

ポストテンション方式プレストレスト超高強度
コンクリートはりへの内部養生材としての廃瓦
骨材の適用性に関する実験的研究

(Experimental Studies on Applicability of Roof Tile Waste
Aggregates as an Internal Curing Agent to Posttensioned-Prestressed
Ultra High Strength Concrete Beams)

学位取得年月 2019年3月

佐久間 和弘

目次

第1章	序論.....	1
1.1	研究の背景.....	1
1.2	研究の目的.....	2
1.3	本論文の構成.....	2
第2章	既往の研究.....	4
2.1	高強度コンクリート.....	4
2.2	自己収縮ひずみとその低減方法.....	4
2.2.1	自己収縮ひずみ.....	4
2.2.2	自己収縮ひずみの低減方法.....	5
2.3	廃瓦骨材を用いたコンクリート.....	7
2.3.1	廃瓦骨材の内部養生効果.....	7
2.3.2	廃瓦骨材で内部養生した鉄筋コンクリートはりの力学特性.....	7
2.3.3	廃瓦骨材を用いた超高強度コンクリートのプレテンション方式 PC 部材への適用性に関する研究.....	8
第3章	廃瓦骨材を用いたコンクリートの強度特性.....	9
3.1	使用材料および配合.....	9
3.2	供試体作製と養生条件.....	10
3.3	実験の方法.....	11
3.4	実験の結果と考察.....	11
3.4.1	強度特性.....	11
3.4.2	破壊エネルギー特性.....	13
3.5	まとめ.....	14
第4章	PC はり部材の力学特性の検討.....	15
4.1	まえがき.....	15
4.2	実験の方法.....	15
4.2.1	PC 鋼材の諸元.....	15
4.2.2	PC はり部材, 無拘束供試体の製作と養生方法.....	15
4.2.3	コンクリートの無拘束ひずみの計測方法.....	18
4.2.4	プレストレスの導入方法と PC 鋼材の緊張力の計測.....	19
4.2.5	PC はり部材の測定項目と測定方法.....	20
4.3	実験結果と考察.....	23
4.3.1	打込み後およびプレストレス導入後の無拘束ひずみの経時変化.....	23
4.3.2	打込み後およびプレストレス導入後の PC はり部材のひずみの経時変化.....	25

4.3.3	有効緊張応力の評価.....	28
4.3.4	プレストレス導入後の PC はり部材のクリープ挙動の評価.....	32
4.3.5	曲げひび割れ特性.....	37
4.3.6	PC はり部材の力学特性.....	41
4.4	まとめ.....	51
第5章	PC はり部材のせん断耐力の評価.....	53
5.1	プレストレスの影響評価.....	53
5.2	斜めひび割れ発生時せん断耐力の評価.....	55
5.3	終局せん断耐力の評価.....	62
5.4	まとめ.....	63
第6章	結論.....	64
6.1	結論.....	64
6.2	廃瓦骨材を内部養生材として用いた超高強度 PC 桁の実用化に向けた研究.....	67
6.3	廃瓦骨材を内部養生材として用いるコンクリートの PC 桁以外の展開.....	68

巻末資料

参考文献

第1章 序論

1.1 研究の背景

今日、コンクリート構造物は、社会基盤施設（道路、河川、砂防その他）に広く活用されていることは言わずと知れた事実である。またコンクリート構造物は、適切に設計、施工、維持管理を行えば、十分な耐久性も有するともいわれている。

一方で、昨今の少子高齢化社会に伴う社会資本整備費の縮小により、コンクリート構造物を含む社会基盤施設に関して、十分な維持管理が行われていないという課題も浮き彫りにされている。こうした背景から、今後のコンクリート構造物の建設には、初期コストのみではなく、ライフサイクルコストを抑制する方策が必須であり、それを踏まえて、“如何に高強度、高耐久のコンクリート構造物を構築するか”，に関する技術が求められている。

また、近年、環境問題が深刻化されており、環境負荷低減や資源循環に関する研究が分野を問わず進められている。コンクリート分野においても、廃棄物および副産物をコンクリート材料として使用することによるリサイクル、リユース等、多くの研究成果が発表されている^{例えば1)}。このような背景から本研究は、上述したコンクリートにおける「高強度・高耐久」と「廃棄物利用」といった相反する関係にある2つのキーワードに着眼している。

はじめに、コンクリートの「高強度・高耐久」については、圧縮強度 100N/mm^2 以上の「超高強度コンクリート」について、高強度による断面縮小がもたらす初期コスト低減、緻密化による耐久性向上に基づく維持管理コスト低減を期待し、本研究課題として取り上げた。ただし超高強度コンクリートをコンクリート構造物に適用する場合、自己収縮ひずみが大きくなることが報告されている²⁾。自己収縮ひずみが大きいと、部材が外部または内部に拘束されると引張応力が発生しコンクリートにひび割れが生じる。また、自己収縮ひずみによるひび割れが生じなくても、鉄筋コンクリートはりの曲げひび割れ幅を増大させること³⁾、せん断耐力を低下させること⁴⁾等が報告されている。よって、超高強度コンクリートを構造物に適用して高強度・高耐久性の利点を発揮するためには、自己収縮ひずみの低減を図ることが重要な課題のひとつとなる。

「廃棄物利用」については、今回着目した廃棄物は、屋根瓦製造時に規格外として排出される瓦として、島根県西部の石見地方（江津市、浜田市）で生産される日本三大瓦（三州瓦、淡路瓦、石州瓦）のひとつ、「石州瓦」の廃瓦である。

島根県西部の石見地方（江津市、浜田市）は、日本三大瓦産地の一つ「石州瓦」の生産地である。石州瓦の全国シェアは第2位であり、石州瓦工業組合によれば、平成26年実績で37,167,000枚生産されている。石州瓦の特徴の一つは $1200\sim 1300^\circ\text{C}$ という焼成温度の高さがあり、硬質で緻密なことから凍結融解作用に対する耐久性が高いことが知られている。その生産過程において発生するキズや冷割などの規格外瓦（以下、廃瓦）が生産数の8%（約9,750t）発生しており、これら廃瓦は破砕機により破砕およびふるい分けされ、産業廃棄物として処理されている。近年は、循環型社会構築の観点から再利用が望まれ、主に路盤材、園芸材、敷石等に利用されているものの、石州瓦工業組合

では廃瓦のさらなる有効活用を模索している。

一方、昨今の環境に配慮した事業活動の促進より、コンクリート用骨材の採取量は減少傾向にある。また、国土交通省発注工事においてコンクリートは、建設リサイクル法やグリーン購入法およびアルカリ骨材反応の抑制目的で高炉セメントを使用することが一般的である。しかし高炉セメントは、水和反応が遅くコンクリートの所要の性能を発揮するために十分な初期湿潤養生を行う必要がある。

上述した廃瓦の有効活用、建設リサイクルの課題に対し佐藤らは、かねてから廃瓦をコンクリート骨材（廃瓦骨材）とした場合の、その適度な吸水率、相対的に小さな破砕値から、コンクリートの内部養生材への適用性について検討している^{例え}ば⁵。

さらに、平成 25 年度には山陰道浜田・三隅道路において容積置換率 12%の廃瓦細骨材を用いた鉄筋コンクリート造函渠工の試験施工を行い、平成 27 年 12 月には同じく容積置換率 12%の廃瓦細骨材を用いたプレストレストコンクリート跨道橋の試験施工を行った⁶。

本研究は、「超高強度コンクリート」を利用し、その「自己収縮ひずみの低減」の課題に対して、コンクリートの骨材の一部を廃棄物である廃瓦骨材に置き換えることによる、内部養生効果、自己収縮ひずみ低減効果を検証し、かつそのコンクリートを用いてプレストレストコンクリート（以下、PC）構造、特にポストテンション方式 PC 構造への適用性を検証することに着眼したものである。

1.2 研究の目的

上述したとおり、内部養生効果といった付加価値を有する廃瓦骨材のさらなる活用を検討するために、本研究では、大規模構造に採用されることが多いポストテンション方式 PC 構造に着目し、廃瓦骨材で内部養生した超高強度コンクリートを用いて製造した PC 部材（ポストテンション方式 PC はり部材）への適用性について、その収縮・クリープ特性、ひび割れ特性、せん断特性および既往の設計せん断耐力評価式の適用性を明らかにすることを目的とする。

1.3 本論文の構成

本論文の構成図を **図 1.1** に示す。

第 2 章では、高強度コンクリート、自己収縮ひずみとその低減方法、廃瓦骨材を用いたコンクリートに関する既往の研究について述べる。

第 3 章では、廃瓦骨材を用いたコンクリートの強度特性として、廃瓦の材料特性、配合、廃瓦骨材を用いた超高強度コンクリートの強度特性について述べる。

第 4 章では、はじめに本研究で行う実験の構成（目的、仕様、数量等）について述べ、PC はり部材のクリープ・収縮特性、PC はり部材の力学特性の検討について述べる。

第 5 章では、実験で得られた斜めひび割れ耐力、終局せん断耐力について、既往の評価式を用いた計算値と実測値を比較し、既往の評価式の適用性について述べる。

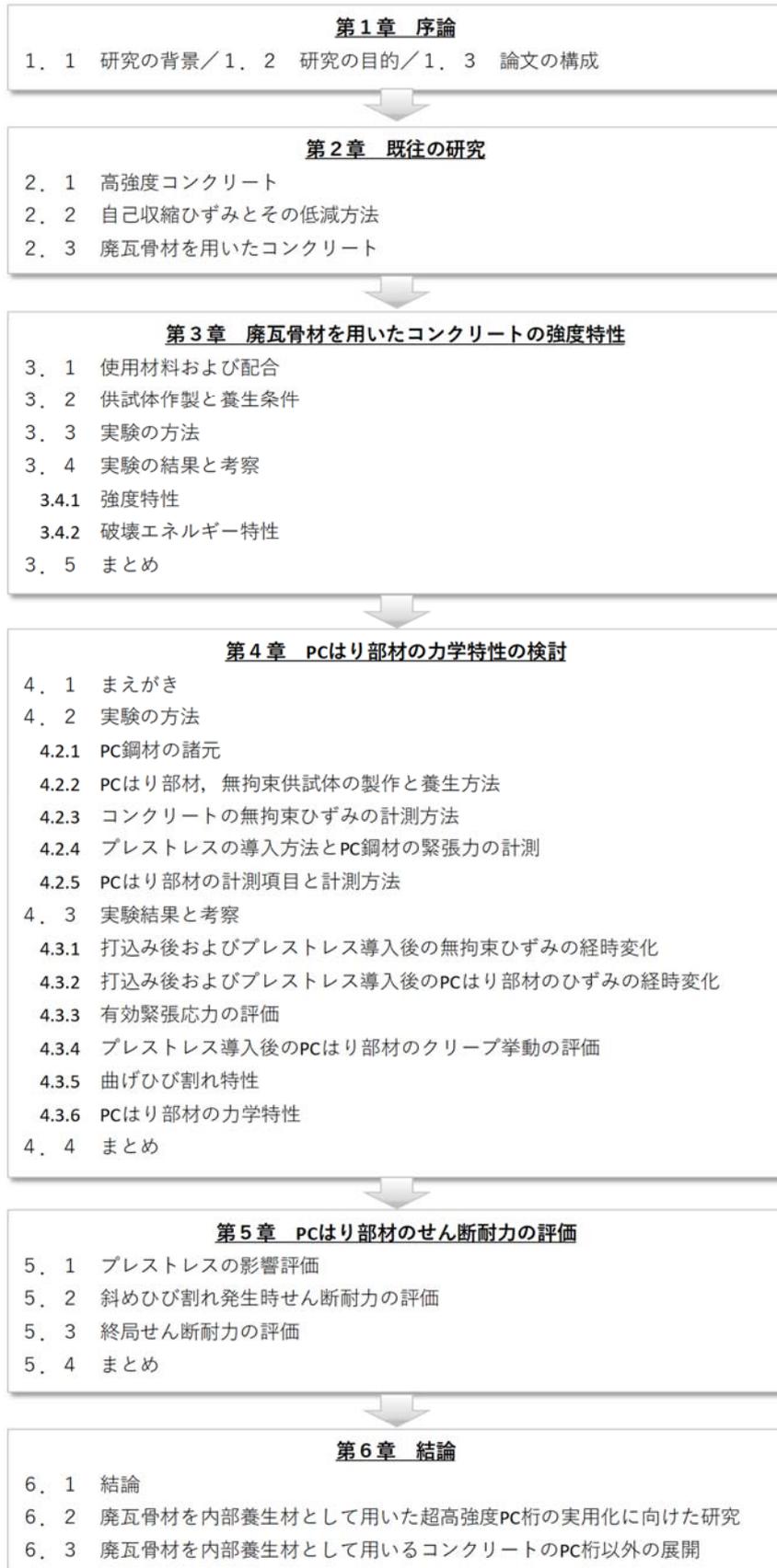


図 1.1 論文の構成

第2章 既往の研究

2.1 高強度コンクリート

コンクリートの高強度化の技術は、シリカフェーム等の混和材の利用やセメントの分散性を高めた高性能減水剤の開発等から、良質な骨材の選定が可能であれば、設計基準強度 150N/mm^2 の建築部材、設計基準強度 120N/mm^2 の歩道橋などの開発・施工が可能となってきている。

建築工事標準示方書・同解説（JASS5）では、高強度コンクリートの定義を「設計基準強度 36N/mm^2 を超えるコンクリート」とし、設計基準強度 120N/mm^2 以下の高強度コンクリートの施工指針も刊行している。コンクリート標準示方書では、施工編において「設計基準強度 $50\sim 100\text{N/mm}^2$ のコンクリート」を高強度コンクリートの適用範囲としている。ACI では、高強度コンクリートの定義を 2001 年に 41N/mm^2 以上から 55N/mm^2 以上に引き上げている。

本研究で着目する高強度コンクリートはりのせん断特性としては、藤田らは、圧縮強度 $36\sim 100\text{N/mm}^2$ 、有効高さ $250\sim 1000\text{mm}$ 、せん断スパン比 $2\sim 5$ としたせん断補強筋のない RC はりのせん断強度を実験的に検討し、圧縮強度 $80\sim 125\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートに対して、新しいせん断強度算定式を提案した⁷⁾。

高強度コンクリートの収縮の影響については、河金らは、圧縮強度 100N/mm^2 を超える高強度 RC はりのせん断強度について、普通ポルトランドセメントを用いた収縮の大きい高強度 RC はりは、低熱セメント、収縮低減剤、膨張材を併用することにより収縮を低減させた RC はりと比較して、斜めひび割れ発生強度で最大 20%、終局せん断強度に至っては最大 35% 小さく、収縮の影響による低下は顕著であったと報告した⁸⁾。

2.2 自己収縮ひずみとその低減方法

2.2.1 自己収縮ひずみ

自己収縮ひずみの発生機構として有力とされている説に、毛細管張力説がある。セメントの水和反応により、未水和のセメントと水が反応することで生成する水和物の体積が、水和前の体積と比較して小さくなり水和収縮が生じる⁹⁾。水和反応が進行し、硬化体の骨格が生成され、水和前に水隙であった部分が空隙として形成されることになる。また、組織の緻密化により、空隙形成速度が水の移動速度を上回る場合には間隙水が不飽和となり、空隙の相対湿度が低下し、自己乾燥が生じる¹⁰⁾。この自己乾燥により、間隙水にメニスカスが形成され、毛細管張力による負圧が発生し、硬化体が収縮するとされている²⁾。

コンクリートの超高強度化を実現させるために、シリカフェームを使用する機会が多い。シリカフェームは、ポゾラン反応やマイクロファイラーにより組織を緻密化して高強度化に貢献するばかりでなく、ベアリング効果により低水セメント比における施工性の改善をはかることができる。しかしこれと同時に、シリカフェームはコンクリートの自己収縮ひずみを大きくすることが知られている^{11,12)}。材齢 1 日以前において収縮量が

きくなる理由として、メニスカス半径が急激に減少し、それに応じて毛細管張力が増大することが考えられる¹³⁾。また、材齢 12 時間から 24 時間において、シリカフェームを混入したコンクリートは、無混入のコンクリートと比較して 0.2 μm 以上の粗大な径のポロシティが少なくなり、シリカフェームの 24 時間以内におけるポゾラン反応や未反応のシリカフェームによる細孔の細分化の寄与により、若材齢時に自己収縮ひずみを増大させる細孔構造が形成されるとの報告がある¹²⁾。

シリカフェームは、コンクリートの組織を緻密化して高強度化に貢献する反面、若材齢時において毛細管張力の増加により自己収縮ひずみを大きくする。本研究においても、高強度化と緻密化を優先し、シリカフェームを混和材として使用している。

2.2.2 自己収縮ひずみの低減方法

(1) セメント系材料

セメント系材料では、同一の水結合材比の場合において、ビーライトを多く含む低熱ポルトランドセメントを用いると、自己収縮ひずみが小さくなることが知られている。セメント鉱物の観点から C_3A の比率が大きいほど自己収縮ひずみは増加し、水結合材比 0.3 のセメントペーストの自己収縮ひずみの終局値として式(2.1)が提案されている¹⁴⁾。

$$\varepsilon_{ps} = 2.15(C_3S\%) - 5.49(C_2S\%) + 68.7(C_3A\%) + 48.5(C_4AF\%) \quad (2.1)$$

ここで、 ε_{ps} : セメントペーストの自己収縮ひずみの終局値 ($\times 10^{-6}$)、 $(C_3S\%)$: C_3S の含有率(%), C_2S , C_3A , C_4AF についても同様。

なお、JISR5210 のポルトランドセメントにおいて、低熱ポルトランドセメントの C_3A は 6%以下と規定されている。

(2) 膨張材

膨張材は、コンクリートの乾燥収縮低減やケミカルプレストレスを与えることを目的に利用されている。膨張材の成分は、エトリンガイド系、石灰系、エトリンガイト・石灰複合系がある。膨張材には JISA6202 の規格があり、「セメントおよび水とともに練混ぜた場合、水和反応によってエトリンガイトまたは水酸化カルシウムなどを生成し、コンクリートを膨張させる作用のある混和材料」と定義されている。この膨張材の反応式は、エトリンガイト系において、式(2.2)、石灰系において(2.3)が表示される^{15,16)}。

エトリンガイト系



石灰系



しかし、各化合物および水和生成物の容積割合を計算すると、式(2.2)で 10.53vol.%, 式(2.3)では 5.71vol.%の体積減少となる。体積減少を伴いながら膨張ひずみが発生する理

由として、空隙径の測定から膨張材の水和生成物が空隙を形成しながら生成すると説明されている¹⁶⁾。エトリンサイト系ではエトリンサイトの針状結晶が、石灰系では水酸化カルシウムの結晶がそれぞれ空隙を作りながら成長すると報告されている¹⁷⁾。こうした化学的な膨張機構を利用し、水結合材比 0.3 のコンクリートに対して自己収縮ひずみの低減効果が確認されている¹⁸⁾。また、水結合材比 0.2 以下の膨張材を用いた超高強度コンクリートの自己収縮ひずみの低減化も試みられている¹⁹⁾。本研究では、標準使用量 30kg/m^3 の早強性膨張材を使用することとし、主成分は石灰系特殊クリンカーである。使用量はケミカルプレストレス導入のための標準使用量 30kg/m^3 の $1/2$ としている。

(3) 収縮低減剤

収縮低減剤は乾燥収縮ひずみを抑制する目的で使用される。収縮低減剤には膨張材による収縮ひずみの抑制の原理とは異なり、硬化体中の空隙水の表面張力を持続的に低くすることにより毛細管張力を低減することを目的とした混和剤である。自己収縮ひずみの駆動力が自己乾燥を伴う毛細管張力によるものと考えられるため、収縮低減剤が自己収縮ひずみの抑制にも期待でき、水結合材比 0.3 のコンクリートの自己収縮ひずみの低減効果を示す報告²⁰⁾がなされている。

(4) 内部養生

自己収縮ひずみの要因である水和反応に伴う自己乾燥を抑制するために、モルタル部の湿度低下を吸水率の高い人工軽量骨材からモルタル部への水分移動に着目した内部養生により、自己収縮ひずみの低減が可能であることが報告されている^{21,22,23,24)}。文献²⁴⁾は水結合材比 17%とし、石炭灰人工軽量骨材を用いて内部養生効果を報告している。

人工軽量骨材への完全吸水を行わない場合は、乾燥した人工軽量骨材が周囲のモルタルからの水分を吸水すること、微細なセメント粒子が人工軽量骨材へ移動することによる骨材界面領域でのセメント粒子の密度増による放水効果の制限等から、内部養生効果が低下することが報告されている²⁵⁾。このことから、内部養生方法による収縮低減効果を高めるためには、水の供給源となる材料の吸水を十分に行う必要がある。内部養生方法を用いる材料には、この他に超吸水性のポリマー(Super Absorbent Polymers (SAP))を用いる方法^{26,27)}が報告されている。しかしながら、人工軽量骨材と SAP は、使用量が多くなった場合に圧縮強度の低減が認められることが報告されている。

(5) 内部養生効果の継続性

RILEM TC196-ICC²⁸⁾により整理された既往の研究によれば、内部養生材(LWA 人工軽量骨材)の水分浸透深さは 4 mm程度以下(1D X-ray absorption)で、反応開始後 LWA の水の供給は 2 日以内で終了すると報告されている。

楊ら²⁹⁾は W/B25%のコンクリート(普通セメントメント(C : 320kg/m^3) + 高炉スラグ微粉末(BS : 320kg/m^3))の環境温度 $20 \pm 1^\circ\text{C}$ における結合水量を測定した。これによれば、封緘養生の場合、材齢 10 日までほぼ直線的に結合水量は増加し、その後は微増している。これに対応し自己収縮ひずみも 10 日ごろまでに急増し、その後は 90 日までは漸増している。このことから材齢 10 日の若材齢まで水和反応は急速に進展することがわか

る。

黒岩ら³⁰⁾は、W/C15%と20%、内部養生材：人工軽量細骨材、容積置換率：0、50%、100%に対して自己収縮と内部相対湿度の両方を測定している。自己収縮は材齢10日ごろまでに急速に生じる。このことは若材齢で硬化による骨格構造が形成され、細孔中には負圧が発生していることを表している。収縮、膨張はいずれも材齢20日までに大きく生じており、この期間に水分移動は活発に行われたものと考えられる。湿度については材齢20日以降は湿度が大きく変化していない。上記より水分移動は材齢20日ごろまでと考えられる。

鈴木ら³¹⁾は、W/B15%の超高強度コンクリートの自己収縮の長期間測定を行っており、内部養生効果を確認している（廃瓦置換率：40%、20%、セメント：低熱セメント＋シリカフェーム）。材齢1～2日で膨張し、その後は材齢650日までの長期にわたり収縮が継続している。この長期にわたる収縮の継続は、水分の消費が継続していることを意味すると考えられる。

以上より、既往の文献に基づき内部養生の開始、終了について検討した結果、内部養生材からの水分供給は、水和反応が始まり、それによりセメントの硬化とともに硬化体の細孔中で自己乾燥が起こり、内部養生材の空隙と細孔の間に湿度勾配が生じて起こることから、その開始は硬化体が形成されるごく若材齢と想定される。一方、水分供給の継続性については、コンクリート中の相対湿度が材齢20日以降ほとんど変化せずこれに対応して自己収縮もほとんど変化しない報告、長期にわたって自己収縮が進行する報告等があり、統一的な結論は得られていない。これは使用材料、特にセメント系材料や内部養生材の相違が考えられる。

2.3 廃瓦骨材を用いたコンクリート

2.3.1 廃瓦骨材の内部養生効果

超高強度コンクリート（以下、UHSC）の自己収縮に起因する応力が発生するため、ひび割れ発生リスクが高くなる。自己収縮による応力を低減するために、佐藤らは、廃瓦粗骨材（PCCA）を内部養生材として用いたUHSCの強度発現、収縮低減効果を検討した結果、水結合材比0.15、PCCA容積置換率40%で圧縮強度180N/mm²、収縮低減効果として収縮ひずみを 400×10^{-6} 低減することを示した^{31,32)}。

2.3.2 廃瓦骨材で内部養生した鉄筋コンクリートはりの力学特性

前述のとおり、昨今は環境負荷低減を目的に、建設リサイクル法やグリーン購入法が制定され、産業廃棄物である高炉スラグ微粉末を含む高炉セメントB種が広く用いられている。高炉セメントB種を用いたコンクリート（BC）は、普通ポルトランドセメントのみを用いたコンクリート（NC）よりもセメントの水和反応が遅く、発現強度は特に若材齢時の養生の影響を強く受ける。初期に乾燥を受けると、その後湿潤状態を保っても、強度発現が悪くなるとともに、耐久性の低下および乾燥収縮が増大することもある。そ

ここで、BC に廃瓦骨材による内部養生を適用しその効果を確認するために、BC による鉄筋コンクリート (RC) はりの載荷実験より力学特性、特に重要なせん断強度特性の検討を行った。その結果、廃瓦骨材の内部養生効果により、圧縮強度、割裂引張強度、破壊エネルギーが増大することが確認できた。また、廃瓦粗骨材置換率 10%、W/C=0.5 の高炉 B 種 RC はりでせん断強度は 1.2 倍、同じ W/C=0.5 の高炉 B 種 RC はりで廃瓦細骨材置換率 12%のせん断強度は 1.3 倍と内部養生効果が確認できた³³⁾。

また、初期に高温履歴を受けた高炉セメント B 種 RC はりのせん断耐力は常温下のそれと比較すると低下するものの、廃瓦粗・細骨材置換によりその低下度合いが低減される結果も報告されている³⁴⁾。

2.3.3 廃瓦骨材を用いた超高強度コンクリートのプレテンション方式 PC 部材への適用性に関する研究

コンクリート構造物のライフサイクルコスト低減を目的に、超高強度コンクリートを PC 部材に適用することで、高強度による断面縮小、硬化体緻密化による高耐久化を追求することができるものと考えられる。一方で、超高強度コンクリートは自己収縮ひずみが大きくなることが知られている。この自己収縮ひずみと鉄筋等の拘束によりひび割れに対するリスクが大きくなり、超高強度コンクリートを用いた RC 部材のひび割れの報告や、せん断耐力を低下させるとの報告がなされている⁴⁾。川畑らは、超高強度コンクリートに低収縮化として、廃瓦粗骨材 (粗骨材容積の 20%置換)、膨張材 (単位膨張材量 10kg/m³) と収縮低減剤を用いたプレテンション方式 PC 部材を製作し載荷実験を行い、自己収縮による応力損失を小さくできること、斜めひび割れ発生荷重、破壊荷重は廃瓦粗骨材を入れたことにより低下することは認められないこと、等を確認した³⁵⁾。

第3章 廃瓦骨材を用いたコンクリートの強度特性

3.1 使用材料および配合

本研究におけるコンクリートの使用材料を表 3.2 に示す。廃瓦骨材（廃瓦粗骨材（PCCA）、廃瓦細骨材（PCFA））は島根県江津産のカオリン粘土（ SiO_2 : 65.7%, Al_2O_3 : 27.1%, Fe_2O_3 : 2.9%, K_2O : 1.8%）を 1200℃以上で焼成して作製した瓦の不適合品を破砕したものである。表 3.1 に廃瓦骨材の破砕値、吸水率を示す。参考に一般の天然骨材および人工軽量骨材に関する値も示す。

同表より、廃瓦骨材の吸水率は 8～9%で、人工軽量骨材の 12～13%より小さい。BS812-110 による PCCA の破砕値は約 20%であり、天然骨材の 10%程度の 2 倍、人工軽量骨材の約 37%の 50%強である。PCCA, PCFA の表乾密度は 2.27g/cm³, 2.29g/cm³, 絶乾密度はともに 2.08g/cm³である。

コンクリートは、表 3.3 に示すとおり 4 種類の配合で製造し、1 種類は水結合材比 W/B=0.44 の通常の PC 用コンクリート、他の 3 種類は W/B=0.17 の超高強度コンクリートである。用いたセメントは早強セメント(HC)およびシリカフェーム(SF)をプレミックスした低熱セメント(SFLC)である。表中の H は通常の PC 用コンクリート、UH は早強セメントとシリカフェームを用いた超高強度コンクリートの基準配合、UL は SFLC を用いた超高強度コンクリートである。G20 は容積置換率 20%の PCCA, S35 は容積置換率 35%の PCFA でそれぞれ内部養生したことを表す。PCFA の置換率は PCCA の吸水量と同一になるように定めた。

表 3.1 骨材の破砕値、吸水率

骨材種	骨材		廃瓦骨材		人工 軽量骨材
	粗骨材	細骨材	粗骨材 PCCA	細骨材 PCFA	
破砕値	12.0%		21.4% (BS812-110)		36.8%
吸水率	0.48%	1.59%	8.90%	8.00%	12.20%



