

6 章 供試体実験と FEM 解析による疲労損傷要因の分析

6.1 概要

前述 2 章において、調査を行った実橋の主桁に確認されたひび割れの発生要因の一つが、活荷重の繰返し载荷に伴う疲労に起因したものである可能性を明確に否定することは出来ないことが示された。また前述 3 章及び 4 章において、プレストレス導入度を PC 構造の 60～80%とした PRC 構造では、PC 構造と比較して疲労損傷の発生リスクが高く、また乾燥収縮等の不確実性の高い要因の影響により、そのリスクが危険側に変動しやすい傾向にあることが示された。

コンクリート部材における部材性能である曲げ耐荷力、せん断耐荷力、たわみ変形性能などは、コンクリートと鋼材が付着等によって一体となって挙動することで発揮されるものである。部材としての疲労損傷が生じるとする場合、以下の現象のいずれか、あるいは組み合わせにより生じることが考えられる。

- ・ コンクリート単体の疲労現象
- ・ 鋼材（PC 鋼材、鉄筋）単体の疲労現象
- ・ コンクリートと鋼材の一体化機構の性能低下現象（付着劣化現象）

コンクリート単体の疲労現象は、マトリックスと粗骨材粒子との付着部における高い応力集中により発生したひび割れが発端となり、漸次部材の断面積を減じ、最終的にはマトリックスの破壊に至るとい説や、セメントペースト中の微小ひび割れの発生と伝播に伴い部材有効断面が減少し、作用応力に耐えられなくなることによって破壊が生じるとい説¹⁾が提案されているものの、その破壊メカニズムは、完全に解明されていないわけではない。鋼材の疲労現象も完全には解明されていないものの、形状的な要因から生じる応力集中などが支配的な要因となり、応力変動の繰返しにより結晶構造の界面などで微視的な破壊が進行し、亀裂が発生するものと推定されている。コンクリートと鋼材の付着劣化現象は、これまで多くの実験結果から推測されてはいるものの、梁部材の曲げに対しては知見が少ない。

そこで本章では、梁供試体を用いた実験及び FEM 解析により、疲労損傷の再現と、疲労損傷要因の分析を行うと共に、定量的な疲労照査の可能性を検討することとした。プレストレス導入量の異なる複数のコンクリート梁部材供試体（PRC 梁部材）に対して繰返し荷重载荷により曲げ応力を発生させ、ひび割れ性状（発生位置、発生時期、本数、高さ、幅、密度）、コンクリート表面ひずみ、内部鋼材ひずみ、部材のたわみ量を測定することで、疲労損傷の定量評価を行い、S-N 図を作成することで、定量的な疲労照査の可能性を確認すると共に、疲労損傷が進行する要因の分析を行うこととした。

前述 2 章で行われた実橋調査により、プレストレスを導入した主桁部に通常の载荷状態では発生することが考えにくいような、設計で想定している中立軸を越えたひび割れが確

認されており、そのひび割れは骨材の界面に沿って進展していた。またそのひび割れ間隔は RC 構造と比較して広く、ひび割れが局所化する（ひび割れ分散性が低い）という特徴を有していることが分かった。

何らかの理由で一旦発生したひび割れが、その後の繰返し荷重载荷により中立軸を超えるほどの高さまで進行した理由として、以下に示す 2 つの仮説を立て、これらに対して検証を行うこととした。

仮説 1. 何らかの理由で一旦ひび割れが発生すると、その後の繰返し荷重载荷によりひび割れ周辺のコンクリートと鋼材との付着機能が劣化し、付着力が低下する。付着劣化に伴いひび割れ幅の変動が付着劣化前と比べて大きくなることから、そのひび割れが卓越して進展する。

仮説 2. 何らかの理由で一旦ひび割れが発生すると、ひび割れ先端に大きな応力変動が生じることで、そのひび割れ先端の破壊が卓越して発生し、そのひび割れが卓越して進展する。

仮説 1 に対しては、コンクリートと鋼材との付着を強制的に劣化（付着無視あるいは付着バネ剛性低下）させた解析モデルを設定し、軸方向鉄筋ひずみ分布及びひび割れ性状を実験と比較することで、付着劣化の可能性を検証した。

仮説 2 に対しては、ひび割れ先端部近傍に発生するコンクリート応力が、ひび割れ先端部近傍以外の部位と比較して卓越するかどうかを、実験によって直接確認することで検証した。

6.2 供試体実験及びFEM解析

6.2.1 実験方法

(1) 実験ケース

プレストレスが導入されたコンクリート桁の疲労要因と疲労耐久性を確認するため、定点繰返し荷重載荷実験を行った。本実験では、以下に着目した実験ケースを準備した。

①「ケース A」：計算上ひび割れが発生しない応力振幅下における疲労劣化の可能性の検証

供試体名称：A55-350（ケース A、最大荷重 55kN、繰返し回数 350 万回）

ひび割れ発生限界以下の応力振幅を受ける部材について、ひび割れの発生状況及び耐荷力の低下傾向の検証を行った。導入プレストレスは、コンクリートに発生する引張応力度がひび割れ発生限界応力度以下となるように設定した。

②「ケース B」：疲労劣化が耐荷力に及ぼす影響の検証

供試体名称：B55-10（ケース B、最大荷重 55kN、繰返し回数 10 回）

B55-200（ケース B、最大荷重 55kN、繰返し回数 200 万回）

比較的大きい荷重レベルの繰返し荷重載荷が、部材の耐荷力に及ぼす影響の検証を行った。導入プレストレスは、計算で得られるひび割れ幅が、環境条件とかぶりを考慮したひび割れ幅の限界値である 0.2mm 以下となるように設定した。

③「ケース C」：ひび割れ局所化の検証

供試体名称：C46-70（ケース C、最大荷重 46kN、繰返し回数 70 万回）

C46-500（ケース C、最大荷重 46kN、繰返し回数 500 万回）

初期載荷におけるひび割れの有無が、その後の比較的小さい荷重レベルの繰返し荷重載荷による疲労損傷の進行度合いに影響を及ぼすのかどうかを検証した。導入プレストレスは、計算で得られるひび割れ幅が、環境条件とかぶりを考慮したひび割れ幅の限界値である 0.2mm 以下となるように設定した。

上記 3 ケースに加え、「ケース RC」として、疲労現象が現認されている RC 構造の供試体部材を設計し、上記①～③の PRC の 3 ケースと比較することでプレストレスの影響を検証することとした。

供試体名称：RC46-900（ケース RC、最大荷重 46kN、繰返し回数 900 万回）

載荷荷重はひび割れ発生を許容するケース B 及び C と同レベルとするために、計算で得られるひび割れ幅が、環境条件とかぶりを考慮したひび割れ幅の限界値である 0.2mm となるように設定した。

製作した供試体は、表 6.2.1 に示すとおり PRC 供試体 5 体(ケース A:1 体、ケース B:2 体、ケース C:2 体)及び RC 供試体 1 体(ケース RC:1 体)とした。

表 6.2.1 実験供試体

実験ケース	供試体名称	荷重振幅 P(kN) (最小-最大)	載荷回数 N(回)	プレストレス導入量(kN)	設計耐力 (kN)	断面図
ケースA	A55-350	10-55	350万	155.3	184.2	
ケースB	B55-10	10-55	10	87.3	105.8	
	B55-200	10-55	200万			
ケースC	C46-70	10-46	70万			
	C46-500	10-46	500万			
ケースRC	RC46-900	10-46 0-20 10-46	1-100万 100万-830万 830万-900万	-	119.6	

※設計耐力は設計基準強度を用いて算出。

表 6.2.2 鋼材の腐食に対するひび割れ幅の限界値 w_a (mm)²⁾

鋼材の種類	鋼材の腐食に対する環境条件		
	一般の環境	腐食性環境	特に厳しい腐食性環境
異形鉄筋・普通丸鋼	0.005c	0.004c	0.0035c
PC鋼材	0.004c	—	—

本実験の供試体かぶり $c = 40$ (mm) より、ひび割れ幅の限界値 $w_a = 0.005 \times 40 = 0.2$ (mm)

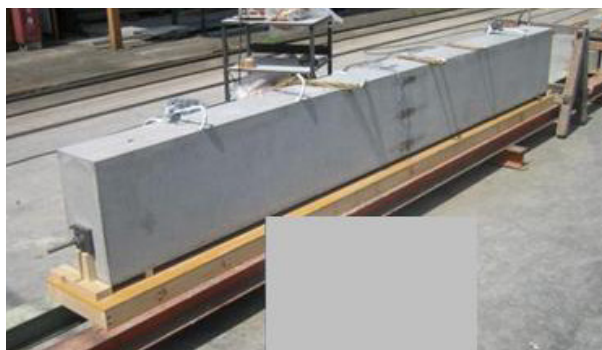


写真 6.2.1 実験で使した供試体 (ケース B)

(2) 導入プレストレス及び応力振幅の設定

供試体に導入したプレストレス及び実験に用いた最大荷重の設定根拠を以下に示す。

(a) ケース A

ケース A における導入プレストレス及び最大荷重は、コンクリートに発生する引張応力度がひび割れ発生限界応力度以下となるよう設定した。

表 6.2.3 ひび割れ発生限界応力度の算出

桁幅 b (m)	桁高 h (m)	桁掛長 l1 (m)	支間長 l2 (m)	桁長 L (m)	断面積 A (m ²)	断面定数 Z (m ³)
0.200	0.400	0.150	3.000	3.300	0.080	0.005333
粗骨材最大寸法 dmax (mm)	設計基準 強度 f'ck (N/mm ²)	実強度 f'ck (N/mm ²)	ヤング係数 Ec (N/mm ²)	実ヤング 係数 Ec (N/mm ²)	試験 材齢 (日)	
20	36	53	29800	35010	229	

項目	単位	算出式	算出値	
			設計基準強度	実強度
ひび割れ発生 限界応力度	(N/mm ²)	$f_{bck} = k_{0b} \times k_{1b} \times f_{tk}$	2.08	2.57
引張軟化特性		$k_{0b} = 1 + 1 / (0.85 + 4.5(h/l_{ch}))$	1.197	1.145
特性長さ	(m)	$l_{ch} = Gf \times E_c / f_{tk}^2$	0.425	0.297
引張強度	(N/mm ²)	$f_{tk} = 0.23 \times f'_{ck} (2/3)$	2.508	3.250
破壊エネルギー	(N/m)	$Gf = 10 \times d_{max}^{1/3} \times f'_{ck} (1/3)$	89.628	89.628
ひび割れ強度の 低下を表す係数		$k_{1b} = 0.55 / (h^{1/4}) (\geq 0.4)$	0.692	0.692

表 6.2.4 導入プレストレス及び載荷荷重の設定

	PC鋼棒		プレストレス			
	種類 (種・号-径)	断面積 (mm ²)	初期 導入力 (kN)	初期導入 応力度 (N/mm ²)	有効導入 応力度 (N/mm ²)	許容 応力度 (N/mm ²)
ケースA	B・1-φ23	415.5	155.3	374	336	648
	死荷重時(無載荷時)			ひび割れ発生限界応力度		
	載荷 荷重 (kN)	コンクリート応力度		載荷 荷重 (kN)	コンクリート応力度	
		σcu (N/mm ²)	σc1 (N/mm ²)		σcu (N/mm ²)	σc1 (N/mm ²)
ケースA	0.0	0.49	2.86	55.0	5.49	-2.08

発生応力度としてひび割れ発生限界応力度以下を想定していることから、若干の安全を見越し、強度の大きい実強度での算出結果を用いず、設計基準強度の算出結果を用いた。

以上より、導入プレストレス及び載荷荷重は以下のように設定した。

- ・導入プレストレス : 155.3 (kN)
- ・最大載荷荷重 : 55.0 (kN)
- ・最小載荷荷重 : 10.0 (kN) ※試験機載荷可能最小荷重

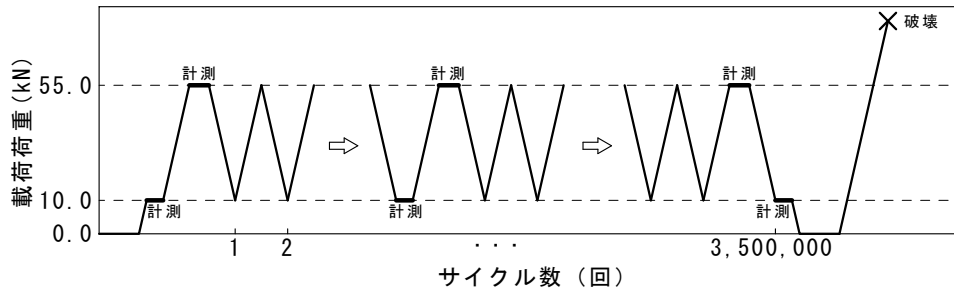


図 6.2.1 載荷サイクルイメージ (A55-350)

(b) ケース B

ケース B における導入プレストレス及び最大荷重は、コンクリートに発生する曲げひび割れ幅が許容ひび割れ幅となる時の値で設定した。

表 6.2.5 許容ひび割れ幅の算出

項目	単位	算出式	算出値
曲げひび割れ幅	(mm)	$w = \frac{1.1 \times k1 \times k2 \times k3 \times (4c + 0.7(cs - \phi))}{\sigma_s / E_s + \epsilon'_{csd}}$	0.20
設計基準強度	(N/mm ²)	$f'_{ck} =$	36
表面形状による影響を表す係数		$k1 =$ 異形鉄筋使用	1.0
コンクリートの品質による影響を表す係数		$k2 = 15 / (f'_{c} + 20) + 0.7$	0.968
引張鉄筋の段数の影響を表す係数		$k3 = 5(n+2) / (7n+8)$	1.0
引張鉄筋の段数	(段)	$n =$	1
かぶり	(mm)	$c =$	40
鋼材の中心間隔	(mm)	$cs =$	80
鋼材径	(mm)	$\phi =$	13
鉄筋応力度の増加量	(N/mm ²)	$\sigma_{se} =$	150
鋼材ヤング係数	(N/mm ²)	$E_s =$	200000
収縮・クリープ等によるひび割れ増加を考慮	(N/mm ²)	$\epsilon'_{csd} =$	1.5E-04

表 6.2.6 ひび割れ発生限界応力度の算出

桁幅 b (m)	桁高 h (m)	桁掛長 l1 (m)	支間長 l2 (m)	桁長 L (m)	断面積 A (m ²)	断面定数 Z (m ³)
0.200	0.400	0.150	3.000	3.300	0.080	0.005333
粗骨材最大寸法 dmax (mm)	設計基準 強度f'ck (N/mm ²)	実強度 f'ck (N/mm ²)	ヤング係数 Ec (N/mm ²)	実ヤング 係数Ec (N/mm ²)	試験 材齢 (日)	
20	36	53	29800	30540	28	

項目	単位	算出式	算出値	
			設計基準強度	実強度
ひび割れ発生 限界応力度	(N/mm ²)	$f_{bck} = k_{0b} \times k_{1b} \times f_{tk}$	2.08	2.58
引張軟化特性		$k_{0b} = 1 + 1 / (0.85 + 4.5(h/l_{ch}))$	1.197	1.143
特性長さ	(m)	$l_{ch} = Gf \times E_c / f_{tk}^2$	0.425	0.294
引張強度	(N/mm ²)	$f_{tk} = 0.23 \times f'_{ck} (2/3)$	2.508	3.257
破壊エネルギー	(N/m)	$Gf = 10 \times d_{max}^{1/3} \times f'_{ck} (1/3)$	89.628	102.153
ひび割れ強度の 低下を表す係数		$k_{1b} = 0.55 / (h^{1/4}) (\geq 0.4)$	0.692	0.692

表 6.2.7 導入プレストレス及び載荷荷重の設定

	PC鋼棒		プレストレス			
	種類 (種・号-径)	断面積 (mm ²)	初期 導入力 (kN)	初期導入 応力度 (N/mm ²)	有効導入 応力度 (N/mm ²)	許容 応力度 (N/mm ²)
ケースB	B・2-φ13	132.7	87.3	658	600	697

	ひび割れ発生限界応力度				許容ひび割れ幅応力度			
	載荷 荷重 (kN)	コンクリート応力度		鉄筋応力 σs (N/mm ²)	載荷 荷重 (kN)	コンクリート応力度		鉄筋応力 σs (N/mm ²)
		σcu (N/mm ²)	σcl (N/mm ²)			σcu (N/mm ²)	σcl (N/mm ²)	
ケースB	42.4	4.30	-2.58	91	55.0	5.37	-3.63	150

ひび割れの発生を許容しつつ、ひび割れ幅が許容値（0.2mm）以下となる応力レベルを目指したことから、ひび割れ発生限界応力度の算出には実強度を、許容ひび割れ幅の算出には設計基準強度を用いた。

以上より、導入プレストレス及び載荷荷重は以下のように設定した。

- ・導入プレストレス：87.3(kN)
- ・最大載荷荷重：55.0(kN)
- ・最小載荷荷重：10.0(kN) ※試験機載荷可能最小荷重

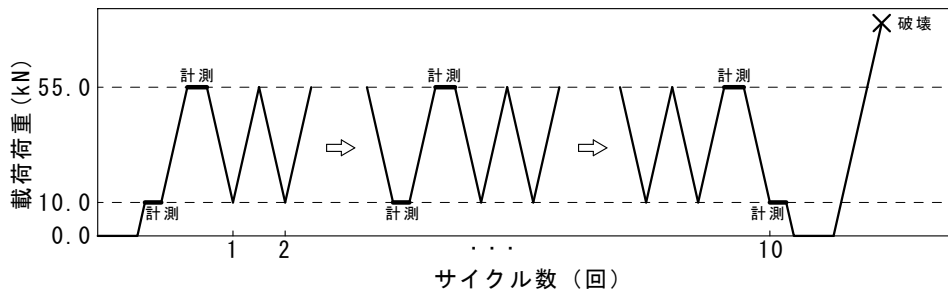


図 6.2.2 荷重サイクルイメージ (B55-10)

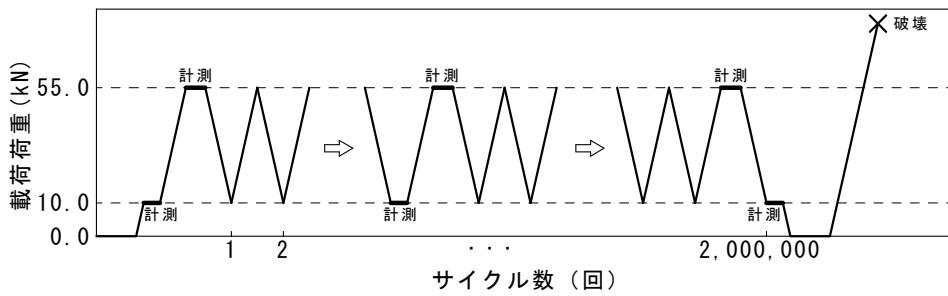


図 6.2.3 荷重サイクルイメージ (B55-200)

(c) ケース C

ケース C の荷重荷重は、初期荷重荷重のみ微少なひび割れが確認されるまでの荷重とし、2 サイクル目以降は、ケース B の最大荷重よりも小さい荷重レベルで、コンクリートに発生する引張応力度がひび割れ発生限界応力度以上となるよう設定した。

- ・ 導入プレストレス : 87.3 (kN)
- ・ 最大荷重荷重 : 46.0 (kN)

※C46-500 の初期荷重のみ、ひび割れが確認されるまで荷重を増加させた。

- ・ 最小荷重荷重 : 10.0 (kN) ※試験機荷重可能最小荷重

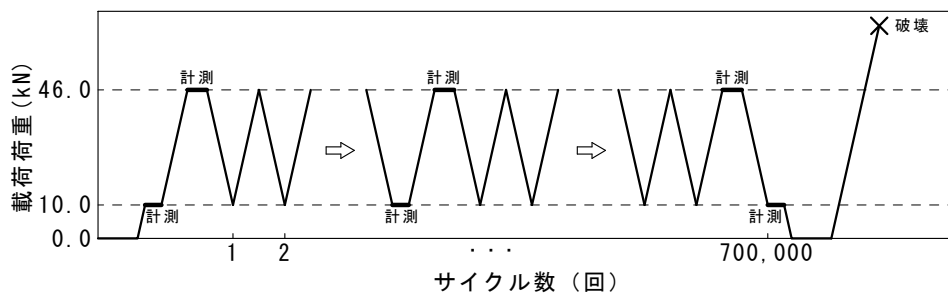


図 6.2.4 荷重サイクルイメージ (C46-70)

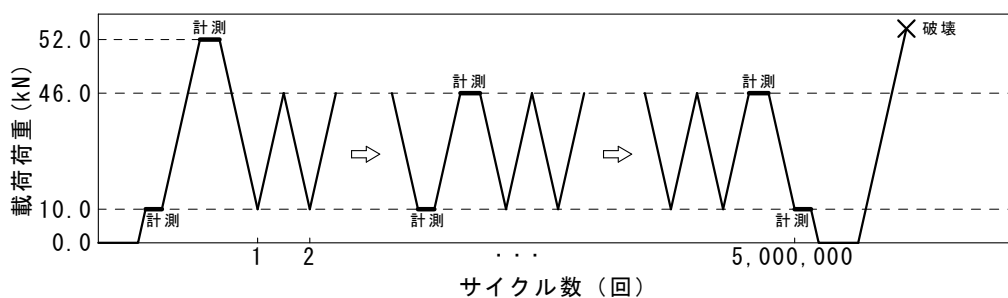


図 6.2.5 载荷サイクルイメージ (C46-500)

国内の PRC 橋における荷重応力データ及び実験に用いた応力振幅の値を図 6.2.6 に示す。この図より、実験に用いた応力振幅は、概ね妥当な値であると考えられる。

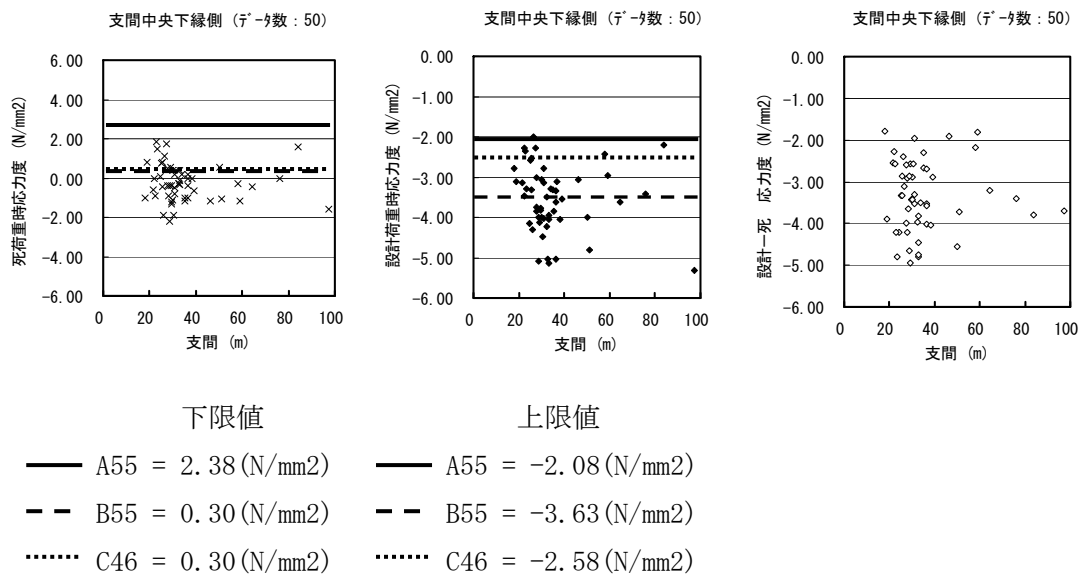


図 6.2.6 国内の PRC 荷重応力実績と実験に用いた応力振幅

(d) ケース RC

ケース RC の載荷荷重は、ケース B 及びケース C と同等の応力レベルなるよう、計算で得られるひび割れ幅が、環境条件とかぶりを考慮したひび割れ幅の限界値(0.2mm)となるように設定した。

表 6.2.8 許容ひび割れ幅の算出

項目	単位	算出式	算出値
曲げひび割れ幅	(mm)	$w = \frac{1.1 \times k1 \times k2 \times k3 \times (4c + 0.7(cs - \phi))}{\sigma_s / E_s + \epsilon'_{csd}}$	0.200
設計基準強度	(N/mm ²)	$f'_{ck} =$	36
表面形状による影響を表す係数		$k1 =$ 異形鉄筋使用	1.0
コンクリートの品質による影響を表す係数		$k2 = 15 / (f'_{c} + 20) + 0.7$	0.968
引張鉄筋の段数の影響を表す係数		$k3 = 5(n+2) / (7n+8)$	1.0
引張鉄筋の段数	(段)	$n =$	1
かぶり	(mm)	$c =$	40
鋼材の中心間隔	(mm)	$cs =$	80
鋼材径	(mm)	$\phi =$	19
鉄筋応力度の増加量	(N/mm ²)	$\sigma_{se} =$	155
鋼材ヤング係数	(N/mm ²)	$E_s =$	200000
収縮・クリープ等によるひび割れ増加を考慮	(N/mm ²)	$\epsilon'_{csd} =$	1.5E-04

