

異種コンクリートを用いた桁製作技術の開発

技術本部

技術研究所

中井聖棋

概要：設計基準強度 100N/mm^2 の高強度コンクリートを用いた低桁高橋梁において、コンクリート材料価格は設計強度 80N/mm^2 以下のコンクリート（従来型コンクリート）に比べ高価であり、桁製作価格上昇の一因となっている。そこで、必要な部位のみに高価な高強度コンクリートを用いることで、部材に用いる材料価格を抑えることが可能となる。

部位により異なるコンクリートを用いた部材の製作では、先に打設された高強度コンクリートの上に従来型コンクリートを打設する必要があり、これらのコンクリートの適切な一体化が求められる。加えて、異なる配合のコンクリートを一体化した部材では、収縮特性差により収縮変形を互いに拘束する挙動を示す。そのため、異なるコンクリートを打ち重ねた部材の設計では、異なる収縮特性を考慮することが必要となる。

そこで、異なるコンクリートを用いた打重ね試験により、打重ね境界の適切な施工方法と、打重ね可能時間間隔を確認した。また、異なるコンクリートを打ち重ねた梁試験体の継続的な収縮ひずみ計測値および曲げ載荷試験より得られた応力評価データと、2種のコンクリートそれぞれの収縮・クリープ特性を考慮した解析結果との比較を通じて、その解析手法の妥当性を評価した。

Key Words：高強度コンクリート，打重ね試験，収縮特性

1. はじめに

1.1 概要

設計基準強度 100N/mm^2 の高強度コンクリートを用いた低桁高橋梁において、このコンクリート材料価格は設計強度 80N/mm^2 以下のコンクリート（従来型コンクリート）に比べ約 3 倍であり、桁製作価格上昇の一因となっている。そこで、高強度コンクリートを必要とする部位のみに高価な高強度材料を用いることで、桁に用いる材料価格を抑えることが可能となる。この部材製作技術の技術的課題を抽出し、実用化の可能性を確認することを目的として行なった。

低桁高橋梁では、プレストレス導入直後の状態で、桁下縁側に最大の圧縮応力度が生じる。そのため、桁の下層側に高強度コンクリートを、上層側に従来型コンクリートを用いることで、より経済的な部材とすることができる。一般的な T 桁を想定する場合（図-1 参照）、下フランジとウェブの境界よりやや上の領域で、材料を使い分ける必要がある。

プレキャスト製作工場での生産性の観点から、これらの異なるコンクリートは打重ねによって一体化されることが望ましい。



中井聖棋

本報告では、異なるコンクリートを打ち重ねることで、**図-1**に示すようなプレストレストコンクリート(PC)桁部材を製作する場合に想定される技術的課題の中で、下記に挙げる項目について、確認試験を行った結果を報告する。

1. 異なるコンクリートを一体化することができる打重ね方法
2. 一体化後の収縮差の影響の適切な評価方法

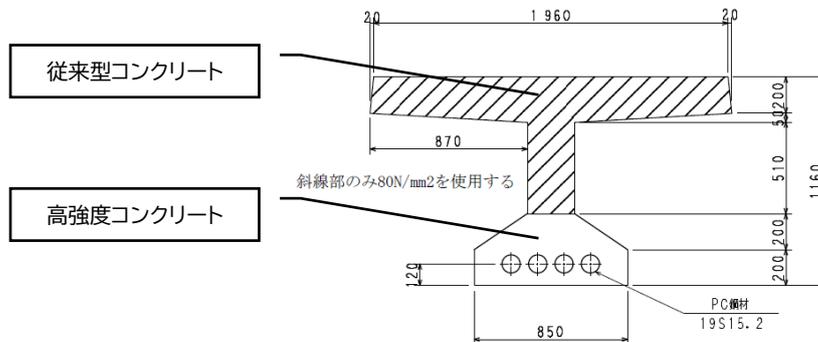


図-1 T 桁断面

1.2 使用コンクリート

1.2.1 使用材料および配合

確認試験で用いたコンクリートの要求性能を表-1、用いた材料を表-2に、配合を表-3に示す。本試験では、従来型コンクリートとして、早強セメントを用いた設計基準強度 50N/mm²のコンクリートを用いた。

表-1 要求性能

コンクリート	項目	目標値	備考
早強コンクリート (HC)	設計基準強度	50N/mm ²	材齢 16 時間 35N/mm ²
	スランプ	12±2.5cm	
	空気量	4.5±1.5%	
高強度コンクリート (DUCCS)	設計基準強度	100N/mm ²	
	スランプフロー	650±50mm	
	空気量	2.0±1.5%	

表-2 使用材料

材 料	記号	仕 様
セメント	HC	早強ポルトランドセメント (UBE 三菱セメント社製), 密度 3.14g/cm ³
高強度混和材	CP	セラパワーCPS I (デイ・シイ社製), 密度 2.64g/cm ³
細骨材	S1	茨城工場山砂 (行方市産), 表乾密度 2.61g/cm ³
	S2	茨城工場砕砂 (鹿沼産), 表乾密度 2.60g/cm ³
粗骨材	G	茨城工場砕石 (鹿沼産), 表乾密度 2.65g/cm ³
高性能減水剤	SP1	8000S (ポゾリスソリューションズ社製), ポリカルボン酸系 HC 用
	SP2	8HU (ポゾリスソリューションズ社製), ポリカルボン酸系 DUCCS 用
AE 剤	AE	マスターエア 101 (ポゾリスソリューションズ社製)
収縮低減剤	RA	テトラガード AS21 (太平洋マテリアル社製)

表-3 コンクリート配合

No.	W/B (%)	Air (%)	単位量(kg/m ³)						RA (kg/m ³)	SP1/B 8000S (%)	SP2/B 8HU (%)	AE/B (%)
			W	B		S1	S2	G				
				HC	CP							
HC	36	4.5	160	444	—	396	395	928	—	1.20	—	0.0035
			(160)	(141)	—	(152)	(152)	(350)				
DUCCS	24	2.0	150	500	125	396	395	848	6	—	1.20	—
			(150)	(159)	(47)	(152)	(152)	(320)				

SP 量は試し練りの結果、性能を満足するように適宜変更する。

1.2.2 練混ぜ方法

早強コンクリートの練混ぜ方法を図-2 に、高強度コンクリートの練混ぜ方法を図-3 に示す。

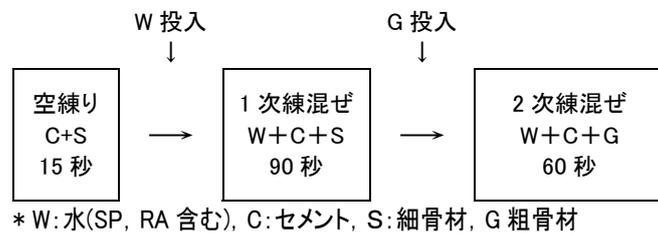


図-2 早強コンクリートの練混ぜ方法

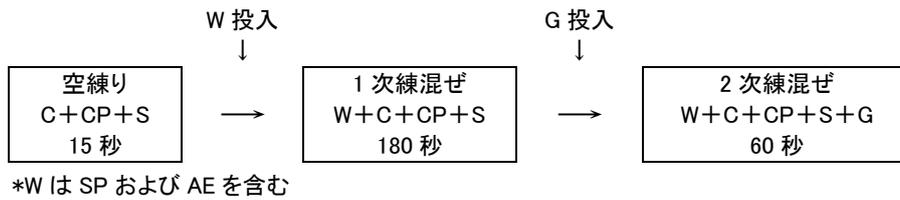


図-3 高強度コンクリートの練混ぜ方法

1.2.3 養生方法

早強コンクリートの養生方法を図-4 に、高強度コンクリートの養生方法を図-5 に示す。

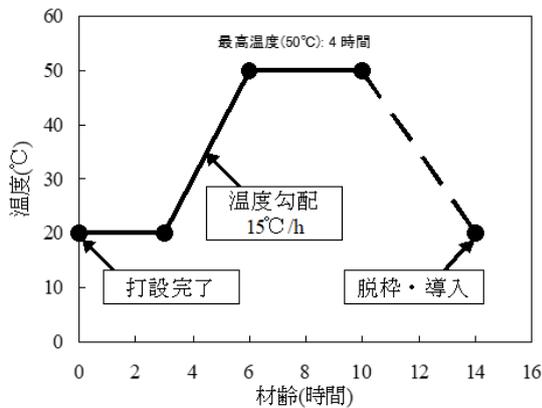


図-4 早強コンクリートの蒸気養生方法

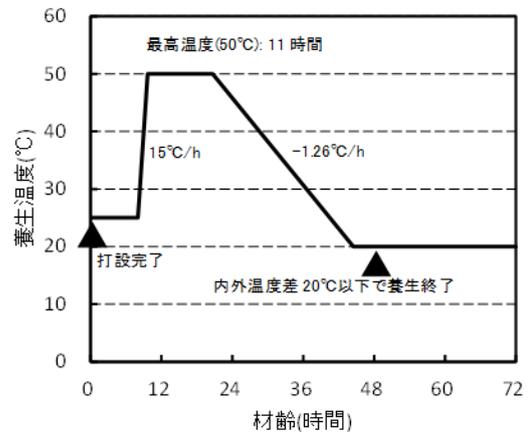


図-5 高強度コンクリートの蒸気養生方法

打設完了時刻から蒸気養生開始時刻までの時間、および最高温度保持時間は、いずれも高強度コンクリートが長いため、蒸気養生を行う場合は図-5 に示す高強度コンクリートの養生方法を適用した。

2. 異なるコンクリートを一体化することができる打重ね方法の確認

2.1 概要

本試験は、打重ね境界の適切な施工方法と打重ね可能時間間隔の確認とともに、部材製作時において打重ね可能であるか否かの判定方法を明確にする目的で行われた。加えて、製作された部材の打重ね部位の、外觀による良否判定の可能性についても確認を行った。

適切な打重ねであることの客観的な第一の基準は、境界面の引張強度である。本試験では、異なる打重ね時間間隔で打ち重ねた、それぞれの境界面の曲げ引張強度と、早強コンクリートの曲げ引張強度を比較することで、境界面の引張強度の評価を行った。

また、実製作における上層コンクリート（早強コンクリート）の打設前の、打重ね可否の指標を定めるために、異なる打重ね時間間隔での N 式貫入試験を実施するとともに、下層コンクリート（高強度コンクリート）の表面状態の観察を行った。

2.2 試験体製作

曲げ試験体の寸法およびコンクリート配置を図-6 に、試験体種別を表-4 に示す。

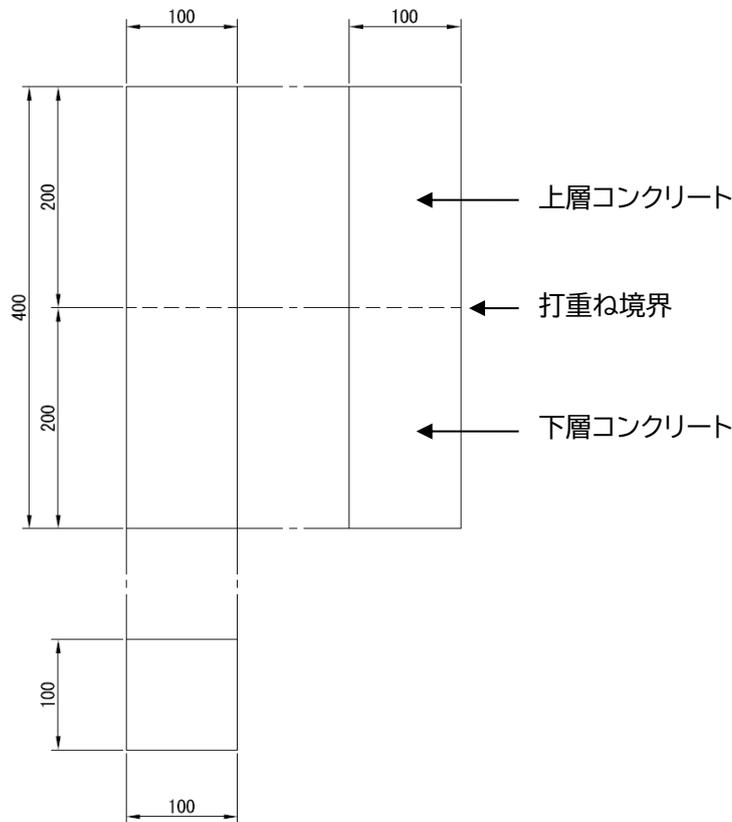


図-6 曲げ引張強度試験体

表-4 試験体種別

種別	上層コンクリート	下層コンクリート	境界処理	一組の試験体数
Type 1	早強コンクリート	高強度コンクリート	A	3
Type 2	早強コンクリート	高強度コンクリート	B	3
Type 3	早強コンクリート		—	3

境界処理の種別を図-7 および図-8 に示す。コンクリートへの加振には、φ25 のバイブレータを用いた。バイブレータは、断面中心に対して挿入し、型わくに当てなかった。