写真 3.1 廃瓦骨材（左：粗骨材，右：細骨材）

表 3.2 コンクリート使用材料

使用材料	種類	特性	記号
練り混ぜ水	地下水(島根県江津市都野津町)	密度1.0g/cm ³	W
セメント	低熱セメント+シリカヒューム (太平洋セメント(株))	密度3.07g/cm ³ , 比表面積6980cm ² /g	SFLC
	早強ポルトランドセメント (太平洋セメント(株))	密度3.14g/cm ³ , 比表面積4480cm ² /g	HC
粗骨材	砕石(島根県江津市松川町産)	表乾密度2.67g/cm ³ , 吸水率0.48%, 粗粒率6.78, 実績率58.5%	G
	廃瓦(島根県江津市産)	密度2.27g/cm ³ , 吸水率8.9%, 粗粒率6.12, 破碎値23.6%, 粒径4mm~130mm,	PCCA
細骨材	混合砂(島根県江津市敬川町産)	表乾密度2.60g/cm ³ , 吸水率1.59%, 粗粒率2.67	S
	廃瓦(島根県江津市産)	密度2.29g/cm ³ , 吸水率8.0%, 粒径5mm以下	PCFA
混和材	シリカヒューム (エルケム・ジャパン(株))	密度2.2g/cm ³ , 比表面積20m ² /g	SF
	膨張材	密度3.19g/cm ³ , 比表面積4830cm ² /g, 早強性	EX
混和剤	収縮低減剤	密度1.02g/cm ³ , 比表面積20m ² /g, 低アルコール, アルキレンオキシド付加物	SRA
	高性能減水剤(普通強度用)	密度1.04g/cm ³ , ポリカルボン酸系化合物	AD1
	高性能減水剤(高強度用)	密度1.08g/cm ³ , ポリカルボン酸系化合物	AD2

表 3.3 コンクリートの配合

記号	水結合材比 W/B ^{※1}	細骨材率 s/a(%)	単位量 (kg/m ³)												
			W ^{※2}	SFLC	HC	SF	EX	S	G	PCCA	PCFA	SRA	AD1	AD2	
H	0.44	43.0	159	-	362	-	-	-	681	1036	-	-	-	2.53	-
UH	0.17	38.4	155	-	821	91	-	-	521	859	-	-	-	-	30.1
ULG20	0.17	39.1	155	897	-	-	15	15	537	687	146	-	6	-	10.9
ULS35	0.17	39.1	155	897	-	-	15	15	349	859	-	165	6	-	10.0

※1 : B=SFLC+HC+SF+EX, ※2 : W の単位量には SRA, AD1, AD2 の単位量も含む

3.2 供試体作製と養生条件

圧縮強度・ヤング係数測定のための円柱供試体(φ100×200mm), 割裂引張強度測定のための供試体(φ150×200mm), 破壊エネルギー測定のための角柱供試体(100×100×400mm)を製作した。供試体は, 材齢7日までは封緘養生, その後は気中暴露とした。

表 3.4 コンクリート供試体の形状, 寸法

目的	実験概要
コンクリート強度特性	圧縮強度(φ100×200) 引張強度(φ150×200) ヤング係数(φ100×200)
破壊エネルギー特性	破壊エネルギー(100×100×400) ※鈴木・佐藤による

3.3 実験の方法

コンクリートの強度試験は、基準配合 (H)，超高強度配合 (UH,ULG20,ULS35) いずれも圧縮強度 7 材齢，割裂引張強度 5 材齢で試験を行った。圧縮試験ではコンプレッソメータにより圧縮ひずみを計測しヤング係数も求めた。

表 3.5 コンクリートの試験材齢

目的	実験概要
コンクリート強度特性	<ul style="list-style-type: none"> ◆基準配合 (H)，超高強度配合 (UH, ULG, ULS) ◆圧縮強度：7材齢 (材齢1, 3, 7, 28, 56, 91, 1000日) ◆割裂引張強度：5材齢 (材齢3, 7, 28, 56, 91, 1000日) ◆ヤング係数：7材齢 (材齢1, 3, 7, 28, 56, 91, 1000日)

3.4 実験の結果と考察

3.4.1 強度特性

強度試験結果を表 3.6, 表 3.7, 材齢毎の強度発現特性を図 3.1 に示す。超高強度配合で比較すると，UH590 と比較して ULG20, ULS35 の若材齢で圧縮強度が低い傾向にある。これは UH590 が早強ポルトランドセメント (HC) を使用していることに対して，ULG, ULS はシリカフェーム低熱セメント (SFLC) を用いていることに起因する。しかしながら材齢 7 日で，UH590, ULG20, ULS35 は同等な強度を示す結果となっている。材齢約 1000 日での圧縮強度は H で約 60N/mm²，UH で約 160N/mm²，廃瓦を置換した ULG20, ULS35 は，UH よりさらに大きく 170N/mm² 以上の値が得られた。これは，廃瓦骨材の内部養生効果に起因するものと考えられる³¹⁾。

割裂引張強度は，超高強度配合では UH が若材齢時から強度が高く発現し，材齢 1000 日で ULG20 が同等の強度となる。一方で ULS35 は表 3.7 によると割裂引張試験結果はばらついており，圧縮強度も鑑みると必ずしも ULS35 の割裂引張強度は UH, ULG より低いということではないものと考え，材齢 1000 日の割裂引張強度は UH,ULG と同等の 6.9N/mm² と評価する。

超高強度配合のヤング係数は，圧縮強度と同様に若材齢で ULG20, ULS35 が低い傾向を示すが，材齢 28 日で UH とほぼ同等な値を示している。ULG20 が UH590, ULS35 より若干小さいヤング係数を示しているのは，廃瓦粗骨材のヤング係数が碎石骨材より小さいことによるものと考えられる。

表 3.6 材料試験結果一覧（基準配合，超高強度配合）

試験体	H590,H790 基準配合 W/B=0.44					UH590 超高強度配合 W/B=0.17					
	試験種類	材齢 日	圧縮強度 N/mm ²	ヤング係数 kN/mm ²	ポアソン比	割裂引張強度 N/mm ²	材齢 日	圧縮強度 N/mm ²	ヤング係数 kN/mm ²	ポアソン比	割裂引張強度 N/mm ²
No.1	1012		57.0	35.4	0.160	2.8	1009	160.3	53.5	0.216	6.9
No.2			58.0	37.3	0.212	3.2		161.5	52.8	0.220	6.7
No.3			63.1	35.6	0.163	3.4		157.7	53.7	0.216	7.7
平均			59.3	36.1	0.178	3.1		159.8	53.4	0.217	7.1

表 3.7 材料試験結果一覧（超高強度配合（廃瓦骨材使用））

試験体	ULG20 超高強度配合 W/B=0.17(廃瓦粗骨材20%置換)					ULS35 超高強度配合 W/B=0.17(廃瓦細骨材35%置換)					
	試験種類	材齢 日	圧縮強度 N/mm ²	ヤング係数 kN/mm ²	ポアソン比	割裂引張強度 N/mm ²	材齢 日	圧縮強度 N/mm ²	ヤング係数 kN/mm ²	ポアソン比	割裂引張強度 N/mm ²
No.1	1005		170.9	51.2	0.225	7.1	1007	171.5	52.3	0.223	4.5
No.2			180.8	51.7	0.213	7.6		168.8	52.4	0.221	4.3
No.3			180.9	50.9	0.222	6.6		171.7	51.2	0.223	6.9
平均			177.5	51.3	0.220	7.1		170.7	52.0	0.222	6.9

※ULS35の割裂引張強度は4.5, 4.3N/mm²を却下し6.9N/mm²を採用する。

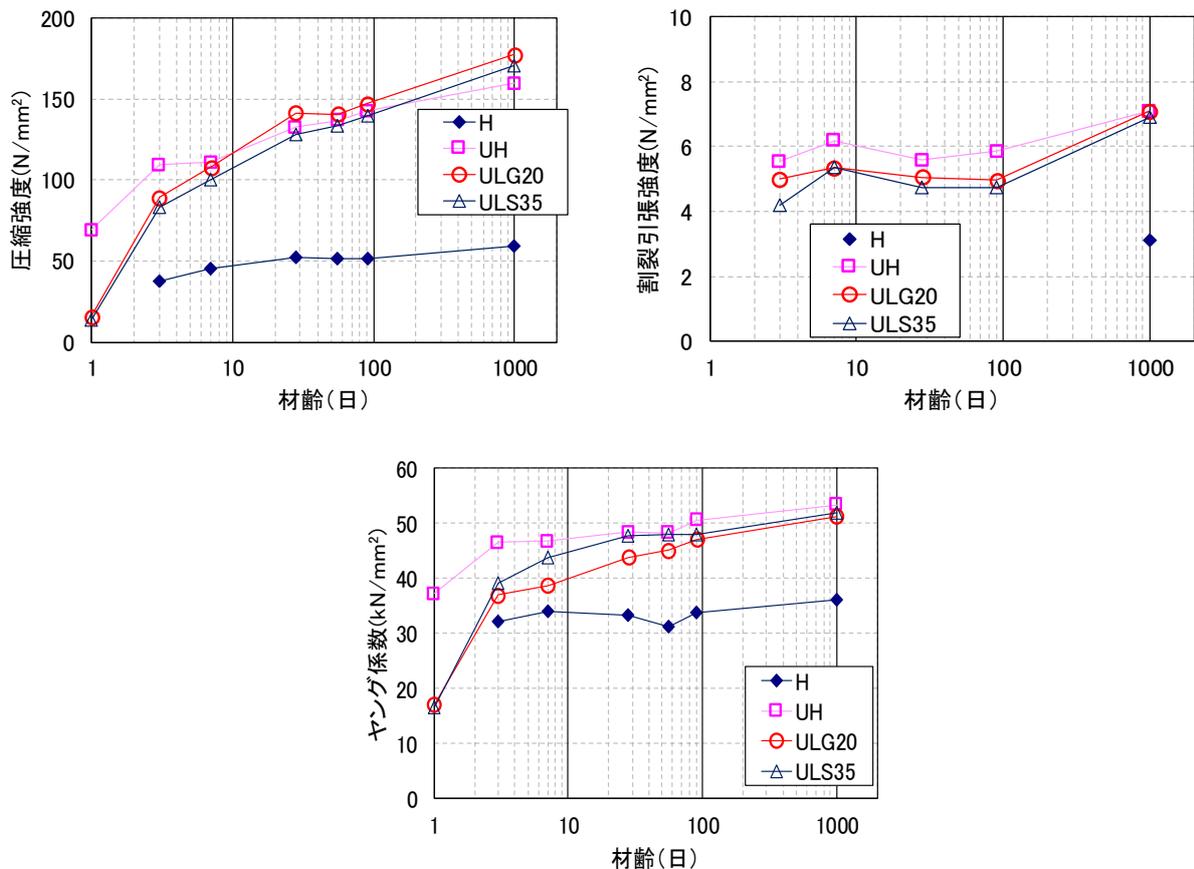


図 3.1 供試体の強度発現特性（圧縮強度，割裂引張強度，ヤング係数）

図 3.2 に材齢毎の圧縮強度-引張強度の関係を次式に示す³⁶⁾。

$$f_{ik}=0.23 \cdot f'_{ck}{}^{2/3} \quad (3.1)$$

コンクリート標準示方書³⁷⁾においては上式の適用範囲は $f'_{ck} \leq 80\text{N/mm}^2$ であるが、PC 設計施工規準³⁶⁾によると高強度でも適用できることが確認され、適用範囲は $f'_{ck} \leq 160\text{N/mm}^2$ と示されている。図 3.2 によると、基準配合および超高強度配合（内部養生なし）では、概ね式(3.1)の関係と整合するが、超高強度配合（ULG,ULS）については、引張強度は同式より若干小さめの傾向がうかがえる。

次に、圧縮強度-ヤング係数関係を以下に示す³⁶⁾。

$$E_c=12.5 \cdot f'_{ck}{}^{1/4} \quad (3.2)$$

同式の適用範囲は、 $60 \leq f'_{ck} \leq 160\text{N/mm}^2$ である。圧縮強度-ヤング係数関係は ULG20 が若干小さい傾向を示している。ULG20 が UH と比べてヤング係数が 4%小さいのは、廃瓦粗骨材のヤング係数が小さいことによるものと考えられる。また、式(3.2)は全体的にヤング係数を過小評価する傾向がうかがえる。

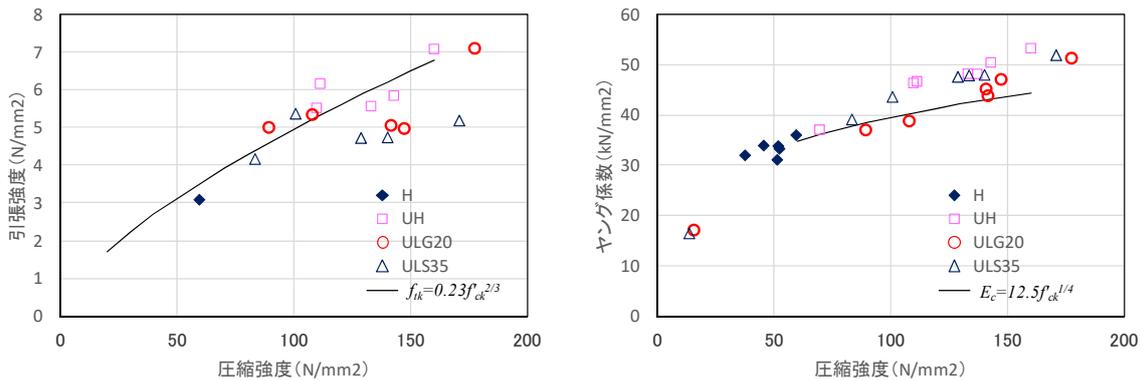


図 3.2 圧縮強度-割裂引張強度関係、圧縮強度-ヤング係数関係

3.4.2 破壊エネルギー特性

破壊エネルギー特性は、鈴木・佐藤より行われた本研究で用いる同配合のコンクリートの破壊エネルギー試験を参照した。表 3.8 に破壊エネルギー、特性長さを示す。

表 3.8 破壊エネルギー試験結果

記号	圧縮強度 f'_c N/mm ²	破壊エネルギー G_f N/mm	特性長さ l_{ch} mm	ヤング係数 E_c N/mm ²	引張強度 f_t N/mm ²
H(590・790)	59.3	0.204	748.4	36093	3.14
UH590	159.8	0.156	166.5	53369	7.08
ULG20	177.5	0.155	156.8	51264	7.11
ULS35	170.7	0.169	184.6	51969	6.90

※破壊エネルギー試験結果を巻末資料（表-1～表-4）に記載する。

3.5 まとめ

本章は廃瓦骨材を用いたコンクリートについて、本研究に用いる PC はり部材を製作するためのコンクリートの使用材料、配合、強度特性についてとりまとめた。以下に結論を示す。

- ① 本研究での PC はり部材の載荷実験直前の材齢（約 1000 日）で、基準配合（H 早強セメント使用， $W/B=0.44$ ）は， $f'_c=59.3N/mm^2$ ，超高強度配合（UH 早強セメント使用，内部養生なし， $W/B=0.17$ ）で $f'_c=159.8N/mm^2$ ，超高強度配合（ULG20 低熱セメント+シリカフェーム使用，内部養生材（廃瓦粗骨材 20%置換）， $W/B=0.17$ ）で $f'_c=177.5N/mm^2$ ，超高強度配合（ULS35 低熱セメント+シリカフェーム使用，内部養生材（廃瓦細骨材 35%置換）， $W/B=0.17$ ）で $f'_c=170.7N/mm^2$ であった。超高強度配合では，材齢 7 日の圧縮強度は， $UH > ULG20 > ULS35$ であったが，材齢約 1000 日では ULG20，ULS35 とともに $170N/mm^2$ 以上の値が得られ，UH より 7~11%大きい値であった。これは廃瓦骨材の内部養生効果に起因するものと考えられる。
- ② 圧縮強度と引張強度の関係は，高強度 PC 構造物設計施工規準³⁶⁾の関係式と比較すると，基準配合(H)，超高強度配合(UH)は概ね関係式と整合するが，超高強度配合(ULG20，ULS35)は若干小さめで，規準式は過大評価の傾向がうかがえる。圧縮強度とヤング係数の関係は，全体的に見て規準式はヤング係数を過小評価する傾向がうかがえる。ULG20 が UH と比べてヤング係数が 4%小さいのは，廃瓦粗骨材のヤング係数が小さいことによるものと考えられる。

第4章 PC はり部材の力学特性の検討

4.1 まえがき

本章で用いるコンクリートの材料、配合、養生等は第3章で示したコンクリートと同様なものである。これらのコンクリートを用いて、PC はり部材および同一断面の無拘束供試体を製作し、収縮ひずみ、PC はり部材のクリープ・収縮特性、PC はり部材の力学特性を実験的に検討する。検討項目および実験概要を表 4.1 に示す。

表 4.1 実験の構成

検討項目	実験概要	備考
収縮ひずみの検討	無拘束供試体のひずみ計測（4試験体） ・ 基準配合（H） ・ 超高強度配合（UH, ULG, ULS） ・ PCはり部材と同一断面，長さ1000mm	収縮ひずみの計測 （ひずみ計設置3深度：上段， 下段PC鋼材位置，h/2の高さ 295mm）
PCはり部材のクリープ・収縮特性の検討	PCはり部材のひずみ計測（5試験体） ・ 基準配合（H590, H790） ・ 超高強度配合（UH, ULG, ULS） ・ 材齢約740日まで計測	上段，下段PC鋼材位置のコン クリートひずみ測定
PCはり部材の力学特性の検討	PCはり部材の載荷試験（5試験体） ・ 基準配合（H590, H790） ・ 超高強度配合（UH, ULG, ULS） ・ 材齢約1000日で載荷実験	載荷実験による荷重-変形 （たわみ，せん断変位）， ひび割れ幅の計測

4.2 実験の方法

4.2.1 PC 鋼材の諸元

本実験で製作した PC はり部材に用いる PC 鋼材の諸元を表 4.2 に示す。緊張材には、引張側に PC 鋼より線（SWPR7BL12S15.2），圧縮側には PC 鋼棒（SBPR930/1180 φ32）をそれぞれ用いた。それらの JIS 規格値を同表に示す。

表 4.2 PC 鋼材諸元

試験体名	引張鋼材			圧縮鋼材		
	種類	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	種類	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²
H590	SWPR7BL 12S15.2	1600 以上	1882 以上	SBPR 930/1180 Φ32	930 以上	1180 以上
UH590						
ULG20						
ULS35						
H790						

4.2.2 PC はり部材，無拘束供試体の製作と養生方法

本研究で製作した PC はり部材の諸元および種類を図 4.1(写真 4.1)，表 4.3 に示す。No.1～No.5 はポストテンション PC はり部材で PC 鋼材を PC 鋼より線（7 本より線 15.2mm）に統一して配置している。PC はり部材形状は幅 200mm で統一しており，No.5

のみ桁高 790mm (有効高 700mm), スパン 4700mm とし, その他の PC はり部材は桁高 590mm (有効高 500mm), スパン 3500mm である. せん断スパン a と有効高さ d の比 (以下, せん断スパン比 a/d) はすべて 3.0 で統一している. また, 同図より, いずれの PC はり部材も両端部を拡幅しているが, これは PC 鋼材を定着するためである.

No.1 (H590) と No.5 (H790) は, 早強セメント (HC) を使用した設計基準強度 40N/mm^2 ($W/B=0.44$) の通常使用される PC 桁の位置づけである. No.2 (UH590) は, HC を使用して超高強度コンクリート配合 ($W/B=0.17$) とした PC 桁で, No.1 の下縁圧縮応力度が 20N/mm^2 であるのに対して, プレストレス導入緊張力を大きくして 40N/mm^2 にしたものである.

No.5 (H790) は, 引張縁のコンクリート引張応力が許容値 ($\sigma_{cat}=1.5\text{N/mm}^2$) に達する曲げモーメントと, 超高強度配合 (有効高 500mm) のはりの許容値 ($\sigma_{cat}=2.5\text{N/mm}^2$) に達する曲げモーメントが同一になるように試設計を行い決定されたもので, 有効高 500mm の超高強度 PC はり部材のせん断強度と有効高 700mm の基準配合のそれを比較することにより, 桁高を小さく抑えうる超高強度配合の優位性を検証することを目的とするものである.

No.3 (ULG20) および No.4 (ULS35) 試験体は, 骨材の一部を廃瓦 (PCCA, PCFA) に置換した PC はり部材で, 超高強度コンクリートにおける廃瓦の内部養生効果とせん断に対する廃瓦の抵抗能力を No.2 (UH590) 試験体と比較するものである. PC はり部材の諸元を表 4.4 に示す.

PC はり部材は, コンクリート打設後直ちに封緘養生を行い, その後 7 日目に気中暴露状態とした. プレストレス導入は, 基準配合 (H590, H790) は材齢 9 日, 高強度配合 (UH590, ULG20, ULS35) は材齢 7 日で行った. なお, 本実験では, コンクリートの収縮・膨張ひずみを計測するため, PC はり部材と同一断面 (幅 200mm×高さ 590mm), 長さ 1000mm の無拘束供試体を各配合で製作した (図 4.2).

表 4.3 PC はり部材一覧

PC はり部材 No.	記号	コンクリート配合	部材寸法 長さ×高さ×幅 (mm)
No.1	H590	基準配合 (HC 使用) $W/B=0.44$	6600×590×200
No.2	UH590	超高強度配合 (HC 使用) $W/B=0.17$	
No.3	ULG20	超高強度配合 (SFLC 使用) $W/B=0.17$ (廃瓦粗骨材 20%置換)	
No.4	ULS35	超高強度配合 (SFLC 使用) $W/B=0.17$ (廃瓦細骨材 35%置換)	
No.5	H790	基準配合 (HC 使用) $W/B=0.44$	7800×790×200

表 4.4 PC はり部材諸元

試験体	使用配合	PCはり部材 諸元											PC鋼材			
		せん断試験区間							端部				上側		下側	
		b mm	h mm	d mm	d' mm	a mm	a/d	Ls mm	b mm	h mm	d mm	d' mm	A'p mm ²	P'p %	Ap mm ²	Pp %
H590	H	200	590	500	100	1500	3.0	6600	450	730	500	100	804.2	0.80	1664.4	1.66
UH590	UH															
ULG20	ULG20															
ULS35	ULS35															
H790	H		790	700	100	2100	3.0	7800					930	700	100	0.57

b : 供試体の幅, h : 供試体の高さ, Ls : 供試体の長さ, a : せん断スパン長, d : 有効高さ (供試体上縁から引張鋼材図心までの距離), d' : 供試体上縁から圧縮鋼材図心までの距離, Pp(=Ap/bd) : 引張鋼材比, Ap : 引張鋼材の公称断面積, P'p(=As/bd) : 圧縮鋼材比, A'p : 圧縮鋼材の公称断面積

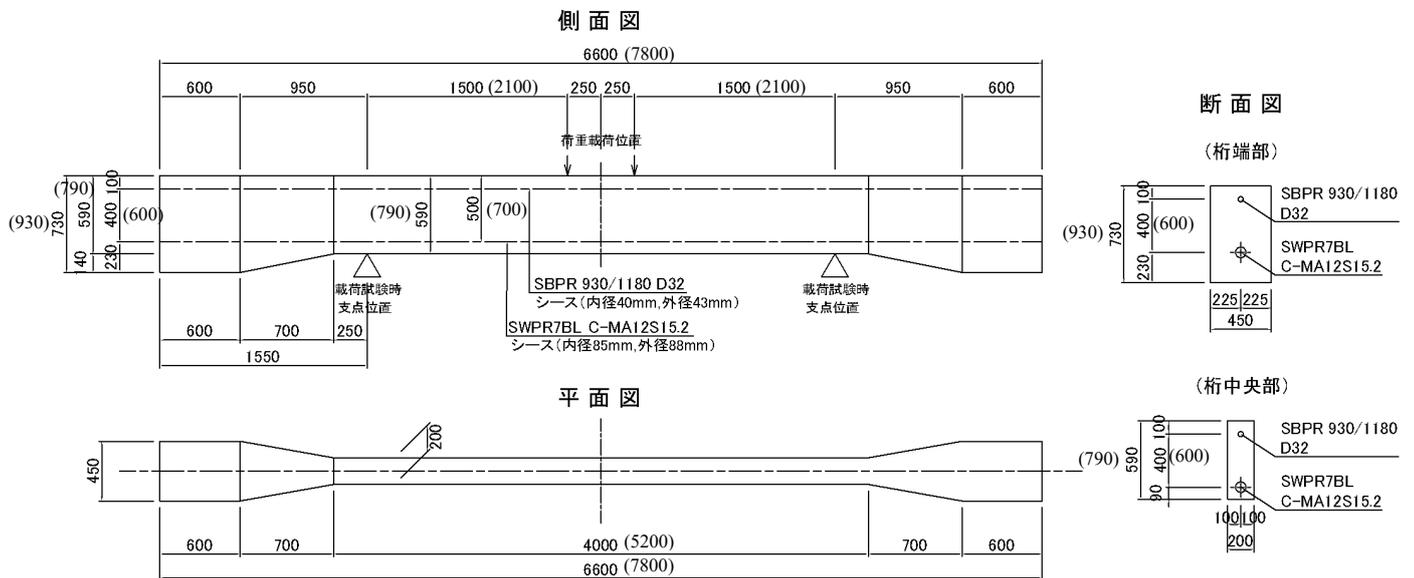


図 4.1 PC はり部材 (d=500mm, () は d=700mm 試験体の諸元)



写真 4.1 PC はり部材の配筋と外観

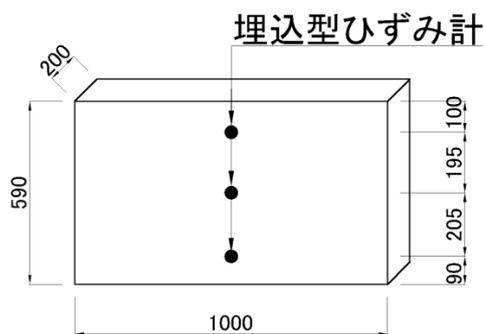


図 4.2 無拘束供試体

4.2.3 コンクリートの無拘束ひずみの計測方法

前述したとおり本研究では、プレストレス導入から材齢 740 日までの期間で、圧縮および引張 PC 鋼材位置のコンクリートひずみを測定するために、PC はり部材と同一断面（長さ 1000mm）で低弾性型埋設ひずみ計（標点距離 100mm，弾性係数 40N/mm^2 ）を設置した無拘束供試体を製作し、3 深度（上，中，下）のコンクリートひずみを測定した。無拘束供試体の幅方向のひずみを、上表面から 100 mm（圧縮側鋼材位置），295 mm（高さ中央位置），500 mm（引張側鋼材位置）の深さで計測した。なお，幅方向（短手方向）にひずみ計を設置した理由は，長手方向で生じうる内部拘束の影響を極力低減し，かつ UHSC の場合は自己収縮がかなり進行した材齢 7 日以降の乾燥による収縮の進行は大きくないと考えられることからである。なお，H790 の無拘束ひずみは H590 供試体の計測値を代用した。



写真 4.2 無拘束供試体の埋設ひずみ計

4.2.4 プレストレスの導入方法と PC 鋼材の緊張力の計測

プレストレス導入は PC 鋼より線用の定着具を用い、圧縮側 PC 鋼材を緊張した後、引張側 PC 鋼材を緊張した。緊張力はジャッキに取り付けられた圧力計とジャッキシリンダーの受圧面積を乗じて求めた。なお、定着具のセットロスには引張側 PC 鋼材ではほとんど見られなかった。圧縮側 PC 鋼材では、引張側 PC 鋼材の緊張力導入に伴って若干導入力の減少が見られたが、その減少の影響は小さいと考えられるのでこれを無視し、圧力計に基づいて導入力を定めた。

PC 鋼材の緊張力導入時の管理は、PC はり部材の中央断面の圧縮鋼材位置と引張鋼材位置に設置した埋設ひずみ計（標点距離 100mm，弾性係数 40N/mm²）を用いて行った（写真 4.3）。圧縮鋼材位置のひずみ（ ϵ_{ci} ）と引張鋼材位置のひずみ（ ϵ_{cb} ）から平面保持を仮定して下縁のコンクリートひずみ（ ϵ_{ci} ）を算出し、基準配合で $\epsilon_{cf}=20\text{N/mm}^2$ ，超高強度配合で $\epsilon_{cf}=40\text{N/mm}^2$ となるように緊張力を導入した。基準配合： $\epsilon_{cf}=20\text{N/mm}^2$ ，超高強度配合： $\epsilon_{cf}=40\text{N/mm}^2$ は、せん断破壊先行となるようにあらかじめ試設計で求めた値である。表 4.5 に PC はり部材の緊張力および緊張力導入材齢を示す。



写真 4.3 PC はり部材の埋設ひずみ計

表 4.5 PC はり部材の導入緊張力

PCはり試験体		緊張力 N	緊張応力 N/mm ²	緊張力導入 材齢
H590	圧縮側	200,866	249.8	9日
	引張側	824,700	495.5	
UH590	圧縮側	452,941	563.2	7日
	引張側	1,566,930	941.4	
ULG20	圧縮側	361,012	448.9	7日
	引張側	1,649,400	991.0	
ULS35	圧縮側	406,745	505.8	7日
	引張側	1,704,380	1,024.0	
H790	圧縮側	298,729	371.5	9日
	引張側	1,099,600	660.7	

4.2.5 PC はり部材の測定項目と測定方法

PC はり部材の鋼材位置のコンクリートひずみは、低弾性型埋設ひずみ計(標点距離 100mm, 弾性係数 40N/mm²)で測定し, PC 鋼材の応力損失を評価するために用いた. たわみおよびせん断変位は精度 1/500mm~1/100mm の高感度変位計, ひび割れ再開口時の変位量は精度 1/1000mm の π 型変位計により測定した. これらの計器の設置を図 4.4 に示す.