表 6.2.9 載荷荷重の算出

	許容ひび割れ幅応力度			
	載荷荷重 (kN)	コンクリート応力度		鉄筋応力 σ_s (N/mm ²)
		σ_{cu} (N/mm ²)	σ_{cl} (N/mm ²)	
ケース RC	46.0	4.45	-4.28	155

以上より、載荷荷重は以下のように設定した。

- 最大載荷荷重 : 46.0 (kN)
20.0 (kN)
※ひび割れが定常化した後、小さな荷重レベルに切り替えた。
- 最小載荷荷重 : 10.0 (kN) ※試験機載荷可能最小荷重
0.0 (kN)

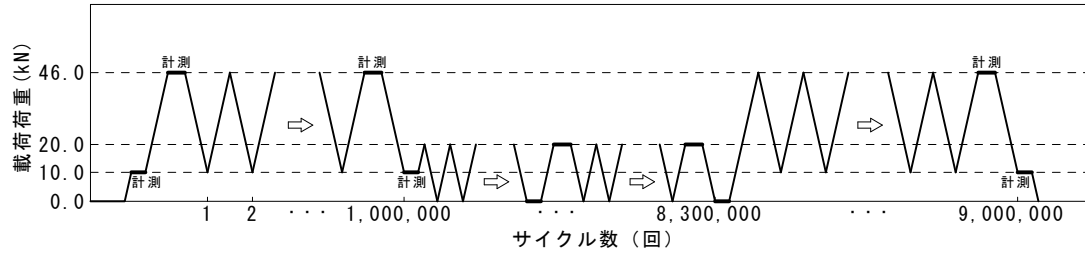


図 6.2.7 載荷サイクルイメージ (RC46-900)

(3) 載荷方法

載荷試験は、シエンク東京衡機（株）製の 60/50tf 載荷試験機（最小荷重 1tf、最大荷重 50tf）を使用した。試験機概要図を図 6.2.8 に示す。

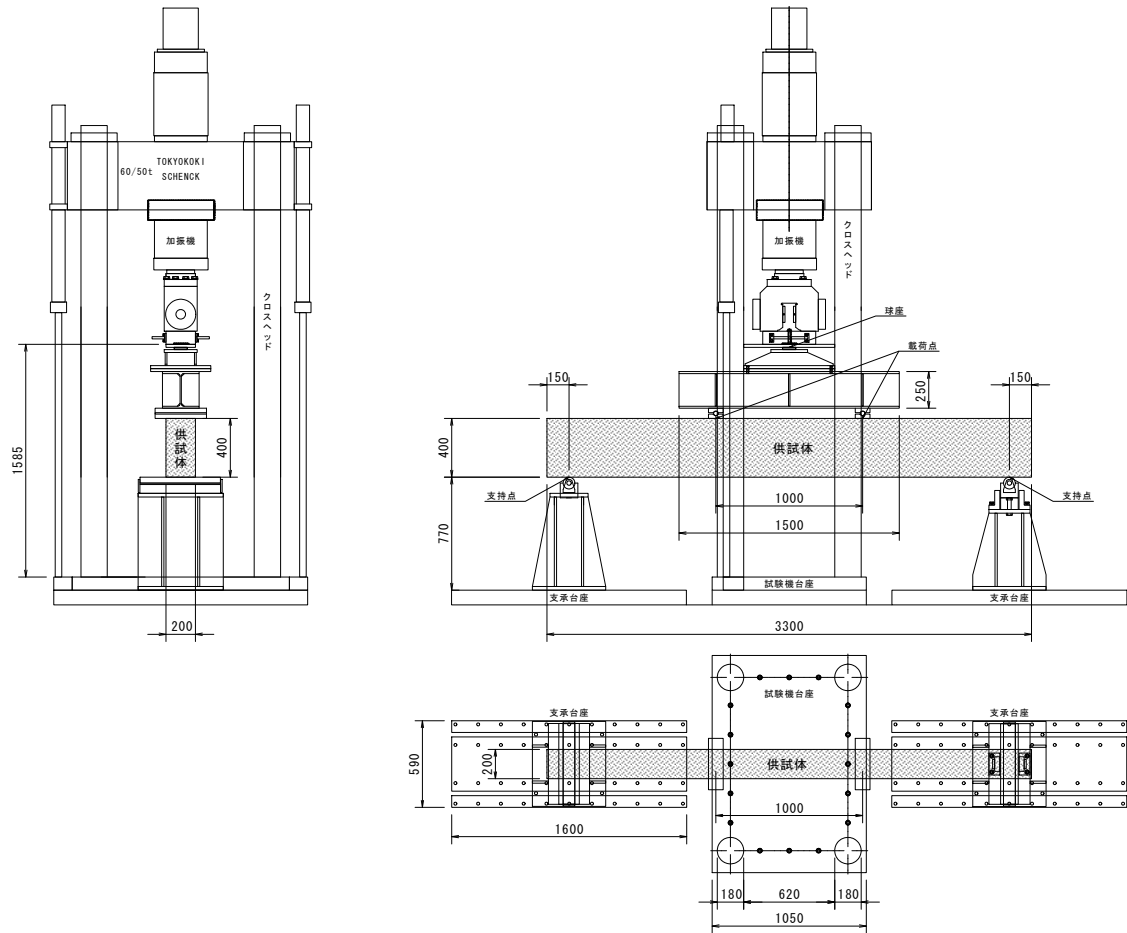
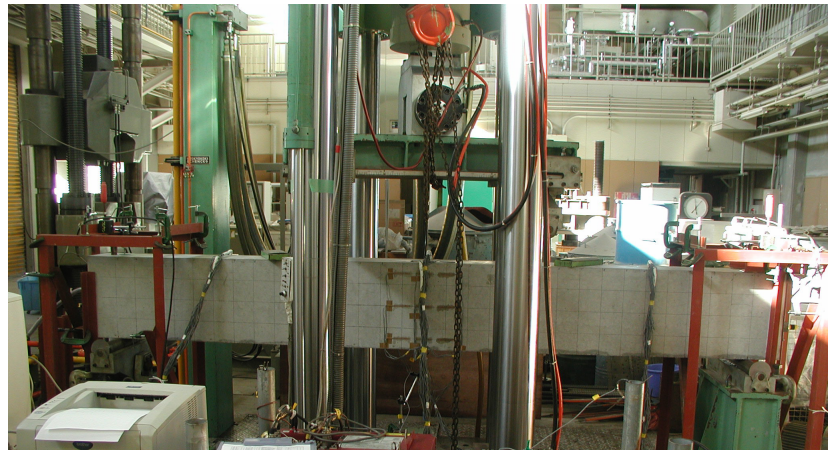


図 6.2.8 載荷試験装置



試験機全景



供試体設置状況

写真 6.2.2 載荷試験装置

(4) 計測項目

本実験では、繰返し荷重載荷による疲労試験と、疲労試験後の耐荷力確認のための曲げ破壊試験を行った。疲労試験中における計測項目を表 6.2.10 に示す。

表 6.2.10 疲労試験中における計測項目

項目	計測の目的	装置	箇所	
ひび割れ形状	疲労劣化傾向の指標とするため、ひび割れの発生箇所、本数、高さの変化を確認し、スケッチを行う。	目視	側面（東面をE面、西面をW面とする。）	
ひび割れ幅	付着劣化区間の延伸により増大すると考えられるひび割れ幅の変化を確認する。	π ゲージ	梁下面、等曲げ区間全体	
		コンタクトゲージ	梁下面・側面、等曲げ区間全体	
微細ひび割れ密度	繰返し載荷途中にコンクリート表面に発生する微細ひび割れを観察し、密度分布から疲労劣化傾向を把握する。	写真撮影	側面	
たわみ	PRC桁の疲労劣化を変位量（曲率）の変化により間接的に確認する。	変位型	中央下縁、載荷点下縁、支点上の5箇所	
鉄筋ひずみ	引張	付着劣化区間の延伸を鉄筋のひずみ（応力）分布の変化により確認する。	ひずみゲージ 支間中央付近に以下のピッチでゲージ貼付 ケースA ：5@10+5@10+5@10=150 ケースB、C（溝きり鉄筋） ：56@14.8=828.8 ※C46-500（溝きり鉄筋） ：56@24.9=1394.4 ケースRC（溝きり鉄筋） ：12@23.4+22@11.7+12@23.4=819	
	圧縮	梁の応力分布および中立軸位置を確認する指標のひとつとし、ひび割れの進展と付着劣化の関係を確認する。	ひずみゲージ	中央、載荷点位置、載荷点－支点の間
	スターラップ	本実験は、曲げひび割れ部に着目しているため直接的に活用するデータではないが、曲げおよびせん断力の作用する区間の応力分布等を計測して、今後の実験に対する基礎データの一つとする。	ひずみゲージ	載荷点－支点の間
コンクリートひずみ（中立軸）	梁の応力分布および中立軸位置を確認し、ひび割れの進展と付着劣化の関係を確認する。	ひずみゲージ	中央部の側面・上面	
		π ゲージ	梁下面、等曲げ区間全体	
		コンタクトゲージ	梁下面・側面、等曲げ区間全体	

6.2.2 供試体

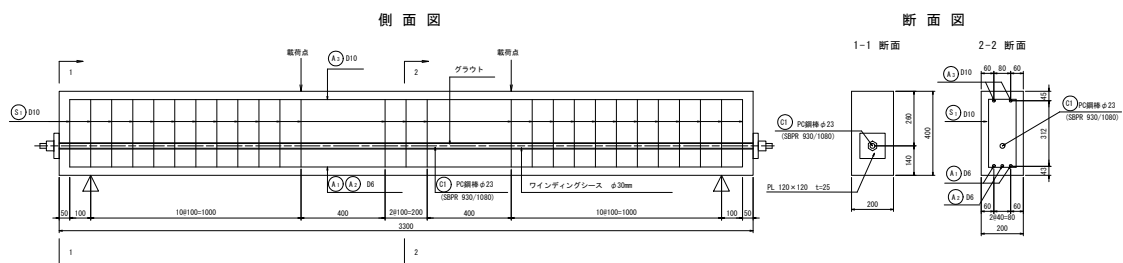
(1) 供試体諸元

本実験で使用した供試体の諸元を表 6.2.11 に、形状を図 6.2.9 に示す。

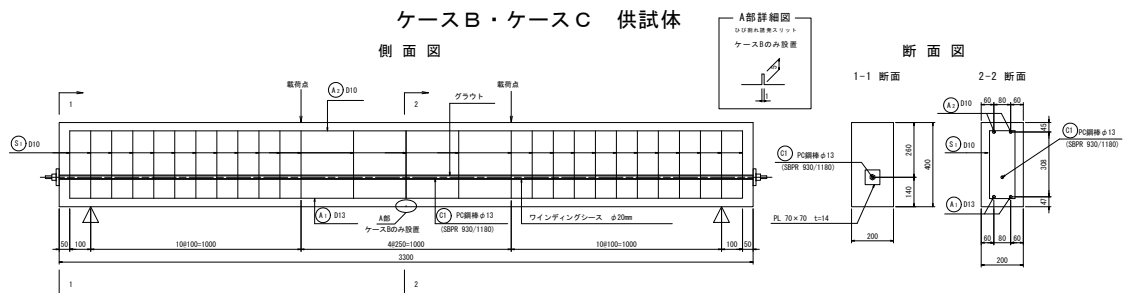
表 6.2.11 供試体諸元

	供試体数 (体)	寸法			主鉄筋		PC鋼棒	
		幅 (mm)	高さ (mm)	長さ (mm)	種類 (本数-径)	あき (mm)	種類 (種・号-径)	導入力 (kN)
ケースA	1	200	400	3300	3 - D 6	34	B・1-φ 23	155.3
ケースB	2				2 - D13	67	B・2-φ 13	87.3
ケースC	2				2 - D13	67	B・2-φ 13	87.3
ケースRC	1				2 - D19	61	-	-

ケース A 供試体



ケース B・ケース C 供試体



ケースRC 供試体

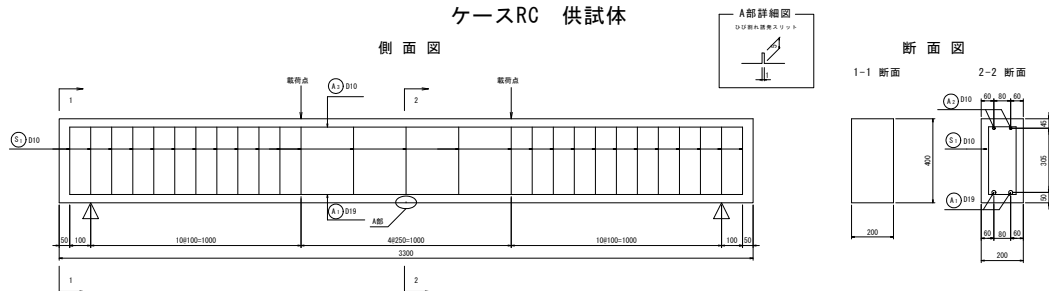


図 6.2.9 供試体形状

測定箇所を限定するため、供試体支間中央下縁にスリットを設置し、ひび割れの誘発を行った。(B55-10、B55-200、RC46-900 のみ)

(2) 使用材料

供試体製作時に使用した材料の物性を以下に示す。

(a) コンクリート

コンクリートの配合を表 6.2.12 に、材料試験結果を表 6.2.13 に示す。コンクリートはレディミクストコンクリートを用いた。

表 6.2.12 コンクリート配合表

呼び強度 N/mm ²	W/C %	細骨材率 %	最大粗骨材量 mm	空気量 %	スランプ cm	単位量(kg/m ³)				
						水	セメント	細骨材	粗骨材	高性能AE減水剤
36	65	48	20	2.5	8.0	165	254	898	984	1.40

セメントの種類	細骨材	粗骨材	粗骨材の最大寸法
早強ポルトランドセメント	砕砂	砕石	20 mm

表 6.2.13 コンクリート材料試験結果

	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張(割裂)強度 (N/mm ²)	弾性係数 ×10 ⁴ (N/mm ²)	備考
A55-350	229	53.1	-	3.501	準拠規格 圧縮強度：JIS A 1108 引張強度：JIS A 1113 弾性係数：JIS A 1149
B55-10	28	53.2	4.08	3.054	
B55-200	38	56.8	4.16	3.210	
C46-70	73	56.0	4.16	3.193	
C46-500	28	52.4	4.37	3.308	
RC46-900	73	56.0	4.74	3.193	

(b) グラウト

グラウトの配合を表 6.2.14 に、材料試験結果を表 6.2.15 に示す。

表 6.2.14 グラウト配合表

W/B %	単位量(kg/m ³)		
	水	セメント	混和剤
42.5	574	1350	13.5

セメントの種類	水	混和剤
普通ポルトランドセメント	上水道	GF-1720

表 6.2.15 グラウト材料試験結果

	28日圧縮強度 (N/mm ²)	流下時間 (秒)	備考
A55-350	46.4	14.3	準拠規格 圧縮強度 : JSCE G 531 流動性 : JSCE F 531
B55- 10	74.4	18.0	
B55-200			
C46- 70			
C46-500	56.3	16.3	

(c) 鉄筋

供試体下縁軸方向に配置した引張主鉄筋についての材料試験結果を表 6.2.16 に示す。溝きり鉄筋（次項参照）を用いたケース B 及びケース RC については、材料試験も溝きり鉄筋を用いて行った。

表 6.2.16 鉄筋材料試験結果

	種類	径	引張強度 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	弾性係数 ×10 ⁻⁵ (N/mm ²)	備考
A55-350	SD295A	D6	533	361	1.980	準拠規格 引張試験 : JIS Z 2241 JIS G 3112
B55- 10	SD345	D13	571	381	1.870	
B55-200						
C46- 70						
C46-500	SD345	D13	632	445	2.183	
RC46-900	SD345	D19	588	411	1.970	

(d) PC 鋼棒

使用した PC 鋼材の材料試験結果を表 6.2.17 に示す。

表 6.2.17 PC 鋼棒材料試験結果

	種類	径	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 ×10 ⁻⁵ (N/mm ²)	備考
A55-350	B種1号	φ 23	-	2.060	準拠規格 引張試験 : JIS Z 2241 JIS G 3109
B55- 10	B種2号	φ 13	-	2.030	
B55-200					
C46- 70					
C46-500	B種2号	φ 13	1491	2.051	

(3) 計測準備

(a) 鉄筋の溝きりとひずみゲージの貼付

引張鉄筋にひずみゲージを貼り付ける際、鉄筋とコンクリートとの付着を阻害することの無いよう、鉄筋縦リブ部分を切削し、その部分にひずみゲージを貼り付けた。

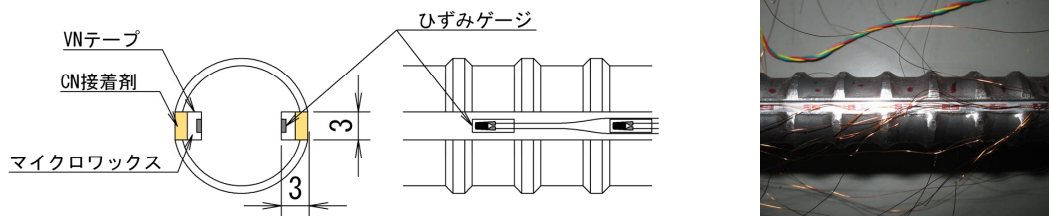


図 6.2.10 鉄筋へのひずみゲージの貼付（溝きり）

設計計算には、溝きり鉄筋の断面欠損を考慮している。

溝きり鉄筋(1本)の断面欠損率

$$\begin{aligned} D13 \text{ 欠損率} &= \text{欠損断面積 (mm}^2\text{)} / \text{実断面積 (mm}^2\text{)} \times 100 \\ &= 15.21 / 113.64 \times 100 \\ &= 13.4 (\%) \end{aligned}$$

(b) 計測器の設置

本実験では、繰返し荷重載荷によるコンクリートと鉄筋の付着劣化が、ひび割れの発生及びその進展に関係しているかどうかを確認することに着眼点を置いていることから、鉄筋のひずみ計測を基本とし、等曲げ区間全体にひずみゲージを設置することでひび割れ発生部位付近の鉄筋ひずみ変化を計測することとした。

次項より、各供試体における計測器設置位置を示す。

① A55-350

表 6.2.18 計測器一覧 (A55-350)

計測項目	計測器	番号	型番	備考
微細ひび割れ	-	-	-	アセトンを塗布し梁全体を目視で観察
変位	変位計	D1~D5	CDP-50	
圧縮鉄筋ひずみ	圧縮鉄筋ひずみゲージ	SU-1~SU-15	FLA-1-11	
引張鉄筋ひずみ	引張鉄筋ひずみゲージ 通常部	SL-1~SL-30	FLA-1-11	
スターラップひずみ	スターラップひずみゲージ	SS-1~SS-10	FLA-1-11	
コンクリートひずみ	コンクリートひずみゲージ	TC-1~TC-3	PL-60-11	
		FC-1~FC-9	PL-60-11	
		RC-1~RC-9	PL-60-11	
		C1~C3	PL-60-11	70万回で追加貼付

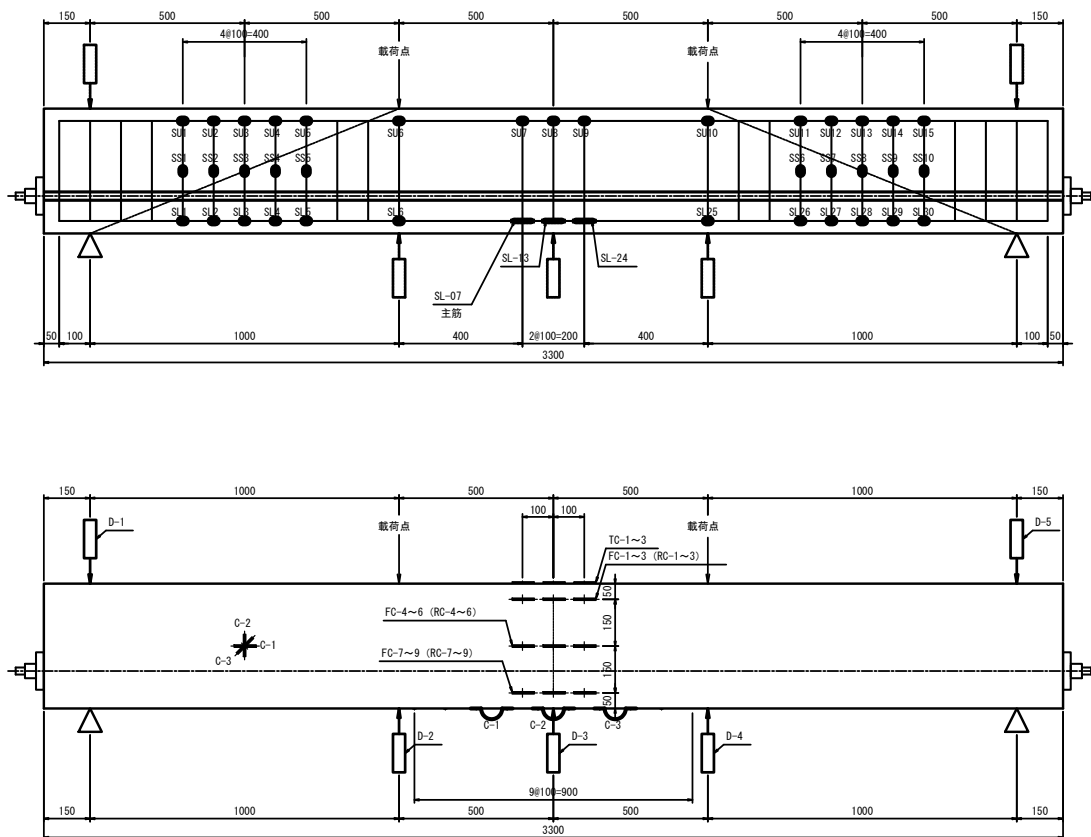


図 6.2.11 計測器設置位置 (A55-350)

② B55-10

表 6.2.19 計測器一覧 (B55-10)

計測項目	計測器	番号	型番	備考	
ひび割れ幅	π型変位計	PI-1~PI-3	PI-5-100		
変位	変位計	D1~D5	CDP-50		
圧縮鉄筋 ひずみ	圧縮鉄筋 ひずみゲージ	FSU-1~FSU-5	FLA-2-11		
		RSU-1~RSU-5	FLA-2-11		
引張鉄筋 ひずみ	引張鉄筋 ひずみゲージ	通常部	FM-1~FM-5 FM-63~FM-67	FLA-2-11	
			RM-1~RM-5 RM-63~RM-67	FLA-2-11	
		溝きり部	FM-6~FM-62	FLK-1-11	溝きり鉄筋に配置
			RM-6~RM-62	FLK-1-11	溝きり鉄筋に配置
スターラップ ひずみ	スターラップ ひずみゲージ	SS-1~SS-10	FLA-2-11		
コンクリート ひずみ	コンクリート ひずみゲージ	TC-1~TC-3	PL-60-11		
		FC-1~FC-9	PL-60-11		
		RC-1~RC-9	PL-60-11		
		C1~C9	PL-60-11		

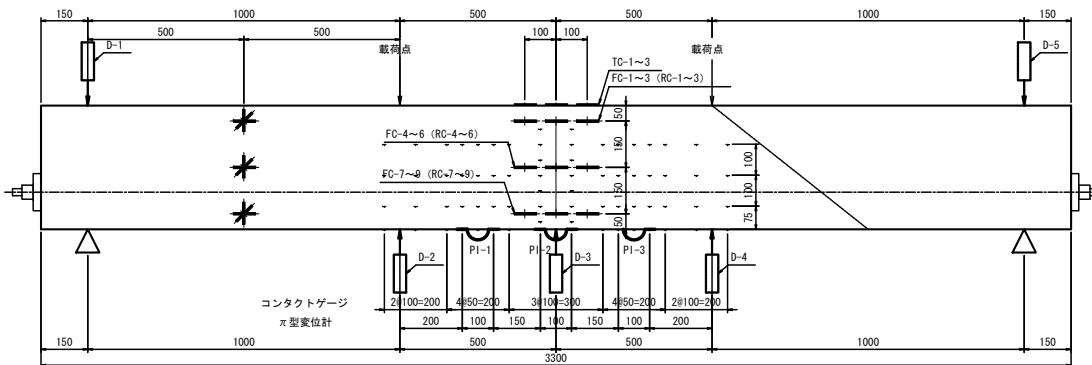
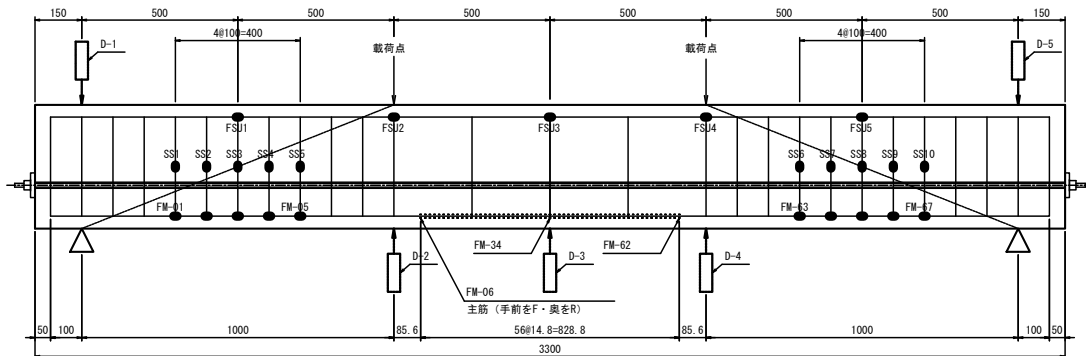