打重ね時間間隔は、30～150 分の間で、30 分間隔で製作した（表-5 参照）。

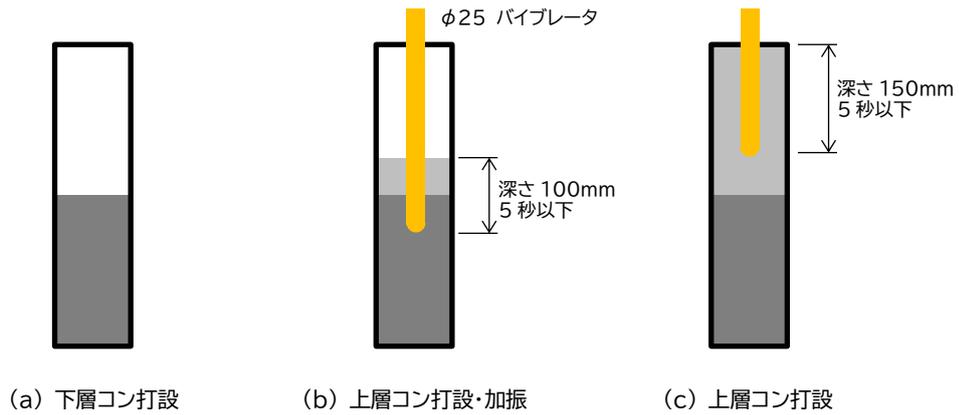


図-7 境界処理 A

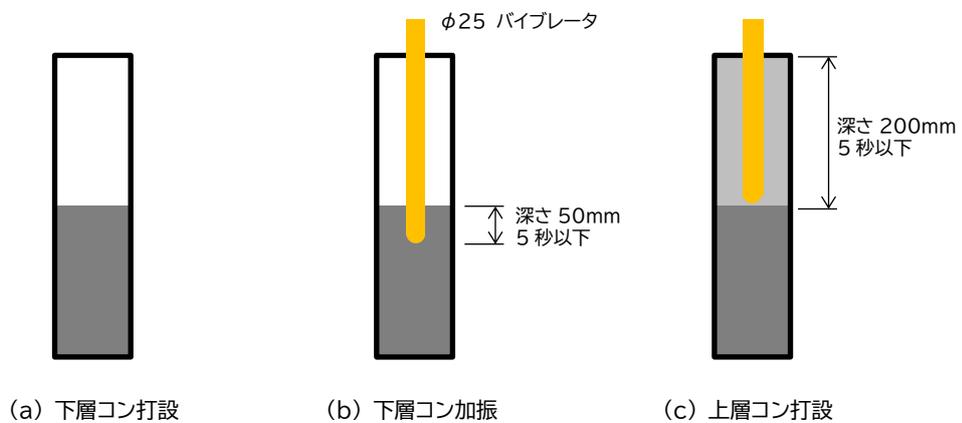


図-8 境界処理 B

表-5 試験体種別

打重ね時間間隔(分)	30	60	90	120	150	試験体数
Type 1	No. 1	No. 3	No. 4	No. 6	No. 7	15
Type 2	No. 2	—	No. 5	—	No. 8	9
Type 3	No. 9					3

2.3 N 式貫入試験

実製作において打重ね可能な状態の判断のための指標を明らかにするために、下層コンクリート打設完了後の時間経過とともに、N 式貫入試験を行った。試験は、各打重ね時間間隔に対し 1 回として、粗骨材に障害されたと判断した場合、追加で実施する。また、表面状態の観察も同時に行う。試験に用いる容器には、容積 10L のポリバケツを用いた。

N 式貫入試験による経過時間と貫入量の関係を図-9 に示す。経過時間は、下層コンクリートを打設した直後を起点とした打重ね時間間隔を表している。

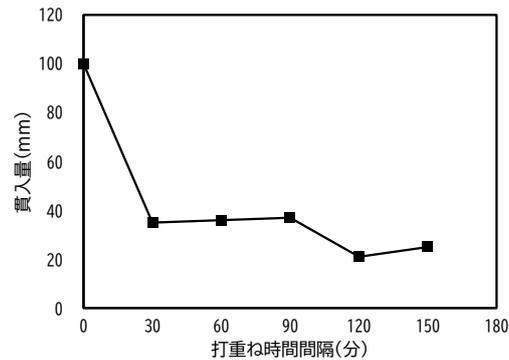


図-9 N 式貫入試験結果

図-9 より、貫入量は打重ね時間間隔 30 分で 100mm から 35mm と急激な変化を示し、90 分まで一定の値を示した後、120～150 分では約 20mm の値を示した。

表面の状態は、150 分の段階では、指で軽く押した程度では変形を生じないほどの強張りを生じており、バイブレータにより加振しても再流動化を示さなかった。加えて、バイブレータの挿入により生じた孔の近傍にバイブレータにより振動を与えた場合、孔はモルタル成分のみにより充填された。このことから、打重ね時間間隔 150 分におけるバイブレータによる加振は、材料分離を生じさせるものと考えられる。

2.4 曲げ強度

曲げ強度試験の実施日において行った、円柱供試体による圧縮強度試験結果を、表-6 に示す。いずれのコンクリートも、設計基準強度を上回る試験値を示した。

表-6 圧縮強度試験結果

種別	材齢	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度平均値 (N/mm ²)	設計基準強度 (N/mm ²)
高強度コンクリート	8 日	112.2	113.3	100
		112.6		
		115.2		
従来コンクリート	8 日	55.5	56.0	50
		56.3		
		56.2		

各試験体の曲げ強度試験結果を表-7 に、打重ね時間間隔と打重ね境界の曲げ強度および従来コンクリートの曲げ強度に対する比（曲げ強度比）を図-10 に示す。また、図-11 に、図-9 に示した貫入量と曲げ強度比との関係を示す。

表-7 より、打重ね境界にバイブレータによる加振を行った場合、打重ね時間間隔 120 分までは、打重ね境界は従来コンクリートと同等の曲げ強度を有していることが確認できた。打重ね境界にバイブレータによる加振を行わない場合、打重ね時間間隔 90 分までは、打重ね境界は従来コンクリートと同等の曲げ強度を有していることが確認できた。

また、打重ね境界にバイブレータによる加振を行わない場合、加振を行った場合に比較して、やや低い曲げ強度を示した。これより、打重ね境界の強度確保の観点から、打重ね境界にはバイブレータによる加振が有効であることが確認できた。

図-11 より、打重ね時間間隔 120 分では貫入量が低下しているにも関わらず、曲げ強度の低下がみられない。そのため、貫入量の低下を指標として、打重ねの可否を判断することは、不経済ではあるが、安全側の判断となりえる。

表-7 打重ね時間間隔と打重ね境界の曲げ強度

打重ね時間間隔 (分)	境界加振有		境界加振無	
	曲げ強度(N/mm ²)	曲げ強度比	曲げ強度(N/mm ²)	曲げ強度比
30	4.50	1.06	4.40	1.03
60	4.55	1.07	—	—
90	4.45	1.04	4.31	1.01
120	4.66	1.09	—	—
150	3.76	0.88	3.59	0.84

注)曲げ強度比は、早強コンクリートのみの曲げ強度試験値 4.26N/mm²に対する比率

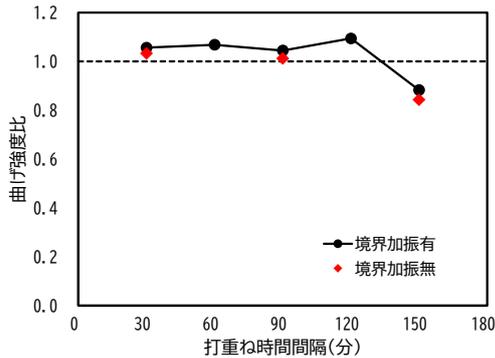


図-10 打重ね時間間隔と曲げ強度比の関係

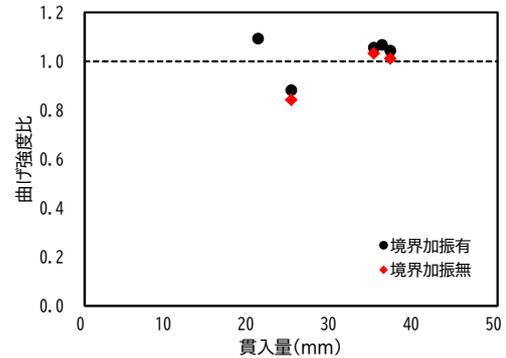


図-11 貫入量と曲げ強度比の関係

2.5 曲げひび割れ状況

表-8 に曲げひび割れ発生位置を示す。曲げひび割れ発生位置は、曲げ試験体底面のひび割れの一部が打重ね境界に生じていた場合も、境界にひび割れが生じたものとして扱っている。

曲げひび割れ発生位置が、曲げひび割れ強度に与える影響については、曲げ強度比が 1 以上である打重ね時間間隔 120 分までの曲げ強度試験値を用いて、ひび割れが上層に生じた場合の値と、ひび割れが打重ね境界に生じた場合の値を比較することで、その有無を判断できると考えられる。

表-9 に、打重ね時間間隔 120 分までの曲げ強度試験値について、ひび割れ発生位置別の各値と個数および平均値を示す。ひび割れ発生位置について、境界に生じた件数は、上層に生じた件数の 1.5 倍程度であった。平均値については、ひび割れ発生位置にかかわらず、ほぼ等しい値を示した。以上のことから、打重ね境界の曲げひび割れ強度が上層コンクリートの曲げひび割れ強度を上回っている場合に、上層コンクリートにひび割れが生じたものと考えられ、全ての曲げ試験結果を用いて、打重ね境界の曲げ下ひび割れ強度を評価しても問題ないものと考えられる。

表-8 打重ね時間間隔と打重ね境界の曲げ強度

打重ね時間間隔	打重ね境界部加振有			打重ね境界部加振無		
	上層	境界	境界	上層	上層	境界
30 分	上層	境界	境界	上層	上層	境界
60 分	境界	境界	境界	—	—	—
90 分	上層	上層	境界	上層	境界	境界
120 分	境界	境界	上層	—	—	—
150 分	境界	上層	上層	上層	境界	境界

表-9 打重ね時間間隔と打重ね境界の曲げ強度

	上層	境界
打重ね時間間隔 120 分 までの各試験値	4.67	4.39
	5.11	4.44
	4.27	3.83
	3.29	4.44
	4.58	4.43
	4.58	4.79
	4.83	5.50
		3.73
		4.62
		4.55
	4.60	
データ数	7	11
平均値	4.47	4.48

図-12 および図-13 に、打重ね時間間隔 90 分の曲げ試験体底面のひび割れ発生状況を示す。++++



(1)

(2)

(3)

図-12 打重ね境界部加振有，打重ね時間間隔 90 分



(1)

(2)

(3)

図-13 打重ね境界部加振無，打重ね時間間隔 90 分

図-12 および図-13 にみられるように、全ての打重ね境界部には、その厚さは異なるものの、上層・下層いづれコンクリートよりも濃い色の層を有していた。この層の厚さと、打重ね時間間隔や曲げ引張強度との間には関連はみられなかった。また、打重ね境界の曲げ強度比は、打重ね時間間隔 150 分の時点で 0.9 を下回

るが、打重ね境界の外見に、明確な変化は観察されなかった。

3. 一体化後の収縮差の影響の適切な評価方法の確認

3.1 概要

異なる強度のコンクリートを比較した場合、それらの強度（発現）特性、ヤング係数の他に、硬化時の発熱特性や自己収縮特性、硬化後の経時的な収縮特性、クリープ進行度などが異なることになる。異なる強度のコンクリートを打重ね一体化した部材の設計・製作では、それらの違いを考慮することが必要となる。

例えば、図-1 に示す桁断面において、上層・下層のコンクリート間の収縮差により、桁上縁コンクリートで 0.7 N/mm^2 程度の圧縮応力度が、桁下縁コンクリートで 1.6 N/mm^2 程度の引張応力度が、上層コンクリートの打重ね位置で 2.5 N/mm^2 程度の引張応力度が生じることが、試設計で確認できている。これは、上層コンクリートとして設計基準強度 70 N/mm^2 、下層コンクリートとして設計基準強度 100 N/mm^2 を想定した場合である。

この発生応力は、設計上、無視できる大きさではない。そのため、異なる強度のコンクリートを打重ね一体化した部材を実構造物に用いる場合には、一体化後の収縮差の影響を考慮した設計が必要となる。

通常の橋梁部材設計では、断面の平面保持則を前提とした断面計算が用いられる。これは、先行して製作されたコンクリート桁にコンクリートを後打設し一体化する合成桁構造にも適用されている。これと同様に、異なる強度のコンクリートを打重ね一体化した部材の設計に、断面の平面保持則を前提とした断面計算を適用できると考えられる。

しかし、その計算精度については確認したほうが望ましい。そのため、今回、異なる強度のコンクリートを打重ね一体化した梁部材を製作し、その経時的な挙動の確認を行う試験において、断面の平面保持則を前提とした断面計算の適用性の確認を合わせて行った。