PC はり部材は, 図 4.4 に示すように, 2 点集中荷重を載荷した. 荷重の経路は図 4.3 に示すように, 曲げひび割れが下段の PC 鋼材の高さに至ったことを確認した後に一旦除荷し, 曲げひび割れを跨ぐように PC はり部材下縁に π 型変位計を設置し再載荷して, 所定の荷重の曲げひび割れの再開口荷重, たわみ, せん断変位等を計測し, 破壊まで載荷した.

導入された有効プレストレスは, 再載荷によりひび割れが開口した時点の荷重を用いて求めた. なお, 有効プレストレスは, PC はり部材の埋設ひずみ計の計測ひずみ (740 日間) によるものと比較・検証した.

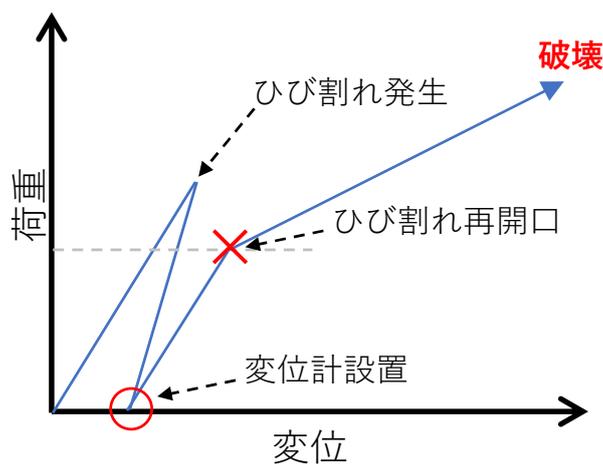
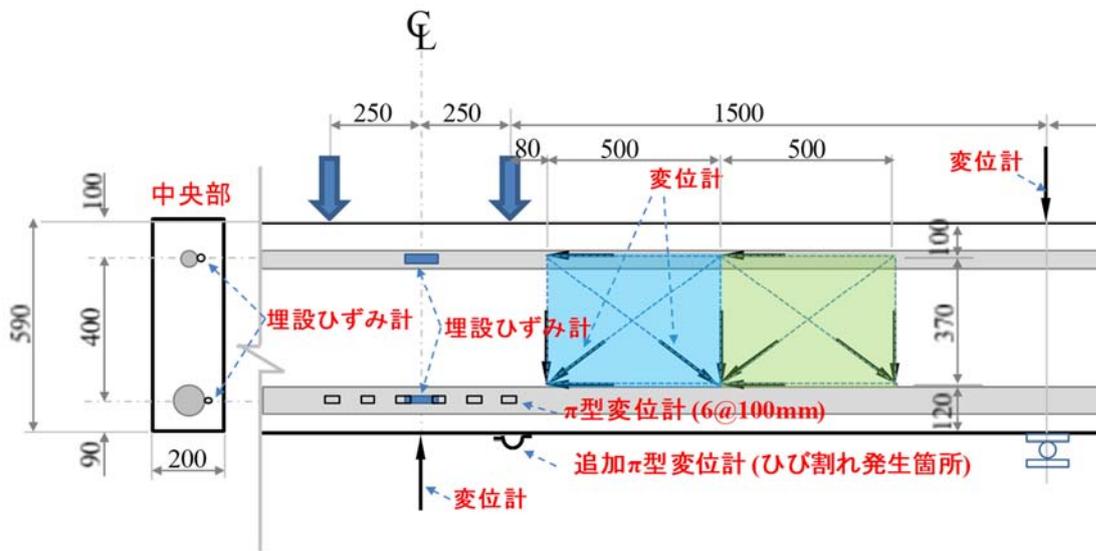
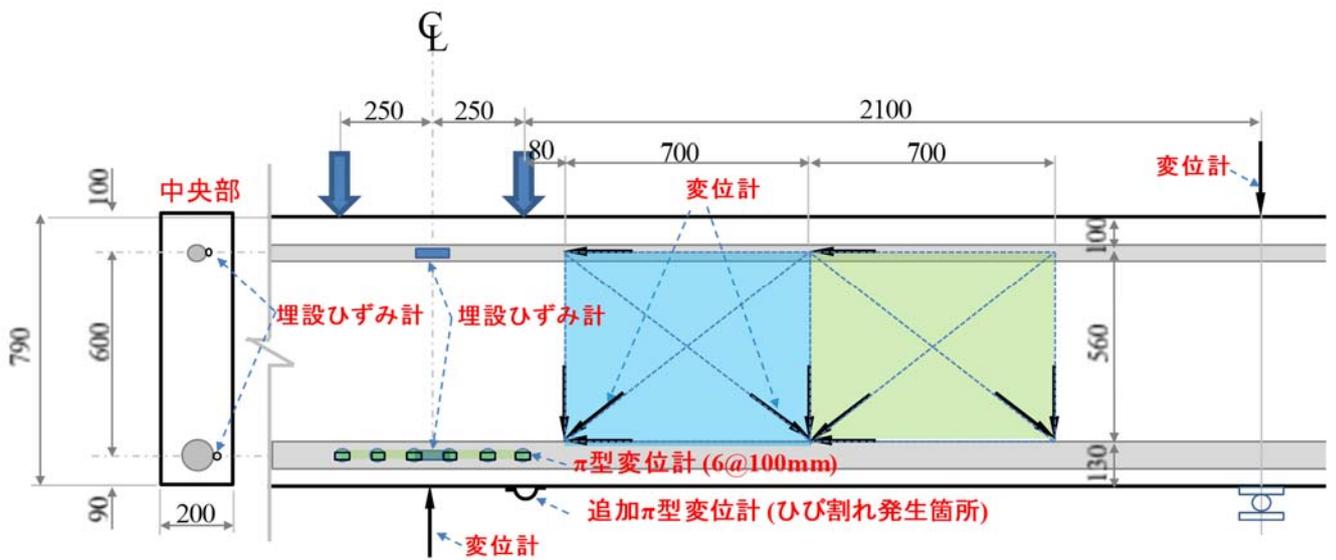


図 4.3 荷重ステップ (概要)

荷重装置を図 4.5, 写真 4.4 に示す. 本荷重試験は, 荷重フレームおよび 2000kN 荷重ジャッキを用いた 2 点荷重である.

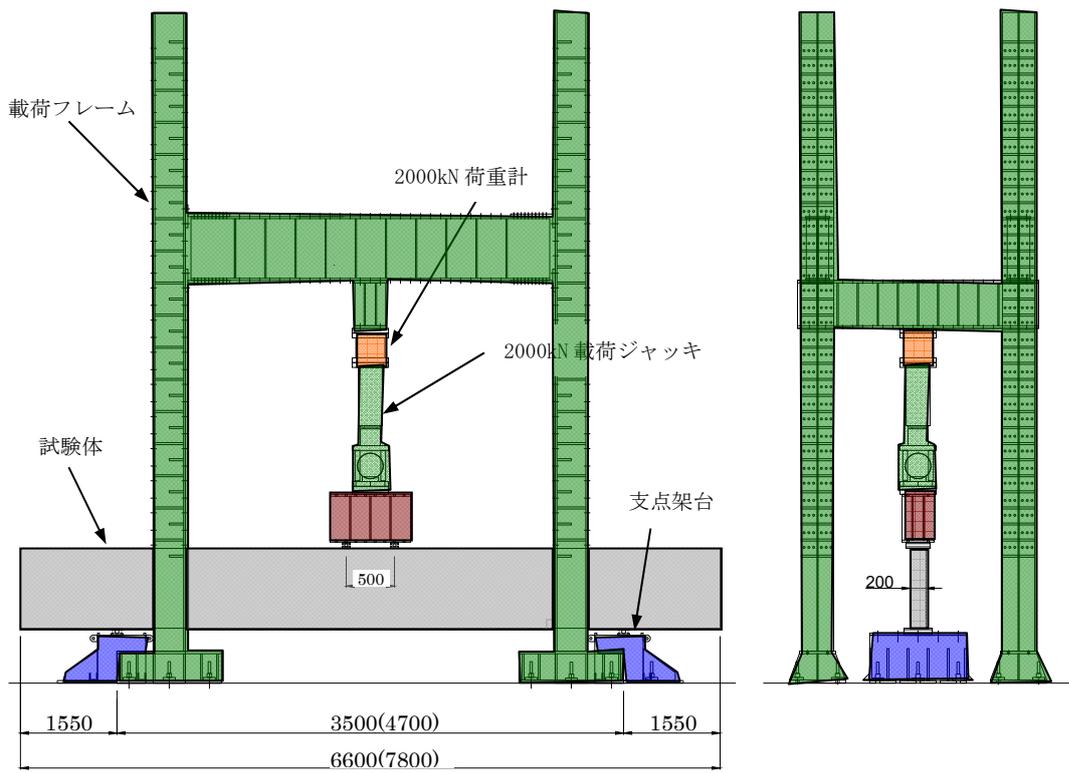


H590 PC はり部材



H790 PC はり部材

図 4.4 PC はり部材諸元, 変位, ひずみの計測位置



(a) 側面図※ () : H790 の PC はり部材の諸元

(b) 断面図

図 4.5 載荷装置

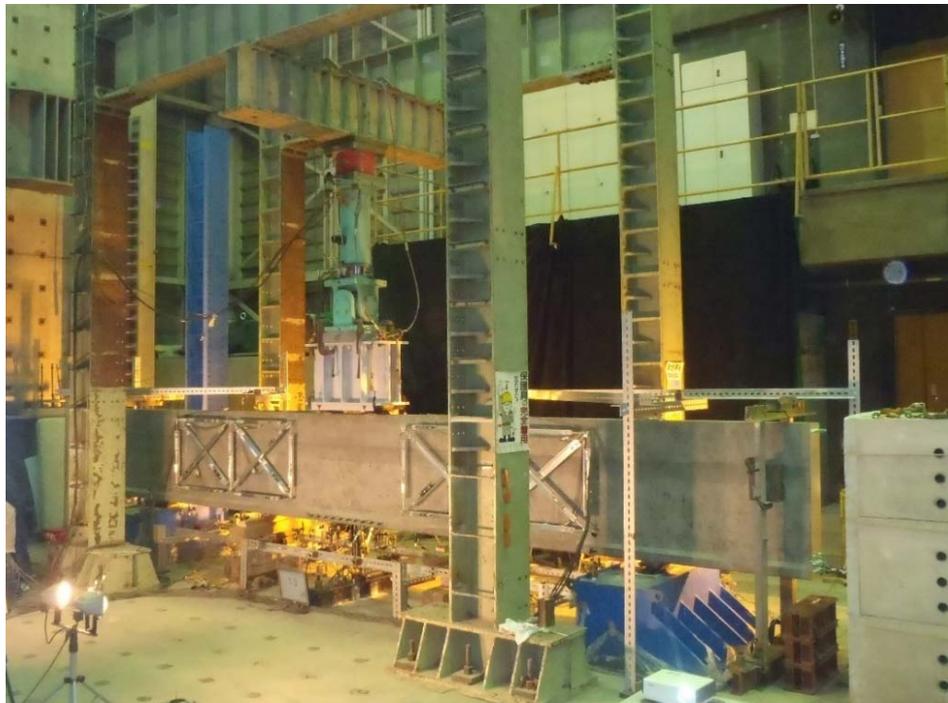


写真 4.4 載荷装置

4.3 実験結果と考察

4.3.1 打込み後およびプレストレス導入後の無拘束ひずみの経時変化

無拘束供試体のコンクリートひずみ（収縮ひずみ（実ひずみ－温度変化ひずみ））を図 4.6 に示す（熱膨張係数は $10.0 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ ）。

同図より、基準配合（H）に対して超高強度配合（UH）は、約 2 倍の大きな収縮ひずみが計測されている。一方、内部養生材として廃瓦を置換し、さらに低熱セメント、膨張材、収縮低減剤を用いた超高強度配合廃瓦使用（ULG20, ULS35）は、材齢初期に膨張挙動を示し、ピーク値に達した後は収縮が進行するものの、収束値は膨張側のひずみとなることが確認できる。また、廃瓦粗骨材置換（ULG20）のひずみ経時変化は上・中が膨張側、下が収縮側と傾向が異なっていることに対して、廃瓦細骨材置換（ULS35）は上・中・下で同様な傾向を示している。これは ULG20 が断面内に廃瓦骨材が均一に分布してないことによることが考えられる。

また、内部養生材、膨張材、収縮低減剤の併用は、自己収縮低減に有効である一方、乾燥暴露以降に収縮が $100 \sim 200 \mu$ 進展し、内部養生の乾燥後の収縮低減効果は認められなかった。ただし乾燥の影響は基準配合（H）より明らかに小さかった。

※同図の材齢は次式に示す有効材齢としている。

$$t = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \cdot \exp \left[13.65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)/T_0} \right]$$

ここで、 Δt_i ：温度が T （ $^{\circ}\text{C}$ ）である期間の日数、 T_0 ： 1°C

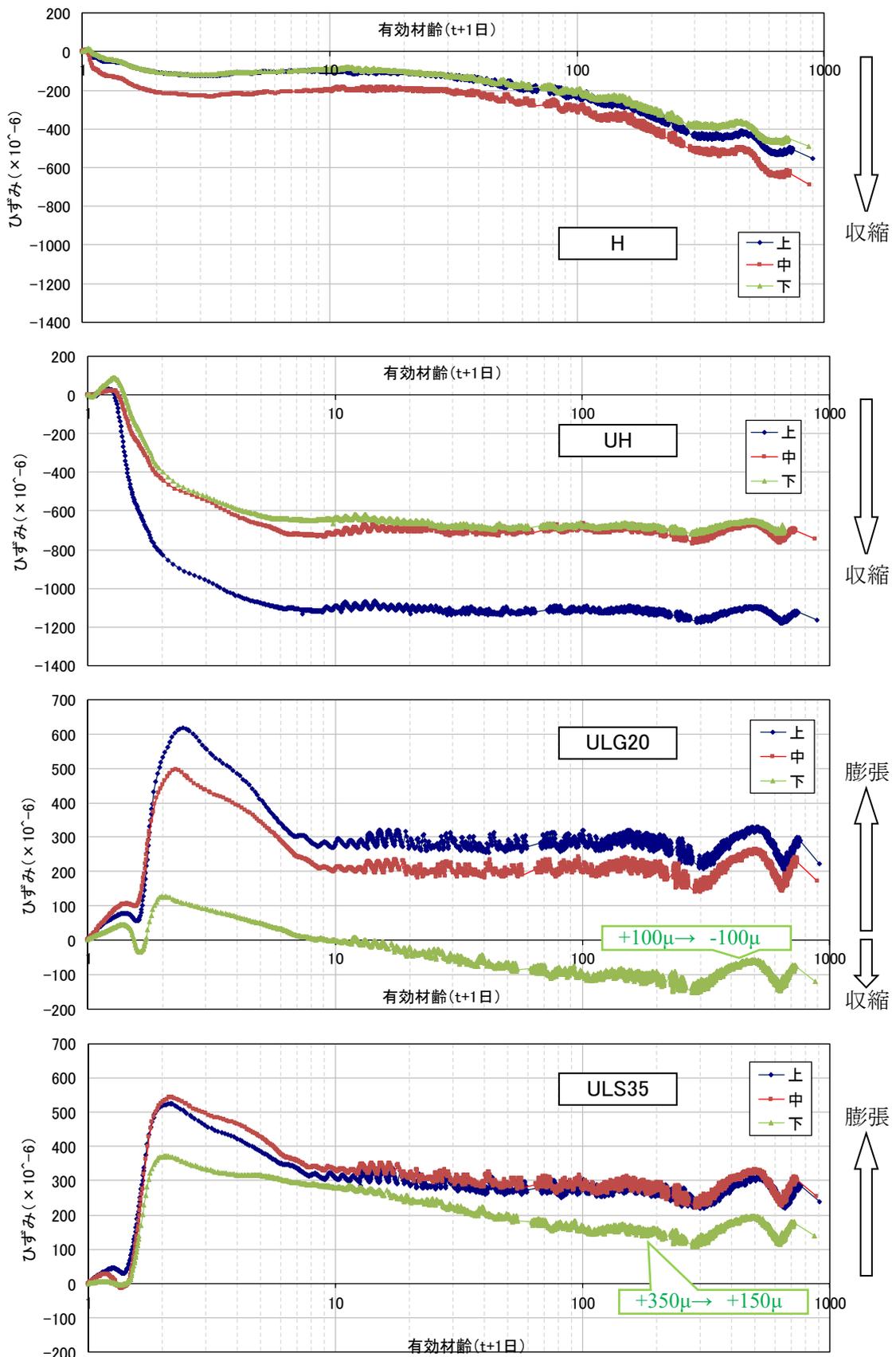


図 4.6 ひずみの経時変化

4.3.2 打込み後およびプレストレス導入後の PC はり部材のひずみの経時変化

PC はり部材は、コンクリート打込後は直ちにラップフィルムと湿布、さらにその上からラップフィルムで覆うことにより封緘養生を行った。基準配合は 4 日，超高強度配合のうち UH は 3 日，ULG20，ULS35 は 7 日で脱枠し，乾燥開始材齢は 7 日と統一した。緊張力は基準配合（H）で材齢 9 日，超高強度配合（UHSC）で材齢 7 日に導入した（表 4.5）。PC はり部材はプレストレス導入後，保管小屋にてひずみ計測を行っており，気中暴露状態である。ここで示すひずみは，「クリープ+収縮ひずみ（実ひずみ-温度変化ひずみ）」である。熱膨張係数は $10.0 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ としている。

図 4.7 は緊張力導入前からのひずみ経時変化を示すものである（横軸は有効材齢+1）。超高強度配合の UH の緊張力導入までの自己収縮ひずみは，廃瓦置換の超高強度配合のそれと比較して明らかに大きい値となっている。廃瓦置換による内部養生は自己収縮低減効果をもたらしていることが確認できる。

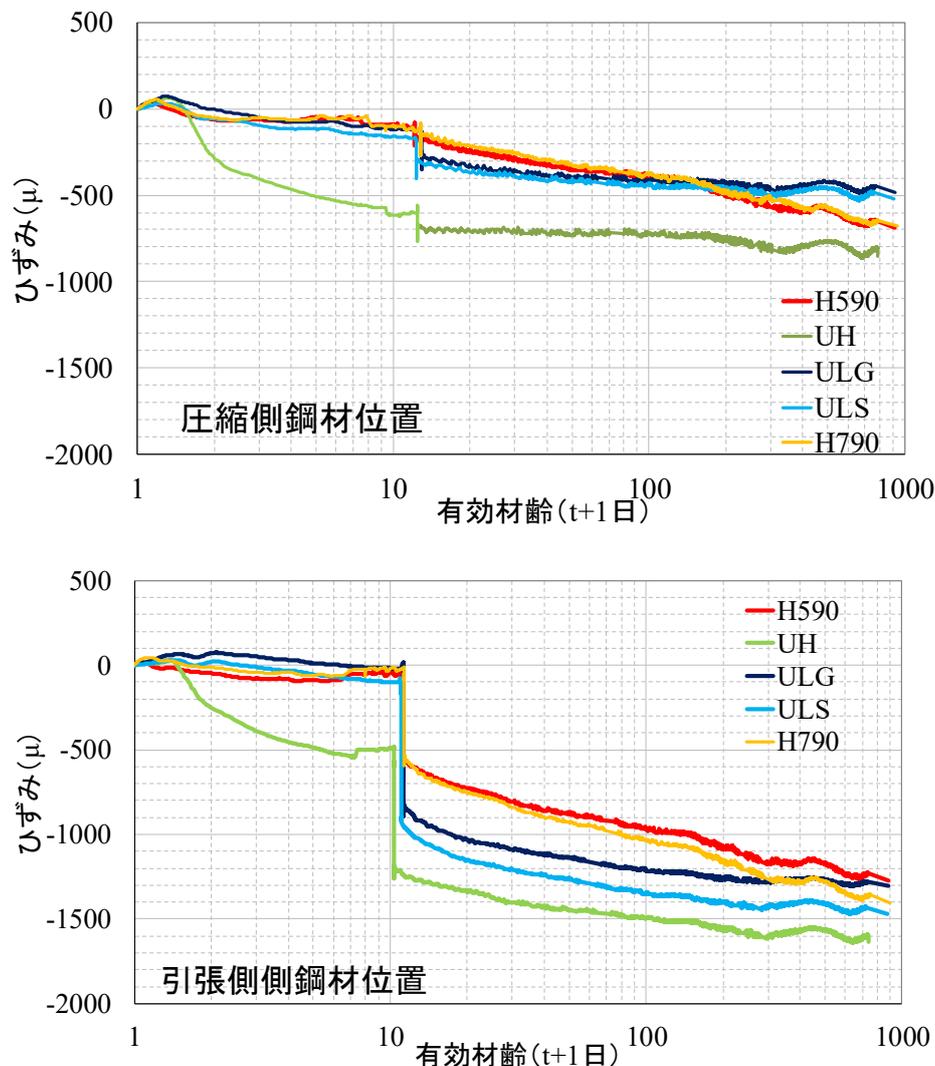


図 4.7 緊張力導入前からの PC はり部材のコンクリートひずみ（経時変化）

図 4.8 は緊張力導入後のひずみ経時変化を示したものである。基準配合 (H) は、圧縮側、引張側とも相対的にひずみが大きい。水結合材比 (W/B) が最も高く (W/B=0.44)、乾燥収縮の影響を受けやすいことが要因と考えられる。超高強度配合 (UH, ULG20, ULS35) については、UH が早強セメント、ULG20 と ULS35 は低熱セメントを用いており、早強セメントの水和反応の速さが UH のひずみの小さい要因と考えられる。

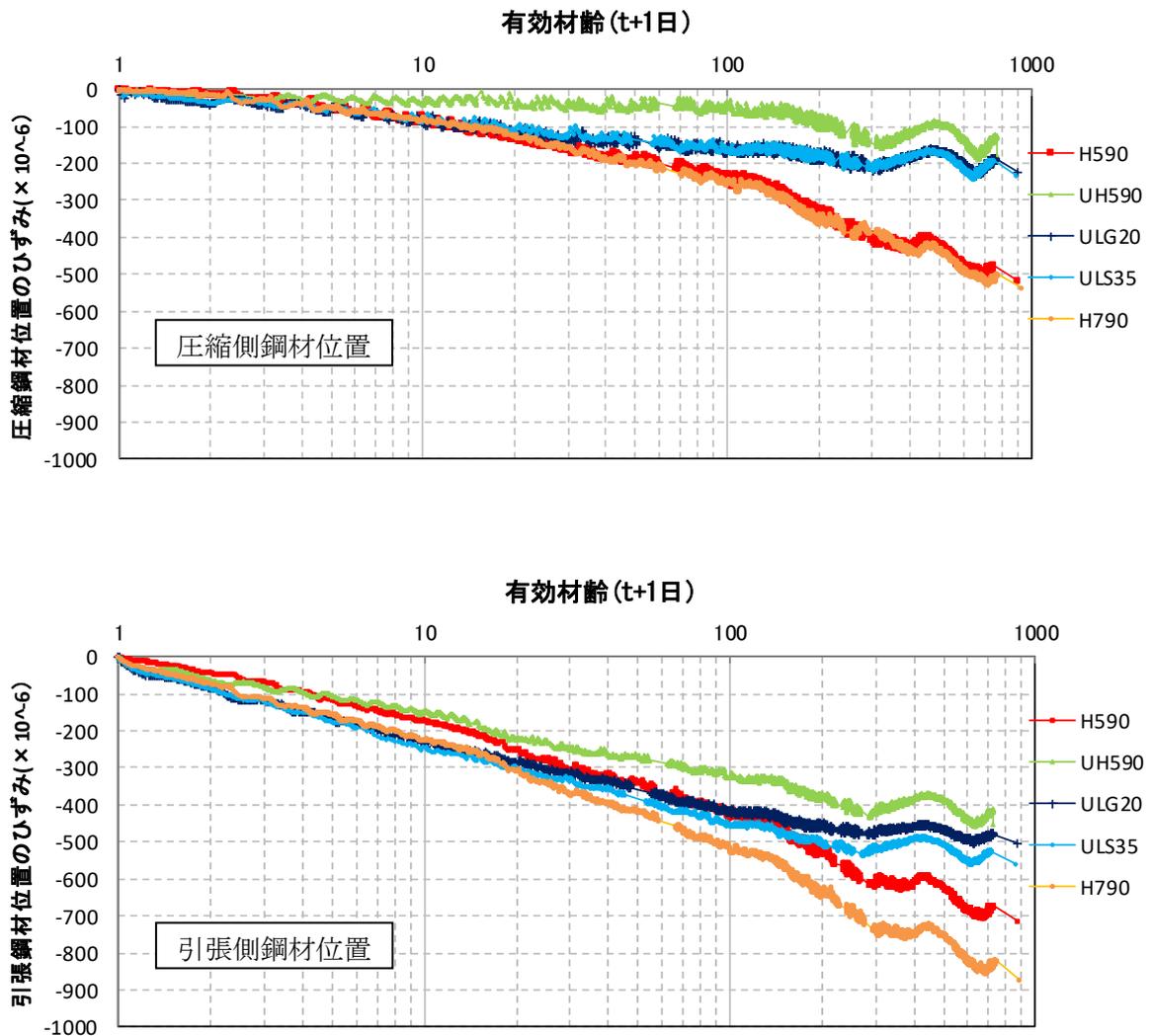


図 4.8 緊張力導入後の PC はり部材のコンクリートひずみ (経時変化)

図 4.8 の鋼材位置のひずみについて、PC はり部材の PC 鋼材ひずみと同深度のコンクリートひずみが等しいと仮定して、同図の縦軸のひずみを PC はり部材のプレストレス導入直後の緊張応力（表 4.6 参照）で正規化した単位応力あたりのひずみを縦軸に置き換えると図 4.9 を得る。同図によると超高強度配合の PC はり部材（UH590, ULG20, ULS35）のひずみはほぼ同等で、基準配合の PC はり部材の 1/4 程度と小さい値が得られている。

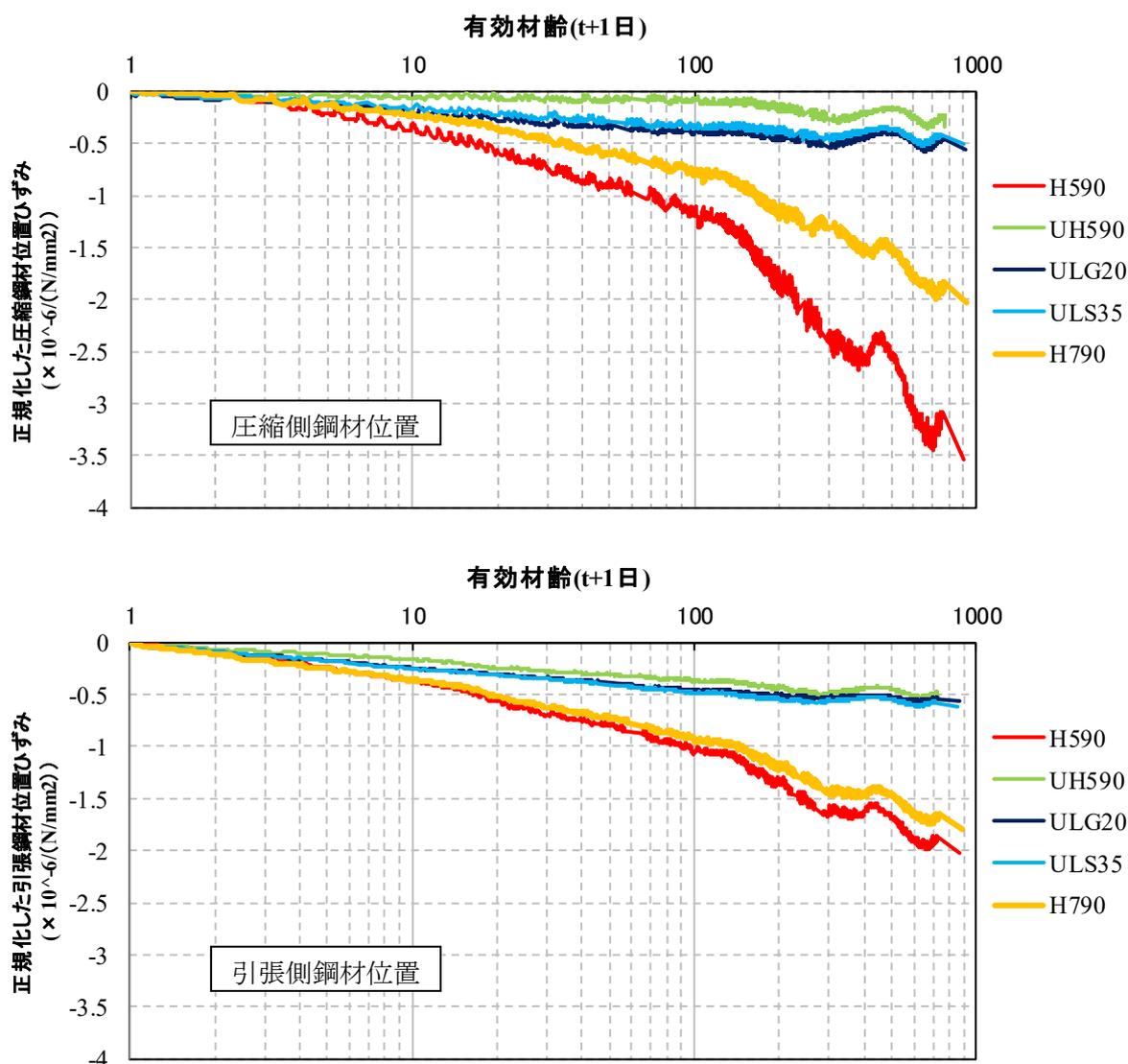


図 4.9 正規化したひずみ

(プレストレス導入直後の緊張応力で正規化した単位応力あたりのひずみ)

