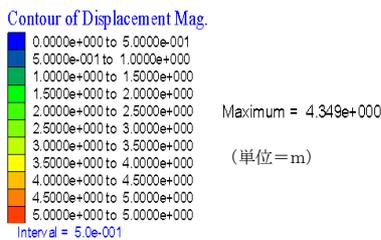


図-7 掘削に伴う切羽の変形 (1～3 段目)

図に示すように第1ベンチ掘削終了時の切羽最大変位は32.6mmとやや大きくはあるが切羽は自立するものと判断され、有意な変形の発生領域も切羽近傍の非常に限られた範囲であることが分かる。ところが、第2ベンチ掘削とともに当該切羽はクサビ状に斜め下方に押し出してくる。その最大変位は1,283mmと余りに過大であるが、運動学的には可容な変位である。当該の解析では単なる弾・塑性解析にとどまらず、ひずみ軟化を伴う大変形解析を実施した。しかし、この手法も連続体の範疇での解析手法にとどまるため、割れ目の形成や崩落等の物理的な破断や破壊現象までを取り扱うことはできない。した

がって、当該解析の結果は第2ベンチ掘削時に切羽崩壊が生じるものと評価することが妥当であろう。

一般に、このような切羽崩壊は逐次的に背面に伝播するため、以降の掘削継続はより広い範囲の地山崩落を誘起するものと考えられる。いま、第3ベンチ掘削の変形図を見ると最大変位は5,000mmを超え、5m奥の位置でも10mmを越える変形が発生しており、第3ベンチの掘削によって地山全体の崩壊挙動が発生していることが理解される。

一般に、地盤の安定性は最大せん断ひずみによって評価される。図-8は図-7において第3ベンチ掘削終了時点の最大せん断ひずみの分布を示したものである。ここでは発生するひずみの領域が広いことから、5%以上の最大せん断ひずみを強調した。一般に、シルトや粘性土の静的な破壊ひずみは室内試験レベルで15%程度(土質試験の方法と解説:(社)地盤工学会,2003年3月)とされ、地盤構造物のレベルではその数分の1程度であるものと考えられている。図-8を見ると、第3ベンチ掘削終了時で3m奥まで発生しており、切羽の崩壊は不可避免的に生じるであろうことが理解される。

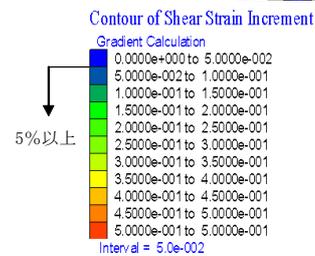
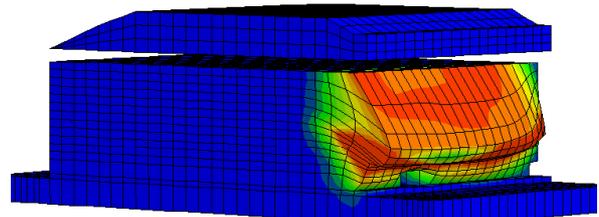


図-8 第3ベンチ掘削終了時のせん断ひずみ分布

このような崩壊に至る大変形が発生するメカニズムは以下のように考えることが妥当と思われる。当該地山を構成する各種土質の強度は非常に低い。このような、地山は降伏後に非常に大きな塑性ひずみを生じ、一気に流動化する可能性が高い。

図-9, 10は第1, 2ベンチ掘削時の盛土部主応力状態と第2, 3ベンチ掘削時の沖積層主応力状態をそれぞれ空間上にプロットした図である。盛土の応力履歴に着目すると、図-9に示すように第1ベンチ掘削終了時点ではいくつかの点が崩落線上にあるものの、ほとんどが崩落

線の内側にあることから切羽近傍は全体として弾性限度内の挙動を呈することが分かる。一方、第2ベンチ掘削終了時点ではそのほとんどの最小主応力が零であり、それ以外の点はほとんど崩落線上にある。また、沖積層の履歴を示す図-10も同様の傾向を示すものといえよう。

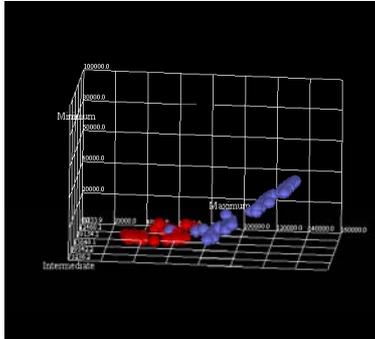


図-9 盛土の応力履歴

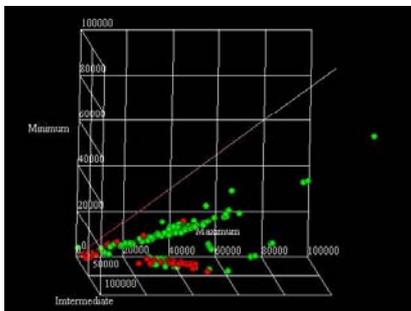


図-10 沖積層の応力履歴

一般に、地盤材料ではほとんど引張応力が発生しない。すなわち、地盤材料の引張強度は極端に小さいため、引張応力が発生したとしても、その箇所に引張割れ目が生じ、引張応力は解消される。この引張割れ目発生の進展はやがて引張破壊へと進展していくが、局所的にとどまるならばそれは材料の強度低下と等しい。これを当該解析ではNo-Tension法を採用することで、力の釣り合い条件に依存する等価な強度低下として取り扱った。すなわち、引張応力に対して等価なひずみ軟化挙動を呈するのである。一般に塑性ひずみの大きさは強度に支配されるから、ひずみ軟化状態にある地山では低応力レベルでも大きな変形が誘起され、崩落へ至ると考えることが妥当であろう。

以上の結果より、当該工事において列車運行の安定を図り、かつ工程を確保し得る安全な施工を実施するためには、切羽対策工の施工が不可欠であると考えられる。当該工事において切羽を不安定化させる主因は、掘削に伴う引張応力の発生とそれに付随する等価な強度低下であるから、有効な補強方法は次の二つであるものと判断できる。すなわち、ひとつは地山の強度特性そのものを改善する方法であり、もうひとつは何らかの補強材によって

発生する引張応力を受け持たせる方法である。前者の具体的な工法は薬液注入であり、後者は山岳トンネルなどで実施される鏡ボルト工法などである。当該工事では前述の理由により、薬液注入が採用されないため、対策工として鏡ボルト工法を検討対象に採用することとする。

(2) 切羽対策工の選定とその設計

山岳トンネル工事では、切羽対策として鏡ボルト等の補強部材の打設がしばしば行われ、当該断面に匹敵する200m²級断面における実績も存在する。

このため、ここではトンネルにおける切羽補強の設計法を参照し、当該工事における切羽補強工の設計を進める。その手順は以下のようなものである。まず、当該地山において切羽を安定させるに足る必要抑止力を‘村山の式’から算出する。つぎに、当該地点における各種施工条件を洗い出し、その施工条件を満たし、かつ最も経済的な工法で算定された必要抑止力を満たすよう、補強材配置を決定する。

このようにして設計された鏡ボルトの打設配置が図-11である。なお、ボルトには周面摩擦を確保するためφ76mmのFRP中空パイプを採用した。

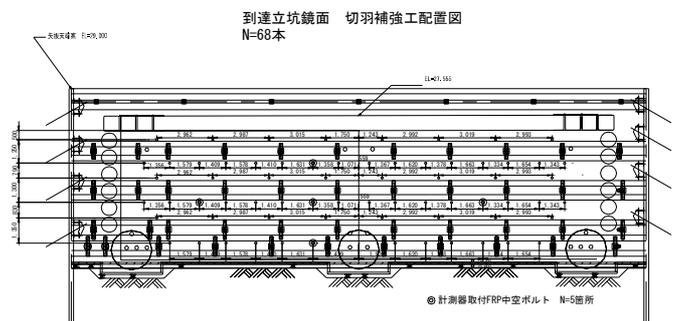


図-11 鏡ボルトの設計打設配置図

この設計の妥当性を、再度、3次元シミュレーションにより検証する。

(3) 函体牽引施工のシミュレーション

前章において示した切羽対策工の補強効果と、函体牽引時の地山挙動に関する検討を行うため、図-5に示した数値モデルを用いて施工シミュレーションを実施した。シミュレーションにおいてFRPパイプはパイプ要素を用いることとした。このパイプ要素は使用部材の強度、剛性のみを表現するのではなく、地山との相対変位も表現することができ、さらに地山と部材の離れやすさを評価することも可能である。

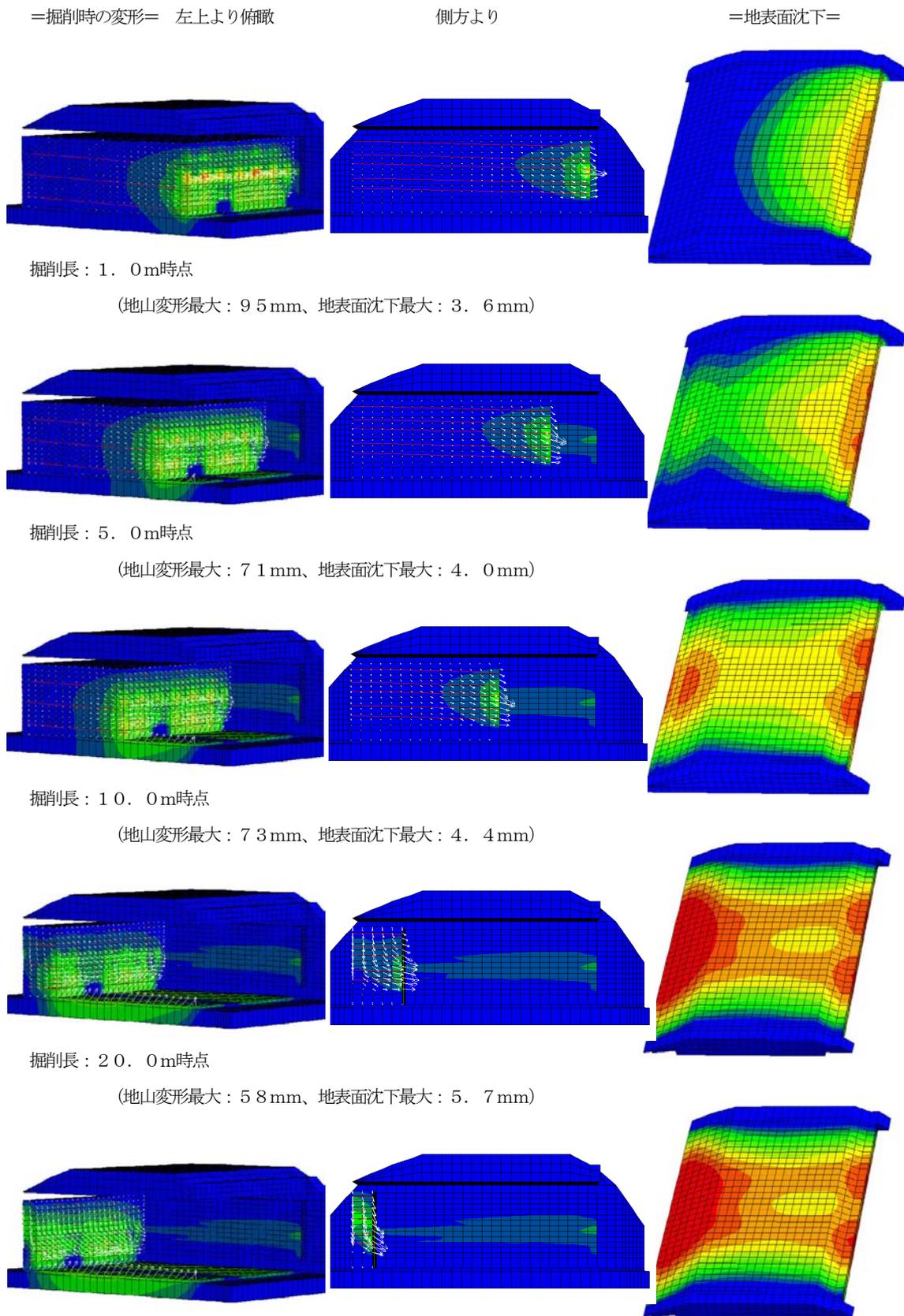


図-12 補強ボルト設置後の解析結果（変形、地表面沈下）

図-12 に発進に伴う変位分布、および地表面沈下の変化を示す。図において左図は発進側切羽正面上方から俯瞰した図を、また中央は函体中央で切断し側面より見た図を、さらに右図は地表面沈下分布をそれぞれ示したものである。いま、1 m掘削時の変位を未対策時(図-7)と比較すると、第3ベンチ掘削時点では最大 95.26mm と大きく減少し、鏡ボルトによって切羽安定性が大きく改善し、その安定が保たれていることが分かる。

いま、切羽進行と切羽に発生する最大変位に着目し、横軸に掘削切羽位置を、また縦軸にそのときの切羽最大変位をとると図-13 を得る。この図を見ると、やはり最初の 1 m 区間ではとび抜けて大きい切羽変位が発生していることが分かる。これは当該区間に FRP パイルが打設されていないため、掘削時に当該区間の地山が比較的自由的な変形挙動を呈し、これに影響されて打設部の地山も比較的大きく変形したものと推測されるが、先にも述べたように切羽の安定上、特に大きな問題はないものと判断した。

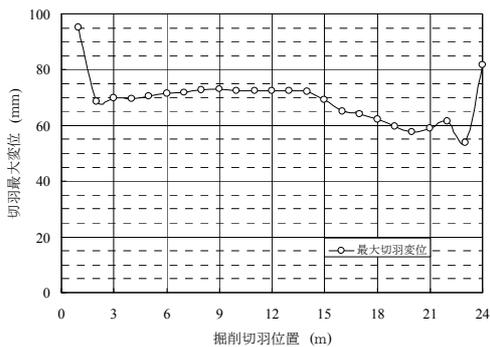


図-13 切羽進行と切羽最大変位の関係

この図において切羽が 2 m まで到達すると最大の切羽変位は 68.7mm と大きく減少する。その後、6 m 付近までは切羽進行に伴ってわずかに変位が増大して行くが、この区間は盛土形状が緩い上り勾配を示しており、これに影響されたものと考えられる。その後、切羽の進行にかかわらず一定な最大切羽変位が続くが、15m 付近からは徐々に最大切羽変位が減少していく。これはこの付近から切羽の変形モードが徐々に変化しているためであり、切羽全体の変形が減少することを示すものではない。むしろ、最大変位としては減少するものの、全体的な切羽変位は増大している。図-12 を見ると、それまでの切羽の変形モードは切羽中央がやや下方にたわみだすモードを呈していたのに対し、中央から下部の変形が増大し、下部が押し出される変形モードへと遷移してゆくことが分かる。

これは、以下のようなメカニズムに基づくものと考え

ればよい。一般のトンネルなどでは切羽背面にほぼ無限と考えられる地山が存在するが、当該工事では掘削とともに切羽背面土塊は徐々に減少し、孤立して存立するようになる。特に、R&C 工法では上部をルーフボックスで、また両側を垂直パイプルーフによって周辺地山と縁が切られているため、この傾向が顕著に現れる。このように、土塊が孤立し始めると、受働土圧が不足するために土塊は不安定化する。このとき、到達側は山留によって固定されているから、不安定化した土塊の変形は切羽面にのみ現れることとなる。

以上より、設計された鏡ボルトによって、函体牽引全期間を通じて掘削切羽が安定を保つものと評価され、これを切羽対策工として採用することとした。

5. おわりに

上野幌 BV 工事は上記の対策工施工後、平成15年 8 月末より函体牽引を開始し、同年10月31日掘削を完了した。現在、竣工に向けて鋭意施工中である。

掘削時には種々の現場計測を実施したが、その挙動は基本的にここで紹介したシミュレーションに従うものであったが、到達近傍付近の地山挙動、およびボルト軸力の大きさなどで若干の乖離を見た。今後、その乖離等を検証し、より合理的で経済的な工法を確立する方針である。

謝辞：当該工事の設計・施工は北海道旅客鉄道株式会社鉄道事業本部工務部のご指導の下に実施されたものです。特に直接ご指導いただきました小西康人様、海原卓也様には、心よりの感謝を述べたいと存じます。また、調査、設計全般にわたるご指導を財団法人鉄道総合技術研究所構造物技術研究部小島芳之様、小野隆利様、ならびに岡野法之様より賜りました。併せて、感謝の意を記し、本小報文の結びとしたいと思います。

精密写真測量を用いたアラミドロッドの微小変形計測

Microdisplacement Measurement of Aramid Fiber Rod by Precise Photogrammetry

塩崎 正人 MASANDO SHIOZAKI

四国職業能力開発大学校 秋本 圭一 KEIICHI AKIMOTO

精密写真測量とは、デジタルカメラで測定対象物を撮影し、その画像から3次元形状を計測する手法である。今回この手法をアラミドロッド引張試験の変形計測に適用した。アラミドロッドが引張変形する前後で撮影を行い、載荷前後の座標を測るものである。基準点を持たない手法であるため座標変換を行い、微小変形量を算出する。本試験では、 $11\mu\text{m}$ の精度で計測ができており、今後の展開への可能性を明らかにした。

キーワード：精密写真測量，デジタルカメラ，アラミドロッド，微小変形計測

The Precise Photogrammetry are the technique to measure 3 dimensional form of the objects using a digital camera. We tried to use this technique for measuring the deformation of an aramid fiber rod under the tensile tests. As the results, it was clarified that this technique have the accuracy of $11\mu\text{m}$, and are accurate enough for practical use.

Key Words: Precise Photogrammetry, Digital Camera, Aramid Fiber Rod, Microdisplacement Measurement

1. はじめに

精密写真測量とは、デジタルカメラで対象物を撮影し、その画像から対象物の3次元形状を計測する方法である。我々はこれまでこの方法を開発してきたが、計測対象としては、橋やトンネルなど比較的大型の構造物が主であった。

一方、精密写真測量の特長のひとつに、多数の点の座標を同時に計測できることがある。今回はこの特長を活かして、従来よりは小規模の対象の変位・変形を計測する実験を行った。

供試体の変形計測では、一般的には接触式計測器である変位計や π ゲージ等直接変位を測るものを用いるほか、ひずみゲージによって間接的に変位を求める方法もある。これらは、設置位置の制約や配線等の煩雑さがあり、計測位置によっては、機器を設置することが困難な場合もある。精密写真測量は、非接触の計測法であるため上述の煩雑さを避けられ、計測箇所の自由度も高い特徴がある。今回、アラミドロッド引張試験において、精密写真測量を用いて伸び量を計測した。この結果について以降で述べるものである。

2. 変形計測方法¹⁾

(1) 計測法の概要

デジタルカメラを用いた精密写真測量（以下、本方法）によって変位を計るには次のようにする。まず、変形前の静止状態において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。

ところがこのとき、ひとつ問題がある。精密写真測量では、対象物の相対的形状は正確に測れるが、絶対座標は測れないということである。すなわち、まったく変位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（予め座標が分かっている点）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必要があり、上述のような事情は避けることができない。

そこで変形前後の2回の測定で得られた座標値を比較するときは、次の手順によるものである。

- 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-1）。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。

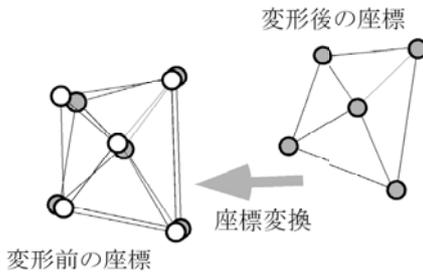


図-1 座標計測値の重ね合わせ

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

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

ここで s はスケール比 (伸縮の割合), \mathbf{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え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 $\mathbf{x}_i, \mathbf{y}_i$ と置きなおす。とするとスケール比 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あわせ、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 \mathbf{M} を求める。重ね合わせの誤差は

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

で表されるから、誤差の二乗和を E とすると

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

となる。ここで \mathbf{M} は直交行列であるから $\mathbf{M}^T \mathbf{M} = \mathbf{I}$ (\mathbf{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 \mathbf{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。

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

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

この 3×3 行列 \mathbf{N} を $\mathbf{N} = \mathbf{U}\mathbf{S}\mathbf{V}^T$ と特異値分解する。ここで \mathbf{U}, \mathbf{V} は直交行列, \mathbf{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

$$E_1 = \text{trace}\{ \mathbf{U}\mathbf{S}\mathbf{V}^T \mathbf{M}^T \} = \text{trace}\{ \mathbf{V}^T \mathbf{M}^T \mathbf{U}\mathbf{S} \} \quad (6)$$

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ことを用いた。これが最大になるのは $\mathbf{V}^T \mathbf{M}^T \mathbf{U} = \mathbf{I}$ となるときである。なぜなら $\mathbf{V}^T \mathbf{M}^T \mathbf{U}$ の要素を (a_{ij}) とし, \mathbf{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 $\text{trace}\{ \mathbf{V}^T \mathbf{M}^T \mathbf{U}\mathbf{S} \} = \lambda_1 a_{11} + \lambda_2 a_{22} + \lambda_3 a_{33}$ となる。ところが $\mathbf{V}^T \mathbf{M}^T \mathbf{U}$ 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 $\mathbf{V}^T \mathbf{M}^T \mathbf{U} = \mathbf{I}$ となる。

以上のことから求める回転行列は

$$\mathbf{M} = \mathbf{U}\mathbf{V}^T \quad (7)$$

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と考えたが、正確にはそうではないという問題があった。さらに、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はずである。計測精度のよい点は、悪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。すなわち座標値の分散共分散行列を Σ_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

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

のように書き換えられねばならない。ただし

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

(変形前の全座標を並べたベクトル)

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

(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

$$v = x - y \quad (10)$$

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か問題である。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）と考えてよい。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 $v_i = x_i - sM(y_i - t)$ であるから

$$f_i = sM(y_i - t)$$

とにおいて v_i を初期値の周りでテーラー展開し、線形化する。

$$v_i + \begin{bmatrix} \frac{\partial f_i}{\partial s} & \frac{\partial f_i}{\partial \theta} & \frac{\partial f_i}{\partial \varphi} & \frac{\partial f_i}{\partial \kappa} & \frac{\partial f_i}{\partial t} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta s \\ \Delta \theta \\ \Delta \varphi \\ \Delta \kappa \\ \Delta t \end{bmatrix} = x_i - f_i^0 \quad (11)$$

ここで f_i^0 は 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 t のそれぞれの初期値）を代入した値である。

式(10)、(11)を組み合わせると、次の線形連立方程式が得られる。

$$v + A \xi = e \quad (12)$$

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、 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 v を式(9)に代入して得られる最小二乗問題の解は次で与えられる。

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

これで得られた解 ξ 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ればよい。簡易法は初期値不要であった。

3. アラミドロッド伸び量計測

(1) 計測内容

アラミド繊維は、引張強度の高さや形状の多様性から、様々な土木・建築構造物で用いられている。アラミドロッドは、アラミド繊維を組紐状に加工したもので、非磁性の鉄筋代替材として使用されている（図-2）。

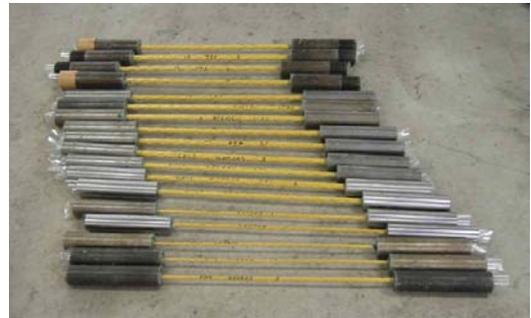


図-2 アラミドロッド供試体

この製品の出荷時検査で行う試験の1つである引張試験では、通常ひずみゲージ、伸び計および変位計を用いて計測を実施している。しかし、3種類の機器の計測値が一致しないという問題があり、今回この3つの計測法に加え、精密写真測量を用いて計測結果の比較を行い、非接触計測での精度について検証を行った。

アラミドロッドには、ひずみゲージ、伸び計および変位計の3種類の接触式計測器をセットした（図-3）。ひずみゲージはロッドに直接接着されているため、この写真では見るできない。



図-3 計測機器の設置状況

さらに、画像計測用のターゲット（ $\phi 5\text{mm}$ ）を33点接着した。その内ロッドに貼ったターゲットは4枚である（図-4）。



図-4 ターゲット設置状況

引張試験は図-2にある供試体の両端を試験機の上下に固定し載荷するものである(図-5)。



図-5 引張試験の状況

精密写真測定の計測方法であるが、不動点は試験機上の21点(うち16点は基準板のターゲット)である。図-4の中央、縦方向に4点並んでいるのがロッド上のターゲットである。カメラはNikon D1X(3008×1960画素)、レンズは20mmを用い、各測定ごとに8枚の写真を撮った。撮影は荷重0%(変形前)、20、40、60、70、80%の6段階の時点で荷重をホールドし、撮影時間だけ止めて行った。ロッドの太さによるが、およそ400kNの荷重で2%伸びた後に破断した。

(2) 計測結果

計測結果の一例を図-6~8に示す。図は横軸にひずみを縦軸に荷重を取ったものである。既存の3つの計測器は異なった値を示していることが分かる。変位計と伸び計のグラフが途中までしかないのは、ロッド破断時に壊れるのを防ぐため、破断前に取り外すからである。精密写真測定の座標計測精度(内的精度)はロッド長さ方向で10.8μmであった。この伸び量は2点の座標値から長さを計算したものである。

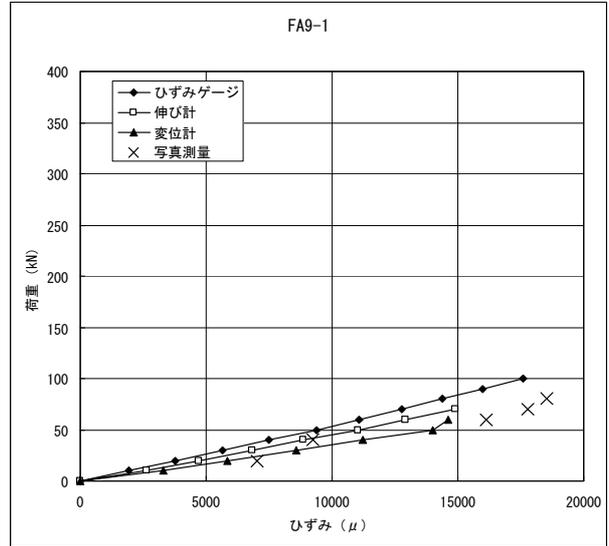


図-6 引張試験結果(その1)

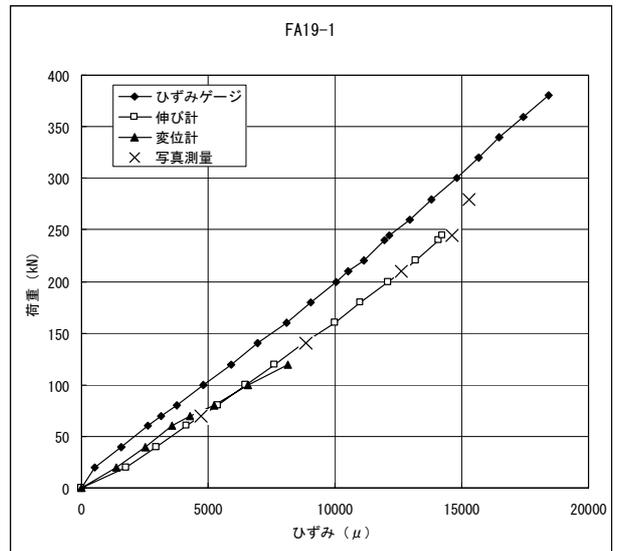


図-7 引張試験結果(その2)

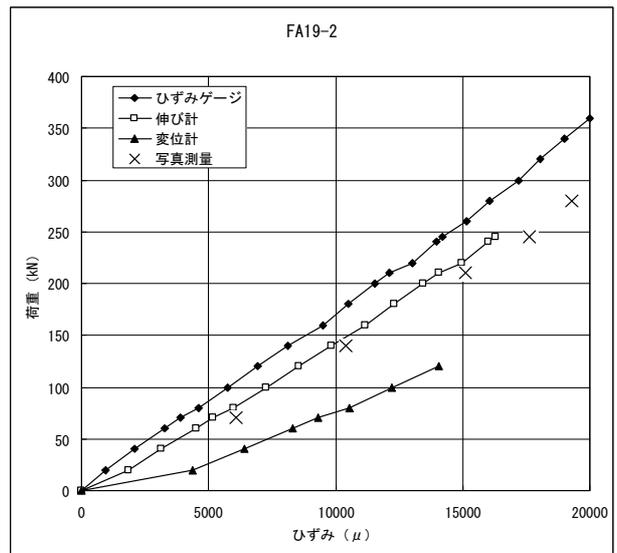


図-8 引張試験結果(その3)

図-6は公称直径9mmのロッドを用いた結果であり、図-7, 8は公称直径19mmのロッドを用いた結果で

ある。精密写真測量と伸び計の値が良く一致していることが分かる。また径の大小（接着面の多少）に係わらず、ターゲットが機能していることが分かった。

4. おわりに

今回の計測では、接触式計測器と精密写真測量による比較を行った。本方法には従来の方法に比べて次のような利点があると考えられる。

- ①多数の点が同時に計測できる：ターゲットを貼れば数百点が一度に測定できる。
- ②簡易である：現場での作業はターゲット貼り写真撮影だけであり、配線作業などは不要である。
- ③安価である：ハードウェアとしてはパソコンと市販のデジタルカメラ（一眼レフ型）があればよい。
- ④高精度である：数m規模の対象物で0.1mm程度の精度は安定して得ることができる。

また、それぞれの計測器・計測法の特徴が見えてきたように思われる。伸び計や変位計を使用する場合、破断前に計測器を外す必要があり、部分的なデータしか取得できない欠点がある。ひずみゲージの場合、ロッドのねじれによる影響がないのかといった課題がある。一方、精密写真測量においても、1台のカメラで撮影する場合は、撮影のために载荷をホールドする必要があり、ロッドのリラクゼーションに影響が懸念される。

しかし、まだデータ数が少なくどの計測法が適当であるかを判断することはできない。今後は、撮影に必要な時間の短縮を考える必要がある。例えば何台かのカメラで同時撮影するなど、状況に応じた測量方法について検討が必要である。また、画像解析の高速化・自動化を進め、適用範囲を広げていきたい。

最後に、貴重な実験の場を提供してくださったファイベックス株式会社の関係者の皆様に謝意を表します。

参考文献

- 1) 秋本圭一, 宮内克之, 服部進: デジタル画像計測法による変位計測, 四国職業能力開発大学校紀要第14号 (予定)

微生物による油汚染土壌の浄化実験

Biodegradation Experiments on the Contaminated Soil with Petroleum Hydrocarbon

中田 雅夫 MASAO NAKATA
本山 厚 ATSUSHI MOTOYAMA
喜多 治之 HARUYUKI KITA

土壌中の微生物による油の分解を確認するために、最高5%までのA重油を混合した黒土（火山灰土壌）に空気、水分、栄養塩を供給して微生物を活性化させる実験を行い、土壌中の油分の経時変化を調べた。その結果、すべての混合割合で土壌中の油は分解されることが確認され、245日後には95%以上の油分が除去された。

キーワード: 土壌汚染, 油汚染, バイオレメディエーション, 生分解

Biodegradation experiments were conducted on “Kurotsuchi”(volcanic ash soil) samples containing up to 5% of A-fuel oil. It was confirmed that the oil contamination in the soil had been biodegradable, and over 95% reduction in the hydrocarbon content of the soil could be achieved after a period of 245 days.

Key Words: Soil Contamination, Oil Contamination, Bioremediation, Biodegradation

1. はじめに

環境に関する法令は昭和43年の大気汚染防止法・騒音規制法、昭和45年の水質汚濁防止法などがあり、土壌に関しては昭和45年に農用地の土壌の汚染防止等に関する法律がある。このように、水や大気等に関しては昭和40年代の高度成長時代に次々と規制法が施行されたが、一般的な市街地の土壌に関しては、平成14年になりようやく26物質を規制対象として土壌汚染対策法が制定され、平成15年2月に施行された。

土壌汚染を引き起こす物質には、重金属類、揮発性有機化合物、農薬類、油類などがあり、近年の工場移転や再開発に伴いこれらの汚染状況が顕在化している。国内法規制では油類の土壌や地下水への漏洩事故等への措置が規定されているが、土壌汚染対策法ではベンゼンを除いて油類は規制対象から外れている。しかし諸外国では基準化されていることもあり、今後、油汚染対策に関する法整備も進むと予測される。

油汚染土壌の浄化方法には、土壌洗浄、熱脱着・熱分解、バイオレメディエーションなどいくつかの技術が存在するが、油の種類はもとより、土壌の性状や現場サイトの条件により適切な処理法を行う必要がある。バイオレメディエーションは微生物により有害物質を二酸

化炭素や水などの無害な物質に分解する技術であり、土着微生物を栄養塩や空気（酸素）で活性化させ有害物質を分解させる方法（バイオスティミュレーション）と有害物質の分解に有効な微生物を選定・添加する方法（バイオオーグメンテーション）の2種類に大別される¹⁾。

バイオスティミュレーションのように土着微生物の利用は問題となることは少ないが、バイオオーグメンテーションのように外来の微生物を利用する際には周辺環境への影響評価や社会的受容に関して合意形成が必要であり²⁾、わが国では、バイオオーグメンテーションの適用は稀である。

本報告では、人工的に作成したA重油の汚染土壌を対象として土着微生物による浄化実験を行い、油の分解を検証するとともに、空気の供給方法、油濃度が分解に及ぼす影響、分解されるA重油中の組成を調べた結果を報告する。

2. 実験方法

(1) 人工汚染土壌

実験に供した汚染土壌は、市販の園芸用黒土にA重油を乾燥土壌重量に対して2%の割合で混合し作成した。実験に用いた黒土は火山灰土壌であり、粒径75 μ m以下

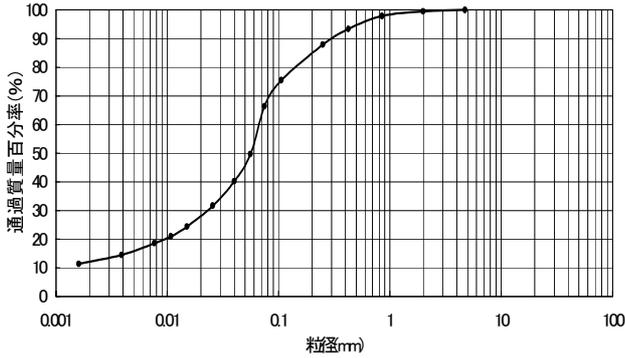


図-1 黒土の粒径加積曲線



写真-1 実験状況

のシルト・粘土分が20%近く含まれているが(図-1)、通気性に富んだ土壌である。また、黒土中の栄養分を調べるために、A重油を混合する前の土壌について、溶出試験を行った。溶出試験は水 800ml 中に試料土壌 80 g を入れ振とうし、ろ過した検液について全窒素、全リン、カリウム等を分析した(表-1)。全窒素や全リンは低い値を示し、土壌中には微生物を活性化する栄養分は少なく、実験に際しては栄養塩を添加する必要があると判断された。

(2) 実験方法

まず、空気の供給量の違いが油の分解に及ぼす影響を調べるため、2ケースの実験条件を設定して行った。写真-1に示すような2個の土壌槽(1300×700×H200mm)に調整した汚染土壌をそれぞれ約80kg入れた。一方は土壌を入れたままの状態であり(Case1; 写真-1の右槽)、もう一方は下部に散気管を3本設置し、ベビーコンプレッサーで強制的に空気を送り込んだ(Case2; 写真-1の左槽)。空気の供給には能力20 l/minのコンプレッサーを使用し、土壌中に設置した3本の散気管から1本当たり

表-1 黒土溶出試験結果

pH	5.7
全窒素 (UV 法)	3 mg/l
全リン	0.02 mg/l
カリウム	1.1 mg/l
COD (Mn)	4.3 mg/l
BOD	3 mg/l

表-2 栄養塩の種類

ペプトン	67 g/l
グルコース	67 g/l
塩化アンモニウム	156 g/l
リン酸水素二カリウム	12 g/l
リン酸二水素カリウム	12 g/l

表-3 実験ケース

	A重油混合割合	空気の供給方法	備考
Case1	2%	放置	
Case2	2%	強制通気	
Case3	1%	攪拌	Case1 と Case2 の終了後に油を再混合
Case4	5%	攪拌	

3 l/min, 合計9 l/minの空気を送った。両ケースとも実験の開始時に、表-2に示す濃度の栄養塩 1 l を 5 l に希釈して加えた。それぞれおよそ1ヶ月に1回、同様にして栄養塩を添加した。

Case1, Case2 ともに分解が進行し、微生物が活性化されたと判断できる時点で、両ケースの土壌を混合した後に、土壌をほぼ同じ重量に2分割した。一方の土壌には、乾燥土壌重量に対しておよそ1%になるようにA重油を加え(Case3)、もう一方の土壌にはおよそ5%になるようにし(Case4)、初期の油濃度の違いが分解に及ぼす影響を調べた。両ケースともに、およそ2日に1回の頻度で土壌を攪拌し、Case1, Case2 と同様に1ヶ月に1回程度栄養塩類を散布した。以上の4ケースの実験条件をまとめて表-3に示す。

実験の過程での土壌の油分濃度の変化は、4ケースともノルマルヘキサン抽出物重量と TPH(Total Petroleum Hydrocarbons; 総石油炭化水素)とを分析して調べた。なお、TPHについてはGC法(ガスクロマトグラフ法)により油分を炭素数順にC6-C10, C10-C28, C28-C44の範囲で個別に分析し、どの範囲の炭素化合物が分解されるかも調べた。

3. 実験結果および考察

実験開始からの経過日数と土壌のノルマルヘキサン抽出物重量および TPH との関係を図-2に示す。各ケースと

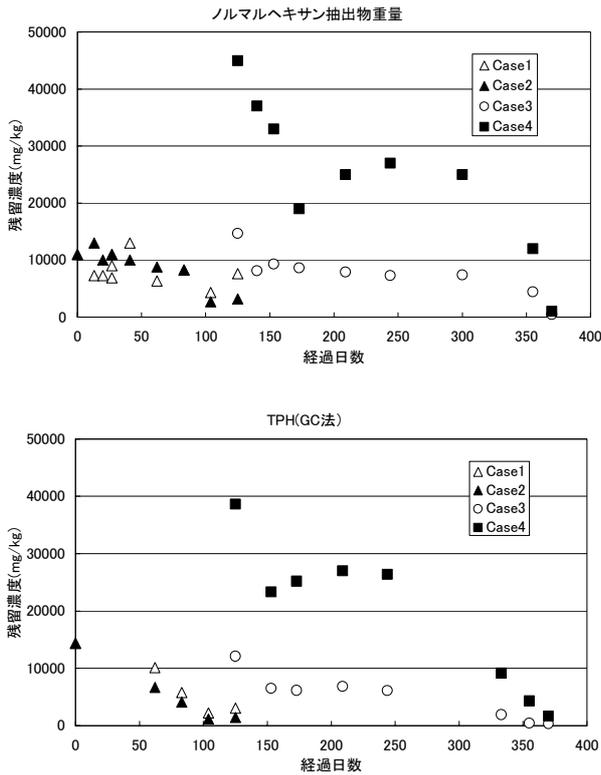


図-2 土着微生物によるA重油の分解
 上段：ノルマルヘキサン抽出物重量の経時変化
 下段：TPH(GC法)の経時変化

もノルマルヘキサン抽出物重量と TPH の変化は、ほぼ一致している。Case1 と Case2 では、およそ50日までの油分の低下は緩やかであるが、それ以降低下速度が大きくなるのが確認される。実験開始当初は、土壌中の微生物の活性は低かったが、その後栄養分等により活性が増大し、油分の分解が進んだと推察される。しかし、Case1 と Case2 の処理結果に大きな差異はみられない。このことは、土壌厚が小さいことと通気性のよい土壌であったために通気を行わなくても底部まで酸素が供給されたためと考えられる。また、土壌中の油濃度分布を均一にする、あるいは栄養塩を均一に散布するために、栄養塩を添加する際に実験土壌を攪拌したことも起因していると考えられる。Case1 と Case2 の実験は125日間継続し、その後 Case3 と Case4 の実験に移行した。

Case3 および Case4 では Case1 や Case2 と異なり、実験開始当初から速やかに油分の低下が認められ、土壌中の微生物の活性化された状態では油分の分解が促進されることを示唆している。しかしながら、150日から300日の範囲では、油分の低下がほとんど認められない。この期間は冬季にあたり、実験開始時には20~25℃であった土壌中の温度が10~15℃にまで低下し、微生物の活性が阻害されたものと考えられる。およそ300日を過ぎる

表-4 油分分析値

	ノルマルヘキサン抽出物重量 (mg/kg)		TPH (GC法) (mg/kg)	
	0日	125日	0日	125日
Case1	11000	7600 (69.1%)	Total	14351 (100%) 3047 (21.2%)
			C6-10	1200 (8.4%) 32 (2.7%)
			C10-28	12700 (88.5%) 2930 (23.1%)
			C28-44	451 (3.1%) 85 (18.8%)
Case2	11000	3200 (29.1%)	Total	14351 (100%) 1464 (10.2%)
			C6-10	1200 (8.4%) 0 (0.0%)
			C10-28	12700 (88.5%) 1410 (11.1%)
			C28-44	451 (3.1%) 54 (12.0%)
Case3	14667	430 (2.9%)	Total	12098 (100%) 333 (2.8%)
			C6-10	240 (2.0%) 40 (1.7%)
			C10-28	11527 (95.3%) 266 (2.3%)
			C28-44	331 (2.7%) 27 (8.2%)
Case4	45000	1000 (2.2%)	Total	38605 (100%) 1660 (4.3%)
			C6-10	1690 (4.4%) 40 (2.4%)
			C10-28	36150 (93.6%) 1520 (4.2%)
			C28-44	765 (2.0%) 100 (13.1%)

注) TPH の分析値下の括弧内は全体に占める炭素数別の割合を百分率で示す。125日後および245日後のTPH分析値右の括弧内は0日との比較を百分率で表している。

表-5 栄養分の土壌残存量

	Case3	Case4
pH	7.1	7.0
全窒素 (UV法)	400 mg/l	290 mg/l
全リン	0.52 mg/l	0.44 mg/l
カリウム	17 mg/l	9 mg/l

と、再び油分の低下が認められる。気温の上昇とともに微生物の活性も増大し、油分の分解が促進されたものと思われる。Case3、Case4は245日間継続し、最終的には両ケースともに95%以上の油が土壌中から除去されているのが確認された(表-4)。

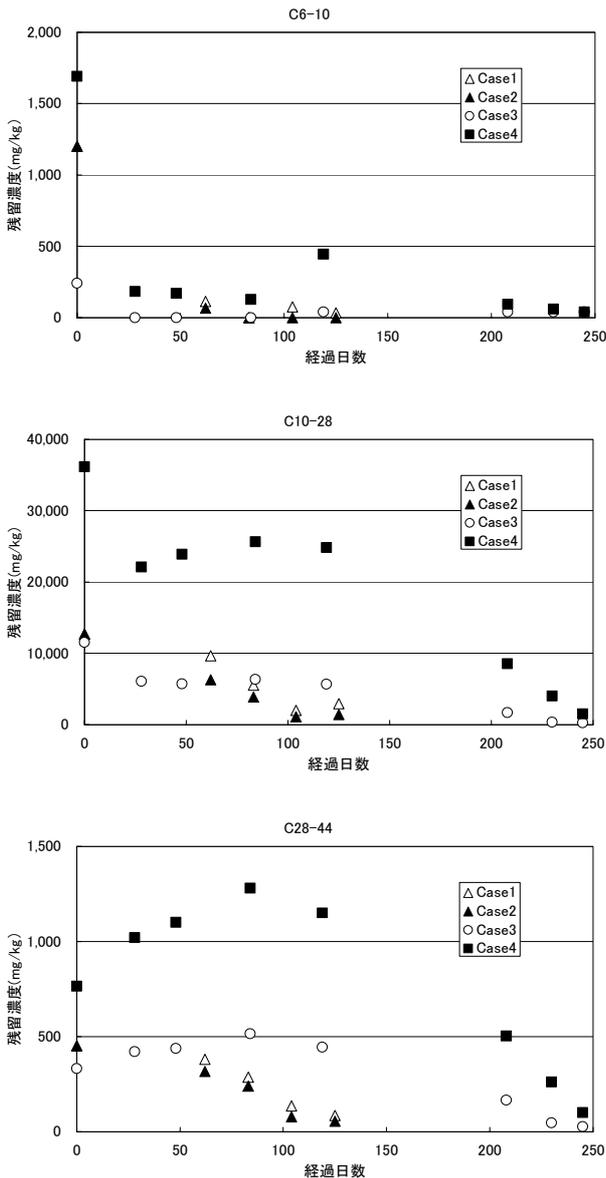


図-3 炭素数別の残留油分濃度

上段：C6-C10，中段：C10-C28，下段：C28-C44

Case3 および Case4 の 245 日後の試料についてそれぞれ溶出試験を行い、栄養塩の土壤中残存量を調べた結果を表-5に示す。表-1に示した実験前の溶出試験の結果と比較すると、栄養塩を定期的に添加したことにより土壤中の栄養分は増加し、微生物の活性に寄与したと考えられる。しかし、微生物を活性化させるための適正な栄養塩の量、配合、添加頻度などは今後の検討課題である。また、空気の供給方法については、今回の実験結果から明確な結論は得られないが、最適な供給方法を検討するためには、さらに規模を大きくした実験を実施する必要がある。

TPH 分析における炭素数別の分解傾向を図-3に示す。なお、Case3 および Case4 は、それぞれの実験開始時

表-6 イアトロスキャン分析結果

	初期値	Case1	Case2
経過日数	0	125	125
飽和分 (%)	51.2	59.4	52.9
芳香族分 (%)	43.7	38.5	43.6
レジジン分 (%)	4.1	2.1	3.5
アスファルテン分 (%)	1.0	0.0	0.0

0日として図示している。炭素数C6-C10では、実験開始からすぐに土壤中から除去されているのが分かる。炭素数が少ないほど分解されやすく、また揮発による影響も考えられる。C10-C28はA重油の大部分を占め、前述したTPHの分解傾向と類似している。C28-C44についても油全体に近い分解傾向である。A重油に占めるC28-C44の割合は2,3%と小さいが、徐々に占める割合が増加していくのが確認され(表-4)、炭素数が多いほど若干分解しにくい傾向であるが、ほぼ油成分全体で分解作用が起こっていると考えられる。また、Case1とCase2については、実験前と終了時の試料についてイアトロスキャン分析を行い、表-6に示す分析結果を得た。レジジン分やアスファルテン分は分解しにくいとされているが³⁾、この時点ではそれぞれの画分に大きな変化はみられず、全体的に減少していると解釈できる。

4. おわりに

土着の微生物による油の分解を確認するために、黒土に最高5%までのA重油を混合した土壌を対象として浄化実験を行った。その結果、すべての混合割合で分解が確認され、5%混合した土壌でも245日後には95%以上の油分が分解された。

今回の実験では長い時間をかけて処理を行ったが、土壌中の温度や水分の管理、栄養の適切な配分などによりさらに短期間で処理が可能と考えられる。また比較的通気性のよい土壌について今回報告を行ったが、粘土質の通気性の悪い土壌についても検討する必要がある。さらに、A重油より重質油についても分解が可能かを検討することも重要な検討課題である。これらの検討課題について、今後検討を進めていく予定である。

参考文献

- 1) 木暮敬二：地盤環境の汚染と浄化修復システム，技報堂出版，pp.157-158, 2000
- 2) 木暮敬二：バイオレメディエーション，土と基礎，Vol.50, No.8, pp.33-34, 2002
- 3) 松浦健一他：油で汚染された土壌の処理とリサイクル，資源と素材，Vol.113, No.12, pp.1121-1125, 1997

コンクリートの非破壊圧縮強度推定法の開発

—コンクリートの構成材料が弾性波速度に及ぼす影響—

Development of Nondestructive Inspection Method for Estimating Concrete Strength
—Influence of Component Materials in Concrete on Elastic Wave Velocity—

立見 栄司 EIJI TATSUMI

ものづくり大学 中田 善久 YOSHIHISA NAKATA

ものづくり大学 河谷 史郎 SHIRO KAWATANI

コンクリートの圧縮強度を衝撃弾性波の伝播速度を用いて推定する非破壊圧縮強度推定法において、弾性波速度と圧縮強度との適切な関係を確立することは、推定強度の精度や妥当性の観点から非常に重要である。コンクリートの弾性波速度や圧縮強度は、構成材料、調合、養生方法および含水率などに依存する。本報告ではこれらの影響要因を円柱供試体により検討し、適切な圧縮強度推定式の誘導と適用範囲について述べる。

キーワード：コンクリート、非破壊検査、衝撃弾性波、弾性波速度、圧縮強度

On a nondestructive inspection method for estimating compressive strength of concrete using velocity of impact-elastic wave, it is very important for improving the accuracy to establish appropriate relation between the elastic wave velocity and the strength. This paper describes the influence of component materials in concrete on the velocity and the strength, and proposes the estimating formula of the compressive strength.

Key Words: Concrete, Nondestructive Inspection, Impact-Elastic Wave, Elastic Wave Velocity, Compressive Strength

1. はじめに

筆者達はコンクリートの圧縮強度を従来の反発度法や超音波法^{1),2)}とは異なる衝撃弾性波の伝播速度から推定する手法、いわゆる「衝撃弾性波によるコンクリートの非破壊圧縮強度推定法」³⁾を開発した。この方法は、強度を測定する部位に振動検出器を当て、その近傍をハンマーで軽く叩くという極めて簡便な方法で圧縮強度が推定できることに特徴がある。

昨年度、現場展開を意図した試作機を作製し、主として場所打ちコンクリート杭の杭頭強度確認や施工段階における壁・スラブ・梁の強度推定など、施工時の強度管理に適用した結果、高い実用性を確認した⁴⁾。

一方、コンクリートの粗骨材の種類、粒径および量や含水率などが弾性係数や超音波速度（音速）に影響を及ぼすことは^{5),6)}既に明らかにされている。本手法は、コンクリート表面で弾性波速度を測定し、弾性波速度と圧縮強度との関係を用いて強度を推定しているため、それ

らの要因は推定結果に誤差として影響を与える可能性があると考えられる。そこで、本手法の適用範囲の設定および強度推定の精度向上の観点から、コンクリートの使用材料、調合、養生方法および含水率など、コンクリートの構成材料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する必要があると考える。

本報告では、コンクリートの弾性波速度や圧縮強度に影響を及ぼす可能性がある要因・因子を洗い出し、それぞれに水準を設定し、円柱供試体により弾性波速度測定および圧縮強度試験を行い、弾性波速度と圧縮強度との相関関係を求め、その影響度合を検討するとともに圧縮強度推定式の設定に反映させる。

2. コンクリートの強度推定に及ぼす影響要因

(1) 影響要因と因子および水準

コンクリートの弾性波速度または圧縮強度に影響を及ぼす可能性がある要因および因子を表-1に示す。影響要

表-1 影響要因と因子

影響要因	影響因子	水準
使用材料	セメントの種類	普通ポルトランドセメント
		早強ポルトランドセメント
		高炉セメントB種
	粗骨材の最大寸法(mm)	20、25、40
	粗骨材の種類	硬質砂岩
		石灰石
	粗骨材の表面粗さ	砕石
細骨材の種類	川砂、山砂	
混和剤	AE減水剤、高性能AE減水剤	
調合	水セメント比(%)	30、40、50、60
	粗骨材のかさ容積(m ³ /m ³)	0、0.5、0.6、0.68
	スランブ(cm)	12±2.5、18±2.5
	空気量(%)	4.5±1.5、10%以上
供試体	養生方法	標準水中養生
		気中養生
		封緘養生
	材 齢(日)	7、14、28、56(、91)
	供試体形状(mm)	φ100×200、φ150×300
含水率	(相関関係の変化)	

表-3 コンクリート供試体の主材料

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3,280cm ² /g)
	早強ポルトランドセメント(密度3.14g/cm ³ 、比表面積4,490cm ² /g)
	高炉セメントB種(密度3.04g/cm ³ 、比表面積3,800cm ² /g)
細骨材	茨城県真壁郡関城町関本肥土地先産洗砂(密度2.58g/cm ³ 、吸水率2.82%、粗粒率2.60、実績率67.0%)
粗骨材(硬質砂岩)	埼玉県秩父産硬質砂岩の砕石(密度2.71g/cm ³ 、吸水率0.55%、粗粒率6.56、実績率58.8%)
粗骨材(石灰岩)	高知県産石灰石の砕石(表乾密度2.69g/cm ³ 、吸水率0.37%、粗粒率6.73、実績率61.3%)
粗骨材(軽量骨材)	人工軽量骨材: 日本メサライト工業株式会社(表乾密度1.65g/cm ³ 、吸水率28.0%、粗粒率6.35、実績率60.0%)
混和剤	AE減水剤: リグニンスルホン酸化合物ポリオール複合体(ポゾリスNo.70)
	高性能AE減水剤: ポリカルボン酸エーテル系と架橋ポリマーの複合体(レオビルドSP8S(B))
	空気量調整剤: アルキルアルスルホン化合物系陰イオン界面活性剤(ポゾリスNo.303A)

3. 実験概要

(1) コンクリート供試体

実験に用いたコンクリート供試体は、φ100×200mmの円柱供試体であり、形状の比較にはφ150×300mmの供試体を使用した。

コンクリートの主材料の種類および性質を表-3に示す。セメントは普通ポルトランドセメントを基準とし、比較として早強ポルトランドセメントおよび高炉セメントB種を用いた。細骨材は茨城県真壁郡関城町産の川砂を用い、粗骨材は埼玉県秩父産の硬質砂岩の砕石を基準とし、粗骨材の種類と比較対象として高知県産の石灰石の砕石および日本メサライト社の人工軽量骨材を使用した。

混和剤には、減水剤として水セメント比が40%以上の場合、ポゾリスNo.70のAE減水剤を、水セメント比が30%の場合、レオビルドSP8S(B)の高性能AE減水剤を使用し、空気量調整剤としてポゾリスNo.303Aを使用した。

表-4, 5, 6にコンクリートの調合と実測スランブおよび空気量を示す。表-4は、セメントの種類、水セメント比および粗骨材のかさ容積を変えた調合であり、粗骨材は硬質砂岩の砕石で、最大寸法は20mm、目標スランブは12cmである。

因のうち使用材料に関する因子には、セメントの種類、粗骨材の最大寸法、粗骨材の種類、粗骨材の表面粗さ、細骨材の種類および混和剤がある。同様に調合には水セメント比、粗骨材のかさ容積、スランブおよび空気量がある。また、供試体には養生方法、材齢、供試体形状および含水率がある。これらの影響因子に対し、それぞれ表-1の3列目に実験で扱う水準を設定した。

なお、粗骨材の表面粗さの水準として砕石と砂利があるが、近年砂利は殆ど使用されていないので省略した。

(2) 影響因子と水準

前節に示す影響因子の中から、本報告では表-2に示すように、比較的重要な因子として考えられるセメントの種類、水セメント比、粗骨材の最大寸法、粗骨材の種類、粗骨材のかさ容積、スランブ、空気量、混和剤および形状に対して水準を考慮した円柱供試体を作製し、所定の養生方法および材齢に基づいた弾性波速度測定および圧縮強度試験を行い、弾性波速度と圧縮強度との関係を求めた。

表-2 弾性波速度と圧縮強度に対する影響因子と水準

要因・水準	セメント種類			水セメント比(%)				粗骨材								スランブ ¹⁾ (cm)		空気量(%)		混和剤		供試体形状(φ)			養生方法			材齢(日)									
	N	H	BB	30	40	50	60	20	25	40	硬質	石灰	軽量	0	0.50	0.60	0.68	12	18	4.5	10	AE	HAE	100	150	標準	気中	封緘	7	14	28	56	91				
セメント種類	●	●	●	-	-	-	-	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	
水セメント比	●	-	-	●	●	○	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	*1	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	
粗骨材最大寸法	●	-	-	-	●	●	●	●	●	●	●	●	○	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	*2	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	
粗骨材種類	●	-	-	-	●	●	●	●	●	●	●	●	○	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	
粗骨材量	●	-	-	-	●	●	●	●	●	●	●	●	○	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	
スランブ	●	-	-	●	●	○	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	○	○	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	
空気量	●	-	-	-	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	○	○	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	
混和剤	●	-	-	-	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	○	○	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
供試体形状	●	-	-	-	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	○	○	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
養生方法	●	-	-	-	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	○	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●

表-4 コンクリートの調合と実測スランプ、空気量

セメントの種類	粗骨材かさ容積 (m ³ /m ³)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				混和剤 (kg/m ³)		実測スランプ (cm)	実測空気量 (%)
				W	C	S	G	No.70	303A		
普通ポルトランドセメント	0.60	60	48.9	174	290	870	954	0.87	0.0087	10.4	6.0
		50	47.4	175	350	818	954	1.05	0.0088	13.0	5.3
		40	45.1	175	438	747	954	1.31	0.0088	12.0	4.6
	30	41.9	170	567	654	954	*4.53	0.0096	14.0	4.2	
	0.68	41.1	170	340	718	1082	1.02	0.0102	13.5	4.6	
	0.50	55.6	180	360	948	795	1.08	0.0072	9.6	5.3	
早強セメント 高炉B種	0.6	0.0	100	287	575	1318	0	1.72	-	24.0	4.2
		47.3	175	350	816	954	1.05	0.0105	12.8	4.6	
			47.0	175	350	807	954	1.05	0.0088	14.2	4.9

*はSP8S(B)を示す

表-5 コンクリートの調合と実測スランプ、空気量

セメントの種類	粗骨材かさ容積 (m ³ /m ³)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				混和剤 (kg/m ³)		実測スランプ (cm)	実測空気量 (%)
				W	C	S	G	No.70	303A		
普通ポルトランドセメント	0.60	60	47.6	185	308	826	954	1.23	0.0108	20.3	5.4
		50	46.3	183	366	784	954	1.28	0.0128	20.2	5.3
		40	43.5	185	463	700	954	1.84	0.0162	19.4	6.0
		30	41.9	170	567	654	954	*5.67	0.0096	20.5	3.9

*はSP8S(B)を示す

表-6 コンクリートの調合と実測スランプ、空気量

影響因子	スランプ (cm)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				混和剤 (kg/m ³)		実測スランプ (cm)	実測空気量 (%)
				W	C	S	G	No.70	303A		
空気量	12	50	45.6	155	310	760	954	0.93	0.0341	14.0	>10
混和剤			48.3	168	336	847	954	*2.35	0.0084	8.0	6.4
石灰石	18	50	45.0	175	350	778	989	1.40	0.0123	19.7	5.5
軽量骨材			45.0	178	356	759	594	1.42	0.0134	19.5	#6.1
25mm			44.9	175	350	775	1001	1.40	0.0114	19.7	6.0
40mm			43.6	172	344	758	1032	1.38	0.0103	17.1	4.5

*はSP8S(B)を示す #は容積法による空気量

他方、表-5 は目標スランプが 18cm の場合で、普通ポルトランドセメントを用い、粗骨材のかさ容積は 0.6m³/m³ として水セメント比を 30, 40, 50 および 60% とした調査である。さらに、表-6 は、空気量、混和剤、粗骨材の種類および粗骨材の最大寸法による影響を比較するための調査である。共通の水準として、セメントは普通ポルトランドセメント、粗骨材のかさ容積は 0.6m³/m³、水セメント比は 50% である。

供試体の脱型は 24 時間後に行い、所定の養生を施し、材齢 7, 14, 28, 56 および 91 日に弾性波速度測定と圧縮強度試験を行った。

(2) 円柱供試体の弾性波速度測定法

円柱供試体の弾性波速度を求める方法として、2 点間の弾性波の伝播時間差より求める方法は形状的な制約があるので、比較的簡便で安定した測定結果が得られる衝撃弾性波法⁷⁾を用いた。写真-1 に示すように、供試体端面をハンマーで打撃して発生させた軸（縦）方向の衝撃弾性波形を取り込み、スペクトル解析により縦波の重複反射成分の 1 次振動数 f₁ を抽出し、式(1)を用いて弾性波速度を算出した。この振動数 f₁ は共鳴振動法 (JIS A1127) による縦振動数に一致する成分であり、棒状体を伝播する縦波の振動数であると考えられる。したがって、コンクリートの縦波速度（棒状体を伝播する弾性波速度）V_p は、供試体の長さ L をとして、式(1)で表される。

$$V_p = 2 L \cdot f_1 \tag{1}$$

図-1 は円柱供試体より測定した衝撃弾性波形のフーリ



写真-1 円柱供試体の弾性波速度測定状況

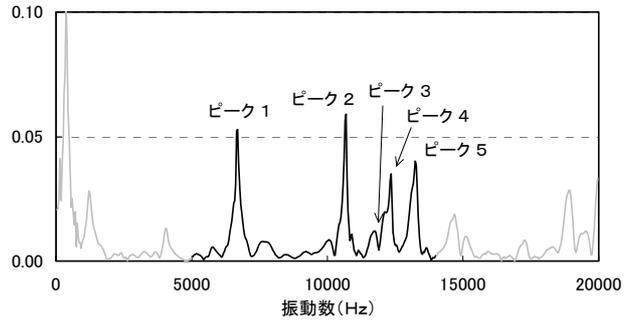


図-1 衝撃弾性波形のフーリエスペクトルと卓越振動数

エスペクトルの一例であり、5000~14000Hz の振動数成分に注目して表示したものである。解析の諸元は、サンプリング周波数が 150kHz、データ数が 4096 個による FFT 解析である。

注目した振動数の範囲には 5 つの顕著なピークがある。共鳴振動法による共鳴振動数との一致性から、ピーク 1 はたわみ振動数、ピーク 2 は縦振動数に相当する。なお、この振動数比は円柱供試体で約 1.61 である。ピーク 3 は、共鳴振動法では明確な共鳴点を示さないが、この振動数を式(1)の f₁ として計算した速度値は超音波法による音速とほぼ一致することから、半無限体を伝播する縦波速度（弾性波速度）の成分であると思われる。また、ピーク 4 は供試体端面の中心から外れた円周付近を打撃した時に顕著に生ずる成分で、共鳴振動法においても同様な位置を加振した時に対応した共鳴振動数を示すことから、たわみ振動と縦振動の連成振動モードであるものと思われる。なお、ピーク 5 はピーク 1 の 2 倍の振動数であることから、たわみ振動の 2 次成分であると考えられる。

したがって、コンクリートの弾性波速度として、ピーク 2 およびピーク 3 から算出される棒状体および半無限体を伝播する縦波速度を測定した。測定速度値は、3 体の円柱供試体の平均値とし、各供試体の速度値は供試体端面の 3 ヶ所をハンマーで打撃して得られた 3 個の速度値の平均値とした。

4. 影響因子の検討

本章で行う影響因子の検討においては、棒状体または半無限体のどちらの弾性波速度で論じても結果は変りないので、棒状体を伝播する縦波速度を弾性波速度として圧縮強度との関係を比較検討した。

(1) 水セメント比の影響

水セメント比を30%、40%、50%および60%と変化させた場合の弾性波速度と圧縮強度との関係を図-2、図-3に示す。図-2は目標スランプが12cm、図-3は18cmとしたものである。使用材料の普通ポルトランドセメントおよび粗骨材のかさ容積 $0.6\text{m}^3/\text{m}^3$ は共通とした。なお、材齢は基本的には7、14、28、56および91日としたが、目標スランプが12cmの水セメント比が30%の場合のみ、初期強度領域の傾向を掴むために、材齢1、2、3および5日を追加した。

全ての水セメント比において、材齢と共に強度の発現と弾性波速度の増加が見られ、その相関性には共通の傾向が認められた。しかしながら、水セメント比が30%と40、50、60%の間には明瞭な相違点もあった。両スランプ共に、水セメント比が40~60%の場合は、弾性波速度と圧縮強度との関係に連続性が認められた。これに対し、水セメント比が30%の弾性波速度と圧縮強度との関係は、40~60%の関係を強度軸の上方に平行移動させたように、同一速度に対して高い圧縮強度を示す傾向となっていた。

図-4、5は、材齢が28日および91日のセメント水比と弾性波速度との関係およびセメント水比と圧縮強度との関係を示したものである。セメント水比に対する弾性波速度と圧縮強度の増加傾向を比較すると、セメント水比が2.5以下、水セメント比で40%以上の場合、それぞれの増加傾向がリンクしているのに対し、30%の場合は強度の増加率に比較して弾性波速度の増加率が鈍る傾向が認められた。その結果、水セメント比が30%の場合、他に比べて同一速度に対して高い圧縮強度を示すものと思われる。この傾向は低水セメント比のコンクリート特性であると考えられ、それ故に水セメント比が40%以上と30%とで、弾性波速度と圧縮強度との関係が異なったものと思われる。

(2) スランプの影響

図-6は、前節の水セメント比を変えた弾性波速度と圧縮強度との関係を統合し、その関係を目標スランプ別に比較したものである。この結果、両者の相関関係は非常によく合致しており、弾性波速度と圧縮強度との関係にスランプによる影響は極めて少ないと思われる。

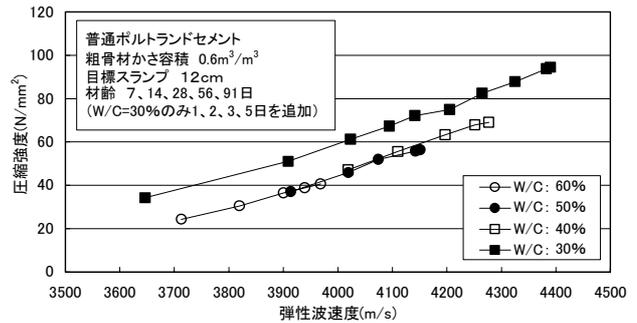


図-2 水セメント比の影響 (目標スランプ 12cm)

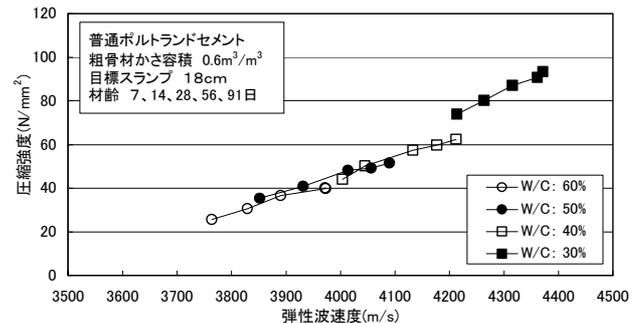


図-3 水セメント比の影響 (目標スランプ 18cm)

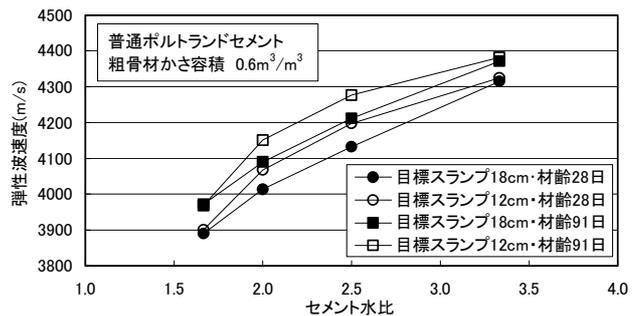


図-4 セメント水比と弾性波速度の関係

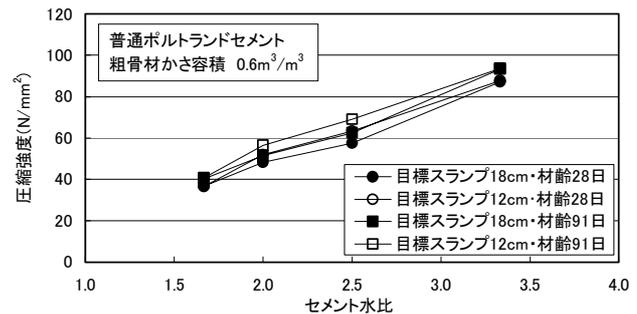


図-5 セメント水比と圧縮強度の関係

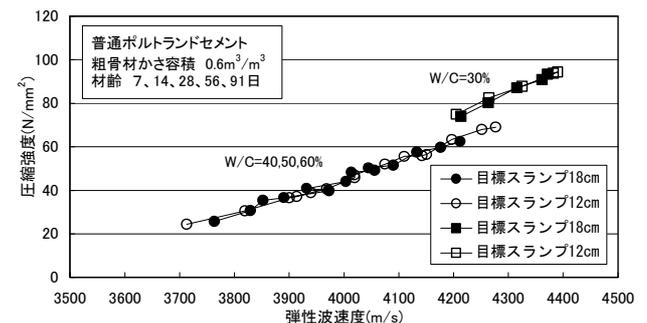


図-6 スランプの影響

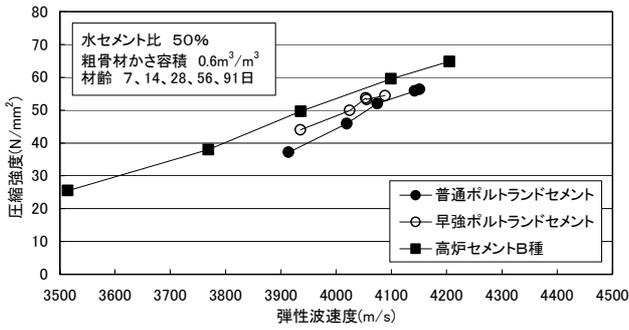


図-7 セメントの種類の影響

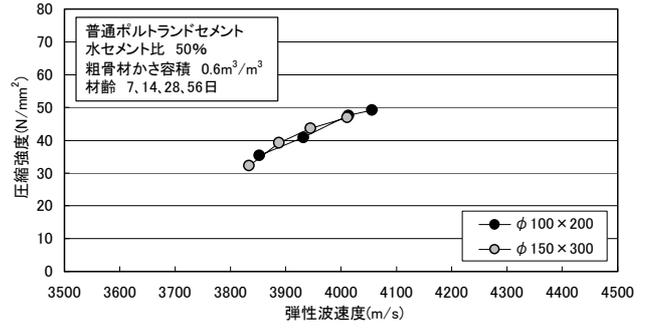


図-9 供試体形状の影響

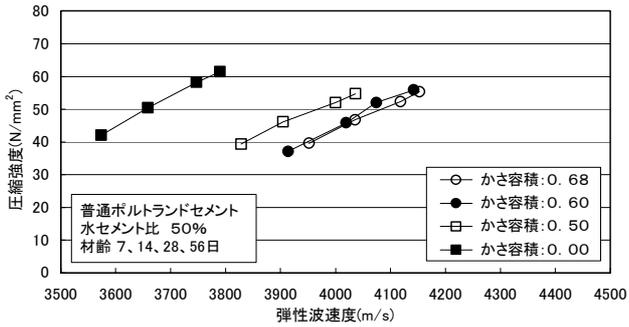


図-8 粗骨材のかさ容積の影響

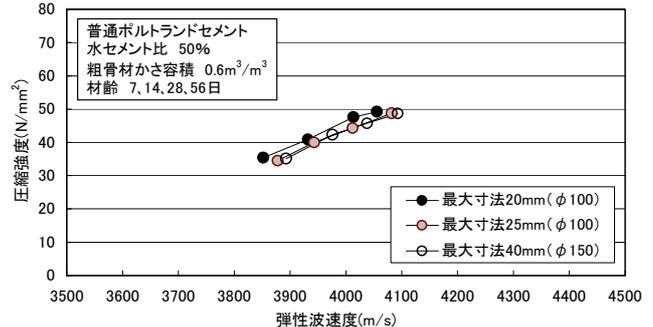


図-10 粗骨材の最大寸法の影響

(3) セメントの種類の影響

セメントの種類として、普通ポルトランドセメント、早強ポルトランドセメントおよび高炉セメントB種の弾性波速度と圧縮強度との関係を図-7に示す。セメントの種類により若干の異なる関係が認められた。普通ポルトランドセメントに比較して早強ポルトランドセメントおよび高炉セメントB種ともに同一弾性波速度に対して圧縮強度が高い傾向を示した。早強ポルトランドセメントが比較的近い関係にあるのに対し、高炉セメントB種はやや離れた関係にあった。しかしながら、高炉セメントB種は高材齢になるに従い、普通ポルトランドセメントの関係に接近する傾向が見られた。このようなセメントの種類による弾性波速度と圧縮強度との関係の相違は、それぞれの強度発現と弾性波速度の成長特性に起因していると思われる。

(4) 粗骨材のかさ容積の影響

粗骨材のかさ容積を0、0.5、0.6および0.68m³/m³と変化させた場合の弾性波速度と圧縮強度との関係を図-8に示す。普通ポルトランドセメント、水セメント比50%および目標スランプ12cmは共通とした。

かさ容積が0.6と0.68m³/m³では、ほぼ一致した関係が認められたが、0および0.5m³/m³では、それらと明らかに異なる関係を示していた。この結果から、粗骨材の量の増加とともに弾性波速度も増大するが、0.6m³/m³付近からその割合が飽和するものと思われる。一般的にコン

クリートのかさ容積は0.6~0.7m³/m³の範囲にあるので、この影響は殆ど受けないものと思われる。

なお、かさ容積が0のモルタルと0.6m³/m³のコンクリートとを比較すると、モルタルはコンクリートより弾性波速度で1割程度低い反面、圧縮強度で1割程度高い値を示していた。

(5) 供試体形状の影響

普通ポルトランドセメント、水セメント比50%、粗骨材の最大寸法20mmおよびかさ容積0.6m³/m³の同一コンクリートをφ100×200およびφ150×300の供試体形状で比較した弾性波速度と圧縮強度との関係を図-9に示す。

両者の弾性波速度と圧縮強度との関係はほぼ一致していた。弾性波速度はコンクリートそのものの特性であり、基本的には供試体の形状で変わるものではないが、圧縮強度とともに、供試体の径が小さい方(φ100)が高くなる傾向が認められ、その結果、相関関係が一致したものと考えられる。したがって、供試体形状による影響は殆ど受けないと思われる。

(6) 粗骨材の最大寸法の影響

粗骨材の最大寸法が20、25および40mmの弾性波速度と圧縮強度との関係を図-10に示す。普通ポルトランドセメント、水セメント比50%、かさ容積0.6m³/m³および目標スランプ18cmは共通である。供試体形状は、粗骨材の最大寸法が20mmと25mmの場合はφ100×200であり、最

大寸法が40mmの場合はφ150×300である。供試体形状は異なるが、前節で述べたように、供試体形状の相違は無視できると思われる。

粗骨材の最大寸法を変えた3種類の弾性波速度と圧縮強度との関係には優位な相違が認められなかったので、粗骨材のかさ容積が同じ場合は、最大寸法の影響は少ないものと思われる。

(7) 粗骨材の種類の影響

粗骨材の種類を硬質砂岩、石灰石および人工軽量骨材とした場合の弾性波速度と圧縮強度との関係を図-11に比較する。普通ポルトランドセメント、水セメント比50%、粗骨材のかさ容積0.6m³/m³、最大寸法20mmおよび目標スランプ18cmなどの調合条件は共通である。

まず、硬質砂岩と石灰石の弾性波速度と圧縮強度との関係を比較すると、両者の相関性に若干の差はあるが、概ね一致していた。石灰石は、硬質砂岩に比べて圧縮強度は僅かに低いが、逆に弾性波速度は速い傾向が認められ、相関関係において同一弾性波速度に対して圧縮強度が若干低い値を示す結果となった。

他方、人工軽量骨材は多孔質の骨材特性を反映し、硬質砂岩に比較して圧縮強度、弾性波速度ともに低く、特に弾性波速度の低下が顕著であったために、弾性波速度と圧縮強度との関係が大きく異なったものと思われる。

(8) 空気量および混和剤の影響

空気量および混和剤を変えた弾性波速度と圧縮強度との関係を図-12に示す。粗骨材のかさ容積が0.6m³/m³、普通ポルトランドセメントによる水セメント比50%などの共通調合に対し、目標空気量4.5%と空気量10%以上の過空気量の比較および高性能AE減水剤とAE減水剤の比較を行った。

過空気量および高性能AE減水剤ともに同一圧縮強度に対して弾性波速度が低くなる傾向が認められた。過空気量の場合は、圧縮強度、弾性波速度共に低下する正の相関性を示すため、弾性波速度と圧縮強度との関係に与える影響は軽減されたものと思われる。高性能AE減水剤の場合は、セメント量が若干少ないためか、弾性波速度と圧縮強度ともに低下したが、弾性波速度の低下量に比べて圧縮強度の低下量が少なかったために、AE減水剤の相関とは一致せず、多少の相違が現れたものと考えられる。この傾向は前節(1)の水セメント比の影響で述べた水セメント比が30%の場合と同様の傾向である。

(9) 養生方法の影響

養生方法を標準水中養生、封緘養生および気中養生と

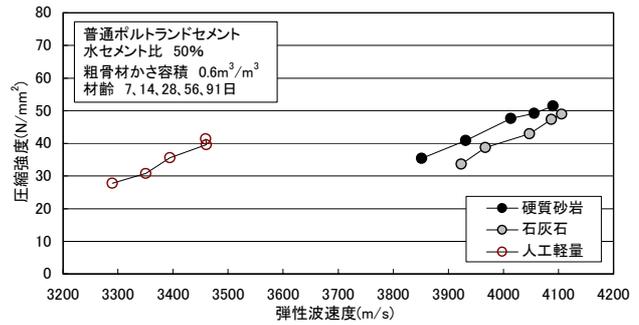


図-11 粗骨材の種類の影響

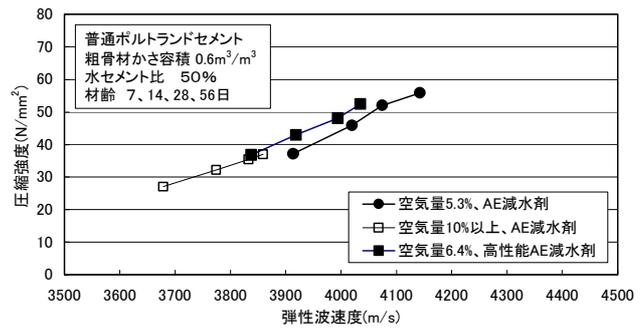


図-12 空気量および混和剤の影響

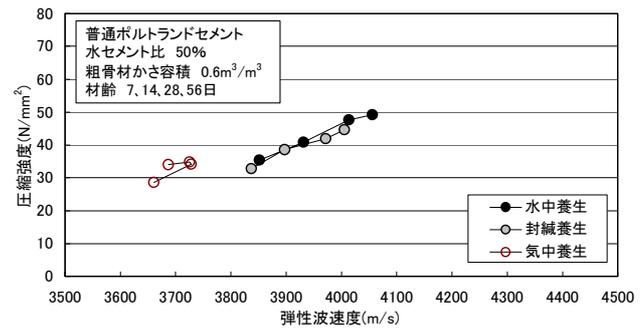


図-13 養生方法の影響

した供試体の弾性波速度と圧縮強度との関係を図-13に示す。セメントは普通ポルトランドセメント、水セメント比は50%、粗骨材かさ容積は0.6m³/m³である。

標準水中養生と封緘養生の結果は非常によく一致していた。これは、封緘養生の方が水中養生よりも弾性波速度、圧縮強度ともに低いが、正の相関関係であるために弾性波速度と圧縮強度との関係が一致したと考えられる。

一方、気中養生の場合は、乾燥により、水中養生に比べて弾性波速度と圧縮強度ともに低下し、弾性波速度の方が圧縮強度よりも大きく低下したために、弾性波速度と圧縮強度との関係が異なると考えられる。

(10) 実験結果のまとめ

本章では比較的重要な影響因子として考えられるセメントの種類、水セメント比、粗骨材の最大寸法、粗骨材の種類、粗骨材の量、スランプ、空気量、混和剤、養生方法、材齢および供試体形状が弾性波速度と圧縮強度と

表-7 影響因子と検討結果

影響要因	影響因子	検討結果
使用材料	セメントの種類	・普通ポルトランドセメントと早強ポルトランドセメントは概ね一致する ・高炉セメントB種は普通PCとは異なる
	粗骨材の最大寸法	・ほとんど影響を受けない
	粗骨材の種類	・硬質砂岩と石灰石は概ね一致する ・人工軽量骨材とは異なる
	混和剤	・AE減水剤と高性能AE減水剤では多少の相違がある
調合	水セメント比	・W/C=40%以上では相関性がほぼ一致するが、それ以下で異なる
	粗骨材のかさ容積	・0.6と0.68m ³ /m ³ はほぼ一致する ・モルタルとコンクリートでは異なる
	スランブ	・ほとんど影響を受けない
	空気量	・10%以上の場合、多少の影響を受ける
供試体	養生方法	・標準水中と封緘養生とはほぼ一致する ・気中養生とは異なる
	材 齢(日)	・材齢は相関性に影響を与えない
	供試体形状	・供試体形状の影響は少ない

の関係に及ぼす影響を検討した。検討結果の要点をまとめて表-7に示す。この結果、上記の要因は、セメントの種類を除き、粗骨材の量や種類などが一般的な調合のコンクリートの範囲(圧縮強度が20~70N/mm²)であれば、比較的影響は少なく、類似した相関性を示した。

しかしながら、高炉セメントB種や人工軽量骨材を用いたコンクリート、低水セメント比の超高強度コンクリートおよびモルタルなどに適用する場合には、予め試験を行い、使用条件に適合した弾性波速度と圧縮強度との関係を求める必要がある。

また、標準水中養生と気中養生の相関性に相違があるように、型枠の脱型時期による乾燥(含水率)の影響を受けるので、その様な状況下のコンクリートに本章の実験結果を直接適用できるとは限らない。したがって、含水率の影響など残された課題、影響要因についてはさらに検討する予定である。

5. 圧縮強度推定式の設定

(1) 圧縮強度推定式

圧縮強度推定式の誘導方法については文献3)で既に述べたが、ここに整理して再述する。即ち、前章に示した水セメント比を変えた弾性波速度と圧縮強度との関係を用いて圧縮強度を推定するための実験式(圧縮強度推定式)を誘導する手法を以下に示す。

まず、半無限体を伝播する弾性波速度をV、動弾性係数をE、密度をρ、ポアソン比をνとすると、弾性波動論から動弾性係数は弾性波速度、密度、ポアソン比に依存する式(2)で表される。

$$E = \rho V^2(1 + \nu)(1 - 2\nu)/(1 - \nu) \quad (2)$$

図-14は、前章の実験で得られた、普通ポルトランドセ

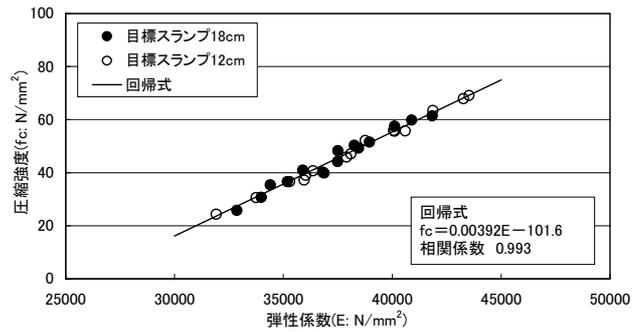


図-14 動弾性係数と圧縮強度との関係および回帰式

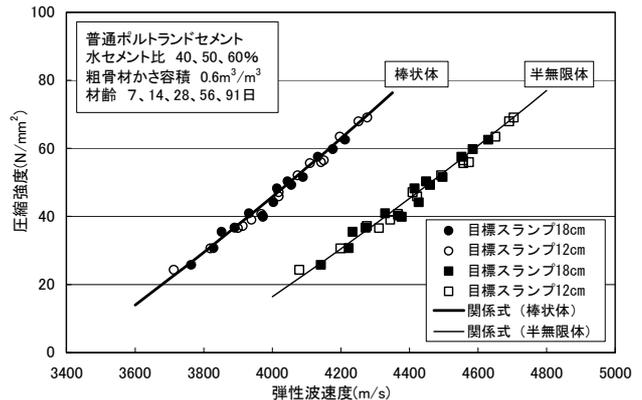


図-15 弾性波速度と圧縮強度の実験的關係式

メントで粗骨材のかさ容積が0.6m³/m³、水セメント比が40、50および60%の動弾性係数と圧縮強度との関係を目標スランブが12cmと18cmとを区別して示したものである。この結果、コンクリートの動弾性係数と圧縮強度との間には、20N/mm²以上の範囲において、ほぼ直線的な依存関係が認められた。そこで、式(3)のように、圧縮強度f_cを動弾性係数に関する1次式で仮定する。

$$f_c = a E + b \quad (3)$$

ここに、a、bは、動弾性係数と圧縮強度の実験的關係式の係数であり、実験により定まるものとする。式(3)に式(2)を代入することにより、圧縮強度は弾性波速度、密度およびポアソン比を用いて式(4)で表される。

$$f_c = a \cdot c \cdot \rho V^2 + b \quad (4)$$

ここに、 $c = (1 + \nu)(1 - 2\nu)/(1 - \nu)$ である。

他方、棒状体を伝播する弾性波速度をV_pとすれば、動弾性係数は式(5)で表され、同様に式(3)を適用することにより圧縮強度は式(6)で表される。

$$E = \rho V_p^2 \quad (5)$$

$$f_c = a \cdot \rho V_p^2 + b \quad (6)$$

ここでは、式(4)を半無限体の弾性波速度による圧縮強度推定式、式(6)を棒状体の弾性波速度による圧縮強度推定式と呼ぶこととする。

(2) 圧縮強度推定式の設定

図-15は、普通ポルトランドセメントで粗骨材のかさ容

表-8 共鳴振動法および衝撃弾性波形のスペクトルによるポアソン比の比較

解析法	供試体	寸法(mm)			断面積 (cm ²)	質量 kg	振動数(Hz)			Gd N/mm ²	Ed N/mm ²	ポアソン比	
		長さ	縦	横			たわみ振動	ねじり振動	縦振動			供試体	平均値
共鳴振動法	W/C=40%	395.0	101.3	102.5	10383	9.786	2361	3113	5387	17104	43214	0.263	0.256
							2382	3139	5469	17382	44517	0.281	
	W/C=50%	399.0	102.1	103.6	10578	9.935	2316	3042	5268	16448	41601	0.265	
							2335	3093	5302	16989	42102	0.239	
	W/C=60%	399.0	101.7	102.1	10384	9.613	2238	2966	5131	15391	38900	0.264	
							2253	2998	5160	15700	39280	0.251	
衝撃弾性波法	W/C=40%	395.0	101.3	102.5	10383	9.786	2332	3101	5347	16968	42570	0.254	0.252
							2368	3125	5396	17228	43328	0.258	
	W/C=50%	399.0	102.1	103.6	10578	9.935	2295	3027	5225	16289	40919	0.256	
							2319	3064	5273	16805	41649	0.239	
	W/C=60%	399.0	101.7	102.1	10384	9.613	2222	2966	5090	15521	38469	0.239	
							2246	2991	5151	15496	39149	0.263	

各供試体の上段は材齢28日、下段は材齢49日。網掛けの値は平均より除外

積が 0.6m³/m³、水セメント比が 40, 50 および 60%, 材齢が 7, 14, 28, 56 および 91 日の弾性波速度と圧縮強度との関係を目録スランプが 12cm と 18cm とを比較したものである。図中の記号で丸印は棒状体の弾性波速度、四角は半無限体の弾性波速度と圧縮強度との関係である。

ここで、コンクリートの密度として便宜的に 2.3g/cm³ とし、棒状体の弾性波速度と圧縮強度との関係を式(6)で近似させることにより、棒状体の弾性波速度による圧縮強度推定式は、係数 a = 1/220, b = -121.5N/mm² が得られ、図-15 の太い実線のように描かれる。

さらに、式(2)および式(5)から棒状体の弾性波速度に対する半無限体の弾性波速度の割合(速度比) γ は式(7)で算出される。

$$\gamma = V/V_p = \sqrt{\{(1-\nu)/(1+\nu)(1-2\nu)\}} = \sqrt{1/c} \quad (7)$$

$$c = 1/\gamma^2 \quad (8)$$

図-15 にプロットした弾性波速度の棒状体に対する半無限体の割合の平均値は 1.101 であり、式(8)より c=0.825 が得られ、上記 a, b とともに式(4)に代入して圧縮強度を計算すると、同図の細い実線が描かれる。この近似曲線は半無限体の弾性波速度と圧縮強度との関係(四角の記号)をよく捉えている。なお、式(7)から算出された動的なポアソン比は 0.255 であり、既往の研究⁸⁾ とほぼ一致している。

以上のように、式(4)および式(6)の係数 a, b, c を決定することにより、半無限体および棒状体の弾性波速度に対する圧縮強度推定式が設定される。

(3) ポアソン比の検証

本節では、前節で得られた動的なポアソン比 0.255 の良否を共鳴振動法および3章の(2)節で述べた衝撃弾性波による方法を用いて検証する。使用した供試体は水セメント比が 40, 50 および 60%の角柱供試体である。

供試体寸法、質量、測定振動数および計算結果を共鳴振動法と衝撃弾性波法で比較して表-8 に示す。この結果、

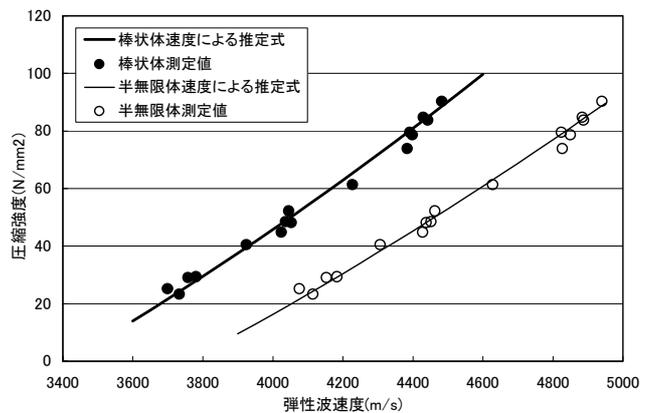


図-16 圧縮強度推定式の適合性

各供試体のポアソン比は 0.25 前後であり、共鳴振動法および衝撃弾性波法から求めた平均値はそれぞれ 0.256 および 0.252 となり、共鳴振動法が僅かに高い値を示しているが、ほぼ一致しているものと評価できる。したがって、前節の方法によるポアソン比は妥当なものと考えられる。

(4) 圧縮強度推定式の適合性の検証

本節では、前節(1)で設定した圧縮強度推定式を他のコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係に適用し、その適合性について検証する。

図-16 は、他の目的の試験体を作製するために、生コンプラントより調達したコンクリートを用いた円柱供試体の弾性波速度と圧縮強度との関係に前節で設定した圧縮強度推定式を重ねたものである。セメントは普通ポルトランドセメントである。主材料の種類、性質および割合等については省略する。養生方法は、標準水中養生または試験体付近での封緘(非脱型)養生の後、試験時に脱型したものである。なお、材齢は 7 日、28 日、56 日または 91 日である。

図-16 の黒丸は棒状体、白丸は半無限体の弾性波速度と圧縮強度との関係であり、太い実線で示す棒状体および

細い実線で示す半無限体の圧縮強度推定式ともに非常によく対応しており、前節で設定した圧縮強度推定式が適合していると評価できる。したがって、弾性波速度と圧縮強度との関係は、生コンプラントなどから出荷される一般的なコンクリートであれば、調合などには余り左右されず、圧縮強度推定式が適用できると思われる。

6. おわりに

衝撃弾性波によるコンクリートの非破壊圧縮強度推定法において、適用範囲の設定および強度推定の精度向上の観点から、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材料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円柱供試体を用いて検討した。その結果を基に圧縮強度推定式を設定し、この圧縮強度推定式を一般のコンクリートを用いて検証した。これらの検討を通して貴重な知見が得られた。

- (1) コンクリートの構成材料が弾性波速度と圧縮強度との関係に及ぼす影響は、粗骨材の量や種類などが一般的な調合のコンクリートの範囲（圧縮強度が 20～70N/mm²）であれば、比較的少ないことを把握した。
- (2) 高炉セメントB種や人工軽量骨材を用いたコンクリート、低水セメント比の超高強度コンクリートおよびモルタルなどに適用する場合には、予め試験を行い、使用条件に適合した弾性波速度と圧縮強度との関係を求める必要があることも明らかになった。
- (3) 実験から得られた弾性波速度と圧縮強度との関係を用いて設定した圧縮強度推定式は、生コンプラントから調達したコンクリートで作製した円柱供試体の弾性波速度と圧縮強度との関係に一致し、その適合性が検証された。このことは、結論(1)を裏付けたものと考えられる。さらに、圧縮強度推定式の設定過程で算出されたポアソン比は既往の研究とも良く対応した。
- (4) 標準水中養生と気中養生の相関性に相違があるように、弾性波速度は型枠の脱型時期による乾燥状態（含水率）の影響を受けるので、その様な状況下のコンクリートに5章で設定した圧縮強度推定式を直接適用できるとは限らない。含水率の影響を考慮した圧縮強度推定式が必要である。
- (5) 圧縮強度推定式の設定において、円柱供試体の棒状体に対する半無限体の弾性波速度比を用いて式(7)から妥当な動ポアソン比が算出された。

今後は、含水率の影響など残された課題、影響要因についてさらに検討するとともに、推定精度向上のため、データの蓄積、測定法の改良などを行う予定である。

参考文献

- 1) 十代田知三, 野崎喜嗣, 小林幸一: 実大モデルによる超音波法, 反発度法および複合法の検討—非破壊試験による構造体コンクリートの強度推定法, 日本建築学会構造系論文報告集 No. 428, pp. 1-9, 1991. 10
- 2) 森濱和正, 吉荒俊克, 太田資郎: 非破壊試験による圧縮強度の推定, 非破壊検査, 50(7), pp. 440-445, 2001. 7
- 3) 立見栄司, 辻定和, 蓮尾孝一: 衝撃弾性波によるコンクリートの非破壊圧縮強度推定法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-1, pp. 985-986, 2002. 8
- 4) 立見栄司: コンクリートの非破壊圧縮強度測定法の開発—試作機による杭頭強度確認への適用, 三井建設技術研究報告 Vol. 27, 2002
- 5) 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
- 6) 山下英俊, 堺孝司, 熊谷守晃, 喜多達夫: 超音波伝播速度に及ぼす骨材の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 23 No. 1, pp. 583-588, 2001
- 7) Mary Sansalone and Nicholas J. Carino: Impact-Echo Method, Concrete International, Vol. 10, No. 4, pp. 38-46, 1988. 4
- 8) 尼崎省二: コンクリートの弾性波速度に及ぼす鋼材の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 24, No. 1, pp. 1491-1496, 2002

高強度コンクリートの力学特性に関する実験的研究

Experimental Research of Dynamic Characteristics of High-Strength Concrete

河上 浩司 HIROSHI KAWAKAMI

西本 好克 YOSHIKATSU NISHIMOTO

本研究では、これまでに報告例の少ない圧縮強度 100N/mm^2 から 180N/mm^2 の範囲の超高強度コンクリートを対象に、圧縮強度のほか、引張強度、単位容積質量、および変形性能の各種力学特性について確認を行った。

その結果、力学特性について以下の知見を得た。1)力学特性は養生方法の影響を受けない。

2)力学特性は New RC 報告の延長として評価できる。

キーワード：高強度コンクリート、圧縮強度、力学特性

The various dynamic characteristics of high-strength concrete were investigated. The characteristics are the compressive strength, the tensile strength, the density and the transformation performance.

The results are as follows. 1) The dynamic characteristics are not influenced by the care method.

2) The dynamic characteristics can be evaluated as an extension of result of the New RC report.

Key Words: High-Strength Concrete, Compressive Strength, Dynamic Characteristics

1. はじめに

高強度コンクリートを使用する RC 構造物の設計基準強度 (F_c) として、 60N/mm^2 が定着しこれまでに数多くの設計がなされている。

現在、構造設計に用いられている高強度コンクリートの力学的な特性は、主に旧建設省総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」（通称 New RC，以下 New RC と称す）で得られた成果である。New RC は、実強度で 100N/mm^2 程度までの高強度コンクリートについて、確認実験を行い得られた成果である。すなわち、すでに施工例が増加しつつある設計基準強度 100N/mm^2 や、今後発生すると考えられる設計基準強度 100N/mm^2 を超える超高強度コンクリートは、New RC の主要検討範囲の外にあるといえ、New RC データの延長で評価することが可能であるか確認するとともに、データの蓄積を行う必要があると考えられる。

そこで、設計基準強度 120N/mm^2 の超高強度コンクリートの大臣認定を取得するための確認実験を行った際、併せていくつかの力学特性についても確認実験を行った。本報では実験結果について報告を行う。

2. 使用材料とコンクリート

使用材料とその諸物性を表-1に示す。結合材は、低熱ポルトランドセメント（Lセメント）を主たる結合材とし、シリカフューム（SF）を質量の内割りで10%置換した結合材（LSF）である。細骨材は鬼怒川産の川砂を使用し、粗骨材は葛生産の硬質砂岩を使用した。化学混和剤は、超高強度コンクリート用の高性能減水剤を使用した。この高性能減水剤は、JIS A 6204「コンクリート用化学混和剤」に規定される試験方法である単位セメント量が 320kg/m^3 という条件では、使用量が少なすぎるため経時変化に関する規定が満足できず、規格上は減水剤に分類される。

コンクリートの調合概要を表-2に示す。性状の比較を容易にするため、単位水量と単位粗骨材かさ容積、そして目標空気量を統一した。コンクリートの結合材水比（B/W）は、3.3 から 7.0 までの範囲で7水準とした。

コンクリートの練混ぜは、すべて 100ℓ の強制2軸ミキサを用いて行い、練混ぜ量は 50ℓ から 80ℓ の範囲とした。コンクリートの練混ぜ順序を図-1に示す。練混ぜ時間は、コンクリート性状を確認しながら調整したがモルタルが練り上がるまでの時間に大きな差がみられ、モルタル練混ぜに要する時間は、90秒程度から300秒と幅広

表-1 使用材料と物性

			諸物性			記号
			密度 (g/cm ³)	比表面積 (cm ² /g)		
結合材	セメント 混和材	低熱ポルトランドセメント	3.24	3290		L
		シリカフェューム	2.20	226000		SF
			表乾密度 (g/cm ³)	吸水率 (%)	粗粒率	
骨材	細骨材	栃木県鬼怒川産 川砂	2.58	2.68	2.75	S
	粗骨材	栃木県葛生産 硬質砂岩砕石	2.67	0.97	6.47	G
化学混和剤		高性能減水剤	ポリカルボン酸系			SP

表-2 コンクリート概要

結合材種類	結合材水比 (B/W)	単位水量 (kg/m ³)	単位粗骨材かさ容積 (m ³ /m ³)	目標空気量 (%)
LSF	3.3, 4.0, 4.5, 5.0, 5.5, 6.0, 7.0	150	0.525	2.0

順序	作業	時間
1	結合材と細骨材を投入して空練り	10秒
2	混和剤を添加した水を入れてモルタル練り	90~300秒
3	粗骨材を投入して本練り	90~180秒

図-1 練混ぜ手順

表-3 検討養生

検討事項		供試体種類		
		標準養生	20℃封かん	コア
圧縮強度		○	○	○
割裂引張強度		○		
単位容積質量		○	○	○
静弾性係数		○	○	○
ポアゾン比		○		
最大荷重時の歪み		○	○	○

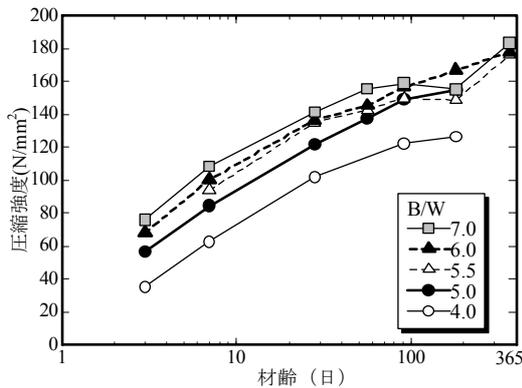


図-2 標準養生の強度発現

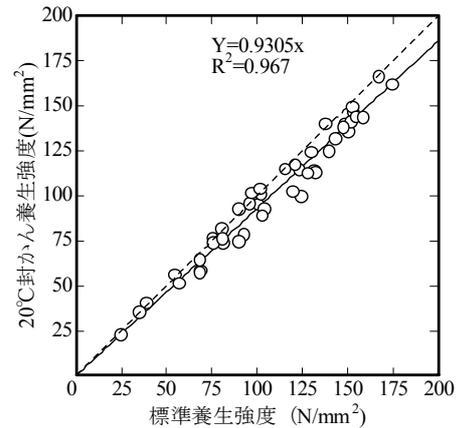


図-3 標準養生と封かん養生

い。一方、粗骨材を投入してからの本練りは90~180秒で充分であった。

3. 実験結果

確認を行った硬化コンクリートの力学特性や物性と、供試体種類の一覧を表-3に示す。コア供試体は、500×500×400mmの無筋コンクリートを厚さ100mmの断熱材で二重に覆った小型試験体より、湿式のコアマシンを用いて採取し、切断、研磨を行った。各確認事項についての結果は圧縮強度を基準として評価を行う。

検討に当たっては、過去に確認実験を行った普通ポルトランドセメント（Nセメント）や、Lセメントのデー

タを必要に応じて併せて示す。

(1) 圧縮強度

標準養生供試体の強度発現の一例を図-2に示す。材齢1年までの範囲では、圧縮強度は結合材水比（B/W）に関わらず材齢に伴い増加する傾向にあることを確認できる。若材齢では、圧縮強度に結合材水比の差が明確に現れるが、長期材齢では、結合材水比の差は小さくなる。特に、材齢365日になると結合材水比が5.5以上の3例では、圧縮強度は180N/mm²に達しほぼ一致している。

標準養生強度と20℃封かん養生強度との関係を図-3に示す。両者の間にはよい相関関係がみられ、式（1）に

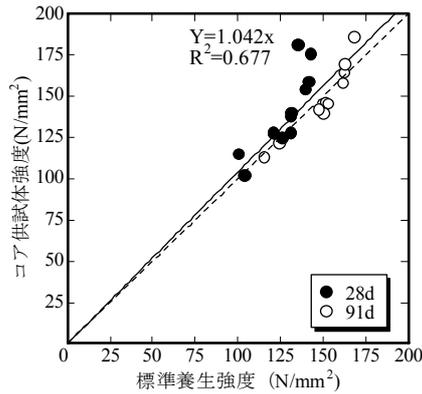


図-4 標準養生とコア

示す原点を通る一次式で回帰できた。

$$y = 0.9305x \quad (1)$$

y : 20℃封かん圧縮強度 (N/mm²)

x : 標準養生圧縮強度 (N/mm²)

今回の実験では、20℃封かん養生強度は標準養生強度に比べ、約7%強度が低くなるという結果が得られた。若材齢から、組織が非常に密となる超高強度コンクリートであっても、標準養生では周囲の水が供試体内部に浸透し、封かん養生と比較して強度増加をもたらしたと考えられる。

標準養生強度とコア強度との関係を図-4に示す。原点を通る一次式で回帰すると式(2)となり、コア強度は標準養生より高い傾向にある。

$$y = 1.042x \quad (2)$$

y : 20℃封かん圧縮強度 (N/mm²)

x : 標準養生圧縮強度 (N/mm²)

また、材齢28日と91日のどちらの材齢においても、高強度になるほどコア強度と標準養生強度との差が大きくなり、その傾向は、特に材齢28日においてより顕著にみられる。このように、特殊な強度発現がみられる原因として、コアを採取した小型試験体では、初期の水和熱により試験体最高温度が50~70℃にまで到達するなど、初期高温履歴を受けていることが考えられる。しかし、温度履歴が、強度発現に与える影響についての定量的な検討は今後の課題である。

(2) 割裂引張強度

標準養生を行った供試体について、圧縮強度と割裂試験による割裂引張強度との関係を図-5に示す。図中の白抜きのプロットは、結合材をLSFとした本実験における超高強度コンクリートの結果を示している。一方、黒塗りのプロットは、過去に行ったNセメントの結果を示している。本実験において、割裂引張試験に用いた供試体の寸法はφ100×200mmで、JIS A 1113「コンクリート

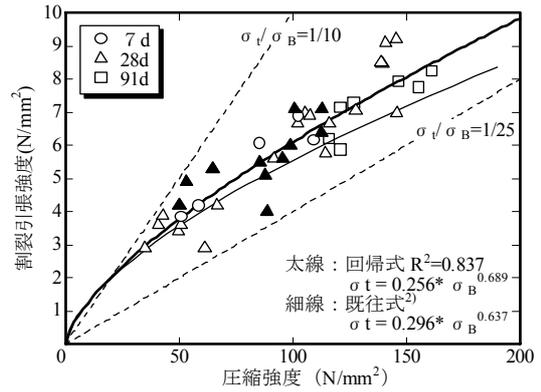


図-5 圧縮強度と割裂引張強度

の割裂引張強度試験方法」(1999)に試験に用いる円柱供試体の直径として定められている、粗骨材の最大寸法の4倍以上、かつ15cm以上という規定より小さい。しかし、供試体寸法がφ150×200mmとφ100×200mmでは、得られる割裂引張強度は同等とみなすことができるという報告⁶⁾があることから、今回は供試体寸法に起因する影響はないと仮定して検討を行った。

今回の実験で、圧縮強度と割裂引張強度との関係を示す回帰式(図中太線)は、式(3)で表された。

$$\sigma_t = 0.256 \times \sigma_B^{0.689} \quad (3)$$

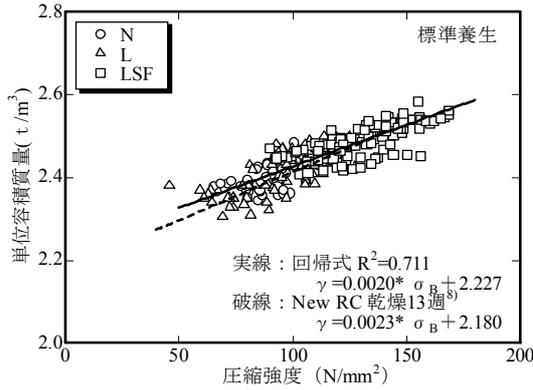
σ_t : 割裂引張強度 (N/mm²)

σ_B : 圧縮強度 (N/mm²)

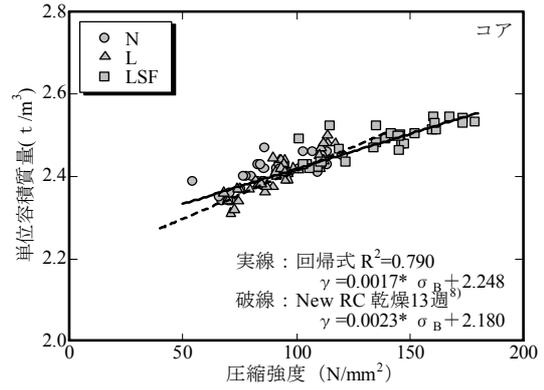
本実験での回帰線は、既往の研究報告²⁾による回帰線より若干高いが差は小さく、ほぼ一致していると判断できる。差が生じた原因としては、骨材種類の違いや粒径の影響などが考えられる。New RC 報告書⁸⁾において、圧縮強度に対する引張強度の比は、1/10~1/25の範囲にあり、高強度になるほど引張強度の比は小さくなっていくと報告されている。図-5中に、1/10と1/25の直線を示すと、本実験の結果もNew RC 報告の範囲内にあり分布傾向も一致している。今回、引張強度の比は、圧縮強度が100N/mm²では約1/16で、圧縮強度が180N/mm²では約1/20となった。

(3) 単位容積質量

コンクリートの圧縮強度と、単位容積質量との関係について、標準養生供試体(a)とコア供試体(b)に分けて図-6に示す。なお、図中にはNセメントや、Lセメントを用いた高強度コンクリートの結果を併せて示す。今回、圧縮強度と単位容積質量との関係には、標準養生供試体とコア供試体という養生方法の差は確認できなかったため全試験結果を対象に回帰を行うと、圧縮強度と単位容積質量との関係は式(4)で表された。

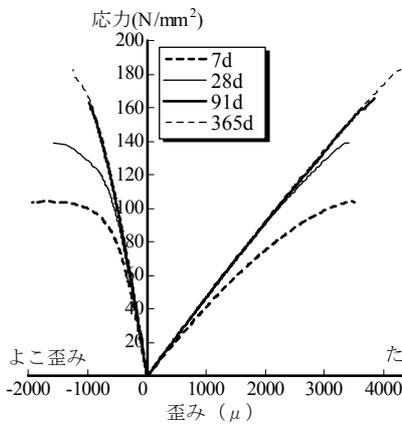


(a) 標準養生供試体

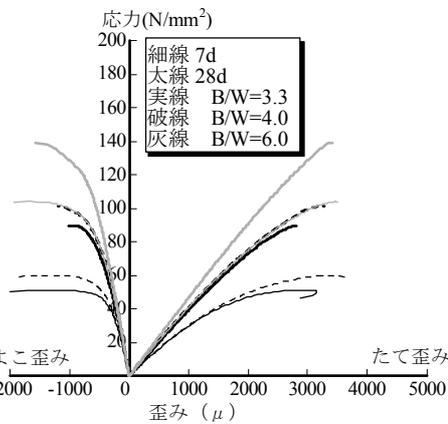


(b) コア供試体

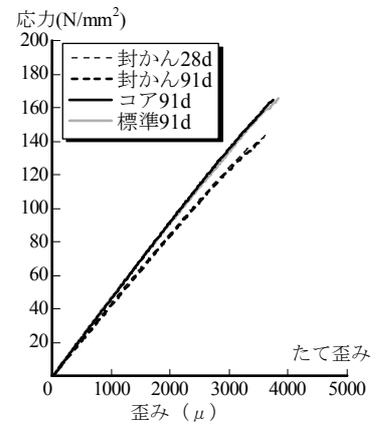
図-6 圧縮強度と単位容積質量



(a) 標準養生 (材齢の相違)



(b) 標準養生 (結合材水比の相違)



(c) 養生の相違

図-7 応力-歪み曲線

$$\gamma = 0.0019 \times \sigma_B + 2.235 \quad (4)$$

γ : 単位容積質量 (t/m³)

σ_B : 圧縮強度 (N/mm²)

本検討の回帰線は、New RC 報告による回帰線⁸⁾とほぼ一致している。回帰式によると、コンクリートの圧縮強度と単位容積質量関係はほぼ直線状となり、圧縮強度が50N/mm²から180N/mm²まで増加すると、単位容積質量はおおよそ2.35t/m³から2.60t/m³近くまで増加する。しかし、養生方法にかかわらず実験値は回帰線に対して±0.10t/m³程度という大きなばらつきの範囲を持っている。

(4) 変形能力

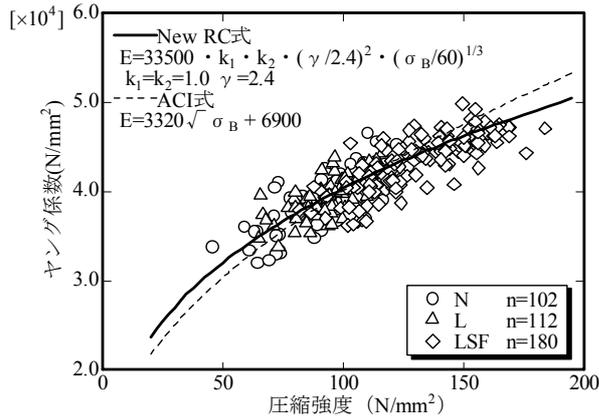
a) 歪み量

コンクリートの応力歪み曲線の例を図-7に示す。左から、結合材水比が6.0で標準養生を行った供試体を4材齢で比較した結果(a)、3種類の結合材水比の標準養生供試体を比較した結果(b)、および、結合材水比が6.0で3種の養生を行った供試体を比較した結果(c)である。

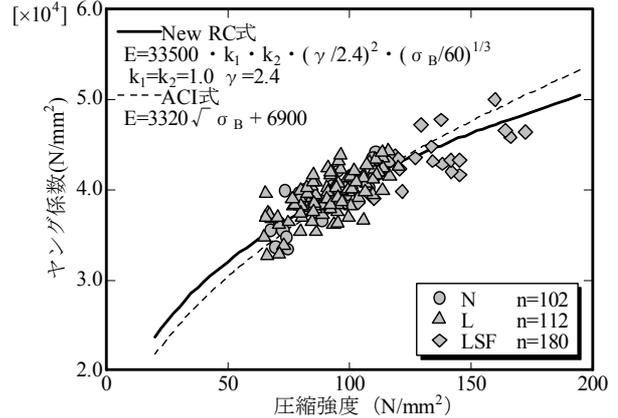
(a)において、たて歪み曲線をみると、低応力範囲にみられる直線部分の勾配は、材齢7日より材齢28日以降のほうが大きく、材齢28日以降は一致している。また、材齢91日と365日では、応力歪み曲線はほとんど直線状となり、曲線部分がないまま脆性的に破壊する。高強度コンクリートでは、最大荷重時のたて歪み量と破壊時のたて歪み量が一致する。たて歪み量は材齢に伴う強度発現とともに増加し、長期材齢においては3500μ以上に達した。

よこ歪み曲線もたて歪みと同様に材齢に伴い直線的になる。また、最大荷重時のよこ歪み量は、たて歪み量とは逆に最大応力の増加に伴い減少していく傾向が確認できた。

(b)において、結合材水比が比較的小さいコンクリートの応力歪み曲線は、若材齢時は勾配が小さく曲線的で、最大荷重に近づいたときの歪みの増加量が多い。同一材齢であれば結合材水比が大きいほど、同一結合材水比であれば材齢が大きく強度が高くなるほど、応力ひずみ曲線の直線部分の勾配は大きくなり、また、より脆性的になる。



(a) 標準養生供試体



(b) コア供試体

図-9 圧縮強度とヤング係数

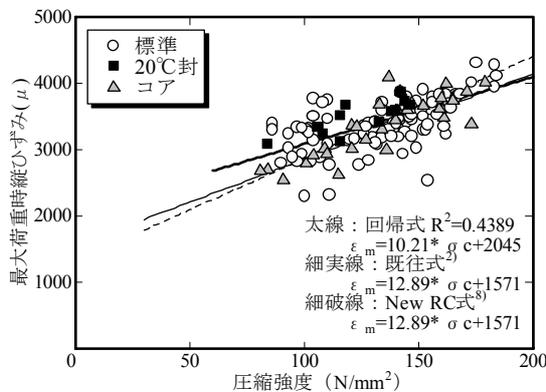


図-8 圧縮強度と最大荷重時歪み

(c) において、今回の実験では応力ひずみ曲線には養生の差はほとんど現れていないことが確認できる。また、圧縮強度がほぼ等しい標準養生供試体とコア供試体の応力ひずみ曲線は一致した。

LSFシリーズにおけるコンクリートの圧縮強度と、最大荷重時のたて歪み量との関係を図-8に示す。図-7において、応力歪み曲線には養生方法による差は確認できなかったため、図中には検討を行った全ての養生方法の結果を併せて示している。養生方法にかかわらず、たて歪み量は、大きなばらつきを持っているが圧縮強度の増加とともに増加する傾向があり、圧縮強度が 120N/mm² を超えると最大荷重時のたて歪み量が4000 μ を超える結果もみられる。すべての試験結果について、圧縮強度と最大荷重時のたて歪み量との関係を回帰すると式 (5) で表された。

$$\epsilon_m = 10.12 \times \sigma_B + 2078 \quad (5)$$

ϵ_m : 最大荷重時のたて歪み (μ)

σ_B : 圧縮強度 (N/mm²)

本実験の回帰結果を既往式²⁾や New RC 式⁸⁾と比較すると低強度域で若干の相違がみられる。これは、既往の研究²⁾や New RC⁸⁾では、圧縮強度が 50N/mm² 以下の低強

度域までを検討範囲としているため、低強度範囲の試験値を反映したと考えられる。今回の実験で主要な検討領域としている 100N/mm² 以上の範囲に限れば、今回帰結果は既往式や New RC 報告との間に大きな差はないと判断できる。

b) ヤング係数

標準養生供試体とコア供試体について、それぞれ圧縮強度とヤング係数との関係を図-9に示す。なお、ヤング係数は 1/3 割線法により算出した。図中には、LSFとともに、NセメントとLセメントの結果を併せて示している。標準養生供試体とコア供試体ともに、ヤング係数は圧縮強度が同じでも最大で 10000N/mm² に及ぶ大きなばらつきを持っている。圧縮強度とヤング係数の関係は、結合材の種類によって連続性が途切れることはなく、また、標準養生とコアという養生方法の違いも確認できなかった。

図中に示した関係式は、式 (6) で表される New RC 式の係数 k_1 , k_2 に 1.0 を入力し、単位容積質量 γ に 2.4 を入力した結果と、式 (7) で表される ACI 式である。

$$E = 33500 \times k_1 \times k_2 \times \left(\frac{\gamma}{2.4}\right)^2 \times \left(\frac{\sigma_B}{60}\right)^{1/3} \quad (6)$$

$$E = 3320\sqrt{\sigma_B} + 6900 \quad (7)$$

E : ヤング係数 (N/mm²)

k_1 : 粗骨材に関する係数

k_2 : 結合材に関する係数

γ : 単位容積質量 (t/m³)

σ_B : 圧縮強度 (N/mm²)

なお、New RC 式は、シリカフュームを混和材として用いた LSF シリーズは、 k_2 には 0.95 を入力するべきであるが、NセメントやLセメントと併せて検討を行ったため、今回は 1.0 を入力した曲線を示した。

既往の算定式である，New RC 式と ACI 式のどちらの式を用いても，圧縮強度とヤング係数との関係を概ね評価できるが，圧縮強度が 120N/mm² 以上の超強度領域になると，ACI 式は実験値よりも高めの値を示すようになる。一方，New RC 式では前述の係数を入力すると，広い強度範囲で実験値を良好に評価できている。

c) ポアソン比

標準養生供試体の，圧縮強度とポアソン比との関係を図-10に示す。図中には，式(8)で表される本実験での回帰線と，既往の研究²⁾による回帰線とを併せて示す。

$$\nu = 0.000314 \times \sigma_B + 0.178 \quad (8)$$

ν : ポアソン比

σ_B : 圧縮強度 (N/mm²)

両回帰線はほとんど一致しており，ポアソン比は，圧縮強度の増加に伴い直線的に大きくなる傾向があることを確認できる。また，試験結果のばらつきも比較的小さい。今回回帰式では，ポアソン比は圧縮強度が 50N/mm² では 0.19 程度となり，150N/mm² では 0.23 程度となった。

4. まとめ

本実験によって得られた，超高強度コンクリートの強度発現と，各種物性についての知見を以下にまとめる。

- 1) 圧縮強度 標準養生に比べ20℃封かん養生は，7%程度強度が小さくなる。コア強度は標準養生と単純に比較できないが，標準強度より高い傾向にある。
- 2) 割裂引張り強度 圧縮強度の増加に伴い増加するが，圧縮強度に対する比は減少していく。
- 3) 変形能力 最大荷重時のたて歪み量は圧縮強度に比例し4500 μ に達する。また，高強度になるほど応力歪み曲線は直線状になる。
- 4) ヤング係数 圧縮強度の増加に伴い増加する。ヤング係数は，New RC 式に単位容積質量 2.4 を入力すると比較的良好に評価できる。
- 5) ポアソン比 圧縮強度の増加に伴い増加する。
- 6) 単位容積質量 圧縮強度の増加に伴い増加していき 180N/mm² のコンクリートでは 2.55t/m³ に及ぶ。

今回，確認した超高強度コンクリートの力学特性や実験値の回帰線には，養生方法による相違は確認できなかった。また，New RC 報告や既往研究報告とほぼ一致し New RC の延長で概ね評価できると判断された。

今後は，これまでに確認できていない物性，収縮量やクリープについての確認実験を行い，超高強度コンクリートの硬化物性についてさらに検討を行う所存である。

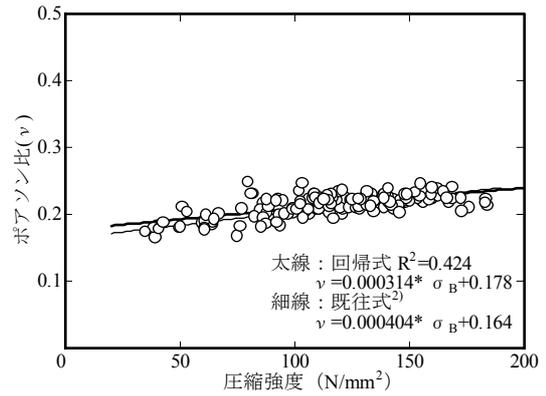


図-10 圧縮強度とポアソン比

謝辞：本プロジェクトを行うに当たり，貴重なアドバイスをいただきました宇都宮大学榊田佳寛教授，貴重なデータやサンプルを提供していただきました，住友大阪セメント(株)，東京SOC(株)芝浦工場，(株)ポゾリス物産，および日本シーカ(株)の関係諸氏に御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 榊田佳寛，佐藤幸恵ほか：高強度コンクリートの構造体中での強度発現性と調合強度，日本建築学会構造系論文集，第 537 号，pp13-20，2000.11
- 2) 野口貴文，友澤史紀：高強度コンクリートの圧縮強度と各種力学性状との関係，日本建築学会構造系論文集，第 472 号，pp11-16，2000.11
- 3) 河上浩司，西本好克：Fc100N/mm² 級の超高強度コンクリートの強度発現性に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.1，pp.369-374，2002
- 4) 河上浩司，西本好克ほか：高強度コンクリートの初期発熱と強度発現性に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol23，No.2，pp.1057-1062，2001
- 5) 西本好克，河上浩司：構造体コンクリート強度の管理手法(その3) - 超高強度コンクリートの強度発現と強度補正值の算出方法 - ，住友建設技術研究所報，No.29，pp.97-104，2002
- 6) 陣内 浩，榊田佳寛ほか：コンクリートの割裂引張試験における供試体寸法の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，A-1，pp.713-714，2003.9
- 7) 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，1997，2003
- 8) 建設省総合技術開発プロジェクト 鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発，平成 4 年度 高強度コンクリート分科会報告書，1993.3

高強度プレキャストコンクリートの実用化に関する研究

Study on Utilization of High-Strength Precast Concrete

河上 浩司 HIROSHI KAWAKAMI

蓮尾 孝一 KOUICHI HASUO

松田 拓 TAKU MATSUDA

住建コンクリート工業(株) 新妻 大治 DAIJI NIIZUMA

三井プレコン(株) 松丸 真 SHIN MATSUMARU

今回、設計基準強度 100N/mm^2 クラスに対応できる高強度プレキャストコンクリートの実用化を目標として 2 工場での強度確認実験を行った。その結果、両工場で設計基準強度 120N/mm^2 の部材製作が可能であることを確認し、強度管理手法を提案した。

キーワード：高強度コンクリート、プレキャストコンクリート、強度発現、構造体コンクリート

Series of the strength confirmation experiments were conducted at two precast concrete production factories for using high-strength precast concrete corresponded to $F_c100\text{N/mm}^2$. As the result, it has been confirmed that the both factories have abilities to product the members of $F_c120\text{N/mm}^2$, and the strength management system were proposed.