計算には、表-10 に示す内容のコンクリート材料特性値を用いた。なお、鋼材の特性値については、道路橋示方書・同解説 I 共通編¹⁾ (以下、道示 I) および III コンクリート構造・コンクリート部材編²⁾ (以下、道示 III) に示された設計値を用いた。

表-10 計算に用いたコンクリート材料特性値

材料特性	摘要
単位重量	道示 III による設計値 (自重による影響は小さいため)
プレストレス量	導入量は計測値 有効プレストレスは曲げ載荷試験による推測値
ヤング係数	円柱供試体による計測値
収縮ひずみ	同一環境下での参照試験体を用いた計測値
クリープ進行度	道示 III による値、または既往の試験による値

3.2 試験体および計測

本試験で着目した計測値および関連項目を、以下に示す。

- (1) 異なるコンクリートを打ち重ねた桁部材の、軸方向の経時ひずみ変化量 (特にコンクリート)
- (2) 2 種のコンクリート単独の経時ひずみ変化量 (収縮ひずみ量)
- (3) 経時ひずみ変化計測後の異なるコンクリートを打ち重ねた桁部材コンクリートに生じている応力
- (4) RC 部材の上層・下層コンクリートそれぞれの温度変化および気温変化

(1)については、異なるコンクリートを打ち重ねた桁部材を 2 種類、すなわち RC 部材 (図-14(a)参照) と PC 部材 (図-14(b)参照) を製作し、実験棟内に設置し、継続してひずみ変化量を計測した。

(2)については、(1)の部材と同日に作成した試験体を、(1)と同一環境のもとで、同一期間、継続してひずみ変化量を計測した。

(3)については、(1)に示した異なるコンクリートを打ち重ねた桁部材で、PC 桁に対して曲げ荷重を実施し、支間中央の桁下縁に生じたひび割れ開口荷重を確認し、支間中央断面下縁に生じている圧縮応力度の評価を行った。

(4)については、ひずみ計測時に試験体内に埋め込んだ熱電対および試験体付近に設置した熱電対を用いて、計測を行った。

また上記の他に、脱枠時・プレ導入時・曲げ荷重試験時および材齢 28 日でのコンクリート強度・ヤング係数を、円柱供試体を用いて確認した。

表-11 に、試験体コンクリート打設から曲げ荷重試験までの試験工程を示す。

表-11 コンクリート打設から曲げ荷重試験までの工程

実施内容	実施日	材齢(日)	経過材齢(日)
試験体製作 (コンクリート打設)	2024 年 6 月 4 日	0	—
養生終了・脱枠・試験体設置・ゲージ取り付け	2024 年 6 月 6 日	2	—
参照試験体の経時計測開始	2024 年 6 月 6 日	2	—
PC 鋼棒緊張・試験体 A および B の経時計測開始	2024 年 6 月 7 日	3	0
グラウト注入	2024 年 6 月 11 日	7	4
経時計測終了	2024 年 11 月 14 日	163	160
曲げ荷重試験	2025 年 3 月 13 日	282	280*

*)実際は 279 日である。

表-12 に、本試験で用いた経時ひずみ変化量計測用の試験体一覧を示す。

表-12 経時ひずみ変化量計測用試験体一覧

名称	種別	使用コンクリート	本数
試験体 A	RC 部材	上層: 早強コンクリート 下層: 高強度コンクリート	1
試験体 B	PC 部材	上層: 早強コンクリート 下層: 高強度コンクリート	1
参照試験体 A	無筋コンクリート	早強コンクリート	3
参照試験体 B	無筋コンクリート	高強度コンクリート	3

図-14 に試験体 A および B の断面図を示す。試験体 A, B ともに部材長さは 2900mm (図-15 参照) とし、打重ね境界は部材全長にわたって、試験体 A では下縁側から 120mm、試験体 B では下縁側から 160mm とした。

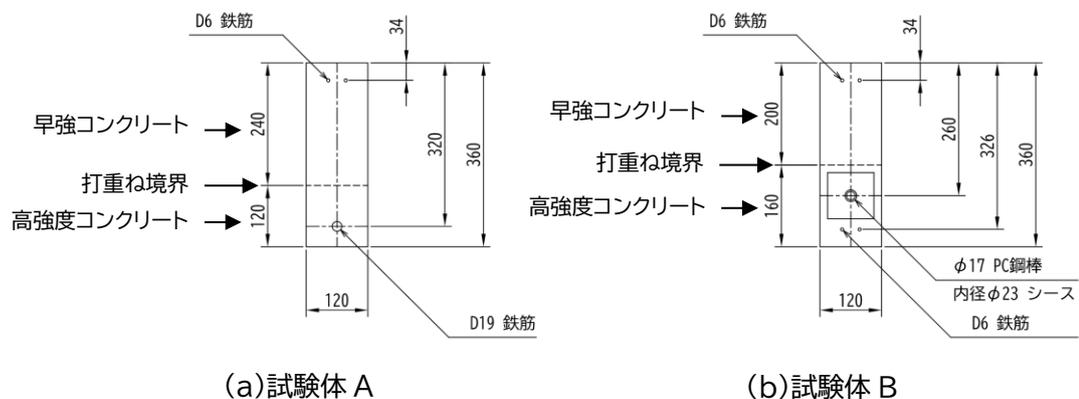


図-14 試験体断面図

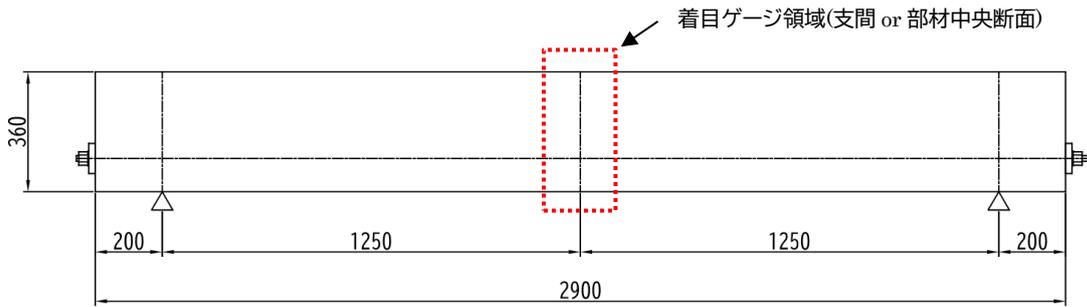
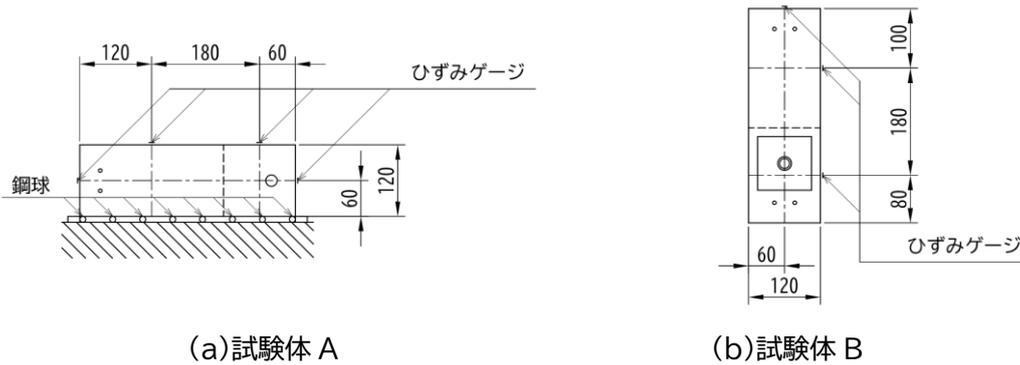


図-15 試験体側面図 (試験体 B)



(a)試験体 A

(b)試験体 B

図-16 ひずみゲージ配置図 (部材軸方向ひずみ計測)

経時ひずみ変化量計測に用いた、支間中央断面に配置したコンクリートひずみゲージの配置を図-16 に示す。試験体 A は、部材自重の影響を避け経時的な収縮のみの影響による変形を把握するために、水平面を有した架台上に、試験体下面の通気性を妨げず、部材変形を拘束させないように、鋼球を横倒しした試験体の支持面全体を支えるよう敷き詰めた上に、試験体を設置して、経時ひずみ変化量を計測した。

試験体 B は、部材自重の影響およびプレストレスの影響を考慮するために、単純梁支持とした。支点には軸方向 50mm 幅のテフロン板を用い、グリスを介してテフロン板を 2 枚重ねとして試験体軸方向の変形を妨げない構造とした。

図-17 に参照試験体 (A および B) の寸法図およびひずみゲージ位置を示す。参照試験体は、コンクリートそのものの収縮ひずみ量を確認するための試験体であり、他の試験体と、同一の環境下に配置する必要がある。なお、参照試験体は、その全面が空気に触れるように、ステンレス製の網棚上に設置した。

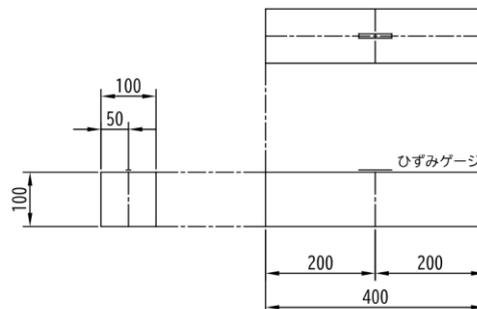


図-17 参照試験体寸法およびゲージ位置図

試験体 A および B, 参照試験体は、直射日光および風雨の直接の影響を受けない屋内に設置した (図-18 参

照)。ただし、日変化・天候の影響による気温・湿度変化の影響を受ける状態にあった。



図-18 経時ひずみ変化量計測状況

温度・ひずみ計測は、30 分間隔で行った。得られた 1 時間毎の温度計測値から、計測期間を通じて 1 日で最も部材温度が低くなる頻度が最も大きい時刻は、午前 8 時であった。そこで、3.5 節で計算値との比較に用いる計測値として、午前 8 時のひずみ計測値を用いることとした。

3.3 材料特性

3.3.1 強度およびヤング係数

試験体に用いたコンクリートの強度およびヤング係数の試験結果を、表-13 に示す。3.4 節における計算では、これらの値の平均値または材齢に応じた直線補間による値を用いた。

表-13 圧縮強度およびヤング係数試験結果

材齢(日)	圧縮強度(N/mm ²)		ヤング係数(N/mm ²)	
	早強 コンクリート	高強度 コンクリート	早強 コンクリート	高強度 コンクリート
2	45.5	91.6	34.8	42.1
3	48.3	93.9	34.0	43.5
28	55.0	116.1	36.7	46.9
283	56.8	134.8	35.1	48.7

3.3.2 経時的な収縮ひずみ

図-19 に、参照試験体のひずみ計測より得られた収縮ひずみの経時変化計測値および近似線を示す。なお比較のために、同様の配合による JIS A 1129-1 (モルタル及びコンクリートの長さ変化測定方法-第 1 部:コンパレータ方法) に準拠して、1 年間行った試験結果をもとに求めた予測線を合わせて示している。

図-19 に示す計測された収縮ひずみの変化において、高強度コンクリートに比較して早強コンクリートにおいて日変動のばらつきが大きい。この変動は降雨・台風と連動しており、湿度変化の影響によると推測される。

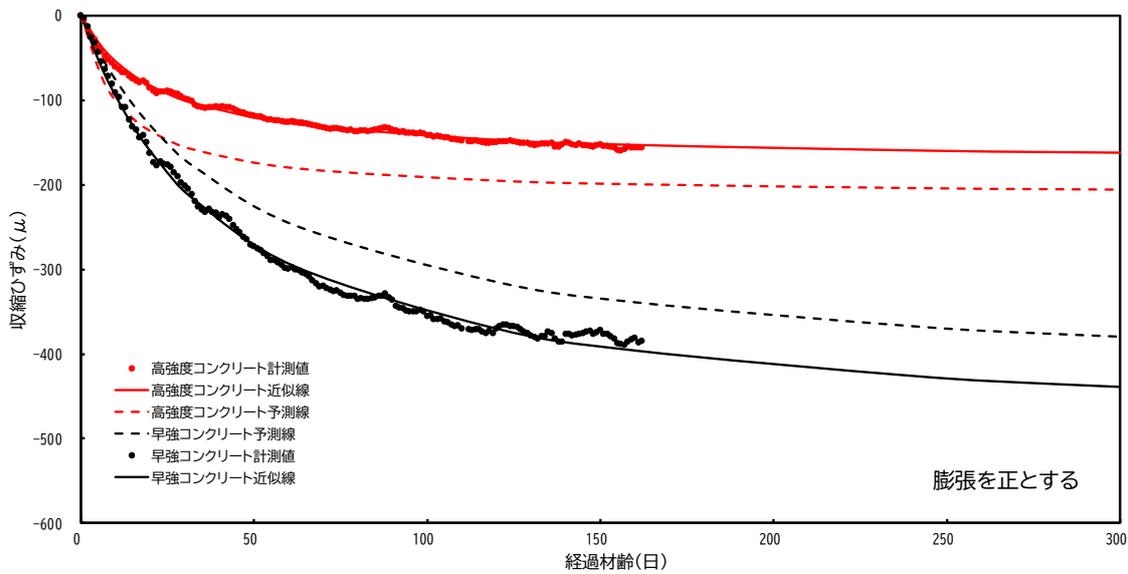


図-19 参照試験体の収縮ひずみ変化

図-19 に示す近似線は、式(1)を用いて算出した。なお、式(1)はコンクリート標準示方書 [設計編] 3) に示されているコンクリートの収縮ひずみの経時変化に関する式 (解 2.2.2) である。ここで、平均相対湿度は 60% と仮定し、有効部材厚は参照試験体の寸法が 100×100×400 であることから、 $d = 100\text{mm}$ とした。乾燥収縮ひずみの最終値 $\epsilon'_{sh,inf}$ および乾燥収縮ひずみの経時変化を表す係数 β の値を、表-14 に示す。表-14 の () 内の値は、予測線の係数である。

$$\epsilon'_{ds}(t, t_0) = \frac{\frac{1 - RH/100}{1 - 60/100} \cdot \epsilon'_{sh,inf} \cdot (t - t_0)}{\left(\frac{d}{100}\right)^2 \cdot \beta + (t - t_0)} \quad (1)$$

