

三井住友建設技術開発センター報告

REPORTS OF TECHNICAL RESEARCH AND DEVELOPMENT CENTER OF
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD

No.11 2013

巻頭言

三井住友建設技術開発センター報告第 11 号の発刊にあたり、ご挨拶申し上げます。

昨年の暮に政権が民主党から自民党に移行し、デフレ経済の克服に向け経済政策が展開されました。さらに、昨年末の金融緩和による円安や補正予算による景気対策をきっかけに、景気回復の動きに弾みがついた状況となっています。国内建設市場においても、公共投資の増加や消費税増税前の駆け込み需要を背景とした住宅市況の回復など明るい状況が見え始めています。しかし一方で、労働需給の逼迫による人件費の高騰や資機材価格の上昇など、新たな懸念材料も顕在化しつつあります。

弊社において今後 10 年間で展望し、直面する課題を克服し、安定した経営基盤の確立に向けた強い事業基盤を構築するために、2013 年度（平成 25 年度）を初年度とする「第 4 次中期経営計画 2013-2015」を策定し、活動しております。本計画では、持続的社会的な社会貢献を可能とする未来への投資として、長期的な時間軸で新規事業への進出を目指しております。技術開発においては、弊社のコア分野として位置づけている PC 橋や超高層住宅を中心に新たな価値を創造するイノベーションを追求し、構工法・材料・維持管理などあらゆる面から「高品質化」「高機能化」に取り組むとともに、労働環境の変化に対応した省人化技術や施工管理における ICT 技術の導入などの技術開発を進めております。

当技術開発センターにおいても、本計画のテーマである『「挑戦」～新たなる飛躍へ～』を踏まえ、次の 10 年に向けた新たな歩みをスタートし、計画の確実な実行と未来社会への貢献に尽力する所存です。

技術開発センター報告を多くの方々にご覧頂き、ご批評を賜れば幸いです。

2013 年 10 月

執行役員
技術研究開発本部長
西 村 憲 義

三井住友建設技術開発センター報告 第11号

目 次

※ 論文はCD-ROMに収録しています

【論文・報告】

No.	タイトル	執筆者	概要	論文
1	持続荷重を受ける直列配置された各種ずれ止めのせん断力負担分布について	有川 直貴 篠崎 裕生 三加 崇 浅井 洋	1	15
2	円柱ジベルを併用した縁端拡幅工法の開発	三加 崇 浅井 洋 竹之井 勇 安藤 直文	2	21
3	PC鋼材の中間定着工法	篠崎 裕生 浅井 洋 藤原 保久 加納 嘉	3	29
4	早強セメントを用いた環境負荷低減型コンクリートの諸特性	斯波 明宏 谷口 秀明 樋口 正典	4	37
5	PC部材に使用する早強コンクリートの力学特性に与える各種短繊維の影響	佐々木 亘 谷口 秀明 樋口 正典	5	43
6	新たな改良杭配置（流動閉塞杭）による側方流動低減効果に関する遠心力模型実験	高橋 直樹 須川 智久 黒川 幸彦 川島 真澄 村尾 光則 津田 和夏希	6	51
7	特定小電力無線による小域データリンク網の整備とその実際	山地 宏志 大津 慎一 大石 眞也	7	57
8	放射線量平面分布計測システムの開発	三上 博 印南 修三 大津 慎一	8	63
9	RGB単色光を用いた変状抽出手法の研究	塩崎 正人 三上 博	9	69
10	材端に腰壁を有するRC梁の加力実験報告	松永 健太郎 小坂 英之 新上 浩 小田 稔	10	73

※ 論文はCD-ROMに収録しています

No.	タイトル	執筆者	概要	論文
11	鉄骨梁を高強度異形鉄筋で鉄筋コンクリート柱に接合した混合構造の研究	江頭 寛 小坂 英之 小林 知己 土居 和雅 松井 幸一郎	11	81
12	PCa柱の埋込み部に関する実験的研究	平田 裕一 江頭 寛 伊藤 彰 西成田 由 徳武 茂隆 牧田 瑞記	12	91
13	外装材を対象とした強風リスク評価	作田 美知子 岩本 毅	13	99
14	震災1年後の不安意識・生活意識調査	小林 誠 西尾 新一 丸山 信一郎	14	105
	【社外発表論文一覧】			109

持続荷重を受ける直列配置された各種ずれ止めのあるせん断力負担分布について

有川 直貴 篠崎 裕生 三加 崇 浅井 洋

キーワード：鋼管充填モルタルジベル，鉄筋ジベル，せん断力負担分布

研究の目的

モルタルを充填した鋼管を鋼板孔に設置するずれ止め（鋼管充填モルタルジベルと呼ぶ）や、孔径が貫通鉄筋とほぼ同径の孔あき鋼板ジベル（鉄筋ジベルと呼ぶ）について、これまで主に2面せん断試験による検討を行ってきた。ここでは、載荷方向に対

し複数直列配置したずれ止めに、片側から荷重を作用させた場合のずれ変位やジベルのせん断力負担の分布および荷重を検証し、さらに荷重を一定時間作用させた時のそれら経時変化について検討した。

研究の概要

試験体は 2650mm×500mm の鋼板にずれ止め設置孔を 12 箇所設け、ずれ止めを設置した後に鋼板両側に高さ 500mm、厚さ 250mm のコンクリートを打ち継ぎ、鋼板を押し抜いてずれ止めにせん断力を与える。

試験体のコンクリート強度は約 50N/mm² である。

表-1 試験体種類一覧

記号	ジベル					鋼板孔径
	種類	径と管厚	材質	鋼材断面積 (mm ²)	長さ	
S25	鉄筋	D25	SD345	506.7	200mm	30mm
CFT49	鋼管充填モルタル	φ 48.6 t=3.5mm	STK400	495.9		50mm
CFT60	鋼管充填モルタル	φ 60.5 t=3.2mm	STK400	576.0		62mm
PBL	孔あき鋼板	D25	SD345	506.7	400mm	62mm

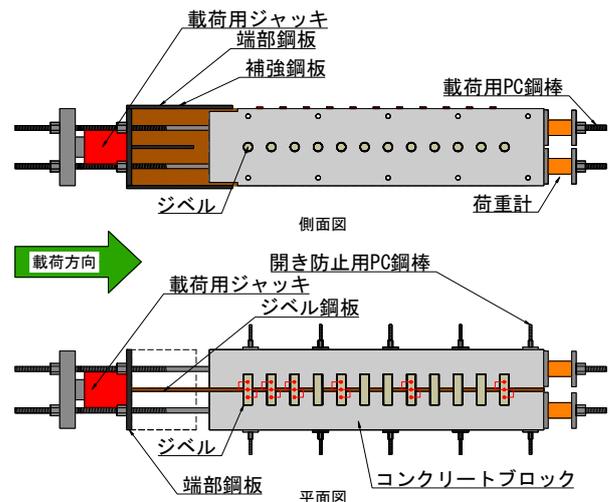


図-1 試験概要図

研究の成果

鋼板ひずみによる荷重載荷時のせん断力負担分布は図-2 に示すように、いずれのずれ止めも同様な挙動を示し、緊張側のずれ止めのせん断力負担が大きいことが明らかとなった。持続荷重によるせん断力負担分布への影響は、載荷時に負担が大きい緊張側では減少し、負担が小さい固定側では増加する傾向があり、せん断力負担が平均化する傾向を示すことが明らかとなった。

荷重載荷時のずれ変位は図-3 に示すように、緊張側のずれ変位が大きく、固定側に向かって小さくなり、緊張側のせん断力負担が大きい傾向がずれ変位からも確認された。また、PBL と鋼管充填モルタルジベルは同程度のずれ変位であるが、鉄筋ジベルはより大きなずれ変位を示す。持続荷重によるずれ変位への影響は、固定側で緊張側に比べて大きく、ずれ変位の分布も平均化することが明らかとなった。

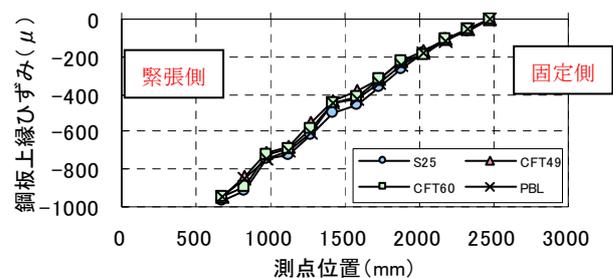


図-2 鋼板ひずみ分布

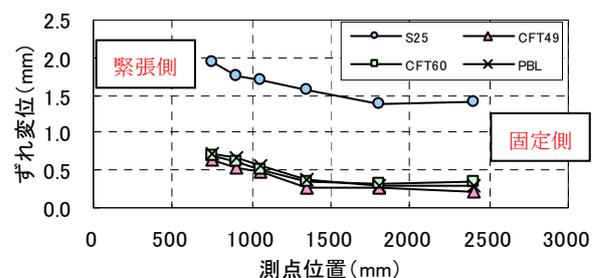


図-3 ずれ変位分布

Study of the shear force distribution of each connector arranged in series under continuous load

NAOKI ARIKAWA HIROO SHINOZAKI TAKASHI SANGA HIROSHI ASAI

Key Words : Mortar filled steel tube , Re-bar connector , Shear force distribution

円柱ジベルを併用した縁端拡幅工法の開発

三加 崇 浅井 洋 竹之井 勇 安藤 直文

キーワード：縁端拡幅, 円柱ジベル, ブラケット

研究の目的

鋼製ブラケットは、複数の鉄筋や PC 鋼棒のアンカーで固定され、曲げモーメントとせん断力に対してアンカーを設計する。アンカー量がせん断力に対して決定された場合には、曲げモーメントに対して大きな余裕を有する場合がある。施工では、既設構造物の鉄筋を事前に調査するが、鋼製ブラケットを削孔位置の変更を反映して製作することが必要とな

る。著者らは、これらの課題を低減できる鉄筋のアンカーと円柱ジベル（モルタル充填鋼管ジベル）を併用した鋼製ブラケットの固定方法を提案した。本併用工法は、せん断力に対して円柱ジベルが抵抗し、曲げモーメントに対して鉄筋アンカーが抵抗する構造である。

研究の概要

T型橋脚の一部を模擬したコンクリートブロックを製作し、鋼製ブラケットのアンカー固定方法に着目して荷重試験を実施した。荷重装置を図-1に示す。試験体は、鉄筋アンカーを使用した case1、鉄筋アンカーと円柱ジベルを併用した case2 の2種類である。設計荷重 400kN に対して、鉄筋アンカーおよび円柱ジベルに発生する応力度が許容応力度以下になるように設定した。使用するアンカーの材料を表-1、case2 の円柱ジベルを併用したアンカー構造を図-2に示す。曲げモーメントにより鉄筋アンカーに発生する引張力は、アンカー用固定治具を介して

鋼製ブラケットに伝達される。せん断力は、円柱ジベルから鋼製ブラケットに伝達させる構造である。

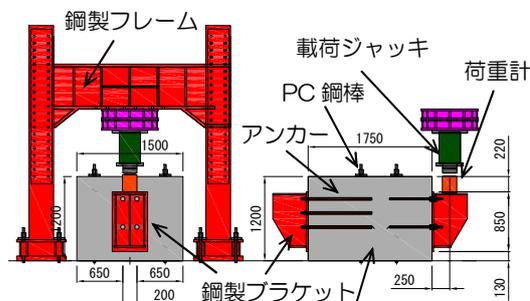


図-1 荷重装置

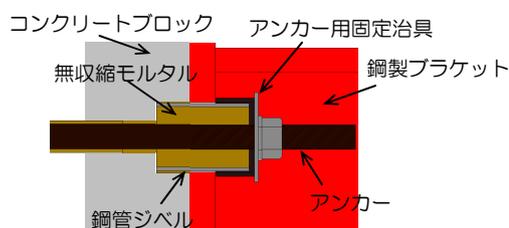


図-2 アンカー構造 (case2)

表-1 アンカー使用材料

アンカー種類		case1	case2
鉄筋	材質	SD345	SD345
	径	D29(M27)	D22(M20)
円柱ジベル	材質	—	STK400
	径	—	φ60.5mm-4.9mm

研究の成果

荷重荷重と鉛直ずれ変位の関係を図-3に示す。設計荷重時では、case2 が case1 と比較してせん断に抵抗する断面積が大きいいため、鉛直ずれ量が大幅に小さくなる。case1 の最大荷重は、設計荷重の 4.5 倍、せん断耐力 (1565kN) の 1.15 倍である。case2 の最大荷重は、設計荷重の 3.8 倍、せん断耐力 (2014kN) の 0.75 倍で、鉄筋アンカーのコーン破壊であったが、設計荷重に対して十分なせん断耐力を有している。

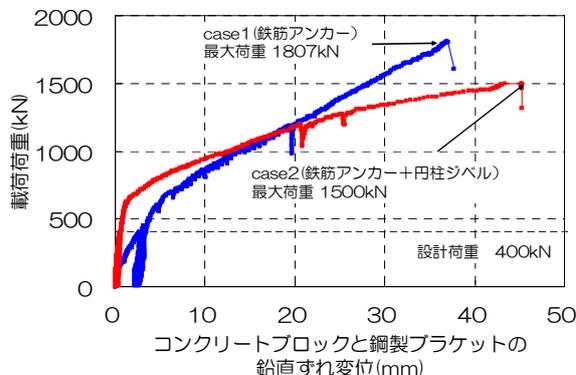


図-3 荷重荷重と鉛直ずれ変位

Development of the Edge Widening Method by Cylindrical Connector

TAKASHI SANGA HIROSHI ASAI ISAMU TAKENOI NAOFUMI ANDO

Key Words : Edge Widening, Cylindrical Connector, Bracket

PC 鋼材の中間定着工法

篠崎 裕生 浅井 洋 藤原 保久 加納 嘉

キーワード：PC 鋼材, 中間定着工法, 膨張材, 仮定着

研究の目的

PC 構造物を部分的に解体する際などに、残存部のプレストレスに影響を与えることなく PC 鋼材を切断するために用いられる工法を中間定着工法と呼ぶ。現在、中間定着工法には、膨張材を用いる工法とくさびを用いる工法の 2 種類があり、対象とする

PC 鋼材の種類と、中間定着体の使用期間（永久定着具として利用するか仮定着か）によって使い分けられている。ここでは、これまでに施工された中間定着工法を紹介するとともに、適用上の留意点を述べた。

研究の概要

膨張材を用いた工法は、半割りの鋼製スリーブ内に充填された膨張材の膨張圧により PC 鋼材を把持するものである（写真-1）。くさびを用いた工法は、半割りの鋼材とくさびで構成され、くさびを圧入し

てセットロス小さくして用いる。本文では、表-1 に示す適用事例（膨張材：3 事例、くさび：3 事例）を紹介した。

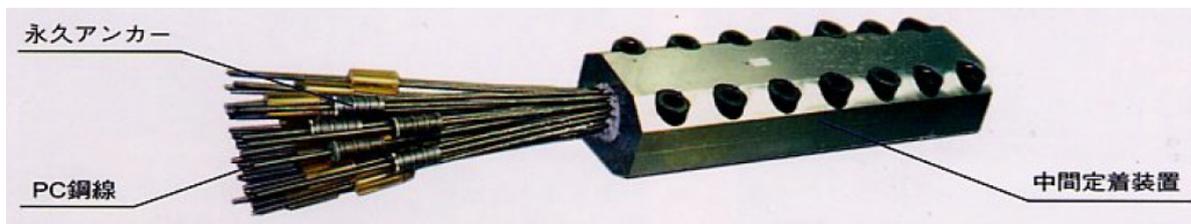


写真-1 膨張材を用いた中間定着工法の定着体の例

研究の成果

表-1 に各中間定着工法を比較した。

表-1 中間定着工法の比較

項目	膨張材を用いた方法	くさびを用いた方法
適用できる PC 鋼材	PC 鋼線を束ねたもの PC 鋼より線を束ねたもの (くさびが利用できないもの)	PC 鋼単線, PC 鋼より線 (シングルストラ ンド), PC 鋼棒など
定着力の長期性能	膨張圧の永続性は保証されていない (別途 永久定着具を付ける必要がある)	永久定着具として利用できる
施工上の留意点	膨張材の養生温度や膨張圧の管理が重要	くさび圧入荷重の設定とセットロスの管理 が重要
適用事例 (中間定着し た PC 鋼材)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 橋梁を部分供用しながら架け替える際の 横締め緊張材の切断工事 (12φ5mm) ・ 劣化したゲルバーヒンジ部の解体 (46φ 5mm) ・ 建築構造物における PC 大梁の部分解体 (7S12.7) 	<ul style="list-style-type: none"> ・ PC 床版橋を供用しながら分割撤去 (1T21.8) ・ ゲルバーヒンジ部解体後の主桁 PC 鋼棒 のあと定着 (PC 鋼棒φ32mm) ・ 下路式ローゼアーチ橋吊材交換時の応力 開放 (PC 鋼棒φ32mm)

An Intermediate Anchor System of PC Wires

HIROO SHINOZAKI HIROSHI ASAI YASUHISA FUJIWARA YOSHIMI KANOU

Key Words : PC Wire, Intermediate Anchor System, Expanding Cement Grout, Temporary Grip

早強セメントを用いた環境負荷低減型コンクリートの諸特性

斯波 明宏 谷口 秀明 樋口 正典

キーワード：高炉スラグ微粉末，フライアッシュ，早強セメント，収縮，塩分浸透，発熱特性

研究の目的

現在、橋梁に代表される PC 構造物において高炉スラグ微粉末やフライアッシュなどの混和材を使用した環境負荷低減型コンクリートの研究事例や適用事例は極めて少ない。そこで、昨年度、早強セメントを用いた環境負荷低減型コンクリートについて、

主に強度、収縮について試験を実施し、報告した。

本報告では、昨年度報告以降の長期的な収縮性状についてとりまとめるとともに、新たに塩分浸透性、発熱特性に関する試験を行い、混和材の影響を検討した。

研究の概要

水結合材比 40%の早強セメント配合をベースとして、高炉スラグ微粉末 4000，6000 を 50%置換およびフライアッシュⅡ種を 30%置換した配合について自己収縮ひずみ，乾燥収縮ひずみ（長さ変化量），塩分浸透性および発熱特性に関する試験を行った。養生方法については表-1 に示すような 4 つの方法で比較を行った。

表-1 試験配合と試験条件

養生種別	養生方法
養生A	標準養生（翌日脱枠後20℃水中養生）
養生B	翌日脱枠後材齢3日まで20℃水中養生
養生C	蒸気養生（蒸気養生終了まで封緘状態）
養生D	蒸気養生+材齢7日まで20℃水中養生

研究の成果

本研究により、以下のことが明らかとなった。

- ① いずれの養生方法においても、高炉スラグ微粉末を使用すると自己収縮ひずみがかなり大きくなり、逆にフライアッシュを使用するとかなり小さくなる。
- ② 最終的な長さ変化量は、養生を十分に行えば、混和材を使用してもあまり大きな差異はない。ただし、乾燥収縮に着目するとフライアッシュを使用した場合、他よりも大きくなる可能性がある。
- ③ いずれの養生方法においても、高炉スラグ微粉末を使用すると塩分浸透に対する抵抗性は向上する。フライアッシュについては、通常の蒸気養生では十分に効果が得られない可能性がある（図-1）。
- ④ 混和材を使用した場合、小型の簡易断熱試験においても発熱特性に違いが見られ（図-2）、その発熱特性はフライアッシュを使用した配合を除けば複合水和発熱モデルにより比較的良好に再現できる。

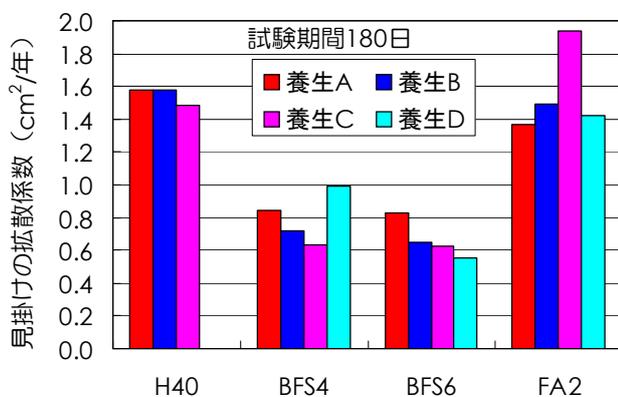


図-1 見かけの拡散係数（塩分浸透特性）

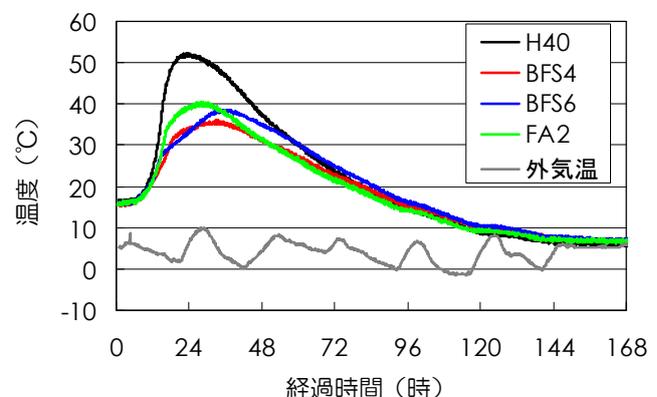


図-2 簡易断熱試験結果

Properties of Environmental Impact Reduction Concrete Using High-Early Strength cement

AKIHIRO SHIBA HIDEAKI TANIGUCHI MASANORI HIGUCHI

Key Words : Ground Granulated Blast-Furnace Slag, Fly Ash, High-Early Strength Cement, Shrinkage, Chloride Permeation, Hydration Heat

PC 部材に使用する早強コンクリートの力学特性に与える各種短繊維の影響

佐々木 亘 谷口 秀明 樋口 正典

キーワード：短繊維補強コンクリート，細径鋼繊維，集束アラミド繊維，曲げタフネス，せん断強度

研究の目的

設計基準強度 180N/mm² という高い圧縮強度を持ち、鋼繊維の使用により高い引張強度やじん性を付与した超高強度繊維補強コンクリート（UFC）が実用化され、道路橋等への適用も始まっている。しかし、選定された材料を用いることや自己収縮が大きいことなどから、その利用は限定的となりやすい。

筆者らは、汎用の材料を用い、通常のコングリートから UFC で対象とする高い圧縮強度までの間を補完する短繊維補強コンクリートの検討を進めてい

る。その中で、これまで粗骨材を含むコンクリートに対して適用されることは少なかったと思われる細径の鋼繊維や集束アラミド繊維が、高強度繊維補強コンクリートに使用する短繊維として有効であることを確認してきた。本研究では、より一般的な強度域を対象とし、それらの短繊維が、PC 上部構造物に使用される設計基準強度 40N/mm² 程度の早強コンクリートの力学特性に与える影響について検討を行った。

研究の概要

水セメント比 40%の早強コンクリートに対し、鋼繊維、PVA 繊維およびアラミド繊維を混入し力学特性への影響について調べた。力学特性の確認は、圧縮強度試験、静弾性係数試験、割裂引張強度試験、曲げ強度およびタフネス試験、せん断強度試験および切欠きはりの曲げ試験により行った。表-1 に使用した短繊維を示す。

表-1 使用した短繊維

記号	種類	繊維径 (mm)	繊維長 (mm)	アスペクト比
SFA	普通鋼繊維	0.62	30	48
SFB	高強度鋼繊維	0.38	30	79
SWA	細径鋼繊維	0.2	22	110
SWB			15	75
VF	PVA 繊維	0.66	30	45
AF	アラミド繊維	0.5	30	60

研究の成果

実験の結果、①圧縮強度やひび割れ発生強度に与える短繊維の影響は小さいこと、②細径鋼繊維は曲げやせん断に対する補強効果が高く、圧縮強度への影響も認められること、③集束アラミド繊維は鋼繊維と同程度の補強効果が期待できること、④短繊維の混入率とアスペクト比の積により、形状寸法の違いによらず、短繊維の補強効果を簡易的に評価できる可能性があることなどがわかった。

①圧縮強度やひび割れ発生強度に与える短繊維の影響は小さいこと、②細径鋼繊維は曲げやせん断に対する補強効果が高く、圧縮強度への影響も認められること、③集束アラミド繊維は鋼繊維と同程度の補強効果が期待できること、④短繊維の混入率とアスペクト比の積により、形状寸法の違いによらず、短繊維の補強効果を簡易的に評価できる可能性があることなどがわかった。

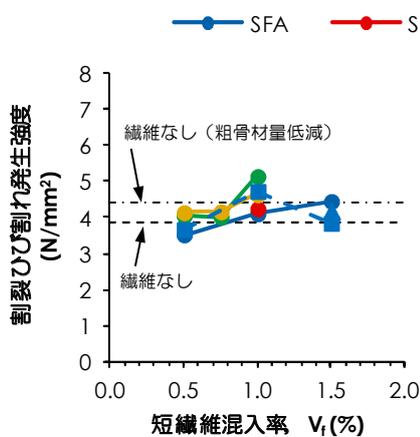


図-1 短繊維混入率と割裂ひび割れ発生強度の関係

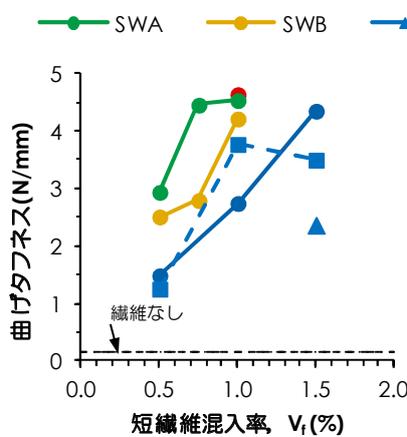


図-2 短繊維混入率と曲げタフネスの関係

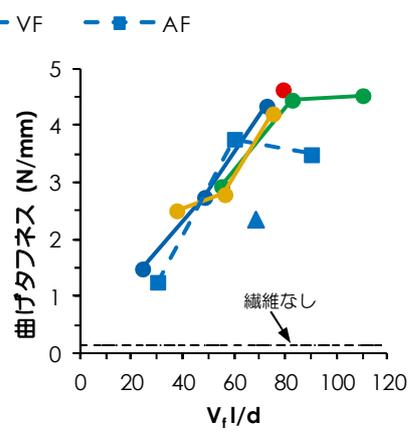


図-3 短繊維の混入率、アスペクト比の積と曲げタフネスの関係

Influence of Various Short Fibers on Mechanical Properties of Early-Strength Concrete for PC Members

WATARU SASAKI HIDEAKI TANIGUCHI MASANORI HIGUCHI

Key Words : Fiber Reinforced Concrete, Small Diameter Steel Fiber, Strand Aramid Fiber, Flexural Toughness, Shear Strength

新たな改良杭配置（流動閉塞杭）による側方流動低減効果に関する遠心力模型実験

高橋 直樹, 須川 智久, 黒川 幸彦, 川島 真澄, 村尾 光則, 津田 和夏希

キーワード：側方流動, 深層混合処理工法, 遠心力模型実験

研究の目的

杭式深層混合処理工法における新たな改良杭配置方法（以下、流動閉塞杭配置（図-1））の側方流動低減効果を検討するため、傾斜地盤において側方流動を生じさせる遠心力模型実験を実施した。流動閉塞杭配置は、改良杭がどの方向から見ても地盤中に存在し、また連続する未改良領域が整列配置や千鳥配置と比較して小さいため、特に液状化に伴う側方流動に対する低減効果が高いと考えられる。

本研究は、東京大学および港湾空港技術研究所との共同研究の一環として実施したものであり、遠心力載荷実験は港湾空港技術研究所で実施した。

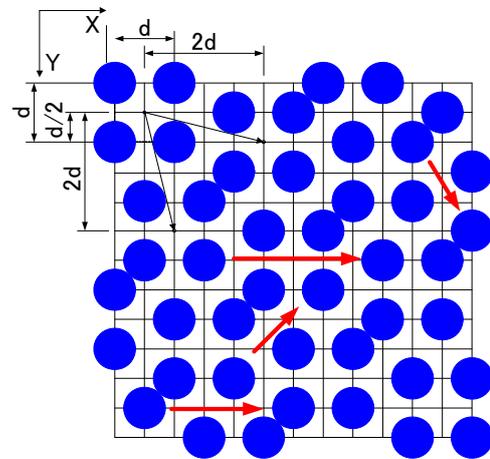


図-1 流動閉塞杭配置の概要

研究の概要

図-2は実験模型を示したものである。模型地盤は、厚さ 40mm で相対密度 90%の非液状化層とその上の相対密度 40%の液状化層の2層構造とし、空中落下法により作製した。実物との縮尺比は 1/50 を想定した。表-1 に実験ケースを示す。改良率は 35%であり、改良杭の配置方法とその上端側の境界条件を変えて加振実験を実施した。

表-1 実験ケース

実験ケース	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	CASE6
改良形式		流動閉塞杭配置				整列配置
改良率 (%)	0	35				
改良杭上端の境界条件		ピン結合	自由	プレート固定	浅層混合処理層固定	ピン結合

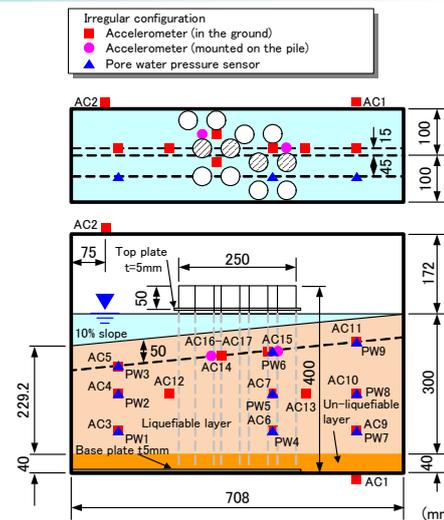


図-2 実験模型と計測器配置 (CASE2)

研究の成果

模型地盤の変形状況（一例として CASE4 の結果を図-3 に示す）から、次のことが明らかとなった。

- ①未改良部分が連続すると側方流動に伴う地盤変形が深部にまでおよび、側方流動量が大きくなった。
- ②側方流動量は流動閉塞杭配置のほうが整列配置よりも低減されていることを確認した。
- ③側方流動量は改良杭の上端を固定したほうがピン結合よりも小さく、浅層改良層を設けて改良杭頭を固定すると、より側方流動量が低減される。

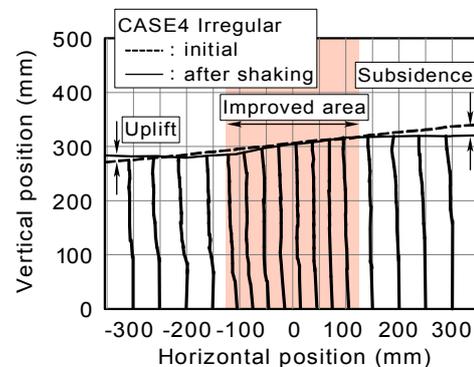


図-3 模型地盤の変形状況 (CASE4)

Centrifugal model test on mitigation of liquefaction-induced ground flow by new configuration of embedded columns

NAOKI TAKAHASHI TOMOHISA SUGAWA YUKIHIKO KUROKAWA MASUMI KAWASHIMA
MITSUNORI MURAO WAKAKI TSUDA

Key Words : Lateral flow, Deep mixing method, Centrifugal model test

特定小電力無線による小域データリンク網の整備とその実際

山地 宏志 大津 慎一 大石 真也

特定小電力無線, 小域データリンク, 地盤災害監視

研究の目的

複雑な地形条件下に設置される災害監視機器群のデータを、包括的に統合・処理するため特定小電力無線機を介して自立型地盤防災監視局と相互にリンクさせる小域データ通信網の整備手法を開発した。

また、その合理的な設置方法と、効率的な運用手法を、トンネル坑口斜面の動態観測網設置工を例に検証した。

研究の概要

総務省令 電波法施行規則第 6 条第 4 項第 2 号で、その用途と周波数帯が定められている特定小電力無線機を、地盤災害監視機器と基地局となる GENESIS/FPS との間のデータ交信手段として採用した。また、山陰等の電波干渉地帯においても確実なデータ交信を確立するため、データ迂回経路を構築できるよう更新尾無線機子機に中継局としての機能を整備した。

さらに、このシステムを合理的に地盤災害監視に導入するため、原位置における電波強度測定を実施し、当該動態観測網に最適なデータリンク経路の設計を行った。

一方、自立型地盤防災監視局からの電力供給が困難な箇所に設置される計測機器に関しては、そのメンテナンスに要する労力・コストを最小化するため、電池で 150 日以上は稼動可能な機器を選定し、特定小電力無線によるデータ転送機能を整備した。

さらに、それらの機器の消費電力から、実際のメンテナンス計画を作成した。



写真-1 自立型地盤防災監視局

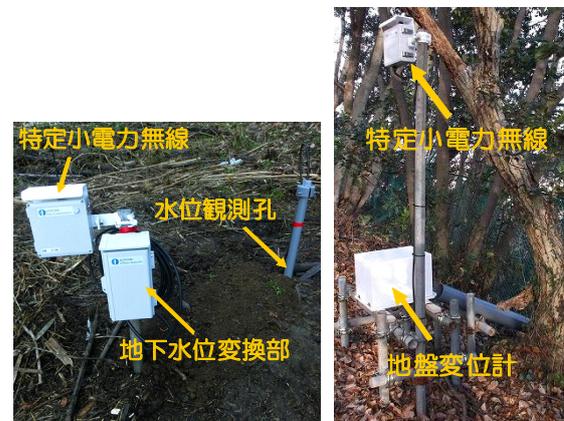


写真-2 観測機器設置状況

研究の成果

自立型地盤災害監視システムを構成する電力・通信ステーション、特定小電力無線機、観測機器等のシステム設計と機器選定を実施し、構築したシステムを研究施設の入場トンネル周辺斜面計測に導入した。

現地の電波強度測定から計画した無線経路は、ほぼ想定どおりの電波強度が確保され、安定して稼動する動態観測網を構築することができた。動態観測開始以来、既に7ヶ月が経過したが、現在も安定した防災監視を継続している。

Construction of Filed Data Linkage Using Specific Small Electric Powered Wireless Telecommunication and Its Practical Application

Hiroshi Yamachi Shin-ichi Ootsu Shinya Ooishi

Specific small electric powered wireless telecommunication, Local field data link, Ground disaster inspection

放射線量平面分布計測システムの開発

三上 博 印南 修三 大津 慎一

キーワード：東日本大震災、放射線物質汚染土壌、除染、GPS、情報化技術

研究の目的

福島第一原子力発電所の事故によって生じた、放射性物質汚染土壌などの除染作業が、福島県を中心に各地で行われている。除染作業に伴う放射線量の測定は、現状では多くが計測員の手作業によるため、手間と時間を要する。放射線量の分布状態を詳細に把握しながら除染作業を進めることは容易ではない。

本技術は、GPS を搭載した放射線量計測車を用いて、最新の線量マップをパソコン上にリアルタイムに表示するシステムである。汚染された表層土の削

り取り作業を行う際に、本システムを活用することによって、作業現場で高濃度汚染箇所を正確に特定することが可能となる。また、汚染の少ない場所を特定することにより、必要の無い削り取りを行わず、処理土量を最小限にすることが可能となる。さらに、本システムを除染実施後の運動場や公園広場などの施設に適用すると、放射線量分布状態の“見える化”が可能となるため、施設利用者への安全・安心に関する情報提供面で有効に活用できる。

研究の概要

開発した平坦地用計測車は、電動式カートの後部に放射線量検出器 3 台、高精度 GPS 受信機を設置しており、走行しながらの測定により運転席のパソコン上に測定エリア内の放射線量平面分布状態が色分け図によって直ちに描かれるものである。

本技術の有効性を確認するために、福島県内のフィールドにおいて実証試験を実施した。試験においては、手動による静止状態での測定結果との比較、測定結果に与える走行速度の影響などを調べた。併せて、本開発システムを用いた測定作業の効率性について確認を行った。



図-1 計測システムの構成

研究の成果

放射線量平面分布計測システムによって測定される空間線量率の分布は、手動計測（環境省「除染関係ガイドライン」による方法）と良く一致していた。

また、短時間で効率良く実施できるため、除染工事現場で放射性物質の汚染状況を評価する上では作業効率の点から有用な手法であることを確認した。

検出器の時定数を 3 秒とした場合、計測車の移動速度は 1.0m/秒以下とすることで、手動計測との適合性の良い測定結果が得られる。放射線濃度の急変箇所においては、より低速での測定を行うことによって、分布状態の位置的把握精度が高まることを確認した。

■ 0.89 以下 ■ 0.9~1.19 ■ 1.2 以上 (単位: $\mu\text{Sv/h}$)

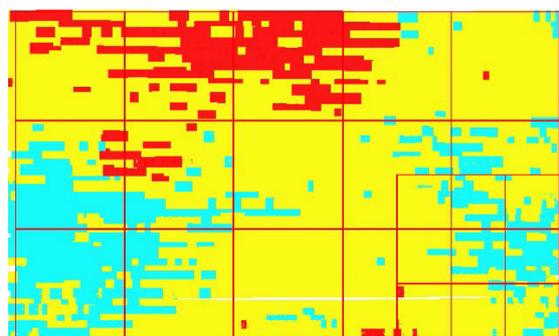


図-2 放射線量平面分布計測結果の一例
(ヤード形状 100m×60m)

Development of Radiation Level Distribution Mapping System

HIROSHI MIKAMI SHYUZO INNAMI SHUN-ICH OHTSU

Key Words : the Great East Japan Earthquake, radioactive contaminated soil, decontamination work, GPS, computer aided Technology

RGB単色光を用いた変状抽出手法の研究

塩崎 正人 三上 博

デジタル画像, LED ライト, 変状抽出, 色空間

研究の目的

近年、既設構造物の劣化度調査が行われる際、従来の近接目視点検・接触式計測と並行して、デジタルカメラ・デジタルビデオカメラを利用した画像計測手法が用いられている。画像計測を用いたコンクリート表面の変状調査では照明を用いることが一般的である。この照明を使った変状抽出について、色

空間の適用可能性を昨年度報告したが、筆者らはこの色空間を用いた変状抽出手法について、特に RGB 単色光を用いた手法検討を進めており、その成果を報告する。

研究の概要

本手法は、撮影時に使用する照明を一般的な白色光ではなく、R（赤色）、G（緑色）、B（青色）の各単色光を用いて撮影を行うものである。

道路トンネルのコンクリート表面は、主に排気ガスから成る煤が付着している場合が多く、これが画像計測でのひび割れ抽出精度を低下させる要因となっている。

抽出手法は、ひび割れを発生させたコンクリート供試体に対して、ロウソク煤を付着させる(写真-1)。

続いて RGB 単色光を用いて撮影を行い(写真-2)、これを HSV 色空間に変換処理を行った場合、明度 V を指標とすると、ひび割れ部と煤部では明度に大きな差があることが判明した。これを二値化処理することで、ひび割れ部を的確に抽出することが可能となる(図-1)。



写真-1 ロウソク煤を付着させた供試体



写真-2 撮影状況（赤色光）

研究の成果

今回の実験から、RGB 単色光を使用した撮影手法が煤の付着したコンクリートのひび割れ抽出に有効であることが明らかとなった。

ただし、今回の実験では青色光で一番精度良くひび割れが抽出されたが、昨年の実験では赤色光が一番精度が良かった。このため、RGB 単色光のどの色が精度良くひび割れを抽出できるかについては、照度【lx】をパラメータとして比較するのではなく、放射照度【W/m²】を新たなパラメータとして研究を進める必要があると考えられる。

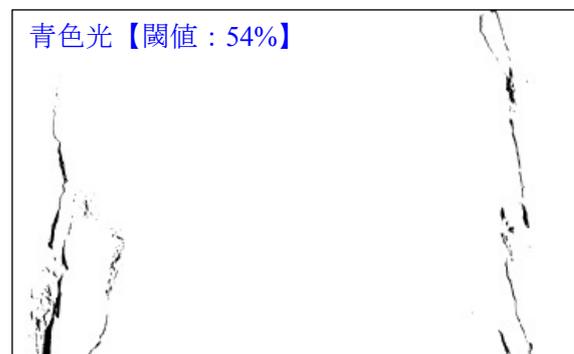


図-1 写真-1 の供試体からひび割れを抽出した二値化画像

材端に腰壁を有する RC 梁の加力実験報告

松永 健太郎 小坂 英之 新上 浩 小田 稔

キーワード：腰壁, 変断面材, ひび割れ, 剛域, モデル化

研究の目的

板状集合住宅の外廊下側の梁には、材端部に腰壁が配されることが多い。この場合は柱-腰壁間にスリットを設け、腰壁を非構造部材として扱うことが一般的である。しかしながら、腰壁をハンチのように梁の一部として活用すれば、梁せいを抑えて所定の耐力を確保することができ、建築計画上の自由度

が高まるものと思われる。本報では、このように腰壁を利用して変断面材とした RC 梁を対象に片持ち梁形式による加力実験を実施し、腰壁の配筋方法による損傷状況の差異、曲げ耐力の評価方法および腰壁の補強筋に作用する最大引張力について検討した。

研究の概要

試験体は端部に腰壁を設けた梁部材 5 体である。

腰壁は梁の軸心に対して偏心して取り付けられており腰壁側面の片側は梁側面と面一になっている。曲げ降伏位置は梁端ではなく、腰壁先端近傍を想定している。変動因子は腰壁先端部の補強筋比、腰壁の横筋の配筋方法、腰壁の長さである。

腰壁の横筋の配筋方法としては、腰壁上端に集中的に配筋する方法と、腰壁の高さ方向に分散させて配筋する方法とした。

試験体を 90 度回転させ垂直に立て、スタブを反力床に固定し、1000kN 油圧ジャッキにより反曲点位置を水平方向に加力した。



写真-1 加力状況

研究の成果

腰壁の横筋を高さ方向に分散配筋した試験体は、腰壁の上端に集中的に配筋した試験体に比べて腰壁のひび割れ幅が小さく、損傷を抑えることができた。

腰壁内に剛域を設定して算出した曲げ耐力の計算

値は最大荷重を安全側に評価することが確認された。

腰壁先端部の補強筋に作用する最大引張力は、腰壁の軸剛性によって梁に作用する曲げ戻しモーメントから計算することで実験値と良い対応を示した。

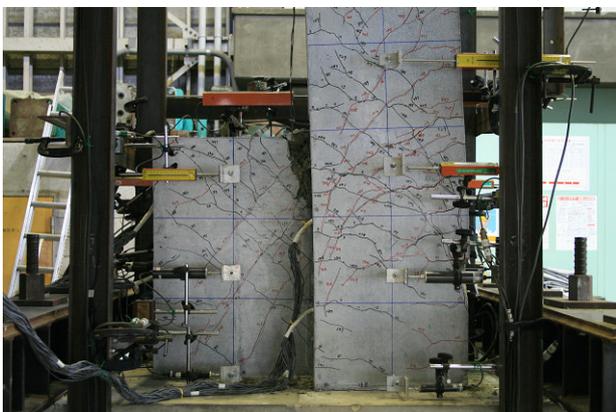


写真-2 破壊状況 ($R = \pm 1/33 \text{ rad}$ 载荷後)

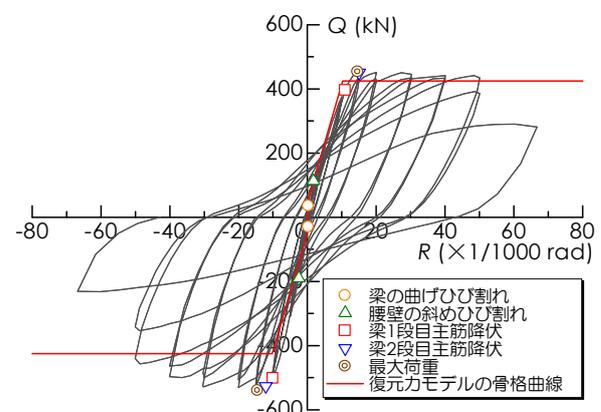


図-1 荷重 Q - 変形角 R 関係

Loading Tests of R/C Beams with Spandrel Wall on Beam-end

KENTARO MATSUNAGA HIDEYUKI KOSAKA HIROSHI SHINJO MINORU ODA

Key Words : Spandrel Wall, Non-uniform Cross Section Member, Crack, Rigid Zone, Modeling

鉄骨梁を高強度異形鉄筋で鉄筋コンクリート柱に接合した混合構造の研究

江頭 寛 小坂 英之 小林 知己 土居 和雅 松井 幸一郎

キーワード：混合構造, 鉄筋コンクリート柱, 鉄骨梁, 高強度異形鉄筋, 固定プレート

研究の目的

物流施設などの大スパンを有する建物に適した構造として、鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁を高強度異形鉄筋で接合する混合構造の研究開発を行っている。

本研究では、架構の耐力・変形性能の確認を目的とした十字形架構の加力実験、および高強度異形鉄筋を定着する鉄骨梁仕口部の強度と破壊性状の確認を目的とした片持ち形鉄骨梁の加力実験を実施し、構造性能の検証を行った。

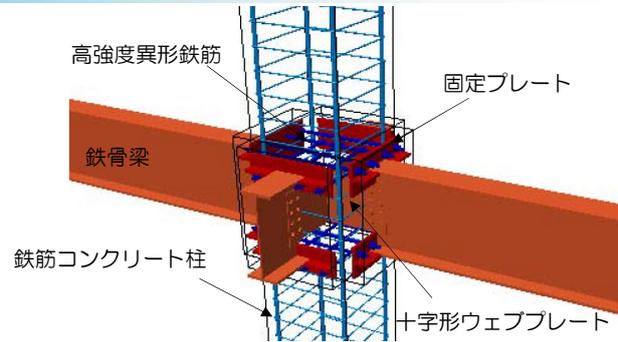


図-1 柱梁接合部の概要

研究の概要

十字形架構試験体は、1/2.5 程度の縮尺を想定した以下の3体である。NF60 は、柱梁接合部に鉄骨梁を貫通させた従来型の比較用試験体、F60 と S36 は、柱梁接合部に鉄骨梁を貫通させない代わりに十字形ウェブプレートと高強度鉄筋を貫通させ、これらと鉄骨梁を連結させた破壊形式の異なる試験体である。柱に一定軸力(1,000kN)を作用させ、左右の梁に逆対称の漸増荷重を静的に加力した。



写真-1 十字形架構試験体(F60)の加力状況

片持ち形鉄骨梁試験体は、鉄骨梁仕口部の補強方法を実験要因とした以下の4体である。FSN1 は6-D16の高強度異形鉄筋を固定プレートの片側に一段配筋させた基本試験体、FSN2 は固定プレートに裏当てナットを付加した試験体、RSN1 は固定プレートに埋込み補強リブを溶接した試験体、FSN2 は高強度異形鉄筋を2段筋にした試験体である。

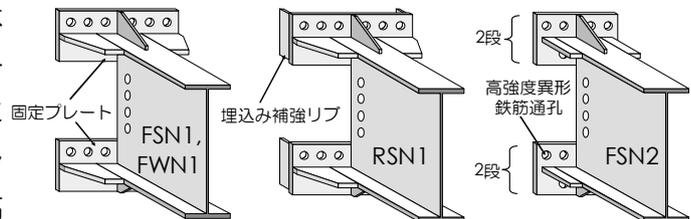


図-2 片持ち形鉄骨梁試験体の鉄骨梁仕口部

研究の成果

本実験結果より以下の知見を得た。

- ①十字形架構試験体の F60,S36 の荷重-変形角曲線は、おおむね良好な復元力特性を示したが、固定プレートの強度不足が判明した。
- ②F60,S36 の高強度異形鉄筋のひずみ分布は、傾きを有する直線状の分布を示した。
- ③片持ち形鉄骨梁試験体の最大荷重の全塑性曲げ強度に対する余裕率は 1.13~1.37 となり、固定プレートの補強方法としての妥当性を検証した。

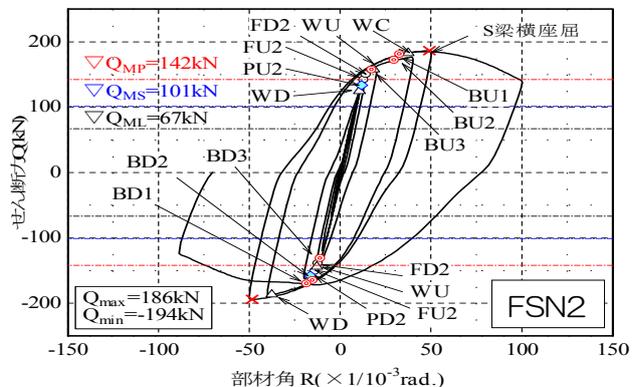


図-3 片持ち形鉄骨梁試験体の荷重-変形角関係

Study on Steel Beam to Reinforced Concrete Column Joint using High Strength Deformed Bar

HIROSHI EGASHIRA HIDEYUKI KOSAKA TOMOMI KOBAYASHI KAZUMASA DOI KOICHIRO MATSUI

Key Words : Mixed Construction, R/C Column, Steel Beam, High Strength Deformed Bar, Anchor Plate

PCa 柱の埋込み部に関する実験的研究

平田 裕一 江頭 寛 伊藤 彰 西成田 由 徳武 茂隆 牧田 瑞記

キーワード: PCa 柱, 埋込み部, 付着実験, 鉛直載荷実験

研究の目的

本研究で対象とする PCa 工法は、PCa 柱の下端を従来の基礎梁天端から耐圧版直上まで延長するものである。基礎梁の内部に柱断面より大きな両面リブ付き鋼管を用いた埋込み部を設けている点に特徴がある。本研究は、本工法における埋込み部の力

学的挙動を把握するために行うものである。

本実験は、柱応力のうち主に軸力の伝達特性を確認するために行った。本報は、工法の概要を示し、両面リブ付き鋼管の付着実験と PCa 柱埋込み部の鉛直載荷実験について報告する。

研究の概要

付着実験は、土木学会規準に準じて行った。試験体は、150×150×150mm のコンクリートに、リブ付き鋼管を模擬した鋼材を設置した (図-1)。

鉛直載荷実験は、フーチングに PCa 柱を埋込んだ状態を模擬している。縮尺は約 1/4 である。外周部の大きさは 650×650mm, PCa 柱埋込み部の形状は、直径 400mm の円筒形である (図-2)。

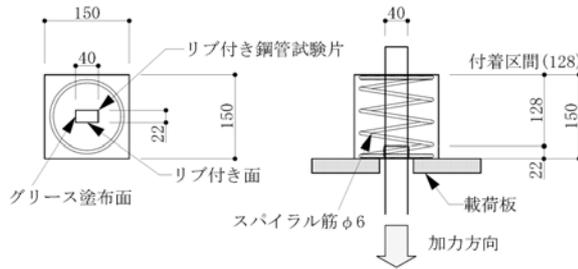


図-1 付着実験試験体

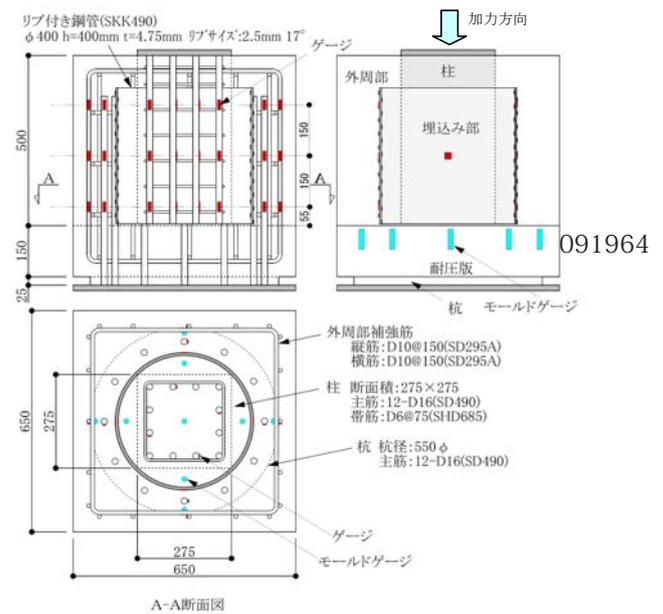


図-2 鉛直載荷実験試験体

研究の成果

付着実験より、すべり量が、0.15~0.2mm を超える領域で付着応力の剛性低下が生じた。このすべり量から想定される弾性限の付着応力は、概ね告示式 (短期), RC 規準 (短期) の付着応力度と同等以上であることが確認された。(図-3 参照)

鉛直載荷実験より、長期荷重時に過大なひび割れを生じないことが確認された。また、リブ付き鋼管の使用および高強度コンクリートの使用により埋込み部の最大耐力が大きく増大した。特に、鋼管による拘束の影響により、耐圧版の支圧耐力が上昇し、鋼管内部が先行して破壊したことが要因と思われる (写真-1)。

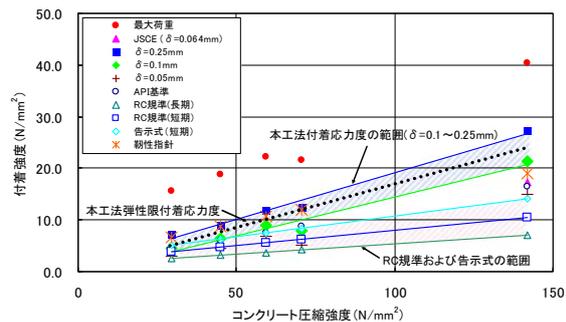


図-3 付着応力



写真-1 試験体切断面

An Experimental Study on Embedded Part in Precast Concrete Columns

YUICHI HIRATA HIROSHI EGASHIRA AKIRA ITO YU NISHINARITA
SHIGETAKA TOKUTAKE MIZUKI MAKITA

Key Words : Precast Concrete Column, Embedded Part, Bond Test, Vertical Loading Test

外装材を対象とした強風リスク評価

作田 美知子 岩本 毅

キーワード：外装材, 強風災害, リスク評価, 物流倉庫

研究の目的

建物の耐風性能を定量的に把握する方法として、強風により建物を受ける被害を確率的に求める強風災害リスク評価がある。統一された手順と評価指標により強風リスクを評価すれば、対象建物の耐風性

能を他の建物と比較し相対的に把握することが出来る。ここでは、建物を構成する外装材の部材耐力に基づいた強風リスクの評価手法を提案し、リスク評価の一例として物流倉庫の評価事例について示す。

研究の概要

外装材を対象とした強風リスクの評価フローを図-1に示す。リスクを損傷確率×建設（修復）コストと考え、強風の発生確率、部材耐力の確率分布、建設コストに基づいてリスクを算出する。リスク評価の手順は以下の通りである。はじめに、リスク評価を行う外装材を抽出する。次に、各部材に加わる最大荷重および部材耐力を対数正規分布と仮定し、各部材の損傷確率を求める。各部材の損傷確率と建設コストを用いて、イベントツリー解析により対象建物の損失期待値を算出し、提案するリスク評価指標により、リスク評価を行う。

リスク評価指標（強風リスク）は式(1)のように外装材の損失期待値と建設コストを用いて定義した。荷重レベルは地震リスク評価を参考に再現期間475年（50年間に10%の確率で生じる強風）とした。

$$\text{強風リスク} = \frac{\text{再現期間475年の荷重レベルにおける損失期待値}}{\text{対象とした外装材の建設コスト}} \quad (1)$$

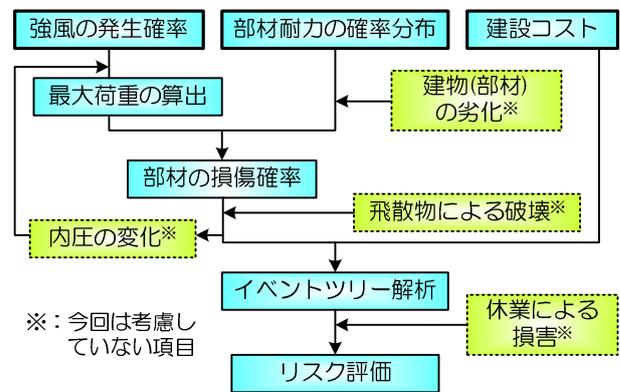


図-1 外装材を対象とした強風リスクの評価フロー

研究の成果

物流倉庫を対象としたリスク評価の一例を示す。

外装材の設計荷重は平成12年建設省告示改正前（旧告示）である。物流倉庫の場合、外壁、屋根、窓ガラス、シャッターの4つの部材をリスク評価の対象とする。検討建物概要と部材の設定条件をそれぞれ表-1、表-2に示す。部材の損傷確率と風速の関係を図-2に示す。シャッター、屋根、外壁、窓ガラスの順で損傷確率が高い。対象建物の強風リスクは15.1%であった。

表-1 対象建物概要

建物用途	物流倉庫	建設地	埼玉県(V ₀ =30m/s)
建物高さ	20m(4階建)	粗度区分	III
延床面積	16,000m ²	評価風速*	32.8m/s

*:再現期間475年の軒高風速

表-2 部材の設定条件

部材	安全率	変動係数	コスト比
外壁(角波鋼板)	2.0	0.3	32%
ガラス	2.5	0.3	6%
シャッター	2.0	0.3	12%
屋根(折半鋼板)	2.0	0.3	50%

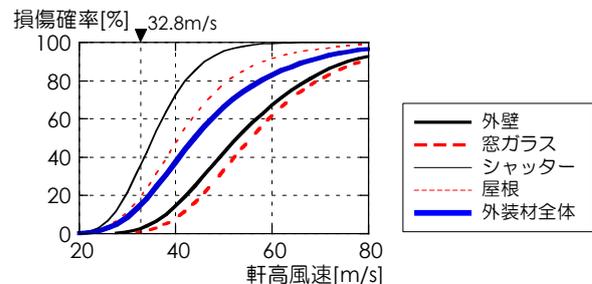


図-2 風速と損傷確率の関係

Study on Risk Estimation of Wind Disaster for Components and Cladding

Michiko Sakuta Takeshi Iwamoto

Key Words : Risk Estimation, Wind Disaster, Components and Cladding, Logistics Warehouse

震災1年後の不安意識・生活意識調査

小林 誠 西尾 新一 丸山 信一郎

キーワード：東日本大震災、調査、不安意識、生活意識、エネルギー

研究の目的

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震は、東日本各地に地震や津波による甚大な被害をもたらした。首都圏においても余震の頻発や帰宅困難者・高層難民の発生、計画停電など、新たに顕在化した課題も含め、生活行為に支障をきたすさまざまな問題が発生した。

本研究では、当社が安全で快適な社会を実現する“暮らしをささえるものづくり”を進める企業であり続けるために、未曾有の大災害を起点として変化する顧客ニーズを的確に捉えることを目的として、「震災1年後の不安意識・生活意識調査」を実施し、その結果を分析し取りまとめた。

研究の概要

本研究では、震災から1年が経過し、改善しつつある課題や新たに深刻化してきた課題を生活者へのアンケート調査で明らかにした。調査方法は、一般男女を対象としたインターネット調査であり、800件のサンプルを得た。(表-1)

調査項目は、主に以下の3項目である。

- ①不安意識の調査
- ②生活意識の調査
- ③エネルギーに関わる考え方・意識の調査

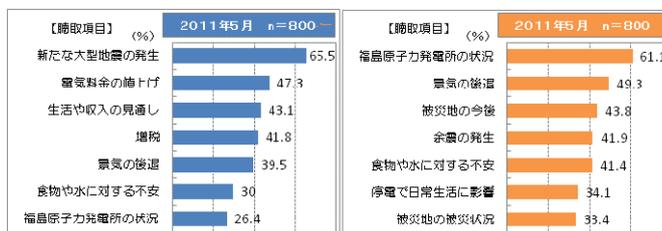
表-1 調査概要

調査方法	Web調査			
調査エリア	関東7都県（東京都、神奈川県、埼玉県、千葉県、群馬県、栃木県、茨城県） 関西6府県（滋賀県、京都府、大阪府、兵庫県、奈良県、和歌山県）			
調査対象	15-59歳 男女			
サンプル数	関東		関西	
	男性	女性	男性	女性
15~29歳	50	50	50	50
30代	50	50	50	50
40代	50	50	50	50
50代	50	50	50	50
計	200	200	200	200
合計	800			
調査期間	2012年5月23日~24日			

研究の成果

①不安意識の調査

震災直後との比較によれば、「原子力発電所の状況」や「食物や水」への不安は解消されつつある。一方で本年度の調査において、「新たな大型地震の発生」を不安の対象とする回答率が最も高い結果となった。



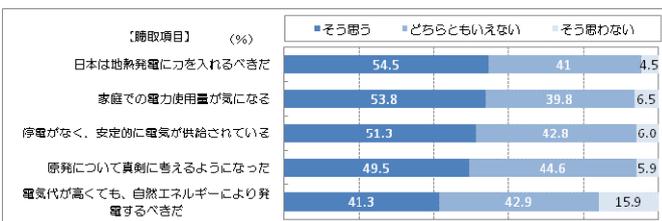
②生活意識の調査

震災1年後の家電利用状況を調べたところ、エアコンの使用頻度が低下し、昔ながらの冷暖器具の使用頻度増加が確認できた。



③エネルギーに関わる考え方・意識の調査

電力供給側に対しては、地熱発電への期待度と安定的な電力供給への関心が高く、需要家側の行動としては、節電に対するコストインセンティブ強化やエネルギー安定化への費用負担に対する生活者の受容度の高さなどがうかがえた。



本研究から、未曾有の大災害を起点とした1年後の不安意識・生活意識の実態が明らかとなり、日々変化する顧客ニーズを捉えることができた。

図-4 エネルギーに関わる考え方・意識

Survey of Concerns and Life Consciousness One Year after the Great East Japan Earthquake

MAKOTO KOBAYASHI SHIN-ICHI NISHIO SHIN-ICHIRO MARUYAMA

Key Words : The Great East Japan Earthquake, survey, concerns, life consciousness, energy

持続荷重を受ける直列配置された 各種ずれ止めのせん断力負担分布について

Shear force distribution of connectors arranged in series under sustained load

有川 直貴 NAOKI ARIKAWA
篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI
三加 崇 TAKASHI SANGA
浅井 洋 HIROSHI ASAI

著者らは、モルタルを充填した鋼管を鋼板孔に設置するずれ止め（鋼管充填モルタルジベルと呼ぶ）や、孔径が貫通鉄筋とほぼ同径の孔あき鋼板ジベル（鉄筋ジベルと呼ぶ）について、これまで主に2面せん断試験による検討を行ってきた。ここでは、直列に複数配置されたずれ止めに、片側から持続荷重を一定時間作用させた場合の挙動について検討した。力の作用方向に12個のずれ止めを配置した実験結果より、一般的な孔あき鋼板ジベル（PBLと呼ぶ）と比較すると鉄筋ジベルのせん断負担の経時変化が大きいことが分かった。また、いずれのずれ止めも、加力直後は引張端のせん断負担が大きいものの、時間の経過とともに荷重分担が均等化する傾向が認められた。

キーワード：鋼管充填モルタルジベル，鉄筋ジベル，せん断力負担分布

The authors have been studying on the shear capacity of developing new type connectors using mortar filled steel tube or reinforcing bar (Re-bar connector) which were inserted in perforated steel structure. In order to discuss about the distribution of shear load of each connectors arranged in series under sustained loading, push-out tests of these connectors arranged 12 to each specimen in series were connectors. It was observed that the change of shear force which time of the Re-bar connector was larger than that of PBL. In addition, the shear force near the loading side was observed to be high just after loading, but the distribution of the shear force tended to equalized with time in both connectors.