Key Words: High-strength concrete, Precast concrete, Strength development, Structural concrete

1. はじめに

近年、建築工事においてはプレキャスト化されていない部材はないといえるほど、多種多様な部材がプレキャスト工場で製造されている。

プレキャストコンクリート部材を使用する場合、現場での組み立て精度、一体化のための現場打ちコンクリートやグラウト施工など注意を要する作業も多い。しかし、プレキャスト部材の使用は、工期短縮や個々の部材品質の安定化につながる。また、高強度コンクリートを使用する場合、粘性が大きくなるため現場での施工性が悪化する、あるいは、厳しい品質管理が求められるなど、高強度プレキャストコンクリート部材を使用するメリットは多い。しかしながら、プレキャストコンクリートの製造は、翌日に脱型を行うこと前提とした製造サイクルや、初期強度を確保するために蒸気養生を行うなど特殊な状況にある。また、多くのプレキャストコンクリート工場では、保有しているセメントの種類は、ほとんど普通ポルトランドセメントや早強ポルトランドセメントに限られており、高強度化に適した様々な混和材を添加した結合材や、高強度コンクリート用の特殊な混和剤については使用実績が少ない。

そこで今回、設計基準強度 (F_c) 100N/mm^2 クラスの高強度プレキャストコンクリートを製造することを目指し、2 工場において合計 5 種類の結合材を用いて実機試験を行った。本論では、その結果より初期の強度発現や強度補正值、構造体コンクリートの強度管理手法について検討を行った結果について述べる。

2. 実験概要

(1) 工場の概要とコンクリート

今回、2 工場（以下、A 工場と B 工場と称する）で練混ぜ試験を行い、それぞれ管理用供試体の強度発現と、構造体コンクリートの温度履歴や強度発現を確認した。

A 工場での使用材料を表-1に、B 工場での使用材料を表-2に示す。どちらの工場も使用している粗骨材の岩種は、硬質砂岩である。また、どちらの工場も強制 2 軸練りミキサを保有しており、ミキサ容量は A 工場が 1.0m^3 、B 工場が 1.5m^3 である。

コンクリート調合の概要と試験時期、ならびに確認事項を、A 工場については表-3に、B 工場については表-4に示す。A 工場で確認を行った結合材の種類は、普通ポルトランドセメントの質量の内割り 30%を高炉スラグで

表-1 A工場の使用材料

		種類, 産地	諸物性	記号
結合材	セメント	普通ポルトランドセメント	密度 3.15 (g/cm ³) 比表面積 3370 (cm ² /g)	N1
		低熱ポルトランドセメント	密度 3.24 (g/cm ³) 比表面積 3300 (cm ² /g)	L1
	混和材	高炉スラグ	密度 2.88 (g/cm ³) 比表面積 4000 (cm ² /g)	BF1
		シリカフェーム	密度 2.20 (g/cm ³) 比表面積 22.6 (m ² /g)	SF1
骨材	細骨材	栃木県鬼怒川産川砂	表乾密度 2.61 (g/cm ³) 吸水率 1.57 (%) 粗粒率 2.75	S1
	粗骨材	栃木県野産硬質砂岩砕石	表乾密度 2.63 (g/cm ³) 吸水率 0.77 (%) 実積率 59.0 (%)	G1
化学混和剤	高性能AE減水剤		ポリカルボン酸系	SP
	高性能減水剤(超高強度用)		ポリカルボン酸系	

表-2 B工場の使用材料

		種類, 産地	諸物性	記号
結合材	セメント	普通ポルトランドセメント	密度 3.16 (g/cm ³) 比表面積 3440 (cm ² /g)	N2
		3成分系特殊セメント※)	密度 2.99 (g/cm ³)	VKC
骨材	細骨材	茨城県岩瀬産砕砂	表乾密度 2.58 (g/cm ³) 吸水率 1.89 (%) 粗粒率 2.83	S2
	粗骨材	茨城県岩瀬産硬質砂岩砕石	表乾密度 2.64 (g/cm ³) 吸水率 0.91 (%) 実積率 61.1 (%)	G2
化学混和剤	高性能AE減水剤		ポリカルボン酸系	SP
	高性能減水剤(超高強度用)		ポリカルボン酸系	

※) 3成分系特殊セメント…Nセメント:スラグ石膏:シリカフェームを7:2:1で混合

表-3 A工場の試験概要と調査概要

結合材種類	試験時期	試験日	水結合材比 (%)	単位水量 (kg/m ³)	供試体種類と試験材齢(日)		
					標準	製品同一	コア
NBF (N+BF)	夏期 標準期 冬期	2002/9/11	35.0, 30.0, 27.0	160	7, 14, 28, 91	1, 7, 14, 28, 91	7, 14, 28, 91
		2002/10/24	36.3, 32.5, 29.5				
		2003/1/31	35.0, 30.0, 27.0				
L	夏期 標準期 冬期	2003/8/20	33.0, 29.0, 25.0	160	7, 14, 28, 91	1, 7, 14, 28, 91	7, 14, 28, 91
		2003/5/22					
		2002/12/11					
LSF (L+SF)	夏期 標準期 冬期	2003/8/29	25.0, 22.0, 18.0	150	7, 14, 28, 91	1, 7, 14, 28, 91	7, 14, 28, 91
		2002/5/30					
		2002/12/17					

NBFはN+BF (高炉スラグ) 内割30%置換

LSFの冬期はσ14試験なし

LSFはL+SF (シリカフェーム) 内割10%置換

表-4 B工場の試験概要と調査概要

結合材種類	試験時期	試験日	水結合材比 (%)	単位水量 (kg/m ³)	供試体種類と試験材齢(日)		
					標準養生	製品同一	コア
N	夏期 標準期 冬期	2001/8/1	40.0, 35.0, 30.0, 27.5	165	7, 28, 56, 91	1, 7, 28, 56, 91	7, 28, 56, 91
		2001/11/5					
		2002/2/6					
VKC	夏期 標準期 冬期	2002/7/24	28.0, 24.0, 20.0, 18.0	155	7, 28, 56, 91	1, 7, 28, 56, 91	7, 28, 56, 91
		2003/5/13					
		-					

置換した結合材 (NBF) と低熱ポルトランドセメント (L), そして低熱ポルトランドセメントの質量の内割り10%をシリカフェームで置換した結合材 (LSF) の3種類である。ただし, NBFについては, 品確法に対応するため純粋な水セメント比が50%を超えることがないように置換率の調整を行った。その結果, 標準期の水結合材比36.3%の調査では, 高炉スラグの置換率は27.4%となった。B工場では, 普通ポルトランドセメント (N) と, 普通ポルトランドセメントとスラグ石膏, シリカフェームを7:2:1で混合した, 3成分系の特殊セメント (VKC) の2種類について強度確認を行った。以下, 結合材種類は記号で表記する。今回, 検討を行った供試体の種類は, 標準養生と, 模擬柱試験体より採取したコア, そして, 打設当初は模擬柱試験体の傍らに存置し被せたシート内で一緒に養生し, シート撤去後は現場封か

ん養生 (製品同一養生と称する) の3種類である。

それぞれの結合材に対応する設計基準強度としては, NBFとNは60N/mm²まで, Lは80N/mm²まで, そしてLSFとVKCは80~100N/mm², もしくはそれ以上と設定した。

(2) 練混ぜ方法

A工場で行った試験を行った3種類のうち, NBFは練混ぜ量を1.0m³とし, すべての材料を一回で投入し一括で練り混ぜた。なお, コンクリートの練混ぜ時間は工場実績に基づき決定した。一方, LやLSFでは, 事前の室内試験で粘性が非常に大きくなる場合があることを確認したので, 練混ぜ量は余裕を持たせて約0.7m³とした。練混ぜ順序は, モルタル先練りを行いモルタルの性状を確認した後, 粗骨材を投入し本練りを行った。練混ぜ時間は,

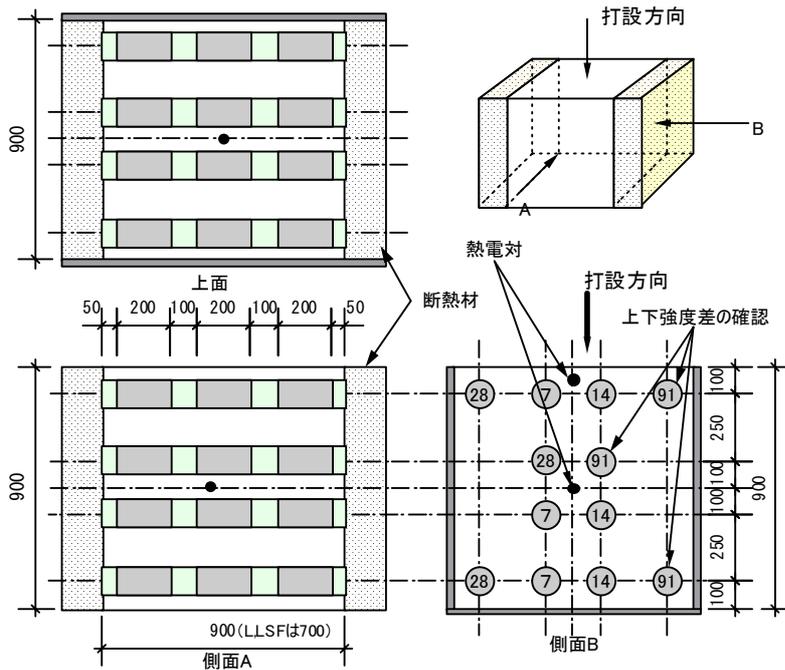


図-1 A工場模擬柱試験体

電流計や目視により状態を確認しながら決定した。

B工場では、NとVKCのどちらも練混ぜ量を 0.7m^3 として2バッチ練り混ぜたコンクリートを併せて使用した。練混ぜ順序は、まずモルタルの先練りを行い、その後粗骨材を投入して本練りを行った。練り時間はNではモルタル練りを30秒、本練りを90秒に固定した。VKCは、事前の試験練りによって時間を定め、モルタル練りは、結合材水比の増加に伴い75秒から165秒まで30秒ずつ長くしていき、本練りは150秒に固定した。

(3) 模擬柱試験体

今回、すべての結合材で模擬柱試験体を製作した。試験体からは所定の材齢でコアを採取し、構造体コンクリート強度の確認を行った。また、試験体に熱電対を埋め込み、水和初期のコンクリート温度履歴を測定した。A工場で作成した模擬柱試験体の形状を図-1に、B工場で作成した模擬柱試験体の形状を図-2に示す。

A工場で作成した模擬柱試験体は横打ちを模擬した。寸法は900mm角のブロックを基本としたが、LとLSFについては、コンクリート練混ぜ量を約 0.7m^3 程度としたため、断熱材方向の長さは700mmと若干小さい。コアは、高さ方向3カ所で採取を行い、模擬柱内の高さ方向の強度分布について確認を行った。

B工場で作成した模擬柱試験体は、縦横1000mmで高さを1100mmとした。コンクリートは、Nでは横打ちとしVKCでは縦打ちとしている。コア抜きは縦方向に行

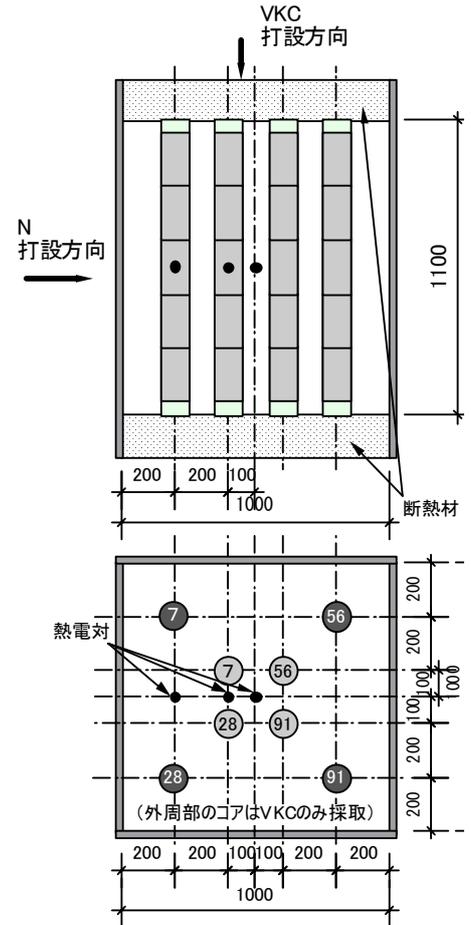


図-2 B工場模擬柱試験体

い、一本のコアから5つの供試体を成型している。コアは、Nでは中心部のみ採取を行い、VKCでは中心部と外周部で採取している。

3. 実験結果

(1) 各種供試体の強度発現

各種の結合材について、結合材水比と圧縮強度の関係を、標準養生については図-3に、製品同一養生については図-4に、模擬柱試験体から採取したコア強度については図-5に示す。

標準養生の強度発現をみると、A工場で行ったNBFとL、そしてLSFでは、冬期試験の強度がほかの2時期に比べて高強度となった。原因として、各試験時期で同じ生産者の材料を使用しているが、厳密には製造ロットや採取場所などが異なる材料であること、骨材の表面水の変動などが考えられるが明らかではない。B工場で行ったNとVKCについては、試験時期ごとの強度の変動は確認できなかった。

強度発現状況について比較を行うと、Nでは材齢7日

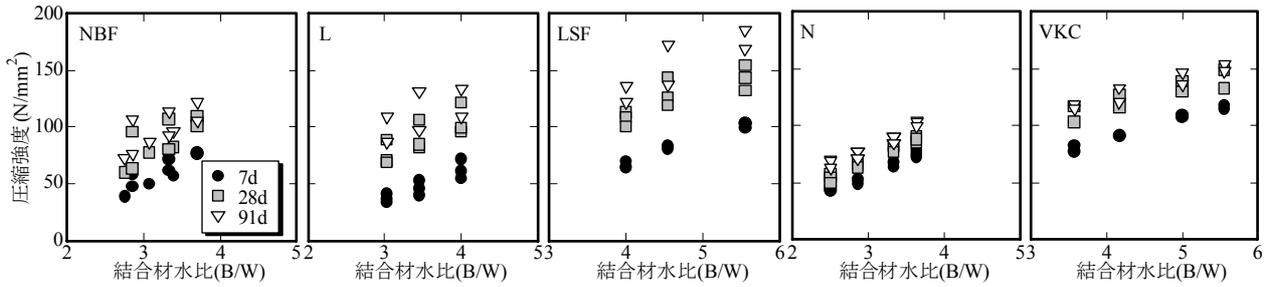


図-3 標準養生圧縮強度発現

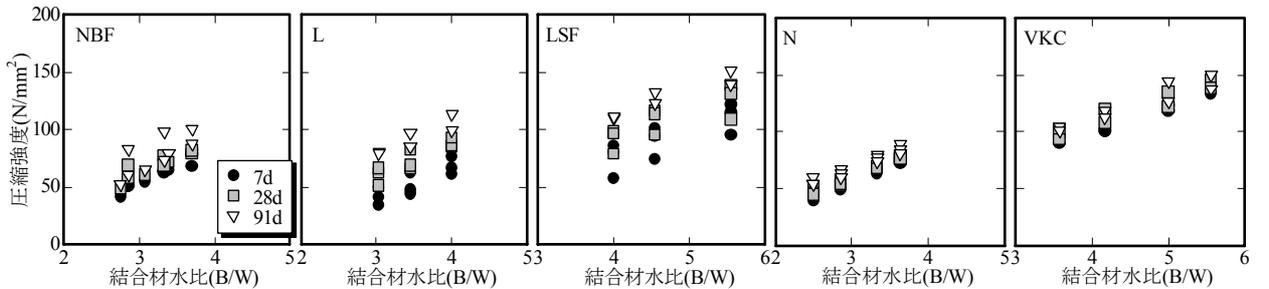
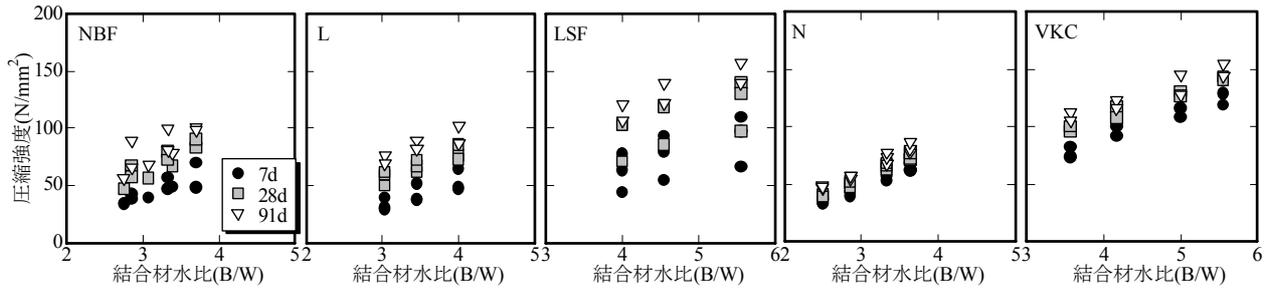


図-5 コア圧縮強度発現

以降の強度増加が小さいが、NBFとVKCの長期的な強度増加量はNよりも若干大きい。これらの結合材は、普通ポルトランドセメントをベースとしているが、添加された各種の混和材により長期強度発現が大きくなったと考えられる。一方、LとLSFでは、低熱ポルトランドセメントをベースとしているため材齢7日強度は他の結合材より低い。しかし、材齢7日から28日までの強度増加量は非常に大きく、また、材齢28日から91日までの強度増加量も比較的大きい。本実験の範囲で、標準養生28日強度は、NとNBF、そしてLでは最高で90～100N/mm²程度、そしてLSFとVKCでは130～150N/mm²程度であった。

製品同一養生の強度発現をみると、強度増加量は全体的に標準養生より小さくなる。結合材別にみると、普通ポルトランドセメントをベースとするNやNBF、そしてVKCの3種類では試験時期による変動が比較的小さいが、低熱ポルトランドセメントをベースとするLとLSFの2種類では、冬期試験の材齢7日と28日の強度が極端に低い。低熱ポルトランドセメントはC₂S含有量が多く発熱量が小さいのに加え、冬期試験では材齢91日までの

平均外気温度が約2.7℃と、養生温度が低いと周囲からの熱の供給もなく、水和反応が大きく遅れたと考えられる。

コア供試体の強度発現をみると、普通ポルトランドセメントをベースとする3種類の結合材では、材齢7日の時点で91日強度に近い強度が発現していることを確認できる。セメントの水和熱が大きく、また、模擬柱試験体はある程度の部材寸法を有しているため、試験時期に関係なく温度上昇がみられ、若材齢での強度発現が顕著になっていると考えられる。

一方、低熱ポルトランドセメントをベースとするLやLSFは、材齢7日強度は小さいがその後の強度増加があり、材齢91日強度は普通ポルトランドセメントをベースとする結合材と同等以上の強度が得られる。冬期試験での強度発現の遅れは、製品同一養生と同様に他の試験時期より大きい。しかし、模擬柱試験体では初期の温度上昇により、強度発現の遅れは製品同一養生より小さい。

標準養生強度とコア強度との関係を図-6に示す。材齢7日では、結合材種類に関わらずコア強度は標準養生強度と同等か若干高く、初期養生温度が高くなる影響がみ

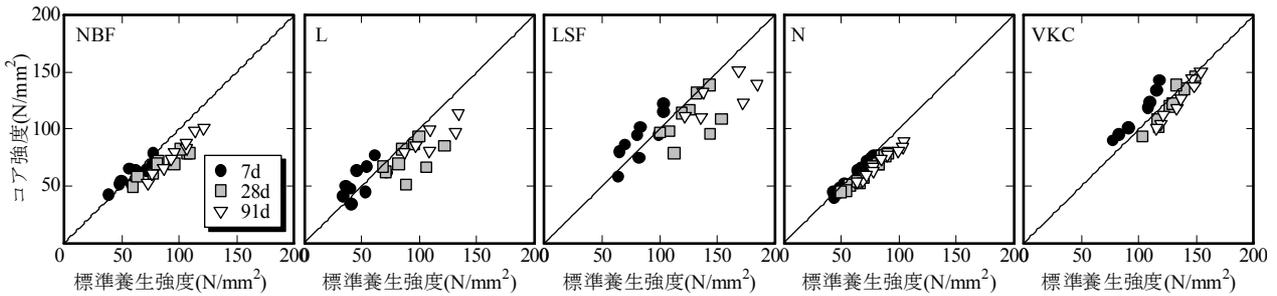


図-6 標準養生強度とコア強度

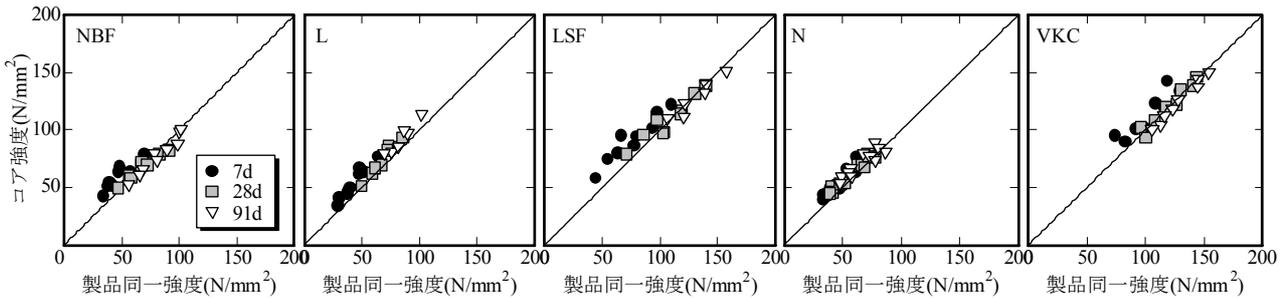


図-7 製品同一養生強度とコア強度

られる。しかし、長期材齢では標準養生のほうが高強度となる。材齢28日や91日における標準養生強度とコア強度との差は最大で15N/mm²程度だが、LとLSFではさらに強度差が大きい結果がある。これは平均外気温が極端に低い冬期試験の結果である。

製品同一養生強度とコア強度との関係を図-7に示す。標準養生との比較結果と同様に、材齢7日ではコア強度は製品同一養生より高強度となる傾向がある。また、長期材齢でも、コア強度は製品同一養生と同等かより高強度となる。その傾向は、低熱ポルトランドセメントを使用したLやLSFでより顕著であり、特にLではすべてのコア強度が製品同一養生強度を上回った。

以上の結果から、長期材齢であれば製品同一養生で、構造体コンクリート強度を管理できると考えられる。

(2) 脱型強度の確保

プレキャストコンクリート部材では、その製作サイクル上、翌日（厳密には18時間程度）に脱型が行われ、その後速やかに所定の養生場への移動が行われる。普通ポルトランドセメントをベースとした場合、高強度コンクリートであれば自己発熱が充分であり、また、高強度コンクリートは柱や梁などの大断面部材に使用することが多いため、蒸気養生を行わず保温することで脱型強度を得ることができる。また、脱型強度を確認する製品同一養生供試体も、製作部材の傍らに置き一緒に保温養生することで、部材から熱を供給され初期強度を確保することが可能である。

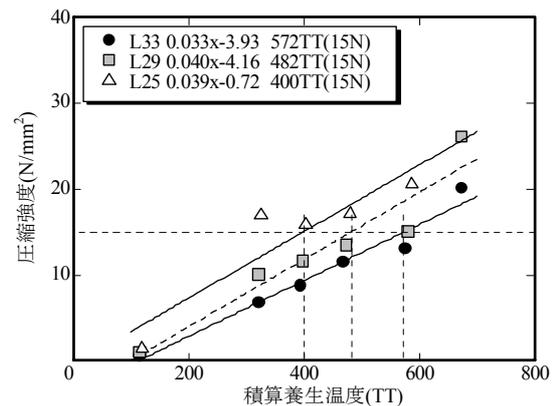


図-8 Lシリーズの初期強度発現

しかし、低熱ポルトランドセメントをベースとした場合、部材断面が大きくても水和熱が小さいため初期強度を確保できない場合がある。特に冬期では、初期の養生温度不足が増長される。また、製品同一養生供試体では養生温度不足が更に顕著になると考えられる。そこで、低熱ポルトランドセメントをベースとする場合は、補助的に蒸気養生が必要となる場合が生じると考えられる。

そこで、式(1)で示される一時間ごとの平均養生温度の和と圧縮強度との関係を検討した。

$$M(TT) = \sum T_{ave} \tag{1}$$

M：積算温度 (TT)

Tave：平均温度 (°C)

Lシリーズの検討結果を図-8に示す。ごく初期での圧縮強度発現は積算養生温度 (TT) を用いることで直線

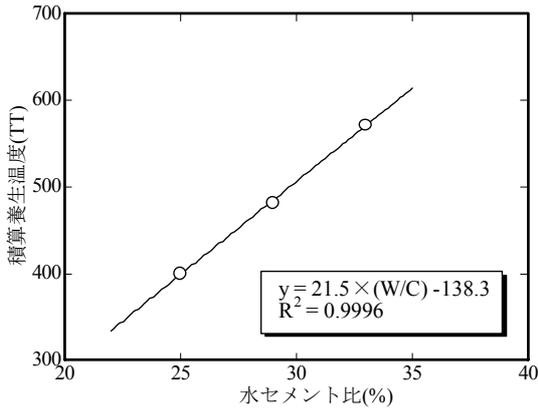


図-9 15N/mm² を得るための必要積算温度 (TT)

近似できた。仮に、18時間後に15N/mm²を確保するとした場合、L33では、572TT/18h=31.8(°C)となり、平均養生温度で32°Cを確保するための養生を行う必要がある。同様の検討を行うと、L29では26.7°C、L25では22.2°Cとなった。この結果は、製品同一養生供試体についての検討結果であり、内部発熱量が大きい模擬柱試験体については、強度は充分安全側に発現していると考えられる。

続いて、Lについて15N/mm²の強度を得るために必要となる積算温度(TT)を水セメント比で整理した結果を図-9に示す。必要積算温度は水セメント比と共に増加する傾向を示しており、本試験結果は式(2)で近似された。

$$M'(TT) = 21.5 \times W/C - 138.3 \quad (2)$$

M' : 必要積算温度 (TT)

W/C : 水セメント比 (%)

(3) 部材内コンクリート強度分布

冬期と夏期試験の材齢28日における、模擬柱試験体内のコンクリート強度分布の例を表-5に示す。

今回、Nの変動係数が非常に小さい。それは、図-2に示したように、コア採取高さが1カ所であり、試験数が少ないことが理由と考えられる。他の4シリーズでは試験体内の様々な位置からコアを採取しているが、強度が高いほど強度の変動が小さく傾向にある。LとLSFでは冬期の変動係数が大きくなる傾向があり、特にL25では夏期に比べ3%以上の高い。これは、冬期試験では、外周部の温度上昇量が少なく、また平均外気温が低いため、材齢28日の時点では内外で積算温度差の影響が大きいことによる。材齢が経過し積算温度差の影響が小さくなる材齢91日では変動係数は3.5%まで低下し、部材内で強度が均一になっていくことが確認できた。冬期に低熱ポルトランドを用いて部材を製作する場合、部材の養生温度に配慮する必要がある。

表-5 試験体内の強度分布

試験時期	記号	試験数	平均値 (N/mm ²)	最大値 (N/mm ²)	最小値 (N/mm ²)	標準偏差 (N/mm ²)	変動係数 (%)
冬期	NBF27.5	9	79.0	88.1	72.7	4.9	6.2%
	L25	9	85.2	97.5	76.7	7.4	8.7%
	LSF22	9	95.7	102.7	91.0	4.5	4.7%
	VKC20						
	N30	5	69.36	70.8	68.2	1.0	1.4%
夏期	NBF27.5	9	81.3	88.8	76.2	4.5	5.6%
	L25	9	92.7	99.4	84.0	5.1	5.5%
	LSF22	9	113.9	120.4	107.8	4.3	3.8%
	VKC20	10	124.4	130	119	3.7	3.0%
	N30	5	67.6	69.5	65.6	1.5	2.2%

4. まとめ

今回の2つのプレキャストコンクリート工場において、高強度プレキャストコンクリートの実用化のための実験を行った結果、以下の知見が得られた。

- 1) 結合材種類ごとに対応しうる設計基準強度として、NとNBFでは60~70N/mm²程度、Lでは80N/mm²、LSFやVKCでは120N/mm²まで対応できる。
- 2) 材齢28日以降であれば、プレキャスト部材のコンクリート強度は、製品同一養生供試体で強度管理が可能である。
- 3) コンクリート強度が高強度であるほど、部材内のコンクリート強度は均一になっていく。
- 4) 低熱ポルトランドセメントを使用した場合、製作時期によっては脱型強度を得るための保温養生が必要となる。脱型に必要な積算温度は水セメント比で評価できた。

謝辞:

今回の一連の実験において、ご協力いただいた住建コンクリート工業(株)小山工場、三井プレコン(株)関東工場の関係諸氏に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 佐藤幸恵, 榎田佳寛: 高強度コンクリートの構造体中での圧縮強度の変動, 日本建築学会構造系論文集, 第562号, pp9-14, 2002.12
- 2) 河上浩司, 西本好克: Fc100N/mm²級の高強度コンクリートの強度発現性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.1, pp.369-374, 2002
- 3) 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, 1997, 2003
- 4) 日本建築学会: 建築工事標準仕様書・同解説 JASS10 プレキャスト鉄筋コンクリート工事, 1991, 2003

超高強度コンクリートの実用化に関する研究

Study on Practical Application of High-strength Concrete

蓮尾 孝一 KOICHI HASUO
 西本 好克 YOSHIKATSU NISHIMOTO
 松田 拓 TAKU MATSUDA
 建築技術部 小川 学 MANABU OGAWA
 建築技術部 米倉 宏行 HIROYUKI YOMEKURA

Fc60～120N/mm²の超高強度コンクリートを対象とした実プラントによる実機試験および施工実験を行い、施工条件がフレッシュ性状や強度発現に与える影響に関して検討した。その結果、結合材水比 5.56 以上の領域では圧縮強度の増加が鈍くなること、コア強度 120N/mm²または積算温度(M0)1500D・D 以上では、コア強度が標準養生強度を上回ることを把握した。

キーワード：高強度コンクリート、構造体コンクリート強度、施工性、シリカフェーム

The authors conducted experiments on construction using Ready-Mixed Concrete, and discussed the effects of execution condition on workability and development of compressive strength for ultra-high-strength concrete. The main results are as follows:

- (1) In high binder-water ratio, development of compressive strength are decreased.
- (2) In some case, the strength concrete in structures is higher than the strength in standard curing.

Key Words: High-strength concrete, Strength of concrete in structures, Workability, Silica fume

1. はじめに

建物の高層化や結合材、混和材料に関する新しい材料の開発により、鉄筋コンクリートや鋼管コンクリート構造の建物を主として設計基準強度 (Fc) が 60N/mm² 級の高強度コンクリートが適用されている。これらの高強度コンクリートは JIS A 5308 「レディーミクストコンクリート」規格外に相当するため、国土交通大臣の材料認定を取得し使用されている。これまで Fc70N/mm² 級までの高強度コンクリートについて、構造体コンクリート強度の調査設計手法を確立し、材料認定を取得して実施工を重ねてきた。

一方最近では、40階を越えるような高層 RC 建築が実用化されコンクリート強度も Fc100N/mm² やそれ以上の超高強度コンクリートへの要求が増している。これらの背景から、本論では Fc60～120N/mm² の超高強度コンクリートを対象とした実プラントによる実機試験および施工実験を行い、使用材料、調合、施工時期がフレッシュコンクリートの性状や強度発現に与える影響に関して検討した。

2. 実機練り試験

(1) 目的

高強度コンクリートでは、構造体コンクリート強度と標準養生強度との差を強度補正值 (S 値) として調査設計に考慮している¹⁾。この強度差は高強度コンクリートでは単位結合材量が多く、水和発熱により部材が高温履歴を経験するため生じると考えられている。S 値は、結合材の種類や水結合材比、部材寸法、施工時期等によって異なるため、簡易断熱供試体や実際の部材を想定したモデル試験体からのコア供試体により構造体強度を確認する必要がある。既報²⁾では普通ポルトランドセメントおよび高ビーライト系セメントを用いた Fc70N/mm² までの高強度コンクリートについて、部材コンクリート最高温度を推定し、これから強度補正值を求める方法を示した。一方 Fc100N/mm² やそれ以上の超高強度コンクリートでは、水和発熱の抑制や施工性の面からシリカフェームを添加したセメントが有効である。本論では、プレミックスタイプのシリカフェームセメントおよび高ビーライト系セメントを用いたコンクリートをレディミクス

表-1 使用材料

材料	種類	仕様	産地、他
細骨材	山砂	表乾密度:2.59(g/cm ³) 吸水率:2.28% 粗粒率:2.60	千葉県市川市 万田野
粗骨材	硬質砂岩 碎石2005	表乾密度:2.71(g/cm ³) 吸水率:0.56% 粗粒率:6.61	埼玉県秩父郡 両神
混和剤	高性能AE減水剤(H)	ポリカルボン酸系	JIS A 6204
	高性能AE減水剤 (TH1, TH2)	ポリカルボン酸系	New RC基準

表-2 結合材の品質

結合材		物性		化学組成(%)			
		密度 (g/cm ³)	比表面積 (cm ² /g)	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF
セメント	高ビーライト系セメント(HF)	3.20	4100	34	47	3	8
	シリカフェウムセメント(SFC)*	3.22	3500	32	48	4	9
混和材	シリカフェウム	2.23	160000	-	-	-	-

*:SFCの化学組成はHFセメントのものを示す。

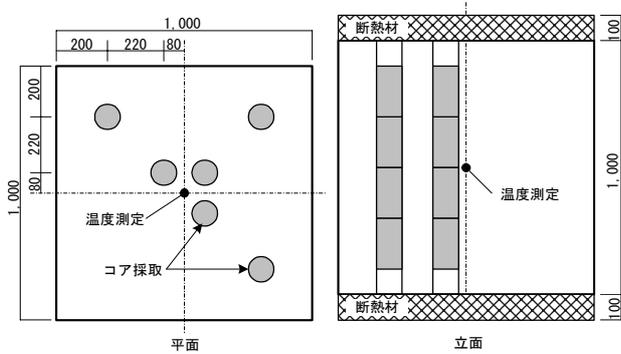


図-1 模擬柱部材

トコンクリートプラント実機で製造し、フレッシュコンクリート性状とその経時変化、標準養生強度および構造体コンクリート強度と構造体の温度履歴を把握した。

(2) 実験概要

本実験に使用した材料を表-1に、また結合材の品質を表-2に示す。シリカフェウムセメント(SFC)は、製造工場です低熱ポルトランドセメントにシリカフェウム(JIS A 6207適合品)を内割りで10%(質量比)混合したものである。また JIS R 5210 中の中庸熱ポルトランドセメント規格に適合する高ビーライト系セメント(HF)も用いた。化学混和剤は JIS A 6204 に適合する高性能 AE 減水剤(H)、および New RC 基準「高強度コンクリート用高性能 AE 減水剤の品質基準(案)」に適合する減水剤(TH-1,TH-2)を用いた。

コンクリートの調査を表-3に示す。HF シリーズは Fc60~80N/mm²を想定して W/B=24~32%(B/W=4.17~3.13)、単位水量165kg/m³で3種類、SFCシリーズでは Fc80~120N/mm²を想定して W/B=14~26%(B/W=7.14~3.85)、単位水量145~155kg/m³で4種類の計7種類のコンクリートを製造した。目標スランブフローは、HF28,32が60cm、その他のコンクリートは65cm、目標空気量は2.0%である。

実験は季節要因を考慮して、夏期(8月)、標準期(10月)および冬期(1月)の3回実施した。練混ぜは、強制二軸練りミキサ(容量5m³)を用いて、HF24,SFC18は2m³/バッチ×2=4m³、その他は3m³/バッチ×1=3m³製造した。練混ぜ時間(モルタル+コンクリート)はHF28,32で60+90秒、HF26,SFC26で90+120秒、

表-3 コンクリートの調査

No.	結合材	W/B (%)	B/W	S/a (%)	単位量(kg/m ³)				混和剤	
					水	結合材	細骨材	粗骨材	種類	添加率(C×%)
HF24	HF	24	4.17	45.0	165	688	699	891	TH1	1.2~1.7
HF28	HF	28	3.57	47.7	165	589	780	891	H	1.1~1.5
HF32	HF	32	3.13	48.7	165	516	811	891	H	1.1~1.4
SFC14	SFC	14	7.14	35.0	145	1036	453	875	TH2	2.2~2.75
SFC18	SFC	18	5.56	43.5	145	806	645	875	TH2	1.8~2.4
SFC22	SFC	22	4.55	46.8	150	682	738	875	TH1	1.7~2.2
SFC26	SFC	26	3.85	48.7	155	596	795	875	TH1	1.6~1.9

表-4 フレッシュコンクリート

時期	No	時間 (min)	スランブフロー (cm)	70-時間(sec)		空気量 (%)	コンクリート 温度
				50cm	停止		
夏期	HF24	0	46.0 × 43.5	-	31.7	1.6	33.0
		30	74.0 × 73.5	8.7	92.3	1.3	33.0
		60	73.5 × 74.0	8.7	82.3	1.3	34.0
		90	66.5 × 67.0	11.1	102.4	1.2	34.0
		120	62.5 × 62.0	12.6	90.1	1.5	34.0
	HF28	0	59.0 × 53.0	8.2	37.7	0.9	30.0
		30	68.5 × 66.0	8.1	58.0	1.3	32.0
		60	51.5 × 50.5	5.7	22.4	1.4	31.0
	HF32	0	67.5 × 67.0	6.0	42.1	1.2	33.0
		30	61.0 × 60.0	22.0	116.6	3.4	34.0
	SFC14	0	65.0 × 62.5	19.7	114.9	3.3	34.0
		30	73.0 × 73.5	10.1	144.5	2.5	32.0
60		73.5 × 70.5	8.3	87.7	3.0	34.0	
SFC18	0	72.0 × 73.5	10.4	129.1	2.8	34.0	
	30	73.0 × 71.5	10.8	137.7	2.7	34.0	
	60	58.5 × 58.0	15.4	63.9	1.6	33.0	
SFC22	0	65.0 × 63.5	13.7	97.4	2.8	33.0	
	30	55.5 × 54.0	13.4	41.2	2.8	32.5	
SFC26	0	58.5 × 57.5	14.8	72.1	2.8	32.5	
	30	53.0 × 52.0	10.3	26.9	2.0	28.0	
	60	69.0 × 67.0	6.5	62.3	2.3	28.0	
標準期	HF24	0	67.5 × 67.0	7.2	72.3	2.3	28.5
		30	62.0 × 59.5	9.5	54.9	2.2	28.0
		60	49.0 × 45.0	-	21.7	2.3	28.5
		90	63.0 × 61.0	5.9	29.7	1.3	26.0
		120	70.0 × 68.0	5.5	51.1	1.3	27.0
	HF28	0	73.0 × 68.5	4.8	65.7	1.6	27.0
		30	64.0 × 63.0	5.5	38.9	1.5	26.0
		60	58.0 × 57.5	5.3	22.8	0.8	26.0
	HF32	0	64.5 × 60.0	5.9	55.6	1.2	26.0
		30	63.0 × 60.5	5.6	44.1	1.1	26.0
		60	65.0 × 63.5	14.5	87.5	1.6	30.0
	SFC14	0	65.5 × 65.0	13.6	144.1	2.0	30.0
30		70.0 × 68.0	6.1	84.6	1.5	27.0	
60		70.0 × 69.0	7.0	109.3	1.7	28.0	
SFC18	0	70.5 × 70.5	10.2	94.8	1.6	28.5	
	30	69.0 × 70.0	6.7	127.3	1.2	28.0	
	60	66.0 × 66.5	5.0	52.5	2.8	28.0	
SFC22	0	67.0 × 64.5	6.2	75.2	3.2	27.0	
	30	58.5 × 58.5	4.6	26.0	3.4	26.0	
	60	62.5 × 59.5	3.7	33.0	2.5	26.5	
冬期	HF24	0	72.0 × 70.5	5.3	49.0	1.6	13.0
		30	70.5 × 68.5	5.2	72.6	1.6	13.0
		60	67.0 × 66.5	6.5	46.5	1.7	14.0
		90	65.0 × 63.0	7.0	43.1	1.6	14.0
		120	56.5 × 56.0	8.6	38.2	1.8	15.0
	HF28	0	60.0 × 58.0	5.8	28.0	1.6	12.0
		30	56.0 × 55.0	7.8	30.7	2.0	13.0
		60	66.0 × 66.0	4.3	34.3	1.2	11.5
	HF32	0	63.0 × 61.5	5.6	35.2	2.0	12.0
		30	66.0 × 65.0	16.3	82.4	1.8	18.0
		60	71.0 × 71.5	12.5	170.2	1.7	17.0
	SFC14	0	70.0 × 68.0	11.3	178.2	2.0	18.0
30		68.5 × 67.5	15.0	170.6	1.9	18.0	
60		70.5 × 70.0	13.7	160.2	2.1	16.0	
90		71.0 × 70.0	7.4	64.7	1.6	14.0	
120		72.0 × 73.0	7.5	80.2	2.1	15.0	
SFC18	0	73.0 × 74.0	5.4	84.3	1.8	14.5	
	30	77.5 × 75.5	7.1	110.4	1.7	15.0	
	60	78.0 × 77.0	6.0	175.4	1.8	15.0	
	90	64.0 × 62.0	7.8	58.2	1.7	13.0	
	120	66.0 × 66.0	8.2	71.3	1.9	15.0	
SFC22	0	66.0 × 65.0	3.6	36.1	2.7	12.0	
	30	69.5 × 69.0	4.3	43.9	1.9	14.0	

SFC22で150+120秒，SFC18で180+180秒，SFC14で300+180秒である。練混ぜ終了直後，および30分後にフレッシュコンクリート試験を実施した。

HF24,SFC18 は各季節共に，練混ぜ後90～120分までフレッシュコンクリートの経時変化を確認した。

構造体コンクリートの温度および圧縮強度は，図-1に示す模擬柱部材を作製し確認した。模擬柱部材には実際の柱部材の熱的条件を考慮し，部材上下面からの放熱を防ぐため断熱材（厚さ100mm）を取り付けている。部材温度は，試験体中心に設けた熱電対により測定した。圧縮試験用のコア供試体は，図-1中に示す様に材齢28,56,91日において中心側と外側から各1本ずつ採取した。

(3) 実験結果

a) フレッシュコンクリートの性状

実機試験でのフレッシュコンクリート試験結果を表-4に示す。またスランプフローの経時変化の例を図-2に示す。SFC18では各季節共にスランプフローの変化は小さくほぼ安定していた。一方HF24は冬期実験では，時間経過と共に徐々にスランプフローが小さくなった。夏期，標準期では，最初の30分で急激にスランプフローが大きくなりその後は冬期と同様に徐々にスランプフローが小さくなった。空気量に関しては図-3に示す様に，いずれのコンクリートにおいても経時変化は小さく安定していた。

b) 部材コンクリート温度

擬柱部材の中心温度を表-5に示す。最高温度の到達時間は，SFCシリーズでは打設後19～21時間（夏期），15～18時間（標準期），25～29時間（冬期）である。

HFシリーズではそれぞれ17～21時間，18～23時間，26～32時間である。また温度履歴の一例（夏期）を図-4に示す。SFC14,18,22では初期に部材温度の停滞が見られるが，これは混和剤の添加率が2.2%以上と多く水和反応が遅延した影響と考えられる。次に部材の最高温度を推定するため，図-5に模擬柱に打設したコンクリートの打設時温度と単位温度上昇率（ ΔT ）の関係を示す²⁾。 ΔT は式（1）より算定した。ただしSFCシリーズは結合材中のベースセメントの単位量で求めた。

$$\Delta T = \frac{(T_{max} - t)}{(C/100) \cdot \sqrt{A}} \quad (1)$$

- T_{max} : コンクリート最高温度 (°C)
- t : コンクリート打設温度 (°C)
- C : 単位セメント量 (kg/m³)
- A : 模擬柱断面積 (m²)

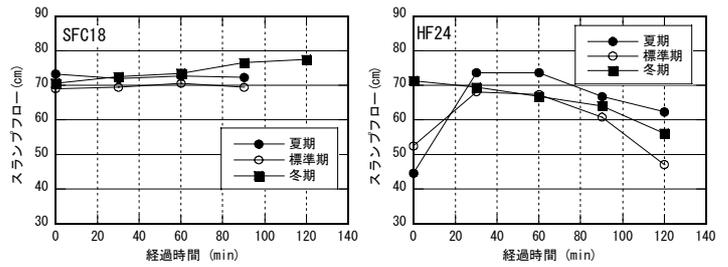


図-2 スランプフローの経時変化

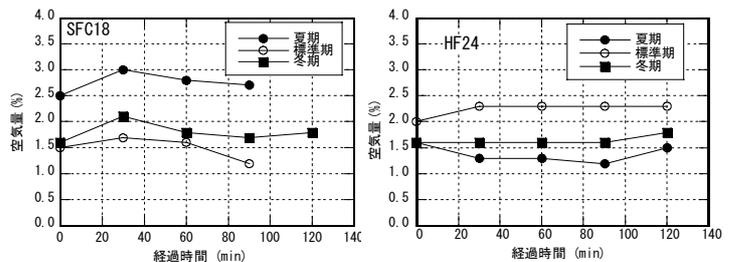


図-3 空気量の経時変化

表-5 コンクリート温度 (°C)

時期	コンクリート	HF24	HF28	HF32	SFC14	SFC18	SFC22	SFC26
夏期	打設時	34.0	32.0	33.0	34.0	34.0	33.0	32.5
	最高	80.3	73.1	69.7	83.4	79.0	75.7	73.7
	上昇量	46.3	41.1	36.7	49.4	45.0	42.7	41.2
標準期	打設時	28.5	26.0	26.0	30.0	28.0	27.0	26.5
	最高	73.2	64.6	59.7	76.3	70.3	67.4	65.9
	上昇量	44.7	38.6	33.7	46.3	42.3	40.4	39.4
冬期	打設時	15.0	13.0	12.0	16.0	15.0	15.0	14.0
	最高	54.8	46.4	40.5	61.3	50.8	45.6	40.7
	上昇量	39.8	33.4	28.5	45.3	35.8	30.6	26.7

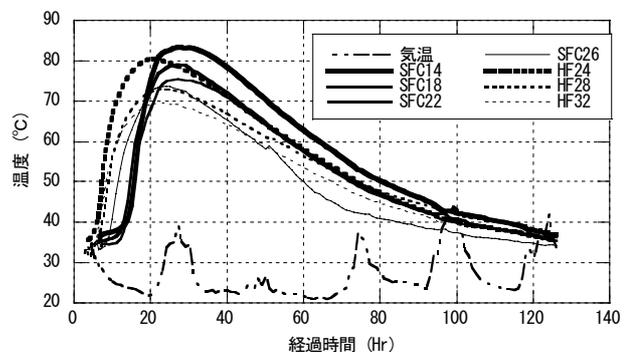


図-4 コンクリート温度履歴

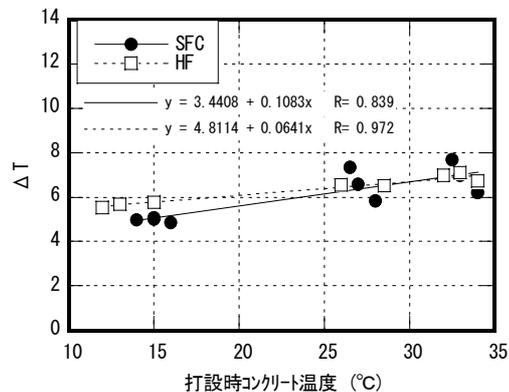


図-5 打設時温度と温度上昇の関係

この図から、打設時コンクリート温度が高くなるに従って温度上昇率もやや増加する傾向がみられる。既報²⁾では L(低熱セメント)は $\Delta T \approx 5.6$ 、HFは $\Delta T \approx 6.8$ (at20℃)であり、今回の実験では低熱セメントをベースとしているSFCは既報とほぼ同じである。一方HFでは、既報と比較して本実験での単位温度上昇率は小さい。本実験では単位結合材量が多いため、同一結合材量当りの温度上昇が小さくなったものと考えられる³⁾。

c) 強度性状、ヤング係数

標準養生供試体の圧縮強度とヤング係数、およびコア供試体の圧縮強度を表-6に示す。また図-6に結合材水比と標準養生強度の関係を示す。SFCシリーズでは結合材水比5.56までは、結合材水比と圧縮強度は直線関係にあるが、それ以上の高結合材水比の領域では、圧縮強度の増加が鈍くなる。これは練混ぜ性の低下や粗骨材強度による限界が原因と考えられるが、詳しくは今後の課題である。HFシリーズは、今回の実験範囲においては結合材水比と圧縮強度は概ね直線関係にある。また標準養生供試体の圧縮強度は図-7に示す様に、どの結合材においても練り上がり時のコンクリート温度、すなわち製造時期に関わらず同一調合ではほぼ一定であった。

次に構造体コンクリート強度について検討する。図-8に模擬柱試験体から採取した材齢91日のコア強度と式(2)で求めた圧縮強度比の関係を示す。

$${}_{28}S'_n = \frac{F_{cn}}{F_{s28}} \quad (2)$$

F_{s28} : 標準養生供試体材齢28日の圧縮強度 (N/mm²)

F_{cn} : コア供試体材齢 n 日の圧縮強度 (N/mm²)

(n=28, 56, 91)

SFCシリーズでは、コア強度が大きくなるに従い、圧縮強度比が大きくなる傾向にある。材齢91日コア強度が120N/mm²以上の範囲では、圧縮強度比(${}_{28}S'_{91}$)が1.0以上となり材齢91日コア強度が材齢28日標準養生強度を上回っている。

一方HFシリーズではコア強度と圧縮強度比との関連は見られないが、実験時期が要因と考えられる圧縮強度比の相違が確認できる。そこで、模擬柱部材の積算温度(M0)と圧縮強度比の関係求めた。その結果を図-9に示す。ここでM0とは、0℃を基準とした積算温度である⁴⁾。ややばらつきがあるものの、部材の積算温度が1500D・D以上の範囲で圧

表-6 圧縮強度・ヤング係数 (N/mm²)

コンクリート	材齢	圧縮強度						ヤング係数	
		標準養生			コア			標準養生	
		7日	28日	56日	91日	28日	56日	91日	28日
夏期	HF24	85.0	118	125	127	128	131	132	45200
	HF28	72.3	107	117	123	111	118	120	42900
	HF32	64.9	92.8	105	116	95.9	104	105	40700
	SFC14	105	125	137	143	146	159	156	49100
	SFC18	94.1	126	129	138	126	131	134	48600
	SFC22	86.9	114	125	131	122	128	126	47400
SFC26	74.0	103	111	121	90.6	96.0	99.3	44300	
標準期	HF24	75.3	117	122	128	107	107	108	-
	HF28	66.1	103	116	122	93.9	101	101	-
	HF32	55.1	92.5	104	108	80.9	85.3	88.5	-
	SFC14	106	136	140	145	152	151	155	-
	SFC18	96.6	135	136	143	134	135	136	-
	SFC22	75.5	112	119	125	110	110	110	-
SFC26	65.0	105	113	119	89.8	92.6	94.4	-	
冬期	HF24	76.0	117	127	128	100	109	118	-
	HF28	62.4	115	110	115	85.8	95.5	106	-
	HF32	54.1	102	102	104	75.1	83.3	97.9	-
	SFC14	112	140	148	158	149	148	153	-
	SFC18	89.7	125	142	144	125	116	138	-
	SFC22	72.8	118	120	127	97.0	102	115	-
SFC26	57.8	103	106	117	81.4	89.1	105	-	

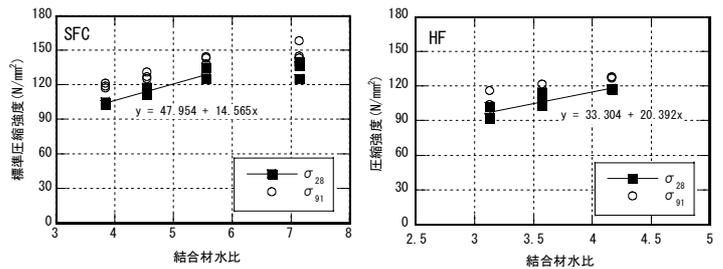


図-6 結合材水比と圧縮強度の関係

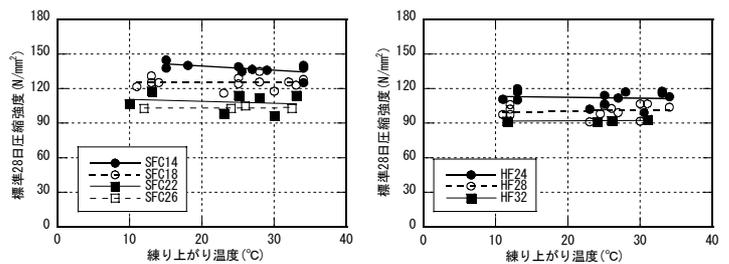


図-7 練り上がり温度と圧縮強度の関係

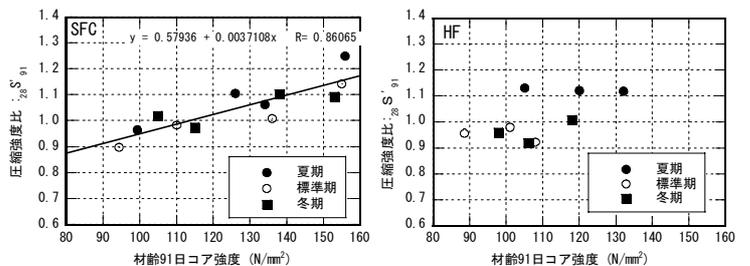


図-8 コア強度と圧縮強度比の関係

縮強度比が 1.0 以上となりコア強度が材齢28日標準養生強度を上回ることがわかる。次にコア採取位置と構造体強度の関係について検討した。図-10は、模擬柱部材の内側から採取したコアと外側から採取したコアの材齢91日強度の比較を示している。HF シリーズの 100N/mm² 以上の範囲で僅かに内側コア強度が大きい傾向が見られる。これは内側コア位置での部材温度は外側コア位置での温度より高く、積算温度が大きくなった影響と考えられる。

ヤング係数について実測値と、式(3)で示したNewRC式を用いた計算値と比較した結果を図-11に示す。

$$E = 33500 \times k_1 \times k_2 \times (\gamma/2.4)^2 \times (\sigma_B/60)^{1/3} \quad (3)$$

- E : ヤング係数 (N/mm²)
- k₁ : 粗骨材の種類により定まる補正係数 (硬質砂岩1.0)
- k₂ : 混和材の種類により定まる補正係数 (SFCは0.95, HFは1.0)
- γ : 単位容積質量 (ton/m³)
- σ_B : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

今回用いた材料では、実測値が NewRC 式の計算値と比較してSFCシリーズで約11~18%, HFシリーズで約2~6%大きい値となった。

3. 施工実験

(1) 目的および実験概要

実機試験の結果を踏まえ、120N/mm² 級の高強度コンクリートについてプラント実機での製造、現場までの輸送、および実建物と同じ柱の試験体への打設による施工実験を行った。実験は標準期(4月)に実施した。使用したコンクリートは表-3中のSFC18と同じである。また使用材料、練混ぜミキサ、練混ぜ時間も実機練り試験と同一条件である。練混ぜ量は2.25m³/バッチ×2=4.5m³である。コンクリートを製造後アジテータにより約30分輸送し、荷卸時点でフレッシュコンクリートの性状を確認した。

本コンクリートによる柱部材への施工性を把握するために、図-12に示す実柱試験体を打設した。試験体は施工予定の実建物の柱と同一形状および配筋である。打ち込みはバケット(容量 4m³)を用い、打設中はバイブレーターが常時コンクリート天端より 30cm 程貫入した状態を保持しながら、連続的に打設した。

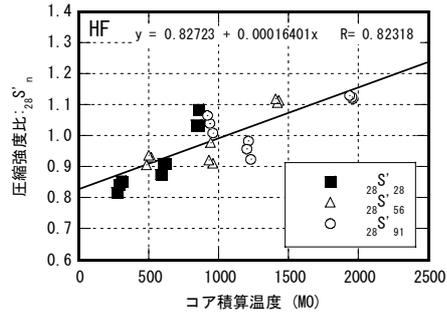


図-9 積算温度と圧縮強度比の関係

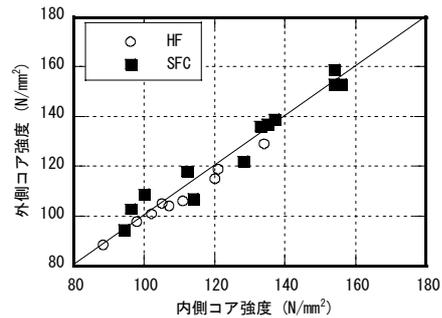


図-10 コア強度比較

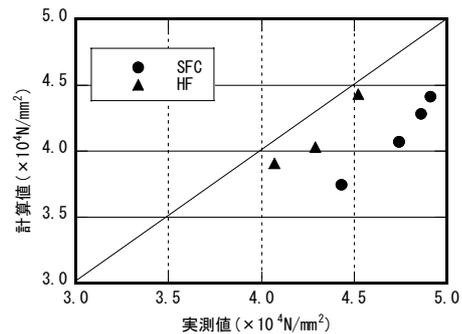


図-11 ヤング係数の比較

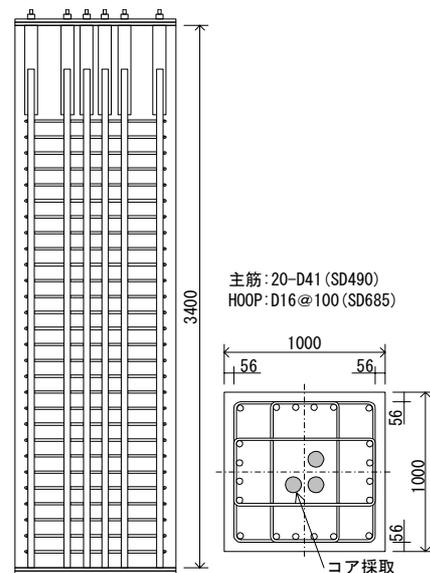


図-12 柱部材

(2) 実験結果

施工実験における練混ぜ直後、および荷卸(37分後)でのフレッシュコンクリートの試験結果を表-7に示す。荷卸ではスランプフローが5cm低下したが、コンクリートはワーカブルな状態であった。実柱試験体は脱型後の目視確認でもジャンカ等の欠陥は無く良好な状態であった。

表-8に圧縮強度を示す。標準養生強度およびコア強度は標準期の実機練り試験と同等であった。また材齢91日コア強度は135N/mm²であり、Fc120 N/mm²に対して十分安全な強度である。次に図-13, 14に柱試験体の高さ方向のコア強度および単位容積質量の分布を示す。高さによるコア強度, 単位容積質量の違いは認められない。また材齢91日コア強度の変動係数は0.26%と小さく, 部材中のコンクリートは均一な状態であった。

4. まとめ

Fc60~120N/mm²の高強度コンクリートの実機練り試験および施工実験を行い以下の知見を得た。

- ① SFC18は、ワーカビリティが安定していたが、HF24では、一部大きなスランプフローの変動があった。
- ② SFCシリーズでは結合材水比5.56までは、結合材水比と圧縮強度は直線関係にあるが、それ以上の高結合材水比の領域では、圧縮強度の増加が鈍くなる。
- ③ 標準養生供試体の圧縮強度は、製造時期に関わらず同一調合ではほぼ一定である。
- ④ SFCシリーズは、コア強度が大きくなるに従い圧縮強度比が大きくなる傾向にあり、材齢91日コア強度が120N/mm²以上の範囲では、材齢91日コア強度が材齢28日標準養生強度を上回る。HFシリーズは積算温度(M0)が1500D・D以上の範囲でコア強度が材齢28日標準養生強度を上回る。
- ⑤ 施工実験における圧縮強度は、標準期の実機練り試験の圧縮強度と同等であり、柱内部の高さによるコア強度, 単位容積質量の違いは認められない。また材齢91日コア強度の変動係数は0.26%と小さく、柱内のコンクリートは均一な状態である。

謝辞：本研究を行うに当たり、コンクリートの製造で御協力いただきました晴海小野田レミコン(株)、花王(株)の関係諸氏に感謝の意を表します。

表-7 フレッシュコンクリート

時間 (min)	スランプフロー (cm)	フロー時間		空気量 (%)	コンクリート 温度(°C)
		50cm	停止		
0	68.0 × 67.0	10.2	84.8	1.8	21.0
37	63.0 × 62.0	11.3	96.9	1.8	22.0

表-8 圧縮強度 (N/mm²)

養生	材齢			
	7日	28日	56日	91日
標準	95.0	134	144	150
コア	-	129	133	135

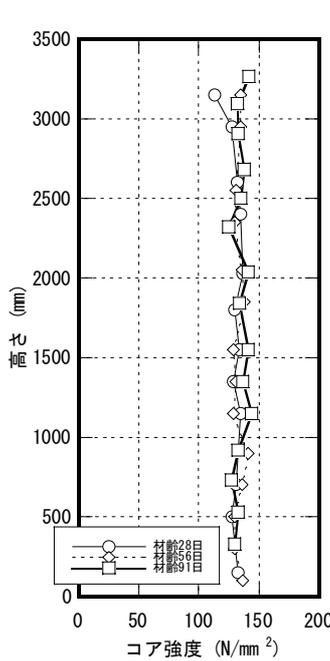


図-13 コア強度

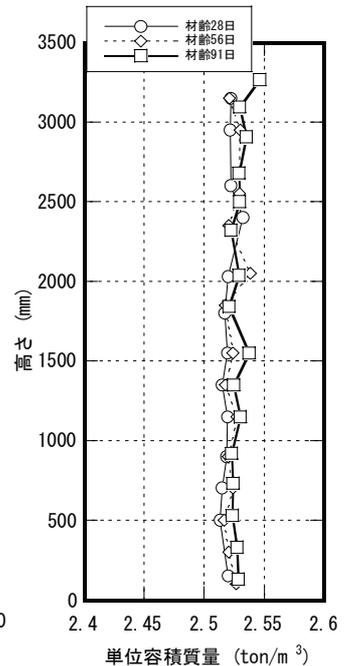


図-14 単位容積質量

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) 蓮尾孝一, 加納嘉：高強度コンクリートの強度発現に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp801-804, 1998
- 3) 渡邊聡：超高強度コンクリートの強度発現に関する研究, 松村組技術研究所年報, VOL. 9, pp51-58, 2001
- 4) 河上浩司, 菅谷泰之, 西本好克：超高強度コンクリートの強度発現に関する実験的研究(その1. 温度条件と強度発現の評価), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp1057-1058, 2002

2次元丘陵地周辺の気流特性に関する研究

Study on Flow Characteristics over a Two-Dimensional Hill

作田 美知子 MICHIKO SAKUTA

野田 博 HIROSHI NODA

神戸大学 中山 昭彦 AKIHIKO NAKAYAMA

本研究では地表面粗度を考察する際に必要な地表面付近の摩擦速度であるレイノルズ応力を得るために、地表面粗度と流入気流の異なる2次元丘陵地周辺の気流を *Split film* センサーを用いて測定した。実験の結果以下ことが明らかになった。地表面の粗度が大きくなると、乱れの拡散効果により2次元丘陵風下側の剥離域は大きくなるが渦度は弱まる。また、流入気流に乱れを含むと、2次元丘陵風下側の剥離域は小さくなる。

キーワード：2次元丘陵地、気流特性、地表面粗度、レイノルズ応力、*Split film* センサー、風洞実験

In order to investigate the effects of surface roughness and inflow turbulence on turbulence characteristics of flow over complex terrain, flows over a two-dimensional hill have been measured using a split-film probe. The results indicate that roughness reduces the intensity and increases the scale in the separated shear flow behind the hill. The turbulence in the approach flow shortens the reattachment length of separated shear flow.

Key Words: Two-dimensional hill, Turbulence characteristics, Surface roughness, Reynolds stress, Split-film probe, Wind tunnel experiment

1. はじめに

コンピュータの発達やGISデータの普及に伴い、高密度市街地や山岳部等の複雑地形上空の気流予測に数値流体計算、いわゆるCFD(Computational Fluid Dynamics)が用いられつつある。複雑地形における地表面の状況は様々であり、CFDを効率的に実地形上の風況予測に適用するためには、この地表面粗度の影響、すなわち地表面境界条件を適切に評価する必要がある。これまで、CFD技術を実地形上の風況予測に適用する際の検証データを得ることを目的とした崖や丘などの局所地形周りの気流性状に関する研究は多くの分野で行われている(例えば1)~4)。地表面境界条件を考察するには地表面付近の摩擦速度、すなわちレイノルズ応力(以下、 Re 応力という。)を調査する必要があるが、これまでの局所地形周りの気流性状の研究では Re 応力に関する情報は少なく、特に流れの剥離を伴った逆流域の Re 応力は殆ど測定されていない。

そこで本研究では、*Split film* センサーを用いて2次元丘陵地周辺の気流を測定した。*Split film* センサーは逆流を検出できる特徴を持つが、1方向のみの逆流で風速2成分の逆流を同時には検出できない。本研究では得よう

としている風速2成分に対して斜めに*Split film* センサーを設置することで直角2成分を同時に測定し、2次元丘陵地周辺の乱流統計量について考察した。その際、地形の地表面粗度と流入気流が2次元丘陵地周辺の気流にどのように影響するかを考察するために、地表面粗度や流入気流を変えて2次元丘陵地周辺の気流を測定した。

2. *Split film* センサーによる2成分同時測定

(1) *Split film* センサーの特性

本実験ではTSI社製の*Split film* センサー (Model 1288, 受感部長さ2mm, Φ 0.15mm)を用いた。*Split film* センサーはX wire センサーでは捉えることのできない逆流を検出できることが大きな特徴である。*Split film* センサーは1本の石英円柱に2つの白金フィルムセンサーが蒸着されている。この電氣的に独立した2つのフィルムセンサーの出力電圧の2乗和によりスカラー風速を検出し、フィルムセンサーの出力電圧の風向特性を利用して風向が検出される⁵⁾。風向の判定は、図-1に示す*Split*面を中心に $-90^\circ \sim 90^\circ$ の範囲で可能である。

例えば、主流方向に対して*Split*面を直角に設置すれば主流方向の逆流が検出でき、*Split*面を主流方向に対して

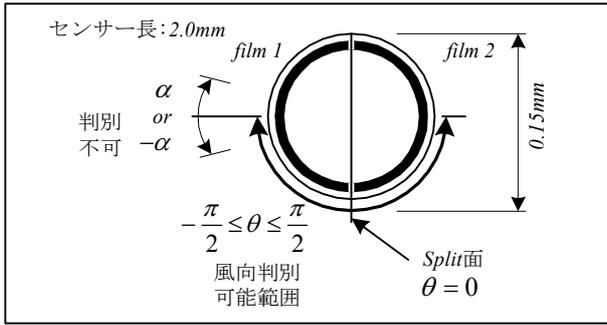


図-1 Split filmセンサー断面と風向判別可能範囲

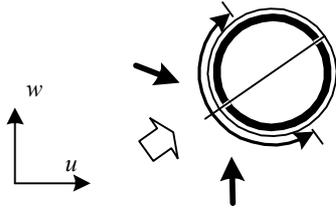
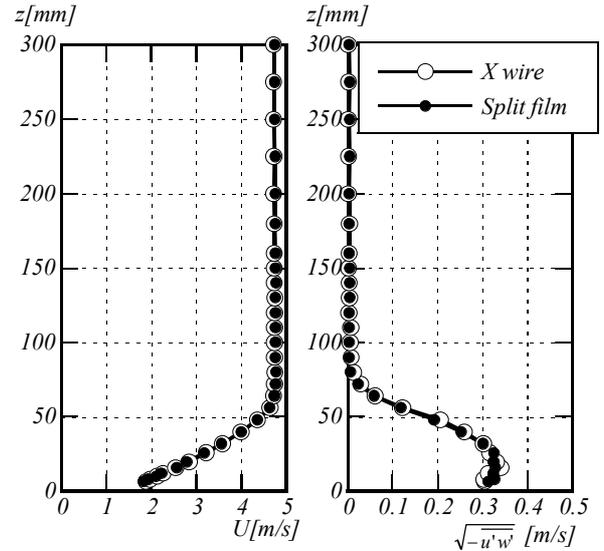
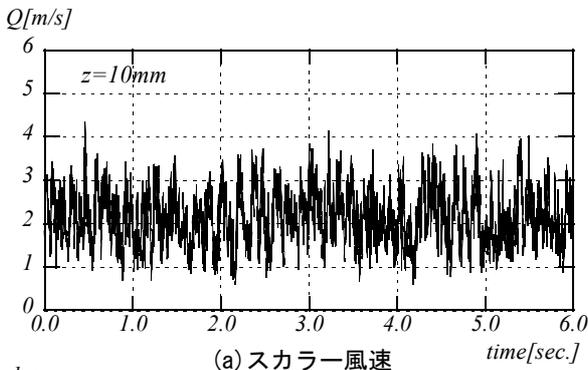


図-2 Split filmセンサーによる直角2成分測定

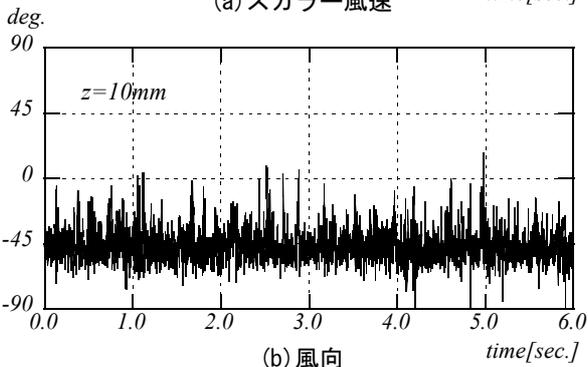


(a) 平均風速 (b) Re応力

図-3 粗面平板上に発達した境界層の風速分布

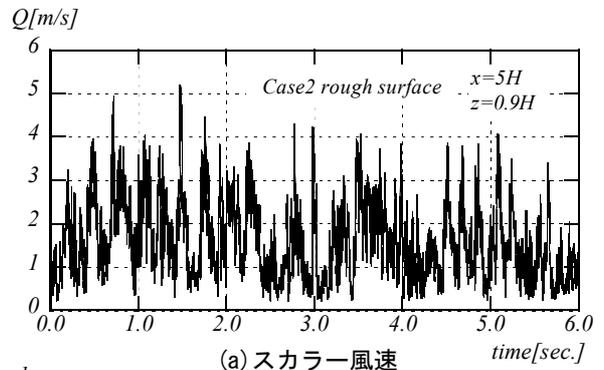


(a) スカラー風速

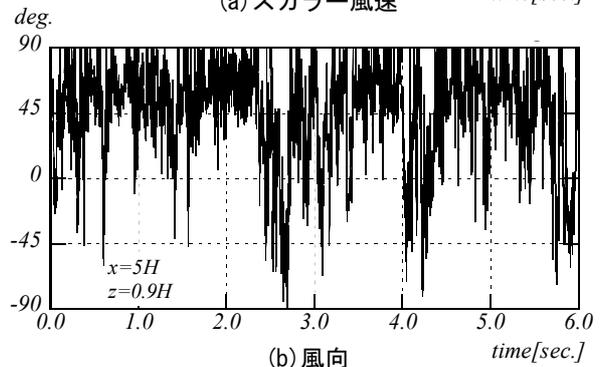


(b) 風向

図-4 境界層内のスカラー風速と風向の時刻歴



(a) スカラー風速



(b) 風向

図-5 風向判別範囲を超える風向変動の例

平行に設置すれば主流直角方向の逆流が検出できる。このようにSplit面の設置方向を変え2回測定することにより、風速2成分のベクトル風速を求めることができる。ただし、この場合風速2成分が同時刻の値ではないため、CFDの境界条件として最も重要となる地表面付近のRe応力の検出はできない。

(2) レイノルズ応力の測定方法

得ようとしている風速2成分のうちの1成分に対して

Split面を直角あるいは平行に設置するのではなく、測定位置における流れの主流方向に着目してSplit面を設置することを考える(図-2)。そのとき風向変動がSplit面に対し $-90^\circ \sim 90^\circ$ の範囲であれば、測定されたスカラー風速と風向を用いて同時刻の任意の直角2成分が得られる。よって、Re応力も検出可能となる。

(3) レイノルズ応力の測定例

この方法によりSplit filmセンサーを用いて粗度の大き

な平板上（粗度密度 8%，粗度長 0.72mm）に発達した乱流境界層の平均風速分布と Re 応力（摩擦速度）分布を測定した結果を図-3に示す。図-3には逆流は検出できないが風速 2成分が同時に測定できる X wire センサーで測定した結果も付記する。X wire センサーも 2成分同時に風速を測定できるが、測定可能な風向は $\pm 45^\circ$ と Split film センサーより狭く、受感部も Split film センサーに比べて大きく、複雑地形上の気流測定には不向きと思われる。図-3より、平均風速と Re 応力は X wire センサーにより測定した結果と Split film センサーで測定した結果はよく一致している。乱流境界層内のスカラー風速と風向の時刻歴例を図-4に示す。図-4より乱流境界層内の風向変動は Split 面に対して $-90^\circ \sim 90^\circ$ の範囲であり、このスカラー風速と風向を用いれば任意の直角 2成分に分解可能であることが分かる。

風向変動が大きい場合のスカラー風速と風向の時刻歴例を図-5に示す。図-5に示す様に風向変動が -90° と 90° の両方で超えると、Split 面を如何に調整しても任意の直角 2成分に分解できない。このような状況は丘陵風下側などの剥離せん断層付近で生じる。ただし、これまで同様 Split 面に対し直角方向の 1成分のみ検出できる。

3. 実験概要

(1) 風洞装置と 2次元丘陵模型

実験は三井住友建設株式会社所有のエッフェル型境界層風洞で行った。実験に使用した模型は図-6に示す Cosine の 2乗関数で表される高さ 80mm，最大斜度 36° の 2次元丘陵である。実験は気流の 2次元性を確保するため、模型両端に端板を取り付けた。また、流入気流を一樣流とした場合は風洞床面から上方に 400mm 離隔して地形模型を設置し、風洞床面に発達した境界層の影響を受けないようにした（図-7）。境界層乱流とした場合は風洞床面に直接模型を設置し、風洞床面に正方形の棒を風直角方向に取り付け境界層を発達させた。

座標は主流方向を x 方向 (u 成分)、鉛直方向を z 方向 (w 成分) と定義し、 x 軸の原点は丘陵の中心軸とし、 z 軸は丘陵模型設置面からの高さとする。

(2) 実験ケース

実験は地表面粗度と気流の乱れの影響を検討するために、Case1 として地表面粗度が小さい場合、Case2 として地表面粗度が大きい場合、Case3 として流入気流に乱れがあり地表面粗度の大きい場合の合計 3 ケースを実施した（表-1）。粗度の小さい Case1 ではアクリル製の地形模型をそのまま使用し、粗度の大きい Case2，Case3

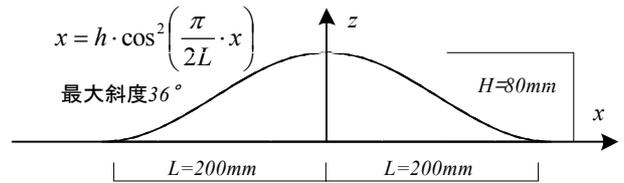


図-6 2次元丘陵模型形状

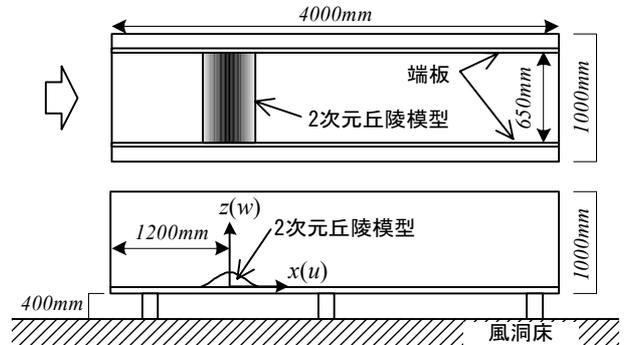


図-7 2次元丘陵模型設置状況 (Case1, Case2)

表-1 実験条件

	気流	地表面
Case1	一樣流	滑
Case2	一樣流	粗
Case3	境界層乱流	粗

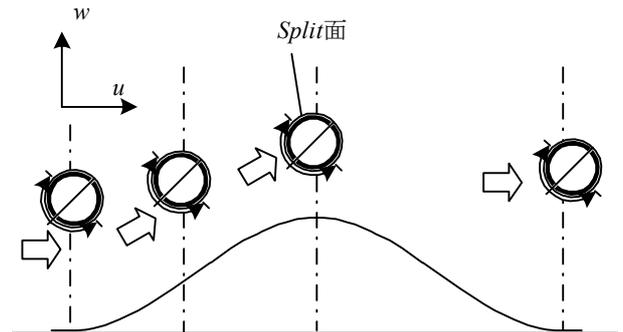


図-8 地形上空の u 成分、 w 成分の同時測定

では地形模型に一辺 3mm (0.0375H) の正方形の棒を 25mm 間隔で風直角方向に取り付けた。Case2 の粗度の平均密度は約 8%，Case3 は約 10% でありともに粗度長が比較的大きくなる状況である⁶⁾。

(3) 測定方法

図-8に示すように概ね予測される主流方向を考慮し、Split 面を x 方向に対して 0° あるいはほぼ 45° となるように Split film センサーを設置し、風向変動が Split film センサーの風向判別可能範囲内 ($\pm 90^\circ$) となる測定値のみ統計量の分析に用いた。時間刻みは 0.2ms，測定時間は 30秒とした。ローパスフィルターは 500Hz に設定した。

(4) 風洞気流

実験風速は丘陵模型上空で約5m/sとし、上空風速 U_0 と模型高さ H で定義したレイノルズ数 Re は 2.7×10^4 である。

予備実験として Case1, Case2 および Case3 の地表面の状況で、丘陵模型を設置していない場合の気流を測定した。丘陵模型設置位置での平均風速分布、 Re 応力分布を図-9に示す。ここで、 Re 応力は式 (1) の通りである。

$$Re \text{ 応力} = \sqrt{-u'w'} \quad [m/s] \quad (1)$$

$$u'w' = \frac{1}{T} \int_0^T (u(t) - U)(w(t) - W) dt$$

- $u(t)$: 時刻 t の主流方向の風速 [m/s]
- $w(t)$: 時刻 t の鉛直方向の風速 [m/s]
- T : 測定時間 [s]
- U : 主流方向平均風速 [m/s]
- W : 鉛直方向平均風速 [m/s]

境界層高さ δ は Case1, Case2 および Case3 でそれぞれ約0.6H, 0.8H, 4H となり、Case3 は丘陵模型上空まで十分に境界層が発達した状況である。また、Case3 の境界層のべき指数はおよそ0.29である。平板上でのレイノルズ応力の分布は Case1, Case2 は地表面付近では高さ方向にほぼ一定である。また、Case3 は流入気流の乱れにより上空まで全体的に大きな値を示すが地表面近傍で小さくなっている。

表-2に摩擦速度 u^* , 粗度長 z_0 および摩擦速度 u^* と粗度長 z_0 で定義される粗度レイノルズ数 Re^* を示す。

Case2, Case3 では粗度レイノルズ数 Re^* が 2.3 より大きく、完全粗面の状況といえる⁷⁾。

4. 実験結果

実験で得られた各種乱流統計量を図-10に示す。各乱流統計量は上空風速 U_0 で無次元化している。なお、丘陵風下側で w 成分の値がないのは、Split film センサーの風向判別可能範囲を超え、測定不可能となったためである。

(1) 平均成分

u 成分の平均値をみると、各ケースともに丘陵風上側麓 ($x/H=-2.5$) で減速し、丘陵頂上 ($x/H=0$) で最も加速している。丘陵風下側の風速分布をみると、各ケースともに x 方向の風速が負の値となり、逆流が生じている。再付着点の主流方向の座標を u 成分がすべて負から正に変

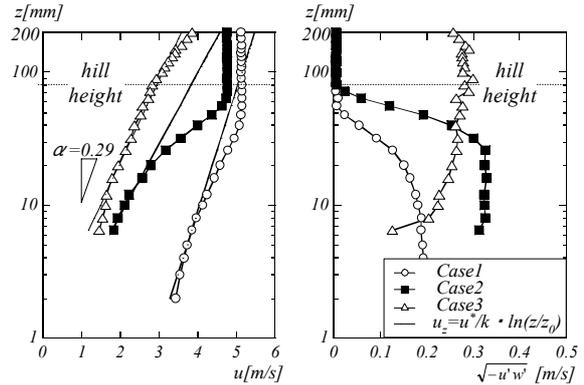


図-9 二次元丘陵模型設置位置での平均風速とレイノルズ応力分布

表-2 二次元丘陵模型設置位置での実験条件

	u^*	z_0	Re^*
Case1	0.190	0.002	0.025
Case2	0.325	0.72	15.6
Case3	0.280	1.20	22.4

表-3 最付着点の主流方向の座標値

	x_r/H
Case1	3.75 ~ 4.375
Case2	6.875 ~ 7.5
Case3	5.0 ~ 5.625

表-4 剥離点の主流方向の座標値

	x_s/H
Case1	0 ~ 0.625
Case2	0 ~ 0.625
Case3	0.625 ~ 1.25

化する座標 x_r で定義し、その値を無次元量 x_r/H で表し、表-3に示す。Case1 と Case2 を比較すると、粗度の大きい Case2 は Case1 に比べ剥離域が広範囲に広がっているが、粗度の小さい Case1 は逆流域の負の値が大きく、Case2 より強く狭い逆流域を形成している。また、Case2 と Case3 を比較すると、流入気流に乱れのある Case3 は再付着点が早まっている。これは流入気流の乱れにより混合が促進されたためである。また、流入気流に乱れのある Case3 は乱れない Case1, Case2 よりも剥離点が後方に移動している。剥離点の主流方向の座標を u 成分が正から負に変化する座標 x_s で定義し、その値を無次元量 x_s/H で表し、表-4に示す。

w 成分の平均値をみると風上側では上り斜面を流れが上昇し、 w 成分は丘陵頂上 ($x/H=0$) まで正の値をとる。粗度の小さい Case1 は粗度の大きい Case2, Case3 よりも強い上昇気流が生じており、各ケースともに丘陵頂上手前 ($x/H=-0.625$) で最も気流の上昇が大きくなる。丘陵の下り斜面では流れの下降が生じている。

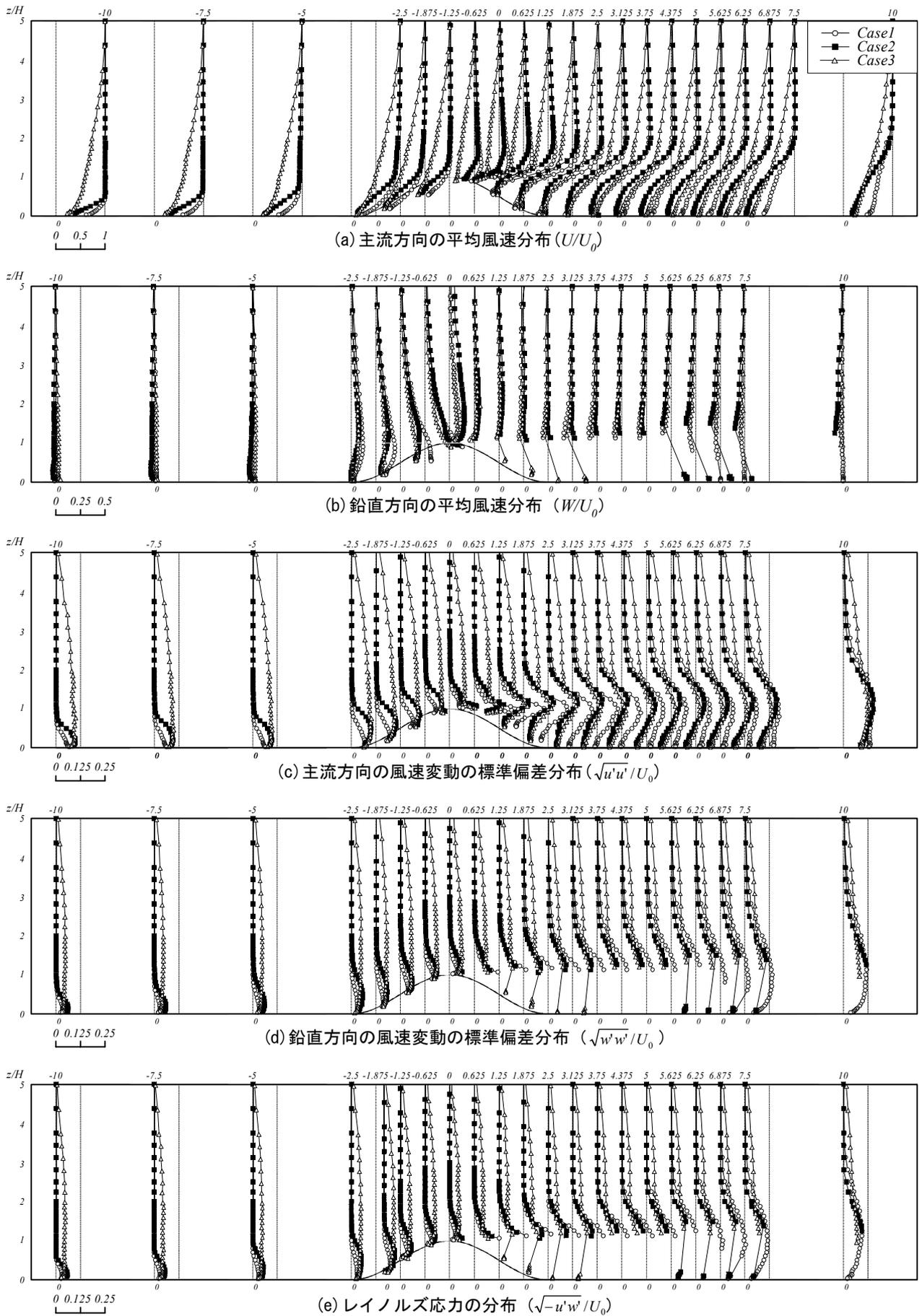


図-10 2次元丘陵模型周辺の乱流統計量

(2) 変動成分

Case3 の変動成分の性状をみると主流方向、鉛直方向ならびに Re 応力ともに丘陵風上側では流入気流の乱れにより、上空まで全体的に大きな値を示している。

Case1 と Case2 の変動成分を比べると丘陵風上側では地表面粗度の影響により Case2 の方が大きい。しかし、丘陵風下側では狭く強い剥離域を形成した粗度の小さい Case1 が大きくなる。

x 方向変動成分の丘陵風下側にみられるピークの高さ方向の座標値は Case2 では丘陵高さのおよそ 1.2 倍、Case1, Case3 では丘陵高さ程度である。また、ピークの値は粗度の小さい Case1 で約 0.3, 粗度の大きい Case2, Case3 では約 0.2 となり、各ケースともに再付着点を過ぎると徐々にピークがなだらかになる。

w 方向変動成分も丘陵風下側では粗度の小さい Case1 が大きい、Case1 は剥離域が小さいため Case2, Case3 よりも早く風向判別可能範囲内になる。

Re 応力は w 方向変動成分とほぼ同じ傾向を示す。丘陵風上側では粗度の小さい Case1 は粗度の大きい Case2, Case3 に比べ小さい値をとる。丘陵風上側では流入気流に乱れない Case1, Case2 は地表面付近で小さくなる。流入気流に乱れがある Case3 は地表面に近づくにつれ徐々に小さくなるが地表面近傍では大きくなる。丘陵風下側の値をみると粗度の小さい Case1 が最も大きくなり、次いで Case2 が大きくなる。

5. おわりに

Split film センサーを用いて地表面粗度と流入気流の異なる 2 次元丘陵模型周辺の乱流統計量を測定した。本報では特に任意の直角 2 成分を同時測定する方法により、丘陵地の地表面付近の Re 応力の測定を試みた。その結果、丘陵風上側では地表面近傍まで Re 応力が得られた。しかし、丘陵風下側の大きな変動を伴った領域においては Split film センサーの風向判別可能な範囲を超え、 Re 応力は得られなかった。

本実験で得られた結論を以下にまとめる。

- ① 地表面粗度が大きくなると、2 次元丘陵地風下側の剥離域は大きくなるが渦度は弱まる。
- ② 流入気流に乱れを含むと、2 次元丘陵地風下側の剥離域は小さくなる。
- ③ 平板上の Re 応力は、流入気流に乱れない場合地表面付近で高さ方向にほぼ一定になり、乱れを含むと地表面付近で小さくなる。また、2 次元丘陵風上側では地表面粗度が大きいと Re 応力は大きくなるが、風下側では小さくなる。

今後、本報で得られた地表面境界条件を用い CFD コードの精度検証を行う予定である。

参考文献

- 1) P.J.Mason : Flow over the summit of an isolated Hill, Boundary-Layer Meteorology 37, pp.385-405, 1986
- 2) 野田他 : 複雑地形まわりの強風予測に関する系統的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.161-166, 1997
- 3) 孟, 日比 : 急峻な山を越える乱流境界層に関する実験的研究, 第15回風工学シンポジウム, pp.61-66, 1998
- 4) 近藤他 : 小地形まわりの風速増加域の評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.105-106, 2001
- 5) Thermo-System Inc. : TSI Split Film Sensor Calibration and Application, Technical Bulletin TB20
- 6) 大熊他 : 市街地を対象とした乱流境界層の風洞実験による基礎的研究, 第9回風工学シンポジウム, pp.61-66, 1986
- 7) 孟, 日比 : 急な斜面をもつ 3 次元孤立峰周りの流れ場の乱流特性, 日本風工学会誌 No.73, pp.3-14, 1997

地震リスク評価による既存建築物の耐震改修効果の定量化

Economical Evaluation of Seismic Retrofitting by Seismic Assessment

山岸 邦彰 KUNIAKI YAMAGISHI
 江頭 寛 HIROSHI EGASHIRA
 中南 滋樹 SHIGEKI NAKAMINAMI
 谷垣 正治 MASAHARU TANIGAKI
 鈴木 亨 TORU SUZUKI

既存不適格建築物に制震改修および免震改修を施した場合の経済効果について、地震リスク指標を用いて評価した。改修費用と地震リスク低減効果の関係の違いから、制震改修については地震リスクを最小とする最適ダンパー量の定量化、免震改修についてはその振動特性（免震周期・減衰定数）および隣棟間距離の地震リスクに及ぼす影響の把握を行った。本研究で仮定したモデル建物について、制震改修では通常の改修で想定される制震ダンパー数量の1.5～2.0倍ダンパーを付加すると費用対効果が最適となり、免震改修では地震動強さが大きくない範囲では免震の振動特性の影響は小さいこと、および地震リスクを評価する場合に隣棟間距離の影響を考慮することが重要であることが分かった。

キーワード：地震リスク、制震改修、免震改修、ライフサイクルコスト

Economical evaluation of retrofitting buildings with seismic dampers or seismic isolations, which do not satisfy the seismic demands required in present building code, is presented using the seismic risk assessment. In case of retrofitting with seismic dampers (Case-A), optimal numbers of the dampers to minimize the seismic risk are quantified. In case of retrofitting with seismic isolations (Case-B), the effects of characteristics of the isolation system such as natural period and damping ratio and the distance from a neighboring building are investigated. As the results of the investigations for an assumed model building, the followings are summarized. In Case-A, the number of dampers which optimize the cost performance is 1.5 - 2.0 times greater than the case of conventional retrofitting design. In Case-B, the characteristics of the isolation system do not affect seismic risks much in the case of medium strong seismic excitation, and the distance from a neighboring building is important for evaluating seismic risks.