表 4.6 プレストレス導入直後の緊張応力

		H590	UH590	ULG20	ULS35	H790
緊張応力 (N/mm ²)	圧縮側	249.8	563.2	448.9	505.8	371.5
	引張側	495.5	941.4	991.0	1024.0	660.7

4.3.3 有効緊張応力の評価

載荷試験実施時（材齢 740 日）の PC 鋼材の有効緊張応力は、PC 鋼材ひずみの経時変化、PC 鋼材のリラクゼーションによる応力損失³⁷⁾から推定した。プレストレス導入直後の緊張応力、損失応力、有効緊張応力および有効係数を表 4.7 に示す。同表に示すように材齢 740 日の有効緊張応力は、超高強度配合（UH590, ULG20, ULS35）の場合は引張側 PC 鋼材に着目すると、UH590 に対して、ULG20 は 4%、ULS35 は 7%大きい値となっている。有効係数（有効緊張応力／導入緊張応力）は超高強度配合は内部養生の有無にかかわらずほとんど同等であり、基準配合（H590, H790）に比べて応力損失は相当に小さいことがわかる。

表 4.7 ひずみ経時変化に基づく有効緊張応力

項目	単位	圧縮側 引張側	H590	UH590	ULG20	ULS35	H790	
導入緊張応力	$\sigma_{pt,t}$	N/mm ²	圧縮側	249.8	563.2	448.9	505.8	371.5
	$\sigma_{pt,b}$		引張側	495.5	941.4	991.0	1024.0	660.7
減少応力：クリープ+収縮分	N/mm ²	圧縮側	95.3	25.0	37.6	38.5	100.0	
		引張側	134.5	83.0	95.7	105.0	164.3	
減少応力：リラクゼーション分	N/mm ²	圧縮側	0.6	5.2	3.7	4.3	1.7	
		引張側	2.3	7.8	8.3	9.1	3.3	
PC鋼材の有効緊張応力	$\sigma_{pt,t}$	N/mm ²	圧縮側	153.9	533.0	407.6	463.0	269.7
	$\sigma_{pt,b}$		引張側	358.7	850.7	886.9	909.9	493.0
有効係数	$\sigma_{pt,t}/\sigma_{pt,t}$		圧縮側	0.62	0.95	0.91	0.92	0.73
	$\sigma_{pt,b}/\sigma_{pt,b}$		引張側	0.72	0.90	0.89	0.89	0.75

次に、ひび割れた PC はり下縁の有効プレストレスは、図 4.10 に示す再載荷によりひび割れが再開口するときの曲げモーメントを用いても推定できる。上縁側の PC 鋼材の緊張応力およびその有効係数は、ひずみ経時変化に基づく圧縮側の PC 鋼材の有効緊張応力と引張側鋼材の有効緊張応力の比（ $\alpha = \sigma_{pt,u} / \sigma_{pt,b}$ ）を用い、ひび割れ再開口モーメントより求めた引張側 PC 鋼材の有効緊張応力 $\times \alpha$ として求めた。以下にその手順を示す。緊張力導入直後のコンクリート導入弾性応力を以下に示す。

$$\sigma_{cpe,b} = -P_b \gamma_{bb} \sigma_{pe,b} - P_u \gamma_{ub} \sigma_{pe,u} \quad (4.1)$$

$$\sigma_{cpe,u} = -P_b \gamma_{bu} \sigma_{pe,b} - P_u \gamma_{uu} \sigma_{pe,u} \quad (4.2)$$

※添字の u, b は上段（圧縮側）鋼材位置，下段（引張側）鋼材位置を表す。

ここで、

$$\gamma_{bb} = 1 + \frac{(d_b - c_g)^2}{I_c / A_c}, \quad \gamma_{ub} = 1 + \frac{(d_b - c_g)(d_u - c_g)}{I_c / A_c}$$

$$\gamma_{uu} = 1 + \frac{(d_u - c_g)^2}{I_c / A_c}, \quad \gamma_{bu} = 1 + \frac{(d_b - c_g)(d_u - c_g)}{I_c / A_c}$$

$$p_b = A_{pb} / A_c, \quad p_u = A_{pu} / A_c$$

$$c_g = \frac{bh^2 / 2 - A_{pu}d_u - A_{pb}d_b}{bh - A_{pu} - A_{pb}}$$

$$I_c = b \{ c_g^3 + (h - c_g)^3 \} / 3 - A_{pu}(d_u - c_g)^2 - A_{pb}(d_b - c_g)^2$$

荷重再開口モーメントと α (圧縮側緊張材の緊張応力/引張側緊張材の緊張応力)倍による緊張応力の評価

$\sigma_{ptu, str}$: ひずみ測定と鋼材リラクセーションを考慮した圧縮側緊張材の緊張応力

$\sigma_{ptb, str}$: ひずみ測定と鋼材リラクセーションを考慮した引張側緊張材の緊張応力

$\alpha = \sigma_{ptu, str} / \sigma_{ptb, str}$ と定義する. この応力によるはり下縁のコンクリート応力は,

$$\begin{aligned} \sigma_{cpe, h} &= -p_u \gamma_{uh} \sigma_{ptu, str} - p_b \gamma_{bh} \sigma_{ptb, str} \\ &= -(\alpha p_u \gamma_{uh} + p_b \gamma_{bh}) \sigma_{ptb, str} \end{aligned} \quad (4.3)$$

ここで

$$\gamma_{uh} = 1 + \frac{(h - c_g)(d_u - c_g)}{I_c / A_c}, \quad \gamma_{bh} = 1 + \frac{(h - c_g)(d_b - c_g)}{I_c / A_c}$$

$$p_u = A_{pu} / A_c, \quad p_b = A_{pb} / A_c$$

導入応力はコンクリート純断面に導入される図心, 断面二次モーメントは次式となる.

$$c_g = \frac{bh^2 / 2 - A_{pb}d_b - A_{pu}d_u}{bh - A_{pb} - A_{pu}}$$

ここで, A_{pb} , A_{pu} は下縁, 上縁側のダクト(シーす)の断面積

$$I_c = b \{ c_g^3 + (h - c_g)^3 \} / 3 - A_{pu}(d_u - c_g)^2 - A_{pb}(d_b - c_g)^2$$

一方, 再開口時にはグラウトされているので鋼材の影響を考慮する必要があることから図心, 断面二次モーメントは次式となる.

$$c_{ge} = \frac{bh^2 / 2 + (n-1)(A_{pb}d_b + A_{pu}d_u)}{bh + (n-1)(A_{pb} - A_{pu})}$$

$$I_e = b \left\{ c_{ge}^3 + (h - c_{ge})^3 \right\} / 3 + (n-1) \left\{ A_{pu} (d_u - c_g)^2 + A_{pb} (d_b - c_g)^2 \right\}$$

再開口時のモーメントを M_{cr} とすれば,

$$\sigma_{pr,h} = \sigma_{cpe,h} = \frac{M_{cr}}{I_e} (h - c_{g,e}) \quad (4.4)$$

式(4.3)と式(4.4)より, 下縁の導入応力が次式で求められ, ひび割れ再開口荷重に対応する下縁側鋼材緊張応力が求められる.

$$\sigma_{ptb,str} = - \frac{\sigma_{cpe,h}}{(\alpha p_u \gamma_{uh} + p_b \gamma_{bh})} \quad (4.5)$$

表 4.8 にひずみ経時変化から求めた PC 鋼材の有効緊張応力, ひび割れ再開口荷重より求めた PC 鋼材の有効緊張応力を示す. 有効緊張応力は, ひび割れ再開口荷重から求めた方が小さく, (ひび割れ再開口荷重) / (ひずみ経時変化) で 0.85~0.94 であった. また, PC 鋼材の有効係数 (有効緊張応力 / プレストレス導入時緊張応力) に廃瓦による内部養生効果の影響は小さかった.

表 4.8 有効緊張応力の比較 (ひずみ経時変化とひび割れ再開口荷重)

			H590	UH590	ULG20	ULS35	H790
PC鋼材の有効緊張応力 (N/mm ²)	引張側	ひずみ経時変化より	358.7	850.7	886.9	909.9	493.0
		ひび割れ開口荷重より	305.2	801.3	779.6	782.7	440.7
有効係数	引張側	ひずみ経時変化より	0.724	0.904	0.895	0.889	0.746
		ひび割れ開口荷重より	0.615	0.852	0.787	0.764	0.665
有効緊張応力の比(ひび割れ開口荷重/ひずみ経時変化)			0.85	0.94	0.88	0.86	0.89

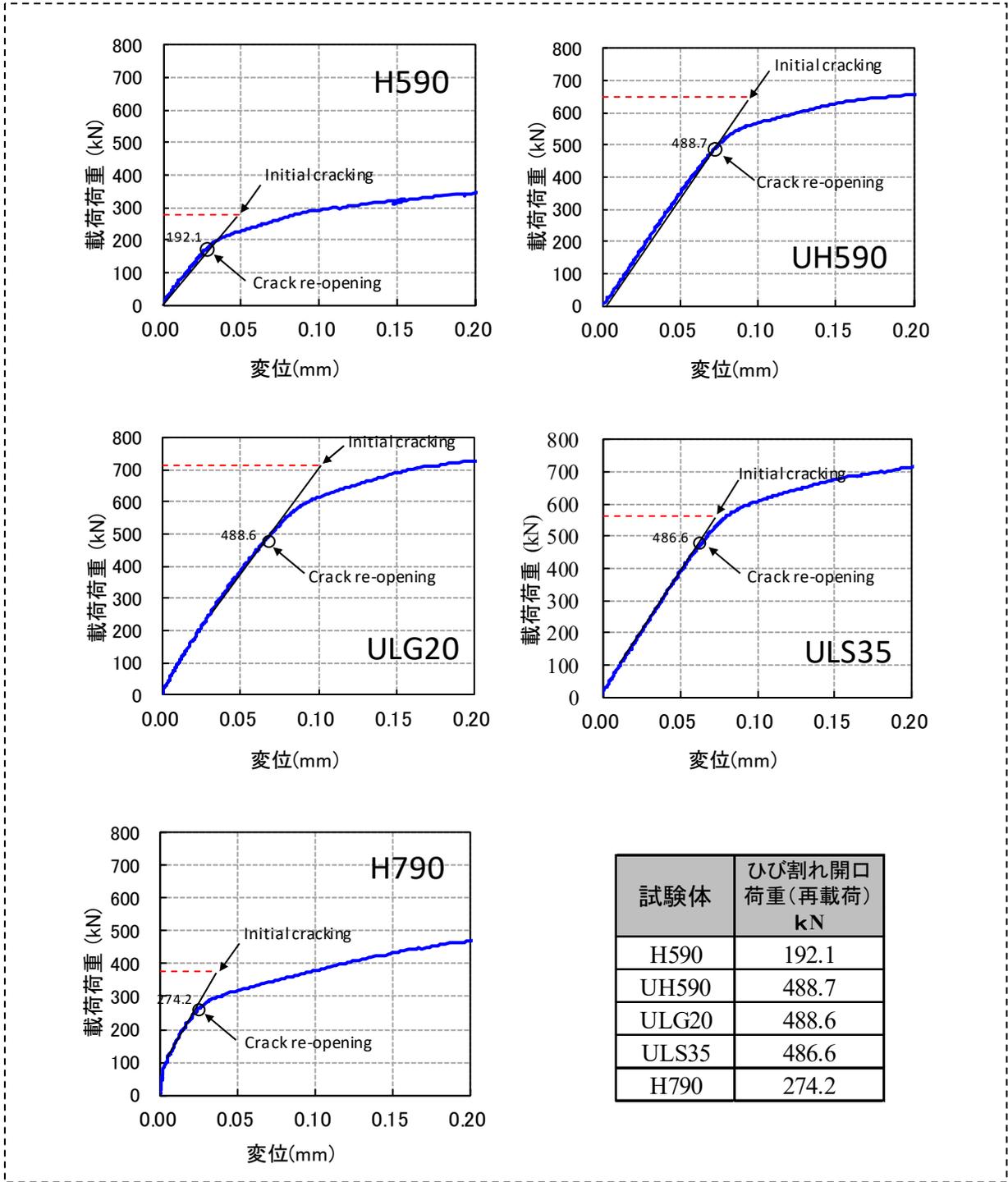


図 4.10 再載荷荷重－ひび割れ再開口の関係

項①	PC 鋼材の応力がクリープ収縮によって小さくなるため、コンクリートの応力も小さくなる。この応力減少に伴う弾性回復ひずみ
項②	<p>経時的に減少する応力の影響を考慮したクリープひずみ。χ は硬化過程と変動応力の影響を考慮するための係数で材齢係数(Aging factor)といわれ、硬化過程にあり変動応力下のクリープ解析を簡易に扱うために考案されたものであり、予め求められた材齢係数と材齢の関係の曲線が提示されているので利用することができる。ちなみにクリープ係数は一定の応力（変化しない応力）が作用する条件で定義される。χ が大きいとコンクリートの圧縮応力小さくなり、鋼材の応力損失が小さくなる。Ec が小さいとクリープにかかわる弾性ひずみが大きく、鋼材の応力損失は大きく安全側になる。今回は文献³⁸⁾を参考に以下の材齢－材齢係数χ 関係を用いた。</p>
項③	自重により生じる応力で、下縁側に引張応力を生じさせ圧縮応力を低下させるので PC 鋼材の応力損失は低減する。（本検討ではこの自重項は無視）
項④	収縮ひずみで、応力に依存しない。
項⑤	PC 鋼材のひずみ損失(減少)

下段側（引張側鋼材）の場合、式(4.6)を整理して次のクリープ係数式が誘導される。

$$\varphi_{b_{i-t_0}} = \frac{\frac{\Delta\sigma_{pe,b_{i-t_0}}}{E_p} - \frac{\Delta\sigma_{cpe,b_{i-t_0}}}{E_{c,b}} - \varepsilon_{sh,b_{i-t_0}}}{(\sigma_{cpe,b,init} + \chi_{b,t_i-t_0}\Delta\sigma_{cpe,b,t_i-t_0})/E_{c,b}} \quad (4.7)$$

単位応力当たりのクリープひずみは、クリープ係数が式(4.8)で定義されるので、式(4.9)で求められる。

$$\varphi_{b_{i-t_0}} = \varepsilon_{cr,b} / (1/E_{c,b}) = \varepsilon_{cr,b} E_{c,b} \quad (4.8)$$

$$\varepsilon_{cr,b} = \varphi_{b_{i-t_0}} / E_{c,b} \quad (4.9)$$

プレストレス導入時のコンクリート応力はプレストレス導入時 PC 鋼材応力を用いて次式のように表せる．この場合の PC 鋼材比，図心，断面二次モーメント，部材断面積はシース断面積を除いたコンクリート純断面積を用いる．

$$\begin{aligned}\sigma_{cpe,u} &= -p_b \gamma_{bu} \sigma_{pe,b} - p_u \gamma_{uu} \sigma_{pe,u} \\ \sigma_{cpe,b} &= -p_u \gamma_{ub} \sigma_{pe,u} - p_b \gamma_{bb} \sigma_{pe,b}\end{aligned}\tag{4.10}$$

コンクリートの応力変化 $\Delta\sigma_{cpe,b}$ は，鋼材の応力変化 $\Delta\sigma_{pe}$ を用いて次式のように求められる．この場合，プレストレス導入後直ちにグラウトを行うので，PC 鋼材比，図心，断面二次モーメント，部材断面積等は鋼材断面積を考慮した換算値を用いる．

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{cpe,u} &= -p_b \gamma_{bu} \Delta\sigma_{pe,b} - p_u \gamma_{uu} \Delta\sigma_{pe,u} \\ \Delta\sigma_{cpe,b} &= -p_u \gamma_{ub} \Delta\sigma_{pe,u} - p_b \gamma_{bb} \Delta\sigma_{pe,b}\end{aligned}\tag{4.11}$$

$\Delta\sigma_{pe}(te)$ は減少応力で負となり， $\Delta\sigma_{cpe}$ は正となる（導入圧縮応力が減少することを意味する）．ここで，

$$\gamma_{uu} = 1 + \frac{(d_u - c_{ge})^2}{I_e / A_e}, \quad \gamma_{bu} = 1 + \frac{(d_b - c_{ge})(d_u - c_{ge})}{I_e / A_e}$$

$$\gamma_{bb} = 1 + \frac{(d_b - c_{ge})^2}{I_e / A_e}, \quad \gamma_{ub} = 1 + \frac{(d_b - c_{ge})(d_u - c_{ge})}{I_e / A_e}$$

$$p_b = A_{pb} / A_c, \quad p_u = A_{pu} / A_c$$

$$c_{ge} = \frac{bh^2 / 2 - A_{pu} d_u - A_{pb} d_b}{bh - A_{pu} - A_{pb}}$$

$$I_c = b \{ c_g^3 + (h - c_g)^3 \} / 3 - A_{pb} (d_b - c_g)^2 - A_{pu} (d_u - c_g)^2$$

換算断面の場合

$$p_b = A_{pb} / A_e, \quad p_u = A_{pu} / A_e$$

$$c_{ge} = \frac{bh^2 / 2 + (n-1) \{ A_{pb} d_b + A_{pu} d_u \}}{bh + (n-1) \{ A_{pb} + A_{pu} d_u \}}$$

$$I_e = b \{ c_{ge}^3 + (h - c_{ge})^3 \} / 3 + (n-1) \{ A_{pb} (d_b - c_{ge})^2 + A_{pu} (d_u - c_{ge})^2 \}$$

図 4.11 に上述した下段側（引張側）鋼材位置の収縮ひずみ（無拘束供試体の計測値），弾性回復ひずみ，クリープひずみのプレストレス導入直後からの経時変化を示す．なお，H790 の収縮ひずみは，H590 の無拘束供試体の下段で計測したひずみを用いている．

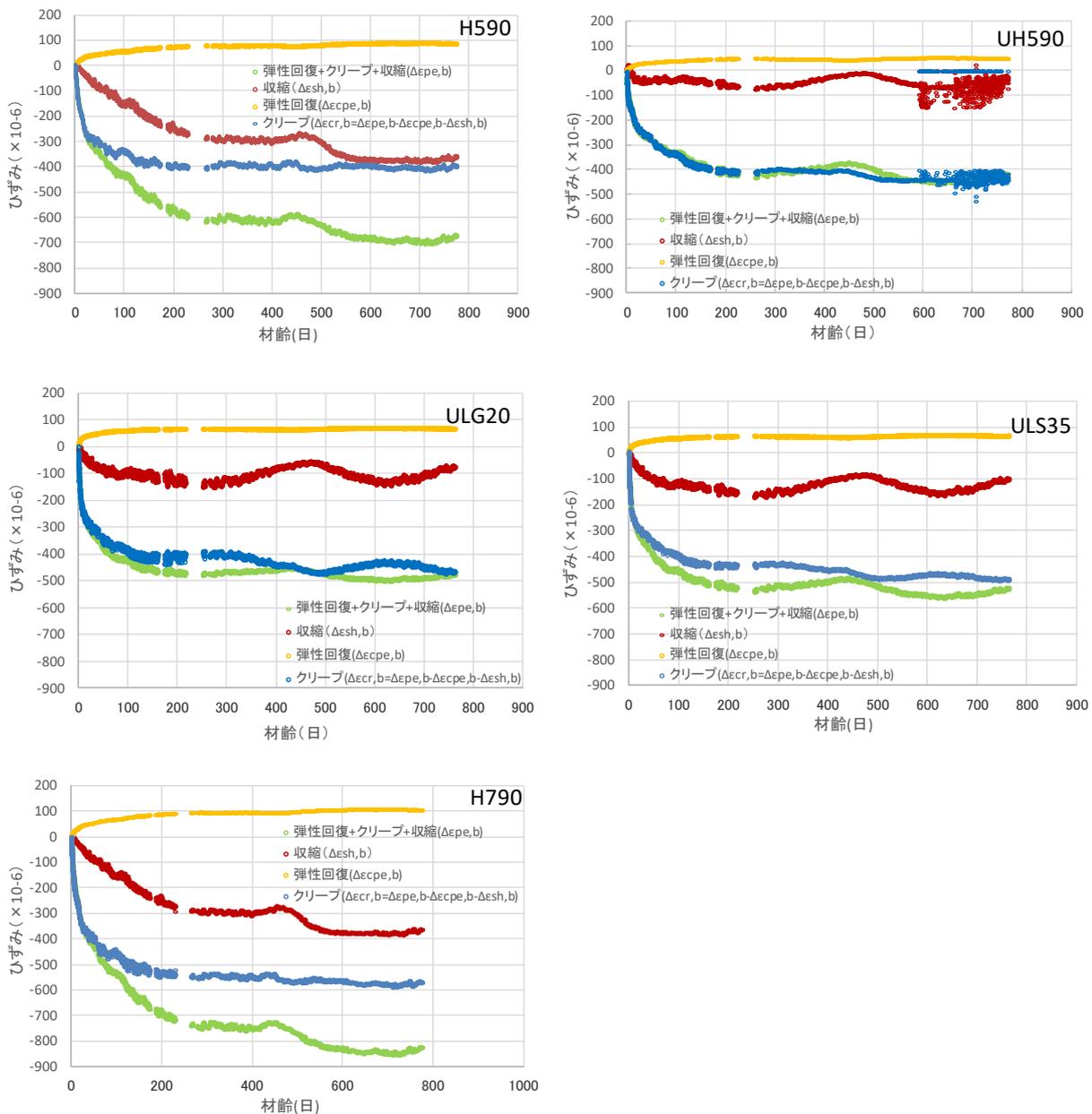


図 4.11 プレストレス導入直後からのひずみの経時変化（下段側鋼材位置）

式(4.9)により求めた下段側鋼材位置の単位応力当たりのクリープひずみを図 4.12 に示す。また、コンクリート標準示方書³⁷⁾に示されているクリープ係数計算式による単位応力当たりのクリープひずみの経時変化も同図に加えた。相対湿度は広島県の年平均値 68%とした。クリープ係数はコンクリートのヤング係数の影響を受けるが、単位応力当たりのクリープひずみはその影響を受けないので、クリープ自体の特性を検討するのに適していると考えられる。

これによれば、超高強度配合の PC 部材のクリープひずみは廃瓦による内部養生の有無にかかわらず、いずれもほとんど同値である。すなわち、クリープに関しては内部養

生の効果はみられない一方、廃瓦の悪影響も認められないことがいえる。

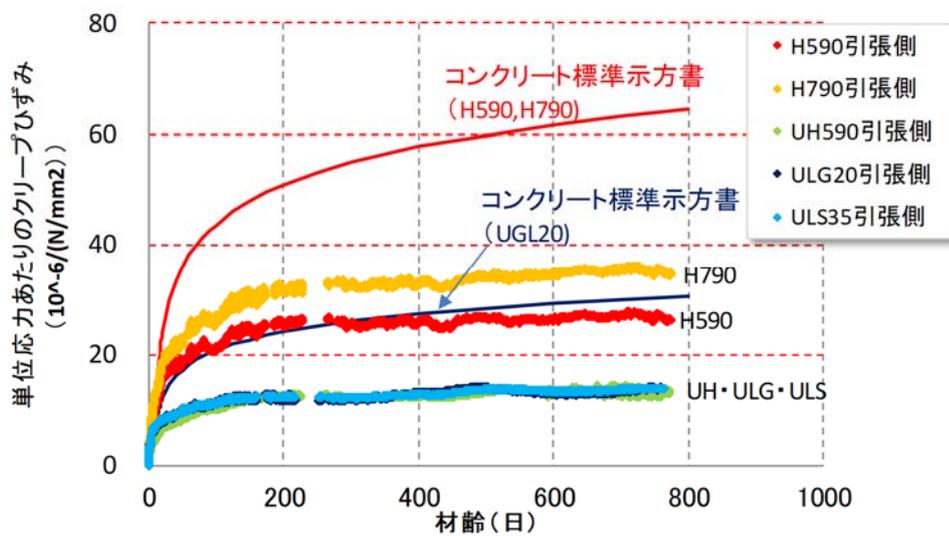


図 4.12 PC はり部材における単位応力あたりのクリープひずみ

式(4.8)により求めた下段側鋼材位置のクリープ係数を図 4.13 に示す。また、図 4.12 と同様にコンクリート標準示方書³⁷⁾に示されているクリープ係数計算式によるクリープ係数の経時変化も同図に加えた。

基準配合 (H590, H790) ではクリープ係数の終局値が 0.9 から 1.2 程度であり、計算値の 1/2 程度となった。高強度配合 (UH, ULG, ULS) については、クリープ係数の終局値が 0.6 程度と小さい値であった。計算値との比較では計算値の 1/3 程度であった。また、UH と ULG, ULS を比較すると、廃瓦の内部養生の有無によるクリープ特性への影響は小さい結果が得られた。

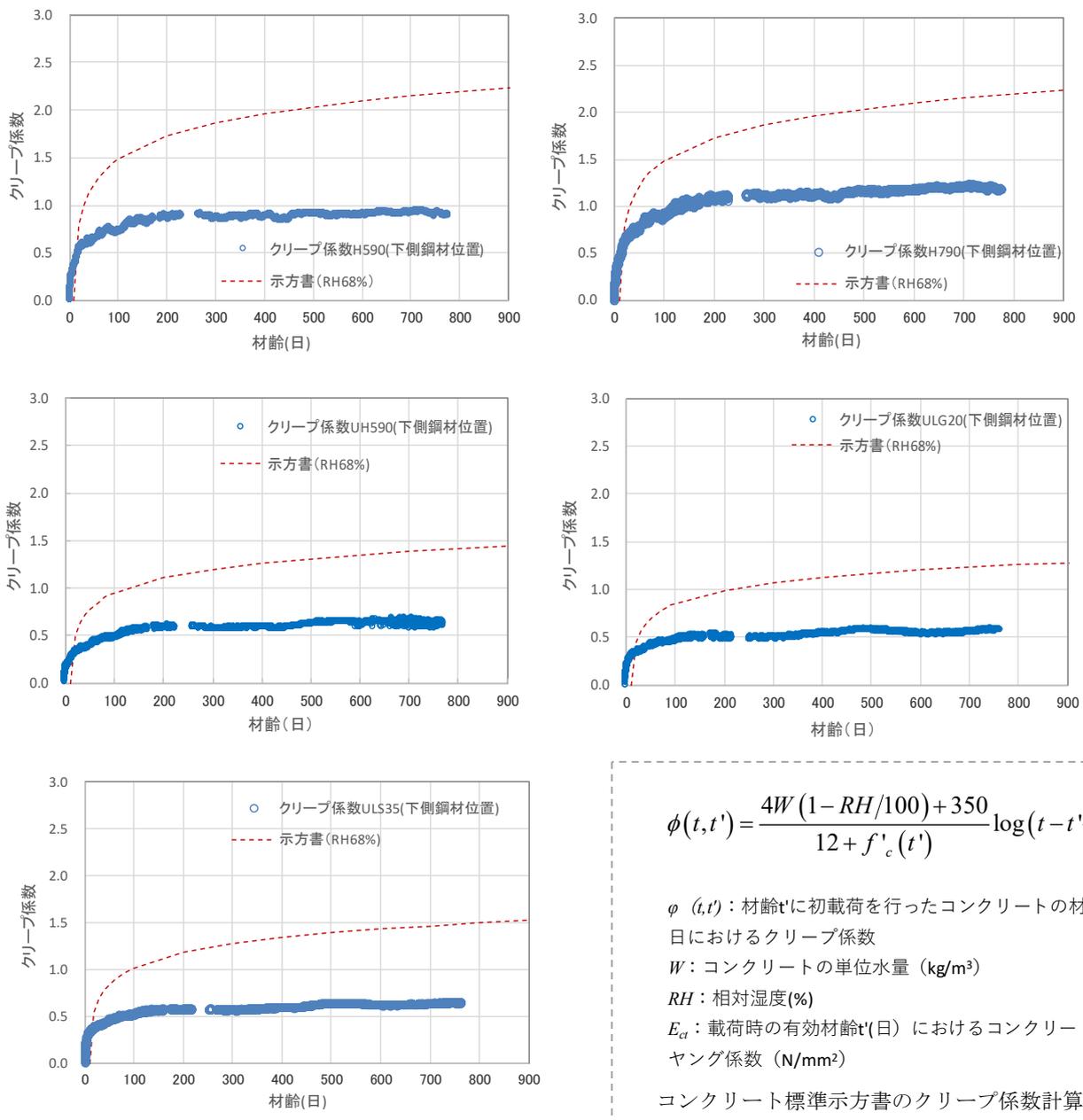


図 4.13 PC はり部材のクリープ係数

4.3.5 曲げひび割れ特性

図 4.14～図 4.18 は、 π 型変位計で測定した、荷重増加に伴う等曲げ区間を中心とする区間のひび割れ発生状況とひび割れ間隔を示したものである。

いずれのケースも等曲げ区間に主たる曲げひび割れが 2～3 本発生し、載荷荷重が H590 で 400kN、超高強度配合 (UH590, ULG20, ULS35) が 800kN でひび割れ幅が急激に広がる傾向を示している。