Key Words: Mortar filled steel tube , Re-bar connector , Shear force distribution

1. はじめに

著者らは、鋼管充填モルタルジベルや、鉄筋ジベルのせん断耐力について検討を行ってきた¹⁾。鋼とコンクリートの複合構造では、PC桁と合成桁との接合などでずれ止めを荷重方向に直列配置する場合があります、直列配置した鋼管充填モルタルジベルや鉄筋ジベルがどのような挙動を示すかを明らかにする必要があります。そこで鋼板とコンクリートの接合部にずれ止めを12箇所直列配置し、配列方向に荷重を与えて一定期間放置する実験を実施した。実験は鋼材断面積が同等程度の鋼管充填モルタルジベル、鉄筋ジベルおよびPBLと孔径をPBLと同等程度とした鋼管充填モルタルジベルの4体を用いて実施し、せん断力の負担分布や経時変化について検討した。

2. 鋼管充填モルタルジベルと鉄筋ジベルの概要

鋼管充填モルタルジベルや鉄筋ジベルは孔あき鋼板の孔径と同等径のモルタル充填鋼管や鉄筋をずれ方向に対して孔あき鋼板孔部の内面に接するように設置する。

PBLは大きなせん断耐力を必要とし、孔内へのコンクリート充填性を確保するため鋼板孔径と鉄筋径の関係が規定されている。鋼板孔径や鉄筋径を大きくする場合、これらの制限を受ける可能性がある。これに対し、鋼管充填モルタルジベルは鋼管厚を厚くすることで比較的大きなせん断耐力を得ることができる。鉄筋ジベルは鋼板孔径がPBLより小さく、配置箇所数を増やすことができる利点がある。

同程度の鋼材断面積を有する鋼管充填モルタルジベル

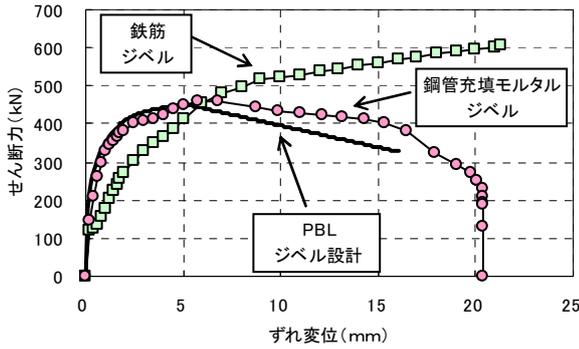


図-1 各種ずれ止めのせん断力とずれ変位関係

表-1 試験体種類一覧

記号	ジベル					
	種類	径と管厚	材質	鋼材断面積 (mm ²)	長さ	鋼板孔径
S25	鉄筋	D25	SD345	506.7	200mm	30mm
CFT49	鋼管充填モルタル	φ 48.6 t=3.5mm	STK400	495.9		50mm
CFT60	鋼管充填モルタル	φ 60.5 t=3.2mm	STK400	576.0		62mm
PBL	孔あき鋼板	D25	SD345	506.7	400mm	62mm

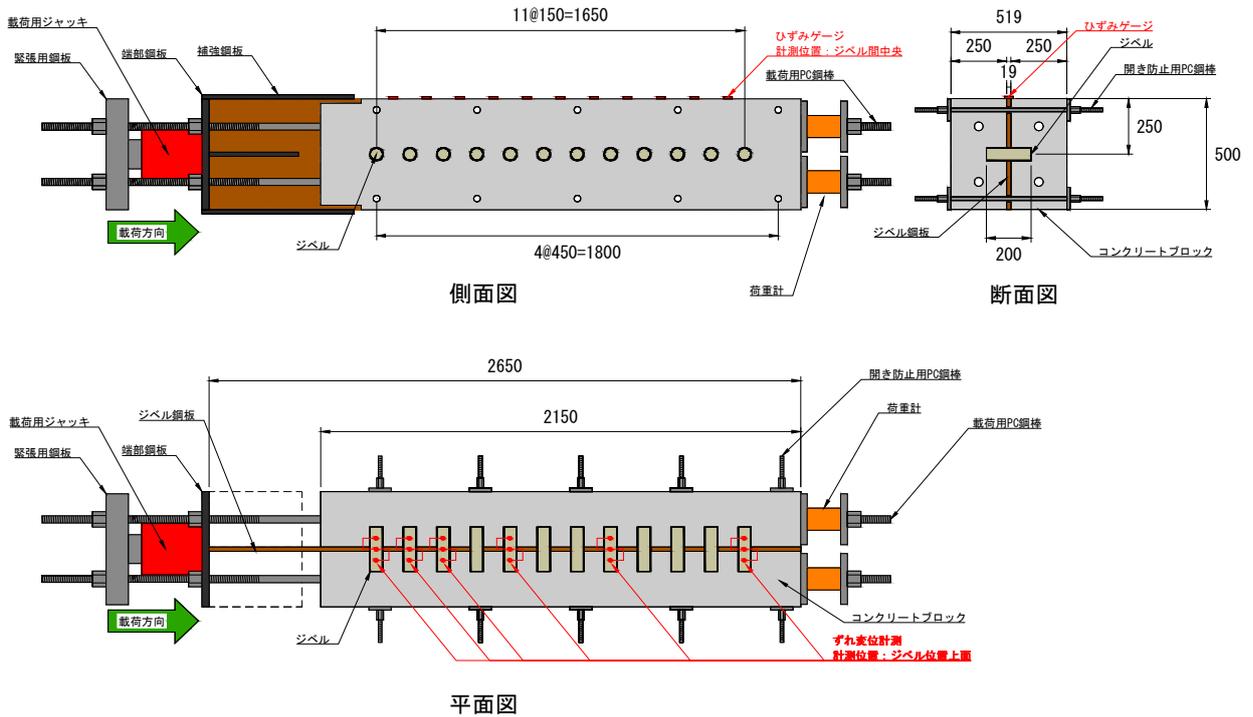


図-2 試験体形状

と鉄筋ジベルの二面せん断実験による荷重とずれ変位の関係を図-1に示す¹⁾。図の太線は複合構造標準示方書²⁾に示される貫通鉄筋を有するPBLのせん断力-ずれ変位関係の計算値である。計算値に使用した孔径は62mm, 貫通鉄筋は鋼管充填モルタルジベルや鉄筋ジベルと同程度の鋼材断面積であるD25, コンクリートの圧縮強度は40N/mm²である。鋼管充填モルタルジベルはPBLと同様な挙動を示し, 鉄筋ジベルは最大耐力が大きいが荷重初期の段階からずれ変位が増加する特徴がある。

3. 実験概要

試験体の形状を図-2に示す。ずれ止め鋼板は長さ2650mm, 高さ500mm, 厚さ19mmとし, ジベル設置孔を150mm間隔で12箇所設けた。ずれ止め鋼板にジベルを

設置した後, ずれ止め鋼板両側にコンクリートを打ち込み一体化した。コンクリートブロックは長さ2150mm, 高さ500mm, 厚さ250mmである。コンクリートの圧縮強度は56.9N/mm²である。コンクリート内部にはコンクリートの破壊が先行しないようD16の帯筋を150mm間隔で配置した。荷重時コンクリートの開きを防止するためφ16mmのPC鋼棒を300mm間隔で上下に配置した。PC鋼棒がせん断力に抵抗しないよう配置孔のずれ方向に対して後方側に配置し, PC鋼棒張力はコンクリートと鋼板の摩擦力の増加を極力発生させないように1kNに設定した。実験で使用したずれ止めの種類を表-1に示す。

CFT49は外径48.6mm, 管厚3.5mmのSTK400鋼管に普通モルタルを充填した鋼管充填モルタルジベルを孔径50mmの鋼板孔に設置した。CFT60は外径60.5mm, 管厚3.2mmのSTK400鋼管に普通モルタルを充填した鋼管

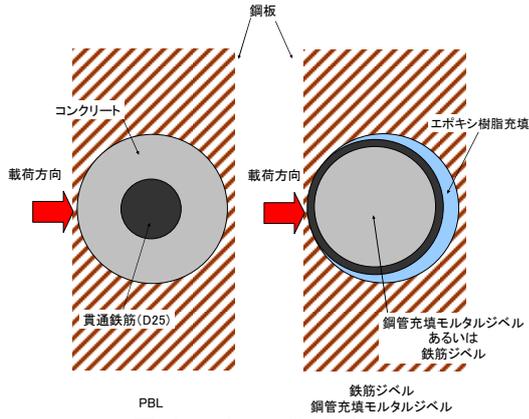


図-3 ジベル設置概要

表-2 持続荷重保持期間

持続荷重 (kN)	保持期間 (日)
450	130
950	30
1850	30

充填モルタルジベルを孔径 62mm の鋼板孔に設置した。充填したモルタル強度は 76.3N/mm^2 である。S25 は D25 鉄筋 (SD345) を孔径 30mm の鋼板孔に設置した。PBL は孔径 62mm の孔あき鋼板ジベルで貫通鉄筋には D25 鉄筋 (SD345) を使用した。CFT49, CFT60, S25 のジベル長さは 200mm で PBL の貫通鉄筋は 400mm である。CFT60 を除く 3 種類のずれ止めは鋼材断面積を同程度に設定した。CFT49, CFT60, S25 のジベルの設置は、図-3 に示すように載荷側の鋼板孔内面にジベルが接触するように配置し、隙間をエポキシ樹脂で充填した。PBL の貫通鉄筋は鋼板孔の中央に配置した。載荷用にコンクリートには 4ヶ所シースを配置し、PC 鋼棒をアンボンドで配置している。PC 鋼棒の緊張端は緊張用鋼板に定着しており、固定端は鋼板および荷重計を介して定着している。コンクリートから露出した鋼板部は座屈を防止するために補強鋼板を溶接し、ジベル鋼板端部には PC 鋼棒定着用の端部鋼板を溶接した。緊張は緊張用鋼板と端部鋼板の間に油圧ジャッキを設置して緊張し、所定の荷重で端部鋼板にナット定着した。試験体上面のずれ止め設置位置に高感度変位計を設置し、鋼板とコンクリートの相対ずれ変位を計測した。ずれ止めのせん断力負担分布を確認するために鋼板上面のずれ止め間の中間位置にひずみゲージを設置し、鋼板のひずみを計測した。載荷荷重は複合構造標準示方書²⁾で計算した PBL 試験体の耐力にジベル設置数 (12箇所) を乗じた荷重の 1/12, 1/6, および 1/3 (450kN, 950kN, および 1850kN) とした。各荷重載荷後、PC 鋼棒を定着させて荷重を保持し、設定期間経過後に次の荷重を載荷した。各荷重での保持した期間を表-2 に示す。

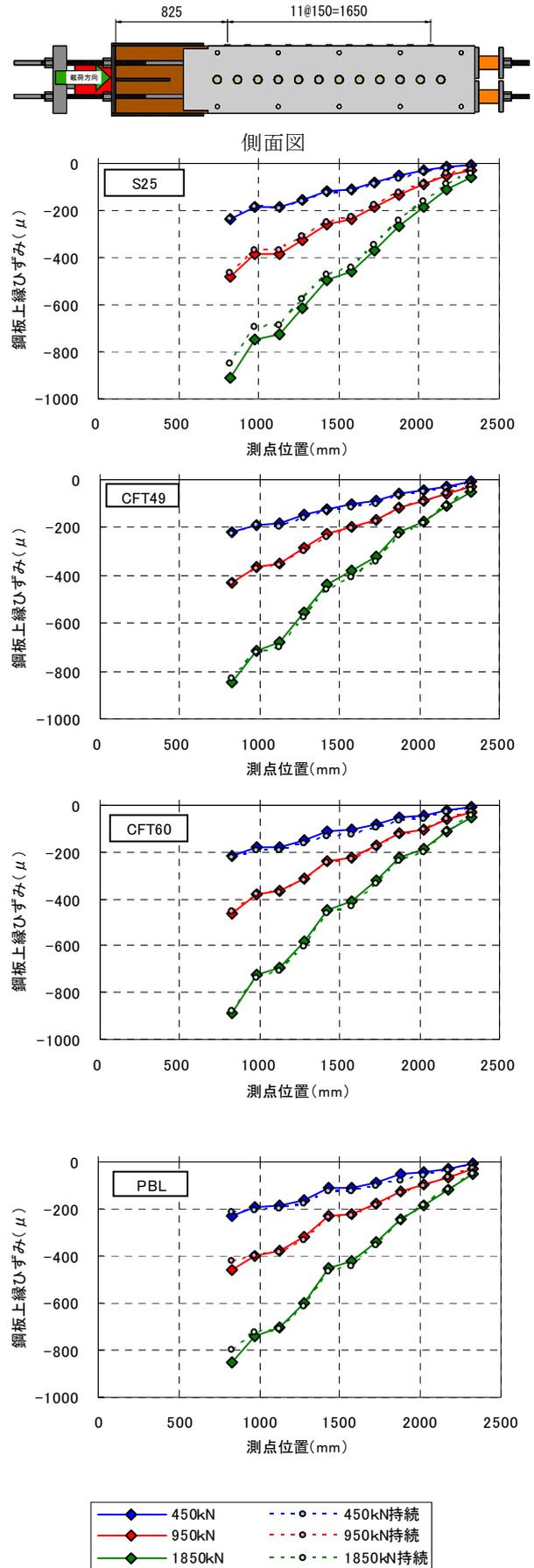
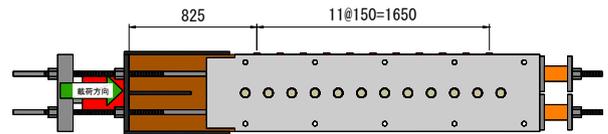


図-4 各試験体の鋼板ひずみ分布

表-3 鋼板ひずみから算出したジベルの負担割合

試験体種類	載荷荷重 (kN)	①1箇所あたり最大鋼板ひずみ差	②1箇所あたり計算値鋼板ひずみ差	計算値に対する最大ひずみ差の割合 ①/② (%)
		(μ)	(μ)	
S25	450	52	20	264
	950	97	42	232
	1850	169	81	208
CFT49	450	37	20	187
	950	69	42	166
	1850	129	81	159
CFT60	450	36	20	182
	950	82	42	196
	1850	164	81	202
PBL	450	48	20	245
	950	84	42	202
	1850	153	81	188



側面図

4. 実験結果および考察

(1) 鋼板ひずみ

各試験体の鋼板のひずみ分布を図-4に示す。実線は荷重載荷直後のひずみ、点線は荷重保持後のひずみである。鋼板ひずみは緊張側から固定側にかけて減少する傾向にある。

表-3に示す1箇所当たりの鋼板ひずみ差は、1個のずれ止めをまたぐ鋼板ひずみ測定値の差である。表には測定範囲の中で最大の鋼板ひずみ差（最大鋼板ひずみ差）と計算値を併せて示した。鋼板ひずみ差の計算値は式(1)から算出した。

$$\varepsilon = \frac{P}{A_s \times E \times 12} \quad (1)$$

ここに、 ε : 鋼板ひずみ差 (μ)、 P : 載荷荷重 (N)、 A_s : 鋼板断面積 (mm^2)、 E : 弾性係数 (N/mm^2)

各試験体において最もせん断力を負担しているずれ止めは、計算値の159%～264%を負担していることが確認できる。

(2) 持続荷重が荷重分担に与える影響

荷重保持後の鋼板のひずみ分布を図-4に点線で示した。荷重保持後のひずみは各荷重の載荷直後と比較してほとんど変化していない。図-5に1850kN載荷直後と荷重保持後のずれ止め位置前後の鋼板ひずみ差を示す。荷重保持前後のひずみ差を比較すると負担が大きかった緊張側では若干減少し、載荷直後の負担が小さかった固定側では若干増加する傾向が認められる。以上から、本試験の荷重保持期間の範囲で、ずれ止めが負担するせん断力はわずかであるが平均化する傾向が認められた。

(3) ずれ変位

各荷重でのずれ変位分布を図-6に示す。ずれ変位はず

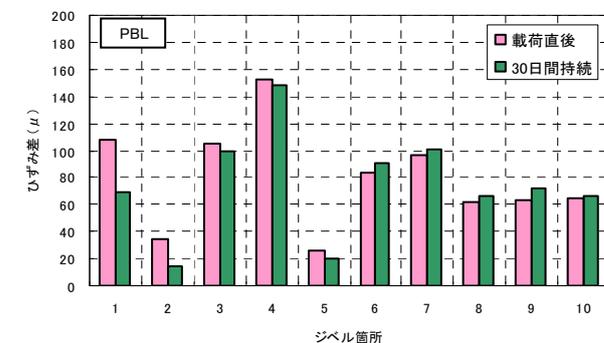
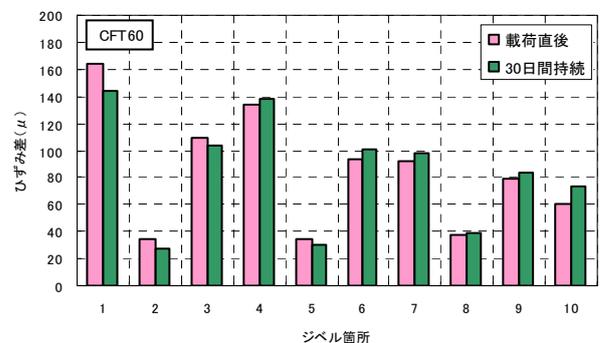
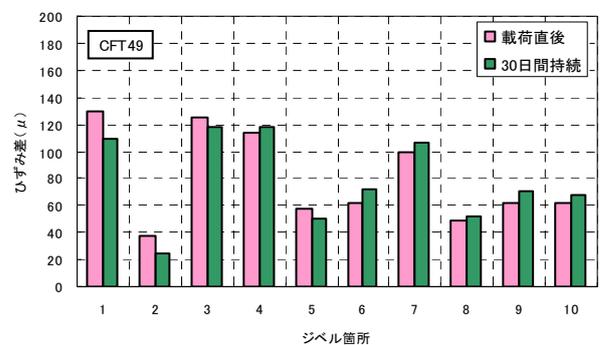
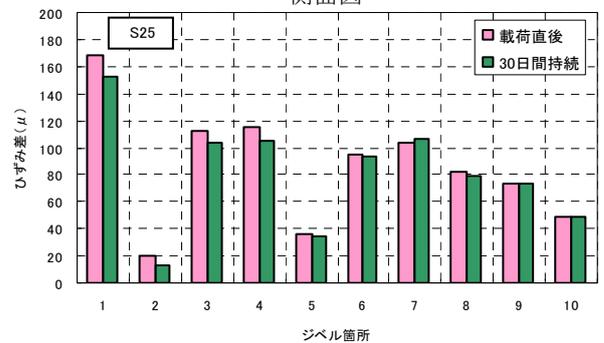
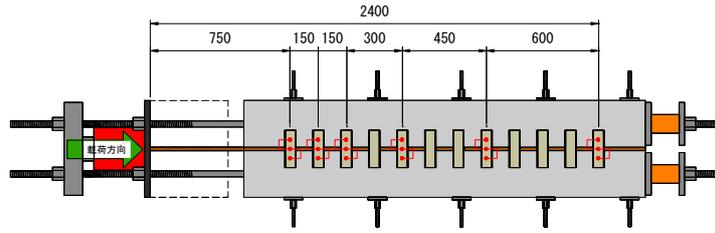


図-5 各試験体 1850kN 時鋼板ひずみ差

れ止めが配置されている試験体上部の鋼板とコンクリートブロックの相対ずれ変位である。図より、全試験体で緊張側のずれ変位が大きい傾向にあることがわかる。こ



平面図

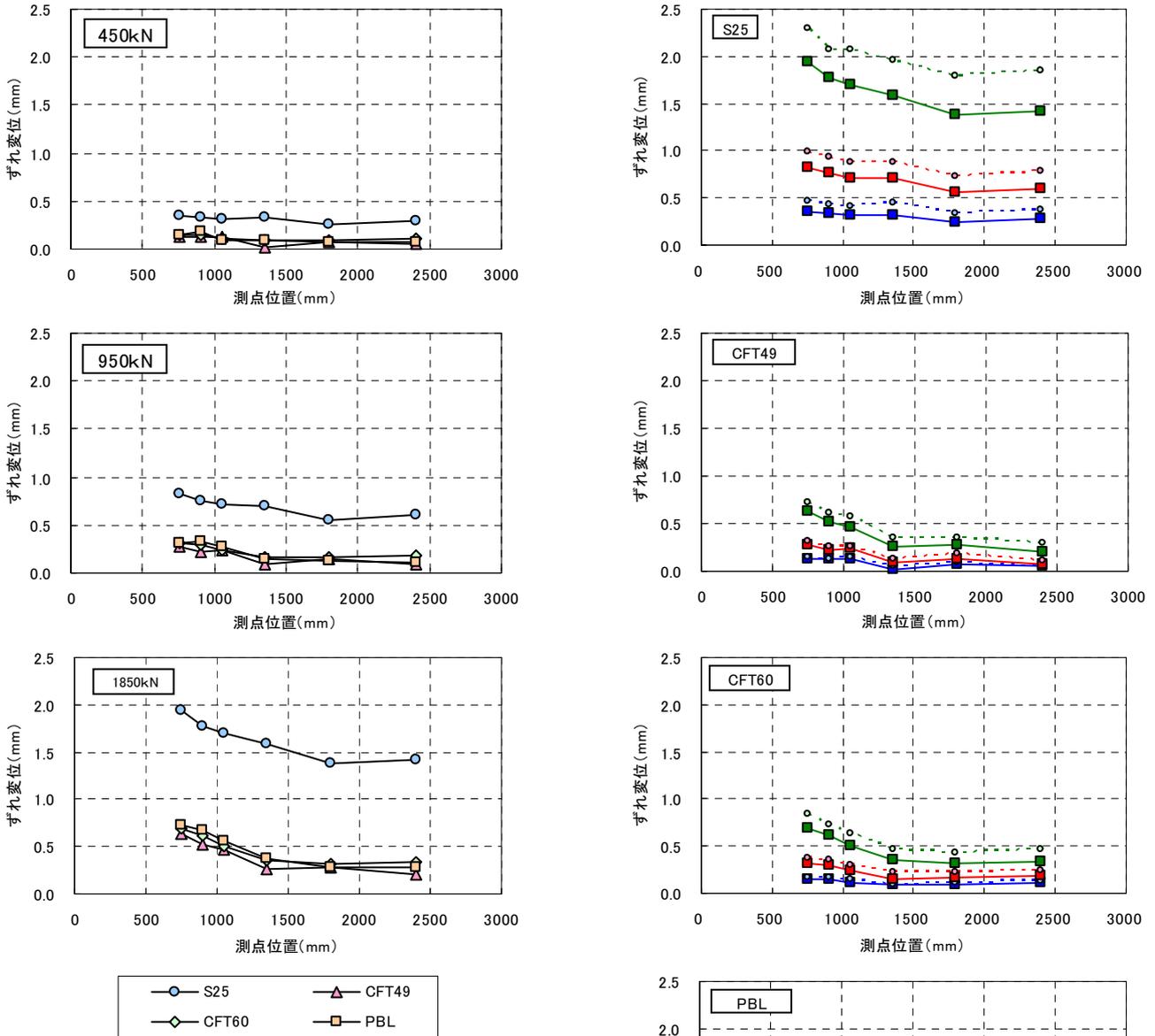


図-6 各荷重でのずれ変位分布

これは、せん断力の負担が緊張側で大きいことを示している。CFT49, CFT60, PBLのずれ変位は各荷重で同程度である。S25は他のずれ止めよりもずれ変位が大きい。

図-1に示すように、鉄筋ジベルはCFTやPBLに比べて載荷初期からずれ変位が大きいと考えられる。

(4) 持続荷重によるずれ変位への影響

図-7に各試験体の載荷直後と荷重持続後におけるずれ

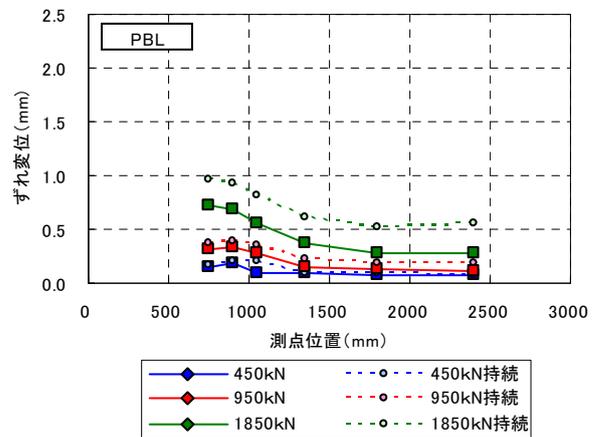


図-7 載荷直後・持続後におけるずれ変位分布

変位分布を示す。実線は載荷直後、点線は荷重保持後のずれ変位である。持続荷重によりずれ変位は増加しており、保持後のずれ変位の増加傾向はすべての試験体で固定側の方が大きい。図-8に各試験体の持続荷重作用中のずれ変位増加量の平均値と持続荷重との関係を示す。いずれの試験体も持続荷重の増加に伴ってずれ変位の増加量は大きくなっている。S25は他のジベルに比べ、いずれの荷重段階においても増加量が大きい。PBLは950kNまでCFT49、CFT60と同程度の増加量であったが、1850kNで増加量が急増している。この原因として鋼管充填モルタルジベルは鋼板と鋼管との支圧によって抵抗するのに対して、PBLは鋼板と鋼版孔に充填されたコンクリートとが鋼板厚の範囲でせん断力に抵抗するため、コンクリートの損傷が950kN以降に発生したと考えられる。

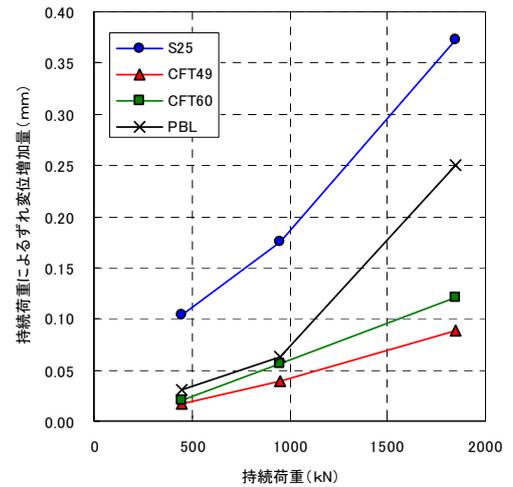


図-8 ずれ変位増加量 - 持続荷重関係

図-9にS25のずれ変位の増加量と時間の関係を片対数グラフに示す。ずれ変位の増加量は最も負担が大きい緊張側の値である。ずれ変位増加量は荷重保持の初期に大きく増加し、その後、時間(対数)に対して直線関係を示す。載荷荷重が大きいほど傾きも大きい。約20日を超えると傾きは若干緩やかになり収束する傾向が認められる。この結果より、鉄筋ジベルは他のジベルに比べて初期のずれ変位は大きい。最大耐力の1/3以下の荷重範囲であれば、ずれ変位が急増することなく接合性能を損なう可能性はないものと推測される。

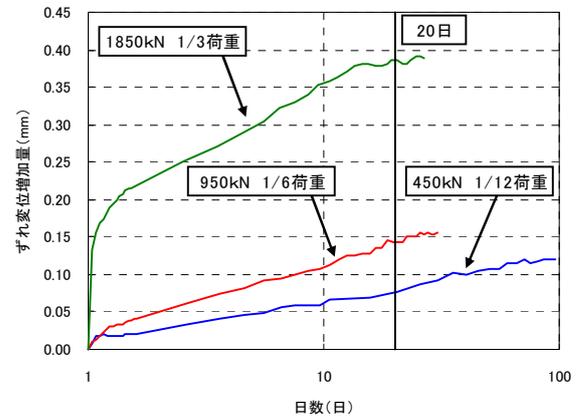


図-9 S25 ずれ変位増加量と時間の関係

5. 結論

鋼材断面積が同等のPBL、鉄筋ジベル、鋼管充填モルタルジベルを直列配置した時のせん断力負担分布やずれ変位の特性について次の結論が得られた。

- ① 鋼板ひずみによる荷重載荷時のせん断力負担分布は、どのずれ止めも同様な挙動を示し、緊張側のずれ止めのせん断力負担が大きい。ずれ止め1箇所が負担する最大のせん断力は、全ずれ止めが均等に負担した場合よりも1.6～2.6倍程度大きい。
- ② 持続荷重による荷重分担への影響は、鋼板ひずみおよびずれ変位から、載荷時に負担が大きい緊張側では減少し、負担が小さい固定側では増加する傾向があり、せん断力負担が平均化する傾向を示す。
- ③ 荷重載荷時のずれ変位は、PBLと鋼管充填モルタルジベルで同程度であるが鉄筋ジベルは若干大きなずれ変位を示し、持続荷重によるずれ変位の増加も若干大きい。
- ④ 鉄筋ジベルのずれ変位の増加量は初期に大きく、おおむね20日程度で収束する傾向を示す。

参考文献

- 1) 浅井洋, 篠崎裕生, 三加崇, 竹之井勇: 鋼管充填モルタルジベルのせん断耐力に関する実験的研究, 第20回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム, pp.351-356, 2011
- 2) 土木学会: 2009年制定複合構造標準示方書, pp.64-67, 2009

円柱ジベルを併用した縁端拡幅工法の開発

Development of the Edge Widening Method by Cylindrical Connector

三加 崇 TAKASHI SANGA

浅井 洋 HIROSHI ASAI

東京土木支店 竹之井 勇 ISAMU TAKENOI

土木技術部 安藤 直文 NAOFUMI ANDO

橋脚や橋台の桁掛かり長を拡幅する工法として、ブラケットを用いた縁端拡幅工法が用いられている。著者らは、施工性や経済性を勘案して円柱ジベルを用いたブラケットの固定方法を開発した。鋼製ブラケットを鉄筋アンカーや円柱ジベルを併用して固定した試験体の載荷試験の結果、円柱ジベルを併用した固定方法は設計荷重の範囲内におけるずれ変位が小さいことが明らかになった。また、破壊耐力は鉄筋アンカーによる固定方法よりも小さいものの設計荷重の3倍以上の耐力を有することが分かった。

キーワード：縁端拡幅，円柱ジベル，ブラケット

The edge widening methods using a bracket widening are applied to bridge girders to extend seating length. The authors have developed the construction method of the bracket using the cylindrical connector considering construction conditions and economical efficiency. The fixed method of the anchor bolt using the cylindrical connectors showed minor gap displacement in the range of design load. Although capacity of the method with connectors was smaller than with anchor bolts, it was observed to be 3 times or more of the design load.

Key Words: Edge Widening, Cylindrical Connector, Bracket

1. はじめに

縁端拡幅工法は、地震による落橋を防ぐことを目的として、橋脚や橋台の橋座幅を拡幅する工法である。拡幅工法は、コンクリートの増し打ちによる方法や、鋼製のブラケットをアンカーによって固定する方法がある。

鋼製ブラケットは、複数の鉄筋や PC 鋼棒のアンカーで固定され、図-1 に示すように、曲げモーメントとせん断力に対してアンカー量が設計される。鉄筋をアンカーとして用いる場合（以下、鉄筋アンカー）、せん断力に対して鉄筋総断面積が決定され、曲げモーメントに対して鉄筋の配置位置と断面積が決定される。したがって、鉄筋量がせん断力に対して決定された場合には、曲げモーメントに対して大きな余裕を有する場合がある。アンカー設置位置は既設構造物の鉄筋を事前に調査し、干渉しない位置に計画されるが、深い位置の鉄筋や支承アンカーが設計図面通りに設置されていない場合には、位置を変えて削孔しなければならない。鋼製ブラケットは、削孔位置の変更を反映して製作することになり、アンカ

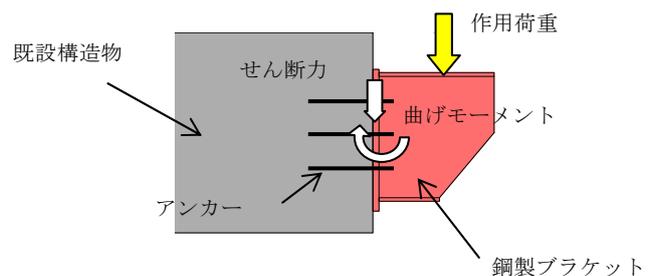


図-1 鋼製ブラケットの作用力

一位置の測量に労力が必要となっている。

著者らは、これらの課題を低減できる鉄筋アンカーと円柱ジベル¹⁾を併用した鋼製ブラケットの固定方法を提案する。本稿では、従来の鉄筋アンカーによる固定方法と、円柱ジベルを併用した固定方法について実験で比較するとともに、併用した工法の適用性と特徴について検討する。

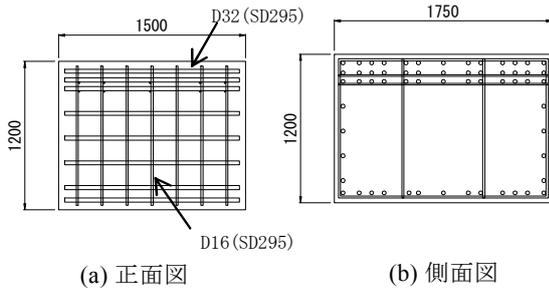


図-2 コンクリートブロック

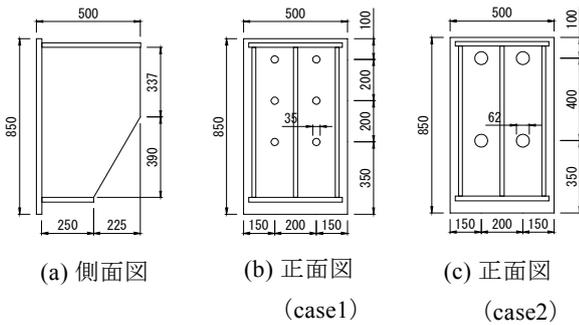


図-3 鋼製ブラケット

2. 試験体

(1) コンクリートブロック

T型橋脚の一部を模擬したコンクリートブロックの形状を図-2に示す。コンクリートブロックは、幅1500mm、長さ1750mm、高さ1200mmである。鉄筋の配置は、D32 (SD295) の鉄筋を9段、せん断補強筋としてD16 (SD295) を配置した。実験時のコンクリート圧縮強度は29.6N/mm²である。

(2) 鋼製ブラケット

鋼製ブラケットの形状を図-3に示す。鋼製ブラケットは、幅500mm、長さ500mm、高さ850mmで実大ブラケットの一部を切りだしたモデルであり、設計荷重400kNに対して、十分な耐力を有する鋼板厚で設計した。コンクリートブロックに鋼製ブラケットを固定するアンカー孔は、case1がφ35mmを6箇所、case2がφ62mmを4箇所とした。

(3) アンカー形状

アンカーの配置は、設計荷重時に許容応力度以下となるように設計した。アンカーの種類を表-1に示す。試験体の種類は、鋼製ブラケットのアンカーに鉄筋アンカーを使用したcase1、鉄筋アンカーと円柱ジベルを併用したcase2の2種類である。

case1の鉄筋アンカー量は、設計荷重作用時に鉄筋アンカーに作用する引張応力度およびせん断応力度が許容

表-1 アンカー種類

アンカー種類		case1	case2
鉄筋	材質	SD345	SD345
	径	D29(M27)	D22(M20)
円柱ジベル	材質	—	STK400
	径	—	φ60.5mm-4.9mm

表-2 設計荷重時の応力度計算値(case1)

径	材質	本数	上部からの距離 (mm)	引張応力度 (N/mm ²)	許容引張応力度 (N/mm ²)	総断面積 (mm ²)	せん断応力度 (N/mm ²)	許容せん断応力度 (N/mm ²)
D29	SD345	2	100	73	200	3854	104	115
		2	300	46				
		2	500	19				

応力度以下となるように決定した。鉄筋アンカーの許容引張応力度は、道路橋示方書²⁾に準じた。許容せん断応力度は、鉄筋の許容引張応力度を $\sqrt{3}$ で除した値とした。鉄筋アンカーのせん断応力度は、設計荷重を既設コンクリートブロックと鋼製ブラケットの接合界面に配置する鉄筋アンカーの断面積で除して算出した。鉄筋アンカーのせん断応力度が許容せん断応力度以下となるための必要鉄筋量は3478mm²である。曲げモーメントに対しては、コンクリートブロックと鋼製ブラケットの接合界面で平面保持が成立すると仮定して、鉄筋アンカーの引張応力度が許容引張応力度以下となるように設計した。

せん断および曲げモーメントによる鉄筋アンカー応力度の算出結果を表-2に示す。case1のアンカーは、鉄筋径D29、材質SD345を3段2列で6本を配置した。

case2のアンカーは、既設コンクリートと鋼製ブラケット接合面に鋼管を配置し、鋼管を通して鉄筋を既設コンクリートに十分な定着長を設けて定着し、鋼管と鉄筋の間に無収縮モルタルを充填した構造である。case2のアンカー量は、円柱ジベルと鉄筋アンカーの許容せん断力が設計荷重以上になるように算出した。円柱ジベルと鉄筋を併用したアンカーの許容せん断力は、円柱ジベルと鉄筋アンカーの許容せん断力の和として式(1)より算出する。

$$V_a = V_{rca} + V_{ca} \quad (1)$$

ここに、 V_a : アンカーの許容せん断力 (N)、
 V_{rca} : 鉄筋アンカーの許容せん断力 (N)、 V_{ca} : 円柱ジベルの許容せん断力 (N)

著者らは、円柱ジベルのせん断耐力を式(2)で算出できることを示している³⁾。式(2)の第1項がモルタルによるせん断耐力、第2項が鋼管によるせん断耐力である。円柱ジベルの許容せん断力は、せん断耐力を安全率

表-3 設計荷重時許容せん断力計算値 (case2)

種類	材質	径	寸法 (mm)	断面積 (mm ²)	本数 (本)	総断面積 (mm ²)	許容せん断 応力度 [*] (N/mm ²)	許容せん断力 (kN)
鉄筋	SD345	D22	—	387.1	4	1548.4	115.5	178.8
鋼管	STK400	—	φ60.5-4.9	855.9	4	3423.6	46.1	157.8
モルタル	50N/mm ²	—	φ50.7	1631.8	4	6527.0	11.1	72.1
合計								408.7

表-4 設計荷重時応力度計算値 (case2)

径	材質	本数 (本)	上部からの 距離 (mm)	引張 応力度 (N/mm ²)	許容引張 応力度 (N/mm ²)
D22	SD345	2	100	160	200
		2	500	55	

表-5 アンカー材の材料試験結果

試験体種類	アンカー種類		降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)
case1	鉄筋	D29	371.7	581.5	196.6	
case2	鉄筋	D22	382.1	554.4	196.7	
	鋼管	φ60.5mm t=4.9mm	282.0	480.0		
	無収縮 モルタル				28.4	89.2

3 で除した値とした。鉄筋アンカーの許容せん断力は、鉄筋の許容せん断応力度と総断面積との積で算出した。

$$V_c = 9.0 A_c \sqrt[3]{f_c} + A_{st} f_{stu} / \sqrt{3} \quad (2)$$

ここに、 A_c : モルタルの断面積 (mm²)、 A_{st} : 鋼管の断面積 (mm²)、 f_c : モルタルの圧縮強度 (N/mm²)、 f_{stu} : 鋼管の引張強度 (N/mm²)

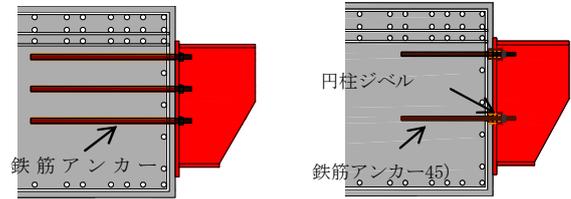
許容せん断力の算出結果を表-3 に示す。許容せん断力は、鉄筋アンカー179kN、鋼管 158kN、および無収縮モルタル 72kN で合計 409kN である。曲げモーメントによる鉄筋アンカーの応力度の算出結果を表-4 に示す。

case1 と同様にコンクリートブロックと鋼製ブラケット間で平面保持が成立すると仮定して、鉄筋アンカーの引張応力度が許容引張応力度以下となるように設計した。この結果、鉄筋径 D22 (SD345)、鋼管外径 60.5mm、厚さ 4.9mm (STK400)、ジベルを 2 段 2 列で 4 本を配置した。

使用したアンカー材の材料物性を表-5 に示す。case1 と case2 の曲げモーメントによる降伏荷重、せん断による降伏荷重とせん断耐力の算出結果を表-6 に示す。曲げモーメントによる降伏荷重は、コンクリートブロックと鋼製ブラケットの間で平面保持が成立すると仮定して、最上段の鉄筋アンカーに作用する応力度が降伏強度になる荷重とした。鉄筋アンカーのせん断降伏荷重は、鉄筋アンカーの引張降伏強度を $\sqrt{3}$ で除した値に鉄筋断面積

表-6 降伏荷重およびせん断耐力

試験体	アンカー種類	降伏荷重		せん断耐力 (kN)
		曲げ (kN)	せん断 (kN)	
case1	鉄筋	1802	768	1565
case2	鉄筋+円柱ジベル	847	1047	2014



(a) case1 (鉄筋のみ) (b) case2 (鉄筋+円柱ジベル)

図-4 試験体形状

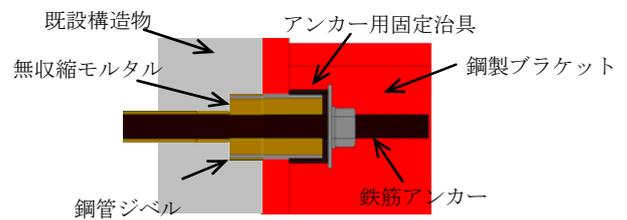


図-5 アンカー固定方法 (case2)

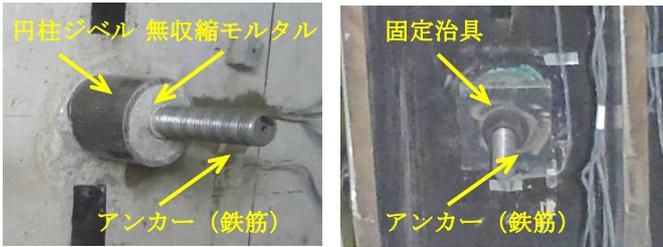
を乗じて算出した。円柱ジベルのせん断降伏荷重は、式(2)の鋼管の引張強度を降伏強度として算出した。鉄筋アンカーのせん断耐力は、引張強度を $\sqrt{3}$ で除した値として算出し、円柱ジベルのせん断耐力は式(2)により算出した。

(4) 試験体形状

試験体の形状を図-4 に示す。試験体は、コンクリートブロックに鋼製ブラケットをアンカーで固定する構造である。鉄筋アンカーの定着長は、引抜きによって、コンクリートがコーン破壊しないように、十分に長く設定した。

case1 は、鉄筋アンカー位置の削孔径を 37mm、削孔長を 925mm とした。削孔部に無機系の接着系アンカー材を充填し、定着長さ 900mm の鉄筋アンカーを挿入して定着させた。定着後に、鋼製ブラケットを仮設置した後、コンクリートブロックと鋼製ブラケットの間を無収縮モルタルで充填した。無収縮モルタルの厚さは実橋の橋脚コンクリートの不陸を考慮して 30mm とした。無収縮モルタルの硬化後に鋼製ブラケットを設置した。

case2 は、鉄筋アンカー位置の削孔径を 28mm、削孔長を 625mm とした。また、円柱ジベル位置は、削孔径を 65mm、削孔長を 70mm とした。初めに、削孔部に無機系の接着系アンカー材を充填し、定着長さ 600mm の鉄筋アンカーを挿入して定着させた。鋼管を所定の位置に設



(a) 鋼製ブラケット設置前 (b) 鋼製ブラケット設置後
写真-1 アンカー状況 (case2: 鉄筋+円柱ジベル)

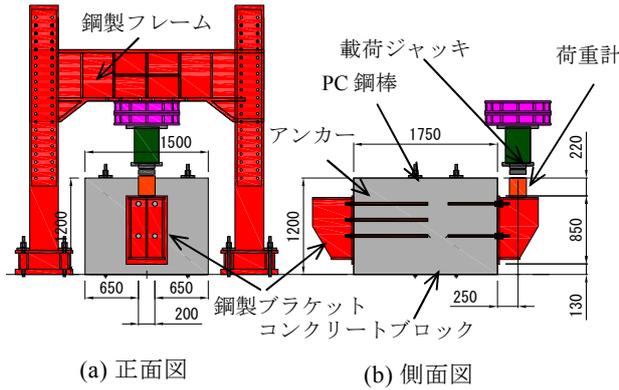


図-6 荷重装置図

置した後に、鋼管内部を無収縮モルタルで充填して円柱ジベルを製作した。このとき、鉄筋アンカーは鋼管内に配置されている。その後、case1と同様に、厚さ30mmの無収縮モルタルをコンクリートブロックと鋼製ブラケット間に充填した。円柱ジベルと鉄筋アンカーの配置図を図-5、配置状況を写真-1に示す。鉄筋アンカーの作用力は、円柱ジベル外側のアンカー用固定治具を介して鋼製ブラケットに伝達する構造である。

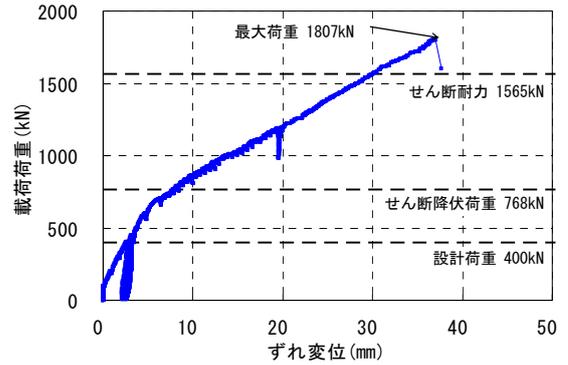
3. 試験方法

試験方法を図-6に示す。荷重には3000kNの油圧ジャッキを用いた。荷重位置はコンクリートブロック面から250mm離れた鋼製ブラケット上面とした。コンクリートブロックはφ32mmのPC鋼棒4本(500kN/本)で反力床に緊結した。計測項目は、荷重荷重、コンクリートブロックと鋼製ブラケット間のずれ変位、および目開き変位である。また、アンカーに使用した鉄筋と鋼管、コンクリートおよび鋼製ブラケットのひずみを測定した。

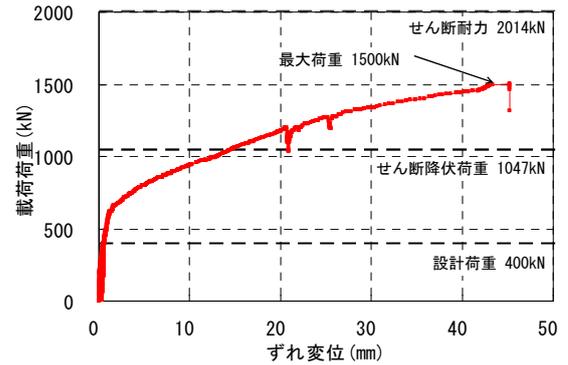
4. 試験結果

(1) ずれ変位

コンクリートと鋼製ブラケットの鉛直方向のずれ変位を図-7に示す。設計荷重時のずれ変位はcase1が2.6mm



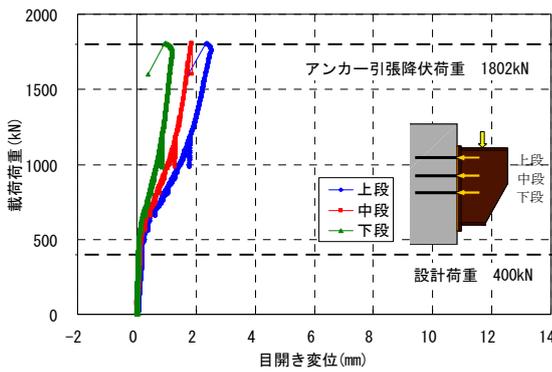
(a) case1



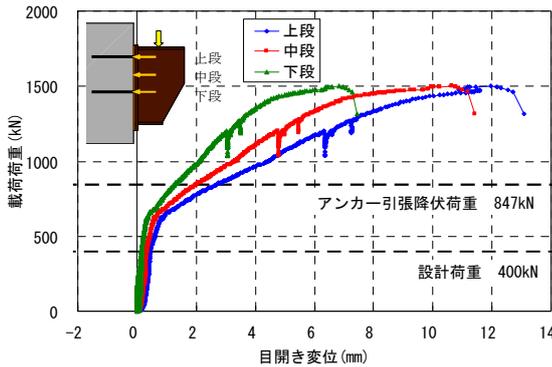
(b) case2

図-7 荷重荷重とずれ変位

に対して case2 が 0.5mm で大幅に小さい。case1 の鉄筋アンカー径に比べて case2 の円柱ジベルの径が大きく、剛性が大きいと考える。すなわち、鉄筋アンカーの場合は鋼製ブラケットと充填モルタルとの間のずれ変位が生じ、アンカーに大きな変形が生じることでせん断力に抵抗する効果が得られるのに対して、円柱ジベルはわずかな変形によって同等の抵抗力が得られていると考えられる。ずれ変位が小さいことは、鋼製ブラケットと充填モルタルとの付着が切れにくく、円柱ジベルに作用するせん断力も若干小さくなる効果も考えられる。設計荷重で除荷すると case1 では約 3mm の残留変位が生じるのに対して、case2 の残留変位は小さく弾性挙動を示している。荷重の増加に伴って、いずれの試験体もずれ変位の増加割合が大きくなる傾向が認められる。ずれ変位の増加は、アンカーの降伏やコンクリートの破壊、アンカーとコンクリートとの付着破壊など、アンカー機構の変化によって生じたと考えられる。図中にアンカーの降伏荷重を示した。両試験体とも降伏荷重計算値に比べてずれ変位増加点は小さい。case1 は 6 本の鉄筋アンカーのうち 1 本が鋼製ブラケットと充填モルタルとの界面付近でせん断破断し荷重が低下した。最大荷重は 1807kN で設計荷重に対して 4.5 倍の耐力を有し、せん断耐力計算値の 1.15 倍でおおむね一致している。case2 の最大荷重は 1507kN であり、破壊形態は鉄筋アンカー



(a) case1



(b) case2

図-8 載荷荷重と目開き変位

の引抜きによるコンクリートのコーン破壊であった。最大荷重は 1500kN で、設計荷重の 3.8 倍であるが、せん断耐力の 0.75 倍であり、計算耐力に至っていない。

(2) 目開き変位

載荷荷重とコンクリートとブラケットの目開き変位の関係を図-8 に示す。case2 の設計荷重時の目開き変位は、0.4mm で、case1 に比べ 2 倍大きい。これは、曲げモーメントに対して最も抵抗する最上段の鉄筋アンカー断面積が case2 は case1 の 60% であることに起因していると考えられる。設計荷重時の目開き変位を小さくするためには、曲げモーメントに対して最も抵抗する最上段の鉄筋アンカー断面積を同等以上とすることが必要である。載荷荷重が 600kN を超えると目開き変位は増加し始める。このときの荷重は鉛直方向ずれ変位が増加し始める荷重と一致している。目開き変位の増加の割合は case2 で大きく、1500kN 付近でさらに増加する傾向が認められる。これに対して、case1 は最大荷重近傍においても目開き変位が著しく増加する傾向は認められない。

(3) 鉄筋ひずみ

載荷荷重と case1 の鉄筋アンカーひずみの関係を図-9 に示す。上段の鉄筋アンカーには、鉄筋断面の上側と下

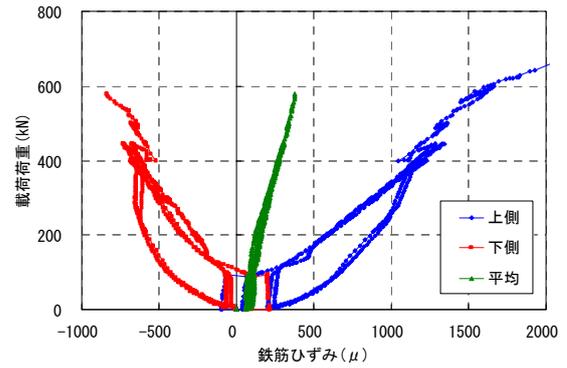


図-9 載荷荷重と鉄筋アンカーひずみ (case1)

側にひずみゲージを設置している。上下のひずみゲージの値は、載荷荷重が約 100kN までは一致しているが、それ以降のひずみの増加は符号が反転しており、鉄筋アンカーに曲げが作用していることがわかる。約 100kN までの間、鉄筋に曲げが作用していないのは、手締めによるナット締め込みで鉄筋に軸力が作用していたことと鋼製ブラケットと充填モルタルとの付着が完全に切れていないためブラケットが鉄筋を押し下げる力が小さいことが考えられる。鉄筋アンカーの平均ひずみは概ね線形関係を示しており、設計荷重時の平均ひずみは 270μ であった。鉄筋の引張応力に換算すると 53N/mm² であり、設計値 (73N/mm²) より若干小さい値であった。

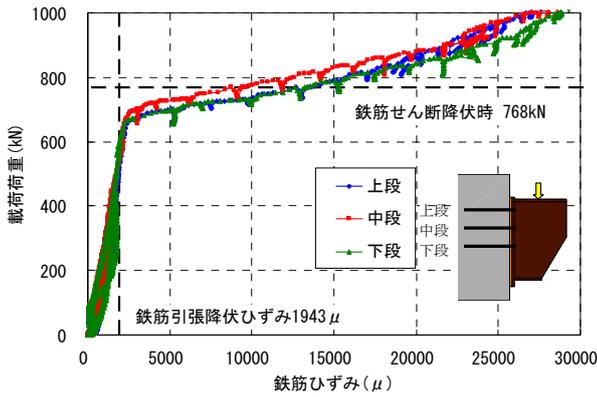
載荷荷重と鉄筋アンカーの上側 (引張側) ひずみの関係を図-10 に示す。鉄筋が引張降伏するときのひずみは case1 で 1943μ であり、載荷荷重と鉄筋ひずみの関係の折れ点とおおむね一致する。case1 の鉄筋が引張降伏する載荷荷重は 1802kN、せん断降伏する荷重は 768kN であり、鉄筋アンカーはせん断降伏する荷重より小さい荷重で降伏している。鉄筋アンカーには曲げモーメントによる引張力とせん断力が同時に作用するため、式(3)による照査が必要と考えられる。

$$\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{sy}}\right) + \left(\frac{\tau_s}{\tau_{sy}}\right) = 1 \quad (3)$$

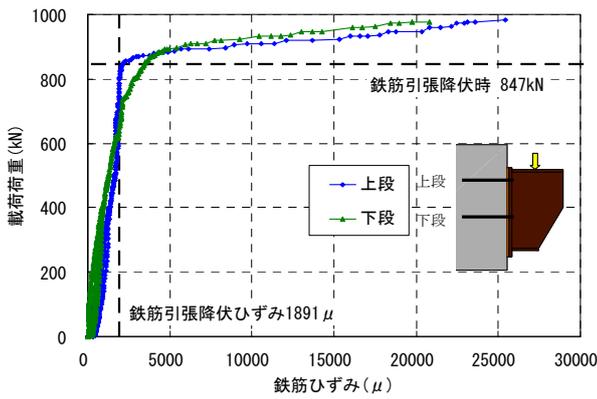
ここに、 σ_s : 鉄筋アンカーの引張応力度 (N/mm²)、
 σ_{sy} : 鉄筋アンカーの引張降伏応力度 (N/mm²)、
 τ_s : 鉄筋アンカーのせん断応力度 (N/mm²)、
 τ_{sy} : 鉄筋アンカーのせん断降伏応力度 (N/mm²)

case1 では、式(3)を満たす載荷荷重が 637kN であり、図-7(a)による変曲点と同等程度となる。したがって、曲げモーメントによる引張力とブラケットが鉄筋を押し下げるせん断力による複合作用によって鉄筋アンカーが降伏したと考えられる。

case2 の鉄筋ひずみが降伏ひずみ (1891μ) に達する



(a) case1



(b) case2

図-10 載荷荷重と鉄筋ひずみ (引張側)

荷重は、曲げモーメントによって鉄筋アンカーが引張降伏する計算値 (847kN) とほぼ同程度である。曲げモーメントに対してコンクリートブロックと鋼製ブラケットの接合界面で平面保持が成立すると仮定して応力度を算出できることがわかった。鉄筋アンカーの引張降伏まで、式(3)より鉄筋アンカーにせん断力がほとんど作用していないことから、円柱ジベルがせん断力に抵抗していると考えられる。鉄筋アンカーの引張降伏荷重を載荷荷重とブラケットのずれ変位との関係 (図-7(b)) と比較すると、ずれ変位の増加点で鉄筋は降伏していないことが明らかである。すなわち、case2 のずれ変位折れ点は鉄筋の降伏以外の影響と考えられる。

(4) 鋼管ひずみ

載荷荷重と鋼管ひずみの関係を図-11 に示す。円柱ジベルは鋼管周囲に凹凸を設けていないため軸方向の引抜きにほとんど抵抗しない構造である。鋼管断面の上側と下側表面で鋼管軸方向のひずみを測定した。ひずみゲージは、コンクリートブロックと充填モルタルの界面近傍に取り付けている。設計荷重時の鋼管ひずみは 419 μ (応力換算 83.8N/mm²) であり、鋼材の降伏強度 (規格

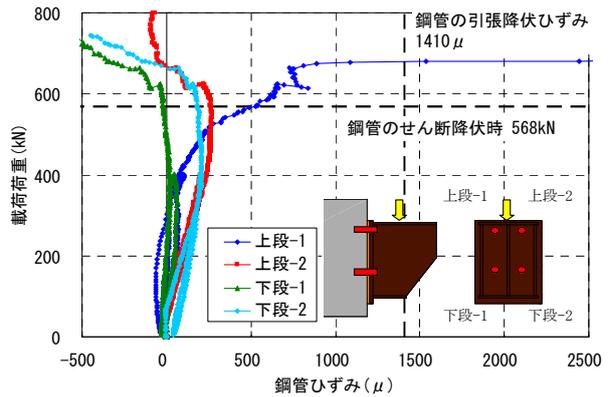


図-11 載荷荷重と鋼管ひずみ

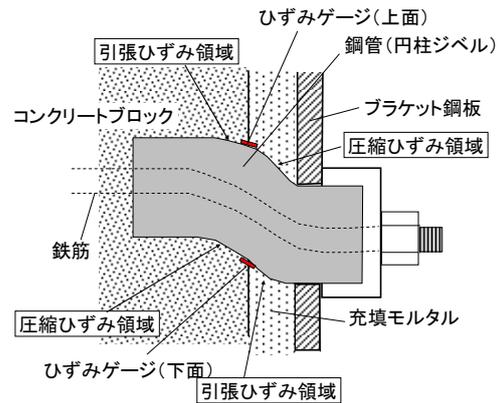


図-12 円柱ジベルの変形

値 245 N/mm²) の約 1/2.9 倍である。設計荷重作用後に除荷した際の残留ひずみは小さく、円柱ジベルは弾性範囲内にあることが明らかである。載荷荷重 600kN を超えると鋼管の一部 (上段-1) のひずみが降伏ひずみ 1410 μ に達し、650kN では大幅に増加している。載荷荷重と鋼管の降伏荷重が同等程度であり、鉄筋アンカーにせん断力が作用していないことから、せん断力に対して円柱ジベルのみが抵抗するものとして照査が必要である。case2 の載荷荷重とずれ変位の関係 (図-7(b)) と比較すれば、鋼管が降伏する載荷荷重とずれ変位が増大し始める載荷荷重とが一致しており、ずれ変位の増加は鋼管の降伏によるものと推察される。

載荷荷重が増加すると、鋼管ひずみも増加するが、上面ひずみが圧縮ひずみであったり引張ひずみであったり個々のアンカーで異なった挙動を示す。試験後に円柱ジベルを確認したところ、図-12 に示すように鋼管および鉄筋は大きく S 字形に変形しており、ジベルの変形形状とひずみ測定位置の関係がわずかでも異なるとひずみの増減に大きな影響を与えるものと考えられる。なお、鋼管の亀裂は認められなかった。

4. まとめ

- ① 設計荷重時のコンクリートブロックと鋼製ブラケットの鉛直ずれ変位は、鉄筋アンカーと円柱ジベルを併用した case2 は、鉄筋アンカーのみの case1 と比較してせん断に抵抗するアンカーの断面積が大きくなるため、ずれ変位を小さくできる。
- ② 設計荷重時のコンクリートブロックと鋼製ブラケットの目開き変位は、case2 が case1 と比較して曲げモーメントにより発生する引張力に抵抗する断面積が小さいため目開き変位が大きい。目開き変位を小さくするためには、曲げモーメントに対して最も抵抗する最上段の鉄筋アンカー断面積を同等以上とすることが必要である。
- ③ case1 の鉄筋アンカーに引張力とせん断力が同時に作用する場合には、複合した応力度の照査を行う必要がある。case2 の鉄筋アンカーと円柱ジベルを併用した場合には、引張力に対して鉄筋アンカー、せん断力に対して円柱ジベルが抵抗するものとして別々に照査する必要がある。
- ④ case1 の最大荷重は設計荷重の 4.5 倍、case2 では 3.8 倍あり、設計荷重に対して十分な耐力を有している。

縁端拡幅の鋼製ブラケットを設置する上で、アンカーのせん断力に対して曲げモーメントによる引張力に大きな余裕がある場合、アンカーに円柱ジベルを併用した場合においても、設計荷重に対して十分な破壊耐力を有することが分かった。

アンカーに使用する鉄筋の径を細くし、本数を減らすことが可能であることが分かった。削孔長や径、鋼材の減少により施工性を改善することが可能となる。今後、円柱ジベルの施工方法を改善していく予定である。

参考文献

- 1) 有川直貴，篠崎裕生，三加崇，浅井洋：円柱ジベルによるコンクリートの接合に関する研究,三井住友建設技術開発センター報告 第 10 号, pp , 33-35, 2012
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編, 2012
- 3) 浅井洋，篠崎裕生，三加崇，竹之井勇：鋼管充填モルタルジベルのせん断耐力に関する実験的研究, 第 20 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム, pp.351-356, 2011

PC 鋼材の中間定着工法

An Intermediate Anchor System of PC Wires

篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI

浅井 洋 HIROSHI ASAI

土木技術部 藤原 保久 YASUHISA FUJIWARA

建築技術部 加納 嘉 YOSHIMI KANOU

PC 構造物を部分的に解体する際などに、残存部のプレストレスに影響を与えることなく PC 鋼材を切断するために用いられる工法を中間定着工法と呼ぶ。中間定着工法には、膨張材あるいはくさびを用いた工法があり、これらは対象とする PC 鋼材が束ね線か PC 鋼棒のような単線で用いられているか、また永久定着具として利用するか仮定着かによって使い分ける。ここでは、これまでに施工された中間定着工法を紹介するとともに、適用上の留意点をまとめた。

キーワード：PC 鋼材，中間定着工法，膨張材，仮定着

An intermediate anchor system would be needed for cutting PC wire without affecting prestress of remained part in case of splitting apart a PC structure. Wedge type and friction grip type which are composed of steel sleeve and expanding cement grout are available for intermediate anchor system. The choice of these types depends on the wire type (in sheaves or single) and on service duration such as permanent use or tentative use. In this paper, some application examples are introduced using in actual construction and consideration upon implementation of the system are summarized.