ここで、

$\epsilon'_{ds}(t, t_0)$: 部材の乾燥収縮ひずみ

t, t_0 : コンクリートの材齢および乾燥開始材齢(日)($t_0 \geq 3$ 日)

RH : 構造物(部材)の置かれる環境の平均相対湿度(%)($45\% \leq RH \leq 80\%$)

d : 有効部材厚(mm)

全面が乾燥面の棒部材の場合、一辺の長さとしてよい。一般的な断面の場合、以下の式により算定することができる。

$$d = \frac{4V}{S}$$

V/S : 体積表面積比(mm), 表面積には外気に接する部分の表面積を用いる。

$\epsilon'_{sh,inf}$: 乾燥収縮ひずみの最終値($\times 10^{-6}$)

β : 乾燥収縮ひずみの経時変化を表す係数

表-14 試験値に基づく収縮ひずみ算出に用いる係数

コンクリート種別	$\epsilon'_{sh,inf}$	β
早強コンクリート	-502	42.821
(早強セメント, $f_{ck} = 50\text{N/mm}^2$)	(-441)	(48.033)
高強度コンクリート	-174	22.244
($f_{ck} = 100\text{N/mm}^2$)	(-214)	(11.359)

表-15 に、本試験と既往の試験に基づく、それぞれの経過材齢 160 日における収縮ひずみの予測値の比較

を示す。表-15 より、本試験では、早強コンクリートの収縮ひずみは既往の試験値による予測値に比較して 17%の増加を示し、高強度コンクリートの収縮ひずみは 33%の減少を示した。この要因の一つとして、使用した骨材の違いが考えられる。

表-15 経過材齢 160 日における収縮ひずみ (×10⁻⁶) 予測値の比較

コンクリート種別	本試験による	既往の試験による	比率
早強コンクリート (早強セメント, $f_{ck} = 50\text{N/mm}^2$)	-396	-339	1.17
高強度コンクリート ($f_{ck} = 100\text{N/mm}^2$)	-153	-200	0.77
収縮ひずみ差	-243	-139	1.75

異なる種類のコンクリートを打ち重ねた梁部材では、異種コンクリート間の収縮差による影響を考慮する必要がある。表-15 より、異なるコンクリート間の収縮ひずみ差において、本試験の値は予測値に対して 75%の増加を示した。この増加は、異種コンクリート間の収縮差による影響により生じる応力度の増加をもたらす。

異なる種類のコンクリートを打ち重ねた梁部材で生じるコンクリート間の収縮差による影響を、実橋の桁部材で考慮する場合、余裕度の確保が必要となる。そのためには、使用するコンクリートの収縮ひずみ差の変動幅を明確にする必要がある。しかし現時点では、その変動量が明確ではなく、特に高強度コンクリートの収縮ひずみの変動幅が明確ではない。

異なる種類のコンクリートを打ち重ねる桁部材の実橋への適用のためには、高強度コンクリートの収縮ひずみの変動幅と、同条件下での異なるコンクリート間の収縮ひずみ差の変動幅を明らかにする必要があると考えられる。

3.3.3 クリープ進行度

本試験では、クリープ進行度について試験を行っていない。そこで、経時的な影響を考慮した断面計算には、以前のクリープ試験で得られた値、および道示 III による値の 2 種類を用いた。

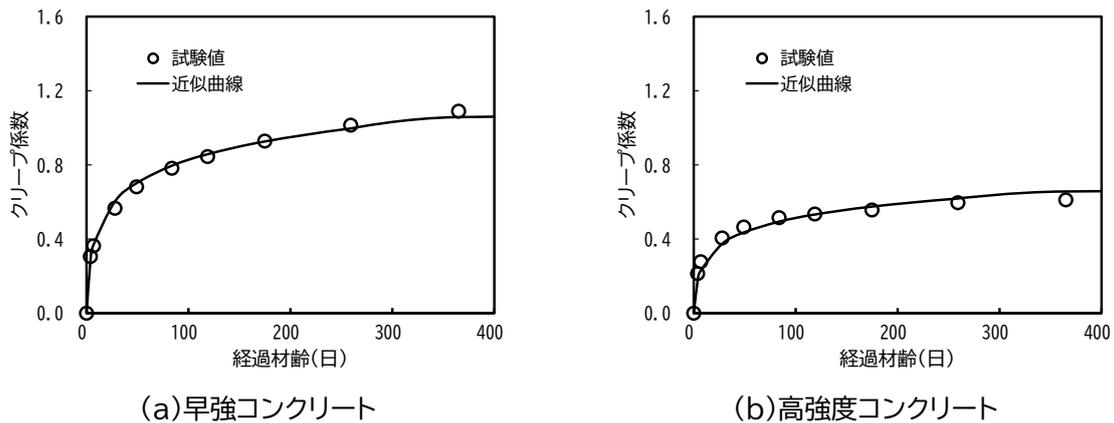


図-20 荷重材齢 2 日のクリープ試験値と近似曲線

以前に実施したクリープ試験結果と式(2)を用いた近似曲線を図-20 に示す。ここでは、コンクリート標準示方書 [設計編] ③に示されているクリープ係数に関する式 (解 2.2.9) において、コンクリートの単位水量・圧縮強度・ヤング係数および相対湿度の影響を係数CRにまとめた式(2)を、クリープ近似曲線として用いた。

$$\varphi(t, t') = CR \cdot \ln(t - t' + 1) \tag{2}$$

ここで、

CR: 材齢 t' (日)に作用した荷重に対して、材齢 t_{end} (日)に例えば表-17 に示すクリープ係数に達するとして定めた係数

近似曲線の係数CRと、近似曲線を用いて算出した経過材齢 10,000 日でのクリープ係数を表-16 に示す。
3.4 節の計算では、載荷材齢にかかわらず、表-16 の値を用いてクリープの影響を考慮した。

表-16 係数CRと経過材齢 10000 日におけるクリープ係数

	CR	クリープ係数
早強コンクリート	0.179	1.651
高強度コンクリート	0.111	1.024

次に、道示 III の表-4.2.4 から抜粋した、早強ポルトランドセメント使用コンクリートのクリープ係数を表-17 に示す。

表-17 早強ポルトランドセメント使用コンクリートのクリープ係数

持続荷重を載荷するときのコンクリートの材齢(日)	4~7	14	28	90	365
クリープ係数	2.6	2.3	2.0	1.7	1.2

表-17 には、材齢進行に伴うクリープ進行度については規定されていない。道示 III 4.2.3 解説(4)に、クリープ進行度の算出式が示されているが、計算が煩雑であるため、3.4 節ではクリープ試験値に適用した式(2)を用いて、道示 III 4.2.3 解説(4)によるクリープ進行度に近似した曲線を用いた。

道示 III 4.2.3 解説(4)によるクリープ進行度の算出条件として、道示 III 4.2.3 解説(4)に示される、乾燥収縮度の算出に用いられた相対湿度 70%および仮想部材厚 400mm を用いた。近似する期間は、今回の試験の曲げ載荷時材齢 282 日を考慮して、365 日間とした。

表-18 に、各載荷材齢に対する近似曲線の係数CRを示す。また図-21 に、道示 III 4.2.3 解説(4)のクリープ進行度に対する式(2)による近似例を示す。

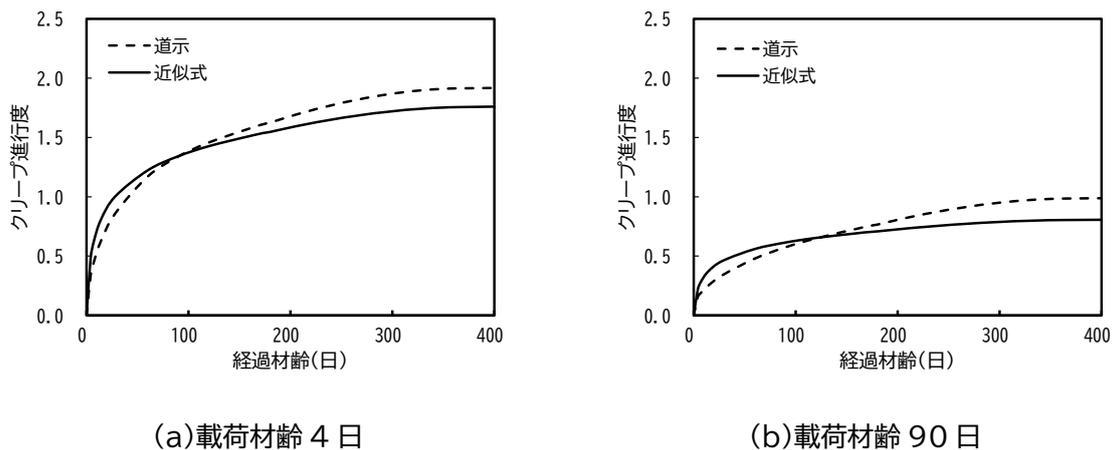


図-21 道示 III 4.2.3 解説(4)のクリープ進行度に対する式(2)による近似例

表-18 早強ポルトランドセメント使用コンクリートの係数CR

持続荷重を載荷するときのコンクリートの材齢(日)	4	7	14	28	90	365
CR	0.298	0.267	0.231	0.195	0.136	0.093

図-22(a)に近似式により算出した各載荷材齢の道示クリープ進行度を、図-22(b)に近似式による道示クリープ進行度と試験値に基づくクリープ進行度との比較を示す。

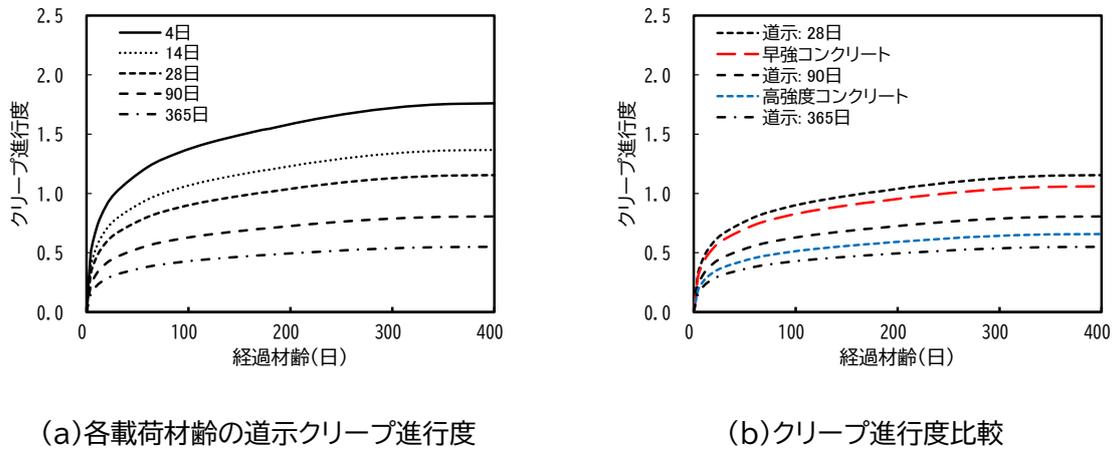


図-22 クリープ進行度の比較

図-22(b)より、早強コンクリートの試験値に基づくクリープ進行度は、道示 III の載荷材齢 28 日および 90 日のクリープ進行度の間の値を示している。高強度コンクリートの場合、道示 III の載荷材齢 90 日と 365 日のクリープ進行度の間の値を示している。そこで 3.4 節の計算で、クリープ試験で得られたクリープ進行度を用いる場合、早強コンクリートでは、材齢 28 日までに生じた応力変化の影響に対してはクリープ試験で得られたクリープ進行度を用い、材齢 28 日以降に生じた応力変化の影響に対しては道示のクリープ進行度を用いることとした。高強度コンクリートでは、材齢 90 日まではクリープ試験で得られたクリープ進行度を、それ以降は道示のクリープ進行度を用いることとした。