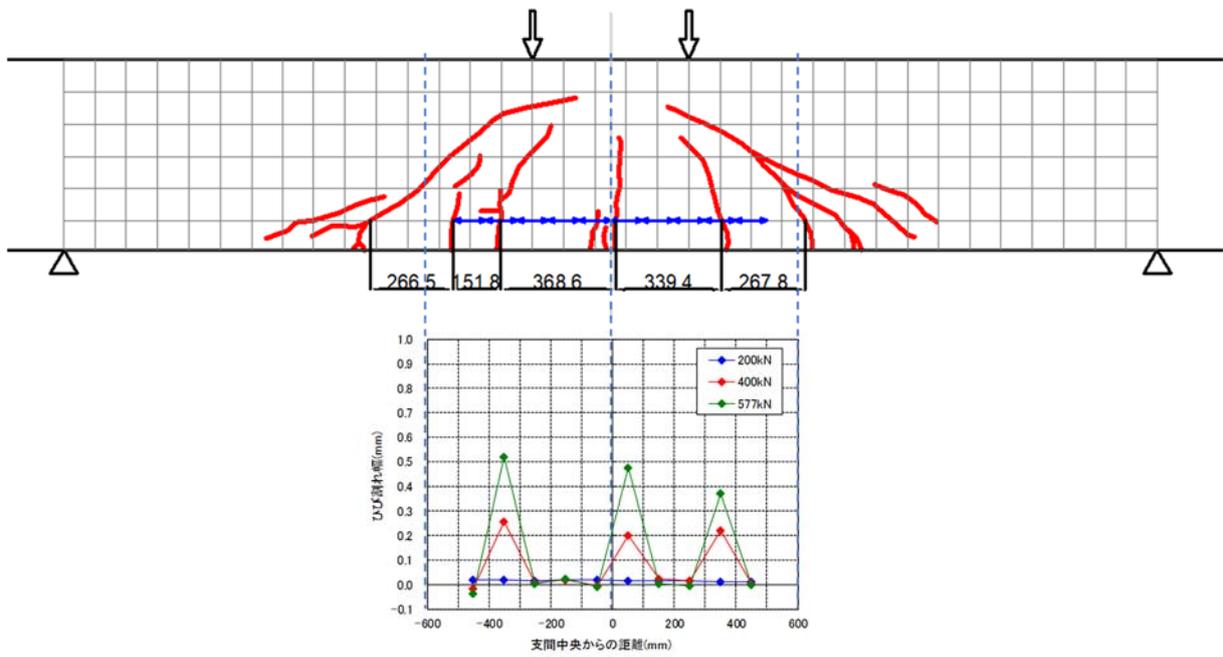


図 4.14 ひび割れ状況とひび割れ幅の分布 (H590)

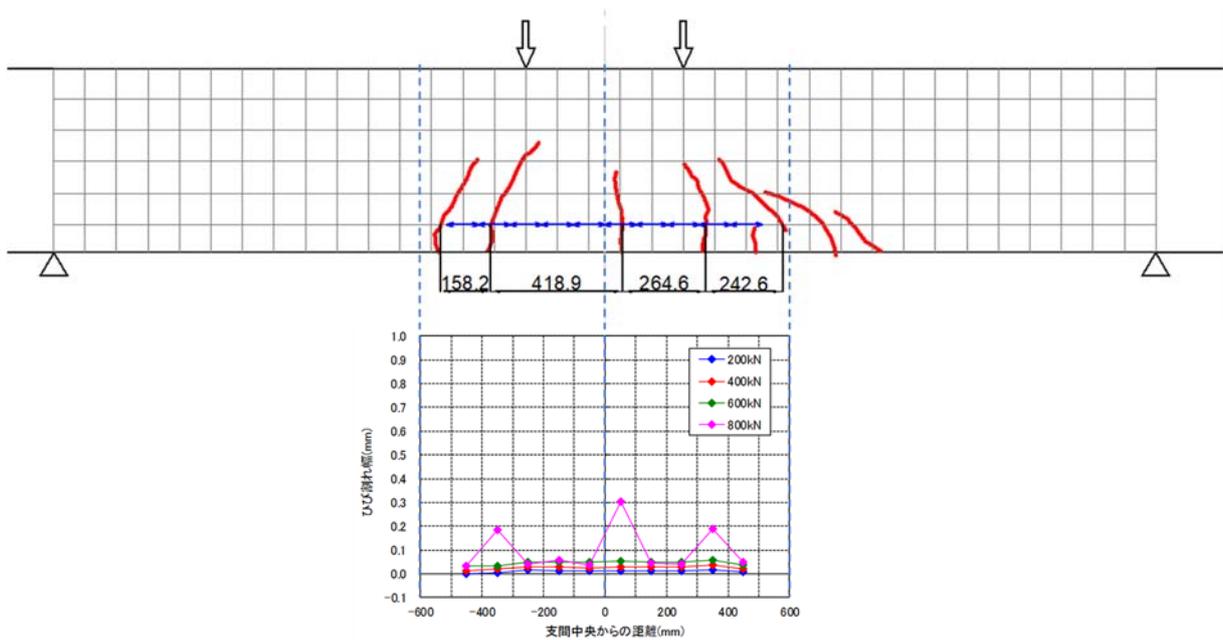


図 4.15 ひび割れ状況とひび割れ幅の分布 (UH590)

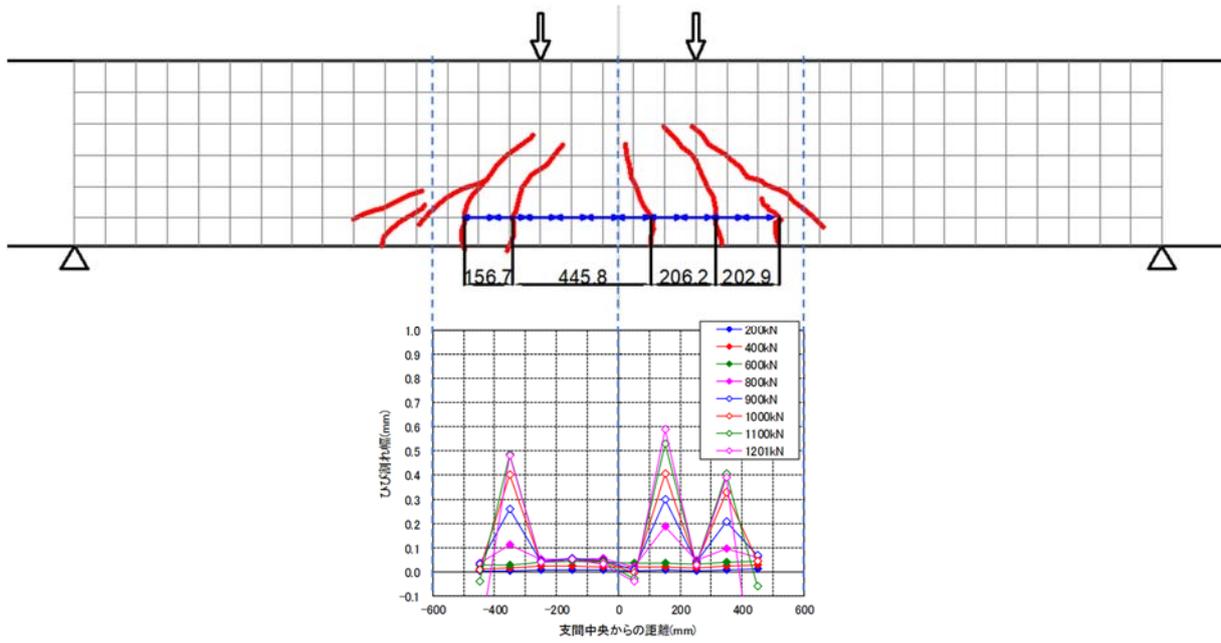


図 4.16 ひび割れ状況とひび割れ幅の分布 (ULG20)

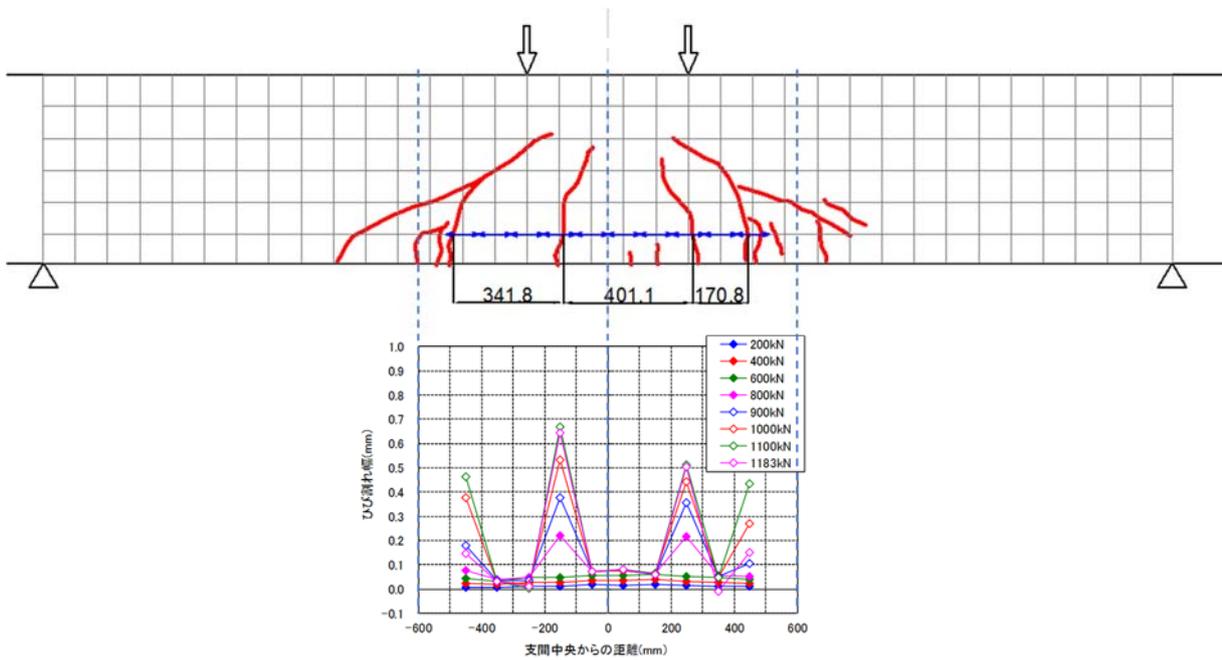


図 4.17 ひび割れ状況とひび割れ幅の分布 (ULS35)

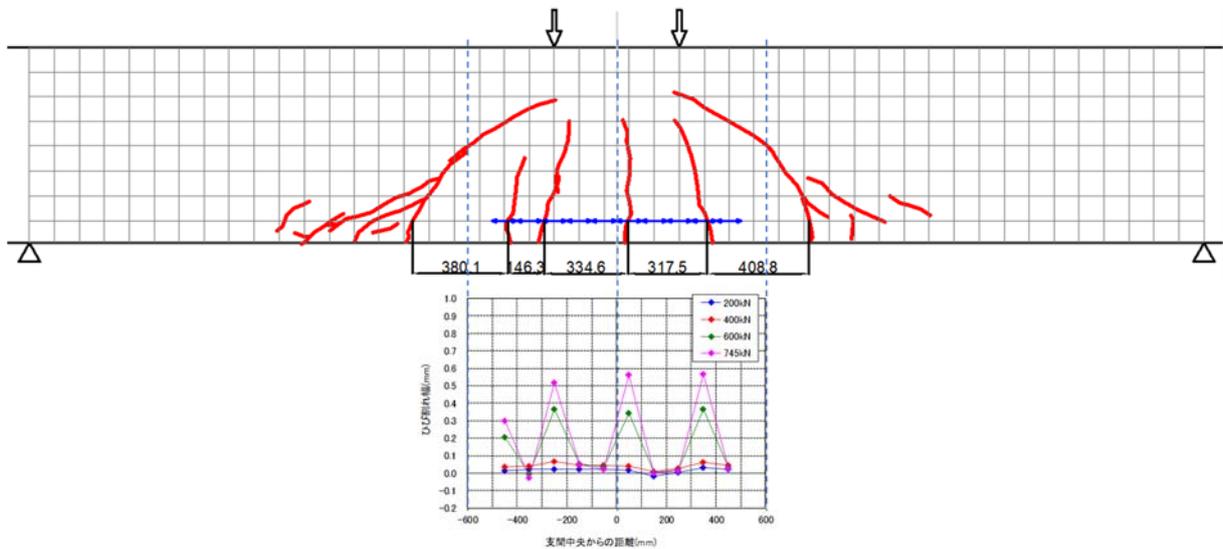


図 4.18 ひび割れ状況とひび割れ幅の分布 (H790)

図 4.19 に等曲げ区間の荷重荷重とひび割れ幅の関係を示す。ひび割れ幅： w は次式より求めた。

$$w = 1.1k_1k_2k_3 \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} \left(or \frac{\sigma_{pe}}{E_p} \right) + \varepsilon'_{csd} \right] \quad (4.12)$$

ここで、

k_1 ：鋼材の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を示す係数 (PC 鋼材は 1.3)

k_2 ：コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数で以下による。

$$k_2 = \frac{15}{f'_c + 20} + 0.7$$

f'_c ：コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

k_3 ：引張鋼材の段数の影響を表す係数で以下による。

$$k_3 = \frac{5(n+2)}{7n+8}$$

n ：引張鋼材の段数 ($n=1$)， c ：かぶり (mm)， c_s ：鋼材の中心間隔 (mm)， ϕ ：鋼材径， ε'_{csd} ：コンクリートの収縮およびクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための係数

表 4.9 より、基準配合、超高強度配合とも、曲げひび割れ発生荷重、曲げひび割れ幅は、実験値と計算値で概ね整合する結果が得られた。基準配合は実測値は計算値の 70～80%で過大評価されるが、超高強度配合はおよそ 10%以下の範囲で過小評価される。

一方、図 4.19 によると、最大ひび割れ幅は H790 では計算による最大ひび割れ間隔が実測値より 40%近く大きいことに対応して推定値は過大評価されているが、他の部材、特に UHSC の場合は最大ひび割れ間隔の実測値と計算値がおおむね等しいこともあり、

最大ひび割れ幅もほぼ等しい結果となっている。

表 4.9 最大ひび割れ間隔（計算値と実測値）

	H590	UH590	ULG20	ULS35	H790
計算ひび割れ間隔	458mm	401mm	398mm	399mm	458mm
実測値	369mm	419mm	446mm	401mm	335mm

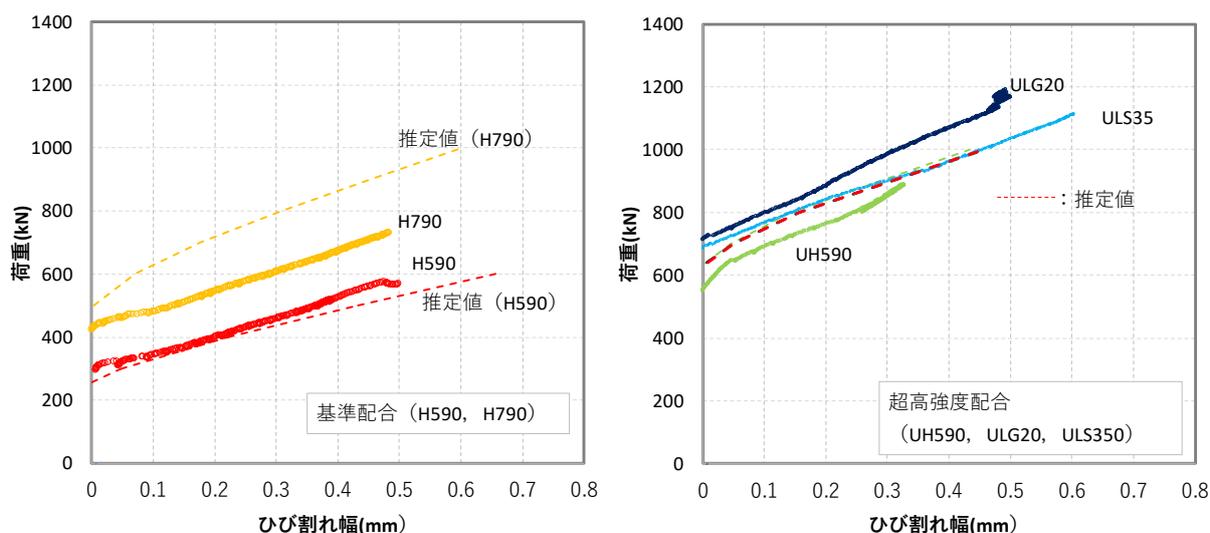


図 4.19 等曲げ区間のひび割れ幅（ひび割れ幅の最大値を抽出）

4.3.6 PC はり部材の力学特性

(1) ひび割れ状況と破壊モード

PC はり部材の破壊状況を写真 4.5 に示す。基準配合（H590,790）は、破壊側のせん断スパン内に水平との角度が $30^{\circ} \sim 40^{\circ}$ の斜めひび割れが発達したのち、等曲げ区間内の圧縮縁コンクリートが圧壊して破壊に至った。

超高強度配合の PC はり部材（UH590,ULG20,ULS35）も、基準配合とほぼ同様に、若干のせん断変位増加の後に、荷重の低下を伴って急速に変位が増加し、再度荷重増加が生じて破壊に至ったと思われる。荷重増加を伴うせん断変位の急増は、引張側鋼材にほぼ沿った支点側へのひび割れ進展によるもので、再度の荷重増加は支点と載荷点を結ぶ圧縮ストラットの形成を表しているものと思われる。はりの急激な破壊は、ストラットの圧縮域コンクリートの圧縮破壊が原因と思われる。

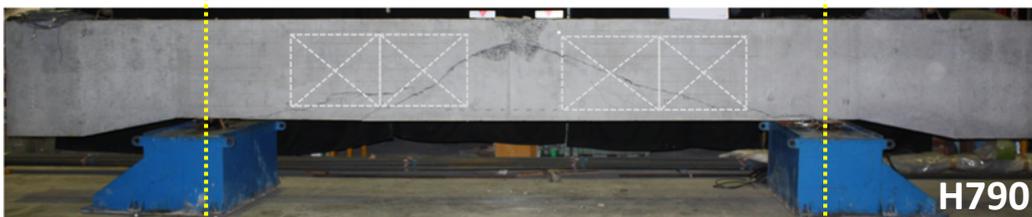
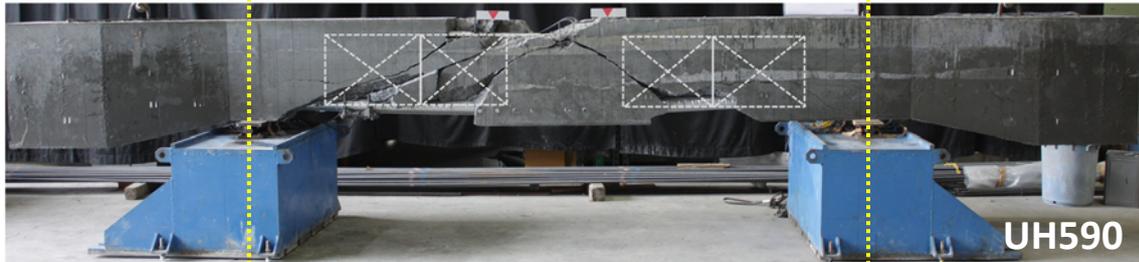


写真 4.5 PC はり部材の破壊状況

(2) ひび割れ方向と主ひずみ角度の関係

PC はり部材の最大荷重付近の主ひずみ角度を計算し、破壊に至る支配的なひび割れ角度を求めた。主ひずみは、**図 4.20** に示す PC はり部材に設置された変位計より、3 方向のひずみを算出し、以下のように算出した。

PC はり部材の変位計は以下のように载荷点に対して左右対称に設置してある。

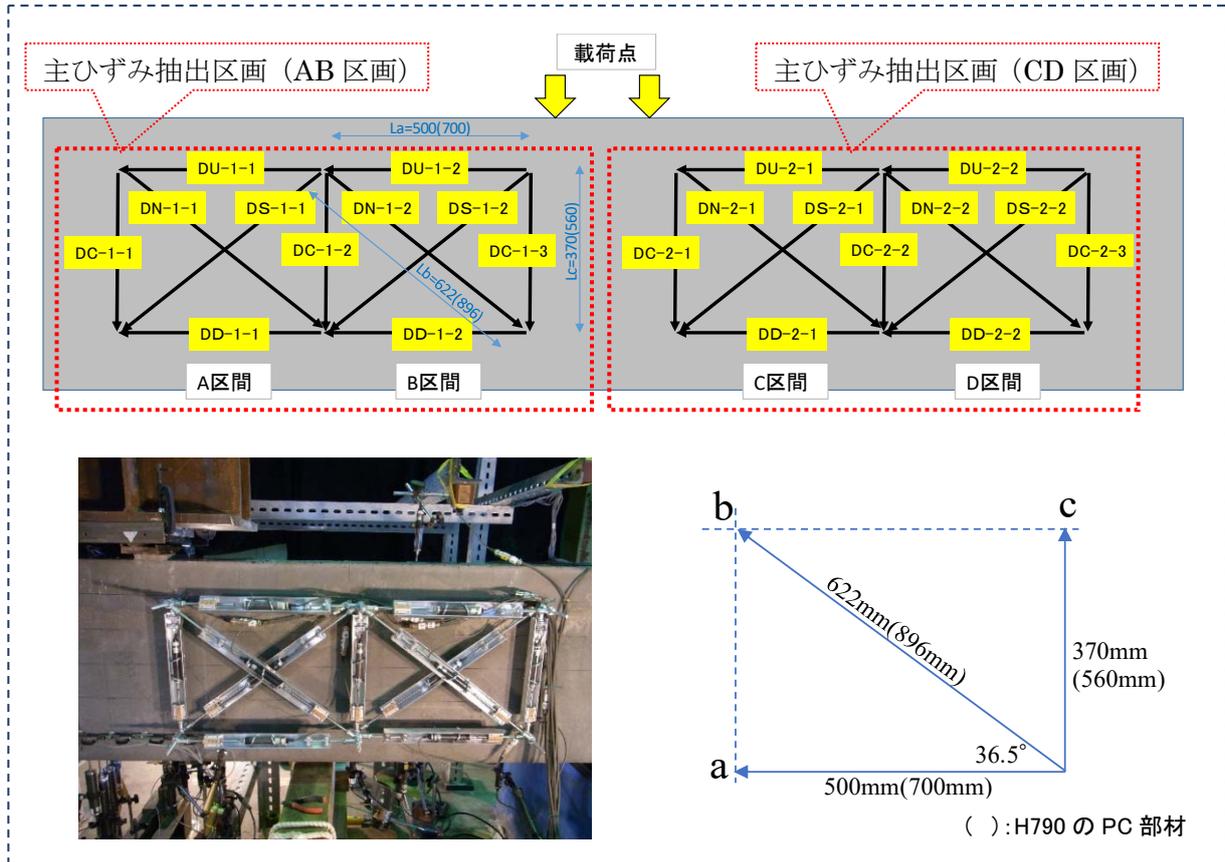


図 4.20 PC はり部材の変位計設置図

AB 区間を対象として、各方向の変位計の変位より、ひずみを以下のように算出する。

$$\varepsilon_x = \frac{\Delta x}{L_x} - \varepsilon_0, \quad \varepsilon_y = \frac{\Delta y}{L_y}, \quad \gamma_{xy} = \frac{\Delta x}{L_y} + \frac{\Delta y}{L_x}$$

ε_0 : 表 5.1 のはり高さ 1/2 におけるプレストレス (σ_{cg}) をヤング係数で除した値

$$\Delta x = [(\Delta_{DU-1-1} + \Delta_{DU-1-2}) + (\Delta_{DD-1-1} + \Delta_{DD-1-2})] / 2$$

$$\Delta y = [\Delta_{DC-1-1} + \Delta_{DC-1-2} + \Delta_{DC-1-3}] / 3$$

$$L_x = 1000\text{mm}(1400\text{mm}), \quad L_y = 370\text{mm}(560\text{mm}) \quad () : \text{H790 の諸元}$$

上記より，主ひずみ ε_1 ， ε_2 とそのなす角度 θ を **図 4.21**，**表 4.10** に示す。

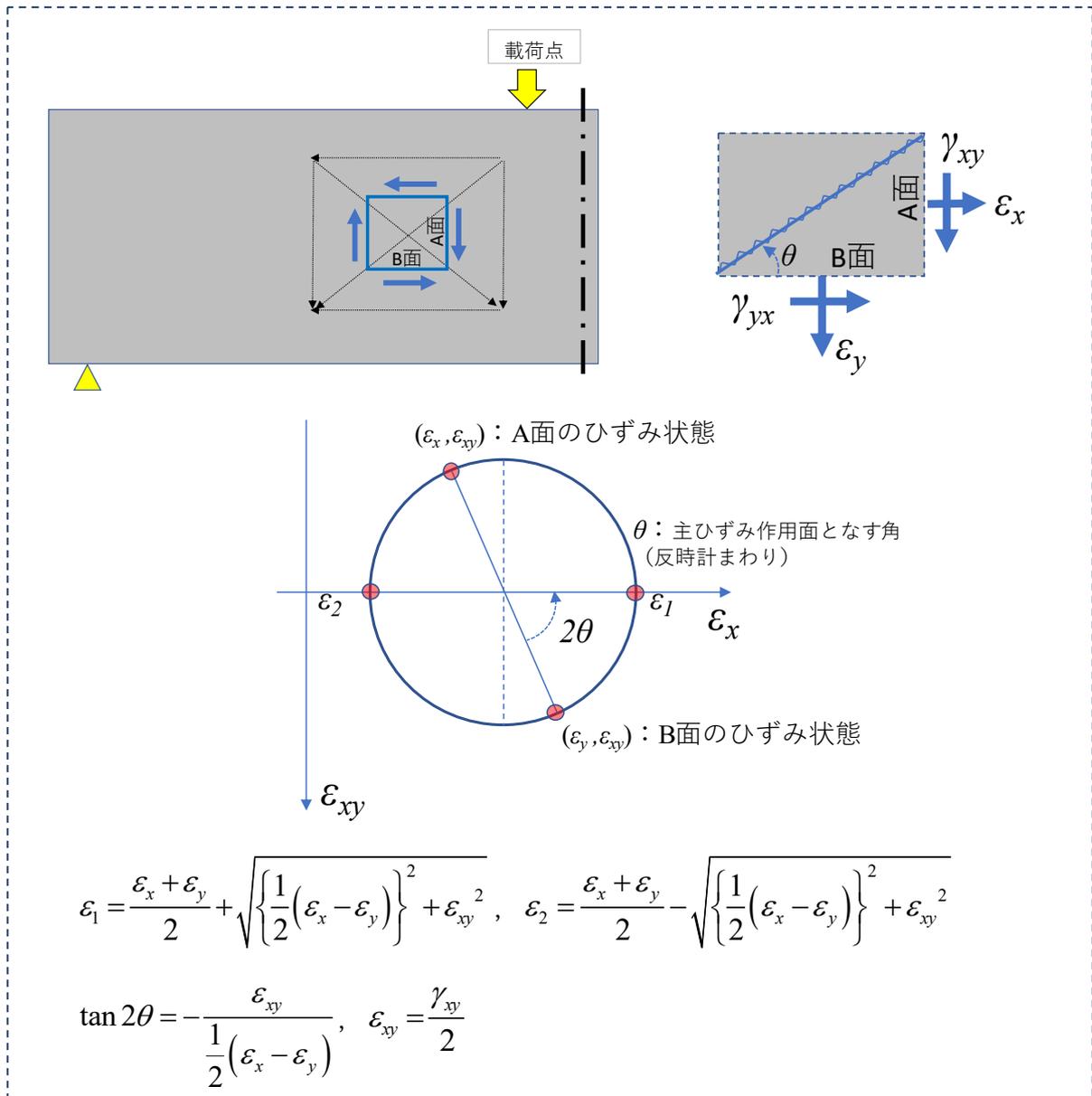


図 4.21 主ひずみ作用面となす角

表 4.10 ひび割れ角度 (最大荷重載荷時)

	H590	UH590	ULG20	ULS35	H790	
ひび割れ角度 θ (deg.)	39.4	31.5	31.6	33.8	40.2	41.3
載荷荷重 (kN)	577	1122	1231	1211	756	
着目区間	AB	AB	AB	CD	AB	CD