図 6.2.12 計測器設置位置 (B55-10)

③ B55-200

表 6.2.20 計測器一覧 (B55-200)

計測項目	計測器	番号	型番	備考	
微細ひび割れ	-	-	-	アセトンを塗布し梁全体を目視で観察	
ひび割れ幅	π型変位計	PI-1~PI-11	PI-5-100		
ひび割れ高さ	-	-	-	アセトンを塗布し目視で観察	
変位	変位計	D1~D5	CDP-50		
圧縮鉄筋ひずみ	圧縮鉄筋ひずみゲージ	FSU-1~FSU-5	FLA-2-11		
		RSU-1~RSU-5	FLA-2-11		
引張鉄筋ひずみ	引張鉄筋ひずみゲージ	通常部	FM-1~FM-5 FM-63~FM-67	FLA-2-11	
			RM-1~RM-5 RM-63~RM-67	FLA-2-11	
		溝きり部	FM-6~FM-62	FLK-1-11	溝きり鉄筋に配置
			RM-6~RM-62	FLK-1-11	溝きり鉄筋に配置
スターラップひずみ	スターラップひずみゲージ	SS-1~SS-10	FLA-2-11		
コンクリートひずみ	コンクリートひずみゲージ	TC-1~TC-3	PL-60-11		
		FC-1~FC-9	PL-60-11		
		RC-1~RC-9	PL-60-11		
		C1~C9	PL-60-11		
	コンタクトゲージ	500~2500 (S側支点からの距離)	-		

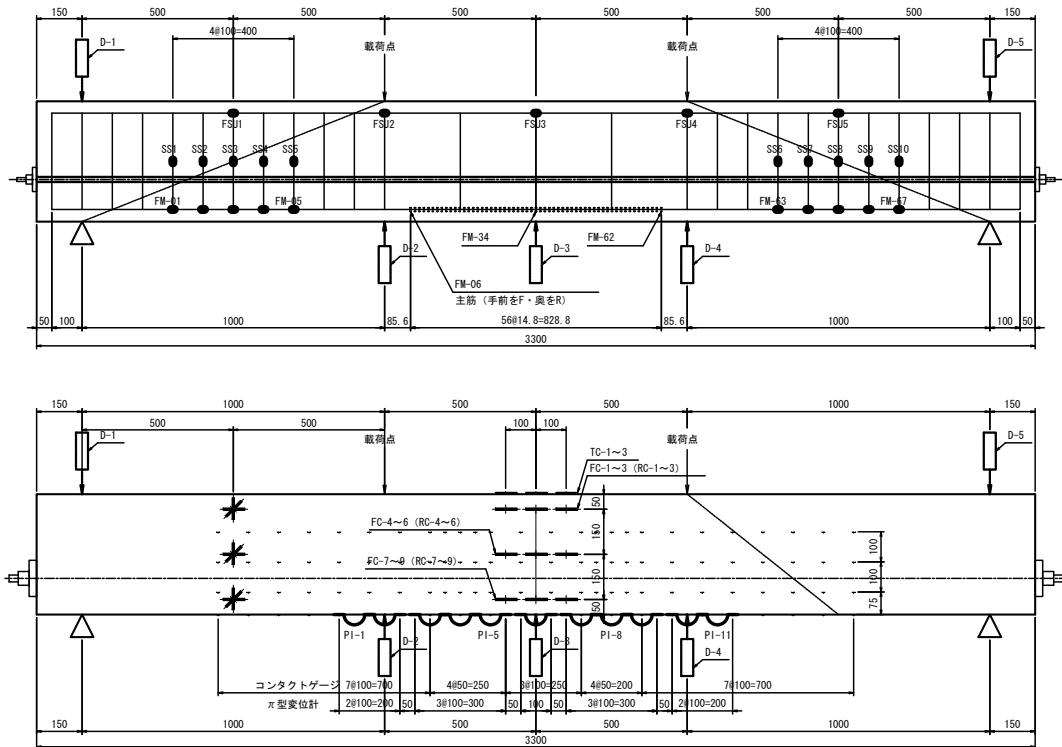


図 6.2.13 計測器設置位置 (B55-200)

④ C46-70

表 6.2.21 計測器一覧 (C46-70)

計測項目	計測器	番号	型番	備考
微細ひび割れ	-	-	-	アセトンを塗布し梁全体を目視で観察
ひび割れ幅	π 型変位計	PI-1~PI-11	PI-5-100	
ひび割れ高さ	-	-	-	アセトンを塗布し目視で観察
変位	変位計	D1~D5	CDP-50	
圧縮鉄筋ひずみ	圧縮鉄筋ひずみゲージ	FSU-1~FSU-5	FLA-2-11	
		RSU-1~RSU-5	FLA-2-11	
引張鉄筋ひずみ	引張鉄筋ひずみゲージ	通常部 FM-1~FM-5 FM-63~FM-67	FLA-2-11	
		通常部 RM-1~RM-5 RM-63~RM-67	FLA-2-11	
		溝きり部 FM-6~FM-62	FLK-1-11	溝きり鉄筋に配置
		溝きり部 RM-6~RM-62	FLK-1-11	溝きり鉄筋に配置
スターラップひずみ	スターラップひずみゲージ	SS-1~SS-10	FLA-2-11	
コンクリートひずみ	コンクリートひずみゲージ	TC-1~TC-3	PL-60-11	
		FC-1~FC-9	PL-60-11	
		RC-1~RC-9	PL-60-11	
		C1~C21	PL-60-11	
	コンタクトゲージ	500~2500 (S側支点からの距離)	-	

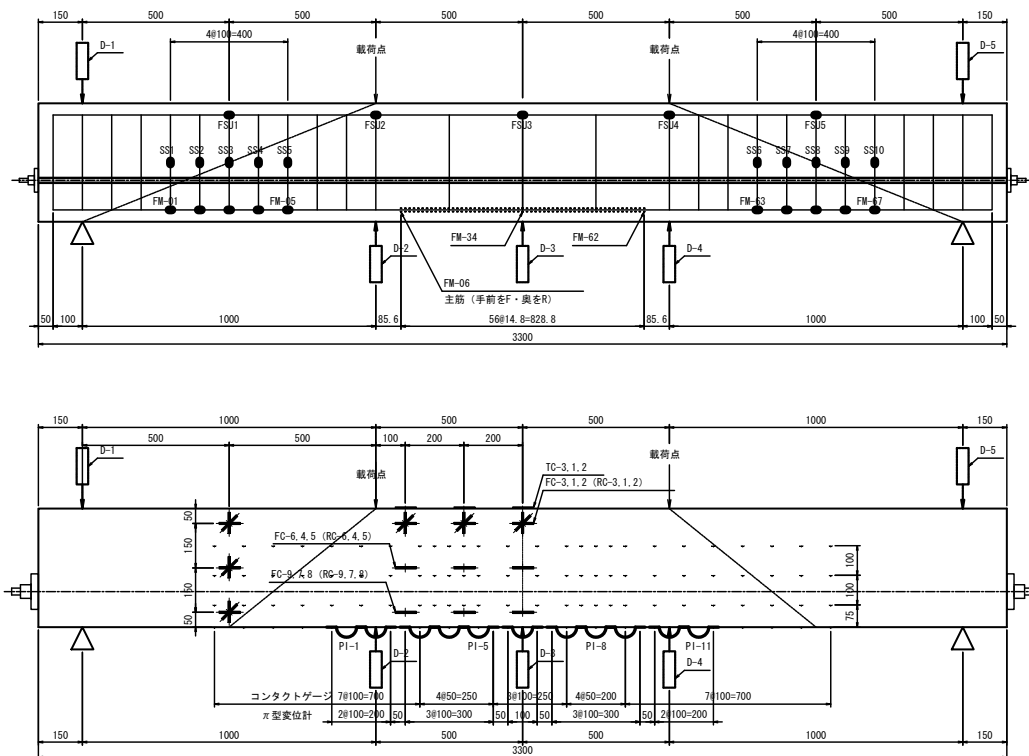


図 6.2.14 計測器設置位置 (C46-70)

⑤ C46-500

表 6.2.22 計測器一覧 (C46-500)

計測項目	計測器	番号	型番	備考	
微細ひび割れ	-	-	-	アセトンを塗布し梁全体を目視で観察	
ひび割れ幅	π 型変位計	PI-1~PI-11	PI-5-100		
ひび割れ高さ	-	-	-	アセトンを塗布し目視で観察	
変位	変位計	D1~D5	CDP-50		
圧縮鉄筋ひずみ	圧縮鉄筋ひずみゲージ	FSU-1~FSU-5	FLA-2-11		
		RSU-1~RSU-5	FLA-2-11		
引張鉄筋ひずみ	引張鉄筋ひずみゲージ	通常部	FM-1~FM-5 FM-63~FM-67	FLA-2-11	
			RM-1~RM-5 RM-63~RM-67	FLA-2-11	
		溝きり部	FM-6~FM-62	FLK-1-11	溝きり鉄筋に配置
			RM-6~RM-62	FLK-1-11	溝きり鉄筋に配置
スターラップひずみ	スターラップひずみゲージ	SS-1~SS-10	FLA-2-11		
コンクリートひずみ	コンクリートひずみゲージ	TC-1~TC-3	PL-60-11		
		FC-1~FC-9	PL-60-11		
		RC-1~RC-9	PL-60-11		
		R1~R3	PL-60-11		
		C1~C31	PL-60-11		
		A1~A8	PL-60-11	10万回で追加貼付、 A6:138万回で断線、 A1:200万回で断線	
	A9, A10	PL-60-11	227万回で追加貼付		
	コンタクトゲージ	500~2500 (S側支点からの距離)	-		

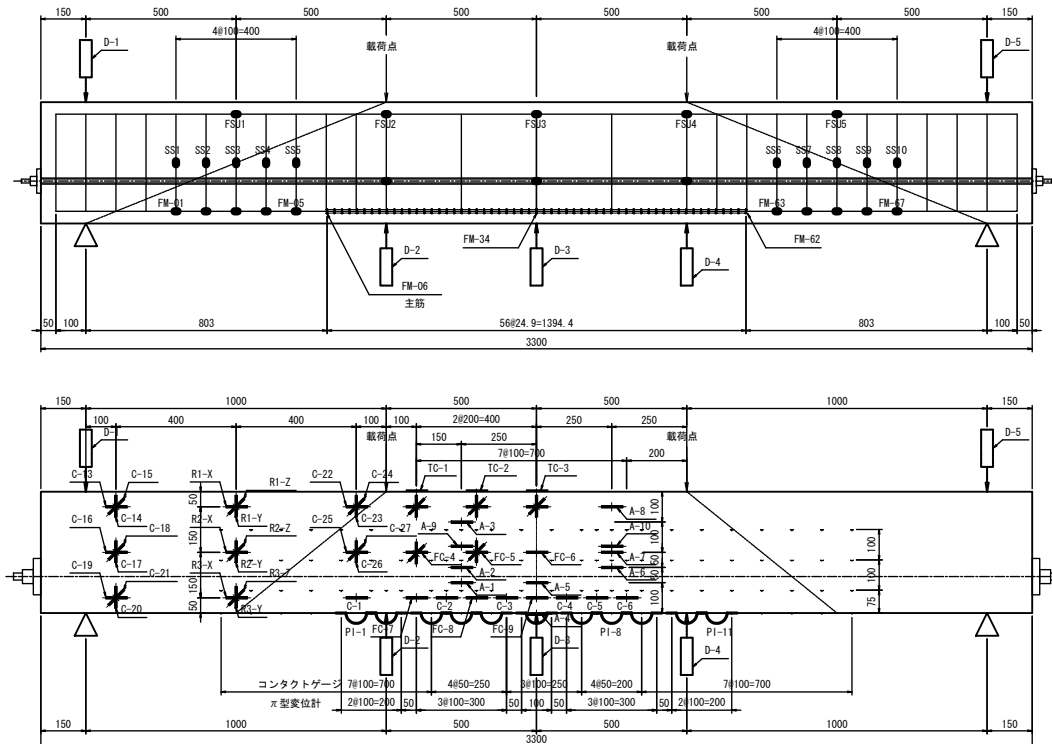


図 6.2.15 計測器設置位置 (C46-500)

⑥ RC46-900

表 6.2.23 計測器一覧 (RC46-900)

計測項目	計測器	番号	型番	備考	
微細ひび割れ	-	-	-	アセトンを塗布し梁全体を目視で観察	
ひび割れ幅	π 型変位計	PI-1~PI-11	PI-5-100		
ひび割れ高さ	-	-	-	アセトンを塗布し目視で観察	
変位	変位計	D1~D5	CDP-50		
圧縮鉄筋ひずみ	圧縮鉄筋ひずみゲージ	FSU-1~FSU-5	FLA-2-11		
		RSU-1~RSU-5	FLA-2-11		
引張鉄筋ひずみ	引張鉄筋ひずみゲージ	通常部	FM-1~FM-5 FM-53~FM-57	FLA-2-11	
			RM-1~RM-5 RM-53~RM-57	FLA-2-11	
		溝きり部	FM-6~FM-52	FLK-1-11	溝きり鉄筋に配置
			RM-6~RM-52	FLK-1-11	溝きり鉄筋に配置
スターラップひずみ	スターラップひずみゲージ	SS-1~SS-10	FLA-2-11		
コンクリートひずみ	コンクリートひずみゲージ	TC-1~TC-3	PL-60-11		
		FC-1~FC-9	PL-60-11	断線:FC-4:30万回, FC-8:40万回, FC-9:620万回	
		RC-1~RC-9	PL-60-11	断線:RC-7:10万回, RC-8:40万回	
		C1~C21 C22~C25	PL-60-11	100万回で追加貼付	
	コンタクトゲージ	500~2500 (S側支点からの距離)	-		

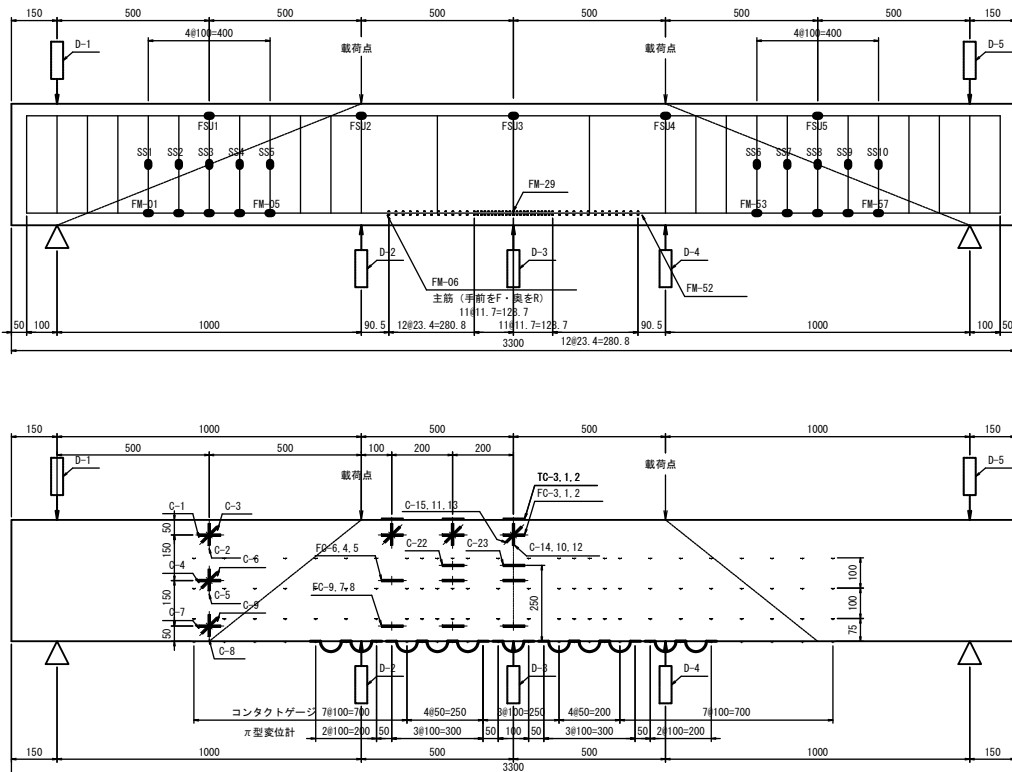


図 6.2.16 計測器設置位置 (RC46-900)

6.2.3 解析方法

プレストレスが導入されたコンクリート桁について実施された疲労損傷実験に対し、疲労損傷要因を検証することを目的とし、非線形 FEM 解析を実施した。実験によって得られた損傷状況を解析によって再現することで、実験で不足する情報を補完し、推定することが可能となり、損傷原因の検証に有用な手段となる。

ここでは、鉄筋付着特性が曲げひび割れ性状に及ぼす影響に関する検討を行うため、付着の劣化（付着無視あるいは付着バネ剛性低下）をモデル化した解析モデルについて、ひび割れ性状及び軸方向鉄筋ひずみ分布の確認を行った。

(1) 解析条件

解析プログラムは汎用非線形構造解析システム「DIANA」を用いた。DIANA におけるひび割れモデルは分散ひび割れモデルとした。

FEM 解析で用いたコンクリート（圧縮、引張）及び鉄筋の応力ひずみ関係を図 6.2.17 に示す。コンクリートのひび割れ挙動と鉄筋応力増加の関係あるいは部材の変形を適切に評価するためには、コンクリートの引張側の軟化特性及びコンクリートと鉄筋の付着特性が重要となる。本解析で用いるコンクリートの引張側の応力-ひずみ関係は、山谷ら³⁾が提唱している引張破壊エネルギーを基に決定した。

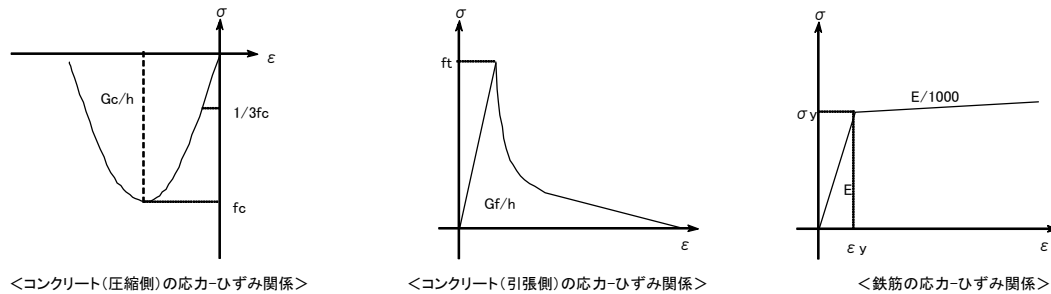


図 6.2.17 解析で用いたコンクリート及び鉄筋の応力ひずみ関係

解析で用いたモデルの材料条件、荷重条件、幾何条件をそれぞれ表 6.2.24～6.2.26 に示す。導入プレストレス及び載荷荷重は、実験におけるケース B を想定し、決定した。

表 6. 2. 24 材料条件

コンクリート				
ヤング係数	E_c	(N/mm ²)	30540	実験における実測値を参考に決定。
ポアソン比	σ_c		0.166	
単位体積重量	ρ_c	(N/mm ³)	2.45.E-05	
圧縮強度	f'_{ck}	(N/mm ²)	53	実験における実測値を参考に決定。
圧縮破壊エネルギー	G_c	(N/mm)	63.847	$G_f=8.770*(f'_{ck})^{1/2}$ 文献3)
引張強度	f_t	(N/mm ²)	3.2	$f_t=0.23*(f'_{ck})^{2/3}$
引張破壊エネルギー	G_f	(N/mm)	0.251	$G_f=0.0345*(f'_{ck})^{1/2}$ 文献3)
鉄筋				
ヤング係数	E_s	(N/mm ²)	200000	
ポアソン比	σ_s		0.3	
単位体積重量	ρ_s	(N/mm ³)	0.0	
降伏点強度	f_y	(N/mm ²)	345	降伏条件 von Mises
降伏後2次勾配			E/1000	
PC鋼棒				
ヤング係数	E_s	(N/mm ²)	200000	
ポアソン比	σ_s		0.3	
単位体積重量	ρ_s	(N/mm ³)	0.0	
支圧版				
ヤング係数	E_s	(N/mm ²)	200000	
ポアソン比	σ_s		0.3	
単位体積重量	ρ_s	(N/mm ³)	0.0	

表 6. 2. 25 荷重条件

プレストレス	T	(kN/本)	83.0	
載荷荷重	P	(kN)	55.0	1/2モデルへの載荷荷重 : $P'=P/2$

表 6. 2. 26 幾何条件

鉄筋径	D	(mm)	モデル図参照	
PC鋼棒	ϕ	(mm)	13	
支圧版厚	t	(mm)	100	

(2) 解析モデル

鉄筋付着特性は、表 6.2.27 に示す 6 種類とした。付着応力特性－ひずみ関係は、文献⁴⁾を参考に設定した。

- ・ PRC-① : 付着劣化を想定せず、コンクリートと鉄筋の付着を剛としたケース。
- ・ PRC-②・③ : ひび割れの前後一定区間の付着を完全に無視したケース。
- ・ PRC-④～⑥ : 付着にバネ剛性を考慮したケース。ひび割れ部の付着剛性及び付着劣化区間長を変化させた。

ひび割れ近傍の付着劣化に着目し、ひび割れ部近傍の付着を一定区間無視したシリーズ A と、ひび割れ近傍の付着剛性を一定区間変化させることで付着劣化を表現したシリーズ B の 2 つに分けて検証した。

表 6.2.27 鉄筋付着特性

シリーズ	ケース	断面図	導入 プレスト レス量 (kN)	付着性能		
				ひびわれ部以外 の付着剛性 (Mpa)	ひびわれ部の 付着剛性 (Mpa)	付着剛性 変化区間 (±, mm)
A	PRC-①		83	剛	剛	—
	PRC-②			剛	0	5
	PRC-③			剛	0	20
B	PRC-④			(I) 250	(I) 250	—
	PRC-⑤			(I) 250	(II) 18.2	100
	PRC-⑥			(I) 250	(III) 9.1	100

※ 付着剛性 = τ_{max} / s_1

ここに、

付着強度 $\tau_{max} = 2.5 \times \sqrt{f'_{ck}} = 18.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

付着強度時すべり量 $s_1 = 1.0 \text{ (mm)}$ (拘束ありの付着良好の場合)