Key Words: Seismic Risk, Retrofitting, Seismic Damper, Seismic Isolation, Life Cycle Cost

1. はじめに

近年、オフィスビルを中心としたバリューアップ等を背景として、耐震性能の向上を目指す事例が増えてきている。特に最近では、地震リスクと呼ばれる将来発生する地震による被害損失の予想額を表す指標が、不動産取引における意思決定の判断材料の一部として利用されるようになってきており、この地震リスクの評価に照らし合わせて耐震改修などの改良行為の有益性を確認する必要性が高まってきている。そこで、既存建築物の耐震改修において、改修工法の費用対効果を示すことができれば、改修の要否や

工法の選択およびそのグレードを決定するために非常に有効である。

本研究では、仮定の既存不適格建築物に対して制震ダンパーを用いる耐震改修構法（以下、制震改修と呼ぶ）および免震構造による耐震改修構法（以下、免震改修と呼ぶ）を行った場合の耐震改修効果を、地震リスク評価により定量化することを試みた。制震改修では、制震ダンパー量がコストと応答低減量に直接反映されるため、その改修費用と地震リスク低減効果を比較することにより経済的かつ合理的なダンパー量の推定を試みた。一方、免震改修では、免震構法を採用するかどうかの方がもっとも大きなコスト発

生要因であり、免震周期や減衰定数といった免震性能の違いが改修コストに及ぼす影響は比較的少ないと考えられる。そのため、最適な免震装置を設計することを目的として、免震性能に関わる主要なパラメータが地震リスクに与える影響について検討した。また、免震改修を行う際に隣接建築物との位置関係のため適切なクリアランスが確保されない可能性もあることを考え、隣接建築物の応答変形が地震リスク評価に及ぼす影響について検討した。

2. 対象建築物

表-1に対象建築物の概要を示す。本建築物は築30年程度、地上8階地下1階の事務所建築物で、立地は東京都新宿区の良い第2種地盤を想定した。上部架構はRC壁構造とS造からなる混合構造、地下部分はRC造、基礎形式は杭基礎であり、RC壁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。この想定建築物に対して桁行方向の静的荷重増分解析を行い、地震応答解析に用いるモデルを作成した。図-1に設定した各層のスケルトンカーブを示す。

表-1 対象建築物の概要

用途	事務所
建物規模	地上8階、地下1階、塔屋1階
構造概要	平面・立面ともにほぼ整形、平面両側にコアを配置。
構造種別	コア部分：壁式RC造 居室部分：S造 地下部分：RC造
基礎形式	杭基礎（RC杭）
延床面積	3,460 m ²
竣工	1974年

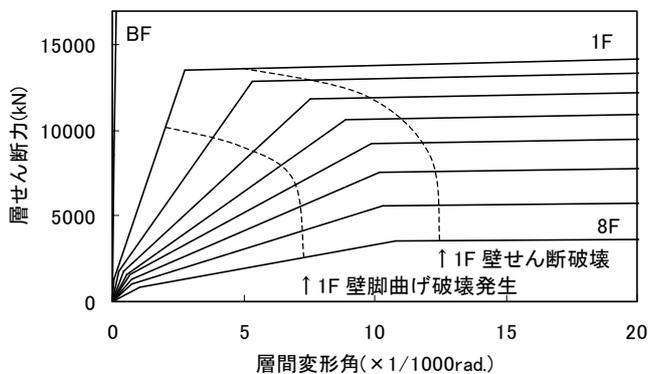


図-1 各層のスケルトンカーブ

3. 地震リスクの解析方法

(1) 地震危険度解析

本敷地のハザード曲線を図-2に示す。ハザード曲線はランダムに発生する地震活動域の地震発生規模や空間分布を確率的に扱う方法と、固有地震発生の周期性を考慮した方法とを組み合わせ評価した。ハザード曲線は表層地盤による増幅を考慮しており、その評価方法は翠川他(1995)¹⁾によった。

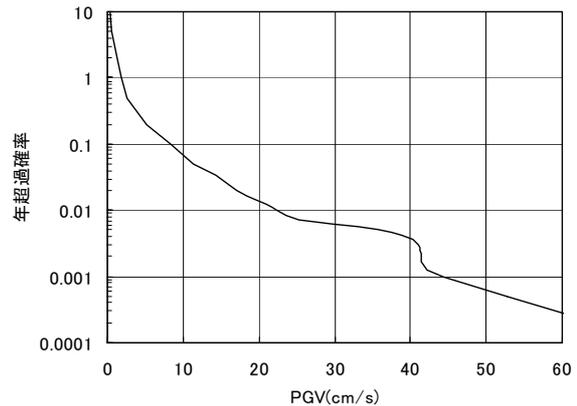


図-2 ハザード曲線

(2) 損傷度解析

建築物の被害率の算定には地震応答解析による方法を用いた(谷垣他, 2001)²⁾。解析モデルは図-3に示すような等価せん断型質点系モデル(基礎固定時の1次固有周期0.64秒)とし、復元力特性は図-1のスケルトンカーブをもつTakedaモデル($\gamma=0.40$)とした。その他の主なパラメータは図-3に示すとおりである。解析に用いた入力地震動は国内外の観測地震波と模擬地震波であり、観測地震波はその震源距離、マグニチュードおよび最大加速度に偏りがないように選択されている。入力地震動の総数は観測地震波と模擬地震波を合わせて100である。各地震動レベルにおける被害率を算定するために、これらの入力地震動の最大速度を基準化した。図-4に入力地震動(オリジナル)の最大加速度-最大速度関係(PGA-PGV関係)、図-5にマグニチュード-震源距離関係を示す。データに大きな偏りがないことが分かる。ちなみに最大加速度の最大速度に対する比(A/V)は約9.26となっている。

表-2に地震リスク算定の対象とした被害項目の分類とその耐震性能限界値を示す。躯体の限界値は本建物の主体構造がRC壁構造であることを考慮し、当該構造の限界を示す層間変形角を設定した。仕上げ・非構造材の限界値は、建設当時の状況を考慮し、変形追従性能が低いものとして設定した。

応答値について、躯体・仕上げ・非構造材は各階の最大応答層間変形角のうち最大を示す層の当該値とし、設備は地下と地上階に分類し、それぞれ1階とR階の床応答加速度の最大値とした。応答解析結果および各種の構造実験結果などから、応答値と耐力性能限界値の分布はともに対数正規分布を示すものとし、基準化された地震動レベルごとに両者を確率計算することにより被害率曲線を求めた。本手法により得られた被害率曲線の例をダンパー倍率(後述)が0.0と2.0のものについて図-6に示す。

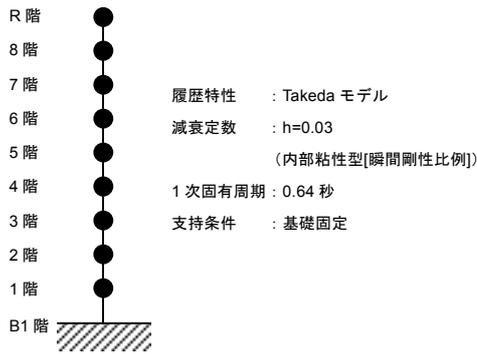
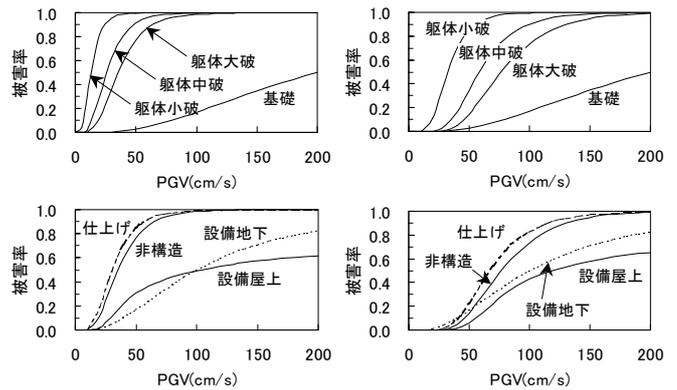


図-3 解析モデル



(a)ダンパー倍率 : 0.0 (b)ダンパー倍率 : 2.0

図-6 被害率曲線

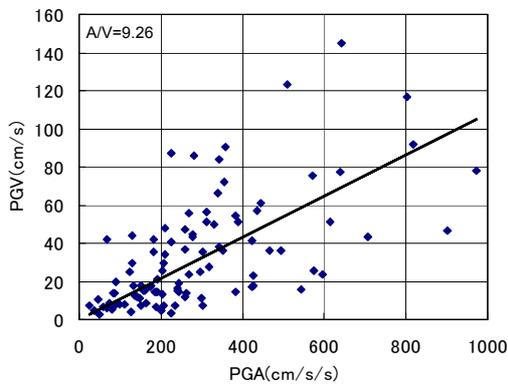


図-4 PGA-PGV 関係

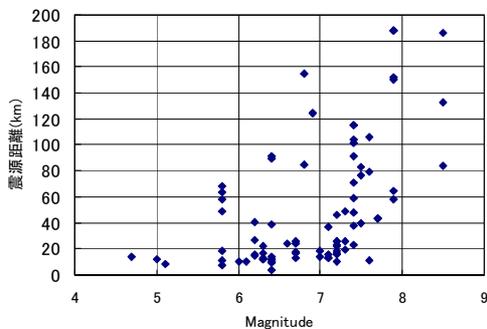


図-5 マグニチュード-震源距離関係

表-2 対象建築物の概要

被害項目	評価尺度	対象階	耐震性能限界値	
			平均値	対数標準偏差
躯体小破	最大層間変形角	1~8階	1/500rad.	0.30
躯体中破			1/200rad.	0.30
躯体大破			1/130rad.	0.30
仕上げ			1/160rad.	0.30
非構造			1/130rad.	0.30
基礎	最大加速度	地盤	20m/s ²	0.25
設備地下			10m/s ²	0.25
設備屋上		R階	10m/s ²	0.25

(3) 被害額の推定

被害額はイベントツリー解析を用いて求めた。躯体大破のイベントは主要耐震要素である耐震壁のせん断破壊によって生じるものとし、建物崩壊につながる可能性が高いことから、建物が全損するイベントとみなした。地震リスクは“地震被害を復旧するための工事費”と定義し、表-3に示す各部位の価格比率と被害復旧額の割合(復旧額/部位の建設費)を用いて予想被害額を算定した。

表-3 各部位の価格比率と復旧額の割合

部位	価格比	被害復旧額の割合		
		大破	中破	小破
基礎	0.08	1.0	—	—
躯体	0.17	1.0	0.3	0.1
設備地下	0.13	1.0	—	—
設備屋上	0.13	1.0	—	—
仕上げ	0.39	1.0	—	—
非構造材	0.09	1.0	—	—
合計	1.00	再調達価格 : 8.7 億円		

4. 制震改修における地震リスク評価

(1) 制震改修概要

改修に用いる制震装置には粘性系ダンパーを使用した。装置の性能曲線を図-7に示す。本検討では最大速度が50cm/sの入力地震動に対して最大応答層間変形角が1/100rad程度になるときのダンパー量を基準値として、これを定数倍(以降、ダンパー倍率と呼ぶ)することにより、制震改修のグレードを設定した。各階に設置した基準ダンパー量と想定した改修費を表-4に示す。他のダンパー量における改修費は基準ダンパー量の改修費にダンパー倍率を乗じた値とした。

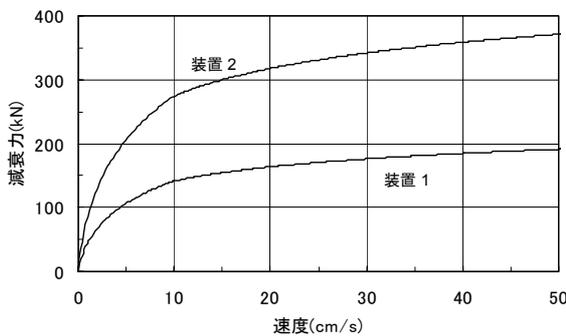


図-7 ダンパー性能曲線

表-4 基準ダンパー量と改修費

階数	ダンパー記号	設置数	付加減衰定数* h(%)	減衰力* (kN)	改修費 (万円)
8	装置 1	2	7.0	300	180
7		4	7.9	600	360
6		6	8.5	900	540
5	装置 2	4	8.6	1200	720
4		4	6.8	1200	720
3		4	5.4	1200	720
2		4	3.4	1200	720
1		4	1.4	1200	720

*表中の付加減衰定数および減衰力はダンパーに加わる最大速度が15cm/sに対する値を表す。

(2) 地震リスク解析結果

ハザード曲線とイベントツリー解析により求めた被害額から地震リスクを算定した。図-8に既存の建築物(ダンパー倍率:0.0)およびダンパー倍率を0.5倍~6.0倍とした場合のリスク曲線を示す。ダンパー倍率の増加に伴って損失率は低下し、制震ダンパーによるリスク低減効果が顕著であるが、ダンパー倍率で4.0(付加減衰定数h=30%程度)を超えるあたりから、リスク低減効果はほぼ頭打ちになる傾向を示している。

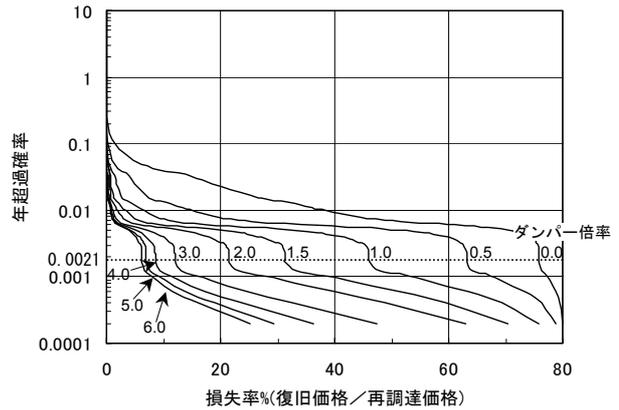
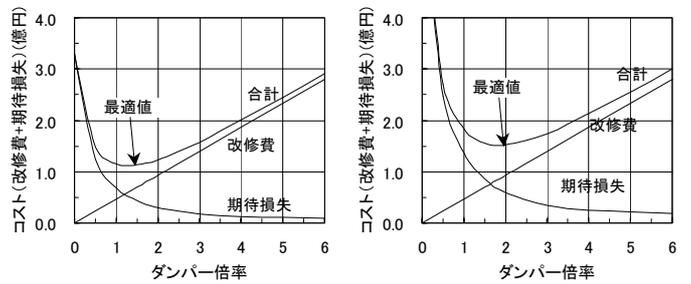


図-8 リスク曲線

(3) 最適ダンパー量の推定

図-9にダンパー倍率とコスト(改修費+期待損失額)の関係を示す。期待損失額は、リスク曲線より求めた表-5に示す年間期待損失額に今後の供用期間を乗じることにより算定できる。図-9より、コストが最小となる最適ダンパー量は、供用期間20年と40年では異なり、その値はダンパー倍率でそれぞれ1.5、2.0程度となった。表-6に今後の供用期間と最適ダンパー倍率の関係を示す。建物の今後の供用期間が長くなるほど最適ダンパー倍率が大きくなるのが分かる。



(a) 供用期間:20年

(b) 供用期間:40年

図-9 ダンパー倍率とコストの関係

表-5 年間期待損失額

ダンパー倍率	年間期待損失額 (万円)	ダンパー倍率	年間期待損失額 (万円)
0.0	1651	3.0	87
0.5	620	4.0	64
1.0	341	5.0	53
1.5	215	6.0	48
2.0	147	-	-

表-6 供用期間と最適ダンパー量の関係

供用期間(年)	5	10	20	40
ダンパー倍率	0.5	1.0	1.5	2.0

各ダンパー倍率 (1.0~6.0) におけるライフサイクルコストを図-10に示す。ここでいうライフサイクルコストとは改修費+年間期待損失額×供用期間である。ダンパー量を増やすことにより地震リスクは低減されるが、改修費用を回収できる年数は、本例ではダンパー量が多くなるほど長くなる傾向にある(表-7)。ただし、改修前の建物の耐震性能とダンパーのリスク低減効果の関係によっては、必ずしもダンパー量の多い場合に改修費用の回収年数が長くなるとは限らない。

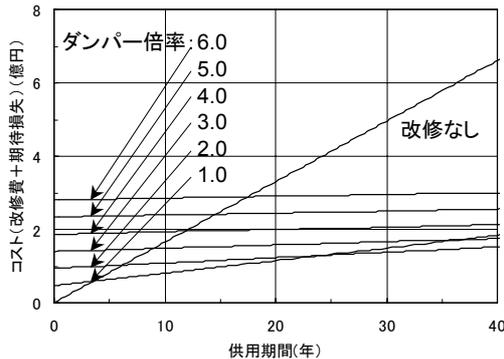


図-10 ライフサイクルコスト

表-7 ダンパー倍率と回収年数の関係

ダンパー倍率	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
回収年数(年)	3	6	9	12	15	18

5. 免震改修における地震リスク評価

(1) 地震リスク算定方法

地震リスクは制震改修における評価と同様に、入力地震動波形および入力レベルの異なる多数の地震応答解析を実施して得られた被害率曲線をもとにイベントツリー解析により算定する。表-8に対象建築物の部位とその各被害レベルにおける限界値を示す。免震建築物は免震層を境として構造物の地震時挙動が大きく異なるため、その影響が強く現れると想定される部位について部位を分類した。その他の部位に関する限界値は制震改修における評価と同一である。免震層の限界値は隣棟間距離とし、対象建築物の相対変位が隣棟間距離以上となる場合は大破とみなして、その下位イベントはすべて大破になると仮定した。

(2) 対象建築物および解析パラメータ

免震構法は敷地の制約等の諸条件を仮定して1階柱頭免震構法とする。解析パラメータは免震周期 T_B および免震層の減衰定数 h_B とする。表-9に解析に使用したパラメータを示す。また、図-11に示すように対象建築物の端部

から0.5m離れた場所に隣接建築物が存在すると仮定する。隣接建築物は対象建築物と同規模(階数8)とし、構造種別は鉄骨造、新耐震設計で設計されているものと仮定して、図-12に示すような簡易なスケルトンカーブを設定した。隣棟間距離は隣接建築物の地震動による応答変形の有無により場合分けした。

表-8 免震建築物の部位とその限界値

		小破	中破	大破		
基礎		—	—	—	20m/s ²	0.25
躯体	下部	1/500rad	0.30	1/200rad	0.30	1/130rad
	免震	—	—	—	0.50m	0.05
	上部	1/500rad	0.30	1/200rad	0.30	1/130rad
設備	下部	—	—	—	10 m/s ²	0.25
	免震	—	—	—	0.70m	0.05
	上部	—	—	—	10 m/s ²	0.25
仕上げ		—	—	—	1/160rad	0.30
非構造		—	—	—	1/130rad	0.30

※表中各被害レベルの左側の数値は平均値、右側の数値は対数標準偏差を表す。

表-9 免震に関する解析パラメータ

		免震周期 T_B (sec)		
		2.0	3.0	4.0
減衰定数 h_B	0.10	C21	C31	C41
	0.15	C25	C35	C45
	0.20	C22	C32	C42

※C21などは解析ケース名を表す。
2桁目:免震周期{2,3,4}= T_B {2.0, 3.0, 4.0}
1桁目:減衰定数{1.5,2}= h_B {0.10, 0.15, 0.20}

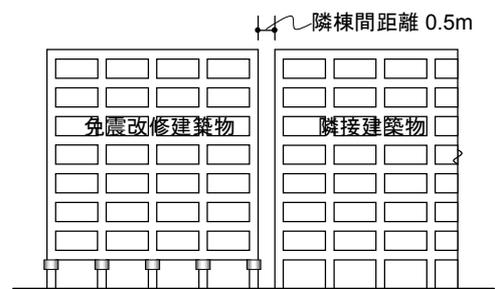


図-11 免震改修建築物と隣接建築物との配置イメージ

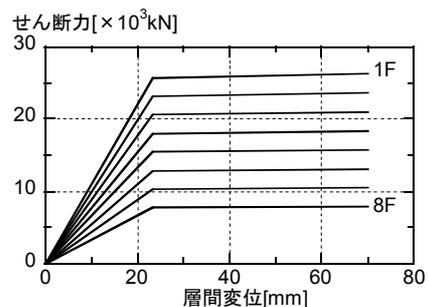
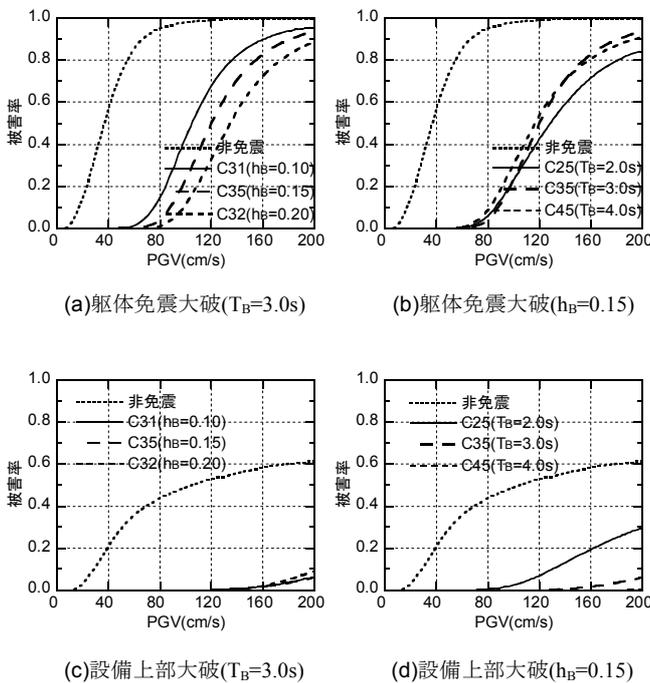


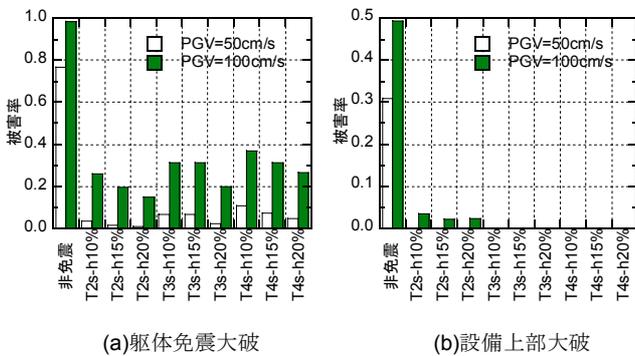
図-12 隣接建築物のスケルトンカーブ

(3) 被害項目の被害率

図-13に‘躯体免震層大破’と‘設備上部大破’の各被害項目の被害率曲線を示す。また、非免震時との比較として現状建築物の‘躯体大破’と‘設備屋上大破’の被害率曲線も併せて示す。躯体については免震構法の採用により被害率は大幅に低減される。さらに、免震層の減衰定数 h_B が大きいほどまた免震周期 T_B が短いほど被害率が低減している。一方、設備については被害率が顕著に低下しているが、地動最大速度(以下、PGV)の大きな範囲では免震周期が短いほど被害率が大きくなっている。PGV=50, 100cm/sにおけるすべての解析パラメータに対する各被害項目の被害率を図-14に示す。



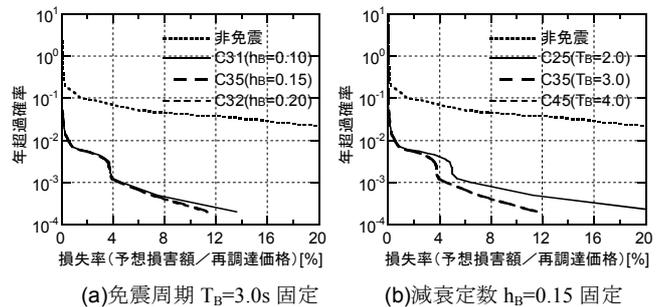
(a)躯体免震大破($T_B=3.0s$) (b)躯体免震大破($h_B=0.15$)
 (c)設備上部大破($T_B=3.0s$) (d)設備上部大破($h_B=0.15$)
 図-13 免震躯体大破と設備上部大破の被害率曲線



(a)躯体免震大破 (b)設備上部大破
 図-14 躯体免震大破と設備上部大破の被害率 (PGV=50,100cm/s)

(4) リスク曲線

図-15にリスク曲線を示す。左図は免震周期 $T_B=3.0s$ として減衰定数 h_B の影響を見たものであるが、年超過確率が1/1000程度以上では減衰定数 h_B の影響はほとんどない。年超過確率がさらに小さい場合、減衰定数 h_B が小さくなると損失率が大きくなる。一方、右図は減衰定数 $h_B=0.15$ として免震周期 T_B の影響を見たものであるが、免震周期 $T_B=2.0s$ が他の免震周期 T_B と比較して大きくなっている。これは免震周期 T_B が短くなったことにより上部構造の応答変形が増え、‘仕上げ大破’に伴う損失率が増えたためである。



(a)免震周期 $T_B=3.0s$ 固定 (b)減衰定数 $h_B=0.15$ 固定

図-15 リスク曲線

(5) 隣接建築物の影響

図-16に免震周期 $T_B=3.0s$, 減衰定数 $h_B=0.15$ の‘躯体免震大破’の被害率曲線を隣接建築物の変形の有無に分けて示す。隣接建築物の変形を考慮すると被害率は顕著に上昇することが分かる。図-17にPGV=100cm/sにおける同破壊項目の被害率を全解析パラメータについて示す。免震周期 T_B が長くなるほど、かつ減衰定数 h_B が小さくなるほど被害率は大きくなるが、免震周期 T_B の変化による影響は減衰定数 h_B の変化と比較して小さい。この傾向はPGV=50~150cm/sにおいて顕著である。

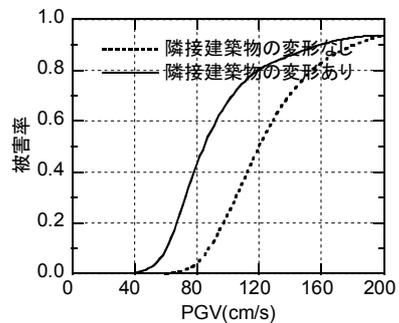


図-16 躯体免震大破の被害率曲線($T_B=3.0s$; $h_B=0.15$)

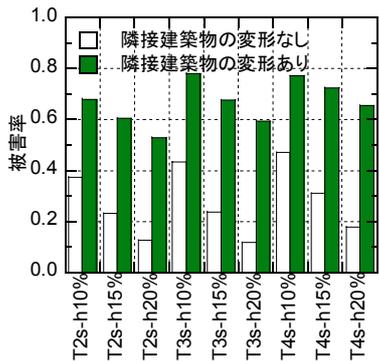
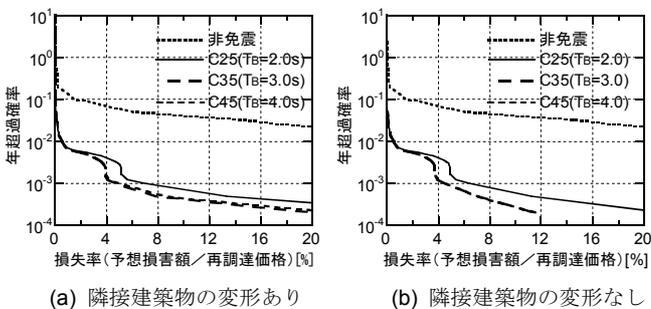


図-17 躯体免震大破の被害率(PGV=100cm/s)

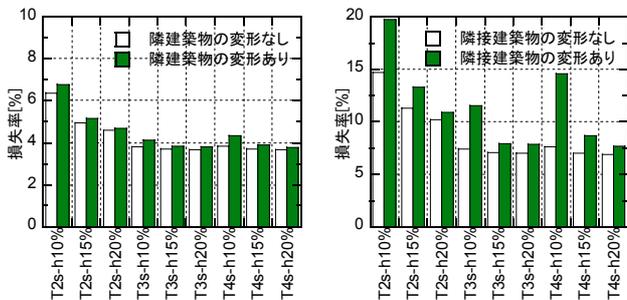
図-18 に隣接建築物の変形の有無によるリスク曲線を示す($h_B=0.15$)。年超過確率が 1/1000 程度以上では、隣接建築物の変形の影響は少ないが、1/1000 程度以下では損失率が顕著に大きくなる。このことは年超過確率が低下することにより PGV が大きくなり、前述した PGV の範囲内では躯体免震大破の被害率が上昇することに関係している。

図-19 に隣接建築物の変形の影響について、再現期間 $T_R=500$ 、2000 年地震発生時(PGV=41, 53cm/s に相当)の損失率を示す。再現期間 $T_R=500$ 年では隣接建築物の影響は小さいが、再現期間 $T_R=2000$ 年ではその影響が大きくなる。また、減衰定数 h_B が小さいほどその影響が大きくなっている。



(a) 隣接建築物の変形あり (b) 隣接建築物の変形なし

図-18 リスク曲線(減衰定数 $h_B=0.15$ 固定)



(a) 500 年再現期間地震発生時 (b) 2000 年再現期間地震発生時

図-19 隣接建築物の変形を考慮した損失率

図-20 にすべての入力地震動に対する 2 棟間の最小相対変位の平均値 μ および標準偏差 σ を (a)隣棟固定, (b)隣棟変形(隣棟間相対変位の時刻歴上の最小値), (c)隣棟変形(各棟の応答相対変位[基礎からの相対変位]の最大値・最小値から算出)の各条件で算出したものを示す。図-21 に上記 (a),(b),(c)の算定模式図を示す。図-20 より (a),(b),(c)の順に最小相対変位の平均値が小さくなり、(b)は(a),(c)の平均的な値となった。また、(a)に対して(b),(c)の標準偏差が大きくなる。このことから隣接建築物の影響を考慮して地震リスクの評価を行う場合、隣接建築物を固定とみなすと地震リスクを過小評価し、隣棟間距離について最悪のシナリオを考えると過大評価となることが分かった。今回の検討結果では時刻歴における両棟の相対変位差の平均値は、上記相対変位算出方法 (a)と(c)の平均的な値となったが、隣接建築物の構造種別、築年数(新耐震設計の前後)、階数などにより、相対変位差の平均値が変動するものと思われる。このことについては次期の検討課題としたい。

いずれにしても、免震建築物に対しては隣接建築物により上部躯体が大破となる限界値が小さくなることがあるため、隣棟間距離や隣接建築物の振動特性を反映させた限界値の設定が重要である。

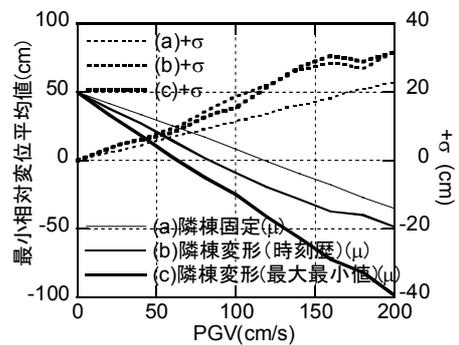
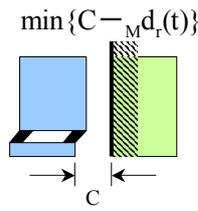
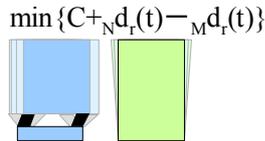


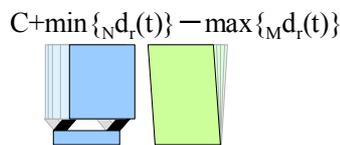
図-20 隣接建築物との最小相対変位(平均値と標準偏差)



(a) 隣棟固定



(b) 隣棟変形(隣棟間相対変位の時刻歴上の最小値)



(c) 隣棟変形(各棟の応答相対変位[基礎からの相対変位]の最大値・最小値から算出)

ここに、C:クリアランス、 $M d_r(t)$:免震相対変位、 $N d_r(t)$:隣棟相対変位

図-21 隣接建築物との最小相対変位の算出方法

6. まとめ

既存不適格建築物に制震改修および免震改修を施した場合の経済効果について、地震リスク指標を用いて評価した。改修費用と地震リスク低減効果の関係の違いから、制震改修については地震リスクを最小とする最適ダンパー量の定量化、免震改修についてはその振動特性（免震周期・減衰定数）および隣棟間距離の地震リスクに及ぼす影響の把握を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

制震改修は建物の地震リスクを低減させる効果的な手法であり、ここで示した方法により最適なダンパー量を経済的観点から設定することができることが分かった。本研究の想定建築物については、今後の供用期間を20~40年とした場合、通常の制震改修で使用される1.5~2.0倍のダ

ンパーを使用すると地震リスクに関する経済性が最も良い。また、供用期間は長くなるほど地震リスクが大きくなるため、最適なダンパー量は多くなる傾向がある。

免震改修は免震周期が長く減衰定数が大きい場合に地震リスクが最も小さくなるが、地震動レベルがそれほど大きくない範囲では免震の振動特性に対する顕著な差異は確認されなかった。また、2棟間の距離が大きい場合は、隣接建築物の地震時の変形を考慮して地震リスクを評価する必要がある。

謝辞：本研究では気象庁、防災科学技術研究所（K-net）、関西地震観測研究協議会、(財)日本建築センター、COSMOS VIRTUAL DATA CENTER、台湾中央気象局³⁾、Boğaziçi大学の地震観測記録を使用しました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 翠川三郎, 松岡昌志: 国土数値情報を利用した地震ハザードの総合的評価, 物理探査, 第48巻, 第6号, pp.519-529, 1995
- 2) 谷垣正治, 有居東海男, 平田裕一, 山田哲也, 山岸邦彰: 超高層集合住宅における地震リスク評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.541-542, 2001
- 3) Lee, W. H. K., T. C. Shin, K. W. Kuo, and K. C. Chen: CWB Free-Field Strong-Motion Data from the 921 Chi-Chi Earthquake: Volume 1. Digital Acceleration Files on CD-ROM, Pre-Publication Version (December 6, 1999), Seismology Center, Central Weather Bureau, Taipei, Taiwan, 1999
- 4) 江頭寛, 谷垣正治, 蔵田富雄, 鈴木亨, 山岸邦彰, 長崎充: 地震リスク評価による既存建物の耐震改修効果の定量化(その1 制震ダンパーによる改修), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.13-14, 2003
- 5) 山岸邦彰, 谷垣正治, 鈴木亨, 江頭寛, 新上浩, 中南滋樹: 地震リスク評価による既存建物の耐震改修効果の定量化(その2 中間階免震による改修), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.15-16, 2003

増幅機構付き減衰装置の動的高速試験

Dynamic High Speed Testing of the Damping Devices with an Amplification Mechanism

中南 滋樹 SHIGEKI NAKAMINAMI

鈴木 亨 TORU SUZUKI

免制震事業部 古橋 剛 TAKESHI FURUHASHI

免制震事業部 光阪 勇治 YUJI MITSUSAKA

(株)免制震デバイス 田中 久也 HISAYA TANAKA

増幅機構付き減衰装置「減衰こま」は、直線運動を回転運動に変換する機構を持ち、制震装置や免震用の減衰装置として用いられている。これまで、最大速度 0.75m/s までの性能検証がなされているが、想定以上の地震動に対しては、必ずしも十分な確認がなされているとは言えない。筆者らは、本装置の限界性能を検証するため、最大速度 1.5m/s の動的加振試験を行い、減衰装置として高い性能を保有していることを確認した。また、高速度領域における粘性抵抗力の特性について明らかにするとともにその要因に関する考察を行った。
キーワード：減衰装置，増幅機構，高速試験，シリコンオイル

Rotary damping tubes “RDT” have the mechanism in which straight-line motions of the shafts are converted to rotational movements of the tubes which contain silicone oil as damping material, and are used as seismic dampers and dampers for base isolation system. Although the performances of energy absorption of RDT had been verified up to the rage of 0.75m/s, the performances over the rage of 0.75m/s where the extreme earthquakes are assumed have been not necessarily verified yet. In order to verify the limit performances of these devices, the dynamic tests in maximum speed of 1.5m/s were carried out. The test results showed high performances of RDT as dampers. And the characteristics of viscous damping at high-speed rage were clarified, and the factors which influences on the viscous damping are also discussed.

Key Words: Damping Devices, Amplification Mechanism , High Speed Testing, Silicone oil

1. はじめに

増幅機構付き減衰装置「減衰こま」¹⁾ (Rotary Damping Tube=RDT) は、直線運動を回転運動に変換する機構を持ち、制震および免震用の減衰装置として建物や鉄塔等の振動制御に用いられている。これまで、本装置の性能は、最大速度 0.75m/s まで実証²⁾されており、この領域までにおける評価式³⁾の妥当性が確認⁴⁾されている。しかし、近年の地震観測網の整備に伴い、設計で想定されている以上の大きな地震動が観測されつつある。このような地震動に対しては、建物がより大きな応答を示すことが予想されるため、これまでの実証では、必ずしも十分な確認がなされているとは言えない。また、国内外においても大型装置における 1.0m/s を超える性能確認試験は、殆ど実施されていないのが現状である。

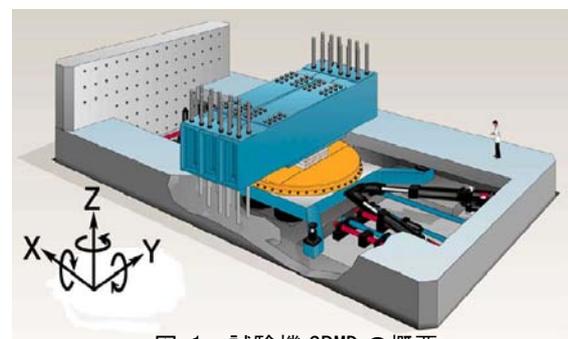


図-1 試験機 SRMD の概要

筆者らは、本装置の適用限界速度の拡大と、限界性能を検証するため、最大速度 1.5m/s における動的試験を行った。また、高速度領域に見られる粘性抵抗力の特性について明らかにするとともに、その要因に関する考察を行った。

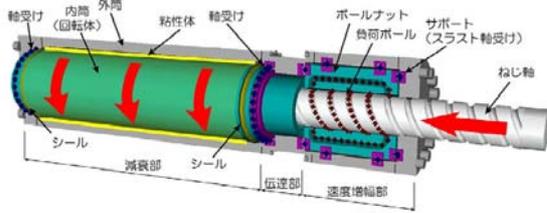


図-2 RDTの増幅メカニズム

表-1 試験体の諸元

諸元	記号	単位	免震用	制震用	検証用
増幅部	ボールねじ径	DB	φ 120	120	20
	リード	Ld	mm 60	25	20
減衰部	外筒外径	Do	φ 320	295	98
	内筒外径	Di	φ 230	216	58
	有効長	Le	mm 1340	1494	130
	隙間	dy	mm 3.0	3.0	2.5
	増幅比	S	12.0	27.1	9.1
	粘度	μ 25	cSt 300,000	100,000	3万~50万
ストローク	ST	mm ±750	±100	±750	
全長	L	mm 2,956	2,634	1,128	

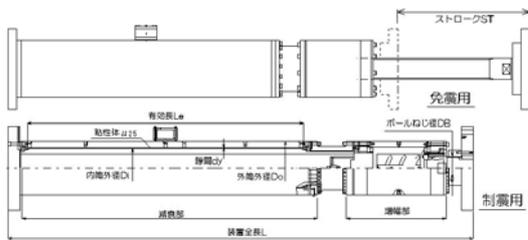


図-3 試験体の外観

2. 試験機概要

本試験は、UCSD（米国カリフォルニア大学サンディエゴ校）内にある世界最大級の振動台 SRMD(Seismic Response Modification Device)を使用して行った。SRMD（図-1）は、カリフォルニア運輸省、UCSD 他により共同開発された振動台であり、4基の水平ダイナミックアクチュエータ(以下、ACT.という)と4基の鉛直ベアリング ACT.および4基のアウトリガーACT.、反力壁、反力フレームにより構成され、6軸の自由度を有する。水平方向の最大加振力は 8, 900kN, 最大速度は 1.8m/s, 最大ストロークは 1, 220mm である。

3. 試験体概要

RDT の増幅メカニズムを図-2 に示す。RDT は、産業機械駆動部分として広く普及しているボールねじを速度増幅部（運動変換機構）に、粘性体（ジメチルシリコンオイル）が充填された回転部分を減衰部に構成した装置である。ねじ軸に作用する直線運動はボールナットにより回転運動に変換され、その運動は、ボールナットと連結した内筒に伝達され、固定された外筒との間で粘

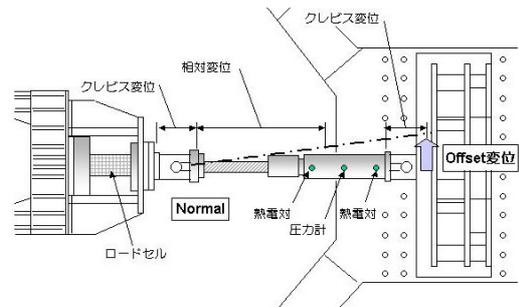


図-4 試験体の取付概要・計測点

表-2 試験パラメータ

TEST ID	装置種別	速度 m/sec	変位 cm	振動数 Hz	定常 サイクル数	試験種別	オフセット 変位(cm)
#1	免震用	0.4	25	0.25	2	Normal	0
#2		0.6	40	0.24	2		
#3		0.8	50	0.25	2		
#4		1	60	0.27	2		
#5		1.2	75	0.25	2		
#6		1.5	75	0.32	1		
#7		0.4	25	0.25	2		
#8		0.6	40	0.24	2		
#9		0.8	50	0.25	2		
#10	制震用	0.3	10	0.48	2	Offset	20
#11		0.4	10	0.64	2		
#12		0.5	10	0.80	2		
#13		0.3	10	0.48	2		
#14		0.4	10	0.64	2		

性抵抗力を得る。粘性抵抗力は、再び軸方向力に変換され、エネルギー吸収機構として作用するものである。

試験体の諸元を表-1 に、外観を図-3 に示す。試験体数は、免震および制震用の各1体である。免震用はストローク±750mm, 粘性体粘度 30 万 cSt, 増幅率 12.0 倍である。制震用はストローク±100mm, 粘度 10 万 cSt, 増幅率 27.1 倍である。免震および制震用の減衰部でのせん断歪速度は、4,516~6,040sec⁻¹ となり、粘性制震壁等の一般的な減衰装置に比べて数百倍となる。

4. 試験概要

試験体の取付概要を図-4 に示す。振動台上に固定した反力ブロックと反力壁間に2軸クレビス（軸周りの回転を拘束しながら他の2方向の回転を許容するクレビス）を介して RDT を取り付け、変位制御による軸方向の動的加振を行った。試験パラメータを表-2 に示す。免震用では、免震周期3~4秒を想定し、最大速度 0.4~1.5m/s の6ケース、制震用では、最大変位 100mm に対して最大速度が 0.3~0.5m/s の3ケースの入力を行った。また、両試験体とも2軸クレビスの追従性を確認するため、面内方向に RDT の一端をオフセットした状態での加振を行った。入力波は、漸増漸減正弦波とし、初めの1サイクルで所定最大速度に達し、2サイクルの定常入力の後、1サイクルで漸減することとした。なお、試験#6 の加振試験は、試験機の連続加振能力により、定常波を1サイクルとした。加振間隔は、試験機のアクチュエータチャージ時間を利用して加振前後の粘性体温度、圧力状況を把握することとし、20分間隔とした。

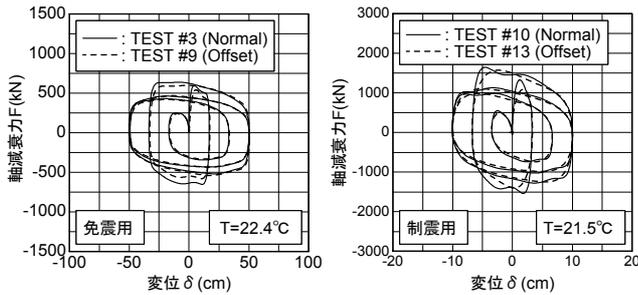


図-5 オフセット有り無しのF-δ関係の比較

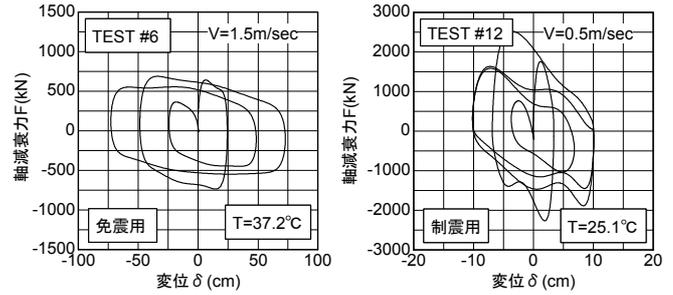


図-8 加振最大速度時の軸減衰力F-変位δ関係

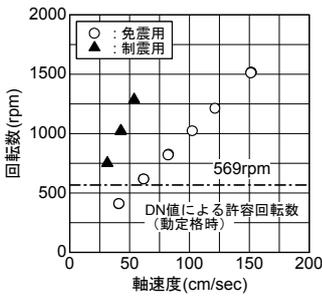


図-6 回転数-軸速度関係

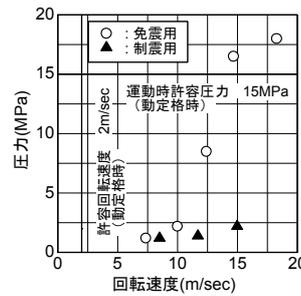


図-7 内筒の回転速度と圧力関係

表-3 慣性力に関する諸元

諸元	記号	単位	免震用	制震用
内筒外径	D2	cm	21.6	23
内筒内径	D1	cm	14.91	15.2
リード	Ld	cm	6.0	2.5
回転体質量	W	kg・sec ² /cm	0.320	0.321
慣性モーメント	I	kg・cm・sec ²	27.6	30.5

慣性力 $Q_i = I \times \left(\frac{2\pi}{L_d}\right)^2 \times A_n$
 ここに、 $I = \frac{W}{8} \cdot (D_2^2 + D_1^2)$ A_n : 軸方向加速度

5. 試験結果

(1) 装置を構成する要素の耐力

a) 増幅部

増幅機構として使用されているボールねじは、本装置の軸減衰力を伝達する重要な要素であり、実際の取付を考慮した装置の動作性および高速回転時のねじ軸の挙動を確認することは重要である。オフセット有り無し(Normal 試験)時の軸減衰力-変位(F-δ)関係の比較を図-5に示す。図中の温度 T は、試験前後の粘性体温度の平均値である。免震用で 0.2m(1/20rad.)、制震用で 0.04m(1/96rad.)の偏心加力時においても装置の動作性に問題はなく、Normal 試験とほぼ同様の性能を発揮した。内筒の回転数と軸速度の関係を図-6に示す。動定格の考え方に基づく加振最高速度時の許容回転数(DN値⁵⁾)は、免震用で 1,516rpm であったが、ボールねじおよびスラスト軸受け(ナットの回転を生じさせる軸方向負荷を外筒に伝達させる機構)ともに安定した挙動を示していた。

b) 減衰部

粘性抵抗を発生させる減衰部は、内筒が高速回転しているため、高速回転下における粘性体の液漏れを防止するシール材は欠かせない。内筒の回転速度と圧力の関係を図-7に示す。回転速度の最高値は、免震用で 18m/s、最高圧力は 18Mpa であり、圧力 P[kgf/cm²]×圧力 P[kgf/cm²]×回転速度 V[m/s]値に換算すると 3,240 であったが、液漏れやシール材の破損は見られなかった。また、内筒と外筒位置を確保する機構であるラ

ジアル軸受けに関しても異常は見られなかった。

このように装置を構成する各要素が、動定格における機械製品の許容値を超えて安定した挙動を示しているのは、長時間連続的に使用する機械製品と地震のように短期的に使用する減衰装置の考え方の違いであり、短期的に使用する場合は問題ない設定であることを確認した。

(2) 減衰性能

a) 慣性力

各装置の加振最大速度時の F-δ 関係を図-8に示す。回転するナットや内筒の質量による回転慣性の影響により、履歴が左肩上がりになっている。慣性力の大きい制震用では、履歴に波打つ部分が見られる。入力される加速度波形の影響によっては、履歴ループにその影響が現れる可能性がある。慣性力に関する諸元を表-3に示す。装置の相対変位の2階微分である加速度から算定した最大慣性力は、免震で 89kN、制震用で 477kN であった。ここで、時刻歴において全軸減衰力から慣性力の影響を差し引くと、図-9に示すような傾きのない楕円形の履歴となる。なお、慣性力は取付部材の強度設計の際には注意が必要であるが、ボールナットや内筒の回転質量程度では建物の応答へ及ぼす影響は殆どないと考えられる。

b) 粘性抵抗力の挙動

図-9 下段の慣性力を差し引いた軸速度と軸減衰力関係(F-V)において、直線的に挙動する領域と履歴を描いて挙動する領域がある。その挙動は、初期時には外側の大きなスケルトン上(A→B)を動くが、あるせん断応力(τ)またはせん断歪速度(Vs)(図-10に定義)を経験すると

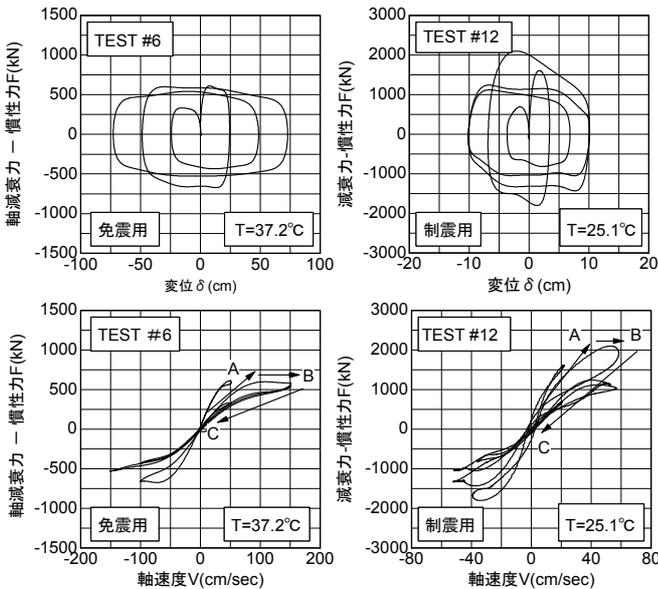


図-9 慣性を差し引いた減衰性能

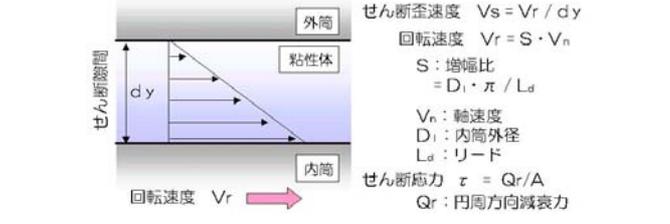


図-10 せん断応力 τ とせん断歪速度 V_s の定義

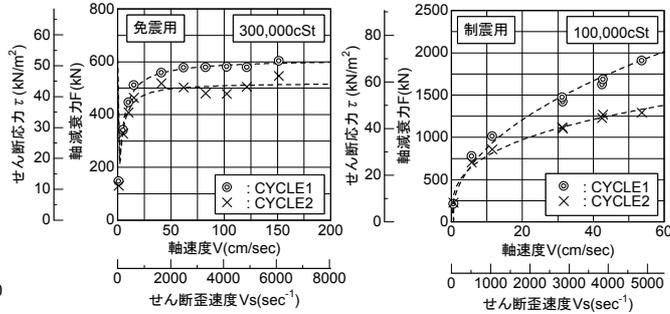


図-11 定常1・2サイクルの τ の差異

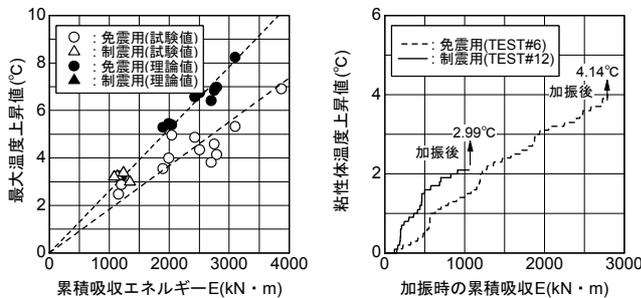


図-12 最大温度上昇値と吸収 E 図-13 吸収 E と温度上昇値

表-4 材料諸元

諸元	外筒	内筒	粘性体	単位
材料	鉄	鉄	シリコン	
比熱 s	486	486	1486	J / (kg·K)
比重	7.85	7.85	0.978	
熱伝導率	83.5	83.5	0.159	W / (m·K)
容積	免震用	49153	31358	cm ³
	制震用	44285	28660	
質量 m	免震用	386	246	kg
	制震用	348	225	
質量×比熱 [m × s]	免震用	168951	119635	J / K
	制震用	168951	109341	

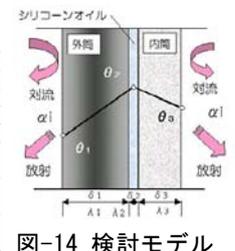


図-14 検討モデル

内側のスケルトン(B→C)に移行している。ここで、ある応力を経験する前の荷重と、経験後の荷重では大きな差異が生じているのが分かる。これらの差異が工学上無視できない領域を把握するため、図-11 の τ - V_s 関係上において、定常1・2サイクル目の τ の差異を見た。免震および制震用とも $750 \sim 1,000 \text{sec}^{-1}$ 付近で応力の差異が見られ始めており、その時の τ は免震用で $40 \sim 45 \text{kN/m}^2$ 、制震用 $30 \sim 35 \text{kN/m}^2$ 付近であった。この応力経験後の τ は、初期応力の7~8割程度となっている。

(3) 吸収エネルギーと温度上昇の関係

加振間隔 20 分間を含む粘性体の最大温度上昇値と累積吸収エネルギー(E)との関係を図-12 に示す。これらの関係はほぼ線形的であり、 $3,874 \text{kN}\cdot\text{m}$ で 6.9°C (#5)であった。温度上昇は、図-13 に示すように加振中の E の増加とともに上昇している。加振後の温度上昇の時間遅れは $0.2 \sim 0.8^\circ\text{C}$ 程度であり、その後は一定温度に落ち着いていた。表-4 に示す材料諸元と、図-14 のモデルにより得られる理論値/試験値は $0.94 \sim 1.68$ (図-12) であり、モデルの諸条件より、温度上昇は、粘性体と鉄の質量×比熱の比率関係が大きく関係していることが分

かる。本装置の場合、この比率が $1/62 \sim 1/67$ と鉄の占める割合が大きいため、温度上昇が小さいと考えられる。

6. 粘性抵抗力の挙動に関する考察

(1) 粘性体の特性

前述の F-V 上の粘性抵抗力の挙動の要因を把握するため、粘性体の構造・材料特性および粘度の低下メカニズムに着目した。

シリコンオイルは、ジメチルポリシロキサン構造(図-15)をもつ合成油で、珪素(-Si-O-Si-)の分子構造を主鎖とした1本の鎖状高分子である。UCSD 試験結果から得られる V_s - τ 関係を図-16 に、粘度と V_s 関係を図-17 に示す。 τ - V_s 関係で下に凸であるチクソトロピー的挙動^⑥および V_s の増加に伴う粘度の低下が見られている。この傾向にある高分子溶液の場合、図-18 に示す模式図^⑥でその現象を説明することができる。すなわち、減衰部の回転により τ が作用すると、分子間的高分子鎖の絡み合いが次第にほぐれて、粒子間の相互作用が急速に弱まるという現象である。このため一時的に見掛けの粘度は低下するが、分子構造自体の破壊現象ではないので、応力が作用しなくなると次第に元の状態に戻る。その特性は分子鎖の平均長さの長い高粘度の方が強い傾

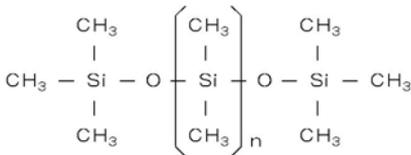


図-15 シリコンオイルの化学構造

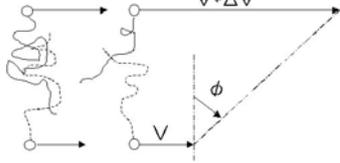


図-18 高分子鎖の絡み合い

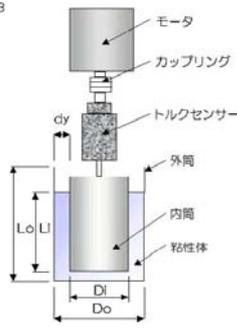


図-19 回転粘度計

表-5 試験概要

諸元	内筒		外筒		隙間
	Di	Li	Do	Lo	
ロット	36	40	120	150	42
試料粘度	10,000、30,000、100,000、300,000 [cSt]				
試験手順	A → B → C → D → E → F → G 100[rpm] 250[rpm] 450[rpm] 60[sec] 60[sec] 60[sec]				

向を示している。

この現象を実験的に観察するため、図-19 に示す回転粘度計により検証を行った。試験概要を表-5 に示す。試験は、内筒の回転数を一定に上昇後、下降させトルク(T)の変化と回転数(N)の関係を計測した。T-N 関係を図-20 に示す。10,000cSt では線形的関係にあると言えるが、高粘度になるに従い、非線形性が強くなっている。300,000cSt においては N の上昇時と下降時では T-N 関係に大きなズレが生じている。

次に、3段階の N 毎(表-5)に N を 60 秒間一定に保持させ、時間的な T の変化を観察した。時間の経過に伴い(繰り返しせん断の影響) T の低下が見られており(図-21), N 下降時には線形的な挙動を示している。数秒のインターバルで再び試験を行うと、初期のスケルトン上を動くこととなる。これらの現象は、分子間の絡み合い(2次結合力)が存在する⁶⁾ことを示しており、上昇時に T によってほぐされた 2次結合力が、下降時では弱まったままのため、直線的な履歴を示したと考えられる。これは図-9 の F-V に類似しており、高速時にはこのような現象が起こっていることを裏付けるものである。また、測定時には、回転軸を中心に液面が上がる現象が見られ、時折、界面で滑りのような現象が観察された。

(2) 小型装置による再現性の検証

UCSD での試験結果の再現性の確認および粘性抵抗力の低下率を定量的に把握するため、小型装置による再現性の検証を行った。検証用試験体の諸元を表-1 に、

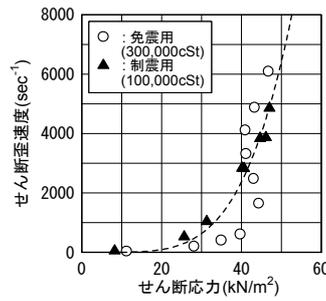


図-16 Vs-τ 関係

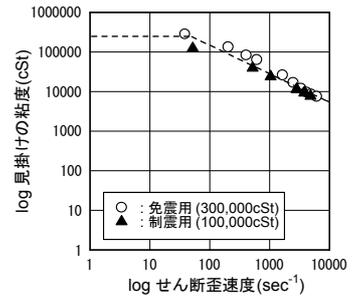


図-17 粘度-Vs 関係

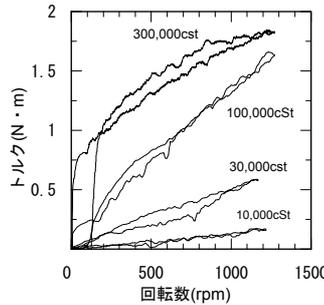


図-20 T-N 関係

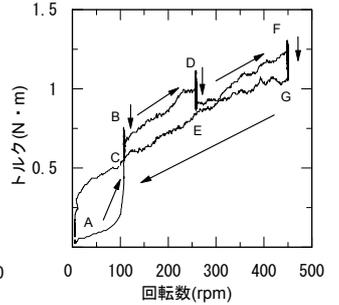


図-21 繰り返しせん断の影響

試験体概要を図-22 に示す。充填する粘性体の粘度は 3 万, 10 万, 20 万, 30 万, 50 万 cSt の 5 種類とした。試験は、加振機的能力により最大速度 0.65m/sec, 最大せん断歪速度 2,366sec⁻¹ の範囲で行った。

a) 圧力付加なしの場合

シリコンオイルは高圧にすると、自由体積が減少して、高分子鎖の移動が困難となって粘度が増大し⁷⁾粘性抵抗力が上昇するので、装置上部にあるパuffa を完全に開放して内圧がかからない状態で試験を行った。代表的な(3 万, 30 万 cSt) τ-Vs 関係を図-23 に示す。応力の差異が見られ始める Vs の領域は、UCSD の試験とほぼ同様の 750~1,000sec⁻¹ であった。1・2 サイクル目の応力の低下率ξと Vs の関係を図-24 に示す。粘度の違いに関係なく、Vs に依存してξの低下が見られる。UCSD 試験結果の制震用が他の傾向に比べてやや低めであるが、Vs=6,000sec⁻¹ 付近で約 0.75 の低下率であった。図-25 にξとτの関係を示す。同じξにするためには粘度の高い方が大きなτを必要とすることが分かる。

b) 圧力付加ありの場合

粘性抵抗力の低下を抑制させる方法として、界面の表面処理、リブ等による加工および粘性体の圧力依存性を利用すること等が考えられる。ここではパuffa 内の圧力を調整することにより、応力低下の抑制効果の確認を行った。代表的な圧力有り無し の F-δ の比較を図-26 に、必要最低圧力と軸速度との関係を図-27 に示す。必要最低圧力は粘度によって多少異なるが、軸速度にほぼ比例して圧力を付加させることにより、サイクル毎の荷重の低下を抑制させることができた。

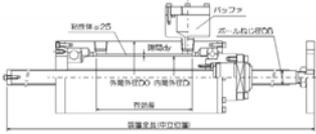


図-22 検証用試験体

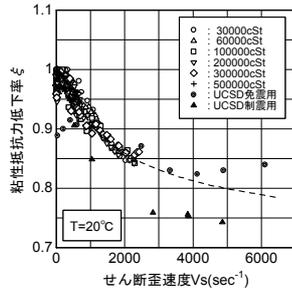


図-24 ξ-Vs 関係

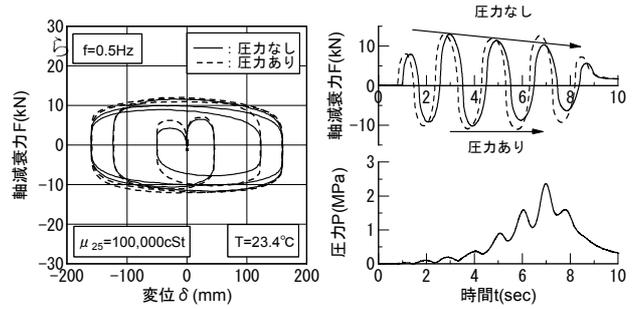


図-26 圧力有り無し F-δ 関係の比較

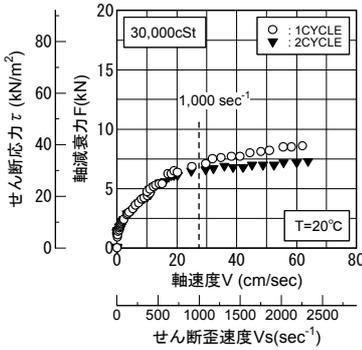


図-23 τ-Vs 関係

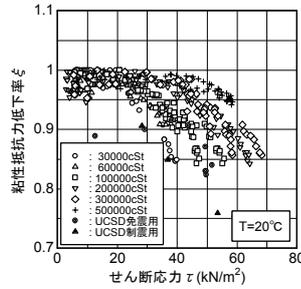


図-25 ξ-τ 関係

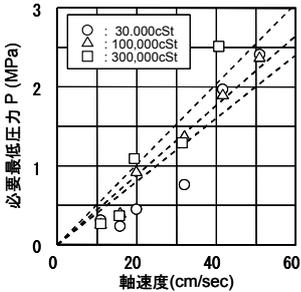
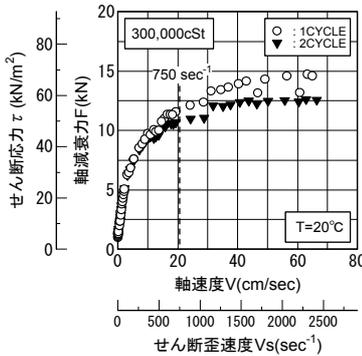


図-27 圧力-軸速度関係

られることが分かった。また、この応力の差異を抑制させる方法として粘性体の圧力依存性を利用できることが分かった。

謝辞：本試験の実施に当たり、米国 DIS 社の多大な御協力を得た。ここに深く感謝致します。

参考文献

- 1) 黒田英二：高性能粘性減衰装置の力学特性評価とその応用に関する研究，1999.9
- 2) JSSI 社団法人日本免震構造協会：免震部材標準品リスト，ダンパー，粘性体ダンパー，STM 式増幅機構付き減衰装置－減衰こま，pp.353-358，2001.9
- 3) 中南滋樹，黒田英二，鈴木良二，井上豊，馬場研介他：増幅機構付き減衰装置の開発，その 6 見掛けの粘度による粘性減衰力の評価法，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.873-874，2000.9
- 4) 鈴木良二，黒田英二，中南滋樹，井上豊，馬場研介他：増幅機構付き減衰装置の開発，その 7 非線形な減衰係数モデルの検証，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.875-876，2000.9
- 5) THK 株式会社：直動システム総合カタログ
- 6) 村上謙吉：レオロジー基礎論，産業図書株式会社
- 7) 高分子刊行会：講座レオロジー レオロジー学会編
- 8) 鈴木亨，古橋剛，光阪勇治，中南滋樹他：増幅機構付き減衰装置の高速度領域における評価，その 1 試験概要，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.759-760，2003.9
- 9) 光阪勇治，古橋剛，中南滋樹，田中久也他：増幅機構付き減衰装置の高速度領域における評価，その 2 高速試験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.761-762，2003.9
- 10) 中南滋樹，古橋剛，光阪勇治，鈴木亨他：増幅機構付き減衰装置の高速度領域における評価，その 3 高せん断歪速度領域の粘性抵抗力，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.763-764，2003.9

7. まとめ

以上の検討結果より、以下のようなことが分かった。

- ・ 1.5m/s 高速試験およびオフセット試験より、本装置は減衰装置として高い性能を保有していることを確認した。また、装置を構成する各要素は、高速領域においても高い動作性を示すことを確認した。
- ・ 最大累積 E は、3,874kN・m に達したが、温度上昇は 6.7°C であった。免震用については最大速度 0.6m/s から 1.5m/s までの 7 ケースの試験を各々 20 分間隔で行い、総累積 E が延床面積 1 万平方メートルを有する建物の地震時総入力 E の約 4 倍に相当する約 2.0×10⁷ J に達したが、温度上昇は 30°C 程度であり、温度上昇が少ないという特性を確認した。
- ・ 高速度領域における性能の特徴として、ある応力を経験する前の荷重と、経験後の荷重では大きな差異が生じることが分かった。これらの要因は、粘性体の構造特性である 2 次結合力の低下による影響、繰り返しせん断による影響及び界面での滑り現象があげ

周囲拘束型鉛ダンパーの減衰性能に関する一考察

Experimental Study on Damping Performance of Peripheral Restraining Lead Damper

原田 浩之 HIROYUKI HARADA

鈴木 利哉 TOSHIYA SUZUKI

鈴木 亨 TORU SUZUKI

周囲拘束型鉛ダンパーは、高いエネルギー吸収能力と優れた繰り返し耐久性を有する制震部材であるが、減衰性能の各種依存性については未だ明らかにされていない。そこで筆者らは、動的せん断実験を実施し減衰性能の各種依存性について検討した。その結果、累積エネルギー吸収量・雰囲気温度・振動数の違いが本ダンパーの減衰性能に及ぼす影響が特定できた。また、それら依存性を考慮した減衰力のせん断変形依存式が求まった。

キーワード：制震、履歴ダンパー、鉛プラグ、積層ゴム、エネルギー吸収、依存性

Peripheral Restraining Lead Damper has the high-energy absorbing capacity, but the dependency of the influence factors on the damping characteristics is not still made clear. The dynamic tests were executed to clarify the dependency. As a result, it was specified that the damping performance depends on the amount of cumulative energy absorption, the temperature, and the frequency. In addition, the relational expression of the damping force to the shear deformation, which contained the influence of those dependencies, was provided.

Key Words: Response control, Hysteretic damper, Lead plug, Laminated rubber, Energy absorption, Dependent property

1. はじめに

純度の高い鉛は優れた塑性変形能力と再結晶能力を有しており、履歴型ダンパーのエネルギー吸収部材に適した材料である。それゆえ、免震構造用としては、1980年代後半にU型鉛ダンパー¹⁾や鉛プラグ入り積層ゴム²⁾が開発され、多くの建物で使用されている。一方、制震構造用に関しては、いくつかの鉛ダンパーが過去に開発されているものの、コストに見合った減衰性能が発揮できなかったり、取り扱いや維持管理が難しかったりしたために、現在ではほとんど使用されなくなっている。そこで筆者らは、鉛プラグ入り積層ゴムの機構を制震構造用のダンパーに応用し、小変形時から高い減衰性能を発揮すると共に、繰り返し変形に対しても安定したエネルギー吸収能力を保持し続けられるメンテナンスフリーの履歴型制震ダンパー(周囲拘束型鉛ダンパー)を開発し実用化した。

本報は、周囲拘束型鉛ダンパーの減衰性能の累積エネルギー吸収量依存性・雰囲気温度依存性・振動数依存性を明らかにすると共に、それら依存性を考慮した復元力モデルを構築するために、既報³⁾で示したせん断変形依存性について再検討した結果を報告するものである。

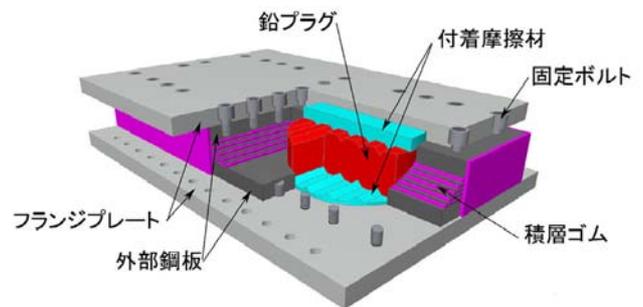


図-1 周囲拘束型鉛ダンパーの構成

2. 周囲拘束型鉛ダンパーの概要

周囲拘束型鉛ダンパーは、免震部材である鉛プラグ入り積層ゴムの減衰力発生メカニズムを制震構造用のダンパーに応用したものであり、構造物の層間変形により鉛プラグを塑性変形させ、運動エネルギーを塑性履歴に伴う熱エネルギーに変換して振動を減衰させる履歴型の制震ダンパーである。その構造は、図-1に示すように立方体の積層ゴム体の孔内に、円柱の鉛プラグと突起を持つ付着摩擦材を同時に加圧充填し、フランジプレートを

取り付けした簡単なものであるが、そこには、鉛直荷重（長期面圧）が作用しない状態でも安定したエネルギー吸収が行えるようにすると共に、制震ダンパーの通常の変形レベルである数cm程度の変形に対して高い減衰性能を発揮できるようにするための工夫が盛り込まれている。その工夫とは、

- ①鉛プラグとの接触面をV型にした付着摩擦材を鉛プラグとフランジプレートとの間に挿入し、鉛プラグと鋼材のせん断面での付着力を増すことで、応力伝達が確実にできるようにしていること
- ②鉛プラグを高圧力(40~50N/mm²)で積層ゴム体の孔内に圧入し、せん断変形により鉛プラグの体積変化が起こった場合でも、鉛プラグの拘束力が解放されないようにしていること
- ③部材全断面積に対する鉛プラグ断面積の占有率を高くし、積層ゴム体のせん断剛性を低く抑えながら鉛プラグのエネルギー吸収量を増すことで、等価減衰定数が高くなるようにしていること
- ④積層ゴム体のゴム層総厚を薄くし、鉛プラグのせん断ひずみ度を大きくすることで、より多くのエネルギーを吸収できるようにしていること

であり、これらの工夫により、周囲拘束型鉛ダンパーは小変形時から高い減衰性能を発揮すると共に、繰り返し変形に対しても安定したエネルギー吸収能力を保持し続けることが可能となっている。

3. 実験概要

周囲拘束型鉛ダンパーの減衰性能の累積エネルギー吸収量依存性、雰囲気温度依存性、振動数依存性の定量的な評価を行うと共に、それら依存性を考慮した荷重(減衰力)とせん断変形の関係式を求めるために、動的せん断実験を行った。

(1) 試験体

表-1に試験体の諸元を、図-2に試験体の概要を示す。試験体は同一サイズのものが全部で6体あり、累積エネルギー吸収量依存性、雰囲気温度依存性、振動数依存性を確認するために各1体を使用し、それら依存性を考慮した荷重とせん断変形の関係式を求めるために残り3体を使用した。なお、表中に示した鉛プラグせん断変形部の融解エネルギーは、鉛プラグのせん断変形部(ゴム層と一緒にせん断変形する総高さ20mmの部分)を全て融解するまでに吸収できる熱量を仕事に換算したものであり、周囲拘束型鉛ダンパーの減衰性能を評価するための指標となるものである。

表-1 試験体の諸元

鉛プラグ直径、数 (mm×数)	ゴム層厚さ、層数 (mm×層)	内部鋼板厚さ、枚数 (mm×層)	外部鋼板厚さ (mm)	鉛プラグせん断変形部の融解エネルギー E_d (kJ・m)
φ240×2	4×5	3.1×4	28	476.5

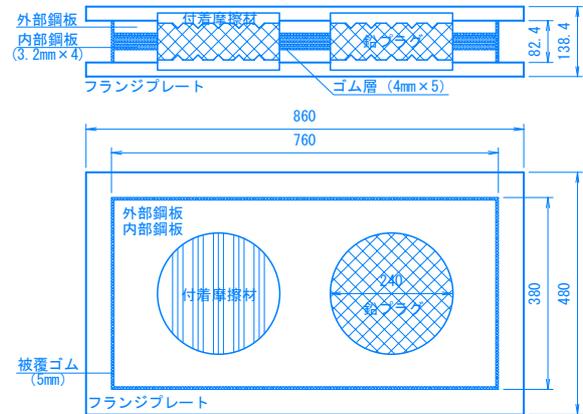


図-2 試験体の概要

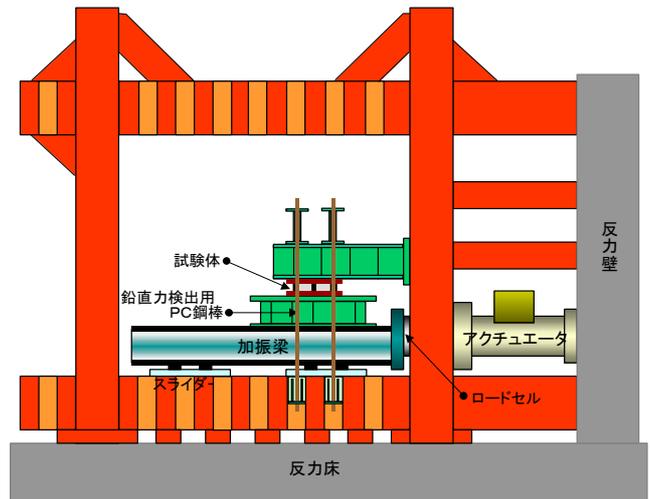


図-3 試験装置の概要

表-2 加振パラメータと気温

試験体名	振動数 (Hz)	振幅 (mm)	サイクル数 (回)	温度 (°C)	振動数 (Hz)	振幅 (mm)	サイクル数 (回)	温度 (°C)
PRL 224-1	0.3	±20	20	12.0	0.3	±40	10	6.0
PRL 224-2	0.3	±10	5	10.5	0.3	±20	5	10.0
			5	22.5			5	23.0
			5	29.0			5	31.0
PRL 224-3	0.01	±10	5	32.0	0.01	±20	5	33.0
			5	29.5			5	30.5
			5	31.5			5	31.5
			5	28.0			5	32.5
			5	29.0			5	31.0
			5	30.5			5	30.5
PRL 224-4	0.3	±10	5	8.0	0.3	±20	5	10.0
		±40	5	13.0				
PRL 224-5	0.3	±20	5	17.0	0.3	±30	5	17.0
		±40	5	17.0		±50	5	17.0
		±1	5	28.5		±3	5	29.0
PRL 224-6	0.3	±6	5	29.0	0.3	±10	5	29.0
		±14	5	30.5		±20	5	31.0

(2) 試験装置と計測項目

図-3に試験装置の概要を示す。加振は最大荷重±3000kN、最大振幅±100mm、最大速度±300mm/sのダイナミックアクチュエータを用いて行い、水平方向の荷重と変形および試験体の鉛直反力を計測した。ここで、水平荷重はアクチュエータ先端に取り付けたロードセルの荷重、水平変形は試験体の上下フランジプレート間の相対変形とし、鉛直反力はあらかじめキャリブレーションを行ったPC鋼棒のひずみ度より算出した。

(3) 加振パラメータ

表-2に各試験体の加振パラメータを示す。加振波形は正弦波とし、加振により試験体温度が上昇した場合には常温(雰囲気温度)に戻るまで時間間隔をおいてから次の加振を行うことにした。なお、表中に示した温度は棒温度計で測定した実験時の雰囲気温度であり、加振開始直後の試験体温度を表すものである。

4. 実験結果

(1) 累積エネルギー吸収量依存性

図-4にPRL224-1試験体の荷重-変形関係を示す。同図より、繰り返し回数が増すにつれて荷重が徐々に低下していることが確認できる。これは、エネルギー吸収により鉛プラグの温度が上昇し、鉛のせん断応力が低下したことによると考えられる。

図-5は、エネルギー吸収に伴う最大荷重の変化を示したものであり、横軸は鉛プラグせん断変形部の融解エネルギー E_0 (表-1参照)で基準化した累積エネルギー吸収量 E 、縦軸は理想荷重の最大値で基準化した各サイクルの最大荷重である。ここで理想荷重の最大値とは、エネルギー吸収による荷重低下を無視した場合の最大荷重の推定値であり、本節では、最大荷重と累積エネルギー吸収量の関係を初期の3サイクルについて指数関数で回帰した結果から、加振振幅が±20mmの場合には1524kN、±40mmの場合には1800kNとした。

図-5より、エネルギー吸収に伴う最大荷重の低下率 C_E は加振振幅にほとんど依存しておらず、同図中に一点鎖線で示した式(1)で与えられることがわかる。

$$C_E = 0.36 + 0.64 \times \exp\left(-\frac{E}{E_0}\right) \quad (1)$$

ここで、式(1)の低下率 C_E が最大荷重に限らず全ての荷重に対して適用可能であるとすれば、実験より得られた荷重 Q は、次に示す式(2)によりエネルギー吸収に

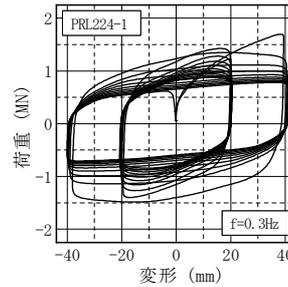


図-4 履歴ループ

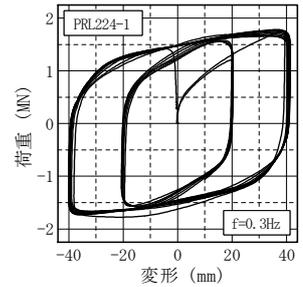


図-6 変換後の履歴ループ

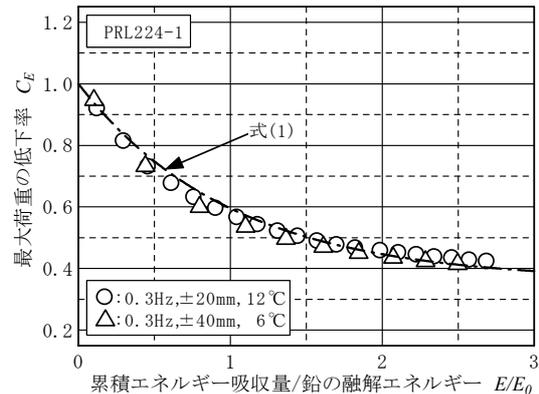


図-5 エネルギー吸収に伴う最大荷重の変化率

よる荷重低下を無視した場合の荷重 Q_{id} (以下、理想荷重)に変換できることになる。

$$Q_{id} = Q / C_E \quad (2)$$

図-6は図-4に示した荷重-変形関係の荷重値を式(2)を用いて変換した履歴ループである。図-4に見られた繰り返しに伴う荷重低下はほとんどなくなっており、式(1)より求まる低下率 C_E は最大荷重に限らず全ての荷重に対して適用可能であると判断できる。

(2) 雰囲気温度および振動数依存性

本節では、荷重(減衰力)の累積エネルギー吸収量依存性が式(1)で与えられるとして、減衰性能の雰囲気温度依存性と振動数依存性について検討する。したがって、本節で扱う荷重は実験値そのものではなく、実験値を式(2)で変換した理想荷重 Q_{id} である。

a) 雰囲気温度依存性

図-7にPRL224-2試験体の荷重-変形関係を実測荷重 Q と理想荷重 Q_{id} について示す。また、表-3に理想荷重の履歴ループより求めた第2・第3サイクルのエネルギー吸収量を示す。これらの結果より、各サイクルの理想荷重、エネルギー吸収量はほぼ同じ値となっており、前節で述べたエネルギー吸収による荷重の低下率 C_E は、雰囲気温度に依存しないことがわかる。

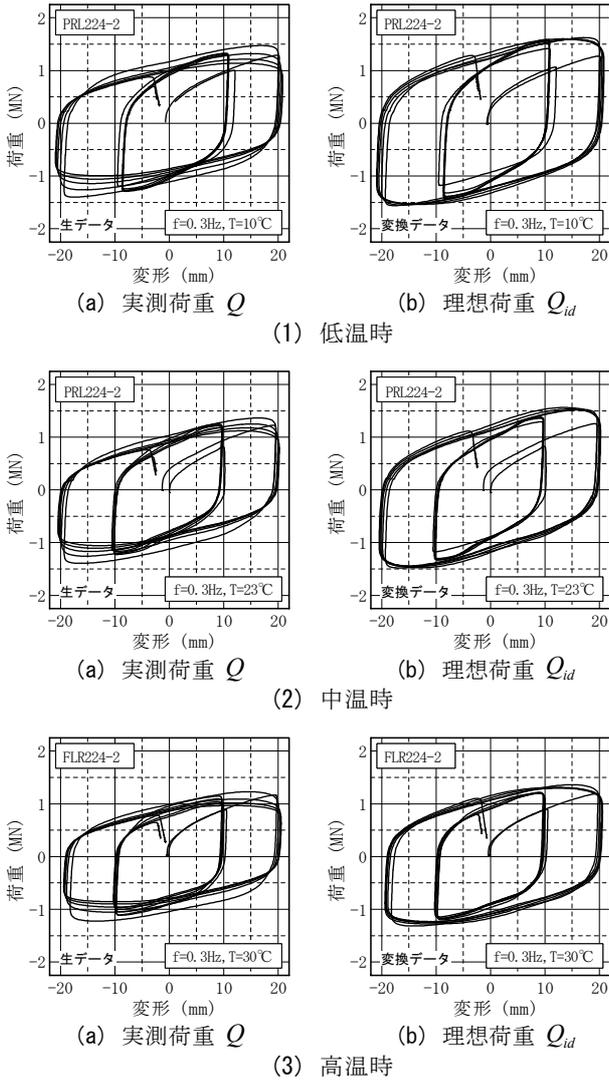


図-7 荷重-変形関係

図-8に理想荷重の履歴ループより求めたエネルギー吸収量の変化率 C_T と雰囲気温度 T の関係を示す。ここで、エネルギー吸収量の変化率 C_T とは、各温度のエネルギー吸収量を表-3に示す実験結果を直線回帰して求めた20℃におけるエネルギー吸収量の推定値(加振振幅±10mm時には36.4kN・m、±20mm時には90.3kN・m)で基準化した無次元量である。

同図より、周囲拘束型鉛ダンパーのエネルギー吸収量は雰囲気温度に依存し、20℃を基準とした場合のエネルギー吸収量の変化率 C_T は、図中に一点鎖線で示した式(3)で与えられることがわかる。

$$C_T = 1.1 - 0.005 \times T \quad (3)$$

式(3)によれば、周囲拘束型鉛ダンパーの使用環境として0℃から40℃程度を想定した場合、減衰性能には2割以上の差が出ることになり、雰囲気温度の違いが本ダンパーの減衰性能に及ぼす影響は無視できないといえる。

表-3 理想荷重より求めたエネルギー吸収量

振動数 (Hz)	振幅 (mm)	雰囲気温度 (°C)	エネルギー吸収量 (kN・m)	
			第2サイクル	第3サイクル
0.3	± 9.9	10.5	37.7	38.7
	± 9.8	22.5	35.8	36.0
	±10.0	29.0	35.6	34.4
0.3	±20.1	10.0	93.9	96.5
	±19.8	23.0	89.1	88.6
	±20.0	31.0	83.5	85.7

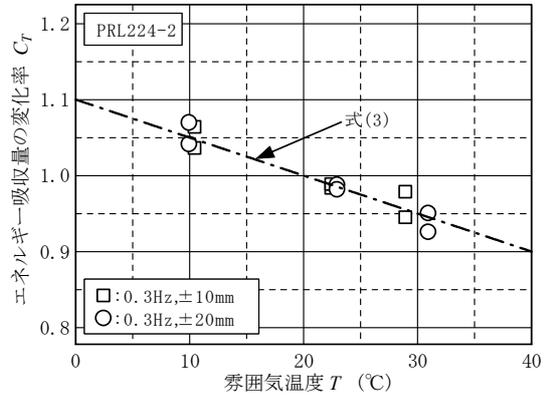


図-8 雰囲気温度によるエネルギー吸収量の変化率

b) 振動数依存性

図-9にPRL224-3試験体の荷重-変形関係を実測荷重 Q と理想荷重 Q_{id} について示す。同図より、0.1Hz以下の振動数では繰り返し変形に伴い理想荷重が増大していく傾向が現れており、前節の式(1)で示したエネルギー吸収による荷重低下率 C_E が低振動数域で過剰な低下率を与えていることがわかる。しかし、

- ①0.2Hz以上の振動数では、各サイクルの理想荷重がほぼ一定に保たれていること
- ②制震ダンパーが設置される建築物の1次固有振動数は、多くの場合0.2Hz以上であること
- ③本項で検討する減衰性能の振動数依存性に、エネルギー吸収による荷重低下率の過不足分を含めることができること

を考慮して、本報では、エネルギー吸収による荷重低下率は振動数にかかわらず式(1)で求められるとする。

なお、低振動数での加振時に繰り返し回数による荷重低下が少なくなる理由としては、鉛プラグの単位時間当たりのエネルギー吸収量が少なくなったために、空気中への放熱や他の部位への熱伝達が効果的に行われ、鉛プラグの温度があまり上昇しなかったことが考えられる。

図-10に理想荷重の履歴ループより求めたエネルギー吸収量の変化率 C_f と振動数 f の関係を示す。ここで、エネルギー吸収量の変化率 C_f とは、各振動数のエネルギー吸収量を0.3Hzの第2・第3サイクルのエネルギー吸収量の平均値(加振振幅±10mm時には34.6kN・m、±20mm時には82.9kN・m)で基準化した無次元量である。

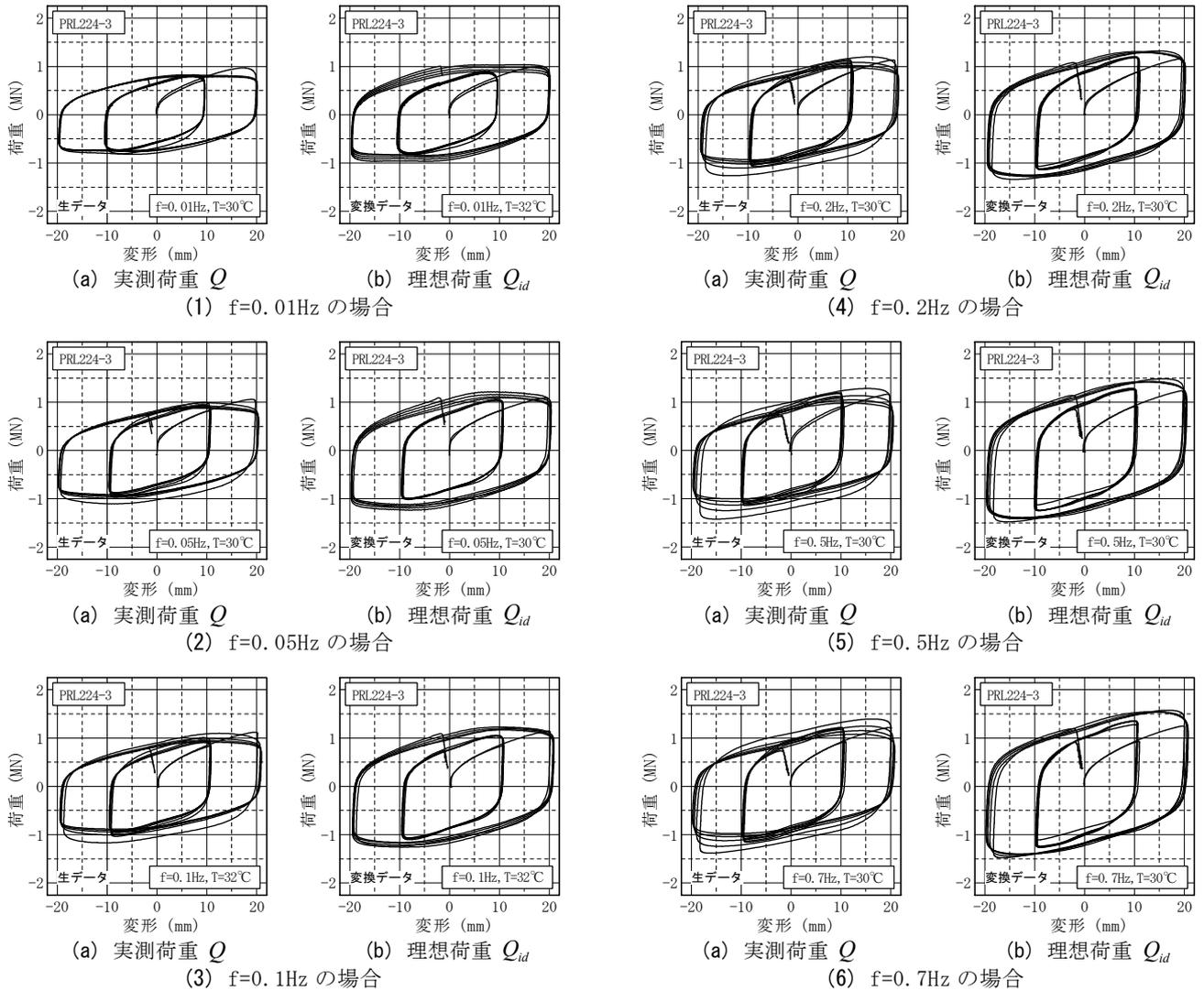


図-9 荷重-変形関係

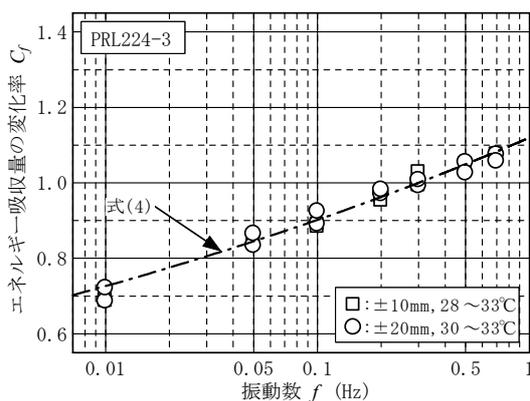


図-10 振動数によるエネルギー吸収量の変化率

図-10より、 0.3Hz を基準とした場合のエネルギー吸収量の変化率 C_f は、図中に一点鎖線で示した式(4)で与えられることがわかる。

$$C_f = 1.12 \times f^{0.094} \quad (4)$$

式(4)によれば、振動数が 0.2Hz から 0.5Hz に変化した場合、エネルギー吸収量は1割程度増大することになり、振動数の違いが本ダンパーの減衰性能に及ぼす影響は無視できないといえる。したがって、本ダンパーを建築物に適用する際には、建築物の1次固有振動数を用いて式(4)に示した変化率 C_f を求め、建築物の振動性状に応じた減衰性能を定めなければならない。

(3) せん断変形依存性

本節では、先に示した式(2)と式(4)を用いてPRL224-4~6試験体の実験結果を 20°C における理想荷重の履歴ループに変換し、理想荷重の復元力モデルに使用する骨格曲線(荷重 Q_{id} とせん断変形 u の関係を表す曲線をさす)を求める。

ここで、復元力モデルには「変形が減少(速度が反転)した場合には即座に荷重が0になり、その後、その位置を原点とした骨格曲線上を進んでいく」という履歴

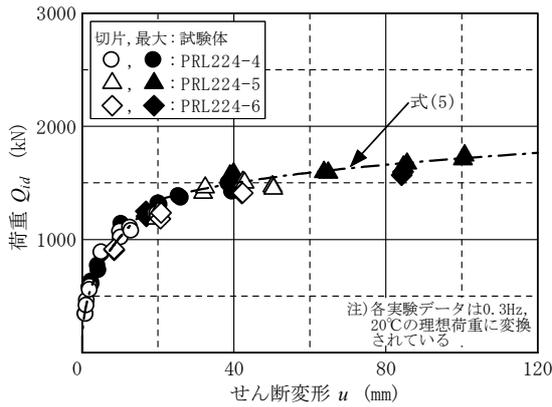


図-11 理想荷重とせん断変形の関係

法則(付録1参照)を採用するため、正弦波加振時の履歴ループより骨格曲線を求めるためには、切片荷重 Q_d (荷重軸との交点における荷重をさす)と片振幅の変形量 δ との関係、最大荷重 Q_{max} と両振幅の変形量 2δ との関係を特定すればよいことになる。

図-11に第2・第3サイクルの履歴ループより求めた荷重とせん断変形の関係を示す。図中、白塗りのプロットは、切片荷重の正負絶対値の平均値 Q_d と片振幅の変形量 δ との関係を、黒塗りのプロットは正負最大荷重の絶対値の平均値 Q_{max} と両振幅の変形量 2δ との関係を示している。

同図より、理想荷重 Q_{id} はせん断変形 u が増すにつれて対数関数的に増加し、その関係は図中に一点鎖線で示した式(5)で与えられることがわかる。

$$\begin{cases} Q_{id} = 407 \times u^{0.40} & ; u \leq 20 \\ Q_{id} = 861 \times u^{0.15} & ; u > 20 \end{cases} \quad (5)$$

ただし、式(5)より得られるのは0.3Hz、20°Cにおける理想荷重の骨格曲線であるため、本ダンパーの復元力特性をモデル化するためには、減衰性能の振動数依存性を表す式(3)、雰囲気温度依存性を表す式(4)、ならびに、累積エネルギー吸収量による荷重低下を表す式(2)を併用しなければならない。

5. まとめ

周囲拘束型鉛ダンパーの動的せん断実験を行い、以下の結論を得た。

- ①累積エネルギー吸収量が増大すると減衰力は低下する傾向にあり、その低下率は式(1)で与えられる。
- ②理想荷重(累積エネルギー吸収量の増大による荷重低下を無視した場合の減衰力)を導入することにより、減衰性能の雰囲気温度依存性・振動数依存性・

- せん断変形依存性を定性的に評価することができる。
- ③雰囲気温度が上昇すると理想荷重のエネルギー吸収量は減少する傾向にあり、20°Cを基準とした場合、その変化率は式(3)で与えられる。
- ④振動数が高くなると理想荷重のエネルギー吸収量は増大する傾向にあり、0.3Hzを基準とした場合、その変化率は式(4)で与えられる。
- ⑤せん断変形が大きくなると減衰力は上昇する傾向にあり、せん断変形と理想荷重の関係は式(5)で与えられる。

今後は、上記の各種依存性を考慮した復元力モデルを構築すると共に、減衰性能のスケール効果について検討する予定である。

参考文献

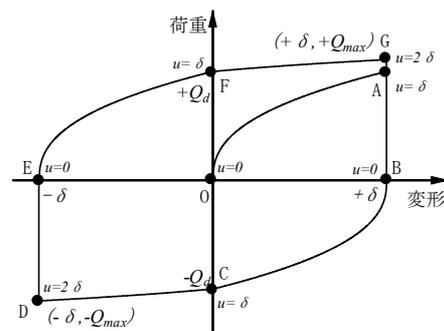
- 1) 日本建築学会：免震構造設計指針，丸善，pp. 240-247，2001.9
- 2) 日本免震構造協会：免震構造入門，オーム社，pp. 175-180，2000.9
- 3) 有馬文昭，高瀬憲克，中南滋樹，鈴木利哉：建築構造物の地震応答制御設計法への研究—第21編 周囲拘束型鉛ダンパーの特性試験，住友建設技術研究所所報，No. 27，pp. 51-58，2000.9

付録1 理想荷重の復元力モデル

正弦波加振時における荷重-変形関係を模式的に表した付図-1を用いて、4章3節で述べた復元力モデルの履歴法則について説明する。

荷重-変形平面上における基本的な動きは、

- ①0-A間は骨格曲線上を進む
- ②A点で速度反転後、荷重が0になりB点に移動する
- ③原点をB点に移動し、骨格曲線上をD点まで進む
- ④D点で速度反転後、荷重が0になりE点に移動する
- ⑤原点をE点に移動し、骨格曲線上をG点まで進む
- ⑥G点で速度反転後、荷重が0になりB点に移動するとなる。



付図-1 正弦波加振時における復元力モデル

粘性制震壁の粘性減衰力評価式の整合性検証

Verification of accuracy of proposed formula for Viscous Damping Wall

鈴木 利哉 TOSHIYA SUZUKI
鈴木 亨 TORU SUZUKI
岡田 泰秀 YASUhide OKADA

粘性系制振装置「制震壁」は、1994年以來、数多くの建物に設置され、安定した減衰特性データも十分収集された。筆者らは、制震壁の粘性減衰力評価式の統一化を試み、粘性減衰力評価式の整合性を確認した。また、制震壁のアスペクト比を用いて、制震壁の直列バネを考慮した簡易式の整合性も確認した。新粘性減衰力評価式(2002式)は、制震壁の最大変位・速度・温度・振動数の依存性をよく評価しており、適用範囲内における整合性は、平均値約1.0、変動係数0.15程度、正規分布に従っていることを確認した。

キーワード：制振装置、粘性減衰力、アスペクト比、正規分布、変動係数

Viscous Damping Walls "VDW" have been used to many buildings since 1994 and enough stable damping data have been collected. Based on these data, we tried to unify design formula of damping force and to verify the accuracy of the formula. Moreover we verify the accuracy of simple design formula that takes the stiffness of steel wall panel into account using aspect ratio of the wall. Damping properties estimated by proposed formula (type-2002) are compatible at each parameters and the accuracy shows Normal Distribution with about 1.0 in mean and about 0.15 in variation.