表 4.10 で求めた主ひずみ角度をせん断破壊した PC はり部材図に加えた (**図 4.22**)。

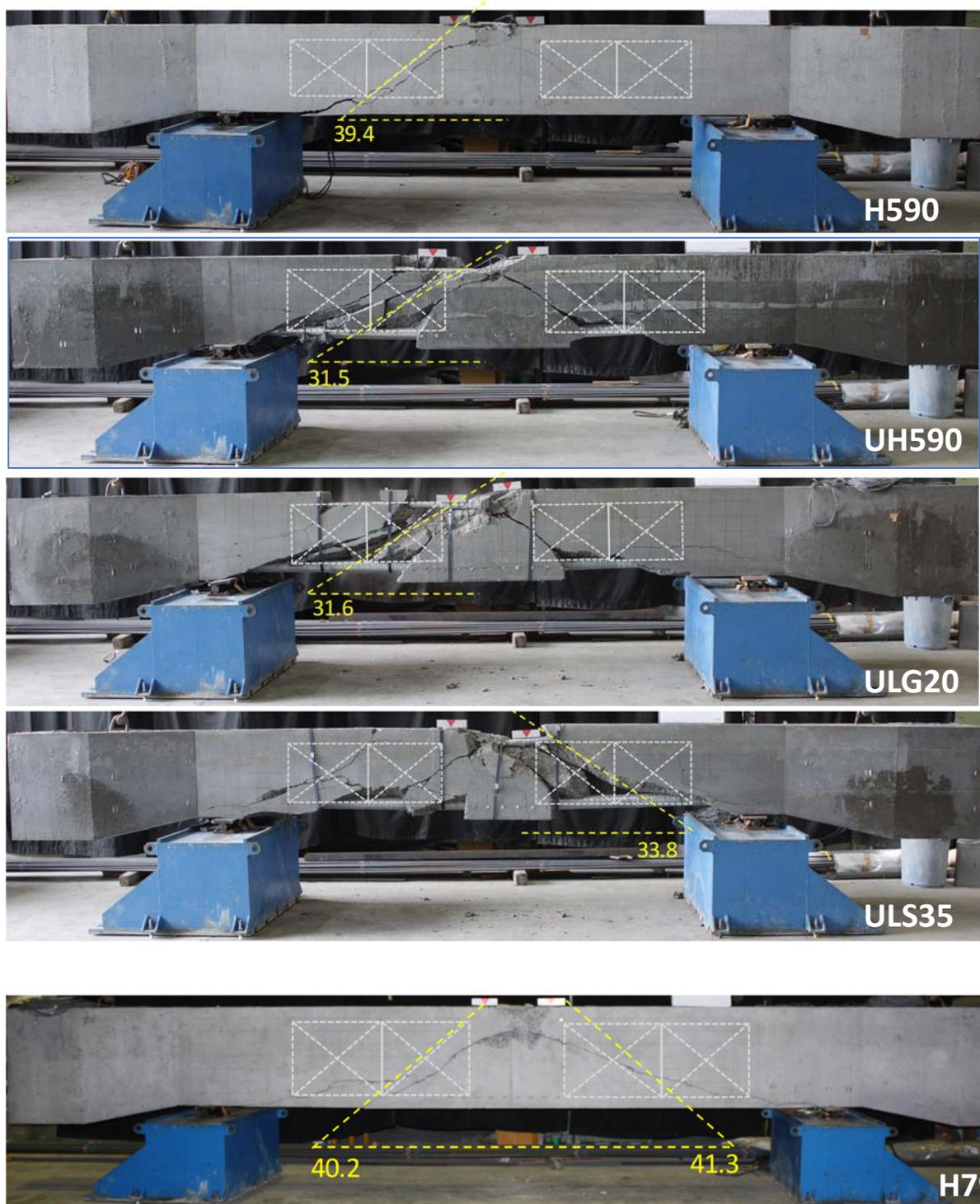


図 4.22 PC はり部材のひび割れと主ひずみ角度の関係

修正圧縮場理論では、プレストレス等の軸方向圧縮力の影響は、圧縮ストラットの角度 θ を仮定し、軸力の釣合い関係から収束計算によって得られる $\cot\theta$ により評価している。三方らは修正圧縮場理論を単純化することにより、収束計算を行わずに圧縮ストラット角を求める式を以下のように提案した³⁹⁾。

$$\cot\theta = \sqrt{1 + \frac{\sigma_{cg}}{f_t}} \quad (4.13)$$

ここで、 σ_{cg} ：断面内の平均プレストレス、 f_t ：コンクリートの引張強度 ($f_t=0.23 \cdot f'_{cd}{}^{2/3}$)

上記を基にコンクリート標準示方書³⁷⁾では、斜めひび割れが支配的となる断面高さの1/2の位置における平均プレストレス (σ_{cg}) と、圧縮強度から求められるコンクリートの引張強度 ($f_{vid}=0.23 \cdot f'_{cd}{}^{2/3}$) に対する割合で、プレストレスの効果 β_n を以下のように定式化した。

$$\beta_n = \sqrt{1 + \frac{\sigma_{cg}}{f_{vid}}} \quad (4.14)$$

ここでは、式(4.14)の $\beta_n = \cot\theta$ とし、表 4.11 にひずみ経時変化およびひび割れ再開口荷重の各々の σ_{cg} より計算した θ を示す。なお σ_{cg} は高さ 1/2 の有効プレストレス、 f_t は超高強度コンクリートにおいては $f_t=0.23 \cdot f'_{cd}{}^{2/3}$ は適用範囲外であることを考慮し強度試験で得られた割裂引張強度とした。図 4.23 には θ を載荷試験後の PC はり部材に図示する。同表には表 4.10 で示した主ひずみ作用面となす角も記している。

UHSC-PC はり部材に対しては二つの方法に大きな差はないが、H 部材の場合主ひずみ方向による角度の方が大きい。図 4.22, 図 4.23 より、H590 に対しては主ひずみに基づく方法、H790 に対しては $\cot\theta$ の方法が、それぞれひび割れと整合している。

表 4.11 $\cot\theta$ より求めた角度

	H590	UH590	ULG20	ULS35	H790
θ (σ_{cg} ひずみ経時変化)(deg.)	30.0	29.0	29.1	28.5	29.4
θ (σ_{cg} ひび割れ再開口荷重)(deg.)	31.3	29.5	30.2	29.8	30.4
主ひずみ作用面となす角(deg.)	39.4	31.5	31.6	33.8	40.8

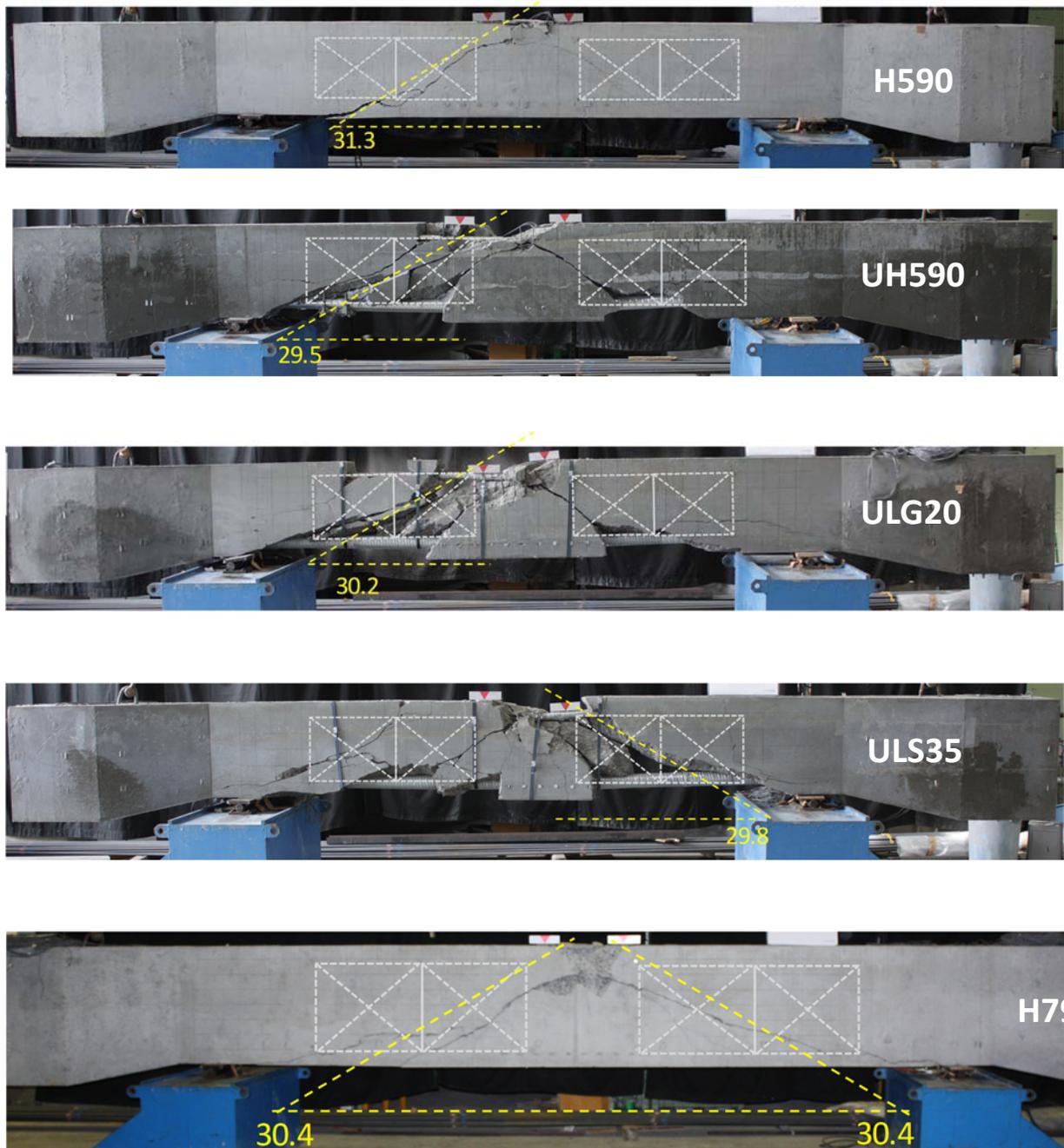


図 4.23 PC はり部材のひび割れと $\cot \theta$ より求めた圧縮ストラットの角度の関係
 (図の角度はひび割れ再開荷重より求めた θ)

(3) 荷重－変位曲線

各 PC はりの荷重－スパン中央のたわみ関係を図 4.24 に示す。同図より UHSC-PC はり部材のたわみは、同断面の H590 のみならず桁高の大きい H790 よりも明らかに小さい。ここで先に述べたように、H790 の桁高は、H790 の PC はり下縁の引張応力が許容値 (1.5N/mm^2) に達する曲げモーメントが、超高強度配合 PC はりの下縁の引張応力が許容値 (2.5N/mm^2) に達する曲げモーメントとなるように設計されたものである。

UHSC-PC はり部材のたわみが小さい一因は、コンクリートのヤング係数の相違に加えて、特に表 4.8 に示すように、プレストレスの大きな相違が主たる要因と考えられる。UHSC-PC はり部材の引張側鋼材の有効緊張応力が H790 より 1.8 倍程度大きく、そのために曲げ剛性が大きくなるとともに、破壊時に PC 鋼材が降伏していないことによるものと考えられる。

廃瓦置換の ULG20, ULS35 のたわみは無置換の UH590 より小さく、内部養生の効果認められた。ただし、廃瓦粗骨材 (ULG20) と廃瓦細骨材 (ULS35) の内部養生効果には大きな相違はなかった。

同図、図中の○は後述する図 4.25 のせん断変位から推定した斜めひび割れ荷重を示す。終局せん断耐力と同様、UHSC-PC はり部材のそれらは H-PC はり部材に比べ相当に大きい。

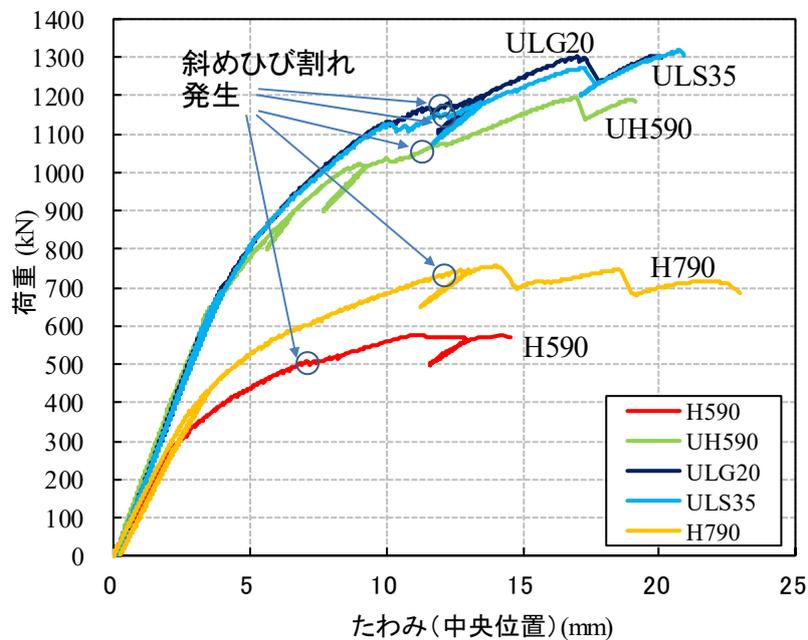


図 4.24 荷重－たわみ曲線

図 4.25 に荷重－せん断変位関係を示す。図中の○印は斜めひび割れ発生時のせん断耐力（＝斜め引張破壊耐力，いわゆる V_c に相当）を示す。たわみは曲げひび割れの影響を含んでおり，載荷点側に近づけば曲げモーメントの増大に伴い，曲げひび割れも大きく，進展もする。そのため，同図に示すように，載荷点側のせん断変位は，曲げひび割れ部の影響で，徐々に増大し，ある段階でせん断変位が急増する。

同図下に示すように，支点側のせん断変位の急増点は明確で，斜めひび割れが下縁側あるいは鋼材に沿うように支点側に進展することにより急激に破壊したことが推測できる。斜めひび割れ耐力は，同図下に示す支点側の荷重－せん断変位の関係から，支点側のせん断変位が急増するときの荷重より定めた。

表 4.12 に，せん断破壊が生じていることを明確にするために図 4.26 に示す H 部材は示方書³⁷⁾，UHSC 部材は PC 規準³⁶⁾による応力ひずみ曲線に従って求めた曲げ破壊時のせん断力を求め，実験結果から求めた斜めひび割れ耐力，終局せん断耐力と比較した。

これによれば，UHSC-PC はり部材の斜めひび割れせん断耐力時には鋼材は降伏していないことがわかる。しかし，ULG20, ULS35 は終局せん断耐力時に曲げ破壊することになるが，降伏による大きな変形は観察されなかった。これは公称の降伏値を用いたため，実際は公称の降伏値より大きいことによるものと考えられる。

また実験結果より，内部養生なし (UH590) と比較して内部養生あり (ULG20, ULS35) は，斜めひび割れ耐力で 7～8%，終局せん断耐力で 9～10%増加した。さらに，H790 に対して，UHSC-PC はり部材の斜めひび割れ耐力，終局せん断耐力は 45～74%増加し，超高強度コンクリートを用いて桁高を小さく抑えることの優位性を確認することができた。ULG20 と ULS35 のせん断耐力は同等で，廃瓦粗骨材と廃瓦細骨材の内部養生効果に大きな差異はなかった。

表 4.12 実測せん断耐力と曲げ破壊時せん断耐力の比較

せん断耐力		単位	H590	H790	UH590	ULG20	ULS35	
斜めひび割れ耐力	実測値	kN	250	367	533	575	572	
				(1.00)	(1.45)	(1.08)	(1.56)	
終局せん断耐力	実測値	kN	286	378	598	653	659	
				(1.00)	(1.58)	(1.09)	(1.74)	
曲げ破壊時せん断力	計算値	kN	518	919	610	597	571	
							曲げ破壊時鋼材降伏	

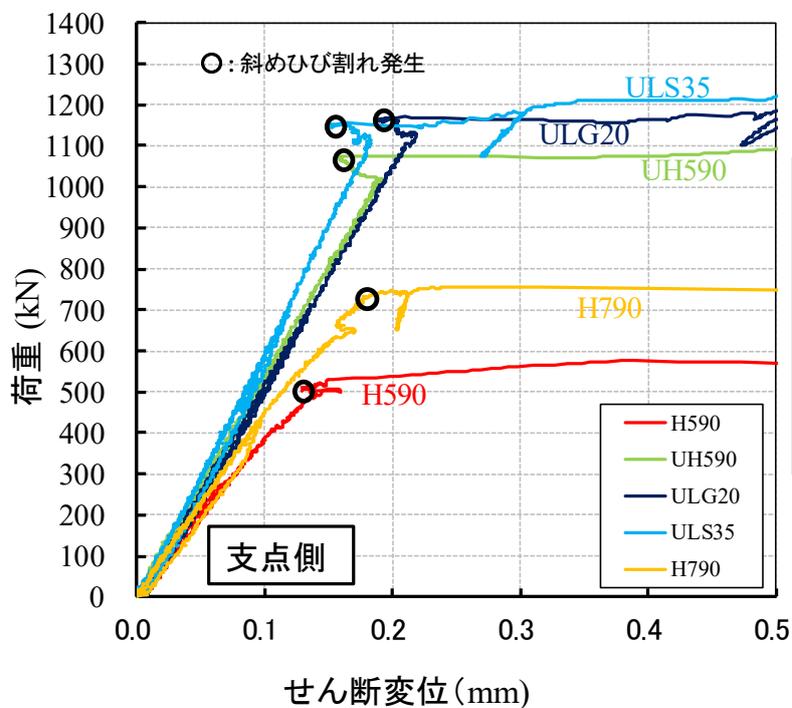
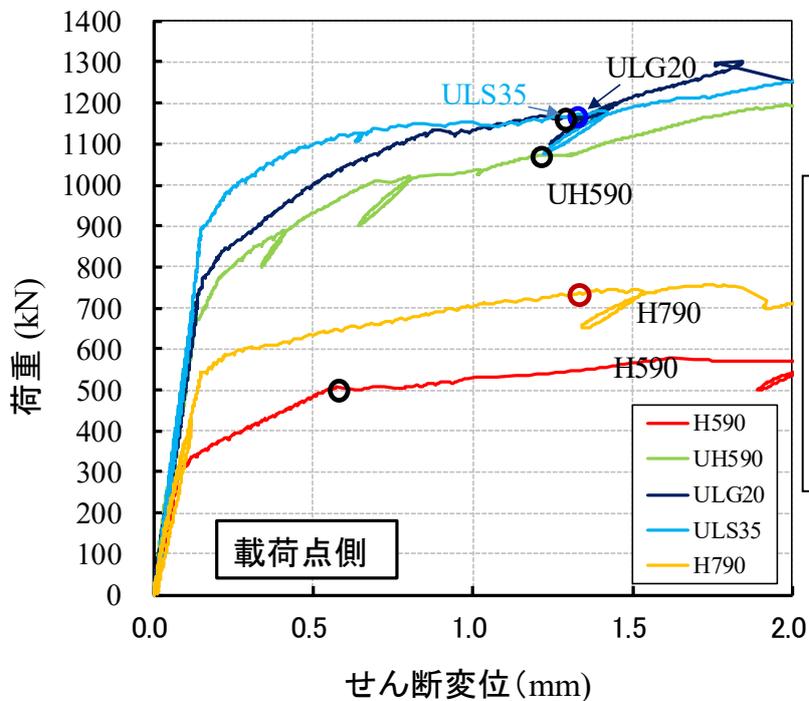
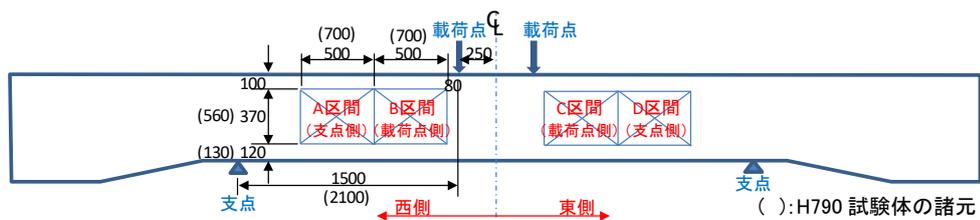


図 4.25 荷重—せん断変位 (載荷側, 支点側のせん断ひび割れ卓越区間)

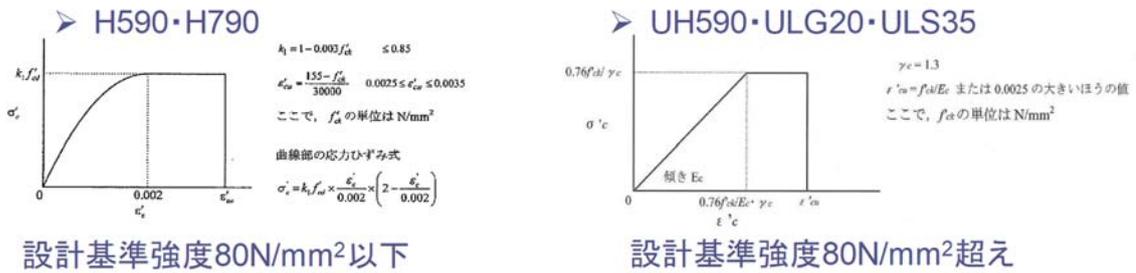


図 4.26 コンクリート標準示方書，PC 規準による応力-ひずみ関係^{36, 37)}

4.4 まとめ

本章では，PC はり部材のクリープ・収縮特性の検討，曲げひび割れ特性等，PC はり部材の力学特性についてとりまとめた．以下にその結論を示す．

- ① PC はり部材は幅 200×高さ 590mm（有効高さ 500mm）を基本として，基準配合（H590），超高強度配合（UH590），超高強度配合（ULG20：廃瓦粗骨材 20%置換），超高強度配合（ULS35：廃瓦細骨材 35%置換），基準配合で幅 200×高さ 790mm（有効高さ 700mm，H790）の 5 試験体を製作した．さらに各配合に対して，同一断面（幅 200mm×高さ 590mm）の長さ 1000mm の無拘束供試体を製作した．なお H790 については同配合の H590 の無拘束供試体を代用した．
- ② 無拘束供試体から得られる各配合のコンクリートの収縮特性について，基準配合（H）と比較して超高強度配合（UH）は，約 2 倍の大きな収縮ひずみが計測された．ULG20，ULS35 について，内部養生材＋膨張材＋収縮低減剤の併用は，自己収縮低減に有効である一方，乾燥暴露以降に収縮が 100～200 μ 進展し，内部養生の乾燥後の収縮低減効果は認められなかった．ただし ULG20，ULS35 の乾燥収縮は基準配合より明らかに小さかった．
- ③ 緊張力導入前からのひずみ経時変化を見ると，超高強度配合 UH のプレストレス導入前の自己収縮ひずみは，ULG20，ULS35 のそれと比較して明らかに大きい値であり，内部養生による自己収縮低減効果が確認できた．
- ④ 計測ひずみを PC はり部材のプレストレス導入直後の緊張応力で正規化した単位応力あたりのひずみの経時変化から，超高強度配合（UH590，ULG20，ULS35）のひずみはほぼ同等で，内部養生の効果は小さかった．基準配合と比較するとひずみは 1/4 程度と小さい値が得られた．
- ⑤ PC はり部材の PC 鋼材の有効緊張応力推定法について検討した．有効緊張応力は，PC はり部材のひずみ経時変化より推定する方法と，ひび割れ再開口荷重より推定する方法より行った．有効緊張応力は，ひび割れ再開口荷重から求めた方が小さく，（ひび割れ再開口荷重）／（ひずみ経時変化）で 0.85～0.94 であった．また，PC 鋼材の有効係数（有効緊張応力／プレストレス導入時緊張応力）について，内部養生の効果は小さかった．

- ⑥ PC はり部材の上下 PC 鋼材位置に設置されている埋設ひずみ計より、プレストレス導入時以降の実測鋼材ひずみ、収縮ひずみ（無拘束供試体）、材齢係数（文献³⁸⁾を参考に設定）から、硬化過程にあり変動応力下でのクリープ特性を簡易にモデル化し、単位応力あたりのクリープひずみを推定する手順を検討した。抽出したクリープひずみおよびクリープ係数の経時変化において、内部養生の効果は小さかった。
- ⑦ PC はり部材の破壊状況は、基準配合の PC はり部材（H590, H790）が破壊側のせん断スパン内に水平との角度が 30° ~ 40° の斜めひび割れが発生したのち、等曲げ区間内の圧縮縁コンクリートが圧壊して破壊に至った。超高強度配合の PC はり部材（UH590, ULG20, ULS35）は、曲げせん断ひび割れが生じ、引張側鋼材にほぼ沿った支点側へのひび割れ進展によりせん断変位が急増し、支点と載荷点を結ぶ圧縮ストラットの形成とともに、ストラットの圧縮域コンクリートの圧壊により急激な破壊に至った。
- ⑧ UHSC-PC はり部材のたわみは、同断面の H590 のみならず桁高の大きい H790 よりも明らかに小さかった。この一因はコンクリートのヤング係数の相違に加えて、プレストレスの大きな相違が主たる要因と考える。また、廃瓦置換の ULG20, ULS35 のたわみは無置換の UH590 より小さく、内部養生の効果が認められた。ただし、ULG20 と ULS35 の内部養生効果には大きな相違はなかった。
- ⑨ 載荷実験結果より、各 PC はり部材の斜めひび割れ耐力、終局せん断耐力を求めた結果、内部養生なし（UH590）と比較して、内部養生あり（ULG20, ULS35）は、斜めひび割れ耐力で 7~8%、終局せん断耐力で 9~10%増加した。さらに、H790 に対して、UHSC-PC はりの斜めひび割れ耐力、終局せん断耐力は 45~74%増加し、超高強度コンクリートを用いて桁高を小さく抑えることの優位性を確認することができた。ULG20 と ULS35 のせん断耐力は同等で、廃瓦粗骨材と廃瓦細骨材の内部養生効果に大きな差異はなかった。

第5章 PC はり部材のせん断耐力の評価

5.1 プレストレスの影響評価

4.3.6 で示したプレストレスの効果を圧縮ストラット角度と関連づけた三方らの式³⁹⁾を以下に示す.

$$\cot \theta = \sqrt{1 + \sigma_{cg} / f_t} \quad (5.1)$$

ここで, θ : 圧縮斜材角, σ_{cg} : 平均プレストレス ($\sigma_{cg(ave)}$), f_t : コンクリートの引張強度

コンクリート標準示方書³⁷⁾では, 上述した三方らのプレストレスの効果 $\cot \theta$ を β_n とし, σ_{cg} を断面高さの 1/2 の位置におけるプレストレスと, f_t を圧縮強度から求められるコンクリートの引張強度としている.

$$\beta_n = \sqrt{1 + \sigma_{cg} / f_{vid}} \quad (5.2)$$

ここで, σ_{cg} : 断面高さ 1/2 のプレストレス ($\sigma_{cg(1/2)}$), f_{vid} : コンクリートの引張強度 ($f_{vid} = 0.23 \cdot f'_{cd}{}^{2/3}$)

式(5.1)において $\cot \theta = \beta_n$ とし, 式(5.2)の β_n と比較した結果を図 5.1 に示す. なお, ここでは $\sigma_{cg(ave)}$, $\sigma_{cg(1/2)}$ はひび割れ再開口時の PC 鋼材の有効緊張力より求めた値としている. また, f_t , f_{vid} はコンクリートの割裂引張強度(試験値)を用いている.

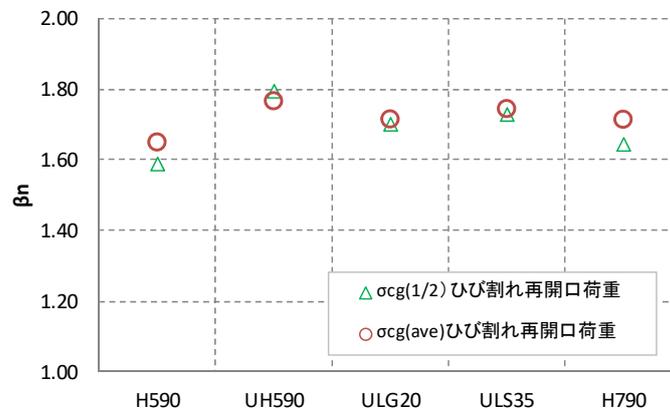


図 5.1 プレストレスによる影響係数 (β_n) 比較 ($\sigma_{cg(ave)}$ と $\sigma_{cg(1/2)}$)

$\sigma_{cg(ave)}$ で求めた β_n は $\sigma_{cg(1/2)}$ より最大で 5% 程度大きいとその差はわずかであった. よって以後, β_n はコンクリート標準示方書³⁷⁾に基づき σ_{cg} は断面高さ 1/2 のプレストレス $\sigma_{cg(1/2)}$ を用いて計算するものとする.