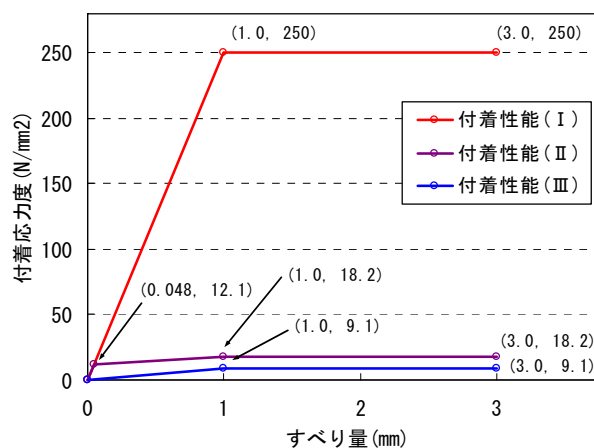


図 6.2.18 付着応力－すべり特性

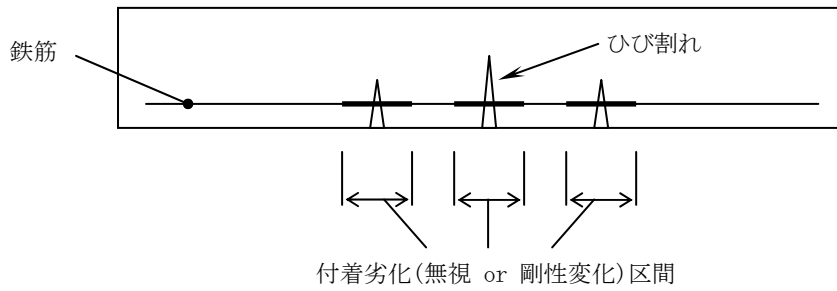
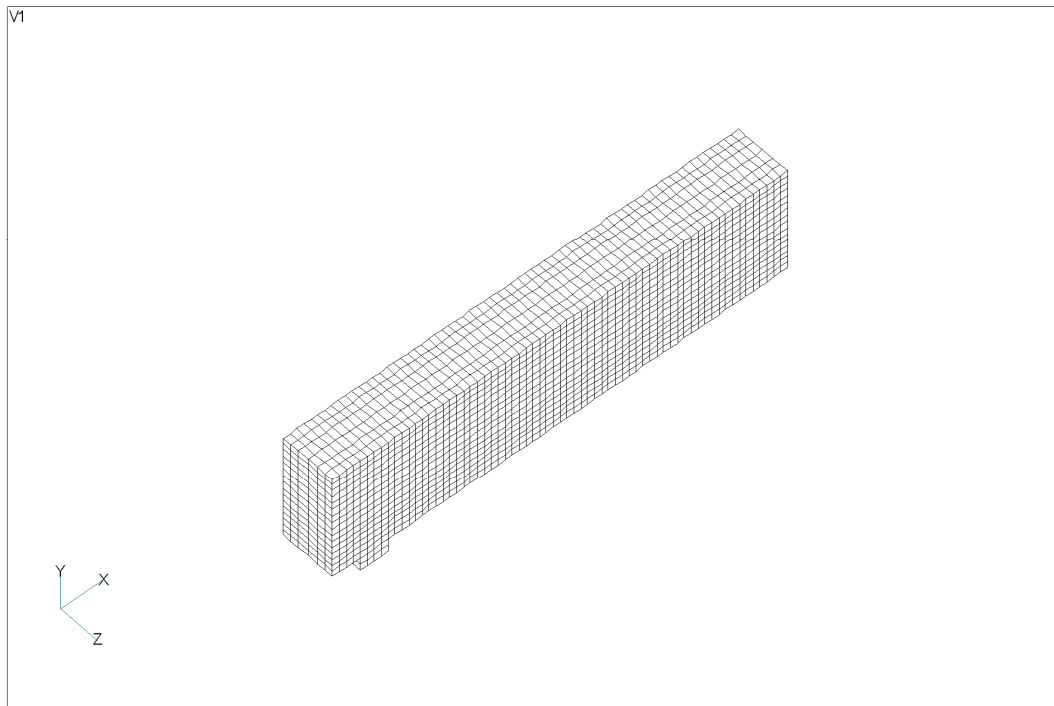


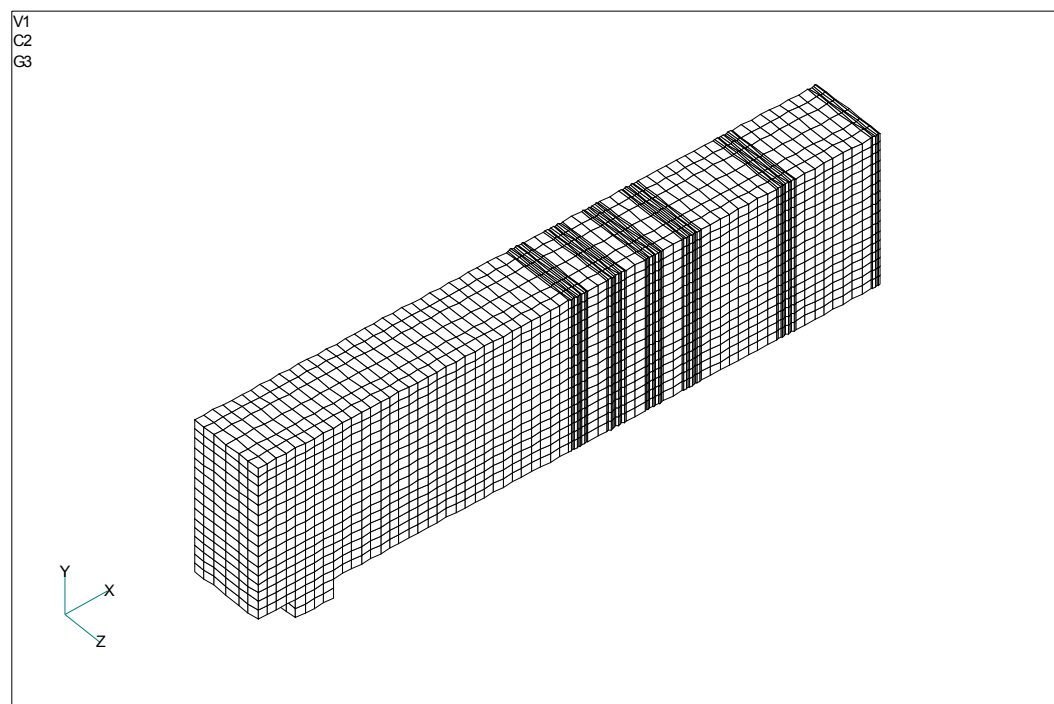
図 6.2.19 付着劣化区間の設定イメージ

本解析では、繰返し荷重載荷によるコンクリートの劣化損傷を再現することを目的としたことから、解析モデルの要素分割はある程度細かい要素とし、ひび割れ等の損傷の表現が可能なものとした。主鉄筋、スターラップ、PC 鋼材の配置位置を忠実に再現し、コンクリートと剛結されたトラス要素としてモデル化した。なおプレストレスは外力として導入した。

図 6.2.20 に解析モデル（鳥瞰図）、図 6.2.21 及び図 6.2.22 に要素分割側面図及び断面図を示す。メッシュ分割の方法として、部材軸方向については粗骨材寸法程度とし、部材断面方向では、配置鉄筋位置を考慮できる寸法とした。実載荷実験では、スターラップ位置に初期ひび割れが確認されたことから、実載荷実験と解析におけるひび割れ発生位置を整合させるため、PRC-②～⑥の解析モデルのスターラップ位置に引張強度を落としたひび割れ誘発部を設定し、初期ひび割れを再現することとした。また PRC-②～⑥では、初期ひび割れ位置と交差する主鉄筋に付着劣化を再現するため、初期ひび割れ付近の要素を細かく分割した。

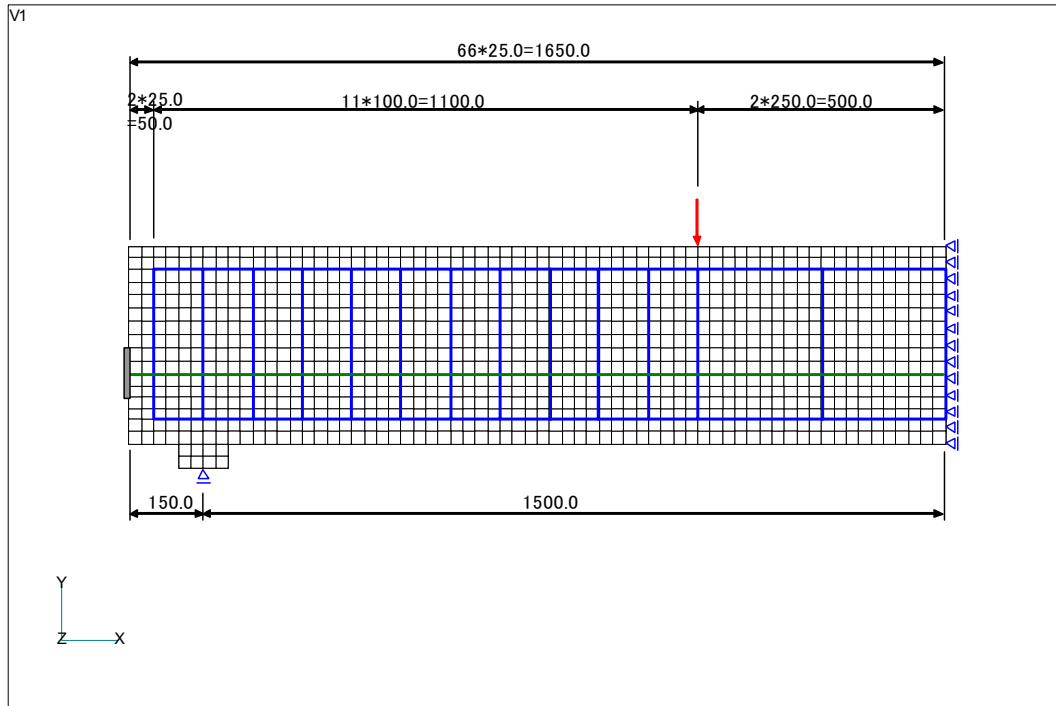


PRC-①

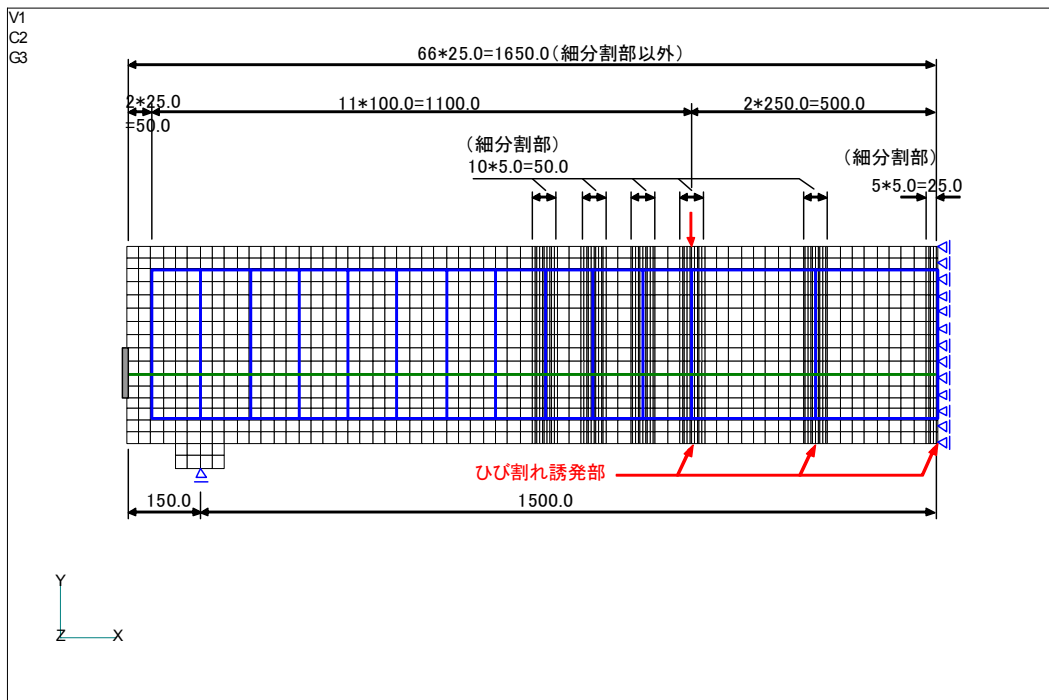


PRC-②～⑥

図 6. 2. 20 解析モデル（鳥瞰図）



PRC-①



PRC-②~⑥

図 6. 2. 21 要素分割側面図

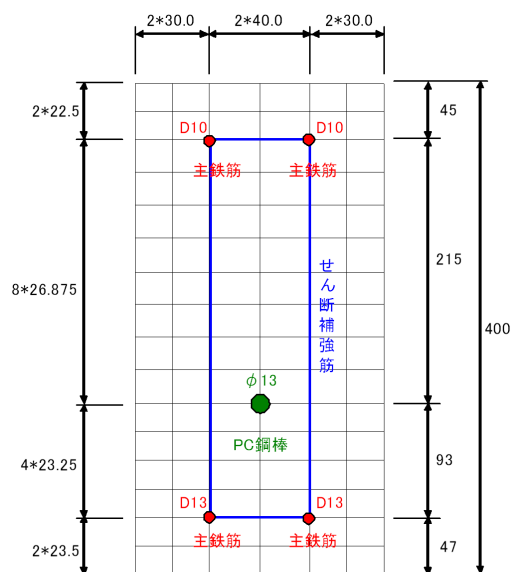


図 6. 2. 22 要素分割断面図 (PRC-①~⑥)

プレストレス及び自重までの挙動を事前事象[Phase1]とし、[phase1]まで（荷重載荷以前）の変形（応力、ひずみ）を0とした場合の、その後の変形を[Phase2]として算出した。以後の解析結果は[Phase2]の値を示している。

6.3 疲労損傷要因の分析

本章にて実施した供試体実験及び FEM 解析により得られたデータは、後述の「実験及び解析データ」に記載した。

6.3.1 PRC 部材における疲労現象の確認

コンクリートの材料としての疲労寿命は、土木学会コンクリート標準示方書においては、部材の静的強度、部材に作用する最大及び最小応力の関数として、以下のとおり表すことができる提案されている。

$$\log N = 17 \frac{1 - S_{\max}}{1 - S_{\min}}$$

ここに、 N : 疲労寿命 $N \leq 2 \times 10^6$ 回

S_{\max} : 最大応力 σ_{\max} と静的強度 f_c' との比 $S_{\max} = \sigma_{\max} / f_c'$

S_{\min} : 最小応力 σ_{\min} と静的強度 f_c' との比 $S_{\min} = \sigma_{\min} / f_c'$

これは、 S_{\min} 一定条件のもとでは S_{\max} と $\log N$ に直線関係が成り立ち、 $\log N$ 一定条件のもとでは S_{\max} と S_{\min} に直線条件が成り立つことを示している。

本研究で対象とした PRC 供試体のうち、B55-200（繰返し回数 200 万回）、C46-70（繰返し回数 70 万回）、C46-500（繰返し回数 500 万回）において、繰返し荷重載荷回数の増加に伴いひび割れが徐々に進展するという結果が得られた（参考図 1.1.7、参考図 1.1.9、参考図 1.1.11 参照）。ここで、ひび割れ先端部に発生するコンクリートひずみ振幅を S 、その繰返し回数を N とした場合の $S-N$ 関係図を作成し、相関関係が認められれば、PRC 部材においても定量的な疲労照査ができる可能性があると言えることから、以下において $S-N$ 関係図を作成し、疲労現象の確認を行った。

(1) 荷重回数とひび割れ高さの関係

繰返し荷重荷重によりひび割れの発生が確認された供試体 B55-10、B55-200、C46-70、C46-500、RC46-900 における荷重回数とひび割れ高さの関係を、図 6.3.1～図 6.3.5 に示す。また、初期荷重を含み、繰返し荷重荷重の増加に伴い進展するひび割れの先端部におけるコンクリートひずみの変化を計測した。各供試体について着目したひび割れとひずみゲージ位置を図 6.3.6～図 6.3.10 に示す。

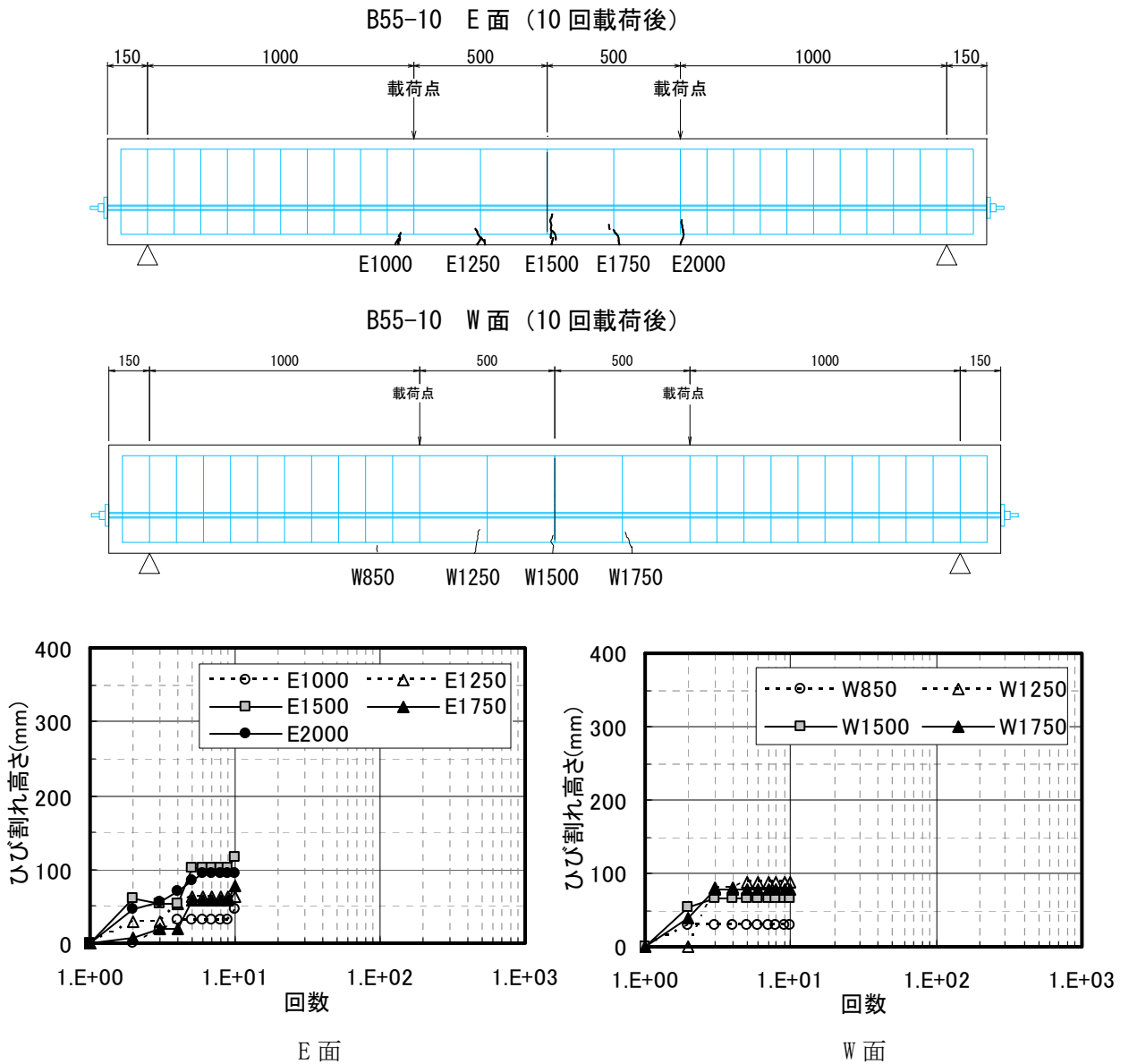


図 6.3.1 繰返し回数－ひび割れ高さ (B55-10)

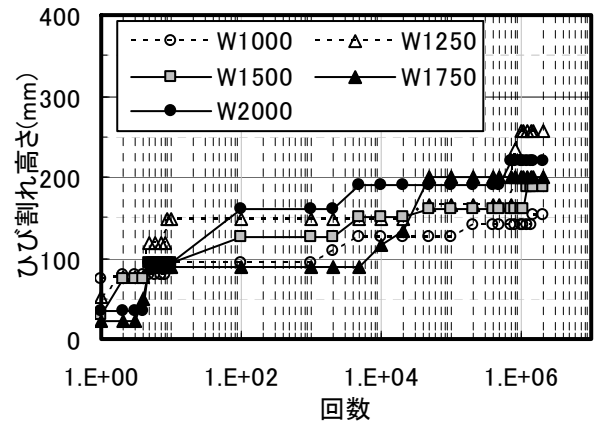
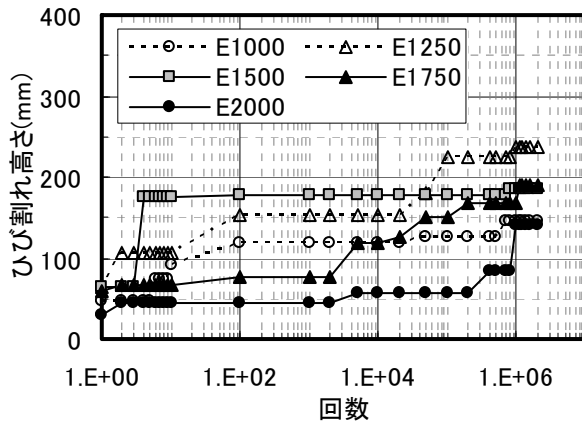
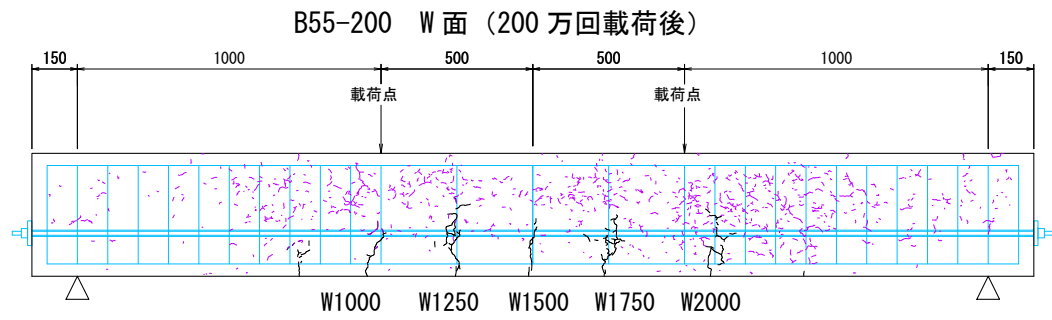
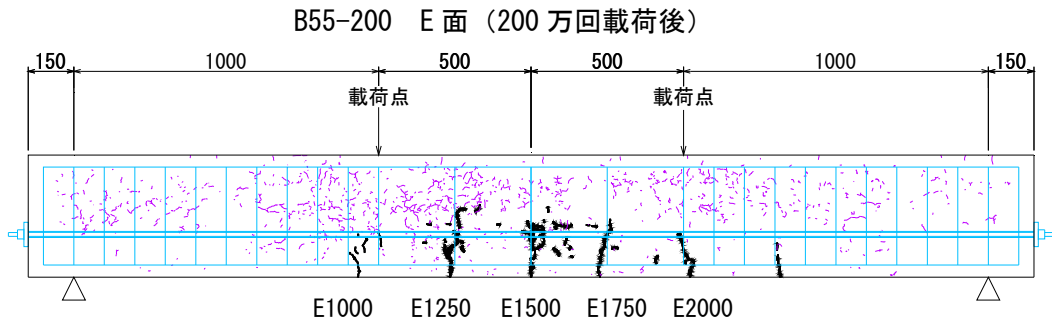


図 6.3.2 繰返し回数－ひび割れ高さ (B55-200)