Key Words: Damper, Viscous Damping Force, Aspect Ratio, Normal Distribution, Coefficient of Variation

1. はじめに

当社の保有する粘性系制振装置「制震壁」に使用されている粘性体（ポリイソブチレン）は、温度依存性・振動数依存性を持つ物質であり、制震壁の粘性減衰力評価には、これらの特性を考慮する必要がある。また、制震壁の減衰特性は、基本的にはニュートンの粘性法則に基づく効果を発揮するが、使用粘性体の特性により、必ずしも速度に比例する減衰力とはならない。

制震壁は、1994年竣工のメディアシティ静岡ビル¹⁾に採用されて以来、数多くの建物に設置されている。装置の製作技術も向上し、安定した減衰特性データも十分収集された。

そこで、筆者らは、制震壁の速度・温度・振動数の依存性を考慮した、制震壁の粘性減衰力評価式の統一化を試みた。

制震壁の減衰特性は、変位-荷重履歴の横軸に制震壁の相対変位(D2,D3)を取る場合と、建物層間変位(D4-D6)を取る場合で異なり、この差は、制震壁の高さ・幅等により変化する(図-1参照)。設計では、層間変位に対して

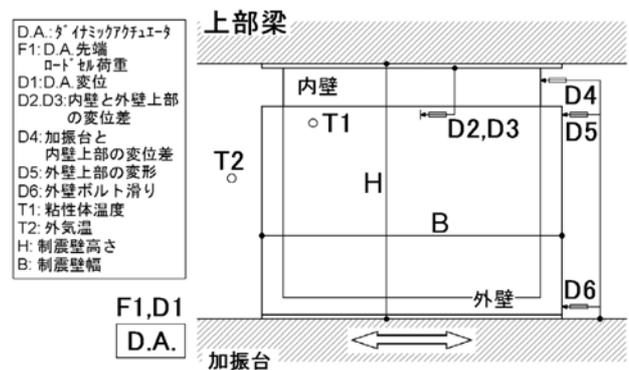


図-1 制震壁性能試験概念図

減衰を付加するべきであると考えられるが、これらを加味した設計式となると、非常に複雑なものとなる。

よって、新粘性減衰力評価式(2002式)は、制震壁の高さ・幅等の影響を考慮しなくても十分評価できると考えられる。相対変位-荷重の履歴におけるものとし、制震壁の直列バネを考慮した、層間変位-荷重の履歴における評価式は、制震壁のアスペクト比(H/B)等を用いた簡易式を別途作成し、それぞれの評価式の整合性を確認した。

表- 1 試験体と試験パラメータ

粘性体粘度: $\mu_{30}=9.000[\text{Pa}\cdot\text{s}]=9.0[\text{kN}\cdot\text{s}/\text{m}^2]$						
件名	試験体数	設計隙間 [mm]	加振振動数 [Hz]			
A	10	5	0.35	1.00		
B	4	5	0.33	1.00		
C	43	5	0.30	1.00		
D	4	5	1.60			
E	23	5	0.56			
F	2	5	0.64	1.00	1.50	
G	5	5	0.25	0.65		
H	5	5	0.30	0.50	1.00	1.50
I	10	5	0.30	1.00		
J	1	5	0.25	0.70		
K	18	5	0.25			
L	5	5	0.20			
M	3	5	0.45			
N	1	5	0.10	0.50	1.50	

件名	試験体数	設計隙間 [mm]	加振振動数 [Hz]			
O	4	5	0.73			
P	4	5	0.68	0.84		
Q	6	5	0.40			
R	1	5	0.75			
S	2	4	0.60	1.00		
T	2	5	0.69			
U	4	5	0.60			
V	1	5	0.10	0.30	0.50	1.00
W	1	5	0.10	0.30	0.50	1.00
X	3	4	0.30	0.53		
Y	2	6	0.30	0.67		
Z	2	5	0.30	0.57		
AA	12	4	0.28	0.30		
AB	6	4	0.21	0.30	0.69	1.21
計 184 体						

せん断有効面積: 2.4~36.1㎡
 アスペクト比: 0.37~2.29
 粘性体温度: 4.05~39.5℃
 試験数: 2035回

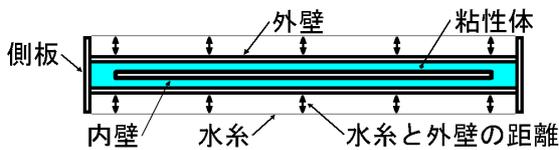


図- 2 制震壁隙間計測図

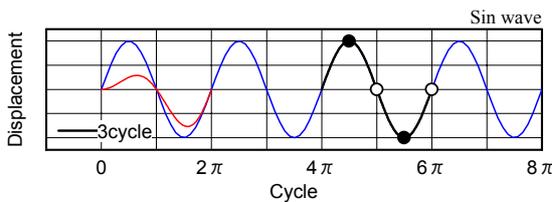


図- 3 データ使用位置

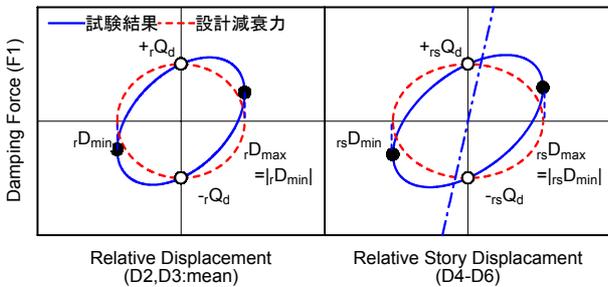


図- 4 特性値の定義

2. 試験概要

(1) 試験体と試験パラメータ

試験体と試験パラメータの一覧を表- 1 に示す。試験体はシングルタイプ・ダブルタイプ含めて計 184 体、設計隙間は 4.0・5.0・6.0mm である。

入力波は正弦波とし、加振振動数は 0.10~1.60Hz、各試験で目標最大変位を変え、試験数は 2035 回である。

(2) 試験方法および計測項目

制震壁性能確認試験の載荷装置および計測点の一覧を

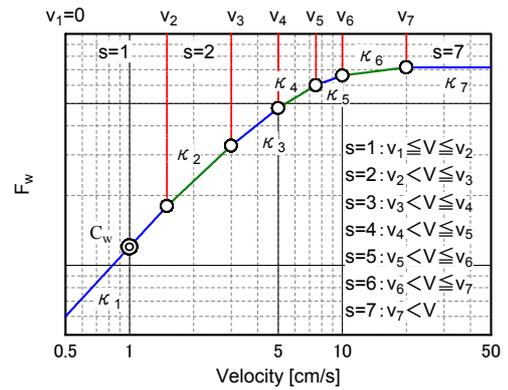


図- 5 制震壁の粘性減衰力の概念図

図- 1 に示す。試験は、制震壁の内壁を上部梁に固定し、外壁を取り付けた加振台をダイナミックアクチュエータによって水平に加振した。

計測項目は、制震壁の変位-荷重の関係を評価するために、制震壁の粘性減衰力 $F1$ 、制震壁の相対変位 $D2$ 、 $D3$ 、建物層間変位 $D4$ 、外壁固定ボルトの滑り $D6$ を動的に計測し、温度依存性を評価するために、粘性体温度 $T1$ を試験前後に計測した。また、制震壁せん断隙間 dy は、側板幅および側板に張った水系から外壁までの実測距離と、設計板厚から実測値を計算した。(図- 2 参照)

3. 2002 式の粘性減衰力評価法

(1) 使用データと特性値

制震壁の減衰特性を評価するために使用するデータの位置を図- 3 に示す。2002 式の作成および整合性確認は、正弦波入力において減衰性能の安定する 3cycle 目(漸増波含む)のものとした。

特性値の概念図を図- 4 に示す。特性値は、相対変位 ($D2, D3$ の平均)および層間変位 ($D4-D6$)と荷重 ($F1$) の履歴において、 y 切片荷重 Q_d は y 切片の正負を平均して、速度 V は y 切片通過時の相対変位を微分して求めた。粘性体温度 t は熱電対 ($T1$) の試験前後の平均値とした。また、制震壁の隙間は、設計値ではなく実測値を使用した。

(2) 粘性減衰力 F_w

制震壁の粘性減衰力の概念図を図- 5 に示す。制震壁の粘性減衰力 F_w は、減衰係数 C と速度 V 、および減衰力の速度に対する非線形剰数 κ により、式(1)~(3)のように表現する。

粘性減衰力の速度に対する非線形性は、6 折れ点により表現し、非線形剰数 κ は速度区間毎に設定する。また、初期減衰係数 C_w は、加振振動数と温度の依存性を考慮した粘性体粘度 $\mu_{(t)}$ 、制震壁のせん断有効面積 A_w 、お

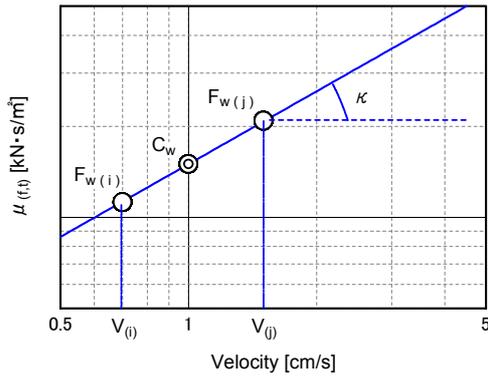


図- 6 C_w, κ の算出法

よび制震壁のせん断隙間 dy により，式(4)のように表現する。

層間変位と荷重の履歴に適用する場合は，粘性減衰力および速度を，それぞれ式(5)，式(6)のように表現する。

式(1)～(6)において未知数となる $\mu_{(f,t)}$ ， κ ， β ， γ は，試験時の速度，温度，振動数等をパラメータとし，回帰により求める。

$${}_rF_w = C \cdot {}_rV^\kappa \quad (1)$$

$$C = C_w \cdot C_{a(s)} \quad (2)$$

$$C_{a(s)} = v_1^{\{\kappa(1-\kappa^2)\}} \times \dots \times v_s^{\{\kappa(s-1)-\kappa(s)\}} \quad (3)$$

$$C_w = \alpha \cdot \mu_{(f,t)} \cdot A_w / dy \quad (4)$$

$${}_{rs}F_w = \beta \cdot {}_rF_w \quad (5)$$

$${}_{rs}V = \gamma \cdot {}_rV \quad (6)$$

F_w ：粘性減衰力[kN]

C ：減衰係数[kN・s/cm]

V ：速度[cm/s]

κ ：減衰力の速度に対する非線形剰数

C_w ：初期減衰係数[kN・s/cm]

$C_{a(s)}$ ：初期減衰係数を速度区間 s における

減衰係数に変換する係数

(※速度区間 s=1 の時 $C_a=1.0$)

$v_{(s)}$ ：速度区間の変更点[cm/s]

$\kappa_{(s)}$ ：速度区間 s における非線形剰数

s：速度区間(=1, 2, ..., 7)

$\mu_{(f,t)}$ ：振動数 f, 粘性体温度 t における

粘性体粘度[kN・s/m²]

A_w ：制震壁のせん断有効面積[m²]

dy：制震壁のせん断隙間[cm]

α ：係数(=1.0)

β, γ ：アスペクト比と振動数に依存する係数

$_r^*$ ：相対変位の履歴による値

${}_{rs}^*$ ：層間変位の履歴による値

式(1)～(3)は一般形であるが，step by step の増分形で表現すると式(7)～(9)のようになる。

$$F_{w(i)} = F_{w(i-1)} + \kappa_{(i-1)} \cdot C_{(i-1)} \cdot V_{(i-1)}^{\{\kappa_{(i-1)}-1\}} \cdot \Delta V \quad (7)$$

$$C_{(i)} = C_w \cdot C_{a(i)} \quad (8)$$

$$C_{a(i)} = C_{a(i-1)} \cdot V_{(i-1)}^{\{\kappa_{(i-1)}-\kappa_{(i)}\}} \quad (9)$$

_(i)：ステップ i における

(※ステップ i=1 の時 $C_{a(i)}=1.0$)

ΔV ：速度差[cm/s]

(3) 粘性体粘度 $\mu_{(f,t)}$

制震壁に使用されている粘性体は，温度依存性・振動数依存性を持つ物質であり，粘性体粘度 $\mu_{(f,t)}$ は，式(10)～(13)の条件を満たすと考えられる。これらの条件を満たす回帰式を式(14)と仮定して，試験結果の回帰により $\mu_{(f,t)}$ の温度および振動数の依存性を求める。

$$\lim_{f \rightarrow \infty} \{\mu_{(f,t)}\} = 0 \quad (10)$$

$$\lim_{t \rightarrow \infty} \{\mu_{(f,t)}\} = 0 \quad (11)$$

$$\lim_{f \rightarrow 0} \{\mu_{(f,t)}\} = \mu_{(t)} \quad (12)$$

$$\lim_{f \rightarrow 0, t \rightarrow 30} \{\mu_{(f,t)}\} = \mu_{30} \quad (13)$$

$$\mu_{(f,t)} = \mu_{30} \cdot e^{-a_1(t-30)-a_2} \quad (14)$$

μ_{30} ：粘性体温度 30°C の時の

粘性体粘度[kN・s/m²]

t：粘性体温度[°C]

f：建物 1 次固有振動数[Hz]

a_1, a_2 ：係数

$\mu_{(f,t)}$ を求めるための， C_w の算出法の概念図を図- 6 に示す。制震壁の粘性減衰力は，速度に非線形な減衰力であり，高速度領域において減衰力の非線形性が顕著となる。そのため，高速度領域の粘性体粘度は，振動数と温度による依存性だけで表現することが難しい。また，微小速度領域においては，粘性減衰力の非線形性は目立たないが，計測誤差等により，データのばらつきが大きくなる。

式(1)は，“速度区間 s=1 で $\kappa=1.0$ ” という条件下において，速度 $V=1.0$ cm/s の粘性減衰力 $F_{w(V=1.0)}$ が初期減衰係数 C_w と等しくなる。実際 y 切片通過時に $V=1.0$ cm/s という試験結果は無いので，“ κ は $0.5 \leq V \leq 1.5$ において一定” という前提のもと，同一振動数の $0.5 \leq V \leq 1.5$ における F_w 2 点 i, j の対数上での 1 次回帰式(16), (17)より $F_{w(V=1.0)}$

を求め、式(18)により粘性体粘度 $\mu_{(t,i)}$ を求める。なお、この時の粘性体温度は双方の平均とし、誤差を小さくするために、2点の温度差は3℃以内のもののみを使用する。

$$\begin{aligned} \log[F_w] &= \log[C \cdot V^\kappa] \\ &= \log[C] + \kappa \cdot \log[V] \end{aligned} \quad (15)$$

$$\begin{aligned} \log[F_{w(i)}] &= \log[C] + \kappa \cdot \log[V_{(i)}] \\ \log[F_{w(j)}] &= \log[C] + \kappa \cdot \log[V_{(j)}] \\ \log[F_{w(j)}] - \log[F_{w(i)}] &= \kappa \cdot \{\log[V_{(j)}] - \log[V_{(i)}]\} \\ \kappa &= \{\log[F_{w(j)}] - \log[F_{w(i)}]\} / \{\log[V_{(j)}] - \log[V_{(i)}]\} \\ &= \log[F_{w(j)}/F_{w(i)}] / \log[V_{(j)}/V_{(i)}] \end{aligned} \quad (16)$$

$$C_w = C = F_{w(i)} / (V_{(i)})^\kappa = F_{w(j)} / (V_{(j)})^\kappa = F_{w(V=1.0)} \quad (17)$$

$$\begin{aligned} \mu_{(t,i)} &= C_w \cdot dy / A_w \\ &= F_{w(V=1.0)} \cdot dy / A_w \end{aligned} \quad (18)$$

(4) 非線形剰数 κ

制震壁の粘性減衰力の速度に対する非線形性は、速度と振動数に依存するものであり、非線形剰数 κ は、式(19),(20)の条件を満たすと考えられる。この条件を満たす回帰式を式(21)と仮定して、試験結果の回帰により κ の速度および振動数の依存性を求める。

$$\lim_{V \rightarrow 0} \{\kappa(V)\} = 1.0 \quad (19)$$

$$\lim_{V \rightarrow \infty} \{\kappa(V)\} = 0 \quad (20)$$

$$\begin{aligned} \kappa &= 1 - k_1 \cdot V \quad \text{※ } \kappa \geq 0 \\ k_1 &: \text{係数} \end{aligned} \quad (21)$$

κ の算出は、粘性体粘度と同様に、同一振動数における速度の異なる F_w 2点 i, j より式(16)を用いて行う。なお、この時の速度は2点の速度の小さい方の値とし、2点の温度差は3℃以内のもののみを使用する。

(5) 層間変位-荷重履歴への適用

相対変位および層間変位と荷重の履歴における各特性値の関係は、制震壁の外壁・内壁の剛性に依存し、制震壁が完全剛体であれば等しく、剛性が小さくなるほどその差は大きくなる。この関係をアスペクト比により表すと、式(22)~(25)の条件を満たすと考えられる。この条件を満たす回帰式を式(26),(27)と仮定して、試験結果の回帰により β, γ のアスペクト比および振動数の依存性を求める。

$$\lim_{A \rightarrow 0} \{\beta_{(A)}\} = 1.0 \quad (22)$$

$$\lim_{A \rightarrow \infty} \{\beta_{(A)}\} = 0 \quad (23)$$

$$\lim_{A \rightarrow 0} \{\gamma_{(A)}\} = 1.0 \quad (24)$$

$$\lim_{A \rightarrow \infty} \{\gamma_{(A)}\} = \infty \quad (25)$$

$$\beta = 1 - l_1 \cdot A \quad \text{※ } \beta \geq 0 \quad (26)$$

$$\gamma = 1 + m_1 \cdot A \quad (27)$$

l_1, m_1 : 係数

A: アスペクト比(=H/B)

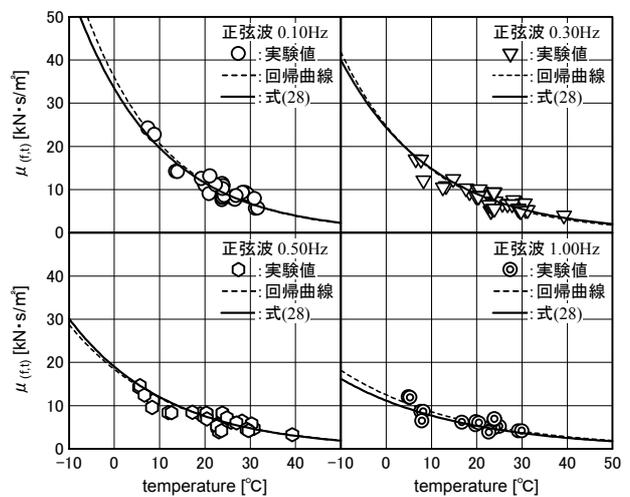


図-7 粘性体粘度の温度依存性

表-2 粘性体粘度の温度依存性回帰結果

f	a1	a2	r
0.10Hz	0.055550	0.2811	0.94911
0.20Hz	0.050100	0.3746	0.97429
0.25Hz	0.051241	0.4550	0.98143
0.30Hz	0.047574	0.5300	0.89788
0.40Hz	0.048550	0.5630	0.78166
0.50Hz	0.045000	0.7015	0.91817
0.73Hz	0.042668	0.7500	0.70406
1.00Hz	0.037550	0.7990	0.85869

4. 試験の回帰結果

(1) 粘性体粘度 $\mu_{(t,i)}$

代表的な振動数における、粘性体温度と粘度の関係、および式(14)による回帰結果を図-7に、各振動数における回帰結果を表-2に示す。また、振動数と回帰により得た a_1, a_2 の関係、および $a_1 = a_3 \cdot f + a_4, a_2 = a_5 \cdot f^{a_6}$ による回帰結果を図-8に示す。使用データは、件名 K~Q および V,W である。

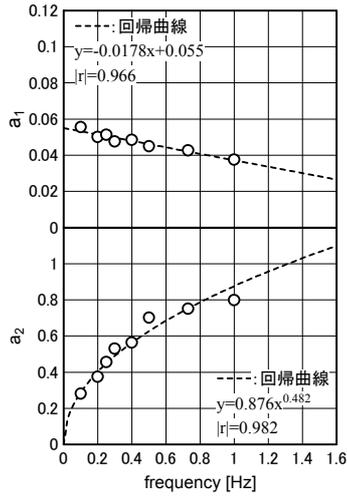


図- 8 粘性体粘度の振動数依存性

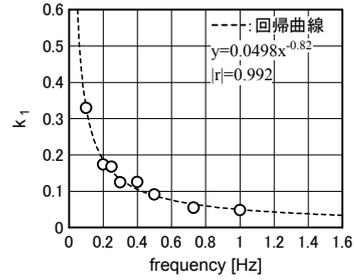


図- 10 非線形剰数の振動数依存性

表- 4 各速度区間の非線形剰数

s	v(s)	κ
1	$0.0 < V \leq 1.5$	0.0
2	$1.5 < V \leq 3.0$	$1 - 0.075 / f^{0.82}$
3	$3.0 < V \leq 5.0$	$1 - 0.150 / f^{0.82}$
4	$5.0 < V \leq 7.5$	$1 - 0.250 / f^{0.82}$
5	$7.5 < V \leq 10.0$	$1 - 0.375 / f^{0.82}$
6	$10.0 < V \leq 20.0$	$1 - 0.500 / f^{0.82}$
7	$20.0 < V$	$1 - 1.000 / f^{0.82}$

以上より式(28)を得る。式(28)を図- 7 に合わせて示す。

$$\mu_{(f,t)} = \mu_{30} \cdot e^{(-0.055(t-30) - 0.876\sqrt{f} + 0.0178f(t-30))} \quad (28)$$

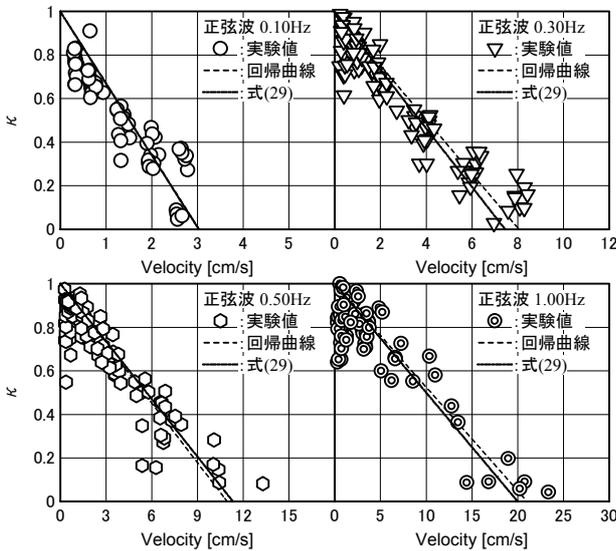


図- 9 非線形剰数の速度依存性

表- 3 非線形剰数の速度依存性回帰結果

f	$\kappa(f) = 1 - k_1 V$	
	k1	r
0.10Hz	0.32925	0.90735
0.20Hz	0.17370	0.92769
0.25Hz	0.16792	0.84719
0.30Hz	0.12422	0.93908
0.40Hz	0.12559	0.92527
0.50Hz	0.09133	0.91613
0.73Hz	0.05450	0.92281
1.00Hz	0.04753	0.88850

粘性体粘度 $\mu_{(f,t)}$ は、低温になるほど大きな値を示すことが分かる。また、粘性体粘度の温度勾配 a_1 は、低振動数になるほど大きくなること、粘性体温度が 30℃の時の粘性体粘度 $\mu_{30} \cdot e^{-a_2}$ は、高振動数になるほど小さくなること分かる。

(2) 非線形剰数 κ

代表的な振動数における速度と非線形剰数 κ の関係、および式(21)による回帰結果を図- 9 に、各振動数における回帰結果を表- 3 に示す。また、振動数と回帰により得た k_1 の関係、および $k_1 = k_2 \cdot f^{0.3}$ による回帰結果を図- 10 に示す。使用データは、件名 K~Q および V,W である。

非線形剰数 κ は、速度が大きいくほど小さな値を示すことが分かる。また、非線形剰数の速度勾配 k_1 は、低振動数になるほど大きくなること分かる。

以上より式(29)を得る。式(29)を図- 9 に合わせて示す。なお、粘性減衰力 F_w の非線形性は、6 折れ点により表現するため、式(29)は式(30)と置き換える。

速度区間の変更点 $v_{(s)}$ は、 $v_2 = 1.5 \text{ cm/s}$ を第 1 折れ点とし、“ $v_{(s)} = 0, 1.5, 3.0, 5.0, 7.5, 10.0, 20.0$ ” とする。

式(30)に $v_{(s)}$ を代入した、各速度区間における κ 算定式を表- 4 に示す。

$$\kappa = 1 - 0.05V/f^{0.82} \quad \text{※ } \kappa \geq 0 \quad (29)$$

$$\kappa = 1 - 0.05v_{(s)}/f^{0.82} \quad \text{※ } \kappa \geq 0 \quad (30)$$

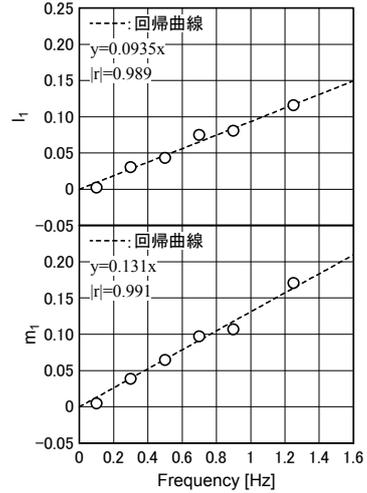
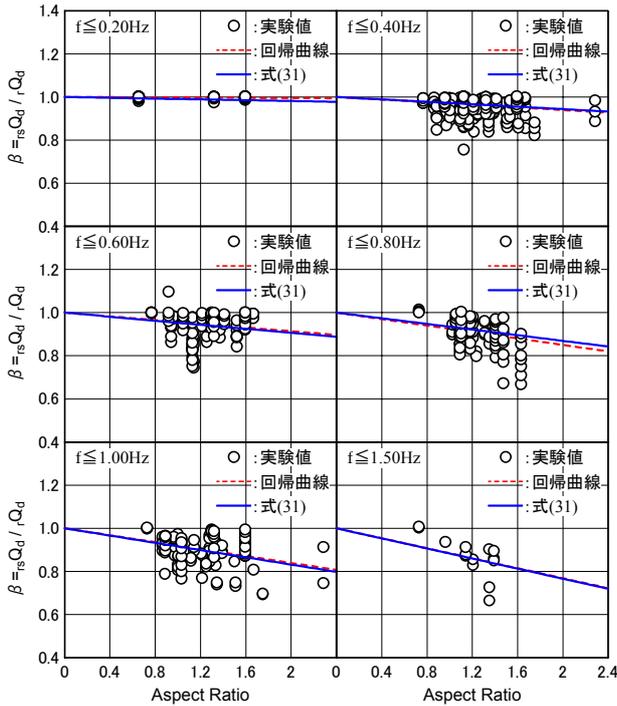


図-12 層間/相対履歴の振動数依存性

(3) 層間変位-荷重履歴への適用

振動数を6区分に分けた時の、アスペクト比と[層間変位の履歴におけるy切片荷重 $r_s Q_d$ /相対変位の履歴におけるy切片荷重 $r_d Q_d$]、および[層間速度 $r_s V$ /相対速度 $r_d V$]の関係、および式(26)、(27)による回帰結果を図-11、表-5に示す。また、6つに分けた振動数区分の中央値と回帰により得た l_1 、 m_1 の関係、および $l_1=l_2 \cdot f$ 、 $m_1=m_2 \cdot f$ による回帰結果を図-12に示す。使用データは、件名A~CおよびE~Wである。

バラツキは大きいですが、アスペクト比が大きくなると、 $r_s Q_d / r_d Q_d$ は小さく、 $r_s V / r_d V$ は大きくなるのが分かる。また、そのアスペクト比に対する勾配は、高振動数になるほど大きくなるのが分かる。

以上より式(31)、(32)を得る。式(31)、(32)を図-11に合わせて示す。

$$\beta = 1 - 0.0935fA \quad \text{※ } \beta \geq 0 \quad (31)$$

$$\gamma = 1 + 0.131fA \quad (32)$$

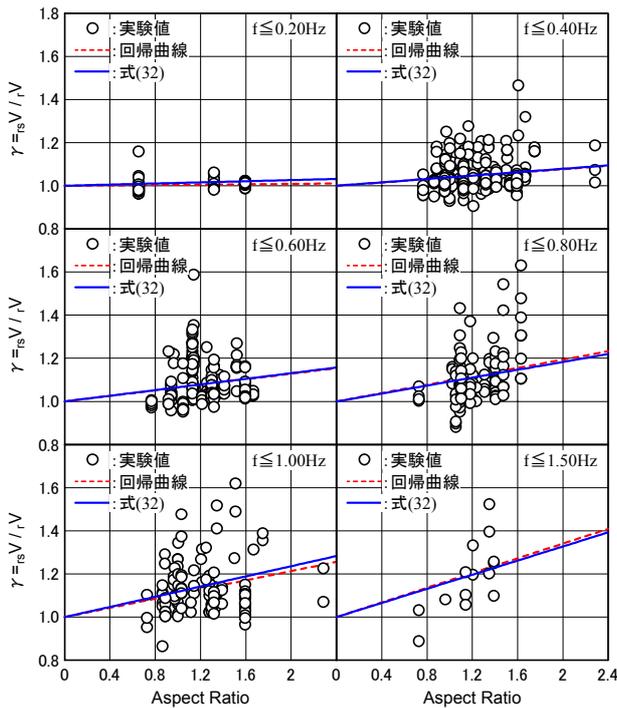


図-11 層間/相対履歴のアスペクト比依存性

表-5 層間/相対履歴のアスペクト比依存性回帰結果

f	≤0.2	≤0.4	≤0.6	≤0.8	≤1.0	≤1.5
l_1	0.002	0.030	0.043	0.075	0.080	0.116
$ r $	0.196	0.187	0.166	0.234	0.332	0.330
m_1	0.004	0.038	0.064	0.097	0.107	0.170
$ r $	0.065	0.144	0.154	0.165	0.246	0.271

5. 2002式の整合性検証

制震壁の相対変位-荷重の履歴における設計減衰力 $r_d F_w$ は、式(1)~(4)、式(28)を用いて算出する。層間変位-荷重の履歴における設計減衰力 $r_s F_w$ は、層間速度を式(6)、式(32)により相対速度に変換して $r_d F_w$ を求め、式(5)、式(31)を用いて算出する。

(1) 全標本を用いた場合

a) 最大変位・速度の依存性

全標本において、最大変位・速度と $r_d Q_d / r_d F_w$ の関係を表したものを図-13に示す。 $r_d F_w$ 算出の際、 dy は実測値を

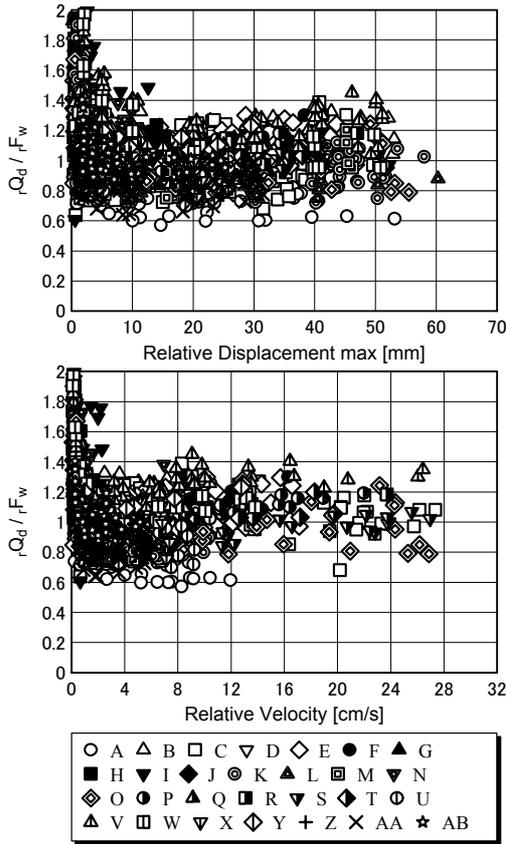


図-13 2002 式の最大変位・速度に対する整合性

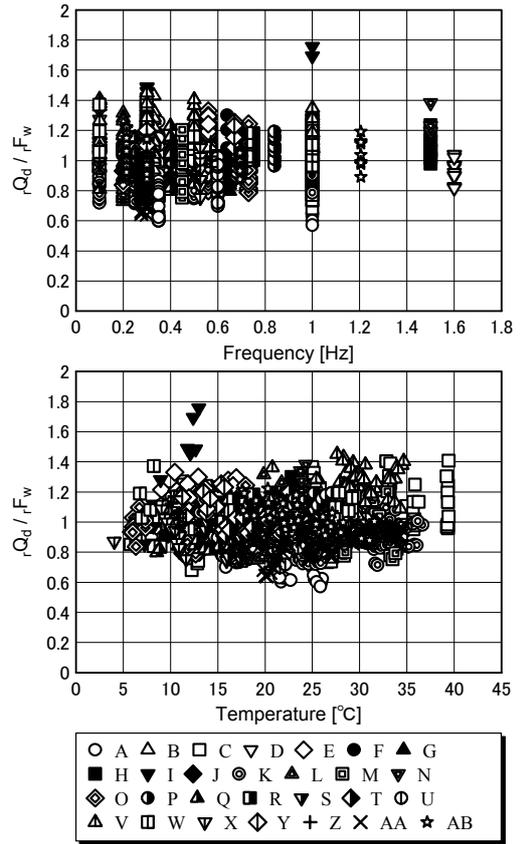


図-15 $V \geq 0.5 \text{ cm/s}$ かつ $D_{\text{max}} \geq 2.5 \text{ mm}$ における 2002 式の振動数・温度に対する整合性

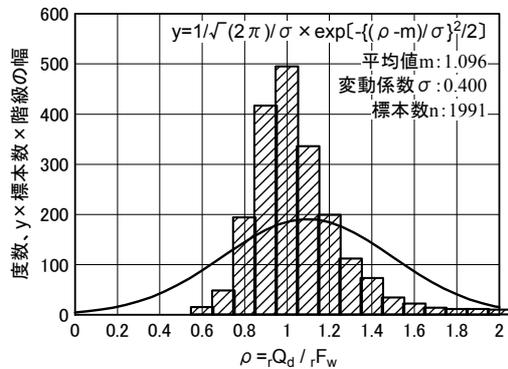


図-14 2002 式に対する試験結果の度数分布

使用した。 r_{Q_d}/r_{F_w} は、微小変形・微小速度領域を除くと、バラツキはあるものの、最大変位・速度に対して傾きを持っておらず、2002 式は、制震壁の粘性減衰力の最大変位・速度に対する依存性を、おおむね評価できていることが確認できる。

b) 全標本を用いた場合のバラツキ

全標本における、 r_{Q_d}/r_{F_w} の度数分布を図-14 に示す。図中曲線は、正規分布の確率密度関数に標本数と階級の幅を掛けたもので、その面積はヒストグラムと同等になる。ヒストグラムは、1.0 を最頻値とし、正規分布に従

っているかと思われたが、平均値 m が 1.096 と 1.0 より大きめに、変動係数 σ が 0.400 とバラツキが大きいことが確認された。これは、微小変形・微小速度領域の標本によるものと推測される。また、変動係数が 0.400 と大きな値を示したため、ヒストグラムは、曲線と異なった形状を示しており、 r_{Q_d}/r_{F_w} は、正規分布に従っていると言えないことが分かる。

(2) 微小変形・微小速度を除いた場合

a) 振動数・温度の依存性

$V \geq 0.5 \text{ cm/s}$ かつ $D_{\text{max}} \geq 2.5 \text{ mm}$ における、加振振動数・粘性体温度と r_{Q_d}/r_{F_w} の関係を表したものを図-15 に示す。 r_{F_w} 算出の際、 dy は実測値を使用した。 r_{Q_d}/r_{F_w} は、バラツキはあるものの、振動数・温度に対して傾きを持っておらず、2002 式は、制震壁の粘性減衰力の振動数・温度依存性を良く評価できていることが分かる。

b) 微小変形・微小速度を除いた場合のバラツキ

$V \geq 0.5 \text{ cm/s}$ かつ $D_{\text{max}} \geq 2.5 \text{ mm}$ における、 r_{Q_d}/r_{F_w} の度数分布を図-16 に示す。微小変形・微小速度領域を除いたため、標本数は 1473 と減少したが、 r_{Q_d}/r_{F_w} は、平均値 m が 0.988 とほぼ 1.0 であり、変動係数 σ が 0.145 と小さな

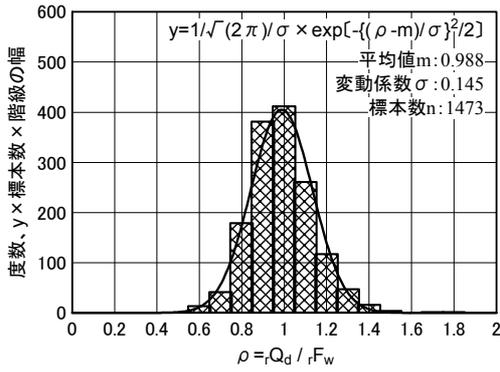


図-16 V ≥ 0.5cm/s かつ D_{max} ≥ 2.5mm における 2002式に対する試験結果の度数分布

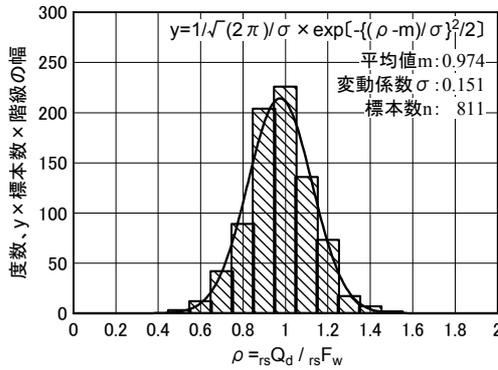


図-17 層間変位-荷重履歴の度数分布

表-6 2002式の適用範囲

項目	適用範囲
設計隙間	dy = 5.0 [mm]
速度	0.5 ≤ V ≤ 20.0 [cm/s]
最大変位	2.5 ≤ D _{max} ≤ 40.0 [mm]
振動数	0.1 ≤ f ≤ 1.0 [Hz]
温度	10.0 ≤ t ≤ 35.0 [°C]
アスペクト比	0.5 ≤ A ≤ 2.0

値となった。また、ヒストグラムは、曲線と良く似た形状を示しており、 rQ_d/rF_w は、正規分布に従っていることが分かる。

(3) 層間変位-荷重履歴への適用した場合

層間変位-荷重の履歴における、 $r_s Q_d/r_s F_w$ の度数分布を図-17に示す。過去の試験には、層間変位を収録していないものもあったため、標本数は、811と減少したが、 $r_s Q_d/r_s F_w$ は、平均値 m が 0.974、変動係数 σ が 0.151 であり、層間変位へ適用した場合においても、相対変位-荷重の履歴における場合とあまり変わらない値となった。また、ヒストグラムは、曲線と良く似た形状を示しており、 $r_s Q_d/r_s F_w$ は、正規分布に従っていることが分かる。

(4) 2002式の適用範囲

本検証により得られた知見および、得られた標本の分布を基に、2002式の適用範囲を表-6に示す。この適用範囲内であれば、制震壁の rQ_d/rF_w および $r_s Q_d/r_s F_w$ は、平均値がほぼ 1.0 であること、変動係数が 0.15 程度であること、正規分布に従っていることが推測される。

2002式において、粘性体粘度の温度依存性は、 $f \approx 3.0\text{Hz}$ で温度勾配が逆転し右上がりとなる。これを解消することにより、さらに高振動数においても適用可能な式になると考えられる。

また、微小変形・微小速度は、2002式の適用範囲外としているが、 rQ_d/rF_w は大きめの値をとっており、2002式を適用することで、安全側の評価が得られると推測される。

6. まとめ

2002式の作成および整合性の検証により、以下のことが判明した。

- ①2002式は、制震壁の粘性減衰力の、最大振幅・速度・振動数・温度の依存性を良く評価している。
- ②適用範囲内における、2002式の設定減衰力に対する制震壁の y 切片荷重は、平均値が約 1.0、変動係数が 0.15 程度であり、正規分布に従っていると言える。
- ③制震壁の層間変位と荷重の履歴における粘性減衰力は、アスペクト比を用いることで、簡易に評価することが可能である。

今後は、粘性減衰力に付加剛性も考慮した設計式を作成する所存である。

謝辞：

本稿作成に際し、免制震事業部および(株)免制震デバイスの皆様に多大な協力をいただきました。この場をお借りして感謝の意を表します。

参考文献

1) 宮崎光生, 光阪勇治: 粘性制震壁による大減衰高層建築物-静岡メディアシティビル-, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1, pp1015-1018, 1992.8

鉛直変形に対する履歴型制震壁の補剛リブ・ウェブ設計法

Design Method of Stiffeners and Web Panels of Hysteresis Wall Dampers for Vertical Deformation

山田 哲也 TETSUYA YAMADA

構造設計部 鯨井 孝一 KOUICHI KUJIRAI

履歴型制震壁は、層間のせん断変形に対して履歴特性を評価し設計に利用されている。しかし、高層 RC 構造体に制震壁を連層で用いた場合、長期荷重・クリープ・全体曲げの影響により、制震壁に鉛直変形が発生する。本研究では、これら鉛直変形が、制震壁の履歴特性・座屈防止用補剛リブの設計に与える影響を検討し、その評価方法を示した。

キーワード：履歴型制震壁、極軟鋼、履歴特性、座屈安定解析、補剛リブ、詳細設計法、有限要素法

Hysteresis characteristics of wall dampers are based on these shear deformation. Vertical deformation due to long-term loads, RC creep strain, and flexural deformation of a structure must be considered, when the dampers are applied to high-rise RC structures as multi-story wall system. This paper describes that the influence of these vertical deformation on hysteresis characteristics and design method of stiffeners.

Key Words: Hysteresis Wall Damper, Low Yield Point Steel, Hysteresis Characteristics, Stability Analysis, Stiffener, Detail Design, Finite Element Method

1. 序

近年、20階を越える高層建物に対し、制震ダンパーを組み込んだ制震構造として設計する例が増えている。それに伴い、筆者らは、高層鉄筋コンクリート(RC)構造体に適用する極軟鋼を用いた履歴型ダンパーの開発を進めてきた。履歴型ダンパーは、住宅を対象として、材料の安定性・価格・維持管理の容易さから適用例が増えている。また、ダンパーの設置場所に制限が多い集合住宅の場合、戸境を利用して連層壁状に制震壁を設置することが多くなっている。

このような背景のもと、制震部材としての設計法がある程度確立されてきている中で、新たな技術的課題が指摘されてきた。それは、制震壁を高層 RC 建物に連層で用いた場合に懸念される鉛直変形の問題である。制震壁の鉛直変形は、建物長期荷重・RC 造特有のクリープおよび建物の全体曲げによって発生すると考えられる。

本研究は、鉛直変形に伴い懸念される座屈防止用補剛リブの設計法・ウェブパネルの履歴特性への影響を検討したものである。さらに、施工中の制震壁の諸歪を計測し、設計上の仮定と比較検討した結果を報告する。

2. 補剛リブ必要剛性算定法

(1) 目的

制震壁は、その履歴によって地震時の振動エネルギーを吸収する。そして、所定の履歴特性を確保するため、不安定な座屈を防ぐ目的で補剛リブが設けられている。

補剛リブの設計法について、文献1)~3)などがある。文献1)の手法は、実験的な研究に基づいており、汎用的な設計法として確立されていない。文献2)は、有限要素法(FEM)を用いた設計法を示しているが、設計者が簡便に検討できる方法ではない。文献3)も FEM を用いた弾塑性解析結果をもとにした設計法であるが、比較検討している実験が補剛リブの剛性をパラメータとしたものでなく、実験と数値解析の間の検証が十分といえない。

本報では、上記の既往の研究をもとに、一般の指針⁴⁾を利用し、理論的裏付けと関連させた汎用性のある補剛リブの設計法を提案する。3節で、補剛リブ剛性をパラメータとした既往の実験結果と座屈安定解析の関係から、必要補剛リブ剛性を推定する。4節で幅厚比・縦横比・補剛リブの配置が異なる制震壁に対する座屈安定解析により、設計法の汎用性について検討する。

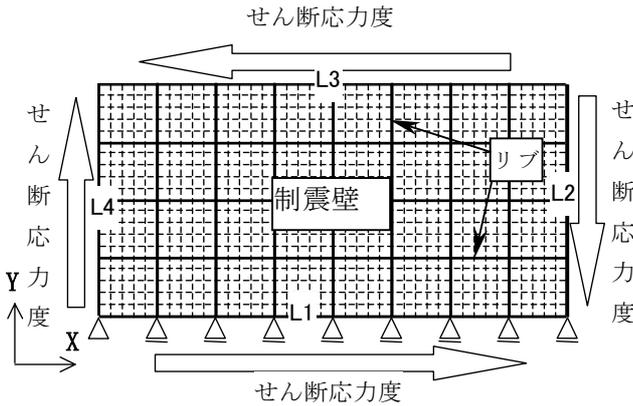


図-1 解析モデルの例

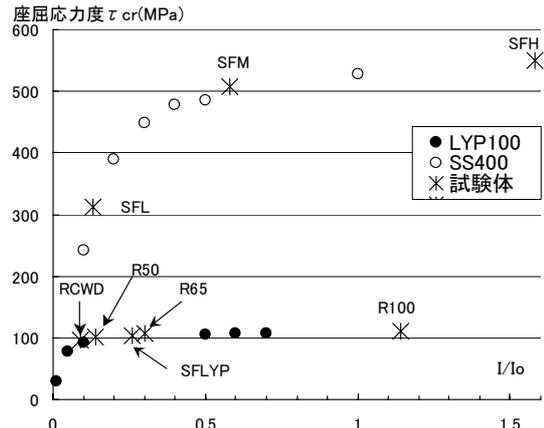


図-2 剛性比 (I/Io) と τ_{cr} の関係

表-1 検討試験体一覧

試験体名	ウェブパネル		補剛リブ (SS400)			履歴性状
	材料	形状 mm	形状	I(cm ⁴)	I/Io	
SFL	SS400	幅 960 (4 分割)	23 × 4.5	2.1	0.13	不安定
SFM		高 720 (3 分割)	38 × 4.5	9.2	0.58	安定
SFH		厚 3 (幅厚比 80)	53 × 4.5	24.3	1.58	安定
SFLYP	LYP100	文献 1)	27 × 4.5	3.5	0.26	安定
RCWD	LYP100	文献 5) 参照	21 × 4.5	1.4	0.09	不安定
R50	LYP100	幅 2400 (5 分割)	50 × 5.6	23.3	0.14	安定
R65		高 1440 (3 分割)	65 × 5.6	51.3	0.30	安定
R100		厚 5.8 (幅厚比 83)	100 × 5.7	190.0	1.14	安定

(2) 座屈安定解析の条件

図-1に解析モデルの一例を示す。解析パラメータは、制震壁の幅厚比・縦横比・リブの剛性や数・板厚である。制震壁のウェブパネル部は、4 節点曲面シェル要素を、補剛リブは、2 節点梁要素を用いた。各リブで区画されたウェブパネル部は、5 × 5 = 25要素で構成されている。拘束条件は、辺L1の左端をピンとし、その他の節点はローラーとした。L1~4の各辺に属する節点の面外の回転は自由とした。荷重条件は、図に示すように、各辺のせん断応力が同一になるような辺荷重を与えた。

材料モデルはすべて弾性で、特にウェブは、SS400とLYP100の2種類ある。それぞれの弾性係数は、2.1、 1.8×10^5 MPa (但し、LYP100は、明確な降伏点を持たないため3、4節の座屈安定解析では、規格降伏点の割線剛性として 0.44×10^5 MPaを用いた。)とした。

(3) 補剛リブ基準剛性Ioと実験結果との比較

表-1に文献1), 2), 5)から補剛リブの剛性をパラメータとした既往の試験体の諸元および履歴性状を示す。これらのうちSFLとRCWDが比較的早期に全体座屈の兆候を見せた試験体である。

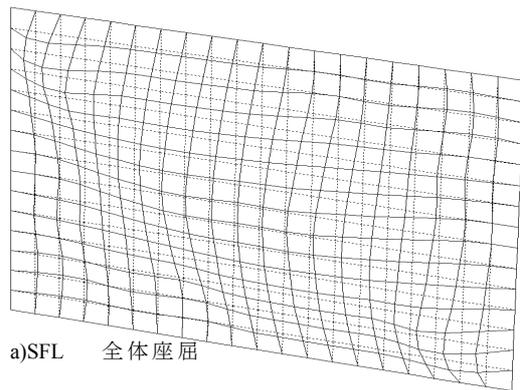
これらの補剛リブの剛性を、相対的に比較するために定義した基準値Ioを以下に説明する。文献4)の板要素の

補剛の節に、補剛リブの最適剛性を示す表が示されている。ここには、縦リブのみの場合の最適剛性が示されており、そのIを基準値Ioと定義した。表-1に、算定したIoと各リブ剛性Iとの比I/Ioを示した。I/Ioと実験による履歴性状を比較すると、この比がある値以上の場合、履歴性状が安定する傾向があることが分かる。

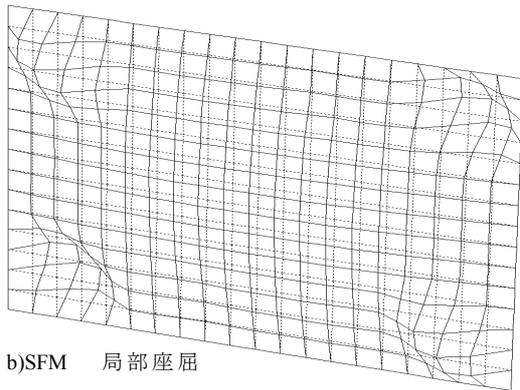
図-2に、制震壁の座屈安定解析による座屈応力度 (τ_{cr}) とI/Ioの関係を示す。*マークは、表-1の各試験体のI/Ioと τ_{cr} のポイントを示す。○と●は、ウェブの材料(弾性係数)をSS400(2.1×10^5 MPa)、LYP100(0.44×10^5 MPa)とした場合、I/Ioをパラメトリックに与えた場合の解析結果である。両材料とも、I/Ioがある値より小さくなると、 τ_{cr} が急激に低下する傾向が見られる。各試験体の実験の履歴性状と比較すると、両材料とも、 τ_{cr} が一定レベルにあるものは安定し、低下した箇所位置するものは不安定な性状を示すことが分かる。この現象は、解析の1次モードが、局部座屈から全体座屈に移行することに対応する。代表的な座屈モードを図-3に示す。これより、図-2で τ_{cr} が一定の領域では、局部座屈が支配的になり、低下する箇所では全体座屈が生じることが分かる。この実験と解析結果の対応に基づき、I/Ioをパラメータとした座屈安定解析より、 τ_{cr} が急低下する時のI/Ioを定め、同値以上の剛性Iでリブ補剛す

表-2 解析ケース一覧

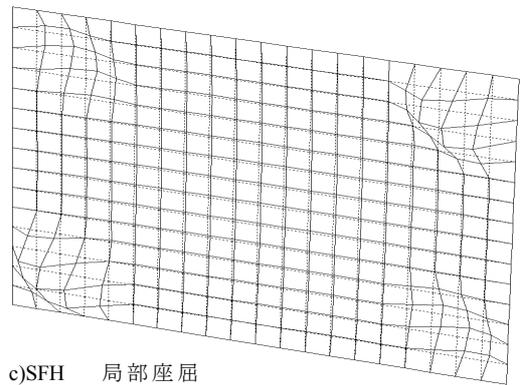
共通	$I/I_o=0.01 \sim 1.5$
a) 幅厚比	80, 60, 40
b) 縦横比	$L2:L1=1:2, 1:4$
c) リブ位置	縦横, 縦のみ
d) 弾性係数	SS400, LYP100



a)SFL 全体座屈



b)SFM 局部座屈



c)SFH 局部座屈

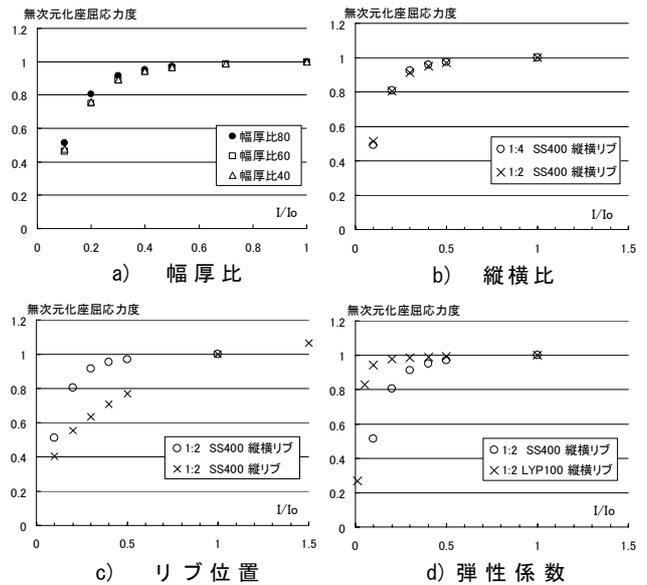
図-3 座屈モード図

ることにより、安定した履歴を確保できると考えられる。

図-2より、SS400とLYP100で必要な I/I_o は異なり、それぞれ0.5、0.15以上となる補剛リブを設置すれば安定した履歴性状が得られると考えられる。

(4) パラメトリックスタディ

幅厚比・制震壁の縦横比($L2:L1$)・補剛リブの設置方向・ウェブの弾性係数が、3節で示した τ_{cr} と I/I_o の関係に与える影響について検討した。表-2に解析ケース一覧を示す。図-4に解析結果を示す。縦軸は、 $I/I_o=1$ の

図-4 剛性比(I/I_o)と無次元化座屈応力度の関係

時の τ_{cr} で無次元化している。この結果、制震壁の幅厚比・縦横比が必要 I/I_o 値に与える影響は無いことが分かる。また、c)図から、縦リブのみの場合、必要 I/I_o は1以上といえる。これは、3節で定義したように、 I_o は縦リブ補剛のみの鋼板を想定しているため合理的な結果である。d)図から、弾性係数が小さくなると、必要な I/I_o 値は小さくなる事が分かる。

(5) まとめ

制震壁の補剛リブの最適剛性を、実験結果をもとに、一般の指針⁴⁾を用いて簡単に算定する方法を示した。

算定方法を以下にまとめる。

文献4)の板要素の補剛の節に示されている、縦リブのみが配置された場合に必要となる最適剛性 I_o を算定する。そして、SS400の場合は、 I_o の0.5倍、LYP100の場合は、 I_o の0.15倍以上の縦リブ剛性とする。

この方法により、制震壁の任意の縦横比・幅厚比・ウェブパネルの材料に対し、安定した履歴特性を確保する制震壁の補剛リブの設計が可能になる。

3. 鉛直変位が縦補剛リブに与える影響

(1) 目的

高層建物に制震壁を連層で用いた場合、曲げ変形の影響により、制震壁にせん断変形のみでなく鉛直変位が生じる。本章では、その鉛直変位が縦補剛リブに与える影響および設計法を検討する。

2章で示した座屈解析に基づく補剛リブの設計方法は、リブの応力度が弾性範囲であることを条件にしている。よって、曲げ変形による鉛直変位により縦補剛リブが降伏点を越えた場合、同設計法が成立しなくなる。

縦リブの応力状態は、建物の形状や制震壁の設置位置により異なる。ここでは、検討法の流れを示す目的で、試設計建物を対象に、制震壁の縦補剛リブの応力状態を把握し、その評価および対策方法の例を示す。

(2) 検討方法

制震壁に加わる諸応力度は、RC 架構と制震壁を有限要素法 (FEM) により算定する。以下に検討の手順を示す。

STEP 1 制震壁に加わる鉛直変位量の把握

RC 架構の静的弾塑性解析の結果から水平変位に対する軸変位の関係を検討し、最も軸変位の影響が大きい階を把握する。

STEP 2 制震壁付き RC 架構の解析

制震壁を含む 1 架構に対し、有限要素法解析 (FEM) のモデルを作成する。

ダンパー部は極軟鋼用の弾塑性モデルとする。コンクリート・リブ部は弾性モデルとする。STEP 1 で得られた関係を強制変位として与える。

STEP 3 解析結果の検討

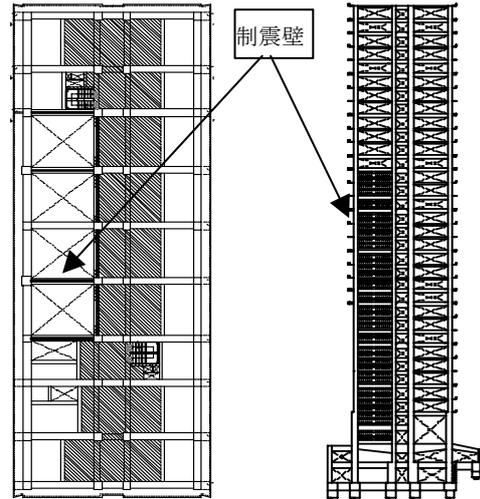
縦リブの軸応力度と層間変形の関係を把握する。検討対象となる階の応答限界変形時の軸応力度に長期軸力およびクリープ変形の影響を考慮した軸応力度を算定する。その結果と降伏応力度または全体座屈応力度を比較し、上回った場合は、STEP 4 で対策を検討する。

STEP 4 対策の検討

鉛直変位の影響を考慮した縦リブの軸応力度が、降伏応力度または全体座屈応力度を越えた場合、以下の対策が考えられる。

- (a) 縦リブの材料強度を変更する。
- (b) 縦リブ上端と制震壁の外枠フランジの間に縮み代を考慮した隙間を設け、軸力発生を避ける。

対策 (b) の場合は、縦リブの上端の拘束が溶接した場



平面図 立面図
図-5 検討対象建物概要

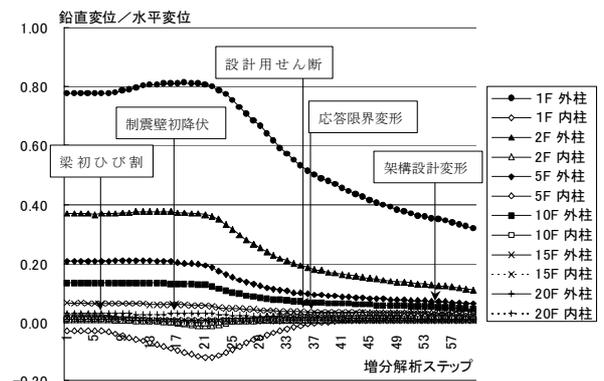


図-6 鉛直変位と水平変位の比の推移

合に比べ小さくなるため、該当縦リブが無い状態を想定して、2章で示した必要リブ剛性の検討を実施する必要がある。詳細は、3節の検討例で示す。

(3) 検討例

対象建物は、32階 RC 造で制震壁を 1～20階まで連層に設けた構造物である。図-5に平面図及び制震壁を設置した架構の立面図を示す。

以下、前節の STEP の順に検討過程を示す。

a) STEP1 制震壁に加わる鉛直変位量の把握

制震ダンパーに与える軸力の影響を把握するため、制震壁を組み込んでいる構面を取り出し、静的弾塑性解析の結果から、1,2,5,10,15,20階の層間変位と鉛直変位の関係を検討した。図-6に静的弾塑性解析による各階の鉛直変位と水平変位の比の推移を示す。制震壁を設置する左右の柱について示しており、それぞれ架構の外柱・内柱

MIDAS

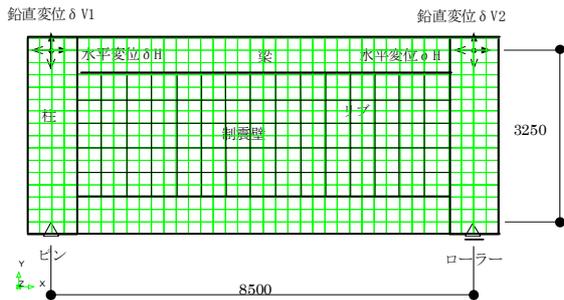


図-7 解析モデル

表-3 モデル形状

部材	形状	材料
柱	1000 × 1000mm	コンクリート
梁	650 × 1200mm	コンクリート
制震壁	7500 × 2500 × 6mm	鋼 LYP100
リブ	16 × 75 mm	鋼 SS400

表-4 解析ケース一覧

	想定階数	変動軸力 (強制変位)
ケース S0	15階以上	無し
ケース S1	1階	有り
ケース S2	2階	有り

表-5 履歴ルール

想定イベント	梁初ひび割れ 1/1827	制震壁初降伏 1/498		設計用せん断力 1/183	応答限界変形時 1/178		架構設計変形時 1/99		
R (層間変形角 1/R)	1625	406	271	203	163	125	101	90	
δ h (水平変位) mm	2	8	12	16	20	26	32	36	
δ v = α δ h α 値	ケース S0	0.0							
	ケース S1	0.8	0.8	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.35
	ケース S2	0.4	0.4	0.4	0.3	0.3	0.2	0.15	0.15

注) 各振幅で1サイクルづつとする。

に対応し、外柱が圧縮状態になるときのものである。横軸は、弾塑性解析の解析ステップを示す。図中に、矢印で架構の特徴的状态に達するステップを示す。図-6より、内柱は、各階とも鉛直変位はわずかであるが、外柱は、下層階ほど比が大きくなっていることが分かる。また、各階とも、架構が弾性時の時に比べ、制震壁が降伏した後、分母の水平変位が大きくなるため、比は徐々に減少していく様子が見られる。

この結果、軸変位の影響が大きい1,2階、そして比較のため影響が小さい15階以上の制震壁を対象として、補剛リブの軸応力度を検討することとする。

b) STEP2 制震壁付きRC架構の解析

制震壁付き架構の1層1スパンの有限要素モデルを作成する。図-7に解析モデル図、表-3にモデル形状を示す。架構部とダンパーウェブ部は平面応力要素、補剛リブは梁要素を用いる。架構部は、弾性係数 2.1×10^4 MPa、ポアソン比0.16、リブ部は、弾性係数 2.1×10^5 MPa、ポアソン比0.33とした。制震壁のウェブパネル部は、弾塑性材料モデルを用い、弾性係数 1.7×10^5 MPa、ポアソン比0.33とし、VonMises降伏条件に、極軟鋼の材料特性の歪硬化を考慮したマルチリニア曲線で応力-歪関係(図-14参照)を与えた。

拘束条件は、左柱下部接合部中心をピン支持、右柱下部接合部中心をローラー支持とした。荷重は変位制御

とし、水平変位 (δ_H)を左右柱上部接合部中心に、鉛直変位 (δ_{V1} , δ_{V2})を左右の柱上部接合部中心にそれぞれ与えた。

解析ケースは、a)項で述べたように、鉛直変位が比較的少ない15階以上と鉛直変位の影響が大きい1,2階を対象とした。表-4に解析ケース一覧、表-5に各ケースの履歴ルールを示す。15階以上を対象としたケース S0は、水平変位のみで鉛直変位は与えていない。1階、2階を対象としたケース S1,S2は、図-6を参考に、想定イベント時での水平変位に対する鉛直変位の比を定めて強制変位を与えた。

c) STEP3 解析結果の検討

解析の結果として、図-8に水平変位と鉛直リブの軸応力度の推移を示す。対象とした箇所は、圧縮載加時に圧縮応力度が最大を示す、左端の鉛直リブの最下端部の要素である(図-9参照○部)。軸変形を0としたケース S0の最大圧縮応力度は、応答限界変形時(32mm)で100MPa程度である。柱軸変位を与えたケース S1, S2は、同じ位置のリブの応力度は、同じ層間変位時と比較すると大きくなる。ケース S2は、水平変位20mm以上で軸応力度は230MPa程度で一定になる。一方ケース S1の場合、軸変位が大きいため最大450MPa程度に達する。しかし、表-5に示した水平変位と想定イベントとの関係は、全層の中で最初に該当イベントが発生したと

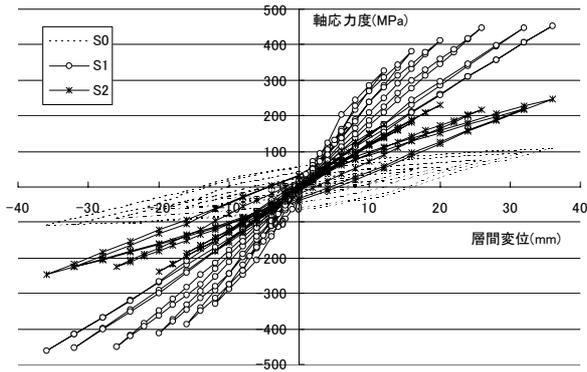


図-8 水平変位とリブ軸応力度の関係



図-9 縦リブの応力度分布 (MPa)
(1階制震壁 応答限界変形時 8mm 時)

きのものである。よって、ケース S1, S2 に関しては、想定した階で各イベントが発生した時(表-6参照)の変位で検討する必要がある。

次に、軸応力度が降伏応力度を超えるケース S1 について詳しく検討する。ケース S1 で想定した1階の制震ダンパーに対し、制震ダンパーの機能を確実に発揮する必要がある応答限界時を検討対象とする。静的弾塑性解析の結果、1階の応答限界変形時の水平変位は、8mmである。図-9に水平変位 8mm 時のリブの軸応力度分布図およびその数値を示す。図-9より、1階の応答限界変形時の最大圧縮軸応力度は225MPaであることが分かる。

表-6に各ケースの軸応力度の比較を示す。曲げよる変動軸力を受ける場合、1,2階に取り付く制震壁の外柱より1本目の縦リブの圧縮軸応力度(225MPa)がSS400の

表-6 軸応力度の比較

ケース	応答限界変形時 検討対象階 水平変位	最大軸応力度 (長期荷重及び クリープ考慮 *1) MPa	降伏応 力度 MPa (SS400)	座屈 応力 度 MPa *2
S0	20mm	100 (200)	235	651
S1	8mm	225 (325)		
S2	20mm	230 (330)		

*1 クリープ係数 1.5

*2 制震壁に一樣な鉛直荷重を加えた場合の座屈応力度

降伏点(235MPa)とほぼ同程度になることが分かる。しかし、本物件の場合、長期荷重およびクリープの影響を考慮すると100MPaの軸応力度が累加され、SS400材の降伏点を超えることになり対策が必要になる。

d) STEP4 対策の検討

c)項STEP3の結果、補剛リブ軸応力度は、SS400の降伏点(235MPa)を超えるため、地震時に最外端の縦リブは降伏することが判明した。この対策として、材料強度を上げる方法と縦リブ上端に隙間を設ける方法が考えられる。本例の場合、表-6より軸応力度が最大330MPaであるため、縦リブをSM490に変更してもその降伏点(325MPa)を僅かに超える。第2の方法として、最外端の縦リブ上端に隙間を設ける案を検討する。

この縦リブに軸力が入らないように、その上端に隙間を設ける場合、縦リブの端部固定条件が変わるため、制震壁の座屈特性が変化する可能性がある。このため、最外端の縦リブが無い状態を想定し、座屈特性、および残った縦リブの軸応力度の検討を行う。

座屈特性は、制震壁のパネル部を取り出し、2章で示した座屈安定解析により検討する。また、縦リブの軸応力度は、c)項STEP3と同じ方法で検討する。

解析モデルを図-10に示す。表-7に解析ケース一覧を示す。解析ケースは、縦横リブがすべて設置されている場合(原案)と、最外端の縦リブが1本無い場合(対策案)の2つとした。そして、座屈特性を把握するために、リブ剛性Iを変動させたパラメトリックスタディを行った。リブ剛性Iは、2章で示した基準値I₀に対する比を0.1~1.0まで変動させた。

図-11に、解析結果を示す。横軸は、リブ剛性Iと基準リブ剛性I₀の比、縦軸は、1次の座屈応力度である。

図-11より、両ケースのI/I₀をパラメトリックに変動させた結果をみると、I/I₀が小さくなると座屈応力度が急激に低下する箇所があるのが分かる。座屈応力度が一定レベルを示すI/I₀の範囲では、局部座屈モードを示す。また、座屈応力度が低下するあたりでは、座屈モードが局部座屈から全体座屈に変化していく。2章の検討で示したように、リブ必要剛性を算定する場合、図-11の関係から、I/I₀値を0.5以上と定めている。

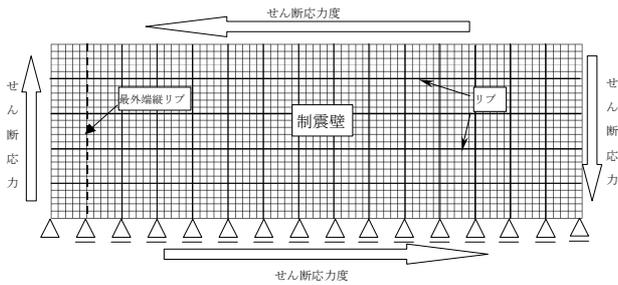


図-10 解析モデル

表-7 解析ケース一覧

ケース	縦横リブ有り	$I/I_0 =$
ケース S	縦横リブ有り	0.1 ~ 1.0
ケース NS	最外端縦リブ無し	

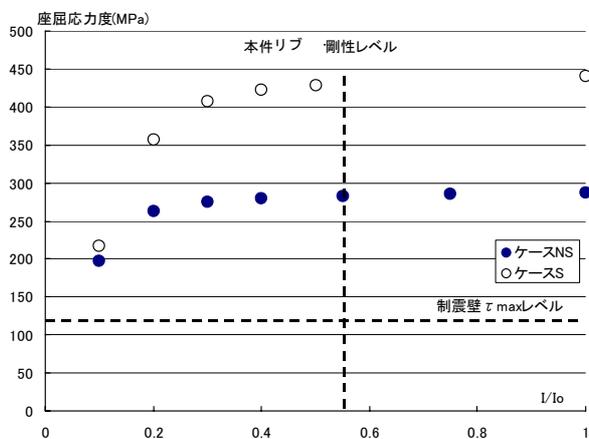


図-11 座屈応力とリブ剛性の関係

ここで、ケース NS とケース S の比較検討を行う。先に提案したように、最外端のリブを除いた場合（ケース NS）、ケース S の場合に比べ 2 倍の面積のウェブパネルの局部座屈で決まるため、座屈応力が低下する。そして、局部座屈から全体座屈に座屈モードが変換していく I/I_0 比は、0.35 あたりである。

この結果、現状のリブ剛性（図-11 鉛直破線）の状態、最外端の縦リブを 1 本抜いた場合も、座屈モードは、局部座屈を維持することが分かる。局部座屈荷重が低下するが、制震壁の歪硬化を考慮した τ_{max} （図-11 水平破線）を下回る状態にはなっていない。

次に、STEP3 で示した方法を用いて、最も軸力の影響を受ける 1 階のリブ軸応力について検討した。

図-12 に、1 階の応答限界変形時のリブ軸応力分布を示す。この結果、最外端の内側の縦リブの下部の軸応力は、 -146MPa （図中○部）になることが分かる。この応力に、長期荷重およびクリープにより累加される応力（本件の場合 100MPa ）を考慮すると、 246MPa の圧縮応力になる。この場合も、SS400 材の降伏点

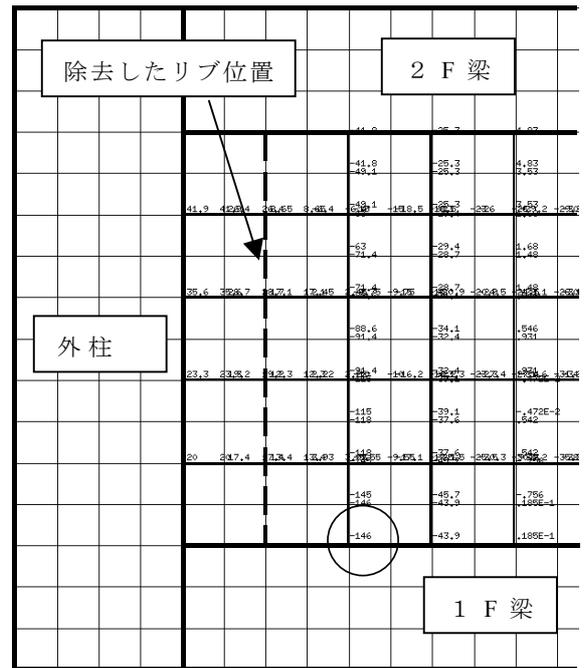


図-12 縦リブの応力分布 (MPa)

(1 階制震壁 応答限界変形時 ケース NS)

(235MPa) を越えるため、リブの材料強度を変更する必要がある。

(4) まとめ

本章では、曲げ変形・長期軸力・クリープひずみにより発生する鉛直変位が、制震壁の縦リブに与える影響の評価および検討方法を示した。

制震壁を高層 RC 構造物に連層で適用する場合、低層階で補剛リブの一部が降伏する可能性があることが分かった。補剛リブの軸応力を弾性範囲に留めるため、降伏する縦リブの上端に隙間を設け、軸力の発生を防ぐ方法がある。この場合の座屈特性および軸応力の評価方法を設計例を用いて示した。

4. 鉛直変位がせん断降伏型制震壁の履歴特性に与える影響

(1) 目的

極軟鋼せん断降伏型制震壁を高層鉄筋コンクリート構造に用いた場合、長期軸力下のクリープや連層で制震壁を用いた場合の曲げ変形が、制震部材の履歴特性に与える影響の評価が検討項目として挙げられる。せん断降伏型制震壁の履歴特性は、せん断加力試験の結果を基に履歴モデルが構築されている。そのため、長期軸力や曲げ応力に伴う鉛直変位を考慮した履歴特性は明確にされて

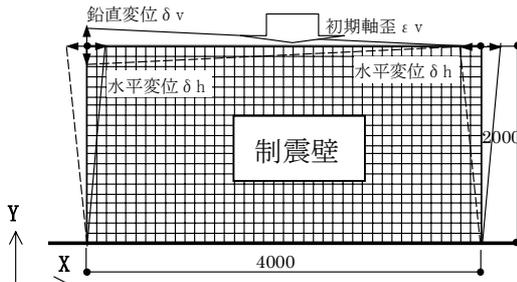


図-13 解析モデル

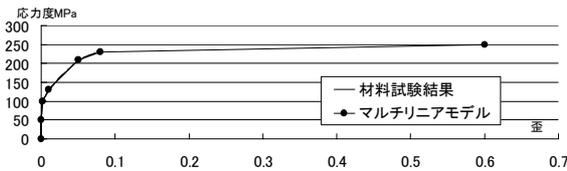


図-14 鋼材の応力度—歪関係

いない。

軸力の影響を考慮した既往の研究例として、文献6,7,8が挙げられる。文献6,7では、せん断パネル型ダンパーの軸力レベルを変えた場合、骨格曲線に与える影響は少ないと示されている。ただし、これらの研究対象のダンパーは、側面にフランジを有するという点で、本研究で扱う制震壁と異なる。一方、文献8では、本研究と同様、制震壁を対象とし、軸力を考慮した研究であるが、その定量的な評価については言及していない。

本研究では、制震壁の履歴特性が、長期軸力や曲げ変形により受ける影響を、有限要素法を用いた材料非線形解析により把握した結果について示す。

(2) 解析条件

a) 解析モデル

図-13に解析モデルを示す。形状は、一般的に用いられる制震壁を代表して、高さ2000mm、長さ4000mm、厚さ6mmとした。制震壁は、1辺100mmの正方形の1次の平面応力要素を800要素用いてモデル化した。

b) 拘束条件および変形条件

下辺のX,Y方向変位を0とし、左右の側辺に沿った節点のX,Y方向変位は、それぞれの上端節点のX,Y変位を1とし、各節点の下端からのY座標値に比例する値となるような拘束条件を与えた。また、制震壁にせん断変形・鉛直軸歪・曲げ変形を与えるため、上辺に沿った各節点に強制変位を与えた。せん断に対してはX方向、鉛直軸歪に対してはY方向、曲げ変形に対しては上辺右端の節点を0、左端を1とし、その中間部の節点のY方向変位は、そのX方向距離に比例する値を与えた。

c) 材料モデル

極軟鋼制震壁の材料モデルは、一軸方向引張材料試験

表-8 解析ケース一覧

	せん断	初期軸歪	曲げ
		ϵv	δv
SA0	水平	---	---
SA	変位 δh	0.05%	---
SB		---	0.5 δh
SAB		0.05%	0.5 δh

表-9 履歴ルール

サイクル数	2	2	2	2	2
せん断変形角 γ ($\times 10^{-3} \text{rad.}$)	1	2	4	10	20
水平変位 δh mm	2	4	8	20	40
鉛直変位 δv mm	1	2	4	10	20
軸変位	初期に-1mm (軸歪 0.05%)				

結果をもとに、歪硬化特性をマルチリニア型で表現した(図-14)。塑性モデルの降伏条件はVonMisesとした。

d) 解析ケース

表-8に解析ケース一覧を示す。各ケースは、せん断・初期軸歪・曲げ変形の3つの荷重条件(強制変位)の組み合わせを変えて構成した。表-9に示すように、せん断変形は、せん断変形角0.001~0.02rad.を各2サイクルずつ繰り返して与えた。長期軸力を考慮した初期軸歪は、クリープ歪を考慮して0.05%と仮定した。曲げ変形は、制震壁を連層で用いた場合の下層階に設置された制震壁を想定したものである。実施物件の設計を参考に、鉛直変位(δv)を水平変位(δh)の0.5倍になるように仮定した。

(3) 解析結果および考察

図-15に各ケースの負方向変形時の変形図を示す。ケースSA0は、せん断変形のみを加える場合で、上下辺のY方向変位は0のまま水平変位のみ生じている。これに対し、ケースSAは、上辺に初期軸歪を与えているため、一様な鉛直変位が生じている。また、ケースSBは、曲げ変形を与えた場合で、負荷加時は、制震壁左側に圧縮が生じる状態の図である。ケースSABは、ケースSBの初期段階にケースSAと同様な初期軸歪を与えた変形を示している。

図-16にせん断応力度(τ_{xy})とせん断変形角(γ)の関係を示す。本図は、 $\gamma=0.002$ の1サイクル目の正載加状態までを示している。図-17は、図-16に対応する鉛直応力度(σ_{yy})とせん断変形角(γ)の関係を示す。

処女載加時の履歴を各ケースで比較する。ケースSBは、初期軸歪が無く、 γ の増加に伴い、全体に鉛直方向に引張歪が生じている状態である。このため、 σ_{yy} の影

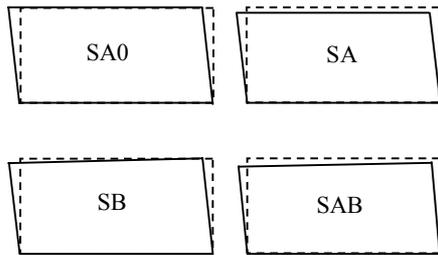


図-15 変形図 (負荷加時)

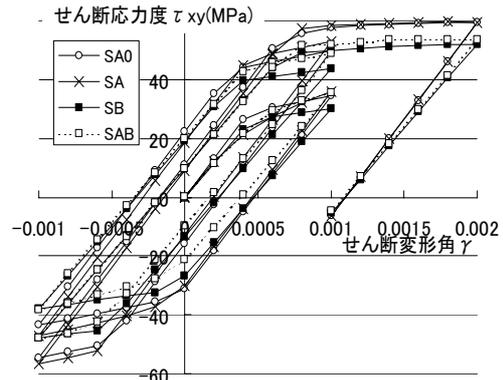
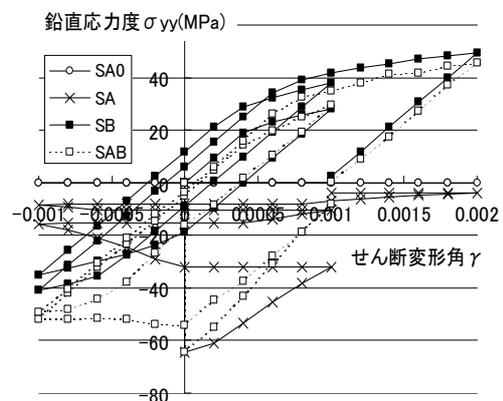
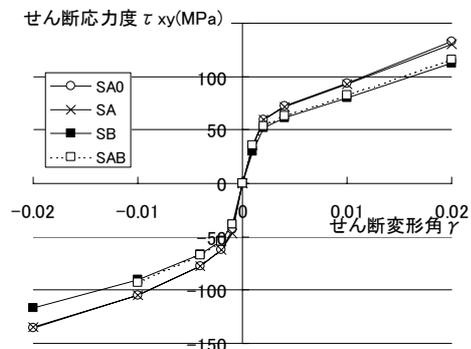
響で、降伏条件を満たす τ_{xy} の値が小さくなるため、ケース SA0 に比べ全体に低い履歴曲線を描いている。また、初期軸力を与えたケース SA, SAB は、初期軸応力度の影響で、先と同様、降伏条件を満たす τ_{xy} が小さくなる。しかし、徐々に τ_{xy} が大きくなる。これは、初期軸歪の影響で塑性歪が大きくなり、その結果歪硬化の影響により τ_{xy} が増加したためと考えられる。また、図-17 に示すように、初期軸歪による σ_{yy} が、載加中に徐々に減少していくため、降伏条件より τ_{xy} が増加することも原因と考えられる。

次に、負の処女載加の履歴を比較する。ケース SAB が他に比べて、小さい履歴を示す。これは、 σ_{yy} のレベルが大きいため、降伏条件より τ_{xy} の成分が小さくなるためと考えられる。ケース SA が $\gamma = -0.001$ のピーク値に向けて、他に比べ大きな τ_{xy} を示す。これは、ケース SA の σ_{yy} の値がさらに減少することと、塑性歪が大きくなるため歪硬化の影響を受ける結果と考えられる。 $\gamma = -0.001$ 時の 2 サイクル目は、いずれのケースも、歪硬化の影響を受けて履歴ループは、1 サイクル目 비해拡大している。

$\gamma = 0.002$ 時の正の 1 回目の履歴特性は、曲げを受ける場合 (ケース SB, SAB) と受けない場合 (ケース SA0, SA) で特徴が分かる。曲げを受ける場合は、 σ_{yy} の値が増加するため、降伏条件より、曲げを受けない場合に比べ τ_{xy} が小さくなるのが分かる。

図-18 に $\gamma = 0.02$ までの各 1 サイクル目のピーク値の包絡線の比較を示す。ここでも、曲げを受けるケース SB, SAB の包絡線は、受けないケース SA0, SA より小さくなるのが分かる。この低下の割合は、曲げを考慮した鉛直変位 δ_v の水平変位 δ_h に対する比に依存すると考えられる。

また、初期軸歪を加えた場合、曲げ変形の有無に関わらず、初期軸歪が存在しないケースと差がほとんどないことが分かる。これは、図-17 に示す σ_{yy} の推移が示すように、初期軸歪がある場合の σ_{yy} は $\gamma = 0.002$ 時まで、無い場合とほぼ一致するため、初期軸力の影響がなくなると考えられる。

図-16 $\tau_{xy} - \gamma$ 曲線図-17 $\sigma_{yy} - \gamma$ 曲線図-18 $\tau_{xy} - \gamma$ 曲線 (包絡線)

(4) まとめ

- ① 長期軸力による鉛直変位の影響は、繰り返しせん断変形を経験する間に減少する。よって、初期軸力が履歴特性に与える影響はわずかである。
- ② 曲げ変形による鉛直軸応力度の影響で、制震壁のせん断応力度は低下する。制震壁を連層で用いる場合、水平変位と鉛直変位の関係を考慮して履歴モデルを補正する必要がある。

5. 制震壁施工時歪計測結果

(1) 目的

制震壁を高層建物に適用する場合、制震壁に生じる初期歪を出来るだけ少なくするため、複数階上の躯体が施工された後に、躯体へ固定する方法が取られている。先行させる階数は、建物の規模・階数などを考慮し、制震壁の縦リブの鉛直歪が地震時に降伏しないことおよび、竣工時にウェブパネルが降伏しないことを満足するように決定される。

本報 3.4 章では、解析により、地震時に制震壁各部の歪がどのような状態になるか推定する方法を示した。ここでは、長期荷重時の歪を仮定しているが、実際の状態を把握していないのが現状である。

上記の仮定の妥当性を検討する上で、施工時の制震壁の歪を把握する必要がある。ここでは、23階建の RC 構造物に設置された制震壁の歪の推移を計測し、施工方法の妥当性や設置時の歪状態を把握することを目的としている。

(2) 対象建物および測定方法

図-19 に、本計測を実施した対象建物の平面図および立面図を示す。23階建て RC 造で、極軟鋼制震壁を1階から14階まで設置している。計測対象とした制震壁は、2階のほぼ中央に位置する。

歪測定箇所を図-20 に示す。制震壁のウェブ部は、上辺・下辺にそって縦3枚ずつ (WV-1,2,3・WV-4,5,6)、左右側辺に沿って横2枚ずつ (WH-2,4・WH-1,3) 歪ゲージを貼付した。また、3本の縦リブの上下 (S-3,6・S-2,5・S-1,4) および左右の RC 柱の表面に2枚ずつ (C-3,4・C-1,2) 貼付した。また、2階梁上部で外気温度 (T) を計測した。

鉛直方向に貼付したゲージは、取り付け時の影響および上階施工の進行に伴うウェブ・リブ・柱の軸歪の推移を把握する目的がある。また、水平方向に貼付したゲージは、溶接の影響を把握する目的がある。

測定は、対象制震壁を3階の梁に吊り下げ、仮設置した状態を初期値とし、1月下旬に開始した。その後、6階のスラブ打設後、制震壁を本締めした。最上階である23階の打設を7月初旬に行い、8月中旬まで計測を継続した。計測は、朝4:00と夕18:00の1日2回とした。

(3) 測定結果および考察

図-21 に RC 柱軸歪の推移を示す。C-1,2 は、X-2 通り、C-3,4 は X-3 通りの RC 柱に貼付したものである。図-20 より X-2 通りの柱は内スパンに位置するため X-3 通りの柱に比べ支配床面積が大きい。このため、X-2 通

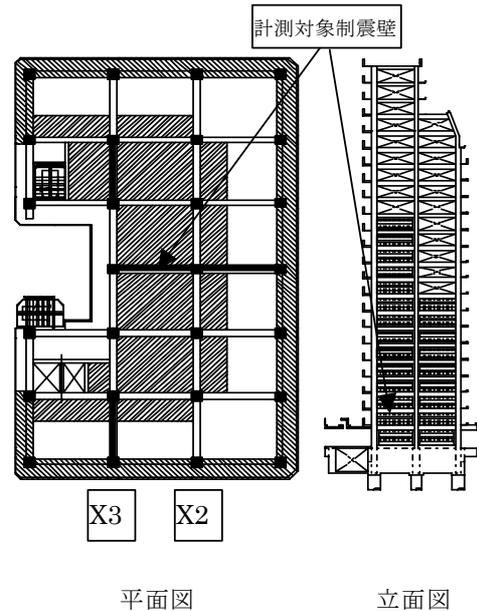


図-19 対象建物概要

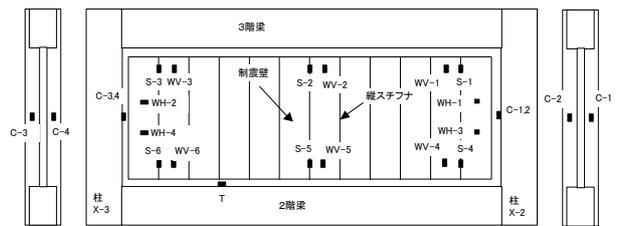


図-20 歪測定箇所

りに貼付した C-1,2 の圧縮歪が大きくなると想定される。しかし、計測結果には、支配面積の違いによる顕著な差は現れていない。また、C-2 のデータは、15階打設後、圧縮歪が減少する動きが見られるが、この原因は不明であり、局部的に特異なことが生じたと考え、考察の対象は、残りの3点とする。

図中の計算値は、X-2 通りの柱の支配面積を X, Y 方向1スパン分とし、その範囲の柱・梁・スラブの固定荷重を元に算定した軸歪の推移である。1層分立ち上がると約22 μ 軸歪が増加する。計測を開始してから最上階まで、18層分が積層されるため、上棟時には、約380 μ に達する。上棟後、実際には内装などの荷重が累加されるが、その割合は僅かであるため、柱の軸歪は一定になると仮定した。なお、計測期間が半年であるため、クリープの影響は考慮していない。

計算値と計測値を比較すると、勾配、歪量、推移ともほぼ一致しており、計算値の仮定および計測値は妥当であると考えられる。

図-22 にウェブの鉛直方向の歪の推移を示す。貼付した場所によってばらつきが見られる。特に下辺両端部の

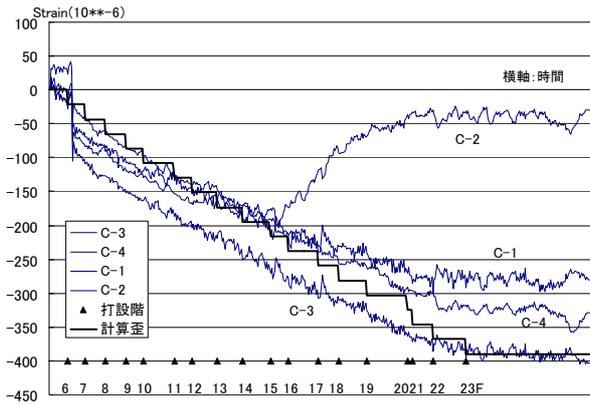


図-21 RC柱軸歪の推移

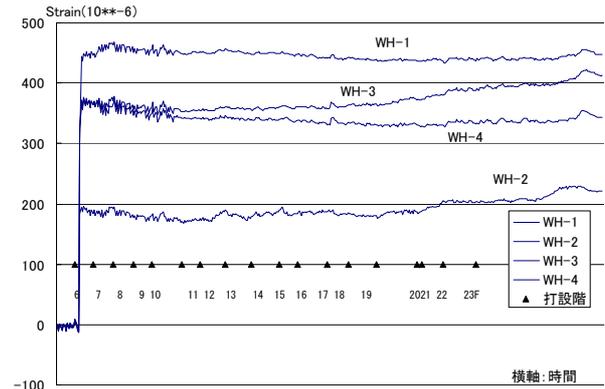


図-23 ウェブ水平歪の推移

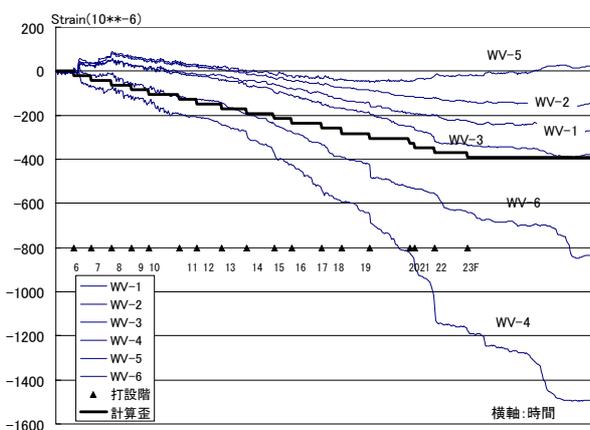


図-22 ウェブ鉛直歪の推移

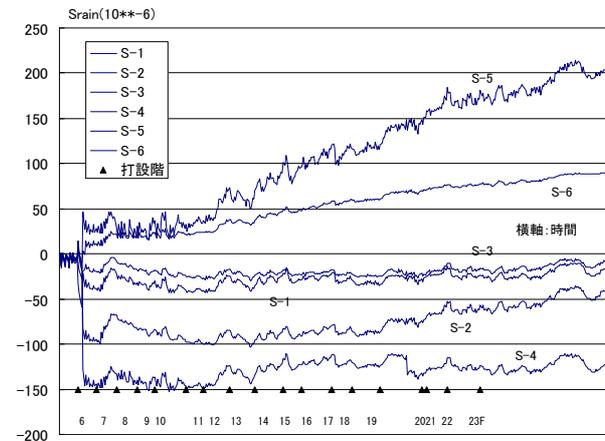


図-24 縦リブ歪の推移

WV-4,6は、軸歪が大きく進展している。22階打設時まで圧縮歪は増大する傾向にあったが、その後、増加率は減少し、計測最終時近くでは、歪はほぼ一定している。上辺に貼付したWV-1,2,3は比較的同様な推移をしている。上辺は、下辺の溶接と異なり、高力ボルトで接合している。このため、鋼材が熱の影響を受けないため、場所によるばらつきが少ないと考えられる。図中に、図-21と同様に柱軸歪の計算値を示す。ウェブ上辺の鉛直歪は、計算値に比べて小さい値を示す。この原因の1つとして、制震壁を躯体に緊結する際に生じるウェブパネル引張歪の影響により、軸歪が引張側にシフトすることが考えられる。

図-23にウェブパネル側辺の水平歪の推移を示す。各点とも、初期時に溶接の影響と考えられる引張歪が発生しているのが分かる。その後、この値は一定に推移している。

図-24に縦リブの歪の推移を示す。圧縮歪で推移するものと引張歪で推移するものがあり、ややばらつきがある。歪の推移をみると、ほぼ一定に推移しており、柱軸歪の影響はあまり見られない。歪の絶対値は、 150μ 程

度でそれほど大きくないため、地震時に曲げ変形による軸歪の増大を考慮しても、縦リブが降伏することは無いと考えられる。

柱軸歪はウェブパネルと縦リブに同様な影響を与えると考えられる。しかし、図-24の縦リブの鉛直歪にはその影響は見られない。このため、図-22の圧縮側に推移する傾向は、柱軸歪によるものではない可能性がある。ウェブパネルは、曲げの影響や初期不整の影響を受けやすく、温度変化に対しても影響を受けやすいと考えられる。今回の測定は、冬から夏に亘る気温上昇期に実施したものであり、温度の影響を受け、歪値が圧縮側に徐々に移動した可能性がある。

次に、本計測結果と3,4章の結果を比較検討する。3章では、制震壁の縦リブの設計法を示した。本章の計測結果から縦リブの歪は、取り付け時に 100μ 程度発生するが、その後圧縮歪の増加は見られなかった。3章では、長期荷重およびクリープ歪の影響を考慮して縦リブの検討を行ったが、本計測の範囲では、縦リブにその影響は顕著に現れなかった。その原因として、実際の建物の場合、種々の変形吸収部分があり、柱の軸歪と制震壁の軸歪が一致しないなどが考えられるが、明快にはなっ

ていない。よって設計的には、長期軸力・クリープの影響を考慮しておくことが望ましいと考える。

4章では、ウェブパネルの歪は地震直前に鉛直歪が存在していても、制震壁の制震機能には影響を与えないことを示した。本測定の結果、鉛直圧縮歪は発生するが、4章の結果から、本建物で採用した施工方法に問題は無いといえる。

(4) まとめ

23階建RC構造物の2階に設置した制震壁のウェブパネルと縦リブの歪を計測した。本建物に設置された制震壁の躯体への取り付けは、上階4階分まで躯体の施工が終了した後に実施した。その結果、2階の制震壁は、7階から最上階までの17層分の施工時荷重の影響を受けることになる。

現場計測の結果、ウェブパネルの鉛直歪は、計算値に対しばらつきが見られ、一部の歪が降伏歪の半分程度まで進行したが、多くの部分は、想定した計算値を下回る圧縮歪に収まっていた。また、ウェブパネルの水平歪は、取り付け時の歪から大きく変化する様子は見られなかった。また、縦リブの歪は、一部引張側に変動するものも見られたが、多くは、取り付け時からほぼ一定で、圧縮側に変動する傾向は見られなかった。

6. 結語

せん断降伏させる履歴型制震壁を、高層RC建物に適用する場合、本来のせん断変形以外に鉛直変形に対する検討が課題となった。

2章では、履歴型制震壁に必要な座屈補剛リブ剛性を、実験的研究と弾性座屈理論に基づく数値解析の結果を比較することにより、合理的に評価する方法を示した。

3章では、鉛直変位が、制震壁の縦リブに与える影響を評価する手法を示した。制震壁を連層で用いた場合、低層階で、縦リブの一部が降伏する可能性があることが分かった。その対策として、縦リブの一部を除いた場合の検討法を具体例を用いて示した。

4章では、鉛直変位が極軟鋼を用いたウェブパネル部の履歴特性に与える影響を示した。この結果、長期軸力の影響は無視できるが、地震時の曲げによる影響を受けることが分かった。設計時には、その影響度を考慮して、解析上の履歴モデルを補正する必要がある。

5章では、実際の現場計測の結果を報告し、3,4章で検討した設計上の仮定との比較を示した。3章では、縦リブの歪を上階施工に伴い増加する柱軸歪と同じ値と想定したが、計測値では、取り付け時の歪からの増加は見

られなかった。ウェブパネルの鉛直歪は、計測値にばらつきが見られたが、降伏歪には達していない。ただし、4章の検討により、仮に長期軸力下でウェブパネルが降伏しても、履歴特性に与える影響は無いという検討結果から、施工時のウェブパネルの歪の増加は許容できる。

謝辞：制震壁の実施物件への適用に際し、建築事業本部設計統括部構造設計部から多くの検討の機会を得たことは、本研究の遂行の大きな力になりました。ここに深く感謝いたします。また、「東新小岩1丁目計画」作業所の山本広三所長、杉野英隆主任には、現場計測にご協力を頂きましたことをここに深謝いたします。

参考文献

- 1) 山中他3名：せん断降伏型制震パネルの構造特性（その3 補強スチフナの影響に関する実験的研究），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp. 783-784，1998年9月
- 2) 加村他5名：座屈補剛の違いに着目した極低降伏点鋼制震壁の研究，鋼構造論文集，第5巻第20号，pp. 9-16，1998年12月
- 3) 宇田川他2名：鋼板耐・制震壁の補剛リブプレートの必要剛性，鋼構造論文集，第9巻第36号，pp. 103-112，2002年12月
- 4) 鋼構造座屈設計指針，日本建築学会，1996，367pp
- 5) 佐藤他3名：せん断降伏型制震部材を組み込んだRCラーメン架構に関する実験的研究（その1 実験計画及び荷重変形関係），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp. 897-898，1999年9月
- 6) 佐々木他3名：極低降伏点鋼制震パネルダンパーの静的履歴特性に及ぼす軸力の影響に関する実験研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp. 793-794，1998年9月
- 7) 佐々木他1名：極低降伏点鋼を用いたせん断パネル型ダンパーの引張・圧縮定軸力下の静的せん断実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp. 785-786，1999年9月
- 8) 松岡他6名：極軟鋼制振壁の開発（その4 3層1スパン骨組実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp. 829-830，1996年9月

梁-柱梁接合部一体化型プレキャスト架構の2方向水平加力実験

Bi-directional Loading Tests of Precast R/C Frame with Beams Integrated with Beam-Column Joints

小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA

新上 浩 HIROSHI SHINJO

山中 久幸 HISAYUKI YAMANAKA

建築技術部 松本 啓二 KEIJI MATSUMOTO

躯体のプレキャスト（PCa）化率が高く、より生産性の高い工法として、梁と柱梁接合部が一体化された PCa 工法が開発された。本報では、この PCa 工法による内柱架構および外柱架構試験体の2方向水平加力実験を実施し、主として PCa 部材同士の接合部の構造性能について検証した。その結果、本工法の構造性能に及ぼす特殊性は小さく、コンクリートが一体に打設された在来工法と同等の性能を有することが確認された。

キーワード：高層 RC 建築物，プレキャスト柱梁接合部，2方向加力，変動軸力

A new construction method using precast beams integrated with beam-column joints was developed. The productivity of this construction method is higher, because the majority of structural members consist of precast concrete products. This report describes the outline of the test, and the performance of structure on interior and exterior beam-column joints under bi-directional loading. As a result, it was confirmed that in this construction method, there were few particularities of the structural performance compared with conventional method of construction.

Key Words: High-Rise R/C Building, Precast Beam-Column Joints, Bi-directional Load, Varying Axial Load

1. はじめに

鉄筋コンクリート（RC）造建築物では、高い品質を確保し、施工の省力化・短工期化を図るために、柱・梁部材のプレキャスト（PCa）化による工業化施工が積極的に進められている。この PCa 工法では、PCa 化された部材同士をどの部位で接合するかによって種々の方式があり、その代表的な方式として柱、梁部材を各々 PCa 化し柱梁接合部で両者を接合するもの^{例えは1)~3)}、予め梁と柱梁接合部を一体に PCa 化し梁部材の中央付近で接合するもの^{例えは4), 5)} などがある。これらの方式では、前者は柱梁接合部で、後者は梁部材のスパン中央部で場所打ちコンクリート部を設けるために、鉄筋・型枠工事およびこれに伴う外部足場工事が不可欠となっている。

このような場所打ちコンクリートによる湿式接合部を設ける工法は、建て方精度を確保する上でも有効であるが、施工技術が進歩した今日にあっては、柱・梁部材をフル PCa 化し、部材同士を目地幅程度のクリアランスを確保して架設していくことが可能であり、PCa 化率の高

い、より工業化の進んだ工法が実現できるものと考えられる。

本報では、このような観点から開発された PCa 工法について、工法の概要と十字形・ト字形の立体架構を対象に実施した2方向水平加力実験結果を報告する。

2. 工法概要

図-1に本工法の概要を示す。本工法は、内法階高分の PCa 柱、および柱梁接合部とその両側のスパン中央までの梁が一体化された PCa 部材（以下、PCa 梁）で架構を構成するものである。部材同士の接合は、15mm~25mm程度の目地を設け、その部位に後でモルタルを充填する工法によるものであり、これを可能とするために各部材の形状および建て方手順を以下のように設定している。

各プレキャスト部材の形状については、PCa 柱は、柱頭部に柱主筋用のモルタル充填式鉄筋継手を内蔵し、柱脚部は柱主筋を突出させた形状としている。PCa 梁は、柱主筋の通る位置にシース管を内蔵して主筋本数分の孔

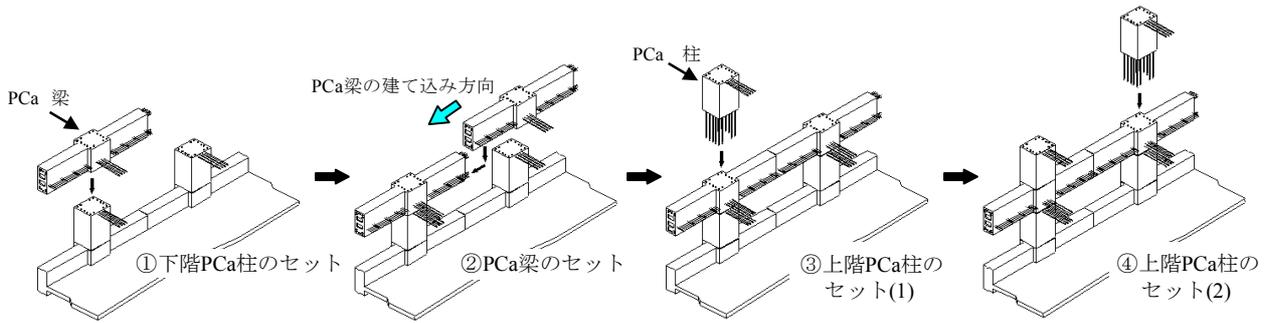


図-1 工法概要

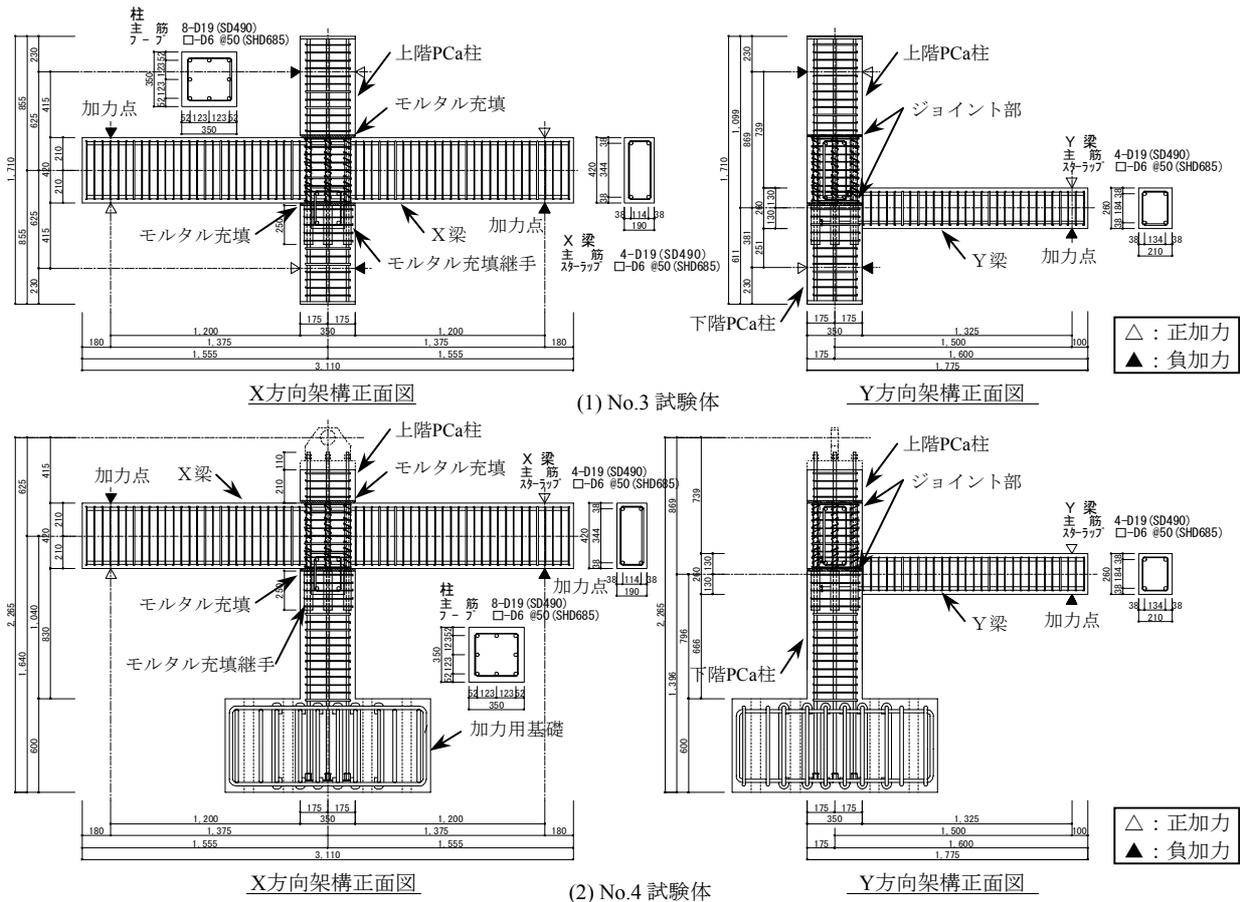


図-2 試験体図

を貫通させ、梁の一方の端部に梁主筋用のモルタル充填式鉄筋継手を内蔵し、他方は梁主筋を突出させた形状としている。

建て方の工程は、①下階のPCa柱設置後、まず②PCa梁を図示のように水平方向にスライドさせてセットし、つぎに③上階のPCa柱を、その突出した柱主筋がPCa柱梁接合部の開孔を貫通して下階柱頭部の鉄筋継手まで達するようにセットするという手順である。各PCa部材のセット後は、柱・梁のジョイント部の外周にモルタルを先詰めした後、鉄筋継手部、シース管部およびジョイント部の順にモルタルを充填して部材間の一体化を図る。

本工法は、施工上の利点を有する反面、柱頭・柱脚のジョイント部のモルタル性能（強度・ヤング係数）の架

構特性に与える影響や柱梁接合部のシース管内で通し配筋された柱主筋の付着性状などの構造上の不明な点を有している。

また、本工法が対象としている架構形式は、桁行(X)方向が逆梁で、張間(Y)方向が順梁の板状住棟の架構形式であり、X、Y方向の梁が段差を有して柱に取付くものである。この架構に斜め方向の水平力が作用した場合の柱梁接合部の性状は必ずしも明らかではない。そこで、主として本工法のPCa部材同士のジョイント部、および直交する梁が段差のある柱梁接合部の構造性能を検討するために架構実験を実施することとした。

表-1 試験体諸元

試験体名	想定破壊形式	柱軸力 (kN)	X梁	Y梁
No.1	梁降伏	-1470	No.3~No.5と同じ	なし
No.2	柱梁接合部せん断破壊	-2120	b×D ₀ =220×245mm [主筋(上・下端共)] 5-D19(USD685A), P _t =3.55% [スターラップ] 2-D10@50(SD785), P _w =1.29%	b×D ₀ =210×260mm [主筋(上・下端共)] 2-D19(SD490), P _t =1.23% [スターラップ] 2-D6@50 (SHD685), P _w =0.61% [主筋定着] 機械式定着金物
No.3	梁降伏	-2120	b×D ₀ :190×420mm [主筋(上・下端共)] 2-D19(SD490), P _t =0.79% [スターラップ]	2-D6@50 (SHD685), P _w =0.67% [主筋定着] 機械式定着金物(No.5のみ)
No.4	梁降伏 (圧縮軸力時)	-1470 ~ +1010 (図5参照)	2-D6@50(SHD685), P _w =0.67% [主筋定着] 機械式定着金物(No.5のみ)	2-D6@50(SHD685), P _w =0.37% [主筋定着] 機械式定着金物(No.5のみ)
No.5	柱降伏 (引張軸力時)			
共通事項	柱 Bc×Dc:350mm×350mm [主筋] 8-D19(SD490, No.2のみUSD685A), P _g =1.87% [フープ] 2-D6@50(SHD685), P _w =0.37% [継手] モルタル充填式, 外径φ50mm, 長さL=250mm 柱梁接合部 [せん断補強筋] 2-D6@50(SHD685), P _w =0.37% [シース管] 内径φ35mm, t=0.25mm厚			

表-2 材料試験結果

試験体	コンクリート						柱梁接合部 充填モルタル			
	柱 柱梁接合部		X梁		Y梁		継手内		シース管内, 柱頭・ 柱脚ジョイント部	
	σ _B ¹⁾	E _c ²⁾								
No.1	65.8	3.38	33.5	2.70	—	—	—	—	—	—
No.2	66.0	3.44	66.0	3.44	33.6	2.60	123	—	125	—
No.3	68.0	3.51	34.3	2.66	34.6	2.55	—	—	—	—
No.4	37.7	2.77	37.3	2.84	33.9	2.76	131	3.86	139	3.88
No.5	38.1	2.74	38.3	2.81	35.0	2.76	—	—	—	—

鉄筋径・種別	降伏点強度	引張強度	ヤング係数	降伏ひずみ	使用部位
	σ _y (N/mm ²)	σ _t (N/mm ²)	E _s (N/mm ²)	ε _y (×10 ⁻⁶)	
D6 (SHD685)	687 ³⁾	895	1.93×10 ⁵	5560 ³⁾	No.1~5: 柱フープ、 柱梁接合部せん断補強筋 No.1, 3~5: X梁スターラップ No.1~5: Y梁スターラップ
D10 (SD785)	841	1029	2.08×10 ⁵	4180	No.2: X梁スターラップ
D19 (SD490)	548	694	1.94×10 ⁵	2970	No.1, 3~5: 柱・X梁主筋 No.1~5: Y梁主筋
D19 (USD685A)	745	939	1.96×10 ⁵	4420	No.2: 柱・梁主筋

1) 圧縮強度 (N/mm²), 2) ヤング係数 (×10⁴N/mm²), 3) 0.2%オフセット時

3. 実験概要

(1) 試験体

図-2に試験体図 (No. 3, No. 4試験体) を, 表-1に試験体諸元を示す。

試験体は約 1/3 縮尺で合計 5 体からなり, No. 1試験体は X 方向のみの平面架構である。No. 2~No. 5試験体は X, Y 方向の立体架構であり, 柱梁接合部および PCa 柱ジョイント部に 2 方向のせん断力を作用させる。

X 方向の架構形式は, No. 1~No. 4試験体は十字形, No. 5試験体はト字形で, Y 方向はいずれもト字形である。X 方向架構の破壊形式は, 一定軸力の No. 1, No. 3試験体は梁曲げ降伏, No. 2試験体は柱梁接合部のせん断破壊を想定し, 変動軸力の No. 4, No. 5試験体は, 引張時は柱降伏, 圧縮時は梁降伏を想定した。Y 方向架構はいずれも梁曲げ降伏である。



(1) PCa梁のセット



(2) 上階PCa柱のセット



(3) 下階PCa柱, 鉄筋継手部
モルタル注入



(4) シース管, ジョイント部
モルタル注入

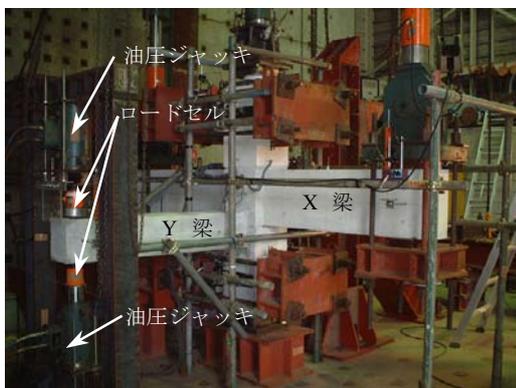
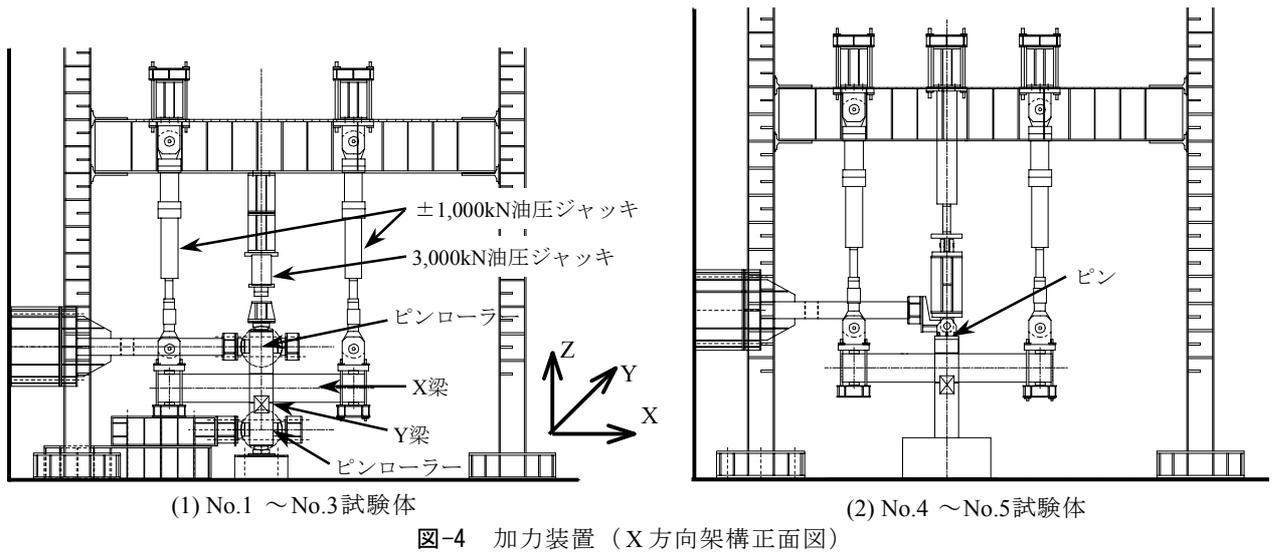
図-3 試験体の製作手順

試験体は, 図-3に示すように実施工と同様の手順で製作した。PCa 梁の製作では, No. 2試験体以外では, 柱梁接合部に PCa 柱と同一のコンクリートを打設するために, 梁と柱梁接合部との間に打継ぎ部 (コッターは設けていない) を設けた。No. 2試験体の PCa 梁は, 梁と柱梁接合部を一体で打設した。Y 梁は, X 方向架構部分を製作した後, 在来工法により製作した。また, ト字形架構の梁主筋の定着には, 機械式定着金物を使用している。表-2に使用材料の試験結果を示す。

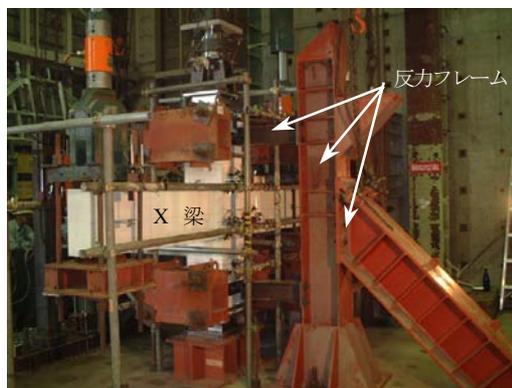
(2) 加力方法および計測方法

図-4に加力装置図を, 写真-1に加力状況を示す。

No. 1~No. 3試験体では, 上下の柱の反曲点位置をピン



(1) Y梁の加力状況



(2) Y梁の反力フレーム

写真-1 加力状況

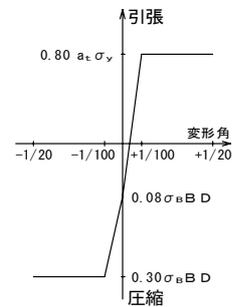


図-5 柱軸力の加力ルール

ローラー支持し、柱上部の油圧ジャッキ（圧縮型、最大荷重 3,000kN、ストローク200mm）により一定軸力を作用させるとともに、X梁端位置を油圧ジャッキ（両動型、最大荷重± 1,000kN、ストローク600mm）で上下方向に漸増繰返し加力する方法とした。Y梁の加力では、写真-1(1)に示すように、2台の油圧ジャッキ（圧縮型、最大荷重 1,000kN、ストローク200mm）を梁の上下に取り付け、加力方向によって油圧ジャッキを交互に切り替える方法とした。Y梁加力時の反力の処理については、写真-1(2)に示すように、柱上下の支点位置と反力フレーム間をクリアランスを設けて高強度鉄筋で緊結することにより、鉛直方向の変形を許容しつつ、水平方向の力を伝達させる方式とした。

X、Y梁は変形角が同一になるように加力し、その折り返し変形角および繰返し回数はそれぞれ± 1/400 (1回)、1/200、1/100、1/67、1/50、1/40 (各2回)、1/33、1/20 (各1回)radを基本とした。

No. 4、No. 5試験体では、柱下部の加力用基礎を反力床に固定し、柱上部のピン位置で油圧ジャッキ（両動型、最大荷重+2,000/-1,000kN、ストローク550mm）により

変動軸力を作用させた。X、Y梁の加力方法および載荷ルールは、No. 1～No. 3と同様である。図-5に、柱軸力の載荷ルールを示す。

図-6に変位の計測位置を、図-7にひずみの計測位置を示す。変位の計測位置については、梁加力位置、柱上下のピンローラー位置、柱梁接合部の4隅は全試験体で共通とし、引張軸力を作用させるNo. 4、No. 5試験体では、PCa柱とPCa梁との間の水平方向の変形差を測定した。

4. 実験結果と考察

(1) 破壊状況および荷重-変形関係

a) X方向架構

図-8に各試験体の梁端荷重-変形角曲線を、図-9に柱梁接合部のせん断変形角の推移を示す。また、図-10に最終ひび割れ図を示す。

1方向加力のNo. 1試験体では、梁主筋の降伏後、変形角R=+1/100radで最大荷重を示し、その後、梁主筋の抜け出しおよび梁圧縮側コンクリートの圧壊が進行して荷

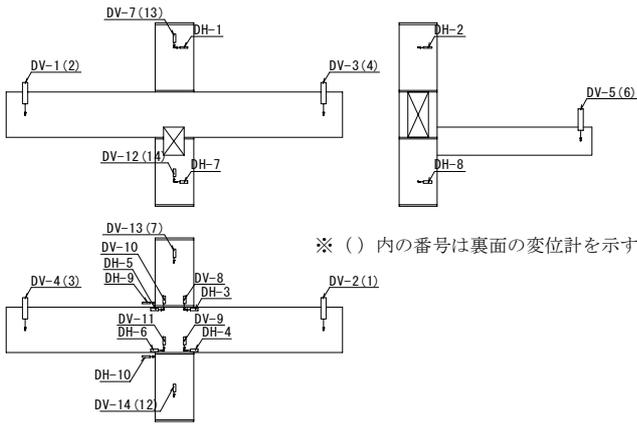


図-6 変位の計測位置

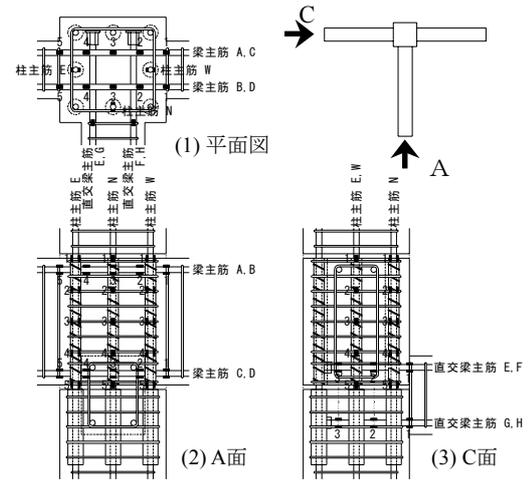


図-7 ひずみの計測位置

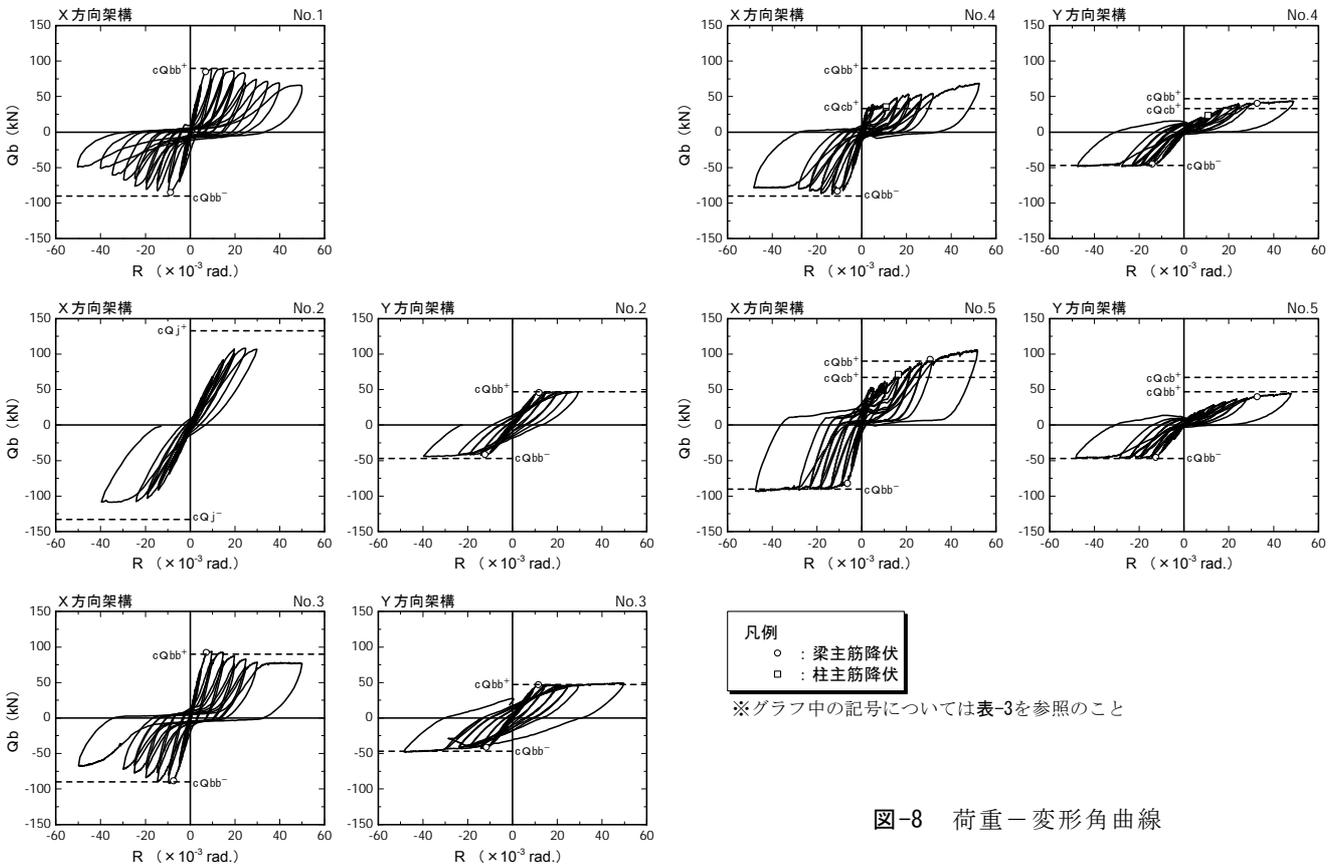


図-8 荷重-変形角曲線

重が徐々に低下するとともに、荷重-変形曲線の形状にスリップ性状が現れている。これらの性状は、2方向加力のNo.3試験体でも概ね同様であり、荷重-変形関係に1方向加力と2方向加力の差異は特に見られない。