Key Words: PC Wire, Intermediate Anchor System, Expanding Cement Grout, Temporary Grip

1. はじめに

PC 鋼材の中間定着工法は、残存部のプレストレスに影響を与えることなく PC 構造物の部分的な解体などを行うために用いられる工法である。中間定着工法では、解体部と残存部の境界において PC 鋼材をはつり出し、くさびや膨張材により定着具を固定した後にコンクリートを埋め戻す方法が一般的に用いられる。コンクリートを埋め戻した後は、解体部で PC 鋼材を切断しても中間定着体があるため残存部のプレストレスに影響を与えることはない。

橋梁の分野では、損傷を受けたゲルバー部の撤去工事¹⁻³⁾(名神高速道路石山高架橋, PC 鋼材 BBRV46-φ5mm) や橋梁を部分供用しながら架け替える際の横締め緊張材の切断工事(川崎縦貫道路浮島橋, PC 鋼材 12φ7mm) で、膨張材を用いた中間定着工法の実績がある。また、PC 床版橋を供用しながら分割撤去する際にくさびを用いた中間定着工法⁴⁾(1T21.8) や、下路式ロ

ーゼアーチ橋の劣化した吊材の交換において、安全に既設の吊材を切断するために、くさびによる中間定着により応力開放を図った例⁵⁻⁷⁾などがある。

PC 建築の分野では、地上 4 階建ての校舎において、校舎から歩廊に張り出した PC 大梁の歩廊部分を解体する際に、膨張材による中間定着工法が用いられた(7S12.7) 例⁸⁾がある。

中間定着工法は、対象とする PC 鋼材が束ね線か PC 鋼棒のような単線で用いられているか、また永久定着具として利用するか仮定着かによって適する定着体が異なる。本報告では、これらの中間定着工法の適用事例を紹介するとともに、施工上の留意点を述べた。

2. 膨張材を用いた中間定着工法

(1) 工法の概要

膨張材を用いた中間定着工法は、くさび定着具を取り付けることが困難な PC 鋼線の束ね線(例えば 12φ

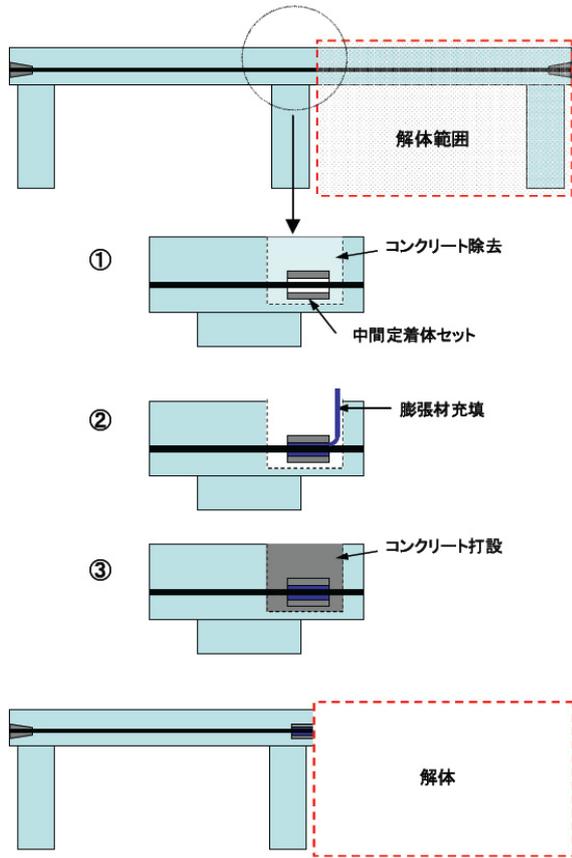
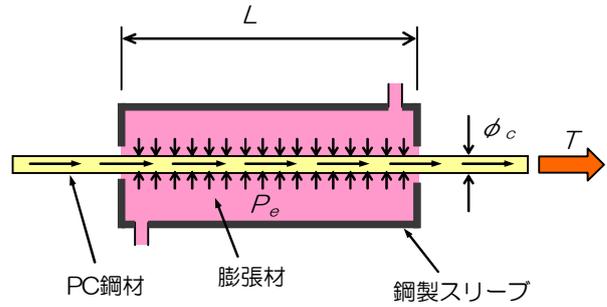


図-1 膨張材を用いた中間定着工法

5mm や 12S12.4 など) に対して適用される。施工は、はつり出した PC 鋼材に中間定着体と呼ばれる鋼製スリーブを取り付け、内部に膨張材を注入してその膨張圧で PC 鋼材を固定するものである。固定後、コンクリートを埋め戻してから中間定着体の後ろで PC 鋼材を切断することができる (図-1)。なお、膨張材による定着は長期的な定着性能を保証するものではないため、切断後はくさびによる永久定着具を中間定着体の後ろに設置する。

本工法における定着の概念と定着力の計算方法を図-2 に示す。膨張材の体積膨張を鋼製スリーブが拘束することにより、PC 鋼材に膨張圧 P_e が作用する。定着力 T は、膨張圧 P_e に PC 鋼材の表面積 ($U \times L$) と PC 鋼材と膨張材間の摩擦係数 μ を乗じたものとなる。ここでの摩擦係数は、PC 鋼材と膨張材間の粘着力による負担も含めた見かけの摩擦係数である。

PC 鋼材の周長 U は、図-3 に示すように PC 鋼材と等断面積の円の周長としている。これは、束ね線の内部やより線間の空隙には膨張材が浸入しないことを前提とし、なおかつ、束ね線やより線表面の凹凸による接触面積の増加は無視するとの考えによる。束ね線の実験結果²⁾から、このような仮定のもとに定着力から逆算した摩擦係数 μ がおおむね 0.3 以上になることを確認している。



$$T = U \times L \times \mu \cdot P_e \dots\dots\dots \text{式(1)}$$

T : PC 鋼材の定着力 (N)

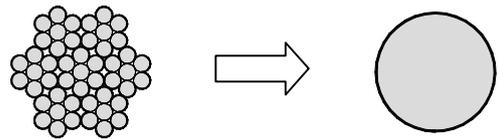
U : PC 鋼材の周長 (mm) = $\pi \times \phi_c$ (ϕ_c は鋼材直径)

L : 中間定着体の長さ (mm)

μ : PC 鋼材と膨張材間の摩擦係数 (= 0.3)

P_e : 単位面積あたりの膨張圧 (N/mm²)

図-2 定着の概念と定着力の計算方法



7S12.7

等断面積の円に置換

$As=690.97\text{mm}^2$

周長= $2(As \times \pi)^{1/2}$

図-3 PC 鋼より線の換算周長

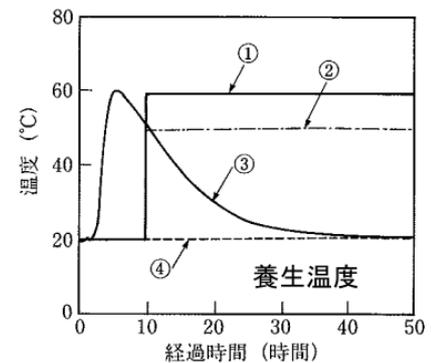
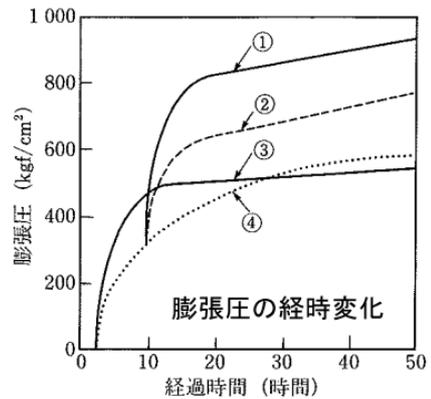


図-4 膨張材の養生温度と膨張圧発現特性²⁾

実際の構造物では PC 鋼線の配置が図-3 左のように軸対称になっておらず、扁平状になっていることが一般的であるが、そのような配置状況でも同等の摩擦係数が得られることを束ね線で確認している²⁾。

膨張材は、石灰および珪酸塩を主成分とするセメント系の粉末材料で、静的破砕材と同様のメカニズムで膨張する材料であるが、膨張圧を制御し易いように、反応速度を抑制している。本材料は、水を加えて練り混ぜるだけで使用でき、練り混ぜ後はスラリー状となり狭い空隙にも比較的容易に充填できるものである。図-4 は、膨張材の養生温度を変えて膨張圧を測定した結果である²⁾。下図が養生温度の経時変化で、上図がそれぞれに対応した膨張圧の経時変化となる。20℃一定の条件(④)では 48 時間後に 50N/mm²以上の膨張圧を発現する。10 時間後に養生温度を上げたケース(①, ②)では、温度に応じて膨張圧も大きくなる事が分かる。しかし、③のケースのように養生の初期に高い温度履歴を受けた場合には膨張圧が早い時間で頭打ちとなる。このように、膨張圧は養生温度の影響を大きく受けるため、適切な養生温度管理が必要である。

(2) 施工例 1 (ゲルバー受け桁の撤去¹⁻³⁾)

東名高速道路石山高架橋は、昭和 38 年供用開始のゲルバー桁を有する 5 径間連続桁橋である(図-5)。昭和 49 年に、ゲルバー受け桁部においてクラックが発見され、その後も損傷が進行していたため、供用後 33 年を経て抜本的な対策が施されることとなった。工事は、橋脚上でゲルバー受け桁を撤去し、新たに箱桁を架設する大規模なものである。

ゲルバー受け桁部には主ケーブル(BBRV46-φ5mm)の定着具が配置されているため、何も対策をせずに受け桁部を解体・撤去するとグラウトと PC 鋼材の摩擦のみで緊張力を保持することとなり、構造性能への影響が懸念された。そこで、受け桁切断位置の手前ではつり出した PC 鋼材に中間定着体(写真-1)を設置することとした。中間定着体は、長さ 500mm、内径 55mm の鋼製スリーブで、2 分割してあるものを計 14 本のボルトで一体化した。定着体を膨張材で固定した後、コンクリートを埋め戻してから中間定着体の後ろの受け桁部

を解体する。膨張圧の管理値は 40N/mm²とした。

中間定着体の設置工事は、ウオータージェットによるコンクリートのはつりから超速硬セメントによる埋め戻しまでの工程を夜 8:00~翌朝 6:00 までの 10 時間(実作業時間 8 時間)で行った。1 昼夜あたりの施工箇所数は 2 箇所(1 箇所当たり 4~6 個の中間定着体を設置)で、8 昼夜 16 箇所、合計 83 個の中間定着体を設置した。

定着体設置から 1 年経過後に受け桁部を解体した。解体後、中間定着体の後ろの鋼線それぞれに、図-6 に示すくさびによる永久定着具を設置した。これは、短時間に設置することが出来るように、内部に配置したバネの力によりくさびを圧入する構造となっている。本定着具は静的および動的荷重に対する性能試験を実施して、安全性を確認している¹⁾。

(3) 施工例 2 (横締め緊張材の切断)

浮島橋は総幅員 22.5m のポストテンション単純プレ

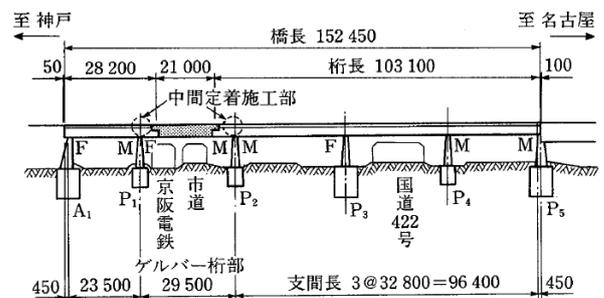


図-5 石山高架橋の概要²⁾

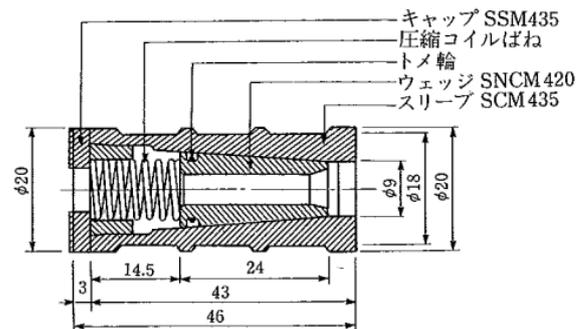


図-6 くさびによる永久定着具¹⁾

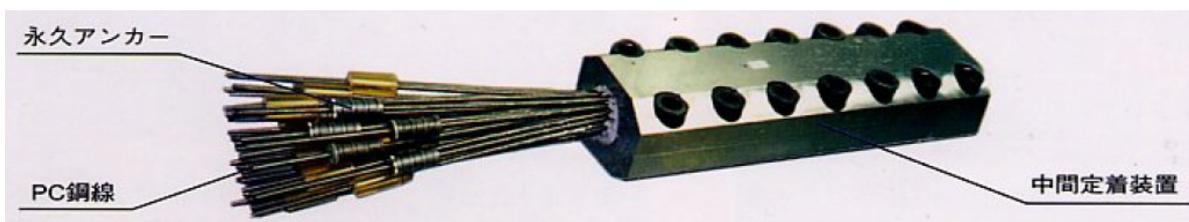


写真-1 石山高架橋で使用した中間定着体³⁾

キャスト箱桁橋で、川崎縦貫道の整備に伴い供用しながら新橋に架替える必要があった(図-7)。供用側の横締め緊張材(12φ7mm)の緊張力を保持したまま切断するため、膨張材を用いた中間定着工法を採用した。

中間定着体は長さ 300mm、内径 50mm の鋼製スリーブである。膨張圧の管理基準値は 52N/mm² とした。施工上、3日間で膨張圧基準値を満足するため、打設後 12時間は 25℃、その後 60時間は 35℃の養生温度に設定した。

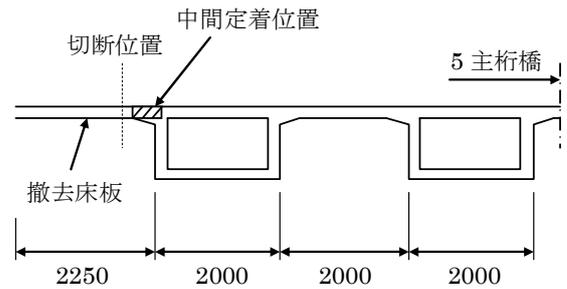


図-7 浮島橋断面図および中間定着位置¹⁾

(4) 施工例3 (PC大梁の部分解体⁶⁾)

本工事は、地上4階建て校舎を解体・増築する工事である。写真-2(1)に建物解体部を示す。解体・撤去する箇所は、老朽化した写真右側の地上4階建て校舎と正面の渡り廊下部である。左側の校舎はRC造6階建てで、大空間を確保するためPC大梁を各階に採用した構造である。渡り廊下部の2、3階部分のPC大梁は、左側校舎のPC大梁からのPC鋼材が連続して配置されている。

この渡り廊下部のPC大梁を無措置で取り壊した場合、グラウトの未充填や劣化などがあると校舎側PC梁のプレストレスが低下することが懸念される。そこで、解体

部と残存部の境界で新たに定着部を設け、PC鋼材の定着を確保した上で解体することとした。

中間定着するPC鋼材は7S12.7、必要定着力は742kN(0.68Py, Pyは降伏強度)である。膨張圧を40N/mm²と見込み、摩擦係数を0.3と仮定して式(1)から定着体の長さを500mmとした。内径は55mmで、実構造物で使用されているシースの外径50mmよりも若干大きい径とすることで、PC鋼より線がどのような状態で配置されていても定着体を設置できるようにした。適用に当たっては定着力試験を実施して安全性を確認した。施工は



(1)解体するPC大梁



(2)中間定着体の設置



(3)永久定着具



(4)解体後の状況

写真-2 膨張材を用いた中間定着工法によるPC大梁の解体

2本のPC大梁にそれぞれ4箇所ずつ定着体を設置した。

定着体を設置した後、コンクリートを埋め戻し解体を行った。定着体の後ろには、くさびによる永久定着具を設置し(写真-2(3)), PC鋼材を設計緊張力の約80%まで緊張してくさびとPC鋼材を一体化させた。

3. くさびを用いた中間定着工法

(1) 工法の概要

くさびを用いた中間定着工法は、PC鋼棒やシングルストランド(例えば1T12.7など)のように、くさび定着具を取り付けることができる場合に利用される工法である。一般的には、写真-3のような半割りの鋼製スリーブにくさびをセットしたものが用いられる。単にくさびをセットしただけではセットロスが非常に大きくなるので、ジャッキ等でくさびを圧入する。

圧入荷重は、一般的なPC定着工法で用いられるジャッキの圧入荷重が参考になる。表-1は、SM工法(住友電工スチールワイヤー株式会社)とFKKシングルストランドシステム(極東鋼弦コンクリート振興株式会社)における圧入荷重と圧入後のセット量(設計値)をまとめたものである。PC鋼材径が大きくなるに従って圧入荷重も大きくする必要がある。また、圧入しても数ミリのセット量が必ず生じる点に注意が必要である。

くさびと鋼製スリーブによる定着体をはり出したPC鋼材に設置し、コンクリートを埋め戻した後は、これを永久定着具として利用できる。すなわち、膨張材を用いた中間定着工法のように、中間定着体の後ろに永久定着具を付ける必要はない。

(2) 施工例1(ゲルバー桁撤去)

長崎県の鈴田橋は、全長798mの長大PC橋である。

中央部の7径間連続ラーメン橋(485m)に1箇所設けられたゲルバーヒンジ部において、アルカリ骨材反応によるひび割れが顕著となったためゲルバー部を撤去して連続化工事を行うこととなった。工事は、まず、図-8に示す位置で桁を切断してゲルバー部を撤去した後、撤去部前後の桁の鉄筋を接続・再構築してコンクリートを打設し連続化する。連続化に伴い、不足するプレストレスについては、外ケーブルを新たに設置することで補った。工事の状況を写真-4に示す。

本連続化工事では、必要なプレストレスは全て外ケーブルで補うため、桁内のPC鋼棒(φ32mm)は中間定着をすることなく切断する。PC鋼棒は、シーす内のPCグラウトによりコンクリートとの一体化が図られているが、切断したまま供用すると桁の振動などで付着劣化し

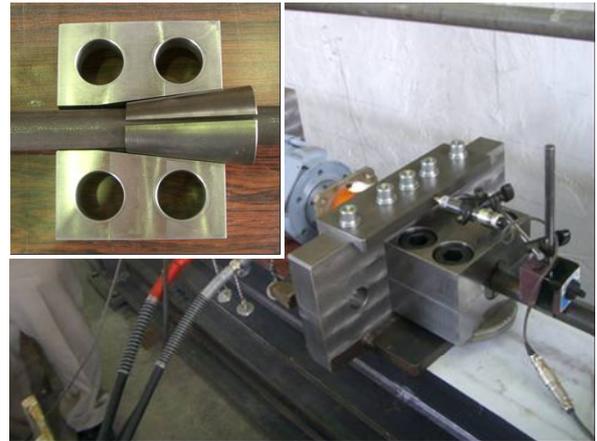


写真-3 鋼製スリーブとくさびの例

表-1 PC鋼より線のくさび圧入荷重とセット量

PC鋼材	SM工法		FKKシングル	
	圧入荷重(kN)	セット量(mm)	圧入荷重(kN)	セット量(mm)
1T12.4	11.0	3.0	25.1	3.0
1T12.7				
1T15.2				
1T17.8	22.0			
1T19.3	24.1	3.5	46.0	4.0
1T21.8		4.0		4.0
1T28.6	51.8	5.0	75.4	5.0



写真-4 ゲルバーヒンジ撤去工事状況

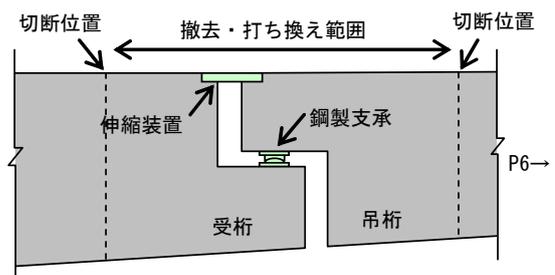


図-8 ゲルバーヒンジ部切断位置

て鋼棒が突出するなどの懸念があったため、くさびによる定着体を設置することとした。PC 鋼棒の定着は、端部をネジ切り加工してナットで行われるのが一般的であるが、今回は現場でのネジ切り加工が困難なため、くさびを用いた。

くさびによる定着具は、写真-5 に示すように、ネジ切り加工してある円筒状のメスコーンとくさびで構成されている。適用に当たっては、定着効率試験を実施し安全性を確認した。本定着具の定着効率は、PC 鋼棒破断荷重の 95%以上である。また、実際の施工を模した緊張試験により、セットロスが十分小さくなる引張荷重が 200kN（設計荷重の約 40%）程度であることを確認し、定着荷重として設定した。



写真-5 PC 鋼棒の定着具設置状況

(3) 施工例 2 (PC 単純床板橋の分割撤去⁴⁾)

プレテンション I 形桁を 30 本配置した PC 単純床板橋（橋長 12.8m, 橋幅 10.3m）を供用しながら分割撤去する工事である。I 形桁はφ24mm の横締め PC 鋼棒により一体化されているため、分割撤去する際に PC 鋼棒を切断する必要がある。そこで、くさびを用いた中間定着体を設置して、残存部のプレストレスに影響を与えないように施工を行った。

図-9 は、施工前に実施したくさびの圧入試験の結果である。圧入圧力を上げると、くさびのめり込み量（図中右軸のウェッジ移動量）が増加し、約 4MPa（31kN）でほぼ一定値となっている。圧入圧力を 10MPa（77kN）まで増加させた後、緊張力を開放したところ、2.5mm のセット量が生じた。そこで、実施工では圧入圧力を 10MPa とし、セット量の管理値を 3.0mm としている。

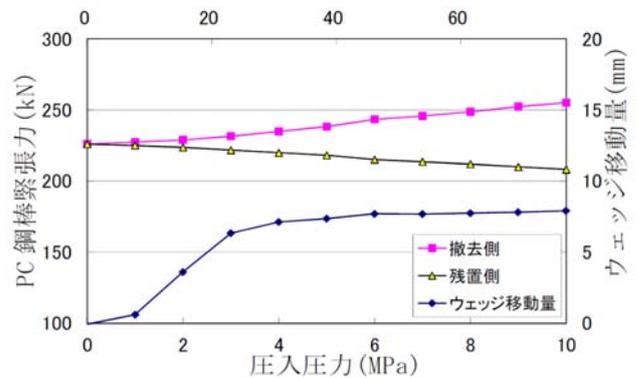


図-9 くさび圧入時の挙動⁴⁾

(4) 施工例 3 (下路式ローゼアーチ橋の吊材交換⁵⁾)

君津新橋は、RC アーチリブと PC 下弦材で構成される下路式ローゼアーチ橋である（写真-6）。建設後 36 年でアーチリブと下弦材を繋ぐ吊材（φ32mmPC 鋼棒）が 1 本破断し、他の吊材も腐食していることが判明したため、吊材を全数交換することとなった。交換に当たっては、一般的には鋼棒端部にジャッキを装着して緊張力を開放して撤去する。しかし、本工事では PC 鋼棒端部で必要となるネジ切り長が確保できなかったため、くさびを用いた中間定着工法を利用した応力開放装置（写真-7）により切断することとした。

応力開放装置は、PC 鋼棒を切断位置の上下 2 箇所配置したくさび定着具で PC 鋼棒を掴み、別途配置した開放用 PC 鋼棒と 2 台のジャッキにより定着具間の緊張力を開放するものである。



写真-6 君津新橋⁶⁾



写真-7 くさび定着による応力開放装置⁷⁾

表-2 中間定着工法の比較

項目	膨張材を用いた方法	くさびを用いた方法
適用できる PC 鋼材	PC 鋼線を束ねたもの PC 鋼より線を束ねたもの (くさびが利用できないもの)	PC 鋼単線, PC 鋼より線単線 (シングルストランド), PC 鋼棒など
定着力の長期性能	膨張圧の永続性は保証されていない (別途永久定着具を付ける必要がある)	永久定着具として利用できる
施工上の留意点	膨張材の養生温度や膨張圧の管理が重要	くさび圧入荷重の設定とセットロスの管理が重要
適用事例 (中間定着した PC 鋼材)	<ul style="list-style-type: none"> ・ PC 箱桁橋を供用しながら架け替える際の横締め緊張材の切断工事 (12 φ 7mm) ・ 劣化したゲルバーヒンジ部の解体 (46 φ 5mm) ・ 建築構造物における PC 大梁の部分解体 (7S12.7) 	<ul style="list-style-type: none"> ・ PC 床版橋を供用しながら分割撤去 (1T21.8) ・ ゲルバーヒンジ部解体後の主桁 PC 鋼棒のあと定着 (PC 鋼棒 φ 32mm) ・ 下路式ローゼアーチ橋吊材交換時の応力開放 (PC 鋼棒 φ 32mm)

写真-7 (右) は実験室で実施した開放試験の状況である。開放試験により、くさびを用いた中間定着により PC 鋼棒の緊張力を開放・切断できることを確認した。

また、実物 PC 鋼棒の張力を正確に把握することが困難なため、ある程度の張力が残存することを想定し、設計引張力 403kN の約 35% (約 140kN) の張力が残存している状態で PC 鋼棒を切断した。その結果、この程度の張力が残存しても安全に切断できることが確認できた。

実施工に当たっては、吊材切断による構造への影響を確認するため、隣接する吊材の張力測定、下弦材のたわみを計測した。

4. おわりに

膨張材およびくさびを用いた中間定着工法の概要と施工例を紹介した。膨張材による中間定着は、PC 鋼束ね線の場合にくさび定着ができない場合に用いられる。

現時点では膨張材の長期性能が保証されておらず鋼材切断後にくさび定着を付加する必要がある。一方、くさびによる中間定着は、PC 鋼棒やシングルストランドで用いられ、永久定着具として利用可能である。実績および施工上の留意点と合わせてこれらをまとめて表-2 に示す。これら中間定着工法は、今後、社会資本の再構築が進められていく中で有用な技術であり、さらに安全・確実な工法となるよう、改良・開発を進めていく予定である。

5. 参考文献

1) 永田孝夫, 渡辺泰行, 江口洋一, 菊池秀二, 長橋弘和, 高橋寛正: 石山高架橋切断・架替え工事に伴う

- 設計・施工, 橋梁と基礎, pp.20-28, 1997.9
- 2) 渡辺泰行, 菊池秀二, 長橋弘和, 中島規道: 中間定着工法の開発とその施工, プレストレストコンクリート Vol.40, No.3, pp.36-40, 1998.3
- 3) 日本道路公団名古屋管理局栗東管理事務所: 名神高速道路 石山高架橋ゲルバー桁架替工事報告, 全建道友, pp63-68, 1997.2
- 4) 太田誠, 山本悦治, 木戸浩幸, 米澤利之: 横締め PC 鋼棒の中間定着による供用中の PC 単純床板橋の分割撤去, 第 20 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.49-52, 2011.10
- 5) 麻生隆徳, 林俊弥, 石山一幸, 石井祐二: 君津新橋の恒久対策設計, 第 19 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.93-96, 2010.10
- 6) 林俊弥, 熊谷裕司, 渡辺昭三, 大石眞也: 君津新橋のリニューアル工事, 第 19 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.97-100, 2010.10
- 7) 浅井洋, 林俊弥, 藤原保久, 竹之井勇: PC 鋼棒緊張力開放装置の開発と実用化—アーチ橋吊材への適用—, 第 19 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.101-104, 2010.10
- 8) 篠崎裕生, 加納嘉, 浅井洋, 安川和公: 中間定着工法を用いた PC 大梁の部分解体—膨張材を用いた PC 鋼より線の仮定着—, プレストレストコンクリート Vol.55, No.1, pp.33-38, 2013.1

早強セメントを用いた環境負荷低減型コンクリートの諸特性

Properties of Environmental Impact Reduction Concrete using High-Early Strength Cement

斯波 明宏 AKIHIRO SHIBA

谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI

樋口 正典 MASANORI HIGUCHI

コンクリートの CO₂排出量削減を目的として、高炉スラグ微粉末やフライアッシュを混和した環境負荷低減型コンクリートについて数多く検討されているが、PC 構造物などで使用される早強セメントを用いた配合での検討事例は非常に少ない。本報告では、PC 構造物への環境負荷低減型コンクリートの適用を最終目的として、混和材種類および養生方法の違いが収縮、塩分浸透性、発熱特性などの諸特性に与える影響を検討した。その結果、フライアッシュの自己収縮抑制効果が大きいことや、小型簡易断熱試験でも混和材によって発熱特性が大きく異なることなどが明らかとなった。

キーワード：高炉スラグ微粉末、フライアッシュ、早強セメント、収縮、塩分浸透、発熱特性

CO₂ reduction in concrete using ground granulated blast-furnace slag or fly ash have been studied much, but there are quite few studies on the concrete using high-early strength cement. This paper describes the influences of admixtures and curing methods on shrinkage, chloride permeation and hydration heat in order to apply the high-early strength cement to pre-stressed concrete structures. The followings are clarified; 1) The fly ash achieves large reduction effect of autogenous shrinkage, 2) The properties of hydration heat are different depending on admixtures even in small simplified adiabatic apparatus.

Key Words: Ground Granulated Blast-Furnace Slag, Fly Ash, High-Early Strength Cement, Shrinkage, Chloride Permeation, Hydration Heat

1. はじめに

近年、CO₂ 排出量削減など環境負荷低減に関する取り組みが盛んに行われており、コンクリート業界でもそうした動きが活発になってきている。以前から高炉スラグ微粉末やフライアッシュといった産業副産物（廃棄物）をコンクリートに利用する試みは行われており^{1),2)}、高炉セメントなどすでに定着化しているものもある。しかしながら、一般的な RC 構造物ではそのようなコンクリートを使用している場合が見られるが、橋梁などに代表される PC 構造物ではほとんど適用されるには至っていない。とくに早強セメントをベースとした配合に高炉スラグ微粉末やフライアッシュといった混和材を使用した検討事例は極めて少ないのが現状である。昨年度、早強セメントに高炉スラグ微粉末およびフライアッシュを混合した配合について、圧縮強度、割裂引張強度、自己収縮および乾燥収縮について検討した結果を報告した³⁾。本報告では、昨年度以降の長期的な収縮性状に関してとり

まとめるとともに、新たに塩分浸透特性、発熱特性に関する試験を行い、混和材の影響を検討した。塩分浸透特性については、現場打設を想定した養生方法と工場製品を想定した蒸気養生を含めた 4 通りの養生方法について検討を行った。

2. 試験概要

(1) 試験配合

表-1 に試験に用いたコンクリートの配合を示す（以下表中の配合名で示す）。セメントは早強ポルトランドセメント、粗骨材 G1 は砕石、細骨材は砕砂 S1 および山砂 S2 を併用した。高炉スラグ微粉末は JIS 規格の 4000（比表面積 4490cm²/g）（BFS4）と 6000（比表面積 6480cm²/g）（BFS6）の 2 種類を、フライアッシュは JIS 規格の II 種（比表面積 3880cm²/g）（FA2）を使用した。なお、高炉スラグ微粉末 4000 にはせっこうが SO₃ 換算で 1.96% 添加されている。各配合で水結合材比 W/B は 40% で一定

表-1 コンクリートの配合

配合	W/B (%)	s/a (%)	混和材 置換率 (%)	基本材料の単位量 質量 (kg/m ³)									混和剤 高性能 AE減水 剤 (B×%)
				W (水)	B (結合材)				S		G		
					C (セメント)	その他結合材			S1 (砕砂)	S2 (山砂)	G1 (碎石)		
						H	BFS4	BFS6				FA I	
H40	40.0	43.0	0.0	165	413	—	—	—	—	443	298	994	0.70
BFS4	40.0	42.6	50.0	165	207	206	—	—	—	435	292	994	0.55
BFS6	40.0	42.6	50.0	165	207	—	206	—	—	435	292	994	0.60
FA2	40.0	41.5	30.0	165	289	—	—	—	124	417	280	994	0.50

とし、高炉スラグ微粉末については置換率 50%、フライアッシュについては置換率 30%とした。各配合のスランプは 12±2.5cm、空気量は 4.5±1.5%とした。

(2) 養生方法

養生方法については、表-2 に示すように標準養生、現場打設を想定した材齢 3 日までの水中養生、工場製品を想定した蒸気養生、蒸気養生後に材齢 7 日まで水中養生した場合の 4 つの養生方法で試験を行った。いずれも打ち込み直後に封緘状態とし、翌日脱枠を行った。蒸気養生については図-1 に示すような温度設定とし、文献 4) を参考に注水から 8 時間後に温度を上昇させ、温度 50℃で 5 時間養生した後、温度を下げ、注水から 24 時間後に脱枠した。各養生とも所定の養生が終了した段階で温度 20℃、湿度 60%の気中養生とした。

(3) 収縮試験

自己収縮試験は日本コンクリート工学会「高流動コンクリートの自己収縮試験方法」に準拠して行った。試験体は翌日脱枠し、封緘状態にして温度 20℃で保管し、埋込み型ひずみ計により打ち込み直後から計測した。なお、自己収縮試験についてはいずれも封緘状態での測定となるため、標準養生（打設後から温度 20℃で保管）と蒸気養生（蒸気養生終了後 20℃で保管）の 2 種類とした。

乾燥収縮試験（長さ変化試験）は JIS A 1129 に準じて行った。ただし、測定開始材齢は養生 A を除いて各養生方法が終了した時点とした（養生 A：材齢 7 日、養生 B：材齢 3 日、養生 C：材齢 1 日、養生 D：材齢 7 日）。試験条件は温度 20℃、湿度 60%とし、それぞれ乾燥期間 365 日まで測定を行った。

(4) 塩分浸透試験

塩分浸透性状を確認するため、JSCE-G572「浸漬によるコンクリート中の塩化物イオンの見掛けの拡散係数試験方法（案）」に準拠して行った。濃度 10%の塩化ナトリウム水溶液に 180 日間浸漬したのち、測定面から 10mm

表-2 養生方法

養生種別	養生方法
養生A	標準養生（翌日脱枠後20℃水中養生）
養生B	翌日脱枠後材齢3日まで20℃水中養生
養生C	蒸気養生（蒸気養生終了まで封緘状態）
養生D	蒸気養生+材齢7日まで20℃水中養生

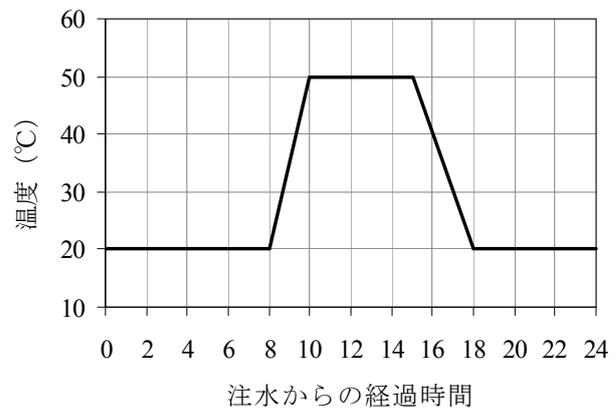


図-1 蒸気養生の温度設定

ごとに試験体を切断し、深さごとの全塩化物イオン量を JIS A 1154「硬化コンクリート中に含まれる塩化物イオンの試験方法」に準拠して測定した。

(5) 簡易断熱試験

発熱特性を把握するため、簡易断熱試験を行った。試験体はφ150×300mmとし、厚さ 200mmの発砲スチロールで全体を覆った。試験体の中心温度と外気温を測定し、解析には有限要素法による温度応力解析プログラム（ASTEAMACS）を使用した。

3. 収縮試験結果

(1) 自己収縮に関する試験結果

標準養生（温度 20℃で保管）と蒸気養生（蒸気養生終了後 20℃で保管）での自己収縮ひずみ測定結果をそれぞれ図-2 および図-3 に示す。図中の黒破線は日本コンク

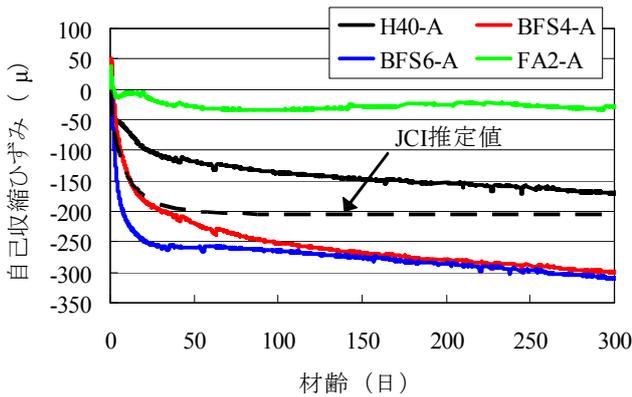


図-2 自己収縮測定結果 (標準養生)

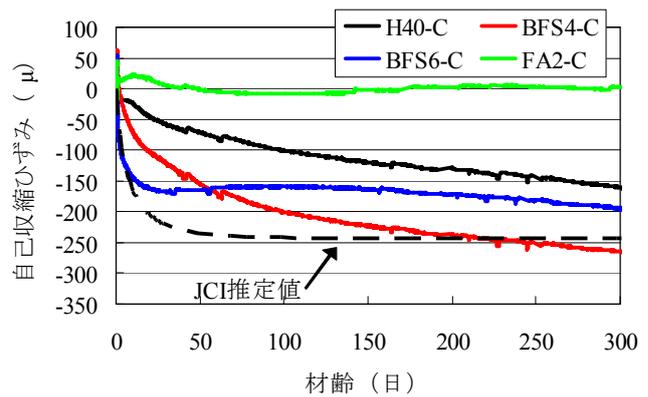


図-3 自己収縮測定結果 (蒸気養生)

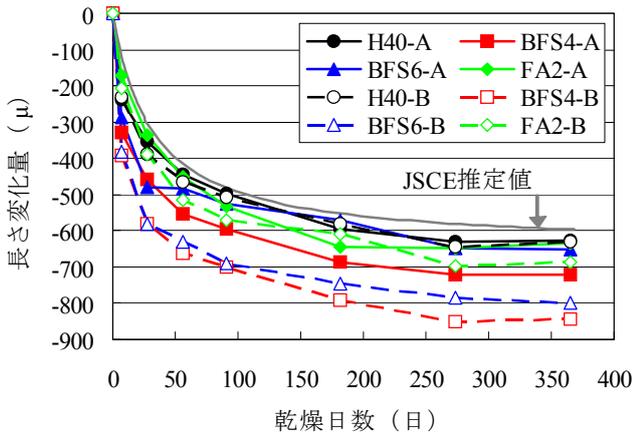


図-4 長さ変化測定結果 (養生 A, 養生 B)

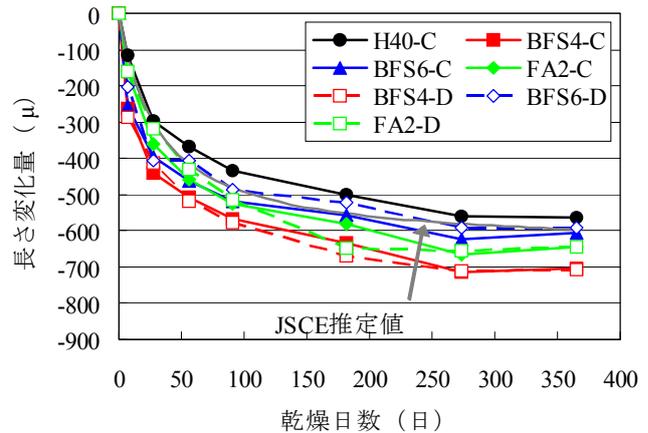


図-5 長さ変化測定結果 (養生 C, 養生 D)

リート工学会 (JCI) 「マスコンクリートのひび割れ制御指針 2008」による推定値 (早強, W/C=40%) である。

いずれの養生方法においても高炉スラグ微粉末を使用した配合では自己収縮ひずみが大きく、材齢 10 日頃までのひずみの増進も大きいのが特徴的である。材齢初期では高炉スラグ微粉末の粉末度が大きいほど自己収縮ひずみが大きくなるが、ひずみの収束も他と比べて早いため、材齢が進むにつれて、その差は小さくなっている。

材齢初期のひずみの増大については、せつこうの有無も影響を及ぼしていると考えられ、一般的にせつこうを添加することで初期の収縮ひずみを抑制すると言われている。しかしながら、本結果より、最終的なひずみ量については、せつこうを添加したほうが効果的であるとは必ずしも言えない結果となっている。

フライアッシュを使用した配合では、いずれの養生方法においても自己収縮ひずみはかなり小さくなった。フライアッシュをセメントと置換することで、見掛け上、水セメント比が大きくなり、自己収縮が小さくなることも要因の一つと考えられるが、フライアッシュ自体が自己収縮増大には寄与しないことが明らかとなった。

蒸気養生と同じ温度履歴を与えた場合、20℃封緘状態

の場合と全体的な傾向は同じであるが、自己収縮ひずみは小さくなる傾向にあった。とくに高炉スラグ微粉末 6000 を使用した配合の自己収縮ひずみはかなり小さくなっている。一般的に高温履歴を与えると自己収縮ひずみは大きくなると言われているが、今回のような蒸気養生の範囲では、蒸気養生以降の収縮が抑制される結果となっている。

JCI の推定値では、比較的早期にひずみが収束しているのに対し、本結果では、フライアッシュを使用した配合を除き、ゆっくりとひずみが増大している点が異なっている。

(2) 長さ変化に関する試験結果

乾燥期間 365 日までの長さ変化測定結果を図-4 および図-5 に示す。図中の灰色線はコンクリート標準示方書 [設計編] 2012 年制定による早強のみの配合の推定値である。

いずれも乾燥期間 365 日では、ほぼ長さ変化が収束した状態となっている。養生 A (標準養生) の場合、高炉スラグ微粉末 4000 を使用した配合を除いては、最終的にほぼ同じような長さ変化量となった。高炉スラグ微粉末

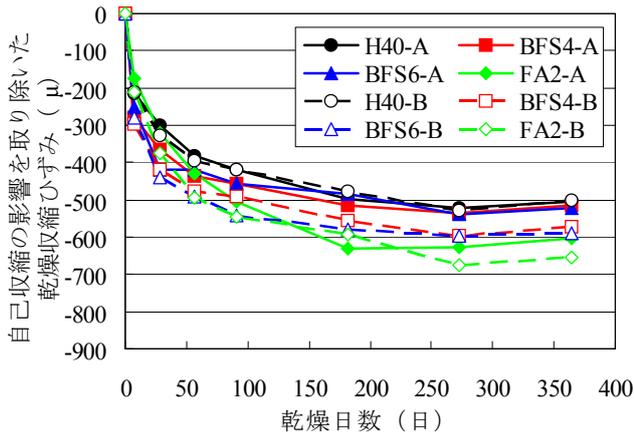


図-6 乾燥収縮ひずみ（養生 A, 養生 B）

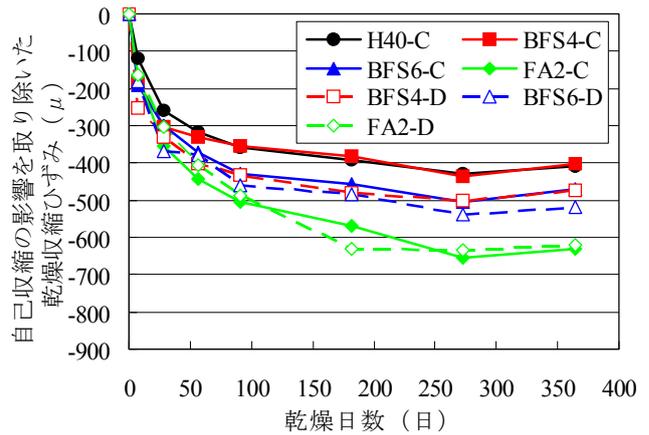


図-7 乾燥収縮ひずみ（養生 C, 養生 D）

を使用した配合はいずれも初期の変化量が大きく、自己収縮と同じような傾向を示すことから、その影響が大きく現れているものと推察される。養生 B と養生 A を比較すると、早強のみの配合では、ほとんど同じような傾向を示すのに対し、とくに高炉スラグ微粉末を使用した配合において、養生 B のほうが 100~150 μ 程度増加しており、養生の影響が大きいことが分かる。

養生 C の場合（蒸気養生）、早強のみの配合が最も長さ変化量が小さく、続いて高炉スラグ微粉末 6000、フライアッシュ、高炉スラグ微粉末 4000 の順に大きくなっている。また、養生 C と養生 D ではほとんど変わらない結果となっていることから、蒸気養生後に水中養生しても長さ変化に与える影響は小さいと推察される。

高炉スラグ微粉末 4000 を使用した配合を除いては、JSCE の推定値とほぼ同様の傾向となった。

（3）乾燥収縮ひずみ

上記長さ変化量は測定開始からの自己収縮量を含んでいることから、純粋な意味での乾燥収縮ひずみではない。そこで、簡易的に自己収縮ひずみ量の測定結果を用いて、長さ変化量から各測定時における自己収縮ひずみ量の増分（乾燥開始時を基準とする）を差し引いた結果を図-6 および図-7 に示す。

養生 A の場合、高炉スラグ微粉末を使用した配合は早強のみの配合とほぼ同程度のひずみとなっている。一方、フライアッシュを使用した配合は、最終的に 100 μ 程度大きくなっている。養生 B の場合は養生 A に比べて、高炉スラグ微粉末を使用した配合でいずれも 100 μ 程度大きくなっており、養生期間が乾燥収縮に与える影響が大きいことが確認された。

養生 C の場合は、高炉スラグ微粉末 6000 を使用した配合で他と比べて少しひずみが大きい。また、フライア

ッシュを使用した配合は、早強のみの配合と比べると最終的に 200 μ 程度大きくなっている。養生 D については、高炉スラグ微粉末 6000 とフライアッシュを使用した配合では、養生 C とほぼ変わらないが、高炉スラグ微粉末 4000 を使用した配合では、逆に大きくなる結果となった。

フライアッシュを使用した配合の乾燥収縮が大きくなった要因としては、フライアッシュのポズラン反応がかなりゆっくりと進むため、本試験のように材齢初期から乾燥を受けた場合、ポズラン反応の進展が十分ではなく、見掛け上、水セメント比が大きい配合となることが大きな要因ではないかと推察される。

高炉スラグ微粉末が乾燥収縮に与える影響については、養生の影響を受けるものの、早強のみの場合とあまり変わらないことが確認され、収縮全体として見れば、主に自己収縮に大きく影響すると言える。

4. 塩分浸透に関する試験結果

浸漬期間 180 日における塩化物イオン量分布を図-8 および図-9 に示す。また、それぞれの測定結果に対し、JSCE-G572 に準拠して回帰した見掛けの拡散係数を図-10 に示す。

いずれも表面からの深さ 0~20mm までは塩分の浸透が見られるものの、20mm 以降は早強のみの配合やフライアッシュを使用した配合で微量に浸透が見られる程度で、30mm 以降はほぼ 0 となっている。

見掛けの拡散係数については、養生 A, B の場合、高炉スラグ微粉末を使用した配合では、いずれも早強のみの配合に比べて半分程度であり、塩分浸透に対する抵抗性が高いことが改めて確認された。現状では、高炉スラグ微粉末 4000 と高炉スラグ微粉末 6000 では大きな差は見られない。一方、フライアッシュを使用した配合につ

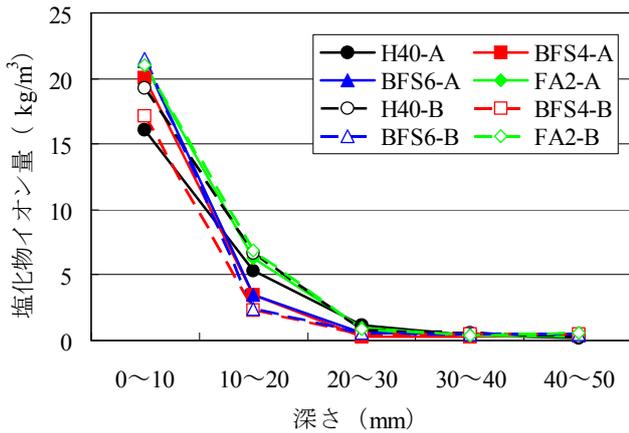


図-8 塩化物イオン量分布 (養生 A, 養生 B)

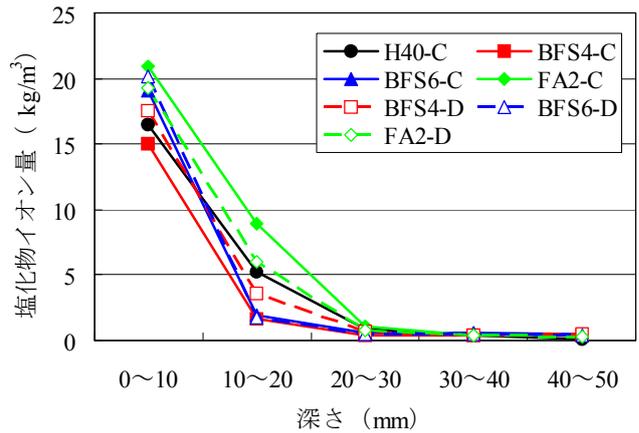


図-9 塩化物イオン量分布 (養生 C, 養生 D)

いては、早強のみの配合に比べて若干見掛けの拡散係数が小さくなる程度であった。全体的に養生 A と養生 B にあまり差がないことから、本養生期間では、塩分浸透性に与える影響は小さいものと考えられる。

養生 C, D の場合では、高炉スラグ微粉末を使用した配合で見掛けの拡散係数が小さくなっていることは、養生 A, B の場合と同様であるが、高炉スラグ微粉末 4000 については、養生 D のほうが大きくなっている。測定値のバラツキも考えられるが、前述の乾燥収縮においても養生 D のほうが大きくなっていることから、せつこうの影響なども含めて検討する必要があると考えられる。

フライアッシュを使用した配合については、早強のみの配合に比べて、養生 C の場合に見掛けの拡散係数がかなり大きくなっている。前述したように、材齢があまり進んでいない段階では、見掛け上、水セメント比が大きい配合となることが影響している可能性がある。よって、フライアッシュについては、もう少し長期的な結果を見て判断する必要があると考えられる。

5. 発熱特性に関する試験結果

簡易断熱試験の結果を図-11 に示す。早強のみの配合では注水後約 24 時間で最高温度 52℃に達したが、高炉スラグ微粉末を使用した配合では、高炉スラグ微粉末 4000 で約 36℃、高炉スラグ微粉末 6000 で約 38℃、フライアッシュを使用した配合では約 40℃であり、10℃以上の相違が見られた。また、混和材を使用した配合は、早強のみの配合と比べて、最高温度に到達する時間が遅くなっている点が特徴的である。

断熱温度上昇を表す一般的な式を以下に示す。

$$Q(t) = Q_{\infty} \left(1 - e^{-r(t-t_0)^s} \right) \quad (1)$$

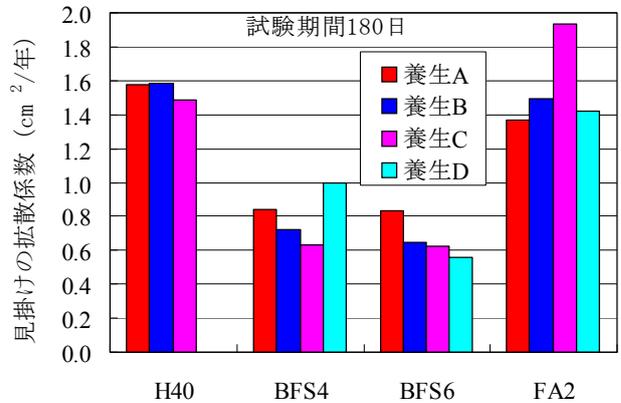


図-10 見掛けの拡散係数

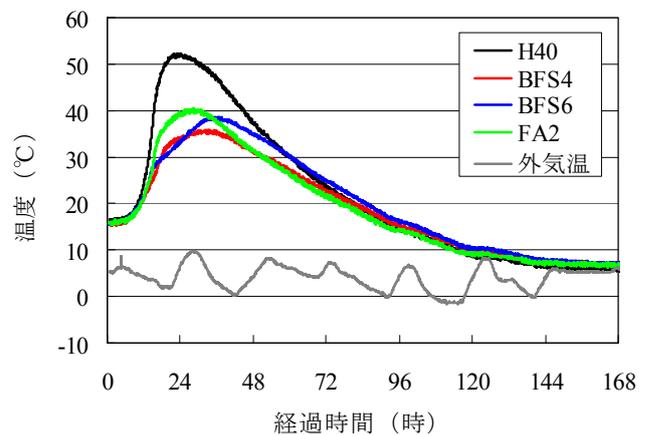


図-11 簡易断熱試験結果

ここに、 Q_{∞} : 終局断熱温度上昇量 (°C), r, s : 温度上昇速度に関するパラメータ, t : 材齢 (日), t_0 : 温度上昇の原点 (日)

本結果に対し、式(1)にて逆解析を行った場合、係数を変化させることで最高温度や到達時間を合わせることは可能であるが、温度勾配の変化を合わせることはでき

ない。そこで、岸らによる複合水和発熱モデル⁵⁾により逆解析を行った。本モデルはセメントのクリンカー鉅物単位や高炉スラグ微粉末、フライアッシュといった混和材単位の発熱特性を組み合わせたモデルであり、それぞれの温度依存性が考慮されている。

本モデルによる逆解析の結果を図-12に示す。なお、凡例末尾のRはそれぞれの回帰値（逆解析）を示す。高炉スラグ微粉末配合では勾配の変化などが良好に再現されており、全体的に良い合致が見られた。ただし、フライアッシュについては乖離が大きいため、そのままでの適用は難しいと考えられる。

逆解析で得られた断熱温度上昇曲線を図-13に示す。

なお、凡例末尾のOは式(1)による逆解析結果を、灰破線はコンクリート標準示方書〔設計編〕2012年制定による早強のみの配合の推定値を示す。

混和材を使用した配合では、早強のみの配合に比べていずれも勾配が緩やかであり、最高到達温度も若干小さくなっている。断熱温度上昇曲線は簡易断熱試験結果ほど相違が明瞭ではないことから、温度履歴によって発熱特性も大きく変わるものと推察される。式(1)で逆解析した場合には、複合水和発熱モデルと比べると温度勾配が変化するあたりまではそれ程大きな乖離は見られないが、それ以降の温度の伸びがないことが大きく異なっている。このことは、マッシュな構造物や初期温度が高い場合での解析において、コンクリート温度を過小評価する可能性があると考えられる。

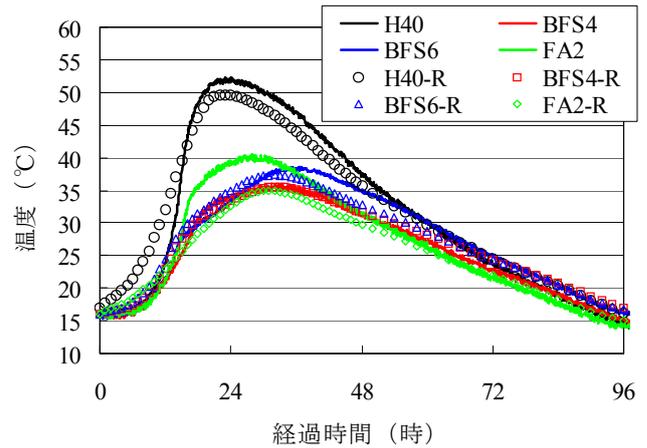


図-12 逆解析結果

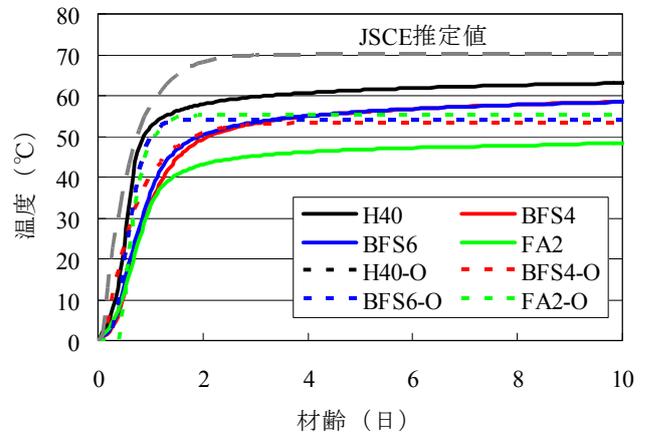


図-13 逆解析による断熱温度上昇曲線

7. まとめ

今回の試験で得られた知見を以下に示す。

- ① いずれの養生方法においても、高炉スラグ微粉末を使用すると自己収縮ひずみがかなり大きくなり、逆にフライアッシュを使用するとかなり小さくなる。
- ② 最終的な長さ変化量は、養生を十分に行えば、混和材を使用してもあまり大きな差異はない。ただし、乾燥収縮に着目するとフライアッシュを使用した場合、他よりも大きくなる可能性がある。
- ③ いずれの養生方法においても、高炉スラグ微粉末を使用すると塩分浸透に対する抵抗性は向上する。フライアッシュについては、通常の蒸気養生では十分に効果が得られない可能性がある。
- ④ 混和材を使用した場合、小型の簡易断熱試験においても発熱特性に違いが見られ、その発熱特性はフライアッシュを使用した配合を除けば複合水和発熱モデルにより比較的良好に再現できる。

参考文献

- 1) 土木学会：高炉スラグ微粉末を用いたコンクリートの施工指針，1996.6
- 2) 土木学会：循環型社会に適合したフライアッシュコンクリートの最新利用技術，コンクリートライブラリー132，2009.12
- 3) 斯波明宏，谷口秀明，樋口正典，佐々木亘：早強セメントを用いた環境負荷低減型コンクリートの基礎物性，三井住友建設技術開発センター報告，No.10，pp.39-44，2012
- 4) 谷口秀明，渡辺博志，田中良樹，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集，Vol.24，No.1，pp.531-536，2002
- 5) 岸利治，前川宏一：高炉スラグおよびフライアッシュを用いた混合セメントの複合水和発熱モデル，土木学会論文集，No.550/V-33，pp.131-143,1996.11

PC 部材に使用する早強コンクリートの力学特性に与える 各種短繊維の影響

Influence of Various Short Fibers on Mechanical Properties of Early-Strength Concrete for PC Members

佐々木 亘 WATARU SASAKI
谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI
樋口 正典 MASANORI HIGUCHI

PC 上部工で用いられる設計基準強度 40N/mm^2 程度の早強コンクリートに鋼繊維、PVA 繊維およびアラミド繊維といった各種短繊維を混入し、力学特性に与える影響について検討を行った。その結果、①圧縮強度、静弾性係数およびひび割れ発生強度に与える短繊維の影響は小さいこと、②細径鋼繊維はその繊維長が粗骨材の最大寸法と同程度かそれ以下であっても、補強効果が大きいこと、③集束アラミド繊維は鋼繊維と同程度の補強効果を有すること、④短繊維の混入率とアスペクト比の積を用いることにより、形状寸法の違いによらず、短繊維の補強効果を簡易的に評価できる可能性があることなどが分かった。

キーワード：短繊維補強コンクリート、細径鋼繊維、集束アラミド繊維、曲げタフネス、せん断強度

This paper describes the experimental results of influence of various short fibers on mechanical properties of fiber reinforced early-strength concrete. Its design strength is about 40 N/mm^2 for PC superstructures, and the short fiber is steel, PVA or aramid fiber. As a result, the followings are obtained; 1) The influence of short fibers on compressive strength, Young's modulus or split cracking strength is small, 2) The length of the smaller diameter steel fiber is shorter than maximum size of aggregate, nevertheless this fiber has a high reinforcement effect, 3) Aramid strand short fiber has a reinforcement effect comparable to steel fiber, 4) The test results suggest that the reinforcement effect of short fiber can be estimated by introducing the product of fiber content and aspect ratio.