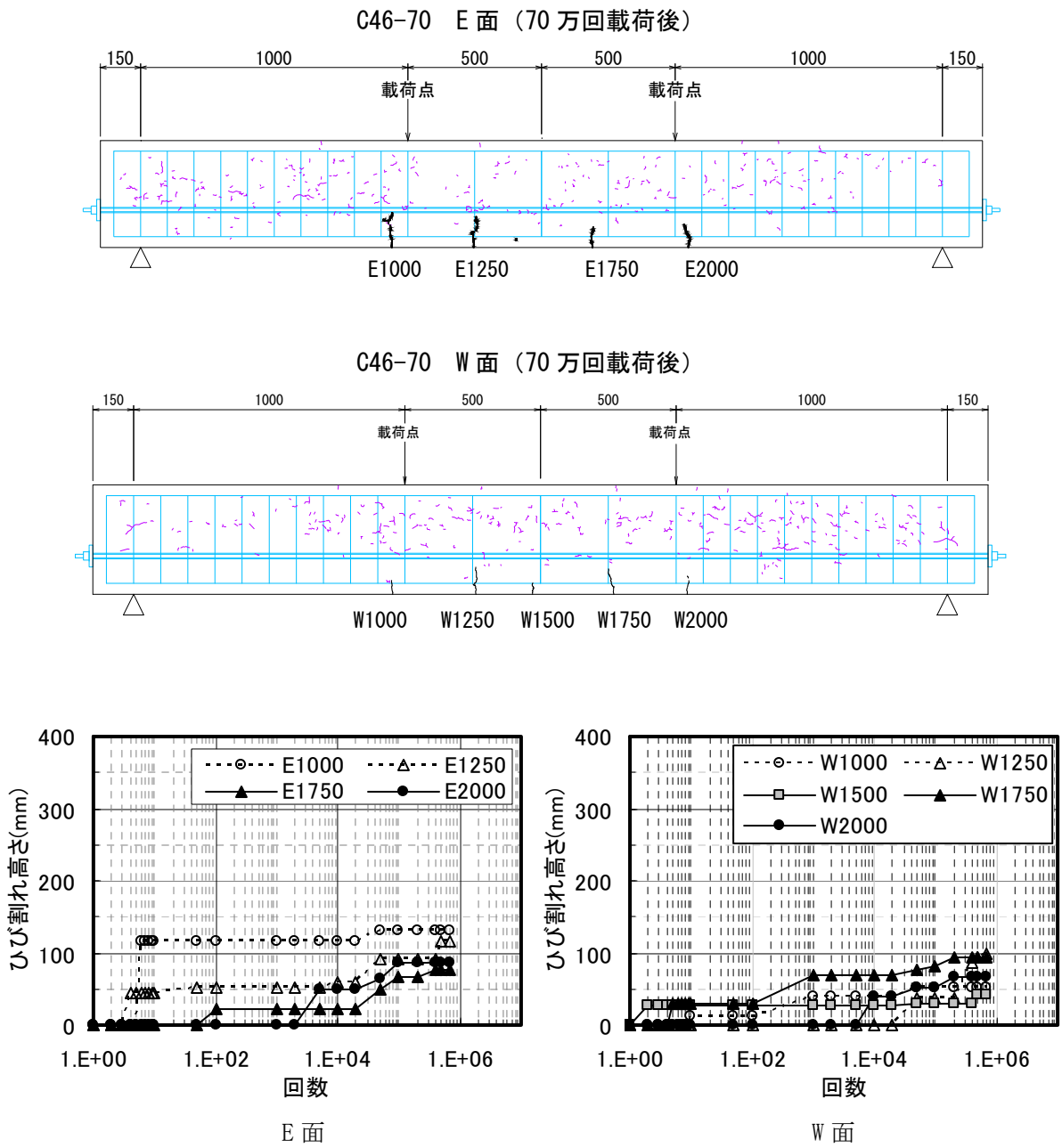
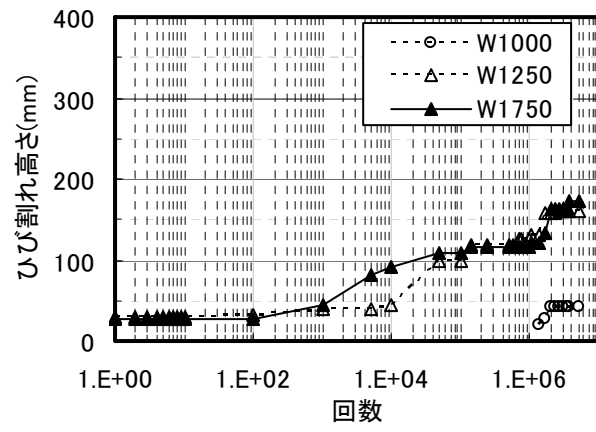
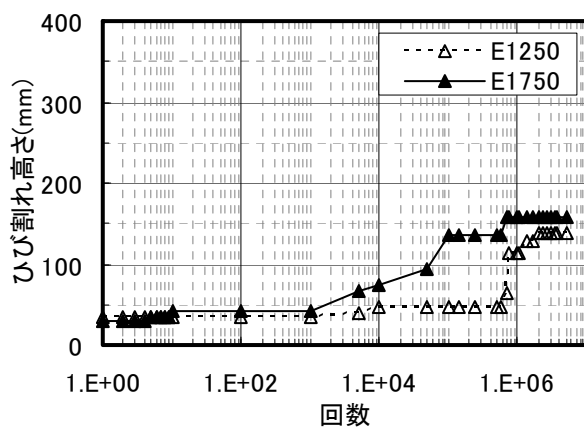
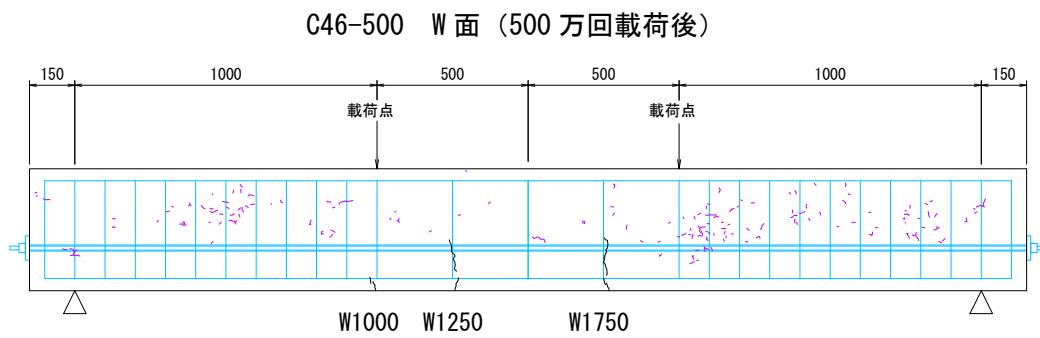
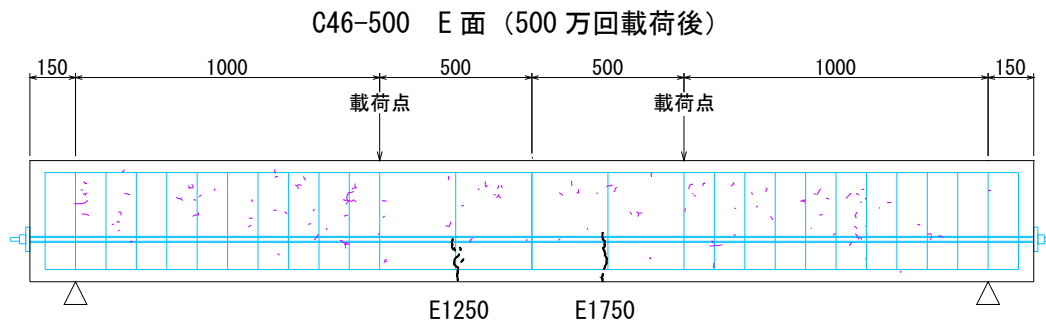


図 6.3.3 繰返し回数－ひび割れ高さ (C46-70)



E面

W面

図 6.3.4 繰返し回数－ひび割れ高さ (C46-500)

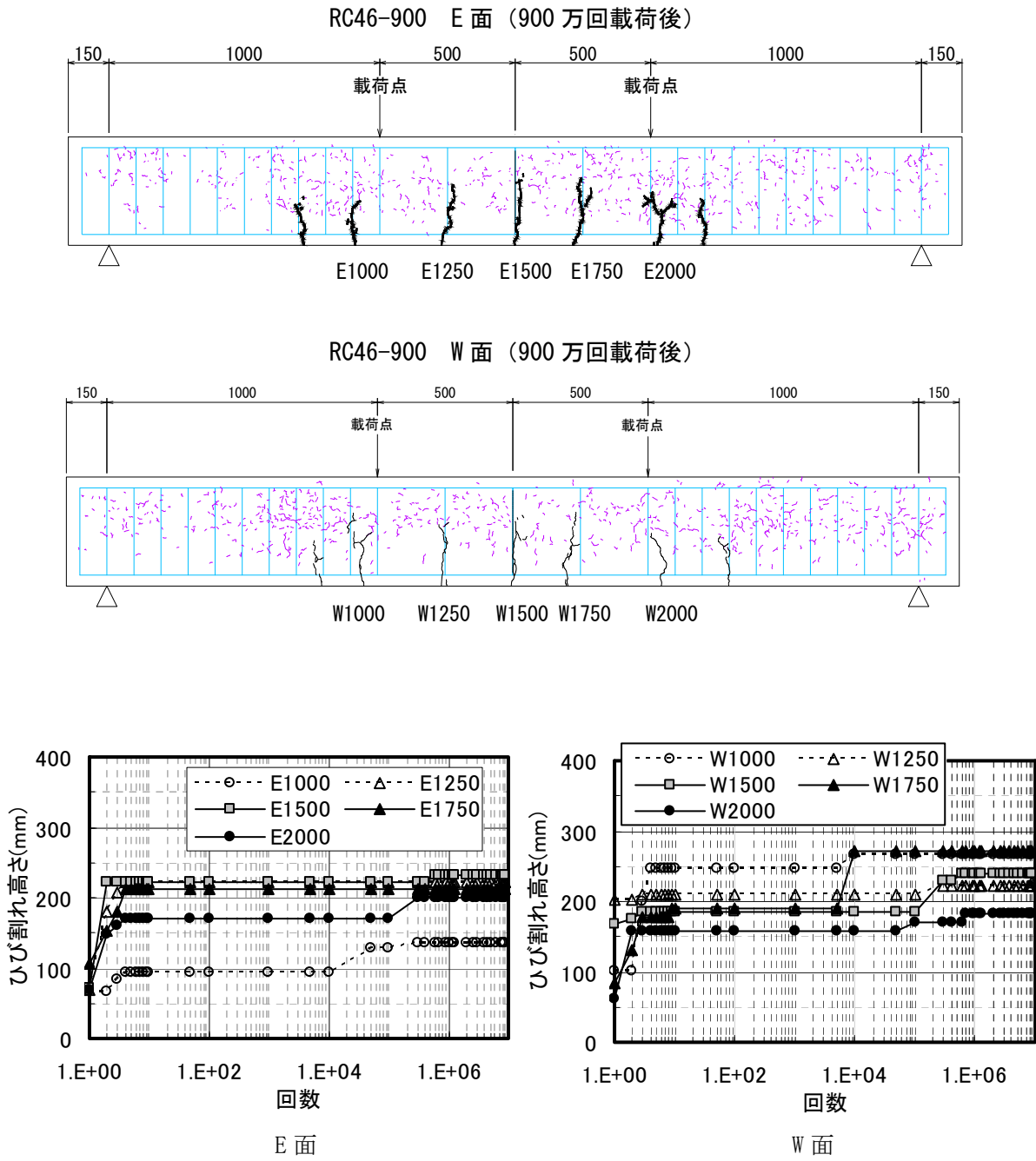


図 6.3.5 繰返し回数－ひび割れ高さ (RC46-900)

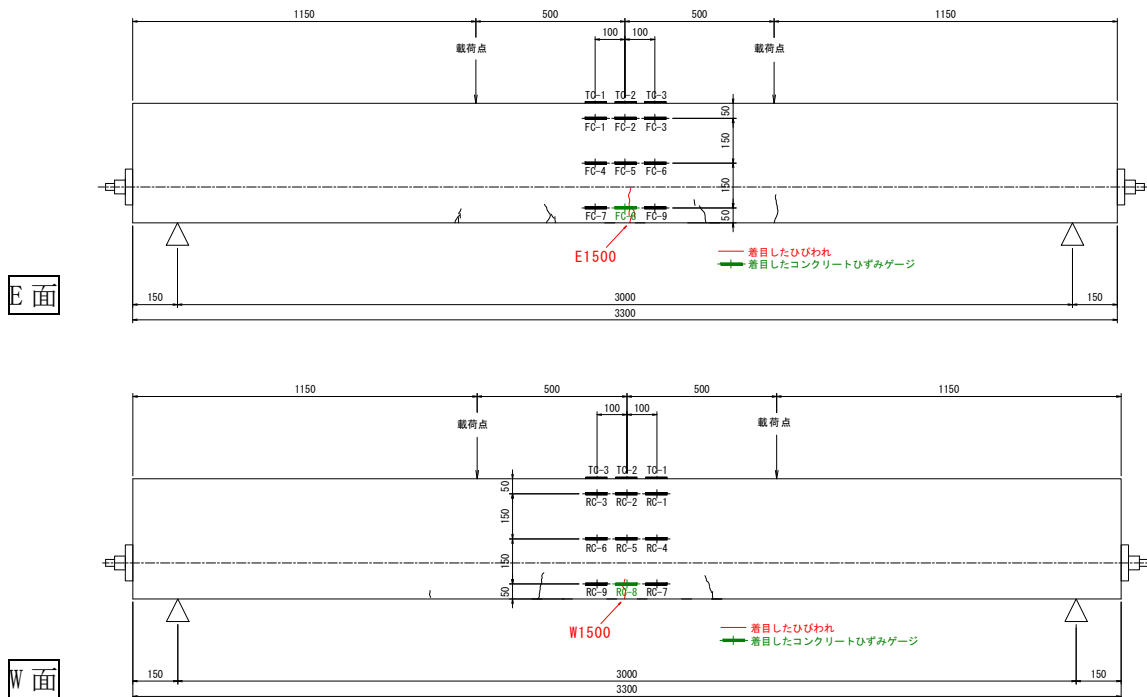


図 6.3.6 着目したひび割れとひずみゲージ位置 (B55-10)

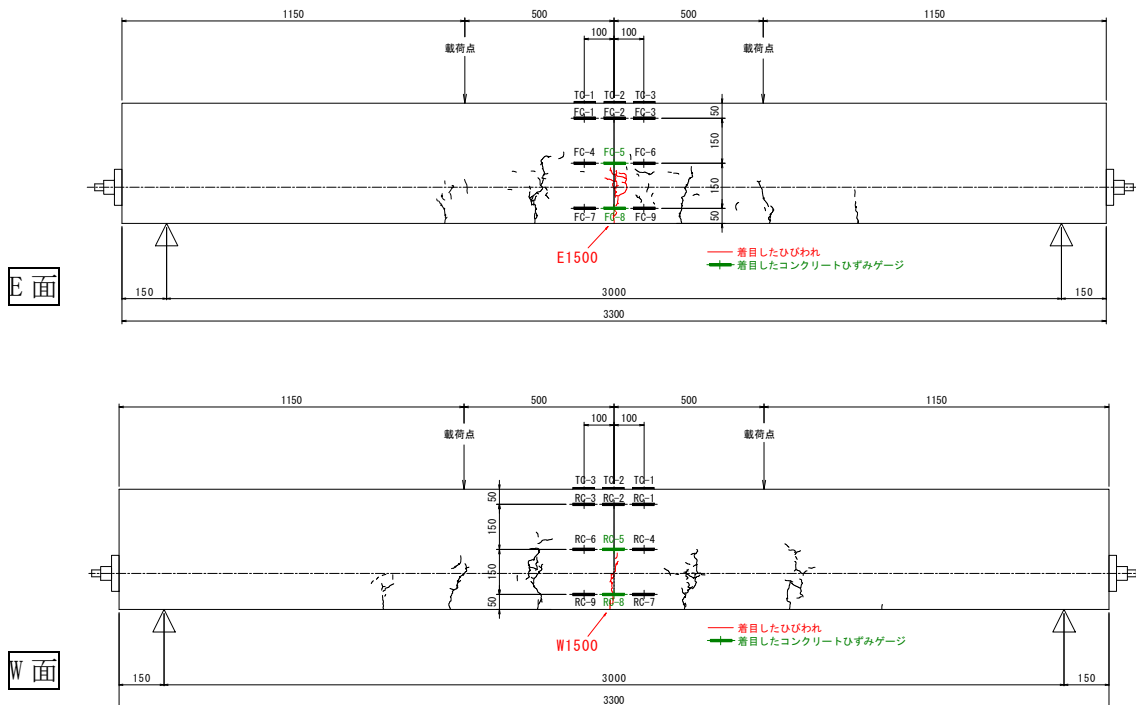


図 6.3.7 着目したひび割れとひずみゲージ位置 (B55-200)

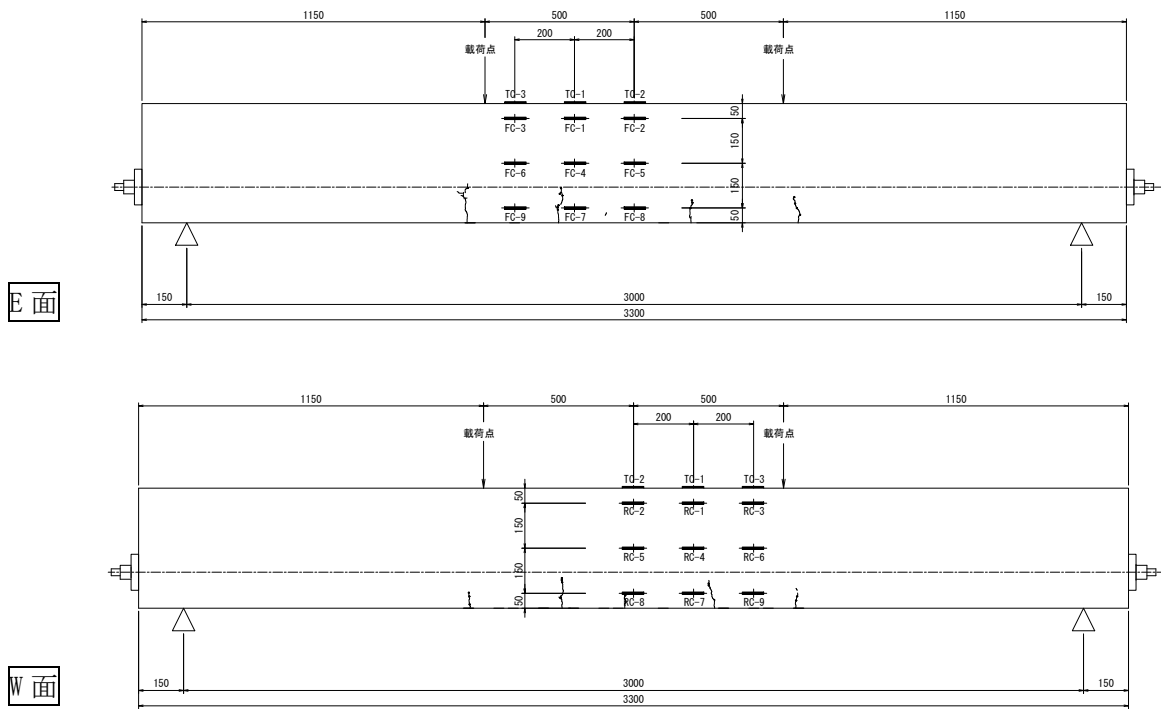


図 6.3.8 着目したひび割れとひずみゲージ位置 (C46-70)

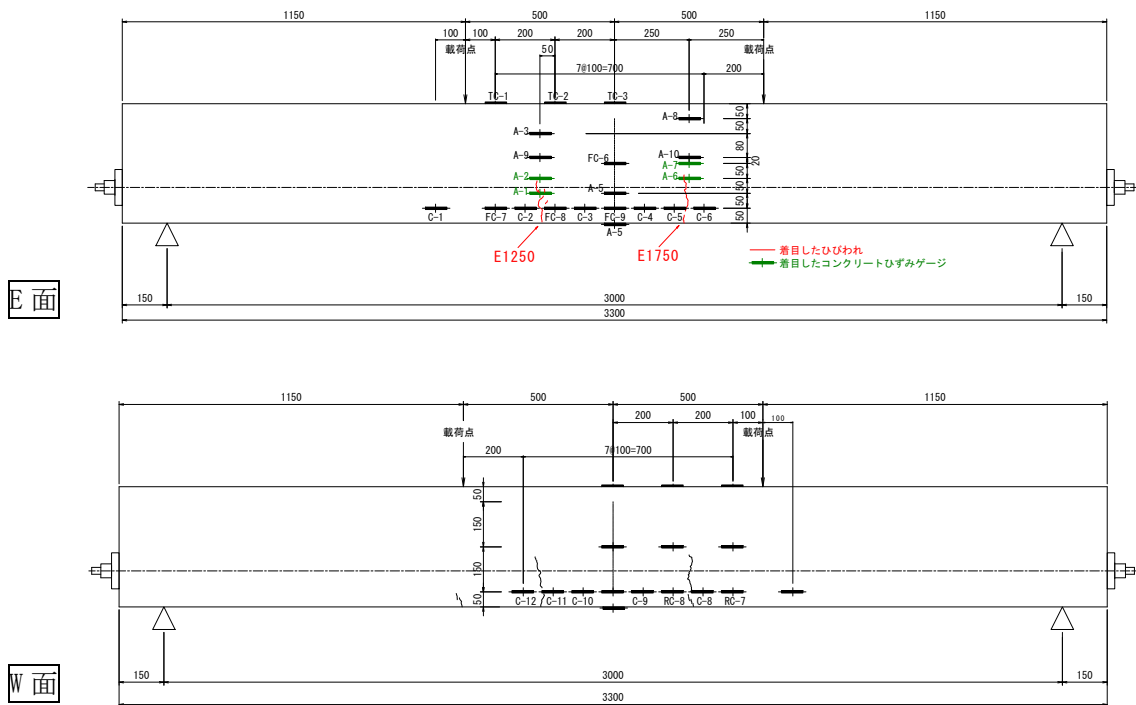


図 6.3.9 着目したひび割れとひずみゲージ位置 (C46-500)

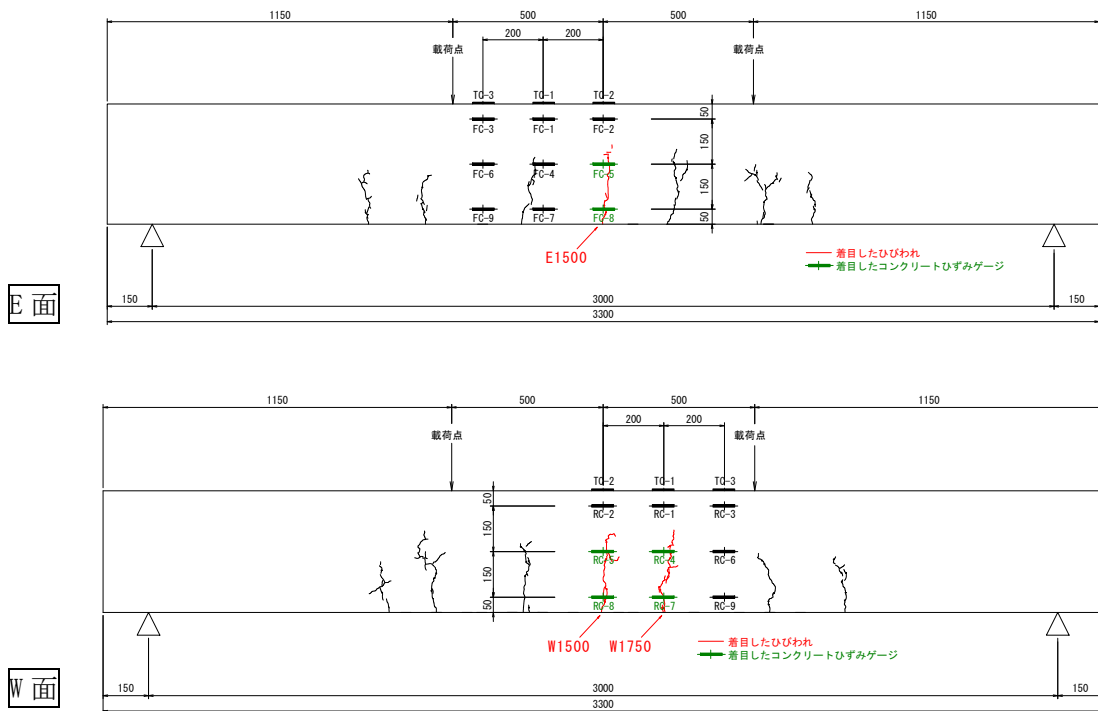


図 6.3.10 着目したひび割れとひずみゲージ位置 (RC46-900)

着目したひび割れについての載荷回数-ひび割れ高さ関係を図 6.3.5 及び図 6.3.6 に示す。なお図中縦軸の枠囲い数字は、着目したひずみゲージが設置されている高さを示しており、図中には、着目するひずみゲージ位置までひび割れが到達した場合にはその時点の載荷回数 N を、到達しなかった場合には試験終了時の載荷回数 N を記載した。

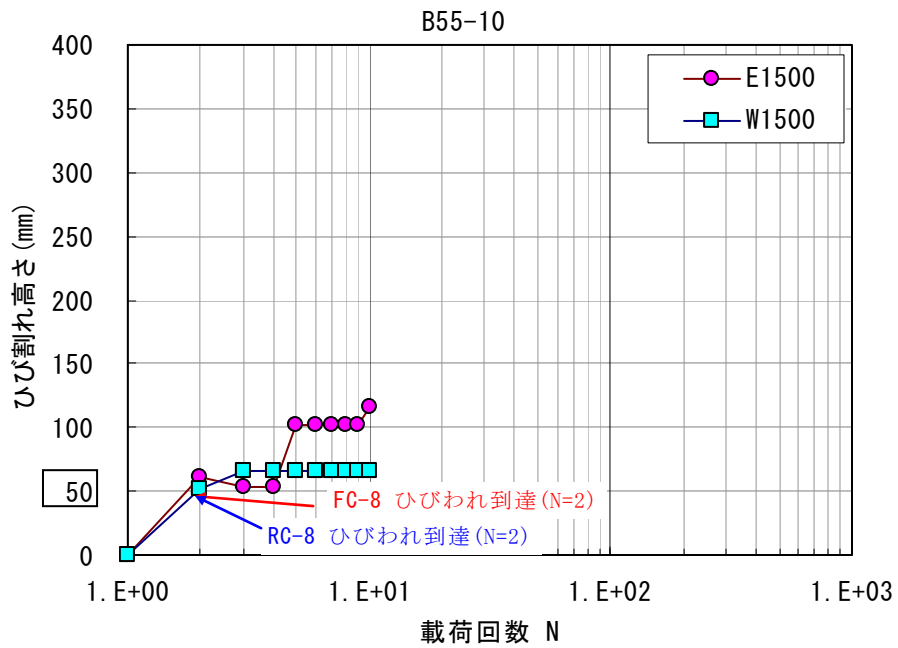


図 6.3.11 荷回数－ひび割れ高さ関係 (B55-10)