柱梁接合部のせん断破壊を想定したNo.2試験体では、 $R=+1/50\text{rad}$ 以降で荷重の上昇が見られなくなり、 $R=-1/30\text{rad}$ の加力時に梁主筋の降伏は生じず圧縮側コンクリートが圧壊して実験を終了した。柱梁接合部の最大せん断変形角は約 $3/1000\text{rad}$ であり、柱梁接合部のせん断破壊には至らなかった。しかしながら、柱梁接合部によ

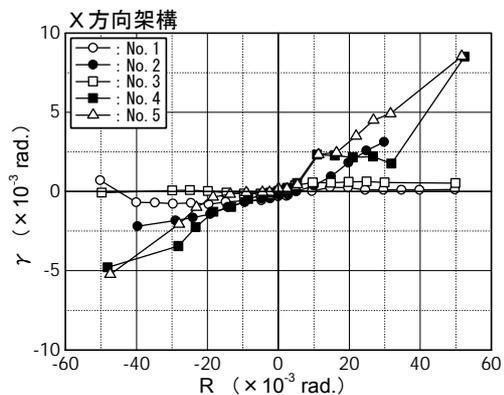


図-9 接合部せん断変形角の推移 (X方向)

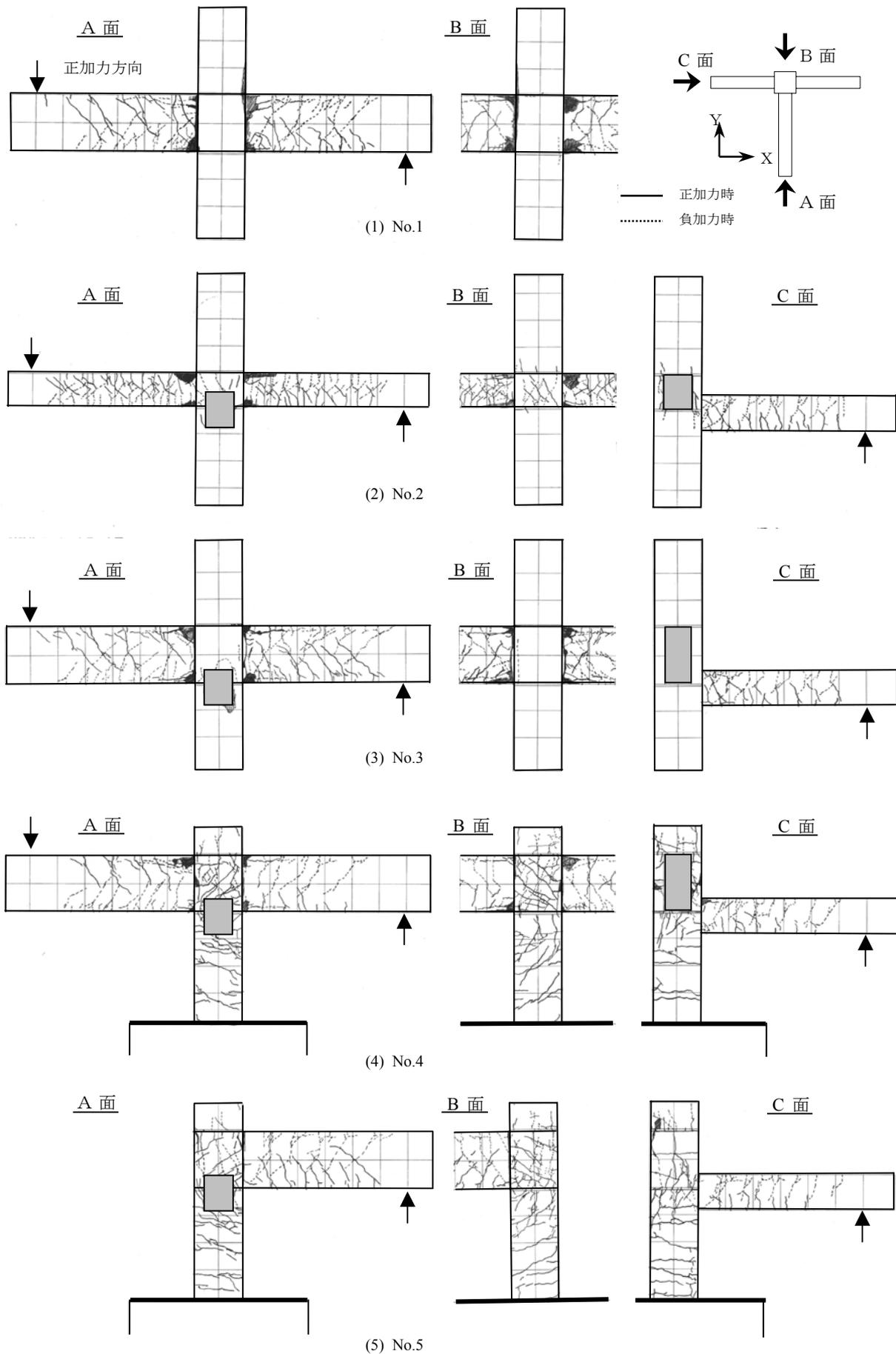


図-10 ひび割れ図

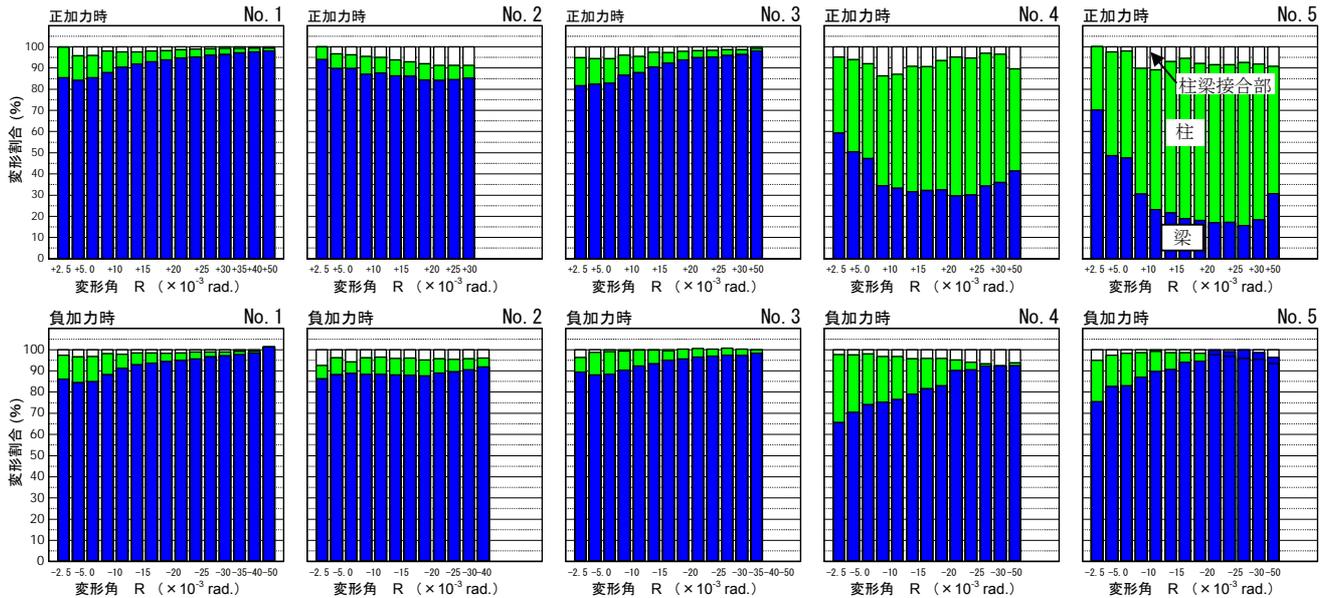


図-11 変形割合 (X方向)

り大きなせん断力が入力されたNo.2試験体では、Y梁のある面とない面の柱梁接合部のせん断ひび割れの状況に差異が見られた。すなわち、Y梁のない面 (B面) では正/負加力時のひび割れがほぼ対称に多数発生しているのに対し、Y梁のある面 (A面) では正加力時のひび割れが少なくなっている。これは、Y梁から柱梁接合部に入力される作用力が、正加力時には圧縮応力となり柱梁接合部を拘束するように作用するが、逆に負加力時にはY梁主筋による引張応力が作用して直交梁による拘束効果が低下するためと考えられる。

PCa柱のジョイント部については、No.1, No.3試験体ではほぼ健全であり、No.2試験体では柱梁接合部のせん断ひび割れがジョイント部まで伸びたが、圧壊や剥離等の顕著な損傷は見られなかった。

変動軸力を作用させたNo.4試験体では、柱に引張力が作用する正加力時には柱主筋が降伏して剛性が大きく低下するものの、その後も荷重は増加している。この時、PCa柱ジョイント部では、柱曲げモーメントの引張域で隙間が生じており、圧縮側ではモルタルが部分的に圧縮力を負担する状態になった。本試験体では表-2に示すとおりこのジョイント部のモルタルの強度、ヤング係数が十分に高いために顕著な損傷は見られなかったが、これらモルタルの特性が本構造の特性に少なからず影響するものと思われる。一方、柱に圧縮力が作用する負加力時には、梁主筋の降伏変形角はNo.1およびNo.3試験体と同様であるが、降伏以降の荷重の低下の割合はより緩やかである。

隅柱を対象としたNo.5試験体では、X方向構面の柱梁接合部の斜めひび割れがNo.4試験体に比べて緩勾配にな

っており、引張軸力の影響がより大きいことを示している。引張軸力が作用する正加力時には、No.4試験体の場合と同様に、柱主筋降伏後も荷重が上昇し、最終的に梁主筋が降伏に至っている。圧縮軸力が作用する負加力時においても、降伏時の変形角がNo.4試験体に比べて小さく、また主筋降伏後の履歴性状も荷重低下のない比較的安定した性状を示しており、梁主筋に機械式定着金物を使用することによって十分な性能が得られることが確認された。No.5試験体のPCa柱のジョイント部の損傷状況は、No.4試験体とほぼ同様であった。

b) Y方向架構

梁主筋に定着金物を使用したY方向架構の荷重-変形関係については、一定軸力のNo.2, No.3試験体では、紡錘形の良い曲線形状を示している。また、変動軸力を作用させたNo.4, No.5試験体では、No.5試験体のX方向の場合と同様に、荷重-変形関係に柱の損傷の影響が現れている。

(2) 柱、梁および柱梁接合部の変形割合

図-11に、X方向架構についての柱、梁および柱梁接合部の変形割合を示す。ここで、梁の変形割合には梁主筋の抜け出しによる変形分が、柱の変形割合にはPCa柱のジョイント部の局部変形分が含まれている。

No.1試験体では、加力初期の小変形時には梁の変形割合は80~90%であるが、梁主筋降伏後の変形角 $R = \pm 1/100\text{rad}$ 以降は、梁主筋の抜け出しに伴ってさらに梁変形の割合が増大している。柱梁接合部の変形割合は非常に小さい。No.3試験体は、No.1試験体とほぼ同様な傾向を示している。

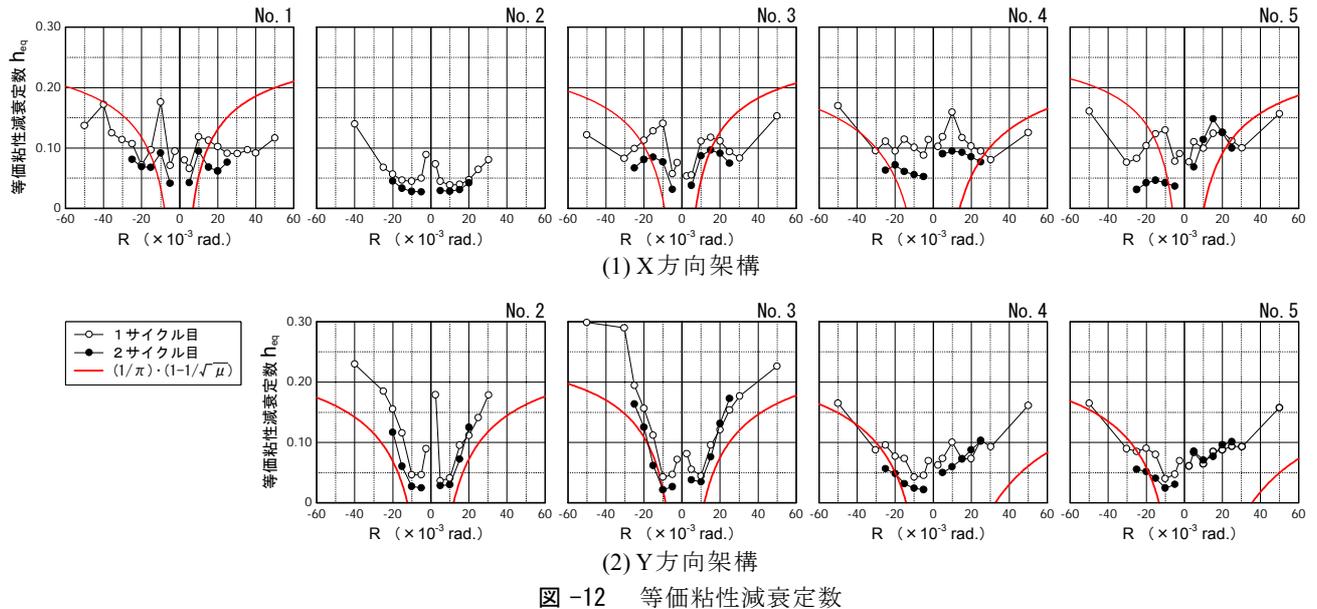


図-12 等価粘性減衰定数

No.2試験体では、Rの増大に伴って柱梁接合部の変形割合が大きくなっており、No.1, No.3試験体に比べて梁変形の占める割合が小さくなっている。

No.4試験体では、引張軸力の正加力時には、変形角Rの増大に伴い、柱の変形割合が増加し、柱主筋降伏後のR=1/100rad以降で柱が60%程度、梁が30%程度となっている。これに対し、圧縮軸力の負加力時には、小変形時の柱の変形割合はNo.1, No.3と比較してやや大きいものの、Rの増大に伴って梁変形の割合が次第に大きくなり、大変形時にはほとんどが梁の変形で占めている。この傾向は、隅柱のNo.5試験体ではさらに顕著である。

(3) 等価粘性減衰定数

図-12に、変形角Rと等価粘性減衰定数 h_{eq} の関係を示す。同図には式(1)の h_{eq} の関係を併記した。

$$h_{eq} = \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \quad (1)$$

ここに、

μ : 梁主筋の降伏変形角を基点とした塑性率

式(1)は、復元力特性モデルにおける除荷時剛性を降伏時剛性の $1/\sqrt{\mu}$ とした時の定常ループにおける h_{eq} であり、建設省告示第1457号の h_{ei} 式を0.8で除した関係に相当するものである。

No.3試験体の h_{eq} は0.10前後となり、塑性率が約2.0以上の変形角では式(1)の値を下回っている。これは、梁主筋の抜け出しによるスリップ性状の影響のためと考えられる。一方、引張軸力の作用するNo.4およびNo.5試験体の正加力時の h_{eq} は、塑性率で2.0~2.5程度以上の変形角で式(1)の値を下回るが、全体的にはNo.1, No.3

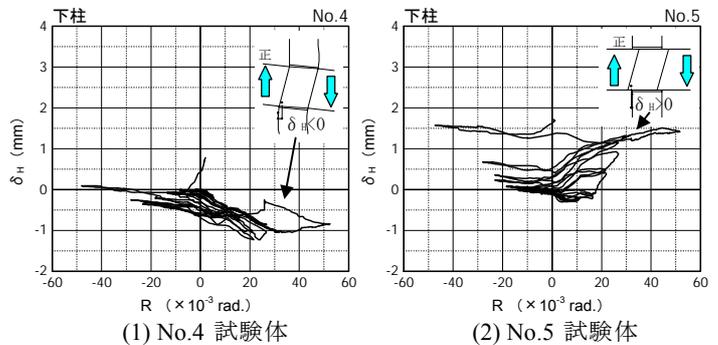


図-13 PCa柱ジョイント部の水平方向の変形差(計測値)

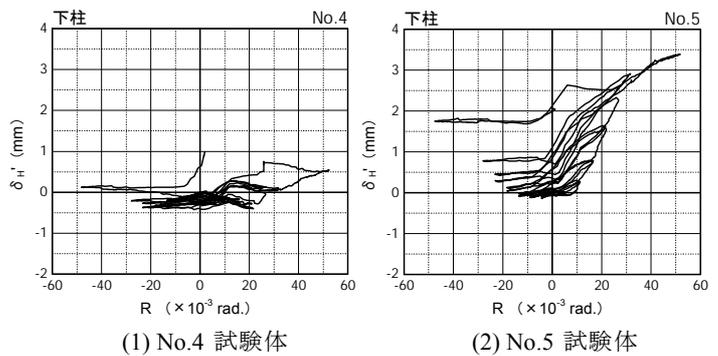


図-14 PCa柱ジョイント部の水平方向のずれ変形(部材の変形考慮)

試験体より大きな値を示している。また、梁主筋に機械機械式定着金物を用いたY方向架構では、全試験体とも h_{eq} は大変形時においても式(1)の値を上回っている。

(4) PCa柱ジョイント部のずれ変形

図-13に、No.4, No.5試験体のPCa柱ジョイント部の上下間における水平方向の変形差 δ_H の計測値を示す。同図中には、正加力時の梁せん断力の方向(矢印)およ

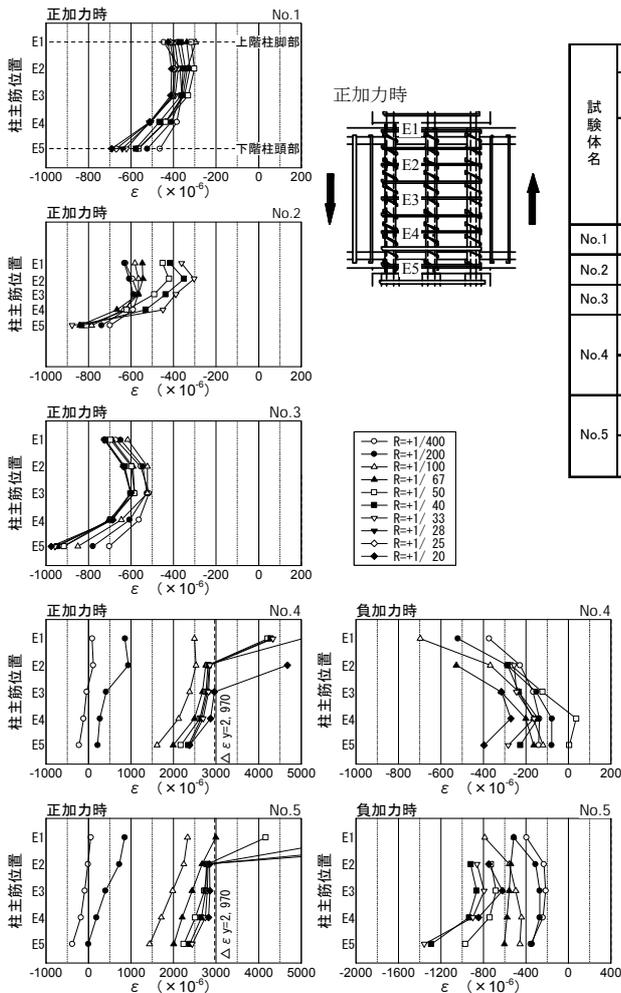


図-15 柱主筋のひずみ度分布

び δ_H の変形状況を併記した。 δ_H は、柱梁接合部の隅に埋め込まれたボルトと柱面との間の変形差であり、柱の変形、柱梁接合部のせん断変形および PCa 部材同士のジョイント部のずれ変形が含まれている。

No. 4試験体では、柱に引張軸力が作用する正加力時には柱変形による δ_H の増加が見られるが、PCa 柱ジョイント部のずれ変形は非常に小さいことがわかる。また、柱に圧縮軸力が作用する負加力時には、 δ_H の増加はほとんど見られない。梁が柱の片方のみ取り付けト字形架構のNo. 5試験体では、 $R=+1/67$ radまではNo. 4と同様に柱の曲げ変形の影響が見られるが、 $R=+1/50$ rad以降は δ_H が正方向の変形となり、柱梁接合部のせん断力の方向に PCa 柱ジョイント部でずれ変形が生じていることがわかる。図-14 は、図-13 の δ_H から柱および柱梁接合部の変形分を差し引いて算出したずれ変形を示したものである。ずれ変形の最大値は、No. 4試験体で約 1.0mm、No. 5試験体で約 3.4mm となっている。

(5) 柱梁接合部内の柱主筋のひずみ分布

図-15 に、各試験体の柱梁接合部のシース管内に配筋

表-3 諸強度の実験値と計算値

試験体名	実験値		計算値									
	最大荷重		梁通し配筋 附着応力 t (N/mm ²)	X方向架構				Y方向架構				
	X方向 架構 t_{Q_b} (kN)	Y方向 架構 t_{Q_b} (kN)		柱	梁		柱梁接合部 ^{*3}	梁				
No.1	89.4	—	13.6	*1 曲げ強度 cQ_{cb} (kN)	*3 せん断強度 cQ_{sb} (kN)	*2 曲げ強度 cQ_{bb} (kN)	*3 せん断強度 cQ_{bs} (kN)	せん断強度 cQ_j (kN)	梁筋附着強度 τ_u (N/mm ²)	τ_j	*2 曲げ強度 cQ_{bb} (kN)	*3 せん断強度 cQ_{bs} (kN)
No.2	108.7	47.1	8.5	438	239	147	198	133	14.3	1.27	47	170
No.3	93.8	49.4	13.9	472	240	90	193	263	14.6	1.02	47	171
No.4	87.9	48.4	11.3	361	197	90	203	174	10.4	1.43	47	170
	68.8			33					7.9	1.57		
No.5	93.8	46.6	—	725	397	90	207	463	—	—	47	171
	106.2			67					—	—		

*1: $M_{eu} = 0.5 a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D_c + 0.5 N \cdot D_c (1 - N / (B_c \cdot D_c \cdot \sigma_B))$ (圧縮軸力時),
 $M_{eu} = 0.5 a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D_c + 0.5 N \cdot g_1 \cdot D_c$ (引張軸力時) を梁せん断力に換算,
 *2: $M_{bu} = 0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot d$ をせん断力に換算, *3: 文献(6)

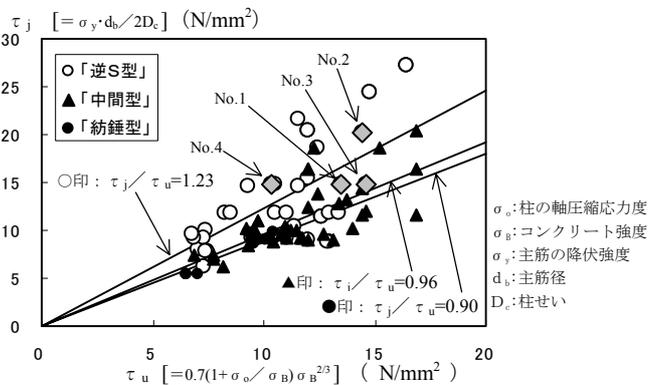


図-16 附着強度 τ_u と設計用附着応力度 τ_j

された柱主筋のひずみ分布を示す。No. 1, No. 3試験体では、曲げモーメントの引張域にある上柱脚部の鉄筋のひずみが、 $R=+1/100$ rad以降、圧縮ひずみの増加に転じている。これは、PCa 柱ジョイント部においてモルタル部が負担していた軸力の一部が柱主筋に移動したことを示すものと考えられるが、その程度は図示のとおり比較的小さいことがわかる。

No. 4, No. 5試験体において引張軸力を受ける正加力時のひずみ分布を見ると、柱主筋の降伏部は概ね柱頭・柱脚部となっており、シース管内の柱主筋の附着は確保されていることを示している。

(6) 諸強度の実験値と計算値

表-3に、梁端荷重に換算した諸強度の計算値と実験値との対応を示す。X方向架構では、No. 1, No. 3試験体およびNo. 4, No. 5試験体の圧縮軸力(負加力)時の最大荷重は、梁曲げ強度である90kNにほぼ一致している。引張軸力(正加力)時の最大荷重は、No. 4試験体で柱曲げ強度の約208%, No. 5試験体で159%と大きな値を示している。

柱梁接合部内の梁主筋の付着応力度の実験値 τ_u は、応力度—ひずみ度関係を R-0 モデルと仮定し、柱梁接合部内を4区間に分けて測定した主筋のひずみ度から算出したものであり、4本の主筋の各区間について求めた局所最大付着応力度の平均値である。付着強度の計算値 τ_u に対する τ_j の比率は、No.1で1.01、No.3で0.95、No.4で1.09であり、梁主筋が通し配筋されたこれらの試験体のX方向架構では梁主筋降伏後に付着強度に達していたものと思われる。

図-16に、本試験体および既往の実験結果^{7)・8)}について整理した付着強度 τ_u ⁶⁾ と設計用付着応力度 τ_j ⁶⁾ の関係を示す。ここで、既往の研究から抽出した試験体は、柱梁接合部内には鉄筋継手がなく梁主筋が通し配筋された試験体であり、コンクリート強度は24～98N/mm²、梁主筋強度は319～858N/mm²、梁のせん断スパン比は1.38～5.23、柱せいに対する梁せいの比は0.70～1.34、梁主筋径に対する柱せいの比は14～30である。各試験体の履歴ループ形状を、「紡錘型」、スリップ性状が顕著な「逆S型」、および大変形時にはやや逆S状きみとなるが比較的良好な履歴形状を示す「中間型」に分類して整理した。各分類ごとに τ_j / τ_u を最小自乗法により評価すると、「紡錘型」で0.90、「中間型」で0.96、「逆S型」で1.23となっている。同図より、安定した履歴性状を確保するためには、文献6)で示されているように τ_j / τ_u は1以下とすることが望ましいと思われる。 τ_j / τ_u が1.43であるNo.4試験体で比較的良好な性状が見られたのは、変動軸力の作用により柱の損傷が進行し、柱の剛性が低下することによって、梁変形が相対的に小さくなったことによるものと考えられる。

5. まとめ

柱・梁部材のフルPCa化による工業化施工を意図して開発した、柱梁接合部一体化型のPCa梁を用いた工法について、工法の概要と十字形・ト字形の立体架構を対象に実施した2方向水平加力実験結果を報告した。結果をまとめると以下の通りである。

- ① PCa材同士のジョイント部には、ひび割れや目開き、およびずれ変形が見られたが、圧壊や剥離等の顕著な損傷は見られず、ジョイント部が架構特性に及ぼす影響は小さいことが確認された。
- ② 柱に大きな引張軸力が作用して柱主筋が降伏する場合にも、降伏部は概ね柱頭・柱脚部となっており、柱梁接合部のシーす管内では柱主筋の付着が確保されていることが確認された。
- ③ 直交する梁が段差を有する立体架構に2方向水平力

が作用した場合の柱梁接合部の性状は、1方向水平力の場合と比べてひび割れ状況にややその違いが見られたものの、本実験の範囲では履歴特性や損傷状況等に特に顕著な差異は見られなかった。

参考文献

- 1) 江島ほか：プレキャスト鉄筋コンクリート造梁柱内部接合部のせん断性状に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.517-518，1994.9
 - 2) 石原ほか：プレキャスト鉄筋コンクリート造柱・梁接合部に関する実験研究（その1 内柱・梁接合部），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.513-514，1994.9
 - 3) 小室ほか：2方向加力を受けるプレキャスト鉄筋コンクリート造外部柱・梁接合部に関する実験的研究（その1～その3），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.987-992，1999.9
 - 4) 武田ほか：超高層鉄筋コンクリート建物の耐震設計法に関する研究（その9）日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.143-144，1986.8
 - 5) 丸田ほか：超高層RCを対象としたプレキャスト骨組の構造性能，鹿島技術研究所年報，第48号，pp.71-78，2000.9
 - 6) 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，日本建築学会，1999
- [引用データ]
- 7) 日本建築学会大会学術講演梗概集：pp.1819-1820 (1983)，pp.155-156 (1985)，pp.293-294 (1985)，pp.93-94 (1986)，pp.117-118 (1986)，pp.149-154 (1986)，pp.173-174 (1986)，pp.349-350 (1987)，pp.321-322 (1987)，pp.615-616 (1987)，pp.627-628 (1987)，pp.463-464 (1989)，pp.465-466 (1989)，pp.357-358 (1990)，pp.379-380 (1990)，pp.579-580 (1991)，pp.583-586 (1991)，pp.893-894 (1991)，pp.253-254 (1992)，pp.437-438 (1992)，pp.835-538 (1993)，pp.159-160 (1994)，pp.493-494 (1994)，pp.499-500 (1994)，pp.77-78 (1995)，pp.841-842 (1996)，pp.597-598 (1998)，pp.943-944 (1999)
 - 8) コンクリート工学年次論文報告集，No.2：pp.437-440 (1992)，pp.553-558 (1993)，pp.559-564 (1993)，pp.583-588 (1993)，pp.993-998 (1997)

プレストレスト鉄筋コンクリート造扁平梁の構造特性

Structural Characteristic of Prestressed Concrete Shallow Beam

田野 健治 KENJI TANO

山中 久幸 HISAYUKI YAMANAKA

本論文は、梁上端に鉄筋、梁下端に PC 鋼棒を配したプレストレスト鉄筋コンクリート造扁平梁の地震時における構造特性について検討している。その結果、本扁平梁は、梁底面にはほとんどひび割れを生じず、地震経験後の修復性の高さを示した。また、その荷重-変形関係は、PC 鋼棒の拔出しを分散ひび割れとして評価した断面解析結果により、評価が可能であることを示した。

キーワード：プレストレスト、扁平梁、PC 鋼棒、ボンド、アンボンド

This report discusses on the loading tests of PC shallow beams of which main bars are reinforcement bars in upper side and high-strength alloy steel bars in lower side. As a result of experimental studies, beams showed high reparability after seismic loading. And it was shown that the load-deflection relationship of test results could be simulated by flexural analysis method of the beams considering slip characteristic of the bars.

Key Words: Prestressed, Shallow beam, High-strength alloy steel bars, Bonded, Unbonded

1. はじめに

長スパンの梁部材には、長期的なたわみを抑制する目的で、PC 鋼材によりプレストレス力を導入して、プレストレスト鉄筋コンクリート造（PC 造）とすることが以前より多く行われている。しかし、多くの場合、その PC 鋼材量は長期荷重の一部をキャンセルするに足る量が入っているに過ぎず、地震時応力を積極的に負担させてはいない。

一方、最近の集合住宅では、室用途の自由度拡大および開放感の演出のために長スパンかつ扁平な梁部材が求められており、このような要求を満たす方法に、PC 造による扁平梁を用いた構法がある。本報告での扁平梁部材は、梁せいが小さいことより施工性を考慮して、PC 鋼材を梁下端に直線配置して長期応力をキャンセルするとともに、地震時応力下においても PC 鋼材を積極的に活用することを目的としている。すなわち、梁上側は RC 造、梁下側は PC 造の性質を有する構造になる。

本報告では図-1に示すような中廊下形式の集合住宅を対象として、PC 扁平梁の地震時における構造特性を把握する目的で 1/2 スケールの縮小模型による加力実験を行った。実験結果に基づき、PC 扁平梁の構造特性を把

握するとともに、既往のモデルを用いて履歴特性の評価を試みた。

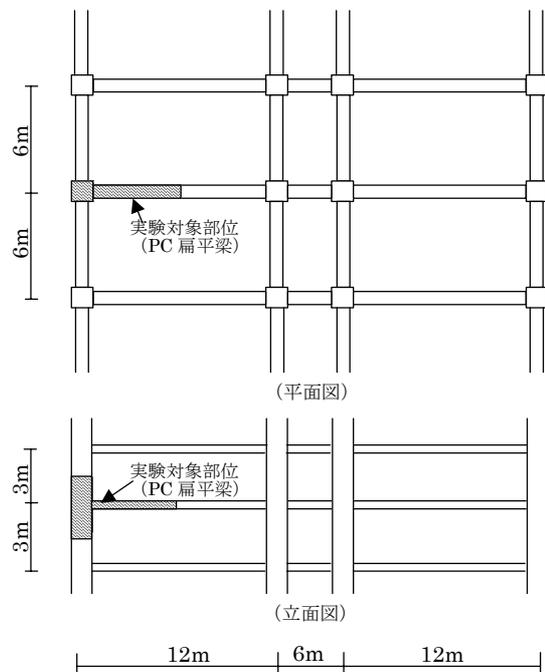


図-1 対象架構の平面図および立面図

2. 実験計画

(1) 試験体

試験体一覧を表-1に、試験体配筋図を図-2に、試験体断面図を図-3に示す。試験体は、1/2 スケールの PC 試験体 2 体 (No.1, No.3) , PRC試験体 1 体 (No.2) の計 3 体である。PC 試験体のうちNo.1試験体はボンドタイプ, No.3試験体はより施工性の簡便さを旨としたアンボンドタイプとした。梁断面は幅 40cm, 梁せい 30cm の矩形であり上端主筋は 3 体ともに 6 本の D19 (SD390) である。下端主筋および PC 鋼棒は、平面保持を仮定した断面解析により、上端主筋引張時の曲げ耐力と同等となるように本数を計画した。梁端部区間 A では、コンクリートを拘束する目的でスターラップのピッチを区間 B の半分とするとともに、中子筋も配した。PC 鋼棒の引張力は、実大スパン 12m の梁を想定し、梁中央の長期応力をキャンセルする力とした。試験体のコンクリートは図-2に示す試験体配筋図の上方より打設した。その後、コンクリートの強度を確認した後に、PC 鋼棒に引張力を導入した。PC 鋼棒の緊張作業は、緊張端に設置したロードセルおよび PC 鋼棒に貼付したひずみゲージを参考に、1 本あたり約 110kN を導入した。

表-1 試験体一覧

試験体	緊張材	初引張力		有効引張力	
		ΣT (kN)	(T/Py)	ΣP (kN)	(P/Py)
NO.1 (PCボンドタイプ)	2-φ23	110	0.28	98	0.25
NO.2 (PRCタイプ)	1-φ23	225	0.58	211	0.55
NO.3 (PCアンボンドタイプ)	2-φ23	114	0.29	104	0.27

Py: φ23B種1号の規格降伏荷重 387kN/本

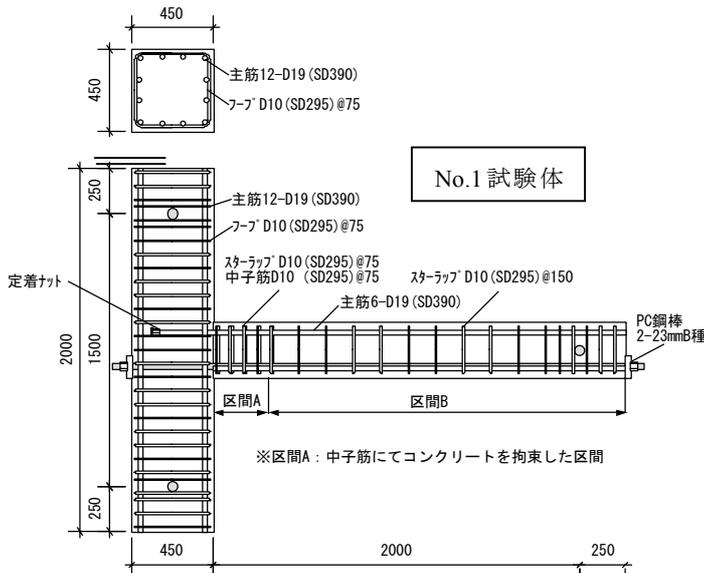
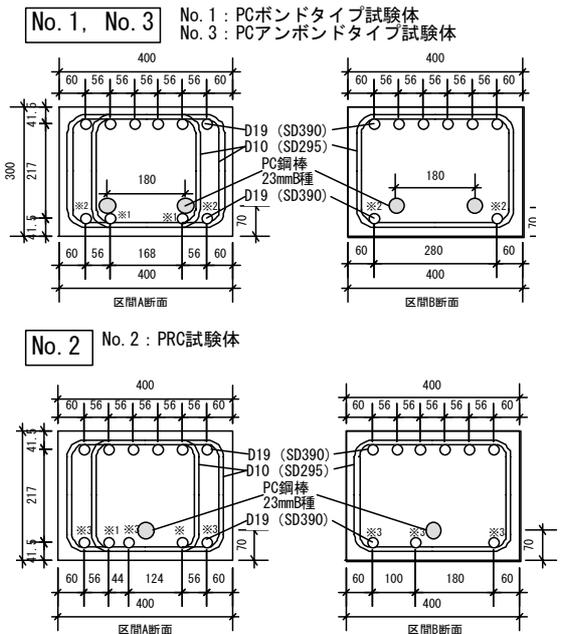


図-2 試験体配筋図



※1: スターラップ形形成筋, 区間 A のみに配置
 ※2: はり全長に配置, 柱梁接合部手前でカットオフ
 ※3: はり全長に配置, 柱梁接合部内で定着

図-2 試験体配筋図

(2) 使用材料

使用した鋼材およびコンクリートの材料試験結果を表-2, 表-3に示す。コンクリートは、早強コンクリートを使用した。

表-2 鋼材の材料試験結果

鋼材種	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	伸び (%)	対象 試験体
D10 (SD295)	336	540	192	21.0	No1, 2
D19 (SD390)	493	674	195	20.0	No1, 2
D10 (SD295)	338	538	198	22.4	No3
D19 (SD390)	454	655	193	18.3	No3
φ23 (SBPR930/1080)	1109	1205	208	12.1	全試験体

表-3 コンクリートの材料試験結果

No.	試験 時期	材令 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
No.1	PS導入時	8	41.1	-	-	-
	実験時	23	45.7	3.4	31.6	0.20
No.2	PS導入時	8	41.1	-	-	-
	実験時	15	43.8	3.4	30.3	0.19
No.3	PS導入時	10	40.0	-	-	-
	実験時	14	40.1	3.4	28.2	0.18
No.1.3 グラウト	実験時	18	44.5	-	-	-

(3) 実験方法

a) 加力方法

加力図を図-3に示す。加力は 1/2 スパン, 階高を取り出した T 型架構であり, 柱モーメントの反曲点位置をピン支持として, 梁先端で 1000kN 押し引きジャッキで加力

を行った。なお、柱には $0.05 \sigma_B$ （圧縮強度）の軸力を与えた。荷重は 1/800,1/400,1/200 を2回、 1/100,1/67 1/50,1/30 を3回とした。

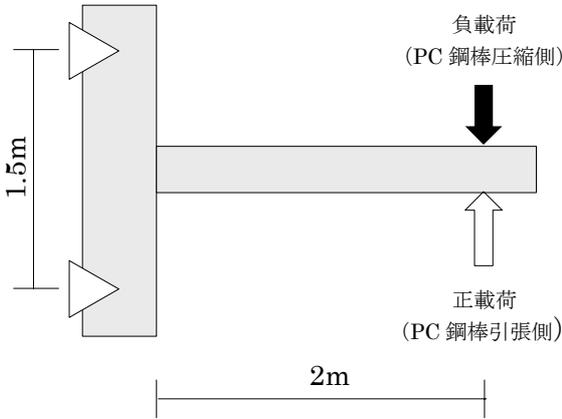


図-4 加力図

b) 計測方法

変位計測位置図を図-5に示す。変位計測は、電気式変位計で梁のたわみを、パイゲージで梁の各区間での曲率を求めるための軸方向変位を計測した。

ゲージ貼付位置図を図-6に示す。ひずみは、箔ひずみゲージを用いて計測した。計測項目は、鉄筋、PC 鋼棒およびせん断補強筋のひずみである。

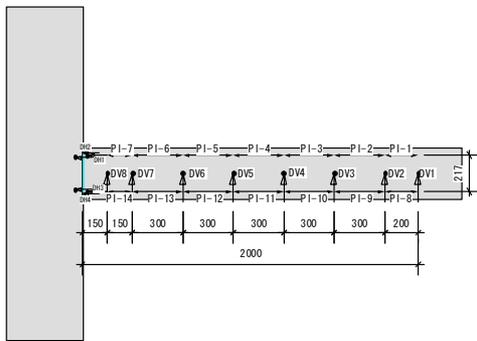


図-5 変位計測位置図

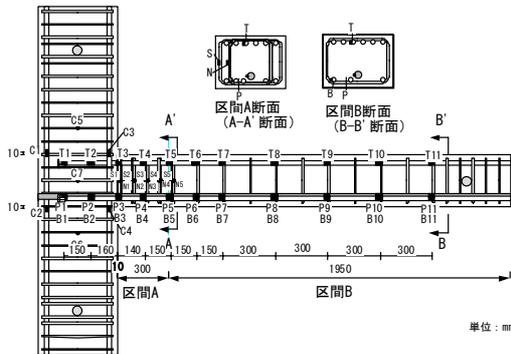


図-6 ゲージ貼付位置図

3. 実験結果

(1) 荷重-変形関係及び破壊状況

荷重-変形関係を図-7に、最終ひび割れ状況を図-8に示す。負荷荷側の性状は、PRC試験体 (No.2) の圧壊開始のタイミングが遅いこと以外は各試験体に顕著な差はなく、良好な履歴性状を示している。しかし、正載荷側のPC試験体とPRC試験体では大きな違いが見られ、PRC試験体 (No.2) が膨らみのあるRC的な履歴性状を示しているのに対し、PC試験体 (No.1, No.3) のひび割れ点以降はほぼ直線となり、エネルギー吸収の少ない挙動を示している。グラウト材の有無による比較では、ボンド試験体 (No.1) がアンボンド試験体 (No.3) と比べ、若干ではあるが、ひび割れ点以降の剛性が高く、同一変形での耐力も大きくなっている。また、除荷時では、ボンド試験体 (No.1) が多少膨らみのある性状を示している。これは、PC 鋼棒とグラウト材間の付着があることによる影響と思われる。ひび割れ状況は、PRC試験体 (No.2) が正負両側に曲げひび割れが分散しているが、PC試験体 (No.1, No.3) では正載荷時には危険断面位置のみにひび割れを生じ、他の部位には生じなかった。

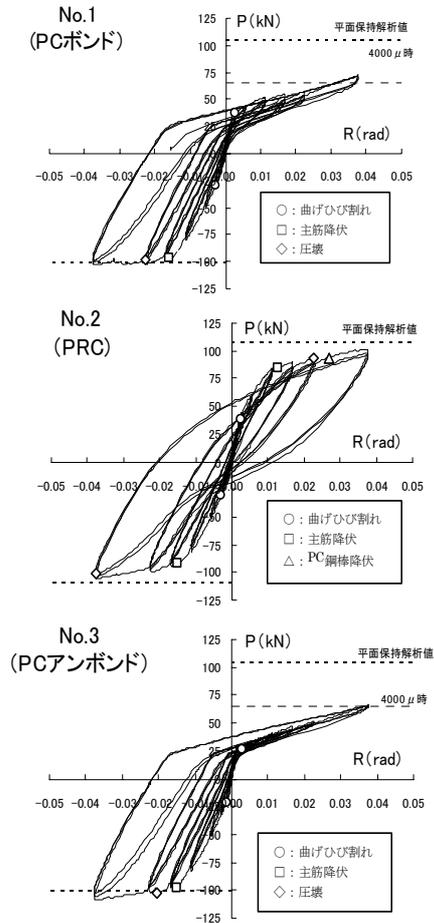


図-7 荷重-変形関係

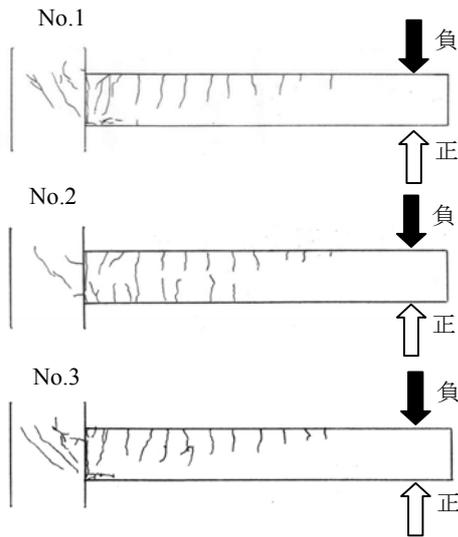


図-8 最終ひび割れ状況図

(2) PC 鋼棒のひずみ分布

PC鋼棒の各変位でのひずみ分布を図-9に示す。PRC試験体 (No. 2) のPC鋼棒はR=+1/30のサイクル、0.027rad時に降伏に至った。他の2体は降伏に至らず、1/30の変形時に危険断面位置において降伏ひずみに対して約60% (4000 μ) のひずみを示した。PC鋼棒のひずみが4000 μ 時における平面保持を仮定した断面解析結果を図-2に示す。ボンドタイプ試験体 (No. 1) では、1/200サイクル時までは危険断面位置付近を頂点に勾配のある分布を示したが、それ以降の変形では勾配のないフラットな分布を示し、1/100の変形を境に付着特性が劣化している。

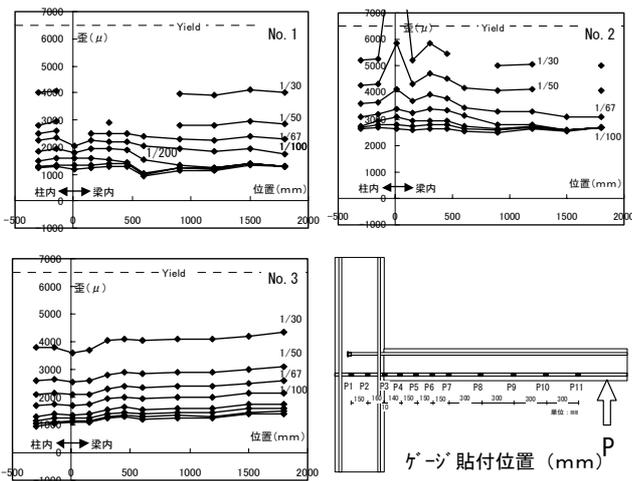


図-9 ひずみ分布図

(3) 曲げ変形分担率

各変形における曲げ変形分担率を図-10に示す。曲げ変形は、各曲率計測区間の平均曲率より求め加算した値を100%とした。なお、区間1での曲率には柱梁接合部および梁よりの抜出し変形も含まれている。PRC試験体

(No.2) は、梁端部での分担が大きいものの、ほぼ全サイクルにおいて梁全長にわたり変形をしている。一方、PC試験体はひび割れの生じていない加力初期を除き、梁端部でほとんどの変形を負担している。その傾向は、ボンド試験体 (No.1) に比べアンボンド試験体 (No.3) は顕著である。

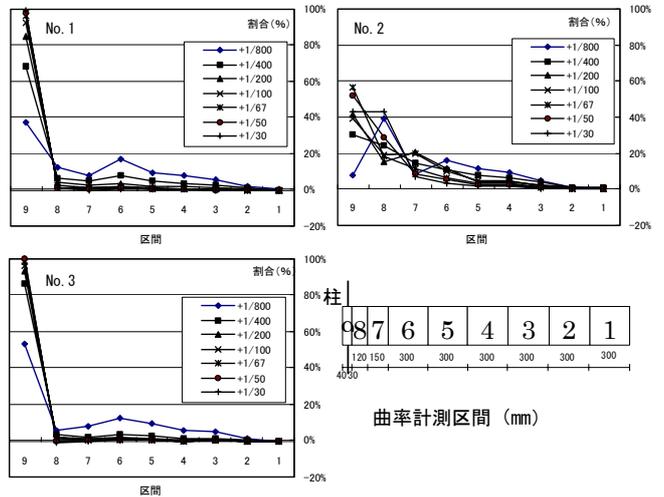


図-10 曲げ変形分担率

4. PC試験体の荷重-変形関係の考察

前章でPC試験体 (No.1, No.3) は、グラウト材の有無にかかわらず、早期にPC鋼棒の付着劣化が生じて、主に危険断面位置で回転を生じるPCアンボンド構造の典型的な性状を示していることを述べた。

一方、PRC試験体 (No.2) のPC鋼棒は、普通鉄筋の影響により顕著な付着劣化を生じずに、梁全長で変形が進展するRC構造的な挙動を示している。よって、PRC試験体 (No.2) の履歴特性は、RC構造、PRC構造で用いられる既往の評価方法により評価が可能と思われる。ここでは、PC試験体 (No.3) に着目し、荷重-変形関係を考察する。

(1) 危険断面位置のひずみ分布

RC梁部材の一般的な曲げ変形解析では、部材断面でのモーメント-曲率関係を平面保持仮定に基づく断面解析により計算して、部材の変形は、その結果より求まる曲率分布から得られる曲げ変形に、定着部からの鉄筋の抜出しで生じる変形を付加回転変形として加えて求める方法が用いられることがある²⁾³⁾。この抜出しによる変形を付加回転変形とする考え方は、危険断面位置での抵抗モーメントおよび部材の曲げ変形とは独立に、抜出し変形を取り扱える点で便利ではあるが⁴⁾⁵⁾、危険断面位置での抵抗モーメントが同値であるならば、抜出し量が

異なっても、抜出しの回転中心が変わらないという矛盾を生じる。PCアンボンド試験体 (No.3) の実験時での危険断面位置でのひずみ分布を図-11に示す。圧縮縁ひずみは端部に設けた変位計 (図-10の区間9)、鉄筋およびPC鋼棒のひずみは貼付したひずみゲージにより求めた。梁断面のひずみ分布は、加力初期より平面保持の仮定が成立しないことを示し、抜出し変形が進行する大変形時には、回転中心が断面圧縮部側へと移動し圧縮縁コンクリートが圧壊に達している。そこで次節では、危険断面位置における抜出し変形による回転中心の移動を考慮した断面解析を行い、PC試験体 (No.3) の荷重-変形関係の推定を試みる。

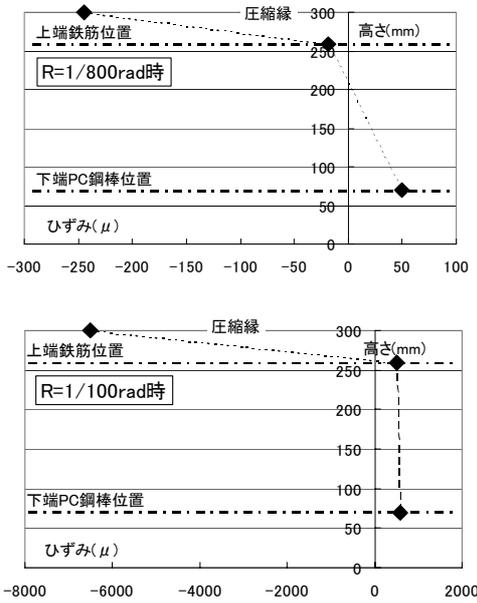


図-11 危険断面位置でのひずみ分布

(2) 危険断面における回転中心

危険断面位置での抜出し変形による回転中心は、是永等の方法⁶⁾、山田等の方法⁸⁾を用いて計算した。その方法は以下のとおりである。

- ① 抜出しによる回転中心が変化する現象を模擬するために、危険断面位置での抜出し量 (S) を、図-12に示すように危険断面位置を挟んで断面回転中心深さ (Xn) の2倍の領域 (抜出し吸収領域) 内で平均した分散ひび割れとして評価する。
- ② 図-13に示すように、抜出し吸収領域における引張側PC鋼棒位置の分散ひび割れひずみ (ϵ_s') は、抜出し量 S を $2 \cdot X_n$ で除した値 (ϵ_s) と PC鋼棒の増分ひずみ ($\Delta \epsilon_{PC}$) の和とする。
- ③ X_n を変数として、PC鋼棒のひずみからPC鋼棒の引張力を算出し、コンクリートのひずみ分布は ϵ_s' を引張側コンクリートの見かけのひずみとし

て断面のひずみ勾配を決める。

- ④ ひずみ勾配に基づくコンクリートの圧縮合力とPC鋼棒の引張力が釣り合うまで X_n を変化させることによって、抜出し回転中心を決定し、危険断面位置での抜出し回転量を求める。

以上の方法をとることにより、抜出し量が增大すると ϵ_s' が大きくなり、回転中心位置が圧縮側へと移動し、早期での圧壊現象が表現できる。なお、計算に用いた圧縮側のコンクリートは計算を簡便なものとするために 4000μ 時でひずみを一定とした。

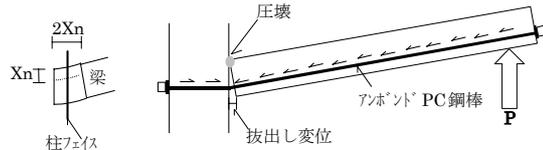


図-12 抜出し回転中心位置の考え方

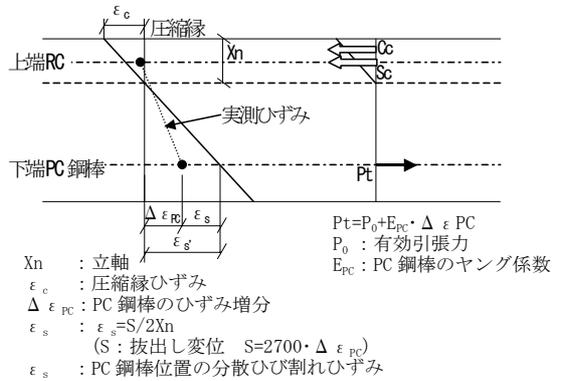


図-13 梁断面のひずみ分布

抜出し変形を考慮した断面解析による危険断面位置での回転角 θ_c と梁端部に設置した変位計により直接求めた危険断面位置での回転角 θ_e の比較を図-14に示す。ここでの解析結果は、実験値における各変形時のPC鋼棒のひずみと同ひずみ時の回転変形である。解析結果は実験結果に比べて若干小さめではあるが、小変形から大変形領域に至るまで、その傾向を表していることがわかる。

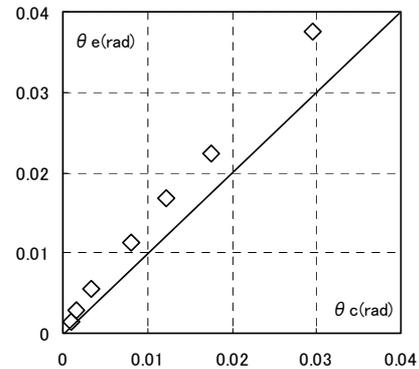


図-14 危険断面位置の回転変形 (実験値と解析値の比較)

この関係を用いて、PC アンボンド試験体 (No.3) の PC 鋼棒引張側 (正載荷時) の荷重-変形結果を推定したものを図-15 に示す。図-10 に示したように、試験体 (No.3) では小変形時より梁変形のほとんどを梁端部で分担していることより、ここでは解析結果から求めた危険断面位置の回転変形と実験値の部材角とを直接対応させる。解析結果は、大変形時において実験結果を若干上回るものの、ひび割れが生じ、剛性が大きく変化する現象をよく表している。

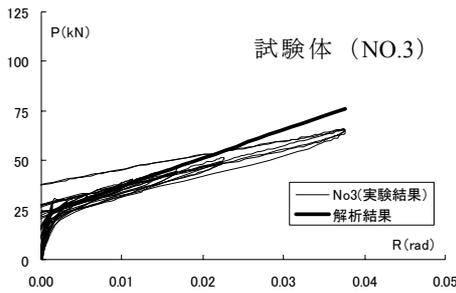


図-15 荷重-変形関係 (実験値と解析値の比較)

5. 荷重-変形関係の履歴モデルによる評価

本実験では、片持ち梁形式で実験を行ったが、ここでは、逆対称加力を受ける梁 (PC 構造+RC構造の特性を同時に発揮する一本の梁) の特性を模擬するために、大胆な方法であるが、以下のように逆対称加力相当の荷重-変形関係 (以下、仮想実験値) を作成した (実際に逆対称加力を行った場合には、モーメントの反曲点位置が材長の中央にはないので、このような荷重-変形にはならない)。荷重-変形関係の作成方法の概念図を図-16 に示す。

- ① RC 側引張時、PC (PRC) 側引張時ともに、任意の変形時 (Re) の荷重 (Q_{RC}, Q_{PC}) を実験データの2点間を直線補間することにより求める。
- ② RC 側引張時と PC (PRC) 側引張時の Re 変形時の荷重を平均 [Q_e = (Q_{RC} + Q_{PC}) / 2] して、逆対称加力相当の荷重-変形関係とする。

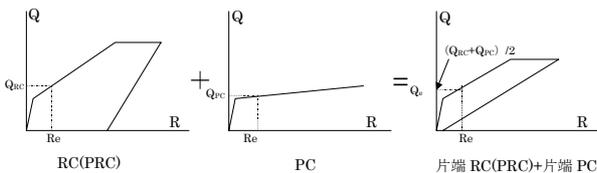


図-16 荷重-変形関係の作成概念図 (逆対称加力相当)

(1) 既往の履歴モデルとの対応

作成した逆対称加力相当の荷重-変形関係 (仮想実験値) と履歴モデルと (計算値) の比較を図-17 に示す。ここでの履歴モデルの骨格曲線は、鉄筋引張時 (RC

側) を通常の RC 梁部材と PC 鋼棒引張時 (PC 側) を PC 梁部材とした。その詳細を本論末の付1, 付2 に示す。ただし、本論での PC 試験体 (No.1, No.3) は、PC アンボンド構造の特徴を有しており、PC 鋼棒が降伏することを前提としている PC モデルでは、ひび割れ点以降の剛性が大きく異なる。よって、ひび割れ点以降の剛性は、解析結果の剛性を用いている。履歴ルールは、PRC 試験体 (No.2) を武田モデルで、PC 試験体 (No.1, No.3) を「共同研究 PC 構造設計・施工指針の作成」⁹⁾ の PC モデルで表現している。

PC 試験体 (No.1, No.3) の履歴モデルは、大変形時こそ、実験時のループに比べ瘦せたループとなっているが、それ以前の変形では復元性が大きく原点指向の特徴をよく表している。

また、PRC 試験体 (No.2) の履歴モデルは、ひび割れ後の剛性が実験値に比べ若干高く、降伏時変形が小さいものの、全体としては対応のとれたものとなっている。降伏時変形が小さい要因は、この試験体が扁平梁であり降伏時剛性低下率の算定式 (菅野式) の適応範囲を超えるせん断スパン比 (a/D=6.7) となっているためと思われる。このことは、筆者らの文献¹⁰⁾ においても報告している。

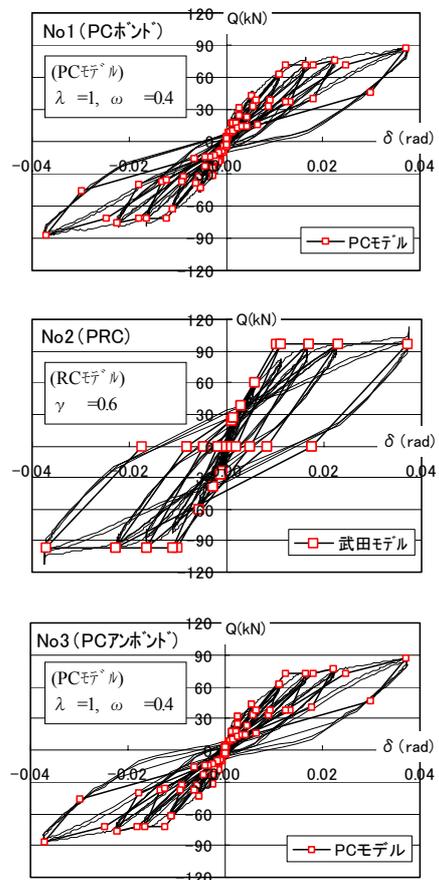


図-17 荷重-変形関係の仮想実験値と計算値の比較

(2) 等価粘性減衰定数 (heq) と等価剛性 (keq)

各変形時における逆対称加力相当の荷重-変形関係 (仮想実験値) と履歴モデル (計算値) の等価粘性減衰定数の比較を図-18に示す。

PC 試験体 (No.1, No.3) では、ともに仮想実験値における等価粘性減衰定数は、上端鉄筋の降伏以前まではボンド試験体 (No.1) がアンボンド試験体 (No.3) より少し大きく約 5~10パーセントで推移している。PC 試験体 (No.1) が大きい要因は、シーす内のグラウトモルタルと PC 鋼棒との付着や摩擦の影響によるものと思われる。その後、鉄筋の降伏 ($R=1/67rad$) 以降では徐々にその値を増して、 $R=1/30rad$ 時には約13パーセントとなった。一方、計算値による等価粘性減衰定数はいずれの変形時においても約 5~7パーセントと一定であり、上端鉄筋降伏以前の変形においてはほぼ一致するが、大変形時においては実験値を過小評価する。これは、PC モデルによる履歴ルールは復元性が大きく、鉄筋引張側 (負荷荷) の大変形時でのエネルギー吸収の大きさを表現できないためである。

PRC試験体 (No.2) は、PC 試験体 (No.1, No.3) と異なり PC 鋼棒も降伏することから、主筋降伏以降 ($R=1/67rad$) の変形では、等価粘性減衰定数も PC 試験体に比べ、大きく増加する。計算値は、小変形時より大変形時まで比較的よく対応している。

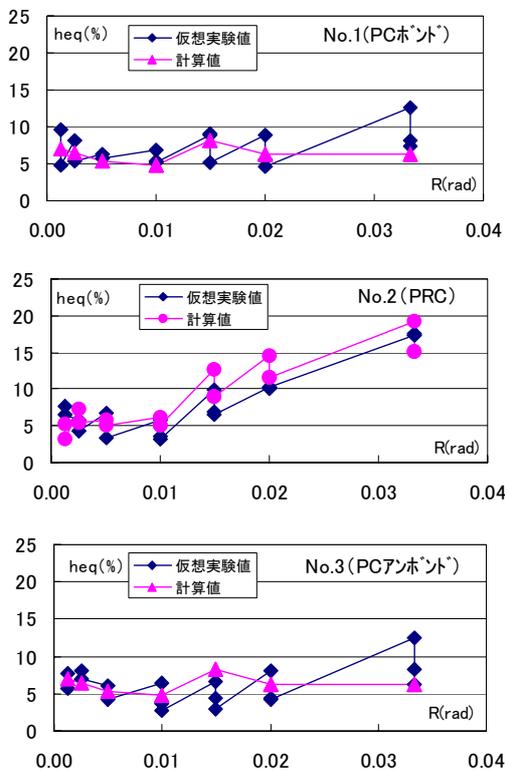


図-18 等価粘性減衰定数の仮想実験値と計算値の比較

次に、各変形時における逆対称加力相当の仮想実験値と計算値の等価剛性の比較を図-19に示す。

PC 試験体 (No.1, No.3) では、小変形時において履歴モデルが実験値より若干小さめとなっている。その後の変形では、ボンド試験体 (No.1) は計算値と仮想実験値がよく適合している。アンボンド試験体 (No.3) は、ひび割れ後の剛性が低く、計算値が仮想実験値を上回っている。

PRC試験体 (No.2) の仮想実験値は PC 試験体 (No.1, No.3) と比較して、ほぼ全ての変形領域で等価剛性は大きくなっている。計算値との比較では、小変形時において仮想実験値が計算値を少し下回っている。

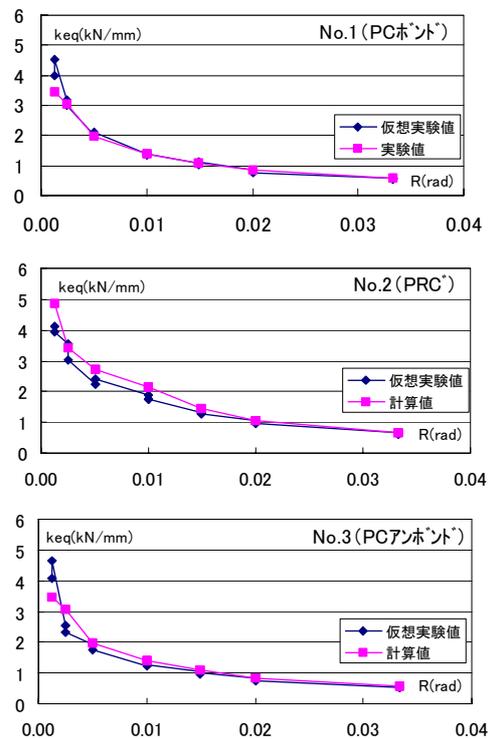


図-19 等価剛性の仮想実験値と計算値の比較

6. まとめ

梁上端に鉄筋、梁下端に PC 鋼棒を配したプレストレスト鉄筋コンクリート造扁平梁の地震時における構造特性を把握する目的で加力実験を行い以下の知見を得た。

- ① 上端が引張時には鉄筋コンクリート造、梁下端が引張時にはプレストレストコンクリート造の特性を示すことが確認できた。
- ② PC 鋼棒引張時の PC 試験体では、梁端部に変形が集中し、梁底にはひび割れがほとんど生じず、地震経験後の修復性の高さを示した。
- ③ PC 鋼棒を主筋に用いた場合、ボンド・アンボン

ドタイプ試験体ともに主筋の抜け出しが大きく、PC 鋼棒は降伏に至らなかった。

- ④ 主筋の抜け出しが大きい場合の端部回転変形は、危険断面位置での抜き出し量 (S) を、危険断面位置を挟んだ断面回転中心深さ (Xn) の2倍の領域 (抜き出し吸収領域) 内で平均した分散ひび割れとして評価した既往の断面解析方法によって評価ができることを確認した。
- ⑤ PC 引張側は PC 鋼棒の抜け出しを考慮した断面解析結果を用いた骨格曲線と文献9)の PC モデルの履歴ルールを、RC 引張側は RC の骨格曲線と武田モデルの履歴ルールを用いることにより、概ね仮想実験値を評価することが可能である。

また、今後の検討項目として以下のものがある。

- ① 逆対称加力を受ける梁としての加力実験
- ② PC 鋼棒とグラウト材間の付着特性の把握
- ③ 付着特性の異なる他種の PC 鋼材を使用した場合の特性

付 1

【武田モデル使用時の部材の剛性・耐力】

・ひび割れ点 (下記2式の平均値による)

RC側 $M_c = \sigma_t \cdot Z_c$
 σ_t : コンクリートの引張強度 ($c\sigma = 0.56\sqrt{\sigma_B}$)
 Z_c : 断面係数 (鉄筋含む)

PC側 $M_{cr} = (\sigma_{tb} + \sigma_{cp} + \frac{N_1}{A_c}) \cdot Z_2$
 σ_{cp} : 有効プレストレスト応力 $\sigma_{cp} = \frac{P_e}{A_c} + P_e \cdot \frac{e}{Z_2}$
 A_c : コンクリート断面積
 N_1 : 作用軸力
 P_e : 有効プレストレスト力
 Z_2 : 引張縁に関する断面係数
 e : 有効プレストレスト力の偏心距離
 σ_{tb} : コンクリートの曲げ引張強度 ($\sigma_{tb} = \frac{5}{3}\sigma_t$)
 σ_t : コンクリートの引張強度 ($\sigma_t = 0.07F_c$)

・降伏点 (下記2式の平均値による)

RC側 $M_y = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d$
 a_t : 主筋断面積
 σ_y : 主筋降伏応力度
 d : 有効せい

PC側 $M_u = \frac{7}{8} \cdot T_y \cdot d + T_p \cdot (d_p - \frac{1}{8}d)$
 d : 引張側普通鉄筋に対する有効高さ
 d_p : PC鋼材に対する有効高さ
 T_y : 引張側普通鉄筋の引張合力
 T_p : 曲げ破壊時PC鋼材引張合力
 σ_{pu} : PC鋼材規格降伏点応力度 (付着のある場合)

・初期剛性 (鉄筋考慮)

$S = \frac{6 E_c I_c}{1}$
 E_c : コンクリートのヤング係数
 I_c : 断面2次モーメント (鉄筋含む)

・降伏時剛性低下率 (下記2式の平均値による)

RC側 $\alpha_y = \left\{ 0.043 + 1.64_n p_t + 0.043 \frac{a}{d} + 0.33\eta_0 \right\} \cdot \left(\frac{d}{D} \right)^2$
 n : ヤング係数比
 p_t : 引張鉄筋比
 a : シヤースパン長さ
 d : 有効せい
 η_0 : 軸力比

PC側 $\alpha_y = \left\{ 0.043 + 1.64(r_n \cdot p_t + 3.5_s n_s \cdot p_g \cdot \frac{d}{D}) + 0.043 \frac{a}{d} + 0.33\eta_0 \right\} \cdot \left(\frac{d}{D} \right)^2$
 r_n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比
 s_n : PC鋼材とコンクリートのヤング係数比
 r_p : 引張鉄筋総断面積/コンクリート断面積
 s_p : PC鋼材総断面積/コンクリート断面積
 r_d : 圧縮縁と引張鉄筋重心間の距離
 s_d : 圧縮縁とPC鋼材重心間の距離
 η_0 : 軸力比

・主筋降伏後の剛性 $S' = 0.001 \cdot S$

参考文献

- 1) 田野健治, 山中久幸: プレストレスト鉄筋コンクリート造扁平梁の構造性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp. 1035-1036, 2003. 9
- 2) 六車 照, 渡辺史夫, 西山峰広: アンボンドPC部材の曲げ終局耐力に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol. 26, No. 1, pp10-15, 1, 1984, 1
- 3) 坂 静雄, 六車 照, 中島奏一: 付着のないPC梁の亀裂および曲げ破壊耐力, 日本建築学会論文報告集第60号, pp645-648, 1958. 10
- 4) 中塚 信ほか: 等価塑性ヒンジ長さと断面曲げ解析によるPC梁の加重-変形関係の推定 (その1) 解析のための基礎データ, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp1043-1044, 1999. 9
- 5) 上東 弘英, 中塚 信ほか: 等価塑性ヒンジ長さと断面曲げ解析によるPC梁の加重-変形関係の推定 (その2) 解析結果と実験結果の比較および考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1pp. 1045-1046, 1999. 9
- 6) 是永 健好, 渡辺 英義: PC鋼材の付着すべりを考慮したプレキャストPC梁の曲げ変形解析法, 日本建築学会構造系論文集第536号, pp143-150, 2000. 10
- 7) 是永 健好, 渡辺 英義, 小林 淳: 梁端部における塑性回転評価に関する一考察, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 16, No2, pp323-328, 1994
- 8) 山田 稔, 武貞 健二: 鉄筋コンクリート柱の弾塑性曲げ変形性状に関する研究 (プラスチックヒンジの生成機構について), 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp. 57-60, 1968
- 9) 共同研究 P C 構造設計・施工指針の作成 (最終年度研究報告書), 建設省研究所, (社) 建築業協会1999, 3
- 10) 山中 久幸, 小坂 英之, 田野 健治ほか: 柱とフラットスラブからなるラーメン架構の水平加力実験 (その1) ~ (その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp. 723-728, 2001. 9

付 2

【PCモデル使用時の部材剛性・耐力】

・ひび割れ点 (下記2式の平均値による)

RC側 $M_c = \sigma_t \cdot Z_c$
 σ_t : コンクリートの引張強度 ($c\sigma = 0.56\sqrt{\sigma_B}$)
 Z_c : 断面係数 (鉄筋含む)

PC側 $M_{cr} = (\sigma_{tb} + \sigma_{cp} + \frac{N_1}{A_c}) \cdot Z_2$
 σ_{cp} : 有効プレストレスト応力 $\sigma_{cp} = \frac{P_e}{A_c} + P_e \cdot \frac{e}{Z_2}$
 A_c : コンクリート断面積
 N_1 : 作用軸力
 P_e : 有効プレストレスト力
 Z_2 : 引張縁に関する断面係数
 e : 有効プレストレスト力の偏心距離
 σ_{tb} : コンクリートの曲げ引張強度 ($\sigma_{tb} = \frac{5}{3}\sigma_t$)
 σ_t : コンクリートの引張強度 ($\sigma_t = 0.07F_c$)

・降伏点

耐力: 下記RC側とPC側の平均
 RC側 $M_y = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d$
 a_t : 主筋断面積
 σ_y : 主筋降伏応力度
 d : 有効せい
 PC側 断面解析結果を使用(変形に応じた耐力)

・初期剛性 (鉄筋考慮)

$S = \frac{6 E_c I_c}{1}$
 E_c : コンクリートのヤング係数
 I_c : 断面2次モーメント (鉄筋含む)

・降伏時剛性低下率 (下記2式の平均値による)

RC側 $\alpha_y = \left\{ 0.043 + 1.64_n p_t + 0.043 \frac{a}{d} + 0.33\eta_0 \right\} \cdot \left(\frac{d}{D} \right)^2$
 n : ヤング係数比
 p_t : 引張鉄筋比
 a : シヤースパン長さ
 d : 有効せい
 η_0 : 軸力比
 PC側 断面解析結果の剛性を使用

・主筋降伏後の剛性 $S' = 0.001 \cdot S$

交流磁気によるテレビ画像の揺れ評価に関する研究

Study on the Valuation of Picture Flickering with Alternating Magnetic Field

石橋 孝一 KOICHI ISHIBASHI

本研究は、大画面・高品位テレビを対象として被験者による画像揺れ評価実験を行い、テレビ設置のための交流磁気の基準値を提案するものである。

実験結果より、交流磁気の基準値として推奨値は、 $1\mu\text{T}$ (実効値) とした。理想値としては、将来のテレビの高品位化やデジタル放送による静止画への対応も考慮し $0.5\mu\text{T}$ とした。

キーワード：送電線、環境磁場、高品位テレビ、画像揺れ

This research focuses on proposing new standard of the recommendable alternating magnetic field to offer the best environment for setting up a television device at an ordinary living space. The survey was conducted on the valuation of picture flickering by unbiased adults.

Key Words: Power line, Magnetic environment, High precision television, Picture flickering effect

1. はじめに

送電線などから発生する交流磁気は、建物内のテレビやパソコン用モニターなどの画像に、揺れ障害を生じさせる。

送電線直下や周辺では、離隔距離などを定めた電気設備技術指針の条件を満たせば、建設が可能である。しかし、磁気の具体的な影響に関する指針は定められていないのが現状である。

画像に揺れが生じる閾値に関しては、産業用情報処理・制御機器設置環境基準 (JEIDA-63-2000)¹⁾が、パソコン用モニターでは 1A/m ($1.26\mu\text{T}$: マイクロテスラ) という基準値を設定している。また、テレビでは 29 型 (4:3 画面) を対象として $1\sim 2\mu\text{T}$ という実験報告²⁾ 等があるものの、条件による差が大きく、正当化された基準値はない。

一方、デジタル放送の開始を受けて、テレビの大画面化、高品位化が進んでおり、情報インフラとしてのテレビの重要性が高まる中、画像揺れ障害はこれまで以上に顕在化することが予想される。

本報は、大画面・高品位テレビを対象として被験者による画像揺れ評価実験を行い、テレビ設置のための交流磁気の基準値を提案するものである。

なお、本研究は、三井住友 (旧三井) 建設(株)、(株)フジタ、東急建設(株)が、送電線から発生する磁気の影響について共通の評価法を策定し、具体的な環境磁場の予測・低減対策技術の開発を相互に協力して推進するために、平成 12 年 10 月より共同で実施した成果の一部である。

2. 画像揺れ評価実験

(1) 実験用映像システム

テレビ映像は、プログレッシブワイドテレビとプログレッシブ対応 DVD ビデオプレーヤーを用いて、16:9 画面で高品位に再生することとした。映像に関しては、画質の比較も行うため、従来型の VHS ビデオも併用した。

以下、使用する機器を記載する。

- ・32 インチプログレッシブワイドテレビ 走査線 1125 本、D4 端子
- ・DVD ビデオプレーヤー
デジタルダイレクトプログレッシブ、D2 端子
映像は、コンポーネントビデオコード (D 端子用) でテレビと接続する。
音声は、音声コード (白・赤) でテレビと接続する。
- ・VHS ビデオカセットレコーダー 映像・音声コード (黄・白・赤) でテレビと接続する。
映像は、以下の 4 種類である。

- ①DVD 一般動画「京都 冬初詣」…標準的な高画質映像
- ②DVD 静止画「京都 冬祭の暦」…文字を多く含む静止画
- ③DVD 映画「グラディエーター」…動きの激しい高画質映像
- ④ビデオ動画「バレーボール」…繰り返し録画した粗い映像

(2) 磁気の印加方法

磁気は、三軸ヘルムホルツコイル式大型磁場発生装置（フジタ所有）により印加する。装置の中心にテレビを設置し、テレビ中心部で所定の磁場（強さ：0~5μT, 周波数：50Hz）となるようなコイル電圧を X・Y・Z 方向別に設定した。X 方向はテレビ正面に向かって左右方向, Y 方向は前後方向, Z 方向は上下方向とした。

交流磁気の印加方向とテレビ画像揺れの関係を図-1に示す。

「H」は磁気を表す。テレビ画像の揺れは、電子ビームの軌道が磁気的作用で屈曲することにより生じる。

本実験の磁気の強さは、人体・機器への影響問題で一般的に用いられている実効値をベースに設定した。以下、特に断りがない限り、磁気の強さは実効値で表現するものとする。

今回使用した三軸磁場発生装置の緒元を表-1に示す。また、三軸ヘルムホルツコイル式大型磁場発生装置の磁気の均一性を確認するため、テレビを設置する空間の磁気分布も計測した。計測に使用した機器は、三軸のセンサーを持つフラックスゲートタイプである。

テレビのサイズは幅 630mm×高さ 400mm×奥行 550mm である。計測点は、テレビの中心点を原点として、左右方向(+315mm, ±0mm, -315mm), 前後方向(+275mm, ±0mm, -275mm), 上下方向(+200mm, ±0mm)に合計 18 の計測点を設定した。

テレビ設置空間の磁気分布の計測に関しては、テレビ中心部で 2μT の磁気を X・Y・Z 方向にそれぞれ印加した。

計測結果を表-2に示す。

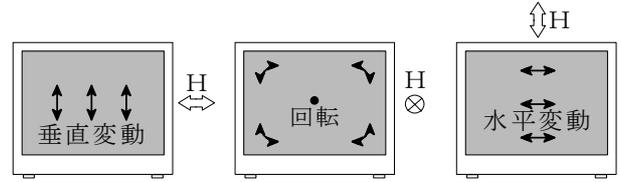
表-2 では、磁気の単位をミリガウスとした。これは計測で使用した Gauss 計がミリガウス表示のため、計測した数値をそのまま記載した。なお、1μT=10 mG である。また、使用した Gauss 計は、波高値表示であるため、実効値では 20 mG (2μT) となるが、表-2 では波高値の 28.3mG (2.83μT) としている。

表-2 の括弧内の数値は、テレビ中心部の計測値(28.3mG)を基準としたときの比率を示している。すべての計測点で、4% 以内の差異に収まっている。よって、本実験に用いたテレビ設置空間は、ほぼ均一の磁場が印加できるといえる。

(3) 実験方法

実験は、2 人一組を基本的に被験者に対するアンケート方式で行った。被験者数は 30 人である。同一映像に対して、磁気の強さおよび方向が異なる磁気を無作為に印加し、その時のテレビ画像の揺れに対する気になり具合を、「我慢できない」、「多少気になるが我慢できる」、「全く気にならない」の3段階で評価した。評価時間は 10~15 秒で、磁気の設定を変える毎に同一映像を繰り返し再生した。

実験中の様子を写真-1に示す



X方向(左右方向) Y方向(前後方向) Z方向(上下方向)

図-1 交流磁気の印加方向とテレビ画像揺れの関係

表-1 三軸磁場発生装置の緒元

ペアコイル組数	X・Y・Z方向それぞれ1組, 計3組
コイルサイズ	外径: 2600mm×2600mm (正方形) 内径: 2510mm×2510mm (正方形) 間隔: 2000mm
発生磁界強度	0~±200 μT (DC), 0~141 μT (AC)
発生磁界周波数	DC~100Hz

表-2 テレビ設置空間の磁気分布の計測結果

位置	方向	左(+315mm)		中央(±0mm)		右(-315mm)	
		上(+200mm)	中央(±0mm)	上(+200mm)	中央(±0mm)	上(+200mm)	中央(±0mm)
前 (+275mm)	X方向 (比率)	28.6 mG (1.011)	28.8 mG (1.018)	27.4 mG (0.968)	27.6 mG (0.975)	28.5 mG (1.007)	28.7 mG (1.014)
	Y方向 (比率)	28.4 mG (1.004)	28.5 mG (1.007)	28.9 mG (1.021)	28.8 mG (1.018)	28.4 mG (1.004)	28.6 mG (1.011)
	Z方向 (比率)	27.8 mG (0.982)	27.2 mG (0.961)	28.4 mG (1.004)	27.8 mG (0.982)	27.8 mG (0.982)	27.5 mG (0.972)
中央 (±0mm)	X方向 (比率)	29.0 mG (1.025)	29.1 mG (1.028)	28.0 mG (0.989)	28.3 mG (1.000)	28.9 mG (1.021)	29.1 mG (1.028)
	Y方向 (比率)	27.2 mG (0.961)	27.4 mG (0.968)	27.9 mG (0.986)	28.3 mG (1.000)	27.2 mG (0.961)	27.4 mG (0.968)
	Z方向 (比率)	28.1 mG (0.993)	27.8 mG (0.982)	28.7 mG (1.014)	28.3 mG (1.000)	28.3 mG (1.000)	27.8 mG (0.982)
後 (-275mm)	X方向 (比率)	28.7 mG (1.014)	28.8 mG (1.018)	27.5 mG (0.972)	27.6 mG (0.975)	28.7 mG (1.014)	28.8 mG (1.018)
	Y方向 (比率)	28.3 mG (1.000)	28.5 mG (1.007)	28.8 mG (1.018)	28.7 mG (1.014)	28.3 mG (1.000)	28.5 mG (1.007)
	Z方向 (比率)	27.8 mG (0.982)	27.2 mG (0.961)	28.3 mG (1.000)	28.0 mG (0.989)	27.7 mG (0.979)	27.5 mG (0.972)

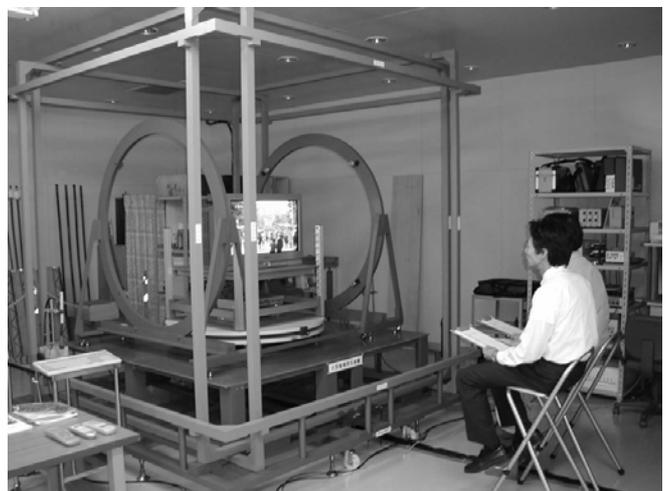


写真-1 実験中の様子

(4) 実験種類

評価のためのパラメーターは、映像の種類、磁気の強さ（実効値表示）、周波数、方向、テレビ画面から被験者までの距離である。

実験は、以下の6種類を行った。

実験1：磁気の方向の違いによる評価実験

実験2：距離の違いによる評価実験

実験3：静止画による評価実験

実験4：周波数の違いによる評価実験

実験5：動きの激しい動画による評価実験

実験6：粗い映像による評価実験

実験1～6の内容を表-3に示す。

表-3 実験種類

実験 No.	映像の種類	磁気の強さ	周波数	方向	距離
実験1	①	0~4 μ T	50Hz	X・Y・Z	2m
実験2	①	0~2 μ T	50Hz	Z	3m
実験3	②	0~2 μ T	50Hz	Z	2m
実験4	②	0~2 μ T	60Hz	Z	2m
実験5	③	0~4 μ T	50Hz	Z	2m
実験6	④	0~4 μ T	50Hz	Z	2m

3. 実験結果及び考察

実験1～6のアンケート集計結果を図-2に示す。磁気の強さ毎に「我慢できない」、「多少気になるが我慢できる」、「全く気にならない」、それぞれの被験者数を示している。

画像揺れが許容できる閾値の目安は「我慢できない」被験者の比率が25%（4人に1人）未満の磁気と定めた。

実験毎の考察を以下に述べる。

(1) 実験1：磁気の方向の違いによる評価実験

- a) 磁気の方向の違いによる確認実験：X方向
 - ・X方向（左右方向）の磁気の印加では、テレビ画像は全体が上下方向に揺れる。
 - ・3つの方向の中では一番許容できる。
 - ・画像揺れの閾値は3 μ Tである。
- b) 磁気の方向の違いによる確認実験：Y方向
 - ・Y方向（前後方向）の磁気の印加では、テレビ画像はセンターを中心として回転する。
 - ・画像の揺れに「我慢できない」ときの境界線の値は2 μ Tである。ただし、2 μ Tで「我慢できない」と答えた被験者の比率は7%（2人）であり、2.5 μ Tで27%（8人）と増えるため、実際は閾値2 μ Tに近い値としてよいと考えられる。
- c) 磁気の方向の違いによる確認実験：Z方向
 - ・Z方向（上下方向）の磁気の印加では、テレビ画像は全

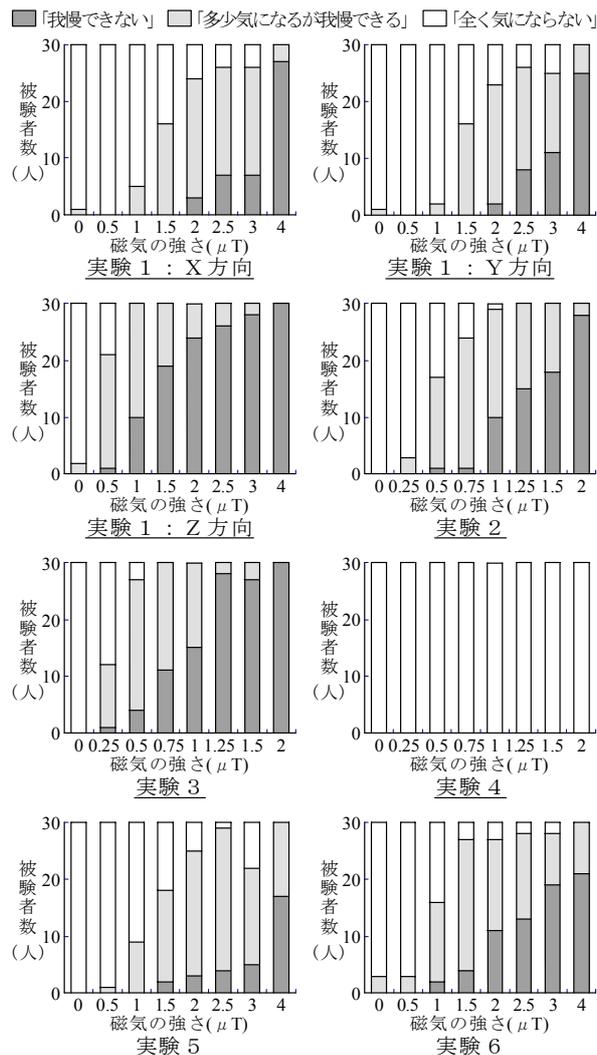


図-2 アンケート集計結果

体がうねるように左右に揺れる。
 ・3つの方向の中では一番我慢できない人の割合が多い。
 ・画像の揺れに「我慢できない」ときの境界線の値は0.5 μ Tである。ただし、0.5 μ Tで「我慢できない」と答えた被験者の比率は3%（1人）で、1 μ Tから33%（10人）が増えるため、実際には閾値を1 μ Tに近い値としてよいと考えられる。

(2) 実験2：距離の違いによる評価実験

- ・テレビから被験者までの距離が3mになると、2mと比べて認識されやすくなる傾向がある。これは、画面全体を眺めるようになり、端部の揺れが認識されやすくなるためと考えられる。
- ・テレビから被験者までの距離が1mの実験を別に行った結果では、2mと比べて認識されにくい傾向も出ている。これは、画面を局所的に眺めるようになり、端部の揺れが認

識されにくくなるためと考えられる。

- ・画像の揺れに「我慢できない」ときの境界線の値は $0.75 \mu T$ である。ただし、 $0.75 \mu T$ で「我慢できない」と答えた被験者の比率は 3% (1 人) であり、 $1 \mu T$ から 33% (10 人) に増えるため、実際には閾値を $1 \mu T$ に近い値としてよいと考えられる。

(3) 実験 3：静止画による評価実験

- ・静止画では、 $2 \mu T$ の磁気を印加した場合、被験者全員が「我慢できない」と評価したのに対し、実験 1 の Z 方向では 93% (28 人) が「我慢できない」と評価した。よって、静止画では、画像揺れが認識されやすくなると考えられる。
- ・静止画では、 $1 \mu T$ の磁気を印加した場合「我慢できない」と評価した被験者が 50% (15 人) に対し、実験 1 の Z 方向では 33% (10 人) が「我慢できない」と評価した。よって、静止画では、画像揺れが「我慢できない」人の割合が多くなると考えられる。
- ・画像揺れの閾値は $0.5 \mu T$ である。

(4) 実験 4：周波数の違いによる評価実験

- ・周波数が 60Hz では、画像揺れが全く生じない。よって、認識もされない。

(5) 実験 5：動きの激しい動画による評価実験

- ・動きの激しい映像では、画像揺れが認識されにくくなる。
- ・画像揺れの閾値は $2.5 \mu T$ である。

(6) 実験 6：粗い映像による評価実験

- ・粗い映像では、画像揺れが認識されにくくなる。
- ・画像揺れの閾値は $1.5 \mu T$ である。

4. 交流磁気の基準値

画像揺れの閾値として、「我慢できない」人の比率を 25%未満 (4 人に 1 人)、33%未満 (3 人に 1 人)、及び 50%未満 (2 人に 1 人) と定めたときの値を表-4 に示す。これによると、25%未満→33%未満→50%未満となるに従い、閾値は大きくなる傾向があるが、それほど大きな差はない。

送電線を対象とした場合、周辺の磁気は回転磁場であり、画像揺れにとって一番厳しい条件である Z 方向の磁気のみが印加されることは稀である。

実験 1, 2 の考察で述べたように「我慢できない」と答えた被験者の比率が、ある値を境に増える場合もある。

これらを考慮して本研究における磁気の基準値を次のように定める。

交流磁気の基準値として推奨値は、 $1 \mu T$ (実効値) と定める。理想値としては、将来のテレビの高品位化やデジタル放送によ

る静止画への対応も考慮し $0.5 \mu T$ と定める。

これらの数値に関する選択は、最終的にはデベロッパー側が決定するものであるが、本研究成果として今後はこの基準値を適用し、予測技術、低減化技術の開発に活用するものとする。

表-4 画像揺れの閾値

実験 No.	方向	25%未満	33%未満	50%未満
実験 1	X	$3 \mu T$	$3 \mu T$	$3 \mu T$
	Y	$2 \mu T$	$2.5 \mu T$	$3 \mu T$
	Z	$0.5 \mu T$	$0.5 \mu T$	$1 \mu T$
実験 2	Z	$0.75 \mu T$	$0.75 \mu T$	$1 \mu T$
実験 3	Z	$0.5 \mu T$	$0.5 \mu T$	$0.75 \mu T$
実験 4	Z	—	—	—
実験 5	Z	$2.5 \mu T$	$3.0 \mu T$	$3.0 \mu T$
実験 6	Z	$1.5 \mu T$	$1.5 \mu T$	$2.5 \mu T$

5. おわりに

30 型以上の大画面テレビの需要は、年率 10%増前後で伸び、2007 年には 2210 万台に達する見込みである。液晶、プラズマ方式に押され、CRT 方式のテレビのシェアは落ちることが予想されるが、台数としてはまだ相当数を占める。

今回、テレビ設置のための交流磁気の基準値を提案したが、建築電磁環境としての基準値を学会レベルで早々に決める必要があるものとする。

謝 辞：

本研究を遂行するにあたり、共同研究者として実験作業・検討に加わっていただいた㈱フジタ技術センター、新納敏文氏、東急建設㈱技術研究所、川瀬隆治氏、その他、貴重な助言をいただいた共同研究連絡会関係者の方々に、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本電子工業振興協会：産業用情報処理・制御機器設置環境基準, JEIDA-63-2000, 2000. 7
- 2) 三宅, 宮崎, 佐川：交流磁界による電子ビーム式ディスプレイ装置の画像揺れ障害に関する検討, 日本建築学会学術講演梗概集 40527, pp1053~1054, 1995. 8
- 3) 石橋孝一, 新納敏文, 川瀬隆治：送電線近傍における環境磁場の予測技術に関する研究 その 1~3, 日本建築学会学術講演梗概集 40556~40558, pp1129~1134, 2001. 9
- 4) 石橋孝一, 新納敏文, 川瀬隆治：送電線近傍における環境磁場の予測・低減化技術に関する研究 その 1~3, 日本建築学会学術講演梗概集 40535~40537, pp1095~1100, 2002. 8
- 5) 石橋孝一, 新納敏文, 川瀬隆治：送電線近傍における環境磁場の予測・低減化技術に関する研究 その 4~6, 日本建築学会学術講演梗概集 40522~40524, pp1059~1064, 2003. 9

屋根散水システムによる暑熱環境改善効果

Thermal Environment Improvement of the Roof Spray Cooling System

島田 潔 KIYOSHI SHIMADA

紺野 康彦 YASUHIKO KONNO

屋根散水システムを施工した4種類の建物について、建物概要と実測結果を示した。屋根散水の暑熱環境改善効果は、日射取得熱の削減で非常に高く、放射温度、室温、作用温度も低減された。特に、建物の天井高さや散水面の形態係数に因っては、さらに高い効果を確認した。

キーワード：屋根散水システム、蒸発冷却、暑熱対策、省エネルギー

In this paper, the thermal environment improvement effects that has been investigated on four types of building with the roof spray cooling system are reported. Thermal environment of the rooms were certainly improved in drastic reduction of solar heat gain by roof spraying. It was confirmed that the room temperature, radiant and operative one were also reduced, and the effects depended on height of the room and its angle factor of sparing roof.

Key Words: Roof spray cooling system, Evaporative cooling, Reducing heat stress, Energy conservation

1. はじめに

屋根散水は、打ち水などに見られるような昔から広く使われてきた技術を応用したものであるが、社会的認知度は決して高くない。しかし、2003年8月25日には、『大江戸打ち水大作戦』というイベントもあり、気化熱の直接利用に注目が集まっている。

既報では、技術の開発段階として完成度の向上を目指して行った様々な実験・検討についての報告を行ってきた。まず、散水器具の特性と濡れ面の形成状態とその変化について、実験を行い確認し、同時に順次散水式システムのモデル化と運転制御システムの開発を行い、当社実験施設での実測結果を報告した¹⁾。続報では、壁の無い開放空間での実測結果の報告と循環型と非循環型の比較を行った²⁾。そして、シミュレーションによる屋根散水効果の予測技術の開発とその精度の向上に関する補足技術の検討を行った³⁾。

これまでの開発の結果、当技術はすでに実施段階に入り、ここ数年実施物件も増え、システムだけでなく、設計・施工方法などにおいても完成度の高いものになりつつある。

既報でもいくつかの適用事例について、その都度報告を行ってきた。しかし、それらは単体としての評価に

留まり、建物ごとの比較を行ってはいない。

そこで本報では、実施物件における熱的効果の比較に主眼を置き、近年施工した4物件の暑熱環境改善効果について報告する。

2. 屋根散水システムの概要

屋根散水システムは、循環型順次散水式*を標準としている(図-1)。循環型とは、散水した水が蒸発しなかった分を回収し、再使用するシステムであり、順次散水式とは、散水を屋根全面に対して一度で行わず、系統(エリア)分けして切り替えながら行う方式で、共に環境負荷を少なくすることが目的であり、省水量化が図られる。

散水ユニットは、メンテナンス性を重視した目詰まり防止型ノズルを用いており、散水半径は、2m程度である。

*既報では、循環型を回収式、順次散水式を間欠散水、逐次散水等の表現を用いてきたが、本報の表現で統一するものとする。

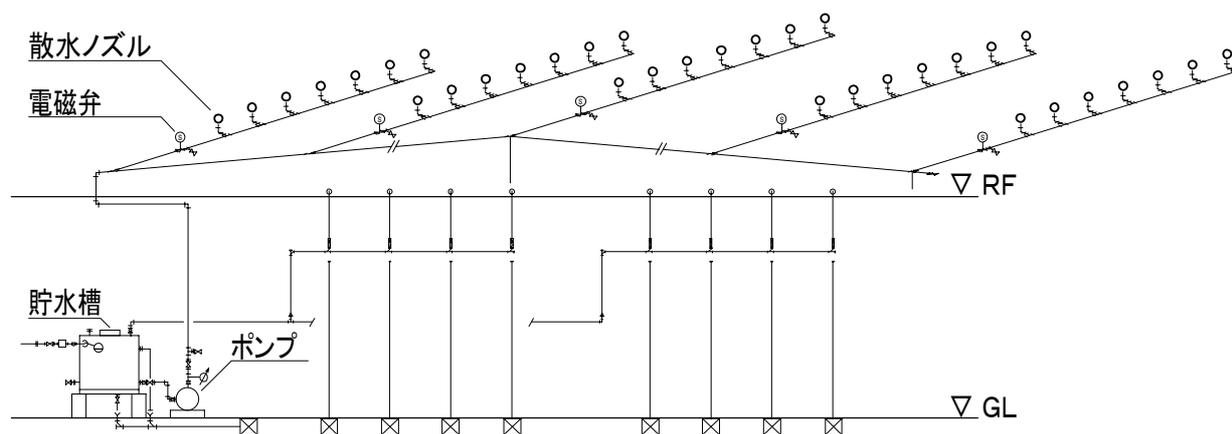


図-1 屋根散水システム概略系統図

表-1 測定対象概要

略称	物件 1	物件 2	物件 3	物件 4
物件名	A 菓子メーカー	B 触媒メーカー	C リース会社	D 自動車メーカー
	物流倉庫	製造棟	倉庫	更衣棟
所在地	奈良県大和郡山市	茨城県岩井市	東京都江戸川区	神奈川県平塚市
施工時期	2001.7	2002.8	2002.8	2003.7
散水面積[m ²]	1,350	430	640	850
目的	商品の保護	作業環境改善	作業環境改善	作業環境改善
屋根構造 K[W/(m ² ・K)]	折板 5.88	折板 1.85	折板 5.88	デッキプレートスラブ 3.98
屋根色	白	グレー	クリーム	グレー
壁構造	折板	ALC	ALC	ブロック
平均天井高[m]	4	5	9.5	2.9
形態係数*	0.98	0.93	0.78	0.99
散水方式	順次散水	間欠散水	順次散水	順次散水
	循環	非循環	循環	循環
使用水	井水	水道水	雨水	工業用水
概要説明	下階は倉庫であり、室内は、ダンボール（商品入り）が山積である。	室内に機器等が入っていない、下階も同様である。散水方式が全面一斉散水する間欠式である。	平屋建て。天井高が他に比べて高く、屋根の形態係数が比較的小さい。室内は、大型工作機器等があるものの、稼動はしていない。	室内には、ロッカーが多数あり、下階も同様の更衣室である。屋根構造が他と異なり、天井高が低く、形態係数が非常に大きい。

*室中心、FL+1500 における屋根の形態係数を指す



写真 1-1 物件 1



写真 1-2 物件 2



写真 1-3 物件 3



写真 1-4 物件 4



写真 2-1 物件 1



写真 2-2 物件 2



写真 2-4 物件 4



写真 3-1 物件 1



写真 3-3 物件 3



写真 3-4 物件 4

3. 測定概要

(1) 建物の概要

測定対象の概要を表-1 に示す。構造は、すべて鉄骨造であり、物件 1,3 は、一般的な折板屋根同様、屋根に断熱はほとんどなく 4mm 程度である。物件 4 については、屋根がデッキプレートスラブであるものの、ほとんど断熱がない。また、天井等もなく、屋根の熱抵抗は非常に小さい。建物内にも特に発熱機器等は無く、空調も無いのが特徴である。

それぞれ散水方式や使用水が異なるが、使用水量が変わるだけで、効果への影響がほとんどないことは既報²⁾で示した。また、屋根の色に関しては、近赤外線域が評価されないものの、日射吸収率の参考として記載した。

また、すべての物件において、導入前にシミュレーション³⁾を行い、ある程度の効果が望めることを検討している。

(2) 測定概要

測定には、おんどとり (TR-72S, TR-52: ティアンドディ) を用い、室温、外気温、屋根等の表面温度を 10 分間隔で測定した。なお、室温は、室形状に応じて、平面・垂直方向の分布を適宜測定した。

測定は、同時測定における比較が望ましいが、内部は連続空間であり、屋根の半分を散水し、他の半分を非散水することでの比較は難しい。また、その際は、同一気象条件での比較が望ましいが、測定可能期間の制限もあり、そのような偶然に期待した測定は難しかった。

そこで基本は全面散水とした上で、部分的な非散水部分を設け、各屋根外表面温度を基本として検討を行うこととした。ただし、物件 4 に関しては、屋根の熱容量

の点から、上記手法での検討は行わず、同様の気象条件時を抽出し、検討する手法を用いた。また、一部、同日に途中から散水し、比較する方法も用いている。

4. 測定結果及び考察

(1) 測定結果

測定対象とした 4 物件の中から例として、物件 2 と 3 の屋根外表面温度、日射取得熱量、放射温度、外気条件の変動を図-2, 3 (1 時間平均) に示す。また、それぞれの項目における熱的効果の最大値を他の 2 物件を含めて表-2 にまとめた。物件 4 に関しては、他の物件と異なり、屋根の熱容量が大きいため、散水時と非散水時のピークが大きすぎており、屋根内表面温度がピークの時の値を用いて検討した。

a) 屋根外表面温度低減効果

物件 2 では、8/22 14:00 に非散水面で 56.4℃、散水面で 32.0℃あり、24.4℃低減された。8/25 11:00 では、強風であったため、屋根表面温度が低くなり、非散水面で 50.7℃、散水面で 33.9℃と 16.8℃低減された (図-2)。物件 3 では、同様にして 17.0℃から 17.8℃に低減されている (図-3)。また、散水により屋根表面温度がほぼ外気温レベルとなり、日射熱が気化熱により相殺されていることが既報と同様に確認できる。図に示していない他の物件についても、同様に散水時には、外気温レベルまで下がっている。

物件 2 と 3 を比較した場合、屋根の日射吸収率が高いと思われる物件 2 のほうが非散水時の屋根表面温度は 10℃以上高いが、散水時の表面温度は、湿球温度程度となるため、2℃程度しか変わらない。

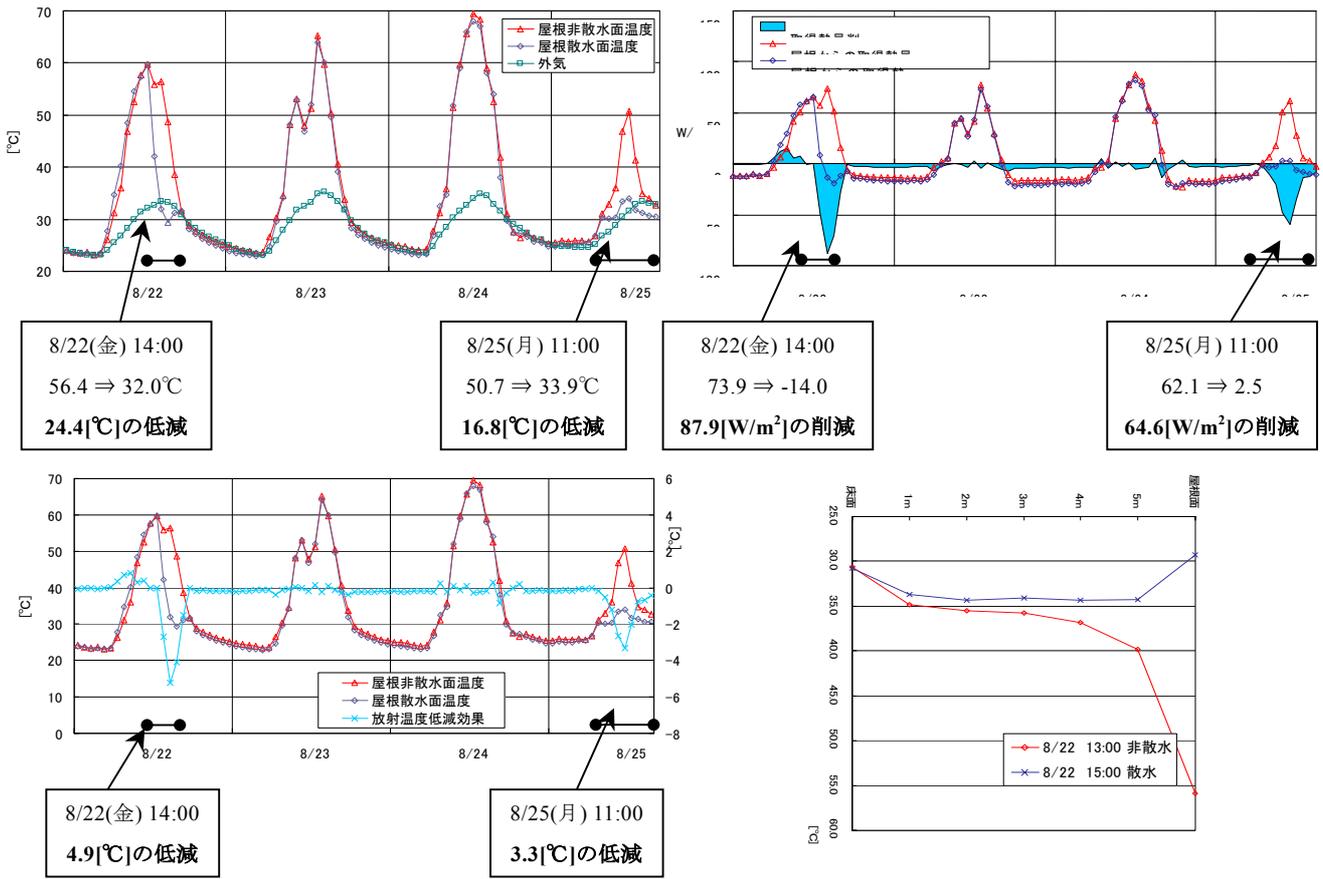


図-2 屋根外表面温度 (左上), 日射取得熱量 (右上), 放射熱低減効果 (左下), 垂直温度分布 (右下) (物件 2)

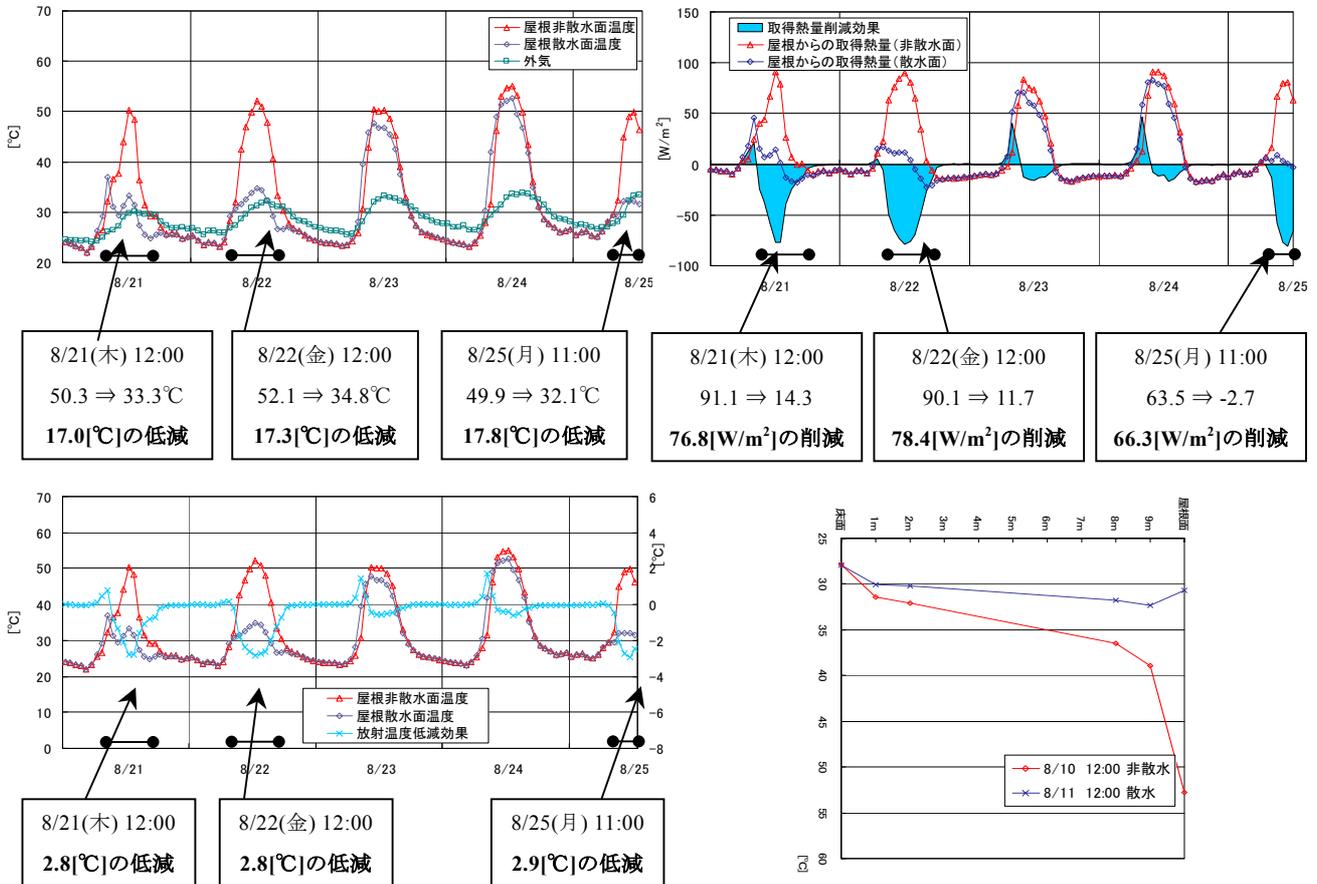


図-3 屋根外表面温度 (左上), 日射取得熱量 (右上), 放射熱低減効果 (左下), 垂直温度分布 (右下) (物件 3)

b) 日射取得熱の削減効果

屋根散水による屋根からの日射取得熱の削減効果を算定した。それぞれ、散水面と非散水面の屋根外表面温度と室温から取得熱量を算出し、その差を削減効果とした。

なお、物件 1 から 3 については、屋根の凹凸形状を考慮し、熱コンダクタンスに形状補正係数として 1.4 を乗じたものを用いた⁴⁾。物件 4 については、屋根内表面温度を測定しており、その値を直接用いた。

$$Q = 1 / (1 / \alpha_i + 1 / C) (T_s - T_i)$$

$$\alpha_i = \begin{cases} 7 & T_s > T_i \\ 9 & T_s \leq T_i \end{cases} \quad (1)$$

$$\Delta Q = Q_w - Q_d$$

物件 2 では、8/22 14:00 に非散水面で 73.9[W/m²]、散水面で -14.0[W/m²]あり、87.9[W/m²]の日射取得熱が削減された。屋根散水では、日射取得熱を削減するだけでなく、時として放熱側に回ることが知られているが、本件ではまさにその結果が得られた。

物件 3 でも、同様にして 90.0[W/m²]から 11.7[W/m²]となり 78.3[W/m²]削減されている。

すべての物件について、ほぼ 75 から 90[W/m²]程度の日射取得熱が削減されており、屋根散水の日射取得熱削減効果の目安になると考えられる。

c) 放射温度低減効果

屋根内表面温度の低減による放射温度の低減効果を算定した。それぞれ、散水面と非散水面の屋根内表面温度と FL+1500 における屋根の形態係数を用いて屋根からの放射温度の差を概算した。

$$\Delta T_r = \varphi / 2 \cdot (T_{sw} - T_{sid}) \quad (2)$$

物件 2 では、最大時で屋根内表面温度が 13.7°C 低減されており、形態係数も大きいので、放射温度は 4.9°C 低減されている。しかし、物件 3 については、屋根内表面温度が 7.3°C の低減に留まり、形態係数も小さいため (表-1)、2.8°C の低減効果となった。他の物件に関しても、物件 1 で 6.3°C、物件 4 で 5.9°C となり、形態係数の大きさが重要な要素といえる。

d) 室温低減効果

室内温度低減効果に関しては、近い気象条件での比較で検討し、垂直温度分布を図に示した。物件 3 に関しては、設置条件の関係上、測定点が 1,2,8,9m 点となっており、物件 4 は、高さが低いため、垂直温度分布の計測をしていない。また、物件 1 に関しては、比較検討できるデータを得ることができなかつた。なお、作業域室温とは、高さ 1.2m の平均室温である。

平均室温で比較すると物件 2 では -2.4°C、物件 3 では、

-3.6°C となり、作業領域の室温では、物件 2 が -1.2°C、物件 3 が -1.7°C となった。物件 4 は、天井高さが低いため、屋根内表面温度の影響を受け易く、平均室温の低減効果が -3.7°C となった。

e) 作用温度低減効果

厳密に快適性を検証するのであれば、PMV や SET* を用いるところであるが、パラメーターが多く、建物用途が異なるため、あえて簡便に作用温度を用いることとした。

物件 2 では、室温の低減効果が小さく、物件 3 では、放射温度の低減効果が小さいため、作用温度はそれぞれ -3.1°C、-2.0°C の低減効果となったが、物件 4 では、室温、放射温度共に効果が大きく、-4.8°C の低減効果となった。物件 1 については、室温のデータがないものの、放射温度の低減効果が最も大きいため、作用温度についても大きな効果があったのではないかと考えられる。

5. まとめ

本報では、近年施工した 4 物件において、屋根散水システムによる熱的效果を実測により調べ、比較検討を行った。日射取得熱削減効果では、すべての物件で 70.0[W/m²]を超え、非常に高い効果が確認できた。既報¹⁾でも確認したように、屋根散水では放射環境の改善効果が大きく、室温では -1.2 ~ -3.7°C であったが、放射温度では、-2.8 ~ -6.3°C の効果があり、非常に高い効果を確認できるものもあった。

屋根散水の熱的效果の特徴として、パッシブクーリングシステムであるため、気象条件、特に日射量によって効果の差があり、同時に建物の熱性能、特に屋根の日射吸収率が大きく関係してくる。さらに、快適性を考える場合には、形態係数や天井高さなども大きく関係してくる。特に今回のように発熱のない建物では、室温や放射温度の効果に対して、高い効果を期待する場合、天井高さや形態係数の要因が大きいと言える。

本報では、熱的效果に主眼を置き報告した。屋根散水システムの涼房、省エネルギー効果を考える際には、水使用量についても比較検討の必要があるが、次報以降とする。

表-2 屋根散水の熱的効果一覧

測定時期	物件 1		物件 2		物件 3		物件 4	
	2001/9/15 12:00		2003/8/22 14:00		2003/8/22 12:00		2003/8/24 17:00	2003/8/25 15:00
外気温[°C]	33.4		32.2		31.3		31.8	32.6
日射量[W/m ²] (日中)	716		558		778		33 (768)	472 (842)
	非散水面	散水面	非散水面	散水面	非散水面	散水面	散水時	非散水時
屋根外表面 温度[°C]	45.4	31.0	56.4	32.0	52.2	34.8	-	
	-14.4		-24.4		-17.4			
屋根内表面 温度[°C]	44.1	31.2	44.3	33.8	40.6	33.3	44.6	32.7
	-12.9		-13.7		-7.3		-11.9	
日射取得熱 削減効果 [W/m ²]	86.7	-3.8	73.9	-14.0	90.0	11.7	92.1	18.6
	-90.5		-87.9		-78.3		-73.5	
放射温度 低減効果[°C]	-6.3		-4.9		-2.8		-5.9	
測定時期	-		2003/8/22 13:00	2003/8/22 15:00	2003/8/10 12:00	2003/8/11 12:00	2003/8/24 17:00	2003/8/25 15:00
平均室内温度 低減効果[°C]	-		-2.4		-3.6		-	
作業域室温 低減効果[°C]	-		-1.2		-1.7		-3.7	
作業域 作用温度 低減効果[°C]	-		-3.1		-2.0		-4.8	

記号

- K : 熱貫流率[W/(m²·K)]
- C : 熱コンダクタンス[W/(m²·K)]
- α_i : 室内側総合熱伝達率[W/(m²·K)]
- T_s : 屋根外表面温度[°C]
- T_{sid} : 非散水面屋根内表面温度[°C]
- T_{siw} : 散水面屋根内表面温度[°C]
- T_i : 平均室温[°C]
- T_r : 放射温度[°C]
- φ : 形態係数[-]
- Q : 日射取得熱[W/m²]
- Q_w : 散水面日射取得熱[W/m²]
- Q_d : 非散水面日射取得熱[W/m²]

房の基礎特性と適用, 住友建設技術研究所所報 2000 (No. 27)

- 2) 紺野康彦, 長谷川智久: 金属製屋根を有する大規模建築の温熱環境改善手法 (その 2) 開放空間の屋根への散水適用と散水回収システム及び散水時の水温・空気温度性状, 住友建設技術研究所所報 2001 (No. 28)
- 3) 紺野康彦, 島田 潔: 工場などにおける屋根散水の効果予測技術の開発, 住友建設技術研究所所報 2002 (No. 29)
- 4) 紺野康彦, 島田 潔: 折板屋根大規模建築の温熱環境改善に関する研究 その 8, 日本建築学会学術講演梗概集 2003
- 5) 石川幸雄, 木村健一: 湿相当外気温度に基づく屋根散水の熱的効果に関する研究, 日本建築学会論文報告集 第 334 号

参考文献

- 1) 紺野康彦, 長谷川智久: 金属製屋根を有する大規模建築の温熱環境改善手法 屋根散水と置換換気・冷

轉載論文

鋼管・コンクリート合成構造橋脚の耐荷性状に関する実験的研究

An experimental study on loading behavior of composite bridge pier using steel pipe

三上 浩*, 田村 多佳志**, 岸 徳光***, 池田 憲二****

Hiroshi MIKAMI, Takashi TAMURA, Norimitsu KISHI and Kenji IKEDA

*博(工) 三井建設(株)技術研究所 主席研究員(〒270-0132 千葉県流山市駒木 518-1)

**工修 三井建設(株)土木設計部 設計長(〒261-0023 千葉県千葉市美浜区中瀬 1-9-1)

***工博 室蘭工業大学教授 工学部 建設システム工学科(〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

****北海道開発土木研究所室長 構造研究室(〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1-3)

Composite bridge piers composed with concrete at steel pipes will be able to save the construction costs and period. In this paper, in order to investigate loading performance of the composite bridge piers, lateral cyclic loading tests were conducted. Here, with or without outer rib for steel pipe, axial force and stiffening volume of hoop tie were taken as variables. The results obtained from this study are as: 1) composite bridge pier using steel pipes with outer ribs has a larger load carrying capacity and stable loading-performance comparing to those of the pier using steel pipe without outer rib; 2) using steel pipes with outer ribs, the toughness can be improved and the stiffening volume of hoop tie can decreased; and 3) in case using steel pipes without outer rib more the bridge pier is severely damaged at applying the axial force and arranging small volume of hoop tie.