Key Words: Fiber Reinforced Concrete, Small Diameter Steel Fiber, Strand Aramid Fiber, Flexural Toughness, Shear Strength

1. はじめに

短繊維をコンクリートやモルタル中に均一に分散させると、引張強度、曲げ強度、せん断強度、ひび割れの抑制、じん性、耐衝撃性などのさまざまな性能を改善できることは古くから知られており、盛んに研究が行われてきた¹⁾。最近では、設計基準強度 180N/mm^2 という高い圧縮強度を持ち、鋼繊維を比較的多量に混入することにより高い引張強度やじん性を付与した超高強度繊維補強コンクリート (UFC)²⁾が実用化され、道路橋等への適用³⁾も始まっている。

筆者らは、通常のコンクリートから UFC で対象とする高い圧縮強度までの間を補完する短繊維補強コンクリ

ートの検討を進めている⁴⁾。その中で、これまで粗骨材を含むコンクリートに対して適用されることは少なかったと思われる細径の鋼繊維や集束アラミド繊維が、高強度繊維補強コンクリートに使用する短繊維として有効であることを確認してきた。本研究では、より一般的な強度域を対象とし、それらの短繊維が、PC 上部構造物に使用される設計基準強度 40N/mm^2 程度の早強コンクリートの力学特性に与える影響について検討を行った。

2. 実験概要

(1) 使用材料

本実験で使用した短繊維を表-1 に示す。普通鋼繊維は

表-1 使用した短繊維

記号	種類	繊維径 <i>d</i> (mm)	繊維長 <i>l</i> (mm)	アスペクト 比 <i>l/d</i>	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	密度 (g/cm ³)
SFA	普通鋼繊維	0.62	30	48	1100	200	7.85
SFB	高強度鋼繊維	0.38	30	79	2610~3190	200	7.83
SWA	細径鋼繊維	0.2	22	110	2000以上	200	7.86
SWB			15	75			
VF	PVA 繊維	0.66	30	45	900	23	1.30
AF	アラミド繊維	0.5	30	60	3410	74	1.39

注) アラミド繊維の引張強度、弾性係数は集束していない単繊維の値である。

トンネル覆工などで用いられている一般的なものであり、両端にフック状の加工がされているものである。高強度鋼繊維は普通鋼繊維と形状は同一であるが、引張強度が高く繊維径は小さい。指針案⁵⁾に基づいて粗骨材最大寸法を考慮し、繊維長はいずれも30mmのものを用いた。

一方、細径鋼繊維は、一般的には粗骨材を用いないUFCに使用されるタイプの鋼繊維である。繊維長は粗骨材最大寸法の1.5倍以上とするのが一般的⁶⁾であるが、細径鋼繊維の繊維長はSWAが22mm、SWBが15mmであり、粗骨材最大寸法と同程度またはそれより短い。繊維長は短い繊維径が0.2mmと小さいため、アスペクト比は比較的大きくなっている。

合成繊維として、PVA繊維およびアラミド繊維を用いた。PVA繊維はコンクリートの補強用として一般的に用いられているものである。アラミド繊維は高強度・高剛性を有する高性能繊維のうち、コンクリート補強用として比較的入手がしやすいことなどから選定したものである。用いたアラミド繊維は、繊維径0.012mmのパラ型アラミド繊維(コポリパラフェニレン・3,4'オキシジフェニレン・テレフタラミド)をエポキシ樹脂により集束し、所定の繊維径としたものである。繊維径および繊維長は普通鋼繊維やPVA繊維と比較的近い値とした。

短繊維以外の材料を表-2に示す。セメントには早強ポルトランドセメントを用いた。細骨材は山砂と砕砂の混合(容積比率4:6)、粗骨材は砕石2005である。高性能AE減水剤およびAE剤を使用して、スランブと空気量の調整を行った。

(2) コンクリートの配合

コンクリートの配合を表-3に示す。以下、配合名は表-3に示した記号で称す。PC上部構造物に使用される設計基準強度40N/mm²程度の早強コンクリートを想定し、水セメント比は40%とした。短繊維を使用しない普通コンクリートである配合Baseの単位水量(記号:W)は、

表-2 短繊維以外の使用材料

材料	種類	産地, 物性, 成分	密度	記号
水	上水道水	千葉県流山市	1.0	W
セメント	早強ポルトランドセメント	比表面積 4640cm ² /g	3.13	C
細骨材	山砂	千葉県富津産, 吸水率 1.87%	2.63	S1
	砕砂	茨城県岩瀬産硬質砂岩, 吸水率 1.68%	2.61	S2
粗骨材	砕石 2005	茨城県岩瀬産硬質砂岩, 吸水率 0.96%	2.64	G
化学混和剤	高性能AE減水剤	ポリカルボン酸エーテル系化合物	-	SP
	AE剤	変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤	-	AE

注) 骨材の密度は表乾密度である。

コンクリート標準示方書⁶⁾に示される標準範囲(155~175kg/m³)の中心値である165kg/m³とし、単位粗骨材絶対容積(記号:V_G)は0.370m³/m³とした。スランブは12±2cm程度である。

短繊維補強コンクリートとする場合には、筆者らの行ったPVA繊維を用いた短繊維補強コンクリートの検討⁷⁾の結果を踏まえ、普通鋼繊維およびPVA繊維を使用する場合にはW=175kg/m³とし、短繊維混入率(容積百分率、記号:V_F)0.1%の増加に対してV_Gを0.007m³/m³程度低減することとした。高性能AE減水剤の使用量も文献⁷⁾に準じて設定した。配合Fb0はSFA1.5またはVF1.5から短繊維を除いた配合であり、短繊維混入に伴う配合変化の影響を検討する目的で設定したものである。

同じ短繊維混入率であっても、繊維径が小さくなるに従ってコンクリート中に含まれる短繊維の表面積の総和は大きくなる。このことから、繊維径の小さい短繊維を

表-3 コンクリートの配合

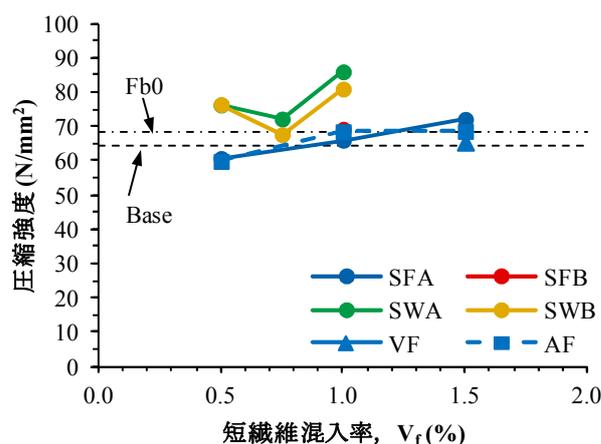
記号	W/C (%)	W (kg/m ³)	V _G (m ³ /m ³)	SP (C×%)	短繊維の種類	V _f (%)	
Base	40	165	0.370	0.7	-	0	
Fb0			0.260	1.5	-	0	
SFA0.5		175	0.200	0.335	0.7	SFA	0.50
SFA1.0				0.300	0.9		1.00
SFA1.5				0.260	1.5		1.50
SFB1.0				0.300	0.9	SFB	1.00
SWA0.5				1.5	SWA	1.5	0.50
SWA0.75						1.7	0.75
SWA1.0						2.0	1.00
SWB0.5				1.3	SWB	1.3	0.50
SWB0.75						1.5	0.75
SWB1.0						1.7	1.00
VF1.5		0.260	1.5	VF	1.50		
AF0.5		0.260	1.5	AF	0.7	0.50	
AF1.0					1.2	1.00	
AF1.5					1.5	1.50	

用いた場合には流動性の低下が大きくなることが考えられる。したがって、鋼繊維の種類によって、繊維径が小さいほど V_G の低減量を大きくし、細径鋼繊維では V_f によらず V_G=0.200m³/m³ 一定とした。アラミド繊維についても同様であり、高強度コンクリートでの検討結果⁸⁾からも流動性に与える影響が大きいと考えられたため、AF0.5 および AF1.0 では V_G の低減量を大きくした。ただし、AF1.5 については、比較のため SFA1.5 および VF1.5 と同様の配合とした。

すべての配合で空気量の設計値は 4.5% であり、AE 剤を用いて ±1.0% 程度に調整した。

(3) 実験方法

コンクリートの練混ぜには、公称容積 100 リットルの強制 2 軸ミキサを使用し、空練りを 10 秒、モルタル練りを 90 秒、コンクリート練りを 90 秒行った。短繊維を使用する場合には、これを含まない状態のコンクリート練りを終えた後、短繊維を全量投入し、さらに 60 秒の練混ぜを行った。コンクリートの練混ぜ後、ただちにフレッシュ性状の確認および力学特性確認のための供試体を製作した。各供試体は材齢 1 日で脱型後、所定の材齢まで標準水中養生を行った。力学特性の確認は、圧縮強度試験 (JIS A 1108)、静弾性係数試験 (JIS A 1149)、割裂引張強度試験 (JIS A 1113)、曲げ強度および曲げタフネス試験 (JSCE-G552)、せん断強度試験 (JSCE-G553) および切欠きはりの曲げ試験 (「切欠きはりを用いたコンクリ

図-1 V_fと圧縮強度の関係

ートの破壊エネルギー試験 (JCI-S-001-2003)」および「切欠きはりを用いた繊維補強コンクリートの荷重-変位曲線試験方法 (JCI-S-002-2003)」により行った。各試験は材齢 28 日で実施した。なお、割裂引張強度試験ではひび割れ発生強度を求めることとし、超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針 (案)²⁾を参考に、供試体端面のひずみを計測し、ひずみ変化が不連続になった応力を割裂ひび割れ発生強度とした。

3. 実験結果および考察

(1) 圧縮強度

V_fと圧縮強度の関係を図-1に示す。短繊維を用いない

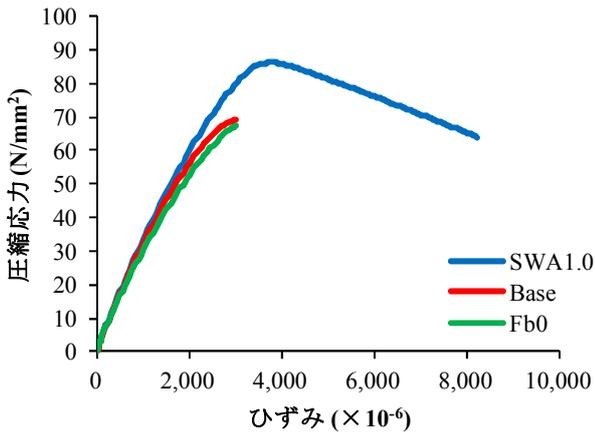


図-2 圧縮強度試験における応力-ひずみ曲線の一例

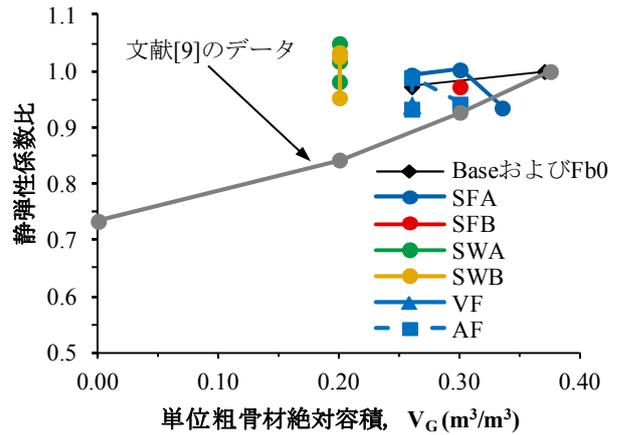


図-4 V_G と静弾性係数比の関係

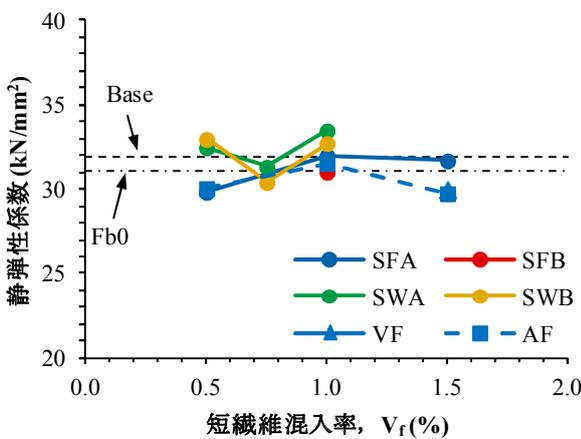


図-3 V_f と静弾性係数の関係

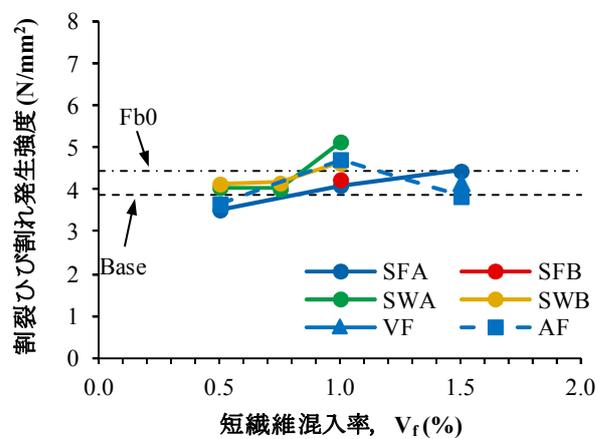


図-5 V_f と割裂ひび割れ発生強度の関係

Base および Fb0 については V_f に関係なく図示しており、これ以降の図でも同様である。普通鋼繊維、高強度鋼繊維、PVA 繊維およびアラミド繊維については、短繊維の種類による圧縮強度の差異はみられず、 V_f の増加に従って圧縮強度も増加する傾向が見られる。しかし、Base に対して、 V_G を減じた Fb0 の圧縮強度も増加しており、その増加の程度は前述の各繊維の混入による増加と同程度である。つまり、これらの圧縮強度の増加は、 V_f の増加に伴って減じた V_G の影響が大きいと考えられる。アラミド繊維については、高強度コンクリートへ適用した場合は V_f の増加に伴って圧縮強度が低下する傾向がみられた⁴⁾が、本実験ではそのような傾向はみられなかった。

一方、細径鋼繊維 SWA および SWB を用いた場合は他の配合に比べ圧縮強度が大きい。繊維長の大きい SWA のほうが若干圧縮強度が高いものの、繊維長の影響は小さいようである。図-2 は圧縮強度試験で得られた応力-ひずみ曲線の一例である。Base と SWA1.0 を比較すると、細径鋼繊維の混入により高い応力域まで剛性の変化が小さく、また、圧縮強度時のひずみも 30%程度大きくなっている。Fb0 と比較すると、その差異はより明確になっ

ていることが分かる。これらのことより、細径鋼繊維が供試体の変形を拘束し、圧縮強度の増加に寄与していると考えられる。

(2) 静弾性係数

V_f と静弾性係数の関係を図-3 に示す。いずれの短繊維であっても、 V_f と静弾性係数の間に明確な傾向は見られない。Base に対して Fb0 の静弾性係数が小さいことに着目し、 V_G と静弾性係数の関係を示したものが図-4 である。この図において静弾性係数は Base を 1 とした比の値で表示している。また、筆者らの一人が行った、短繊維を用いない $W/C=40\%$ のコンクリートについて V_G と静弾性係数の関係を調べた実験結果⁹⁾もあわせて示した。

短繊維を用いない Base および Fb0 や文献 9) のデータから、 V_G の減少に伴って静弾性係数が低下する傾向にあることが分かる。ただし、本実験と文献 9) では使用している骨材が異なるため、低下の度合いは異なる。普通鋼繊維、高強度鋼繊維、PVA 繊維およびアラミド繊維については、ばらつきはあるものの V_G の減少に伴う静弾性係数の低下傾向が確認できるが、細径鋼繊維については、

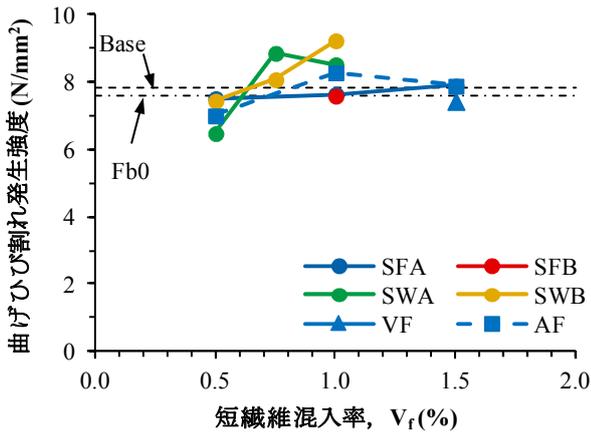


図-6 V_f と曲げひび割れ発生強度の関係

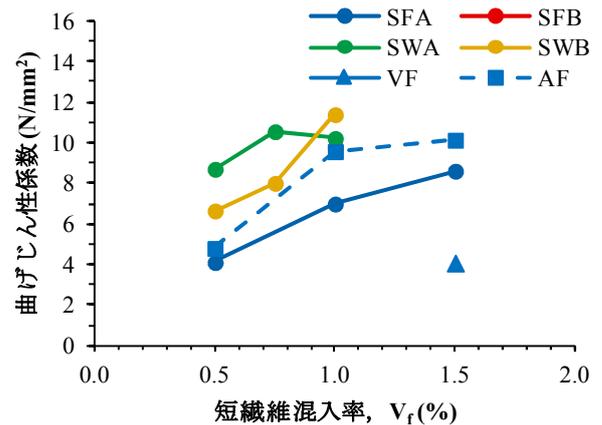


図-8 V_f と曲げじん性係数の関係

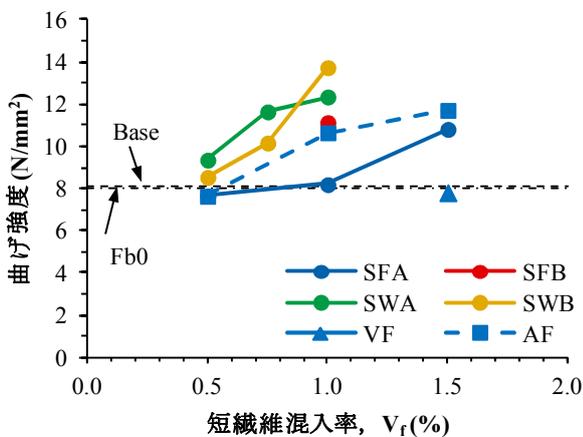


図-7 V_f と曲げ強度の関係

静弾性係数比が 1.0 より大きくなる結果も得られている。

これは、図-2 で示したように、細径鋼繊維による変形の拘束効果が大きく、 V_G の影響を上回ったことによるものと考えられる。

(3) 割裂ひび割れ発生強度

V_f と割裂ひび割れ発生強度の関係を図-5 に示す。一般のコンクリートでは、粗骨材量の増加は脆弱な遷移帯の増加に繋がるため、割裂引張強度は低下する傾向にある¹⁰⁾。短繊維を用いない場合、割裂引張強度と割裂ひび割れ発生強度はほぼ等しくなるため、本実験においても、Base と比較して Fb0 では割裂ひび割れ発生強度が大きくなっている。

短繊維を用いた場合では、たとえば普通鋼繊維では V_f の増加に伴って割裂ひび割れ発生強度も増加する傾向が見られるが、Base と Fb0 の差と同程度であり、 V_G の減少の影響が大きいと考えられる。一方、細径鋼繊維においても、 V_f の増加に伴い割裂ひび割れ発生強度が増加しているが、細径鋼繊維を用いた配合では V_f によらず V_G は一定である。したがって、 V_G の減少の影響だけでなく、

細径鋼繊維の混入によって割裂ひび割れ発生強度が増加していると考えられる。繊維長の影響については明確ではなかった。

(4) 曲げ強度

V_f と曲げひび割れ発生強度の関係を図-6 に、 V_f と曲げ強度の関係を図-7 に示す。曲げひび割れ発生強度は、供試体の引張縁にひずみゲージを貼り付け、ひずみ変化が不連続になった点から判断した。なお、曲げ破壊後の破壊面を観察すると、PVA 繊維以外の短繊維は破断することなく抜け出していたが、PVA 繊維については、破断していると考えられるものも観察された。

曲げひび割れ発生強度については、前述の割裂ひび割れ発生強度と比較して、Base と Fb0 の関係から V_G の影響は小さく、細径鋼繊維を除いて短繊維の混入および V_f との間にも明確な傾向は見られなかった。細径鋼繊維については、割裂ひび割れ発生強度の場合と同様に、 V_f の増加に伴って曲げひび割れ発生強度も増加する傾向がみられた。

一方、曲げ強度については、 V_G の影響が小さいのは同様であるが、 V_f の影響が明確にあらわれた。鋼繊維に着目すると、いずれも V_f の増加に伴って曲げ強度も増加しているが、普通鋼繊維では $V_f=1.0\%$ 以下では、曲げ強度の増加はわずかであり、Base および Fb0 と同程度である。

一方、細径鋼繊維は繊維長が短いにも関わらず、他の鋼繊維に比べ同じ V_f に対して高い曲げ強度が得られており、高い補強効果を有しているといえる。

合成繊維では、PVA 繊維は $V_f=1.5\%$ であっても Base と同程度の曲げ強度であったのに対し、アラミド繊維を用いると普通鋼繊維を上回る曲げ強度が得られた。本実験で用いたアラミド繊維は、 $W/C=40\%$ のコンクリートが対象であっても一般的な鋼繊維を上回る補強効果を有していることが分かった。

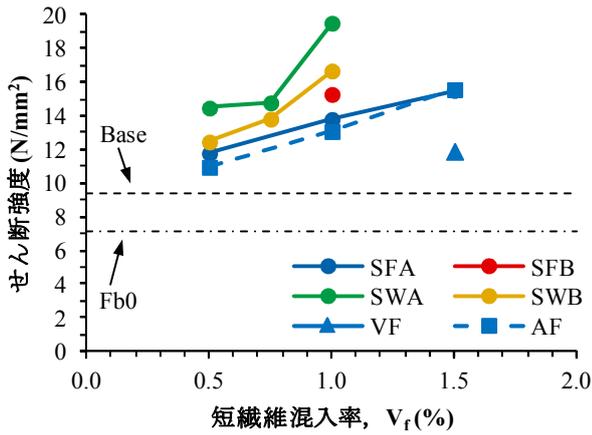


図-9 V_f とせん断強度の関係

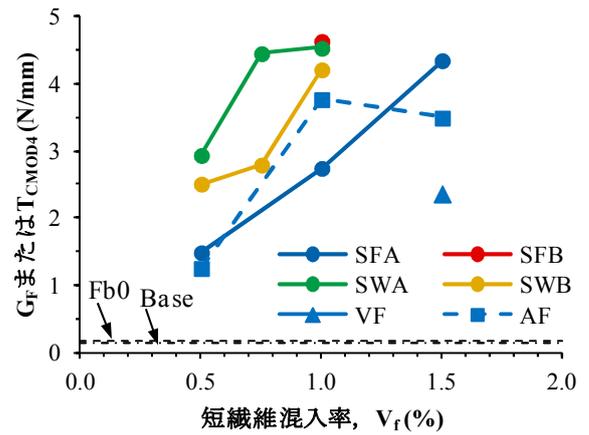


図-11 V_f と G_F または T_{CMOD4} の関係

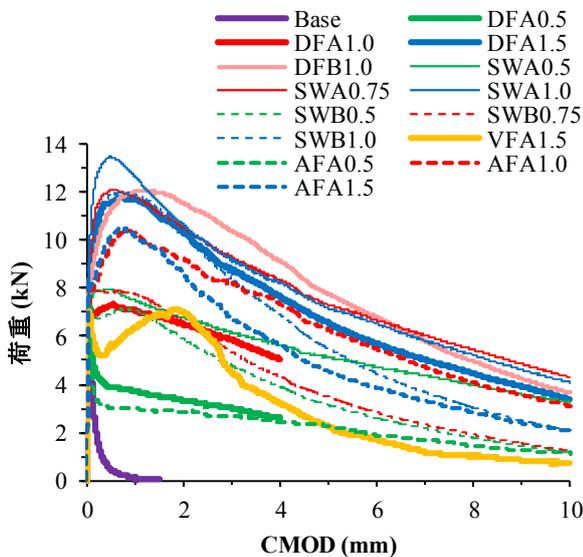


図-10 荷重-CMOD 曲線

V_f と曲げじん性係数の関係を図-8に示す。曲げじん性係数とは、曲げ強度試験で得られる荷重-たわみ曲線下の面積を基準に平均化した換算曲げ強度である。したがって、短繊維を用いないBaseやFb0では、所定のたわみまでの荷重-たわみ曲線を測定できないため、曲げじん性係数の算出もできない。図-8より、曲げ強度では変化の小さかった普通鋼繊維の $V_f=1.0\%$ 以下であっても、より明確に V_f の影響が確認できる。曲げじん性係数は短繊維を用いないコンクリートでは測定することが困難であるため、短繊維自体の混入による効果は評価できないが、短繊維の種類や混入率による相対的な評価には、曲げ強度よりも適していると言える。

(5) せん断強度

V_f とせん断強度の関係を図-9に示す。せん断強度も曲げ強度の場合と同様に V_f の影響が明確に現れた。BaseとFb0の比較より、 V_G が小さくなるとせん断強度も小さ

くなる傾向にあるが、短繊維を混入すると V_G が小さくなっているにもかかわらず大きなせん断強度が得られることから、短繊維によるせん断補強効果の大きいことが分かる。鋼繊維に着目すると、任意の V_f では細径鋼繊維 > 高強度鋼繊維 > 普通鋼繊維の順に補強効果が高く、細径鋼繊維では繊維長が長いほうが、せん断強度が高くなった。アラミド繊維は普通鋼繊維と同程度であり、PVA繊維を $V_f=1.5\%$ 混入した場合のせん断強度は、Baseより大きい値が得られるものの、アラミド繊維や普通鋼繊維を $V_f=0.5\%$ とした場合と同程度のせん断強度であった。

(6) 切欠きはりの曲げ試験によるタフネスの評価

切欠きはりの曲げ試験によって得られた荷重-CMOD (ひび割れ肩口開口変位) 曲線を図-10に示す。この試験は一般に、ひび割れの開口にとまない消費されるエネルギー (破壊エネルギー) を測定するために行われる試験であり、本実験においても、短繊維を用いないBaseおよびFb0であっても、最大荷重以降の軟化域の荷重-CMOD曲線を測定することが可能であった。なお、図中にはFb0の荷重-CMOD曲線は示していないが、Baseに対して有意な差はみられなかった。

図-11に V_f と破壊エネルギー(G_F)または $CMOD=4mm$ までのタフネス (T_{CMOD4}) の関係を示す。BaseおよびFb0は G_F 、その他の短繊維補強コンクリートでは T_{CMOD4} を示した。 G_F は図-10に示した荷重-CMOD曲線において、供試体が破断するまでの曲線下の面積から求められるが、短繊維を用いた場合には、供試体の破断までの荷重-CMOD曲線を測定することが困難であるため、 $CMOD=4mm$ までの面積から G_F と同様に求めたものを T_{CMOD4} とした。

図-11に示すように、BaseおよびFb0の G_F は $0.15N/mm$ 程度であったのに対し、短繊維を混入した場合には、本実験において最も小さいものでも T_{CMOD4} は $1N/mm$ を上

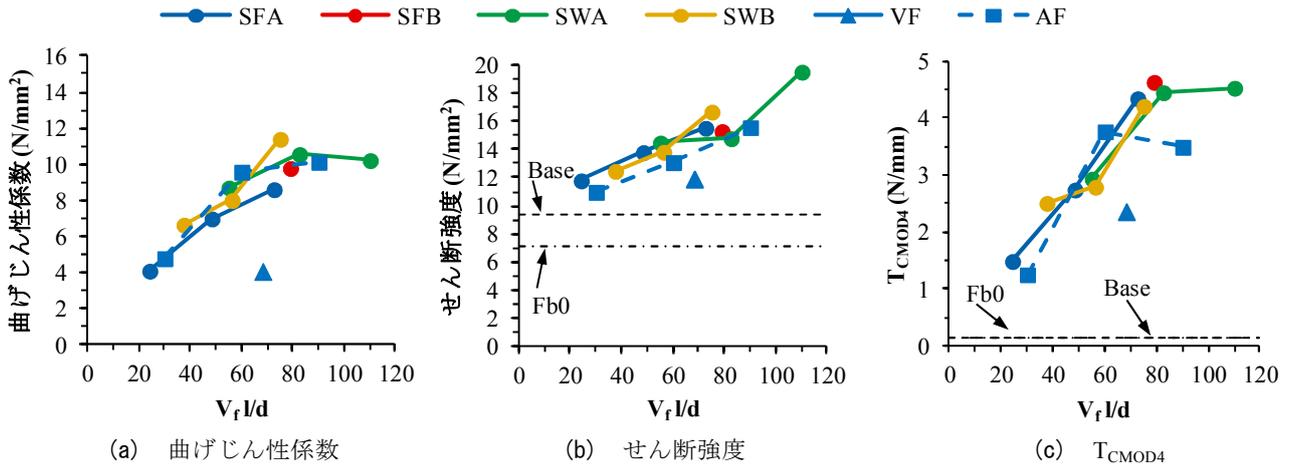


図-12 $V_f \cdot l/d$ と曲げじん性係数，せん断強度および T_{CMOD4} の関係

回り， V_f の増加とともに T_{CMOD4} も増加する。図-7 に示した曲げ強度ではBaseおよびFb0と同程度であった短繊維の種類および混入率でも，タフネスに着目すると相当に向上していることが，この図より明らかである。

また，図-8 に示した曲げじん性係数と比較すると，細径鋼繊維について，繊維長の影響が明確となり，繊維長が長いほうが T_{CMOD4} が大きい。ただし，SWA では $V_f=0.5\%$ から 0.75% の間で大きく増加し， 0.75% と 1.0% の間ではその増加はわずかであった。一方，SWB では $V_f=0.5\%$ から 0.75% の間より 0.75% と 1.0% の間での増加が大きい。この点に関しては次章で考察する。アラミド繊維は $V_f=1.0\%$ で頭打ちがみられ，PVA 繊維は曲げじん性係数ではアラミド繊維や普通鋼繊維の $V_f=0.5\%$ と同程度となるのに対し， T_{CMOD4} では普通鋼繊維の $V_f=1.0\%$ と同程度であった。

4. 短繊維の形状寸法を考慮した補強効果の評価

図-12 は，短繊維混入率とアスペクト比の積 $V_f \cdot l/d$ と曲げじん性係数，せん断強度および T_{CMOD4} の関係である。本実験の範囲内ではあるが，鋼繊維に着目すると，形状寸法の違いによらず $V_f \cdot l/d$ の増加に伴って曲げじん性係数等もがほぼ一義的に決まるような関係があることが分かった。図-11 において，細径鋼繊維が繊維長によって T_{CMOD4} が顕著に増加する V_f が異なる現象がみられた。しかし，図-12 (c) によれば，SWA および SWB はいずれも， $V_f \cdot l/d$ が 60 から 80 の間で T_{CMOD4} が顕著に増加しており，同様の相関関係として表現されている。一方，合成繊維に関しては，アラミド繊維は鋼繊維と同程度の補強効果を有していること，PVA 繊維は曲げに対する補強効果は鋼繊維およびアラミド繊維に比して小さいものの，せん断に対する補強効果は比較的大きいことなどが

この図より読み取ることができる。

前述の通り，PVA 繊維のみ繊維の破断が確認されており，図-12 で認められる PVA 繊維と鋼繊維およびアラミド繊維の差異は，繊維の破断の有無が影響している可能性がある。繊維の破壊形態については，繊維長や繊維径のほか，マトリクスとの付着強度や繊維がマトリクスから引き抜かれる際の見かけの引張強度が影響すると考えられる。この点についてはより詳細な検討が必要であるが，本実験の範囲内における鋼繊維およびアラミド繊維の結果から，繊維が破断せず引き抜けた場合には，短繊維混入率とアスペクト比の積 $V_f \cdot l/d$ によって，形状寸法の違いによらず，短繊維の補強効果を簡易的に評価できる可能性がある。ここで， $V_f \cdot l/d$ の物理的意味を考えると以下のようなものである。今，ひび割れ断面を短繊維が破断せずに架橋している状況を考える。ただし，簡単のために，短繊維は引張応力方向の 1 方向に配向し，一様に分散しているものとする。このとき，繊維長 l ，繊維径 d ，短繊維に生じる引張応力度 σ ，短繊維のマトリクスに対する付着応力度 τ の間には次の関係が成立する¹⁾。

$$\frac{l}{d} = \frac{\sigma}{\tau} \quad (1)$$

ここで式(1)の両辺に V_f を乗じる。 V_f は短繊維の体積混入率であるが，今仮定している理想的な条件下では，任意の断面における短繊維の面積比率と等しい。したがって， σV_f は着目断面に生じている引張力となり，右辺は引張力を短繊維とマトリクスの付着応力で除した値，すなわちひび割れ断面から突出している短繊維の表面積を表す。したがって， $V_f \cdot l/d$ は，ひび割れ断面から突出している短繊維の表面積と同値であることが分かる。

5. まとめ

繊維長が粗骨材の最大寸法以下となる細径鋼繊維および集束アラミド繊維に着目し、水セメント比40%の早強コンクリートの力学特性に与える種々の短繊維の影響について検討を行った結果、以下の知見を得た。

- ① 圧縮強度、静弾性係数および割裂ひび割れ発生強度に対する短繊維の影響は間接的であり、短繊維混入に伴う単位粗骨材絶対容積の変化の影響が大きい。ただし、細径鋼繊維を混入した場合には、短繊維混入に伴う圧縮強度等の増加が認められる。
- ② 細径鋼繊維は一般的な繊維長の目安である粗骨材の最大寸法と同程度以下であっても、高い補強効果があることが分かった。また、アラミド繊維は鋼繊維と同程度の補強効果が期待できることも分かった。
- ③ 短繊維混入率とアスペクト比の積 $V_f \cdot l/d$ により、形状寸法の違いによらず、短繊維の補強効果を簡易的に評価できる可能性があることが分かった。

謝辞：本研究の実施にあたり、京都大学大学院工学研究科宮川豊章教授にご指導を頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 小林一輔：繊維補強コンクリート—特性と応用—，オーム社，1981
- 2) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案），2004.9
- 3) 石井精一，西村一博，児山裕樹，一宮利通：超高強度繊維補強コンクリートの道路橋への適用事例，第15回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.13-16, 2006.10
- 4) 佐々木亘，谷口秀明，樋口正典，宮川豊章：高強度コンクリートの力学特性に及ぼす各種短繊維の影響，第21回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.549-554, 2012.10
- 5) 土木学会：鋼繊維補強コンクリート設計施工指針（案），1983.3
- 6) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書【施工編】，2008.3
- 7) 佐々木亘，谷口秀明，樋口正典：PVA短繊維を用いた早強コンクリートの特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.34, No.1, pp.250-255, 2012.7
- 8) 佐々木亘，谷口秀明，樋口正典，宮川豊章：アラミド短繊維を用いた高強度繊維補強コンクリートに関する基礎的研究，繊維補強セメント系複合材料の新しい利用法に関するシンポジウム論文集，pp.319-324, 2012.9
- 9) 谷口秀明：テストハンマーによる構造体コンクリートの強度推定法に関する研究，筑波大学学位論文，2007.3
- 10) 吉武勇，吉岡国和，蛭谷祐至，宮本圭介，浜田純夫：若材齢膨張コンクリートの引張強度におよぼす粗骨材量の効果，材料，Vol.56, No.3, pp.282-286, 2007.3

新たな改良杭配置（流動閉塞杭）による 側方流動低減効果に関する遠心力模型実験

Centrifugal model test on mitigation of liquefaction-induced ground flow
by new configuration of embedded columns

	高橋 直樹	NAOKI TAKAHASHI
	須川 智久	TOMOHISA SUGAWA
	黒川 幸彦	YUKIHIKO KUROKAWA
土木技術部	川島 真澄	MASUMI KAWASHIMA
土木設計部	村尾 光則	MITSUNORI MURAO
土木設計部	津田 和夏希	WAKAKI TSUDA

本研究は、深層混合処理工法による新たな改良杭配置方法である流動閉塞杭配置の液状化に伴う側方流動低減効果について検討するものである。流動閉塞杭配置と整列配置を対象とした遠心模型実験を実施し、側方流動低減効果に与える影響について考察した。実験結果から、側方流動量は流動閉塞杭配置のほうが整列配置よりも低減されていることを示した。

キーワード：側方流動，深層混合処理工法，遠心力模型実験

The present study addresses installation of stable cement-mixed soil columns in liquefaction-prone subsoil so that ground deformation may be constrained during earthquakes and lateral flow of liquefied sand may be reduced. For its validation, shaking-table model tests under the condition of two types of configuration of columns have been conducted in centrifugal environments. The irregular configuration mitigated the lateral displacement more efficiently than the square configuration.

Key Words: lateral flow, deep mixing method, centrifugal model test

1. 目的

筆者らは、深層混合処理工法における新たな改良杭配置方法である流動閉塞杭配置¹⁾を考案し、1G場（Gは重力加速度）の模型振動実験^{2)~4)}を実施して流動閉塞杭配置の側方流動低減効果について検討してきた。この改良杭配置方法は、図-1に示すように間隔dで正方形に配置された改良杭4本を一つのグループとし、その中心をX方向およびY方向に2dまたはd/2の距離でずらしながら改良杭を配置するものである。本改良杭配置方法の特徴としては、改良杭がどの方向から見ても地盤中に存在し、また連続する未改良領域が既往の配置方法である整列配置や千鳥配置と比較して小さいという点が挙げられる。

これまでに実施した模型振動実験の結果から、液状

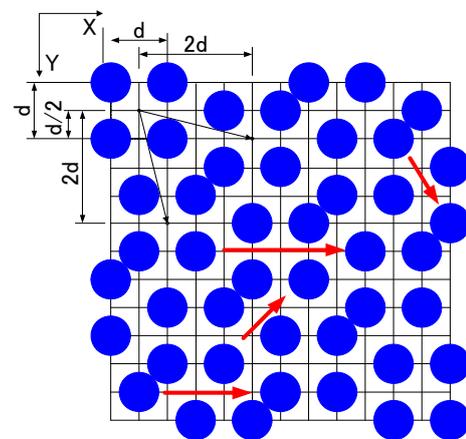


図-1 流動閉塞杭配置の概要

化に伴う側方流動に対する低減効果は流動閉塞杭配置のほうが既往の配置方法と比較して高いことを確認した。

しかしながら、これらの実験は 1G 場という低拘束圧下の条件で実施したため、その評価は定性的なものに留まると考えられる。そこで、実施工に対応した定量的な低減効果の評価を目的として、遠心力模型実験を実施した。

本稿は、傾斜地盤において側方流動を生じさせる遠心模型実験結果から、流動閉塞杭配置の側方流動低減効果について検討したものである。実験は、改良杭の配置方法およびその上端の境界条件を種々変えて実施した。

なお、本研究は、東京大学および港湾空港技術研究所との共同研究の一環（平成 24 年から開始）として実施したものであり、遠心力荷重実験は港湾空港技術研究所の装置を用いて実施した。

2. 遠心力模型実験の概要

遠心力模型実験に用いた装置⁵⁾は、最大加速度が 113G、最大積載質量が 2,760kg で、最大容量は 300G・ton である。プラットフォームサイズは 1,600×1,600mm であり、有効回転半径は 3.8m である。主要な諸元を表-1 に示す。表-2 は動的試験に関する性能についての諸元をまとめて示したものである。

実験に使用した固定土槽の内寸法は、幅 708mm×奥行き 200mm×高さ 512mm である。

本実験における相似則の一覧を表-3 に示す。実物との縮尺比は 1/50 を想定している。透水性の相似則を満足させるため、間隙流体には水の 50 倍の粘性となる水溶性セルロースエーテル溶液を用いた。

図-2 は模型概略図を示したものである。模型地盤は、厚さ 40mm で相対密度 90%の非液化化層とその上の相対密度 40%の液化化層の 2 層構造とし、空中落下法により作製した。地表面の勾配は 10%である。実験に用いた試料は、相馬硅砂 5 号 ($G_s=2.65, e_{min}=0.71, e_{max}=1.115$) である。模型地盤は 30G の遠心力場で下端からの浸透により飽和させた。加振時の水位は 1G の実験同様、斜面頂部と同一の高さとした。

改良杭は実物で直径 2m のものを想定した。側方流動が改良杭の曲げモーメントに与える影響を評価する場合、その模型化に当たっては、曲げ剛性、降伏および破壊の曲げモーメントの相似則を満足させることが望まれる。

しかしながら、改良杭の降伏や破壊までを実験パラメータとして考慮した場合、結果の評価が複雑となるため、本実験では杭模型にアクリルパイプ（外径 40mm、内径 28mm）を用いることとした。密度の調整はパイプ内部に丸鋼を配し、空隙にシリコンを充填することにより行った。杭模型は、まず所定の位置に直径 44mm の

表-1 遠心力模型実験装置諸元

項目	単位	内容
最大遠心加速度	G	113
最大搭載質量	kg	2760
回転半径	m	3.8
加減速時間	min	15
最大回転数	rpm	163
回転数制御範囲	rpm	0.1-163.0
主モータ	kW	DC450

表-2 動的試験に関する性能

項目	単位	内容
加振実験の最大遠心加速度	G	50
加振最大加速度	G	25
加振振動数	Hz	10-250
最大加振質量	kg	500

表-3 遠心力模型実験の相似則

項目	単位	縮尺比
長さ	m	1/λ
密度	t/m ³	1
力	N	1/λ ²
応力	kPa	1
ひずみ	×10 ⁻⁶	1
変位	m	1/λ
曲げ剛性	MN・m ²	1/λ ⁴
周波数	Hz	λ
加速度	Gal	λ
時間（動的）	sec	1/λ
時間（浸透）	sec	1/λ

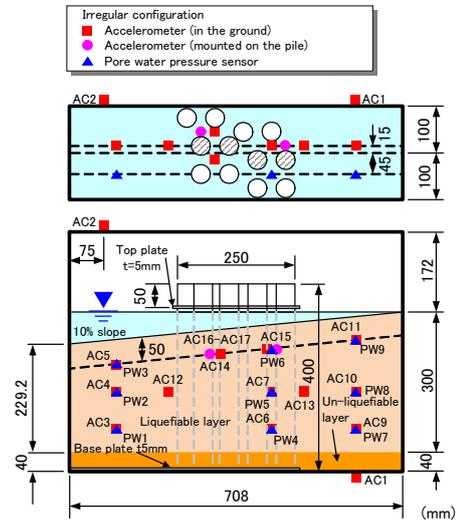


図-2 実験模型と計測器配置 (CASE2)

穴を開けた厚さ 5mm のアクリルプレートを土槽底部に固定し、次にその穴の中心と杭模型の中心が一致するように設置した。この状態において杭模型の周囲とプレートとの間には 2mm の隙間が存在することになる。これにより、杭模型の下端は自由に回転することが可能であり、最大 2mm までの滑動を許容することができる。なお、模型地盤作製時に試料砂がこの隙間に充填されてし

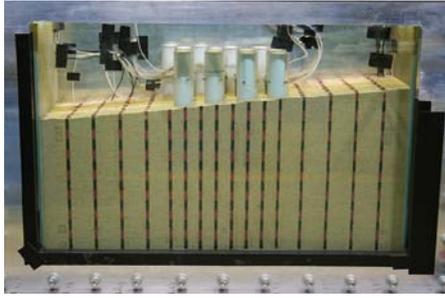


図-3 模型地盤

表-4 加振条件

	単位	Prototype	Model
遠心加速度	G	1	50
模型縮尺		1/1	1/50
入力加速度波形の種類		Sin wave 正弦波, 50waves 波	
振動時間	sec	25	0.5
振動周波数	Hz	2	100
目標最大加速度	m/sec ²	2 (200Gal)	100

表-5 実験ケース

実験ケース	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	CASE6
改良形式		流動閉塞杭配置				整列配置
改良率 (%)	0	35				
改良杭上端の境界条件		ピン結合	自由	プレートで固定	浅層混合処理層で固定	ピン結合

まうことを防止するため、あらかじめシリコングリスを充填した。一方、上端側には寸法が 270mm×198mm で下端側プレートと同様の穴が開いたプレートを杭模型上端部から 50mm 下がった位置に設置した。

計測器配置を図-2 に示す。地盤内には加速度計を設置するとともに、間隙水圧計を埋設した。模型地盤変位は、図-3 に示すように相馬珪砂を着色した色砂を用いて側面および地表面に所定の間隔で地盤変位計測用の直線を描き、これの移動量によって計測した。また、図-2 上段の平面図中にハッチングした杭模型の外周面にひずみゲージを貼付けてひずみ量を計測した。

入力波は実地盤換算で 2 Hz の正弦波である。加振条件を表-4 に示す。本実験は液状化に伴う側方流動に対する変位低減効果を検討することを主眼においているので、周波数特性が明確な正弦波を用いることとした。

表-5 に実験ケースを示す。改良率は 35%であり、改良杭の配置方法とその上端側の境界条件を変えて実験を実施した。CASE2 および CASE6 のプレートは杭模型の円周方向三箇所にした突起に載せただけなので、下端側と同様に回転を許容するピン結合になる。CASE3 では杭模型上端側の境界条件を自由とするため、上部の亚克力プレートは設置していない。CASE4 では 1 辺 10mm の立方体亚克力ブロックを用いてプレートと杭模型を相互に接着して固定した。

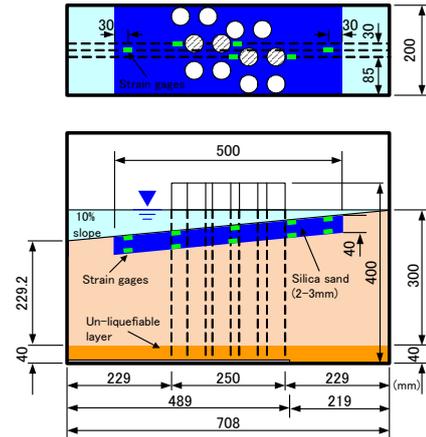


図-4 実験模型 (CASE5)

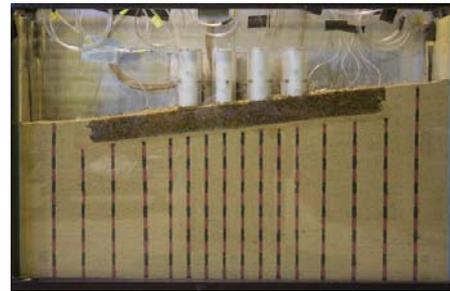


図-5 模型地盤 (CASE5)

ここで、浅層改良を設けた CASE5 について概要を述べる。図-4 および図-5 は、CASE5 の実験模型を示したものである。浅層改良層の流動方向の長さは、CASE1 (改良杭無し) において側方流動が大きく生じた範囲に相当する 500mm とした。その厚みは、実地盤換算 2m を想定して 40mm である。

浅層改良層模型は、粒径 2~3mm の碎石をエポキシ接着剤で固めて作製した。その作製手順は次のとおりである。まず、10%勾配で作製した液状化層の上に浅層改良層模型に用いる材料で作った型枠を改良範囲の周囲に配置した。土槽壁面と型枠との間にはシリコングリスを塗布し、両者間に生じる摩擦の影響を極力小さくするようにした。次に、型枠の中に液状のエポキシ接着剤に浸した碎石をさじによって静置する作業を繰り返して厚さ 40mm の改良板を作製し、24 時間気中で養生した後実験を行った。浅層改良層模型の乾燥密度は 1.271g/cm³ であり、周囲の液状化層のそれ 1.358g/cm³ よりも若干小さい値である。亚克力パイプ製の改良杭模型と浅層改良層模型は、互いに接着されている。

浅層改良層模型内には図-4 において四角形の記号で示す位置にひずみゲージを埋設し、改良層模型の曲げひずみを計測した。

CASE5 の入力波の最大加速度について、一回目加振時のそれはアクチュエーターの調子によって目標値 200

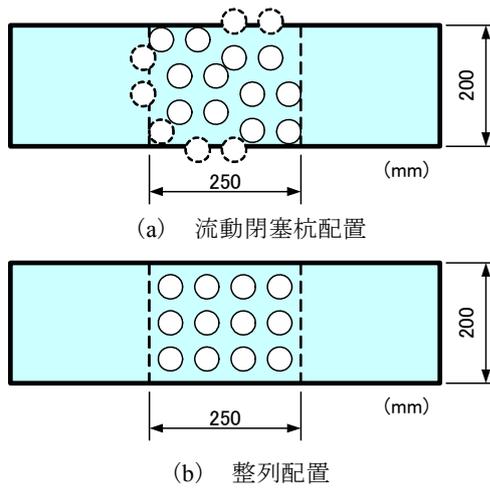


図-6 改良杭の配置

Gal に対して約 144Gal と 3 割程度小さな値であった。

そこで、遠心加速度 50G の状態を保持しながら過剰間隙水圧が完全に消散したのを確認した後、そのままの状態から再度加振を行った。その結果、二回目の入力加速度の最大値は約 188Gal となった。

図-6 は、流動閉塞杭配置 (CASE2~ CASE5) および整列配置 (CASE6) における改良率 35%での杭模型配置状況を示したものである。流動閉塞杭配置では、改良範囲端部や土槽壁面を跨いでその周囲に改良杭が存在する。これらの改良範囲内にある部分を模型化することは困難であり、模型化しても結果の評価が複雑となる。さらに、整列配置における改良杭の全本数が 12 本であることを勘案し、流動閉塞杭配置における図中点線で示した改良杭は除外した。

3. 実験結果および考察

まず、改良杭の配置方法が側方流動対策効果に与える影響に着目し、CASE1 (改良杭無し)、杭模型上端がピン結合の CASE2 (流動閉塞杭配置) および CASE6 (整列配置) における側方流動量の結果に関して考察する。次に、流動閉塞杭配置における改良杭上端の境界条件の違いが側方流動低減効果に与える影響について明らかにすることを目的とし、CASE2 (ピン結合)、CASE3 (自由)、CASE4 (プレート固定) および CASE5 (浅層改良層固定) の結果について詳述する。

(1) 改良杭の配置形状が対策効果に与える影響

図-7~図-9 は、土槽側面に配置した色砂をトレースして示した模型地盤の変形状況である。図-7 に示す CASE1 (改良杭無し) の変形状況から、液状化した模型地盤は遠心加速度の影響により斜面下方向に向かって

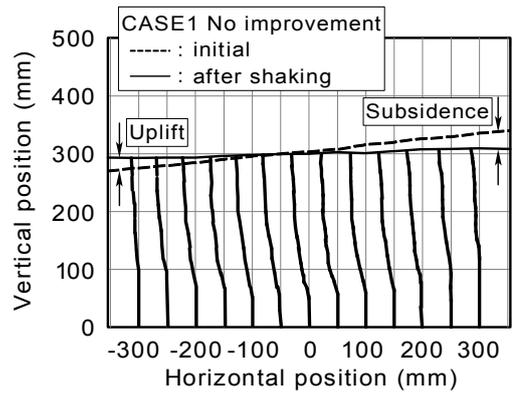


図-7 模型地盤の変形状況 (CASE1)

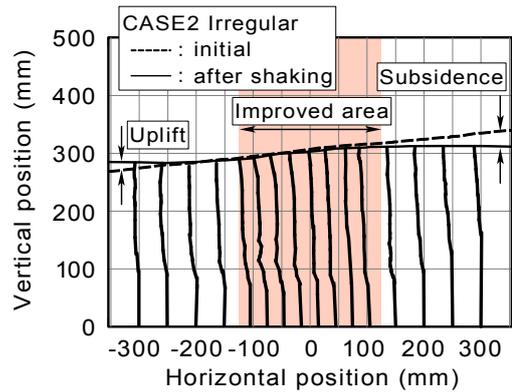


図-8 模型地盤の変形状況 (CASE2)

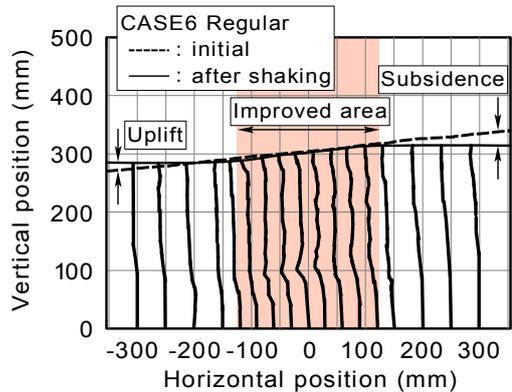


図-9 模型地盤の変形状況 (CASE6)

移動していることが分かる。水平変位は地表面で最大となり、土層底部ではほとんど生じていない。加振後の地表面は、斜面の高い側が沈下し、斜面の低い側では隆起して水平に近い状態になっている。

図-8 に示す流動閉塞杭配置 CASE2 (ピン結合) における模型地盤の変形状況について、加振後の地表面は改良範囲の背後および前方ともにほぼ水平になっている。

一方、改良範囲の地表面勾配は加振前と同等に保たれていることが改良杭無しの挙動とは異なる点である。

改良範囲における深度方向の変形状況に着目すると、杭模型が壁面近傍に存在する水平位置 0~+125mm 間の変位分布は斜面下方向に向かって直線的に傾斜しているの

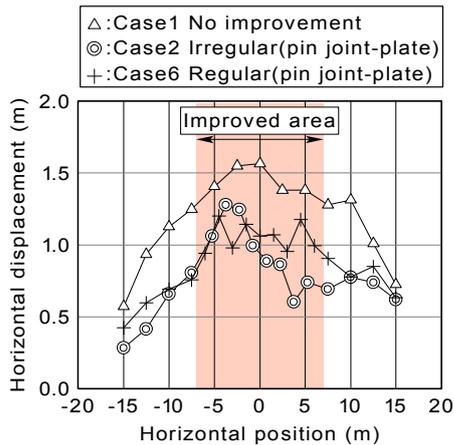


図-10 地表面の水平変位

に対して、未改良部分が連続する 0～-125mm 間のそれは深部で局所的に変形が大きく生じる形状となっている。

図-9 に示す整列配置 CASE6（ピン結合）について、地表面の変形状況は前述した流動閉塞杭配置のそれと同様である。改良範囲における地盤の変形状況に着目すると、局所的に深部で変位が大きく生じている箇所が認められる。これは、整列配置では土槽側面に沿って未改良部分が連続していることに起因するものと推察する。

側方流動量を評価する一つの指標として、実地盤に換算した地表面の水平変位を図-10 に示す。ここで示した水平変位は、図-7～図-9 で示した色砂の地表面位置における水平方向の変位量である。改良杭無しにおける水平変位は斜面の上下端部で小さく中央付近で最大となっている。一方、流動閉塞杭配置ならびに整列配置の水平変位は改良杭無しのそれと比較していずれも小さく、それぞれに水平変位低減効果が認められる。流動閉塞杭配置と整列配置の比較から、水平変位は前者のほうが後者よりも小さく、特に水平位置 0m～+10m 間で明確な差が認められる。なお、水平位置-2m～-5m 間において流動閉塞杭配置の水平変位が局所的に大きくなっているのは、壁面側に連続した未改良部分が存在することに起因するものと考えられる。

（2）改良杭頭の境界条件が対策効果に与える影響

図-11～図-13 は、CASE3～CASE5 における模型地盤の変形状況を図-7～図-9 と同様に示したものである。なお、図-13 に示す CASE5（浅層改良層固定）の結果は、二回目加振後の模型地盤の変形状況である。

図-11 に示した CASE3（自由）での模型地盤の変形状況について、加振後の地表面は CASE2 のそれと同様、改良範囲の勾配が加振前と同等に保たれ、その背後および前方ではともにほぼ水平になっている。改良範囲にお

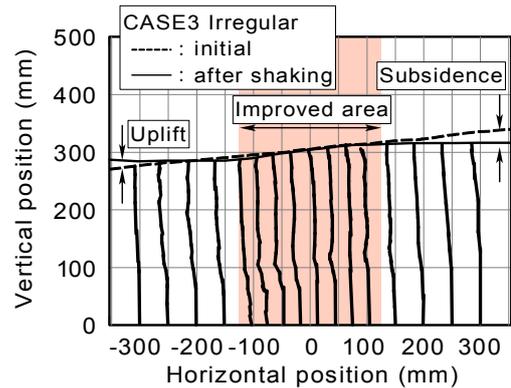


図-11 模型地盤の変形状況（CASE3）

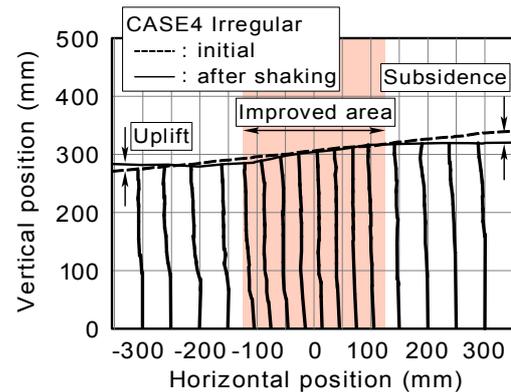


図-12 模型地盤の変形状況（CASE4）

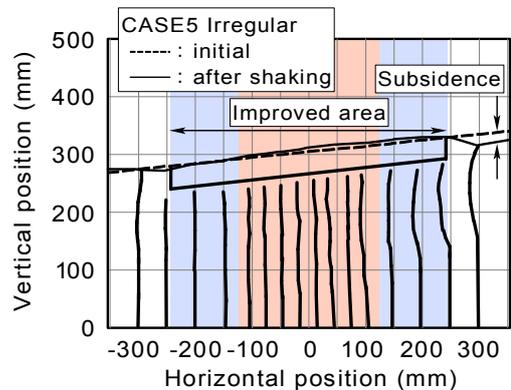


図-13 模型地盤の変形状況（CASE5）

ける深度方向の変形状況も、CASE2 のそれと類似しており、両者には大きな違いが認められない。CASE3 における実験後の模型の観察から、一部を除き杭模型は加振前の相対的な位置関係を大きく変えず、CASE2 と同様に流動方向に一樣に傾斜していることが確認された。

これについては、加振時間や一方向加振であることが関係している可能性があり、今後も検討が必要であるが、流動閉塞杭配置が保持されたことが両者の地盤変形に明確な差異が認められなかった要因の一つと考える。

次に、図-12 に示す CASE4（プレート固定）の模型地盤の変形状況を CASE3 と比較すると、改良範囲背後の地表面沈下量および改良範囲内の側方流動量が相対的

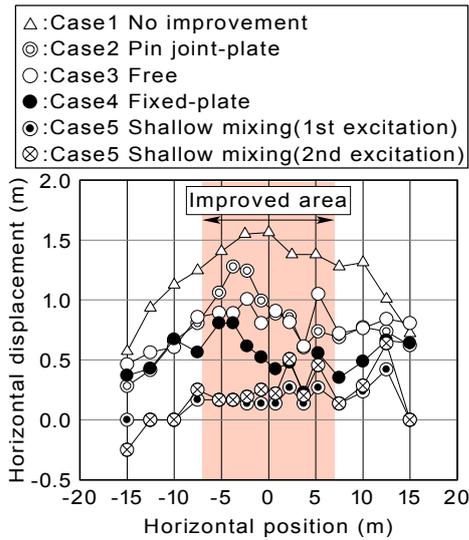


図-14 地表面の水平変位

に小さくなっていることが分かる。さらに、図-13 に示す CASE5（浅層改良層固定）における模型地盤の変形状況は他のケースと明確に異なり、改良範囲の背後側において地表面沈下と斜面下側への地盤変位が生じていることを除き、その変形は全体的に小さい。改良範囲の斜面上側のみならず、他の実験ケースでは比較的変形が大きく生じた斜面下側でもそれが抑制されている。

前項と同様、実地盤に換算した地表面の水平変位を図-14 に示す。なお、CASE5 の結果は二回の載荷で生じた水平変位をそれぞれ示した。本来の水平変位は両者の間にあると考えられる。まず、CASE2 と CASE3 の水平変位を比較すると、局所的な大小の違いはあるが、両者の水平変位には明確な差異が認められない。CASE4 の水平変位は CASE2 や CASE3 よりも小さく、側方流動量は最大で約 50%程度に低減されており、その低減効果は特に改良範囲とその背後側で高いことが分かる。

これは、杭模型の上端を固定して杭頭の回転を抑制したため、流動閉塞杭配置が効果的に側方流動をせき止めたことによるものと考えられる。次に、CASE5 の水平変位は CASE4 よりもさらに小さく、改良杭無しと比較して最大で 15%程度に低減されている。特に改良範囲よりも斜面下側の側方流動量が小さいことが特徴的である。

ここで過剰間隙水圧比に関して、CASE5 を除いた改良範囲のそれはほぼ 1 に達しており、その領域の模型地盤は完全液状化に至ったといえる。一方、CASE5 の過剰間隙水圧比は下層で 0.5、上層で 0.9 程度であり、模型地盤は完全液状化には至っていない。CASE5 で側方流動量が小さくなったのは、改良杭頭を浅層改良層で固定することにより拘束効果が高まり、地盤のせん断変形

が抑制されたことによるものと考えられる。

4. まとめ

杭式深層混合処理工法における新たな改良杭配置方法である流動閉塞杭配置について、遠心模型実験を実施してその側方流動低減効果について検討した。

以下に、本研究で得られた知見をまとめる。

- ① 未改良部分が連続すると側方流動に伴う地盤変形が深部にまで及び、側方流動量が大きくなった。
- ② 側方流動量は流動閉塞杭配置のほうが整列配置よりも低減されていることを確認した。
- ③ 側方流動量は改良杭の上端を固定したほうが回転を許容するピン結合よりも小さく、浅層改良層を設けて改良杭頭を固定すると、より側方流動量が低減される。

今後は、実施工に対応し、浅層改良層と改良杭模型に固相改良土を用いた実験を行って設計法確立に向けた検討を実施する予定である。

謝辞：本研究を進めるにあたり、東京大学東畑教授、および港湾空港技術研究所共同研究者の皆様にご指導いただきました。記して、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 高橋直樹, Amin Bahmanpour, 東畑郁生, 山田卓, 山本陽一：杭式深層混合処理工法における新たな改良杭配置方法の提案, 土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集 (第 I 部門), pp.107-108, 2010.
- 2) Towhata, I, Takahashi, N, Bahmanpour, A, Yamada, S and Liu, B.A.: Shaking model tests on mitigation of liquefaction-induced ground flow by underground columns, International Symposium on Recent and Future Technologies in Coastal Development, Yokohama, 2010.
- 3) Ali Derakhshani, Naoki Takahashi, Amin Bahmanpour, Suguru Yamada and Ikuo Towhata :Experimental study on effects of underground columnar improvement on seismic behaviour of quay wall subjected to liquefaction, Proc. of the 2011PanAm CGS Conference, 2011.
- 4) 高橋直樹, Ali Derakhshani, Rouzbeh Rasouli, 東畑郁生, 森川嘉之, 山本陽一：深層混合処理工法の新たな改良杭配置による側方流動低減効果について, 第 47 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1425-1426, 2012.
- 5) 北詰昌樹：新遠心装置の開発と研究への適用, 港湾技研資料, No.812, pp.1-35, 1995.

特定小電力無線による小域データリンク網の整備とその実際

Construction of Local Data Linkage Using Specific Small Electric Power Wireless Telecommunication and Its Practical Application

山地 宏志 HIROSHI YAMACHI

大津 慎一 SHIN-ICHI OOTSU

東京土木支店 大石 眞也 SHINYA OOISHI

複雑な地形条件下に設置される災害監視機器類のデータを、包括的に統合・処理するため特定小電力無線機を介して自立型地盤災害監視局 GENESIS/FPS と相互にリンクさせる小域データ通信網 GENESIS/FDL の整備手法を開発した。また、同システムを供用中トンネルの坑口斜面・崖錐の動態観測に適用した。システムの運用開始（平成 24 年 12 月 28 日）以来、約半年が経過したが、同システムは今日も安定して挙動計測を継続している。本文は、GENESIS/FDL の概要を示し、併せて適用トンネル周辺における動態観測への導入の実際を示すものである。

キーワード：特定小電力無線，小域データリンク，地盤災害監視

The authors developed a construction procedure for local data link system GENESIS/FDL to linking to stand-alone ground disaster monitoring station GENESIS/FPS through specific small electric power wireless telecommunication in order to integrate and transact acquired data from monitoring apparatuses installed in measurement spots under complicated topography condition. The system was applied to the slope behavior monitoring around the Tunnel. Since the operative start (December 28, 2012) of the system, about a half year passed, the system continues stable behavior monitoring today. This paper shows a summary of GENESIS/FDL and also shows the design of apparatus placement and radio transmitting path for slope monitoring around the Tunnel.