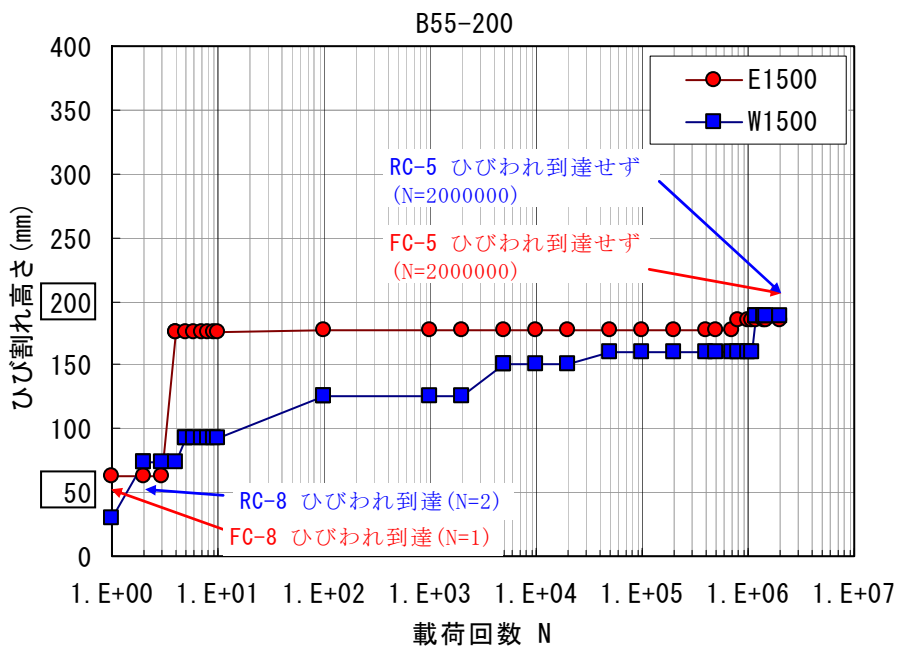


図 6.3.12 荷回数－ひび割れ高さ関係 (B55-200)

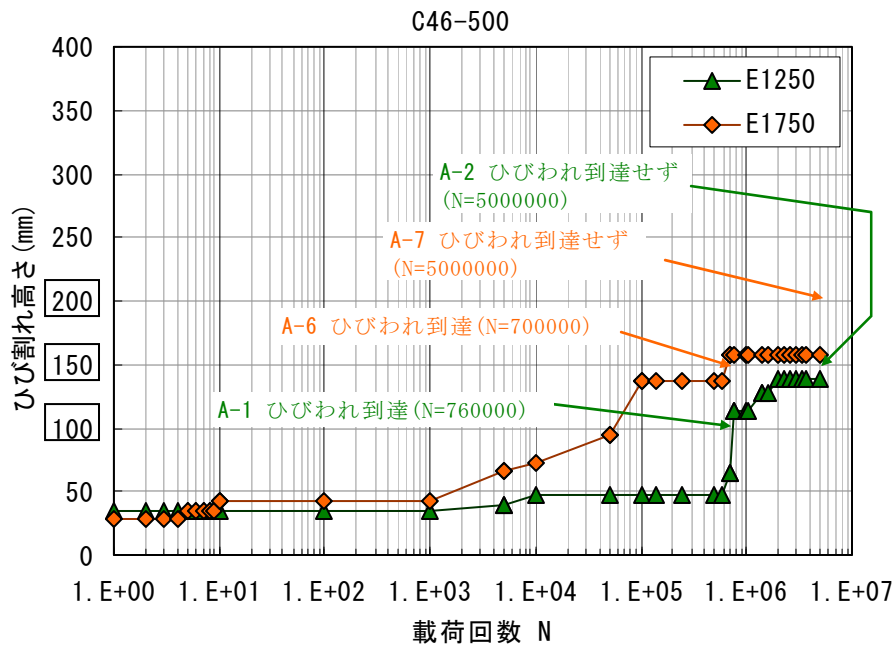


図 6.3.13 載荷回数－ひび割れ高さ関係 (C46-500)

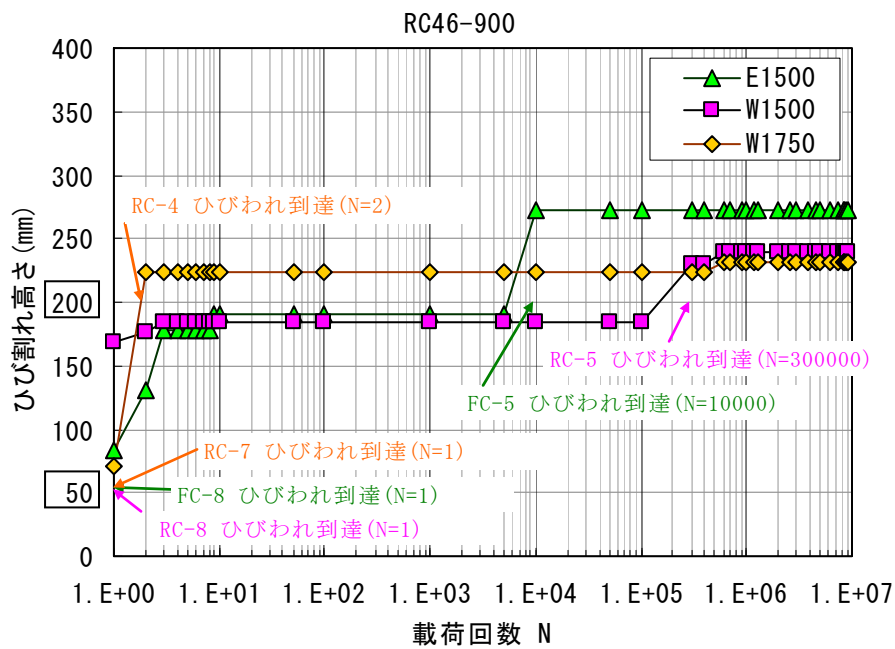


図 6.3.14 載荷回数－ひび割れ高さ関係 (RC46-900)

(2) ひび割れ先端部のコンクリートひずみ

着目したコンクリートひずみゲージより得られたコンクリートひずみ振幅を図 6.3.15～6.3.10 に示す。なお载荷 1 回目（初载荷）のみ振幅ではなく最大荷重時のひずみを示した。これらの図より、载荷回数の増加に伴い、ひずみ振幅は増加していく傾向が見られた。

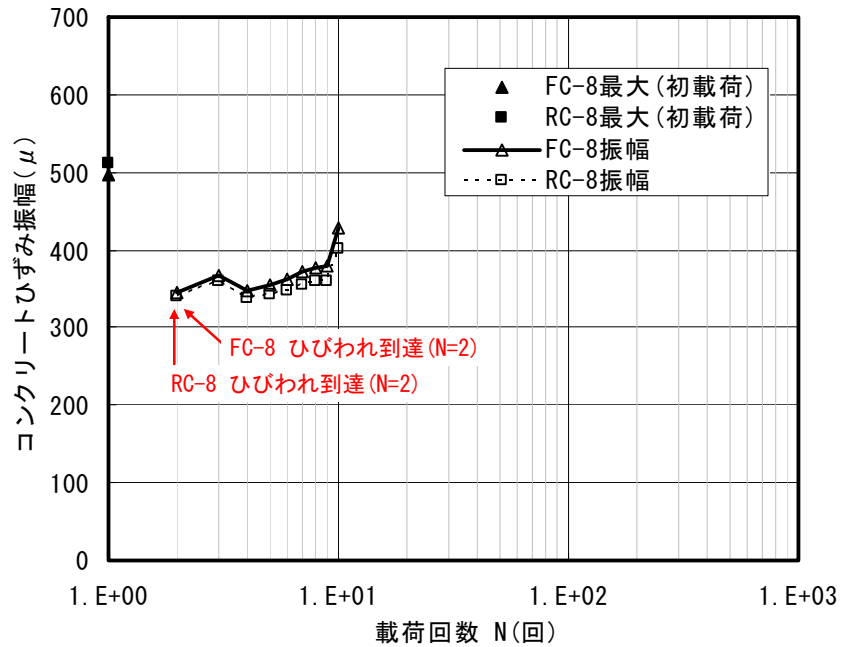


図 6.3.15 载荷回数－コンクリートひずみ振幅関係 (B55-10、E1500、W1500)

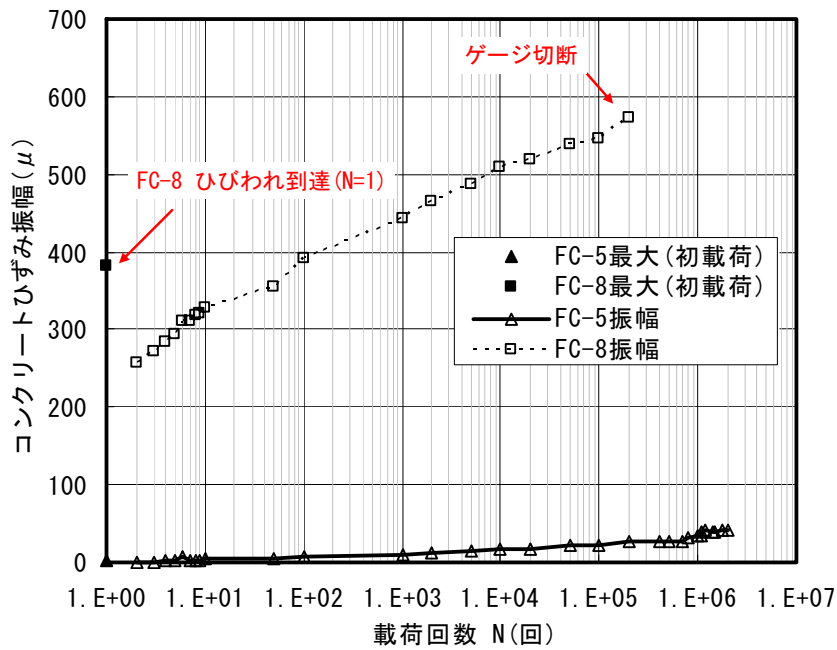


図 6. 3. 16 載荷回数－コンクリートひずみ振幅関係 (B55-200、E1500)

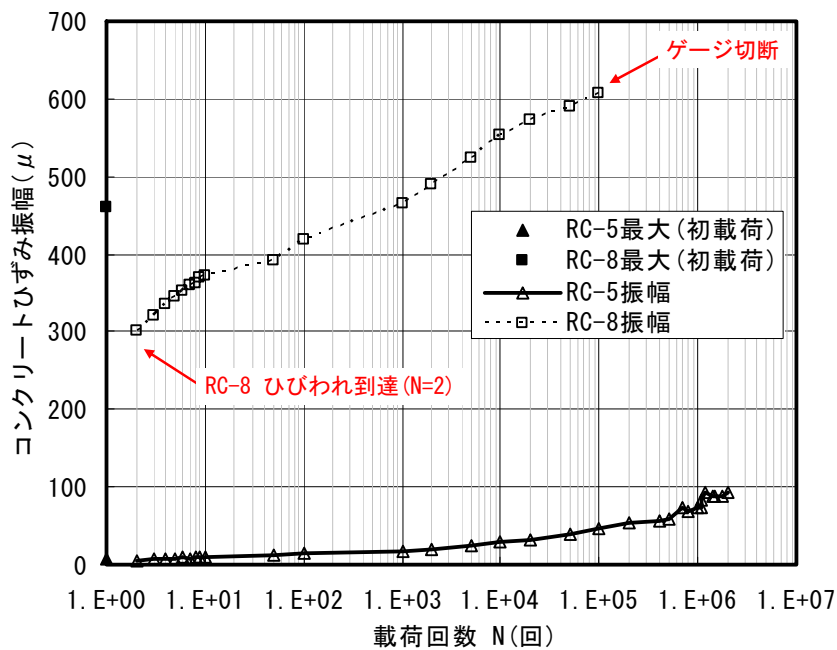


図 6. 3. 17 載荷回数－コンクリートひずみ振幅関係 (B55-200、W1500)

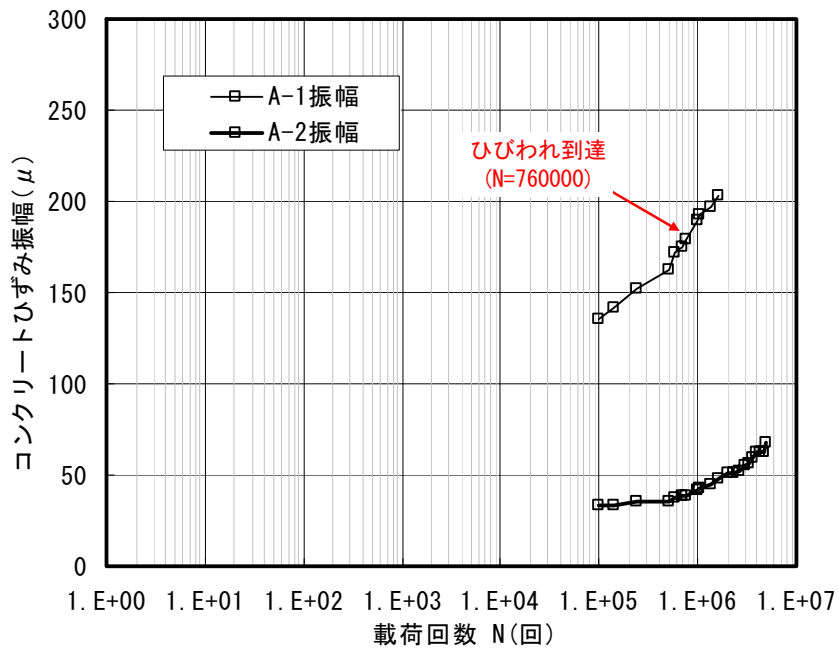


図 6.3.18 荷回数-コンクリートひずみ振幅関係 (C46-500、E1250)

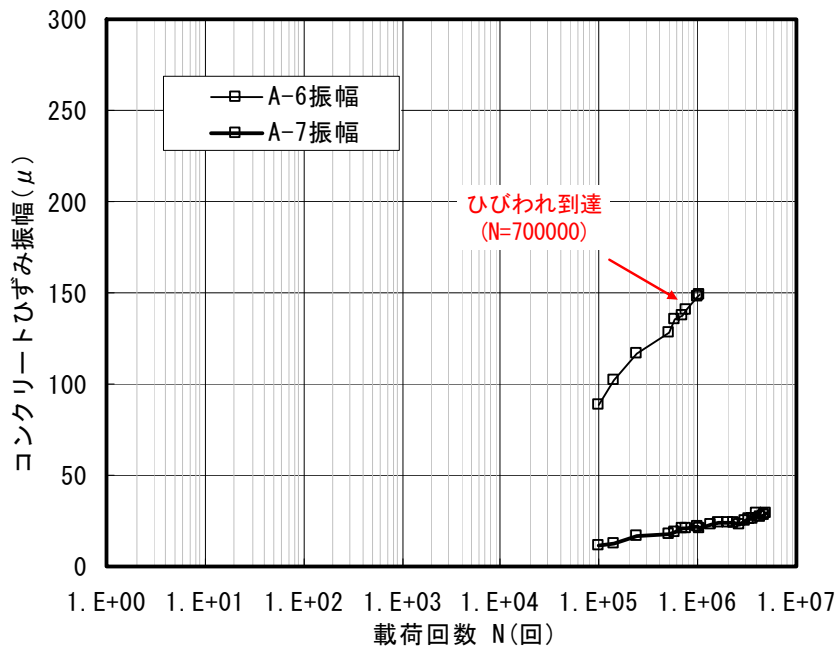


図 6.3.19 荷回数-コンクリートひずみ振幅関係 (C46-500、E1750)

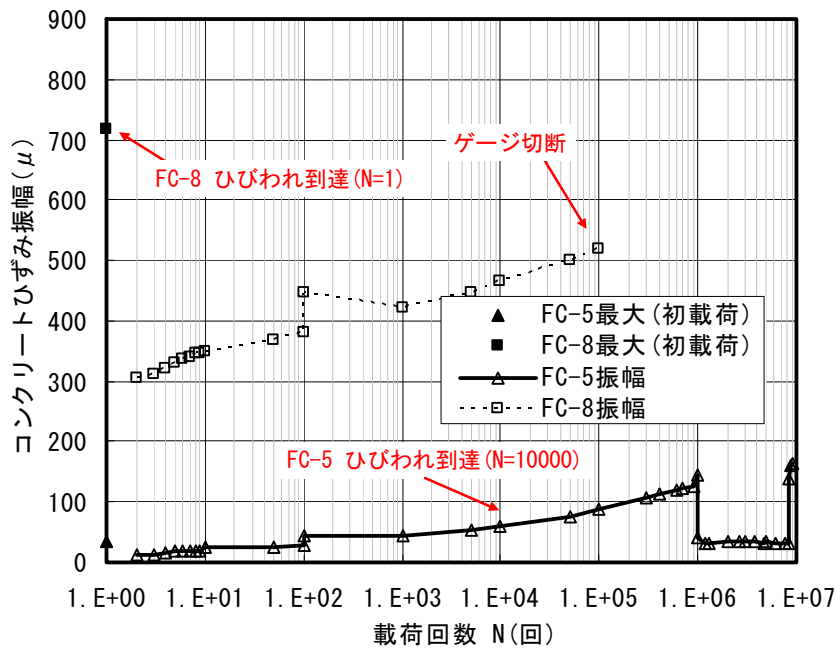


図 6. 3. 20 荷重回数-コンクリートひずみ振幅関係 (RC46-900、E1500)

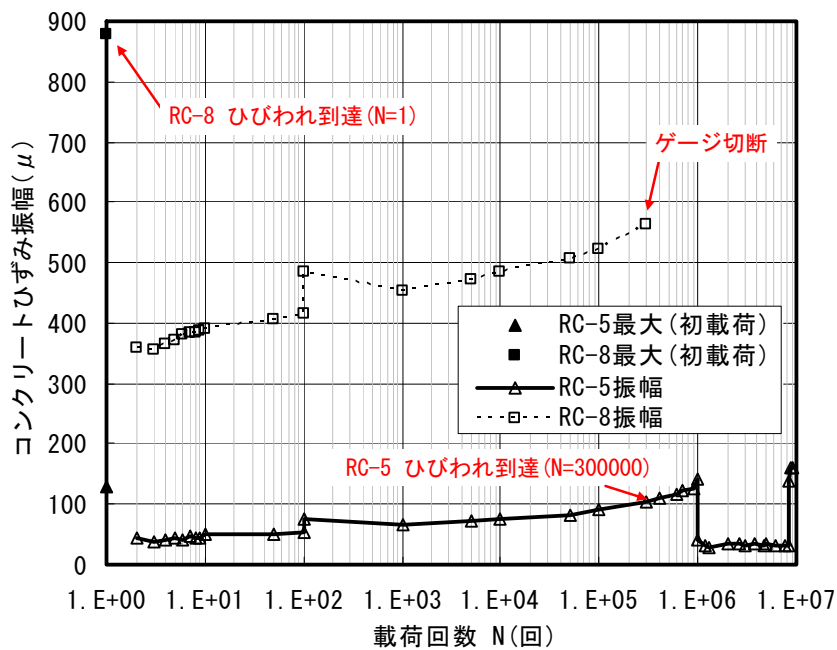


図 6. 3. 21 荷重回数-コンクリートひずみ振幅関係 (RC46-900、W1500)

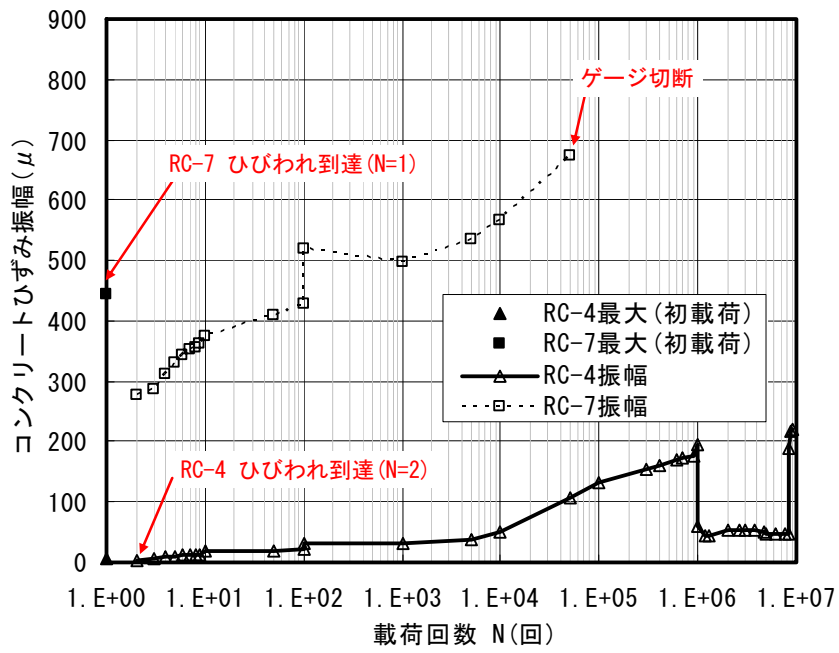


図 6. 3. 22 載荷回数-コンクリートひずみ振幅関係 (RC46-900、W1750)

(3) $S - N$ 関係

各ひずみゲージ位置で取得されたコンクリート表面のひずみ振幅 S と、ひび割れの存在を無視して鉄筋コンクリート梁として求めたその部位での曲げによる水平方向の応力振幅の繰返し回数 N の関係について、着目した全てのひずみゲージ位置の結果を重ねて図 6.3.23 に示す。なお $N=1$ のデータのみ、ひずみ振幅ではなく最大ひずみとした。ひずみゲージ位置までひび割れが到達したデータについては、ひび割れ到達後の値は省略している。

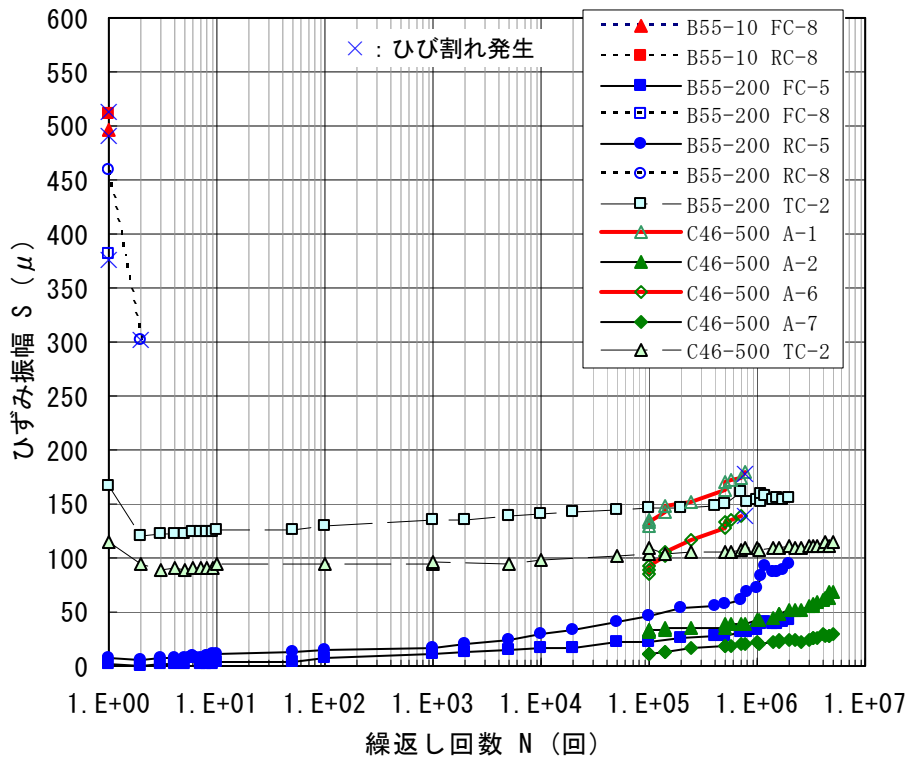


図 6.3.23 繰返し回数－コンクリートひずみ振幅関係（全着目データ）

初期の応力負荷 ($N=1$ 及び $N=2$) による最大ひずみあるいはひずみ振幅が比較的大きいもの（概ね 300μ 以上）は、初期の作用応力により、着目したひずみゲージ位置までひび割れが到達した。また初期の応力負荷によるひずみ振幅が比較的小さい着目点についても、応力振幅の繰返し回数が増加するに従い、ひび割れ先端が近づくにつれ着目点のひずみ振幅は次第に増大する傾向を示した。特に C46-500 供試体の A-1 及び A-6 については、目標とした最終の繰返し回数（500 万回）に達する前（A-1 : 76 万回、A-6 : 70 万回）にひずみゲージ位置までひび割れが到達した。梁供試体に繰返し作用している鉛直載荷荷重、及び初期に生じた極小さな曲げひび割れを無視した場合に梁下端あるいはその極小さなひび割れ先端高さ位置付近で通常の RC 梁計算で求められる引張応力は、いわゆる設計基準で用いられるひび割れ発生応力以下であったにもかかわらず、同じ応力変動が繰り返される中で徐々にひび割れは進展し、それにつれて着目点のひずみ振幅が次第に増大し、ついにはひ