Key Words : composite bridge pier, steel pipe with outer rib, toughness, axial force

キーワード: 合成構造橋脚, 外面リブ付き鋼管, 靱性能, 軸力

1. はじめに

近年, 社会資本整備にコスト縮減や省力化施工, 工期短縮が一層強く望まれ, また, 兵庫県南部地震以降, 重要構造物の大規模地震に対する耐震性の向上が強く求められている。特に, 山岳橋梁などの高橋脚では, 上記の課題を解決するための一つの方法として, 鋼・コンクリート合成構造橋脚が種々提案され, 実用化されている。また, 橋脚の高さが低い河川橋脚でも, 河積阻害率を低く抑制しつつ早期に工事を完了でき, RC(鉄筋コンクリート)橋脚と同等以上の耐力, 靱性能を有する工期短縮型工法の実用化が強く望まれている。鋼・コンクリート合成構造は, 橋脚の耐力, 靱性能を改善し, 併せて工費縮減, 工期短縮, 省力化が期待できる構造であり, 今後もその適用範囲は拡大するものと考えられる。

著者らも外面リブ付き鋼管を補強材として使用する合成構造橋脚を提案し, 種々の実験・解析検討を行ってきた^{1)~4)}。また, これらの研究成果を踏まえ, 既に実構造物にも採用されている⁵⁾。鋼管を用いた合成構造橋脚には, 外面リブなし鋼管を用い, 帯鉄筋の代わりにPC鋼線を巻き付けることを特徴とする構造が提案され, 既に多くの研究成果および施工実績が得られている^{6),7)}。一方, 著者らが提案した構造は, 外面リブ

ブ付き鋼管を用い, 帯鉄筋と中間帯鉄筋を配置することに特徴がある。ここで, 外面リブ付き鋼管を用いたのは, リブ部の機械的な抵抗によって無垢の鋼管に比べてコンクリートとの一体性が高まり, 終局曲げ耐力が増大し, 併せて鋼管がより大きくせん断力を分担することで靱性能の向上が期待されるためである⁸⁾。

著者らは外面リブ付き鋼管を用いた合成構造橋脚模型を用いた既往の研究⁹⁾において, 1)提案した構造はRC橋脚と同等程度以上の耐力を有し, かつ数段優れた靱性能を有すること, 2)合成構造橋脚の靱性能は鋼管が厚いほど, 中間帯鉄筋量が多いほど良好になること, 3)RC橋脚よりも靱性能に優れる理由として, 鋼管基部で直応力やせん断応力が大きく分担され, 鋼管外側コンクリートの応力負担が軽減されること, を明らかにしてきた。しかし, 既往の研究は主として外面リブ付き鋼管を用いて行われ, 外面リブの有無が耐荷性能に与える影響は明らかにされていなかった。

本研究では, 外面リブの有無が耐荷性能に与える影響に着目し, それが軸力の有無および帯鉄筋比によってどのように変動するかを実験的に検討した。なお, 帯鉄筋比は, RC構造における靱性能を確保するための目安である0.2%¹⁰⁾を基準とし, 合成構造橋脚では鋼管のせん断力負担が大きいことを考慮して0.1%についても併せて検討した。なお, 0.1%の場合は中間

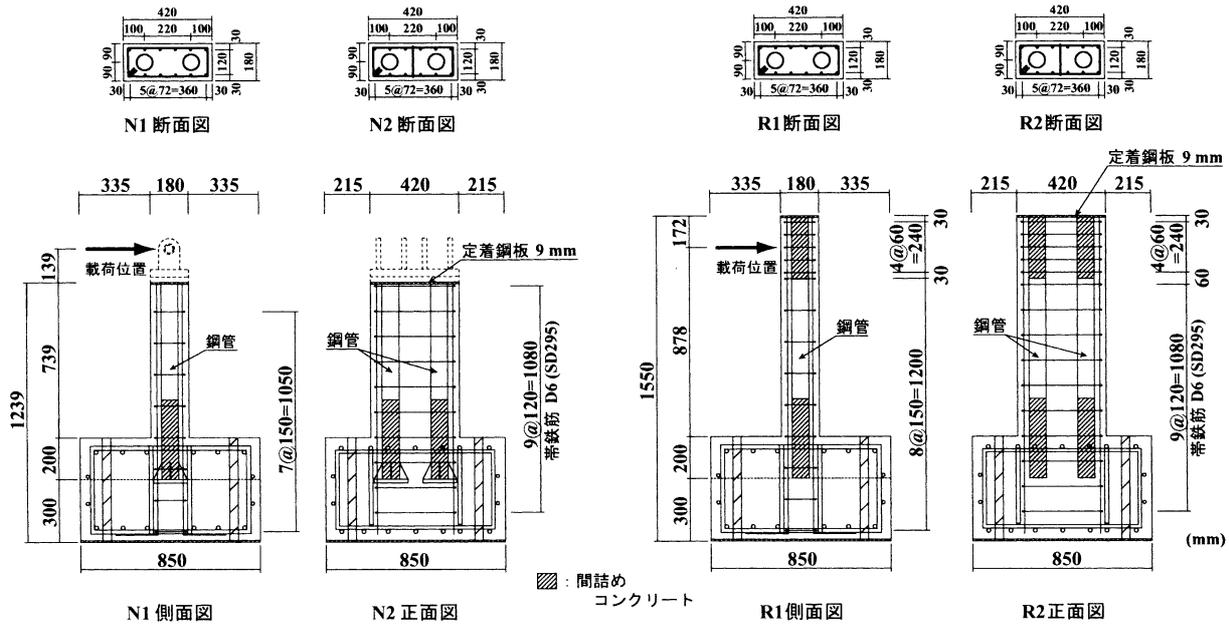


図-1 試験体の概要

表-1 試験体の一覧

試験体名	リブの有無	帯鉄筋比 (%)	帯鉄筋間隔 (mm)	軸力の有無
R1	有り	0.1	150	無し
R2		0.2	120	
R1-AX		0.1	150	有り
R2-AX		0.2	120	
N1	無し	0.1	150	無し
N2		0.2	120	
N1-AX		0.1	150	有り
N2-AX		0.2	120	

帯鉄筋を配置していない。軸力は高さ 35 m 程度の高橋脚を想定し、橋脚頭部全面に 1.96 MPa が作用するものとして 148 kN を作用させた。ここで、橋脚の靱性能には橋脚基部における応力分担性状やひび割れ性状が大きな影響を与えると考えられることから、鋼管と軸鉄筋および帯鉄筋と中間帯鉄筋に歪ゲージを貼り付け、応力分担性状を明らかにすることを試みた。特に鋼管の応力状態を詳細に検討するため、鋼管中央に 3 軸歪ゲージを貼り付けて最大せん断応力を算定できるようにした。また、一部の試験体では橋脚基部の抜け出し量や試験体軸方向の伸び量を測定し、これらも踏まえて耐荷機構について検討している。

2. 実験の概要

試験体の一覧を表-1 に示す。試験体は、鋼管の外表面リブおよび軸力の有無と帯鉄筋比に着目した全 8 体である。試験体名の第 1 項目は外表面リブの有無を示

し、R がリブ付き、N はリブなしを示す。また、第 2 項目の数字は帯鉄筋比を示し、実帯鉄筋比の 10 倍で表記している。-以降の AX は軸力の有無を示し、-AX は軸力あり、無表記は軸力なしを示す。用いた鋼管は内径 68.6 mm、外径 75.6 mm、板厚 3.5 mm であり、既往の研究⁹⁾における RC 試験体と同程度の曲げ耐力になるように断面内に鋼管を 2 本、軸鉄筋 D10 を 12 本配置している。計算は道路橋示方書¹¹⁾に準拠し、材料の規格値を用いて断面分割法で行った。なお、帯鉄筋比が 0.1% の場合は D6 を 150 mm 間隔で配置し、中間帯鉄筋は配置していない。一方、0.2% の場合は配置間隔を 120 mm とし、1 本の中間帯鉄筋を配置した。

図-1 に試験体の概要を示す。試験体の断面寸法は長辺長 420 mm、短辺長 180 mm で、扁平比(長辺長/短辺長)は約 2.3 である。試験体天端のフーチングからの高さは R1, R2 試験体で 1050 mm、その他の試験体では 739 mm であるが、載荷点の高さはいずれも 878 mm である。外表面リブ付き鋼管のフーチングへの埋め込み長さは既往の研究結果⁴⁾を参考に 200 mm (鋼管外径の約 3 倍)とした。なお、外表面リブのない鋼管はフーチング天端から 200 mm の位置で厚さ 17 mm、直径 160 mm の鋼板を溶接して定着している。また、鋼管と定着鋼板には 4 枚の三角プレートを溶接して補剛している。

フーチング内部とフーチング天端から 18 cm (断面短辺長) 上までおよび R1, R2 試験体では加力点近傍の鋼管内部に間詰めコンクリートを充填している。なお、橋脚基部において断面短辺長までの範囲に間詰めコンクリートを打設したのは、塑性ヒンジが形成される範囲における鋼管の内側への座屈防止を期待したため

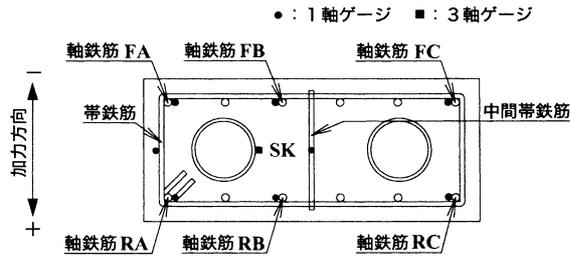


図-2 ゲージ貼付位置

ある。軸鉄筋には直角フックを設け、フーチング下端から立ち上げた。また、フーチング内部にも橋脚と同様に帯鉄筋を配置している。なお、中間帯鉄筋の両側には半円形フックを設けた。試験体は2回に分けて製作し、コンクリートは試験体の上下を逆にしてフーチングと橋脚を一括して打設した。

表-2、表-3に使用した鋼材およびコンクリートの力学的特性を示す。なお、弾性係数を測定していない鋼材の弾性係数は、コンクリート標準示方書¹²⁾に準拠して一律 205.9 GPa としている。使用したコンクリートは呼び強度 30 MPa、スランプ 15 cm、粗骨材最大寸法 20 mm の普通コンクリートである。外面リブ付き鋼管は、原管にシームレスの厚板鋼管を使用し、所定の寸法になるように削り出して製作している。外面のリブは市販の外面リブ付き鋼管と同様に間隔 40 mm (約 30°) のスパイラル状を呈し、高さは 2.5 mm、リブ天端幅は 4.0 mm である。また、母材とリブの付け根部で応力集中しないようにリブの形状はリブの天端から 30° の角度を有する台形状とした。なお、外面リブの区間は鋼管底面から 56 cm (フーチング天端から 36 cm) とし、それより上方にはリブなし鋼管を付き合わせ溶接して用いた。

水平交番加力試験は変位制御で行い、降伏変位 δ_y の整数倍の変位振幅に対して正負各 3 サイクルずつの繰り返し荷重を行った。降伏変位は、橋脚基部の鋼材(鋼管または軸鉄筋)が材料試験結果の降伏歪に達した時点の荷重点変位とし、正負荷重 1 サイクル目の荷重が小さな方の変位を降伏変位とし、以降の交番荷重を行った。なお、破壊は荷重が急激に低下した時点とし、終局荷重および変位は、荷重が急激に低下する直前でのサイクルにおける値としている。

本実験では、水平交番加力は電動スクリージャッキを用いて行った。ジャッキ先端は橋脚に取り付けた治具とジョイントを介してピン結合され、橋脚が変形しても一様に水平力が作用する構造となっている。また、軸力はリニアレール上に設置した油圧ジャッキによって加力し、ジャッキ先端は橋脚天端に取り付けた治具にスィーベル結合され、橋脚が変形しても軸力が常に鉛直下向きに作用する構造となっている。

図-2 に鋼材の歪計測位置を示す。1 本の鋼管の断

表-2 鋼材の力学的特性

試験体名	鋼材種	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	
R1, R2	鋼管	325.4	465.8	198.9	
	鉄筋	D6	328.6	510.0	189.9
	SD295	D10	375.1	558.7	187.5
その他 6 体	鋼管	360.0	529.0	205.9	
	鉄筋	D6	324.5		470.0
	SD295	D10	372.0		527.0

表-3 コンクリートの力学的特性

試験体名	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	ポアソン比
R1, R2	35.5	25.0	0.22
その他 6 体	37.8	25.5	0.21

面中央 1 箇所に小型の 3 軸歪ゲージをリブがある場合にはリブ間の中央に貼り付けた。帯鉄筋と中間帯鉄筋の歪は各々断面中央で計測し、両端部と断面中央付近の 3 本の軸鉄筋に歪ゲージを貼り付けた。また、一部の試験体では橋脚基部の荷重方向に対する両外縁に変位計を設置して基部の抜け出し量を測定し、併せて全試験体で橋脚の伸び量(基部を除く橋脚躯体の伸び量)を橋脚側面に π ゲージを連続して配置し測定した。

3. 実験結果及び考察

3.1 荷重-変位関係

図-3 に各試験体の荷重-変位履歴曲線を示す。なお、比較のため既往の研究⁹⁾における同様の断面寸法および同等の耐力を有する RC 試験体の結果(軸力なし)も併せて示した。また、図中には実験時の材料特性を用いて算定した計算降伏耐力を○印で、計算終局耐力を破線で示している。なお、計算は断面分割法で行い、降伏耐力は軸鉄筋または鋼管のいずれかが早く降伏した時点の曲げ耐力、終局耐力は断面外縁のコンクリートが終局歪 ϵ_{cu} ¹¹⁾ に達した時点の曲げ耐力である。これより、全ての合成構造試験体の破壊過程はほぼ同様であり、終局の 1 δ_y 程度以前の荷重振幅において基部コンクリートが剥離し始め、その後、サイクル数や荷重振幅の増加に伴って剥離・剥落が進展し、次いでコンクリートが大きく剥落し荷重が大幅に低下して終局に至っていることが分かる。なお、荷重-変位履歴曲線の概観の比較から、1) 合成構造試験体はいずれも RC 試験体に比べて優れた靱性能を有する。2) 帯鉄筋比が大きいほど終局変位が大きくなる傾向にある。この傾向は特にリブなしの鋼管を用いた試験体で顕著

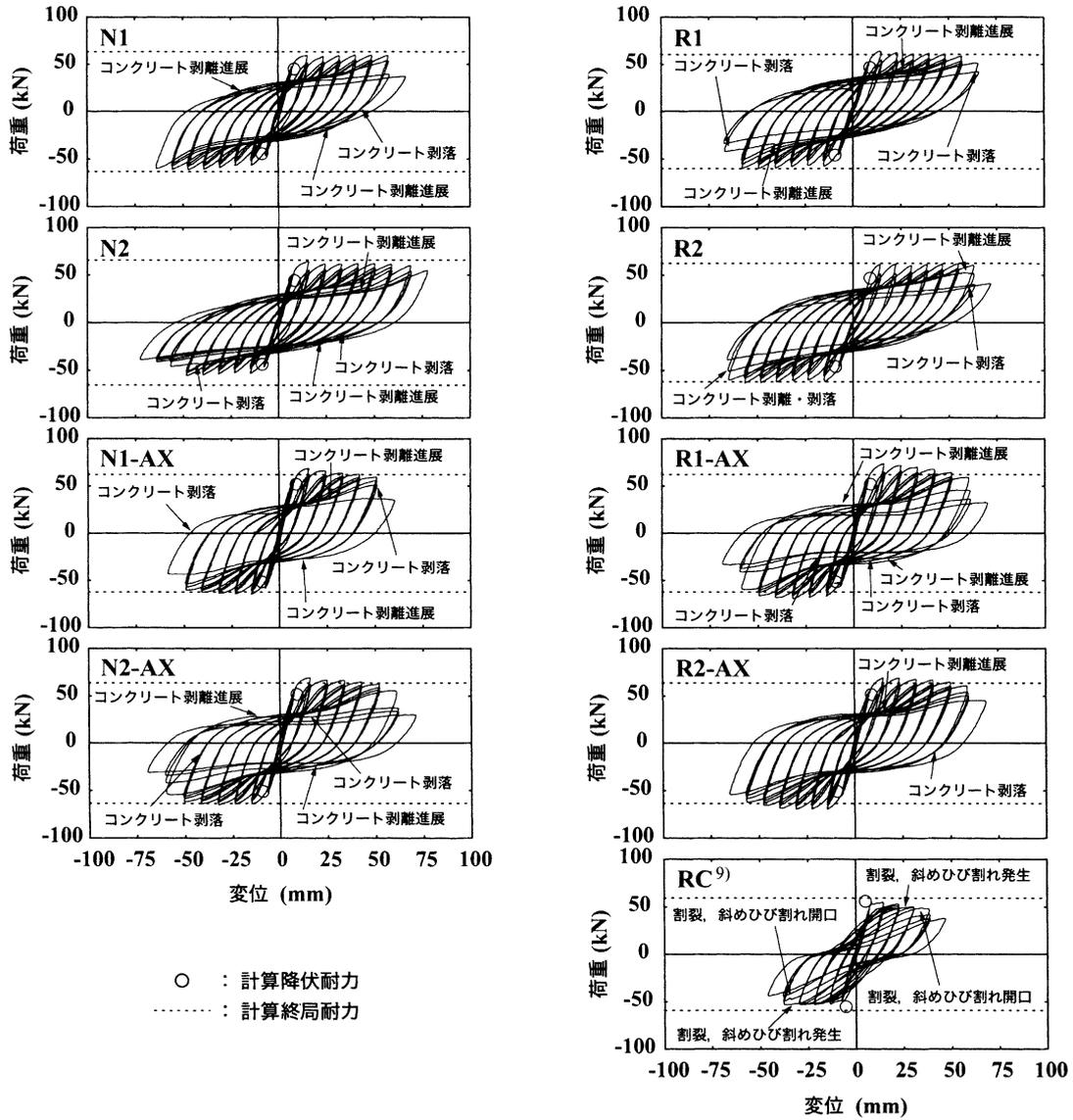


図-3 荷重-変位履歴曲線

である。3) N2 試験体の履歴曲線は正負荷荷で対称でなく、荷重方向の影響を受けている。4) 軸力が作用すると荷重振幅とともに荷重が低下する傾向にある、ことが分かる。ここで、4) は変位量に応じて軸力によるモーメントが付加されるためと考えられる。なお、終局においては軸鉄筋や鋼管の座屈が認められたもののそれらの破断は見られなかった。

表-4 に実験結果および計算結果の一覧を示す。計算は、実験時の材料特性を用いて行った。なお、降伏、終局変位はいずれも軸鉄筋および鋼管の基部からの抜け出しを考慮して算定している。また、軸力が作用する試験体の耐力は抜け出しを考慮した変位に対応する軸力による付加モーメントを差し引いて算出した。なお、計算ではリブ付き鋼管の外面リブは考慮していない。

表-4 から、1) 全ての試験体の降伏耐力は計算耐力とほぼ合致するが、実測降伏変位は抜け出しを考慮した計算変位に比べて1~3割程度小さい。これは、本試験体では軸鉄筋の降伏が先行し、この時点では鋼管が未だ降伏していないことに関連するものと考えられる。2) 実測終局耐力は、N2-AX 試験体を除いて計算終局耐力とほぼ合致する。しかし、実測耐力はN2-AX 試験体を含め全般的に計算耐力を下回る傾向にあり、この傾向はリブなしの鋼管を用いた試験体でより顕著である。なお、N2-AX 試験体の実測終局耐力が他に比べて小さいのは、終局近傍で2度にわたり荷重が大きく低下し、2度目を破壊とみなしたからである。3) 帯鉄筋比が増加することで実測終局変位は増大するが、この傾向は外面リブがない試験体や軸力が作用しない場合に顕著である。一方で、リブ付きの試験体に軸力が

表-4 実験結果および計算結果の一覧

試験体名	降伏時				終局時				耐力比		終局塑性率	
	耐力 P_y (kN)		変位 δ_y (mm)		耐力 P_u (kN)		変位 δ_u (mm)		P_u/P_y		$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$	
	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値
R1	45.9	46.4	7.5	9.2	60.2	60.3	57.8	45.8	1.3	1.3	7.7	5.0
R2	45.7	46.4	7.5	9.0	60.5	62.2	62.6	56.1	1.3	1.4	8.3	6.2
R1-AX	55.1	51.8	6.8	9.0	60.0	62.3	56.5	47.4	1.1	1.2	8.6	5.3
R2-AX	54.0	51.3	6.5	9.0	60.6	63.7	57.9	55.2	1.1	1.2	8.9	6.1
N1	46.8	44.8	6.6	8.4	59.3	63.5	57.3	45.7	1.3	1.4	8.8	5.4
N2	46.6	44.0	7.7	8.4	60.0	65.6	68.8	58.1	1.3	1.5	9.0	6.9
N1-AX	56.1	51.8	7.3	9.0	59.4	62.3	50.2	47.4	1.1	1.2	6.9	5.3
N2-AX	51.0	51.3	6.6	9.0	54.6	63.7	56.4	55.2	1.1	1.2	8.5	6.1

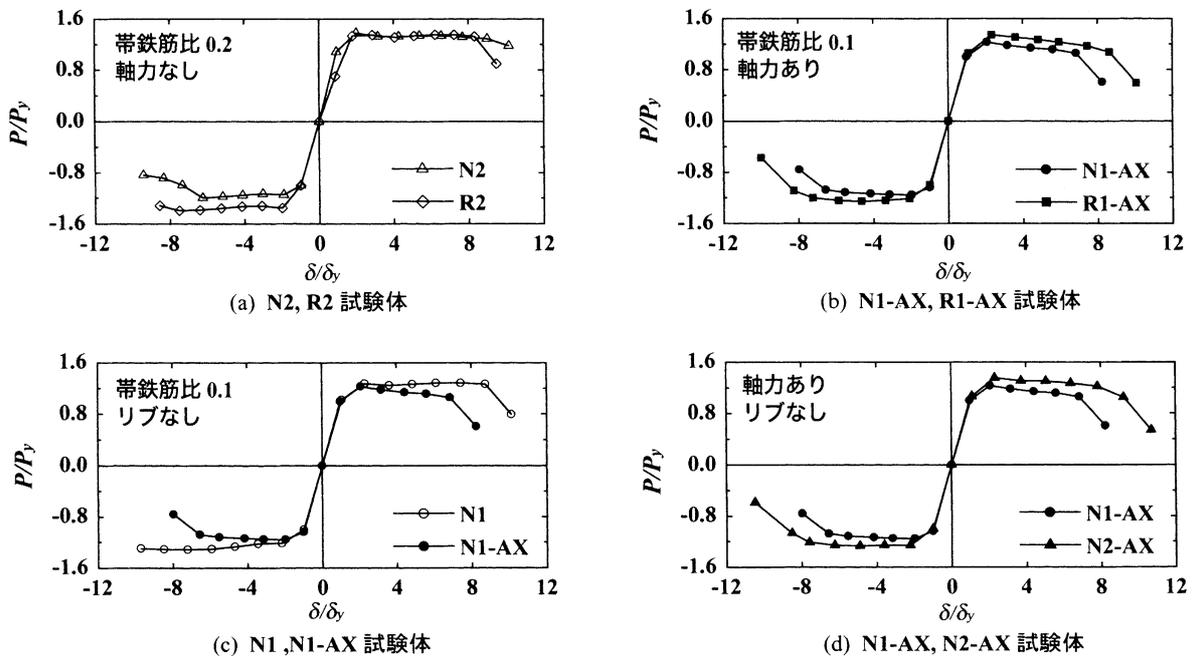


図-4 荷重-変位曲線の包絡線

作用する場合は、帯鉄筋比が終局変位に与える影響は顕著ではない。4) 実測終局変位は計算変位を上回る傾向にあるが、この傾向は特に軸力がなく、帯鉄筋比が小さい試験体で顕著である。一方で、軸力が作用し、帯鉄筋比が0.2%の場合は、外面リブの有無に拘わらず実測変位と計算変位は比較的良好に合致する。5) 実測の耐力比 (P_u/P_y) は軸力が作用することで1.1程度と小さくなる。また、全般的に計算値を多少下回る傾向にある。6) 実測の終局塑性率は、軸力が作用しない場合はリブなしの試験体の方が、軸力が作用する場合はリブ付きの試験体の方が多少大きい。

以上のように、合成構造橋脚の荷重-変位関係は外

面リブや軸力の有無および帯鉄筋比に相互に影響されることが分かる。

3.2 荷重-変位の包絡線

図-4に荷重-変位曲線の包絡線を示す。なお、全ての試験体の材料特性が一定でないため降伏荷重 P_y および降伏変位 δ_y で無次元化して示している。また、包絡線は各々外面リブおよび軸力の有無と帯鉄筋比の影響に着目して整理し、差異の大きなものを選定して掲載している。

まず、(a) 図でN2とR2試験体および(b) 図でN1-AXとR1-AX試験体を比較し、外面リブの影響を検討す

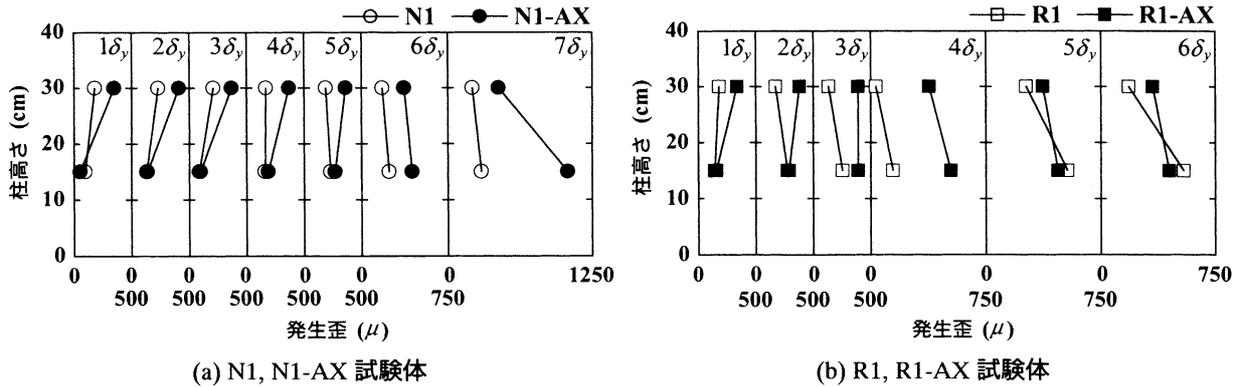


図-5 帯鉄筋の歪分布性状

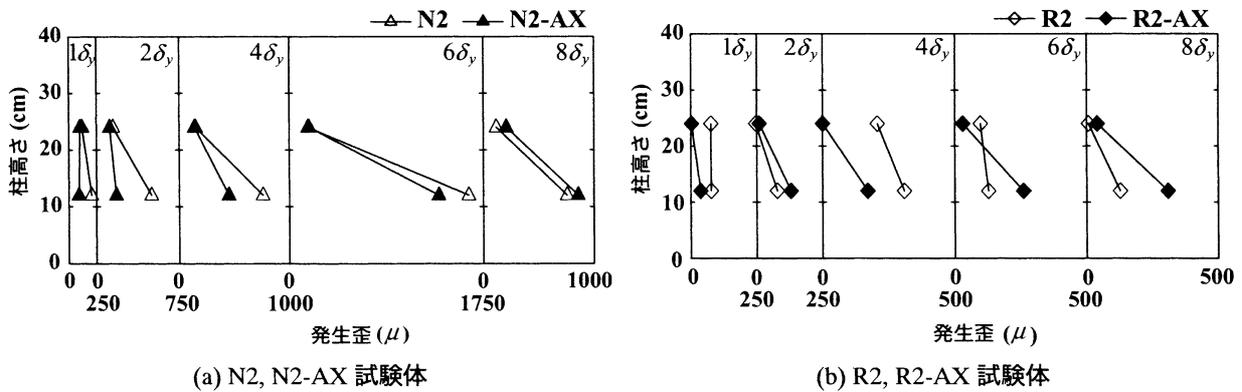


図-6 中間帯鉄筋の歪分布性状

る。N2, R2 試験体の比較から、外面リブのない場合は負荷荷における荷重比 (P/P_y) が正荷荷に比べて小さくなる傾向にあり、また、荷荷途中で荷重比が大きくなり低下していることが分かる。これは、外面リブのない鋼管を用いた場合に荷荷方向の影響を受けやすいことを示している。一方、(b) 図より帯鉄筋比が 0.1% で軸力が作用した場合は、外面リブ付き鋼管を用いた R1-AX 試験体の方が一様に荷重比が大きく、終局の変位比 (δ/δ_y) も大きくなることが分かる。このように外面リブ付き鋼管を用いた方が優れた耐荷性能を安定して発揮する傾向にある。

次に (c) 図をもとに N1 タイプ試験体で軸力の影響を比較する。これより、外面リブがなく、帯鉄筋比が 0.1% の場合には、荷荷初期より軸力の影響が顕著に出現することが分かる。特に軸力が作用した場合は $2\delta_y$ で最大の荷重比を示し、以降はほぼ線形に減少している。一方、軸力がない場合は荷荷振幅の増加とともに荷重比が増大する傾向を示し、両者の荷重比の差は振幅の増加とともに拡大している。このように外面リブがなく帯鉄筋比が 0.1% の場合は軸力が耐荷性状に大きく影響している。

(d) 図により、帯鉄筋比の影響を外面リブがなく軸力

が作用した場合に着目して比較検討する。帯鉄筋比が 0.2% の試験体は 0.1% の試験体に比べて荷重比が全般的に大きく、終局の変位比も帯鉄筋比が 0.2% の試験体で大きい。このように帯鉄筋比の影響は、外面リブがなく軸力が作用した場合に顕著に出現する。

3.3 帯鉄筋および中間帯鉄筋の歪分布性状

図-5 に帯鉄筋比が 0.1% の試験体の帯鉄筋の各荷荷振幅における柱高さ方向歪分布を外面リブと軸力の有無に着目して示す。(a) 図の N1 タイプ試験体の結果から、 $5\delta_y$ 程度までは基部付近よりも柱高さのより上方で歪が大きく、この傾向は特に軸力が作用した試験体で顕著であることが分かる。 $6\delta_y$ 以降では基部付近の歪がより大きくなり、軸力が作用した場合の最大歪は $1,000\mu$ 程度である。このように、外面リブがなく帯鉄筋比が 0.1% の場合は、軸力の有無が帯鉄筋の歪分布性状に大きな影響を与える。一方、(b) 図より R1 タイプ試験体に軸力が作用した場合も $3\delta_y$ 程度までは基部付近よりも柱高さのより上方で歪が大きいが、それ以降は基部付近の方で歪が大きいことが分かる。なお、最大歪は軸力の有無に拘わらず 500μ 程度と小さい。

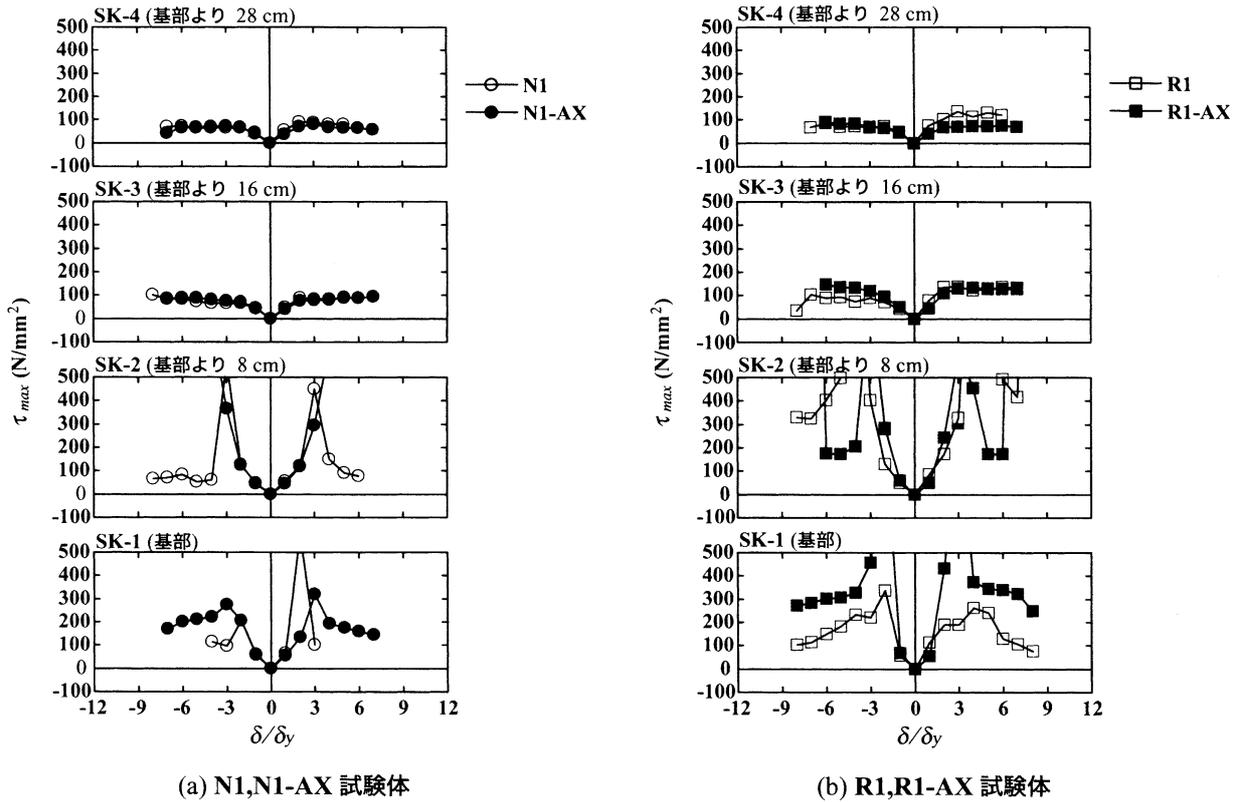


図-7 最大せん断応力

図-6 に中間帯鉄筋の各載荷振幅における柱高さ方向歪分布を外表面リブと軸力の有無に着目して示す。(a) 図の N2 タイプ試験体の結果から、載荷初期を除いて軸力の有無が中間帯鉄筋の歪分布性状に与える影響は小さいことが分かる。なお、歪は基部に近い方で大きく、最大で $1,700 \mu$ 程度である。一方、(b) 図より R2 タイプ試験体の歪も基部で大きくなる傾向にあるが、最大でも 300μ 程度であり N2 タイプ試験体に比べて大幅に小さいことが分かる。なお、柱高さがより上方の中間帯鉄筋の歪は外表面リブや軸力の有無に拘わらず小さく、この位置の中間帯鉄筋はほとんど応力を負担していない。

このように、帯鉄筋や中間帯鉄筋の歪レベルは、軸力よりも外表面リブの有無の影響を強く受け、外表面リブのない場合でより大きい。また、この傾向は中間帯鉄筋でより顕著であり、外表面リブのある場合は中間帯鉄筋の応力分担は極めて小さい。以上から、外表面リブ付き鋼管を用いる場合は、外表面リブなし鋼管を用いる場合に比べて、帯鉄筋や中間帯鉄筋量をより少なくすることが可能であるものと考えられる。

3.4 最大せん断応力

靱性能と鋼管の分担せん断力の関係を検討するため、鋼管断面中央の最大せん断応力を取りまとめた。ここでは、鋼管の分担せん断力を実験で求めることは

困難なため、分担せん断力の大小関係を示す指標として最大せん断応力に着目することとした。図-7 に帯鉄筋比が 0.1% の試験体における鋼管断面中央の測点に貼り付けた 3 軸歪ゲージの計測結果を基に、各測定高さの鋼管に発生した最大せん断応力を載荷振幅ごとに示す。なお、最大せん断応力 τ_{max} は (1) 式により求めた。

$$\tau_{max} = \frac{E}{2(1+\nu)} \cdot \gamma_{max} \quad (1)$$

$$\gamma_{max} = \sqrt{2((\epsilon_a - \epsilon_b)^2 + (\epsilon_b - \epsilon_c)^2)} \quad (2)$$

ここに、 γ_{max} : 最大せん断歪、 ϵ_a : 軸方向歪、 ϵ_b : ϵ_a 、 ϵ_c から 45° なす角における歪、 ϵ_c : 周方向歪、である。なお、図には歪ゲージの計測値が異常に大きく、 τ_{max} が 500 N/mm^2 を超える測点の測定値は示していない。

(a) 図の N1 タイプ試験体の結果から、基部より 16, 28 cm における最大せん断応力分布は軸力の有無に拘わらずほぼ同様であることが分かる。基部および基部より 8 cm の位置では、軸力の有無に拘わらず $2 \sim 3 \delta_y$ においてせん断応力が急増している。なお、せん断応力のレベルは全般的に基部よりも基部から 8 cm の位置で大きい。一方、(b) 図の R1 タイプ試験体の結果から、基部より 16, 28 cm における応力分布に軸力が与え

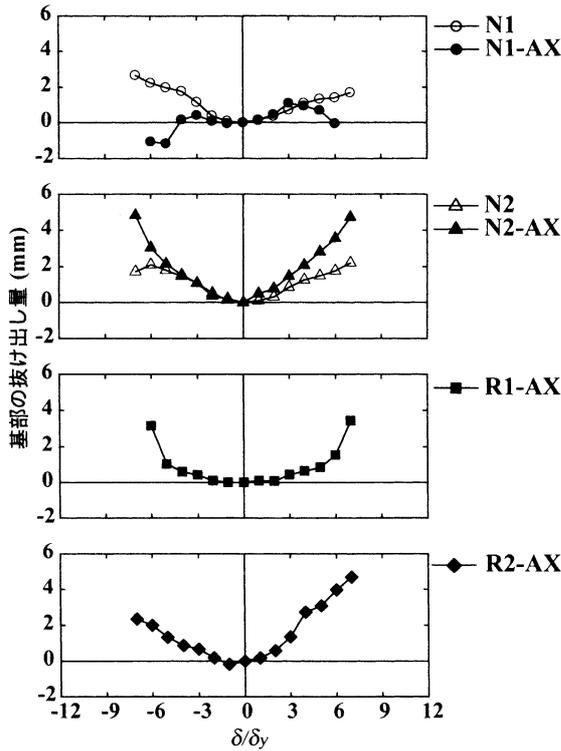


図-8 基部の抜け出し量

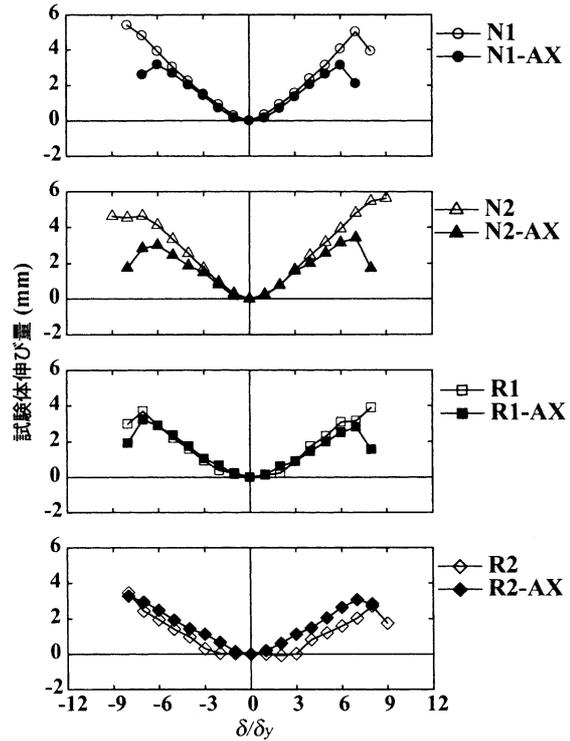


図-9 試験体の伸び量

る影響はさして顕著ではないことが分かる。なお、これらの位置におけるせん断応力は R1 タイプ試験体の方が N1 タイプ試験体よりも全般的に大きい。基部および基部より 8 cm の位置では、荷重初期より軸力が作用した場合にせん断応力が大きくなる傾向にあり、特に基部のせん断応力は $2 \delta_y$ において極めて大きく示されている。このように、軸力がせん断応力に与える影響は R1 タイプ試験体の基部付近においてのみ出現し、他では顕著な影響を与えていない。また、これらの位置でも外面リブのある R1 タイプ試験体の方が N1 タイプ試験体よりもせん断応力が全般的に大きくなる傾向にある。これは、前述したように R1 タイプ試験体の帯鉄筋、中間帯鉄筋歪が N1 タイプ試験体に比べて大幅に小さいことに対応する。すなわち、R1 タイプ試験体では鋼管のせん断力分担が N1 タイプ試験体に比べて大きく、鋼管外側コンクリートに配置された帯鉄筋や中間帯鉄筋の歪が小さくなるものと考えられる。

3.5 基部抜け出し量と試験体伸び量

基部に取り付けた変位計で基部の抜け出し量を計測した結果を 図-8 に示す。N1 タイプ試験体の場合、荷重初期には軸力の影響はほとんどなく、軸力がない場合は荷重振幅の増大とともに抜け出し量が増加するのに対して、軸力がある場合は荷重途中から抜け出し量が減少に転じている。このため、終局近傍では両者の抜け出し量の差異が大きくなっている。これは、

N1-AX 試験体において、リブなし鋼管とコンクリートが早期にずれて軸力の影響を強く受けたためと推察される。なお、抜け出し量や後述する伸び量は N1 試験体の方が N1-AX 試験体よりも大きく、このため終局変位も N1 試験体でより大きくなったものと考えられる。一方、N2 タイプ試験体の場合も荷重振幅の増加とともに軸力が抜け出し量に与える影響が大きくなっているが、この場合は軸力の作用した試験体で抜け出し量が大きくなっている。なお、抜け出し量は N2-AX 試験体の方が N2 試験体よりも大きいものの、終局変位は N2 試験体の方が大きい。これは N2-AX 試験体の終局近傍で 2 度にわたって荷重が大きく低下したことに関連するものと推察される。

一方、R1 タイプ試験体では軸力が作用した場合のみ計測を行ったが、荷重初期の抜け出しは小さく、終局に近づくにつれて抜け出し量が増加する傾向を示している。この傾向は、N1-AX 試験体と大きく異なり、外面リブがあることで鋼管の早期のずれが抑制されることを示すものと考えられる。R2-AX 試験体の正荷重時には N2-AX 試験体とほぼ同様な抜け出し量を示しているが、負荷時には N2-AX 試験体に比べて抜け出し量が小さい。このように、外面リブの有無は抜け出し量に影響を与えるものと考えられるが、今後より詳細な検討が必要である。

図-9 に試験体の側面に連続して設置した π ゲージの計測値を全て加算した抜け出しを含まない試験体の

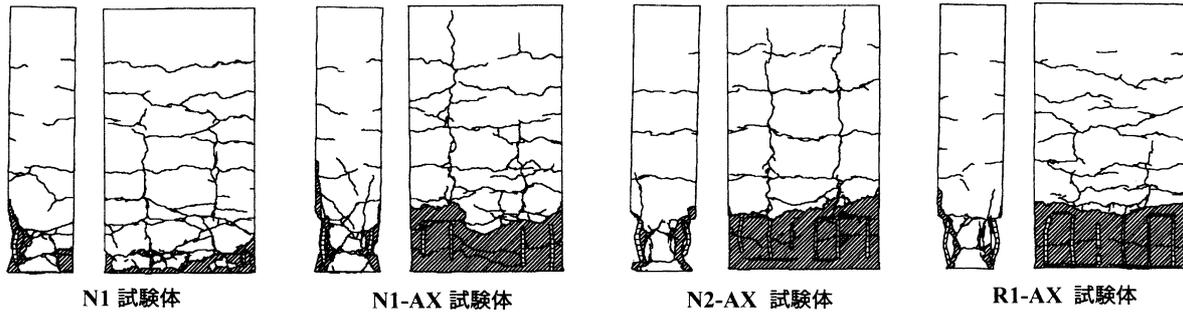


図-10 ひび割れ性状

伸び量と載荷振幅の関係を示す。なお、何れの試験体も測定間隔 180 mm の π ゲージを基部から上方に向けて隙間なく 4 台設置して計測している。N1 タイプ試験体では、 $5 \delta_y$ 程度までは軸力の有無の影響は見られず、終局近傍では軸力のない試験体で伸び量が大きくなる傾向にある。一方、N2 タイプ試験体も N1 タイプ試験体と同様な性状を示し、この場合も軸力の作用していない試験体で伸び量が大きい。R1 タイプ試験体は終局近傍まで軸力の有無の影響はほとんど見られない。一方、R2 タイプ試験体では軸力が作用した方で一様に伸び量が大きい。これは、R2-AX 試験体の $2 \delta_y$ 載荷において顕著な水平ひび割れが発生したためと考えられる。なお、外面リブの有無に拘わらず帯鉄筋比が伸び量に与える影響は小さく、一般的に伸び量は外面リブなし鋼管を用いた試験体で大きい。これは、軸力の作用していない N2 試験体の終局変位量が R2 試験体を多少上回る一つの要因であるものと考えられる。

3.6 ひび割れ性状

図-10 に N1, N1-AX, N2-AX および R1-AX 試験体側面および前面の実験終了時におけるひび割れ性状を示す。まず、軸力が作用した試験体で外面リブの有無の影響を検討する。N1-AX 試験体の側面のひび割れ性状から、基部 $1D$ (断面短辺長) より上方において斜めひび割れが数本発生していることが分かる。なお、この斜めひび割れは R1-AX 試験体では顕著には発生していない。また、N1-AX 試験体の前面のひび割れ性状から、鉛直方向に 2 本のひび割れが発生し、そのうちの 1 本は柱下端から上端まで連結していることが分かる。一方、R1-AX 試験体でも 2 本の鉛直ひび割れが発生しているが、その高さは基部から柱高さの半分程度までである。このように、軸力が作用する場合は外面リブの有無がひび割れ性状に大きな影響を与えており、これは荷重-変位関係などの差異にも密接に関連するものと考えられる。

次に、N1 タイプ試験体で軸力によるひび割れ性状の差異を検討する。N1-AX 試験体では $1D$ より上方で斜めひび割れが N1 試験体よりも多く発生し、基部の

損傷範囲も全般的に N1 試験体よりも広い。また、前面のひび割れ図より、N1-AX 試験体の鉛直ひび割れが上下端まで連結しているのに対して、N1 試験体では柱高さの $2/3$ 程度までしか進展していない。このように、N1-AX 試験体の損傷程度は N1 試験体よりも全般的に激しく、このため N1-AX 試験体は N1 試験体に比べて低載荷振幅より荷重が低下し、終局変位も小さくなったものと考えられる。以上から、外面リブのない鋼管を用いた場合には軸力の作用によって橋脚基部の損傷が激しくなり、結果的に靱性能に劣るものと考えられる。

外面リブのない試験体に軸力が作用する場合、帯鉄筋比が試験体のひび割れ性状に与える影響を検討する。N2-AX 試験体では N1-AX 試験体に見られる斜めひび割れが発生していない。また、N2-AX 試験体の前面には N1 試験体と同様に 2 本の鉛直ひび割れが発生し、それらはともに試験体下端から上端まで連結している。このように、鉛直ひび割れが試験体上端まで進展するのは外面リブのない鋼管を用いた試験体に軸力が作用した場合のひび割れ性状の特徴である。なお、水平方向のひび割れ本数は N1-AX 試験体の方が多いが、試験体前背面を貫通するひび割れではなく、ひび割れ本数の少ない N2-AX 試験体ではこれらが貫通する傾向にある。なお、側面のひび割れ図から明らかのように基部の損傷範囲は N2-AX 試験体の方が狭い。このように、帯鉄筋比を増加させることで斜めひび割れの発生が抑制され、基部の損傷範囲も狭くなることから、N2-AX 試験体の方が N1-AX 試験体よりも載荷重比や終局の変位比が大きくなったものと考えられる。

4. まとめ

橋脚のコスト縮減、工期短縮に資する構造であると考えられる鋼管・コンクリート合成構造橋脚の耐荷性状に与える外面リブおよび軸力の有無並びに帯鉄筋比の影響を外径 75.6 mm の鋼管を断面内に 2 本配置した長辺長 420 mm、短辺長 180 mm の小型橋脚模型を用いて水平交番加力実験によって検討した。本実験の範

囲内で得られた知見を要約すると以下の通りである。

- 1) 外面リブ付き鋼管を用いた方が、リブなし鋼管を用いた場合よりも優れた耐荷性状を安定して発揮する傾向にある。
- 2) リブなし鋼管を用い、帯鉄筋比が小さい場合は軸力の有無が耐荷性状に大きな影響を与える。
- 3) 帯鉄筋比が増加すると靱性能は向上するが、その傾向は外面リブがない場合や軸力が作用しない場合に顕著である。
- 4) 外面リブ付き鋼管を用いる場合は、リブなし鋼管を用いる場合に比べて帯鉄筋や中間帯鉄筋量を少なくすることが可能である。
- 5) 橋脚の伸び量は全般的に外面リブなし鋼管を用いた方がリブ付き鋼管を用いた場合よりも大きい。また、基部の斜めひび割れや損傷は外面リブのない試験体に軸力が作用した場合や帯鉄筋比が小さい場合に激しくなる傾向にある。

今後は、試験体の寸法や扁平比などを変化させて外面リブの効果をより定量的に評価し、併せてコストパフォーマンスについても検討する必要がある。

参考文献

- 1) 篠崎裕生, 三上 浩, 岡本 隆, 水谷慎吾: 外リブ付き鋼管・コンクリート合成はりの静的耐荷挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.2, pp.1199-1204, 1994
- 2) 篠崎裕生, 田村多佳志, 岡本 隆, 水谷慎吾: 外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造はりのせん断耐力について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.3, pp.1117-1122, 2000
- 3) 跡部俊郎, 田村多佳志, 岡本 隆, 水谷慎吾: プレキャストセグメントと鋼管からなる合成構造橋脚の力学特性に関する研究, コンクリート工学論文集, 第6巻, 第2号, pp.107-116, 1995.7
- 4) 篠崎裕生, 三上 浩, 岡本 隆, 水谷慎吾: 鋼管を用いた合成構造橋脚定着部の耐荷性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.1313-1318, 1996
- 5) 福本英一郎, 川端 淳, 久 正, 田村多佳志, 篠崎裕生: 鋼管・コンクリート合成構造橋脚 (ML工法) の設計と施工, 橋梁と基礎, pp.10-15, 1999.3
- 6) 山懸敬二, 市川博泰, 大内 一, 小嶋克朗: 鋼管・コンクリート複合構造橋脚模型の水平加力試験, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.183-193, 1995.8
- 7) 田中浩一, 大内 一, 長沼一洋, 緒方辰男: 水平力を受ける鋼管・コンクリート複合構造橋脚の挙動評価, 土木学会論文集, No.648/V-47, pp.89-108, 2000.5
- 8) 三上 浩, 山田武正, 伊藤久光, 田村富雄: ずれ止め付き鋼管-コンクリート合成構造の耐荷機構に関する実験的研究, 第2回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp.195-202, 1989.9
- 9) 三上 浩, 田村多佳志, 岸 徳光, 池田憲二: 外面リブ付き鋼管を用いた合成構造橋脚の耐荷性状に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.1433-1444, 2001.3
- 10) コンクリート標準示方書 設計編: 土木学会, 1986
- 11) 道路橋示方書・同解説: 日本道路協会, 2002.3
- 12) コンクリート標準示方書 設計編: 土木学会, 1996
(2002年9月13日受付)

論文 2 定点逆位相載荷した 2 方向 AFRP シート補強 RC 梁の疲労性状

中島 規道*1・三上 浩*2・鍋島 益弘*3・柑本哲哉*4

要旨：2 方向に配列されたアラミド繊維シートにより補強した部材の繰返し荷重に対する耐久性を検討するため、コンクリート面の下地処理方法およびシート補強量を変化させた RC 梁の疲労試験を実施した。疲労試験は、2 台のアクチュエーターにより 180° の位相差をつけた加力とし、移動荷重による劣化現象を簡便に表現することを試みた。その結果、1) 下縁かぶりの曲げひびわれと斜めひびわれの交点を起点とするコンクリートのブロック化により疲労劣化が進行すること、2) ブロック化の抑制には、補強量の増加および接着力の向上が有効であること、等を明らかにした。

キーワード：2 方向アラミド繊維シート、逆位相載荷、付着性状、疲労耐久性

1. はじめに

近年、構造物の経年劣化や、荷重条件の変化により補修を要する社会基盤構造物が増加しつつあり、各種連続繊維シートによる鉄筋コンクリート（以下、RC）構造物の補強工法も様々な構造形式に適用されつつある。

筆者らは、これまでアラミド繊維を 2 方向に織上げて布状に配列した 2 方向アラミド繊維シート（以下、AFRP シート）を用いて補強した各種 RC 部材の荷重試験を行って補強効果を検討し、静的な荷重条件では良好な補強効果を有すること¹⁾、移動荷重による繰返し荷重を受ける床版構造物には界面の接着性状の違いが疲労耐久性の違いに与える影響が大きいこと²⁾などを明らかにしてきている。

現在、連続繊維シート補強工法の基本的性質である付着性状は、土木学会基準に規定された試験方法³⁾により評価されているが、動的な荷重条件における付着性状は十分に解明にされておらず解明が求められている。

本研究では、2 方向 AFRP シートの動的な荷重条件における付着性状を明らかにすることを目的とし、コンクリートの下地処理方法と補

強層数を変化させた RC 梁の疲労試験を行った。特に、荷重方法として 2 定点の逆位相載荷を考案し、せん断力が正負に交番する荷重条件での付着性状の検討を試みている。

2. 実験概要

本実験に用いた試験体の一覧を表 1 に示す。コンクリート表面の下地処理方法をディスクサンダーによる表面研磨、サンドブラストによる粗面処理の 2 種、AFRP シートの層数を 1 層および 2 層の 2 種、基準となる無補強試験体を含めて試験体総数を 5 体とした。

試験体形状寸法を図 1 に示す。試験体断面は、幅 450mm、高さ 190mm の扁平な矩形断面とした。形状寸法は、補強材料の 2 方向性および既往の研究との比較検討を考慮して設定した。

補強材は、引張側に SD295-D16 を 3 本、圧縮側に SD295-D19 を 1 本配置した。スターラップは、D6 を 10cm 間隔で試験体全長にわたって配置した。コンクリートは、早強セメントを使用し、最大骨材径を 20mm とした。疲労試験は、材令 70 日から 120 日の 50 日間で行い、期間中の圧縮強度の平均は 36.3N/mm²であった。

*1 三井住友建設（株） 技術研究所 工修（正会員）

*2 三井住友建設（株） 技術研究所 工博（正会員）

*3 大成ロテック（株）

*4 住友ゴム工業（株）

AFRPシートの補強範囲は、試験体下面の幅450mm、長さ2200mmの範囲とした。AFRPシートは、高弾性タイプのアラミド繊維を布状に織り上げ2方向に配列した製品を使用した。含浸・接着樹脂は常温硬化型の標準的なエポキシ樹脂を使用した。AFRPシートの機械的性質を表-2に示す。直交する2方向の特性は、何れも等しい値となっている。なお、AFRPシートの貼付作業は、コンクリートとの界面の樹脂量を確保するために、繊維シート内に予め樹脂を含浸した後にコンクリート面に貼付する事前含浸法により実施した。

試験機は、容量500kNのアクチュエーター2台を荷重制御で使用した。載荷点は、それぞれに分配桁を取付け400mm間隔の4点とした。支点は単純なピン構造とし、試験体の支点部への拘束は行っていない。

逆位相荷重の概要を図-2に、主要なステージにおける荷重の設定値を表-3に示す。2台のアクチュエーターの荷重波形は、下限値および荷重振幅の等しい正弦波とし、位相差を180度に設定した。これにより2台の荷重の合計は一定となり、試験体中央部における応力状態は、曲げモーメントが一定、せん断力が正負に反転する状態となる。荷重振幅は、1ステージ目を14kNに設定し、4万回ごとに7kN増加させる階段載荷とした。下限値は、全ステージで7kNの一定値とした。以降、荷重レベルは2台のアクチュエーターの合計値を用いて呼称するものとする。なお、載荷ルールは文献1)および2)の試験結果を基に算定した。

さらに、各ステージの開始時には、位相差を付けず2台の荷重が等しい状態で荷重2kNまでの除荷、および次ステージの目標荷重までの再載荷を行い、各荷重レベルの挙動の静的な計測も実施した。

計測は、ロードセルにより荷重を、レーザー変位計により変位を測定した。さらに、断面中央部の主鉄筋、アラミド繊維シート、およびコンクリートにひずみゲージを貼付して、ひずみを

表-1 試験水準

試験体	表面処理	アラミド
FN	-	無し
FS1	表面研磨	1層
FT1	粗面処理	1層
FS2	表面研磨	2層
FT2	粗面処理	2層

表-2 2方向アラミド繊維シート

方向	目付け g/m ²	耐力 kN/m N	f _u /mm ²	E _a kN/mm ²
縦	435	490	2060	118
横	435	490	2060	118

表-3 アクチュエーターの設定

STAGE	累計 回数 ×10 ³	設定値		梁中央部の状態	
		振幅 kN	合計 kN	V kN	M kN・m
1	40	14	28	±4.8	11.9
2	80	21	35	±7.1	14.9
7	280	56	70	±19.0	29.8
15	600	112	126	±38.1	53.6

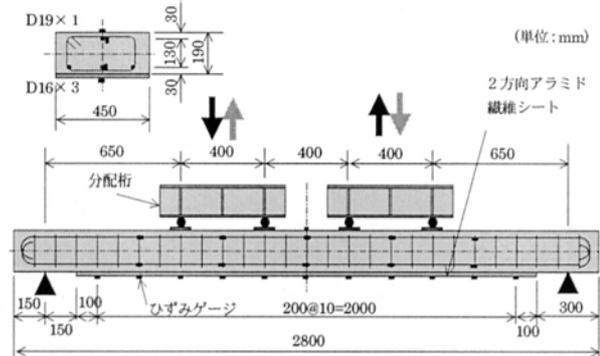


図-1 試験体形状・寸法

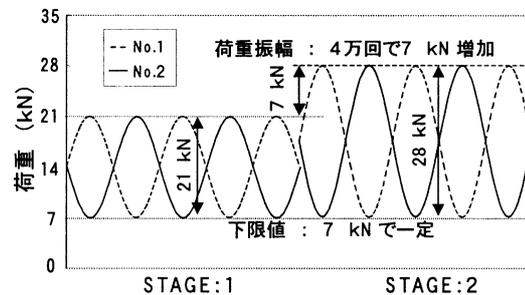


図-2 逆位相載荷

測定した。なお、本実験では2方向の繊維シートを使用しているが、軸直角方向は応力勾配が生じないためひずみの測定を省略した。

3. 試験結果

3.1 破壊状況

表-4に試験結果の一覧を示す。無補強のFN試験体は、荷重56kNの終了時に引張鉄筋が降伏し、コンクリートの圧壊により耐力を喪失した。AFRPシートで補強した試験体は、何れも主鉄筋の降伏後も耐力を保持し、荷重が大きく増加した後に終局に至っている。降伏荷重の増加量は、表面研磨よりは粗面処理が大きく、1層補強よりも2層補強が大きくなる傾向が認められた。

表面研磨+1層補強のFS1試験体は、119kNステージでコンクリートが圧壊した後に変形が急激に進行してシートが剥離した。粗面処理+1層のFT1試験体および表面研磨+2層補強を行ったFS2試験体は、126kNステージでシートの剥離により終局となった。粗面処理+AFRPシート2層のFT2試験体はシート端部よりせん断ひび割れが発生して耐力を喪失し、剥離は認められなかった。AFRPシートで補強した試験体の破壊形式は様々であるが、終局ステージがほぼ等しいため、変位およびアラミドひずみに着目して検討を進めるものとする。

3.2 変位

載荷回数と試験体中央変位の関係を図-3に示す。AFRPシート1層で補強した試験体は、鉄筋が降伏ひずみに達した後に変位の増加速度が大きくなる傾向が示されている。しかしながら、2層補強の試験体では降伏直後の顕著な増加は認められず、表面研磨のFS2試験体が荷重112kNステージで増加を示したのみであった。終局変位は、表面研磨よりも粗面処理の試験体が小さくなる傾向が認められ、下地処理の差が変形に影響を与えることが示唆されている。

載荷回数と活荷重変位の関係を図-4に示す。活荷重変位は、静的計測の結果から荷重4kN時の変位との差分として算出した。活荷重変位の変化は、図-3に示される絶対変位の挙動に比して主鉄筋降伏前後の変化が滑らかな傾向とな

表-4 試験結果一覧

試験体	降伏		破壊			形式
	STAGE	荷重 kN	STAGE	荷重 kN	回数 $\times 10^4$	
FN	5	56	5	59	20.0	曲げ
FS1	7	70	14	119	542.0	曲/剥
FT1	8	77	15	126	560.5	剥離
FS2	8	77	15	126	592.0	剥離
FT2	9	84	15	126	560.2	せん断

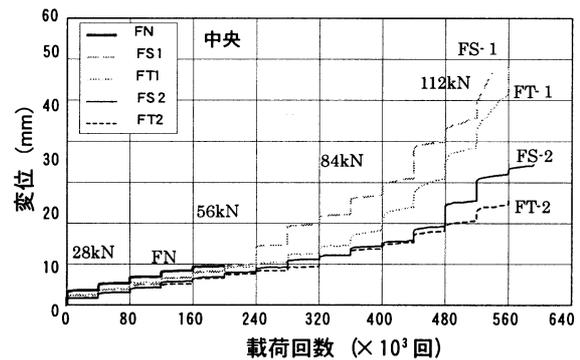


図-3 載荷回数と変位の関係

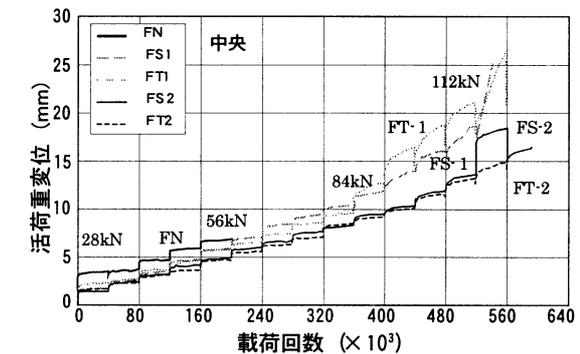


図-4 載荷回数と活荷重変位

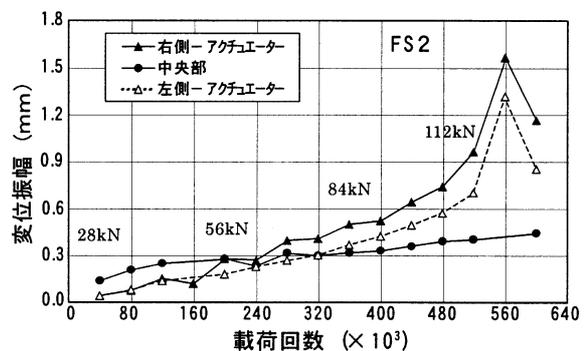


図-5 梁の変形状態

っており、変位の増加は鉄筋の塑性化およびシート剥離領域の拡大による残留変形の蓄積に起因することが推測される。

荷重回数と変位振幅の関係の一例をFS2試験体について図-5に示す。試験体中央の変位振幅は、初期の段階では左右のアクチュエーター位置の振幅よりも大きいものの、最終段階まで緩やかな増加を示している。一方、左右のアクチュエーター位置の変位振幅は、荷重回数の増加とともに増加勾配が大きくなり、最終ステージ近傍では、特にその値が大きくなっている。

目視観察によると、試験体中央部の状態は、曲げひびわれの進展、およびその幅の拡大と共に梁軸直角方向に交番するせん断変形が顕著となり、曲げひびわれ部のシートは、接着面の直角方向へピーリング作用を受けていることが認められた。目的とした変形状態が再現できていることから、逆位相荷重による試験方法は連続繊維補強材料の付着性状を動的に試験する方法として有効であることが示唆されている。

3.3 AFRPシートひずみ

荷重回数とAFRPシートひずみの関係を図-6に示す。図中のシートひずみは、試験体中央部の3計測点の平均値として表示した。変位の変化と同様に荷重の増加によりAFRPひずみも階段状に増大していくことが認められる。しかしながら、表面研磨+1層補強のFS1試験体は、各ステージの開始時にはひずみが増大するものの、繰返し荷重によってひずみが減少していくことが認められる。他の試験体においては、この傾向は終局近傍のステージで僅かに認められるのみであった。

このひずみの変化量を各荷重ステージ内での荷重開始時と終了時のひずみの差分として図-7に示す。FS1試験体を除いた他の試験体は、AFRPひずみが微増しているが、FS1試験体は、荷重49kNステージ以降常にひずみの減少傾向を示していることが認められる。これはひびわれ近傍のAFRPシートがコンクリート面からの剥離してひずみが平均化したことを示しているものと推測される。なお、FT2試験体で認められるひずみの急増は、ひずみゲージ近

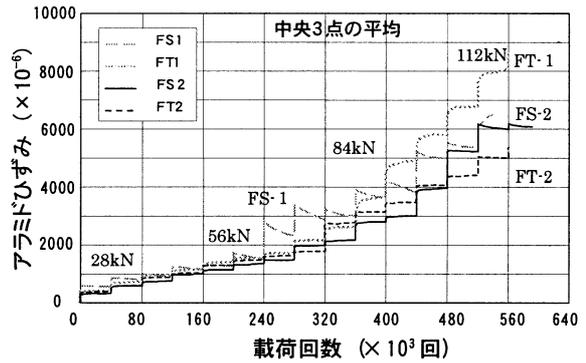


図-6 荷重回数とシートひずみの関係

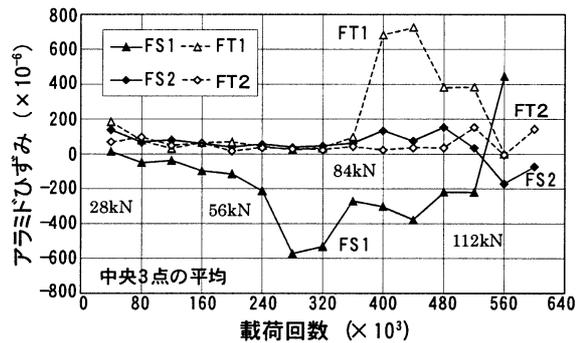


図-7 AFRPシートのひずみ変化

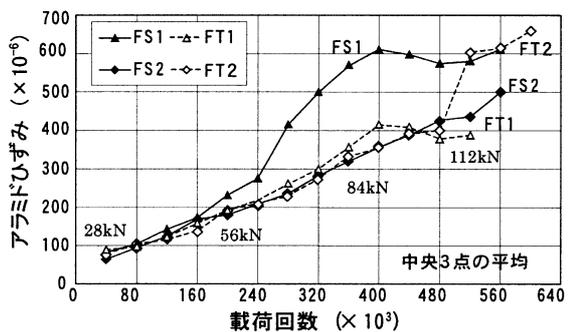


図-8 AFRPシートのひずみ振幅

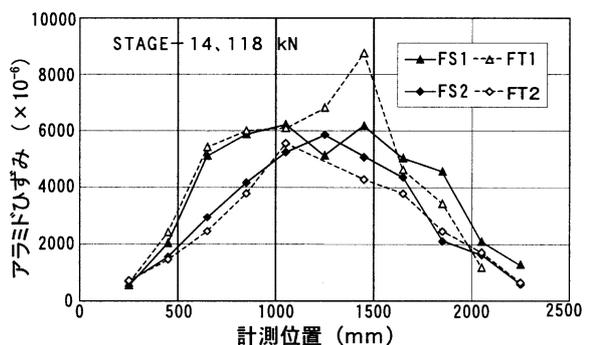


図-9 AFRPシートのひずみ分布

傍に新たな曲げひびわれが開いたためである。

同様に各荷重ステージのAFRPのひずみ振幅の平均を図-8に示す。FS1試験体のひずみ

振幅は、ひずみの平均化に対応して増加していることが認められる。ひずみ振幅の増加は、ひびわれ部のせん断変形が顕著になったためと推測され、後述するひびわれ部のブロック化により剥離領域が拡大したことが F T 1 試験体の変位増加の主因となっていると判断される。

A F R P シートひずみの梁軸方向分布の一例を図-9に示す。荷重レベルは、終局に近い 118kN ステージの開始時を代表させた。A F R P シート 1 層の F S 1 試験体および F T 1 試験体ひずみは、剥離の進展により中央部の 1000mm 程度の区間で平均化していることが認められ、さらに、F S 1 試験体はシート端部から 100mm の位置の計測ひずみに関しても増加が認められ全面剥離直前の状態であったことが示されている。本試験においては、低荷重レベルにおける剥離の進行が直ちに耐荷力の低下に結びついてはいないが、これは十分な端部定着長を有していたためと推測される。

総じて、表面研磨の試験体の疲労劣化が大きい、これは動的な荷重条件における付着性能が粗面処理に比べて低下しているためと推測される。さらに、2層補強の F S 2 試験体に比して、1層補強の F S 1 試験体の疲労劣化が大きく、界面の接着性状は、補強量の小さい場合において特に留意する必要があると思われる。

3.4 曲げひびわれ部の挙動

ひびわれの発生状況の一例を写真-1および写真-2に示す。A F R P シートで補強した試験体の曲げひびわれの間隔は、100mm 程度であった。A F R P 1層補強の試験体は、曲げひびわれの発生後、両側部に付加的なひびわれが順次発生してかぶりコンクリートが、ブロック化する現象が認められた。表-5にブロック化発生時の荷重を示す。特に F S 1 試験体においては、荷重レベル 43kN ステージでブロック化が発生し、主鉄筋の降伏に先行する結果となっている。F T 1 試験体も同様に荷重 84kN ステージでかぶりコンクリートがブロック化してい

表-5 コンクリートのブロック化

試験体	片側		両側	
	STAGE	荷重 kN	STAGE	荷重 kN
FN	---	---	---	---
FS1	4	49	6	63
FT1	9	84	11	98
FS2	10	91	---	---
FT2	9	84	---	---

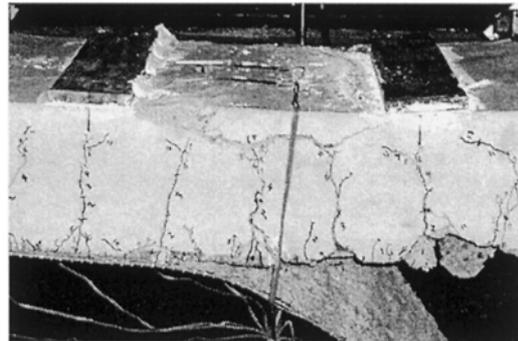


写真-1 ひびわれ状況 (FS1)

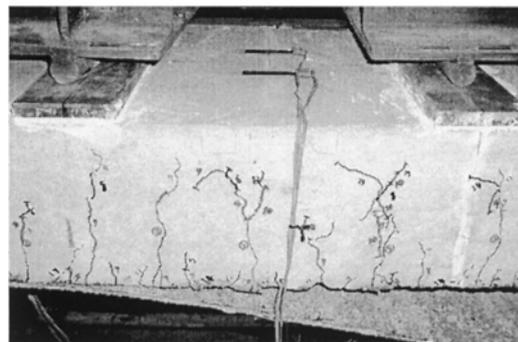


写真-2 ひびわれ状況 (FS2)

る。ブロック化は、前述の変位の急増点、および A F R P ひずみの平均化とほぼ等しい荷重レベルであることから、両現象と密接に関連していると判断される。

補強量が多い F S 2 試験体および F T 2 試験体においては、曲げひびわれブロック化は片側のみであり、補強効果が維持されている。これらの試験体は A F R P シートの補強量が大きく、引張剛性が大きいため、ひびわれ開口時のひずみ増加が小さな値となり、コンクリートのブロック化が抑制されたものと推測される。

測定結果および観察結果から、かぶりコンクリートのブロック化の過程は、概ね以下のように整理される (図-10 参照)。

- 1) 曲げひびわれ発生により，AFRPのひずみが増加する。
- 2) AFRPシートからの伝達力により左右のかぶりコンクリートに斜めひびわれが発生してブロック化する。
- 3) せん断変形によりコンクリートブロックがシートを面外に押し出すピーリング作用が発生して剥離領域が進行する。
- 4) 剥離領域の拡大によるせん断変形量の増加により，ピーリング作用が増大する。
- 5) 隣接するひびわれからの剥離と一体化して剥離領域が全体化した後，端部定着部の剥離により耐力を喪失する。

これらにより，移動荷重が作用する部材のようにせん断力が正負に交番する場合には，片側振幅を受ける部材と異なり，剥離進行方向が2方向となるためコンクリートのブロック化により急速に補強効果が減少する可能性が示唆されている。せん断力の振幅と曲げモーメントの比の影響などについてさらに解明していく必要があると思われる。

5. まとめ

2方向アラミド繊維シートで補強したRC梁のシートとコンクリート間の付着挙動を検討するため，2定点逆位相載荷による疲労試験を実施した。本試験で得られた知見を以下に示す。

- (1) 繊維シート補強を行ったRC梁において，正負のせん断力が作用することにより，曲げひびわれ両側面のかぶりコンクリートがブロック化する挙動を示す。
- (2) かぶりコンクリートのブロック化は，連続繊維シートとコンクリート面の剥離領域の拡大，および部材の変形増大と関連して部材の耐久性を低下させる。
- (3) 動的な荷重が作用する場合，下地処理方法によって付着性状が異なる。粗面処理は，動的付着力が大きく疲労耐久性を向上させる。
- (3) 2方向アラミド繊維シートの2層補強は，1層補強に比べてひびわれ開口量が小さな

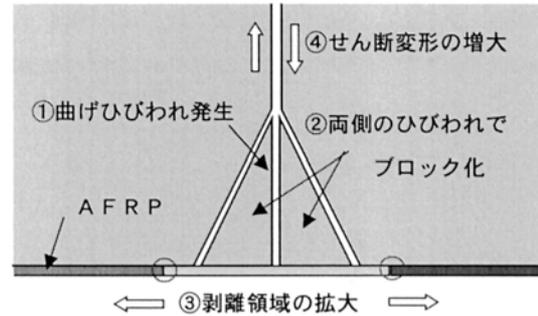


図-10 ブロック化の模式図

値となるため，かぶりコンクリートのブロック化が抑制され疲労耐久性が向上する。

- (4) 逆位相載荷は，せん断変形下での連続繊維補強材料の動的付着性状の試験方法として有効である。

謝辞

本研究の実施にあたり，東レ・デュポン(株)，(株)ポー他，2方向アラミドシート工法研究会の諸氏にご協力いただきました。ここに深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 中島規道ほか：二方向アラミド繊維シートによるRCスラブの押し抜きせん断性状，コンクリート工学年次論文報告集，VOL.21,NO.3，pp.1465-1470，1999.6
- 2) 中島規道ほか：二方向アラミド繊維シートの補強効果に与える貼付け方法の影響，土木学会第55回年次学術講演会講演概要集，・-386,2002.9
- 3) 土木学会編：連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針，コンクリートライブラリー101
- 4) 岸徳光ほか：FRPシートで補強したRC梁の曲げ付着特性に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.45A，pp.1399-1410，1999.3
- 5) 栗橋祐介ほか：引張剛性の等しい各種FRPシートを装着したRC梁の曲げ耐荷性状，コンクリート工学年次論文報告集，VOL.24,NO.2，pp.1465-1470，1999.6

論文 アラミド繊維シートによる U 字形補強と部分閉合補強を併用した RC 梁のせん断耐力

篠崎 裕生^{*1}・三上 浩^{*2}・中島 規道^{*3}・田村 富雄^{*4}

要旨：ラーメン橋脚柱の横梁などに連続繊維シートを巻付けてせん断補強する場合、梁上面のうち、支承などの付帯物がある部位にはシートを貼ることができない。シートによるせん断補強は、拘束効果の点から、梁上面も含めた全周巻付けが有効であるが、このような条件では、梁の側面と下面のみにシートを貼付ける U 字形補強と、部分的に全周巻付けをする部分閉合補強が併用されることとなる。本研究では、アラミド繊維シートを用いて、このような方法による補強効果を実験的に確認した。実験の結果、せん断スパン長の 15%以上の範囲を適切に閉合補強すれば、計算曲げ耐力を確保できることが分かった。

キーワード：ラーメン橋脚柱横梁、アラミド繊維シート、せん断補強、プレキャストシート

1. はじめに

近年、既設鉄筋コンクリート構造物の耐震補強や劣化部の補修・補強が盛んに行なわれ、軽量で施工性に優れた連続繊維シート接着工法も多く採用されている。

連続繊維シートを用いたせん断補強では、シートを部材全周に巻付ける方法（閉合補強）が拘束効果が向上し、効果的であるが、鉄道高架橋に多く見られるラーメン橋脚柱横梁のせん断補強では、支承や落下防止装置などの付帯物が梁上面に設置されていることがあり、閉合補強が困難な区間が存在する。このような場合、梁の側面と下面のみにシートを貼付ける U 字形補強と、付帯物を避けて部分的に全周巻付けをする部分閉合補強を併用することが考えられる。

著者らは、これまでに、アラミド繊維シート（以下、AFRP シート）を用いた、U 字形補強のせん断耐力を実験的に検討してきた。その結果、解放面（上面）端部に折返しをつけるなどの対策を講じて、閉合補強の半分程度の補強効果しか得られないことが分かっている¹⁾²⁾。

本研究では、AFRP シートを用いて、せん断

スパンに U 字形補強と部分閉合補強を併用した RC 梁のせん断補強効果を、閉合補強の割合を変えて検討を行った。

なお、閉合補強では、梁上面部分にあたるシートについては、あらかじめ樹脂を含浸・硬化させた、部分プレキャストシートを用いた。これは、実際の施工では、梁上面付近にある付帯物等で十分な作業領域が確保できないことを考慮したものである。

2. 試験の概要

2.1 被補強 RC 梁の概要

図-1に、試験体の形状寸法および補強の概要を示す。RC 梁試験体の寸法は、高さ 300×幅 300×長さ 3500 mm で、引張主鉄筋に D32 を、圧縮主鉄筋に D22 をそれぞれ 4 本配置した。なお、梁端部を除いてせん断補強筋は配置していない。載荷方法は、2 点集中載荷で、一方向の単調載荷とした。載荷点には幅 100 mm の載荷板を使用した。

2.2 AFRP シートによるせん断補強の概要

図-2に補強概要を示す。

*1 三井住友建設(株) 技術研究所 (正会員)

*2 三井住友建設(株) 技術研究所 工博 (正会員)

*3 三井住友建設(株) 技術研究所 工修 (正会員)

*4 ファイベックス(株)

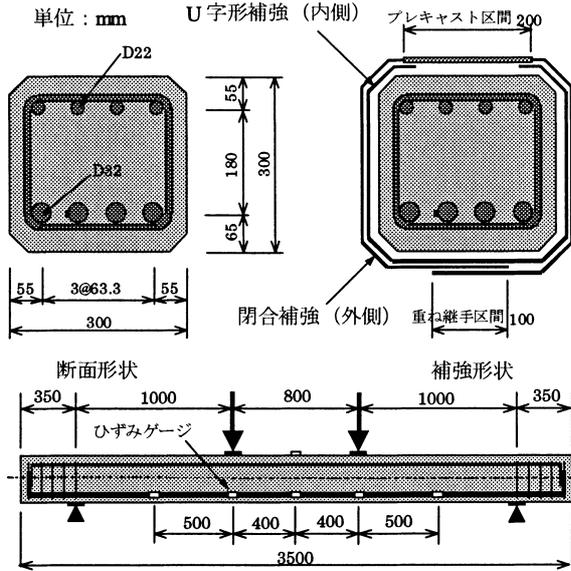


図-1 試験体形状と補強断面図

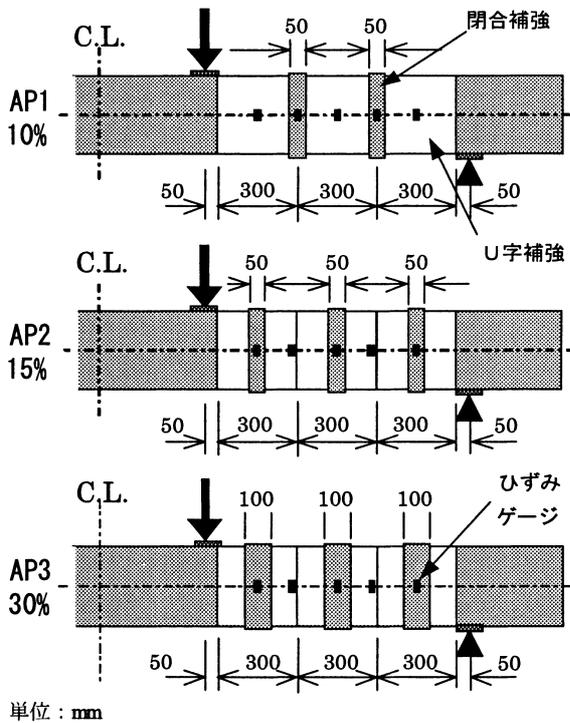


図-2 せん断補強概要

まず、幅 300mm の AFRP シート (以下、シートと呼ぶ) を 3 枚用いて、せん断スパンの全長に渡って U 字形補強を行った。梁上面においては、端部から 80mm 内側までシートを折返した。これは、文献 1),2)において、梁上面の折返しを圧縮主鉄筋のかぶり(本試験体の場合 55mm)以上の長さで行うことで補強効率が增加する知見に基づいている。

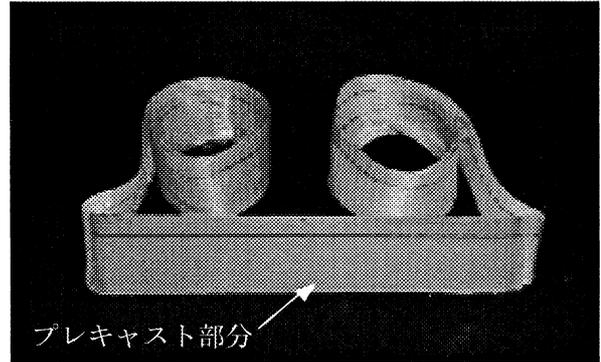


写真-1 部分プレキャストシート

閉合補強は、幅 50 mm または 100 mm の帯状のシートを U 字形補強の上から梁の全周に巻き付けて行った。閉合補強シート同士の間隔は、梁高さ(300mm)を超えないよう配慮した。梁上面のうち長さ 200 mm の区間は、予め樹脂を含浸・硬化させたプレキャストシートとし、残りの部分は梁下面で長さ 100mm の重ね継手により閉じた (図-1 断面図参照)。

プレキャスト部は、コンクリート面に樹脂を塗布したあと、圧着するのみで施工が完了するため、通常のシート施工が必要となる、シートへの樹脂の含浸と上塗りの作業が不要である。このため、当該施工条件に適した手法と言える。

施工前の部分プレキャストシートを写真-1 に示す。

2.3 試験の概要

試験体は、せん断スパン長に対する閉合補強部長さの割合を 10~30%で変化させた AP1~AP3 試験体と、無補強の N 試験体を合わせた計 4 体である。U 字形補強のみの A2 試験体および

表-1 AFRP シートの力学特性値

耐力 (kN/m)	設計厚さ (mm)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
588	0.286	2060	118

表-2 使用材料の力学特性値

試験体	鉄筋降伏強度 (N/mm ²)		コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)
	D22	D32	
N, AP1~3	420	454	43.9
A2, A4	391	388	41.8

スパン全長を閉合補強した A4 試験体は、既往の実験結果²⁾から参照し、補強効果の比較検討用とした。

使用材料の力学特性値を表—1 および表—2 に示す。シートは、幅 1m あたりの保証耐力が 588 kN の一方向シートで、一般的なエポキシ樹脂を使用して貼付けた。

試験時には、図—1、図—2 に示す位置でシートおよび主鉄筋のひずみを測定した。

3. 試験結果

3.1 破壊状況

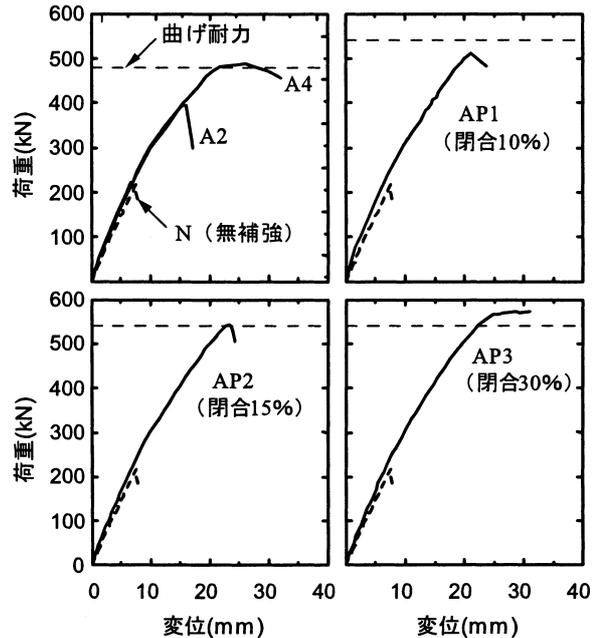
試験結果の一覧を表—3 に、荷重と変位の関係を図—3 に示す。図—3 の曲げ耐力は、材料試験結果を用いてファイバーモデルで計算した。

無補強試験体は、218 kN で斜め引張破壊した。

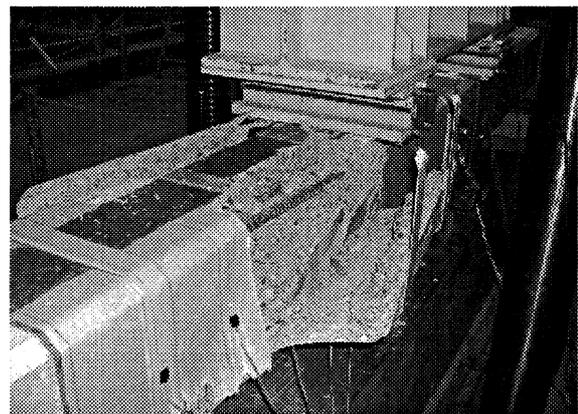
U 字型補強のみの A2 試験体は、無補強試験体とほぼ同じ荷重で斜めひび割れが発生したが、ひび割れ後も荷重が増加した。そして、400kN において梁上面のシート折返し部から生じた U 字形シートの剥離により耐力を失った。

せん断スパンの 10% の範囲を閉合補強した AP1 試験体においても斜めひび割れ発生後の荷重増加が顕著であり、U 字形補強のみの A2 試験体よりもさらに大きな耐力(502kN)を示した。破壊は、U 字形シートの剥離と閉合シートの破断が同時に生じて耐力を失った。

せん断スパンの 15% と 30% の範囲を閉合補強した AP2、AP3 試験体は、さらに耐力が向上した。斜めひび割れ発生荷重と最大耐力は両試験体で同程度であるが、破壊性状は異なっている。



図—3 荷重—変位関係



写真—2 破壊状況 (AP2)

AP2 試験体は U 字形シートの剥離と閉合シートの破断で破壊したが、AP3 試験体は載荷点近傍のコンクリートの圧壊で曲げ破壊した。

AP1、AP2 試験体の閉合補強シートの破断は、

表—3 試験結果一覧

試験体	閉合補強割合 (%)	斜めひび割れ発生荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	シート最大ひずみ ($\times 10^{-6}$)	破壊状況
N	0	218	218	---	斜め引張 (せん断) 破壊
A2	0	216	384	7000	斜めひび割れ後シートの剥離
AP1	10	230	502	5115	斜めひび割れ後 U 字シート剥離と閉合シート破断
AP2	15	272	540	11146	斜めひび割れ後 U 字シート剥離と閉合シート破断
AP3	30	266	564	6386	コンクリート圧壊
A4	100	-	488	8300	コンクリート圧壊

注 1 : A2、A4 試験体は文献 2) から引用

注 2 : A2 試験体は U 字形補強のみ、A4 試験体はせん断スパンをすべて閉合補強したもの

いずれも隅角部で発生している(写真-2)。

以上の結果から、U字形補強に部分閉合補強を併用することで、せん断耐力が大きく向上することが分かった。本試験の場合、せん断スパンの15%以上を閉合補強することで、梁の耐力をほぼ計算曲げ耐力まで向上させることが出来ることが分かった。

3.2 シートのひずみ

荷重とシートの補強軸(鉛直)方向ひずみの関係を図-4に示す。計測点は、せん断スパン中央(図-5凡例の8番)とした。

シートのひずみは、斜めひび割れが発生するまではほぼゼロであり、ひび割れ発生後に急増する傾向が見られた。

図-5に、シートひずみの梁軸方向の分布を

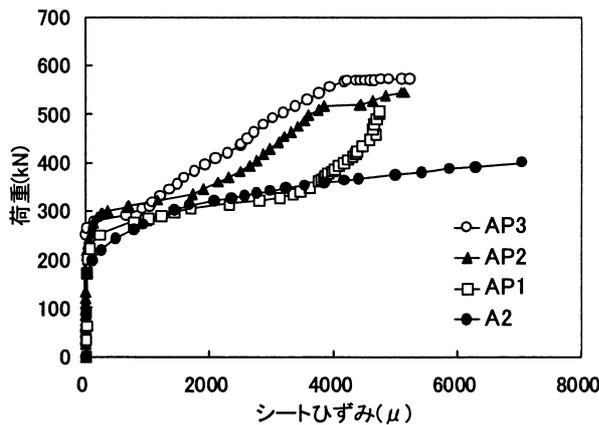


図-4 荷重とシートひずみ関係

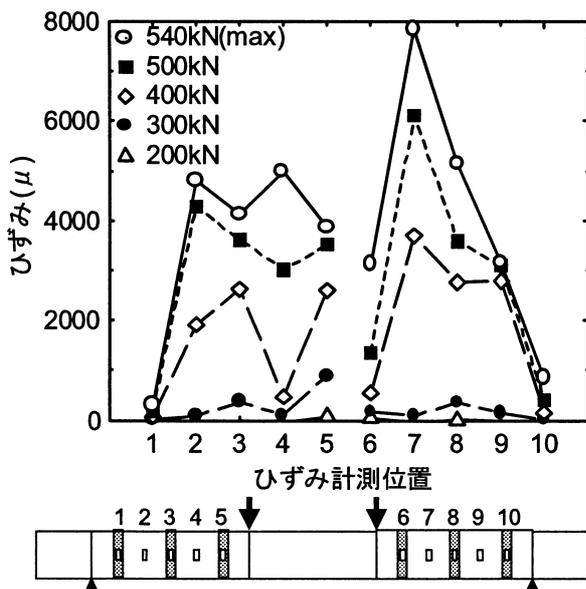


図-5 シートのひずみ分布(AP2)

示した。図はAP2試験体のものであるが、他の試験体も同様の傾向を示している。

図より、シートひずみは、斜めひび割れ発生直後から、左右スパン中央付近でひずみ値が大きく増加しているのが分かる。また、各荷重レベルにおいて、U字形補強位置のシートひずみと、閉合補強位置のシートひずみ値にばらつきはあまり見られなかった。すなわち、どちらか一方のシートのみでせん断に抵抗しているのではなく、同等にひずみながら両者が共同してせん断力負担していると考えられる。

図-5凡例中の2,3,4番と7,8,9番位置のシートの最大ひずみ値を表-4にまとめた。

表から、当該位置のシート平均最大ひずみは4000~5000μになることが分かった。

表-4 シート最大ひずみ 単位(μ)

試験体	2 9	3 8	4 7	平均
AP1	4366 3022	3907 3130	4727 4109	4048
AP2	4818 3155	4135 5148	4996 7851	5017
AP3	5022 -	5224 4551	6332 4357	5097

3. シートのせん断補強効果

シートのせん断補強効果を検討した。無補強のN試験体およびU字形補強のみのA2試験体の最大荷重を基準として、それぞれの試験体の最大荷重との差をU字形補強あるいは閉合補強のせん断補強効果として、それぞれ数値化した。

計算値は、以下の3つの方法で算出した。

(1)土木学会指針³⁾

$$V_f = K \cdot [A_f \cdot f_{fd}(\sin\beta + \cos\beta) / S_f] \cdot z / \gamma_b \quad (1)$$

ここに、 V_f =シートが受け持つせん断力、 K =シートのせん断補強効率で、 $K=1.68-0.67R$ ($0.4 \leq K \leq 0.8$)、 $R=(\rho_f \cdot E_f)^{1/4} (f_{fd}/E_f)^{2/3} (1/f_{fd})^{1/3}$ ($0.5 \leq R \leq 2.0$)、 $\rho_f=A_f/(b_w \cdot S_f)$ 、 b_w =梁幅、 E_f =シートの弾性係数、 A_f =区間 S_f におけるシートの総断面積、 f_{fd} =シートの設計引張強度、

β = シートが部材軸となす角度, $z = d / 1.15$,
 d = 有効高さ, γ_b = 部材係数(1.0)

(2)FIB⁴⁾

$$V_f = 0.9 \cdot \varepsilon_{fk,c} \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot d \cdot b_w (\sin\beta + \cos\beta) \quad (2)$$

ここに, V_f = シートの負担するせん断力,
 ε_{fe} = シートのひずみ率, $\varepsilon_{fk,c}$ = シートの有効ひずみで U 字形補強と閉合補強の場合でそれぞれ以下の式で示される。

(a)U 字形補強(U-shaped CFRP)

$$\varepsilon_{fe} = \min[0.65(f_c^{2/3} / \rho_f \cdot E_f)^{0.56} \cdot 10^{-3}, 0.048(f_c^{2/3} / \rho_f \cdot E_f)^{0.47} \cdot \varepsilon_{fu}] \quad (3)$$

(b)閉合補強(Fully wrapped AFRP)

$$\varepsilon_{fe} = 0.048(f_c^{2/3} / \rho_f \cdot E_f)^{0.47} \varepsilon_{fu} \quad (4)$$

$$\varepsilon_{fk,c} = 0.8 \cdot \varepsilon_{fe} \leq 0.005 \quad (5)$$

(3)Triantafillow and Antonopoulos⁵⁾

$$V_f = \varepsilon_{feA} \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot d \cdot b_w (\sin\beta + \cos\beta) \quad (6)$$

$$\varepsilon_{feA} = 0.9 \cdot \varepsilon_{fe} \leq 0.006 \quad (5)$$

表-5 に計算結果を示す。

無補強の N 試験体と A2 試験体の耐力差から, U 字形補強のせん断耐力寄与分 91kN が計算される。AP1~AP3 試験体における, 閉合補強のせん断耐力寄与分は, それぞれの最大荷重から, 無補強試験体耐力(109kN=218/2)と U 字形補強の寄与分(91kN)を差し引いて求められる。

FIB や Triantafillow らの式で, A2 試験体の U

字形補強効果と A4 試験体の閉合補強効果が同じ値となるのは, U 字形補強におけるシートの有効ひずみ ε_{fe} の算定式 (式(3)の 1 項目, 付着切れ)が AFRP シートでは未整備であり, 計算上, 2 項目のシートの破断で決まってしまうためである。しかし, A2, A4 試験体に対して, 両計算式ともかなり安全側の評価となっている。

図-6 は, シートによる全せん断耐力寄与分を各計算値と比較したものである。土木学会指針式は, 閉合補強を前提とした計算方法であるため, 実験値よりも大きな値を示した。一方, FIB や Triantafillow らの式は, U 字形補強と閉合補強補強を併用した場合についても, かなり安全側に評価する傾向にあることが分かった。

図-7 は, せん断耐力寄与分のうち, 閉合補強によるもののみを計算値と比較したものである。左図の Case1 は, 表-5 の値をそのまま図化したもの, Case2 は, 閉合補強の AFRP シート量をその位置における U 字形補強シートの分

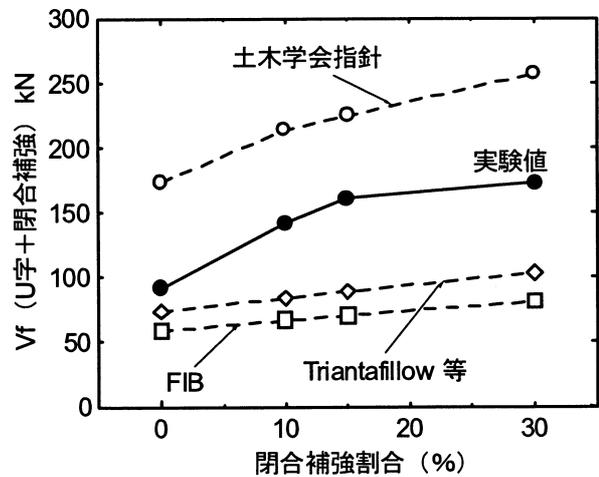


図-6 計算値との比較

表-5 試験結果一覧

単位: kN

試験体	閉合補強割合 (%)	V_{fe}	V_{fe}		土木学会指針	FIB		Triantafillow and Antonopoulos	
			U字	閉合		U字	閉合	U字	閉合
A2	0	91	91	-	173.4	58.8	-	73.5	-
AP1	10	142	91	51	214.0(21.4)	59.7	7.1	74.6	9.5
AP2	15	161	91	70	224.7(32.1)	59.7	10.7	74.6	14.3
AP3	30	173	91	82	256.8(64.2)	59.7	21.4	74.6	28.6
A4	100	135	-	135	173.4	-	58.8	-	73.5

注1: V_{fe} はシートが受け持つせん断力の実験値で荷重値の半分
 注2: 土木学会指針の括弧内の値は閉合補強部のみの値で内数

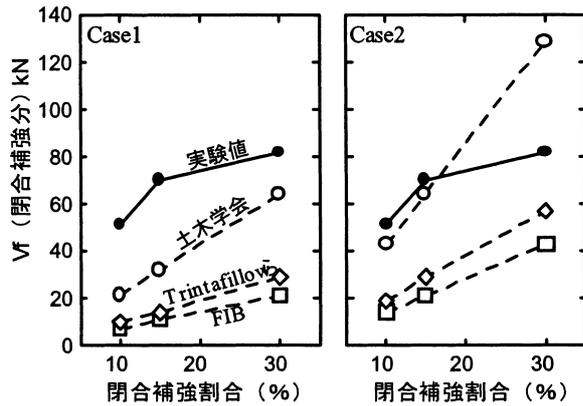


図-7 計算値との比較（閉合補強）

も含め、2倍として計算したものである。

これは、閉合補強シートと、その内側にあるU字形補強シートとは樹脂で一体化しており、共同でせん断力に抵抗すること。また、破壊時において、閉合補強シートの破断とU字形シートの剥離が同時に発生しており、破断は閉合補強シートのみ存在する梁上面ではなく、梁の隅角部で発生していることなどによる。

なお、閉合補強割合30%の試験体は曲げ破壊しているため、せん断負担は頭打ちとなっている。

図-7より、Case1では各計算方法とも実験値をかなり安全側に評価していることが分かる。AFRPシート量2倍として計算したCase2においては、土木学会指針が比較的良く一致したが、その他の方法では、依然安全側となった。これは、FIBやTriantafillowらの式では、繊維シートのひずみ上限値を0.005~0.006と比較的安全側に設定していることも一つの要因である。

表-4に示した通り、ひずみゲージで測定できるシートの最大ひずみは、0.004~0.005であるが、実際には、シートが破断した隅角部では、かなり大きなひずみが発生していることが予想される。また、U字形補強シートの梁上面へ折り返し、あるいはU字形補強と閉合補強を併用することによる相乗的な補強効果などの影響も結果に大きく影響していると考えられる。今後の検討課題としたい。

5. まとめ

AFRPシートを用いて、せん断スパンにU字形補強と部分閉合補強を併用したRC梁のせん断補強効果を、閉合補強の割合を変えて検討を行った結果、以下の点が明らかとなった。

- (1) 本試験の場合、U字形補強に加えて、せん断スパンの15%以上の長さを閉合補強することで、計算曲げ耐力を確保できることが分かった。
- (2) AFRPシートのせん断耐力への寄与は、FIBあるいはTriantafillowらの式で安全側に評価できた。土木学会指針はU字形補強の算定式がないため、危険側の評価となった。
- (3) U字形補強シートの梁上面へ折り返し、あるいはU字形補強と閉合補強の相乗効果などの影響が比較的大きいと考えられる。これらの影響を数式にある程度反映させることが必要と考えられる。

参考文献

- 1) 中島, 三上, 田村, 平井: RC梁のせん断耐力に与えるアラミド繊維シートの貼付形状の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 24, No.2, pp. 1411-1417, 2002
- 2) Ashraf, M. Mutsuyoshi, H. Adhikary, B. B. Watanabe, K.: Shear upgrading of reinforced concrete beams with externally bonded composite sheets, JCI, Annual Convention Vol. 24, No.2, pp.1537-1542, 2002
- 3) 土木学会編: 連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針, コンクリートライブラリー101, 2000
- 4) International Federation for Structural Concrete (FIB): "Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures" Technical Report, Bulletin 14, 2001, pp59-66
- 5) Triantafillow, T. C. and Antonopoulos, C. P., "Design of Concrete Flexural Members Strengthened in Shear with FRP," ASCE Journal of Composites for Construction, Vol.4, No.4, pp.198-205, 2000

Development of a Centrifugal Sprayed System for Shotcrete Application

by Hiroshi Yamachi, Masataka Uozumi, Yuji Nagano, Youichi Nakano, and Shunsuke Sakurai

A new Japanese Ministry of Health document provides regulations and guidelines for the allowable dust concentration in tunnel works. The recommended maximum concentration should be less than 3.0 mg/m^3 (2.3 mg/y^3) at 50 m (164 ft) from the tunnel face. To observe this guideline, it is a serious problem as to how to reduce the generation of mineral particles of dust during shotcreting operations. In general, shotcrete is placed using pneumatic energy. This is a main factor causing dust generation during shotcrete operations. It may be easily imagined that if shotcrete application can be conducted by centrifugal force, dust concentration would be dramatically reduced. In this paper, we describe the development of a centrifugally sprayed shotcrete system named Dustless Shotcrete and also provide the results of a practical application of this technology at the Hishino Tunnel.