Key Words: Specific Small Electric Power Wireless Telecommunication, Local Data Link, Ground Disaster Monitoring

1. はじめに

筆者らは、斜面崩壊などの地盤災害の監視を目的に、太陽電池とパケット通信機能を備えた自立型防災監視ステーション GENESIS/FPS (Field Power Station) を開発した。GENESIS/FPS は、不安定な太陽光発電条件下でも、安定した監視を行うことを目的に充・発電状況のモニタリングと、消費電力量の遠隔操作、ならびに測定機器保護のための自動停止・再起動の機能等を整備したシステムで、これまでに安定した稼動実績を示してきた。

山岳部や海岸部などの峻険な地形条件下の災害監視において GENESIS / FPS を運用する上での問題点は、災害監視機器が GENESIS/FPS 周辺 1km 程度の範囲に分散して設置される点である。すなわち、分散して設置される各監視機器と GENESIS/FPS との間で、計測データと

機器制御指令を相互に通信するためには、この間を有線により接続することが必要となる。また、各監視機器の作動のための電力も GENESIS / FPS から有線で供給しなければならない。この敷設作業は、敷設距離が 1km 程度に限定されるものの、峻険な地形条件下における作業となるため、工費が嵩むだけでなく、作業上の危険を伴う場合もある。また、その維持管理に要する人的・経済的負担も大きい。

このような状況に鑑み、GENESIS/FPS の地盤防災監視をより効率的に実施する目的で、リチウムイオン電池で 5~10 ヶ月作動可能な防災監視機器の整備を進めるとともに、特定小電力無線を利用して小域の無線データリンク GENESIS/FDL (Field Data Link) を効率的に整備する手法を開発し、供用中トンネルの坑口法面動態観測に適用した。本文は、GENESIS/FDL の概要を示し、併

せて実際の動態観測におけるデータリンク網の設計と整備について示すものである。

2. GENESIS/FDL の概要

特定小電力無線は、総務省令電波法施行規則第6条第4項第2号に「次に掲げる周波数の電波を使用するものであつて、総務大臣が別に告示する用途、電波の型式及び周波数並びに空中線電力に適合するもの」と定義され、その用途と周波数帯が定められている無線の総称である。ライフスタイルやビジネスシーンが多様化し、近距離間での簡易連絡用のコミュニケーション手段を求める声が強くなったことに対応し、比較的狭いサービスエリアにおける無線通信の需要は増加したため制定された無線規格であり、日本独自の制度のため海外では使用はできない³⁾。

電波強度（空中線電力）は1W以下で、無線機器には他の無線局の運用を阻害する混信などの妨害を生じさせない機能が装備されなければならない。また、技術基準には、「一の筐体に収められており、容易に開けることができないこと」とあるように、改造はもちろん、保守・修理の為であっても分解してはならず、改造機は技術基準適合証明が無効となり、不法無線局となる点に注意が必要である。

GENESIS/FDL は、このような特定小電力無線のうち医療用テレメータ等に使われる429.250MHzの無線機器NetMI（株式会社オサシ製）をデータ転送に利用した野外小域データ転送システムである。表-1に、NetMIの仕様を示す。表に示すように、NetMIは各観測機器からデータを発信する子機（NetMI-Child）と、データを受信し、各観測機器を制御する親機（NetMI-Parent）で構成され、一つの親機に対して最大15局の子機との間で通信が確立される。なお、GENESIS/FDLでは親機がGENESIS/FPSと接続され、観測データが汎用パケット通信網上で供用される。

通信距離は、表-1にあるように、子機と親機の見通しが確保される地点（無障害）では1,000m以上が保障されるが、林間部では100m程度に限定され、樹木の繁茂状況によっては保証の限りではない。また、海岸線や山間部等における地盤災害監視では、親機からの電波が遮蔽される山陰や谷間に観測地点が設けられることも考慮しなければならない。

このため、子機を中継機としても利用することのできる機能を付加し、通信の迂回網を形成することを考えた。例えば、仮想の離島の東半分にNetMIを利用した監視網が、図-1のように、構築されたものとする。こ

表-1 NetMI-P/Cの仕様

機器型番	NetMI-P/C	
使用周波数	429.250MHz	
通信速度	2400bps	
通信距離	無障害: 1,000m以上 林間等: 100m以上	
通信方式	単信方式(半二重)	
電源	リチウム電池 CR123A	
外形寸法	200×200×132mm	
重量	1.90kg	

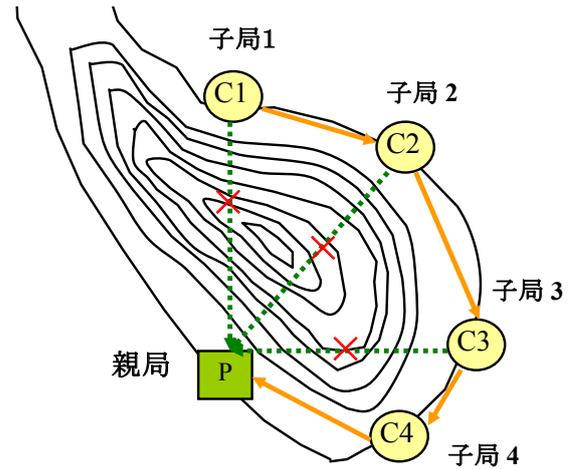


図-1 離島における迂回無線網

のとき、子機1号、2号、3号は図の緑線で示されるように離島中央の山地によって遮蔽され、親機との交信が確立できない。このとき子機が中継局として利用できるならば、子機3号のデータは子機4号を図-1の実線のように中継機とすることで親機へデータ送信することが可能となる。同様に、子機2号のデータは、子機3,4号を中継局として、また子機1号のデータは子機2,3,4号を中継局として、親機との交信が確立する。このように、逐次、子機を中継局として利用することが最大13段まで可能であり、一つのNetMIを二つ以上の子機の中継局として利用することも可能である。

3. 供用トンネル坑口斜面動態観測の概要

当該システムを適用したトンネルは、図-2の地質縦断面図に示されるように、産業施設のエントランスにあたり、上下線がそれぞれ独立した双設トンネルである。同施設では、BCPの観点から構内施設のレベル2地震動に対する検証を進めており、今回の坑口部法面・崖錐部挙動観測もその業務の一環である。なお、トンネル本体の耐震性検証は、別途、実施されている。

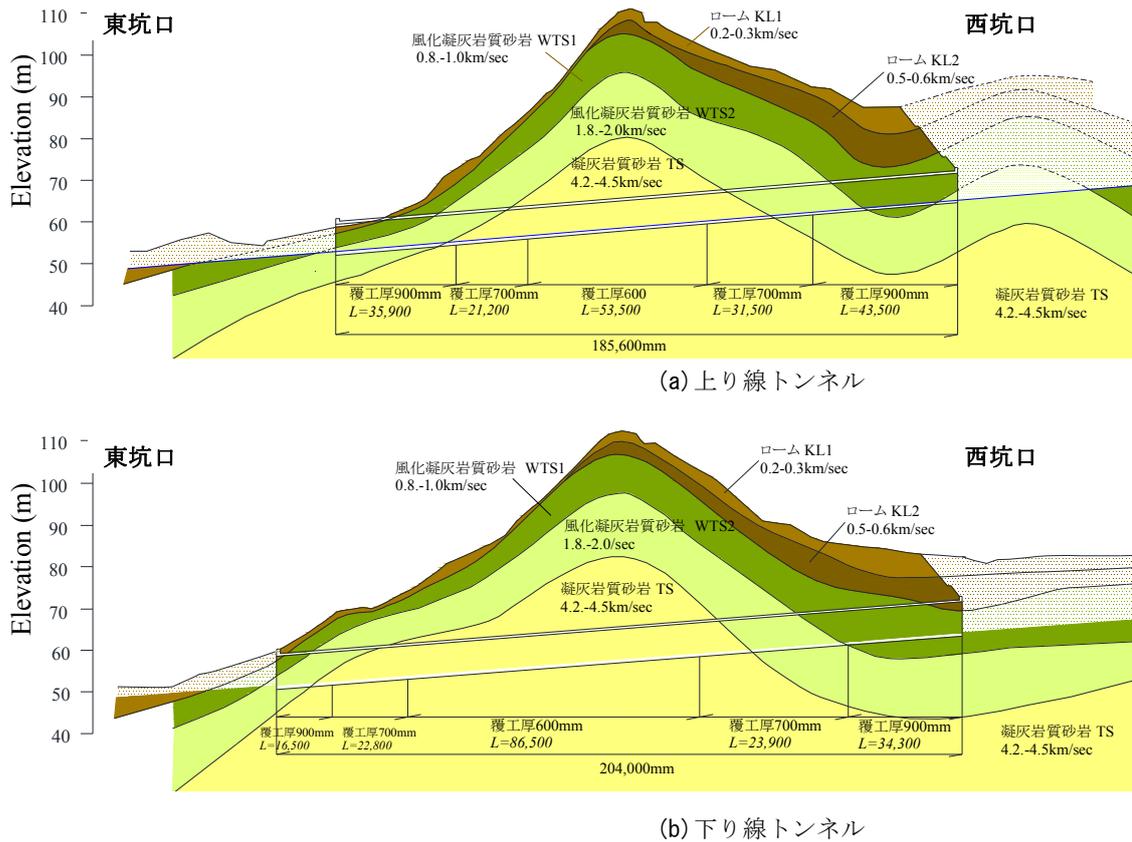


図-2 トンネル地質縦断図（建設時弾性波探査による）

図-2 に示されるように、東側坑口側の山腹部のローム層 I は極端に痩せており、その下部の坑口直上部に厚い堆積が弾性波探査で確認されている。これは、過去に山腹崖錐が大規模に崩壊したことを示すものであり、その崩壊形態は 2013 年 5 月に浜松市の茶畑で発生した崖錐崩落と類似するものであると推定される。現在、当該山腹部は安定な状態にあるものと判断されるが、頂上付近にはまだ不安定な状態でローム層 I が残存しており、これが突発的に崩落する可能性は棄却できない。

一方、西坑口部直上の法面は、写真-1 に示されるように、一部が沈降し、その下部が隆起する等の変状が見られ、法面枠が一部破損している箇所もある。この程度の変状や不具合は、当該トンネルのように竣工後 40 年を経たトンネル切土法面では、一般に確認される事象であり、当該法面が喫緊の危険性にあるものではないが、長期にわたって経常的な微小変形挙動が計測しているものと判断せざるを得ない。したがって、東坑口側山腹部、西坑口側法面とも、レベル 2 地震動に対して、崩壊発生の可能性を棄却できず、これを評価・検証するためには、一定期間以上の挙動観測が必要となる。

地盤挙動観測計画を作成するため、地質ボーリング調査とそのボーリング孔を利用した PS 検層を実施するとともに、地質専門員との現地踏査を実施した。その結果、

東坑口側山腹部では頂上付近で 2 箇所、また西坑口側法面では法面枠破損箇所、上下 2 測線の地すべり観測が必要であると判断された。また、両坑口部とも、周辺降



写真-1 法面枠破損，法面沈降・隆起

表-2 挙動観測項目の一覧

計測項目	設置箇所	ID	使用機器
地盤変位計測	西坑口法面 B1	#1	SLG-100
	西坑口法面 B2	#2	
	遊歩道 A1	#3	
	遊歩道 A2	#4	
地下水位計測	東坑口	#5	DS-1 NetLG-001
	西坑口	#6	

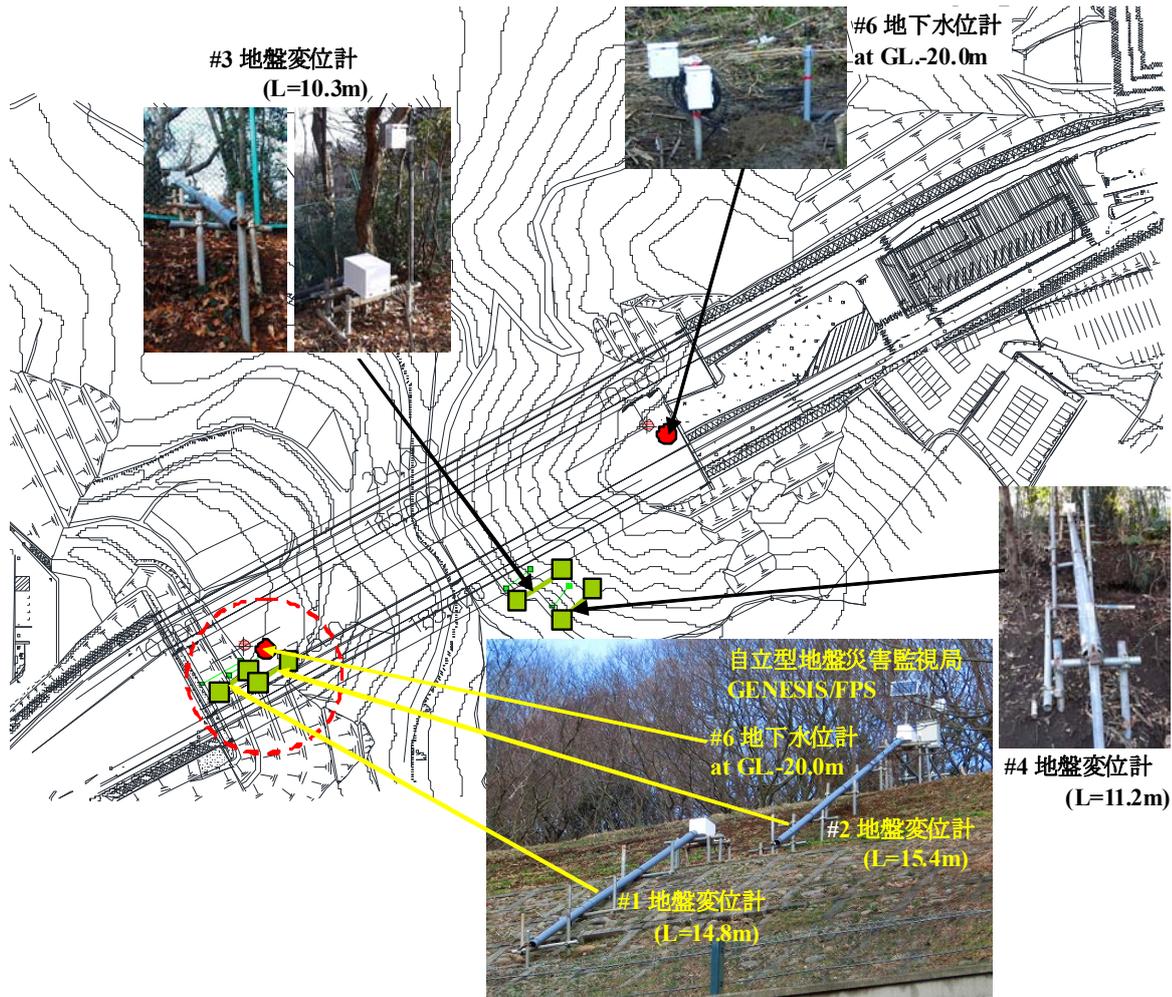


図-3 トンネル周辺地盤動態観測地点，および観測機器設置状況

雨の集水地形を形成することから，崩落発生 の検討には地下水流動形態の把握が不可欠であると判断された。

表-2 に現地踏査から選定した挙動観測項目の一覧を，図-3 に設置位置と状況を，さらに表-3 には使用機器の一覧を，それぞれ示す。

図-3，表-3 から明らかなように，観測地点数は6箇所すぎないが，その位置は東坑口側と西坑口側に大きく分断される。この両方に，自立型地盤災害監視局 GENESIS/FPS を設置することは，観測網の規模に比して経済的負担が大きいいため，西坑口側にだけ GENESIS/FPS を設置し，東坑口側の観測データは NetMI-C の中継機能を利用して，迂回伝送することを計画した。これは，樹木が繁茂する状況下での山越えデータ転送となる。以下，その機器設置経緯を踏まえて，小域データリンク網構築の概要を示す。

4. 小域データリンク構築の実際

小域データリンク GENESIS/FDL の構築手順を図-4 に示す。当該動態観測では，観測地点を図-3 のように

定め，その基地局となる自立型地盤災害監視局 GENESIS/FPS を西坑口斜面の変位計測線#1，#2 直上に設置した。

表-3 動態観測に供した機器一覧

ネットワーク型地盤変位計		
機器型番	SLG-100	
測定範囲	0～1,000mm	
分解能	0.1mm	
直線性誤差	±0.8mm 以下	
繰返し誤差	1mm 以下	
動作温度	-20～55℃	
外形寸法	120×130×216	
重量	1.60kg	
水位検出器		
機器型番	DS-1	
測定範囲	0～120m	
分解能	10mm	
直線性誤差	±0.1%F 以下	
動作温度	-0～30℃	
外形寸法	φ25×130mm	
重量	0.12kg	
ネットワーク型水位計		
機器型番	NetLG-001	
測定範囲	水位検出器による	
分解能		
直線性誤差		
動作温度	-20～55℃	
外形寸法	120×130×216	
重量	0.50kg	

このとき、#1、#2の地盤変位計 SLG-100 と#6の水位計 NetLG-001 は、GENESIS/FPS と 16m 以内の離れしかないので、有線でネットワークを構成することが経済的、かつ合理的となる。

したがって、特定小電力無線によって、ネットワークを構成する必要がある観測点は、西坑口側の山頂部近傍遊歩道沿いに設置する地盤変位計#3、#4、ならびに坑口直上の地下水位計#5に限定される（図-3 参照）。これらの各点と GENESIS/FPS との間で電波強度測定を実施したところ、#3 との間では 100～115mW の安定した電波強度が確認されたものの、#4 との間では最強でも 60mW 程度の電波強度しか確認されず、#5 との間では全く感度が得られなかった。

このため、#3 を#4、#5 の中継局として利用することとし、その間の電波強度を、再度、測定した。その結果、#3 と#5 の間で 90～110mW、#3 と#4 の間で 105～115mW の安定した電波強度を、それぞれ確認できた。以上より、図-5 に示すネットワーク構成を計画し、現地に実装・構築したところ、電波強度測定に準じる電波環境で機器間の交信を確立することができた。

なお、当該計測に使用した機器はすべて電池によっても作動することができ、各機器の電池による理論的な稼働日数は表-4 に示すものである。表に示されるように、無線通信機の親機は 119 日と、最も短く、子機と比べて

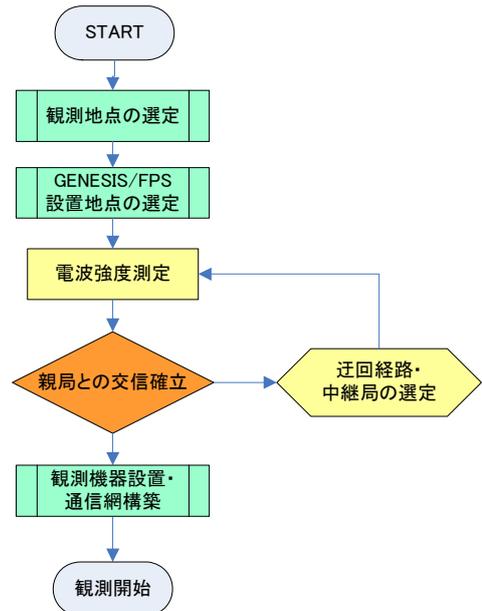


図-4 小域データリンク GENESIS/FDL の構築手順

も 30 日以上短いため、近接する GENESIS/FPS から電源を供給することとした。また、地盤変位計#1、#2、および地下水位計#6 についても、距離的に近いため GENESIS/ FPS から電力を供給するものとした。既往研究²⁾で確認された GENESIS/ FPS の発電・蓄電能力からすれば、当該機器類は天候・日照条件に左右されること

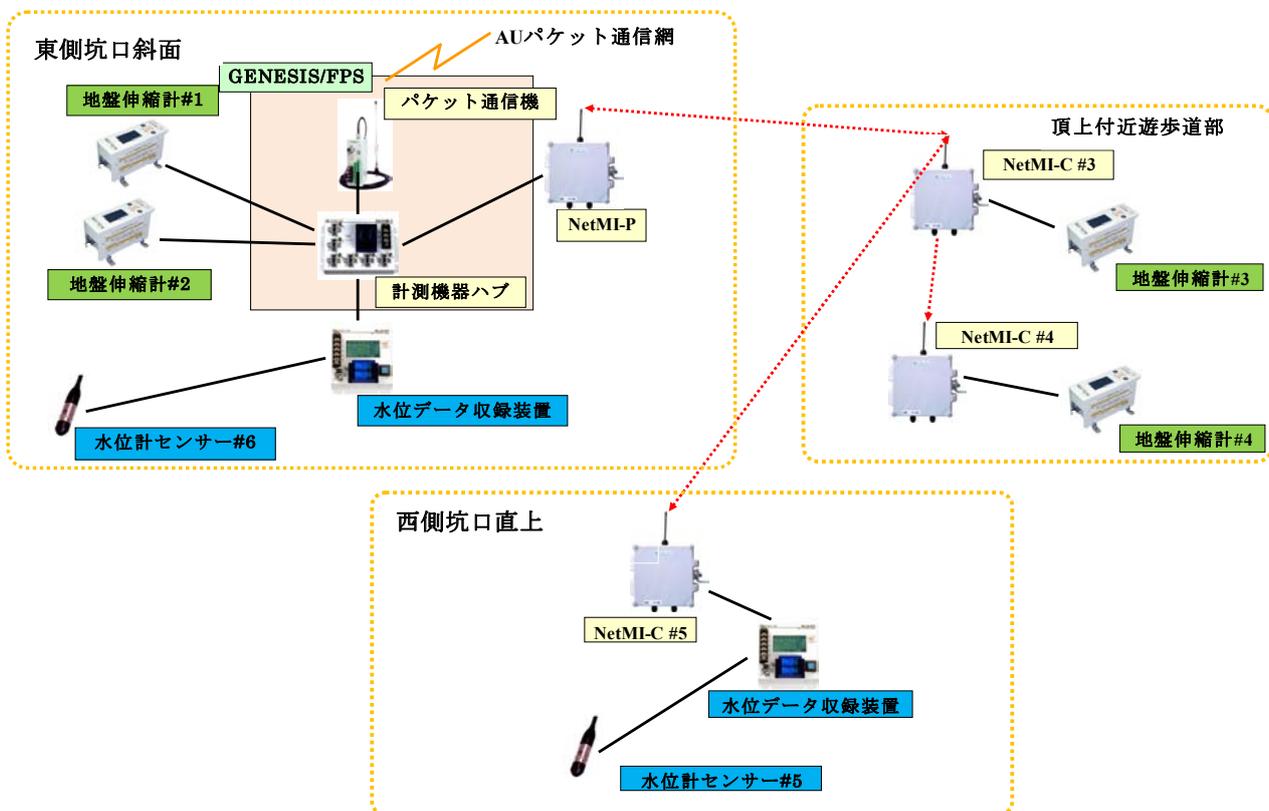


図-5 トンネル周辺斜面観測に採用したネットワーク構成

表-4 各計測機器の電池による可能稼働日数

機器名称	稼働日数
地盤変位計 SLG-100	252日
圧力式水位計	300日
水位変換ロガー NetLG-001	300日
6ポートハブ	173日
無線通信機(親)	119日
無線通信機(子)	154日

なく稼働可能である。

したがって、当該動態観測において電池作動としたのは地盤変位計#3, #4, 地下水位計#5, およびこれらに付帯する無線通信機子機となる。表-4 に示すように、これらの電池稼働日数は無線子機で約 150 日、地盤変位計で約 250 日、圧力式水位計・水位変換ロガーで 300 日と機器間の差異が、効率的な電池交換作業工程を組むことが難しい。また、表-4 の値はあくまでも理論的な値のため、設置条件により変動することも考えられる。

これらのこのため、1ヶ月に1度、測定機器の設置状況点検を実施することとし、これに併せて各機器に装備した電池電圧を測定することで、今後の設置計画に資するデータを採取するものとした。その実際に関しては、別途、報告する。

5. おわりに

自立型地盤災害監視局 GENESIS/FPS は、開発以来、種々の用途に用いられてきた。今回、より広域に実用的な観測網を構築することを目的に、特定小電力無線機による小域データリンク GENESIS/FDL を開発した。

GENESIS/FDL が有効に機能するためには、システムに採用する特定小電力無線機の性能と省電力性もさることながら、安定した無線交信を担保する電波環境を構築するため、観測地点に適した柔軟な無線機器配置と、事前の電波環境評価が重要となる。

本文では、小域データリンク GENESIS/FDL の機器構成を示すとともに、供用中トンネル坑口部の斜面動態観測網構築を例に、小域データリンク構築法の考え方とその実際を示した。

同観測は開始から約7ヶ月経過した時点においても問題なく継続されており、気象変動などによる観測機器や無線類の不具合も発生していない。今後も動態観測データの評価だけでなく、機器稼働の安定性も併せて評価する予定であり、GENESIS/FDL の長期動態観測への適用性がより実用的なスパンで検証し得るものと考えられる。

参考文献

- 1) 山地宏志, 戸村豪治, 大津慎一; 自立型災害監視ステーションの設計とその性能評価, 三井住友建設技術開発センター報, 2012.9
- 2) 山地宏志, 古島広明, 戸村豪治, 羽馬徹, 芥川真一; 太陽電池を用いた自立型地盤災害監視局の設計・実装とその充電・発電特性に関する考察, 土木学会論文集 F6 (安全問題), Vol.69, No.1, pp.19-31, 2013.
- 3) 郵政省; 電波法施行規則第六条第四項第二号の規定に基づく特定小電力無線局の用途, 電波の型式及び周波数並びに空中線電力, 郵政省告示第 42 号, 1989.
- 4) 総務省: 特定小電力無線局について, <http://www.tele.soumu.go.jp/j/adm/system/ml/small.htm>

放射線量平面分布計測システムの開発

Development of Radiation Level Distribution Mapping System

三上 博 HIROSHI MIKAMI

印南 修三 SHYUZO INNAMI

大津 慎一 SHUN-ICH OHTSU

福島第一原子力発電所事故（2011年3月）によって生じた、放射性物質汚染土壌の除染作業が、福島県やその周辺地域で行われている。筆者らは、このような作業の効率性を向上するために、GPSを搭載した測定車を用いて、放射線量分布マップを即時的にモニター上に表示する放射線量平面分布計測システムを開発した。本技術を除染現場での高濃度汚染箇所の正確な特定や、除染作業の前後における放射線量分布状態の容易な可視化など、さまざまな目的で活用していく予定である。本報では、技術内容と福島県内のフィールドで実施した実証試験結果について示す。

キーワード：東日本大震災、放射線物質汚染土壌、除染、GPS、情報化技術

Decontamination works of radioactive polluted soil resulting from the Fukushima Daiichi nuclear accident in March, 2011 have been carried out in Fukushima Prefecture and surrounding regions. In order to improve efficiency of such works, a measuring system has been developed using a GPS-aided monitoring vehicle that displays a radiation level distribution map to a monitor screen in real-time. This technique will be utilized for various purposes at decontamination work sites, such as accurate detection of highly contaminated parts in the work area or easy visualization of radioactive level distribution before and after decontamination works, etc. This report shows the system and the result of field tests which were conducted in Fukushima Prefecture.

Key Words: the Great East Japan Earthquake, radioactive contaminated soil, decontamination work, GPS, computer aided Technology

1. はじめに

福島第一原子力発電所の事故によって生じた、放射性物質汚染土壌などの除染作業が、福島県を中心に各地で行われている。除染作業に伴う放射線量の測定は、現状では、計測員の手作業による場合がほとんどであり、計測点の間隔は10mから50m程度とされることが通常である。測定には手間と時間を要するため、放射線量の分布状態を詳細に把握しながら除染作業を進めることは容易ではない。地表面の汚染濃度によっては、必ずしも削り取りが必要で無い部分も存在するが、その場での判別が難しいため、余分な削り取りが行われる状況が生じる可能性がある。削り取り土量の削減を図るためには、より効率的な作業手法の開発・導入が望まれる状況にある。

2. 計測システムの概要

(1) 技術開発の目的と技術適用先

本技術は、GPSを搭載した放射線量計測車を用いて、最新の線量マップをパソコン上にリアルタイムに表示するシステムである。汚染された表層土の削り取り作業を行う際に、本システムを活用することによって、作業現場で高濃度汚染箇所を正確に特定することが可能となる。また、汚染の少ない場所を特定することにより、必要の無い削り取りを行わず、処理土量を最小限にすることが可能となる。さらに、本システムを除染実施後の運動場や公園広場などの施設に適用すると、放射線量分布状態の“見える化”が可能となるため、施設利用者への安全・安心に関する情報提供面で有効に活用できる。

(2) システムの構成と計測方法

今回開発した平坦地用計測車(図-1 参照)は、電動式カートの後部に放射線量検出器(表-1 参照)、高精度GPS受信機(表-2 参照)を設置している。放射線量検出器は同時に3台(3つの高さ)使用可能である。GPSで測位された位置情報と、放射線量計測値(3位置)は、毎秒1回の頻度で、運転席のパソコンにシリアルインターフェイスを通じて取り込まれる。

パソコンにはあらかじめ、除染作業エリアの平面図をCADデータなどをもとに用意しておく。測定結果(放射線濃度と位置情報の組み合わせ)は、放射線濃度に応じた色区分によるマークとして、パソコンモニター上の平面図に描画する。現システムでは、毎秒1回の測定結果は、測定位置を中心位置とした、一辺2m(原位置寸法)の正方形マークによって表している。新たな測定値が得られると、マークの上書きによる重ね書きによって更新する仕組みとしている。

測定は移動しながら連続的に行うものとして、作業エリア内を隈なく電動式カートを走行させることによって全域のデータを取得する。

表-1 放射線量検出器の仕様

機種	日立アロカメディカル(株) TSC-172B
測定線種	γ線
検出器	NaI(Tl)シンチレーション検出器
測定範囲	バックグラウンド~30.0 μSv/h
時定数	本システムでは3秒で設定

表-2 GPS受信機の仕様

機種	(株)トプコン LEGACY-E+/GGD
測位方式	RTK-GPS 現場内に基準局設置
測位精度	水平精度±20mm, 鉛直精度±30mm
測位頻度	1回/秒



写真-1 運転席パソコンモニター表示例

(3) 移動計測による測定値への影響

放射性物質汚染土壌から放出される放射線の強さは、線香花火から火花が飛ぶようなイメージで例えられるように、時々刻々と揺れ動き変化している。したがって、空間放射線量の測定を行う場合においては、測定地点において、一定時間連続的にデータを取得して、平均化、平滑化などを行い、安定した代表値を示すような、演算

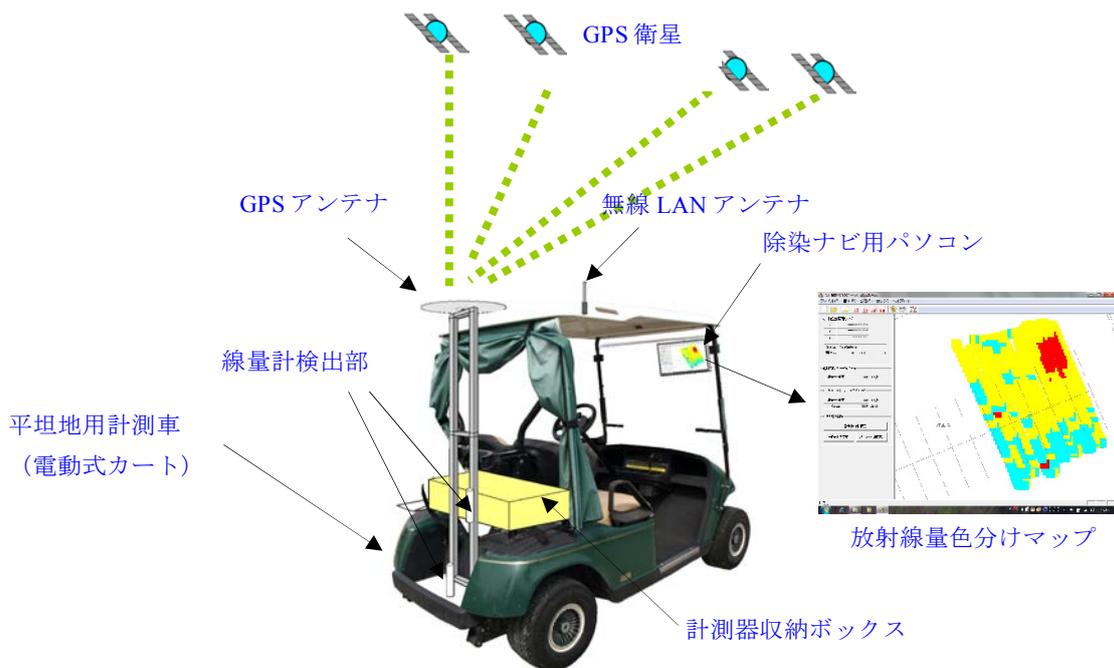


図-1 計測システムの構成

処理が測定器の中で行われている。今回、本システムで採用した放射線量検出器（NaI シンチレーションサーベイメータ）は、時定数の設定機能があり、3秒、10秒、30秒の3通りの設定が可能である。本システムは、移動しながらの測定を行うため、最も応答の速くなる時定数3秒を用いている。しかしながら、このような検出器の応答特性から、計測車を移動させながら放射線量を計った場合には、ある点で表示される測定値は、過去数秒の移動経路における空間放射線量が反映されたものであることに留意する必要がある。特に空間線量が急激に変化するような測定位置において、測定時の移動速度が速いと、実際と測定値の間の誤差が大きくなる傾向がある。種々の予備試験検討結果から、計測作業効率と計測誤差の兼ね合いを考慮して、本システムでは、測定時の移動速度を1m/秒以下とすることを目安としている。

図-2 および表-3 は、移動計測と静止計測（地表面からの高さ50cm）の差異を、千葉県流山市内のフィールドにおいて比較した事例である。約70mの直線計測ラインを設けて、起点から10m、30m、50mの3地点では静止計測を併せて実施した。移動計測は、1m/秒での一定移動速度の下での計測とし、静止計測は、測定ポイントに30秒間以上計測車を停止させて、測定値が安定することを確認するものとした。静止計測は各点において3回実施し、バラツキの有無を確認した。本試験フィールドは、空間線量率の分布範囲が0.25~0.35 $\mu\text{Sv/h}$ 程度と、比較的变化が少ない条件ではあるが、移動計測結果と静止計測結果は大きな差異が生じることがなく、移動速度を1m/秒程度とする設定は、実用上妥当であると判断された。

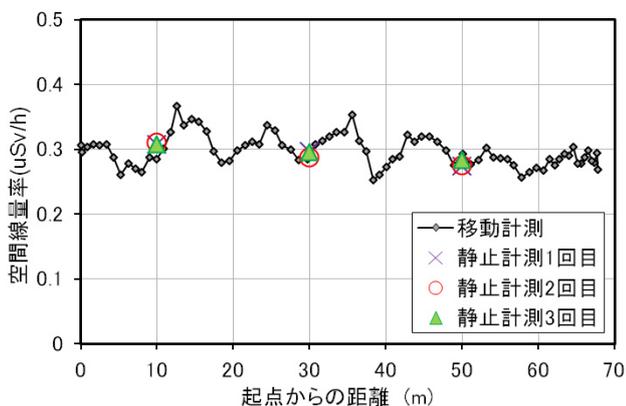


図-2 静止計測と移動計測の比較

表-3 静止計測と移動計測の比較

距離 (m)	静止計測値 ($\mu\text{Sv/h}$)				移動計測値 ($\mu\text{Sv/h}$)
	1回目	2回目	3回目	平均	
10	0.308	0.310	0.307	0.308	0.293
30	0.297	0.288	0.295	0.293	0.310
50	0.274	0.276	0.284	0.278	0.285

3. フィールドにおける実証試験

(1) 試験の位置づけ

本試験は、平成24年度第1回福島県除染技術実証事業における実地試験として実施された。福島県は、実用可能で効果的な除染技術を公募し、県自らが除染実施前および実施後の放射線量測定等を実施し、その結果を評価・公表することにより、事業者による新たな除染技術の開発および市町村などによる効果的・効率的な除染の促進を図ることを目的に本実証事業を実施している。本計測技術は、選定された12技術の内のひとつとして、実地試験の実施機会を得た。評価を含む試験結果の報告書¹⁾は、福島県のホームページ上で公開されている。

(2) 試験概要

以下に試験の概要について示す。

a) 実施日時

平成24年9月4日（月）～9月6日（木）

b) 実施場所

福島県伊達市

c) 試験対象

試験場所① グラウンド（運動公園）約20,000m²

試験場所② アスファルト舗装面・未舗装面（砂利）
（駐車場）約1,250m²

d) 試験内容

試験場所①および②において、NaIシンチレーションサーベイメータ3台（計測高さ100cm、50cm、15cm）を搭載した放射線量平面分布計測システムを用いて、面的な放射線量の測定を実施した。また測定時の走行速度の影響を確かめるため、試験場所の一部で、計測車の走行速度を3種（0.5m/s、1.0m/s、2.0m/s）に変化させた測定を実施した。さらに、これらの測定結果と、従来法の差異を比較するため、ヤード内に設けた計測点（試験場所①36点、試験場所②14点）で、手動による放射線量計測を実施した。手動計測は、技術の評価者である福島県が、環境省「除染関係ガイドライン」²⁾で示される手順・手法（以下、ガイドライン法）に基づいて実施した。

(3) 試験結果

a) 放射線量平面分布計測結果

図-3 から図-5 に試験場所①で実施した、放射線量平面分布計測結果（空間放射線量率）を示す。測定には写真-2 に示すように、電動カート式計測車を用いて、地表からそれぞれ高さ 100cm, 50cm, 5 cm の 3 位置で同時に測定を行った。計測車の移動速度は、1m/秒を目安とした。また、計測車の移動方向は、試験ヤード（100m×60m）の長手方向に往復するものとし、走行間隔は 1.5m を目安とした。各図の右側にはガイドライン法による手動計測結果を、各測定位置の上に、円の直径による相対的な大きさの比率で示した。

放射線量平面分布計測システムによる測定結果は、試験場所①内の空間放射線量率分布状態を詳細に表現していることが分かる。また、ガイドライン法による各点での手動計測値と、車載計測の放射線量の濃淡比率は良好に一致していた。しかしながら、高さ 100cm（図-3）および高さ 50cm（図-4）における各測定点での絶対値は、車載計測の方が手動に比べて全体的に 20%程度低い値となった。このような差異が生じた要因については、使用した計測機器のメーカーの違いによる特性差や検出器グループの設置方向（車載は下向き、手動は水平で高値を示す向き）、計測車の遮蔽効果などが推定される。

一方、高さ 5cm では、車載計測の方が手動に比べて絶対値は約 3 倍程度大きくなっている。これは手動計測では、鉛のコリメータを使用して、外界からの放射線影響を遮蔽していたことに対し、車載計測では遮蔽を行っていなかったことによるものである。

試験場所①に設けた試験ヤード（100m×60m、面積 6,000m²）全域の測定に要した時間は 90 分程度であり、作業効率面からも充分実用的であることが確認された。

図-6 および図-7 に同様の比較を試験場所②で実施した結果を示す。同試験場所は、エリアの半分がアスファルト舗装であり、他の半分が未舗装である。未舗装部分で放射線量が高い状況が手動計測値と一致しており、エリア全域の分布状態が良好に示されている。

b) 移動速度の影響

図-8 および図-9 に試験場所②において、中央測線に沿って計測車の移動速度を 1m/秒（標準）、2m/秒（高速）、0.5m/秒（低速）とした場合の、高さ 100cm および 50 cm の空間線量率測定結果³⁾を示す。各図には、計測車を移動距離 2m ごとに 30 秒静止させた状態で計測を行った結果³⁾を併せて示している（図中および以下、静止計測）。なお、計測時の移動方向は、距離 0m の始点側から距離 60 m の終点側への一方通行とした。

放射線量の位置的变化が比較的緩やかなエリアにお

いては、移動速度に関わらず、移動計測と静止計測の結果は良好に一致していた。一方、放射線濃度が急変する部分（距離 30m～32m 付近）を通過する時点で、移動計測と静止計測の値に乖離が認められた。図-8 で示す高さ 100cm の結果では、移動速度が速いほど静止計測による値との差が大きくなる傾向が見られた。試験結果から放射線量濃度の急変が認められる箇所においては、移動速度をより低下させた計測を再度行うことにより、放射線量の平面分布状態の位置的把握の精度を高めることができるものと判断された。

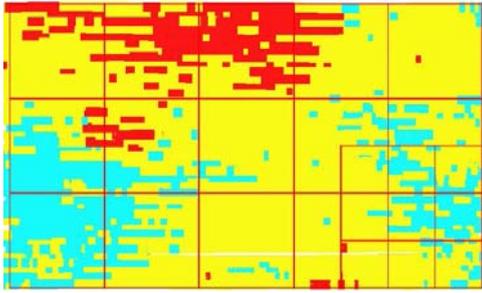


写真-2 試験状況（試験場所①）



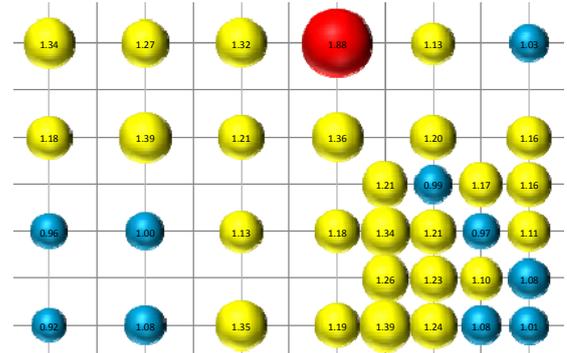
写真-3 試験状況（試験場所②）

■0.89 以下 ■0.9~1.19 ■1.2 以上 (単位: $\mu\text{Sv/h}$)



放射線量平面分布計測システムによる空間線量率

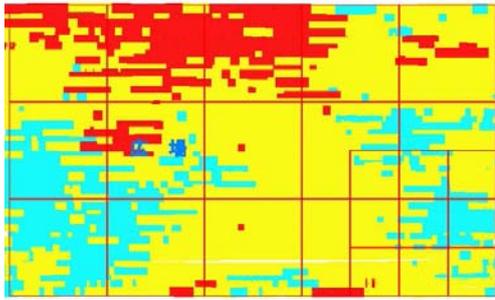
● 1.09 以下, ● 1.1~1.39, ● 1.4 以上 (単位: $\mu\text{Sv/h}$)



ガイドライン法による空間線量率

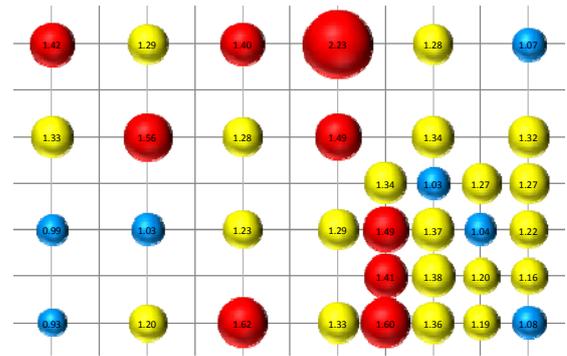
図-3 放射線量測定結果比較 (試験場所①, 高さ 100cm)

■0.89 以下 ■0.9~1.19 ■1.2 以上 (単位: $\mu\text{Sv/h}$)



放射線量平面分布計測システムによる空間線量率

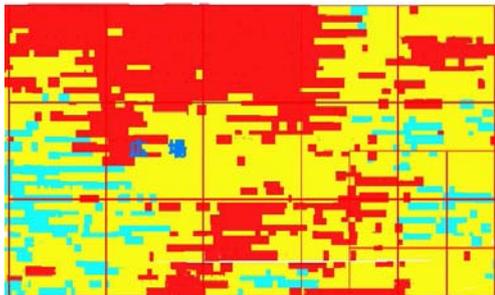
● 1.09 以下, ● 1.1~1.39, ● 1.4 以上 (単位: $\mu\text{Sv/h}$)



ガイドライン法による空間線量率

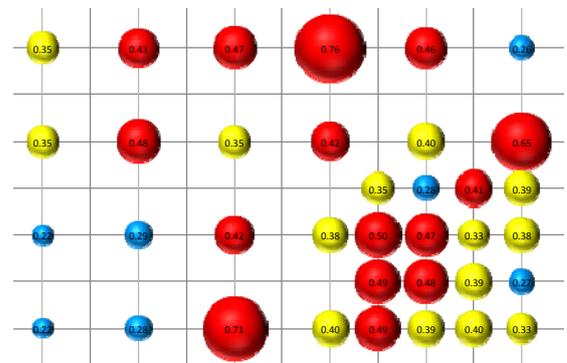
図-4 放射線量測定結果比較 (試験場所①, 高さ 50cm)

■0.89 以下 ■0.9~1.19 ■1.2 以上 (単位: $\mu\text{Sv/h}$)



放射線量平面分布計測システムによる空間線量率

● 1.09 以下, ● 1.1~1.39, ● 1.4 以上 (単位: $\mu\text{Sv/h}$)



ガイドライン法による空間線量率(高さ 1cm 鉛遮蔽)

図-5 放射線量測定結果比較 (試験場所①, 高さ 5cm・地表面近傍)

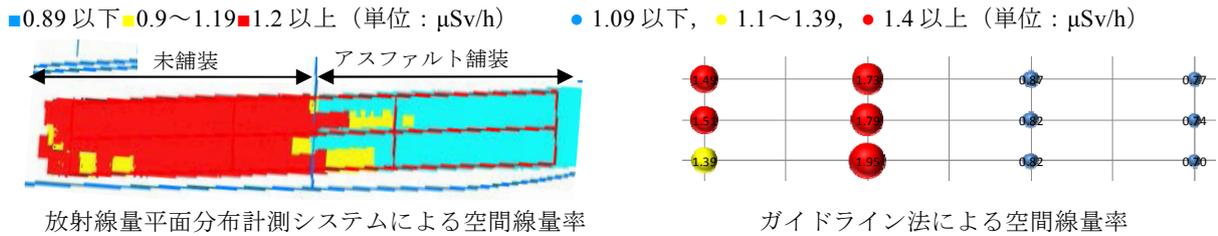


図-6 放射線量測定結果比較 (試験場所②, 地表から高さ 100cm)

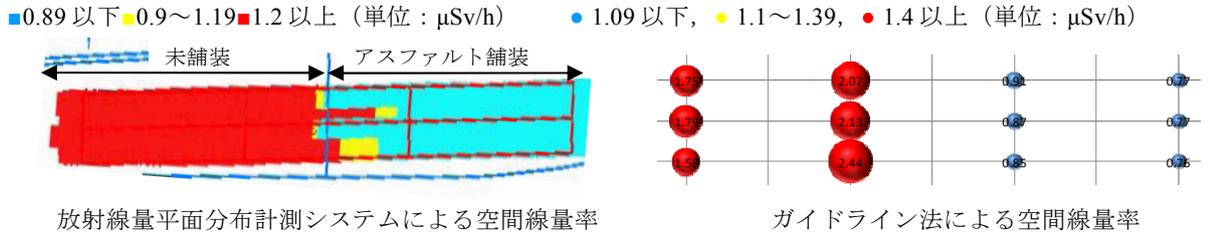


図-7 放射線量測定結果比較 (試験場所②, 地表から高さ 50cm)

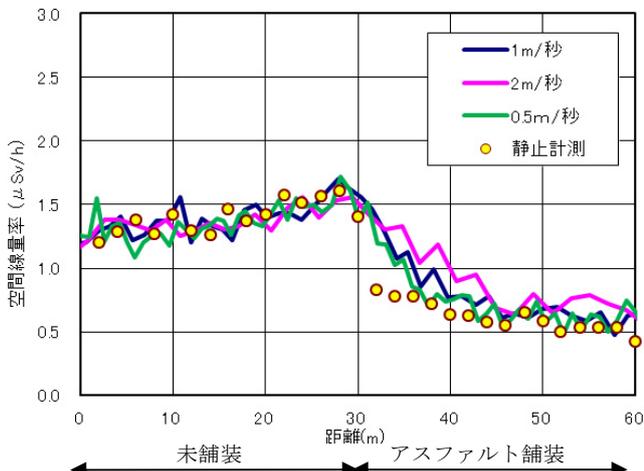


図-8 移動速度の影響 (試験場所②, 高さ 100cm) ³⁾

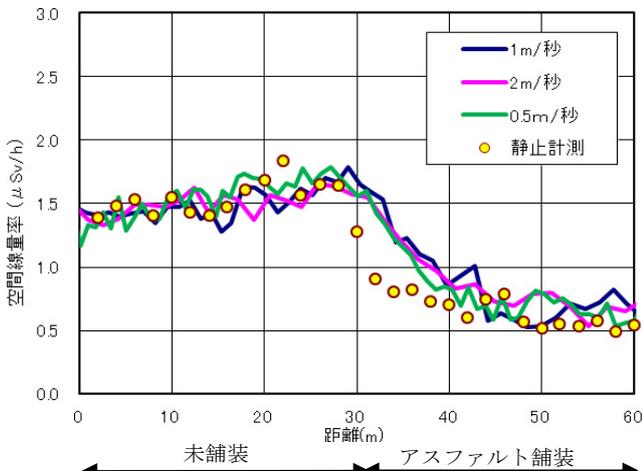


図-9 移動速度の影響 (試験場所②, 高さ 50cm) ³⁾

4. まとめ

フィールドにおける実証試験を含む一連の検討から得られた知見をまとめて以下に示す。

- ① 開発した放射線量平面分布計測システムによって測定される空間線量率の分布は、ガイドライン法による手動計測と良く一致しており、除染工事現場で放射性物質の汚染状況を評価する上では作業効率の点から有用な手法であることが確認された。
- ② 検出器の時定数を 3 秒とした場合、計測車の移動速度は 1.0m/秒以下とすることで、ガイドライン法との適合性の良い測定結果が得られる。放射線濃度の急変箇所においては、より低速での測定を行うことによって、分布状態の位置的把握精度が高まる。

5. おわりに

本技術が、除染工事現場における業務の効率化につながり、福島県を中心とした復興作業の一助となるべく、技術の改良・実用性向上に取り組んで行く所存である。

最後に、本技術の検証にあたり、貴重な実証試験の機会をいただきました、福島県および伊達市に対しまして、ここに深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 福島県生活環境部：平成 24 年度第 1 回福島県除染技術実証事業実施結果報告書,2013.2
- 2) 環境省：除染関係ガイドライン(第 1 版),2011.12
- 3) 文献 1)の測定値に加え、当社で独自に取得した測定値を使用して作図

RGB 単色光を用いた変状抽出手法の研究

Study of Crack Detection using RGB Monochromatic Light

塩崎 正人 MASANDO SHIOZAKI

三上 博 HIROSHI MIKAMI

近年、既設構造物の劣化度調査が行われる際、従来の近接目視点検・接触式計測と並行して、デジタルカメラやデジタルビデオカメラを利用した画像計測手法が用いられている。画像計測を用いたコンクリート表面の変状調査では照明を用いることが一般的である。この照明を使った変状抽出について、色空間の適用可能性を昨年度報告したが、筆者らはこの色空間を用いた変状抽出手法について、色空間の「明度」を指標とするため、RGB 単色光を用いた抽出手法検討を進めており、その成果を報告する。

キーワード：デジタル画像、LED ライト、変状抽出、色空間

Image Processing by digital devices is applied to examine deterioration of existing structures. A floodlight is commonly used for crack detection. The applicability of color space to crack detection using shade by floodlight was reported last year. Now, the crack detection method using a "brightness" of color space with RGB monochromatic light is under development, and its progress is reported in this paper.

Key Words: Digital image, LED light, Crack detection, Color space

1. はじめに

既設構造物の劣化度調査を行う場合、日々の巡回である日常点検や当該箇所を閉鎖して行う詳細調査があり、その結果を受けて補修・補強が行われるのが一般的である（図-1）。この点検・調査には従来の近接目視点検・接触式計測と並行して、デジタルカメラ・デジタルビデオカメラを利用した画像計測手法^{1),2)}を用いることが増えており、これらの計測を行う際は、変状を確実に把握するために投光器を用いることが多い。また、既設トンネルの劣化度調査では、専用車両による走行型計測も導入が始まっており、車両側面にトンネル壁面を照射する大量の投光器が配置されている（写真-1）。

しかし、デジタル撮影機器の進歩に合わせて、画像計測の計測精度は飛躍的に向上したが、ひび割れや段差といった変状を抽出する作業は、経験者によるトレースが一般的である。これは、コンクリート表面の汚れや文字（以下、「誤認識箇所」とする）と変状を選別するためには、経験者の判断を必要とするからである。この人力によるトレースは、熟練度によって精度・作業時間に差が生じる。初心者と熟練者では変状と誤認識箇所を選別

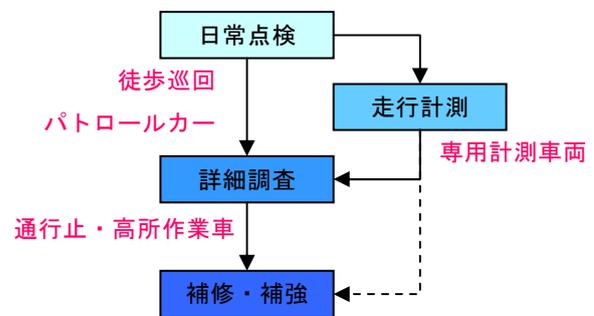


図-1 劣化度調査の流れ



写真-1 走行型画像計測車両【MIMM】

（引用：計測検査株式会社 HP）

する正確さに差があることに加え、判断する時間も異なる。これは計測機器の進歩に対して、解析作業が省力化できない要因となっている。

筆者らは、解析作業の省力化を図るため、計測時に使用する照明に着目し、照明による陰影を利用した変状抽出手法を提案した³⁾。この手法では段差に対しては明確に抽出できるが、ひび割れに対しては誤認識箇所と区別するために、計測条件に応じて適切な照度や照明位置の設定を都度行うなど、照射方法を工夫する必要があった。

このため、ひび割れに対してより効果的な抽出手法を検討することとなりLED照明に着目した。

最近では、LEDの輝度が高くなっており、省電力・低発熱という特徴を活かして投光器としての利用価値が上がっている。投光器には通常白色光が用いられるが、LEDは配色・色温度・照度等の調整が容易であるため、R（赤）G（緑色）B（青色）の各単色光を発する投光器につ

いても製作可能である。本研究では、RGB単色光を投光器に用いた場合の、ひび割れ抽出精度を確認することを目的に実験・検討を行った。

また、一般的なRGB色空間と指標の異なるHSV色空間（H：色相，S：彩度，V：明度）・HSL色空間（H：色相，S：彩度，L：輝度）を適用し、変状と誤認識箇所を定量的に選別する手法について実験を行った⁴⁾。

昨年までの研究では、トンネル壁に付着する煤を模擬するため、コンクリート供試体に墨汁・マジック等を塗布し黒色に対して計測・解析を行ったが、今回、煤の付着した既設トンネルの天井PC板（写真-2）を入手した。さらに、ひび割れを発生させた供試体の表面にロウソクによる煤を付着させた供試体（写真-3, 4）を加えて計測を実施した。写真-3, 4を比較した場合、写真-4ではひび割れ部に煤が付着しているため識別が困難となっている。

目視による識別が困難なケースとして供試体を製作したものである。以降に計測・解析結果を報告する。

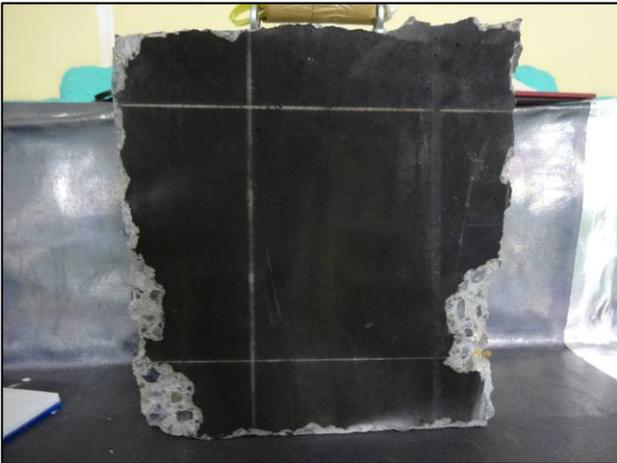


写真-2 既設トンネルの天井PC板



写真-3 ひび割れを発生させた供試体



写真-4 ロウソクのススを付着させた状態

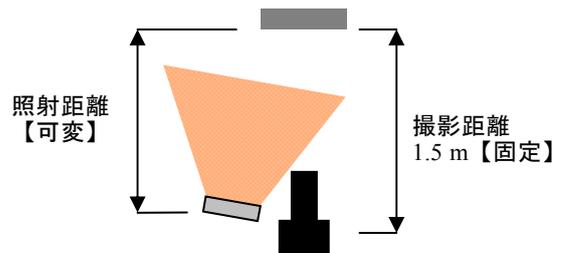


図-2 撮影方法



写真-5 撮影状況（赤色光）

表-1 照度を統一した場合の照射距離

	赤	緑	青
照射距離 (m)	2.05	2.00	0.40



写真-6 デジタルカメラとレンズ

2. RGB単色光による撮影実験

実験は自然光の侵入を防ぐため暗室にて行った。供試体に対してカメラを距離 1.5m で固定した。照明に関しては、昨年までの研究では照射距離一定で撮影を行っていたが、RGB 各照明の光量に差があることから、照射距離を一定とせず供試体前面での照度 2000lx に統一して撮影を行った(図-2, 写真-5)。照度を統一した場合の照射距離は表-1 となる。

撮影機器には株式会社 Nikon 製 D2X (有効 1240 万画素) および株式会社シグマ製 50-500mm ズームレンズを焦点距離 300 mm で使用した(写真-6)。

3. 計測結果

撮影画像からひび割れを抽出するため、HSV 色空間を適用した。RGB 単色光を照射された供試体表面は、その単色光に対応する RGB 値 (R,G,B) のみが大きくなる。

この輝度にパラメータを統一するため、明るさの単位である明度 V へは式(1)を用いて変換する。ひび割れと誤認識箇所について明度 V の差を利用して判別を行い、ひび割れのみ抽出を試みるものである。

表-2 ひび割れと誤認識箇所の明度 V (%)

	ひび割れ	ロウソク煤	天井 PC 板
	上方信頼限界値	下方信頼限界値	
赤	12	14	34
緑	7	8	11
青	23	85	98

$$V = \{\max(R, G, B) / 255\} \times 100 \quad (1)$$

図-3 に、各照明を使用して撮影した画像のひび割れとロウソク煤の明度のヒストグラムを示す。表-2 は、図-3 のヒストグラムの信頼係数 95%における、ひび割れの上方信頼限界値と煤(ロウソク、天井 PC 板)の下方信頼限界値であり、ひび割れと煤の明度 V の限界値の差が大きいほど判別しやすいことを表している。表-2 において、ひび割れとロウソク煤の明度分布を比較すると、赤色光が 2%、緑色光が 1%であり、青色光は 62%と顕著な差となった。また表-2 に示す様に、天井 PC 板のトンネル煤の明度と、ひび割れの明度の差は、赤色光 22%、緑色光 4%、青色光 75%となり、トンネル煤においても青色光が顕著な差となった。さらに、ロウソク煤よりも明度差が大きくなることが確認された。

図-4 は、明度で閾値を決めた二値化処理を行った際の、ロウソク煤の影響を検証した結果である。明度の閾値は、表-2 にあるひび割れの上方信頼限界値とロウソク煤の下方信頼限界値の中間値とした。二値化画像では、緑色光の場合、供試体の左下にロウソク煤をひび割れと誤認識してしまった部分が生じる結果となっている。また、ひび割れも薄く形が現れていない。これに対して、赤色

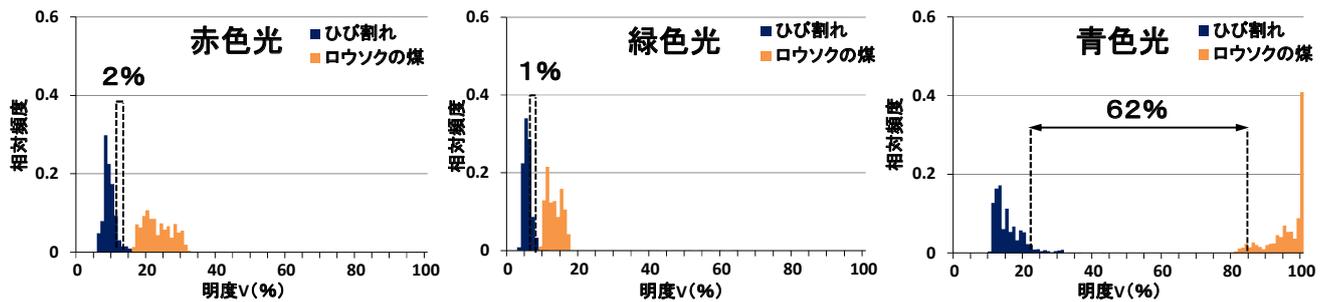


図-3 ひび割れとロウソク煤の明度分布

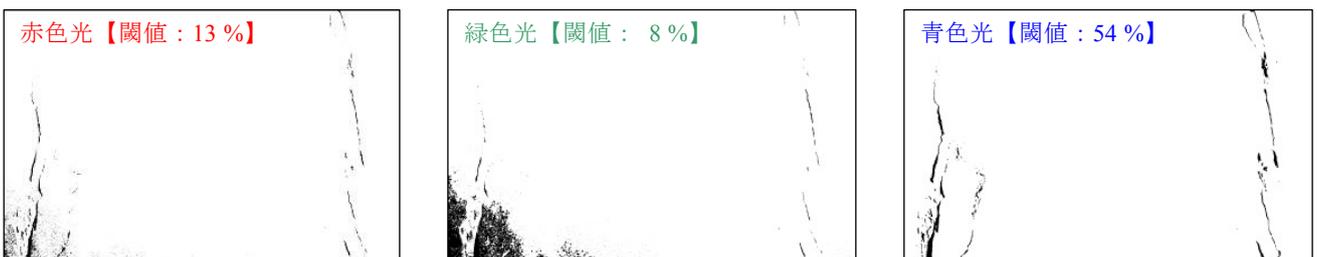


図-4 明度 V を閾値としたロウソク煤を付着させた供試体の二値化画像

光と青色光ではロウソク煤を誤認識することなくひび割れの形を抽出することができた。図-3に示す様に、緑色光と赤色光のひび割れとロウソク煤の明度差がそれぞれ1%と2%という近い値を示したが、赤色光の二値化画像では、ロウソク煤の影響をほとんど受けなかった。ひび割れとロウソク煤の明度が近い場合、閾値がひび割れやロウソク煤の明度と近似するため、ひび割れの形を抽出できないと考えられるが、赤色光と緑色光では異なる結果となった。図-3から推察すると、ロウソク煤の明度分布幅も影響している可能性がある。

4. 考察および今後の予定

昨年までの実験では、RGB単色光をひび割れ抽出に使用した場合、赤色光において明度差が大きくなる傾向があった。このため、RGBの波長がひび割れ抽出に影響しており、図-5にあるように可視光線では一番波長の長い赤色光だけが煤を透過すると考えられ、波長の長い赤外線もひび割れ抽出に有効ではないかと考えられた。

一方で、使用したRGB単色光の光量差が大きいことも影響していると考えられたため、今回の実験では統一した光量の下で撮影を行った。その結果、今回の実験では青色光に明度差が大きくなる傾向が認められた。ただし、ひび割れの抽出精度に関しては、赤色光・青色光ともに良好な結果が得られており、ひび割れ抽出に関しては、光量のみでは比較できないと考えられる。

これらの結果から、RGB単色光では照度【lx】以外のパラメータを統一する必要があると考えられる。照度は『人間の感じる量を表す心理物理量のひとつ』⁵⁾とあるように、人間の感覚を数値化したものであることから、工学的物理量のパラメータに統一する必要がある。

今後の課題として、RGB単色光の新しい統一パラメータについて検討を進めており、現時点では、日射計などで使われる放射照度【W/m²】の概念を導入する方向である。

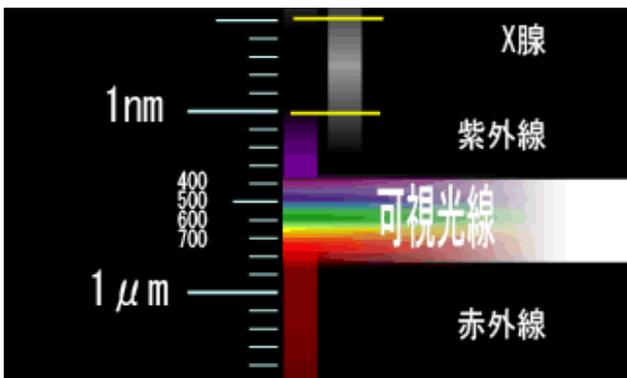


図-5 可視光線の波長

光をエネルギーと捉えることで、統一したエネルギーの下で撮影を行うことにより、明度差がどのように変化するのか研究を進めていく。

5. まとめ

本研究で得られた知見をまとめて以下に示す。

- ① RGB単色光を照射した撮影画像から明度分布を求めることで、ひび割れと煤の識別が可能であることを確認した。
- ② 今回の実験条件では、ひび割れ抽出には青色光の使用が最も良好であった。
- ③ RGB単色光を使ったひび割れ抽出有効なパラメータは、まだ検討の余地があり今後も引き続き研究を進める必要がある。

謝辞：本研究は、日本大学の佐田研究室、山口大学の河村研究室との共同研究の一環として実施しているものです。この度の実験・検証に関しまして、多くのご指導を頂くこととなりました。ここに感謝の意を表します。また、有限会社テクノフラッシュの車田氏および菊地氏にはソフトウェア開発にご協力頂きました。併せて感謝の意を表します。

参考文献

- 1) (財)道路保全技術開発センター：道路トンネル点検・補修の手引き【近畿地方整備局版】，pp.70-72，2001.7
- 2) 塩崎正人，佐田達典，斯波明宏，樋口正典：高倍率WEBカメラを用いたひび割れ計測，2004年度土木情報利用技術講演集，Vol.29，pp.13-16，2004.10
- 3) 塩崎正人，大谷優輔，菊地典明，佐田達典，石坂哲宏：照明による陰影を利用した変状抽出手法に関する研究，2010年度土木情報利用技術論文集，Vol.19，pp.239-244，2010.10
- 4) 塩崎正人，掛橋孝夫：照明による陰影と色空間を利用した変状抽出手法，三井住友建設技術開発センター報告，No.10，pp87-93，2012.9
- 5) 一般社団法人照明学会：照明ハンドブック第2版，オーム社，2003

材端に腰壁を有する RC 梁の加力実験報告

Loading Tests of R/C Beams with Spandrel Wall at Beam-end

松永 健太郎 KENTARO MATSUNAGA

小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA

新上 浩 HIROSHI SHINJO

構造設計ディビジョン 小田 稔 MINORU ODA

一般に柱と腰壁の間にはスリットを設けるが、腰壁を構造部材として利用することを目的として、材端のみ部分的に腰壁を設けた変断面梁の加力実験を行った。腰壁の横筋を上端に集中的に配筋するよりも壁の高さ全体に分散して配筋すると損傷を抑えることができた。腰壁内に剛域を設定して算出した曲げ耐力計算値は最大荷重を安全側に評価することができた。腰壁先端部の所要補強筋量を把握するために、腰壁先端部補強筋の最大引張力について検討した。その結果、腰壁の軸剛性によって梁に作用する曲げ戻しモーメントから求めた最大引張力計算値は、実験値とよく対応した。

キーワード：腰壁，変断面材，ひび割れ，剛域，モデル化

Slits are generally employed between column and spandrel wall to separate the spandrel wall structurally. Loading tests of non-uniform section beams with the spandrel wall at beam-end without slits were conducted aiming the use of the spandrel wall as structural members. Distributed arrangement of longitudinal (horizontal) reinforcement in the spandrel wall controlled the damage of the beam more effectively than concentrated arrangement to the upper side of the spandrel wall. Calculated flexural capacity assuming the rigid zone on the spandrel wall evaluates the maximum load conservatively. The maximum tensile force in the reinforcement at the tip of spandrel wall was examined to understand reinforcement requirement. The maximum tensile force calculated by the reverse bending moment acting on the beam considering the axial stiffness of spandrel wall was corresponded to the experimental value.