ひび割れがその位置まで到達する結果となった。コンクリート梁の曲げでは引張縁で最大ひずみが発生し、ひび割れ発生後はひび割れ先端部で大きな応力集中が生じると考えられる。そのため、曲げの繰返しに対して、破壊限界以下の応力振幅の繰返しの影響が蓄積し、部材断面にひび割れが生じ破損するといういわゆる疲労損傷モデルで単純に整理することは困難である。しかし道路橋の構造設計で扱う部材単位の評価としては、耐荷力設計上は無視できるような小さなひび割れに対して、一般の部材設計でひび割れ発生限界以下の応力状態の繰返しによって徐々にひび割れが進展していく現象が存在するのであれば、これは耐荷力設計とは別に疲労耐久性として設計で考慮する期間にその影響が有害でないことを保証すべきものである可能性がある。

以上の観点から、曲げの繰返しによって徐々にひび割れが進展し構造系が変化する現象に対し、ここではコンクリート梁断面を適当な高さで分割して離散化し、各分割された領域単位においてどの程度の応力変化とその繰返しによって破壊（ひび割れの発生）に至るのかを、次の図 6.3.24 に示す要領で整理し、 $S-N$ 関係としてとらえることが可能かどうかの検討を行った。それぞれの着目領域（ひずみゲージ貼付位置）について、ひずみ振幅 S とそのひずみ振幅での経験繰返し回数 N との関係を図 6.3.25 及び図 6.3.26 に示す。ここで図 6.3.25 は、ひび割れが発生しない領域のひずみ振幅－経験繰返し回数の集合（ $N=1$ でひび割れが発生した点は記載）、図 6.3.26 はひび割れが発生する領域のひずみ振幅－経験繰返し回数の集合とし、それぞれについて $S-N$ 線を推定した。

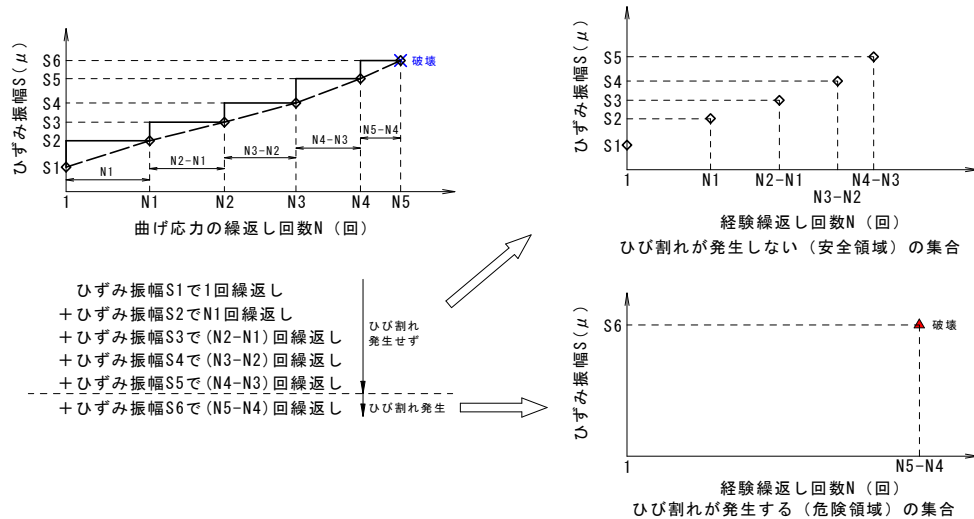


図 6.3.24 ひずみ振幅と繰返し回数の整理要領

$S-N$ 図の推定は、それぞれ以下の (a) ~ (c) に示すような異なる取扱い方法に因った。

(a) 方法 1

図 6.3.25 は、 $N=1$ でひび割れが発生したひずみ振幅（ここでは最大ひずみ）の最小値を通り、かつそれぞれの着目領域でひび割れが生じないまま同じひずみ振幅が繰り返された回数とそのときのひずみ振幅をプロットしたものである。少なくともそのひずみ振幅においてその位置のコンクリートではひび割れが発生しなかったという事実から、その点は $S-N$ 線図において安全側の領域に位置するものととらえ、すべての点が安全側の領域に包括できる境界線を $S-N$ 線としたものである。

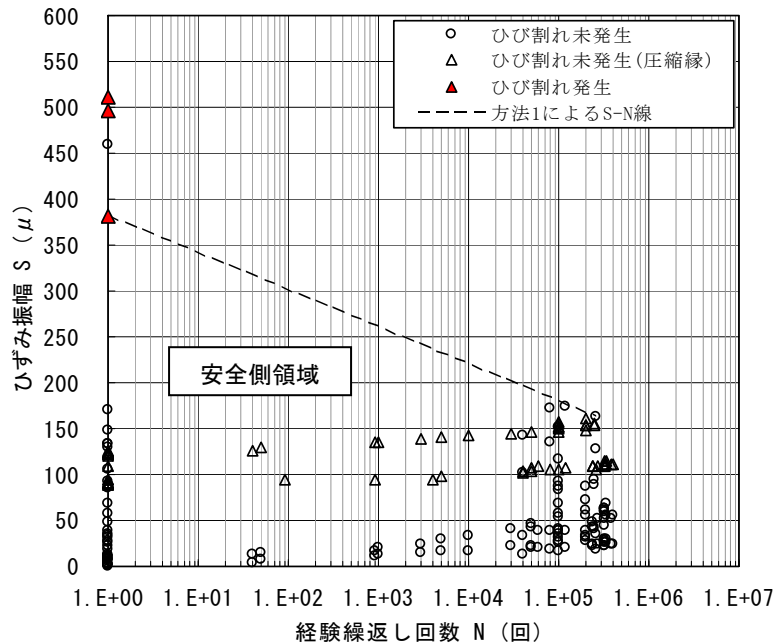


図 6.3.25 ひずみ振幅と繰返し回数の関係 (方法 1 による $S-N$ 線)

(b) 方法 2

図 6.3.26 は、各着目領域においてひび割れがその位置近くに到達するまでに経験してきたひずみ振幅の繰返しの影響はないものとしてこれを無視し、ひび割れ発生時のひずみ振幅とその時のひずみ振幅での直近のひび割れ発生までの繰返し回数の関係をプロットしたものである。仮に健全な状態からであっても、曲げ状態でこのひずみ振幅によりひび割れ先端近傍のコンクリート領域に応力変動の繰返しを与えた場合、無視された履歴分は安全余裕分となり、少なくともこのプロットは $S-N$ 線図において安全側に引いた閾値となる（ひび割れ発生に要する繰返し回数はこの図に示される回数と同等かそれ以上となる）ことが考えられる。

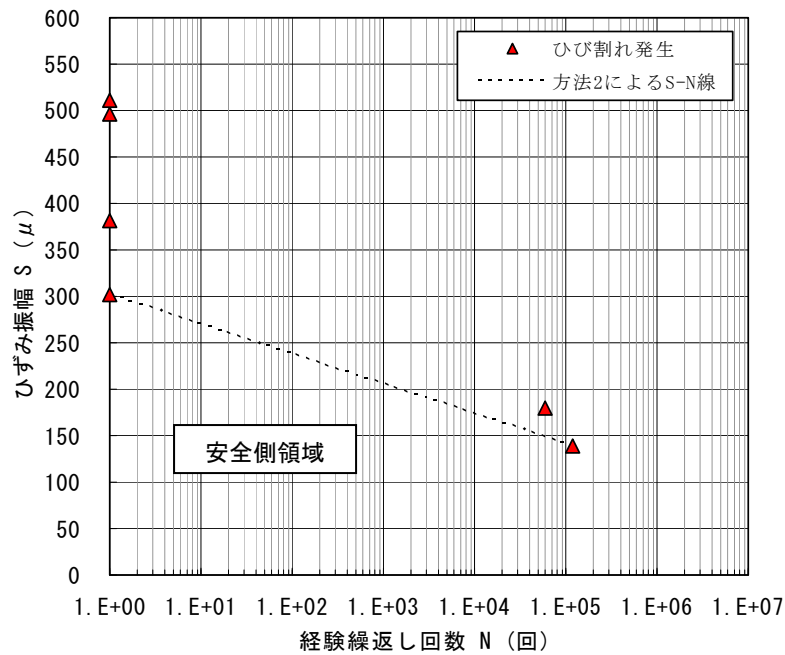


図 6.3.26 ひずみ振幅と繰返し回数の関係（方法 2 による $S-N$ 線）

(c) 方法 3

曲げ載荷が繰り返されるなかで、ひび割れが進展していく部分にある各領域について、ひび割れが到達するまでの期間に経験したひずみ振幅 S の大きさと繰返し回数に応じて一定のべき乗則に従ってその影響が蓄積されるいわゆるマイナー則⁵⁾に従い、最終的に当該領域のひび割れ発生に至るものにとらえて整理を行った。すなわち着目領域より離れた位置にひび割れがある段階でのひずみ変動の影響を無視した方法 2 に対し、方法 3 はそれらがあるべき乗則に従って考慮したものである。

ひび割れ発生までに経験したそれぞれのひずみ振幅 S について、ひび割れ発生時のひずみ振幅 S' に換算した場合の換算繰返し回数 N' を式 6.3.1 により算出した。算出結果を表 6.3.1 ~ 表 6.3.3 に示す。

$$N' = \left(\frac{S}{S'} \right)^n \times N \quad (\text{式 6.3.1})$$

ここに、 S : 経験したひずみ振幅 (μ)

N : ひずみ振幅 S での繰返し回数 (回)

S' : ひび割れ発生時のひずみ振幅 (μ)

N' : ひずみ振幅 S をひずみ振幅 S' に換算した場合の換算繰返し回数 (回)

n : べき乗数で、ここでは $n=5, 7, 9$ とした。

表 6.3.1 ひび割れ発生時のひずみ振幅による換算繰返し回数(ゲージ「A-1」)

供試体NO. C46-500	ゲージNO. A-1	ひび割れ到達時回数		べき乗数 n		
		760000		5	7	9
繰返し回数 累積 ΣN	ひずみ 振幅 S	繰返し回数 N	ひずみ 振幅 S	換算 繰返し回数 N'	換算 繰返し回数 N'	換算 繰返し回数 N'
1	0					
10	27	9	27	7.027E-04	1.599E-05	3.638E-07
100	54	90	54	2.249E-01	2.047E-02	1.863E-03
1000	81	900	81	1.708E+01	3.497E+00	7.160E-01
10000	108	9000	108	7.196E+02	2.620E+02	9.536E+01
100001	135	90001	135	2.196E+04	1.249E+04	7.105E+03
100002	129	1	129	1.944E-01	1.010E-01	5.244E-02
100003	134	1	134	2.351E-01	1.318E-01	7.384E-02
140000	142	39997	142	1.257E+04	7.908E+03	4.977E+03
140001	148	1	148	3.864E-01	2.642E-01	1.806E-01
240000	152	99999	152	4.415E+04	3.184E+04	2.296E+04
500000	163	260000	163	1.628E+05	1.350E+05	1.119E+05
500001	171	1	171	7.956E-01	7.261E-01	6.627E-01
580000	172	79999	172	6.553E+04	6.051E+04	5.587E+04
700000	175	120000	175	1.072E+05	1.024E+05	9.791E+04
760000	179	60000	179	6.000E+04	6.000E+04	6.000E+04
			$\Sigma N'$	4.749E+05	4.104E+05	3.609E+05

※赤の枠囲いがひび割れ発生時のひずみ振幅 S'

※青字は線形補完により求めた仮定値

表 6.3.2 ひび割れ発生時のひずみ振幅による換算繰返し回数(ゲージ「A-6」)

供試体NO.	ゲージNO.	ひび割れ到達時回数		べき乗数 n		
		繰返し回数	ひずみ振幅	5	7	9
C46-500	A-6	700000				
繰返し回数 累積 ΣN	ひずみ 振幅 S	繰返し回数 N	ひずみ 振幅 S	換算 繰返し回数 N'	換算 繰返し回数 N'	換算 繰返し回数 N'
1	0					
10	18	9	18	3.213E-04	5.346E-06	8.894E-08
100	36	90	36	1.028E-01	6.843E-03	4.554E-04
1000	53	900	53	7.808E+00	1.169E+00	1.751E-01
10000	71	9000	71	3.290E+02	8.759E+01	2.332E+01
100001	89	90001	89	1.004E+04	4.177E+03	1.737E+03
100002	85	1	85	8.865E-02	3.363E-02	1.276E-02
100003	92	1	92	1.317E-01	5.853E-02	2.601E-02
140000	102	39997	102	8.823E+03	4.820E+03	2.633E+03
140001	106	1	106	2.674E-01	1.578E-01	9.308E-02
240000	117	99999	117	4.381E+04	3.149E+04	2.263E+04
500000	128	260000	128	1.785E+05	1.536E+05	1.321E+05
500001	134	1	134	8.632E-01	8.139E-01	7.674E-01
580000	135	79999	135	7.167E+04	6.859E+04	6.564E+04
700000	138	120000	138	1.200E+05	1.200E+05	1.200E+05
			$\Sigma N'$	4.332E+05	3.827E+05	3.448E+05

※赤の枠囲いがひび割れ発生時のひずみ振幅 S'

※青字は線形補完により求めた仮定値

応力の繰返しの蓄積によりひび割れが発生した着目領域(ゲージNO.)「A-1」及び「A-6」について、健全な状態からひび割れ発生時のひずみ振幅 S' で換算繰返し回数 N' の合計 $\Sigma N'$ の応力繰返しを受けた場合、ひび割れが発生すると見なせる。この時のべき乗数 n については現在のところ知見がないため、べき乗数 $n=5, 7, 9$ と仮に設定してデータを整理した。それぞれについて図 6.3.27～図 6.3.29 に示す。なお図には方法1及び方法2による $S-N$ 線も重ねて示した。

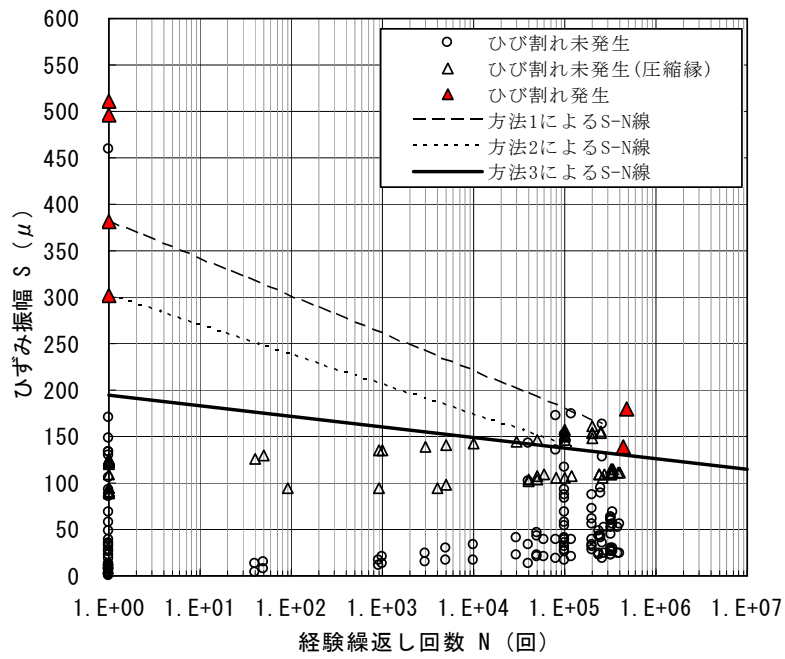


図 6.3.27 べき乗数 $n=5$ としたひずみ振幅と繰返し回数の関係 (方法 3 による $S-N$ 線)

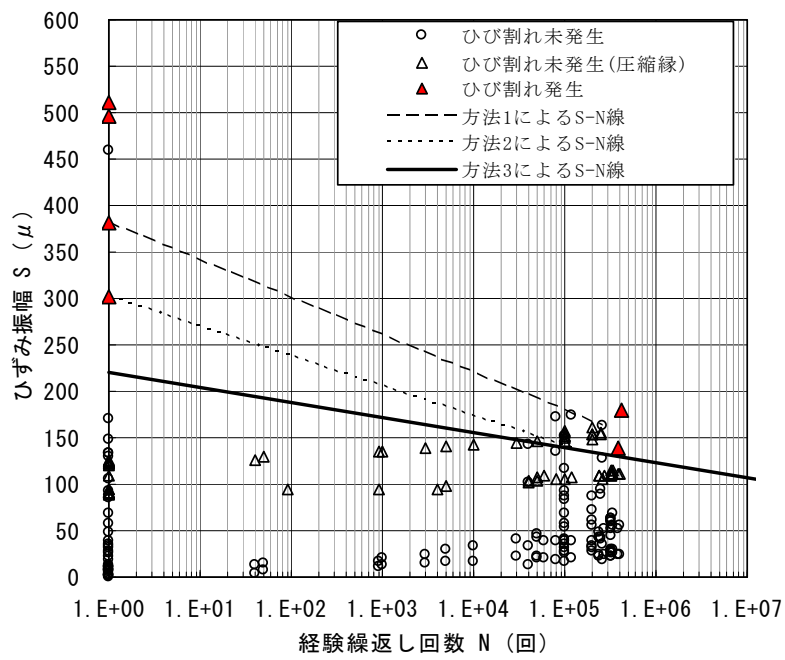


図 6.3.28 べき乗数 $n=7$ としたひずみ振幅と繰返し回数の関係 (方法 3 による $S-N$ 線)

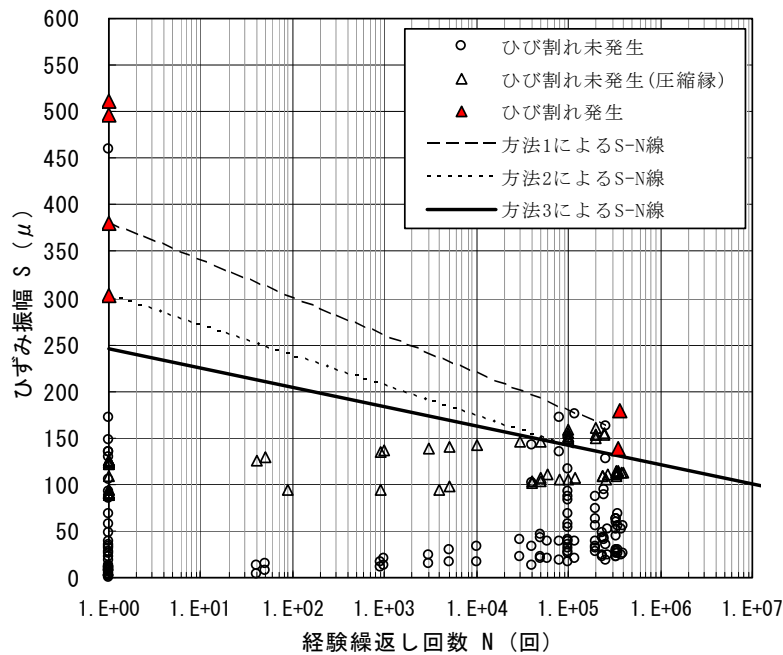


図 6.3.29 べき乗数 $n=9$ としたひずみ振幅と繰返し回数の関係 (方法 3 による $S-N$ 線)

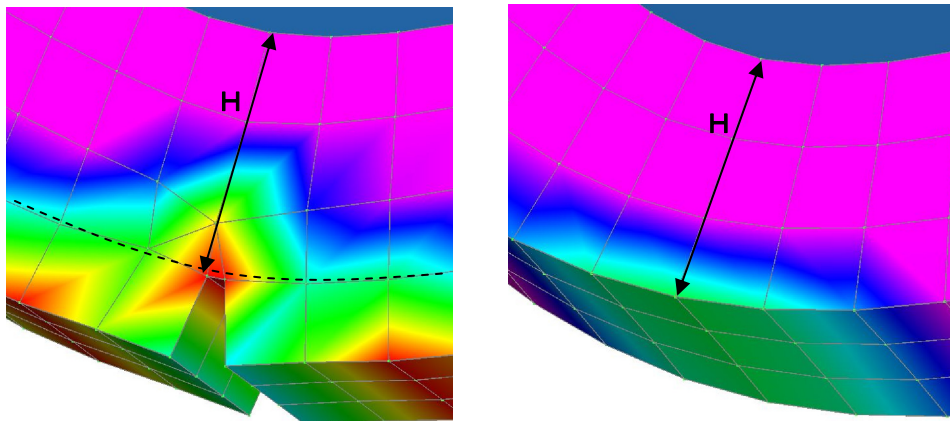
プレストレスを導入した梁部材について、何らかの理由により引張縁にひび割れが生じた場合、疲労耐久性の観点から耐荷力設計で用いられるひび割れ発生限界以下程度の規模の曲げ応力の繰返しによって、状態が変化しうるかどうかについて実験的な検討を行った。また、ひび割れの進展を確認するとともに、その進展に対して、コンクリート表面で計測されるひずみ振幅の規模と繰返し回数の関係で、いわゆるマイナー則にあてはめた整理を行った。

データ数が少なく定量的な信頼性には課題があるものの、プレストレスを導入した梁部材について少なくとも、何らかの理由により引張縁にひび割れが生じた場合には、梁としては下端の曲げ応力がひび割れ発生限界以下程度であっても、その繰返しに対してひび割れは進展する可能性のある結果となった。

なおここで推定された $S-N$ 関係は、あくまでも梁部材の曲げ応力の繰返しに伴う、予め導入されていたひび割れの先端進展性状から導かれたものであり、全く損傷の無い部材に初めてひび割れが導入されるような現象から導かれたものではないことに注意が必要である。つまり、例えば次項図 6.3.30 に示すように、予めひび割れが導入された梁部材[A]と、そのひび割れ先端から梁上縁までの距離と等しい梁高を有するひび割れの無い梁部材[B]それぞれに対し、同一の曲げを作用させた場合、ひび割れの無い梁部材における部材下縁引張応力は部材軸方向に広く分布するのに対し、ひび割れが導入された梁部材の場合、引張応力はひび割れ先端部に集中する傾向が見られることから、曲げ応力の繰返しに伴うひび割れの進展は、ひび割れ先端に局部的に発生する過大な応力による破壊の連続である可

能性も考えられる。

このように実験で確認された現象のメカニズムやそれに支配的な要因には不明な点があるものの、プレストレスを導入する部材であっても、荷重条件によって引張応力の発生を許容する場合には、それによって実際にひび割れが生じる可能性の程度や、仮にひび割れが生じた場合にそれが想定される応力変動の繰返しに対して進展する可能性、及びその程度から所要の耐荷力が設計で考慮する期間に維持されることの確実性について考慮することが必要である可能性がある結果となった。



[A] ひび割れのある梁部材

[B] ひび割れのない梁部材

図 6.3.30 ひび割れ先端への応力集中傾向

〔 はり高 $H=30\text{mm}$ 、はり幅 $B=30\text{mm}$ 、はり長 $L=120\text{mm}$ の単純支持はり部材上面に 1N/mm^2 の等分布荷重を載荷。解析プログラムは NASTRAN を用いた。 〕

(4) PC 橋における疲労検証

前述までに得られた $S-N$ 関係を用いた場合、一般的な PC 橋に作用する応力の繰返しは、疲労損傷の観点から問題となるレベルかどうかを検証した。検証にあたっては、以下の仮定を行った。

主桁の設計基準強度	: 40 N/mm^2
死荷重時の桁下縁応力度	: 0.0 N/mm^2
活荷重作用時の桁下縁応力度	: 1.5 N/mm^2 (許容引張応力度)
1日あたりの外力作用回数	: 4,000 回 (1日あたり片側 2,000 台の大型車交通を想定)
100年あたりの外力作用回数	: $4,000 \times 365 \times 100 = 1.46 \times 10^8$ (回)

1回の外力作用により発生するひずみ振幅は、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編 4.2.4 に示されているコンクリートの応力-ひずみ関係 (式 6.3.2) より、死荷重時のひずみ ($\epsilon_c = 0$) と、活荷重作用時のひずみの差として求めた。

$$\sigma_c = 0.85 \cdot \sigma_{ck} \times \frac{\varepsilon_c}{0.002} \left(2 - \frac{\varepsilon_c}{0.002} \right) \quad (\text{式 6.3.2})$$