次に、式(5.2)において、 β_n を求める $\sigma_{cg(1/2)}$ をひずみ経時変化より求めた有効緊張応力から求めた場合、ひび割れ再開口時のPC鋼材の有効緊張応力から求めた場合を比較することを試みた。

ひずみ経時変化、ひび割れ再開口時、それぞれの σ_{cg} より求めた β_n を比較した結果を表5.1に示す。ひずみ経時変化から求めた β_n はひび割れ再開口荷重から求めたそれより2%~5%大きい、その相違はわずかであった。

ここで、 σ_{cg} : はり高さの1/2の高さにおけるプレストレス、 f_i : 割裂引張強度(試験値、表3.6, 表3.7参照)

なお、 β_n の上限値はコンクリート標準示方書によれば、 $\beta_n < 2.0$ とされており、本研究の超高強度配合(UH, ULG, ULS)においても適用範囲内であることを確認している。

表 5.1 プレストレスによる有効係数 (β_n) の比較

		H590	UH590	ULG20	ULS35	H790
σ_{cg} : はり高さの1/2におけるプレストレス	ひずみ経時変化より	6.29	16.07	15.73	16.45	6.71
	ひび割れ開口荷重より	5.35	15.08	13.80	14.11	5.98
プレストレスによる影響係数 (β_n)	ひずみ経時変化より	1.74 (1.05)	1.81 (1.02)	1.79 (1.05)	1.84 (1.05)	1.78 (1.04)
	ひび割れ開口荷重より	1.65 (1.00)	1.77 (1.00)	1.72 (1.00)	1.75 (1.00)	1.71 (1.00)

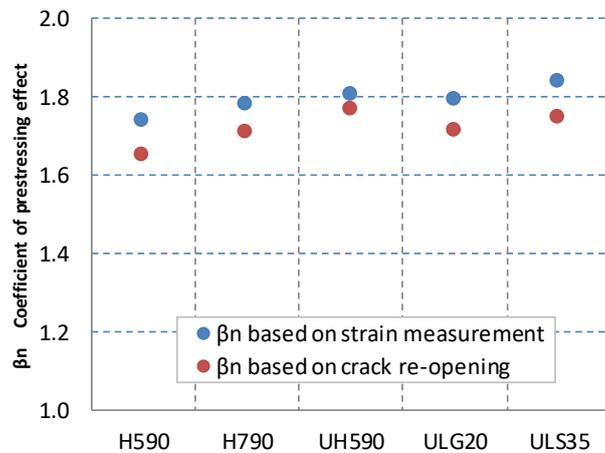


図 5.2 プレストレスによる影響係数 (β_n) 比較

5.2 斜めひび割れ発生時せん断耐力の評価

ここでは、プレストレスを考慮していない斜めひび割れ耐力として、普通強度 ($12\text{N/mm}^2 \leq f'_c \leq 66\text{N/mm}^2$) を対象とした二羽らの式(5.3)⁴⁰⁾、同様にプレストレスを考慮していないもの高強度コンクリート (適用範囲: $80 \sim 130\text{N/mm}^2$) を対象とした河金らの式(5.4)⁸⁾を用いてせん断耐力値を求めた。

$$V_{cd} = 0.2(f'_{cd})^{1/3} (100p_w)^{1/3} (1000/d)^{1/4} \left(0.75 + \frac{1.4}{(a/d)} \right) b \cdot d \quad (5.3)$$

ここで、 p_w (A_p/bd): 引張鋼材比, A_p : 引張側鋼材の断面積 (mm^2)

$$\begin{aligned} V_c &= 0.206 f_t \left(\frac{d}{l_{ch}} \right)^{-2/5} (100p_{s,e})^{1/3} \left(0.75 + \frac{1.4}{(a/d)} \right) b \cdot d \\ &= 0.206 (f_t)^{1/5} (E_c \cdot G_f)^{2/5} (100p_{s,e})^{1/3} (d)^{-2/5} \left(0.75 + \frac{1.4}{(a/d)} \right) b \cdot d \end{aligned} \quad (5.4)$$

ここで、 l_{ch} : 特性長さ, G_f : 破壊エネルギー, $p_{s,e}$: 収縮の影響を考慮した等価鉄筋比で収縮がない場合は鋼材の公称断面積を用いた鋼材比(p_w), 破壊エネルギーは表 5.2 に示す同一配合のコンクリートで別途実施された鈴木・佐藤で行われた破壊エネルギー試験結果を参照した。

表 5.2 破壊エネルギー試験結果 (表 3.8 と同一)

記号	破壊エネルギー G_f N/mm	特性長さ l_{ch} mm	ヤング係数 E_c N/mm ²	引張強度 f_t N/mm ²	備考
H(590・790)	0.204	748.4	36093	3.14	10本の平均値
UH	0.156	166.5	53369	7.08	10本の平均値
ULG20	0.155	156.8	51264	7.11	10本の平均値
ULS35	0.169	184.6	51969	6.90	10本の平均値

斜めひび割れ耐力に及ぼすプレストレスの効果 (β_n) は式(5.2)より、表 5.1 で示したひずみ経時変化とひび割れ再開口荷重を用いて求めた β_n を用い、式(5.3)、式(5.4)で求めた値に β_n を乗じてプレストレスの効果を考慮した。斜めひび割れ耐力および実験値との比を表 5.3、表 5.4 に示す。

表 5.3 の二羽らの式での斜めひび割れ耐力の計算値は、コンクリートの圧縮強度に関して適用範囲内と考えられる基準配合 (H590, H790) の計算値が実験値の 72~93% で比較的良好に一致した。それに対して、適用範囲外と考えられる超高強度配合 (UH590, ULG20, ULS35) については実験値の 58~63%であった。

表 5.4 の高強度コンクリートを対象とした河金らの式による計算値は、適用範囲より低い強度の基準配合 (H590, H790) が実験値の 56~76%、適用範囲より高い強度の超高強度配合 (UH590, ULG20, ULS35) が実験値の 40%~46%と、実験値との乖離が大きかった。

表 5.3 せん断耐力の実験値と計算値の比較（二羽らの式）

		H590	UH590	ULG20	ULS35	H790
$\beta_{n, \text{strain}}$ (ひずみ)		1.74	1.81	1.79	1.84	1.78
$V_{cP, \text{strain}} = \beta_n V_{cR}$	kN	232.7	336.2	345.6	349.9	273.7
$V_{cP, \text{strain}}/V_c$		0.93	0.63	0.60	0.61	0.75
$\beta_{n, \text{crack}}$ (ひび割れ)		1.65	1.77	1.72	1.75	1.71
$V_{cP, \text{crack}} = \beta_n V_{cR}$	kN	220.8	328.9	330.6	332.0	263.2
$V_{cP, \text{crack}}/V_c$		0.88	0.62	0.58	0.58	0.72
実測斜めひび割れ耐力 V_c	kN	250	533	575	572	367

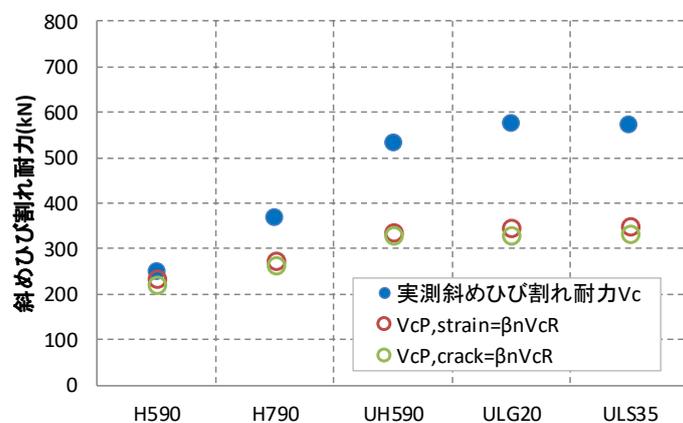


図 5.3 実測値と計算値の比較（斜めひび割れ耐力：二羽らの式）

表 5.4 セン断耐力の実験値と計算値の比較（河金らの式）

		H590	UH590	ULG20	ULS35	H790
$\beta_{n, \text{strain}}$ (ひずみ)		1.74	1.81	1.79	1.84	1.78
$V_{cP, \text{strain}} = \beta_n V_{ck}$	kN	190.1	244.6	238.4	239.1	212.6
$V_{cP, \text{strain}}/V_c$		0.76	0.46	0.41	0.42	0.58
$\beta_{n, \text{crack}}$ (ひび割れ)		1.65	1.77	1.72	1.75	1.71
$V_{cP, \text{crack}} = \beta_n V_{ck}$	kN	180.3	239.4	228.0	226.9	204.4
$V_{cP, \text{crack}}/V_c$		0.72	0.45	0.40	0.40	0.56
実測斜めひび割れ耐力 V_c	kN	250	533	575	572	367

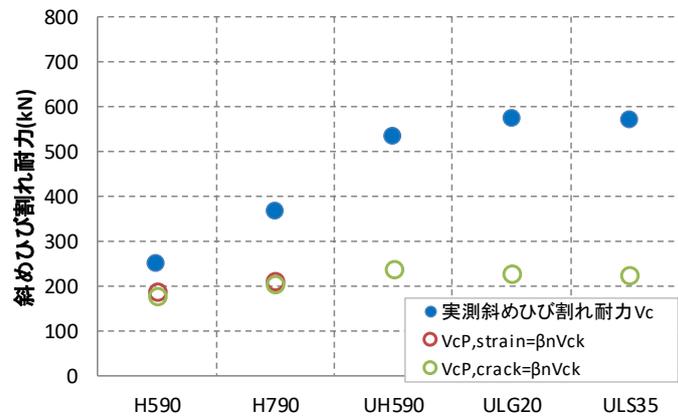


図 5.4 実測値と計算値の比較（斜めひび割れ耐力：河金らの式）

Euro code⁴¹⁾では、設計圧縮強度の特性値： $f_{ck} \leq 90 \text{N/mm}^2$ のコンクリートに対して、せん断抵抗力： $V_{Rd,c}$ を以下のように示している。

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_l f'_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (5.5)$$

$$\text{最小値：} V_{Rd,c} = \left[V_{\min} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d$$

ここで、

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad (d: \text{mm})$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02$$

A_{sl} ：引張鋼材の断面積， b_w ：(引張側) 最小幅(mm)， $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2f_{cd}$ (MPa)， N_{Ed} ：軸力（プレストレス）(N)， A_c ：コンクリート断面積(mm^2)， $C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$ ， $v_{\min} = 0.035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ ， $k_1 = 0.15$

Euro code のせん断抵抗力 $V_{Rd,c}$ と実験値(斜めひび割れ耐力)との比較を表 5.5 に示す。同表より、基準配合 (H590,H790) に関しては、計算値/実験値で 88%~102% と比較的よく一致する結果が得られた。また、適用範囲外となる超高強度配合についても 73%~87% で、高強度コンクリートを対象とした河金らの式よりも実験結果との乖離は小さくなっている。

表 5.5 実験値と計算値 (Euro code $V_{Rd,c}$) と実験値の比較

		H590	UH590	ULG20	ULS35	H790
$V_{Rd,c,strain}$	kN	233.7	439.4	440.7	449.4	304.5
$V_{Rd,c,strain}/V_c$		0.93	0.82	0.77	0.79	0.83
$V_{Rd,c,crack}$	kN	219.1	424.9	411.0	413.6	288.9
$V_{Rd,c,crack}/V_c$		0.88	0.80	0.71	0.72	0.79
実測斜めひび割れ耐力 V_c	kN	250	533	575	572	367

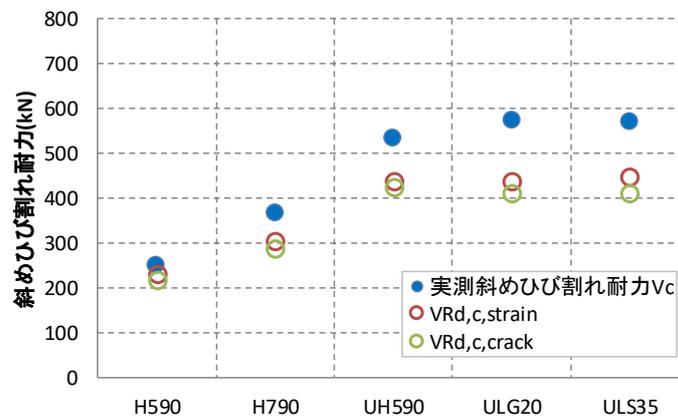


図 5.5 実験値と計算値の比較 (斜めひび割れ耐力 : Euro code)

二羽らの式、河金らの式、Eurocode 式による斜めひび割れ耐力を実験値と比較した結果を図 5.6 に示す。上述したとおり、二羽らの式、河金らの式は、鉄筋コンクリート (RC) で経験的に誘導された斜めひび割れ耐力 V_c にプレストレスの効果を表す係数 β_n を乗じることにより評価している。Eurocode 式は、RC による斜めひび割れ耐力 V_c とプレストレスの効果を加算して評価する方法を採用し、プレストレスの効果について上記二式と考え方は異なるものとなっている。なお、いずれの式も本研究での UHSC のコンクリート強度に関わる適用範囲を超えていることに留意する必要がある。

同図より、基準配合 (H590) に対しては二羽らの式、Eurocode 式による計算値はいずれも実験値とよく一致している。しかし、河金らの式は過小評価する傾向がある。さらに、超高強度配合においては、二羽らの式が実験値の 60%、Eurocode 式が 70% に対して、河金らの式は 40% と過小評価が顕著である。これは河金らの式が粗骨材が破断する圧縮強度が 80~120N/mm² の高強度コンクリート RC はりを対象として誘導されており、一方で、適用範囲が特性値 80N/mm² 以下である二羽らの式、90N/mm² 以下である Eurocode 式は、斜めひび割れ発生時に骨材のかみ合いが期待できるコンクリート部材から誘導されてい

るものと考えられ、この点がせん断耐力評価の差の要因であると考ええる。

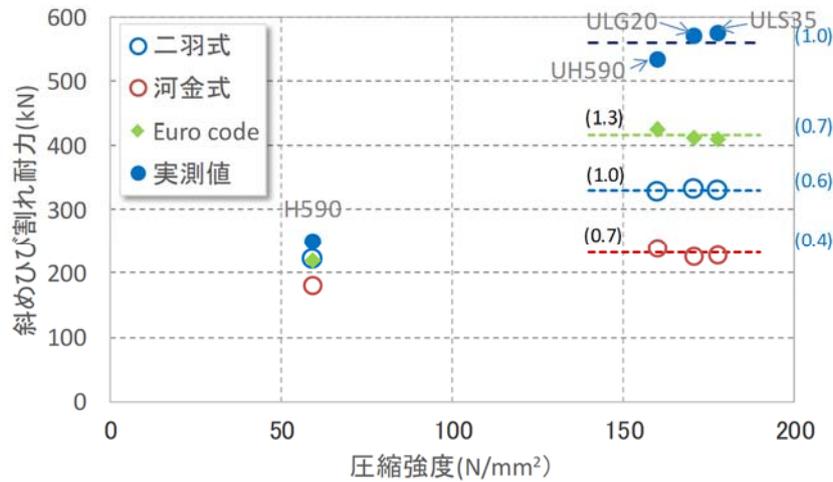


図 5.6 斜めひび割れ耐力の実測値と各種評価式による計算値の比較

河金らの式の過小評価は、粗骨材の破断を伴う高強度コンクリートを用いた RC に対して経験的に求められた式が要因と考えられることに関して以下に考察を加える。

河金らの式の斜めひび割れ耐力は特性長さを主要因としており、特性長さは高強度化すれば低下する。特性長さは破壊エネルギー試験により次式のように表される。

$$l_{ch} = E_c \cdot G_f / f_t^2 \quad (5.6)$$

ここで、 G_f : 破壊エネルギー、 E_c : ヤング係数、 f_t : 引張強度

また、破壊エネルギー試験結果より G_f は W_0 : 破断までの荷重-CMOD 曲線下の面積と W_1 : 試験体質量と治具がなす仕事、 A_{lig} : リガメント面積 (切欠き上部の破断面の面積) より次式のように求められる。

$$G_f = (0.75W_0 + W_1) / A_{lig} \quad (5.7)$$

既往文献^{7,8,42)}と本研究で用いたコンクリートの圧縮強度に対する破壊エネルギーおよび特性長さの関係を図 5.7 に示す。

同図より、 G_f はコンクリートが超高強度域でも 0.16 程度と変化は小さいため、割裂引張強度が大きくなる超高強度域では、式(5.6)に示す引張強度の 2 乗で大きくなる分母の影響より特性長さは小さくなる。

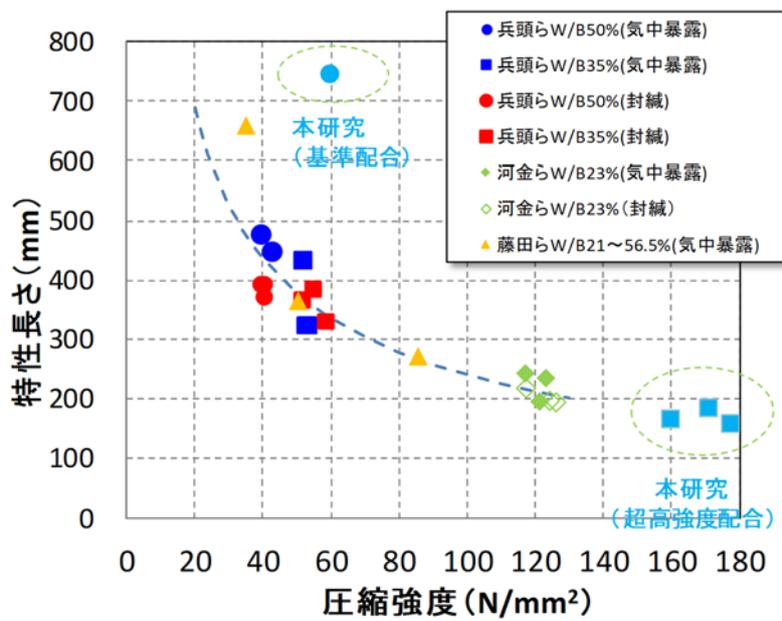
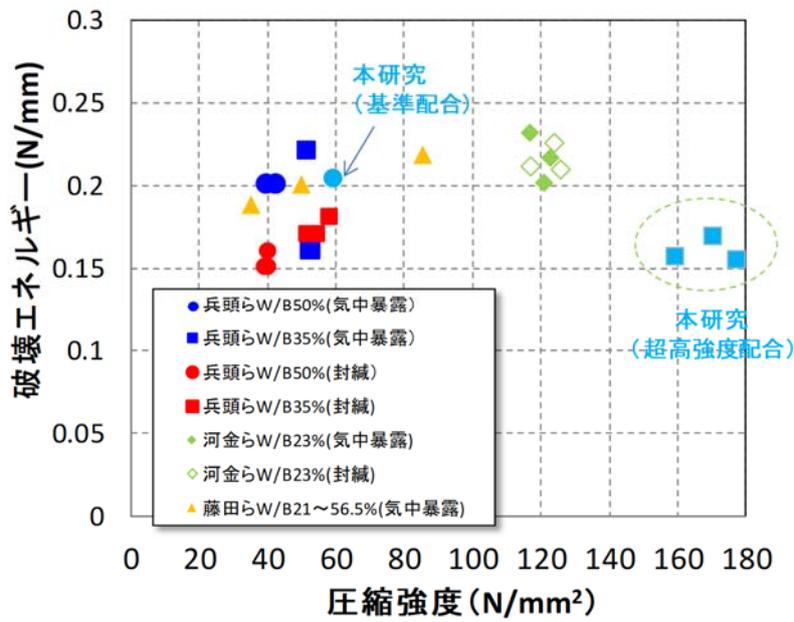


図 5.7 圧縮強度と破壊エネルギーおよび特性長さの関係（既往論文の結果を反映）

次に、二羽らの式、河金らの式の各式中でコンクリートのせん断応力を分担する項を抽出すると、二羽らの式では下記の点線枠の項、

$$\tau_c = \frac{V_c}{bd} = \boxed{0.2f'_c{}^{1/3}} \left(100p_w\right)^{1/3} \cdot (d/1000)^{-1/4} (0.75+1.4/(a/d)) \quad (5.8)$$

河金らの式では下記枠の項、

$$\tau_c = \frac{V_c}{bd} = 0.206f_t \left(\frac{d}{\ell_{ch}}\right)^{-2/5} (100p_{s,e})^{1/3} (0.75+1.4/(a/d)) \quad (5.9)$$

$$= \boxed{0.206f_t \ell_{ch}^{-2/5} 1000^{-2/5}} (100p_{s,e})^{1/3} (d/1000)^{-2/5} (0.75+1.4/(a/d))$$

が抽出できる。これらによる分担せん断応力を既往論文^{7,8,42)}より求めた値を**図 5.8**に示す。同図に本研究でのコンクリートの破壊エネルギー試験結果により求めた値を加えると、河金らの式の分担せん断応力は高強度域で頭打ちになることがわかる。上述したとおり、河金らの式は高強度域で特性長さが短くなる、つまり骨材が破断して骨材のかみ合いが期待できない高強度コンクリートのせん断応力を表現しているものと考えられる。

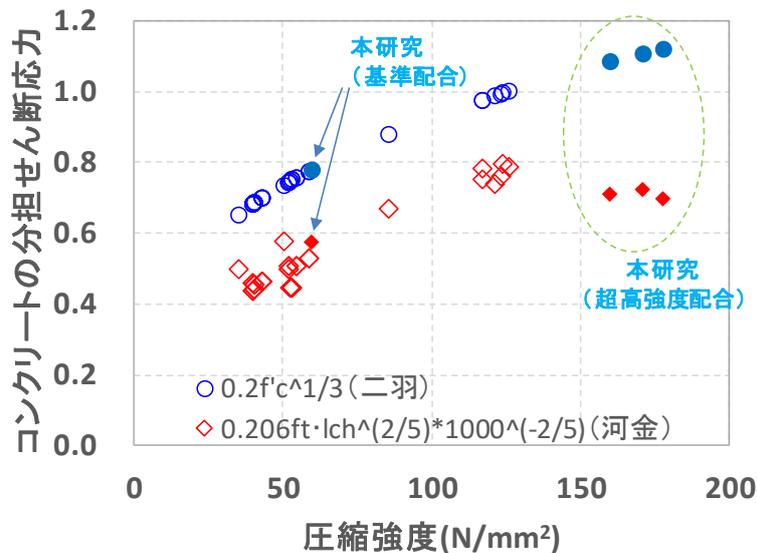


図 5.8 コンクリートのせん断分担応力（二羽らの式，河金らの式の比較）

5.3 終局せん断耐力の評価

全ての PC はり部材の破壊モードは、前述のとおり、斜めひび割れ発生後アーチ機構を形成し、等曲げ区間のコンクリートの圧縮破壊を伴うせん断圧縮破壊であった。そこで、せん断スパン比 $a/d=2.5$ 程度以下を適用範囲とするが、式(5.4)⁴³⁾により終局せん断耐力の予測を行った。

$$V_u = \frac{0.24(f'_c)^{2/3} (1 + \sqrt{100p_w})(1 + 3.33(r/d))}{1 + (a/d)^2} \quad (5.10)$$

ここで、 r ：支圧板の軸方向長さ（本実験の場合 100mm）

表 5.6 にせん断圧縮破壊の実験値と計算値を示す。終局せん断耐力の計算値は、基準配合（H590,H790）は、斜めひび割れ耐力と大きな差は認められないが、超高強度配合ではいずれも斜めひび割れ耐力の 1.5 倍程度大きい値となった。よって UHSC の計算値/実験値は 0.76~0.83 と依然として過小評価ではあるものの、実験結果との乖離が斜めひび割れ耐力時より減少する傾向となった。これは斜めひび割れが載荷板と支点板の端部を結ぶ線上にあり、それと平行に圧縮ストラットが形成され圧縮強度の依存性が高くなったためと考えられる。

表 5.6 終局せん断耐力の実験値と計算値の比較

		H590	UH590	ULG20	ULS35	H790
$\beta_{n, strain}$ (ひずみ)		1.74	1.81	1.79	1.84	1.78
$V_{u, strain} = \beta_{n, strain} \cdot V_{uk}$	kN	246.3	495.2	527.2	527.0	285.1
$V_{u, strain}/V_c$		0.86	0.83	0.81	0.80	0.75
$\beta_{n, crack}$ (ひび割れ)		1.65	1.77	1.72	1.75	1.71
$V_{u, crack} = \beta_{n, crack} \cdot V_{uk}$	kN	233.7	484.5	504.4	499.9	274.2
$V_{u, crack}/V_c$		0.88	0.81	0.77	0.76	0.73
実測終局せん断耐力 V_c	kN	286	598	653	659	378

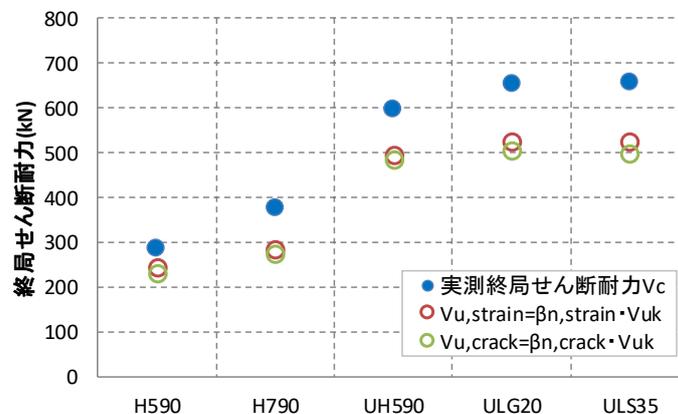


図 5.9 実測値と計算値の比較（終局せん断耐力）

5.4 まとめ

本章では、4章の載荷実験結果で得られたPCはり部材の斜めひび割れ耐力、終局せん断耐力について、既往の評価式を用いた計算値と実測値を比較し、評価式の適用性について考察した。以下にその結論を示す。

- ① ひずみ経時変化および再載荷によるひび割れ再開口荷重、それぞれよりプレストレスの影響係数 β_n を求めた。ひずみ経時変化から求めた β_n はひび割れ再開口荷重から求めたそれより2%~5%大きい、その相違はわずかであった。
- ② 斜めひび割れ耐力の評価では、普通強度($12\text{N/mm}^2 \leq f'_c \leq 66\text{N/mm}^2$)を対象とした二羽らの式⁴⁰⁾、高強度コンクリート(適用範囲: $80 \sim 130\text{N/mm}^2$)を対象とした河金らの式⁸⁾を用いてせん断耐力値を求めた。いずれもプレストレスの効果が考慮されていないことから、 β_n を乗じてプレストレスの効果を考慮した。二羽らの式は、基準配合(H590, H790)の計算値が実験値の72~93%で比較的良好一致したが、適用範囲外と考えられる超高強度配合(UH590, ULG20, ULS35)については実験値の58~63%であった。河金らの式による計算値は、適用範囲より低めの基準配合(H590, H790)が実験値の56~76%、適用範囲より高めの超高強度配合(UH590, ULG20, ULS35)が実験値の40%~46%と実験値との乖離が大きかった。
- ③ Euro codeのせん断抵抗力 $V_{Rd,c}$ と実験値(斜めひび割れ耐力)との比較では、基準配合(H590, H790)は、計算値/実験値で79%~93%と比較的良好一致する結果が得られた。また、適用範囲外となる超高強度配合についても71%~82%で、高強度コンクリートを対象とした河金らの式よりも実験結果との乖離は小さかった。
- ④ 特性長さ(l_{ch})がせん断力の主因子となる河金らの式は、コンクリート強度増大によって特性長さが短くなりコンクリートの負担せん断応力が低下するため、斜めひび割れ耐力を最も過小評価する結果となった。また、従来のプレストレスの影響評価では超高強度配合のPCはり部材のせん断耐力を必ずしも説明できないことが明らかになった。
- ⑤ 本載荷実験では、全てのPCはり部材の破壊モードは、斜めひび割れ発生後アーチ機構を形成し、等曲げ区間のコンクリートの圧縮破壊を伴うせん断圧縮破壊であった。そこで、せん断スパン比 $a/d=2.5$ 程度を適用範囲とするが(本研究では $a/d=3.0$)、せん断圧縮破壊耐力式を用いて終局せん断耐力を計算した。基準配合(H590, H790)は、斜めひび割れ耐力と大きな差は認められないが、超高強度配合ではいずれも斜めひび割れ耐力の1.5倍程度大きい値となり、超高強度配合の計算値/実験値は0.76~0.83と過小評価ではあるものの、実験結果との乖離が斜めひび割れ耐力時より小さくなった。斜めひび割れが載荷板と支点板の端部を結ぶ線上に現れ、それと平行に圧縮ストラットが形成され圧縮強度の依存性が高くなったためと考えられる。

第6章 結論

6.1 結論

コンクリートのライフサイクルコスト削減のためのコンクリートの高強度化，かつ資源循環を踏まえた廃棄物利用の着眼点から，廃棄物でありながらコンクリート部材の性能向上が期待できる廃瓦粗骨材，細骨材を内部養生材として活用した超高強度コンクリートについて，本研究ではポストテンション方式のプレストレストコンクリート（PC）はり部材を製作し，長期間のクリープおよび収縮特性，その後の載荷実験により主にせん断強度特性を検証した．以下に，本研究で得られた主な結論と要約を記し，本研究のまとめとする．