Introduction

New regulations in Japan require that the dust concentration in tunnelling should be controlled at less than 3.0 mg/m^3 (2.3 mg/y^3) at 50 m (164 ft) distance from the tunnel face. Shotcrete application is one of the biggest causes of dust occurrence. Therefore, various concrete mix designs for low dust generation were proposed and submitted for trials. The occurrence of dust, however, depends not only on the shotcrete mixture but is also greatly influenced by the mechanism used for shotcrete application.

Compressed air is generally used to spray concrete. This same air, by spraying and separating the material out of the nozzle, however, causes some of the fine particles to scatter as dust in the air. Therefore, occurrences of dust will decrease greatly if compressed air is not used for spraying. It is thus desirable to spray concrete using the centrifugal force method. Some problems need to be solved to use this system in practical applications, however. In the following, an outline of the centrifugal sprayed machine we developed is provided and a proving test, which was conducted to examine the effect on dust generation, is also shown.

Mechanism of Centrifugal Sprayed System (Dustless Shotcrete)

It is not difficult to spray concrete by centrifugal force. Several problems need to be solved to spray concrete in place and produce high quality, however. These problems can be classified into two main categories. The first is how to release concrete in a controlled direction. The second is how to properly mix the concrete and accelerator. In the following, we describe the process of concrete spraying by centrifugal force and explain the ideas behind directed spraying and accelerator addition.

The appearance of the centrifugal sprayed machine is shown in Fig. 1. This machine is comprised of a self-propelled vehicle, a boom with multiple degrees of freedom, and a centrifugal head at the tip of the boom. As shown in Fig. 2, the centrifugal head has both a mixing and spraying

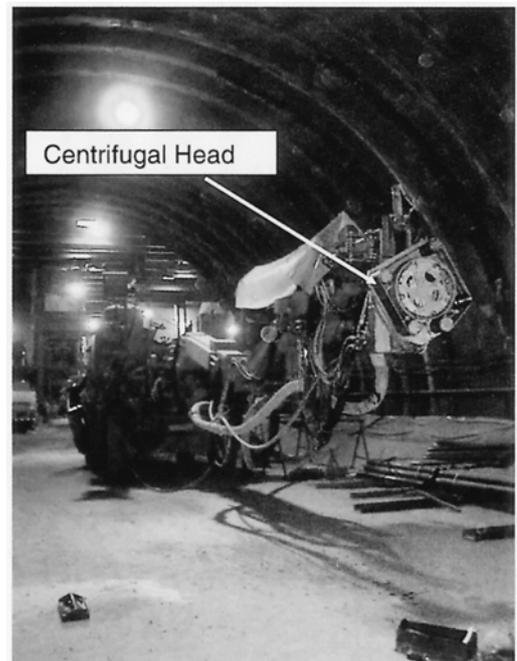


Figure 1: Photo of centrifugal head mounted on spraying machine

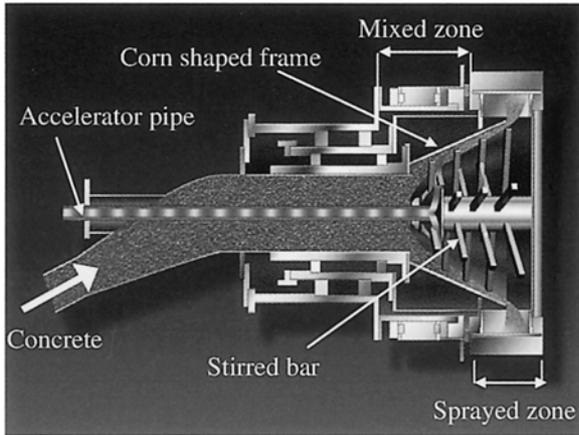


Figure 2: Side view of centrifugal head

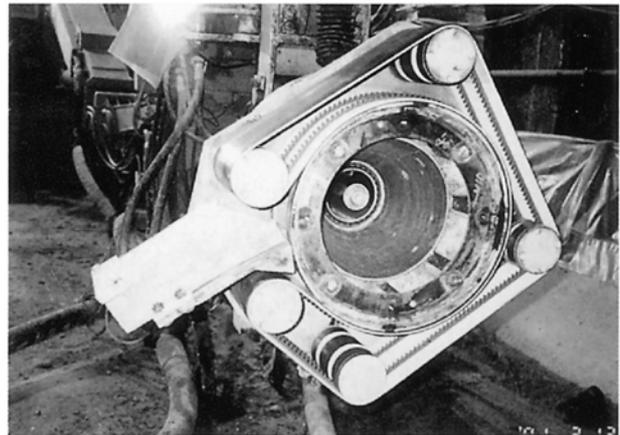


Figure 3: Appearance of centrifugal head with impeller wing and stirring bars removed.

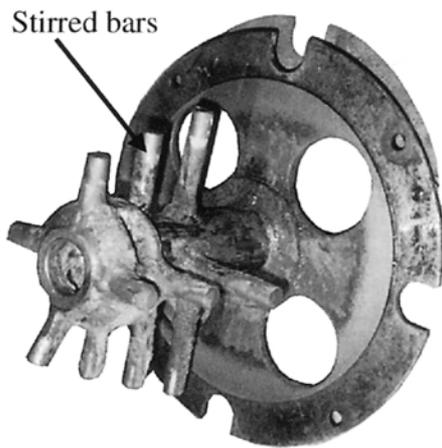


Figure 4: Impeller wing and stirring bars

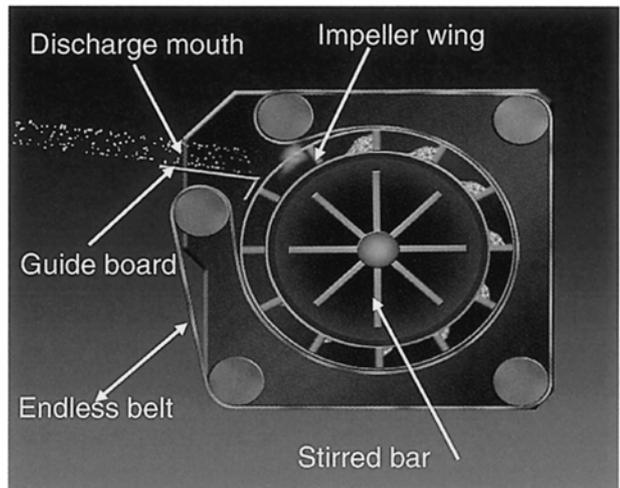


Figure 5: Cross-sectional view of the centrifugal head

function. Supplied concrete is carried to the mixing zone by a pump. The pumping rate of concrete is controlled by the actuator speed. This pump can also transport high-viscosity concrete, such as high-strength shotcrete. The accelerator is supplied by a pipe to the mixing zone.

The mixing zone is comprised of a cone-shaped frame and stirring bars as shown in Fig. 3 and 4. This cone-shaped frame rotates at about 140 rpm in low speed and the stirring bars rotate at 900 to 1600 rpm at high speed at the time of introduction of the concrete and accelerator mixture. The two materials are stirred homogeneously by the difference in this rotation speed. And, because the frame has a cone-shape, the material is carried to the sprayed zone by the centrifugal force of the rotation. Figure 3 shows a head section as seen from the front. It can be seen that the inside frame is cone-shaped (the accelerator supply pipe, impeller wing, and stirring bars are removed in this sketch).

The materials carried to the spraying zone are flung off by the centrifugal force of the wings, which are called impeller wings. The ejected

shotcrete speed at this time is controlled by the rotation speed of the impeller wings (900 to 1600 rpm), and directional control is provided by the following mechanism. Figure 5 shows a plan view of this spraying zone. The supplied concrete rotates with the impeller wing at high speed, and a discharge mouth is set up at only one place, where it covers the circumference of the impeller wing with an endless belt to spray concrete in a fixed direction. In other words, concrete is sprayed from the discharge mouth into the air by rotating along the endless belt around the circumference of the centrifugal head.

The base frame in the spraying zone is installed in a structure that can rotate 360 degrees. Therefore, concrete can be sprayed in any direction, at different ranges using the rotation of the discharge mouth and the up and down movement of the machine boom. Moreover, a guide board is set up on the discharge mouth to improve the precision of the spray direction. A list of the main specifications for this centrifugal system is shown in Table 1.

Table 1: Main specifications of centrifugal sprayed machine (Dustless Shotcrete)

Principal of sprayed system	Centrifugal sprayed system
Capacity	15 to 16 m ³ /h (11 to 12 yd ³ /h)
Accelerator mixing system	Forced mixing type
Recommended accelerator	Powdered accelerator (Liquid accelerator also available)
Concrete supply system	Piston pump (pumping rate 20 m ³ /h [15 y ³ /h])
Base machine	Self-propelled by tires (self weight 17 t)
Electrical consumption	110 kVa

A Field Trial for Verifying Low Dust-Generating Performance

A field trial was conducted at the Hishino Tunnel construction site with the purpose of verifying the low dust-generating performance of this machine. An outline of the field test and test results are described as follows.

The Hishino Tunnel consists of two tunnels, one on the ascent line and one on the down line. The two tunnels adjoin each other and have the shape of glasses as shown in Fig. 6. The tunnels are about 325 m (1065 ft) long and up to 80 m² (860 ft²) in cross-sectional area. The tunnel construction site is in a city area and private houses stand close together on the ground surface. Moreover, there is only a maximum of 20 m (65 ft) and a minimum of 3 m (10 ft) in the distance from the surface of the earth to the tunnel crown. Therefore, ground settlement and/or collapse of tunnel had to be prevented.

At the same time, the contractor was required to keep the influence of construction on the surrounding environment to a minimum. The influence of construction noise and vibration had to be kept to a minimum, as well as the amount of dust being released into the surrounding

environment. It was important to limit the disturbance to daily life and to protect the health of the local population. Therefore, the portal on the excavation end of the tunnel was covered in a soundproof house. Thus, noise and dust were prevented from being released into the surrounding neighborhood at this location.

After tunnel penetration at the other end of the tunnel, however, another countermeasure was looked for because dust caused by shotcrete application flowed out from the portal. It was deemed necessary to reduce the amount of dust being generated by shotcreting. Thus, a centrifugal spraying machine was tried.

A field evaluation was conducted from February to March 2001. Shotcrete application was carried out after the tunnel was excavated. Steel support using H-200 or H-150 segments was built with an interval of 1 m (3.3 ft) and a 150 mm (6 in.) wire mesh. Shotcrete was supplied from a plant setup at the construction site. The mix proportions are shown in Table 2. This mix design is a standard in Japan and satisfies the minimum strength of 18 MPa (2600 psi) at 28 days. It also satisfies the strength of 5 MPa (725 psi) at one day. The thickness of the shotcrete was 150 mm (6 in.).

Usually, visually comparing the difference in the working environment is a suitable method for evaluating the effect of a change in the shotcreting system in decreasing the amount of dust production. Figure 7 shows the dust environment at the work site for the two types of machines. The working environment when a conventional pneumatic machine is used is shown in the left photograph; and the new centrifugal machine, in the right photograph. When a centrifugal machine is used, the working environment improves dramatically, as is clearly evident from these photographs. Because the various test conditions are controlled, this difference is attributable to the difference in the performance of the machines only.

The dust concentration measurement results are shown in Table 3. Measurements were conducted with a measuring device and a measuring method prescribed by the Japanese Ministry of Health guideline.

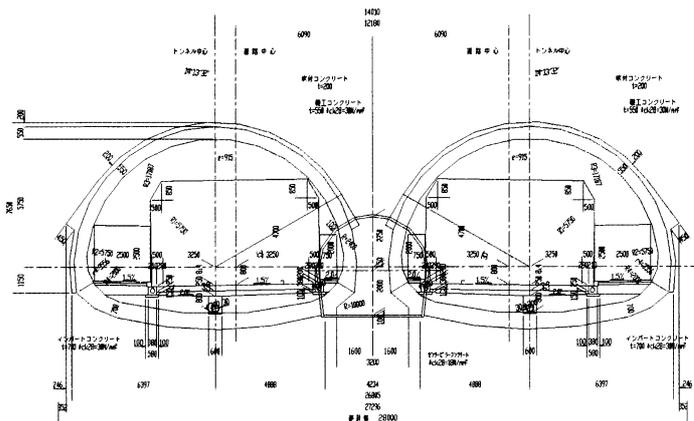


Figure 6: Cross section of the Hishino Tunnel

Table 2: Shotcrete mix proportions

w/c,* %	S/A,† %	Weight of unit volume				
		Water, W	Cement, C	Sand, S	Aggregate, A	Accelerator (Powder)
58	57	209	360	984	754	C x 0.07

*Water-cement ratio

†Sand-course aggregate ratio

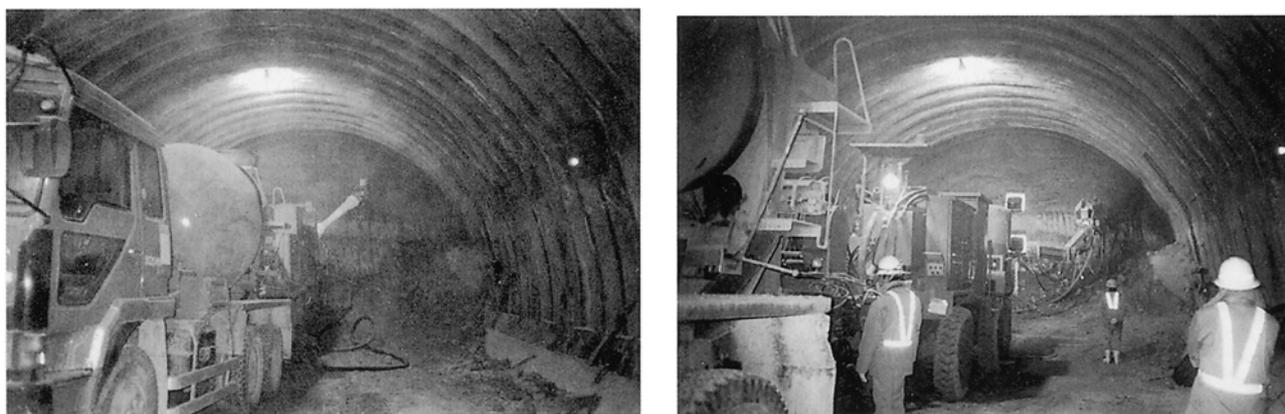


Figure 7: A comparison of the working environment after using a conventional pneumatic shotcrete machine and a centrifugal spraying machine

The dust concentration is measured at 3 points inside a section, which is 50 m (164 ft) from the tunnel face. The average measured value in three places is defined as the dust concentration in the tunnel. From this table it is clear that when the centrifugal spraying machine is used, the dust concentration reduces by about 1/3 to 1/4 in comparison to a conventional pneumatic spraying machine. But the sprayed shotcrete quantity increases a little as shown in Table 3. This is because the concrete rebound increases. It is thus necessary to increase the spraying speed to decrease the amount of rebound.

Most of the dust, which developed in this centrifugal spraying machine, was judged to be due to an outflow

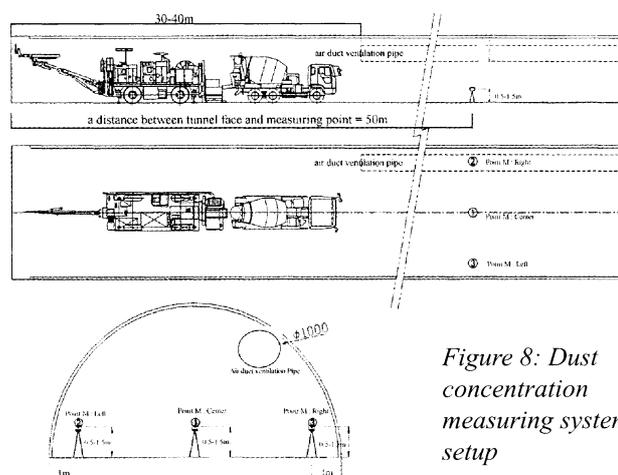


Figure 8: Dust concentration measuring system setup

Table 3: A list of dust concentration

Spraying machine	Method	By pneumatic energy		By centrifugal force	
	Model	AL-285		Dustless shotcrete	
Measuring device	Type	Digital dust concentration meter			
	Model	P-5L ₂ (Lion Co., Ltd.)			
Measuring method		Carrying out in accordance with the guideline			
Measuring position		Specified on the guideline (as shown in Fig. 3)			
Date of shotcrete application		02/19/02	02/20/02	02/19/02	02/20/02
Distance from tunnel portal to test section		308 m (1000 ft)			
Temperature at test section (°C, °F)		21 (70)	20 (69)	20 (69)	21 (70)
Wind velocity at test section (m/s, ft/s)		0.28 (0.91)			
Amount of ventilation air (m ³ /min, cfm)		941 (33,000)			
Rate of sprayed shotcrete (m ³ /h, yd ³ /h)		12.0 (9.1)	11.0 (8.4)	12.0 (9.1)	10.2 (7.8)
Measured dust concentration (mg/m ³)	Left	2.90	1.30	0.73	0.69
	Center	2.22	2.44	0.62	0.49
	Right	2.73	2.27	0.68	1.04
	Average	2.62	2.0	0.68	0.74

of unmixed powdered accelerator. The shotcrete transport by pump is intermittent; on the other hand, the supply of accelerator is continuous. Therefore, there are times when the accelerator does not mix with the shotcrete and is spouted in the air. This spouted accelerator becomes powdered dust in the air. If shotcrete transport can be made continuous, then dust occurrences can be reduced even more.

The dust concentration permitted in the Japanese guideline is less than 3 mg/m^3 (2.3 mg/yd^3) at a point of 50 m (164 ft) from the tunnel face, and it satisfies this standard even with a conventional pneumatic machine. But it is not necessarily a guarantee of workers' health. The present standard value is only a goal and we have a duty to workers' health to produce a better working environment. If the standard is changed to even more stringent limits, then shotcrete application by a centrifugal spraying machine will be judged to be very effective.

The quality of the applied shotcrete by this machine was almost equal to the quality produced by a conventional pneumatic machine. The uniaxial compressive strength at 28 days was about the same.

Conclusions

The occurrence of dust is decreased dramatically by using centrifugal force instead of pneumatic means to apply shotcrete. A centrifugal spraying machine was developed based on this concept, and field trials at a tunnel construction site were conducted. It was demonstrated that the centrifugal spraying machine resulted in a quality shotcrete product with a dramatic reduction in the amount of dust generated.

Hiroshi Yamachi, Masataka Uozumi, Yuji Nagano, and Youichi Nakano
Institute of Mitsui Construction Co., Ltd.
518-1 Komaki, Nagareyama City
Chiba Pref., Japan
Phone: 82-4-7140-5201; Fax: 82-4-7140-5216;
E-mail: hiroshiyamachi@mcc.co.jp

Shunsuke Sakurai
Hiroshima Institute of Technology
2-1-1 Miyake, Saeki-Ku, Hiroshima City
Hiroshima Pref., Japan
Phone: 82-82-921-3121; Fax: 82-82-923-9982;
E-mail: ssakurai@cc.it-hiroshima.ac.jp

模型振動台実験による液状化地盤中の杭挙動について BEHAVIOR OF THE PILE IN LIQUEFIED GROUND BY THE MODEL SHAKING TABLE TEST

高橋直樹¹, 岸下崇裕², 山本陽一³, 兵動正幸⁴, 三浦房紀⁵

¹住友建設技術研究所, 研究員 工修

Naoki Takahashi, Research Institute, Sumitomo Construction Co. Ltd., tnaoki@sumiken.co.jp

²フジタ技術センター, 主任研究員 工修

Takahiro Kishishita, Technology Development, Fujita Corporation, kisisita@fujita.co.jp

³三井建設技術研究所, 主任研究員 工博

Yoichi Yamamoto, Research Institute, Mitsui Construction Co. Ltd., yoichiyamamoto@mcc.co.jp

⁴山口大学社会建設工学科, 教授 工博

Masayuki Hyodo, Department of Civil Engineering, Yamaguchi University, hyodo@po.cc.yamaguchi-u.ac.jp

⁵山口大学大学院理工学研究科, 教授 工博

Fusanori Miura, Symbiotic Environmental Engineering, Yamaguchi University, miura@earth.csse.yamaguchi-u.ac.jp

SUMMARY

In order to determine the behavior of the pile in liquefied ground and its relationship to the input waves, model shaking table tests were conducted while varying the frequency of the input waves and the relative density of the ground. In addition, shaking table tests were simulated using effective stress analysis to evaluate the influence on pile behavior due to ground liquefaction. Comparing the time-history of input waves with footing acceleration a resonance occurs whereby the natural frequency is lowered, amplifying the footing response. Moreover, analyzing the depth distribution of bending moment caused in the pile showed clearly that the pile behavior in the liquefied ground is greatly influenced by the input frequency and the liquefaction.

キーワード: 模型振動台実験, 液状化, 杭基礎, 有効応力解析

Key words: Model Shaking Table Test, Liquefaction, Pile Foundation, Effective Stress Analysis

1 はじめに

液状化を考慮した杭基礎構造物の合理的な設計法を構築するためには、液状化地盤中の杭挙動や地盤と杭の動的相互作用を適切に評価することが重要である。最近の研究では、液状化の過程において地盤の剛性が低下することにより、基礎構造物の固有振動数と入力地震動の卓越振動数の関係で過渡的な共振現象が発生することが報告されている¹⁾。また、液状化層と非液状化層の2層地盤と杭基礎モデルの振動台実験を実施し、地盤反力特性に及ぼす杭と地盤の相対変位・速度の関係を明らかにする研究²⁾も行われている。

本研究では、せん断土槽を用いた模型振動台実験を実施し、入力周波数や地盤の相対密度を変化させたときの液状化地盤中の杭挙動について検討した。さらに、有効応力

解析による模型振動台実験のシミュレーションを実施し、地盤液状化による杭挙動への影響を考察した。

2 実験概要

模型振動台実験は、幅 1.2m×奥行き 0.8m×高さ 1.0m のせん断土槽を用いて重力場で行った。Photo.1 に模型振動台実験装置の全景を示すと共に、Fig.1 に実験モデルの概要を示す。模型地盤は、非液状化層である下層部と液状化層の上層部の2層構造とした。前者は、空中落下法で地盤を作成した後、振動台を加振して相対密度が $D_r=80\%$ となるように締め固めた。一方、後者は乾燥砂を水中落下させて作成した結果、初期の相対密度は $D_r=30\%$ 程度となった。

模型地盤に用いた試料は、Table 1 に物性値を示す浜岡砂である。Fig.2 に非排水繰返し三軸試験を行って求めた

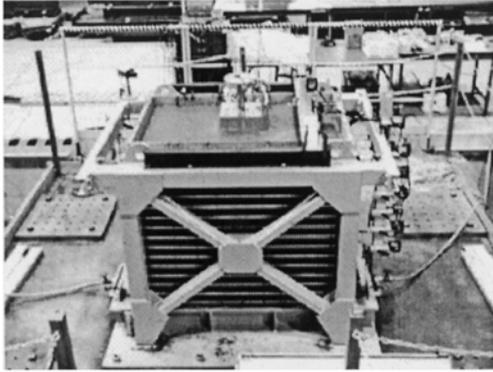


Photo. 1. View of model shaking table test devices

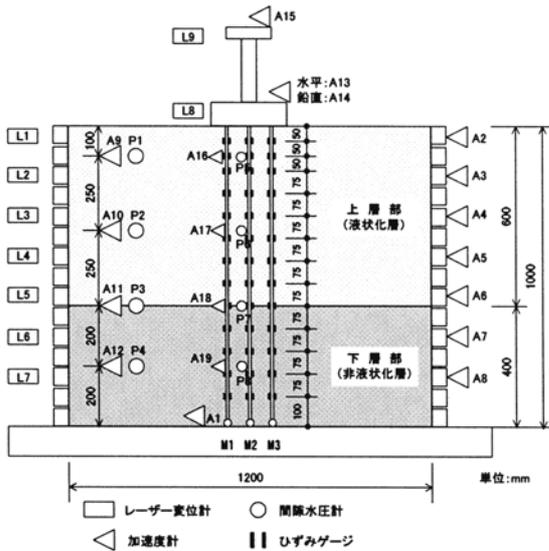


Fig. 1. Outline of experiment

浜岡砂の液状化強度曲線を、豊浦砂 $D_r=50\%$ の結果と比較して示した。浜岡砂の液状化強度は相対密度の増加と共に高くなり、これの $D_r=40\%$ の液状化強度が豊浦砂の $D_r=50\%$ のものと同程度である。

杭基礎模型は、 3×3 計9本の群杭として杭頭をフーチングに剛結させ、その先端部はピン結合とした。杭模型は曲げ剛性の選択が任意になり相似則と曲げ剛性の整理が容易になる事から、幅30mm、厚さ5mmのステンレス製の平板を用いた。

計測は地盤の挙動を把握するために地盤中に加速度計と間隙水圧計を、杭の挙動を把握するために杭に加速度計とひずみゲージを設置して行った。なお、杭近傍の間隙水圧を計測するために、杭には間隙水圧計も設置している。さらに、上部構造物とせん断枠の挙動を確認するために、加速度計とレーザー変位計を両者にそれぞれ設置して計測を行った。

実験で用いた入力波は、最大加速度100galの正弦波であり、加振はこれを40波として行った。

実験では、加振後沈下した地盤に再度水中落下法で乾燥砂を投入し、所定の地盤高さになるよう模型地盤を成形した後、再度加振を行うこととした。なお、本研究では、こ

Table 1: Physical properties of Hamaoka sand

土粒子の密度	ρ_s	2,699 g/cm ³
粒 度	礫分	0%
	砂分	100.00%
	シルト分	0.00%
	粘土分	0.00%
	均等係数	2.31
	曲率係数	1.03
最大乾燥密度	$\rho_{d \max}$	1,694 g/cm ³
最小乾燥密度	$\rho_{d \min}$	1,396 g/cm ³

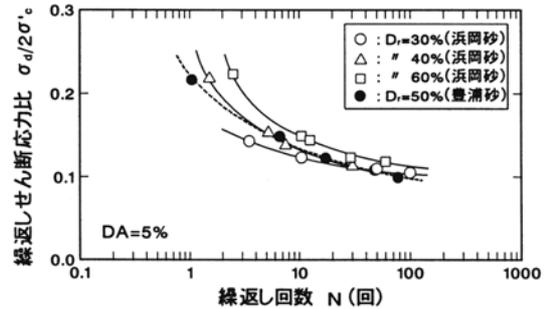


Fig. 2. Comparison of liquefaction resistance curve of Toyoura and Hamaoka sand

Table 2: Testing case

実験ケース	入 力			地 盤	
	層波数 f(Hz)	最大加速度 α_{max} (gal)	想定相対密度 D_r (%)	平均相対密度 D_r (%)	沈下量 (mm)
S1001	10.0	102.7	30	32.6	5.0
S1004	10.0	103.0	60	56.4	2.0
S1005	5.0	102.8	60	59.3	5.0
S1007	10.0	102.9	70	75.6	5.0
S2005	2.0	102.0	60	62.1	20.0

れを最終的に上層部の平均相対密度が70%程度になるまで繰返した。Table 2に本論文で結果を示す実験ケース及び実験の状況について示す。

3 実験結果の考察

3.1 時刻層応答波形

Fig.3~Fig.4に実験ケース S1004及び S2005における過剰間隙水圧比、せん断土槽底面(A1)・地盤(A9)・フーチング(A13)の加速度、及び杭頭曲げモーメント(Fig.1参照 M1手前列)の経時変化を示す。いずれも上層部の相対密度が $D_r=60\%$ 程度のケースである。

入力周波数が10HzであるS1004のP1、P2位置における過剰間隙水圧比は、両者とも1.0に達しており上層部は液状化している。しかしながら、P3及びP4位置におけるそれは0.5及び0.2程度であり、下層部は液状化に至っていない。一方、入力周波数が2HzであるS2005では、P1位置の過剰間隙水圧比が加振から0.5秒で1.0、P2位置のそれは1秒で1.0となり、上層部は加振開始後急激に液状化に至っていることが分かる。さらに、その値は層境界のP3位置で1.0、P4位置で0.7程度に達しており、下層部についても液状化もしくはそれに近い状態にあることが分かる。

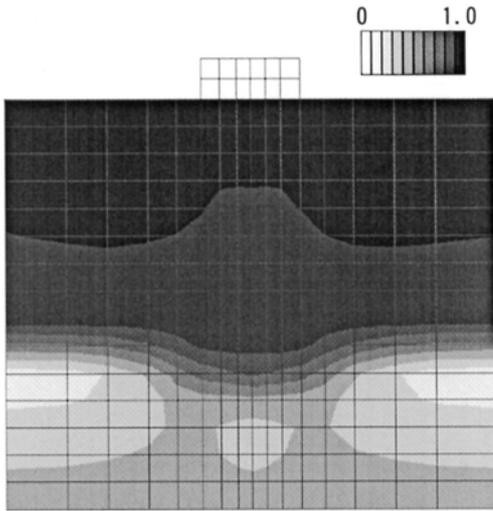


Fig. 7. Contour of the excess pore water ratio

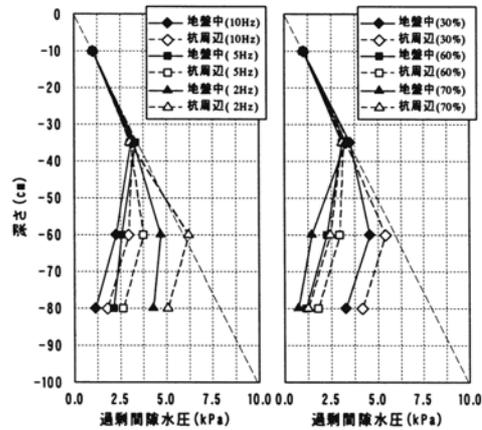


Fig. 8. Depth distribution of pore-water pressure

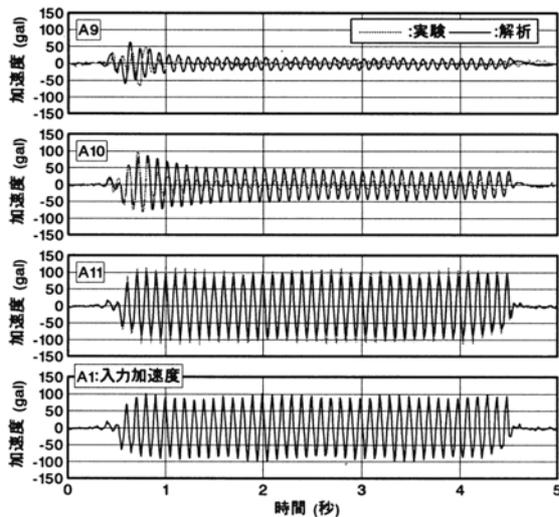


Fig. 9. Comparison between Observed and Calculated time-history of an acceleration of the ground and the input wave

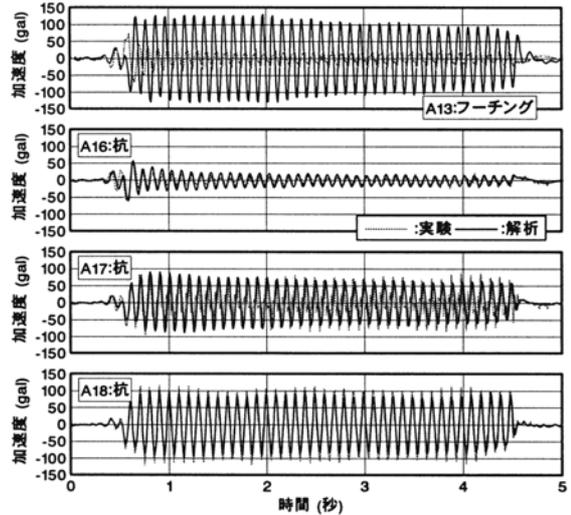


Fig. 10. Comparison between Observed and Calculated time-history of an acceleration of the footing and the pile

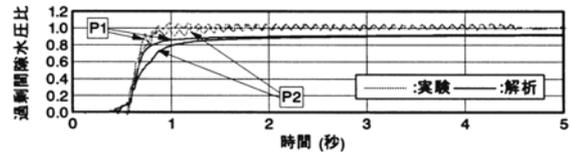


Fig. 11. Comparison between Observed and Calculated time-history of an excess pore water pressure ratio

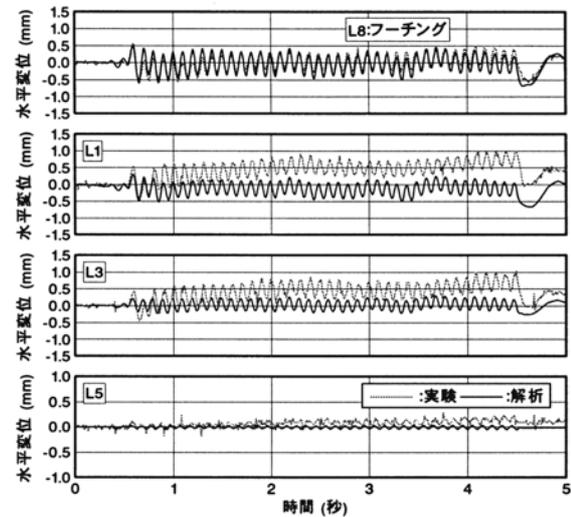


Fig. 12. Comparison between Observed and Calculated time-history of a displacement of the footing and the laminar container

Fig.11 に示す過剰間隙水圧比について、解析結果と実験結果との対応は非常に良いと言える。FLIP では過剰間隙水圧比は採用しているモデルの特性上1.0とはならないが、加振後1秒程度で水圧比0.8を超えて定常状態にあり、この解析コードでは液状化に至っていると判断される。また、解析結果の液状化に至る過程は実験結果と良く対応していることから、液状化パラメータの設定は妥当な範囲にあ

速度が小さすぎるとも考えるが、現時点で明確な原因は不明である。

地表部の加速度 (A9) に関して, S1004 のそれは A1 位置と比較して間隙水圧が急激に上昇する 0.7 秒付近より位相のずれが生じ, 過剰間隙水圧比が 1.0 となる 0.9 秒以降は大きく減衰している。なお, S2005 において 4 秒付近に観察されるパルス状の波形に, 表層地盤の激しい液状化 (流体状) に伴い波打ち状に振動したことによる影響が認められる。

フーチングの加速度 (A13) に関して, S1004 のそれは A1 位置と比較して加振開始時に同位相であったものが, 液状化後は 180° ずれている。一方, S2005 における位相は, 加振を通じて A1 位置と同様である。ここで, 後者の A13 位置は A1 位置の 2 倍程度に増幅している。これは, 入力周波数の低下に伴い地盤全体が液状化し, 慣性力の増

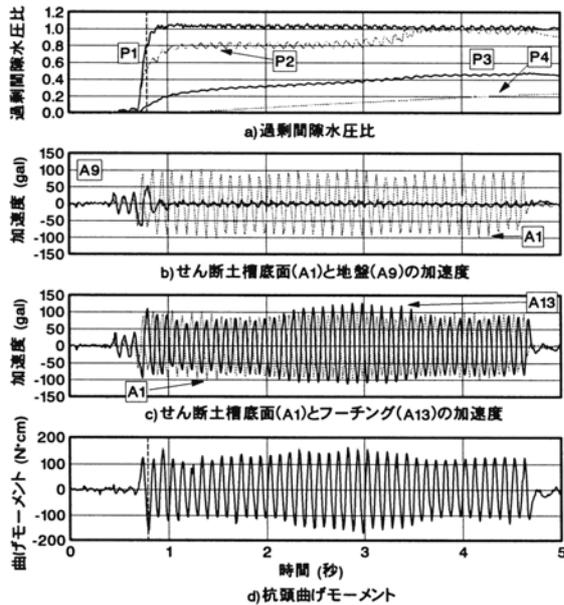


Fig.3. Record of testing case S1004

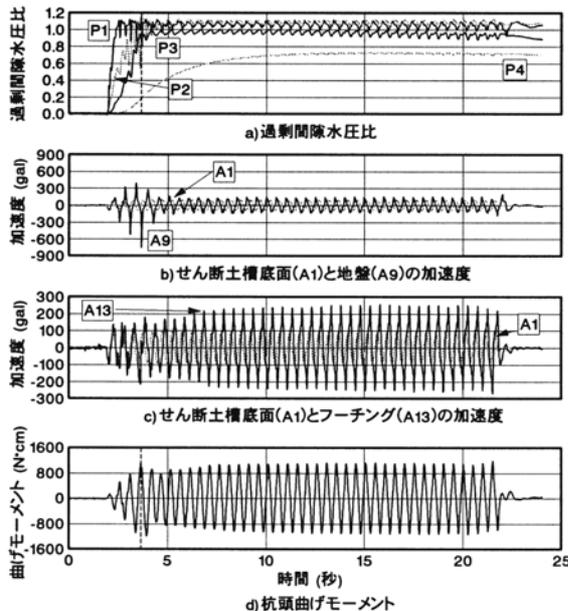


Fig.4. Record of testing case S2005

大によりフーチングの応答が増幅するという共振現象よるものと考えられる。

杭頭部曲げモーメントに関して, 図中破線はその値が最大となる時刻を示しているが, この時の P1 位置における過剰間隙水圧比は, S1004 で 0.8, S2005 では 1.0 である。したがって, 液状化地盤中の杭に作用する曲げモーメントは, 液状化直前あるいは液状化に達した時点で最大値を示すものと推察される。

3.2 杭の振動特性の深度分布

ここでは, 杭に生じる曲げモーメント及びその変形量の深度分布より, 入力周波数の違いが液状化地盤中の杭の振動特性に与える影響を分析する。

Fig.5 に実験ケース S1004, S1005 及び S2005 の杭 (M1 杭) の曲げモーメントと変形量, 及び地盤反力の深度分布を示す。いずれも上層部の相対密度が $D_r=60\%$ 程度のケースである。

図中の曲げモーメントは, 実験より得られた曲げモーメントを基に 3 次のスプライン関数にて補間した結果を示している。また, 杭の変形量は補間された曲げモーメントを 2 階積分することにより求めた。このとき, 境界条件として杭先端がピン結合であることから, 杭先端の変形量は 0 とした。さらに, 地盤反力は補間された曲げモーメントを 2 階微分することにより算出した。なお, 図中に示す実線及び破線は以下のように分けて示している。実験ケース S1004 及び S1005 は, 実線は加振から Fig.1 中 P1 位置の過剰間隙水圧比が 1.0 になるまでを, 破線は P2 位置の過剰間隙水圧比が 1.0 になる近傍の値を示している。一方, S2005 は P1~P3 位置の過剰間隙水圧が急激に上昇しているため, 実線は P3 位置の過剰間隙水圧比が 1.0 になるまでを, 破線は P4 位置の過剰間隙水圧比が定常状態のときの値を示している。

Fig.5a)~c)に示す曲げモーメントの深度分布より, 杭の曲げモーメントの絶対値は入力周波数が低下することにより大きくなるのが分かる。さらに, その分布にはゼロクロスする点が生じ, これが液状化の地盤深部への拡大に従い曲げモーメントの極大値とともに杭先端へ移動している。これらの原因としては, 液状化に伴い地盤反力が小さくなり, 変形量の深度分布から明らかなように杭の変形の変曲点が杭先端方向に下がる³⁾とともに, 上部構造物とフーチングの慣性力が增大すること等が考えられる。

Fig.5a)~c)に示す地盤反力の深度分布は, 液状化層における値が非液状化層のそれと比較して小さい傾向にあるものの, 本結果からは定量的な評価は難しい。今後さらにデータの分析を進め, 相互作用ばね等の評価を行う予定である。

4 有効応力解析によるシミュレーション

4.1 解析概要

ここでは, 振動台実験の検証解析結果について示す。

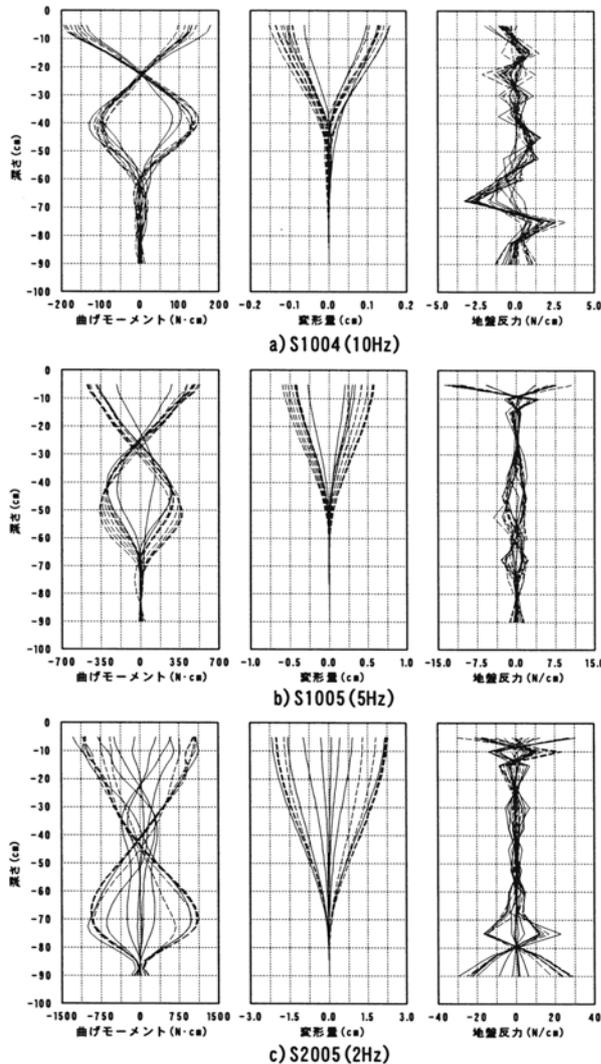


Fig.5. Depth distribution of bending moment and displacement of the pile, and the subgrade reaction

解析の対象とした実験ケースは入力加速度 100gal, 10Hz の正弦波で加振したケース S1001 であり, Fig.1 に概要を示す実験模型の上層部の相対密度は概ね $D_r=30\%$, 下層部で $D_r=80\%$ となっている。また, 地盤液状化による杭挙動への影響を評価するために, 解析コードには FLIP⁴⁾を用いた。

Table 3 に地盤の解析パラメータを示す。模型地盤の初期剛性 G_0 は, 同規模の地盤模型の S 波検層結果⁵⁾から得られた値を参考に, 砂の相対密度に依存する回帰式を作成して決定した。また, 層中央部で表に示す値になるものとして, 平均有効主応力の 0.5 乗に比例させた。その他表に示す液状化パラメータは, Fig.6 に示す要素試験結果をシミュレーションして決定した。ただし, $D_r=80\%$ の液状化パラメータは, 豊浦砂 $D_r=70\%$ と $D_r=90\%$ の繰返し三軸試験結果を参考にしている。

平面要素とビーム要素でそれぞれモデル化されたフーチングと杭の構造物要素と地盤の接触面には 2 重節点を

Table 3: List of the parameters of analysis

土層	G_0 (kPa)	PHIF	PHIP	S1	W1	P1	P2	C1
上層部 ($D_r=30\%$)	1150	39.0	28.0	0.005	0.6	0.5	1.00	1.5
下層部 ($D_r=80\%$)	16300	39.0	28.0	0.005	7.0	0.5	1.00	1.3

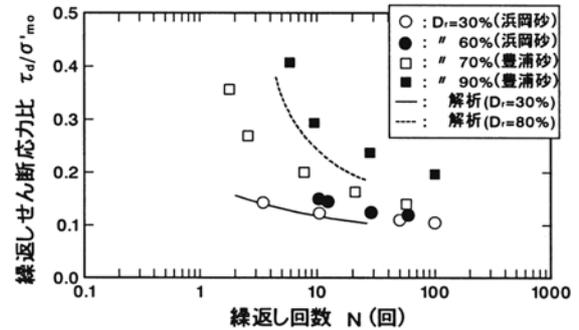


Fig. 6. Results of the simulation of element test

設け, MPC 拘束を行っている。側方境界は繰返し境界とした。

4.2 解析結果と実験結果の比較

Fig.7 に過剰間隙水圧比のコンター図を示す。図に示した時点で上層部の上方で液状化に至っているが, 下層部は液状化していないことが分かる。また, 下層部において杭位置の過剰間隙水圧比の方が周辺地盤に較べて大きい。これは, Fig.8 に示す実験から得られた過剰間隙水圧の深度分布でも確認されるものであり, 解析による過剰間隙水圧の評価は, 実験結果と同様な傾向を示している。

Fig.9 に地盤の加速度, Fig.10 にフーチングと杭の加速度, Fig.11 に過剰間隙水圧比, 及び Fig.12 にフーチングとせん断土槽の変位について解析結果を実験結果と比較して示す。

Fig.9 に示す地盤の加速度については, 液状化に至っていない A11 位置における解析結果は実験結果と良い一致を示している。一方, A9 および A10 位置では実験, 解析結果とも液状化による加速度応答の低下を示している。この液状化による応答の低下は 0.8 秒以降に認められるが, これは過剰間隙水圧比の上昇過程と対応したものである。ただし, A9, A10 位置の解析結果は液状化による加速度応答の低下を良く表現しているが, 実験結果と比較するとやや過大評価となっている。これは, 本解析手法の限界と考えられる。

Fig.10 に示すフーチング及び杭の加速度に関して, 杭の加速度は液状化層である上層部の A16, A17 位置, 非液状化層の A18 位置とも解析結果と実験結果の対応は良好である。さらに, 液状化の程度による杭の加速度応答低下の違いも認められる。一方, フーチングについての解析結果は, 実験結果が液状化以降応答の減衰が著しいのに対して, これを過大に評価している。これに関しては, 杭の加速度応答及び後に示すフーチング水平変位の解析結果と実験結果との対応が良いことを考慮すると実験結果の応答加

ると考えられる。

Fig.12 に示すフーチング及びせん断土槽の水平変位について、フーチング変位の解析結果と実験結果の対応は良い。一方、せん断土槽の水平変位は、実験結果が若干ゼロ線からシフトしているが、解析結果と実験結果の変位量は同程度であり、両者の対応は良いと考える。

以上の解析結果と実験結果との比較により、本解析におけるモデル化は妥当な範囲にあると考えられる。ただし、解析結果が実験結果で認められた液状化による地盤加速度の減衰を過大評価したことは、解析手法の限界であると思われる。また、杭の加速度に関して、解析結果と実験結果との対応が良かった原因として、杭のひずみが弾性範囲内であったことも考えることもできる。しかしながら、地盤が液状化に至った場合でもその程度により杭の加速度応答に違いが認められたことから、液状化後も含めて地盤の剛性変化を適切に評価することが重要であると考えられた。今後、他のケースのシミュレーション結果についても検討を行い、さらに本解析手法の相互作用問題に対する適用性を検討していく予定である。

5 結論

液状化地盤中の杭挙動を評価することを目的として、模型振動台実験を実施した。さらに、解析コード FLIP を用いてそのシミュレーションを行い、地盤液状化による杭挙動への影響を考察した。

以下に、本研究で得られた主な知見をまとめる。

①せん断土槽底面とフーチングの加速度、及び過剰間隙水圧比の経時変化より、入力周波数の低下に伴い地盤全体が液状化し、慣性力の増大によりフーチングの応答が増幅す

るといふ共振現象が生じることが確認された。

②杭に生じる曲げモーメントと変形量の深度分布より、液状化地盤中の杭に生じる曲げモーメントと杭の変形量は入力周波数と地盤の液状化に大きく影響を受けることが明らかとなった。

③杭の加速度、フーチング及びせん断土槽の変位に関して、解析結果と実験結果の対応は良く、液状化地盤における杭の地震時挙動を精度良く評価するためには、液状化後も含めて地盤の剛性変化を適切に評価することが重要であると考えられた。

参考文献

- 1) 澤田亮, 西村昭彦: 液状化地盤中の基礎構造物の挙動に関する実験的研究, 第 24 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.597-600, 1997.
- 2) 安達直人, 鈴木康嗣, 津川恒久: 液状化地盤における地盤反力に関する実験的検討(その1)~(その2), 第35回地盤工学研究発表会, 平成12年度発表講演集, pp.1917-1920, 2000.6.
- 3) 佐藤正行, 石川利明, 佐藤博, 嶋田昌義: 地震時における液状化地盤中の杭挙動に関する研究(その1: 実験結果の分析), 土木学会第55回年次学術講演会講演集, I-B, pp.884-885, 2000.9.
- 4) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 2, pp. 1-15, 1992.
- 5) 戸早孝幸, 滝本幸夫, 森伸一郎, 武藤正人, 池田孝明: 液状化解析の適用性に関する研究(その4) 地盤-構造物連成系の実験と解析, 第25回土質工学研究発表会講演集, pp. 999-1002, 1990.

ケミカルプレストレストコンクリート部材の一軸引張強度試験方法に関する検討

井手一雄*¹ 樋口正典*² 辻幸和*³

要旨: 膨張コンクリートによる鉄筋コンクリート部材の力学的性状の改善効果を評価する手法の一つとして、ケミカルプレストレストコンクリート部材の一軸引張強度試験方法について検討した。その結果、拘束棒の両端に拘束端板を設けて、部材端部の付着性状を改善することにより、軸方向の品質を均一化するとともに小型化して、取扱いを簡便にした供試体による一軸引張強度試験を提案する。この一軸引張強度試験方法は、ケミカルプレストレストコンクリート部材の力学的性状を比較的簡便に十分な精度で評価できる可能性が高く、力学的性状に関する基礎的な評価試験方法になり得ることを示した。

キーワード: 膨張コンクリート, ケミカルプレストレス, 一軸引張強度, 試験方法

1. はじめに

ケミカルプレストレストコンクリート部材（以下、CPC 部材という）は、ひび割れ抵抗性の向上やひび割れ幅の低減など、鉄筋コンクリート部材（以下、RC 部材という）の力学的性状を改善する効果を持つことが、多くの文献により報告されている¹⁾。その一方で、これらの効果を定量的に評価する技術は十分でなく、膨張コンクリートが持つ潜在的な性能を十分に利用しているとはいえない。

このような現状を鑑み、CPC 部材の効果を定量的に評価する方法のひとつとして、一軸引張強度試験により引張応力下の挙動を解明する研究が行われている²⁾。しかし、一軸拘束した CPC 部材は部材端部で付着性状が劣るため、膨張ひずみとコンクリートの品質が部材軸方向で不均一になること³⁾や、一軸引張強度試験は引張力の伝達治具による 2 次応力や偏心力の発生などの影響により結果にばらつきが生じやすいことなどの問題があった。そこで、著者らは、拘束棒の両端に拘束端板を設けて、部材端部の付着性状を改善することにより、軸方向の品質を均一化するとともに

に小型化して、取扱いを簡便にした供試体を採用した。そして、球座のついたボルトにねじ込む方式で引張試験機に設置することにより、伝達治具による 2 次応力や偏心力を極力排除する試験方法を新たに考案し、CPC 部材の一軸引張強度特性の研究に活用している⁴⁾。

本報では、新たに考案した一軸引張強度試験方法が CPC 部材の力学的性状を比較的簡便に十分な精度で評価できる可能性が高いことを示し、力学的性状に関する基礎的な評価試験方法になり得ることを提案する。

2. 一軸拘束供試体

2.1 一軸拘束供試体の形状・寸法

一軸拘束供試体の形状・寸法を、図-1 に示す。鉄筋等の拘束棒で内的に拘束した CPC 部材は、部材端部で付着性状が劣るため、膨張ひずみとコンクリートの品質が部材軸方向で不均一になる³⁾。そのため、供試体の長さを十分に吟味し、膨張ひずみがほぼ均一化する区間を得ようとすれば、供試体は長大化し、製作や養生、載荷装置の大型化など、取扱いが不便となる。

* 1 三井住友建設株式会社 技術研究所 主任研究員 (正会員)

* 2 三井住友建設株式会社 技術研究所 土木材料研究室室長 博士 (工学) (正会員)

* 3 群馬大学 工学部 建設工学科 教授 工博 (正会員)

そこで、拘束棒の両端に拘束端板を設けて膨張を拘束することにより、部材軸方向の品質を均一するとともに小型化し、取扱いを簡便にする方法を考案し、供試体の形状・寸法について検討した。その結果、膨張および収縮の拘束に関わる基本的な部分に関しては、膨張コンクリートの拘束膨張および収縮試験として JIS 化されており、膨張コンクリートの品質試験として多くの実績を有する JIS A 6202 「コンクリート用膨張材」の附属書 2 (参考)「膨張コンクリートの拘束膨張及び収縮試験方法」に規定されている B 法に準ずることとした。

さらに、本供試体には、長さ方向中央部の両側面に深さ 10mm、幅 2mm の切欠きを設けた。仮想ひび割れモデルを用いた解析の結果⁵⁾から、切欠きによる応力の集中が一軸引張強度に及ぼす影響は非常に少ないといえるものの、切欠きを設けることにより、付着によるひび割れの分散性がひび割れの発生に及ぼす影響を考慮できなくなり、CPC 部材のひび割れ問題を取り扱ううえでは不利な条件となる可能性がある。その一方で、ひび割れ位置における拘束棒ひずみの挙動を計測することが可能であり、ケミカルプレストレインとひび割れ抵抗性の関係など、CPC 部材のひび割れ問題をより明確に計測することが可能になると考えた。なお、B 法に準拠することにより、乾燥などによる収縮性が CPC 部材のひび割れ抵抗性に与える影響も検討できる利点がある。

2.2 拘束器具

拘束器具を、写真-1 に示す。拘束器具は、拘束棒と 2 枚の拘束端板を、拘束端板の内側に溶接した 2 個のナットと拘束端板に設けたねじ穴で組み立てたものである。拘束端板の両外側には、引張試験機に取り付けるための大型ナットが溶接されている。また、拘束棒は、JIS G 3109 に規定する C 種 1 号の呼び名 11mm に適合するものであり、長さ 405mm で全

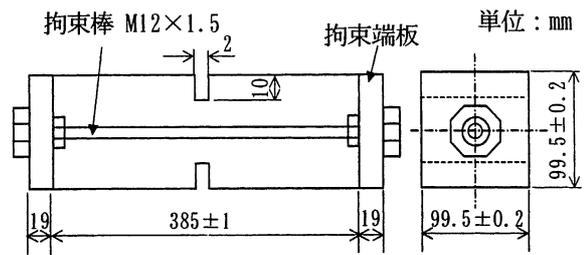
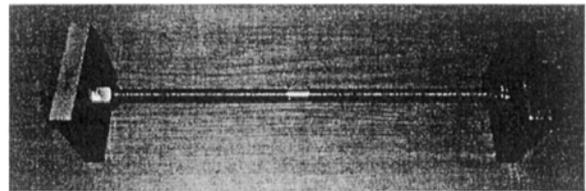
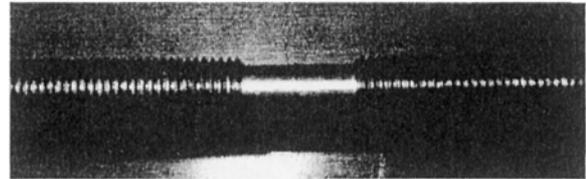


図-1 供試体の形状寸法



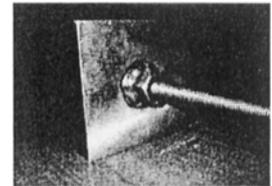
拘束器具全体



ゲージ貼付部



拘束端板内側



拘束端板外側

写真-1 拘束器具

長にわたってねじ転造されている。そして、中央部 2cm の区間は、ひずみゲージを貼付するため全周にわたってねじを切削した。その結果、ゲージ貼付部の断面積は、一般部が 95.03mm^2 (公称断面積) であるのに対し、 61.86mm^2 (平均値) となった。

2.3 一軸拘束供試体の製作

コンクリートの配合を、表-1 に示す。セメントには普通ポルトランドセメント、骨材には鬼怒川水系産川砂(表乾密度 $2.57\text{g}/\text{cm}^3$, 吸水率 2.25%, F.M. 2.45) および秩父産砕石(最大寸法 20mm, 表乾密度 $2.71\text{g}/\text{cm}^3$, 吸水率 0.64%, F.M. 6.59) を、それぞれ使用した。ま

た、膨張材には、エトリンナイト系（構造用）を使用し、所定量をセメントに置き換えた。

コンクリートの成形は、JIS A 6202 に準じた。供試体の個数は、同一条件の試験に対して5個とした。養生は、コンクリートの打込み後 24 時間まで室温 20℃で湿布養生し、脱型後は試験の直前まで標準水中養生した。また、切欠きは、既製のアルミニウム製平板にグリースを塗布したものを型枠にあらかじめ設置し、脱型時に平板を撤去する方法で設置した。

図-2 には、拘束棒に貼付したひずみゲージの計測結果の一例を示す。脱型および平板撤去の前後で計測値に顕著な変動は認められず、本試験では型枠および平板が軸方向の拘束に及ぼす影響は無視できるものと思われる。

3. 一軸引張強度試験の方法

一軸引張強度試験の試験状況を、写真-2 に示す。一軸引張強度試験は変位制御で行い、荷重速度が JIS A 1113-1999 「コンクリートの割裂引張強度試験方法」の荷重速度（毎秒 $0.06 \pm 0.04 \text{ N/mm}^2$ ）と同等となるように、変位速度を調整した。一軸拘束供試体の取り付けは、引張試験機に固定された球座付きのボルトを拘束端板の両外側に溶接されている大型ナットにねじ込む方法で行った。取り付け治具に球座を用いることで荷重の偏心が低減され、供試体の定着にボルトとナットを用いることにより定着部のすべりを防止する。

計測項目は、ケミカルプレストレイン、荷重、荷重時の拘束棒ひずみおよびひび割れ幅とした。ケミカルプレストレインおよび荷重時の拘束棒ひずみの計測は、拘束棒の中央部に貼付した2本のひずみゲージにより行い、荷重の計測は、引張試験機に設置されたロードセルにより行った。また、ひび割れ幅の計測は、切欠きを跨いで瞬間接着剤で固定した標点間距離 50mm のパイ型変位計2台で行った。なお、本試験では、コンクリート表面の

表-1 コンクリートの配合表

W/B (%)	単位量 (kg/m ³)				
	セメント	膨張材	水	細骨材	粗骨材
40	425	0	170	655	1075
	385	40			
	365	60			
50	340	0	170	804	991
	300	40			
60	287	0	172	857	976
	247	40			
	227	60			

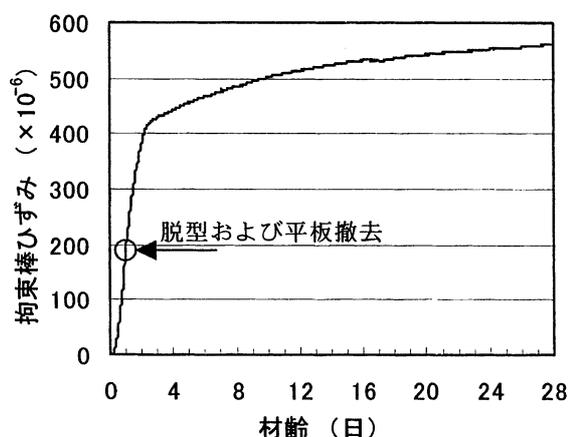


図-2 拘束棒ひずみの計測結果

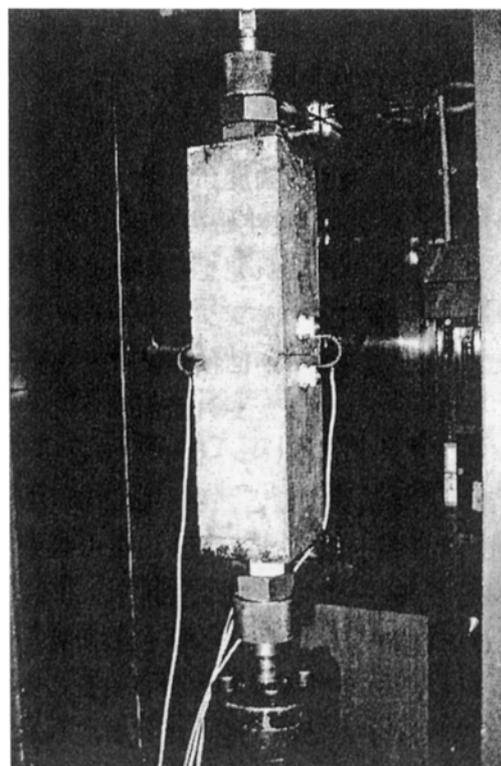


写真-2 一軸引張強度試験の状況

乾燥の程度がひび割れ抵抗性に大きな影響を与えると考えられたため、コンクリート表面には乾燥処理が必要となるひずみゲージは貼付せず、また、試験中には水を噴霧するなどして極力乾燥の影響を防いだ。

4. 試験精度および妥当性の検証

4.1 強度のばらつき

一軸引張強度の変動係数と JIS A 1113-1999 に準じた割裂引張強度および JIS A 1114-1993 に準じた圧縮強度の変動係数を比較し、一軸引張強度試験の精度を検証した。それぞれの変動係数を、図-4～図-6 に示す。図中の凡例は、W/B(%) - E(kg/m³) である。ここで、一軸引張強度は、ひび割れ発生時の荷重と拘束棒ひずみから、式(1)で算出した。

引張強度の変動係数は、一軸引張および割裂引張ともに圧縮強度に比べて大きく、一軸引張強度と割裂引張強度ではほぼ同等であった。すなわち、一軸引張強度のばらつきは割裂引張強度とほぼ等しく、一軸引張強度試験が十分な精度を有することが示された。

$$f_t = (P - \varepsilon_{scr} \times E_s \times A_s) / A_c \quad (1)$$

ここに、

- f_t : 一軸引張強度 (N/mm²)
- P : ひび割れ発生時の荷重 (N)
- ε_{scr} : ひび割れ発生時の拘束棒ひずみ
- E_s : 拘束棒のヤング率 (N/mm²)
- A_s : 拘束棒の断面積 (mm²)
- A_c : コンクリートの断面積 (mm²)

4.2 一軸引張強度と割裂引張強度の関係

RC 部材の一軸引張強度と割裂引張強度の関係を、図-7 に示す。図中の凡例は、W/B(%) - 材齢 (日) である。既往の研究^{5)・6)}によれば、一軸引張強度と割裂引張強度の関係はおおむね一致する傾向にある。本試験でも、材齢や強度に拘わらず、両者はほぼ一致した。

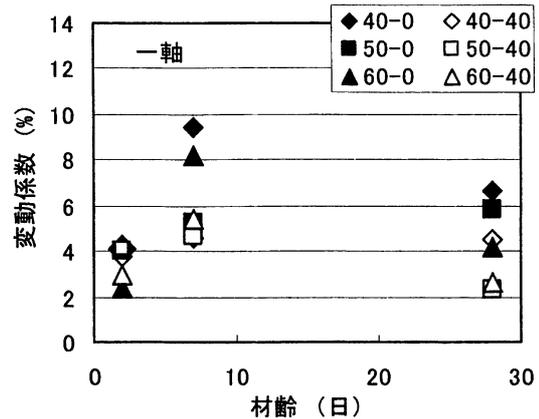


図-4 一軸引張強度の変動係数

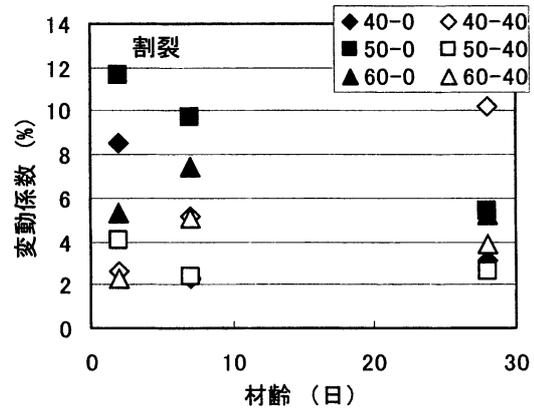


図-5 割裂引張強度の変動係数

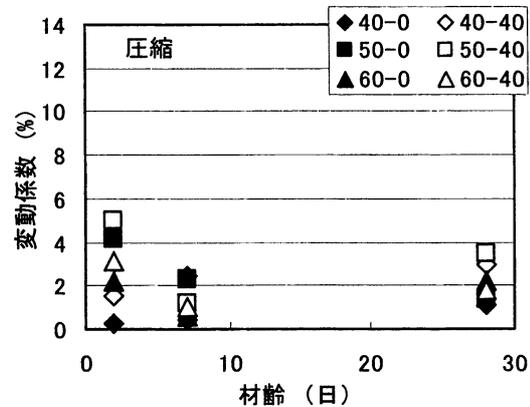


図-6 圧縮強度の変動係数

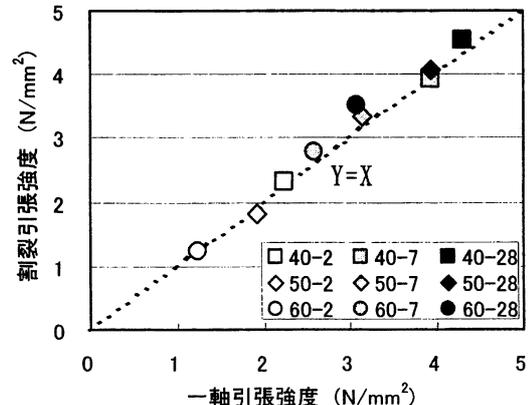


図-7 一軸引張強度と割裂引張強度

4.3 拘束棒ひずみのばらつき

拘束棒に貼付した2本のひずみゲージは、ひび割れ発生後に若干ばらつくものの、ひび割れ発生前の偏差は2%程度であり、荷重の偏心はほぼ排除できた。また、図-8には、ひび割れ発生時の拘束棒ひずみの変動係数を示す。図中の凡例は、W/B(%)-E(kg/m³)である。拘束棒ひずみのばらつきは、ケミカルプレストレスの有無、水結合材比および材齢に拘わらず、割裂引張強度とほぼ同等であった。

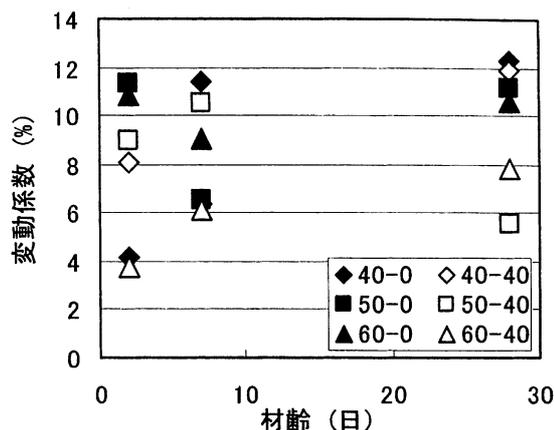


図-8 拘束棒ひずみの変動係数

4.4 ひび割れ幅のばらつき

ひび割れ幅の変動係数を、図-9に示す。図中の凡例は、W/B(%)-E(kg/m³)-材齢(日)である。ひび割れ幅の変動係数は、ひび割れ幅が0.1mm以下の場合に若干大きく、0.1~0.25mmで小さく、0.25~0.3mmを超えると急激に大きくなる傾向にあった。ひび割れ幅が0.25~0.3mmを超えると変動係数が急激に大きくなったのは、瞬間接着剤で固定したパイ型変位計が剥れたためである。

パイ型変位計の固定方法には改良の余地が残るものの、パイ型変位計が剥れるまでの変動係数はいずれの水準もおおよそ10%以下であった。

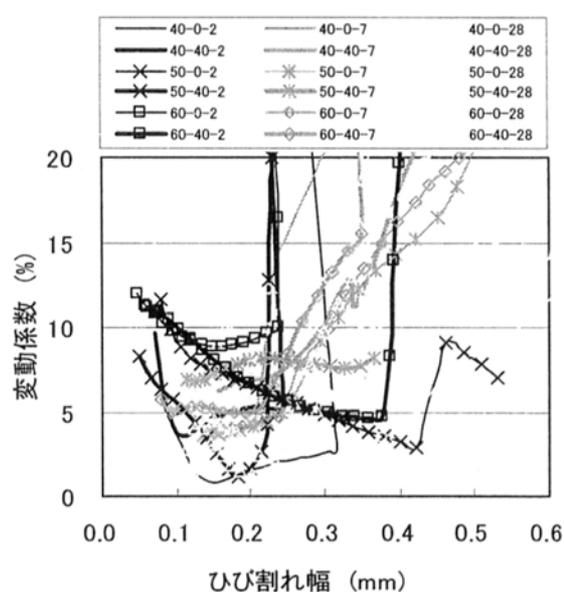


図-9 ひび割れ幅の変動係数

5. 一軸引張強度試験結果の一例

一軸引張強度試験結果の一例を、図-10~図-12に示す。

拘束棒ひずみと荷重の計測結果から、CPC部材はひび割れ発生までの塑性変形が大きいことや、適度に膨張させた場合(本試験ではE=40kg/m³の場合)には、ひび割れ発生後の拘束棒ひずみがほぼケミカルプレストレインに相当する量だけ小さくなることが認められる。また、過度に膨張させた場合(本試験ではE=60kg/m³の場合)には、拘束棒とコンクリートとの付着により生じる引張剛性効果が低下し、ひび割れ発生後の拘束棒ひずみがケミカ

ルプレストレインほど小さくならず、特に膨張が十分でなくケミカルプレストレインが小さい若材齢においては、力学的性状の改善効果が顕著に低下している。

ひび割れ幅の計測結果から、CPC部材は同一荷重に対するひび割れ幅が小さくなることが明らかである。さらに、過度に膨張させた場合には、特に若材齢において引張剛性効果が低下する影響が大きく、ひび割れ幅の低減効果が減少している。

これらの計測結果に示すように、本試験方法は、圧縮や割裂引張による強度試験や拘束膨張試験では評価できないCPC部材の力学的性状を、比較的簡便に評価できる可能性が高い。

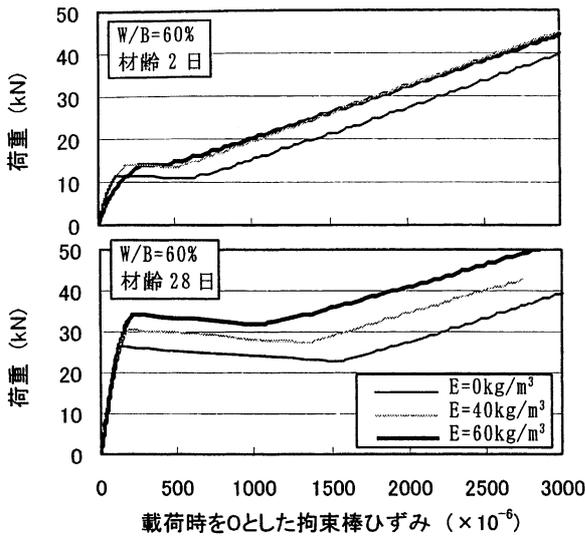


図-10 拘束棒ひずみ（載荷時0）と荷重

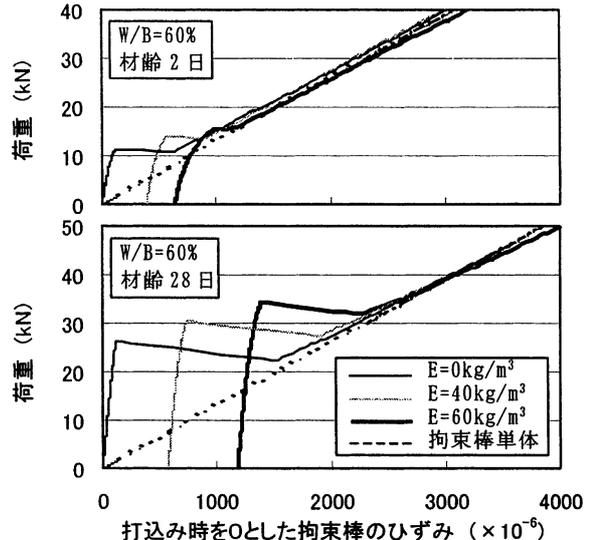


図-11 拘束棒ひずみ（打込み時0）と荷重

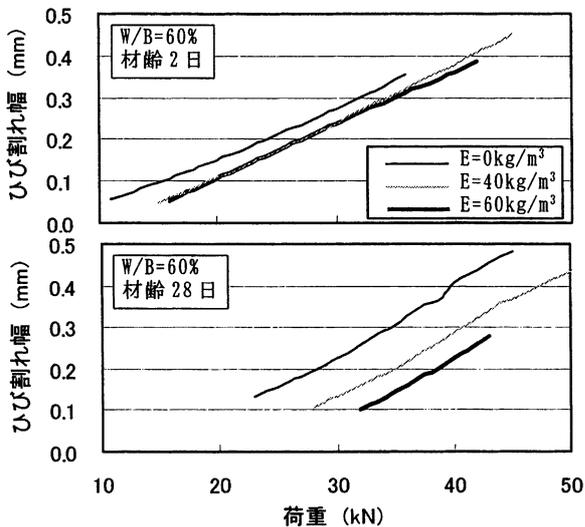


図-12 ひび割れ幅の計測結果

6. おわりに

膨張コンクリートによる鉄筋コンクリート部材の力学的性状の改善効果を評価する手法の一つとして、CPC部材の一軸引張強度試験方法について検討した。その結果、本報で報告した一軸引張強度試験は、CPC部材の力学的性状を比較的簡便に十分な精度で評価できる可能性が高く、CPC部材の力学的性状に関する基礎的な評価試験になり得ると考える。現在、一軸引張強度試験の実用化に向けて、曲げ載荷試験との相関性や乾燥収縮に関する実験を行っており、これらの結果についても機会があれば報告したい。

参考文献

- 1) コンクリートライブラリー75 膨張コンクリートの設計施工指針, 土木学会, 1993年7月
- 2) 細田 暁, 岸 利治: 微視的機構に着目した膨張コンクリートのひび割れ抵抗性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.595-600, 2001
- 3) 岡村 甫, 辻 幸和: ケミカルプレストレストコンクリート部材の力学的諸性状, セメント技術年報, No.26, pp.494-498, 1972
- 4) 井手一雄, 樋口正典, 辻 幸和: 鋼材で拘束された膨張コンクリートの引張強度特性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.1, pp.179-184, 2003
- 5) 秋田 宏, 小出英夫, 外門正直: コンクリートの直接引張試験における実験的方法, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.2, pp.643-648, 1999
- 6) 吉本 彰, 長谷川博, 川上正史: コンクリートおよびモルタルの純引張, 圧裂および曲げ強度の比較, セメント・コンクリート, No.435, pp.42-48, 1983.5

論文 鋼材で拘束された膨張コンクリートの引張強度特性に関する研究

井手一雄*¹ 樋口正典*² 辻幸和*³

要旨：鋼材で拘束した膨張コンクリートの一軸引張強度試験を、単位膨張材量、水結合材比および試験材齢を変化させて行い、膨張コンクリートの一軸引張強度特性について考察した。その結果、膨張コンクリートは、膨張作用による強度およびヤング係数の低下により、非線形性が顕在化することを示した。また、非線形性により、ケミカルプレストレインに相当する量よりも大きなひび割れ幅の低減効果が得られたが、ケミカルプレストレインの少ない若材齢において過膨張により非線形性が著しく増大した場合には、付着力の低下により、ひび割れ幅の低減効果が減少することを示した。

キーワード：膨張コンクリート、一軸引張強度、ひび割れ幅

1. はじめに

鉄筋コンクリート構造物の高機能化や高耐久化の方法の一つに、膨張コンクリートによるケミカルプレストレスやケミカルプレストレインを利用する方法がある¹⁾。

膨張コンクリートがひび割れ発生の抑制やひび割れ幅の制御、せん断耐力の向上など、鉄筋コンクリート部材の性能を改善することは、多くの文献に報告されている¹⁾。その一方で、これらの効果を定量的に評価する技術は十分でなく、膨張コンクリートが持つ潜在的な性能を十分に利用しているとはいえない。

本研究では、鋼材で拘束した膨張コンクリートの一軸引張強度試験を、単位膨張材量、水結合材比および試験材齢を変化させて行い、膨張コンクリートの一軸引張強度特性について考察した。

2. 実験概要

本研究では、水結合材比(W/B)を40%および60%の2水準、単位膨張材量(E)を0kg/m³、40kg/m³および60kg/m³の3水準とし、試験材齢を材齢2、7および28日として、一軸引張強度試験、圧縮強度試験(JIS A 1108)およ

び割れ引張強度試験(JIS A 1113)を行った。供試体は、各試験水準とも5体ずつ作製し、コンクリートの打込み後24時間まで室温20℃で湿布養生し、その後は試験の直前まで標準水中養生した。また、試験中には水を噴霧するなどして、極力乾燥の影響を防いだ。

コンクリートの配合を、表-1に示す。セメントには普通ポルトランドセメント、骨材には鬼怒川水系産川砂(表乾密度2.57g/cm³、吸水率2.25%、F.M.2.45)および秩父産碎石(最大寸法20mm、表乾密度2.71g/cm³、吸水率0.64%、F.M.6.59)を、それぞれ使用した。また、膨張材には、エトリンサイト系(構造用)を使用し、所定量をセメントに置き換えた。

表-1 コンクリートの配合表

W/B (%)	単位量 (kg/m ³)				
	セメント	膨張材	水	細骨材	粗骨材
40	425	0	170	655	1075
	385	40			
	365	60			
60	287	0	172	857	976
	247	40			
	227	60			

*1 三井住友建設株式会社 技術研究所 主任研究員 (正会員)

*2 三井住友建設株式会社 技術研究所 土木材料研究室室長 工博 (正会員)

*3 群馬大学 工学部 建設工学科 教授 工博 (正会員)

供試体の形状寸法を、図-1に示す。供試体は、JIS A 6202「コンクリート用膨張材」の附属書2(参考)「膨張コンクリートの拘束膨張及び収縮試験方法」に規定されているB法に準じて作製した。そして、ひび割れの発生位置を特定するため、長さ方向の中央部には、深さ10mm、幅2mmの切り欠きを両側面に設けた。また、拘束棒は全長に渡ってねじ転造されているが、ひび割れ位置における拘束棒ひずみを計測するため、長さ方向中央部2cmの区間は全周に渡ってねじを切削した。そのため、拘束棒の断面積は、一般部が公称断面積の95.03mm²であるのに対し、ゲージ貼付部は61.86mm²となった。本供試体の特長としては、拘束棒の両端に設けた拘束端板で膨張を拘束するため部材端部での付着性状が改善され、長さ方向に関して小型化が可能であり、取扱いが簡便であることがまず挙げられる。また、ひび割れ位置を特定することにより、ひび割れ幅と拘束棒ひずみの関係が明確に計測可能となる。

一軸引張強度試験装置を、図-2に示す。供試体の設置は、定着部のすべりや荷重の偏心を極力なくすため、供試体の拘束端板にあらかじめ溶接してあるナット(1)に、球座がついたボルト(2)をねじ込む方法で行った。引張強度試験は変位制御で行い、載荷速度がJIS A 1113-1999「コンクリートの割裂引張強度試験方法」の載荷速度(毎秒0.06±0.04N/mm²)と同等となるように、変位速度を調整した。

計測項目は、ケミカルプレストレン、引張荷重、拘束棒ひずみおよび切り欠き位置におけるひび割れ幅とした。ケミカルプレストレンおよび拘束棒ひずみの計測は、拘束棒の中央部に貼付した2本のひずみゲージ(3)により行い、荷重の計測は、引張試験機に設置されたロードセル(4)により行った。また、ひび割れ幅の計測は、切り欠きを跨いで設置した標点間距離50mmのパイ型変位計2台(5)で行った。

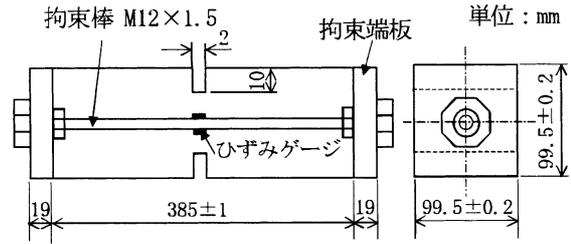


図-1 供試体の形状寸法

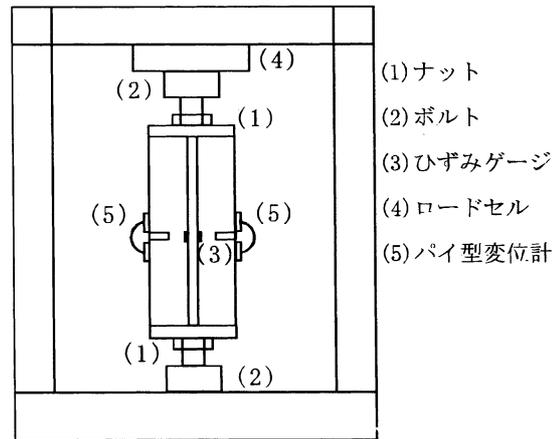


図-2 一軸引張強度試験装置

3. 実験結果および考察

3.1 圧縮および割裂引張強度

圧縮および割裂引張強度試験結果を、図-3および図-4に示す。圧縮強度は、単位膨張材量が40kg/m³の場合、水結合材比や材齢に拘わらず普通コンクリートに比べて若干高い傾向にあった。また、単位膨張材量を60kg/m³に増加すると、水結合材比が40%の場合には若干低下する傾向にあり、水結合材比を60%とすると著しく低下した。割裂引張強度は、単位膨張材量が40kg/m³の場合、水結合材比が60%の材齢2日では若干高く、その他の水準では若干低くなる傾向を示した。また、単位膨張材量を60kg/m³に増加すると、著しく低下した。

3.2 ケミカルプレストレンとケミカルプレストレス

引張試験直前のケミカルプレストレンおよび式(1)で求めたケミカルプレストレスを、表-2にまとめる。

同一材齢におけるケミカルプレストレン

は、水結合材比に拘わらずほぼ一定となった。また、本実験におけるケミカルプレストレスの範囲は、およそ0.6~2N/mm²であった。

$$\sigma_{cp} = \epsilon_{sp} \times E_s \times A_s / A_c \quad (1)$$

ここに、

σ_{cp} : ケミカルプレストレス (N/mm²)

ϵ_{sp} : ケミカルプレストレイン

E_s : 拘束棒のヤング率 (211000N/mm²)

A_s : 拘束棒の断面積 (61.86mm²)

A_c : コンクリートの断面積 (7938.14mm²)

3.3 荷重と拘束棒ひずみ

荷重と拘束棒ひずみの関係の一例を、図-5に示す。ここで、拘束棒ひずみは、コンクリートの打込み時を原点とした。すなわち、荷重0kNにおける拘束棒ひずみは、ケミカルプレストレインである。また、図中()内の数字は水結合材比(%)を示し、破線は拘束棒のみに載荷した場合を示す。

ひび割れ発生前の荷重と拘束棒ひずみの関係は、若材齢ほど、また水結合材比が大きくなる傾向にあった。特に、水結合材比が60%で単位膨張材量が60kg/m³の場合には、材齢2日で非線形性が顕著に現れた。

ひび割れ発生後の荷重と拘束棒ひずみの関係では、拘束棒ひずみの原点をケミカルプレストレインとしているにも拘わらず、いずれの場合も拘束棒のみに載荷した場合とほぼ同一となった。これは、ひび割れ発生前には内部応力の釣り合いを保つ役割を果たしたケミカルプレストレインが、ひび割れ発生後には消失することなく外力を負担したことを意味するものである。さらに、単位膨張材量が40kg/m³の場合には、拘束棒のみに載荷した場合よりも同一荷重に対するひずみが若干小さく、普通コンクリートとほぼ同等であった。一方、単位膨張材量を60kg/m³とした場合には、同一荷重に対するひずみは普通コンクリ

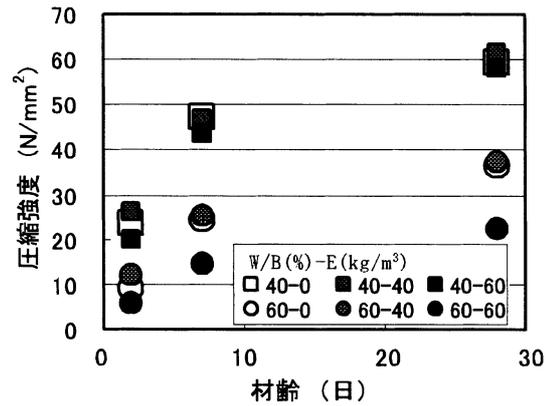


図-3 圧縮強度試験結果

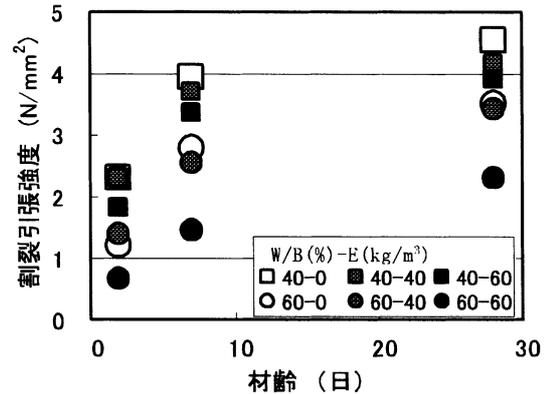


図-4 割裂引張強度試験結果

表-2 ケミカルプレストレインとケミカルプレストレス

W/B (%)	E (kg/m ³)	材齢 (日)	ϵ_{sp} ($\times 10^{-6}$)	σ_{cp} (N/mm ²)
40	40	2	399	0.65
60			389	0.64
40		7	510	0.83
60			528	0.87
40		28	576	0.94
60			578	0.94
40	60	2	588	0.96
60			620	1.02
40		7	1075	1.76
60			1172	1.93
40		28	1254	2.06
60			1165	1.92

ートよりも若干大きく、その傾向は荷重が増すほど顕在化した。すなわち、単位膨張材量が40kg/m³の場合には、拘束棒とコンクリート間の付着により得られる引張剛性効果が普通コンクリートとほぼ同等であり、単位膨張材量が60kg/m³の場合には、普通コンクリートよりも低下したものと考えられる。この原因と

しては、本実験では膨張を一軸方向にしか拘束していないため、軸直角方向の過膨張による拘束棒とコンクリート間の付着力の低下が考えられる。この現象は、圧縮強度や割裂引張強度がそれほど低下していない水結合材比が40%の場合にも生じていることから、過膨張が付着力に及ぼす影響は、圧縮強度や割裂引張強度に及ぼす影響よりも大きいものと考えられる。

3.4 一軸引張応力度と拘束棒ひずみ

ひび割れ発生までの拘束棒ひずみと一軸引張応力度の関係の一例を、図-6に示す。これらの図は、縦軸および横軸とも載荷時を原点に採っているため、膨張コンクリートの拘束棒ひずみは、横軸の値に表-2のケミカルプレストレインが生じていることになる。また、図中()内の数字は、水結合材比(%)を示す。

単位膨張材量が 40kg/m^3 の場合は、載荷初期には普通コンクリートと同程度の弾性挙動を示し、初期引張ヤング係数も普通コンクリートとほぼ同等であるが、引張応力度が増加して一軸引張強度の2分の1程度を超えると、非線形性が大きくなった。ただし、水結合材比が60%の材齢2日に限っては、普通コンクリートも比較的大きな非線形性を示しており、膨張コンクリートと普通コンクリートの挙動は、ほぼ同一となった。一方、単位膨張材量を 60kg/m^3 とした場合には、載荷直後から拘束棒ひずみは大きくなり、初期引張ヤング係数も小さくなった。

ひび割れ発生までの拘束棒ひずみは、普通コンクリートの場合、材齢に拘わらずほぼ一定となった。一方、膨張コンクリートの場合、いずれも普通コンクリートより大きく、水結合材比が60%の場合は、材齢が経るにつれ減少する傾向を示し、水結合材比が40%の場合は、材齢に拘わらずほぼ一定となった。また、材齢2日では、水結合材比が60%の方が40%よりも大きなひずみが生じたが、材齢7日以降では同程度となった。

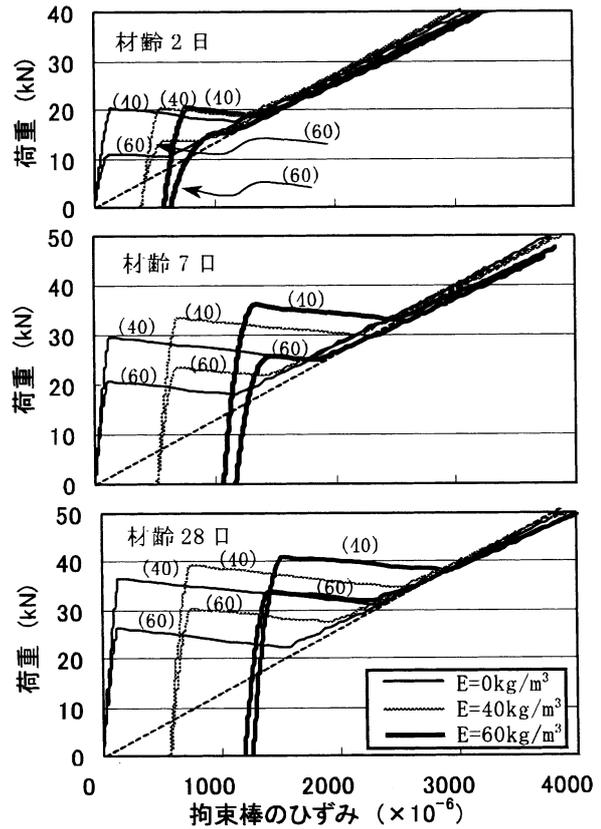


図-5 荷重と拘束棒ひずみ

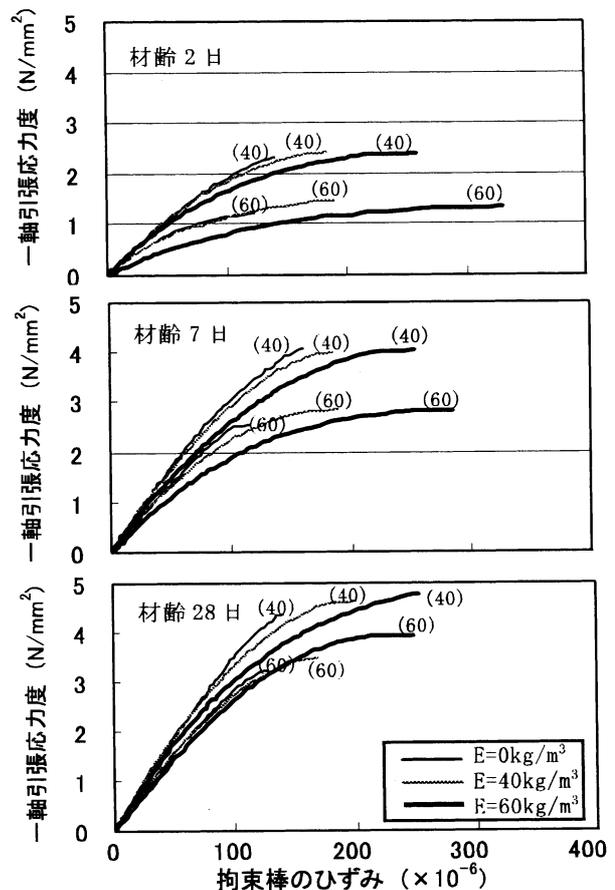


図-6 一軸引張応力度と拘束棒ひずみ

これらの結果から、膨張コンクリートの非線形性は、若材齢ほど、また水結合材比が大きく、単位膨張材量が多いほど顕在化する傾向にあることが分かる。これは、割裂引張強度が低下する傾向と一致しており、膨張コンクリートの非線形性には、膨張作用によるコンクリートの強度およびヤング係数の低下が密接に関係しているものと思われる。

一軸引張強度は、膨張コンクリートの方が大きくなる傾向を示したが、引張強度試験は結果のばらつきが大きく、また、本実験のケミカルプレストレスが $0.6 \sim 2 \text{ N/mm}^2$ 程度と比較的小さいレベルであったこと、単位膨張材量を 60 kg/m^3 としてケミカルプレストレスを大きくした水準ではコンクリートの強度低下が大きかったこと、膨張コンクリートの割裂引張強度が普通コンクリートに比べて低下する傾向にあったことなどから、本実験ではケミカルプレストレスの一軸引張強度に対する明瞭な効果は顕れなかった。

3.5 ひび割れ幅

ひび割れ幅の計測結果を、図-7に示す。結果には、各水準の平均値を示した。

同一荷重におけるひび割れ幅は、材齢7日と28日では、単位膨張材量が多いほど小さくなった。一方、材齢2日では、単位膨張材量が 40 kg/m^3 と 60 kg/m^3 のひび割れ幅は、同等か 60 kg/m^3 の方が大きくなった。これは、図-8に示すように、材齢7日以降ではひび割れ発生後の拘束棒ひずみにケミカルプレストレス程度の差が生じたのに対し、材齢2日では、単位膨張材量が 40 kg/m^3 のケミカルプレストレスと 60 kg/m^3 との差が 200×10^{-6} 程度と小さいことや、単位膨張材量を 60 kg/m^3 とすると引張剛性効果が低下することなどから、単位膨張材量が 40 kg/m^3 と 60 kg/m^3 のひび割れ発生後の拘束棒ひずみには、ケミカルプレストレスほどの差が生じなかったためである。

つぎに、ひび割れ幅の算定式を式(2)²⁾

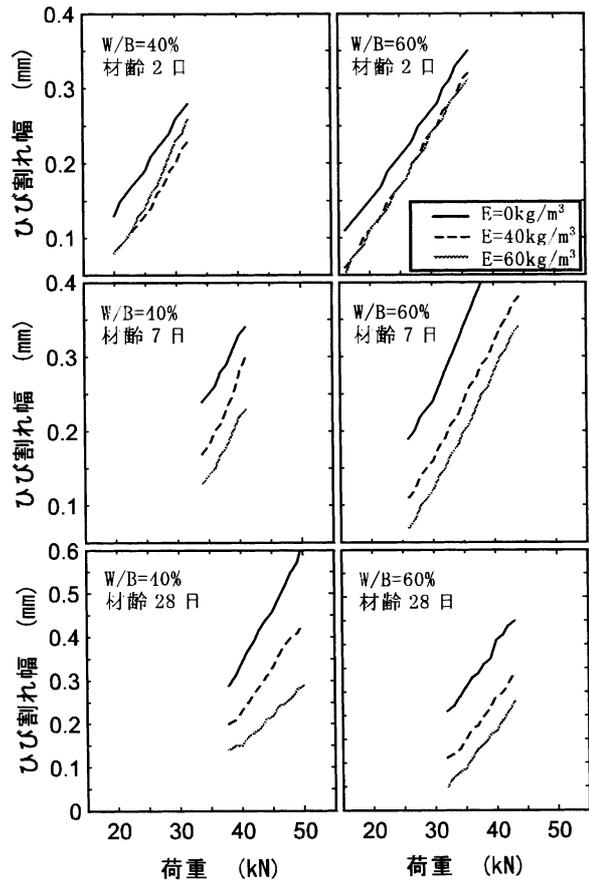


図-7 ひび割れ幅の計測結果

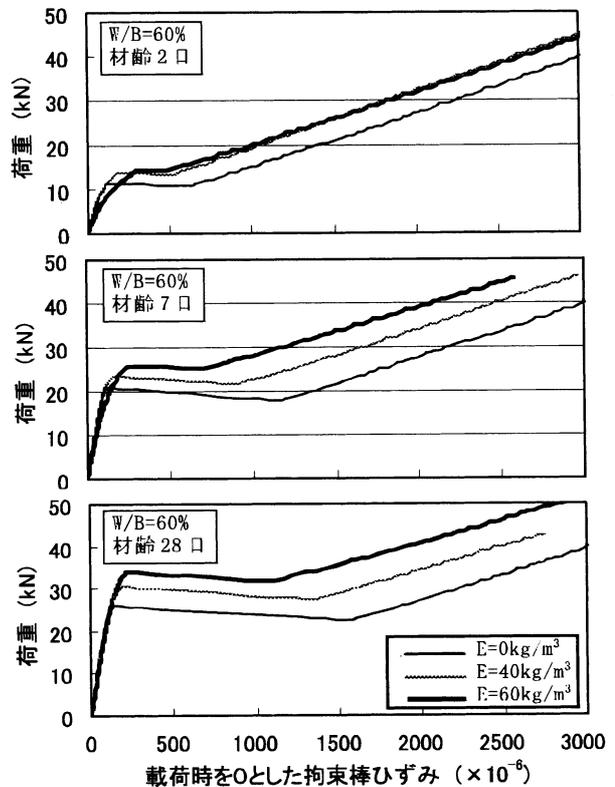


図-8 載荷時を0とした拘束棒ひずみと荷重

とにおいて、ひび割れ前の塑性変形や付着性状などの影響を普通コンクリートと同じと仮定し、ケミカルプレストレインのみを考慮した場合の膨張コンクリートのひび割れ幅を算定して、ひび割れ幅の低減効果を考察した。ここで、補正係数 α は、各材齢において単位膨張材量が 0kg/m^3 における拘束棒ひずみとひび割れ幅の計測結果から、各荷重ごとに式(2)を逆算して求めた。

$$w = \alpha (\epsilon_s - \epsilon_{sp}) \quad (2)$$

ここに、

w : ひび割れ幅 (mm)

α : 付着性状や供試体の形状などに関する補正係数

ϵ_s : 拘束棒ひずみの絶対量

ϵ_{sp} : ケミカルプレストレイン

ひび割れ幅の算定値と計測値との差を、表-3にまとめる。表で+は計測値より算定値の方が大きく、-は算定値の方が小さいことを示す。すなわち、+の場合はケミカルプレストレインよりもひび割れ幅の低減効果が多く、-の場合は少ないことを意味する。

ひび割れ幅の算定値は、水結合材比や単位膨張量に拘わらず、材齢が経るに従って計測値より大きくなる傾向を示した。さらに、単位膨張材量が 60kg/m^3 の材齢2日では、計測値より算定値の方が小さくなった。単位膨張材量が 60kg/m^3 の材齢2日では、ひび割れ発生までの拘束棒ひずみが大きく、ひび割れ幅の低減には有利であるものの、ケミカルプレストレインが比較的小さく、引張剛性効果が低下する影響の方が顕在化したため、ケミカルプレストレインよりもひび割れ幅の低減効果が少なくなったものと思われる。一方、材齢7日以降では、引張剛性効果の低下に対して十分なケミカルプレストレインが導入されたことと、ひび割れ発生までの伸びひずみが有効に作用したため、ケミカルプレストレインよりもひび割れ幅の低減効果が多くなったものと思われる。

表-3 ひび割れ幅の算定値と計測値の差

W/B (%)	材齢 (日)	荷重 (kN)	差 (mm)	
			E40	E60
40	2	20	+0.02	0.00
		25	+0.02	-0.01
		30	+0.01	-0.03
	7	32	+0.00	-
		35	+0.02	+0.02
		40	0.00	+0.01
	28	35	+0.02	-
		40	+0.04	+0.05
		45	+0.05	+0.08
60	2	15	0.01	0.00
		20	0.00	-0.01
		25	-0.01	-0.01
	7	25	+0.02	0.00
		30	+0.02	+0.01
		35	+0.03	+0.02
	28	30	+0.02	-
		35	+0.04	+0.03
		40	+0.05	+0.03

4. まとめ

鋼材で拘束した膨張コンクリートの一軸引張強度試験を、単位膨張材量、水結合材比および試験材齢を変化させて行った。その結果、膨張コンクリートは、膨張作用による強度およびヤング係数の低下により、若材齢ほど、また水結合材比が大きく、単位膨張材量が多いほど、非線形性が顕在化する傾向にあった。また、非線形性により、ケミカルプレストレインに相当する量よりも大きなひび割れ幅の低減効果が認められたが、ケミカルプレストレインの少ない若材齢において過膨張により非線形性が著しく増大した場合には、拘束棒とコンクリートとの付着力が低下するため、ひび割れ幅の低減効果が減少した。

参考文献

- 1) コンクリートライブラリー75 膨張コンクリートの設計施工指針, 土木学会, 1993年7月
- 2) 井手一雄, 樋口正典, 辻 幸和: 膨張コンクリートによるひび割れ制御に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.1, pp.195-200, 2002

Free-stream turbulence effects on the instantaneous pressure and forces on cylinders of rectangular cross section

H. Noda, A. Nakayama

Abstract Simultaneous measurements of instantaneous pressure distributions on rectangular cylinders of length to height ratio (B/D) of 1.0, 2.5 and 3.0 in smooth non-turbulent and homogeneous turbulent flows were made and the data were analyzed by phase averaging and spectral analysis in addition to more conventional methods. The turbulence in the inflow stream is nearly homogeneous and isotropic with the intensity and the scale of 5% and 1.2–1.5 times the cylinder height, respectively. The main effects of the turbulence in the inflow free stream of this scale and intensity are to laterally move the separated shear flow off the upstream corners and cause intermittent reattachment on the side surfaces of cylinders of B/D of 2.5 and larger. For the cylinder with smaller B/D , the flow does not reattach with or without turbulence in the free stream, and the instantaneous surface pressure distributions fluctuate quite periodically at a frequency corresponding to the Strouhal frequency of the vortex shedding. The effects of the free-stream turbulence appear in the increased fluctuation on the front surface as buffeting due to the impinging turbulence. When the separated shear layers reattach due to the influence of the free-stream turbulence, the reattachment point moves intermittently, the pressure distributions downstream of the reattachment fluctuate periodically, and a mild peak is formed in the spectra at a frequency much larger than the Strouhal frequency.

1

Introduction

Recent advances in numerical methods in fluid-flow simulations have made it possible to simulate various turbulent flows including those past bluff bodies.

Simulation of turbulent flows when the incident flow is turbulent is very important in engineering applications such as flows past buildings and bridges in natural winds, but has been very difficult. One of the tasks that need to be performed in developing such simulation methods is to verify against known flows, but detailed experimental data on turbulent flow past bluff bodies in turbulent streams are not available at the present time.

More basic experimental investigations, however, have been made to clarify the effects of the free-stream turbulence. Vickery (1966), Roberson et al. (1972), Lee (1975a) and Miyazaki (1980) have investigated the effects of the intensity of the uniform turbulence in the free stream on the drag coefficient and the pressure distribution on a rectangular cylinder. Lee (1975b) and Petty (1979) investigated the effects of the scale of turbulence while Nakamura and Ohya (1984) studied the combined effects of both strength and scale of turbulence and showed that depending on the ratio of the turbulence scale and the cylinder size, the results can be very different. None of these data, however, are meant for detailed validation of simulation methods. Particularly, there are no data for detailed instantaneous forces and pressures on the body together with the detailed characteristics of the free-stream turbulence taken at the same time. The detailed information of the free-stream turbulence will be a prerequisite for serving as a validation test case.

In the present work, we collect detailed data for the turbulence of the oncoming flow including frequency spectra and two-point correlations without the models, and then simultaneous measurements of the instantaneous pressure distributions on all the surfaces of rectangular cylinder models are made. Though only one kind of free-stream turbulence is generated with a turbulence grid, measurements are made on cylinder models of various length-to-height ratios, so that the effects of the free-stream turbulence can be examined in grossly different flow situations.

2

Experimental methods

Experiments were conducted in a large blower-type low-speed wind tunnel with a test section size of 2,000 mm × 2,600 mm. A schematic of the setup is shown in Fig. 1. A grid placed 4.2 m upstream of the test model was used to generate free-stream turbulence. The bare wind tunnel without the grid had a turbulence intensity of 0.2%. The cylinder models were supported by the endplates as shown in Fig. 1 in order to ensure two-dimensionality of

Received: 26 October 2000 / Accepted: 11 October 2002

Published online: 1 February 2003

© Springer-Verlag 2003

H. Noda
Technical Research Institute,
Mitsui Construction Co. Ltd, Komaki,
270-0132, Nagareyama, Japan

A. Nakayama (✉)
Division of Global Development Science,
Graduate School of Science and Technology,
Kobe University, Rokkodai, Nada-ku, 657-8501, Kobe, Japan
Email: nakayama@kobe-u.ac.jp

the flow. The rectangular cylinder models with a cross-section length B to height D ratio of 1.0, 2.5 and 3.0 were tested. It is known that the flow past the rectangular cylinder of aspect ratio $B/D=1.0$ does not reattach whether or not there is free-stream turbulence. In the case of an aspect ratio larger than about 2.8, the flows separated off the upstream corners of the cylinder reattach even when there is no turbulence in the free stream (Nakaguchi et al.1968), so the results in this range of aspect ratio will contain qualitatively different flows.