Key Words: Spandrel Wall, Non-uniform Cross Section Member, Crack, Rigid Zone, Modeling

1. はじめに

板状集合住宅の外廊下側の梁には、材端部に腰壁が配されることが多い。この場合は柱-腰壁間にスリットを設け、腰壁を非構造部材として扱うことが一般的である。しかしながら、腰壁をハンチのように梁の一部として活用すれば、梁せいを抑えて所定の耐力を確保することができ、建築計画上の自由度が高まるものと思われる。

本研究は、このように腰壁を構造部材として利用した変断面梁の耐力や変形性能を検討することを目的としたものである。

既報告では、一方の端部にだけ腰壁を設けた梁の逆対称曲げ加力実験（大野式加力形式）を行っている¹⁾。

実験結果から、載荷中の反曲点位置の変動はほとんどなく、材軸芯のずれを無視した変断面梁の計算値で反

曲点位置を算定できること、試験体の補強筋量の範囲では比較的良好的な履歴性状を示すことが明らかになった。

そこで本報告では、反曲点位置を仮定した片持ち梁形式の実験を行い、配筋方法の違いによる腰壁の損傷状況の差異、曲げ耐力の評価方法および腰壁先端部の補強筋に作用する最大引張力について検討した。

2. 実験概要

(1) 試験体

試験体形状を図-1 に、試験体一覧を表-1 に示す。以下、部位等の呼称は図-1 に従う。試験体は端部に腰壁を設けた梁部材 5 体であり、縮尺を約 1/2 としている。梁の断面は $b \times D = 425 \times 425 \text{mm}$ 、腰壁の断面は $t \times h = 225 \times 475 \text{mm}$ で共通である。腰壁は梁の軸心に対して偏心

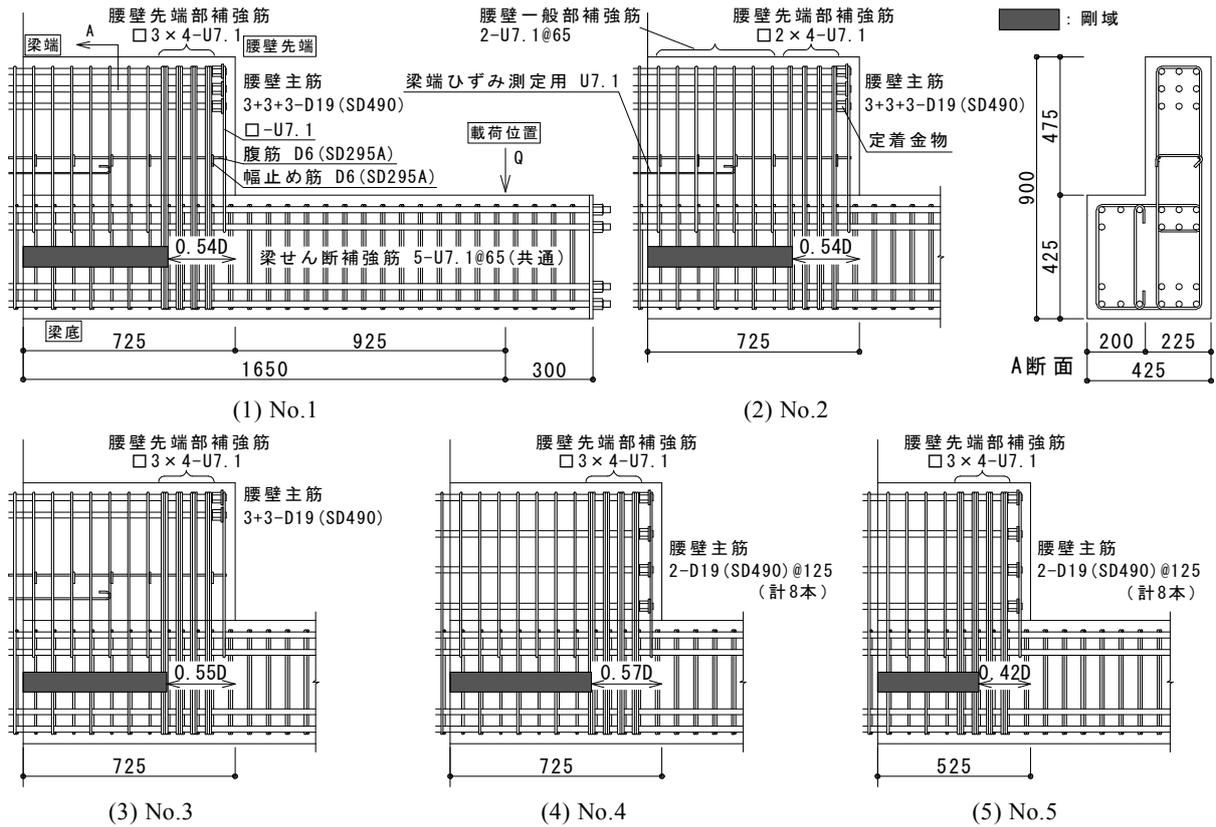


図-1 試験体形状

表-1 試験体一覧

試験体	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
梁	$b \times D$ (mm)	425 × 425			
	主筋	6+4-D19(SD490)			
	$b\rho_l$ (%)	1.92			
	補強筋	5-U7.1(SBPD1275)@65			
腰壁	$b\rho_w$ (%)	0.72			
	$t \times h$ (mm)	225 × 475			
	長さ L_w (mm)	725			525
	主筋 (横筋)	3+3+3-D19(SD490)	3+3-D19(SD490)	2+2+2-D19(SD490)	
	$w\rho_l$ (%)	1.45	0.93	1.54	
	一般部補強筋	2-U7.1(SBPD1275)@65			
	$w\rho_w$ (%)	0.55			
先端部補強筋	□3×4-U7.1	□2×4-U7.1	□3×4-U7.1		
ρ_w (%)	2.13	1.42	2.13		

b : 梁幅, D : 梁せい, $b\rho_l$: 梁の引張鉄筋比, $b\rho_w$: 梁のせん断補強筋比, t : 壁厚, h : 壁の高さ, $w\rho_l$: 腰壁の引張鉄筋比, $w\rho_w$: 腰壁一般部補強筋比, ρ_w : 腰壁先端部補強筋比

して取り付けており、腰壁側面の片側は梁側面と面一になっている。曲げ降伏位置は梁端ではなく、腰壁先端近傍を想定している。腰壁が取り付けられない部分の梁の配筋は全試験体とも共通としている。実験パラメータは腰壁先端部補強筋比 ρ_w 、腰壁主筋（壁横筋）の配筋方法、

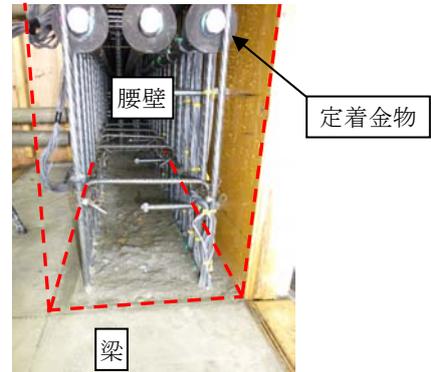


写真-1 腰壁部打設前の目荒らし状況

腰壁の長さ L_w である。

試験体 No.1~No.3 では腰壁主筋 D19 (SD490) を腰壁上端に集中的に配筋し、No.4~No.5 では腰壁の高さ全体に分散させて配筋している。腰壁主筋先端には定着金物を配している。定着金物から主筋を 10mm 貫通させており、その先端に U7.1 を配している。No.1~No.3 では腰壁主筋と梁上端主筋の間に腹筋 D6 (SD295A) および幅止め筋 D6 (SD295A) を配している。腰壁の長さ L_w は No.1~No.4 が 725mm であり、No.5 のみ 525mm としている。腰壁先端から荷重位置までの長さは 925mm (No.5 のみ 1025mm) としている。

コンクリートの打設は梁部と腰壁部で打ち分けており、横打ちとしている。梁上端までコンクリートを打設

表-2 コンクリートの材料試験結果

試験体	部位	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^4$ N/mm ²)	割裂引張強度 σ_t (N/mm ²)
No.1	腰壁	45	2.8	3.3
	梁	50	3.1	4.1
No.2	腰壁	44	2.8	3.5
	梁	47	3.0	4.1
No.3	腰壁	46	3.0	3.5
	梁	45	2.8	3.4
No.4	腰壁	47	3.0	3.5
	梁	45	2.8	3.5
No.5	腰壁	46	3.2	3.5
	梁	43	3.0	3.4

表-3 鉄筋の材料試験結果

使用部位	種類	降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)	伸び (%)
梁主筋 腰壁主筋	D19(SD490)	543	712	17.0
せん断補強筋	U7.1(SBPD1275) (閉鎖型)	1400	1451	9.4
	U7.1(SBPD1275) (フック型)	1382	1439	8.2
幅止め筋	D6(SD295A)	334	513	21.0

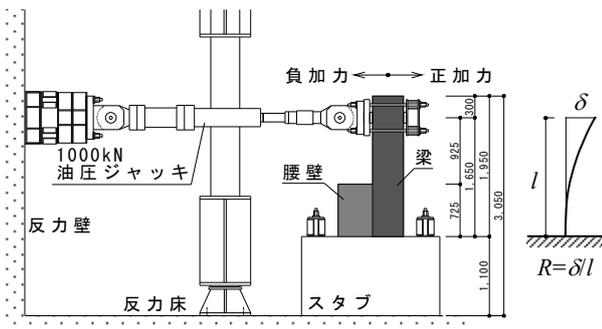


図-2 加力方法

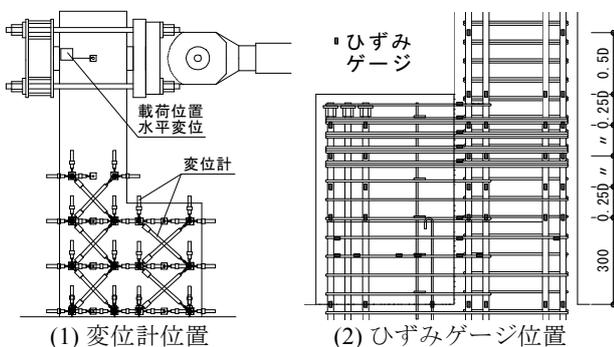
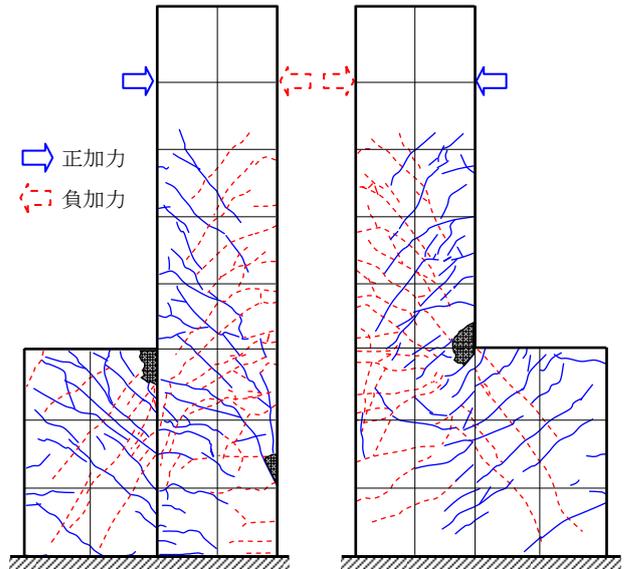
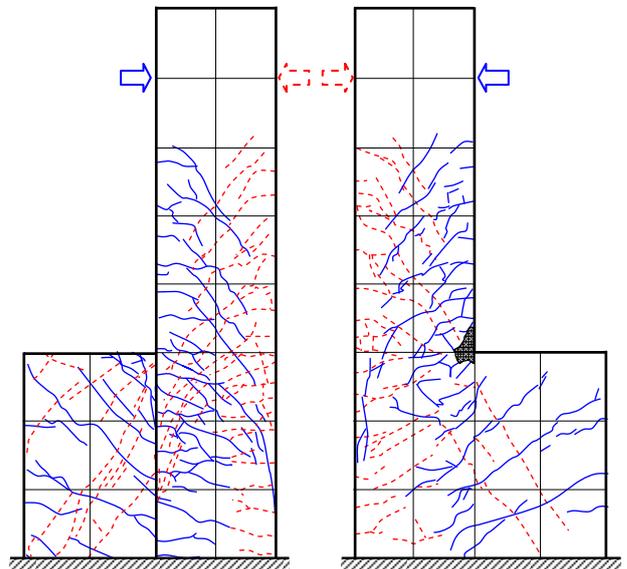


図-3 計測位置

し、その翌日に腰壁の取り付け梁上端表面を目荒らしした。目荒らしの状況を写真-1 に示す。目荒らしした翌日に腰壁部のコンクリートを打設した。梁および腰壁と



(1) No.1



(2) No.4

図-4 ひび割れ状況 ($R=\pm 1/33$ rad 載荷後)

もにコンクリート設計基準強度 F_c を 45N/mm^2 とした。

梁および腰壁の主筋はすべて D19 (SD490) であり、せん断補強筋は U7.1 (SBPD1275) を用いた。コンクリートと鉄筋の材料試験結果を表-2 および表-3 に示す。

(2) 加力方法と計測方法

加力方法を図-2 に示す。試験体を 90 度回転させ垂直に立て、スタブを反力床に固定し、1000kN 油圧ジャッキにより反曲点位置を水平方向に加力した。腰壁が曲げ引張域となる方向を正加力方向とし、曲げ圧縮域となる方向を負加力方向とした。加力は変位制御とし、折り返し変形角 $R=\pm 1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33, 1/25, 1/20$ (各 2 回), $1/15\text{rad}$ を基本とした。変形角 R の定義を図-2 に示す。 δ は載荷位置における変位、 l は

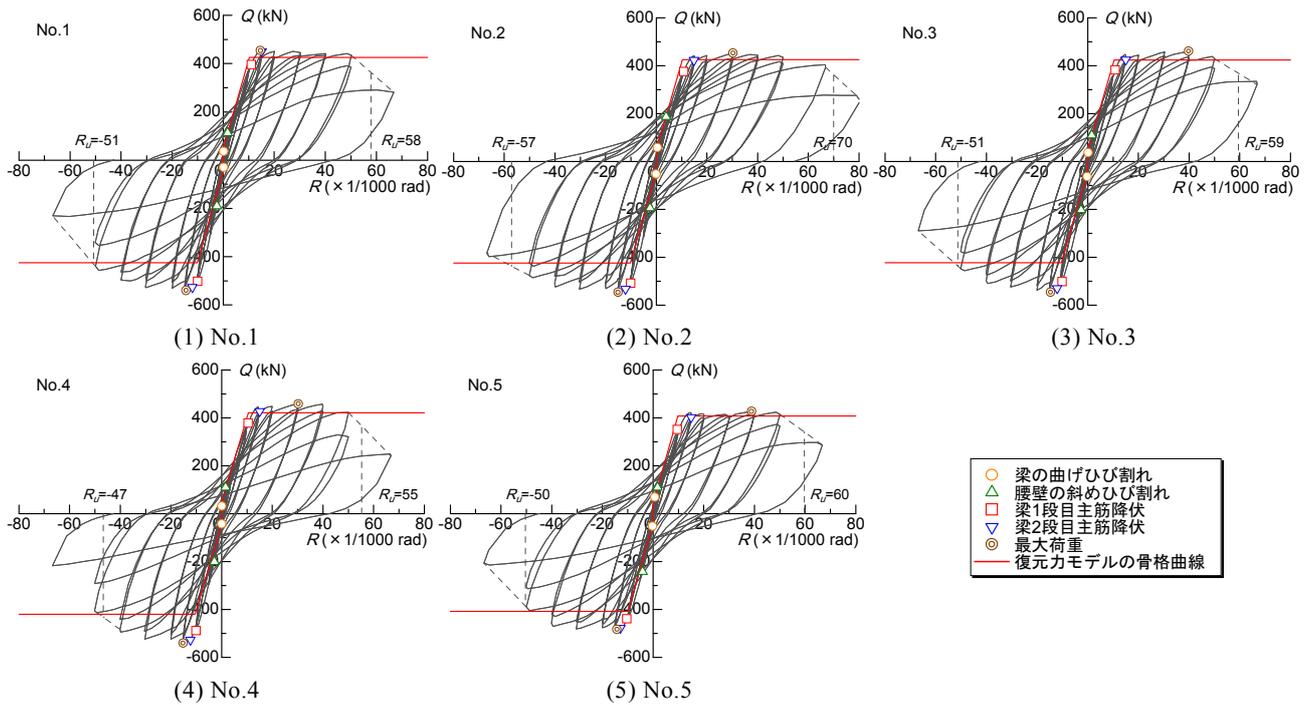


図-5 梁せん断力-変形角関係

梁端から荷重位置までの長さである。

変位およびひずみの計測位置を図-3 に示す。変位計により腰壁および腰壁の取り付く梁部分の水平変位、鉛直変位、斜め変位および梁-腰壁間の目開き変位を計測し、ひずみゲージにより鉄筋のひずみを計測した。

No.1~No.3 の腰壁には梁端ひずみ測定用として図-1 に示すように U7.1 を配した。

3. 実験結果

(1) 破壊経過および荷重-変形角関係

変形角 $R = \pm 1/33\text{rad}$ 荷重後のひび割れ状況を図-4 に示す。正加力時のひび割れを実線で、負加力時のひび割れを破線で示した。同図の左側は梁形が見えている側面、右側は梁と腰壁が面一の側面である。

$R = +1/2000\text{rad}$ 程度で腰壁先端の入隅部から斜め方向に伸びる曲げひび割れが発生し始め、ひび割れ領域が広がっていった。 $R = +1/500\text{rad}$ 程度から腰壁の斜めひび割れが見られ、 $R = +1/200\text{rad}$ の加力では、梁のせん断ひび割れが発生した。腰壁長さの違いによる腰壁の斜めひび割れの発生時期に大きな差異は見られなかった。

腰壁主筋（横筋）を高さ方向に分散配筋した試験体 No.4 および No.5 は、腰壁の上端に集中的に配筋した試験体 No.1~No.3 に比べて腰壁のひび割れ数が少なく、ひび割れ幅が小さくなっており、腰壁主筋の分散により損傷が抑制されることを確認した。

梁せん断力 Q -変形角 R 関係を図-5 に示す。最大荷重 Q_{\max} の 80%まで荷重が低下した時の変形角を限界変形角 R_u とし、同図に併記した。腰壁が曲げ引張域となる正加力時に比べて曲げ圧縮域となる負加力時の方が初期剛性および最大荷重が高くなっている。No.1~No.4 では正加力の $R = +1/67\text{rad}$ 、負加力の $R = -1/100\text{rad}$ への加力で梁の 1 段目主筋が降伏し、腰壁の短い No.5 では各々 $R = +1/100\text{rad}$ 、 $R = -1/67\text{rad}$ の加力で降伏した。各試験体とも比較的良好な履歴性状を示し、 $R = \pm 1/25 \sim 1/20\text{rad}$ 程度までは荷重を保持した。いずれの試験体も腰壁先端部近傍での梁の曲げ破壊であった。

(2) 耐力の検討

各種耐力の実験値と計算値の一覧を表-4 に示す。腰壁付き梁をモデル化するに当たり、腰壁部を剛域として扱うことが考えられる。腰壁先端から剛域端までの距離を λD (D : 梁せい) と表すことにする。 λD は、腰壁を有する変断面梁の剛性計算値を算出し、これと剛性が等しくなる等断面梁の仮定の部材長 l_e を求め、 $\lambda D = l - l_e$ として求めた。この剛域部分は、梁と腰壁が面一の側面において、最終加力サイクル後もひび割れ発生本数は比較的少なく、ひび割れ幅も小さかった。剛域端位置で梁が曲げ耐力に達する時の梁せん断力 bQ_{mu} に対する最大荷重 Q_{\max} の比率 Q_{\max}/bQ_{mu} は、正加力で 1.04~1.09 (平均 1.07)、負加力で 1.18~1.29 (平均 1.26) となっている。計算値は、腰壁が曲げ引張域となる正加力時に

表-4 実験結果と計算結果一覧

試験体	加力方向	実験値			計算値					
		bQ_y (kN)	Q_{max} (kN)	R_{max} ($\times 10^{-3}$ rad)	bQ_{mu} (kN)	bQ_{su} (kN)	Q_{end} (kN)	α_y	Q_{max}/bQ_{mu}	$\lambda \cdot D$ (mm)
No.1	正	396	454	14.6	425	635	864	0.14	1.07	0.54D
	負	-502	-540	-14.6			1099	0.14	1.27	
No.2	正	375	452	30.3	425	616	864	0.14	1.06	0.54D
	負	-509	-547	-15.1			1099	0.14	1.29	
No.3	正	382	460	39.9	423	601	680	0.15	1.09	0.55D
	負	-503	-547	-14.6			1099	0.15	1.29	
No.4	正	382	458	30.3	421	606	701	0.15	1.09	0.57D
	負	-503	-541	-15.2			1197	0.15	1.28	
No.5	正	350	426	38.9	408	597	746	0.17	1.04	0.42D
	負	-439	-484	-14.2			1274	0.17	1.18	

bQ_y : 梁 1 段目主筋初降伏時の梁せん断力, Q_{max} : 最大荷重, R_{max} : 最大荷重時の変形角, bQ_{mu} : 剛域端における曲げ耐力時の梁せん断力, bQ_{su} : 梁のせん断耐力²⁾, Q_{end} : 梁端における終局曲げモーメント時のせん断力³⁾

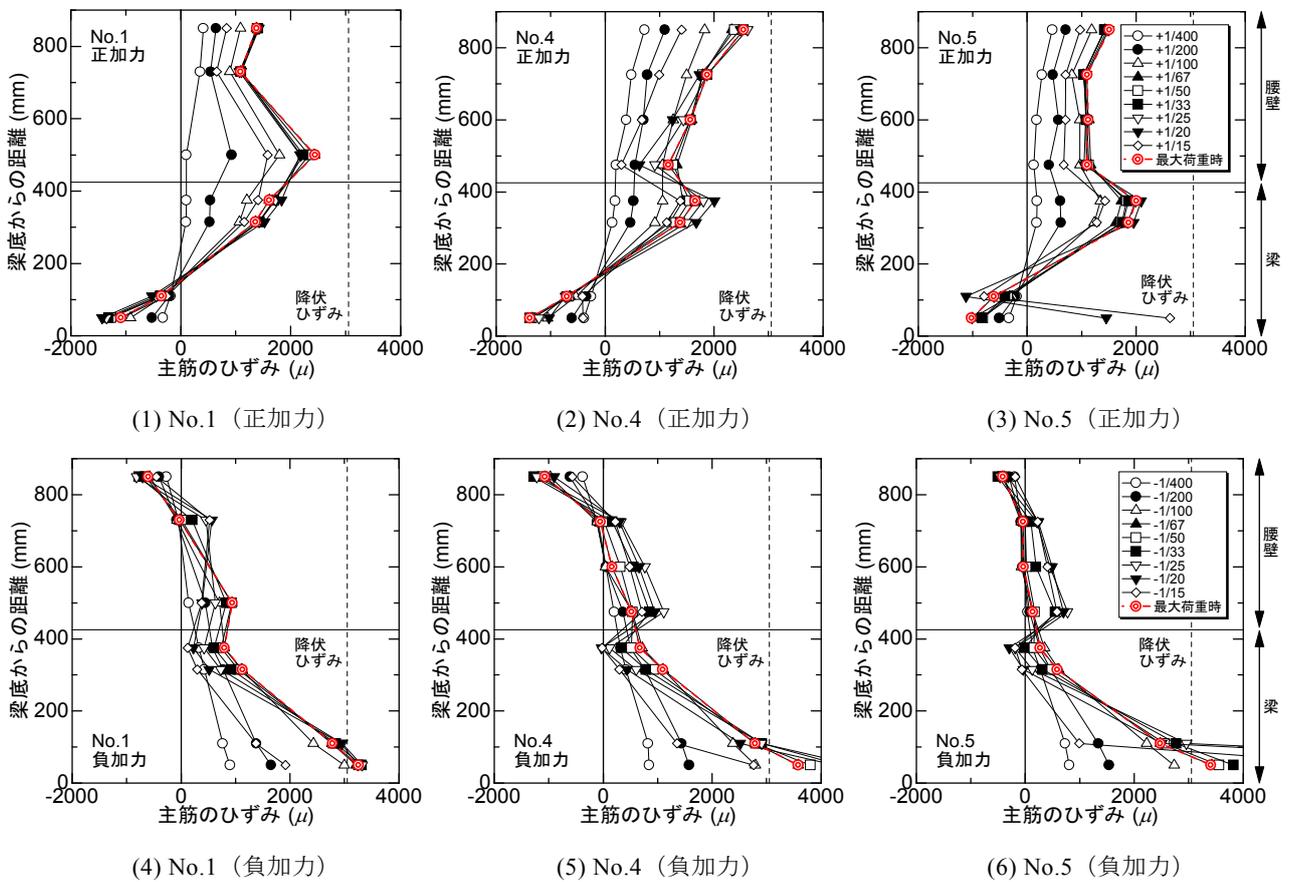


図-6 梁端部における主筋の高さ方向のひずみ分布

は実験値によく対応しているが、腰壁が曲げ圧縮域となる負加力時には実験値より低めに評価されている。したがって、負加力で計算値より荷重が高くなる影響は、設計時には別途考慮する必要がある。

表-4 に示す剛性低下率 α_y は、文献 1 と同様に式(1)により求めたものである。式(1)中の $\alpha_{y,sg}$ は一般に用いられている等断面梁の剛性低下率であり、これに低減係数 $(1-\beta)$ を乗じることにより α_y を算出した。

$$\alpha_{y,sg} = (0.043 + 1.64n_b p_t + 0.043a/D) \cdot (d/D) \quad (1)$$

$$\alpha_y =_{sg} \alpha_y \cdot (1-\beta) \quad (2)$$

ここに、

n : ヤング係数比

a : 剛域端からのせん断スパン長さ

d : 梁の有効せい

β : 片持ち梁長さ l に対する腰壁長さ L_w の比

式(1)の剛性低下率 α_y を用いた骨格曲線を図-5 に併記する。骨格曲線の降伏時変形角は、実験結果とおおむね対応していることが分かる。

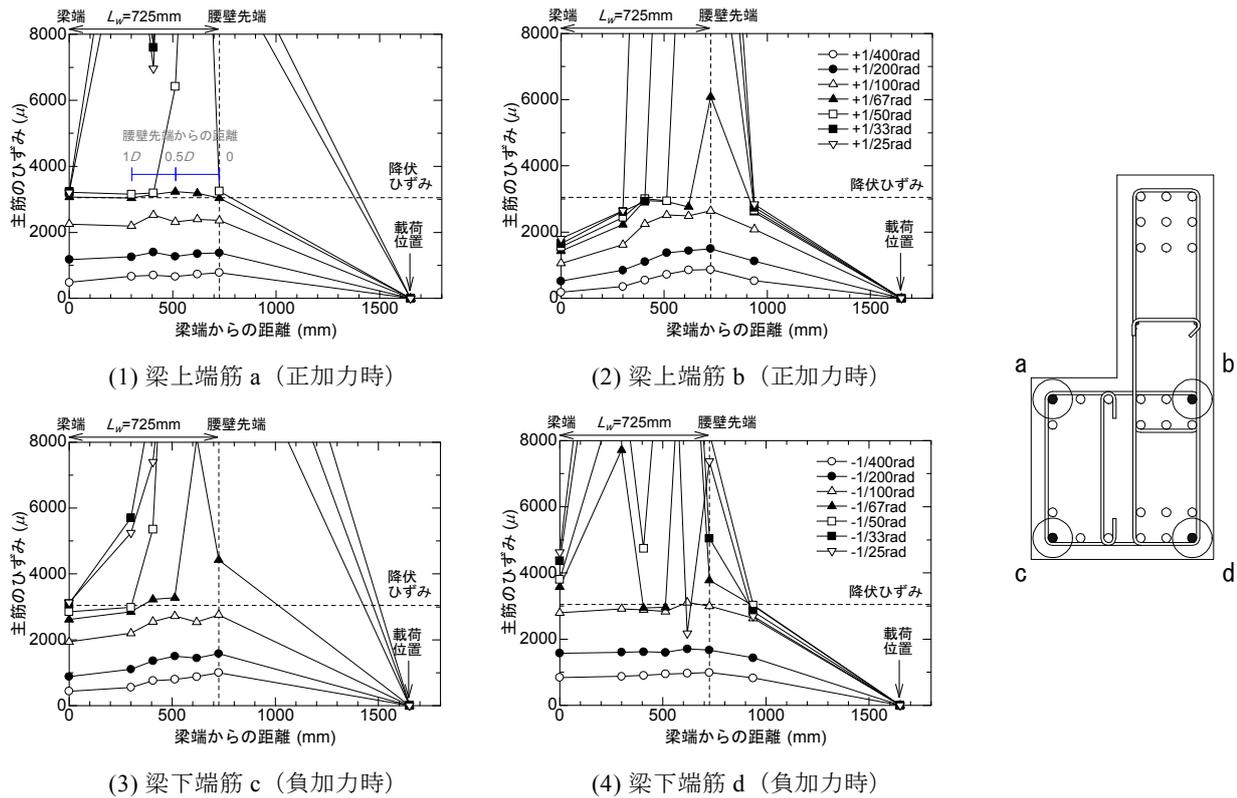


図-7 梁主筋の軸方向のひずみ分布 (No.4)

(3) ひずみ性状

梁端部における高さ方向の主筋のひずみ分布を図-6に示す。上段が正加力時、下段が負加力時の図を示している。腰壁が曲げ引張域となる正加力の場合、梁部分のひずみ分布は直線形状となっているものの、腰壁付き梁断面全体では直線状となっておらず、平面保持仮定が成立していない。腰壁部分のひずみは同程度の値を示し、ひずみの勾配は小さい。一方、腰壁が曲げ圧縮域となる負加力の場合、 $R=-1/200\text{rad}$ までは直線に近い分布形状を示し、その後の変形角では梁と腰壁で異なるひずみ勾配を示している。

腰壁主筋は全試験体において降伏ひずみに達するものではなく、正加力時は梁端から腰壁先端に向かって徐々にひずみが小さくなった。負加力時は梁端部の腰壁の上端1段目主筋が圧縮ひずみとなり、それ以外は変形角が大きくなると引張ひずみとなっている。

試験体 No.4 の梁主筋の材軸方向のひずみ分布を図-7に示す。梁主筋の降伏範囲について見ると、 $R=\pm 1/50\text{rad}$ (□印) では腰壁先端から $0.5D\sim 0.75D$ の範囲で降伏ひずみに達している。耐力計算時に想定した剛域端は、表-4 に示すように $\lambda \cdot D = 0.57D$ であり、ひずみ分布とおおむね対応している。

(4) 等価粘性減衰定数

各試験体の荷重-変形角関係から求めた等価粘性減衰定数 h_{eq} の推移を図-8 に示す。同図には等価線形化法に基づく限界耐力計算において基本的な減衰評価法である等価粘性減衰定数の式(3)を併記する。

$$h_{eq} = \left(\frac{1}{\pi}\right) \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) \tag{3}$$

ここに、

μ : 梁1段目主筋の降伏を基点とした塑性率

各試験体とも変形角 R の増大に伴って $R=1/100\text{rad}$ 程度から等価粘性減衰定数 h_{eq} も大きくなり、変形角 R が大きくなるとその増大する割合は小さくなった。本実験の範囲では、腰壁の長さや腰壁先端部補強筋量、腰壁主筋の配筋方法が等価粘性減衰定数に与える影響はほとんど見られない。

4. 腰壁先端部補強筋の最大引張力

(1) 曲げモーメント分布

$R=+1/100\text{rad}$ 時の曲げモーメント分布を図-9 に示す。実線は部材全体の曲げモーメント図であり、□印で示す分布は梁主筋に貼付したひずみゲージから求めた梁負担部分の曲げモーメント分布である。腰壁負担分を除いた

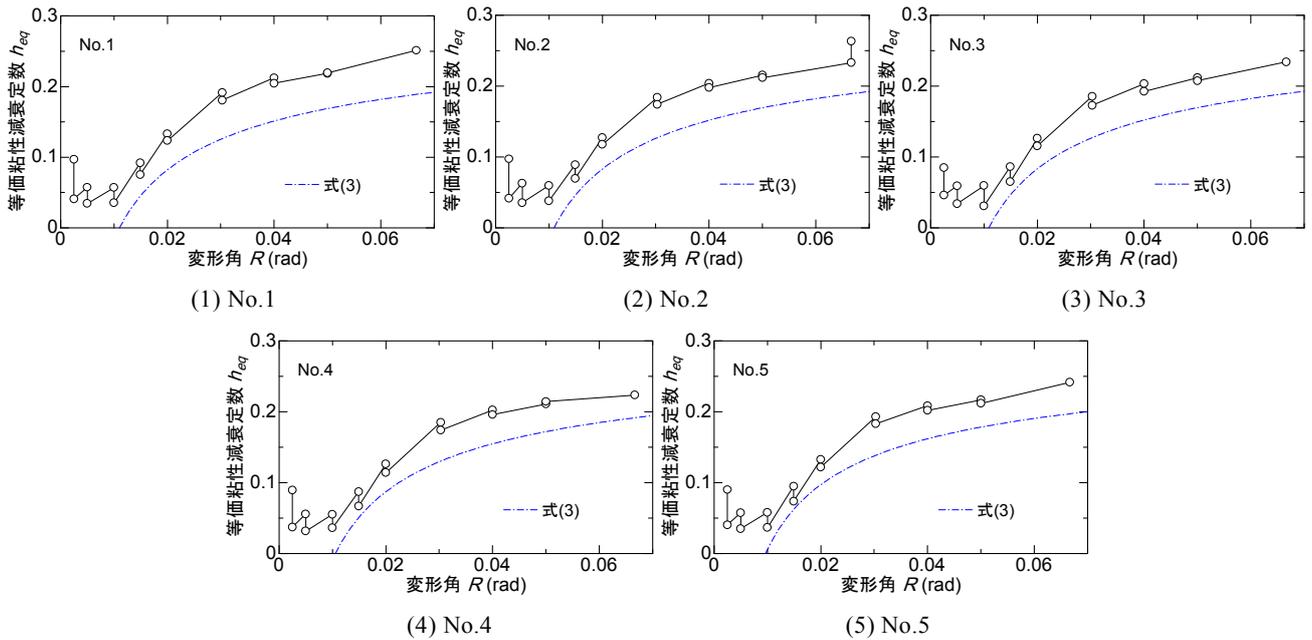


図-8 等価粘性減衰定数の推移

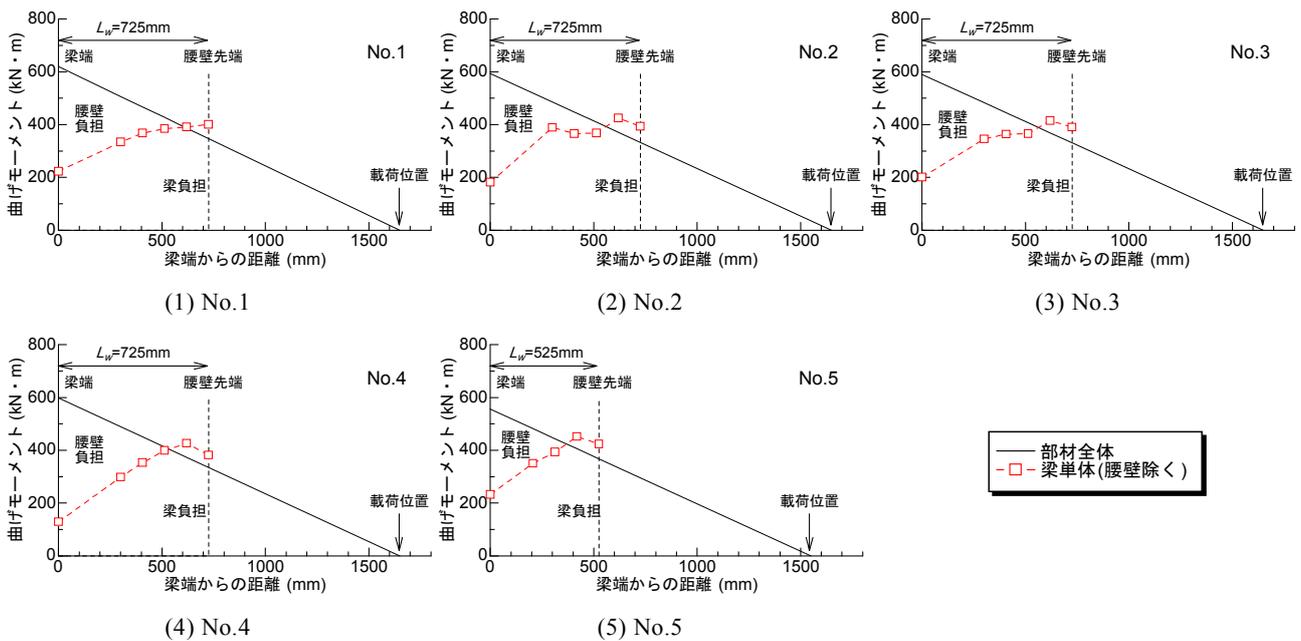


図-9 曲げモーメント分布 ($R=+1/100\text{rad}$ 載荷時)

梁負担分で考えたときには、腰壁先端近傍から梁端に向かって徐々に曲げモーメントは減少しており、腰壁負担分が増加している。腰壁によって梁部分は逆せん断状態となっていることがわかる。

(2) 腰壁付き梁のモデル化

腰壁先端部補強筋の所要量を定めるためには、正加力時に生じる最大引張力を把握する必要がある。図-6 に示す最大荷重時の梁端のひずみ分布を見ると、正加力時の腰壁部分は全域で引張ひずみとなっており、ひずみ

の勾配は小さい。そこで腰壁部分は軸剛性 k_f のみを考慮する図-10 に示す簡略化したモデルによって、腰壁先端部補強筋の引張力 cT_s を検討する。軸方向ばねの接合位置は、梁の降伏ヒンジ位置と整合するように図-1 に示す仮想剛域端 (梁端からの長さ βl) とする。梁に作用する曲げ戻しモーメント M_R は式(4)で表される。腰壁先端部補強筋は正加力時に M_R を伝達するための引張鉄筋として機能するので、 cT_s は M_R を $0.9L_w$ で除して評価することとした。

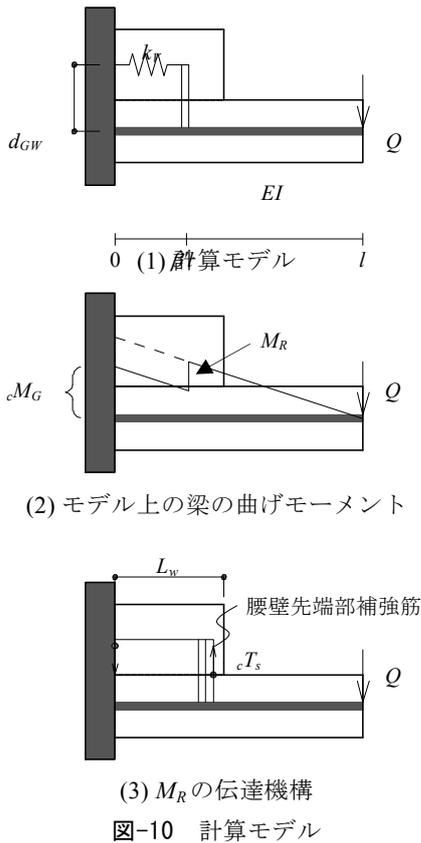


図-10 計算モデル

$$M_R = \frac{2 - \beta'}{2 \left(\frac{EI}{V} + 1 \right)} \cdot l \cdot Q \quad (4)$$

$$cT_s = \frac{M_R}{0.9L_w} \quad (5)$$

ここに、

$$V = k_V d_{GW}^2 \beta' l$$

k_V : 正加力時は腰壁主筋の軸剛性

負加力時は腰壁コンクリート断面の軸剛性

β' : 片持ち梁長さ l に対する仮想剛域長さの比

E : 梁コンクリートのヤング係数

I : 梁の断面二次モーメント

d_{GW} : 梁材軸芯と腰壁の軸剛性位置までの長さ

腰壁先端部補強筋の引張力の実験値 tT_s と計算値 cT_s を表-5 に比較して示す。 tT_s は最大荷重時の腰壁先端部補強筋のひずみから算出した。 tT_s は表-4 の Q_{max} より大きいことから、腰壁先端部近傍の梁部分は逆せん断状態となることが分かる。 tT_s/cT_s は 0.73~1.13 (平均 0.97) となっており、腰壁長さの短い No.5 で計算値が過大になっているものの、おおむね対応している。なお、最大荷重時の k_V と梁の曲げ剛性 EI との関係 (EI/V) や腰壁長さの影響についてはさらに検討が必要である。

腰壁が曲げ圧縮域となる負加力時についても同様に

表-5 腰壁先端部補強筋の引張力

試験体	加力方向	梁端における梁部分の負担曲げモーメント			腰壁先端部補強筋の引張力			
		実験値 tM_G (kN·m)	計算値 cM_G (kN·m)	tM_G/cM_G	計算値			tT_s/cT_s
					実験値 tT_s (kN)	M_R (kN·m)	cT_s^* (kN)	
No.1	正	329	304	1.08	646	444	681	0.95
	負	-193	-199	0.97	-	-692	(-1061)	-
No.2	正	347	299	1.16	646	447	685	0.94
	負	-192	-201	0.95	-	-701	(-1074)	-
No.3	正	383	342	1.12	721	418	640	1.13
	負	-251	-200	1.25	-	-702	(-1075)	-
No.4	正	315	389	0.81	618	367	562	1.10
	負	-206	-197	1.05	-	-696	(-1066)	-
No.5	正	393	333	1.18	506	327	693	0.73
	負	-221	-141	1.57	-	-608	(-1288)	-

※()内 : 負加力時の cT_s は腰壁先端部に作用する圧縮力参考値

計算すると、腰壁先端部に作用する圧縮力 (表-5 括弧内) は正加力時の引張力 cT_s より大きくなっている。図-6 を見ると梁端の腰壁上部で圧縮ひずみとなっていることから、腰壁には斜め圧縮束が形成されているものと考えられる。

5. まとめ

腰壁を構造部材として利用するため、材端に腰壁を設けた梁部材を片持ち梁形式で実験を行い、以下の知見を得た。

- ① 腰壁主筋 (横筋) の配筋を、上端に集中的に配筋するよりも、壁の高さ全体に分散して配筋する方が腰壁の損傷を抑制することができた。
- ② 腰壁内に剛域を設定して算出した剛域端における曲げ耐力の計算値は、最大荷重を安全側に評価することができた。
- ③ 腰壁先端部の補強筋に作用する引張力は、腰壁の軸剛性によって梁に作用する曲げ戻しモーメントから計算することでおおむね評価することができる。

参考文献

- 1) 小坂英之, 新上浩, 松永健太郎, 小田稔 : 材端に腰壁の付く鉄筋コンクリート造梁部材の加力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), C-2 構造IV, pp.435-438, 2011.8
- 2) 高周波熱錬株式会社 : 鉄筋コンクリート造はり, 柱のせん断補強筋として PC 鋼棒ウルボンを使用する工法設計指針・同解説, 2009.8
- 3) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010

鉄骨梁を高強度異形鉄筋で鉄筋コンクリート柱に接合した 混合構造の研究

Study on Steel Beam to Reinforced Concrete Column Joint using High Strength Deformed Bar

	江頭 寛	HIROSHI EGASHIRA
	小坂 英之	HIDEYUKI KOSAKA
構造設計ディビジョン	小林 知己	TOMOMI KOBAYASHI
構造設計ディビジョン	土居 和雅	KAZUMASA DOI
建築生産計画部	松井 幸一郎	KOICHIRO MATSUI

鉄骨梁を高強度異形鉄筋で鉄筋コンクリート柱に接合した混合構造の研究に当たり、以下の2種類の構造実験を実施した。十字形架構の加力実験では、良好な履歴性状を有する荷重-変形曲線が得られたが、高強度異形鉄筋をナット定着する固定プレートの強度不足が判明した。一方、柱梁接合部内の高強度異形鉄筋は、最大荷重に至るまでコンクリートとの付着を保持した。固定プレートの補強方法を実験要因とした片持ち形鉄骨梁の加力実験では、補強方法の違いによって固定プレートの変形量に差異が生じたものの、すべての試験体の最大荷重は鉄骨梁の全塑性曲げ強度の1.13~1.37倍となり、固定プレートの補強方法としての妥当性を確認した。
キーワード：混合構造、鉄筋コンクリート柱、鉄骨梁、高強度異形鉄筋、固定プレート

In this paper, structural behaviors of steel beam to reinforced concrete column joint using high strength deformed bars are discussed based on the following two cases of structural tests.

In case of loading tests on beam-column joint, shear-displacement relations showed fuller hysteresis curve, but bending capacity of anchor plates were lower than expected. High strength deformed bars in the joint maintained its bond performance up to the maximum load. In another case of loading tests on cantilever beams whose end was jointed with high strength deformed bars, the observed maximum loads were 1.13 to 1.37 times greater than full plastic moment capacity, and the performance of the fixing method for the anchor plates was demonstrated.

Key Words: Mixed Construction, R/C Column, Steel Beam, High Strength Deformed Bar, Anchor Plate

1. はじめに

物流施設等の大スパンを有する建物に適した構造として、鉄筋コンクリート（以下、RCと呼ぶ）柱と鉄骨（以下、Sと呼ぶ）梁を高強度異形鉄筋で接合する混合構造の研究開発を行っている。本構法は、柱梁接合部にS梁を貫通させて接合する従来型の柱RC梁S構造^{1)~4)}（以下、梁貫通型構造と呼ぶ）と比べて、柱梁接合部内のディテールを簡略化できるため、施工性および経済性の両面で優れた建物の構築が期待できる。

本研究では、架構の耐力・変形性能の確認を目的とした十字形架構の加力実験、および高強度異形鉄筋を定着する鉄骨梁仕口部の強度と破壊性状の確認を目的とした

片持ち形鉄骨梁の加力実験を実施し、構造性能の検証を行った。以下、実験の概要と結果について報告する。

2. 構法概要

図-1に構法の概要図を示す。本構法は、柱梁接合部内にS梁を貫通させず、代わりに十字形の鋼板（以下、十字形ウェブプレートと呼ぶ）と高強度異形鉄筋を貫通させ、これらとS梁を連結した柱RC梁S構造である。同図に示すように、本構法のS梁のRC柱への接合方法は、梁端部の上下フランジに設けた固定プレートに高強度異形鉄筋をナットで定着し、梁のウェブと十字形ウェブプレートを高力ボルトで摩擦接合する方法となってい

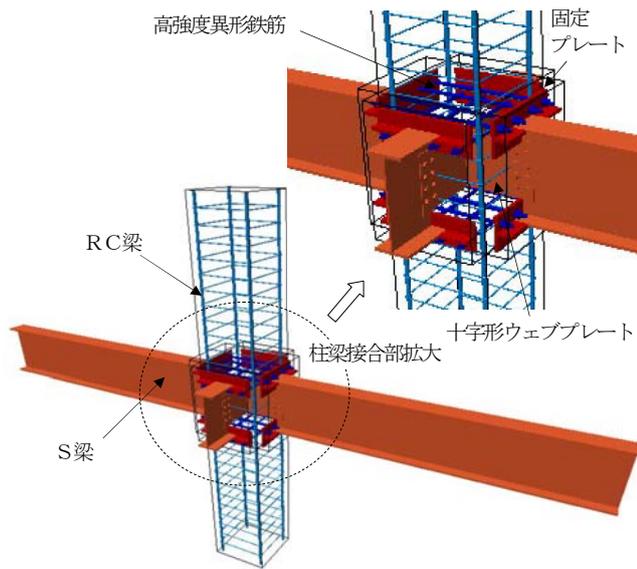


図-1 構法の概要図

る。よって、本構法の柱梁接合部は、従来の梁貫通型構造と比べると、比較的 RC 造に近い構造であり、以下に示すような施工的、経済的および構造的な利点を有しているものと考えられる。①柱梁接合部内で S 梁 (H 形鋼) が交差しなため、鋼材量や溶接加工手間を低減できる。②柱梁接合部内に梁フランジが存在しないため、当該部のコンクリートの充填性が向上する。③直交梁を有する柱梁接合部において、柱主筋位置が柱の四隅に制約されることがない。したがって、柱主筋を効率良く配筋することが可能である。

3. 十字形架構の加力実験

(1) 試験体

表-1 に試験体一覧を、図-2 に試験体図を示す。試験体は、柱を RC 造、梁を S 造とした混合構造の十字形架構試験体の 3 体である。試験体の縮尺は 1/2.5 程度を想定し、3 体とも梁の加力点間距離 L と柱の支持点間距離 H および S 梁断面 (BH-350×117×6×12) を同一とした。

同図(1)に示す NF60 は、柱梁接合部を梁貫通型構造とした従来型の比較用試験体である。同図 A 矢視に示すように、直交梁は両側に設け、柱形が外壁面になる場合を想定し、片側の直交梁は柱梁接合部から外側に突出させていない。S 梁端部の柱面に設けた支圧板 (PL-6, SM490A) は、S 梁のフランジ幅と同じとした。柱梁接合部のせん断補強筋は□-D6 (せん断補強筋比 $p_w=0.27\%$) とし、同図 B 断面に示すように、L 形および U 形の補強筋を、ウェブにφ16mm の孔を開けて重ね継手とする配筋方法とした。NF60 の RC 柱は、せい D×幅 B=400×400mm とし、コンクリート強度は Fc60 とした。柱の

表-1 試験体一覧

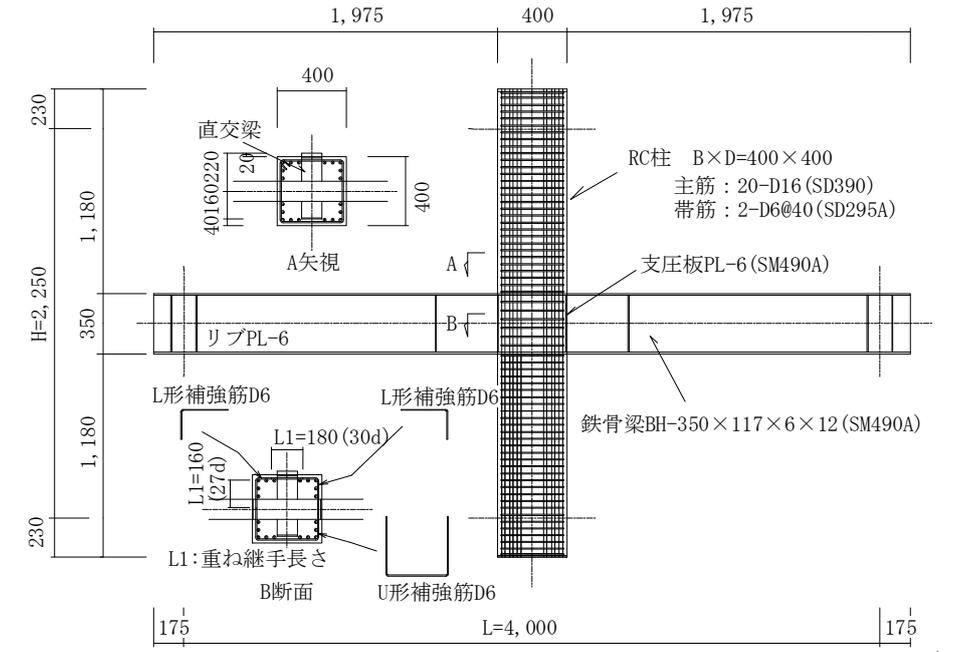
試験体	柱		梁	柱梁接合部
	せい×幅 (mm)	設計基準強度		
NF60	D×B=400×400	Fc60	BH-350x117x6x12 (SM490A)	【S梁貫通タイプ】 支圧板：PL-6 (SM490A) せん断補強筋比 $p_w=0.27\%$
F60	D×B=350×350	Fc60		【高強度異形鉄筋接合タイプ】 高強度異形鉄筋：4-D19(USD685A) ウェブプレート：PL-6 (SM490A) 固定プレート：PL-9 (SM490A) せん断補強筋比 $p_w=0.26\%$
S36		Fc36		

主筋は 20-D16、せん断補強筋は□-D6@40mm ($p_w=0.40\%$)とした。

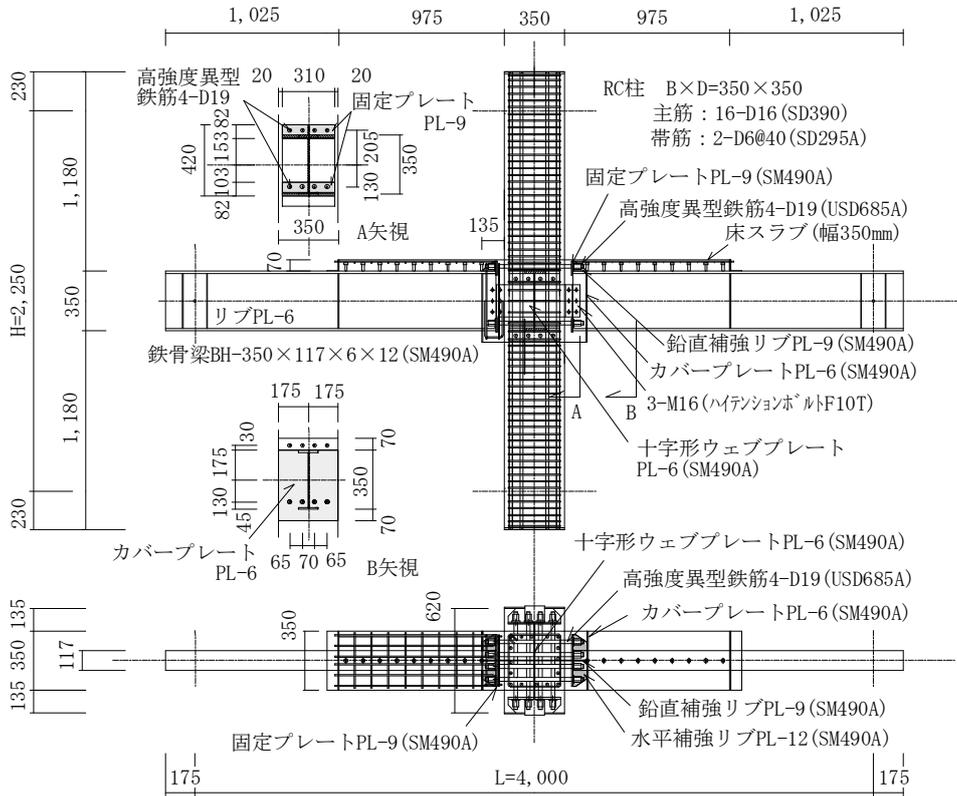
同図(2)に示す F60 と S36 は、柱梁接合部に S 梁を貫通させない代わりに、PL-6 (SM490A) を十字形に溶接した十字形ウェブプレートと高強度異形鉄筋 (4-D19, USD685A) を貫通させ、これらと S 梁を連結させた試験体である。同図(3)に示すように、S 梁端の上下フランジには、梁フランジ厚の 0.75 倍の厚さの固定プレート (PL-9, SM490A) を溶接接合し、これに高強度異形鉄筋を通してナットで定着した。この固定プレートは、長辺が梁フランジ幅の 2.6 倍、短辺が梁せいの 0.23 倍の長方形の形状をしており、水平補強リブ (PL-12, SM490A) および鉛直補強リブ (PL-9, SM490A) で補強されている。十字形ウェブプレートは、柱梁接合部内の高強度異形鉄筋と干渉しないように、そのウェブせいを梁せいの 0.54 倍とした。

直交する 2 方向の同一断面梁が、同じ高さで柱梁接合部に取付く場合を想定し、高強度異形鉄筋の取付け高さは、加力する側の S 梁では上・下フランジの上方とし、直交梁では逆に下方とした。S 梁のウェブは、高力ボルトで十字形ウェブプレートに摩擦接合した。したがって、S 梁フランジに作用する材軸方向の圧縮・引張力は固定プレートの曲げ抵抗を介して、柱梁接合部のコンクリートおよび高強度異形鉄筋に、S 梁ウェブに作用するせん断力は、主として十字形ウェブプレートのせん断抵抗を介して、柱梁接合部のコンクリートに伝達される抵抗機構となっている。

柱梁接合部のせん断補強筋は、□-D6 ($p_w=0.26\%$) とし、L 形状に分割したせん断補強筋を十字形ウェブプレートにフレア溶接した。施工時の S 梁の取付けや精度確保を考慮して、柱面と S 梁接合面との間にはクリアランスを設け、柱面から 135mm の位置の S 梁に、柱と同一幅のカバープレート (PL-6, SM490A) を設けて、この範囲まで柱と同強度のコンクリートを打設した。RC 柱はせい D×幅 B=350×350mm とし、柱の主筋は 16-D16、帯筋は□-D6@40mm ($p_w=0.46\%$) とした。S 梁の上フランジには、頭付スタッドφ13mm を溶接し、



(1) NF60



(2) F60, S36

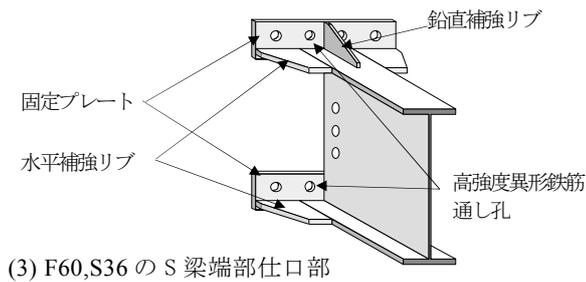


図-2 試験体図

表-2 コンクリートの材料試験結果

試験体	部位	圧縮強度	ヤング係数	ポアソン	割裂強度
		N/mm ²	×10 ³ N/mm ²	比	N/mm ²
NF60	柱, 柱梁接合部	63.9	3.47	0.21	4.56
F60	柱, 柱梁接合部	68.3	3.56	0.20	3.70
	床スラブ				
S36	柱, 柱梁接合部	37.3	2.79	0.17	3.02
	床スラブ				

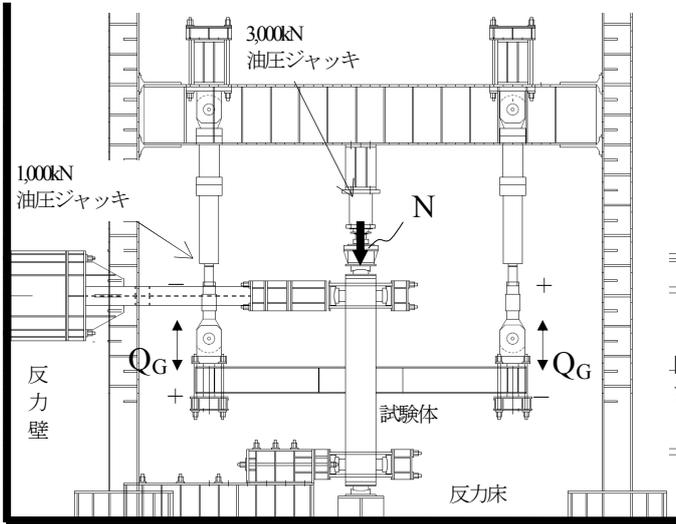


図-3 加力装置図

梁端から梁せいの3倍の位置まで厚さ70mmの床スラブを設けた。床スラブのコンクリート強度はFc36とした。

F60はS梁の曲げ降伏を想定しており、RC柱のコンクリート強度はFc60である。柱面からカバープレートまでのRC部分を柱梁接合部とみなすと、柱梁接合部は、せい620mm、幅350mmとなる。一方、S36は、柱梁接合部のせん断破壊を想定し、柱および柱梁接合部のコンクリート強度を床スラブと同じFc36とした。その他の仕様はF60と共通である。

表-2、表-3にコンクリートと鋼材の材料試験結果をそれぞれ示す。

(2) 加力および計測方法

図-3に加力装置図を示す。柱上部の油圧ジャッキにより一定軸力N(1,000kN)を作用させ、左右の油圧ジャッキの変位制御により梁に逆対称の荷重Q_Gを載荷した。加力ルールは、折返し変形角Rを±2.5, 5, 10(2回), 13.3(2回), 20, 40, 50[×10⁻³rad]とした正負漸増繰返し加力とした。

図-4に柱梁接合部周辺のひずみゲージの配置図を示す。各部に配置した変位計、および各部の鋼材に貼付けたひずみゲージにより、変形とひずみを計測した。

表-3 鋼材の材料試験結果

種類	部位	降伏点	降伏ひずみ	引張強度	ヤング係数
		N/mm ²	×10 ⁻⁶	N/mm ²	×10 ³ N/mm ²
D19 (USD685A)	S梁接合用 高強度異形鉄筋	705	3,990	890	1.92
D16 (SD390)	柱主筋	395	2,206	567	1.87
D6 (SD295A)	せん断補強筋	357*	3,900	519	1.88
PL-12 (SM490A)	梁フランジ	409	2,090	531	2.02
PL-9 (SM490A)	固定プレート	412	2,508	536	1.99
PL-6 (SM490A)	梁ウェブ 十字形ウェブプレート 支圧板 カバープレート	371	2,728	519	2.05

*0.2%ひずみのオフセット値

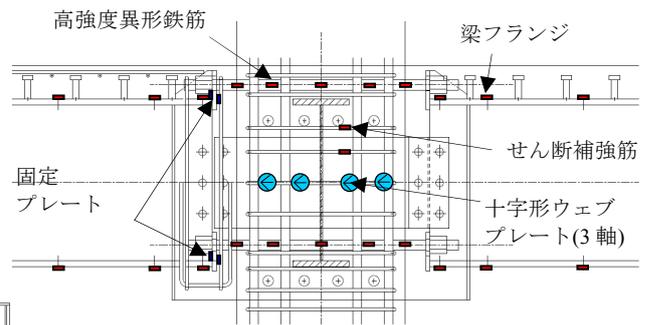


図-4 柱梁接合部周辺のひずみゲージの配置図

(3) 実験結果

a) 破壊状況および荷重-変形角関係

図-5～図-7にそれぞれNF60, F60, S36の荷重-変形角関係を、写真-1～写真-3にそれぞれNF60, F60, S36の部材変形角R=+20×10⁻³rad時のひび割れ状況を示す。

NF60は、R=+3.7×10⁻³radで柱梁接合部にせん断ひび割れが確認された。R=+7.6×10⁻³radでは、柱梁接合部内のウェブが部分的に降伏ひずみに達し、その後R=+10×10⁻³radで梁端のフランジ部が降伏ひずみに達した。

R=+15.6×10⁻³radではウェブが全面的に降伏ひずみに達し、荷重-変形角曲線の勾配が緩やかになりR=+40×10⁻³radで最大荷重を示した。最大荷重Q_Gmaxは152kN、材料試験値による降伏点を用いた梁の全塑性曲げ強度Q_MPは143kNであり、Q_GmaxはQ_MPを上回っている。

Q_GmaxのQ_MPに対する余裕率Q_Gmax/Q_MPは1.07となった。荷重-変形角曲線は良好な復元力特性を示している。NF60の残留ひび割れ幅はR=±10×10⁻³rad経験後で0～0.05mm、R=±13.3×10⁻³rad経験後で0.05～0.1mm、R=±20×10⁻³rad経験後(写真-1)で0.1～0.25mmであった。

F60は、R=+1.0×10⁻³rad程度で床スラブに曲げひび割れが確認され、その後S梁とRC柱との連結部分の曲げひび割れが顕著に伸展する破壊経過(写真-2)を示した。R=+12.0×10⁻³radで固定プレートが先行して降伏

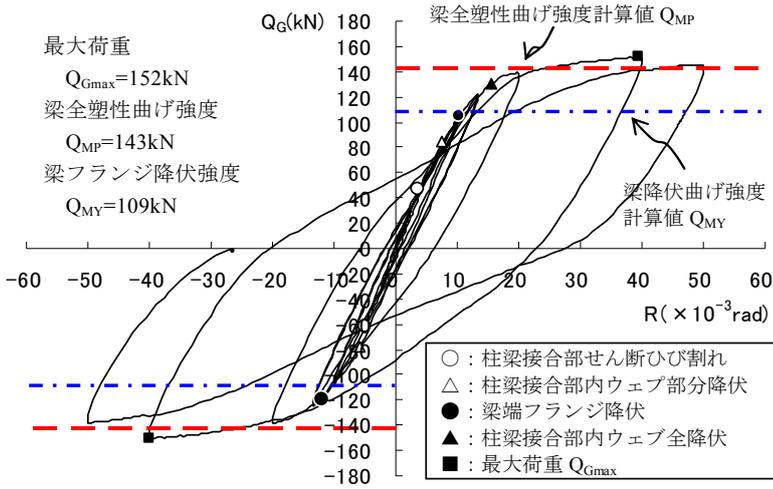


図-5 荷重-変形角関係 (NF60)

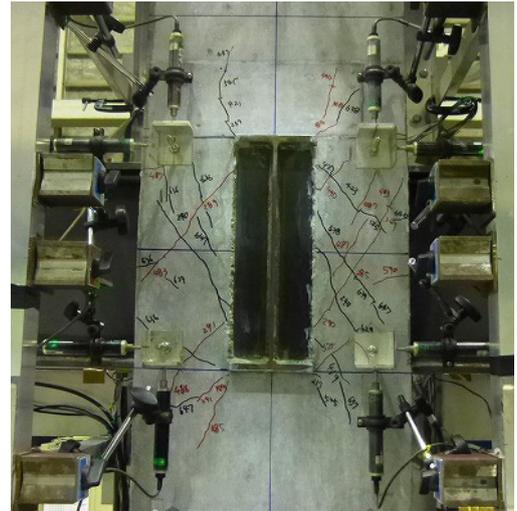


写真-1 ひび割れ発生状況 (NF60:R=+20×10⁻³rad)

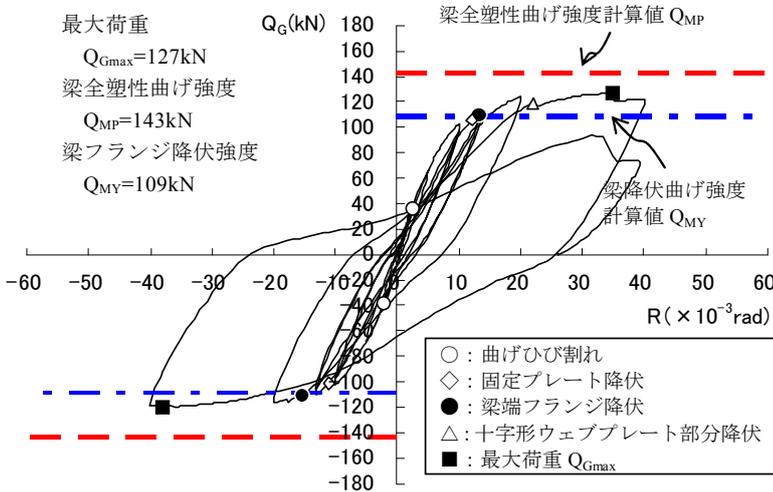


図-6 荷重-変形角関係 (F60)

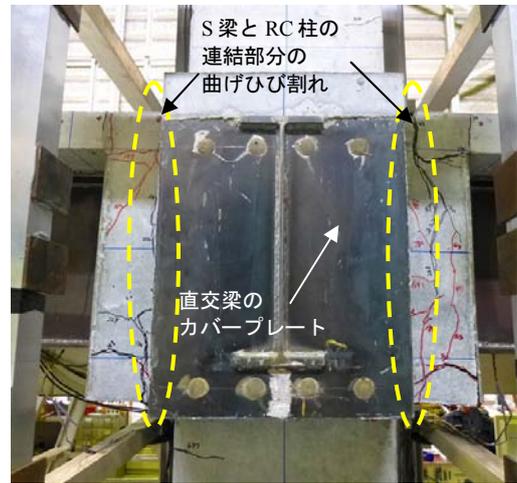


写真-2 ひび割れ発生状況 (F60:R=+20×10⁻³rad)

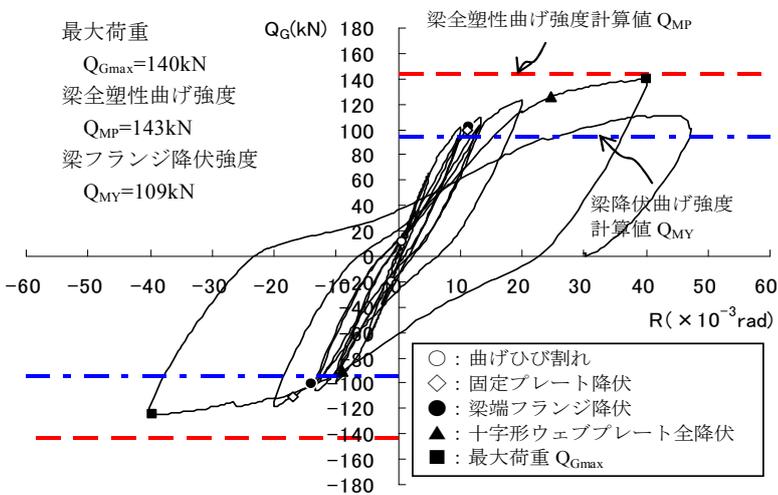


図-7 荷重-変形角関係 (S36)

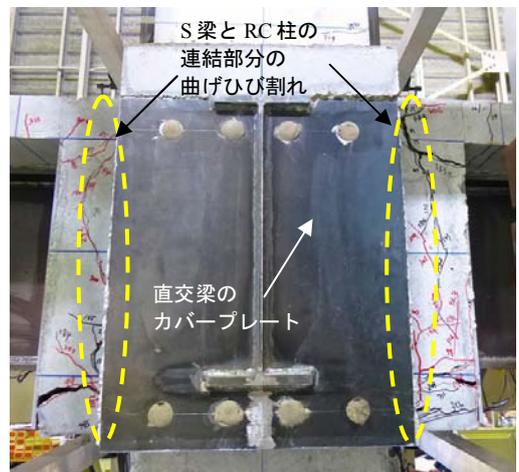


写真-3 ひび割れ発生状況 (S36:R=+20×10⁻³rad)