3.4 経時的な収縮の影響を考慮した断面計算

3.4.1 概要

養生終了後の、収縮差の影響により生じる影響の計算を、参考文献 4)に従って行った。計算は、試験体の部材支間中央断面に着目し、断面を構成する材料の特性を考慮した断面剛性を考慮し、平面保持則を適用した。

3.4.2 コンクリートのクリープの影響を考慮したひずみ変化の計算

ここでは、材齢 $t_i \sim t_{i+1}$ 間でコンクリートに生じるひずみ変化の計算について説明する。

材齢 t_i において生じたコンクリートの応力変化 $\Delta\sigma_c(t_i)$ が材齢 t_{i+1} まで持続した時の、コンクリートの弾性ひずみとクリープひずみの合計は、式(3)で表される。

$$\Delta\varepsilon_c(t) = \frac{\Delta\sigma_c(t_i)}{E_c(t_i)} [1 + \varphi(t_{i+1}, t_i)] \quad (3)$$

ここで、 $E_c(t_i)$ は材齢 t_i におけるヤング係数であり、 $\varphi(t_{i+1}, t_i)$ は材齢 t_i に生じた応力変化に対する材齢 t_i から材齢 t_{i+1} におけるクリープ係数である。

材齢 t_i から材齢 t_{i+1} における応力増加 $\Delta\sigma_c(t_{i+1}, t_i)$ により生じるひずみ増加量は、式(4)で表される。

$$\Delta\varepsilon_c(t_{i+1}, t_i) = \frac{\Delta\sigma_c(t_{i+1}, t_i)}{E_{cr}(t_{i+1}, t_i)} \quad (4)$$

ここで、 $E_{cr}(t_{i+1}, t_i)$ は材齢 t_i から材齢 t_{i+1} におけるクリープ換算ヤング係数であり、式で表される。

$$E_{cr}(t_{i+1}, t_i) = \frac{E_c(t_i)}{1 + \chi\varphi(t_{i+1}, t_i)} \quad (5)$$

ここで、 $\chi = \chi(t_{i+1}, t_i)$ は材齢係数であり、材齢 t_i から材齢 t_{i+1} のクリープ進行を考慮した値である。材齢 t_i

～ t_{i+1} 間が比較的短い場合には、参考文献 4)を参考に $\chi = 1.0$ とすることができる。また、材齢 $t_i \sim t_{i+1}$ を比較的長期間とする場合、通常は 0.6～0.9 の値となる⁴⁾。参考文献 1)では、プレストレスの影響に対しては $\chi = 0.5$ 、その他の作用の影響に対しては $\chi = 0.8$ が示されている。

本試験は計測値と比較するための計算値であるため、着目する経過材齢間を 1 回の計算で行う場合には $\chi = 0.8$ を、複数ステップで行う場合には $\chi = 1.0$ を用いた。

次に、材齢 t_j (ただし、 $t_j < t_i$)において生じた応力変化 $\Delta\sigma_c(t_j)$ と材齢 t_j から材齢 t_{j+1} において生じた応力変化 $\Delta\sigma_c(t_{j+1}, t_j)$ により、材齢 t_i から材齢 t_{i+1} において生じるクリープひずみは、式(6)で表される。

$$\frac{\Delta\sigma_c(t_j) + \Delta\sigma_c(t_{j+1}, t_j)}{E_c(t_j)} [\varphi(t_{i+1}, t_j) - \varphi(t_i, t_j)] \tag{6}$$

ここで、 $\Delta\sigma_c(t_{j+1}, t_j)$ は、材齢 t_j において生じたとして扱う。

また、材齢 t_i において生じた応力変化により、材齢 t_i から材齢 t_{i+1} において生じるクリープひずみは、式(7)で表される。

$$\frac{\Delta\sigma_c(t_i)}{E_c(t_i)} \varphi(t_{i+1}, t_i) \tag{7}$$

次に材齢 t_i から材齢 t_{i+1} において生じる、コンクリートの乾燥収縮ひずみを $\Delta\varepsilon_{cs}(t_{i+1}, t_i)$ と表す。これを式(6)と式(7)で表されるひずみと足し合わせることで、材齢 t_i から材齢 t_{i+1} において生じる自由ひずみ $\Delta\varepsilon_c(t_{i+1}, t_i)_{free}$ が計算できる。

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_c(t_{i+1}, t_i)_{free} = & \sum_{j=0}^{i-1} \left\{ \frac{\Delta\sigma_c(t_j) + \Delta\sigma_c(t_{j+1}, t_j)}{E_c(t_j)} [\varphi(t_{i+1}, t_j) - \varphi(t_i, t_j)] \right\} \\ & + \frac{\Delta\sigma_c(t_i)}{E_c(t_i)} \varphi(t_{i+1}, t_i) + \Delta\varepsilon_{cs}(t_{i+1}, t_i) \end{aligned} \tag{8}$$

3.4.3 参照軸 0 に作用する断面力と断面に生じるひずみの関係

材齢差による内部応力の計算の説明に先立ち、この計算に用いる複数の異なる材料から構成される断面(図-23 参照)に作用する断面力と弾性ひずみ・ひずみ勾配の関係について説明する。

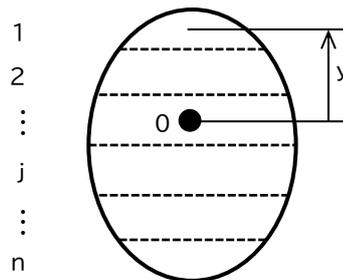


図-23 断面

まず断面において参照軸 0 を定める。この参照軸は、完成系の総断面の図心軸や上縁とすることができ、打重ねや PC 鋼材の配置など断面性能の変化を伴う一連の解析を通じて変更する必要はない。平面保持の仮定により、断面に生じるひずみ分布は直線分布する。このとき参照軸 0 に作用する断面力 $\{N, M\}$ と断面に生じる参照軸 0 での弾性ひずみ ε_0 とひずみ勾配 ϕ の関係は、式(9)で表すことができる。

$$\begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} = E_{ref} \begin{bmatrix} A & B \\ B & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ \phi \end{Bmatrix} \tag{9}$$

ここで、 A, B, I は断面を構成する材料特性の違いを考慮し合成した換算断面諸定数すなわち、断面積、参照軸 0 まわりの断面一次モーメント、参照軸 0 まわりの断面二次モーメントである。 E_{ref} は断面を代表する弾性係数である。断面領域 j の弾性係数 E_j を用いて、各領域の断面諸定数 A_j, B_j, I_j と A, B, I との関係は、式

(10)で表される.

$$A = \sum_{j=1}^n \frac{E_j}{E_{ref}} A_j, B = \sum_{j=1}^n \frac{E_j}{E_{ref}} B_j, I = \sum_{j=1}^n \frac{E_j}{E_{ref}} I_j \quad (10)$$

ここで, n は断面を構成する各材料 (PC 鋼材および鉄筋を含む) の領域数である.

参照軸 0 の位置を合成断面の図心とすると, $B = 0$ となる.

また, 領域 j に作用する断面力 $\{N_j, M_j\}$ と弾性ひずみとの関係, および断面全体に作用する断面力との関係は, 次(11)および式(12)で表現される.

$$\begin{Bmatrix} N_j \\ M_j \end{Bmatrix} = E_j \begin{bmatrix} A_j & B_j \\ B_j & I_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ \phi \end{Bmatrix} \quad (11)$$

$$\begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} = \sum_{j=1}^n \begin{Bmatrix} N_j \\ M_j \end{Bmatrix} \quad (12)$$

また, 作用断面力より断面に生じるひずみおよび勾配は, 次式により算出することができる.

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ \phi \end{Bmatrix} = \frac{1}{E_{ref}(AI - B^2)} \begin{bmatrix} I & -B \\ -B & A \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} \quad (13)$$

任意位置 y (参照軸からの距離)でのひずみは式(14)で, 発生応力度は断面の j 部にあるとして式で表される.

$$\varepsilon(y) = \varepsilon_0 + \phi \cdot y \quad (14)$$

$$\sigma = E_j \cdot \varepsilon(y) \quad (15)$$

3.4.4 応力の計算手法

異なる材質・材齢からなる合成断面において, クリープ・乾燥収縮により生じる内部応力を, 以下の方法により計算する.

材齢 t_0 において, 断面内の領域 j に生じた参照軸位置での弾性ひずみを $\varepsilon_{0,j}$, 曲率を ϕ_j とする.

図-24 は, 断面におけるクリープ・乾燥収縮変形による内部応力の計算を模式的に示した図である (注: 上下床版コンクリートに比較してウェブコンクリートの収縮量が小さい場合を示している).

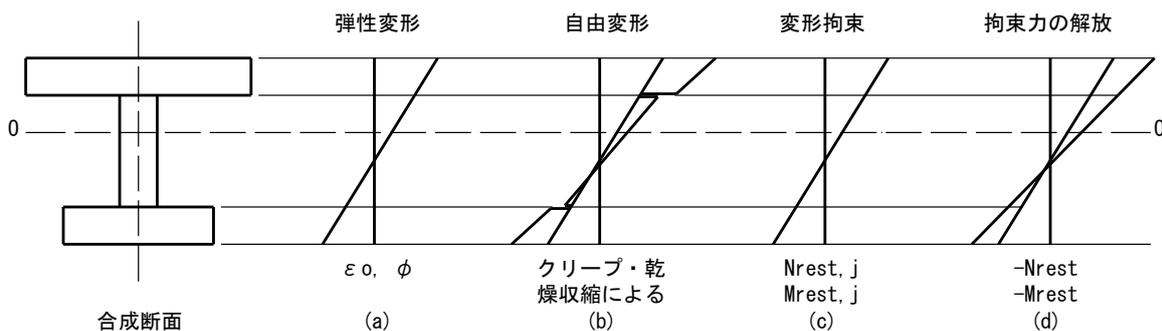


図-24 クリープ・乾燥収縮ひずみと拘束力

断面内の領域 j の, 材齢 t_0 から t において生じるクリープ変形および乾燥収縮ひずみによる参照軸位置での自由変形ひずみ・曲率は, 式(16)により算出できる.

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_{0,free,j} &= \varphi_j \varepsilon_{0,j} + \varepsilon_{cs,j} \\ \Delta\phi_{free,j} &= \varphi_j \phi_j \end{aligned} \quad (16)$$

ここで, φ_j は断面内の領域 j の材齢 t_0 から t のクリープ係数であり, $\varepsilon_{cs,j}$ は断面内の領域 j の材齢 t_0 から t に生じる乾燥収縮ひずみである.

この時の自由変形は図-24(b)で表される. この変形を拘束するために必要な断面力は, 次式で表すことができる.

$$\begin{Bmatrix} N_{rest,j} \\ M_{rest,j} \end{Bmatrix} = -E_{cr,j} \begin{bmatrix} A_j & B_j \\ B_j & I_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_{0,free,j} \\ \Delta\phi_{free,j} \end{Bmatrix} \quad (17)$$

ここで、 $E_{cr,j}$ は領域 j のクリープ換算ヤング係数である。

ここで、平面保持則により自由変形は実際に生じることができない。そこで、自由変形を拘束力により 0 とした後、変形拘束力の和を断面に逆方向に作用させることにより、クリープ・乾燥収縮により実際に断面に生じるひずみ量(実ひずみと呼ぶ)を算出することができる。

$$\begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_0 \\ \Delta\phi \end{Bmatrix} = \frac{1}{E_{cr}(AI - B^2)} \begin{bmatrix} I & -B \\ -B & A \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -N_{rest} \\ -M_{rest} \end{Bmatrix} \quad (18)$$

ここに、 E_{cr} は断面を代表するクリープ換算弾性係数であり、 A, B, I は断面を構成する領域 j のクリープ換算弾性係数 $E_{cr,j}$ の E_{cr} に対する比を考慮して式(10)により合成した断面定数である。

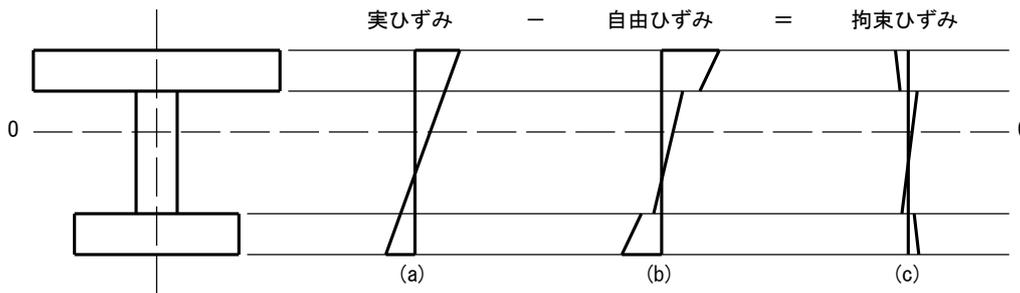


図-25 拘束ひずみの算出

ここで、式(18)による実ひずみと式(16)による自由ひずみが等しい場合、断面のコンクリートには応力度が発生しない。しかし、断面の各領域に用いられている材料の収縮量などが異なる場合、図-25 に示すように、実ひずみと自由ひずみの差で表される拘束ひずみに相当する応力度が断面の各部位に生じることになる。