第1章では，今日の社会基盤整備において欠くことのできないコンクリート構造物に対する課題として，ライフサイクルコスト削減，環境負荷低減に着目し，“廃棄物利用で高強度・高耐久”なコンクリートとして，佐藤らが研究している廃瓦を内部養生材として活用する超高強度コンクリートを取りあげ，本研究の目的を述べた．

第2章では，既往の研究として，高強度コンクリート，自己収縮ひずみとその低減方法，廃瓦骨材の内部養生効果に関する研究，動向について述べた．

第3章では，廃瓦骨材を用いたコンクリートについて，研究に用いる PC はり部材を製作するためのコンクリートの使用材料，配合，強度特性について述べた．以下に結論および得られた知見をまとめる．

- ① 本研究での PC はり部材の載荷実験直前の材齢（約 1000 日）で，基準配合（H 早強セメント使用， $W/B=0.44$ ）は， $f'_c=59.3N/mm^2$ ，超高強度配合（UH 早強セメント使用，内部養生なし， $W/B=0.17$ ）で $f'_c=159.8N/mm^2$ ，超高強度配合（ULG20 低熱セメント+シリカフェーム使用，内部養生材（廃瓦粗骨材 20%置換）， $W/B=0.17$ ）で $f'_c=177.5N/mm^2$ ，超高強度配合（ULS35 低熱セメント+シリカフェーム使用，内部養生材（廃瓦細骨材 35%置換）， $W/B=0.17$ ）で $f'_c=170.7N/mm^2$ であった．超高強度配合では，材齢 7 日の圧縮強度は， $UH > ULG20 > ULS35$ であったが，材齢約 1000 日では ULG20，ULS35 とともに $170N/mm^2$ 以上の値が得られ，UH より 7~11%大きい値であった．これは廃瓦骨材の内部養生効果に起因するものと考えられる．
- ② 圧縮強度と引張強度の関係は，高強度 PC 構造物設計施工規準³⁶⁾の関係式と比較すると，基準配合(H)，超高強度配合(UH)は概ね関係式と整合するが，超高強度配合(ULG20，ULS35)は若干小さめで，規準式は過大評価の傾向がうかがえる．圧縮強度とヤング係数の関係は，全体的に見て規準式はヤング係数を過小評価する傾向がうかがえる．ULG20 が UH と比べてヤング係数が 4%小さいのは，廃瓦粗骨材のヤング係数が小さいことによるものと考えられる．

第4章では，PC はり部材の力学特性の検討として，本研究での実験の構成，PC はり部材の時間依存特性の検討，PC はり部材の構造特性の検討についてとりまとめた．以下に

結論および得られた知見をまとめる。

- ① PC はり部材は幅 200×高さ 590mm（有効高さ 500mm）を基本として、基準配合（H590）、超高強度配合（UH590）、超高強度配合（ULG20：廃瓦粗骨材 20%置換）、超高強度配合（ULS35：廃瓦細骨材 35%置換）、基準配合で幅 200×高さ 790mm（有効高さ 700mm, H790）の 5 試験体を製作した。さらに各配合に対して、同一断面（幅 200mm×高さ 590mm）の長さ 1000mm の無拘束供試体を製作した。なお H790 については同配合の H590 の無拘束供試体を代用した。
- ② 無拘束供試体から得られる各配合のコンクリートの収縮特性について、基準配合（H）と比較して超高強度配合（UH）は、約 2 倍の大きな収縮ひずみが計測された。ULG20, ULS35 について、内部養生材＋膨張材＋収縮低減剤の併用は、自己収縮低減に有効である一方、乾燥暴露以降に収縮が 100～200 μ 進展し、内部養生の乾燥後の収縮低減効果は認められなかった。ただし ULG20, ULS35 の乾燥収縮は基準配合より明らかに小さかった。
- ③ 緊張力導入前からのひずみ経時変化を見ると、超高強度配合 UH のプレストレス導入前の自己収縮ひずみは、ULG20, ULS35 のそれと比較して明らかに大きい値であり、内部養生による自己収縮低減効果が確認できた。
- ④ 計測ひずみを PC はり部材のプレストレス導入直後の緊張応力で正規化した単位応力あたりのひずみの経時変化から、超高強度配合（UH590, ULG20, ULS35）のひずみはほぼ同等で、内部養生の効果は小さかった。基準配合と比較するとひずみは 1/4 程度と小さい値が得られた。
- ⑤ PC はり部材の PC 鋼材の有効緊張応力推定法について検討した。有効緊張応力は、PC はり部材のひずみ経時変化より推定する方法と、ひび割れ再開口荷重より推定する方法より行った。有効緊張応力は、ひび割れ再開口荷重から求めた方が小さく、（ひび割れ再開口荷重）／（ひずみ経時変化）で 0.85～0.94 であった。また、PC 鋼材の有効係数（有効緊張応力／プレストレス導入時緊張応力）について、内部養生の効果は小さかった。
- ⑥ PC はり部材の上下 PC 鋼材位置に設置されている埋設ひずみ計より、プレストレス導入時以降の実測鋼材ひずみ、収縮ひずみ（無拘束供試体）、材齢係数（文献³⁸⁾を参考に設定）から、硬化過程にあり変動応力下でのクリープ特性を簡易にモデル化し、単位応力あたりのクリープひずみを推定する手順を検討した。抽出したクリープひずみおよびクリープ係数の経時変化において、内部養生の効果は小さかった。
- ⑦ PC はり部材の破壊状況は、基準配合の PC はり部材（H590, H790）が破壊側のせん断スパン内に水平との角度が 30°～40° の斜めひび割れが発生したのち、等曲げ区間内の圧縮縁コンクリートが圧壊して破壊に至った。超高強度配合の PC はり部材（UH590, ULG20, ULS35）は、曲げせん断ひび割れが生じ、引張側鋼材にほぼ沿った支点側へのひび割れ進展によりせん断変位が急増し、支点と載荷点を結ぶ圧縮ストラットの形成とともに、ストラットの圧縮域コンクリートの圧壊により

急激な破壊に至った。

- ⑧ UHSC-PC はり部材のたわみは、同断面の H590 のみならず桁高の大きい H790 よりも明らかに小さかった。この一因はコンクリートのヤング係数の相違に加えて、プレストレスの大きな相違が主たる要因と考える。また、廃瓦置換の ULG20, ULS35 のたわみは無置換の UH590 より小さく、内部養生の効果が認められた。ただし、ULG20 と ULS35 の内部養生効果には大きな相違はなかった。
- ⑨ 載荷実験結果より、各 PC はり部材の斜めひび割れ耐力、終局せん断耐力を求めた結果、内部養生なし (UH590) と比較して、内部養生あり (ULG20, ULS35) は、斜めひび割れ耐力で 7~8%、終局せん断耐力で 9~10%増加した。さらに、H790 に対して、UHSC-PC はりの斜めひび割れ耐力、終局せん断耐力は 45~74%増加し、超高強度コンクリートを用いて桁高を小さく抑えることの優位性を確認することができた。ULG20 と ULS35 のせん断耐力は同等で、廃瓦粗骨材と廃瓦細骨材の内部養生効果に大きな差異はなかった。

第 5 章では、4 章の載荷実験結果で得られた PC 部材の斜めひび割れ耐力、終局せん断耐力について、既往の評価式を用いた計算値と実測値を比較し、既往式の適用性について考察した。以下に結論および得られた知見をまとめる。

- ① ひずみ経時変化および再載荷によるひび割れ再開口荷重、それぞれよりプレストレスの影響係数 β_n を求めた。ひずみ経時変化から求めた β_n はひび割れ再開口荷重から求めたそれより 2%~5%大きい、その相違はわずかであった。
- ② 斜めひび割れ耐力の評価では、普通強度 ($12\text{N/mm}^2 \leq f'_c \leq 66\text{N/mm}^2$) を対象とした二羽らの式⁴⁰⁾、高強度コンクリート (適用範囲: $80 \sim 130\text{N/mm}^2$) を対象とした河金らの式⁸⁾を用いてせん断耐力値を求めた。いずれもプレストレスの効果が考慮されていないことから、 β_n を乗じてプレストレスの効果を考慮した。二羽らの式は、基準配合 (H590, H790) の計算値が実験値の 72~93%と比較的よく一致したが、適用範囲外と考えられる超高強度配合 (UH590, ULG20, ULS35) については実験値の 58~63%であった。河金らの式による計算値は、適用範囲より低めの基準配合 (H590, H790) が実験値の 56~76%、適用範囲より高めの超高強度配合 (UH590, ULG20, ULS35) が実験値の 40%~46%と実験値との乖離が大きかった。
- ③ Euro code のせん断抵抗力 $V_{Rd,c}$ と実験値 (斜めひび割れ耐力) との比較では、基準配合 (H590, H790) は、計算値/実験値で 79%~93%と比較的よく一致する結果が得られた。また、適用範囲外となる超高強度配合についても 71%~82%で、高強度コンクリートを対象とした河金らの式よりも実験結果との乖離は小さかった。
- ④ 特性長さ (l_{ch}) がせん断力の主因子となる河金らの式は、コンクリート強度増大によって特性長さが短くなりコンクリートの負担せん断応力が低下するため、斜めひび割れ耐力を最も過小評価する結果となった。また、従来のプレストレスの影響評価では超高強度配合の PC はり部材のせん断耐力を必ずしも説明できないことが明

らかになった。

- ⑤ 本載荷実験では、全ての PC はり部材の破壊モードは、斜めひび割れ発生後アーチ機構を形成し、等曲げ区間のコンクリートの圧縮破壊を伴うせん断圧縮破壊であった。そこで、せん断スパン比 $a/d=2.5$ 程度を適用範囲とするが(本研究では $a/d=3.0$)、せん断圧縮破壊耐力式を用いて終局せん断耐力を計算した。基準配合 (H590,H790) は、斜めひび割れ耐力と大きな差は認められないが、超高強度配合ではいずれも斜めひび割れ耐力の 1.5 倍程度大きい値となり、超高強度配合の計算値/実験値は 0.76 ~ 0.83 と過小評価ではあるものの、実験結果との乖離が斜めひび割れ耐力時より小さくなった。斜めひび割れが載荷板と支点板の端部を結ぶ線上に現れ、それと平行に圧縮ストラットが形成され圧縮強度の依存性が高くなったためと考えられる。

以上、廃瓦骨材を用いた超高強度コンクリートは、ポストテンション方式 PC はりに適用し、その内部養生効果より、従来の超高強度コンクリートと同等もしくはそれ以上の性能が得られることが明らかになった。

今後の展望としては、今後の研究の展開としては、廃瓦骨材を内部養生材として用いた超高強度 PC 桁の実用化に向けた研究 (設計法, 耐久性検討), 廃瓦骨材を内部養生材として用いるコンクリートの PC 桁以外の展開に関する研究が考えられる。

6.2 廃瓦骨材を内部養生材として用いた超高強度 PC 桁の実用化に向けた研究

本研究でも実施した、超高強度 PC の設計法、特にせん断耐力評価法については、現評価式を用いると過小評価となることが明らかになった。現評価式の課題と新たな評価方法および評価式に関する検討がのぞまれる。

また、石州瓦の産地である島根県を代表する山陰、日本海側は冬期に道路に凍結防止剤を散布する。よって腐食性環境についての対応を検証する必要がある。

(例えば、拡散係数の設定等)

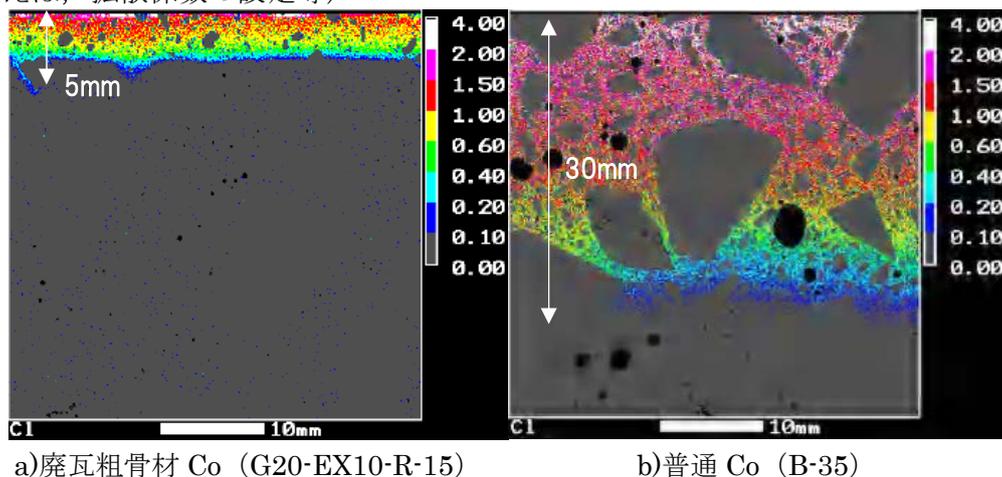


図 6.1 EPMA による塩分浸透深さ⁴⁴⁾

6.3 廃瓦骨材を内部養生材として用いるコンクリートのPC桁以外の展開

例えば、舗装コンクリートの内、連続鉄筋コンクリート舗装（CRC 舗装）は、収縮に伴うひび割れ制御鉄筋が配筋される。内部養生による収縮低減効果を利用して舗装コンクリート内のひび割れ制御鉄筋の鉄筋量を減らすことが可能であれば、より経済的な舗装構造が構築できるものとする。

【巻末資料】

破壊エネルギー試験結果

表-1 破壊エネルギー試験結果 (H 配合)

供試体No.	W0	Gf1	A _{lig}	W1	Gf2	A _{lig}	Gf	l _{ch}	Ec	ft
No.1	1225.13	0.190	4836.04	183.43	0.038	4827.16	0.228	834.6	36093	3.14
No.2	1553.58	0.239	4875.25	159.54	0.033	4834.48	0.272	995.7		
No.3	1208.37	0.185	4898.80	161.35	0.033	4889.30	0.218	798.0		
No.4	1196.04	0.183	4901.80	92.29	0.019	4857.29	0.202	739.5		
No.5	940.86	0.149	4735.87	95.39	0.020	4769.60	0.169	618.7		
No.6	891.28	0.142	4707.46	142.98	0.030	4765.90	0.172	629.6		
No.7	1203.71	0.186	4853.67	151.93	0.031	4900.94	0.217	794.4		
No.8	1130.60	0.175	4838.52	103.36	0.021	4847.98	0.197	719.6		
No.9	1059.44	0.163	4874.72	89.73	0.018	4929.99	0.181	663.3		
No.10	1111.42	0.171	4867.53	84.36	0.017	4876.17	0.189	690.2		
平均値							0.204	748.4	14.4%	←Gfの変動係数

表-2 破壊エネルギー試験結果 (UH 配合)

供試体No.	W0	Gf1	A _{lig}	W1	Gf2	A _{lig}	Gf	l _{ch}	Ec	ft
No.1	888.87	0.132	5050.39	43.78	0.009	4864.18	0.141	150.1	53369	7.08
No.2	856.76	0.131	4905.13	59.14	0.012	4928.73	0.143	152.3		
No.3	847.57	0.129	4927.72	63.07	0.013	4851.80	0.142	151.2		
No.4	1249.94	0.192	4882.59	201.54	0.041	4915.66	0.233	248.1		
No.5	1043.33	0.157	4984.07	79.61	0.016	4975.84	0.173	184.2		
No.6	808.52	0.124	4890.23	56.25	0.012	4687.73	0.136	144.8		
No.7	1008.38	0.155	4879.27	80.15	0.016	5009.56	0.171	182.1		
No.8	904.77	0.136	4989.53	56.50	0.011	5136.08	0.147	156.5		
No.9	855.92	0.130	4938.01	56.87	0.011	5169.82	0.141	150.1		
No.10	849.25	0.127	5015.28	47.76	0.010	4775.87	0.137	145.9		
平均値							0.156	166.5	18.2%	←Gfの変動係数

表-3 破壊エネルギー試験結果 (ULG20 配合)

供試体No.	W0	Gf1	A _{lig}	W1	Gf2	A _{lig}	Gf	l _{ch}	Ec	ft
No.1	1177.074	0.165	5350.34	72.54	0.014	5181.70	0.179	181.5	51264	7.11
No.2	893.213	0.132	5075.07	68.95	0.014	4924.69	0.146	148.1		
No.3	1079.872	0.160	5061.90	61.18	0.012	5098.56	0.172	174.4		
No.4	1024.595	0.168	4574.08	64.08	0.014	4577.01	0.182	184.6		
No.5	1073.709	0.161	5001.75	75.70	0.015	5046.96	0.176	178.5		
No.6	852.556	0.119	5373.25	43.72	0.008	5465.53	0.127	128.8		
No.7	799.889	0.114	5262.43	55.14	0.011	5013.05	0.125	126.8		
No.8	931.974	0.133	5255.49	58.24	0.011	5294.82	0.144	146.0		
No.9	965.803	0.150	4829.02	58.24	0.013	4480.23	0.163	165.3		
No.10	796.105	0.121	4934.54	51.80	0.011	4709.16	0.132	133.9		
平均値							0.155	156.8	13.7%	←Gfの変動係数

表-4 破壊エネルギー試験結果 (ULS35 配合)

供試体No.	W0	Gf1	A _{lig}	W1	Gf2	A _{lig}	Gf	l _{ch}	Ec	ft
No.1	817.437	0.127	4827.38	60.14	0.012	5011.47	0.139	263.1	51969	5.24
No.2	873.564	0.136	4817.45	75.12	0.016	4695.21	0.152	287.7		
No.3	1163.206	0.166	5255.45	65.41	0.012	5451.02	0.178	336.9		
No.4	1213.919	0.186	4894.83	124.69	0.025	4987.48	0.211	399.4		
No.5	1034.956	0.158	4912.77	109.43	0.022	4973.86	0.180	340.7		
No.6	1302.174	0.199	4907.69	112.11	0.023	4874.52	0.222	420.2		
No.7	961.487	0.148	4872.40	71.31	0.015	4753.95	0.163	308.5		
No.8	811.402	0.125	4868.41	74.54	0.015	4969.47	0.140	265.0		
No.9	929.121	0.144	4839.17	87.74	0.018	4874.27	0.162	306.6		
No.10	847.987	0.131	4854.89	71.32	0.015	4754.43	0.146	276.3		
平均値							0.169	320.4	16.1%	←Gfの変動係数

W_0 : 破断までの荷重-ひび割れ開口変位 (CMOD) 曲線下の面積 ($N \cdot m$), W_1 : 試験体質量と治具 (kg) がなす仕事, A_{lig} : リガメント面積 (mm^2), l_{ch} : 特性長さ (mm)

$$G_{f1} = 0.75W_0/A_{lig}, \quad G_{f2} = W_1/A_{lig}, \quad G_f = G_{f1} + G_{f2},$$

表-5 ひずみ経時変化に基づく有効緊張応力（算出表）

	単 位	H590	UH590	ULG20	ULS35	H790	備 考
クリープ+収縮ひずみ(圧縮)	μ	476.5	124.8	188.1	192.4	500.2	PCはり試験体のひずみ計測値
クリープ+収縮ひずみ(引張)	μ	672.7	415.0	478.7	525.0	821.6	〃
損失応力(圧縮)	N/mm ²	95.3	25.0	37.6	38.5	100.0	鋼材弾性係数200000N/mm ²
損失応力(引張)	N/mm ²	134.5	83.0	95.7	105.0	164.3	鋼材弾性係数200000N/mm ²
導入直後の応力(圧縮側)	N/mm ²	249.8	563.2	448.9	505.8	371.5	ジャッキ応力より算出
導入直後の応力(引張側)	N/mm ²	495.5	941.4	991.0	1,024.0	660.7	〃
引張強度:SBPR930/1180	N/mm ²	1080	1080	1080	1080	1080	PC鋼棒(圧縮鋼材)
引張強度:SWPR7BL	N/mm ²	1860	1860	1860	1860	1860	PC鋼より線(引張鋼材)
初期引張応力/引張強度:圧縮		0.23	0.52	0.42	0.47	0.34	
初期引張応力/引張強度:引張		0.27	0.51	0.53	0.55	0.36	
リラクセーション率:SBPR930/1180	γ ₀	0.0100	0.0102	0.0100	0.0100	0.0100	0.5以上はγ ₀ を算出(下図参照)
リラクセーション率:SWPR7BL	γ ₀	0.0100	0.0100	0.0104	0.0112	0.0100	低リラクセーションPCより線
見かけのリラクセーション率 r:SBPR930/1180	γ	0.0024	0.0093	0.0083	0.0085	0.0046	γ=γ ₀ (1-Δσ _{pc} /σ _{pi})
見かけのリラクセーション率 r:SWPR7BL	γ	0.0046	0.0083	0.0084	0.0089	0.0050	
減少応力:クリープ+収縮分(圧縮側)	N/mm ²	95.3	25.0	37.6	38.5	100.0	
減少応力:クリープ+収縮分(引張側)	N/mm ²	134.5	83.0	95.7	105.0	164.3	
減少応力:リラクセーション分(圧縮側)	N/mm ²	0.6	5.2	3.7	4.3	1.7	
減少応力:リラクセーション分(引張側)	N/mm ²	2.3	7.8	8.3	9.1	3.3	
PC鋼材の有効緊張応力(圧縮側)	N/mm ²	153.9	533.0	407.6	463.0	269.7	
PC鋼材の有効緊張応力(引張側)	N/mm ²	358.7	850.7	886.9	909.9	493.0	
α:圧縮側/引張側		0.429	0.627	0.460	0.509	0.547	
有効係数(圧縮側)		0.62	0.95	0.91	0.92	0.73	有効緊張応力/導入直後の応力
有効係数(引張側)		0.72	0.90	0.89	0.89	0.75	〃

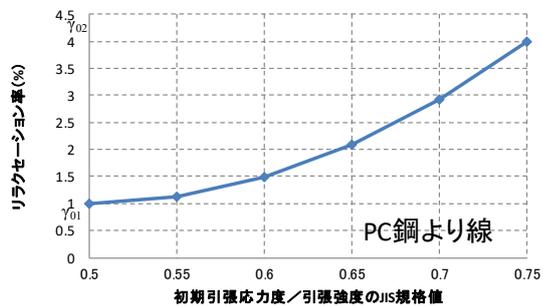
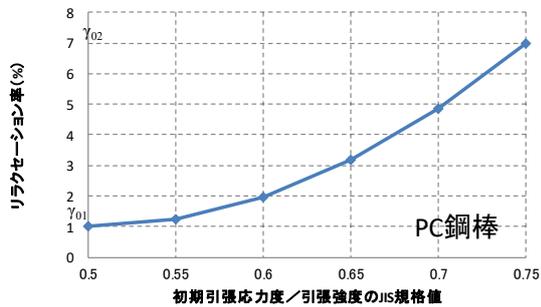


表-6 プレストレス導入時のPCはり部材のヤング係数

- 1) 最初に圧縮側緊張力を導入し、次に引張側を導入（圧縮側導入時に引張側もプレストレスの影響を受ける）。
 - 2) 圧縮側緊張力導入時の圧縮側 PC 鋼材位置のコンクリート応力を計算（ジャッキ導入力（圧縮側のみ）を外力）。
 - 3) 圧縮側緊張力導入時の圧縮側 PC 鋼材位置のひずみ変化（ $\Delta \epsilon_{cu}$ ）を計算。
 - 4) 2), 3) より（圧縮側）PC はり部材のヤング係数を算出
 - 5) 次に引張側緊張力導入時の引張側 PC 鋼材位置のコンクリート応力を計算（ジャッキ導入力（圧縮側+引張側）を外力）。
 - 6) 圧縮側緊張力導入直後から引張側緊張力導入直後のひずみ変化（ $\Delta \epsilon_{cub}$ ）を計算。
→引張側の緊張力によるひずみ変化分を抽出。
 - 7) 5), 6) より（引張側）PC はり部材のヤング係数を算出
- ※なお、H590 についてはヤング係数の値がばらつくため円柱供試体のヤング係数（材齢 7 日）を採用した。

		H590	UH590	ULG20	ULS35	H790
圧縮側鋼材位置のコンクリート応力	N/mm ²	4.00	9.02	7.19	8.10	5.14
引張側鋼材位置のコンクリート応力	N/mm ²	17.06	32.17	34.25	35.28	18.57
圧縮側コンクリートひずみ $\Delta \epsilon_c$	μ	109.15	200.95	220.74	211.48	162.82
引張側コンクリートひずみ $\Delta \epsilon_c$	μ	676.50	671.98	828.95	766.88	548.16
プレストレス導入時のヤング係数(圧縮側)	kN/mm ²	36.6	44.9	32.6	38.3	31.5
プレストレス導入時のヤング係数(引張側)	kN/mm ²	25.2	47.9	41.3	46.0	33.9
※引張側コンクリートひずみ $\Delta \epsilon_c$	μ	424.25				
※プレストレス導入時のヤング係数(引張側)	kN/mm ²	40.20				

ヤング係数(円柱供試体)		H590	UH590	ULG20	ULS35	H790
材齢7日供試体	kN/mm ²	34.02	46.81	38.80	43.70	34.02
材齢28日供試体	kN/mm ²	33.37	48.33	43.82	47.69	33.37
材齢1000日供試体	kN/mm ²	36.10	53.40	51.30	52.00	36.10

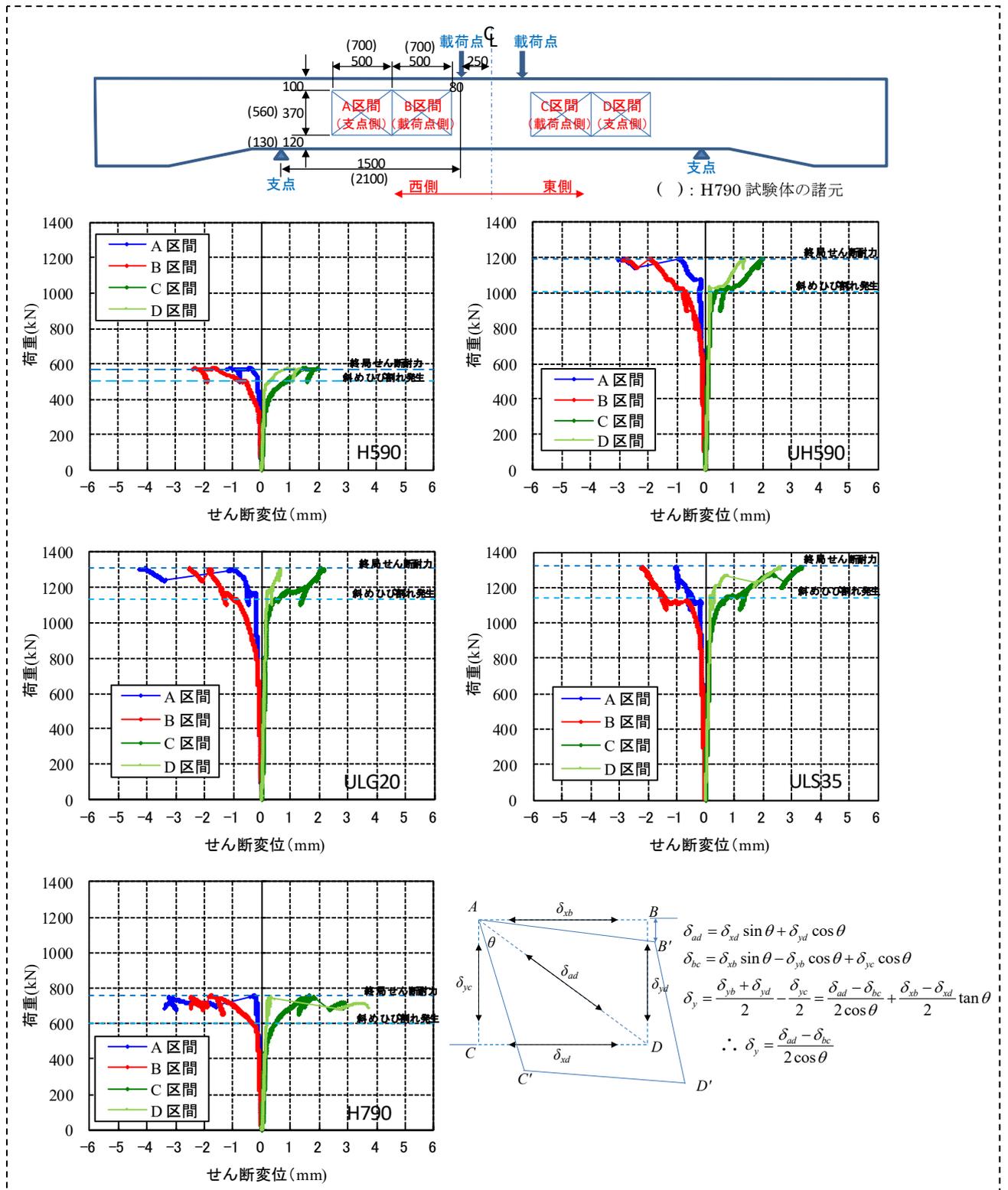


図1 荷重－せん断変位（全区間）