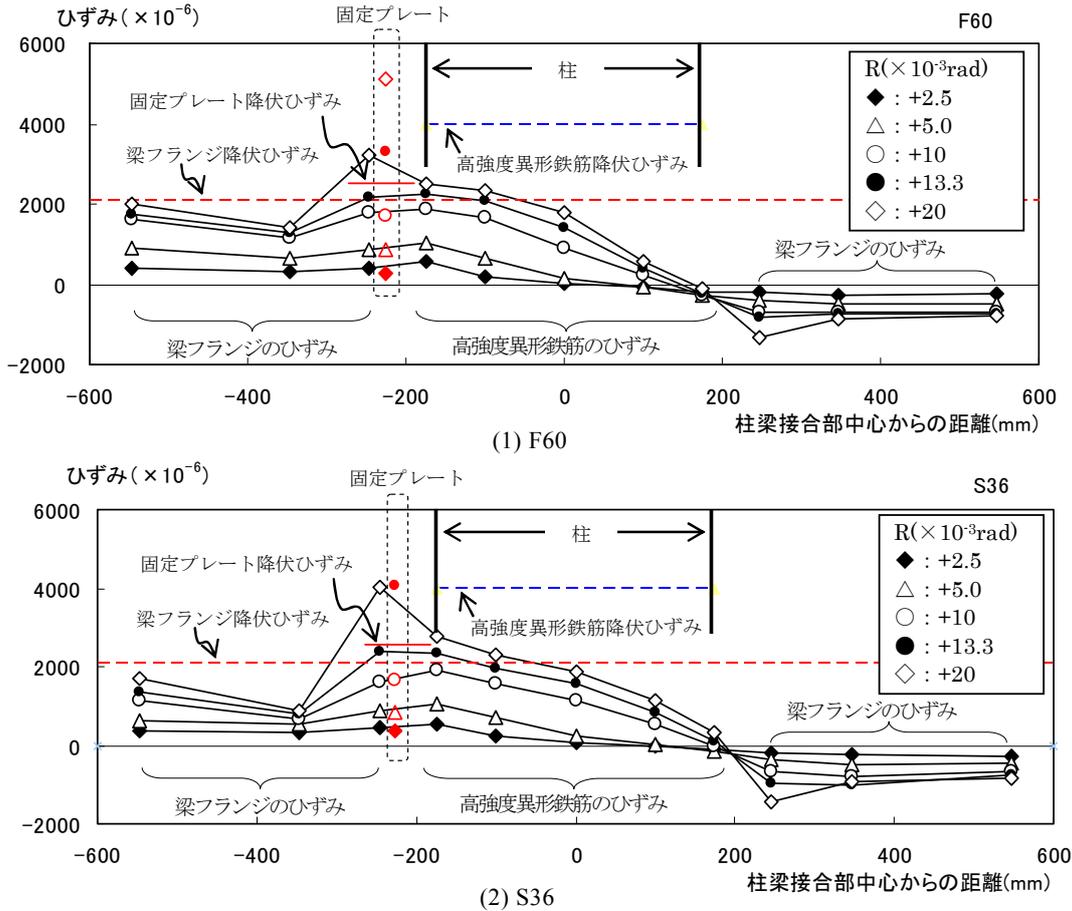


図-8 高強度异形鉄筋，固定プレートおよび梁フランジのひずみ分布

ひずみに達し，その後 $R=+13.2 \times 10^{-3} \text{rad}$ で梁端のフランジ部が降伏ひずみに達した。 $R=+34.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大荷重 127kN を示し，次の加力サイクルで固定プレートが破断して荷重が低下した。本試験体は梁曲げ降伏破壊を想定した試験体であるが，梁フランジが降伏する降伏曲げ強度 ($Q_{MY}=109\text{kN}$) を上回ったものの，梁の全塑性曲げ強度 ($Q_{MP}=143\text{kN}$) には至らず，余裕率 Q_{Gmax}/Q_{MP} は 0.89 となった。したがって，梁の全塑性曲げ強度を發揮させるためには，固定プレートの強度をより大きくする必要がある。

S36 も F60 と同様，S 梁と RC 柱の連結部分の曲げひび割れが顕著に伸展する破壊経過 (写真-3) を示した。

$R=+11.1 \times 10^{-3} \text{rad}$ で固定プレートが先行して降伏ひずみに達し，その直後の $R=+11.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ で梁端のフランジ部が降伏ひずみに達した。 $R=+24.4 \times 10^{-3} \text{rad}$ では，十字型ウェブプレートが全面的に降伏ひずみに達した。

$R=+40 \times 10^{-3} \text{rad}$ に最大荷重 140kN を示し，次の加力サイクルの $R=+50 \times 10^{-3} \text{rad}$ に向かう途中の変形角で固定プレートが破断して荷重が低下した。余裕率 Q_{Gmax}/Q_{MP} は，0.98 となった。S36 は柱梁接合部破壊を

想定した試験体であり，F60 とは異なり十字形ウェブプレートの全面的な降伏を確認した。

図-6, 図-7 に示したように，F60, S36 の荷重-変形角曲線は，おおむね良好な復元力特性を示している。よって，固定プレートを適切に補強することで NF60 と同等な耐力と変形性能が期待できると考えられる。

b) 柱梁接合部内の高強度异形鉄筋のひずみ分布

図-8(1),(2)に，F60, S36 の高強度异形鉄筋，固定プレートおよび梁フランジの $R=+2.5$ から $+20 \times 10^{-3} \text{rad}$ にかけての各加力サイクルのピーク時におけるひずみ分布をそれぞれ示す。高強度异形鉄筋のひずみ分布は，柱梁接合部内において傾きを有する直線状の分布を示しており，コンクリートとの付着を保持し，鉄骨梁の連結機構として機能していることが分かる。 $R=+20 \times 10^{-3} \text{rad}$ における F60, S36 の高強度异形鉄筋のひずみ値は，引張応力側の柱面で最大となり，降伏ひずみの 0.6~0.7 倍となっている。一方，これに近接する固定プレートのひずみ値は，降伏ひずみの 1.6~1.9 倍，梁フランジのひずみ値は 2.2 倍以上となっている。

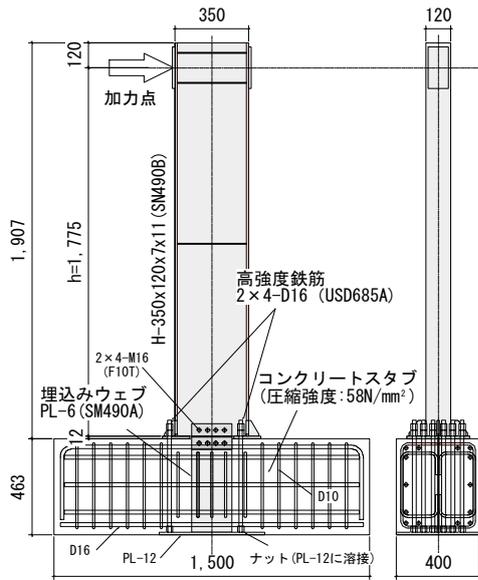
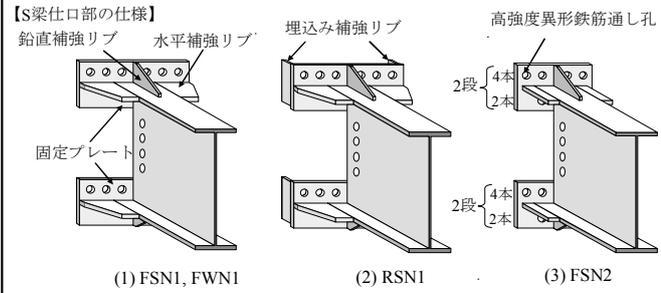


図-9 試験体全体図 (FSN1)

表-4 試験体一覧

試験体	S梁	固定プレートの形状 (長辺×短辺×厚さ)	高強度異形鉄筋の配置	備考
FSN1	H-350x120x7x11※ (SM490A)	300×125×12mm		基本試験体
FWN1				裏当てでナット付
RSN1				埋込み補強リブ付
FSN2		210×125×12mm		高強度異形鉄筋 2段配筋 (上段4本, 下段2本)



※H-350x175x7x11のフランジを切断して使用

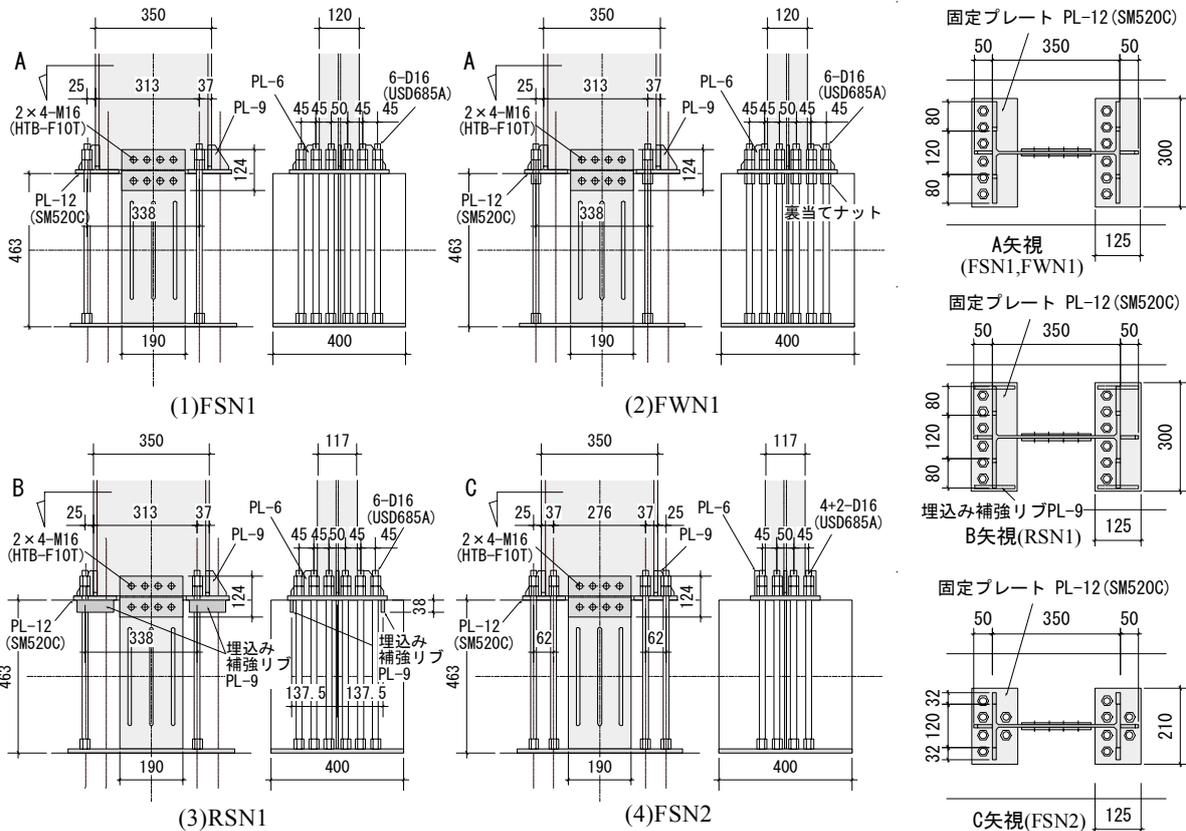


図-10 試験体詳細図

4. 片持ち形鉄骨梁の加力実験

本章では、十字形架構実験の結果を受けて、固定プレートの強度確保を目的として行った片持ち形鉄骨梁の加力実験の結果について述べる。

(1) 試験体

表-4 に試験体一覧を、図-9、図-10 に試験体全体図、

試験体詳細図をそれぞれ示す。実験要因は、高強度異形鉄筋を S 梁フランジに接合する固定プレートの補強方法である。試験体は、RC 柱を模擬した、せい×幅 = 463×400mm のコンクリートスタブに S 梁を接合した逆 T 形の片持ち梁の形状となっている。S 梁の固定プレートから加力点までの距離 h、S 梁の断面 (H-350x120x7x11) および S 梁仕口部の仕様は、十字形架構試験体のもとのほぼ同一となっているが、固定プレー

表-5 鋼材の材料試験結果

呼び	強度種別	対象	降伏点	降伏ひずみ	引張強度	ヤング係数
			N/mm ²	×10 ⁶	N/mm ²	×10 ⁵ N/mm ²
D16	USD685A	高強度異形鉄筋	739	3,837	952	1.93
PL-12	SM520C	固定プレート	417	2,272	561	2.04
PL-12	SS400	水平補強リブ	318	1,726	455	1.95
PL-11	SN490B	H形鋼梁ウェブ	396	1,936	539	2.05
PL-9	SS400	鉛直補強リブ	411	2,705	550	2.03
PL-7	SN490B	H形鋼梁フランジ	441	2,310	561	2.01
PL-6	SM490A	埋込み補強リブ	374	2,178	522	2.08

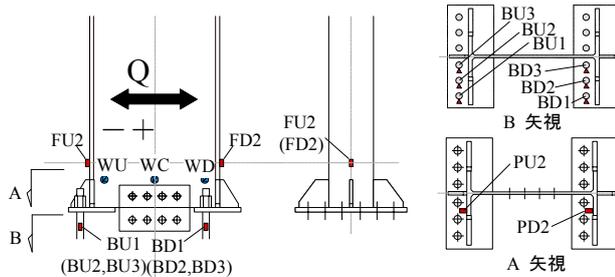


図-12 ひずみゲージ配置図

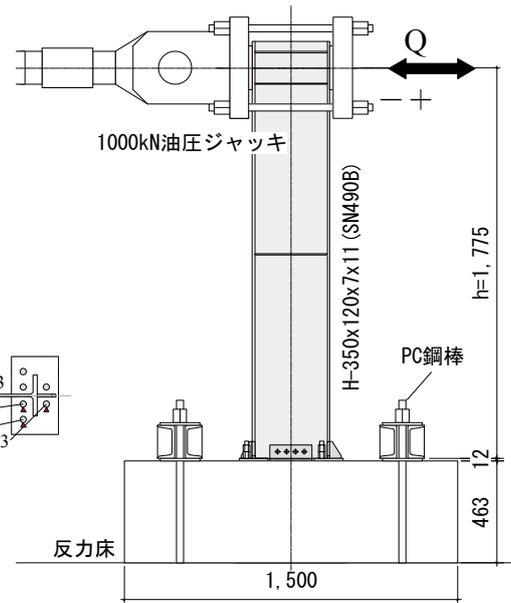


図-11 加力概要図

トに関しては、厚さを梁フランジ厚の 1.1 倍 (PL-12, SM520C)、短辺の長さを梁せい の 0.36 倍に変更した。コンクリートスタブには、高強度異形鉄筋 (2x6-D16, USD685A) と十字形ウェブプレートを模擬した PL-6 (SM490A) の鋼板 (以下、埋込み鋼板と呼ぶ) が埋込まれており、前者は固定プレートに、後者は梁ウェブにそれぞれ接合されている。本実験では S 梁端部のカバープレートを省略したため、固定プレートとこれに定着した高強度異形鉄筋のナット部分は、コンクリートスタブから露出した状態となっている。当該部のナット定着は、緩み防止と強度確保のためダブルナットとした。

試験体は、表-4、図-10 に記した FSN1、FWN1、RSN1、FSN2 の 4 体である。FSN1 は基本試験体であり、6-D16 の高強度異形鉄筋を固定プレートの片側に一段配筋した接合方法となっている。FWN1 は FSN1 に対し、高強度異形鉄筋と固定プレートをより強固に接合するために、固定プレートのコンクリート側にもナット (以下、裏当てナットと呼ぶ) を付加した試験体である。

RSN1 は FSN1 に対し、固定プレートの強度と剛性を向上させる目的で、固定プレートのコンクリート側の両縁に PL-9 (SS400) の補強リブ (以下、埋込み補強リブと呼ぶ) を溶接した試験体である。FSN2 は 6-D16 の高強度異形鉄筋を、梁フランジの両側に 2 段配筋した試験体である。これは、直交方向の S 梁を柱梁接合部貫通型とした場合を想定した接合方法である。

表-5 に鋼材の材料試験結果を示す。

(2) 加力および計測方法

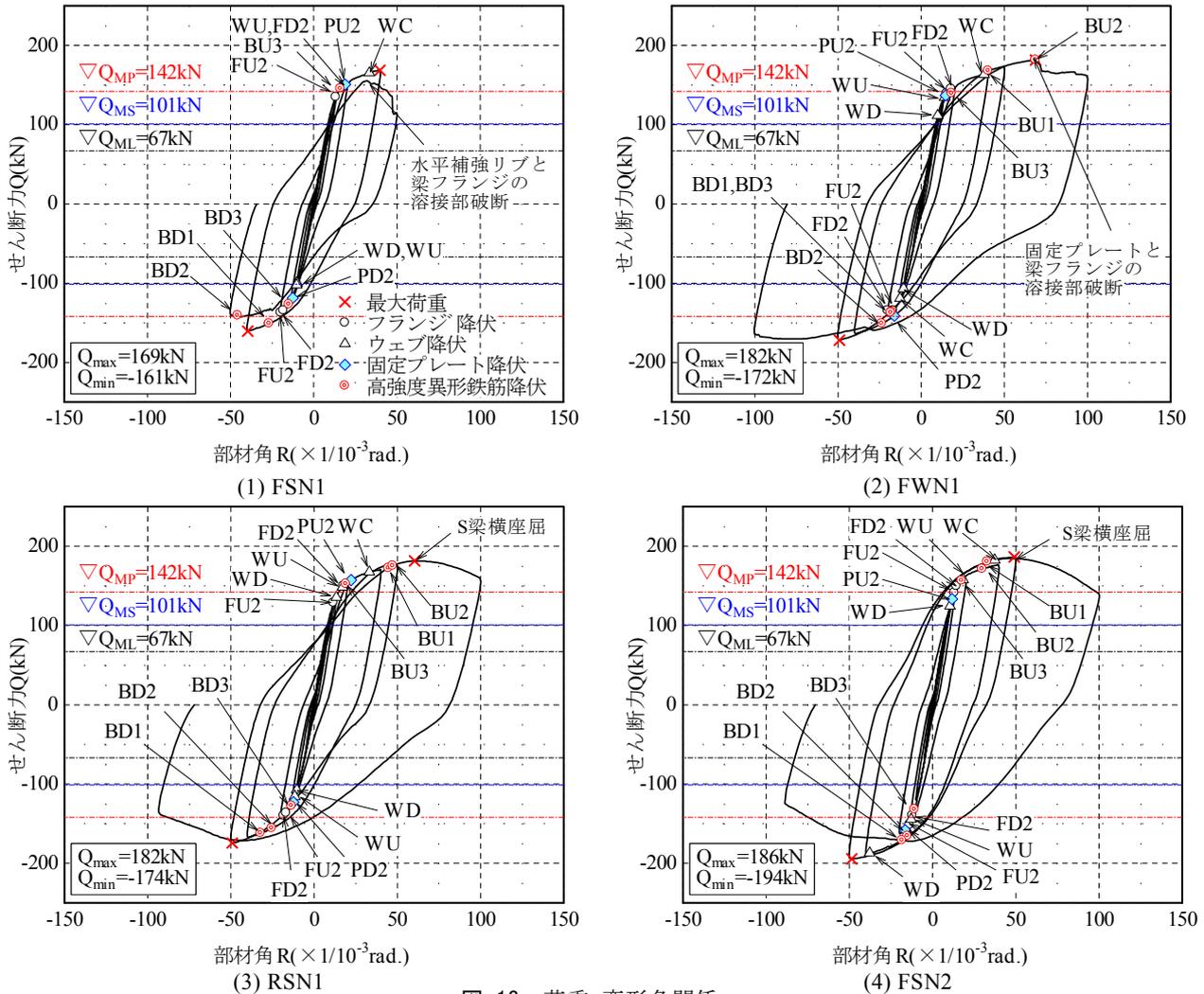
図-11 に加力概要図を示す。コンクリートスタブを反力床に PC 鋼棒で固定し、水平方向に設置した油圧ジャッキで鉄骨梁上部の加力点を静的に加力した。加力ルールは、折返し変形角 R を ±2.5, 5, 10, 13.3, 20, 40, 50, 100 [×10⁻³rad] (各々 1 回) とした正負漸増繰返し加力である。

図-12 にひずみゲージの配置図を示す。各部に配置した変位計および鋼材に貼付けたひずみゲージにより、各部の変形とひずみを計測した。

(3) 実験結果

a) S 梁仕口部の最終破壊状況

写真-4(1)~(4)に各試験体の S 梁仕口部の最終破壊状況を示す。写真(1)の FSN1 は、最大荷重時に水平補強リブと梁フランジの溶接部が破断した。当該部位が先行破壊し、荷重が低下したために、周辺部位の大きな変形等は見られない。写真(2)の FWN1 は、高強度異形鉄筋で定着されていない側の固定プレートが、大きく曲げ変形した状態となった。固定プレートは、S 梁の正負交番加力により繰返しの曲げ応力を受け、最大荷重時に固定プレートと梁フランジの溶接部が破断した。写真(3)の RSN1 も FWN1 と同様な固定プレートの変形が見られるが、埋込み補強リブによって固定プレートの曲げ変形が拘束されているために、変形量は FWN1 ほど大きくはない。その一方で、埋込み補強リブの抜け出しに伴って生じたスタブ表面のコンクリートの損傷が顕著となった。また、梁フランジ・ウェブともに大きな座屈



を生じた。写真(4)の FSN2 は、高強度異形鉄筋を、梁フランジを挟んで二段配筋した接合方法となっているため、固定プレートの変形量は微小である。梁フランジ・ウェブに関しては、RSN1 と同様に大きな座屈が生じた。

b) 荷重と変形角の関係

図-13 に、それぞれの試験体の荷重-変形角関係を示す。同図には材料試験による降伏点を用いて計算した S 梁の全塑性曲げ強度 Q_{MP} ($=142\text{kN}$)、S 梁フランジの繰応力度がそれぞれ長期および短期許容応力度に達したときの許容曲げ荷重 Q_{ML} ($=67\text{kN}$)、 Q_{MS} ($=101\text{kN}$) をそ

れぞれ併記した。

各試験体の最大荷重は、正および負加力ともに梁の全塑性曲げ強度 Q_{MP} を上回る値となった。各試験体の鋼材のひずみは、正および負加力ともに短期許容曲げ荷重 Q_{MS} を超えた辺りから連続的に降伏に至っており、鋼材の降伏ひずみの発生傾向に関しては、試験体ごとの大きな差異はないといえる。各試験体の固定プレートの降伏ひずみ(◇印)に関しては、荷重-変形角曲線の勾配が緩やかになる Q_{MP} 近傍での発生傾向が伺える。各試験体の荷重-変形角曲線は、RC 部材に類似した復元力特性と

表-6 最大荷重と全塑性曲げ強度の比較

試験体	加力方向	最大荷重	最大荷重時部材角 ^{※1}	全塑性曲げ強度 ^{※2}	余裕率	
		Q _{max,min} (kN)	R(×10 ⁻³ rad)	Q _{MP} (kN)		Q _{max,min} /Q _{MP}
FSN1	正	169	+40	142	1.19	
	負	-161	-40		1.13	
FWN1	正	182	+67		1.28	
	負	-172	-50		1.21	
RSN1	正	182	+59		1.28	
	負	-174	-50		1.23	
FSN2	正	186	+50		1.31	
	負	-194	-50		1.37	
					平均	1.25

※1)加力点の水平変形を加力点高さで除した値(R=δ/h)
 ※2)材料試験による降伏点を用いて計算

なった。以下、荷重-変形角曲線の正加力側についてその傾向を述べる。

FSN1 は、Q_{MP} 近傍で引張側の梁フランジ (FU2) が降伏し、次いで高強度異形鉄筋 (BU3)、梁ウェブ (WU)、圧縮側の梁フランジ (FD2)、固定プレート (PU2) の順に降伏が生じた。その後、荷重-変形角曲線の勾配が緩やかになり、R=+40×10⁻³rad で最大荷重 169kN に達した。次サイクルの R=+32.3×10⁻³rad で、水平補強リブと梁フランジの溶接部が破断し、荷重が低下した。

FWN1 は、Q_{MS} を超えた辺りで梁ウェブ (WD) が降伏し、Q_{MP} 近傍で固定プレート (PU2)、高強度異形鉄筋 (BU3) および梁フランジ (FU2, FD2) が降伏した。その後荷重-変形角曲線の勾配が緩やかになり、R=+40×10⁻³rad 辺りから、固定プレートの曲げ変形が大きく進行した。R=+66.7×10⁻³rad で最大荷重 182kN に達し、固定プレートと梁フランジの溶接部が破断した。

FWN1 の R=±40×10⁻³rad に至るまでの荷重-変形角曲線は、FSN1 のそれとほぼ同様な曲線となっている。

RSN1 は Q_{MP} 近傍で引張側の梁フランジ (FU2)、梁ウェブ (WD, WU)、圧縮側の梁フランジ (FD2)、高強度異形鉄筋 (BU3)、固定プレート (PU2) が続けて降伏し、荷重-変形角曲線の勾配が緩やかになった。R=+58.8×10⁻³rad で最大荷重 182kN に達し、梁が横座屈した。埋込み補強リブの抜け出しは R=±13.3×10⁻³rad 辺りから顕著となった。

FSN2 は Q_{MP} 近傍で梁ウェブ (WD)、固定プレート (PU2)、引張・圧縮の梁フランジ (FU2, FD2)、高強度異形鉄筋 (BU3) が続けて降伏し、荷重-変形角曲線の勾配が緩やかになった。R=+50×10⁻³rad で最大荷重 182kN に達し、S 梁が横座屈した。固定プレートの変形量は、全加力サイクルを通して微小であった。

c) 固定プレートの補強方法と最大荷重

表-6 に実験値の最大荷重 Q_{max} と S 梁の全塑性曲げ強度 Q_{MP} の比較を示す。各試験体の最大荷重 Q_{max} は 161～

194kN、Q_{max} 時の部材変形角 R は 40～67×10⁻³rad となっている。正加力時の Q_{max} の Q_{MP} に対する余裕率 Q_{max} / Q_{MP} は、基本試験体である FSN1 で 1.19、これに裏ナットを付加した FWN1 で 1.28、固定プレートを埋込みリブで補強した RSN1 で 1.28、高強度異形鉄筋を二段配筋した FSN2 で 1.37 となり、いずれの試験体の Q_{max} も Q_{MP} を上回った。固定プレートの補強方法の違いにより、最大荷重や固定プレートの変形状態、およびスタブコンクリートの損傷状況に差異が生じたが、試験体ごとに、それぞれの固定プレートの補強効果を確認できた。

5. まとめ

S 梁を高強度異形鉄筋で RC 柱に接合した混合構造の、十字形架構および片持ち形鉄骨梁の加力実験を行った。その結果、以下の知見を得た。

- ① 十字形架構試験体の F60,S36 の荷重-変形角曲線は、おおむね良好な復元力特性を示した。固定プレートを適切に補強することで、NF60 と同等な耐力と変形性能が期待できるものと考えられる。
- ② F60,S36 の高強度異形鉄筋のひずみ分布は、柱梁接合部内において傾きを有する直線状の分布をしており、コンクリートとの付着を保持していることを確認した。
- ③ 片持ち形鉄骨梁試験体は、4 体とも S 梁の全塑性曲げ強度を上回った。最大荷重の全塑性曲げ強度に対する余裕率は 1.13～1.37 となり、固定プレートの補強方法としての妥当性を検証した。

今後は、片持ち形鉄骨梁の加力実験の結果をもとに、要求性能に応じた固定プレートの補強方法の選定を行い、十字形架構の加力実験により、本構法の総合的な構造性能を再検証する所存である。

参考文献

- 1) 谷垣正治ほか：柱 RC 梁 S 構造の接合部性能に関する研究その 1～その 3、日本建築学会大会学術講演梗概集 C、pp.1657-1662、1994 年
- 2) 小林知己ほか：柱 RC 梁 S 構造の接合部性能に関する研究その 4～その 5、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、pp.909-912、1995 年
- 3) 山中久幸ほか：柱 RC 梁 S 接合部の破壊形式と耐力に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.17、No.2、pp.1083-1088、1995 年
- 4) 南圭祐ほか：ブレース付き柱 RC 梁 S 構造の十字形架構実験その 1、その 2、日本建築学会大会学術講演梗概集 C、pp.1287-1290、2000 年

PCa 柱の埋込み部に関する実験的研究

An Experimental Study on Embedded Part in Precast Concrete Columns

平田 裕一 YUICHI HIRATA

江頭 寛 HIROSHI EGASHIRA

建築技術部 伊藤 彰 AKIRA ITO

建築技術部 西成田 由 YU NISHINARITA

構造設計ディビジョン 徳武 茂隆 SHIGETAKA TOKUTAKE

構造設計ディビジョン 牧田 瑞記 MIZUKI MAKITA

本研究で対象とする工法は、PCa 柱を基礎梁内部に埋込む形式となっている。埋込み部は、柱より大きな断面積を有しており、付着力を高めるため、両面リブ付き鋼管を用いている。リブ付き鋼管の耐荷挙動に及ぼす影響を検討するため、リブ付き鋼管を対象とした付着実験および基礎梁の埋込み部を対象にした鉛直載荷実験を行った。付着実験より、リブ付き鋼管の付着力は、おおむね告示式、RC 規準と同等以上であることを確認した。また、鉛直載荷実験より、リブ付き鋼管の設置およびコンクリートの高強度化により埋込み部の最大耐力が増大することを確認した。

キーワード：PCa 柱，埋込み部，付着実験，鉛直載荷実験

The construction method proposed in this paper is about precast concrete columns embedded to the footing beam. The embedded part of the column has a bigger cross-sectional area than the column itself, and the steel pipe with ribs is used to have higher bond capacity. In order to study influence of the steel pipe with ribs on the strength of the embedded part, the bond tests and the vertical loading tests were carried out. The bond tests showed that the bond stress of the steel pipe was greater than the value proposed in the Building Code of Japan and the RC standard of AIJ. In the vertical loading tests, it was observed that the maximum strength of the embedded part increased notably by using the steel pipe with ribs and high strength concrete.

Key Words: Precast Concrete Column, Embedded Part, Bond Test, Vertical Loading Test

1. はじめに

近年、RC 構造物の工期短縮や労務環境の改善を目的として、構造体の PCa 化が進められている。現状の標準的な PCa 化工法は、基礎梁までを在来工法で施工し、基礎梁天端より上位に架構される上部構造を PCa 化することが多い。

本研究で対象とする PCa 化工法は、PCa 柱の下端を従来の基礎梁天端から耐圧版直上まで延長するものである。また、基礎梁の内部に柱断面積より大きな埋込み部を設けている点に特徴がある。埋込み部には、鋼管の内外両面にリブを有する両面リブ付き鋼管を用いている。

本研究は、本工法の埋込み部におけるリブ付き鋼管

の耐荷挙動に及ぼす影響を検討するために行った。埋込み部は柱応力を基礎梁に伝達する必要がある。本実験は柱応力のうち主に軸力の伝達特性を確認している。本報は工法の概要を示し、リブ付き鋼管の付着実験と PCa 柱の埋込み部の鉛直載荷実験について報告する。

2. 本工法の概要

図-1 に、本 PCa 工法の概要を在来工法と比較して示す。在来工法では、基礎梁のコンクリート強度が柱より小さい場合、柱軸力を伝達するため、基礎梁上部に柱と同強度の柱断面積より大きい断面積の部位（強度切替部）が必要になる。本工法では、この部分を、PCa 柱を

両面リブ付き鋼管により拡径することで構成し、その底面を耐圧版直上まで延長させている。このため、PCa 柱の建て方を耐圧版コンクリートの打設後から行うことができ、工期短縮が可能となる。

また、一般に基礎梁のコンクリート強度が、軸力伝達に必要な値より、架構として求められる値が小さい場合、基礎梁の強度の打ち分けを行えば、施工コストを低減することができる。在来工法の場合、打ち分けには、基礎梁の全せいに対する打継ぎ面が必要となる。このような打継ぎ面は、施工上の理由から最小限に止めたいと考えられている。本工法では、埋込み部を耐圧版天端に設置するため、強度の打ち分けによる打継ぎ面が耐圧版の内部に限定される。これは施工性を向上し、コストの低減に寄与する。

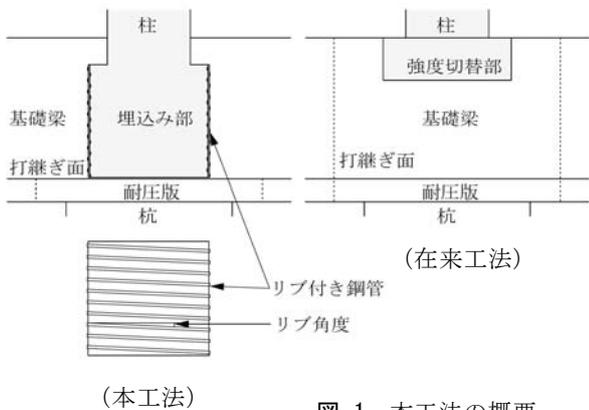


図-1 本工法の概要

3. 付着実験概要

本工法の埋込み部は、両面リブ付き鋼管を用いて打設される。リブ付き鋼管の付着力が大きい場合、埋込み部底面の応力を低減することが期待される。また柱に引抜き力が作用する場合、引抜き力の伝達を行うことができる。そこで、リブ付き鋼管の付着特性を評価するために、小型の試験体を用いた付着実験を行った。実験方法は、土木学会規準に示されている付着強度試験方法¹⁾に準じて行うものである。試験体形状を図-2に示す。試験体は、150×150×150mmのコンクリートの立方体の中に、リブ付き鋼管のリブ面を模擬した鋼材を設置した形状のものである。実験の付着区間は、128mmである。付着力を評価するリブ面は、幅40mmの面の両面である。幅22mmの面には、グリースを塗布して付着力を低減した。

またコンクリート内部には、直径6mmのスパイラル筋を設置している。実験パラメータは、コンクリート強度とリブ付き鋼管のリブ角度（図-1参照）である。

表-1に付着実験の試験体一覧を示す。コンクリート強度は、5段階である。 $\sigma_B=44.8\text{N/mm}^2$ に対して、リブ

角度を3段階に変動させた。他の強度のリブ角度は17°である。リブの高さ、幅、ピッチは、それぞれ、2.5mm、6~8mm、40mmである。

加力方法は、図-2に示すように試験体のコンクリート部分を載荷版に固定し、鋼材に引張力を与える形式である。計測項目は、鋼材のすべり量である。引張力を作用させていない側の鋼材の小口面に変位計を設置して計測した。なお、各ケースの試験体数は、各々3体である。

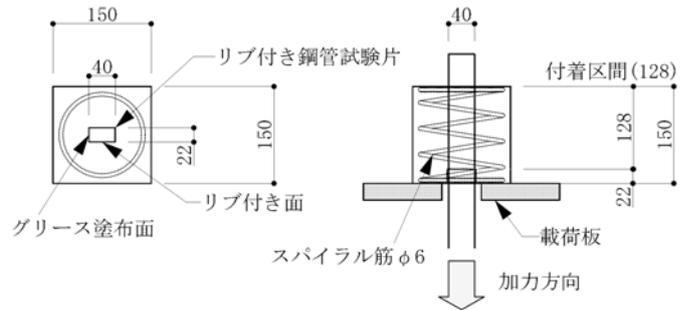


図-2 試験体

表-1 付着実験試験体一覧

CASE No.	1	2	3	4	5	6	7
σ_B (N/mm ²)	29.4	44.8			59.2	70.6	141.8
リブ角度 (°)	17	14	17	20	17	17	17

リブ(高さ2.5mm,幅6~8mm,ピッチ40mm)

4. 付着実験結果

図-3に、試験体 No.1~No.7の付着応力度と変位の関係を示す。試験体 No.1は0.2~0.6mmのすべり量で、顕著な剛性低下が見られた。同様に、試験体 No.2~No.4では0.15~0.5mm、試験体 No.5では0.2~0.6mm、試験体 No.6では0.25~0.65mm、試験体 No.7では0.2~0.4mmのすべり量で剛性低下が生じた。図中には、上記の剛性低下が顕著に現れたすべり量の範囲を青色で表示している。各試験体とも0.15~0.2mm以下のすべり量では、弾性的な挙動に近い傾向を示した。

最大応力度は、各試験体ともにすべり量が4~5mmを超えた領域で生じている。コンクリート強度が小さい試験体は、最大応力度近傍の応力変動が緩やかである。これに対して、試験体 No.7の高強度のものは、最大応力度経験後の負勾配がやや大きい。

リブ角度をパラメータとした試験体 No.2~No.4は、大きな差異は生じなかった。

付着強度の評価には想定しているすべり量の大きさが影響する。図-3の付着応力度と変位の関係では、剛性低下するすべり量と最大応力度に達するすべり量の差が大きいため、すべり量の想定の影響が大きいと思われる。

表-2に付着強度の評価値をまとめる。評価方法は、下記の7通りである。

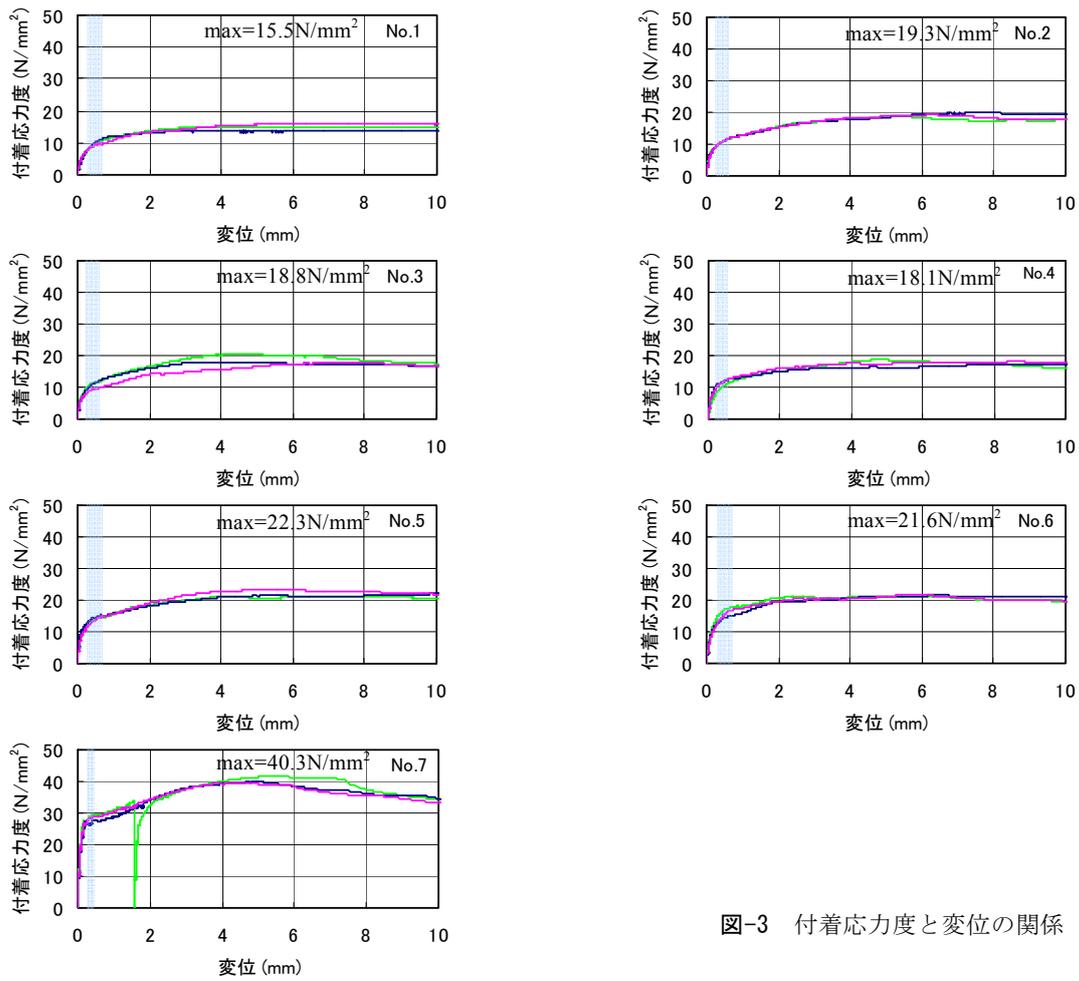


図-3 付着応力度と変位の関係

表-2 付着強度

コンクリート圧縮強度	付着強度(N/mm ²)				
	29.4	44.8	59.2	70.6	141.8
最大荷重	15.5	18.8	22.3	21.6	40.3
JSCE ($\delta=0.064\text{mm}$)	3.5	5.2	7.5	6.0	17.4
$\delta=0.25\text{mm}$	7.3	8.9	11.9	12.4	27.3
$\delta=0.1\text{mm}$	4.6	6.4	9.0	7.9	21.4
$\delta=0.05\text{mm}$	2.9	4.5	6.8	5.2	15.0
API基準	4.3	6.0	7.5	8.7	16.4
RC規準(長期)	2.5	3.1	3.7	4.2	7.0
RC規準(短期)	3.8	4.7	5.6	6.3	10.5
告示式(短期)	5.1	6.3	7.4	8.3	14.0
靱性指針	6.7	8.8	10.6	12.0	19.0

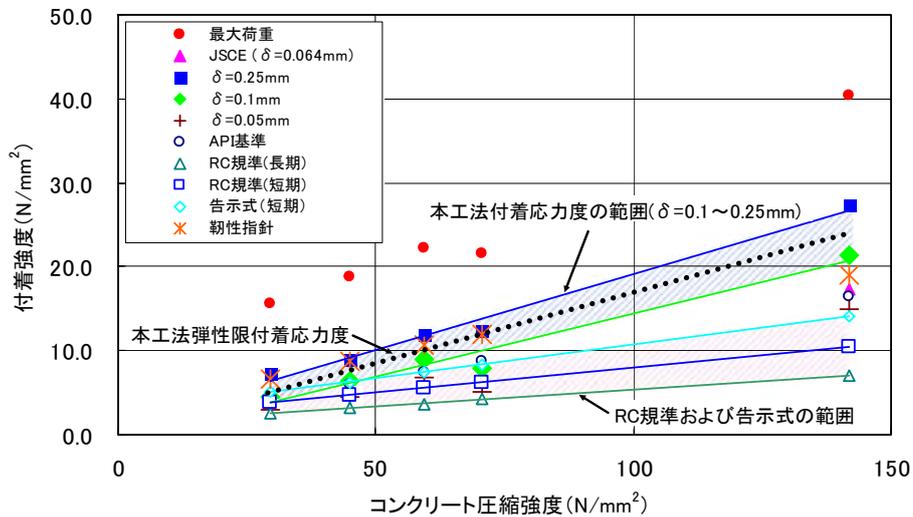


図-4 付着強度と圧縮強度の関係

- ① 最大荷重から最大応力度を評価する方法
- ② 土木学会規準の鉄筋の付着強度¹⁾に準拠して、すべり量 δ を設定する方法 ($\delta=0.064\text{mm}$)
- ③ 土木学会規準の連続繊維補強材²⁾を参考にすべり量 δ を設定する方法 ($\delta=0.25, 0.1, 0.05\text{mm}$)
- ④ 鉄道構造物等の設計標準³⁾に示されている API 基準による方法
- ⑤ 学会 RC 規準 (長期, 短期)
- ⑥ 告示式 (短期)
- ⑦ 靱性指針式

なお表中の値は、3体の平均値である。これらの評価値とコンクリート圧縮強度の関係を図-4に示す。

図-3より、すべり量 0.15~0.2mm 以下を弾性限とすると図-4の $\delta=0.1\text{mm}$ と 0.25mm の間に弾性限の付着応力があると考えられる。図-4に、この範囲を本工法の付着応力の範囲として斜線で示している。また同図には、RC 規準および告示式の許容値も同様に示している。図より、本工法付着応力の範囲は、RC 基準および告示式の上側に位置している。特に、本工法の弾性限の付着応力は、圧縮強度が小さい領域では告示式 (短期) に近く、RC 規準 (短期) の値より若干大きい。圧縮強度が大きい領域では、告示式 (短期)、RC 規準 (短期) より大きくなっている。

5. 鉛直載荷実験概要

PCa 柱の埋込み部の軸力伝達特性を把握するために、鉛直載荷実験を行った。図-5に、試験体図を示す。試験体は、基礎梁およびフーチング (以下、外周部と記す) に PCa 柱を埋込んだ状態を模擬している。縮尺は約 1/4 である。外周部の大きさは 650×650mm である。

また、PCa 柱の断面は 275×275mm である。PCa 柱の埋込み部の形状は、直径 400mm の円筒形である。埋込み部は、リブ付き鋼管を設ける場合とコンクリートのみの場合の試験体を作製している。なお、試験体は、本工法の施工手順に準じて、耐圧版のコンクリートを打設した後に、別途打設しておいた柱および埋込み部を設置し、外周部を打設した。

表-3に鉛直載荷実験の試験体一覧を示す。試験体は3体である。実験の変動因子は、埋込み部のコンクリート強度とリブ付き鋼管の有無である。埋込み部の強度は、Fc70, 120の2種類であり、耐圧版および外周部の強度は、埋込み部の強度に対応させて、それぞれ Fc30, 48としている。リブ付き鋼管の有無の確認は、Fc70の場合で行った。

なお、本載荷実験で、埋込み部の終局状態を確認す

るため、埋込み部直上の柱の強度を Fc120 にするとともにスパイラル筋で補強し、柱の圧壊を防止した。各部位におけるコンクリートの物性を表-4にまとめる。

加力方法は、PCa 柱の上面を鉛直方向に載荷するものである。加力ルールを図-6に示す。載荷と除荷を1セットとして、コンクリートの長期許容軸力を2回載荷し、続いて短期許容軸力を2回載荷した。その後、圧縮破壊するまで加力している。なお、試験体 No.2, 3では、最後の圧縮破壊の段階で加力フレームにトラブルが生じたため、9000kN 程度載荷した段階で一旦除荷し、後日圧縮破壊までの載荷を実施した。

計測項目は、載荷点の変位および、鉄筋、リブ付き鋼管の軸方向ひずみである。柱主筋、鋼管、杭筋、外周部補強筋のひずみを、同じ3深度で測定している。また耐圧版のひずみをモールドゲージを用いて測定した。長期

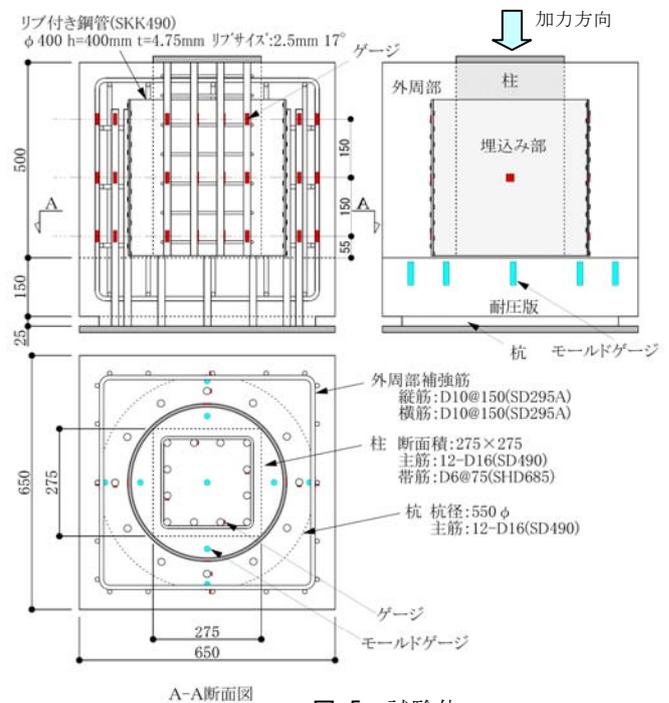


図-5 試験体

表-3 鉛直載荷実験試験体一覧

試験体名		No.1	No.2	No.3
コンクリート強度 [N/mm ²]	埋込み部	70	70	120
	耐圧版, 外周部	30	30	48
	柱	120	120	120
リブ付き鋼管		なし	あり	あり
鉄筋		共通(図1参照)		

表-4 コンクリートの物性

試験体名	コンクリート部位	圧縮強度 σ_c [N/mm ²]	密度 ρ [t/m ³]	ヤング率 E_c [$\times 10^4$ N/mm ²]	割裂強度 σ_{cs} [N/mm ²]
No.1	埋込み部	73.0	2.39	3.93	3.86
	耐圧版	34.1	2.28	2.90	2.94
	外周部	32.9	2.32	2.96	2.81
	柱	116.8	2.48	—	—
No.2	埋込み部	74.4	2.39	3.87	4.69
	耐圧版	33.5	2.27	2.86	3.26
	外周部	33.4	2.32	2.94	2.77
	柱	116.3	2.47	—	—
No.3	埋込み部	115.5	2.46	4.45	4.86
	耐圧版	47.6	2.27	3.15	3.62
	外周部	49.8	2.28	3.16	3.53
	柱	115.5	2.46	4.45	4.86

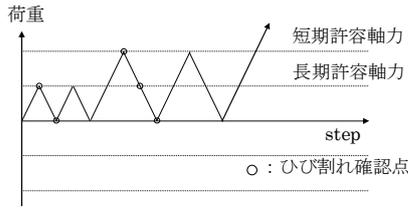


図-6 加力ルール

軸力、短期軸力の折り返し点において、外周部のひび割れをクラックスケールで測定した。

6. 鉛直載荷実験結果

図-7, 8, 9 に各試験体の荷重変形曲線を示す。また、表-5 に実験結果一覧を示す。表中の耐圧版の計算支圧耐力は、杭径 $\phi 550$ と鋼管径 $\phi 400$ の面積比から計算した。また埋込み部の計算耐力は、鋼管内のコンクリートのコンファインド効果⁴⁾を考慮した内部コンクリートの耐力である。

試験体 No.1 は、長期軸力時には無損傷であった。初ひび割れは短期軸力時に確認されている。ひび割れ幅は、0.05 mm 以下の微細なものであり、外周部コンクリートの側面に鉛直方向に生じた。最大耐力は、7585kN である。最大耐力時のひび割れは、水平より斜めの方向に生じている。これは、初ひび割れがそのまま成長したものではない。

試験体 No.2 も同様に長期軸力時には無損傷であった。

初ひび割れは短期軸力時に確認され、ひび割れ幅は、0.05 mm 以下の微細なものであった。最大耐力は、12331kN である。

試験体 No.3 は、長期軸力時に、幅 0.05 mm 以下の微細なひび割れが生じた。ただし、短期軸力時においてもひび割れ幅は成長していないため、問題は生じないと考えられる。最大耐力は、15013kN であった。

表-5 より、試験体 No.1, 2 を比較すると、最大耐力が、約 1.6 倍に増加している。これは、リブ付き鋼管の影響と思われる。また、試験体 No.2, 3 の比較より、埋込み部の高強度化によって、最大耐力が約 1.2 倍に増加した。この値は、耐圧版のコンクリート強度の No.2 と 3 の比である 1.4 倍、埋込み部の場合の 1.6 倍より小さい値である。

また、表-5 より、実験最大耐力①と計算支圧耐力②の比率 (①/②) は、No.1 が 1.3, No.2 が 2.1, No.3 が 1.8 である。No.1 と比較して、No.2, 3 では、実験最大耐力が計算支圧耐力を大幅に上回っている。これは、埋込み部鋼管が耐圧版を拘束したことにより、耐圧版の支圧強度が大きくなったためと思われる。

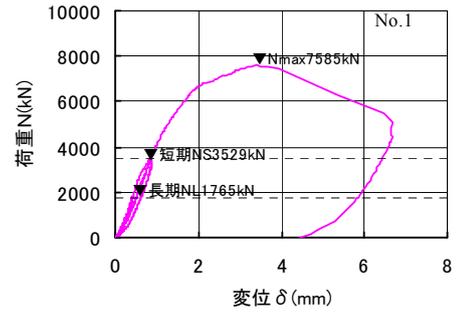


図-7 荷重変形曲線 (No.1)

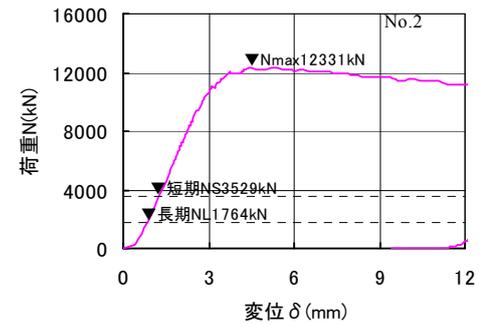
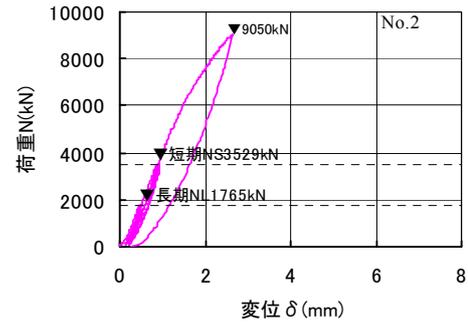


図-8 荷重変形曲線 (No.2)

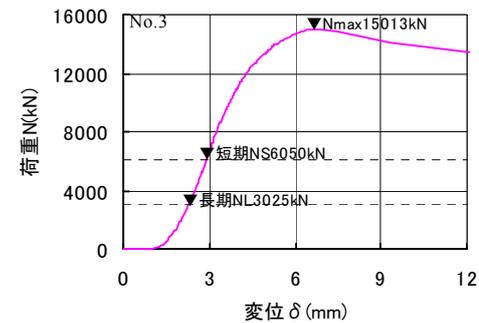
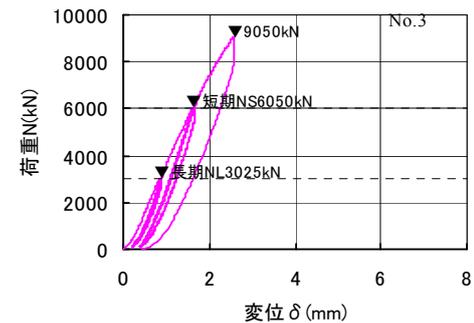


図-9 荷重変形曲線 (No.3)

表-5 鉛直載荷実験結果一覧

試験体	試験体寸法		耐圧版	埋込み部	鋼管	実験 最大 耐力(kN)①	計算 支圧 耐力(kN)②	計算 埋込み部 耐力(kN)③	比率 ①/②	比率 ①/③
	杭径 (mm)	鋼管径 (mm)	$\tau\sigma_B$ (N/mm ²)	$u\sigma_B$ (N/mm ²)	σ_y (N/mm ²)					
No.1	550	400	34	73	397	7585	5892	9173	1.29	0.83
No.2	550	400	34	74	397	12331	5788	9989	2.13	1.23
No.3	550	400	48	116	397	15013	8225	15154	1.83	0.99

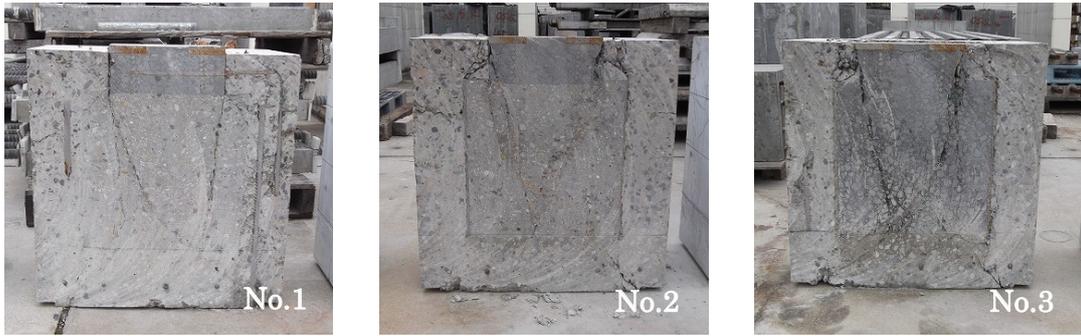


写真-1 試験体の切断面

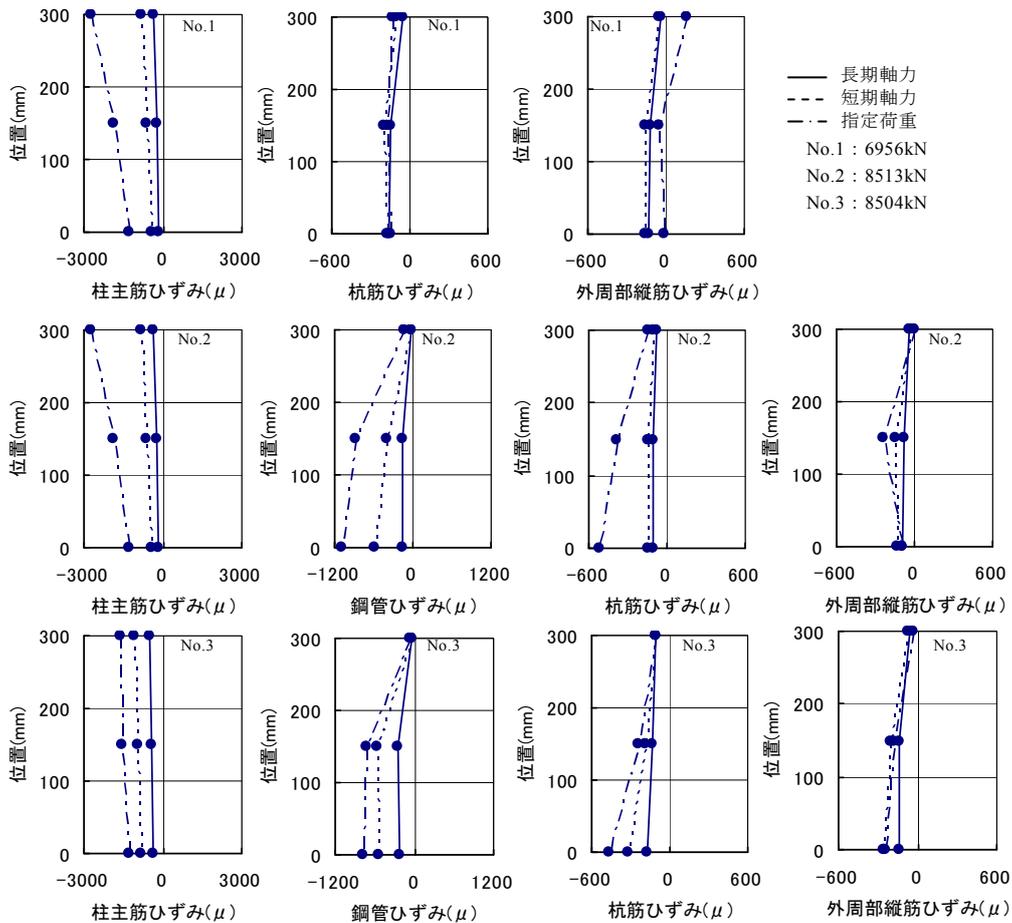


図-10 各部位のひずみ分布

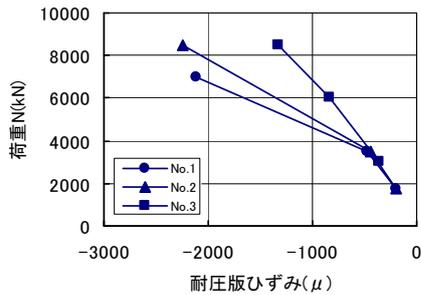


図-11 耐圧版のひずみ

実験最大耐力①と埋込み部の計算耐力③の比率 (①/③) は、No.1 が 0.83, No.2 が 1.23, No.3 が 0.99 である。No.1 では、埋込み部の計算耐力は、実験最大耐力より大きい。No.1 は、耐圧版が先行して破壊し最大耐力に到ったと考えられる。これに対して、No.2, 3 では、比率 (①/③) より、最大耐力は、埋込み部の計算耐力とほぼ対応している。これは、埋込み部の鋼管の拘束効果により耐圧版の支圧強度が上昇し、耐圧版より埋込み部が先行して破壊し最大耐力に達したためと思われる。また No.2 の最大耐力は、埋込み部の計算軸耐力より約 2 割大きい。これは、鋼管のコンファイド効果に加えて、外周部の RC 構造のコンファイド効果によって、鋼管内のコンクリート耐力が増加したためと思われる。一般に高強度コンクリートのコンファイド効果による耐力上昇割合は、普通コンクリートに比べて小さくなる。これは、No.2 に対する No.3 の最大耐力の割合 1.2 が、埋込み部の材料強度比 1.6 に比べて小さいことと対応する。

試験体の破壊状況を確認するため、実験終了後、試験体を切断し内部を確認した。試験体切断面を写真-1 に示す。各試験体ともに、埋込み部直上の柱の隅から斜めに、押し抜きせん断状のすべり面が形成されている。鋼管のない No.1 のすべり面は、柱の 2 つの隅からそれぞれ鉛直方向と斜め方向にひび割れが生じ交差している。これに対して、鋼管のある No.2, 3 は、両方とも斜め内側に向かってひび割れが交差する CFT の破壊性状を示しており、鋼管の拘束の影響が見られる。

図-10 に各部位の鉄筋および鋼管の軸方向ひずみ分布を示す。ひずみは同じ部位の同じ深度のものを平均した。図は荷重レベルをパラメータにしている。長期軸力、短期軸力、指定荷重におけるひずみ値を示した。なお指定荷重は最大荷重近傍でひずみが安定していた荷重であり、図中に示した値である。いずれの試験体も柱主筋のひずみが最も大きく、上部から下部に向かって減少する分布形状を示した。また No.1 では、杭筋、外周部縦筋のひずみ分布が、No.2, 3 では、鋼管、杭筋、外周部縦筋のひずみ分布が、上部から下部にかけて大きくなる分布形状を示した。これより、柱主筋から外周部にひずみが伝

わったことが分かる。

図-11 に各試験体における荷重と耐圧版のひずみの関係を示す。図より荷重が小さい場合、各試験体は同じ傾向を示した。これに対して、荷重が大きい場合、試験体 No.1, 2, 3 の順番でひずみが小さくなった。これはリブ付き鋼管によって外周部の損傷が少なくなり、付着力により荷重が外周部に流れたためと思われる。また、高強度コンクリートを用いた No.3 では、耐圧版のひずみが No.2 より小さくなった。No.2, 3 の外周部の材料強度は、No.3 は、No.2 の約 1.5 倍である。これは実験最大耐力の上昇率である 1.2 倍より大きい。このため、No.3 では No.2 より外周部に荷重が多く流れたと思われる。

7. まとめ

本報では、PCa 柱の埋込み部の概要を示すとともに、両面リブ付き鋼管の付着実験、鉛直載荷実験についてまとめた。実験結果より、以下のことが確認された。

- ① 付着実験では、すべり量が、0.15~0.2mm を超える領域で剛性低下を生じている。
- ② 弾性限の付着応力は、おおむね告示式 (短期)、RC 規準 (短期) の付着応力度と同等以上と考えられる。
- ③ 鉛直載荷によって過大なひび割れは生じていない。
- ④ 鋼管の設置により、耐圧版の支圧耐力が上昇し埋込み部で押し抜きせん断によるすべり破壊が生じた。
- ⑤ 高強度コンクリートにより、最大耐力は増大する。その割合はコンクリート強度の割合より小さい。
- ⑥ リブ付き鋼管により外周部へ応力が流れ、耐圧版のひずみ (応力) が小さくなる傾向がある。

参考文献

- 1) 土木学会, コンクリート標準示方書, 規準編, 引抜き試験による鉄筋とコンクリートとの付着強度試験方法(案)(JSCE-G 503-2007), pp.249-252
- 2) 土木学会, コンクリート標準示方書, 規準編, 引抜き試験による連続繊維補強材とコンクリートとの付着強度試験方法(案)(JSCE-E 539-2007), pp.136-138
- 3) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説—鋼とコンクリートの複合構造物, 1998
- 4) 日本建築学会, コンクリート充填鋼管構造設計施工指針, 2008

外装材を対象とした強風リスク評価

Study on Risk Estimation of Wind Disaster for Components and Cladding

作田 美知子 MICHIKO SAKUTA
岩本 毅 TAKESHI IWAMOTO

建物の耐風性能を定量的に把握する方法として、強風により建物が受ける被害を確率的に求める強風リスク評価がある。強風による被害は主に屋根や外壁面などの外装材であるため、建物の外装材を対象とした強風リスク評価を構築した。リスクを損傷確率とそのときの建設（修復）コストで表し、強風の発生確率、部材耐力の確率分布、建設コストに基づいてリスクを算出する。強風リスク評価の評価尺度は、再現期間 475 年（50 年間に 10%の確率で生じる強風）の荷重レベルによる損失期待値を外装材の建設コストで除した値と定義する。本論文では、外装材の部材耐力に基づいた強風リスク評価手法の概要と物流倉庫のリスク評価事例について述べる。

キーワード：強風災害，リスク評価，外装材，物流倉庫

One of the method for comprehending the wind resistant performance in a quantitative way is risk estimation of wind disaster. Most of damages due to strong wind are failure of components and cladding, rather than failure of structural frame. Therefore, risk estimation of wind disaster is considered for components and cladding. In this paper, the wind risk is defined as damage probability multiplied by repair cost against wind load corresponding to return period of 475 years and the risk estimation procedure is proposed taking event probability of strong wind, resistance probability of components and repair cost into account. A calculation example for logistic warehouse using the proposed method is also shown.