また領域 j の任意位置 y (参照軸 0 からの距離) での拘束ひずみは式(19)で、これにより生じる応力度は式(20)で表される。

$$\Delta\varepsilon(y) = \{\Delta\varepsilon_0 - \Delta\varepsilon_{0,free,j}\} + \{\Delta\phi - \Delta\phi_{free,j}\} \cdot y \quad (19)$$

$$\Delta\sigma(y) = E_{cr,j} \cdot \Delta\varepsilon(y) \quad (20)$$

このとき、領域 j に作用する断面力は次式で表すことができる。

$$\begin{Bmatrix} \Delta N_j \\ \Delta M_j \end{Bmatrix} = E_{cr,j} \begin{bmatrix} A_j & B_j \\ B_j & I_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_0 - \Delta\varepsilon_{0,free,j} \\ \Delta\phi - \Delta\phi_{free,j} \end{Bmatrix} \quad (21)$$

なお、式(21)による値は断面内において互いに拘束することにより発生する応力であるから、断面全体の総和は 0 となる。

3.5 経時ひずみ計測値と計算値の比較

3.5.1 試験体 A の経時ひずみ変化と計算値との比較

図-26 に、試験体 A (RC 部材) の支間中央断面のコンクリートの経時ひずみ変化に関して、計測値と計算値の比較を示す。計測値は、材齢 3 日を起点として、経過日数 160 日までの 10 日ごとの値を示している。計算値 [1 ステップ] は、起点から経過材齢 160 日または、起点から経過材齢 280 日の期間の変化を 1 ステップで算出した値である。いわゆる計算値は、起点から経過材齢 180 日の期間は 10 日、経過材齢 180~280 日の期間は 20 日刻みで算出した (表-19 参照)。

なお、慣例と異なり、ひずみ・応力は引張を正、圧縮を負として表記している。

ある期間の経時的な変化およびクリープの影響を考慮する材齢係数 χ_t は、その期間の変化に応じて適切に定める必要がある。今回は、計算ステップ間隔が長い場合にはコンクリート標準示方書を参考に 0.8 とし、計算ステップが短い場合には fib モデルコード 2020⁵⁾等を参考に 1.0 とした。

なお、試験体 A のひずみの経時変化の場合、変化は経時収縮によるもののみであり、発生応力も低く、ク

リーブ係数の影響は小さいと考えられるので、道示のクリープ係数を用いた計算値のみを示している。

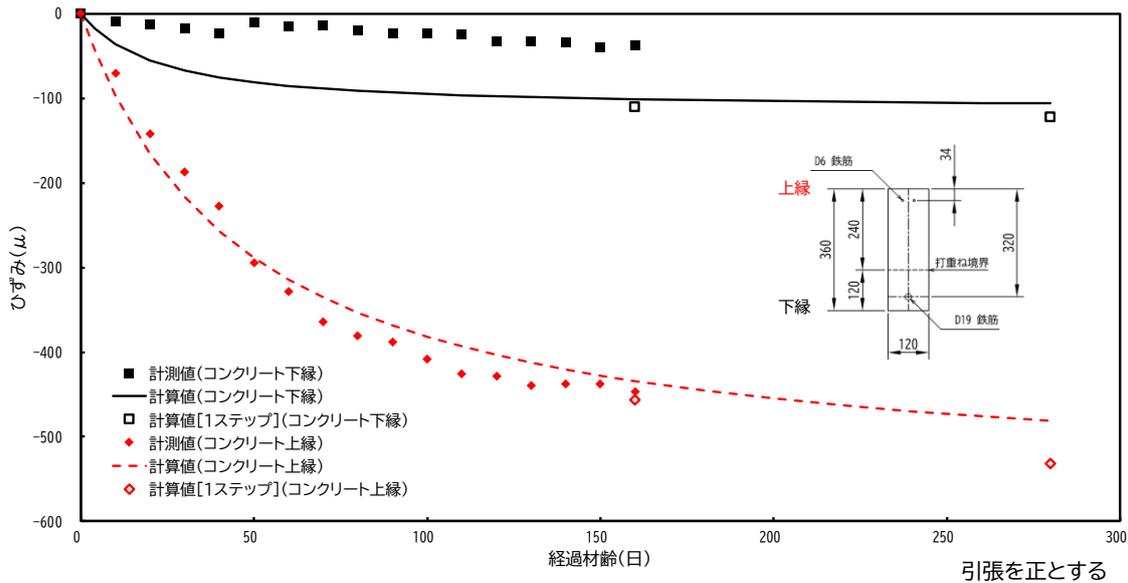


図-26 試験体 A (RC 部材) の経時ひずみ変化 (コンクリート)

表-19 経時変化の計算条件

種別	計算ステップ	材齢係数 χ	クリープ係数
計算値	0~180 日: 10 日刻み 180~280 日: 20 日刻み	1.0	道示または試験値
計算値 [1 ステップ]	0~180 日または 0~280 日を 1 ステップ	0.8	道示

図-27 に、試験体 A (RC 部材) の部材中央断面の鉄筋の経時ひずみ変化に関して、計測値と計算値の比較を示す。また、図-28 には、試験体 A (RC 部材) の支間中央断面のコンクリートおよび鉄筋の、各経過材齢の計測ひずみ分布と、経過材齢 160 日における計算値を示す。

図-28 より、経過材齢 160 日までの計測期間を通じて、断面ひずみ分布は、平面保持則からはずれた挙動を示した。しかし、鉄筋ひずみと鉄筋と同位置のコンクリートひずみのずれは小さいことから、鉄筋とコンクリートは一体となって挙動していることが確認された。また、経過材齢 160 日での計測値と計算値を比較すると、計測値は計算値よりも上下方向のひずみ勾配が大きい。この要因として、参照試験体の収縮ひずみと、試験体 A の収縮ひずみとの差が生じている可能性が推測される。具体的には、参照試験体の収縮ひずみに対して試験体 A の収縮ひずみは、上部コンクリートでは大きく、下部コンクリートでは小さいように見える。

図-26 および図-27 より、ある程度細かくステップを刻んだ計算値および計算値 [1 ステップ] のいずれもが、発生ひずみの小さい下縁コンクリートひずみを除いて、良い一致を示した。計測値との比較において、2 つの解析手法のいずれかが優れているという結果は見いだせなかった。これより、収縮差による影響のみによるひずみ変化に対しては、解析手法による差が小さいことが確認された。

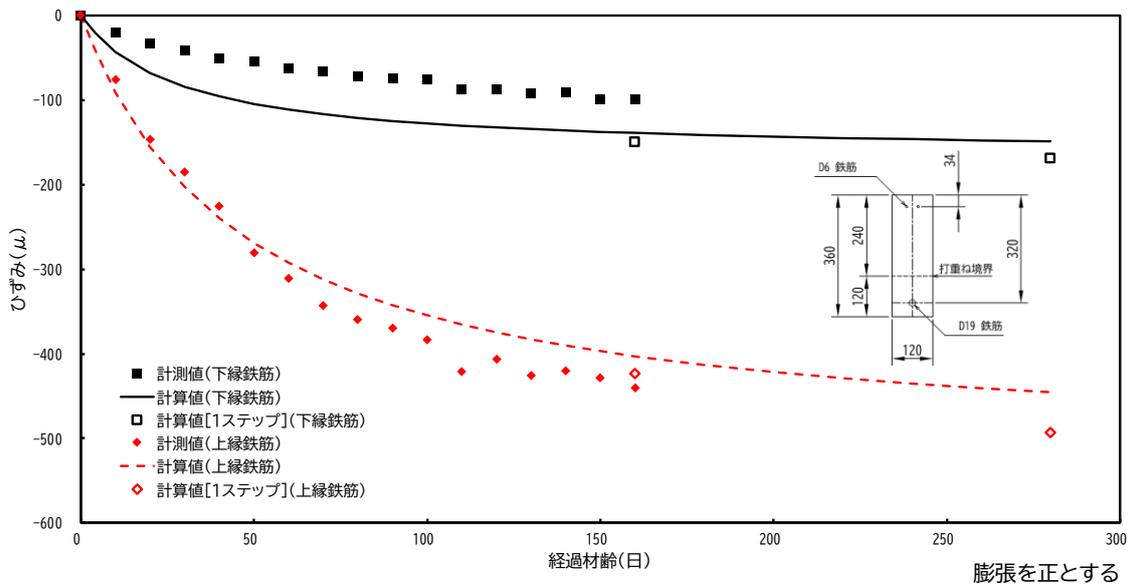


図-27 試験体 A (RC 部材) の経時ひずみ変化 (鉄筋)

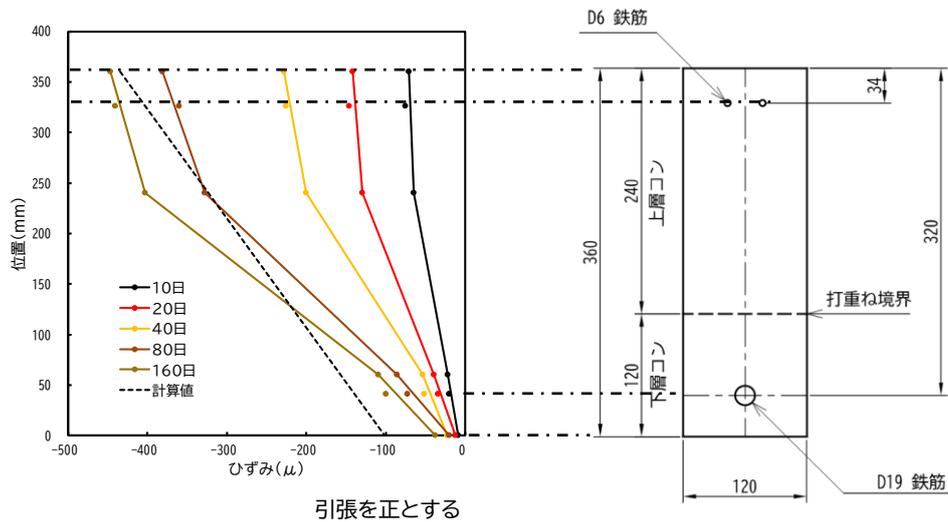


図-28 試験体 A (RC 部材) の各経過材齢の断面ひずみ分布

3.5.2 試験体 B の経時ひずみ変化と計算値との比較

試験体 B (PC 部材) の支間中央断面について、図-29 に上縁のコンクリートひずみの、図-30 に下部コンクリート側面のコンクリートひずみの経時変化を示す。なお、起点はプレストレス導入直前としているため、主桁自重による弾性ひずみは含まれていない。ここで、計算値 [1 ステップ] では、道示に従ったクリープ進行度を用いた。

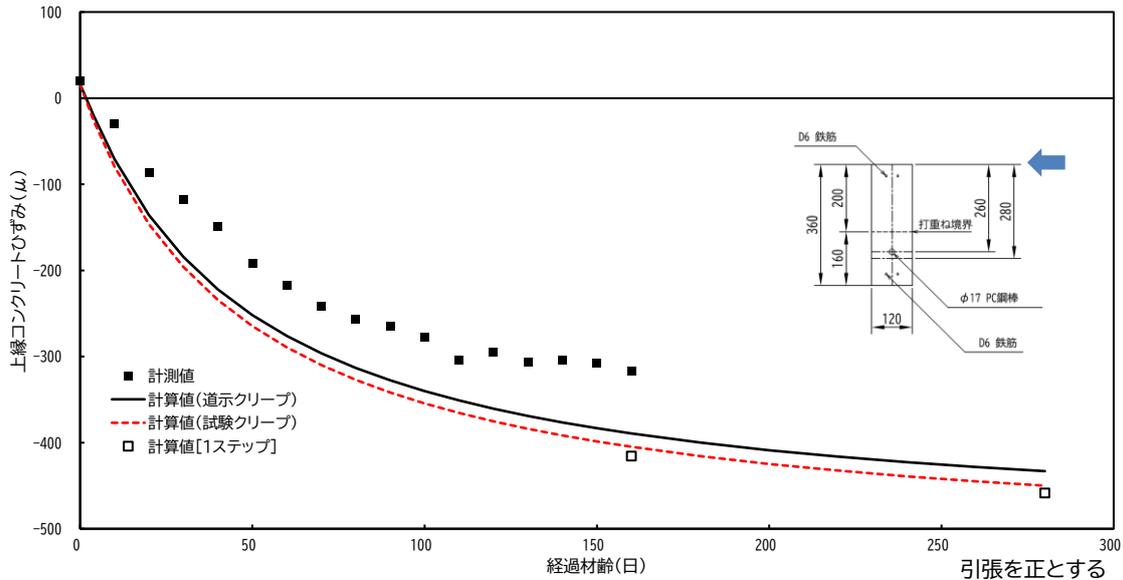


図-29 試験体 B (PC 部材) の経時ひずみ変化 (上縁コンクリート)