The instantaneous surface pressure distribution was measured by PSI pressure transducers, connected to the surface pressure taps via vinyl tubes that allowed simultaneous and fast sampling of fluctuating pressure. The phase lag due to the pressure tubes was compensated using the method of Yoshida et al. (1986). For the cylinders of aspect ratio of 1.0, 2.5 and 3.0, 60, 64 and 72 pressure orifices, respectively, were placed along the center span of the cylinders. In addition to these, 10 orifices were provided in the spanwise direction along the center of all four surfaces of the models. The blockage correction was applied to the instantaneous pressure distributions using the

provided in the spanwise direction along the center of all four surfaces of the models. The blockage correction was applied to the instantaneous pressure distributions using the

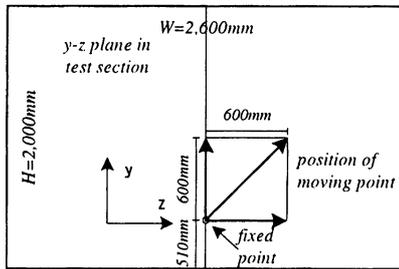


Fig. 2. Measurement point

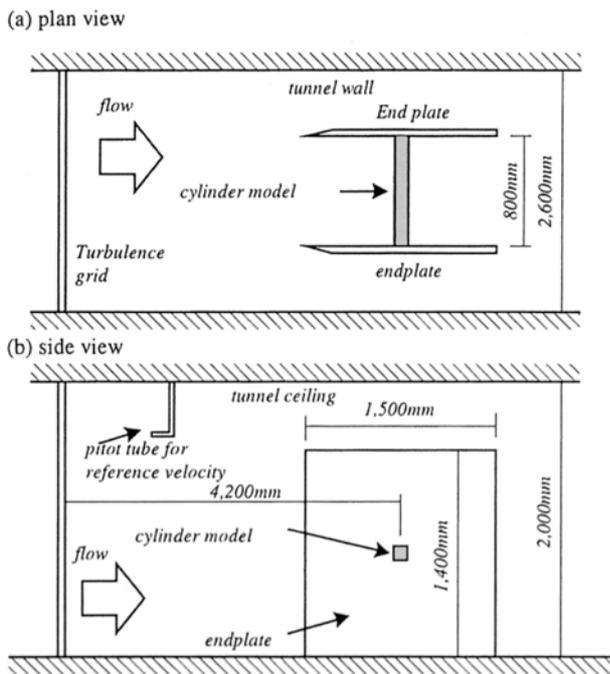


Fig. 1a, b. Experimental setup: a plan view; b side view

Table 1. Measurement cases and conditions

Case	B/D	Inflow conditions		Re
		Intensity I_n (%)	Scale, L_x	
Case 1	1.0	0.2	-	6.89×10^4
Case 2	2.5	5.3	$1.13D$	5.16×10^4
Case 3	2.5	0.2	-	5.16×10^4
Case 4	3.0	5.3	$1.50D$	5.16×10^4
Case 5	3.0	0.2	-	5.16×10^4
Case 6	3.0	5.3	$1.50D$	5.16×10^4

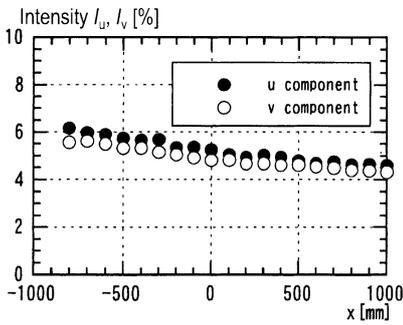


Fig. 3. Turbulence intensities along centerline of tunnel

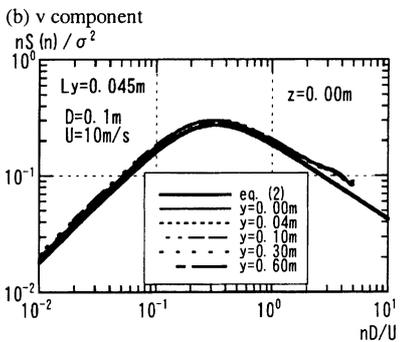
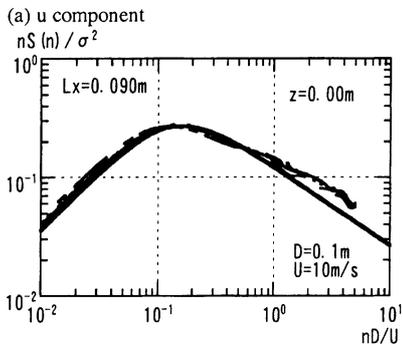


Fig. 4a, b. Power spectral density of fluctuating velocity components: a u component; b v component

method of Nakamura and Ohya (1984), which was originally used to correct the average pressures. The measurements were made at the tunnel speed U_{ref} of approximately 13 m/s so that the Reynolds number based on U_{ref} and the height of the cylinders, D was 6.89×10^4 for the cylinder with $B/D=1.0$, in which case $D=80$ mm, and 5.16×10^4 for the cylinders of $B/D=2.5$ and 3.0 , in which cases $D=60$ mm. The measurement cases are summarized in Table 1.

Statistics of the fluctuating velocity components in the free stream were measured using a set of two X-wire hot wire probes in order to quantify the detailed characteristics of the turbulence. One of the probes was fixed in space and the other was translated along the cross-stream, spanwise and the diagonal directions, as shown in Fig. 2, at varying distances from the fixed one in order to obtain two-point statistics. In the following, x is the coordinate in the main flow direction, y is the coordinate in the normal direction, and z is the spanwise coordinate. The instantaneous velocity components in these directions are denoted by u , v , and w , respectively.

3 Experimental results

3.1 Results of characteristics of free-stream turbulence

First we describe the results of the detailed turbulence measurements in the flow without the models. The distributions of the relative turbulence intensities of streamwise fluctuation I_u and vertical fluctuation I_v , defined by

$$I_u = \frac{\sqrt{u_i^2}}{U_i}, \quad I_v = \frac{\sqrt{v_i^2}}{U_i}, \quad (1)$$

where u_i and v_i are the fluctuating velocity components, and U_i is the mean velocity at point i , along the wind tunnel axis, are shown in Fig. 3. It is seen that both intensities slowly decay from about 6% 800 mm upstream to about 4% 1,000 mm downstream of the position where the models are to be positioned. Streamwise intensity I_u is 5.3% and the normal intensity I_v is 4.8% at the model positions, and they indicate slight deviation from isotropy.

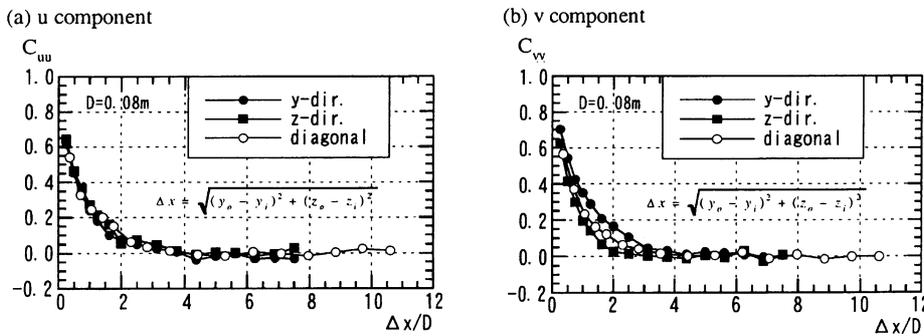


Fig. 5a, b. Two-point correlation coefficients of fluctuating velocity components: a u component; b v component

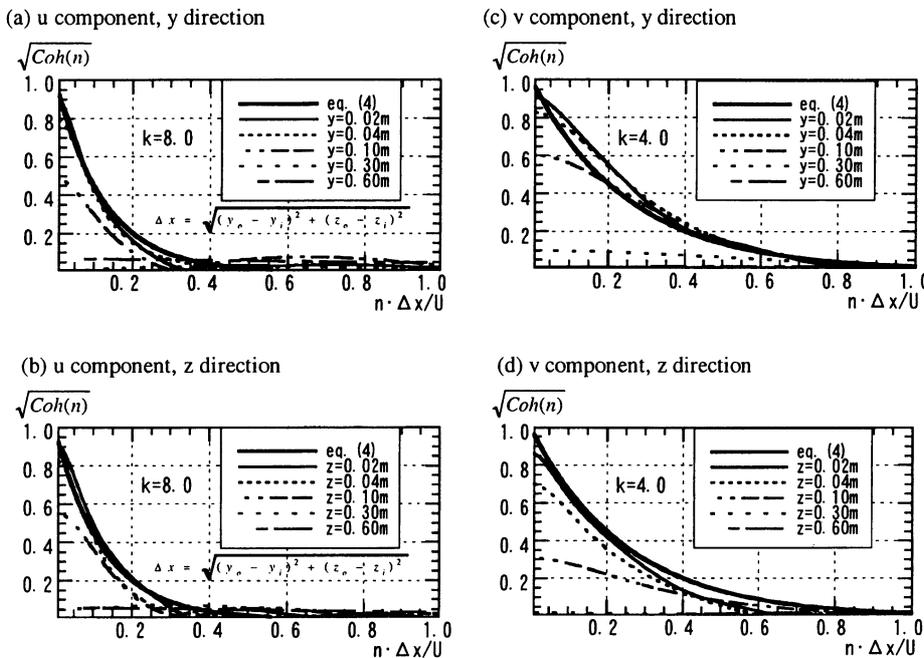


Fig. 6a-d. Root coherence of fluctuating velocity components: a u component, y direction; b u component, z direction; c v component, y direction; d v component, z direction

The power spectra S of u and v at several vertical positions in the center span at the model location are shown in Fig. 4. The Kármán spectrum,

$$S_i(n) = \frac{4\sigma^2 L_x / U_i}{[1 + 70.8(nL_x / U_i)^2]^{5/6}}, \quad (2)$$

where σ is the rms fluctuation of either u or v velocity component, L_x is the integral scale, and n is the frequency, is also shown for comparison. The measured spectra are seen to be very close to the Kármán spectrum except in the high-frequency range, where the measured ones are slightly higher. The integral length scales from these spectra have been determined and found to be 0.090 m from the u spectra and 0.045 m from the v spectra. The ratio is 2 in the case of isotropic turbulence, and the present values of the integral scales satisfy this relation.

The two-point velocity correlation coefficients defined by

$$C_{uu} = \frac{\overline{u'_o u'_i}}{\sqrt{\overline{u'^2_o}} \sqrt{\overline{u'^2_i}}}, \quad C_{vv} = \frac{\overline{v'_o v'_i}}{\sqrt{\overline{v'^2_o}} \sqrt{\overline{v'^2_i}}}, \quad (3)$$

where u'_o and v'_o are the fluctuating streamwise and normal velocity components at the fixed point, and u'_i and v'_i are the fluctuating streamwise and normal velocity components at the moving point separated

by $\Delta x = \sqrt{(y_i - y_o)^2 + (z_i - z_o)^2}$ from the fixed position. The results for the three directions of the separation vectors are shown in Fig. 5. The three two-point correlations of u shown here are all transverse correlations because the direction of the flow is perpendicular to the vector in the direction of the separation between the fixed and moving point, and should be the same if the turbulence was isotropic

Table 2. Aerodynamic characteristics obtained by present measurement and previous studies

	Inflow conditions		Re	St	C_{pb}	C_D	C'_D	C'_L
	Intensity(%)	Scale						
(a) $B/D=1.0$								
Present	0.2	-	6.89×10^4	0.131	-1.483	2.164	0.207	1.180
	5.3	1.12D	0.133	-1318	1.989	0.203	1.105	-
Nakaguchi et al. (1968)	Smooth	-	$2 \sim 6 \times 10^4$	0.13	-1.50	2.10	-	-
Ootsuki et al. (1980)	0.2	-	$6.5 \sim 7 \times 10^4$	0.12	-1.35	2.08	0.11	0.82
Bearman and Trueman (1972)	Smooth	-	6.8×10^4	0.13	-1.40	2.19	-	-
Bearman and Obasaju (1982)	Smooth	-	4.7×10^4	0.125	-1.65	-	-	-
Mizota and Okajima(1982)	Smooth	-	7.14×10^4	0.125	-1.64	-	-	-
Okajima (1982)	Smooth	-	4.2×10^4	0.13	-1.47	-	-	-
Durao et al. (1988)	6	-	1.4×10^4	0.138	-	-	-	-
Lyn and Rodi (1994)	2	-	2.2×10^4	0.132	-	-	-	-
Vickery (1966)	Smooth	-	1.0×10^5	0.118	-1.31	-	-	-
	10.0	1.33D	-	0.120	-0.71	-	-	-
Roberson et al. (1972)	0.5	-	2.16×10^4	-	-1.13	1.19	-	-
	4.0	-	1.97×10^4	-	-1.06	1.85	-	-
	8	-	2.02×10^4	-	-0.88	1.65	-	-
Lee (1975a)	0.5	-	1.76×10^4	0.122	-1.30	2.05	-	-
	6.5	-	1.14D	0.126	-1.18	1.93	-	-
Petty (1979)	Smooth	-	2.9×10^4	-	-137	-	-	-
	4.0	0.9D	-	-	-1.19	-	-	-
	8.0	1.1D	-	-	-0.96	-	-	-
Nakamura and Ohya (1984)	0.12	-	6.6×10^4	-	-1.50	-	-	-
	6.1	0.85D	-	-	-1.20	-	-	-
	10.0	1.05D	-	-	-0.97	-	-	-
Tamura and Miyagi (1998)	0.4	-	3.0×10^4	-	-	2.09	-	1.05
	6.5	0.76D	-	-	-	1.79	-	0.74
	14.0	0.80D	-	-	-	1.49	-	0.34
(b) $B/D=2.5$								
Present	0.2	-	5.16×10^4	0.070	-0.746	1.562	0.054	0.256
	5.3	1.5D	-	0.049, 0.169	-0.558	1.346	0.119	0.217
Nakaguchi et al. (1968)	Smooth	-	$2 \sim 6 \times 10^4$	0.07	-0.62	1.32	-	-
Ootsuki et al. (1980)	0.2	-	$6.5 \sim 7.6 \times 10^4$	0.06	-0.46	1.42	0.03	0.28
Okajima (1982)	Smooth	-	4.2×10^4	0.06, 0.12	-0.53	-	-	-
(c) $B/D=3.0$								
Present	0.2	-	5.16×10^4	0.163, 0.049	-0.641	1.472	0.070	0.137
	5.3	1.5D	-	0.168, 0.051	0.487	1.312	0.110	0.152
Nakaguchi et al. (1968)	Smooth	-	$2 \sim 6 \times 10^4$	0.154	-0.50	1.23	-	-
Ootsuki (1980)	0.2	-	$6.5 \sim 7.6 \times 10^4$	-	-0.35	1.26	0.05	0.31
Okajima (1982)	Smooth	-	4.2×10^4	0.15	-0.44	-	-	-

and the measured results indicate this fairly accurately. The correlation between v'_o and v'_i separated in the y direction is the longitudinal correlation and should be the largest, which is what is seen in the plot. C_{vv} with separation vector aligned in the z direction is the transverse correlation, and if isotropic, should be close to C_{uu} shown in Fig. 4a. C_{vv} , however, appears to be slightly lower than C_{uu} .

The root coherence of two velocities, either u or v at two points is defined by

$$\sqrt{Coh}(n) = \frac{|S_{oi}|}{\sqrt{S_o} \sqrt{S_i}}, \quad (4)$$

where S_{oi} is the cross spectrum between the fluctuating velocities at the fixed point and the moving point, and S_o and S_i are the spectral densities of the fluctuating velocity

at the fixed point and at the moving point, respectively, and n is the frequency. The measured results for the root coherence along with the approximate formula due to Davenport

$$\sqrt{Coh}(n) = \exp\left\{\frac{-kn\Delta x}{U}\right\} \quad (5)$$

are shown in Fig. 6. k in this approximation is the correlation coefficient, and the values of $k=8$ and 4 are recommended for u and v coherences, respectively. It is seen that the root coherence for u can be approximated fairly well by Eq. (5) with $k=8$, when there is no separation in the y and z directions. This is the limitation of Eq. (5), which does not consider separation in the y and z directions. The root coherence for v is seen to behave about the same way

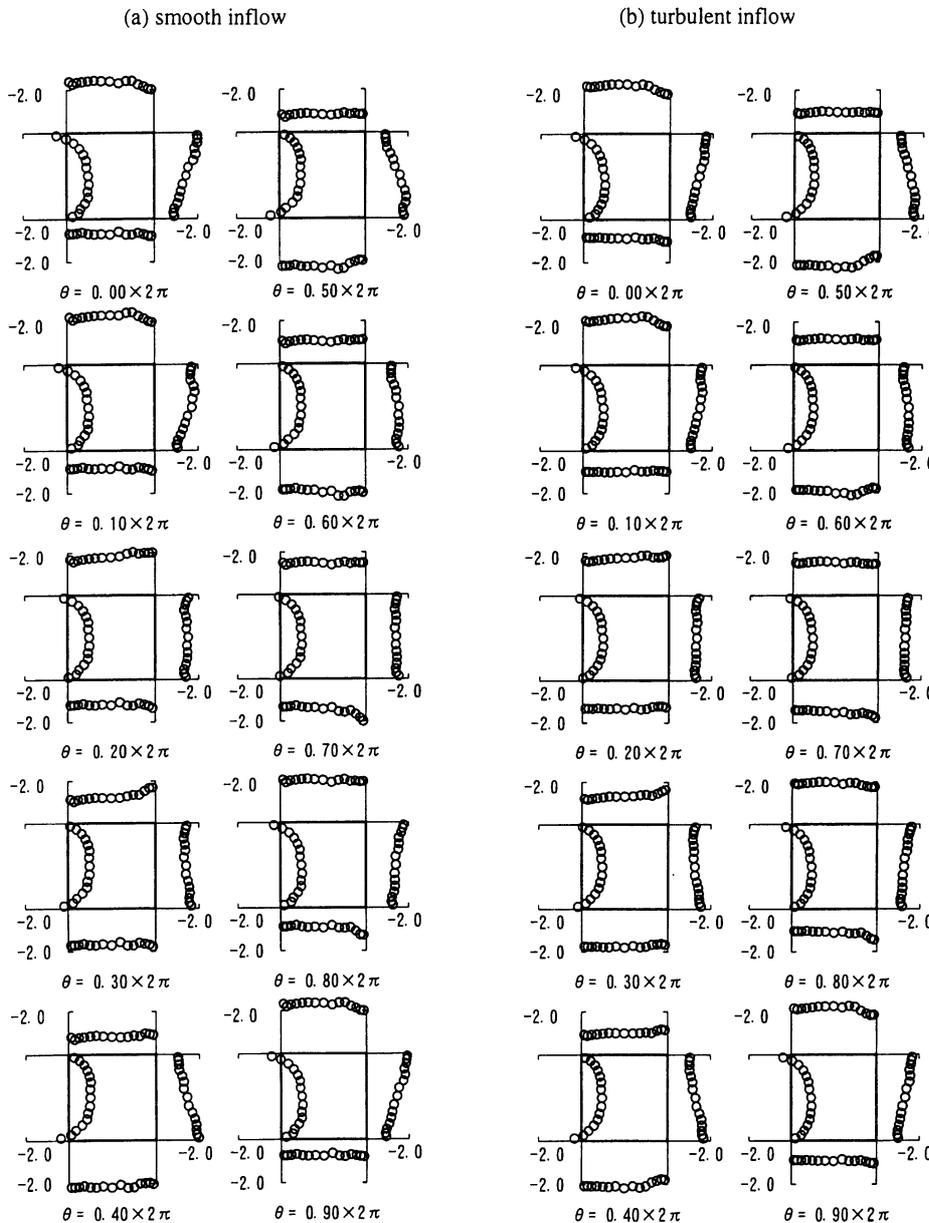


Fig. 7a, b. Phase-averaged surface pressure distribution, $B/D=1.0$: a smooth inflow; b turbulent inflow

as that for u , but the values are considerably larger and over a larger frequency range.

3.2 Drag and lift coefficients

The mean drag coefficient and the rms fluctuation of the instantaneous drag and lift coefficients defined by

$$\bar{C}_D = \frac{\bar{f}_D}{\frac{1}{2}\rho U_{ref}^2}, C'_D = \frac{f'_D}{\frac{1}{2}\rho U_{ref}^2}, C'_L = \frac{f'_L}{\frac{1}{2}\rho U_{ref}^2}, \quad (6)$$

where \bar{f}_D is the mean drag force and f'_D and f'_L are the fluctuating drag and lift forces, respectively and U_{ref} is the velocity at the upstream reference position together with the base-pressure coefficient C_{pb} and the Strouhal number St , as determined from spectral analysis of fluctuating pressure, are summarized in Table 2. The results obtained without the turbulence grid, in which case the tunnel turbulence intensity is 0.2% and designated as the

“smooth” flow, are also shown. Also the existing data obtained by other authors are included for comparison wherever possible. The present results agree with the other data in general. The mean drag coefficient is seen to decrease due to the free-stream turbulence for all aspect ratios, while the fluctuating drag increases. The effects on the fluctuating lift coefficients are to reduce in the case of $B/D=2.5$ but increase for the fully reattaching flow case of $B/D=3.0$. They seem to have little effect for the fully separated case of $B/D=1.0$.

3.3 Instantaneous and phase-averaged surface pressure distributions

The instantaneous surface-pressure distributions at consecutive times at an interval of 0.005 s were analyzed to examine the features of the fluctuations. For the cases with clear vortex-shedding type flow unsteadiness, the pressure

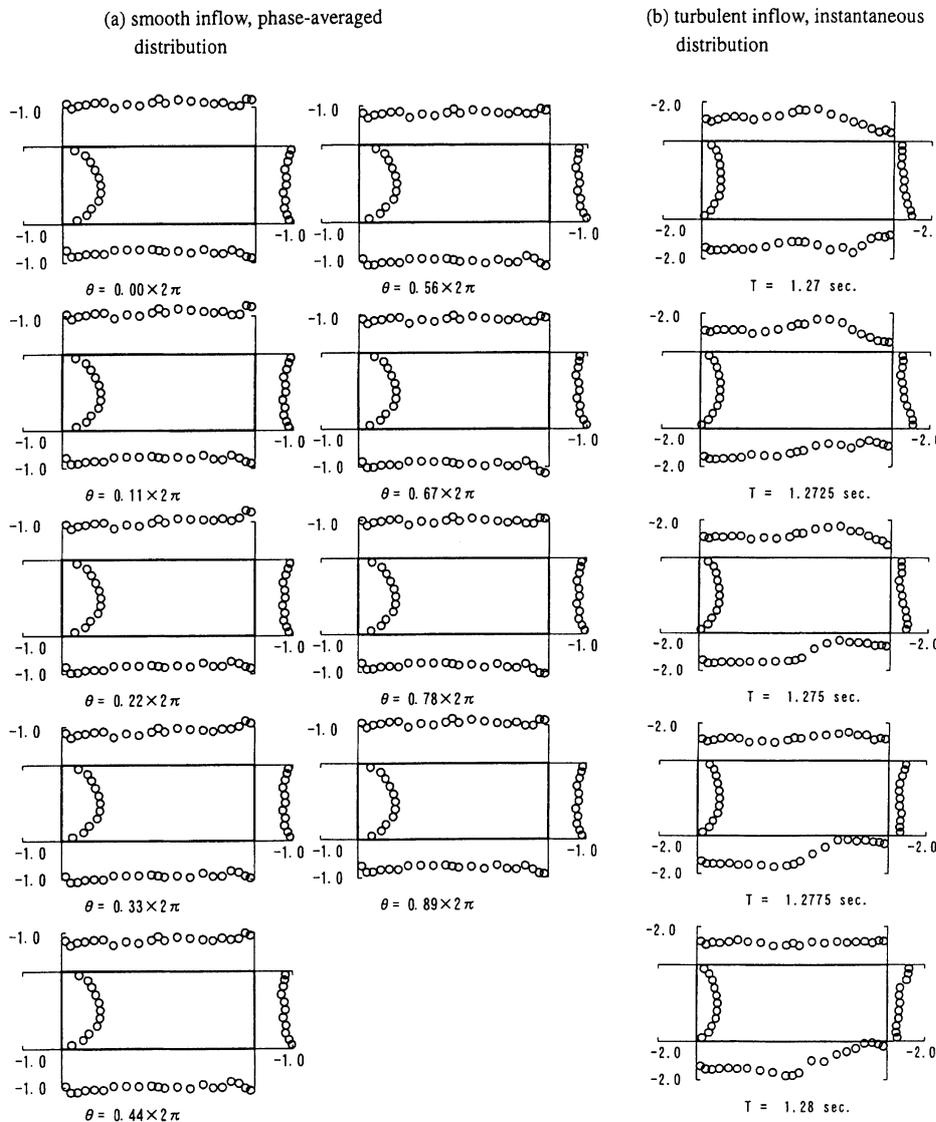


Fig. 8. a Smooth inflow, phase-averaged surface pressure distribution; b turbulent inflow, instantaneous surface pressure distribution, $B/D=2.5$

near the upstream corners on the front surface exhibited clear periodic changes, which was used to identify the phase of the vortex-shedding cycle. For these cases, the phase-averaged surface pressure fluctuations are examined. Figure 7 shows the phase-averaged surface pressure distributions for the case of $B/D=1.0$, which showed a clear vortex shedding. θ is the phase angle in radian. In the case of $B/D=2.5$, discernible periodicity was observed for the case of smooth inflow, but for the turbulent inflow, the vortex shedding was not strong enough to show periodicity in the phase-detecting pressure on the front surface. So in Fig. 8 the phase-averaged pressure distributions are shown for the smooth flow only, and the instantaneous distributions are shown for the turbulent flow. For $B/D=3.0$, no periodicity was observed for both smooth and turbulent inflow cases and instantaneous distributions are shown in Fig. 9. The pressures are shown in terms of the pressure coefficient defined by

$$C_p = \frac{p_i - p_{\text{ref}}}{\frac{1}{2}\rho U_{\text{ref}}^2} \quad (7)$$

where p_{ref} is the static pressure at the reference position.

It can be seen in Fig. 7 that, in the case of $B/D=1.0$, the results for the smooth flow and turbulent flow are about the same, and the pressures on all surfaces fluctuate at a frequency corresponding to that of the vortex shedding and the distribution is anti-symmetric about the centerline of the model. The amplitude of fluctuation decreases slightly towards the downstream end of the side surface where a slight phase lag is also seen.

The smooth-flow results for the case of $B/D=2.5$ shown in Fig. 8 show fewer periodic fluctuations compared with the case of $B/D=1.0$, but a weak periodic fluctuation is seen in the side-surface pressure distributions. The turbulent

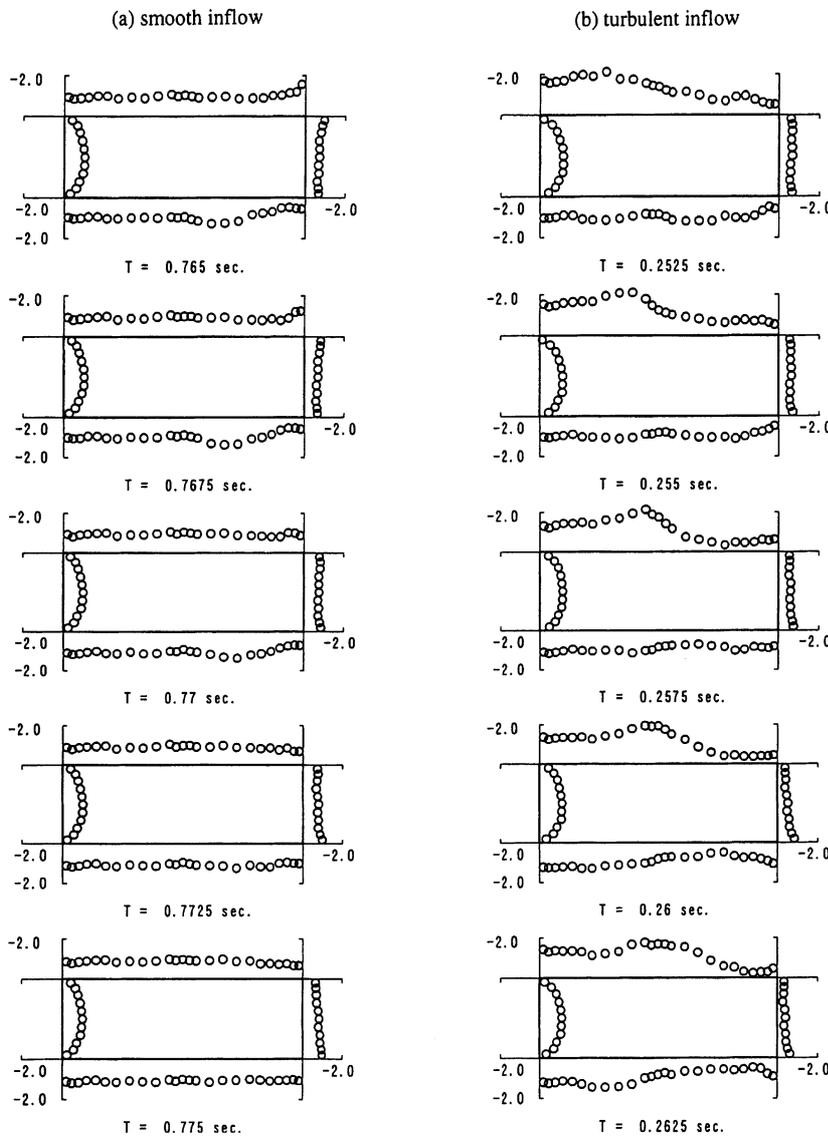


Fig. 9a, b. Instantaneous surface pressure distribution, $B/D=3.0$: a smooth inflow; b turbulent inflow

inflow case shown in Fig. 8b shows large wavy fluctuations over the downstream half of the side surfaces, though not on the fixed-phase basis, and the waviness is seen to propagate in the downstream direction. This is considered to be due to an unsteady reattachment of the flow separated at the upstream corners. When the reattachment occurs, the fast flow reaches the surface and creates negative peaks in the surface pressure distribution. As the aspect ratio is increased to $B/D=3.0$, clear periodicity is lost for both smooth and turbulent inflow cases and instantaneous distributions are shown. The overall fluctuations are small when the inflow is smooth and the reattachment occurs more steadily compared with the turbulent inflow case of $B/D=2.5$. When the inflow is turbulent, the pressure over the downstream half of the side surfaces change with large amplitude and is very much like the case of $B/D=2.5$, with distinct negative peaks traveling downstream. These results indicate that the turbulence in the free stream causes flapping of the separated shear flow and, for cylinders of $B/D=2.5$ or larger, it is made to reattach intermittently on the side surface. This causes a fluctuation of the surface pressure near the downstream end of the cylinder. The case of $B/D=2.5$ is the critical case, in which the flow does not reattach without the free-stream turbulence, but with the turbulence unsteady reattachment occurs.

3.4 Mean and rms pressure coefficients

The mean pressure coefficient and the rms pressure fluctuations defined by

$$\bar{C}_p = \frac{\bar{p}_i - p_{ref}}{\frac{1}{2}\rho U_{ref}^2}, C_p' = \frac{\sqrt{(p_i - \bar{p}_i)^2}}{\frac{1}{2}\rho U_{ref}^2} \quad (8)$$

are plotted in Figs. 10 and 11. In the case of $B/D=1.0$, the results for both smooth and turbulent flows are about the same except that a slightly higher pressure recovery is seen on the rear surface. In the case of $B/D=2.5$ and 3.0 , the mean pressure on the side surfaces stay about constant in the smooth flow, while it rises rapidly downstream of the mid chord in the turbulent flow. For the larger B/D of 3.0 , the recovery distance is longer, and the amount of recovery is also larger. Nakamura and Ohya (1984) showed that, in the case of completely separated flow, the free-stream turbulence with small length scale ($L_x \approx 0.1D$) enhances the entrainment of the separated shear flow and that with scale comparable to D weakens the vortex shedding. The scale of the present free-stream turbulence is $1.2D$ in the case of $B/D=1.0$ and $1.5D$ for $B/D=2.5$ and 3.0 , which means that the scale is comparable to the cylinder size but the spanwise correlation shown below does not necessarily indicate weakening.

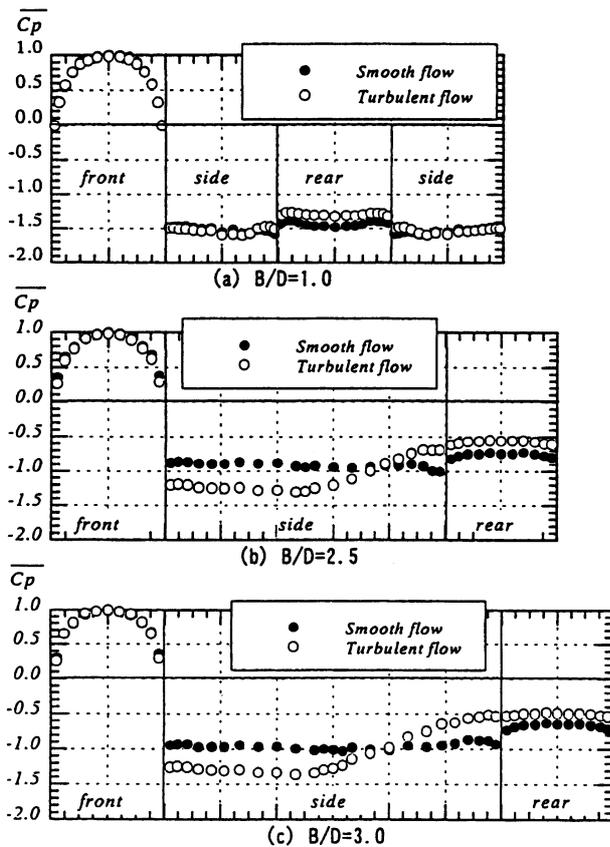


Fig. 10. Mean pressure coefficient

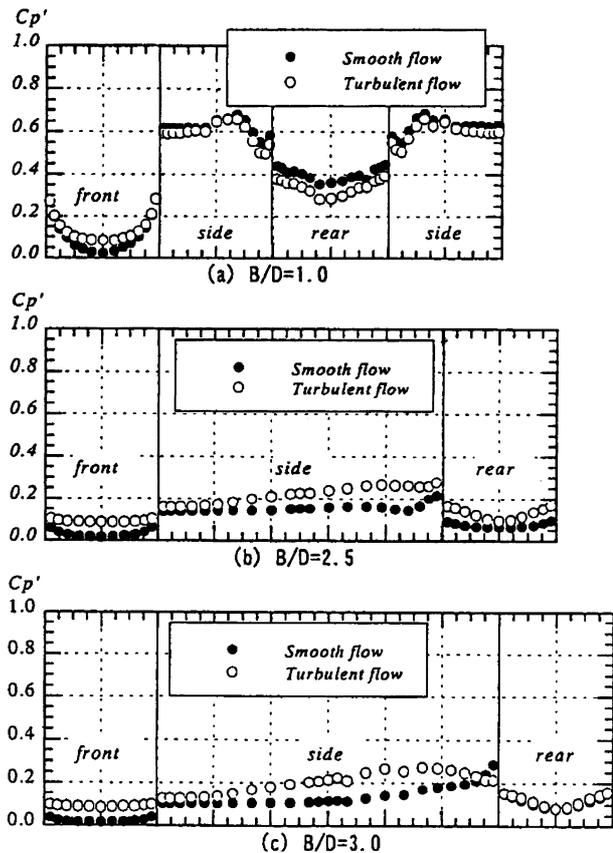


Fig. 11. Rms pressure fluctuation

Next, the pressure fluctuation intensity results are examined. In the case of $B/D=1.0$, the pressure fluctuation on the front surface in the smooth flow case is very small at the center and increases towards the corners while, in the cases of $B/D=2.5$ and 3.0 , it is small across the entire front surface. This is perhaps related to the fluctuation level on the side surfaces, which is very large for the fully separated

case of $B/D=1.0$ compared with the reattaching cases of $B/D=2.5$ and 3.0 . In turbulent inflow cases of $B/D=2.5$ and 3.0 , the fluctuation level reaches maximum near $x/D=2.0$. According to Ishizaki and Katsura (1974), the pressure fluctuation level becomes maximum near the reattachment point and the reattachment in the present flow is considered to occur near $x/D=2.0$. In the case of smooth inflow of

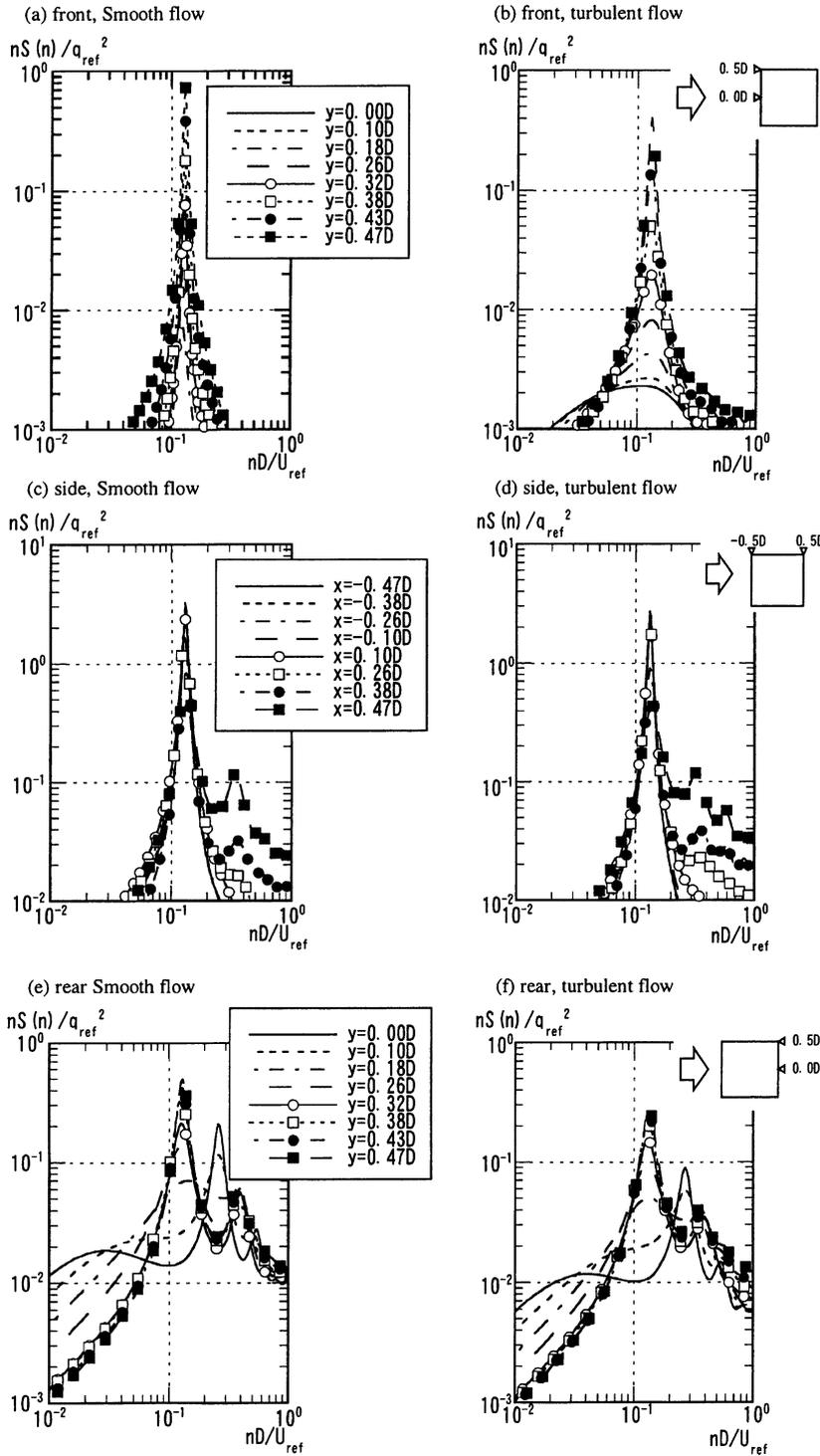


Fig. 12a-f. Power spectral density of fluctuating pressure, $B/D=1.0$: a front, smooth flow; b front, turbulent flow; c side, smooth flow; d side, turbulent flow; e rear, smooth flow; f rear, turbulent flow

$B/D=2.5$, no clear local maximum is seen and is an indication of no reattachment.

3.5 Power spectral density of fluctuating surface pressure

The power spectral density of the fluctuating pressure on the three surfaces of the model for the cases with and without the free-stream fluctuation are shown in Figs. 12, 13 and 14 for $B/D=1.0, 2.5$ and 3.0 , respectively. The ordinate is normalized by the square of the dynamic pressure q_{ref} at the reference position.

In the case of $B/D=1.0$, the flow is fully separated irrespective of the existence of the free-stream turbulence. The spectra on all surfaces shown in Fig. 12 for both smooth and turbulent-flow cases contain strong peaks corresponding to

the Strouhal frequency of the vortex shedding. The only difference between the smooth and turbulent cases is seen near the center ($y/D=0$) of the front surface, where the spectra for the turbulent inflow case look closer to the spectra of the inflow turbulence shown in Fig. 4. Therefore, the free-stream turbulence in the fully separated case merely causes a buffeting by the impinging turbulence. The spectra on the side surfaces are little influenced by the free-stream turbulence, and both cases show higher frequency contributions as the downstream corner is approached. These are smaller peaks at approximately twice the Strouhal frequency and perhaps related higher modes. The spectra on the rear surface contain both the high-frequency contributions and additional lower-frequency contributions near the center of the surface. These low-frequency contributions near the

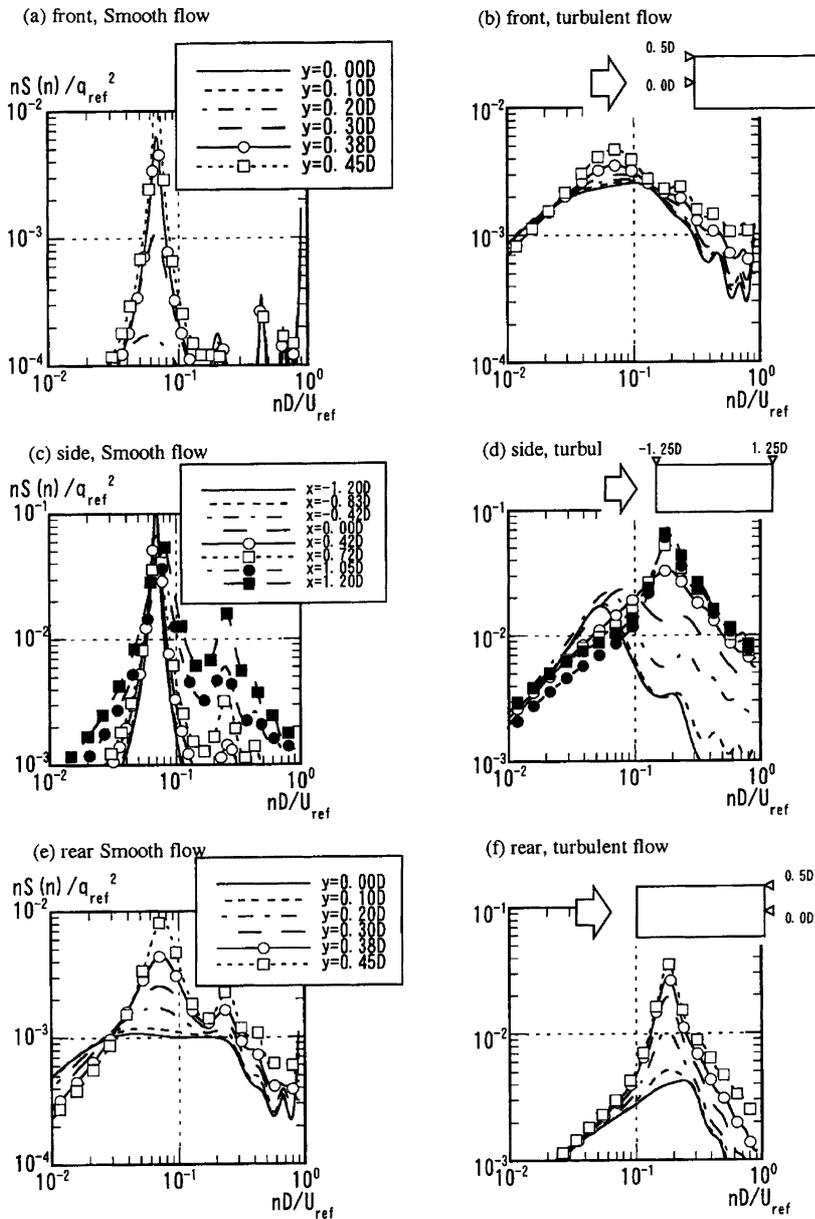


Fig. 13a-f. Power spectral density of fluctuating pressure, $B/D=2.5$: a front, smooth flow; b front, turbulent flow; c side, smooth flow; d side, turbulent flow; e rear, smooth flow; f rear, turbulent flow

center of the body are considered to be due to the slow oscillation of the recirculating flow just downstream of the body.

In the case of $B/D=2.5$, the spectra of the fluctuating pressure are very different between the smooth and turbulent inflow cases. The smooth-flow results show peaks near $nD/U_{ref}=0.07$ that are considered to be due to the vortex shedding, since they are seen on all surfaces except near the center of the rear surface. This low frequency of vortex shedding also agrees with the previous results of Nakaguchi et al. (1968). The peak values are significantly smaller, indicating weaker shedding. The spectra for the turbulent inflow case look very different. Those on the front surface are very close to those of the inflow turbulence, except near the corner ($y/D=0.5$), where very gentle peaks are seen that correspond to the Strouhal frequency of the smooth-flow case ($nD/U_{ref}=0.07$). These small peaks, which may be related to the premature vortex shedding that may be starting

near the corners, diminish at downstream positions of the side surfaces and disappear altogether at the downstream corner. Here, broad high-frequency contributions due to turbulent fluctuations dominate.

In the case of $B/D=3.0$, the spectra of pressure on the front surface of even the smooth inflow case do not show distinct peaks. This is consistent with the data of the instantaneous pressure distributions. The spectra of the turbulent inflow case are now almost exactly the same as the inflow turbulence. On the side surfaces, peaks that are not very clear appear at about $nD/U_{ref}=0.17$ for both cases, and they grow as the downstream corner is approached. Contributions from other frequencies over wider range also grow. On the rear surface, the direct effects of the inflow turbulence are not seen, and the results for both smooth and turbulent inflow cases are almost the same, except the turbulent inflow case shows larger contributions from the high-frequency fluctuations.

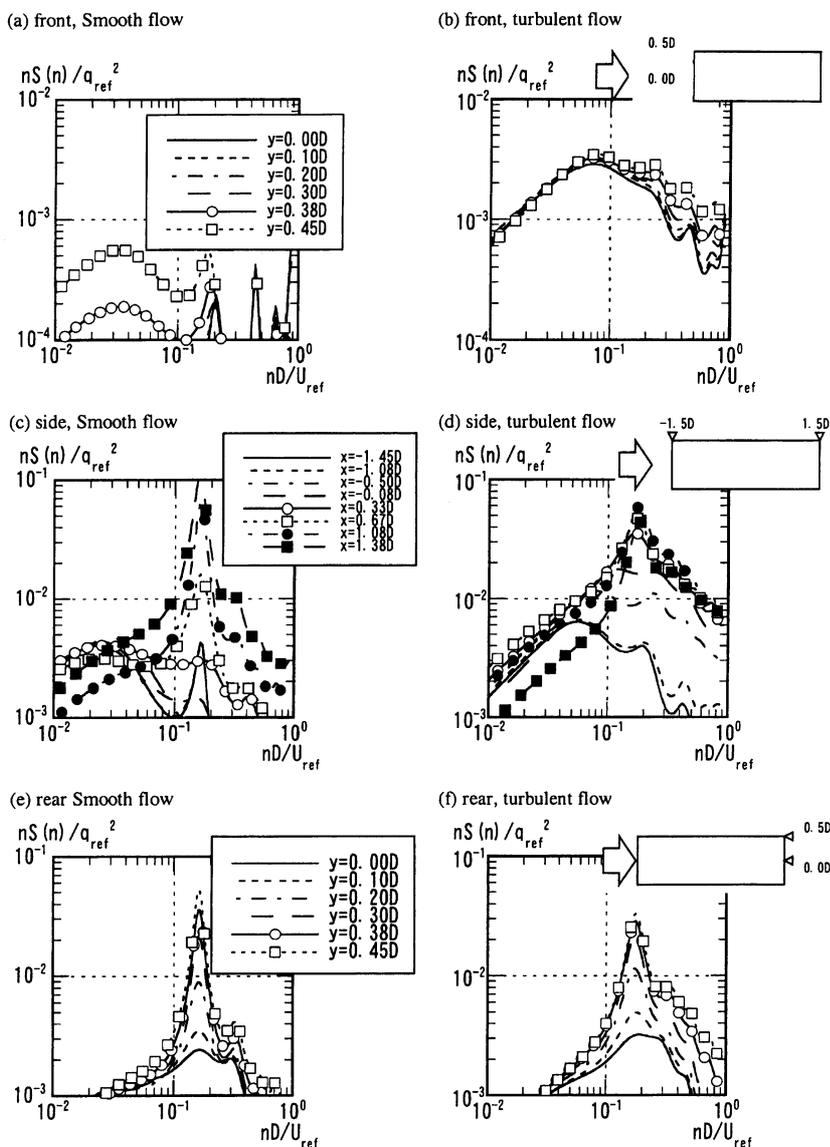


Fig. 14. Power spectral density of fluctuating pressure, $B/D=3.0$

3.6 Spanwise correlation of surface pressure

In order to study the effects of the free-stream turbulence on the spanwise structure, the spanwise pressure correlation coefficient defined by

$$C_{pp} = \frac{\overline{p'_o p'_i}}{\sqrt{\overline{p'^2_o}} \sqrt{\overline{p'^2_i}}} \quad (9)$$

where p'_o and p'_i are the fluctuating pressures at the fixed and point i , was obtained and plotted in Fig. 15.

In the case of $B/D=1.0$, the correlation of the pressure on the side surfaces is reduced slightly due to the turbulent flow. This is in agreement with Nakamura and Ohya's (1984) results. The correlation on the rear surface, on the other hand, is larger. In the cases of $B/D=2.5$ and 3.0 , the high correlations on the side surfaces in the smooth flow are significantly reduced by the turbulent flow. The effects on the correlation on the rear surface are similar to the case of $B/D=1.0$ and it is larger in the turbulent flow. The main reason for the reduced correlation on the side surface by the free-stream turbulence is considered to be the shift of the reattachment position and its intermittent nature. The fact that the spanwise correlation of the pressures on the rear surface is increased by the free-stream turbulence is due to the increased turbulence downstream of reattachment and in the near wake tending to equalize the correlations on both surfaces.

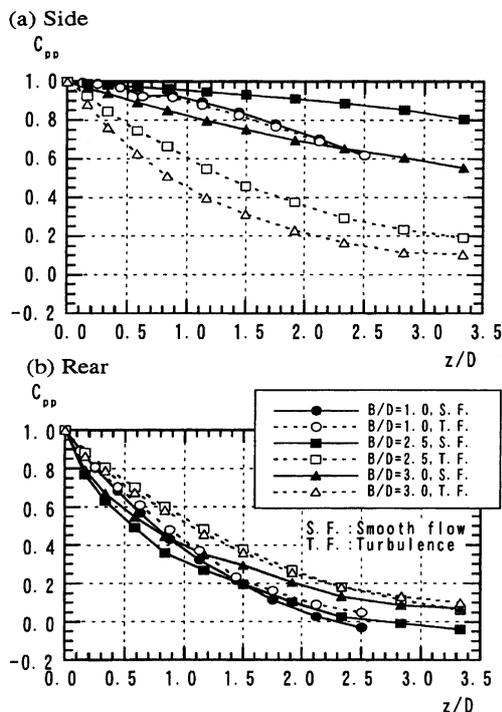


Fig. 15a, b. Spanwise correlation of surface pressure: a side; b rear

4 Discussion

While the data presented in the present paper are mainly for documentation of the properties of the fluctuating surface-pressure distributions and the resulting aerodynamic forces, the simultaneously sampled instantaneous pressure distributions together with their spectral analysis allow us to clarify some of the flow physics important to the effects of the free-stream turbulence. It is known that the free-stream turbulence promotes reattachment and changes the overall flow characteristics, but how the instantaneous flow is influenced by the turbulence in the free stream has not been clear. The present data indicate that, when the length to height ratio B/D of the rectangular cross section is either as small as 1.0 or as large as 3.0, the turbulence in the inflow does not alter the overall characteristics of the fluctuation of the flow and the surface pressure. The main effects occur when B/D is in the critical range near $B/D=2.5$, which corresponds to the range where Nakaguchi et al. (1968) found a sudden change in the vortex shedding characteristics when there is no free-stream turbulence. The way the turbulence in the inflow influences the flow may be summarized as follows. The turbulence with the length scale of the same order as D , which is the scale in the present experiment, acts to shake the position of the shear layer separated off the upstream corners over the distances comparable to this scale. When it shifts towards the surface, it can reach the surface resulting in the flow reattachment. This was indicated by the local reduction of the surface pressure and its propagation in the downstream direction. This was seen to occur intermittently at a frequency higher than the vortex shedding. The periodicity of this motion is weak but shows as a mild peak at the low end of broad spectrum representing turbulent fluctuations. Though it may be confused as a secondary shedding frequency it is better interpreted as the contributions from the large-scale turbulent motion.

5 Conclusions

The present paper presents new and detailed statistics of aerodynamic pressure and forces on rectangular cylinders of various length-to-height ratios in smooth and turbulent streams. The instantaneous and simultaneous measurements of surface pressure at multiple positions on the cylinder surface allowed documentation of instantaneous and fixed-phase distributions of fluctuating pressure as well as other long-time statistics such as spectra and correlations. These clarify much of the effects of the free-stream turbulence and also provide a comprehensive test case for validation of simulation methods.

The turbulence generated in the inflow is very close to isotropic, with spectra and coherence following approximately the Kármán spectrum and Davenport coherence with the length scale of the same order as the cylinder height. The results may be interpreted as the effects of uniform isotropic turbulence.

The main effects are seen when B/D is in the critical range near $B/D=2.5$. The turbulence in the inflow with the length scale of the same order as D acts to move the po-

sition of the shear layer separated off the upstream corners, and this is the main mechanism for promoting reattachment. When the reattachment occurs, the vortex shedding is weakened significantly or suppressed. At the same time, the spanwise correlation of fluctuating pressure on the side surfaces is reduced, while that on the rear surface increases.

References

- Bearman PW, Obasaju ED (1982) An experimental study of pressure fluctuation on fixed and oscillating square-section cylinder. *J Fluid Mech* 119:297–321
- Bearman PW, Trueman DM (1972) An investigation of the flow around rectangular cylinders. *Aeronaut Q* 23:229–237
- Durao DFG, Heitor MV, Pereira JCF (1988) Measurement of turbulent and periodic flows around a square cross-section cylinder. *Exp Fluids* 6:298–304
- Ishizaki I, Katsura J (1974) On the distribution of pressure-fluctuation correlation on the side surface of two-dimensional models with slender rectangular cross sections. *J Struct Constr Eng, AIJ* 220:29–34 (in Japanese)
- Lee BE (1975a) The effects of turbulence on the surface pressure field of a square prism. *J Fluid Mech* 69:263–282
- Lee BE (1975b) Some effects of turbulence scale on the forces on a bluff body. *J Ind Aerodynamics* 1:361–370
- Lyn DA, Rodi W (1994) The flapping shear layer formed by flow separation from the forward corner of a square cylinder. *J Fluid Mech* 264:353–376
- Miyazaki M, Miyata T, Ito M (1980) Characteristics of steady and unsteady pressure distributions around a rectangular cylinder in turbulent flow. In: *Proceedings of the 6th Symposium on Wind Engineering*. Japan Association for Wind Engineering, Tokyo, pp177–184 (in Japanese)
- Mizota T, Okajima A (1982) On the separated flow and variation of fluid force around a rectangular cylinder with section ratio 0.4 to 1.5 in a uniform flow. In: *Proceedings of the 7th Symposium on Wind Engineering*. Japan Association for Wind Engineering, Tokyo, pp 75–81 (in Japanese)
- Nakaguchi H, Hashimoto T, Takefuji M (1968) Experiments on drag on cylinders of rectangular cross section. *Aeronaut Space Sci Jpn* 16:1–5
- Nakamura Y, Ohya Y (1984) The effects of turbulence on the mean flow past two-dimensional rectangular cylinders. *J Fluid Mech* 149:255–273
- Okajima A (1982) Flow around cylinders of rectangular cross sections with various length to height ratios. *J Wind Eng* 17:75–81
- Ootsuki S, Fujii K, Washizu H, Ohya S (1980) On the characteristics of three-component aerodynamic force and pressure distribution of a fixed two-dimensional rectangular cylinder in a uniform flow. In: *Proceedings of the 6th Symposium on Wind Engineering*. Japan Association for Wind Engineering, Tokyo, pp153–159 (in Japanese)
- Petty DG (1979) The effects of turbulence intensity and scale on the flow past square prisms. *J Ind Aerodyn* 3:247–252
- Roberson JA, Lin CY, Rutherford GS, Stine MD (1972) Turbulence effects on drag of sharp-edged bodies. *ASCE J Hydraul Division* HY7:187–1203
- Tamura T, Miyagi T (1988) The effects of corner shape on aerodynamic characteristics of square cylinder. *J Struct Construct Eng, AIJ*, No. 514:51–58 (in Japanese)
- Vickery BJ (1966) Fluctuating lift and drag on a long cylinder of square cross-section in a smooth and in a turbulent stream. *J Fluid Mech* 25:481–494
- Yoshida M, Hongo T, Suzuki M, Ookuma T, Marukawa H (1986) Frequency characteristics of fluctuating pressure in lead tubes. In: *Proceedings of the 11th Symposium on Wind Engineering*. Japan Association for Wind Engineering, Tokyo, pp 75–81 (in Japanese)

論文 型枠解体時期が構造体コンクリート強度に及ぼす影響

河上 浩司^{*1}・西本 好克^{*2}・榎田 佳寛^{*3}

要旨： 型枠解体時期が、高強度コンクリートを使用した構造体の内部強度分布に及ぼす影響を検討するため、模擬試験体による確認実験を行った。結合材種類は、普通ポルトランドセメント、低熱ポルトランドセメント、そして低熱ポルトランドセメントにシリカフュームを混合したものである。実験の結果、普通ポルトランドセメントでは、初期高温履歴による強度低下と乾燥による部材表面の強度低下を確認できた。低熱ポルトランドセメントでは、温度履歴の影響は見られなかったが、乾燥による強度低下を確認できた。一方、シリカフュームを混合した場合は強度低下を確認できなかった。

キーワード： 高強度コンクリート、結合材種類、型枠解体材齢、強度発現

1. はじめに

構造体に打設されたコンクリートの圧縮強度は、部材の高さ方向や水平方向で一様でないことが知られている。特に、水平方向では、初期の温度分布や表面からの乾燥の影響で、強度変動を生じる可能性が高いにもかかわらず、水平方向の強度分布に関する研究報告は少ない¹⁾。

これまでに筆者らは、乾燥の影響が小さい部材中心部の温度履歴と強度発現に着目し、普通セメントでは、最高温度が高いほど長期強度増加が阻害されること、低熱セメントとシリカフュームの組み合わせでは、最高温度の影響は少なく、積算温度で強度発現を評価できることを確認した^{2),3)}。

本研究では、構造体内の水平方向におけるコンクリートの強度分布を把握するために、乾燥開始

材齢の異なる模擬試験体を作製し、強度確認を行った。その結果より、従来の温度履歴に加え、乾燥条件がコンクリートの強度発現や部材内の強度分布に与える影響について検討を行った。

2. 実験方法

2.1 実験概要

実験の要因と水準を表-1に示す。今回の実験では主な検討要因を、結合材種類(3種類)、乾燥開始(型枠解体)材齢(4材齢)、および深さ方向(3種類)として圧縮強度発現の比較を行った。

使用材料を表-2に、配合計画を表-3に示す。配合名は、結合材種類と水結合材比との組み合わせで示す。化学混和剤は、L40ではAE減水剤を使用し、その他では高性能AE減水剤を使用した。

表-1 実験の要因と水準

結合材種類	普通ポルトランドセメント(N)	3種類
	低熱ポルトランドセメント(L)	
	L+シリカフューム(LSF)	
水結合材比	30%, 40% ^{*1)}	2種類
作製供試体	標準養生, 封かん養生, コア	3種類
型枠解体材齢	1, 3, 5, 7日	4材齢
試験材齢	7, 28, 91日 ^{*2)}	3材齢
コア採取位置	端面から75mm, 225mm, 375mm	3箇所
	^{*1)} 40%はLセメントのみ	
	^{*2)} 標準養生は材齢28日のみ	

表-2 使用材料

セメント	普通ポルトランドセメント	密度3.15g/cm ³ 比表面積3300cm ² /g
	低熱ポルトランドセメント	密度3.24g/cm ³ 比表面積3240cm ² /g
混和材	シリカフューム	密度2.2g/cm ³ 比表面積 22.6m ² /g
細骨材	川砂(鬼怒川産)	表乾密度2.61g/cm ³ 吸水率2.68% FM 2.75
粗骨材	硬質砂岩碎石(葛生産)	表乾密度2.65g/cm ³ 吸水率0.97% 実積率58.9%
混和剤	AE減水剤, 高性能AE減水剤(ポリカルボン酸系)	

*1 三井住友建設(株) 技術研究所 工修 (正会員)

*2 三井住友建設(株) 技術研究所 (正会員)

*3 宇都宮大学教授 工学部建設学科 工博 (正会員)

なお、LSF30におけるシリカフェームの置換率は、質量で10%とした。

2.2 試験体作製方法

(1) 試験体形状

今回の実験において、製作した模擬試験体の形状を図-1に示す。模擬試験体は、大断面の柱や壁の一部を切り出した部分を模擬したもので、寸法は900×300×210mmである。両端面以外の4面は、ビニールと厚さ150mmの断熱材(発泡スチロール)で覆い、乾燥と放熱を防止した。両端面には鋼製型枠を用い、両端面からのみ放熱させている。端面の型枠は、表-1に示した所定の材齢で解体し、20℃60%RHに制御された養生室内で試験材齢まで静置、乾燥させた。なお、試験体中心部まで乾燥の影響が及ぶことはほとんどないと仮定し、両端面の型枠解体材齢を変えることで、一体の試験体で2種類の解体材齢における強度確認を行った。

試験体内部の温度履歴は、図-1に示すように試験体断面の中心線に沿った位置に熱電対を配置(T1~T4)し測定を行った。

(2) 作製手順

試験手順の概要を図-2に示す。コンクリートは、100Lの強制2軸ミキサで練り混ぜを行った。試験体は、各結合材で解体材齢が1日と3日とな

る3試験体をシリーズ1、解体材齢が5日と7日の3試験体をシリーズ2として製作を行った。同一シリーズ内の3試験体のコンクリート品質を一定とするため、70Lずつ3回に分けて練り混ぜたコンクリートを傾胴ミキサで混合して、フレッシュ試験や試験体製作に使用した。

(3) コア供試体

コア供試体は、JIS A 1107に準じて図-1に示す位置から12本を湿式のコアドリルを用いて採取した。コア供試体は、試験体端面から2本ずつを一組とし、外側から表面、中間、そして中心と称する。コア採取後は、研磨による成形を行い、JIS A 1108に準じて圧縮試験を行った。以後、コア供試体は型枠解体材齢と採取位置とで区別する。

3. 実験結果および考察

3.1 温度履歴

各試験体で測定された材齢7日までの温度履歴を図-3に示す。また、コア採取位置での推定最高温度とその到達時間を表-4に示す。ここで、コア採取位置での推定温度履歴は、コア採取位置を挟む2つの熱電対の測定結果を平均して算出した。

試験体内のコンクリート温度は、結合材種類や結合材水比に関係なく打設後5~6日ではほぼ室

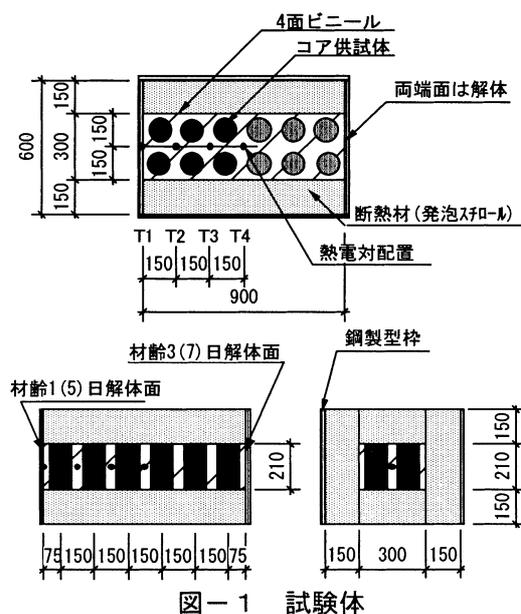


図-1 試験体

表-3 コンクリート配合

配合記号	W/B (%)	B/W	s/a (%)	Air (%)	単位量(kg/m ³)				
					W	C	SF	S	G
N30	30.0	3.3	44.8	3.0	160	533	0	750	937
L40	40.0	2.5	42.1	4.5	183	458	0	693	968
L30	30.0	3.3	45.2	3.0	160	533	0	762	937
LSF30	30.0	3.3	50.8	3.0	150	450	50	873	858

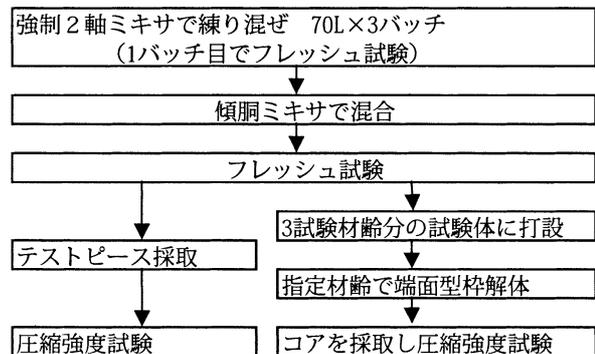


図-2 試験手順

温まで低下し、以降は20℃前後で推移した。試験体中心部(T4)の最高温度は、N30では70℃となったが、L40、L30、そしてLSF30では45～50℃であった。試験体中心部における温度上昇量を結合材100kgあたりで評価すると、N30では8.2℃となり、その他ではどれも4.2℃程度であった。

表-4より、表面コアと中心コア採取位置との温度上昇量の差は、N30で約20℃、L30で約10℃、そしてL40とLSF30では9℃弱となった。また、両コア採取位置での最高温度到達時間の差は、N30では3時間となったが、他は1.5時間、ないし2時間と短い。

3.2 圧縮強度

圧縮試験結果を表-5に示す。L30では試験体間で空気量が異なったため、別途行った試験に基づいて、空気量による圧縮強度の補正を行った。

なお、コア供試体の強度発現性状は、試験体製作シリーズごとに、対応する封かん養生28日強度を基準にした強度比として評価を行う。

(1) 普通ポルトランドセメント(N30)

N30試験体のコア強度発現について、強度比の評価した結果を図-4、ならびに図-5に示す。図-4には封かん養生の強度発現を併せて示し、主に材齢と強度発現について、封かん養生との比

較から検討を行う。図-5は、解体材齢別に各試験材齢での強度比を示したもので、部材内の強度分布傾向を検討する。図中には、材齢7日と91日における部材内の強度分布傾向を直線で示した。なお、その他の試験体についても、上記の2つの手法で検討を行う。

図-4からコア強度発現を検討すると、材齢7日では、強度比は封かん養生強度を若干下回る程度である。しかし、その後のコア強度増加量は小さく、材齢28日、91日では封かん養生強度を大きく下回る。また、コア強度のばらつきは、材齢7日から28日にかけて一度小さくなるが、材齢91日では、ばらつきがまた大きくなる試験体が見られる。

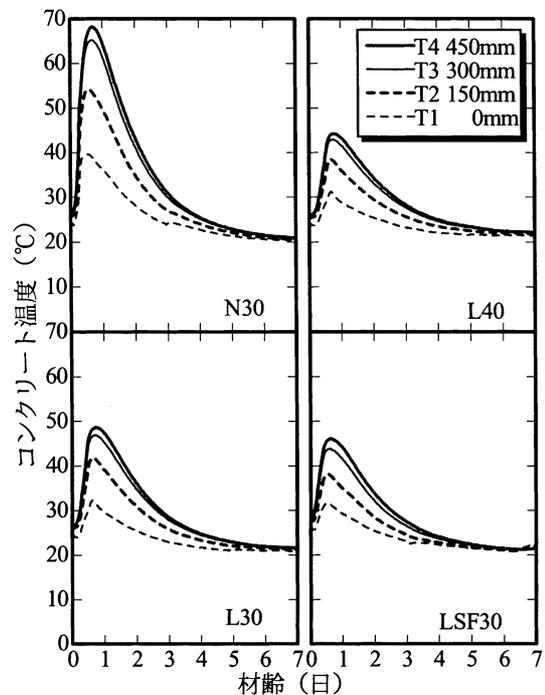


図-3 試験体温度履歴

表-4 温度測定結果

配合	初期温度(°C)	最高温度(°C)			到達時間(h)		
		表面	中間	中心	表面	中間	中心
N30	24.7	48.4	61.1	67.3	13.5	15.0	16.5
L40	25.3	34.9	40.7	43.6	16.0	16.0	17.5
L30	25.7	37.1	44.4	47.9	14.5	15.5	17.5
LSF30	24.8	34.4	40.1	43.1	15.0	16.0	17.0

表-5 圧縮強度試験結果

配合	材齢(日)	シリーズ1 圧縮強度(N/mm ²)									シリーズ2 圧縮強度(N/mm ²)								
		標準	封緘	模擬試験体コア						標準	封緘	模擬試験体コア							
				1日解体			3日解体					5日解体			7日解体				
				表面	中間	中心	表面	中間	中心			表面	中間	中心	表面	中間	中心		
N30	7		58.9	56.2	56.8	54.7	48.2	51.0	55.5		62.1	55.6	54.5	51.4	57.0	55.1	60.8		
	28	70.5	67.7	54.3	53.8	57.3	52.7	55.1	53.4	72.7	70.3	59.3	59.9	57.2	62.3	59.9	59.7		
	91		75.1	61.2	62.1	63.2	70.7	59.1	64.8		81.9	71.0	65.4	65.3	71.2	65.3	62.1		
L40	7		17.4	21.0	23.1	26.2	22.0	26.2	25.7		17.7	20.3	25.7	25.8	20.5	25.3	27.2		
	28	50.3	43.1	41.5	48.2	45.7	38.3	45.5	46.4	48.4	43.3	41.4	42.9	41.6	36.9	44.6	44.0		
	91		61.0	56.1	67.9	65.6	58.5	65.0	67.0		58.0	55.1	57.8	58.7	55.8	59.3	59.4		
L30	7		29.2	38.7	43.8	43.6	37.5	42.8	44.5		33.6	37.6	45.5	44.5	38.2	43.5	43.3		
	28	68.2	54.2	55.6	55.9	56.9	56.9	59.7	60.1	72.5	56.5	57.4	57.7	57.0	55.7	55.1	55.5		
	91		72.4	67.4	70.1	68.8	70.0	73.4	74.0		76.4	73.1	70.5	72.4	73.1	72.3	72.5		
LSF30	7		43.0	51.4	59.4	56.8	45.6	55.8	53.0		41.6	53.9	60.0	67.2	54.0	60.3	67.1		
	28	75.7	75.3	69.9	69.8	67.0	68.5	66.5	66.9	80.2	80.2	81.4	82.3	75.8	84.4	80.5	75.6		
	91		94.3	87.5	85.6	86.9	80.5	81.0	80.2		102.9	96.3	98.1	96.3	104.1	102.9	101.0		

図-5より、強度分布の傾向を直線の勾配から評価すると、材齢7日では勾配に統一性が見られず、部材内の強度分布傾向を判断するのは難しい。一方、材齢91日における部材内の強度分布を評価すると、解体材齢が3日以降の試験体では、直線が右下がりとなり、表面コア強度が高く内部が低くなる傾向が確認できた。

部材内の強度分布について強度発現率の検討を行う。材齢91日コアの強度発現率は、内部側(中間と中心)では約90%でほぼ一様である。一方、表面コアは解体材齢が3日以降の試験体では100%以上で、表面コアと中心コアの強度差は5~10N/mm²程度となる。この強度差は既往の報告¹⁾と一致している。しかし、1日解体試験体の表面コアの強度比は内部と同様に90%となった。

表面コアは初期高温履歴を受けないために、本来は長期強度が増加する傾向にあると考えられる。しかし、1日解体試験体の表面コアだけは、型枠の早期解体により乾燥の影響を大きく受け、表面コアの強度低下が起きたものと考えられる。

(2) 低熱ポルトランドセメント(L40)

L40試験体について、コア強度比を評価した結果を図-6,ならびに図-7に示す。

図-6より、コアの材齢7日強度は、初期発熱の影響を受けて、封かん養生より高くなることが確認できる。封かん養生に対する増加率は、内部側コアでは約20%(約10N/mm²)で、温度上昇量が比較的小さい表面部コアでは約10%であった。材齢28日,ならびに91日では、内部側コア強度は封かん養生と同等以上となる。

図-7より部材内強度分布を検討をおこなう。材齢7日では型枠解体材齢に関係なく、圧縮強度の分布は右上がりで一様な傾向を示している。また、中心と表面とのコア強度の差も全試験体で15%程度で一致している。ここで、コア採取位置での最高温度差は約9℃と小さいにもかかわらず、初期養生温度の差が、若材齢での強度発現に大きな影響を与えている。材齢91日になっても、部材内の強度分布は右上がりに変化はないが、材齢1,3日解体試験体では、直線の勾配が材齢7日より

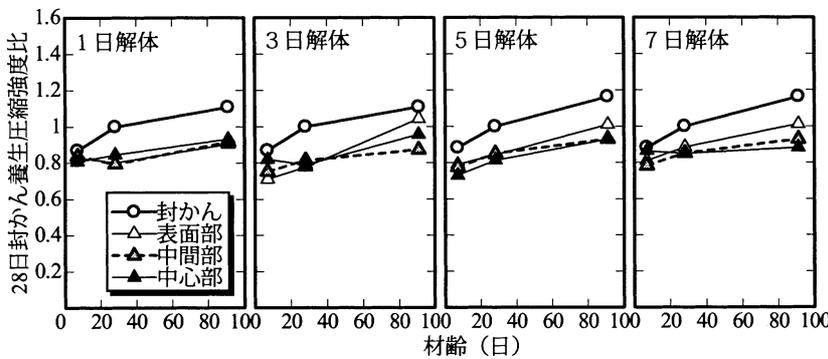


図-4 強度発現率(N30)
(材齢による発現率の推移)

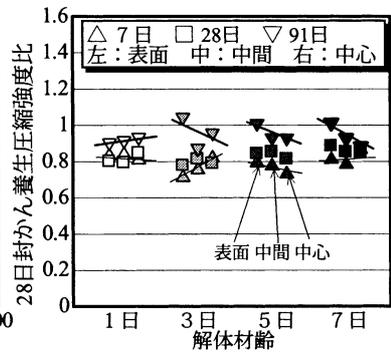


図-5 強度発現率(N30)
(材齢・採取位置による整理)

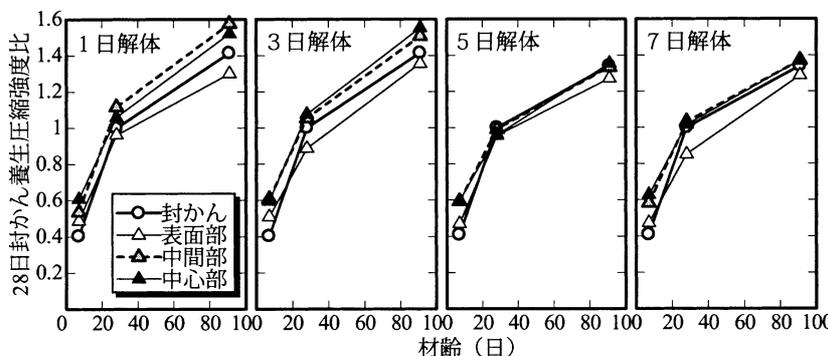


図-6 強度発現率(L40)
(材齢による発現率の推移)

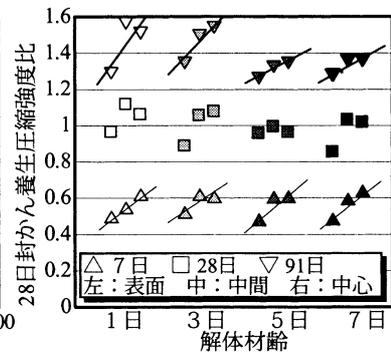


図-7 強度発現率(L40)
(材齢・採取位置による整理)

更に大きくなり、試験体内の強度変動が更に大きくなったことを示している。

表面コアの中心コアに対する強度低下率を比較すると、1日解体試験体では低下率は20%に及んだが、5日解体以降の試験体では約10%に低減している。両コアの強度差は、1日解体では9.5N/mm²だが、3日で8.5N/mm²、5日と7日では4N/mm²以下となった。型枠存置期間の長期化が、表面コアの乾燥による強度低下防止に有効に働いていると考えられる。

(3) 低熱ポルトランドセメント(L30)

L30試験体について、コア強度比を評価した結果を図-8、ならびに図-9に示す。

図-8より、コア供試体の材齢7日強度は、初期発熱の影響を受けて、封かん養生より高くなることが確認できる。封かん養生に対する増加率はL40とほぼ同値で、内部側のコアでは約20%となり、表面コアでは約10%であった。材齢28日、ならびに91日では、コア強度は封かん養生と同等か若干低い程度であり、表面コアにおいても極端な強

度低下は確認できなかった。この結果、部材内位置による強度のばらつきは、L40に比べて小さくなる傾向にある。

図-9より部材内強度分布を検討する。材齢7日での圧縮強度の分布傾向は右上がり、内部側の強度が表面コアと比べて高い。その強度比の差は、L40より若干小さい10%程度であった。材齢28日、ならびに91日における分布傾向をみると、直線の傾きは小さく、圧縮強度は試験体内ではほぼ均一に近い状態にあると評価できる。材齢1日と3日解体試験体では、表面コアは内部側のコアに比べ若干の強度低下が見られるが、その強度低下の程度はL40より小さい。

ここで、材齢1日、ならびに3日解体試験体の表面コアに見られる強度低下は、乾燥の影響によると考えられる。しかし、低下量はわずかであることから、乾燥の影響であると確定するためにはコアの含水率の検討を行うなど、更なる検討を要すると思われる。

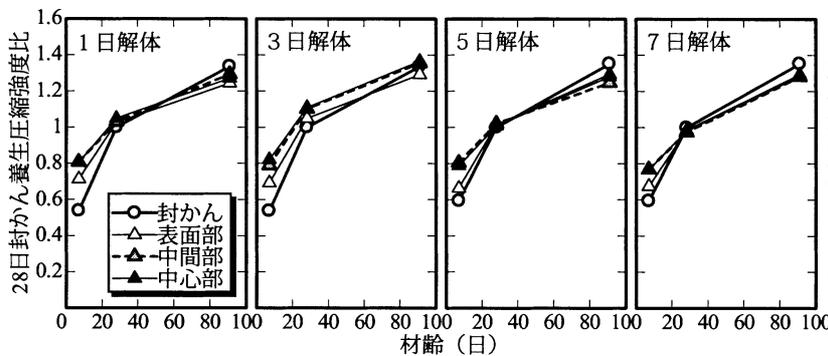


図-8 強度発現率(L30)

(材齢による発現率の推移)

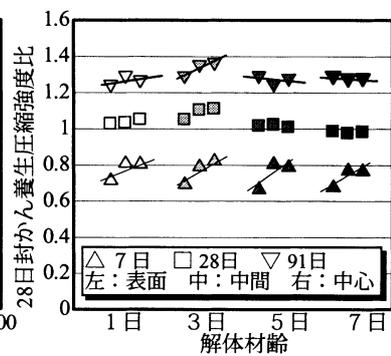


図-9 強度発現率(L30)

(材齢・採取位置による整理)

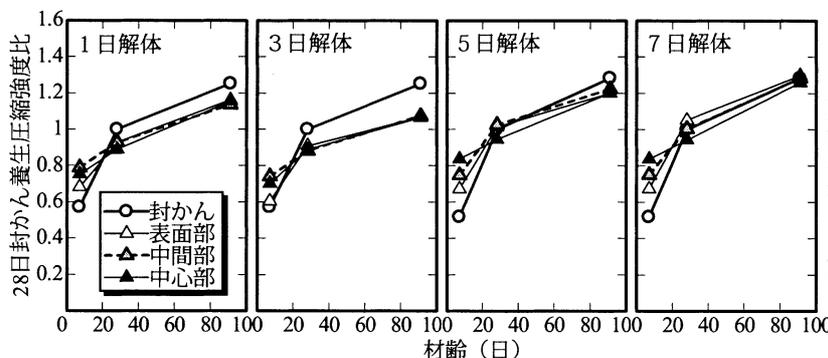


図-10 強度発現率(LSF30)

(材齢による発現率の推移)

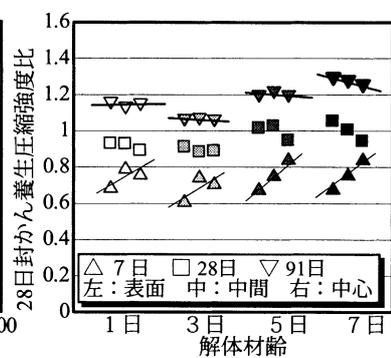


図-11 強度発現率(LSF30)

(材齢・採取位置による整理)

(4) 低熱セメント+シリカフューム(LSF30)

LSF30試験体について、コア強度比を評価した結果を図-10, ならびに図-11に示す。LSF30では、試験体の作製シリーズ間で大きな強度差が生じた。材齢91日における圧縮強度を比較すると、材齢5, 7日解体試験のコンクリート強度は、1, 3日解体試験のコンクリート強度より10N/mm²程度大きい。試験体間の差が大きいことから、主に試験体内の強度分布について検討を行うこととした。

図-10よりコア強度発現推移を検討すると、型枠解体材齢とは関係なく、材齢7日では中心コアの強度はL40やL30試験体と同様に高くなる。特に材齢5, 7日解体試験体では、表面から中心に向けて順に強度が高くなり、積算温度を反映した強度分布を示している。材齢28日では中心コア強度が低くなる試験体もあるが、材齢91日では各試験体で採取位置によるコア強度のばらつきは小さくなった。

図-11からも、材齢7日では、部材内部側のコアがより高強度となることが確認できる。材齢28日では、5, 7日解体試験体だけでなく、1, 3日解体試験体においても中心コアの強度が若干低くなっている。材齢91日でも中心コアの強度はわずかに低くなるが、試験体内で圧縮強度はほぼ均一となることが確認できた。なお、LSF30では、材齢1日解体試験体の表面コアであっても、強度低下は確認できなかった。

シリカフュームを混合することで、温度上昇量が小さいために水和反応が遅れると考えられる表層部においても、ごく初期材齢から緻密な組織が形成されると推測される。その結果、表面コアの採取位置に、強度低下を起すほどの乾燥の影響は及んでいないと考えられる。

5. まとめ

高強度構造体コンクリートの、長期材齢下における水平方向の強度分布について、以下の知見を得た。

- 1) 強度分布傾向は結合材種類により異なる。
また、その傾向は以下のようにまとめられる。
- 2) 普通ポルトランドセメント
 - ・部材中心部の強度が低下する傾向にある。
 - ・早期解体は表面で乾燥の影響を受ける。
- 3) 低熱ポルトランドセメント
 - ・部材内強度は均一となる傾向にある。
 - ・早期解体は表面の強度低下を起す。
 - ・乾燥の影響度は水セメント比が低いほど少ない。
- 4) 低熱ポルトランドセメント+シリカフューム
 - ・部材内強度は均一となる傾向にある。
 - ・早期解体が強度へ与える影響は小さい。

なお、本論は、限られた条件と試験結果から検討を行った結果である。今後は、みかけ含水率などのデータの充実を行い、水分移動など別の観点からの検討に取り組む所存である。

参考文献

- 1) 皆川 淳ほか：構造体中でのコンクリート強度発現の変動に関する基礎的実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.24, No.1, pp.945-950, 2002.6
- 2) 西本好克ほか：高強度コンクリートの強度補正值に関する実機試験による検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，A-1, pp.1055-1056, 2002.8
- 3) 河上浩司，西本好克：Fc100/mm²級の高強度コンクリートの強度発現に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.24, No.1, pp.369-374, 2002
- 4) 佐藤幸恵，梶田佳寛：高強度コンクリートの構造体中での圧縮強度の変動，日本建築学会構造系論文集，No.562, pp.9-14, 2002.12

／ 社外発表論文一覧

社外発表論文一覧 平成14年度 (2002. 4~2003. 3) (旧三井建設(株))

執筆者 (講演者には◎)	題 名	発 表 誌 名	発表(講演) 年 月
◎中島 規道 三上 浩 田村 富雄 (ファイバックス(株)) 平井 正雄 (ファイバックス(株))	コンクリート表層に埋設した連続繊維補強材の付着性状	土木学会平成14年度全国大会第57回年次学術講演会講演概要集	2002/9
◎井手 一雄 樋口 正典 辻 幸和 (群馬大学)	マスコンクリートの温度応力下における膨張コンクリートの挙動に関する一考察	土木学会平成14年度全国大会第57回年次学術講演会講演概要集	2002/9
◎篠崎 裕生 テイル アラビントン (ト・ビ・建設工業(株)) 渡辺 宗樹 浜田 譲 (ト・ビ・建設工業(株))	アンボンドマルチケーブルのフレッチング疲労強度について	土木学会平成14年度全国大会第57回年次学術講演会講演概要集	2002/9
◎篠崎 裕生 テイル アラビントン (ト・ビ・建設工業(株)) 渡辺 宗樹 浜田 譲 (ト・ビ・建設工業(株))	大偏心ケーブルトラス橋の偏向部材の疲労耐久性について	コンクリート工学大会年次論文報告集VOL.24	2002/6
◎中島 規道 三上 浩 田村 富雄 (ファイバックス(株)) 平井 正雄 (ファイバックス(株))	PC梁のせん断耐力に与えるアラミド繊維シートの貼付形状の影響	コンクリート工学大会年次論文報告集VOL.24	2002/6
◎篠崎 裕生 釜沢 弘 (森町) 北条 倫文 (シー・イー・サベーズ(株)) 竹本 伸一 (ト・ビ・建設工業(株))	VIBRATION CHARACTERISTICS OF "Torizaki River Park Bridge" AN INNOVATIVE PC BRIDGE WITH LARGE ECCENTRIC EXTERNAL TENDONS	fib2002 Osaka Congress Proceeding	2002/10
◎篠崎 裕生 三上 浩 岸 徳光 (室蘭工業大学) 池田 憲二 (北海道開発土木研究所) 皆川 正樹 (北海道開発土木研究所)	鋼管・コンクリート合成橋脚と鋼上部工の接合に関する数値解析	土木学会平成14年度論文報告集(北海道支部)第59号	2003/2
◎三上 浩 岸 徳光 (室蘭工業大学) 田口 史雄 (北海道開発土木研究所) 松岡 健一 (室蘭工業大学)	2方向AFRPシートを下面接着した各種RC版の押し抜きせん断性状	コンクリート工学大会年次論文報告集VOL.24	2002/6

執筆者 (講演者には◎)	題 名	発 表 誌 名	発表(講演) 年 月
◎三上 浩 岸 徳光 (室蘭工業大学) 池田 憲二 (北海道開発土木研究所) 皆川 昌樹 (北海道開発土木研究所)	外面リブ付き鋼管を用いた合成構造橋脚の靱性能に関する実験的研究	fib2002 Osaka Congress Proceeding	2002/10
◎三上 浩 岸 徳光 (室蘭工業大学) 田口 史雄 (北海道開発土木研究所) 松岡 健一 (室蘭工業大学)	AFRPロッド埋め込み補強RC版の押しぬきせん断性状	土木学会平成14年度論文報告集(北海道支部)第59号	2003/2
◎三上 浩 ◎皆川 昌樹 (北海道開発土木研究所) 池田 憲二 (北海道開発土木研究所) 岸 徳光 (室蘭工業大学) 篠崎 裕生	外面リブ付き鋼管とコンクリートを合成した大型壁式橋脚模型の載荷実験—鋼管強度の影響について	土木学会平成14年度論文報告集(北海道支部)第59号	2003/2
◎木山 保 山本 陽一 大西 有三 (京都大学) 西山 哲 (京都大学)	立坑の変位計測のための最適な写真測量技術	資源・素材学会平成14年度春季大会	2003/4
◎三上 浩 中島規道 田村富雄 (ファイバックス株) 岸 徳光 (室蘭工業大学)	埋め込みロッド工法で補強したRC梁及びRC版の耐荷性能	アップグレードシンポジウム論文集	2002/10
◎中島規道 三上 浩 田村富雄 (ファイバックス株) 睦好 宏史 (埼玉大学)	部分PCaアラミド繊維シートによるラーメン横梁のせん断補強試験	アップグレードシンポジウム論文集	2002/10
◎木山 保 野間 達也 (株フジタ) 加藤 卓朗 (株フジタ)	岩石の連続三軸圧縮試験方法(タイプⅢ)の開発	土木学会平成14年度全国大会第57回年次学術講演会講演概要集	2002/9
◎木山 保 佐々木 勝司 (テクノコンサルト株) 松崎 達二 (テクノコンサルト株) 丸井 敦尚 (産業技術総合研究所)	上総層群国本層泥岩の室内試験による透水特性	資源・素材2002(熊本)秋季大会	2002/9

執筆者 (講演者には◎)	題 名	発 表 誌 名	発表(講演) 年 月
山本 陽一 ◎高橋 直樹 (住友建設(株)) 兵動 正幸 (山口大学) 三浦 房紀 (山口大学) 岸下 崇裕 (㈱フジタ)	液状化地盤中の杭挙動について(その1: 模型振動台実験と考察)	第37回地盤工学研究発表会講演集	2002/7
◎山本 陽一 高橋 直樹 (住友建設(株)) 兵動 正幸 (山口大学) 三浦 房紀 (山口大学) 岸下 崇裕 (㈱フジタ)	液状化地盤中の杭挙動について(その2: 有効応力解析によるシミュレーション)	第37回地盤工学研究発表会講演集	2002/7
◎山地 宏志	情報化によるトンネル施工法および支保工の最適化に関する研究	先端建設技術研究発表会	2002/7
◎山地 宏志 魚住 雅孝 長野 祐司 中野 陽一 (土木事業本部) 櫻井 春輔 (広島工業大学)	Development of Centrifugal Sprayed System	9th International symposium on Shotcrete for Underground Support	2002/11
山地 宏志 魚住 雅孝 長野 祐司 中野 陽一 (土木事業本部) 櫻井 春輔 (広島工業大学)	Development of Centrifugal Sprayed System for Shotcrete Application	Shotcrete magazine	2003/1
長野 祐司 魚住 雅孝 竹内 光 Antonio Nanni (ミズーリョウ大学)	Centrifugal Shotcrete- a New Method for Foundation Construction (遠心力吹付け-基礎構築の新工法)	Concrete-International	2003/2
竹内 光 武富 幸郎 (土木設計部) 寒川 慎也 (プラント事業部)	Renovation of A Concrete Water Tank in Chiba Prefecture, Japan	Practiceperiodical on Structural design and construction:ASCE Journal	2003/2
◎中田 雅夫	圧縮空気の硬岩内貯蔵に関する研究	三井建設技術研究報告別冊	2002/9
田野 健治 ◎佐藤 幸博 (㈱フジタ)	山留め壁応力材を有効利用した合成地下壁の開発	技術報告集 第15号	2002/6
◎山岸 邦彰 谷垣 正治	高減衰構造と設計用入力地震動	第3回高減衰構造物に関するシンポジウム	2002/6
◎安岡 博人 嶋田 泰	不思議音の分類と探索法に関する考察	日本建築学会2002年度大会(北陸)学術講演梗概集	2002/8

執筆者 (講演者には◎)	題 名	発 表 誌 名	発表(講演) 年 月
◎岩本 毅 安岡 博人 赤尾 伸一 嶋田 泰 安岡 正人 (東京理科大学)	新床衝撃音実験施設について	日本音響学会 建築音響研究会	2002/10
◎嶋田 泰 赤尾 伸一 岩本 毅 野口 恭輔 (東京理科大学) 藤井 弘義 (東洋大学) 安岡 博人 安岡 正人 (東京理科大学)	住宅の床仕上げ材の遮音性能と歩行感に関する研究(その19 立位、座位におけるインピーダンスレベルの測定)	日本建築学会2002年度大会(北陸) 学術講演梗概集	2002/8
赤尾 伸一 岩本 毅 嶋田 泰 ◎野口 恭輔 (東京理科大学) (東洋大学) 安岡 博人 安岡 正人 (東京理科大学)	住宅の床仕上げ材の遮音性能と歩行感に関する研究(その20 床の物理特性試験と様々な姿勢における官能評価試験との対応)	日本建築学会2002年度大会(北陸) 学術講演梗概集	2002/8
◎野田 博 小林 秀雄 (㈱日本設計)	高さ方向に平面形状が異なる超高層建物の層風力評価と時刻歴弾塑性応答解析(その1 風洞実験ならびに層風力)	日本建築学会2002年度大会(北陸) 学術講演梗概集	2002/8
野田 博 ◎小林 秀雄 (㈱日本設計)	高さ方向に平面形状が異なる超高層建物の層風力評価と時刻歴弾塑性応答解析(その2 層風力の検証と時刻歴弾塑性応答解析)	日本建築学会2002年度大会(北陸) 学術講演梗概集	2002/8
◎野田 博 中山 昭彦 (神戸大学)	Reproducibility of flow past two-dimensional rectangular cylinders in a homogeneous turbulent flow by LES	Jnl.of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics	2002/8
◎石橋 孝一 新納 敏文 (㈱フジタ) 川瀬 隆治 (東急建設㈱)	送電線近傍における環境磁場の予測・低減化技術に関する研究(その1 建物内外における磁場計測実験)	日本建築学会2002年度大会(北陸) 学術講演梗概集	2002/8
石橋 孝一 ◎新納 敏文 (㈱フジタ) 川瀬 隆治 (東急建設㈱)	送電線近傍における環境磁場の予測・低減化技術に関する研究(その2 送電線磁場の数値シミュレーション)	日本建築学会2002年度大会(北陸) 学術講演梗概集	2002/8
石橋 孝一 新納 敏文 (㈱フジタ) ◎川瀬 隆治 (東急建設㈱)	送電線近傍における環境磁場の予測・低減化技術に関する研究(その3 平板状磁気シールド材の影響確認実験)	日本建築学会2002年度大会(北陸) 学術講演梗概集	2002/8
◎佐田 達典 大津 慎一 清水 哲也 (㈱タクモ)	GPS仮想基準点方式の低速移動体走行計測実験	土木学会平成14年度全国大会第57回年次学術講演会講演概要集	2002/9

執筆者 (講演者には◎)	題 名	発 表 誌 名	発表(講演) 年 月
◎大津 慎一 佐田 達典 村山 盛行 (㈱フィルトテック)	三次元レーザースキャナーを用いたプラント配管 図作成システムの開発	土木学会平成14年度全国大会第57回年次学術講演 会講演概要集	2002/9
佐田 達典 大津 慎一 ◎村山 盛行 (㈱フィルトテック) 清水 哲也 (㈱タクモ)	三次元レーザースキャナーによる道路付帯物の位 置・形状計測	土木学会平成14年度全国大会第57回年次学術講演 会講演概要集	2002/9
◎佐田 達典	CADと連動したGPS基礎杭位置出しシステム	JACIC情報	2002/8
◎大津 慎一	三次元レーザースキャナーによるプラント配管現 況図作成技術	測量	2002/8
◎佐田 達典 高橋 徳雄 (KDDI ㈱) 岩田 好正 (セナー㈱) 永井 知子 (トリプルジャパン㈱) 五百竹 義勝 (日立造船㈱)	VRS網の中心・境界・外部での同時連続観測実験	リアルタイム測位技術研究発表会講演集	2002/7

社外発表論文一覧 平成14年度 (2002. 4~2003. 3) (旧住友建設(株))

執筆者 (講演者には◎)	題 名	発 表 誌 名	発表(講演) 年 月
藤田 学 佐藤 良一 (広島大学) 松元 香保里 高木 康宏	高強度コンクリートを用いたRCはりのせん断強度と寸法効果	土木学会論文集V-56 No.711	2002/8
池田 博之 (日本道路公団) 能登 宥愿 (榊宮地鐵工所) ◎梅津 健司 太田 貞次 (高松工業高等専門学校)	複合トラス橋の鋼上弦材とPC床版の接合部の構造特性に関する実験的研究	構造工学論文集VOL.49A	2003/3
◎谷口 秀明 渡辺 博志 (土木研究所) 田中 良樹 (土木研究所) 藤田 学	高炉スラグ微粉末を用いたPC用コンクリートの特性	コンクリート工学年次論文報告集VOL.24	2002/6
◎松元 香保里 藤田 学 高木 康宏 河上 浩司	高強度コンクリートの材料特性および破壊エネルギーに関する研究	コンクリート工学年次論文報告集VOL.24	2002/6
◎藤田 学 佐藤 良一 (広島大学) 松元 香保里 高木 康宏	Size Effect on Shear Capacity of RC Beams Using HSC without Shear Reinforcement	6th International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete	2002/6
忽那 幸浩 (日本道路公団) ◎梅津 健司 近藤 真一 (本店技術部) 荒川 茂久 (名古屋支店) 能登 宥愿 (榊宮地鐵工所) 坂根 秀和 (榊宮地鐵工所)	複合トラス橋(椿原橋)の上弦材とPC床版の接合部に関する載荷実験(その2: PC床版の挙動)	土木学会平成14年度全国大会第57回年次学術講演会講演概要集	2002/9
畔田 雅裕 (日本道路公団) ◎高木 康宏 福本 達也 (名古屋支店) 梅津 健司 工藤 康良 (榊宮地鐵工所)	複合トラス橋(椿原橋)接合部への膨張コンクリート適用に関する実験的検討	土木学会平成14年度全国大会第57回年次学術講演会講演概要集	2002/9
◎谷口 秀明 藤田 学 渡辺 博志 (土木研究所) 田中 良樹 (土木研究所)	高炉スラグ微粉末を用いたPC用コンクリートの強度特性	土木学会平成14年度全国大会第57回年次学術講演会講演概要集	2002/9
◎松元 香保里 藤田 学	せん断補強筋のないRCはりのせん断強度算定式に関する検討	土木学会平成14年度全国大会第57回年次学術講演会講演概要集	2002/9
谷口 秀明 藤田 学 渡辺 博志 (土木研究所) 鈴木 雅博 (PC建設業協会)	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	2002/9

執筆者 (講演者には◎)	題 名	発 表 誌 名	発表(講演) 年 月
熊谷 紳一郎 (九州支店) 近藤 真一 (技術部) 梅津 健司 加藤 幸則 (名古屋支店) 小松原 隆之 (石川県環境安全部)	吊床版構造を応用した新しいPC複合トラス橋の設計と施工	プレストレストコンクリート VOL.44 NO.6	2002/11
永田 孝夫 (日本道路公団) 安川 義行 (日本道路公団) 梅津 健司 永元 直樹 (PC設計部)	波形鋼板ウェブPC橋の実橋載荷実験－山陽自動車道小犬丸川橋－	プレストレストコンクリート VOL.45 NO.1	2003/1
◎谷口 秀明 藤田 学 中村 定明 (PC橋梁) 田中 政章 (㈱富士ビー・エス) 渡辺 博志 (土木研究所)	PUMPABILITY OF HIGH STRENGTH CONCRETE	fib2002 Osaka Congress	2002/10
◎高木 康宏 藤田 学 松元 香保里	DIAGONAL TENSION FAILURE MECHANISM OF REINFORCED CONCRETE BEAM WITHOUT SHEAR REINFORCEMENT	fib2002 Osaka Congress	2002/10
◎藤田 学 松元 香保里 大館 武彦 佐藤 良一 (広島大学)	DEPENDENCE OF SHEAR CAPACITY OF REINFORCED CONCRETE BEAMS WITHOUT SHEAR REINFORCEMENT ON SIZE AND CONCRETE STRENGTH	fib2002 Osaka Congress	2002/10
◎梅津 健司 藤田 学	A STUDY ON FLUCTUATIONS IN ULTIMATE STATICALLY INDETERMINATE FORCES OF PRESTRESSED CONCRETE CONTINUOUS BEAM	fib2002 Osaka Congress	2002/10
◎田中 良樹 (土木研究所) 藤田 学 Haimoon Cheong (Korea Highway) 渡辺 博志 (土木研究所) 河野 広隆 (土木研究所)	CHLORIDE PERMEABILITY OF HIGH-STRENGTH CONCRETE	fib2002 Osaka Congress	2002/10
菅野 建城 (東京都下水道局) ◎君島 喜一郎 (東京支店) 谷口 秀明 三村 光太郎 (土木設計部)	CHARACTERISTICS OF SELF-COMPACTING CONCRETE USING GROUND GRANULATED BLAST-FURNACE SLAG APPLICATION－AS CONCRETE IN A DEEP DIAPHRAGM WALL－	fib2002 Osaka Congress	2002/10
坂井 逸朗 (PC設計部) 春日 昭夫 (PC設計部) 梅津 健司 ◎永元 直樹 (PC設計部)	EXPERIMENTAL RESEARCH RELATING TO FATIGUE OF CORRUGATED STEEL WEB BRIDGES	fib2002 Osaka Congress	2002/10
◎井戸 功誠 (日本大学) 萩原 直樹 (日本大学) 山崎 淳 (日本大学) 梅津 健司 河野 弘来 (日本大学)	EXPERIMENTAL STUDY FOR COMPOSITE PRESTRESSED CONCRETE GIRDER BRIDGE WITH EXTERNAL TENDONS OF LARGE ECCENTRICITIES	fib2002 Osaka Congress	2002/10

執筆者 (講演者には◎)	題 名	発 表 誌 名	発表(講演) 年 月
高橋 直樹 三浦 房紀 (山口大学) 兵動 正幸 (山口大学) ◎岸下 崇裕 (㈱フジタ) 山本 陽一 (三井建設㈱)	液状化地盤中の杭挙動について(その1: 模型振動台実験と考察)	第37回地盤工学研究発表会	2002/7
高橋 直樹 三浦 房紀 (山口大学) 兵動 正幸 (山口大学) 岸下 崇裕 (㈱フジタ) ◎山本 陽一 (三井建設㈱)	液状化地盤中の杭挙動について(その2: 有効応力解析によるシミュレーション)	第37回地盤工学研究発表会	2002/7
兵動 正幸 (山口大学) 三浦 房紀 (山口大学) ◎高橋 直樹 山本 陽一 (三井建設㈱) 岸下 崇裕 (㈱フジタ)	液状化地盤における杭の挙動について	土木学会平成14年度全国大会第57回年次学術講演会講演概要集	2002/9
◎黒川 幸彦 三上 博 中島 正博 (建築設計部) 長崎 充 (建築部)	地盤改良体による基礎の沈下抑制効果について(その2)	土木学会平成14年度全国大会第57回年次学術講演会講演概要集	2002/9
◎黒川 敏広 (土木設計部) 印南 修三 (土木設計部) 三上 博 山地 斉 (土木設計部) 林田 岳士 (土木設計部)	道路土工トータル管理システムの現場への適用(その1)	土木学会平成14年度全国大会第57回年次学術講演会講演概要集	2002/9
榊原 和成 (日本道路公団) 横田 聖哉 (日本道路公団) ◎須川 智久 今田 博 (東京支店) 黒川 幸彦	道路土工トータル管理システムの現場への適用(その2)	土木学会平成14年度全国大会第57回年次学術講演会講演概要集	2002/9
◎近藤 二郎 (住建コンクリート工業㈱) 須川 智久 金子 正士 (土木統括部) 相良 拓 (東亜建設工業㈱)	SGジョイントの開発(その1)ー概要および単体引張試験ー	土木学会平成14年度全国大会第57回年次学術講演会講演概要集	2002/9
◎西川 和良 (土木統括部) 高橋 直樹 長井 信行 (土木統括部) 植竹 克利 (住建コンクリート工業㈱)	SGジョイントの開発(その2)ー継手挿入・引張試験とせん断試験ー	土木学会平成14年度全国大会第57回年次学術講演会講演概要集	2002/9

執筆者 (講演者には◎)	題 名	発 表 誌 名	発表(講演) 年 月
◎高橋 直樹 岸下 崇裕 (㈱フジタ) 山本 陽一 (三井建設(株)) 兵動 正幸 (山口大学) 三浦 房紀 (山口大学)	模型振動台実験による液状化地盤中の杭挙動について	第11回日本地震工学シンポジウム	2002/11
◎鈴木 亨 有馬 文昭 新上 浩 鈴木 利哉 蔵田 富雄 (構造設計部)	高強度材料を用いた超高層RC構造物の柱梁接合部実験(その1 試設計建物と実験概要)	日本建築学会2002年度大会(北陸) 学術講演会概要集	2002/8
◎岡田 泰秀 有馬 文昭 鈴木 亨 新上 浩 鈴木 利哉	高強度材料を用いた超高層RC構造物の柱梁接合部実験(その2 破壊性状)	日本建築学会2002年度大会(北陸) 学術講演会概要集	2002/8
◎新上 浩 有馬 文昭 鈴木 亨 鈴木 利哉 岡田 泰秀	高強度材料を用いた超高層RC構造物の柱梁接合部実験(その3 実験結果の検討)	日本建築学会2002年度大会(北陸) 学術講演会概要集	2002/8
◎原田 浩之 有馬 文昭 鈴木 亨 高瀬 憲克	粘性流体ダンパーの減衰特性に関する実験的研究(大型装置の基本性能実験)	日本建築学会2002年度大会(北陸) 学術講演会概要集	2002/8
◎土本 励子 有馬 文昭 高瀬 憲克 岡田 泰秀	免震展示台の振動性能に関する検討	日本建築学会2002年度大会(北陸) 学術講演会概要集	2002/8
◎杉村 義文 (㈱NTTファシリティーズ) 斉藤 賢二 (㈱NTTファシリティーズ) 豊田 耕造 (㈱NTTファシリティーズ) 長江 健治 (㈱NTTファシリティーズ) 中南 滋樹 有馬 文昭	増幅機構付き減衰装置の動的加振実験と高層建物への適用(その1 動的加振実験の概要)	日本建築学会2002年度大会(北陸) 学術講演会概要集	2002/8
◎斉藤 賢二 (㈱NTTファシリティーズ) 豊田 耕造 (㈱NTTファシリティーズ) 長江 健治 (㈱NTTファシリティーズ) 杉村 義文 (㈱NTTファシリティーズ) 中野 時衛 (㈱NTTファシリティーズ) 中南 滋樹 有馬 文昭	Dynamic Loading Test and Its Application to a High-Rise Building of Viscous Damping Devices with Amplification System	第3回世界構造制御会議(3WCSC)(イタリア)	2002/4
南 一誠 (総務省郵政事業庁) 鈴木 亨 阿部 博実 (東京支店)	鉄道に隣接した複合文化施設における地中防振壁による固体音対策事例(その2)	日本建築学会技術報告集 第15号	2002/6
◎紺野 康彦 島田 潔	折板屋根大規模建物の温熱環境改善に関する研究その5 温度実測からの換気量と発熱量の推定手法	日本建築学会2002年度大会(北陸) 学術講演会概要集	2002/8
◎島田 潔 紺野 康彦	折板屋根大規模建物の温熱環境改善に関する研究その6 高発熱を有する工場への屋根散水の適用事例	日本建築学会2002年度大会(北陸) 学術講演会概要集	2002/8

執筆者 (講演者には◎)	題 名	発 表 誌 名	発表(講演) 年 月
◎河上 浩司 西本 好克	Fc100N/mm ² 級の高強度コンクリートの強度発現に関する研究	コンクリート工学年次論文報告集VOL.24	2002/6
◎皆川 淳 (宇都宮大学) 佐藤 幸恵 (宇都宮大学) 榊田 佳寛 (宇都宮大学) 河上 浩司	構造体中でのコンクリート強度発現の変動に関する基礎的実験	コンクリート工学年次論文報告集VOL.24	2002/6
◎西本 好克 菅谷 泰之 (建築技術部) 河上 浩司	高強度コンクリートの強度補正值に関する実機試験による検討	日本建築学会2002年度大会(北陸) 学術講演会 概要集	2002/8
◎菅谷 泰之 (建築技術部) 河上 浩司 西本 好克	超高強度コンクリートの強度発現に関する実験的研究 その1 温度条件と強度発現の評価	日本建築学会2002年度大会(北陸) 学術講演会 概要集	2002/8
◎河上 浩司 菅谷 泰之 (建築技術部) 西本 好克	超高強度コンクリートの強度発現に関する実験的研究 その2 積算温度による強度発現の推定	日本建築学会2002年度大会(北陸) 学術講演会 概要集	2002/8
◎小泉 信一 (㈱エヌエムビー) 榊田 佳寛 (宇都宮大学) 小西 敏正 (宇都宮大学) 中村 成春 (宇都宮大学) 西本 好克 河上 浩司 佐藤 幸恵 (宇都宮大学) 皆川 淳 (宇都宮大学)	構造体中でのコンクリート強度発現の変動に関する研究 その1 強度発現の及ぼす温度の影響	日本建築学会2002年度大会(北陸) 学術講演会 概要集	2002/8
◎皆川 淳 (宇都宮大学) 榊田 佳寛 (宇都宮大学) 小西 敏正 (宇都宮大学) 中村 成春 (宇都宮大学) 西本 好克 河上 浩司 佐藤 幸恵 (宇都宮大学) 小泉 信一 (㈱エヌエムビー)	構造体中でのコンクリート強度発現の変動に関する研究 その2 強度発現の及ぼす含水率の影響	日本建築学会2002年度大会(北陸) 学術講演会 概要集	2002/8
西本 好克 伊藤 司 (東京エスケー(株))	超高強度コンクリートの開発と大臣認定の取得	「コンクリートテクノ」 Vol.21 No.7	2002/7

三井住友建設技術研究所報告 No. 1 2003

発行日 平成 16 年 3 月 12 日

発行 三井住友建設株式会社 技術研究所

流山研究所 〒270-0132 千葉県流山市駒木 518-1 TEL. 04-7140-5220

小山研究所 〒329-0432 栃木県河内郡南河内町仁良川 1726 TEL. 0285-48-2611

URL <http://www.smcon.co.jp/>

編集 三井住友建設株式会社 技術研究所

印刷 いばらき印刷株式会社

問い合わせ先：三井住友建設株式会社 技術研究所

TEL. 04-7140-5220

FAX. 04-7140-5221

(禁無断転載)

三井住友建設株式会社
技 術 研 究 所