Key Words: Wind Disaster, Risk Estimation, Components and Cladding, Logistics Warehouse

1. はじめに

建物の耐風性能を定量的に把握する方法として、強風により建物が受ける被害を確率的に求める強風リスク評価がある。統一された手順と評価指標により強風リスクを評価すれば、対象建物の耐風性能を他の建物と比較し相対的に把握することが出来る。

これまでの強風リスクに関する研究は、例えば近藤ら¹⁾は住戸の被害調査結果に基づいた被害率曲線を用いてリスク評価を行っている。また、川口ら²⁾はオフィスビルを対象としたリスク評価として窓ガラスの破損確率により評価する手法を提案し、喜々津ら³⁾は折板屋根を対象としたリスク評価を試みている。これらのリスク評価は過去の被害調査に基づいたリスク評価であったり、一部の部材に注目したリスク評価である。米国において

は、アメリカ合衆国連邦緊急事態管理庁（FEMA）により自然災害リスク評価システム HAZUS^{4),5)}が構築されているが、これは米国内の広域災害を対象としており、日本における個々の建物を対象とした強風リスクを評価するには適さない。

そこで、筆者らは外装材の部材耐力に基づいて強風リスクを評価する手法を提案する。建物を構成する各外装材の部材耐力に基づいたリスク評価であれば、さまざまな用途の建物のリスクを評価することができる。また、対象とする建物の中で最もリスクが高い部位（外装材）を抽出できるため、強風に対して補強すべき部位の優先順位が把握でき、建物の耐風性能の向上に対して有効である。本報では部材耐力に基づいた強風リスク評価手順と評価の一例として物流倉庫のリスク評価事例について示す。

2. リスク評価手法

近年の強風による被害は、屋根や外壁、窓などの外装材で多く発生している。強風により外装材の一部が破損すると内圧の変化により被害が拡大し、建物内部にも被害が生じることもある。このため、強風による外装材の被害は重大な損害に発展する恐れがある。ここでは、外装材を対象とした強風リスク評価を示す。強風リスク評価のフローチャートを図-1 に示す。リスクを損失の期待値、すなわち損傷確率×建設（修復）コストと表し、強風の発生確率、部材耐力の確率分布、建設コストに基づいてリスクを算出する。

リスク評価の手順は以下の通りである。はじめにリスク評価の対象とする外装材を抽出する。例えば、物流倉庫の場合、外壁、屋根、窓ガラス、シャッター・ドアの4つの部材をリスク評価の対象とする。次に、各部材に加わる最大荷重と部材耐力の確率分布から部材毎の損傷確率を求める。併せて、各部材の建設コストを把握する。最後にイベントツリー解析により損失期待値を算出し、提案するリスクの評価尺度により強風リスクを評価する。以下に、リスク評価の各項目について述べる。なお、図-1 中の「建物（部材）の劣化」、「飛散物による破壊」、「内圧の変化」、「休業による損害」は、現段階では考慮していないが、いずれの項目も強風リスクを評価する上では重要な項目であり、今後検討を行う予定である。

(1) 強風の発生確率

風速と再現期間の関係は「建築物荷重指針・同解説（以下、荷重指針）」⁶⁾を用いる。最大荷重の確率分布は対数正規分布に従うと仮定する。最大荷重の平均値は、荷重指針の外装材設計用風荷重算定式を用いて、評価風速から求まる速度圧に検討部位の外装材設計用ピーク風力係数を乗じた値とする。評価風速は、建設地の基準風速、粗度区分および評価する荷重レベル（再現期間）から求める。外装材設計用ピーク風力係数は、荷重指針もしくは風洞実験により求めた値を用いる。最大荷重の変動係数は0.2~0.4とする。

(2) 部材耐力の確率分布

部材耐力の確率分布は板ガラスについては対数正規分布で表され、文献⁷⁾によりその妥当性は確認されている。他の外装材については検証データが少ないが、ここでは、部材耐力の確率分布も外力と同様に対数正規分布を仮定する。部材耐力の平均値は設計図書等に基づいて設定する。設計図書などが入手できない場合には、対象

建物設計時の建設省告示に準じて各部材の設計風荷重を算出し、設計荷重に安全率を乗じた値を部材耐力の平均値として用いる。安全率は各部材の業界団体の推奨値を参照し1.5~3.0⁸⁾とする。部材耐力の変動係数は0.2~0.3⁹⁾とする。

(3) 建設コスト

必要となる建設コストは、リスク評価の対象とする各外装材の建設（修復）コストである。建設コストは建設時の見積書等に基づいて設定する。ただし、建設時と評価時の期間が長い場合には、建設工事費デフレーター⁹⁾により、評価時の建設コストに換算する。建設工事費デフレーターの一例を図-2 に示す。見積書等の建設コストに関する資料がない場合には、文献¹⁰⁾などの一般的な建設コストデータに基づいて部材毎のコストを算出する。

(4) 部材の損傷確率と損失期待値の算出

最大荷重と部材耐力の関係は図-3 のように表され、

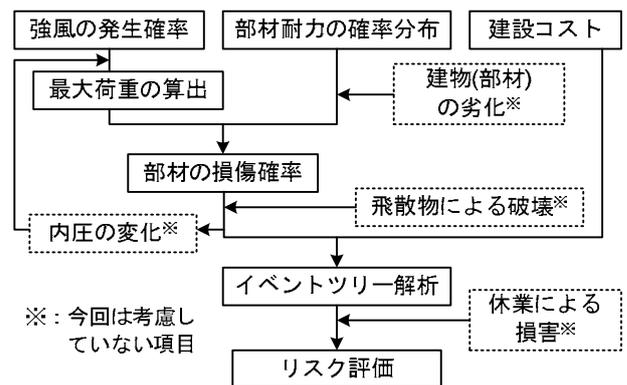


図-1 外装材を対象とした強風リスクの評価フロー

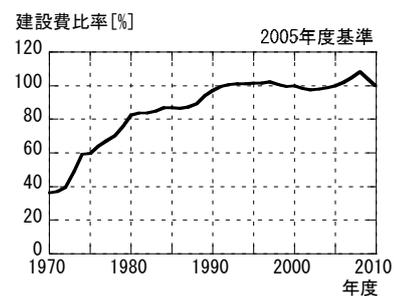


図-2 建設工事費デフレーター（S造、非住宅）

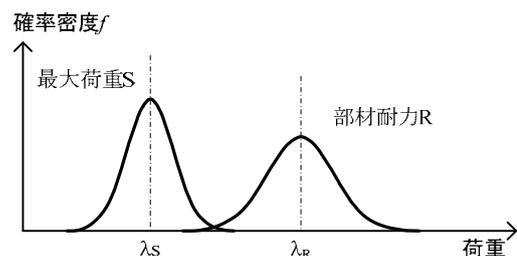


図-3 部材耐力と最大荷重の関係

最大荷重ならびに部材耐力の確率分布を対数正規分布と仮定すると部材の損傷確率は式(1)で算出できる。

$$p_f = \int_0^1 \frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta_z z} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln z - \lambda_z}{\zeta_z}\right)^2\right\} dz \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \ln z &= \ln R - \ln S, \lambda_z = \lambda_R - \lambda_S, \zeta_z^2 = \zeta_R^2 + \zeta_S^2 \\ \lambda_R &= \ln \mu_R - \frac{1}{2}\zeta_R^2, \lambda_S = \ln \mu_S - \frac{1}{2}\zeta_S^2 \\ \zeta_R^2 &= \ln(v_R^2 + 1), \zeta_S^2 = \ln(v_S^2 + 1) \end{aligned}$$

ここで、 p_f :部材の損傷確率、R、S:それぞれ、部材耐力と最大荷重の確率変数、 μ_R 、 μ_S :それぞれ、RとSの平均値、 v_R 、 v_S :それぞれRとSの変動係数

なお、ある部材が複数箇所にある場合、その部材全体の損傷確率は、それぞれの損傷確率に部材構成比を乗じて総和する。例えば、開口部に3種類のシャッター・ドアが用いられ、それぞれの損傷確率が異なる場合、シャッター・ドア全体の損傷確率は以下ようになる。

$$p_s(\mu_S) = r_1 \cdot p_{s1}(\mu_S) + r_2 \cdot p_{s2}(\mu_S) + r_3 \cdot p_{s3}(\mu_S) \quad (2)$$

ここで、 $p_{s1}(\mu_S)$ 、 $p_{s2}(\mu_S)$ 、 $p_{s3}(\mu_S)$:それぞれ、荷重レベル μ_S でのシャッター・ドア1,2,3の損傷確率、 r_1 、 r_2 、 r_3 :それぞれ、シャッター・ドア1,2,3の構成比 ($r_1 + r_2 + r_3 = 1$)

各部材の損傷確率および建設コストが求まると、イベントツリー解析により対象建物の損失期待値が算出できる。通常、イベントツリー解析は従属事象がある場合に用いられる。しかし、従属事象がなくても被害発生状況を整理しやすいこと、また今後内圧の変化や休業による災害等の従属被害の追加することを考慮し、今回はイベントツリー解析を用いた。

従属被害は考慮せず、各部材の損傷レベルを「損傷なし」と「損傷」の2レベルとすれば、外壁、屋根、窓ガラス、シャッター・ドアの4部材をリスク評価の対象とした場合には、図-4に示す様に16通りの損傷ケース(Event)となる。例えば、外壁と窓ガラスは「損傷なし」、屋根とシャッター・ドアが「損傷」の場合の損失期待値は以下ようになる。

$$\begin{aligned} \left\{ \prod_i f_i(\mu_S) \right\} \cdot C &= \{1 - p_w(\mu_S)\} \cdot \{1 - p_g(\mu_S)\} \\ &\cdot p_r(\mu_S) \cdot p_s(\mu_S) \cdot \{C_r + C_s\} \end{aligned} \quad (3)$$

ここで、 $f_i(\mu_S)$:荷重レベル μ_S での部材の損傷確率 $p_i(\mu_S)$ あるいは未損傷確率($1 - p_i(\mu_S)$)、 $p_w(\mu_S)$ 、 $p_g(\mu_S)$ 、 $p_r(\mu_S)$ 、 $p_s(\mu_S)$:それぞれ、荷重レベル μ_S での外壁、窓ガラス、屋根、シャッター・ドアの損傷確率、 C_r 、 C_s :それ

ぞれ屋根、シャッター・ドアの修復コスト

ある荷重レベルでの損失期待値は、16通りの損失期待値を合計することにより求まる。

$$D_S = \sum_{j=1}^{16} \left[\left\{ \prod_i f_{j,i}(\mu_S) \right\} \cdot C_j \right] \quad (4)$$

ここで、 D_S :荷重レベル μ_S での損失期待値

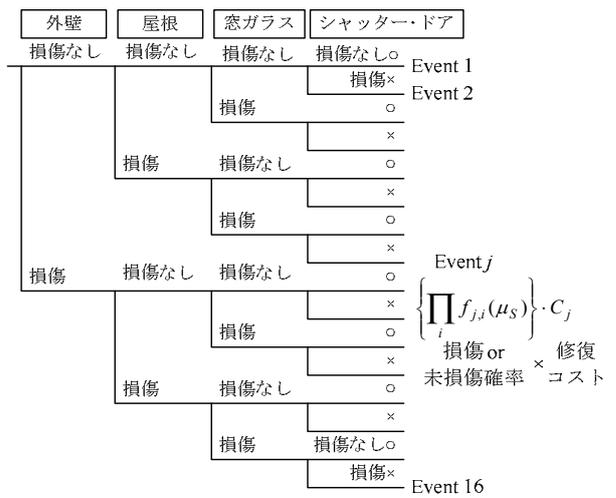
(5) リスク評価指標

強風リスクは、式(5)のように外装材の損失期待値と建設コストを用いて定義する。荷重レベルは地震リスク評価を参考に再現期間475年(50年間に10%の確率で生じる強風)の荷重レベルとした。なお、リスクを詳細に評価するには様々な荷重レベルでのリスクの評価が必要と考えられるが、ここでは一つの荷重レベルでのリスクを評価指標とした。

$$\text{強風リスク} = \frac{\text{再現期間475年の荷重レベルにおける損失期待値}}{\text{対象とした外装材の建設コスト}} \quad (5)$$

3. リスク評価事例

物流倉庫のリスク評価を行う。評価の対象は、外壁、屋根、窓ガラス、シャッターの4つの部材とした。本報での評価は、部材耐力および建設コストは設計図書や見積書を用いずに設定した簡易評価である。評価結果を相対的に把握しやすいように、対象建物の設計荷重は平成12年建設省告示改正前(旧告示)と改正後(現行告示)



$$\text{荷重レベル}\mu_S\text{での損失期待値} = D_S = \sum_{j=1}^{16} \left[\left\{ \prod_i f_{j,i}(\mu_S) \right\} \cdot C_j \right]$$

図-4 イベントツリーによる損失期待値の算出

示)の2通りとした。

(1) 対象建物

検討の対象建物は平面が70m×70m、高さ20mの4階建ての物流倉庫であり、1階部分には大型シャッター、すべての階に窓ガラスがある。外壁の仕様は角波鋼板、屋根は折半鋼板である。建設地は埼玉県を想定している。検討建物の建物概要と建物平面をそれぞれ表-1、図-5に示す。

(2) 設定条件

a) 部材耐力の設定

部材耐力の平均値は、部材ごとに算出した設計風荷重に安全率を掛けた値とし、前述の通り、設計風荷重は旧告示での設計と現行告示での設計の2通りとした。帳壁および屋根面の設計風荷重を図-6、表-2に示す。対象とした建物では、帳壁、屋根面ともに旧告示の設計風荷重は現行告示よりも大きい。なお、外壁等は各階で部材の仕様を変えずに、風荷重が最も大きくなる最上階の風荷重を用いて各階の部材耐力を決めることが多いため、部材耐力は実状に合わせて以下のように設定した。

旧告示で設計した場合、外壁および窓ガラスは一般部と端部(端から7mの範囲および4階部分)に、屋根は一般部と端部(屋根面外周3mの範囲)に分け耐力を設定した。なお、外壁および窓ガラスの一般部は高さ15m、シャッターは高さ5mの風荷重を用いた。

現行告示で設計した場合、帳壁面の風荷重は正圧で決まるため一般部と端部ともに同じ荷重となる。そこで外壁および窓ガラスは耐力の区分は行わず、すべて最上階の設計風荷重を用いて部材耐力を設定する。シャッターは高さ5mの風荷重を用いて耐力を設定した。屋根は一般部と端部(屋根面外周3mの範囲、ピーク風力係数は4.3とする。)に分け耐力を設定した。現行告示での荷重レベルは再現期間50年とした。

安全率はガラスでは2.5⁷⁾、それ以外は2.0とし、部材耐力の変動係数は全て0.3とした。

b) 部材コストの設定

旧告示で設計した建物を想定して、文献¹⁰⁾などを参考に4つの部材の建設コストを設定した。部材コストの設定を表-3に示す。

c) 最大荷重の設定

荷重指針の外装材用風荷重算定式を用いて、壁面および屋根面に加わる最大荷重の平均値を算出した。最大荷重は高さや部位ごとに細かく設定する必要があるが、荷重指針では高さ45m以下の建物では壁面ピーク風力係数は高さ方向に一定のため、壁面は一般部と端部の2

表-1 検討建物概要

建物用途	物流倉庫	建設地	埼玉県(V ₀ =30m/s)
建物高さ	20m(4階建)	粗度区分	III
延床面積	16,000m ²	評価風速 ^{*1}	32.8m/s

*1:再現期間475年の軒高風速

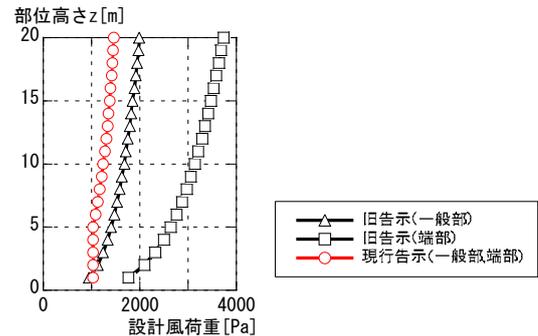
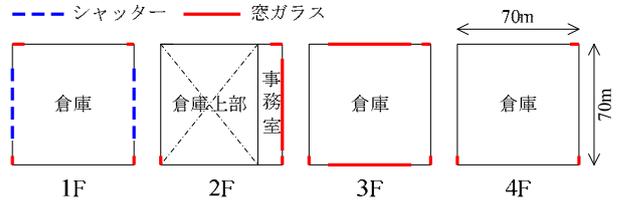


図-6 帳壁の設計風荷重 (高さ20m, V₀=30m/s, III)

表-2 屋根の設計風荷重 (高さ20m, V₀=30m/s, III)

	部位	設計風荷重[Pa]
旧告示	一般部	1245
	端部	3734
現行告示	一般部	1123
	端部	1931

表-3 部材のコスト比

部材	外壁	窓ガラス	シャッター	屋根
コスト比 ^{10)*2}	32%	6%	12%	50%

*2:全コスト=約9千万円

表-4 部材耐力と最大荷重の組合せによる部材構成比

(a)旧告示設計

部位	部材耐力	最大荷重	構成比	
			外壁	窓ガラス
一般部1~3F	一般部	一般部	0.6	0.75
一般部4F	端部	一般部	0.2	0.0
端部 ^{*3} 1~4F	端部	端部	0.2	0.25

(b)現行告示設計

部位	部材耐力	最大荷重	構成比	
			外壁	窓ガラス
一般部1~4F	一般部	一般部	0.8	0.75
端部 ^{*3} 1~4F	(=端部) ^{*4}	端部	0.2	0.25

*3:端から7mの範囲

*4:一般部,端部ともに正圧で決まるため同じ

つに分けて荷重を設定した。また、屋根面は荷重指針の区分に応じて3つの荷重に分けて荷重を設定した。なお、屋根面端部の局部風圧低減係数 k_c は1とし、ピーク風圧係数は5.4とした。最大荷重の変動係数は0.3とした。

d) 損傷確率の算出

各部材の損傷確率は、部材耐力と最大荷重の組合せごとに損傷確率を求め、それぞれの損傷確率に部材構成比（部材を構成する面積比）を乗じてその部材の損傷確率とした。外壁と窓ガラスの部材耐力と最大荷重の組合せによる部材構成比を表-4に示す。例えば、外壁は旧告示で設計した場合には3つ、現行告示の場合は2つの部位に分け、それぞれの部位ごとに損傷確率を求め、表-4に示した部材構成比を乗じて外壁全体の損傷確率を求めた。

(3) 部材の損傷確率

部材の損傷確率と風速の関係を図-7に示す。旧告示、現行告示で設計した場合とも、シャッター、屋根、外壁、窓ガラスの順で損傷確率が高い。シャッターは外壁や窓ガラスと外力（最大荷重）は同じであるが、外壁や窓ガラスと比較して損傷確率が高くなる。窓ガラスと外壁の損傷確率の違いは部材の安全率の差が大きい。また、屋根は旧告示で設計した場合は一般部での耐力が小さいこと、現行告示で設計した場合は最大荷重が大きい端部の耐力が小さいこと等により、損傷確率が高くなる。

部材耐力の割増しと部材の損傷確率の関係を図-8に示す。荷重レベルは再現期間475年（風速32.8m/s）と再現期間50年（風速27.6m/s）とした。現行告示で設計した場合、部材耐力を約1.1倍、1.2倍することは設計荷重の再現期間をそれぞれ100年、150年にすることに相当する。再現期間475年の荷重レベルでは、部材耐力の割増しを1.1とした場合、シャッターおよび屋根の損傷確率は約2割減、耐力の割増しを1.2とした場合は約4割減となり、設計時の再現期間を長くすることで部材の損傷確率を大きく低減できることがわかる。

(4) 強風リスク評価

さまざまな荷重レベルでのリスクの比較として、最大荷重（風速）の再現期間と損失率（=外装材の損失期待値/対象とした外装材の建設コスト）の関係を図-9に示す。また、損失率と部材耐力の割増しの関係を図-10に示す。強風リスク（再現期間475年の荷重レベルにおける損失率）は、旧告示で設計した場合には15.1%、現行告示で設計した場合は23.5%となった。図-6、表-2に示した通り、検討対象とした建物では旧告示の設計風荷重

のほうが現行告示よりも屋根、帳壁ともに大きいため現行告示で設計した場合のほうが強風リスクは高い結果となった。部材耐力の割増しを1.1、1.2とした場合には、強風リスクはそれぞれ約2割減、約4割減となる。

建設地域による強風リスクを検討した結果を表-5に示す。建設地の基準風速は東京では $V_0=34m/s$ 、千葉は $V_0=38m/s$ とし、評価風速および現行告示での部材耐力は建設地の基準風速および粗度区分に応じて算出した。

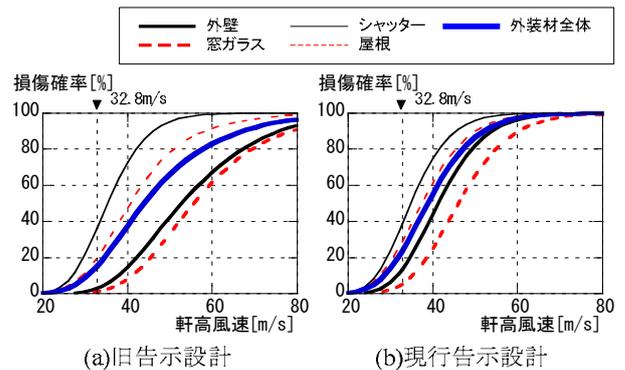


図-7 部材の損傷確率と風速の関係

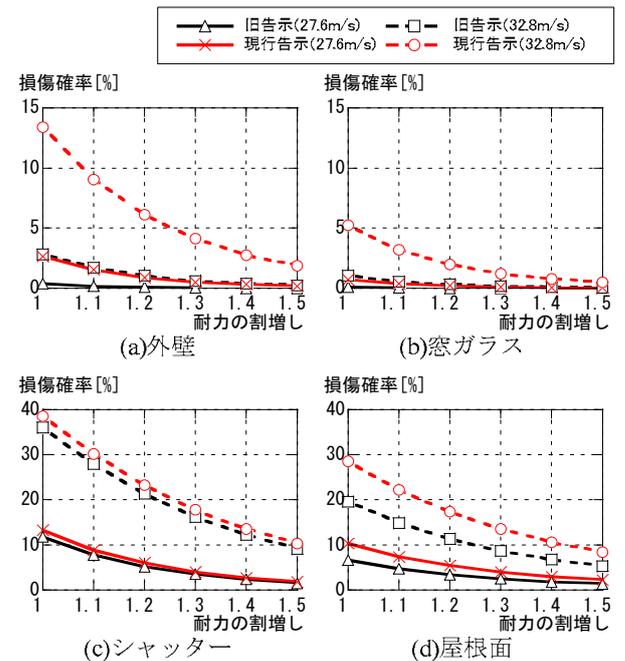


図-8 部材の損傷確率と耐力の割増しの関係

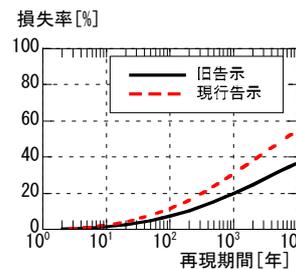


図-9 損失率と最大荷重の再現期間の関係

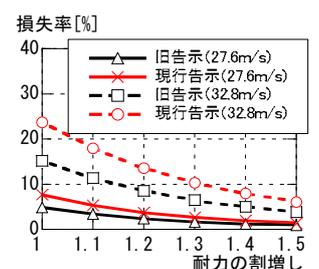


図-10 損失率と耐力の割増しの関係

旧告示の設計風荷重は建設地域によらず一定のため、旧告示で設計した場合は、評価風速が高い地域に建設されるほど、強風リスクは大きくなる。現行告示の場合は、建設地による強風リスクの差異は小さい。検討した5つの建設地域では、埼玉以外の地域では旧告示で設計した建物のほうが強風リスクは大きくなる。

表-5 建設地域による強風リスクの比較

建設地域	評価風速*5	旧告示	現行告示
埼玉(30m/s,III)	32.8m/s	15.1%	23.5%
東京(34m/s,III)	36.4m/s	25.9%	21.1%
東京(34m/s,II)	44.2m/s	48.3%	21.2%
千葉(38m/s,III)	40.1m/s	37.9%	19.2%
千葉(38m/s,II)	48.6m/s	60.3%	19.4%

*5:再現期間475年の軒高風速

4. おわりに

本報では、外装材の部材耐力に基づいた強風リスク評価の方法および物流倉庫の評価事例について述べた。得られた知見は以下の通りである。

- ① リスクを損失の期待値（＝損傷確率×建設コスト）と考え、建物を構成する各外装材の部材耐力に基づいた強風リスク評価手順を提案した。なお、部材の劣化や内圧の変化については強風リスク評価時には重要であり、今後評価に加える予定である。
- ② 物流倉庫の評価事例では、4つの外装材をリスク評価の対象とし、部材毎の損傷確率はシャッターや屋根が外壁や窓ガラスと比べて損傷確率は高くなる。
- ③ 強風リスクは旧告示で設計した場合では15.1%、現行告示で設計した場合は23.5%であった。現行告示で設計した場合には建設地域による強風リスクの差異は小さいが、旧告示で設計した場合は、基準風速が高い地域や海沿いの地域で強風リスクが高くなる。

謝辞：本研究は JSPS 科研費<基盤研究(C)25420599>の助成を受けたものです。ご指導いただいた近畿大学野田博教授、金沢工業大学山岸邦彰准教授ならびに株式会社風工学研究所佐々木亮治氏にはここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 近藤宏二ほか、建築物の強風危険度の評価法に関する研究、第17回風工学シンポジウム論文集、pp.191-196,2002
- 2) 川口彰久ほか、オフィスビルを対象とした強風災害リスク簡易評価法、第19回風工学シンポジウム論文集、pp.229-234,2006
- 3) 喜々津仁密ほか、降雨を伴う強風時における折板屋根のフラジリティ評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.219-220,2012
- 4) P.J.Vikery et.al., HAZUS-MH Hurricane model methodology I: Hurricane Hazard, Terrain and Wind Load Modeling, Natural hazard review ASCE, pp.82-93,2006
- 5) P.J.Vikery et.al., HAZUS-MH Hurricane model methodology II: Damage and Loss Estimation, Natural hazard review ASCE, pp.94-103,2006
- 6) 日本建築学会編、建築物荷重指針・同解説、2004
- 7) 板硝子協会、板硝子協会推奨基準、2001
- 8) 風工学研究所、日本住宅木材技術センター、建築基準整備促進補助金事業「風圧力、耐風設計法に関する基準の合理化に関する検討報告書」、2010
- 9) 国土交通省総合政策局、建設工事デフレーター、<http://www.mlit.go.jp/toukeijouhou/chojou/def.htm>
- 10) 例えば、建設物価調査会総合研究所、JBCI2011、2011

震災1年後の不安意識・生活意識調査

Survey of Concerns and Life Consciousness One Year after the Great East Japan Earthquake

小林 誠 MAKOTO KOBAYASHI
西尾 新一 SHIN-ICHI NISHIO
丸山 信一郎 SHIN-ICHIRO MARUYAMA

本研究では東日本大震災を起点として変化する顧客ニーズを的確に捉えることを目的として、「震災1年後の不安意識・生活意識調査」を実施し、改善しつつある課題や新たに深刻化してきた課題を生活者へのアンケート調査で明らかにした。本調査により、不安意識から生活者の震災への備えに対するニーズが持続していることが確認された。また、震災を起点として、節電・節約を実践する生活者が増加しているとともに、エネルギーの需要家側の関心だけでなく、供給側の対応への関心も高いことが分かった。

キーワード：東日本大震災，調査，不安意識，生活意識，エネルギー

In this study, the “Survey of Concerns and Life Consciousness One Year after the Great Earthquake” was performed in order to correctly understand the customers’ needs that have been changing since the Great East Japan Earthquake as a turning point, and the issues that being improved and newly emerging serious issues were clarified by the questionnaires to the citizens. As a result of the inspecting, it was confirmed that the needs for the preparation for a great disaster have been will continuing in the citizens’ minds based on their concerns. It was proved that the number of citizens who try to save electricity and cut down on living expenses increases since the great earthquake, and not only the energy consumers’ interest, but also the interest in the response of the supply side is considerably high.

Key Words: The Great East Japan Earthquake, survey, concerns, life consciousness, energy

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震と、それに伴って発生した津波、液状化、建造物倒壊、およびその後の余震により引き起こされた東日本大震災は、東北の岩手県、宮城県、福島県の3県、関東の茨城県、千葉県の2県を中心とした被害が大きく、この地震による死者・行方不明者計約1万9千人を数える未曾有の大災害である。また、発電施設被害による大規模停電など、各種ライフラインの寸断が広域にわたり発生した。

首都圏においても余震の頻発や帰宅困難者・高層難民の発生、計画停電など、新たに顕在化した課題も含め、生活行為に支障をきたすさまざまな問題が発生した。

本研究では、当社が安全で快適な社会を実現する“くらしをささえるものづくり”を進める企業であり続けるために、未曾有の大災害を起点として変化する顧客ニーズを的確に捉えることを目的として、「震災1年後の不安意識・生活意識調査」を実施し、その結果を分析し取りまとめた。

不安意識・生活意識調査」を実施し、その結果を分析し取りまとめた。

2. 実施概要

本研究では、震災から1年が経過し、改善しつつある課題や新たに深刻化してきた課題を生活者へのアンケート調査で明らかにした。調査方法は、関東関西における一般男女を対象としたインターネット調査であり、800件のサンプルを得た。（表-1）

調査項目は、以下の3項目である。

①不安意識の調査

・震災から1年後の不安意識

2012年5月実施の本調査を「震災から1年後」、2011年5月に(株)JMAが実施した生活者の不安意識に関する調査結果¹⁾を「震災直後」として意識の変化を比較した。

- ・震災・災害の被害についての不安意識
- ②生活意識の調査
 - ・ライフスタイルの変化
 - ・生活用品の使用状況の変化
- ③エネルギーに関わる考え方・意識の調査
 - ・震災後のエネルギー不安について

3. 不安意識の調査

(1) 震災から1年後の不安意識

a) 調査内容

震災直後から震災1年後の不安意識の変化を明らかにした。聴取項目は、東日本大震災に関連する事項（余震の発生、電気料金の値上げ、福島原子力発電所の状況など）と社会生活全般に関わる事項（増税、生活や収入の見通し、景気の後退など）とした。

その結果を「震災から1年後」として、「震災直後」との結果と比較した。

b) 調査結果

図-1に示す震災直後との比較によれば、「原子力発電所の状況」や「食物や水」への不安は解消されつつある。一方で震災から1年後の本調査では、「新たな大型地震の発生」を不安の対象とする回答率が最も高い結果となった。

また、図-2に示す男女比較では「生活や収入の見通し」、「増税」、「景気の後退」は男性が女性を上回る結果となり、「新たな大震災の発生」、「電気料金の値上げ」は女性が男性を上回る結果となった。

(2) 震災・災害の被害についての不安意識

a) 調査内容

震災被害の不安意識の実態を明らかにした。聴取項目は、東日本大震災発生時に問題となった事項（食物や水の確保、停電、帰宅困難者など）とした。

b) 調査結果

図-3に示す不安に感じる震災被害についての設問では「食物や水の確保（62%）」が最も高く、次いで「住まいの倒壊」、「家族との安否確認」、「日用必需品の不足」などが回答率50%を超え、上位となった。また、「停電による日常生活への影響（48%：平均）」については、関東圏（54%）、関西圏（43%）と計画停電等の影響を受けた人が多い関東圏で高い傾向を示した。

表 - 1 アンケート調査概要

調査方法	Web調査			
調査エリア	関東7都県（東京都、神奈川県、埼玉県、千葉県、群馬県、栃木県、茨城県） 関西6府県（滋賀県、京都府、大阪府、兵庫県、奈良県、和歌山県）			
調査対象	15-59歳 男女			
サンプル数	関東		関西	
	男性	女性	男性	女性
15~29歳	50	50	50	50
30代	50	50	50	50
40代	50	50	50	50
50代	50	50	50	50
計	200	200	200	200
合計	800			
調査期間	2012年5月29日～24日			
調査実施機関	株式会社ジャパン・マーケティング・エージェンシー			

設問1：あなたが現在不安を感じていることを（すべて）お選び下さい。

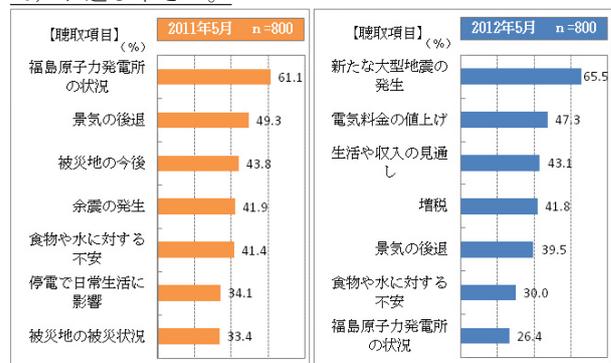


図-1 震災直後と震災から1年後の不安意識比較

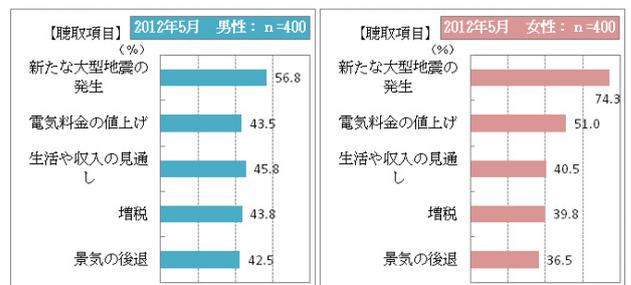


図-2 震災1年後の不安意識男女比較

設問2：今後発生が予想される震災・災害について、どういった被害に不安を感じますか？

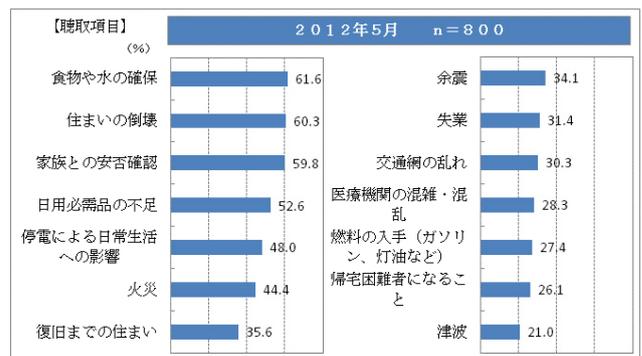


図-3 震災・災害の被害についての不安意識

4. 生活意識の調査

(1) ライフスタイルの変化

a) 調査概要

東日本大震災が起点となり変化したライフスタイルの抽出を試みた。聴取項目は、計画停電、日用品の不足、通信障害など東日本大震災に起因する問題を解決しうる行動とした。「はい」、「いいえ」の二選択方式として聴取項目ごとに回答を求めた。

b) 調査結果

図-4に示すように最も変化した項目は、「節電を心がけるようになった(70%)」であり、次いで「節約を心がけるようになった(63%)」と震災以降の節電・節約意識が顕著に高まっていることが確認された。また、「服を着込むことで体温を調整するようになった」、「窓を開けることで体温を調整するようになった」なども高く、節電・節約行為の一つとして生活者自らの温度調整行動が浸透していることが分かった。

図-5に男女の比較を示すが、ライフスタイルの変化上位の項目においては女性の変化が顕著であることが確認された。

(2) 生活用品の使用状況の変化

a) 調査概要

日常生活に関わりの深い物の使用状況の変化を調査することで、震災後の生活意識を把握した。聴取項目は、エネルギー消費の大きい家電製品や自動車と、反対にエネルギー消費の小さい物とした。「使用することが増えた」、「変わらない」、「使用することが減った」の多項選択方式として、聴取項目毎にサンプル数 800 人に回答を求めた。

b) 調査結果

図-6に示すように最も使用頻度が減少した項目は、「エアコン(25%)」であり、最も増加した項目は「昔ながらの冷房器具(26%)」であった。その他にも「照明(16%減)」「テレビ(13%減)」「パソコン(14%増)」などの変化が見られ、生活に合わせ家電製品を使い分けることで節電を行っていることが分かった。また、「自転車(12.9%)」の使用頻度が増加し、「自動車(10.3%)」の使用頻度が低下していることも確認できた。

前述のライフラインの変化の調査結果と合わせ、東日本大震災以降、節電・節約意識の高まりから、エネルギーを消費しない温度調節やエアコンの使用頻度を減らす代替品の使用など、エネルギーに関する生活意識の変化が顕著であることが分かった。

設問3：震災後の、あなたのライフスタイルの変化についてお答え下さい。

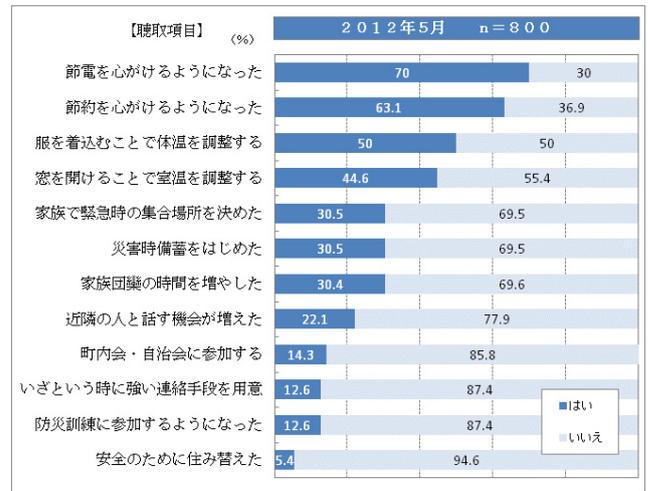


図-4 ライフスタイルの変化

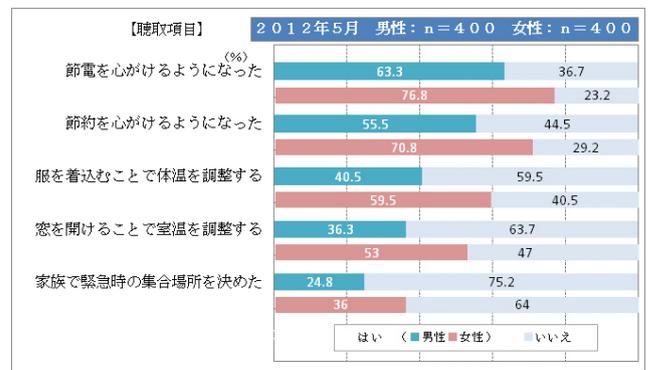


図-5 ライフスタイルの変化男女比較

設問4：東日本大震災以降に、使用することが増えた、使用することが減ったものをお知らせください。

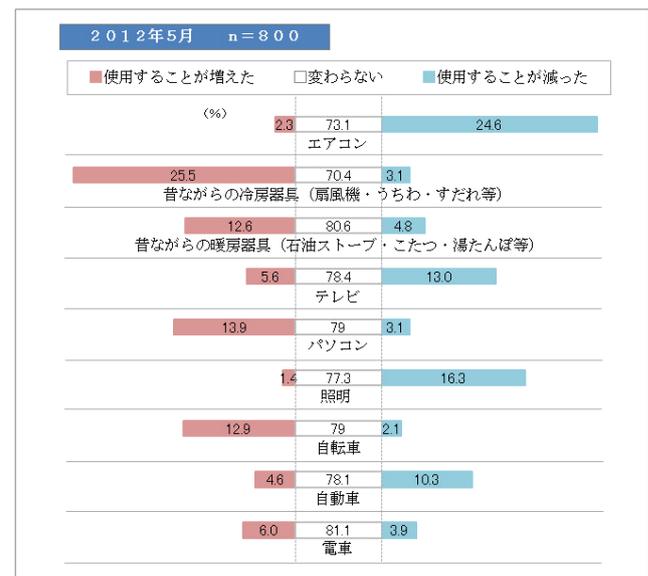


図-6 生活用品の使用状況の変化

5. エネルギーに関わる考え方・意識の調査

(1) 震災後のエネルギー不安について

a) 調査概要

はじめに震災後の日本のエネルギー不安について「解消されたと思う」、「そう思わない」の二選択方式により、震災から1年が経過したエネルギー不安意識の調査を実施した。

次に震災後の日本のエネルギーに関わる考え方・意識について、「そう思う」、「どちらともいえない」、「そう思わない」の多項選択方式として、聴取項目ごとにサンプル数800人に回答を求めた。聴取項目は、家庭のエネルギーに関する事項、電力供給・需給に関する事項とした。

b) 調査結果

図-7に示す震災を起点とする国内のエネルギー不安については、95.5%が「解消されていない」との回答を得た。また、図-8に示すエネルギーに関わる考え方・意識調査では、「日本は地熱発電に力を入れるべきだ」が最も高く、次いで「家庭での電力使用量が気になる」と需要家側の関心だけではなく、供給側の対応への関心が高いことも分かった。

設問5：東日本大震災後の日本のエネルギーに対しての不安は解消されたと思いますか？

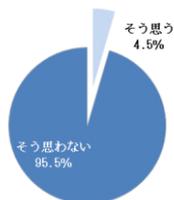


図-7 エネルギー不安意識

設問6：エネルギーに関わる考え方・意識について、あなたの考えに近いものを(すべて)お選び下さい。

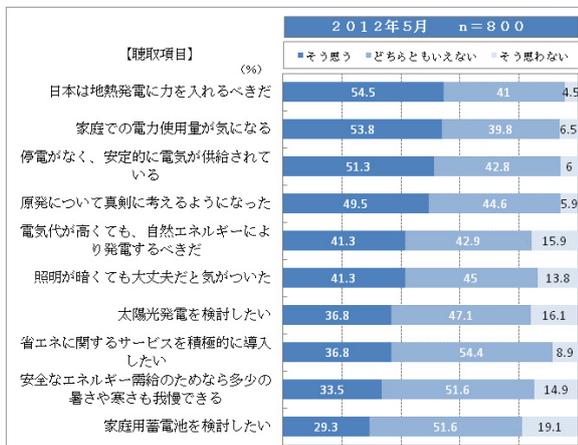


図-8 エネルギーに関わる考え方・意識

6. まとめ

(1) 不安意識の調査

震災直後と比べ不安意識に変化が見られるものの、「新たな地震の発生」への不安意識が最も高い結果となり、生活者の震災への備えに対するニーズが持続していることが明らかとなった。また、災害の被害に対する不安意識の上位に、「住まいの倒壊」、「食物や水の確保」、「停電による日常生活への影響」など建物(住まい)の性能や設備により、解消される可能性が高いものが多いことも分かった。

(2) 生活意識の調査

震災を起点として、節電・節約を実践する生活者が増加したことが確認された。また、その行為としては温度調節や家電製品の使い分けなどの身近な生活習慣の見直しであることが分かった。生活者のライフスタイルに合わせた無理のない節電・節約が実践される商品やサービスへの関心が高まっていると考えられる。

(3) エネルギーに関わる考え方・意識の調査

エネルギー不安が解消されていないという意見が大多数を占めた。また、電力供給側に対しては、地熱発電への期待度と安定的な電力供給への関心が高く、需要家側の行動としては、節電に対するコストインセンティブ強化やエネルギー安定化への費用負担に対する生活者の受容度の高さなどが確認できた。

7. おわりに

災害への備えの意識は一過性のものとなりがちとも言われているが、本調査では未曾有の大震災から1年を経過した関東圏・関西圏の生活者にも持続的な不安意識とそれに伴うニーズが存在していることを明らかとした。

今後も当社は、安全で快適な社会を実現する“暮らしをささえるものづくり”を進める企業であり続けるために、本調査で得られた生活者のニーズをよく咀嚼し、今後の事業活動や提案に活かしたい。

参考文献

- (株) ジャパン・マーケティング・エージェンシー
：企画調査資料「第3回震災後生活意識調査」2011.5

社外発表論文一覧【土木】 平成24年度(2012/04/01~2013/03/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
論文(査読付き)					
1	来待砂岩の3次元空隙分布と透水係数および比貯留率の拘束圧・軸圧による変化について	高橋学, PARK Hyuck 加藤昌治 高橋直樹 藤井幸泰 竹村貴人	産総研 北大 当社 深田地質研 日本大	応用地質Vol.53 No.1	2012/4/10
2	Engineering investigation of hydrogen storage in the form of a clathrate hydrate: Conceptual designs of underground hydrate-storage silos	柴田敏雄 山地宏志 大村 亮 森 康彦	当社 当社 慶応大学 慶応大学	International Journal of Hydrogen Energy Vol.37,issue9	2012/5/1
3	来待砂岩の力学異方性と堆積構造に関する研究—その1-粒子配列について—	藤井幸泰 PARK Hyuck, 高橋学 竹村貴人 高橋直樹	深田地質研 産総研 日本大 当社	応用地質Vol.53 No.2	2012/6/10
4	PVA短繊維を用いた早強コンクリートの特性	佐々木亘, 谷口秀明, 樋口正典	当社 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.34	2012/6/15
5	円柱ジベルによるコンクリートの接合に関する研究	浅井洋, 有川直貴, 篠崎裕生, 三加崇	当社 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.34	2012/6/15
6	支持条件の異なる版厚の大きいRC版の耐衝撃挙動	三上浩 岸徳光, 栗橋祐介 山口悟	当社 室蘭工大 大学院 寒地土木研	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.34	2012/6/15
7	版厚の異なる二辺支持RC版の耐衝撃挙動	中野雄哉, 岸徳光, 栗橋祐介 三上浩	室蘭工大 大学院 室蘭工大 大学院 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.34	2012/6/15
8	ビニロン短繊維を混入した低弾性モルタル部材の疲労特性に関する実験的研究	篠崎裕生, 浅井洋, 三加崇, 平喜彦	当社 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.34	2012/6/15
9	AFRPシート緊張接着曲げ補強PC梁の曲げ耐荷性能に及ぼす定着方法の影響	土佐亮充, 岸徳光 栗橋祐介 三上浩	室蘭工大 大学院 室蘭工大 大学院 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.34	2012/6/15
10	AFRPシート緊張接着曲げ補強RC梁の静的耐荷性状に関する数値解析的検討	小室雅人, 岸徳光 三上浩 氏家友哉	室蘭工大 大学院 当社 札幌市役所	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.34	2012/6/15
11	梁幅を変化させたAFRPシート緊張接着曲げ補強RC梁のシート剥離性状に及ぼす導入緊張率の影響	栗橋祐介, 岸徳光 三上浩 今野久志	室蘭工大 大学院 当社 寒地土木研	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.34	2012/6/15
12	せん断キーを設けた場合のAFRP板水中接着曲げ補強RC梁の静的耐荷性状	池下雄哉, 岸徳光, 栗橋祐介 三上浩	室蘭工大 大学院 室蘭工大 大学院 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.34	2012/6/15
13	FRP板水中接着曲げ補強RC梁の耐荷性能に及ぼすFRP補強材の引張軸剛性と接着樹脂の影響	鹿嶋辰紀, 岸徳光, 栗橋祐介 三上浩	室蘭工大 大学院 室蘭工大 大学院 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.34	2012/6/15
14	コンクリートの収縮特性評価およびひび割れへの影響に関する調査研究委員会	河野広隆 野口貴文 今本啓一 綾野克紀 真野孝次 谷口秀明 上野敦 閑田徹志	京大 大学院 東大 大学院 東京理大 岡山大 大学院 建材試験センター 当社 首都大学東京 鹿島建設	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.34	2012/6/15
15	Empirical Formulas for Designing Reinforced Concrete Beams under Impact Loading	岸徳光 三上浩	釧路工高専 当社	ACI STRUCTURAL JOURNAL VOL. 109, N0.4	JULY- AUGUST 2012
16	来待砂岩の力学異方性と堆積構造に関する研究 その2-弾性波速度・一軸圧縮強度について—	PARK Hyuck, 高橋学 藤井幸泰 竹村貴人 高橋直樹	産総研 深田地質研 日本大 当社	応用地質Vol.53 No.3	2012/8/10

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
17	三軸圧縮および三軸伸張条件における来待砂岩の強度・変形特性	高橋直樹 高橋学, PARK Hyuck 竹村貴人 藤井幸泰	当社 産総研 日本大 深田地質研	応用地質Vol.53 No.3	2012/8/10
18	アラミドロッド曲げ加工部の引張強度に関する実験的研究	三加崇, 篠崎裕生 浅井洋 小林宣博	当社 当社 ファイベックス	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集Vol.21st	2012/10/17
19	PC建築部分解体における膨張材を用いた中間定着工法の適用	篠崎裕生, 浅井洋 加納嘉, 安川和公	当社 当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集Vol.21st	2012/10/17
20	収縮低減効果を有する混和剤を用いたコンクリートの特性	谷口秀明, 佐々木亘, 樋口正典	当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集Vol.21st	2012/10/17
21	高強度コンクリートの力学特性に及ぼす各種短繊維の影響	佐々木亘, 谷口秀明, 樋口正典 宮川豊章	当社 当社 京九大	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集Vol.21st	2012/10/17
22	アラミド短繊維を用いた高強度繊維補強コンクリートの力学特性および収縮性状	佐々木亘, 谷口秀明, 樋口正典 宮川豊章	当社 当社 京九大	コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集Vol.12	2012/11/2
23	シート直貼り型覆工コンクリート養生工法の開発	岩熊真一 中込正貴, 伊藤洋, 坂本慶太, 斯波明宏	国交省 九州地整 当社 当社	トンネル工学報告集 Vol.22	2012/11/29
24	支持条件と版厚を変化させたRC版の重錘落下衝撃実験と耐衝撃設計法の提案	岸徳光 三上浩 栗橋祐介	釧路工高専 当社 室蘭工大 大学院	構造工学論文集 A(CD-ROM)	2013/3/1
25	二方向アラミド繊維シート補強床版の界面剥離に関する数値解析	三上浩 高島輝雄 廣瀬清泰 堀川都志雄	当社 大成ロテック 井沢設計 大阪工大	構造工学論文集 A(CD-ROM)	2013/3/1
26	太陽電池を用いた自立型地盤災害監視局の設計・実装とその充電・発電特性に関する考察	山地宏志, 戸村豪治 古島広明 羽馬 徹 芥川真一	当社 オサシ・テクノス ケー・エフ・シー 神戸大学	土木学会論文集 F-6, Vol.69, No.1	2013/3/19

論文

1	広帯域連続集録から得られたAEのコーナー一周波数と地震モーメントの関係 (2)	吉光奈奈, 川方裕則 高橋直樹	立命館大 当社	日本地球惑星科学連合2012年大会講演集	2012/5/24
2	深層混合処理工法の新たな改良杭配置による側方流動低減効果について	高橋直樹, 山本陽一 Ali Derakhshani, Rouzbeh Rasouli 東畑郁生 森川嘉之	当社 東大 東大 東大 港湾空港技術研	地盤工学研究発表会発表講演集	2012/7/16
3	的場川におけるホテル生息環境保全の取り組み	田丸浩行, 横塚裕和 杉村悟, 紙永祐紀 田中寛之, 黒川幸彦	中日本高速道路 当社 当社	地盤工学研究発表会発表講演集	2012/7/14
4	建物の外構地盤における液状化被害低減型工法に関する研究(その1)-実験概要-	高岡雄二, 高橋直樹 宮田勝利, 西成田由 平田裕一, 瀬藤慎一 東畑郁生	当社 当社 当社 東京大	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集(CD-ROM)	2012/7/20
5	建物の外構地盤における液状化被害低減型工法に関する研究(その2)-模型振動実験結果-	高橋直樹, 高岡雄二 宮田勝利, 西成田由 平田裕一, 瀬藤慎一 東畑郁生	当社 当社 当社 東京大	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集(CD-ROM)	2012/7/20

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
6	新たな改良杭配置による側方流動低減効果に関する模型振動実験	DERAKHSHANI Ali, RASOULI Rouzbeh, 東畑郁生, 山田卓 高橋直樹, 山本陽一 津田和夏希 山崎浩之, 森川嘉之 小濱英司	東京大 東京大 東京大 当社 当社 港湾空港技研 港湾空港技研	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.67th	2012/8/1
7	二方向アラミド繊維シート補強床版の界面剥離に関する数値解析	三上浩 高島輝雄 廣瀬清泰 堀川都志雄	当社 大成ロテック 井沢設計 国土開発センター	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.67th	2012/8/1
8	桁端狭陰部の電気防食工法に適用する陽極材に関する検討	佐々木亙, 樋口正典 藤原保久 山本誠, 鹿島篤志 本田和也	当社 当社 住友大阪セメント 住友大阪セメント	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.67th	2012/8/1
9	処理方法の違いが水平打継ぎ部の諸特性に及ぼす影響	加藤祐彬, 三田勝也 加藤佳孝 斯波明宏	東京理大 東京理大 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.67th	2012/8/1
10	版厚の異なる二辺支持RC版の衝撃荷重載荷実験	中野雄哉, 栗橋祐介 岸徳光 三上浩	室蘭工大 大学院 釧路工高専 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.67th	2012/8/1
11	種々の支持条件下におけるRC版の耐衝撃挙動に関する実験的検討	岸徳光 三上浩 栗橋祐介	釧路工高専 当社 室蘭工大 大学院	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.67th	2012/8/1
12	AFRP板水中巻付け補強したコンクリート円柱の圧縮載荷実験	三加崇, 三上浩 栗橋祐介 岸徳光	当社 室蘭工大 大学院 釧路工高専	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.67th	2012/8/1
13	AFRPシート緊張接着曲げ補強PC梁の曲げ耐荷性能に及ぼす定着方法の影響	土佐亮允 栗橋祐介 岸徳光 三上浩	北海道電力 室蘭工大 大学院 釧路工高専 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.67th	2012/8/1
14	梁幅を変化させたAFRPシート緊張接着曲げ補強RC梁の静載荷実験	栗橋祐介 三上浩 岸徳光	室蘭工大 大学院 当社 釧路工高専	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.67th	2012/8/1
15	補強材の材料特性を変化させたFRP板水中接着曲げ補強RC梁の静載荷実験	鹿嶋辰紀, 栗橋祐介 三上浩 岸徳光	室蘭工大 大学院 当社 釧路工高専	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.67th	2012/8/1
16	コンクリート表面にせん断キーを設けたAFRP板水中接着曲げ補強RC梁の静載荷実験	池下雄哉 三上浩 栗橋祐介 岸徳光	榑崎製作所 当社 室蘭工大 大学院 釧路工高専	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.67th	2012/8/1
17	初期の水中養生期間がコンクリートの強度特性に及ぼす影響に関する研究	望月昭宏, 澤本武博 樋口正典	ものづくり大 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.67th	2012/8/1
18	実構造物における乾燥収縮ひずみの推定	片健一, 谷口秀明 藤井隆史, 綾野克紀	当社 岡山大 大学院	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.67th	2012/8/1
19	膨張材によるPC鋼より線の定着性状に関する実験的研究	篠崎裕生, 浅井洋 蔵田富雄, 加納嘉	当社 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.67th	2012/8/1
20	覆工コンクリートの簡易で効果的な養生工法の開発	岩熊真一 斯波明宏, 伊藤洋, 中込正貴, 坂本慶太	国交省 九州地整 当社 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.67th	2012/8/1
21	RGB単色光によるコンクリート構造物のひび割れ検知に関する研究	前川了重, 佐田達典 石坂哲宏, 竹下裕貴 塩崎正人	日本大 日本大 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.67th	2012/8/1
22	デジタルビデオカメラを用いた車載型計測に関する基礎実験	塩崎正人 掛橋孝夫 加藤健一 菊地典明 河村圭	当社 コスモプランニング ステラ精密 テクノフラッシュ 山口大	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.67th	2012/8/1

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
23	アラミド短繊維を用いた高強度繊維補強コンクリートに関する基礎的研究	佐々木亘, 谷口秀明 樋口正典 宮川豊章	当社 当社 京都大	繊維補強セメント系複合材料の新しい利用法に関するシンポジウム論文集	2012/9/20
24	委員会報告書	斯波明宏 佐藤裕一 金子佳生, 佐藤裕一 国枝稔 金久保利之 栗橋祐介 他	当社 日本コンクリート工学会 京大 大学院 名古屋大 大学院 筑波大 大学院 室蘭工大 大学院他	日本コンクリート工学会論文集	2012/9/20
25	コンクリートの初期養生の違いが表面硬度の測定値に及ぼす影響	望月昭宏, 澤本武博 樋口正典 地頭蘭博	ものづくり大 当社 ダイヤリフォーム	日本非破壊検査協会講演大会講演概要集	2012/10/22
26	応力の再配置により引き起こされる亀裂性岩盤への力学—水理学的影響	竹村貴人 高橋学 鈴木健一郎 高橋直樹 藤井幸泰 PARK Hyuck	日本大 産業技術総合研 大林組 当社 深田地質研 産業技術総合研	岩の力学国内シンポジウム講演論文集(CD-ROM)	2012/12/6
27	Three dimensional structure of a fault generated during a triaxial compressive test with a granite sample	川方裕則, 奥野喬也 吉光奈奈, 土井一生 高橋直樹 高橋学	立命館大 立命館大 当社 産業技術総合研	岩の力学国内シンポジウム講演論文集(CD-ROM)	2012/12/6

報文など

1	情報化施工, ICT技術, 自動化・ロボット化, 自動制御 可視光通信3次元位置計測システムを現場に適用し実用化	三上博	当社	建設の施工企画No.753	2012/11/25
2	中間定着工法を用いたPC大梁の部分解体—膨張材によるPC鋼より線の仮定着—	篠崎裕生, 浅井洋 加納嘉, 安川和公	当社 当社	プレストレストコンクリートVol.55	2013/1/31
3	連続繊維(FRP)板を用いたRC柱部材の水 中耐震補強工法の開発	三上浩 岸徳光, 栗橋祐介, 小室雅人	当社 室蘭工大 室蘭工大	室蘭工業大学地域共同研究 開発センター研究報告	2013/2/1

社外発表論文一覧【建築】 平成24年度(2012/04/01~2013/03/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
論文(査読付き)					
1	ICTを積極的に利用した総合作業所管理システムの構築と運用	戸倉健太郎, 松本啓二, 深谷学, 榎本悠一, 手塚慎一	当社 当社 当社	建築生産シンポジウム論文集Vol.28th	2012/7/1
2	総合建設業の建築工事作業所における労働環境に関する研究 その2:工法, 工程による労働環境への影響	手塚慎一 , 松本啓二, 戸倉健太郎, 深谷学, 榎本悠一 蟹澤宏剛 徳積里菜 浜野瑠美	当社 当社 当社 芝浦工大 相陽建設 クリマテック	建築生産シンポジウム論文集Vol.28th	2012/7/1
3	超高強度硬化体の強度・変形特性における空隙構造と水分の働き	松田拓 , 蓮尾孝一 野口貴文 小出貴夫, 鈴木康範	当社 東京大 住友大阪セメント	日本建築学会構造系論文集No.682	2012/12/30
4	台風通過時に高層免震建築物に作用する風外乱の作成とその応答に関する研究	扇谷匠己 神田亮 山下忠道 梁川幸盛 佐藤大樹 原田浩之 中村遼太郎	長谷工コーポレーション 日本大 ダイナミックコントロール デザインオフィス 構造計画研 東京理大 当社 日本大大学院	構造工学論文集 B	2013/3/25
論文					
1	コア採取がコンクリート強度試験結果に与える影響	蓮尾孝一 , 松田拓	当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集(CD-ROM)	2012/7/20
2	張弦梁で支持されたデッキ合成スラブの拘束応力に関する一考察	江頭寛 , 小坂英之 , 原田浩之 , 松田拓	当社 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集(CD-ROM)	2012/7/20
3	遺伝的アルゴリズムによる建築構造物のライフサイクルデザインに関する研究(その9:実構造物への適用)	XU Peng, 大森博司 吉田英樹 平田裕一	名古屋大 ディー・エヌ・エー 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集(CD-ROM)	2012/7/20
4	3次元超音波風速計を用いた実建物周りの風速鉛直成分の検討	伊藤真二 奥田泰雄, 大橋征幹 喜々津仁密 渡壁守正 安井健治 作田美知子 松山哲雄 野田博	鴻池組 国土技術政策総合研 建築研 戸田建設 奥村組 当社 WindStyle	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集(CD-ROM)	2012/7/20
5	台風通過時における超高層免震建物の風応答評価(その1 風外力の作成方法)	神田亮 扇谷匠己 山下忠道 梁川幸盛 佐藤大樹 原田浩之	日本大 長谷工コーポレーション ダイナミックコントロール デザインオフィス 構造計画研究所 東京理大 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集(CD-ROM)	2012/7/20
6	粘性制震壁を有する高層鉄骨造建物の振動特性評価(その1)計測概要と常時微動計測結果	山田高史 鈴木亨 , 川島学	横河建築設計事務所 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集(CD-ROM)	2012/7/20
7	粘性制震壁を有する高層鉄骨造建物の振動特性評価(その2)計測結果	鈴木亨 , 川島学 山田高史	当社 横河建築設計事務所	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集(CD-ROM)	2012/7/20
8	粘性制震壁を有する高層鉄骨造建物の振動特性評価(その3)振動特性評価と設計値との比較	川島学 , 鈴木亨 山田高史	当社 横河建築設計事務所	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集(CD-ROM)	2012/7/20
9	住居の耐震シェルターユニットバスの開発に向けて	手塚純一 , 山下純 米澤昭 手塚慎一 大塚敏昭 安藤直人	J建築システム ベターリビング 当社 フクビ化学工業 東京大	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集(CD-ROM)	2012/7/20

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
10	柱RC梁S骨組とRC壁板からなる横筋非定着型耐震壁の実験(その1.実験計画および破壊状況)	松永健太郎, 小坂英之, 江頭寛 荒井康幸, 溝口光男	当社 当社 室蘭工大	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集(CD-ROM)	2012/7/20
11	柱RC梁S骨組とRC壁板からなる横筋非定着型耐震壁の実験(その2.荷重-変形関係およびせん断強度)	小坂英之, 江頭寛, 松永健太郎 荒井康幸, 溝口光男	当社 当社 室蘭工大	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集(CD-ROM)	2012/7/20
12	異なる強度のコンクリートで構成されたRC梁に関する実験的研究 その3 実験結果(内法スパン比4の場合)	五十嵐治人 稲生雅史 小坂英之 高橋裕治	銭高組 ピーエス三菱 当社 NIPPO	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集(CD-ROM)	2012/7/20
13	端部にスリットまたは開口を有する変断面壁梁の加力実験	小田稔, 松永健太郎, 小坂英之, 新上浩	当社 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集(CD-ROM)	2012/7/20
14	鉛直接合部滑り破壊型PCa連層耐震壁における壁パネルの強度算定法(その7.連層壁パネルの強度算定手順)	川上純平, 荒井康幸, 溝口光男 小坂英之	室蘭工大 室蘭工大 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集(CD-ROM)	2012/7/20
15	部分腰壁付き柱梁十字形架構の加力実験	新上浩, 小坂英之, 松永健太郎, 小田稔	当社 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集(CD-ROM)	2012/7/20
16	ITを利用した建築施工管理技術の開発 その1)無線LANを利用した情報インフラの適用	戸倉健太郎, 手塚慎一 榎本悠一	当社 当社 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集(CD-ROM)	2012/7/20
17	ITを利用した建築施工管理技術の開発 その2)タブレットPCを用いた電子チェックシートシステム	榎本悠一, 戸倉健太郎, 手塚慎一	当社 当社 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集(CD-ROM)	2012/7/20
18	集合住宅プロジェクトの品質確保・安全確保に向けた労務環境の実態に関する研究 その4)システム化工法による労務環境の安定事例	手塚慎一, 戸倉健太郎, 榎本悠一 蟹澤宏剛	当社 当社 芝浦工大	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集(CD-ROM)	2012/7/20

報文など

1	暑中コンクリート特集	蓮尾孝一, 樋口正典	当社	コンクリート工業新聞	2012/8/9
2	新時代を拓く最新施工技術 第36回 ICTを活用した建築施工管理の改革「業務の効率化」と「予防的管理」への展開	戸倉健太郎, 手塚慎一	当社	建築技術 No.753	2012/10/1
3	ロボット技術・情報通信技術の運用空間指針	赤尾伸一 神徳徹雄他	当社 産業技術総合研究所他	(独)産業技術総合研究所テクニカルレポートAIST12-J00011	2013/3/28