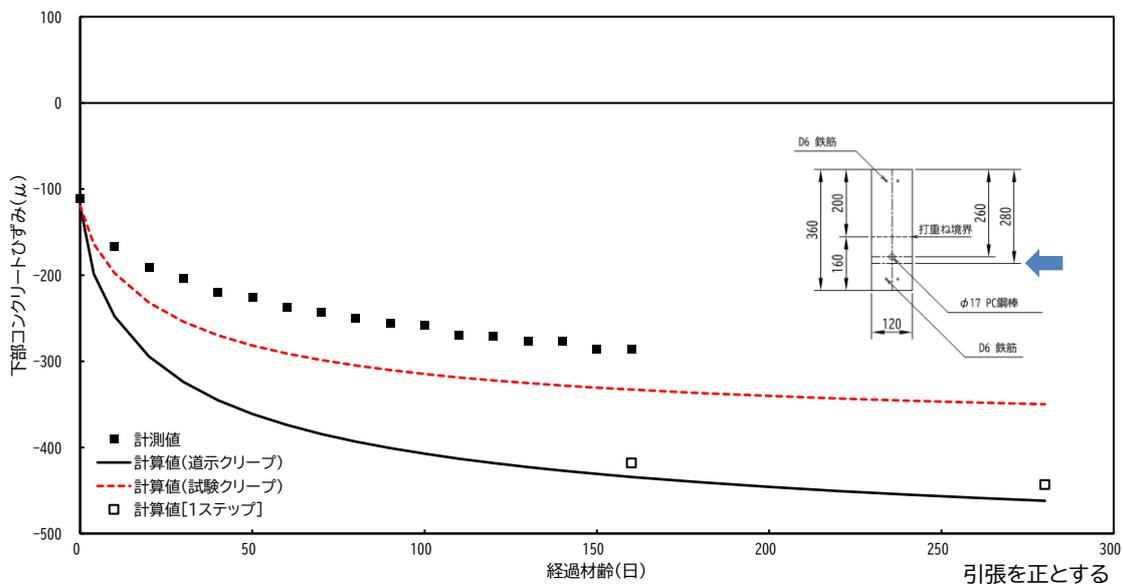


図-30 試験体 B (PC 部材) の経時ひずみ変化 (下層コンクリート側面)

また図-31 に、経過材齢 0 日において、PC 鋼材のひずみが、同位置のコンクリートと等しいとしたときの、各経過材齢 (10, 20, 40, 80, 160 日) の断面ひずみ分布を示す。

図-31 において、コンクリートひずみ分布は、経時的なひずみの進行に伴い、平面保持則から逸脱する挙動を示した。また、PC 鋼材ひずみは、同位置のコンクリートのひずみと異なる挙動を示した。これらより、コンクリートと PC 鋼材間の付着に問題が生じているか、PC 鋼材のひずみゲージに問題が生じている可能性が考えられた。しかし、経過材齢 280 日に実施した曲げ載荷試験による弾性ひずみ計測において、コンクリートと PC 鋼材は一体挙動を示した (図-33 参照)。そのため、コンクリートと PC 鋼材の付着は良好であるとともに、PC 鋼材のひずみゲージに異常はないものと判断できた。しかし、図-31 に示す PC 鋼材ひずみ挙動の要因は不明であるため、PC 鋼材の経時ひずみ計測値は信頼できない値であるとした。

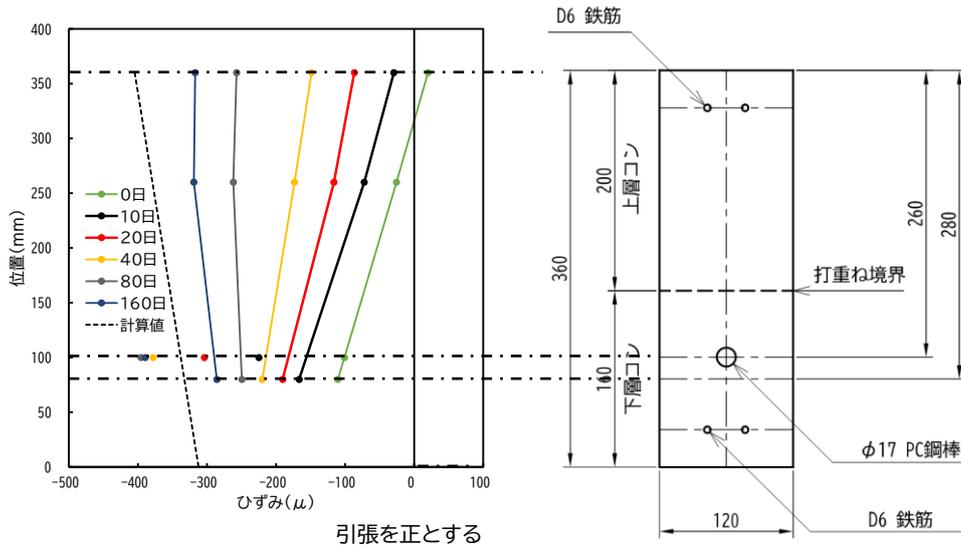


図-31 試験体 B (PC 部材) の各経過材齢の断面ひずみ分布

加えて図-31には、「計算値 (試験クリープ)」による経過材齢 60 日でのひずみ分布を示している。このひずみ分布計算値は、経過材齢 60 日の計測値に対して、上縁ひずみを除いた部分のひずみ勾配において、近い値を示した。ただし、計算値は計測値に比べ、全体的に絶対値で大きな値を示した。図-28 に示すコンクリートの収縮のみの挙動において、計算値と計測値との間に大きな相違がないことを考慮すると、これは主にクリープ進行度の相違によるものと推測される。

図-29 より、上縁コンクリートの経時ひずみ変化について、いずれの計算値も計測値の傾向をよく示しており、計算手法による違いは小さい。一方、図-30 では、下部コンクリート側面の経時ひずみ変化について、試験クリープ進行度を用いて算出した「計算値 (試験クリープ)」が、最も計測値に近い値を示した。道示クリープ進行度を用いて算出された「計算値 (道示クリープ)」と「計算値 [1 ステップ]」は、ほぼ等しい値を示しており、材齢係数 $\chi = 0.8$ は妥当な値であると考えられる。

3.6 曲げ載荷試験による部材下縁に生じている応力度と計算値の比較

3.6.1 概要

PC 部材である試験体 B について、部材に生じている応力を推定するために、経過材齢 280 日において、曲げ載荷試験を行った。試験体 B の部材下縁には、主にプレストレス力により圧縮応力が生じている。しかし、実際に生じている応力度を直接確認することができない。そこで下縁コンクリートの応力度が 0 となる曲げ載荷荷重を確認することで、無載荷状態で下縁に生じている応力度を推定する。

すでにひび割れが生じている断面の場合、下縁コンクリートの応力度が 0 となると、そのひび割れが再び開口する。その時、部材剛性が変化し、荷重とひび割れ断面付近のひずみ関係に変化が生じる。その変化を生じる荷重がひび割れ開口荷重、すなわち下縁コンクリートの応力度が 0 となる荷重である。

3.6.2 曲げ載荷試験によるひび割れ開口荷重

曲げ載荷方法を図-32 に示す。図-32 において、2 つの支点はいずれも部材軸方向の変位を妨げない構造とした。これは、載荷梁上の載荷点が事実上の不動点となることを考慮し、拘束による影響を避けるためである。

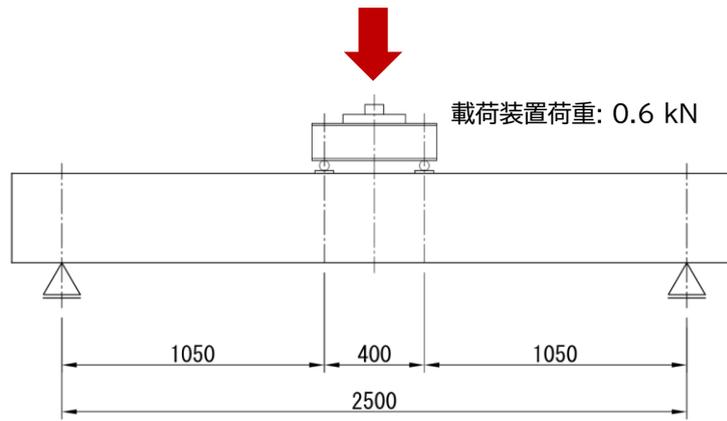


図-32 曲げ載荷方法

曲げ載荷では、先ずひび割れを生じさせた後、ひび割れ開口荷重を超える荷重を 3 度繰り返し作用させた。なお、ひび割れを生じさせる荷重は、部材下縁の引張応力度がコンクリートの引張強度を十分に上回る規模で、下縁側の鉄筋および PC 鋼材の応力度が、それらの降伏応力度を超えない範囲とした。実際には、ひび割れは載荷荷重 50kN 程度で生じ、鉄筋降伏荷重である 90kN を下回る 70kN まで載荷を行った。

ひび割れ発生前の載荷荷重 41.9kN を作用させたときの支間中央断面のひずみ分布を、図-33 に示す。なお、ひずみ量は、載荷荷重 0kN のときのひずみを 0 とした値である。図-33 より、支間中央断面では、曲げ荷重作用に対して平面保持則に従った挙動を示していることが確認できた。これより、コンクリートと PC 鋼材の付着は良好であり、ひずみゲージの挙動も正常であると判断できた。

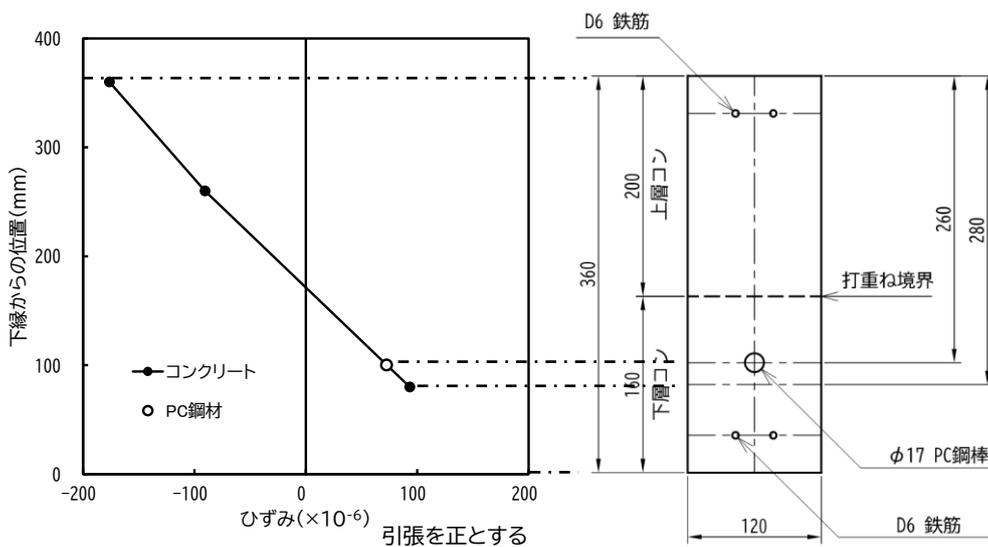


図-33 ひび割れ発生前の支間中央断面ひずみ分布

図-34 に、ひび割れ発生後の曲げ載荷試験による、荷重 - 鋼材ひずみ関係を示す。図-34(a)は、3 回行った曲げ載荷試験すべての荷重 - 鋼材ひずみ計測値を示している。なお図-34 では、荷重 0kN 時の鋼材ひずみを 0 に調整して示している。図-34(a)より、3 回の曲げ載荷試験での荷重 - 鋼材ひずみ関係は同様の挙動を示しており、鋼材の塑性変形による不可逆的な挙動は生じていないと考えられる。

図-34(b)に 3 回実施した曲げ載荷試験のなかで、例として 1 回目の荷重 - 鋼材ひずみ関係およびひび割れ開口荷重を示す。ひび割れ開口荷重は、ひび割れ開口前の荷重 - 鋼材ひずみ計測値の近似線から、外れたとみなされる荷重とした。外れたとみなす規準は、近似線で考慮したデータの近似線からの距離の標準偏差 σ

を求め、近似線と中心とした $\pm 3\sigma$ の範囲から外に出るときとした。

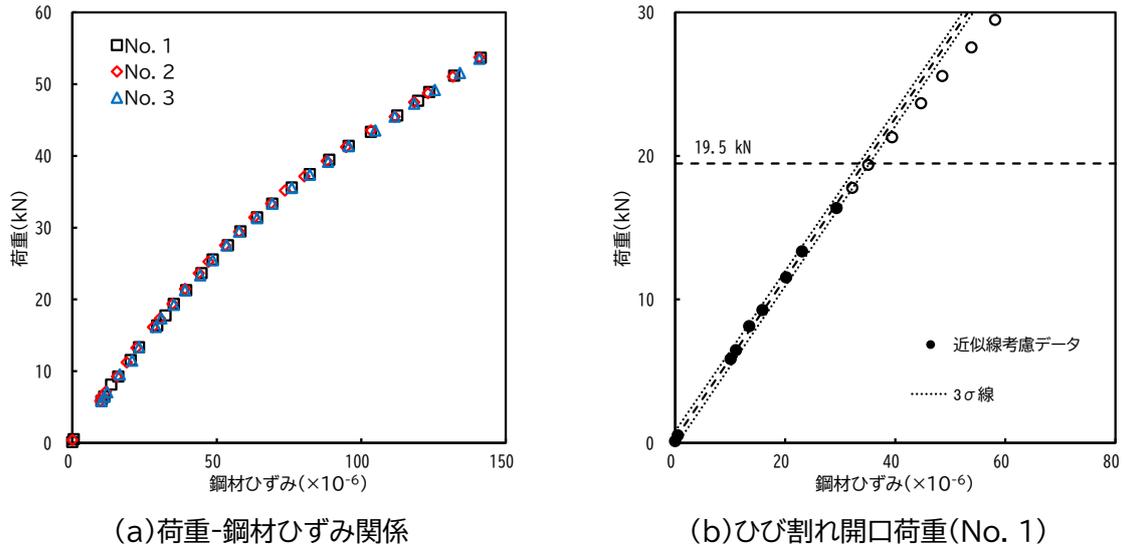


図-34 ひび割れ後の曲げ荷重による荷重 - 鋼材ひずみ関係

表-20 に、3 回の曲げ荷重より得られた、それぞれのひび割れ開口荷重と、それらの平均値を示す。

表-20 ひび割れ開口荷重

No.	ひび割れ開口荷重(kN)	ひび割れ開口荷重平均値(kN)
1	19.5	19.6
2	17.6	
3	21.6	

3.6.3 ひび割れ開口荷重による支間中央断面の下縁応力度の推定

表-20 に示すひび割れ開口荷重 19.6kN を用いて、支間中央断面の下縁応力度を算出する。ひび割れ開口時に、試験体 B に作用している荷重は、荷重装置荷重 0.6kN を加えた 20.2kN である。図-32 より、荷重アーム長は 1.05m であるから、ひび割れ開口時の作用曲げモーメントは $M = -20.2\text{kN} \times 1.05\text{ m} \div 2 = -10.605\text{ kN} \cdot \text{m}$ となる。

表-21 支間中央断面定数

種別	ヤング係数	断面積	断面 1 次 モーメント	断面 2 次 モーメント	参照軸から 上縁 or 図心 までの位置	参照軸から 下縁までの 位置
単位	N/m ²	m ²	m ³	m ⁴	m	m
記号	E	A	B	I	YU	YL
上層コンクリート	3.51×10^{10}	2.4000×10^{-2}	2.4000×10^{-3}	3.2000×10^{-4}	0.200	0.000
下層コンクリート	4.87×10^{10}	1.8785×10^{-2}	-1.5001×10^{-3}	1.6234×10^{-4}	0.000	-0.160
PC 鋼棒	2.00×10^{11}	2.2698×10^{-4}	-1.3619×10^{-5}	8.2035×10^{-7}	-0.060	
鉄筋(上側)	2.00×10^{11}	6.3340×10^{-5}	1.0514×10^{-5}	1.7454×10^{-6}	0.166	
鉄筋(下側)	2.00×10^{11}	6.3340×10^{-5}	-7.9808×10^{-6}	1.0056×10^{-6}	-0.126	
全体	4.87×10^{10}	3.7535×10^{-2}	1.7318×10^{-4}	4.0764×10^{-4}		

ひび割れ開口時の作用曲げモーメントにより支間中央断面下縁に生じるひずみは、表-21 に示す支間中央断面定数（下層コンクリートのヤング係数を E_{ref} として式(10)により求める）を用いて、式(13)および式(14)により $\epsilon = 8.8109 \times 10^{-5}$ と算出できる。このひずみに下層コンクリートのヤング係数を乗じることで、ひび割れ開口時の作用荷重により支間中央断面下縁に生じる応力度は 4.29N/mm^2 と算出できる。

3.6.4 試験体 B の経過材齢 280 日の支間中央断面下縁の応力度推定値と計算値の比較

次に、試験体 B の支間中央断面下縁の応力度について説明する。図-35 に、試験体 B の支間中央断面下縁の応力度の経時応力度変化計算値と、経過材齢 280 日に実施した曲げ載荷試験より得られた、試験体 B の支間中央断面下縁の応力度推定値を示す。また表-22 に、経過材齢 280 日での下縁コンクリート応力度比較を示す。

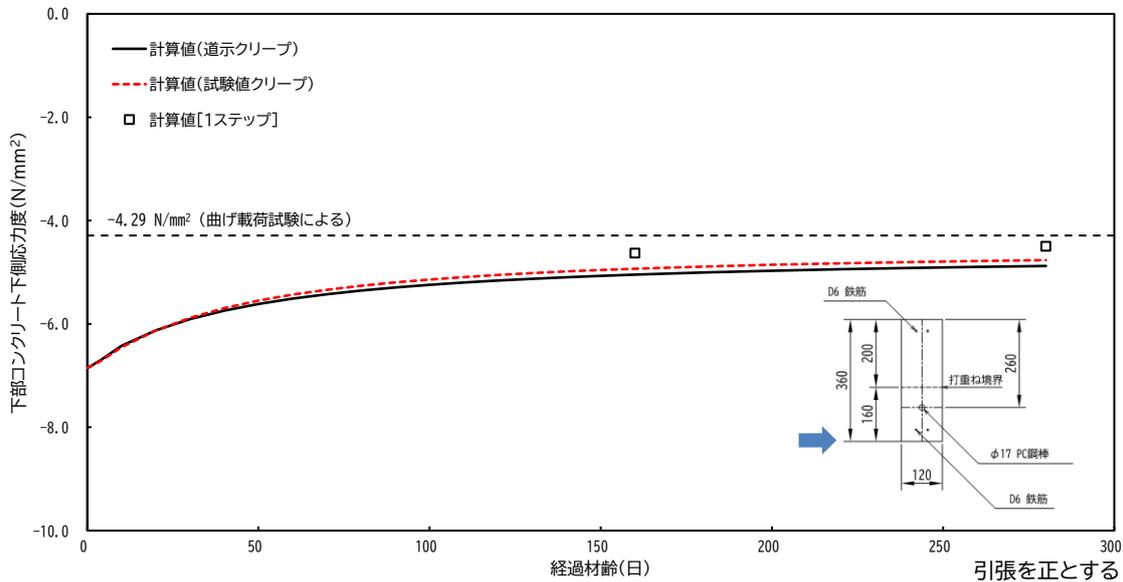


図-35 試験体 B (PC 部材) の経時応力度変化 (下縁コンクリート)

表-22 経過材齢 280 日での下縁コンクリート応力度比較

種別	下縁応力度(N/mm ²)
計算値 (道示クリープ)	-4.88
計算値 (試験クリープ)	-4.76
計算値 [1 ステップ]	-4.50
曲げ載荷による推定値	-4.29

図-35 より、下縁コンクリート応力度に関して、3 種の計算値のいずれも、材齢進行とともに曲げ載荷による推定値に近づく傾向を示した。曲げ載荷による推定値の絶対値は、計算値に比較して小さな値を示した。これは、曲げ載荷による推定において、比較的小さな値を得るような手法を採用したためであると考えられる。表-22 より、下縁コンクリート応力度に関して、解析ステップの違い (「計算値 (道示クリープ)」と「計算値 [1 ステップ]」) による差は 0.33 N/mm² であり、クリープ進行度の違い (「計算値 (道示クリープ)」と「計算値 (試験クリープ)」) による差は 0.11 N/mm² であった。すなわち、使用材料の物性条件であるクリープ進行度の違いが、主にプレストレス力により生じる応力度に与える影響は、解析ステップの違いによる影響よりも小さい。いずれにせよ、表-22 に示す 3 つの計算値は、いずれかが正確さにおいて優れていることを示すほどの違いを明確に示さなかった。

3.6.5 試験体 B の経過材齢 280 日の支間中央断面の応力度分布計算値

図-36 に、試験体 B (PC 部材) 支間中央断面における、プレストレス導入直後および、経過材齢 280 日での道示クリープまたは試験クリープを用いた計算による応力分布を示す。試験体 B (PC 部材) 支間中央断面では、プレストレス導入直後の応力度が、収縮の進行およびクリープ変形の進行に伴い、「計算値 (道示クリープ)」または「計算値 (道示クリープ)」のいずれかに変化する。図-36 では、いずれの計算結果も、プレストレス導入直後に比較して、応力勾配が逆転している。したがって、特に下層コンクリートにおいて、材齢進行に伴い、下縁側ではなく打重ね境界側で圧縮応力が卓越するように見える。しかし、本技術の適用を想

定している PC-T 桁橋の場合、横桁・床版・橋面工などの後死荷重作用により引張応力が作用するので、この影響は小さいと考えられる。ただし、特に下層コンクリートにおいて、「計算値(道示クリープ)」と「計算値(試験クリープ)」との差が、下縁に比べて打重ね境界で大きな値を示している。これが実橋設計に与える影響については、さらなる検討が必要であると考えられる。

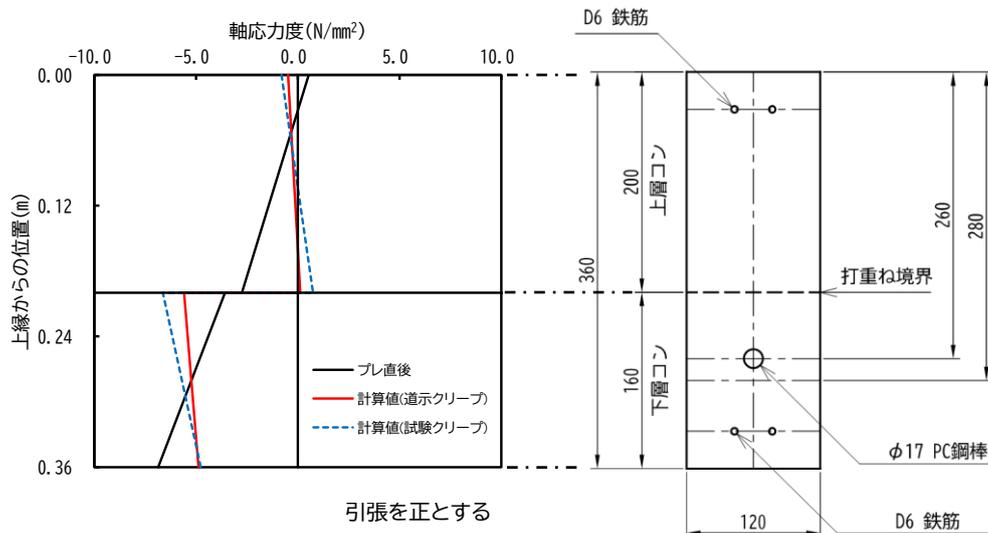


図-36 試験体 B (PC 部材) 支間中央断面のコンクリート応力分布

4. まとめ

今回の試験により、下記の事項が確認できた。

- 設計基準強度 100 N/mm² のコンクリートに設計基準強度 50N/mm² のコンクリートを打ち重ねる場合、打重ね境界にバイブレータによる加振を行うことで打重ね時間間隔 120 分まで、加振を行わない場合は打重ね時間間隔 90 分までの範囲で、打重ね境界は設計基準強度 50N/mm² のコンクリートと同等の曲げ強度を確保できることが確認された。
- 上層コンクリート打設直前の下層コンクリートに対する N 式貫入試験により、打設時に打重ねの可否を確認可能であることが確認された。
- 収縮特性の異なるコンクリートを打ち重ねた梁部材において生じる、収縮特性の違いにより生じる部材断面のひずみ・応力挙動について、平面保持を仮定した断面計算による解析手法を適用できることが確認できた。
- 異なるコンクリートを用いた PC 部材の経時的なひずみ変化の計算において、より実際の値に近いクリープ進行度を用いることで、計算精度を向上させることができることが確認できた。ただし、応力度に関しては、クリープ進行度の違いによる影響を確認することはできなかった。
- 異なるコンクリートを用いた部材の実用化においては、使用コンクリートの収縮ひずみの変動幅とその影響について、さらなる調査が必要である。

参考文献

- 1) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編, 2017.11
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋・コンクリート部材編, 2017.11
- 3) 土木学会: 2022 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編], 2023.3
- 4) Ghali, A., Elbadry, M. M.: Serviceability Design of Continuous Prestressed Concrete Structures, PCI Journal, January-February, pp. 54-91, 1989
- 5) fib Model Code for Concrete Structures (2020), 2024