ここに、 σ_c : コンクリートの応力度 (N/mm²)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

ε_c : コンクリートのひずみ

式 6.3.2 に $\sigma_c=1.5$ 、 $\sigma_{ck}=40$ を代入し、 ε_c を計算すると、

$$\varepsilon_c = 44.6 \times 10^{-6} = 44.6 (\mu)$$

となる。

以上より、 $(S, N) = (44.6, 1.46 \times 10^8)$ を前述の $S-N$ 図 (べき乗数 $n=9$) にプロットした図を、図 6.3.30 に示す。

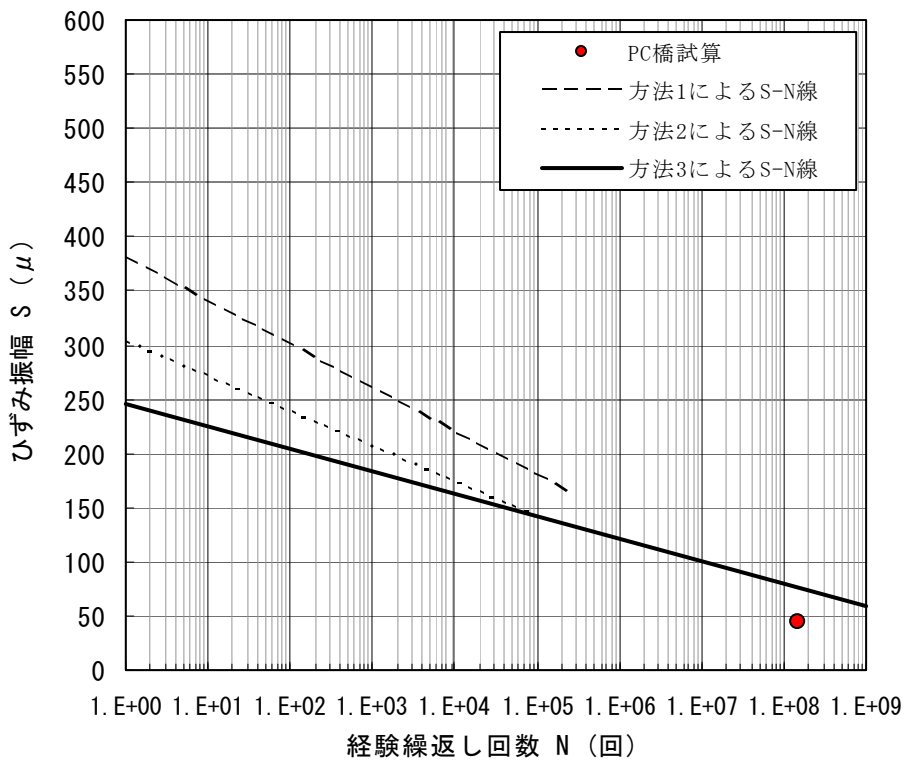


図 6.3.30 試算した PC 橋の $S-N$ 関係 (べき乗数 $n=9$)

図 6.3.30 に示す一般的な PC 橋を想定した疲労検証より、設計供用期間中 (100 年) の応力の繰返しによりひび割れが発生する可能性は低く、疲労損傷の観点からは問題となるレベルではないという結果が示された。しかしながら前述したとおり、仮に何らかの理由で一度ひび割れが導入された場合には、そのひび割れ先端に局所的な応力が集中することによるひび割れ進展の可能性も否定できないことに注意が必要である。

6.3.2 疲労の影響

コンクリート梁部材の定点繰返し荷重載荷実験の結果より、疲労要因と疲労耐久性の検証を行った。

(1) 計算上ひび割れが発生しない応力振幅下における疲労劣化の可能性の検証

コンクリートに発生する引張応力度をひび割れ発生限界応力度以下とし、繰返し荷重載荷を行ったケース A 供試体 (A55-350 ; 繰返し回数 350 万回) について、検証を行った。

繰返し荷重載荷後のひび割れ形状図及び微細ひび割れ密度をそれぞれ図 6.3.31 及び図 6.3.32 に示す。また載荷回数と梁中央たわみの関係を図 6.3.33 及び図 6.3.34 に、載荷回数と引張鉄筋ひずみの関係を図 6.3.35 及び図 6.3.36 に示す。

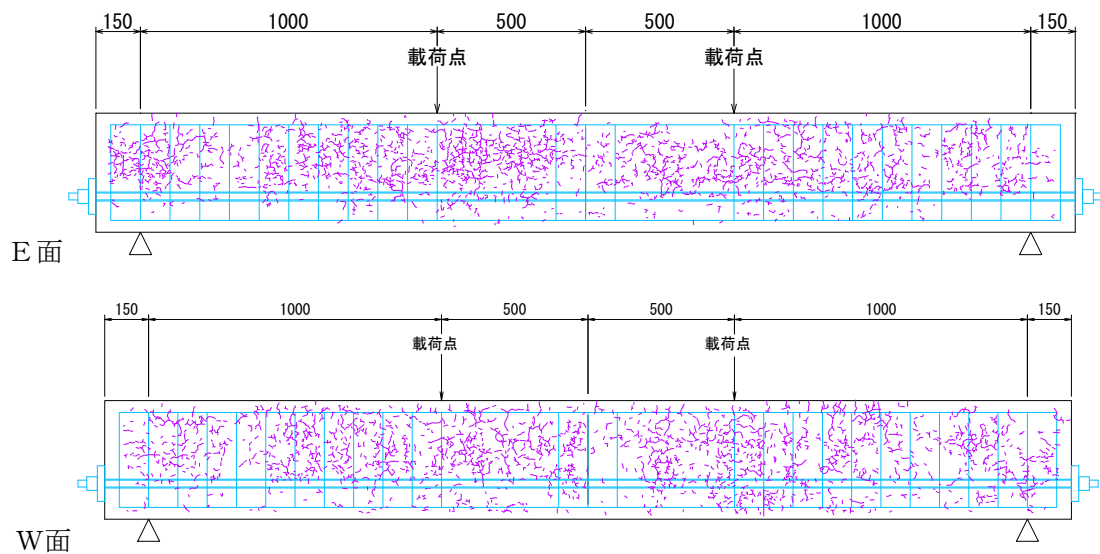


図 6.3.31 350 万回載荷後の微細ひび割れ図 (A55-350)

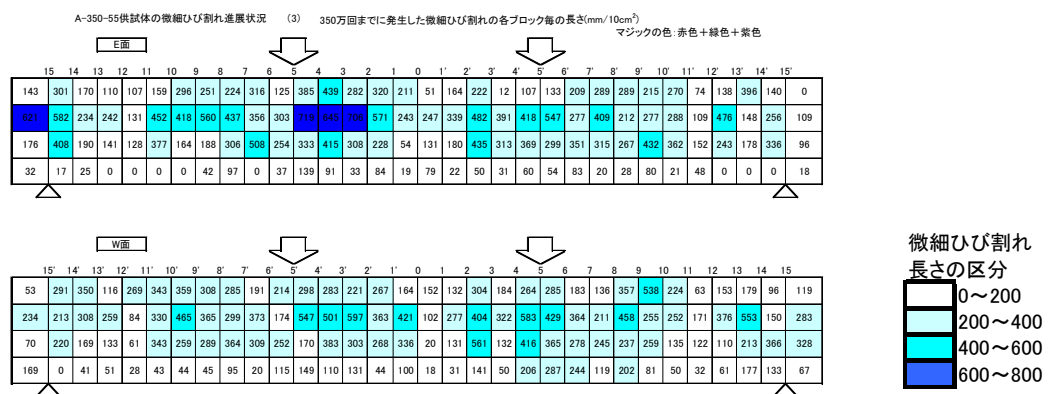


図 6.3.32 350 万回載荷後の微細ひび割れ密度 (A55-350)

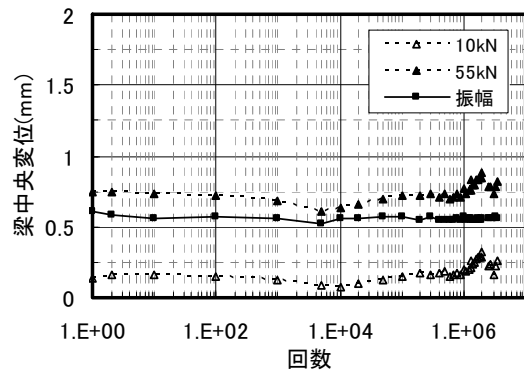
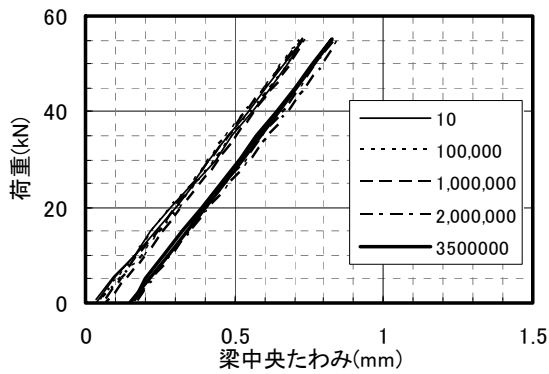


図 6.3.33 各繰返し回数における荷重—たわみ関係 図 6.3.34 繰返し回数—たわみ関係

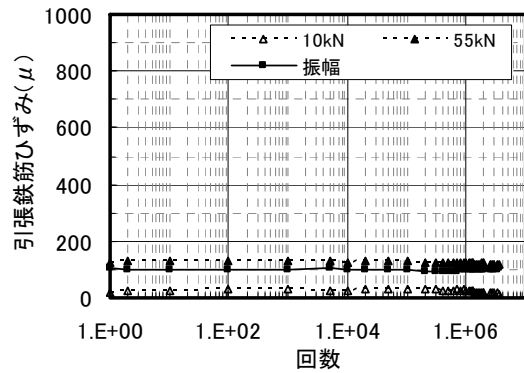
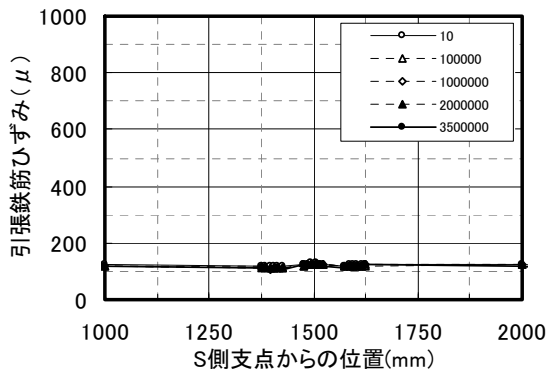
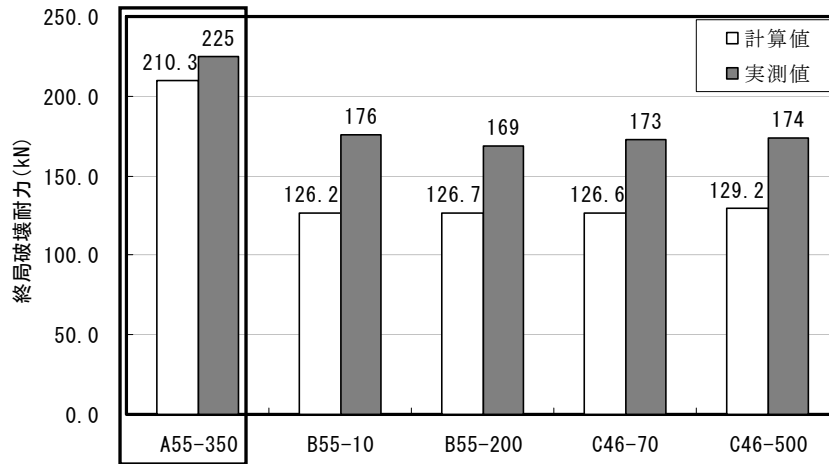


図 6.3.35 各繰返し回数における引張鉄筋ひずみ

図 6.3.36 繰返し回数—引張鉄筋ひずみ関係

図 6.3.31 より、350 万回の繰返し荷重載荷終了時点において、明確なひび割れは確認されなかったものの、供試体側面には図 6.3.32 に示すような微細なひび割れ（ヘアークラック）が多数確認された。一方、図 6.3.33 及び図 6.3.34 より、載荷回数が増加しても梁中央のたわみは実験開始時と比較しても目立った変化は確認されなかった。また図 6.3.35 及び図 6.3.36 に示す引張鉄筋ひずみの橋軸方向分布及び特定の引張鉄筋における載荷回数とひずみの関係より、載荷回数が増加しても引張鉄筋ひずみに大きな変化は確認されなかった。



※計算値は材料試験より得られた圧縮強度より算出。

図 6.3.37 耐荷力の計算値と実測値の比較

図 6.3.37 は、供試体耐荷力の計算値と、耐荷力試験による実測値の比較である。ケース A(A55-350)は繰返し荷重載荷を受けた供試体の結果である。繰返し荷重載荷を受けていない健全な供試体の耐荷力試験を行っていないことから、繰返し荷重載荷の影響の有無を直接判定することは出来ないものの、少なくとも繰返し荷重載荷試験後においても、耐荷力の実測値は計算値を上回っており、問題となるような耐荷力の低下は確認されなかった。

供試体表面に多数確認されたヘアークラックが、耐荷力及び内部鋼材の腐食に及ぼす影響については、本研究の範囲内では確認することが出来なかった。

(2) 疲労劣化が耐荷力に及ぼす影響の検証

少数回の繰返し荷重载荷を受けたケース B 供試体 (B55-10; 繰返し回数 10 回) 及び多数回の繰返し荷重载荷を受けたケース B 供試体 (B55-200; 繰返し回数 200 万回) について、ひび割れ性状、たわみ性状、耐荷力の検証を行った。

図 6.3.38 に繰返し荷重载荷後のひび割れ形状、図 6.3.39 にひび割れ高さ、図 6.3.40 及び図 6.3.41 にひび割れ幅、図 6.3.42 に梁中央たわみ、図 6.3.43 及び図 6.3.44 に引張鉄筋ひずみ、図 6.3.45 及び図 6.3.46 に耐荷力試験結果を示す。

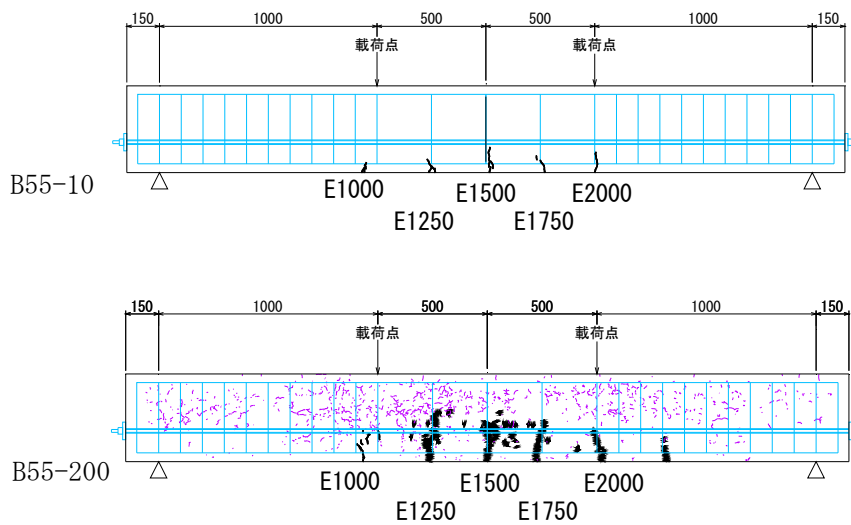


図 6.3.38 繰返し荷重载荷後のひび割れ形状図

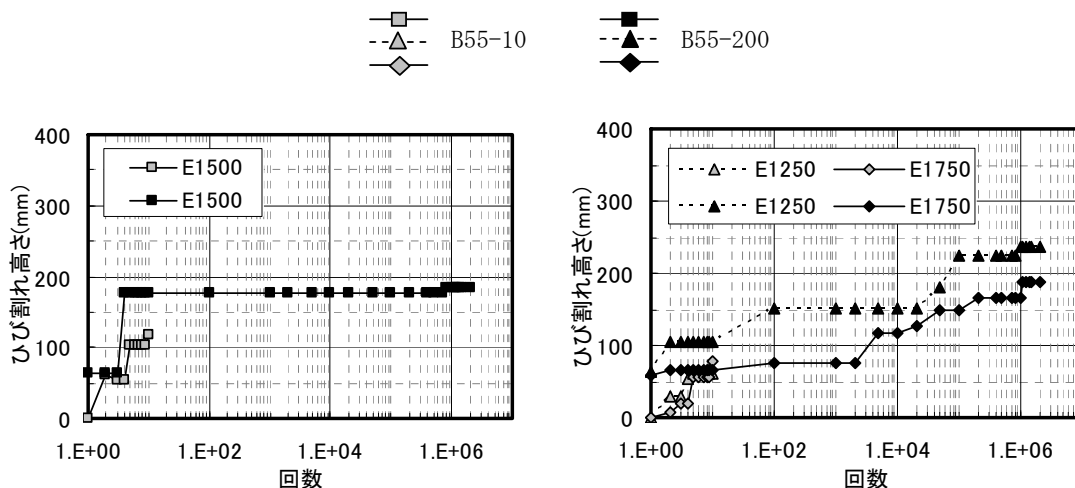


図 6.3.39 繰返し回数－ひび割れ高さ (凡例は図 6.3.38 のひび割れ名称に対応)

繰返し回数の増加に伴うひび割れ高さの進展を示す図 6.3.39 より、支間中央(S 点から 1500mm の位置)付近に発生したひび割れ (E1500) に着目すると、ひび割れの到達高さは B55-10 では 117mm、B55-200 では 185mm であり、荷重の繰返しがひび割れ高さの進展に大きな影響を与えたようにも解釈できる。しかしながら、B55-200 の荷重回数 10 回目において既にひび割れ高さは 176mm まで達していたことから、B55-200 のひび割れ E1500 は、荷重の繰返しの影響をほとんど受けなかったと言える。それに対し、支間中央から ±250mm (S 点から 1250mm 及び 1750mm) 付近に発生したひび割れ(E1250 及び E1750)に着目すると、繰返し回数の増加に伴い、ひび割れ高さが進展していく結果を示した。

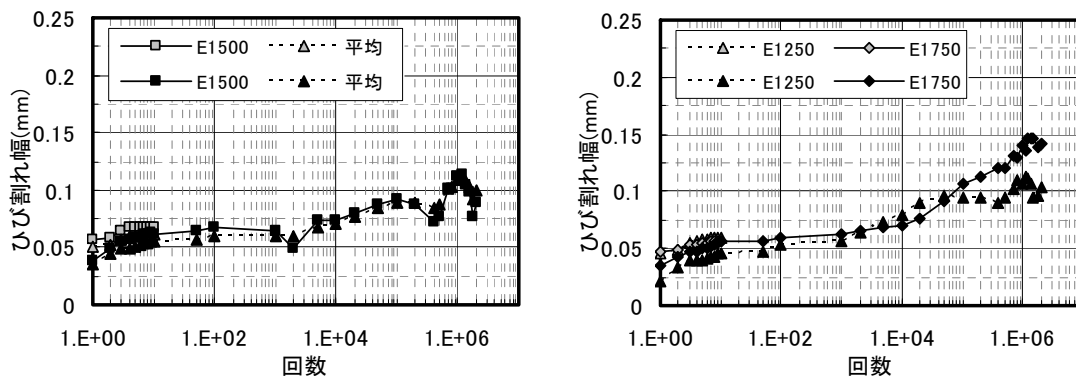
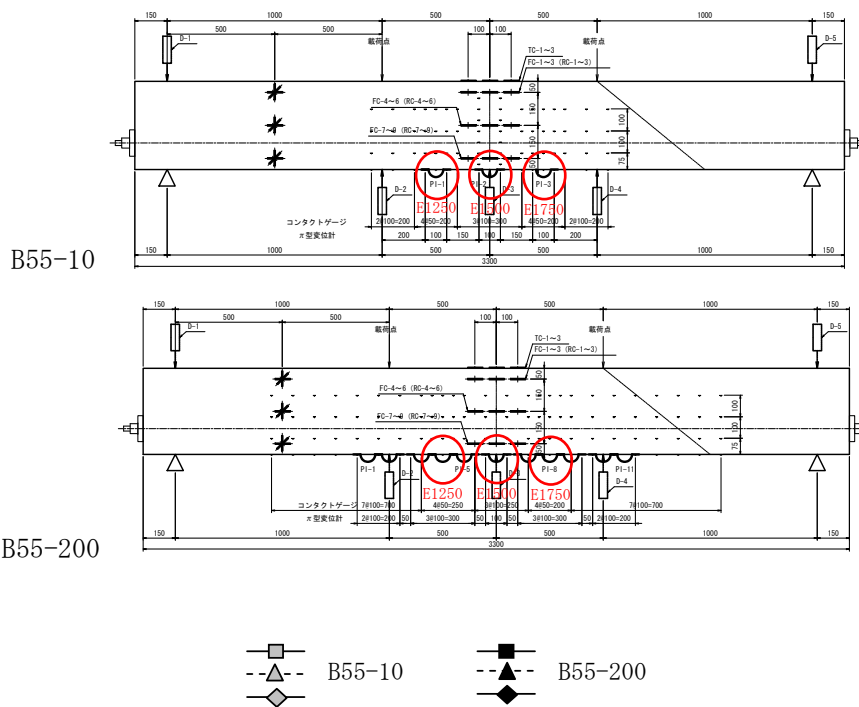


図 6.3.40 繰返し回数—最大ひび割れ幅

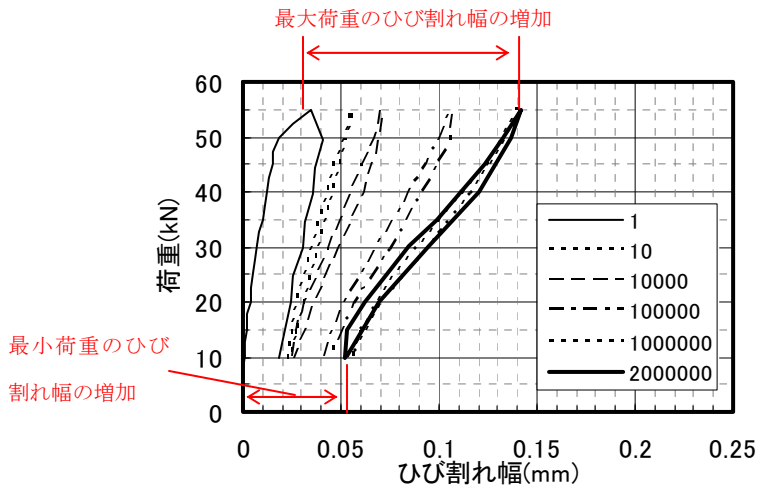


図 6.3.41 載荷荷重－ひび割れ幅履歴 (B55-200 : E1750)

各繰返し荷重載荷時において最大荷重を載荷したときのひび割れ幅の推移を図 6.3.40 に示す。この図より、繰返し回数の増加に伴い、最大荷重載荷時のひび割れ幅は広がっていく傾向を示した。またその傾向は、支間中央付近のひび割れ E1500 に比べ、支間中央から±250mm 付近のひび割れ E1250 及び E1750 において顕著であった。載荷荷重－ひび割れ幅の履歴を示す図 6.3.41 より、最小荷重のひび割れ幅も増加していくものの、その増加量は最大荷重の増加量の 1/3 程度と小さく、残留ひび割れ幅としてはそれ程大きくならないことが分かる。

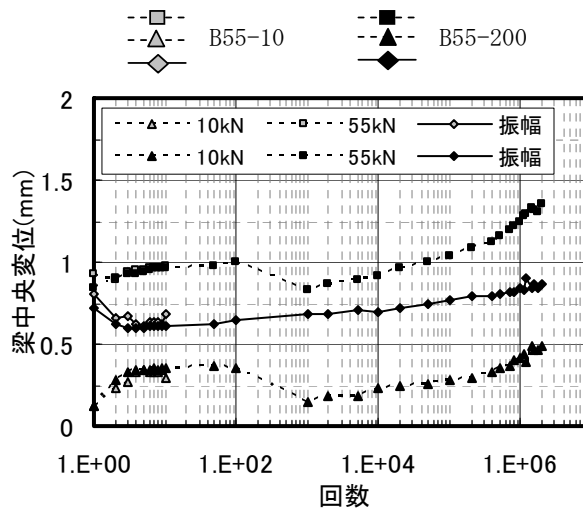


図 6.3.42 繰返し回数－たわみ関係

各繰返し荷重載荷時において最大荷重 55kN、最小荷重 10kN を繰返し荷重載荷したときの梁中央におけるたわみ量及びその振幅量の推移を図 6.3.42 に示す。この図より、繰返し回数の増加に伴い、最大荷重載荷時のたわみ、最小荷重載荷時のたわみ及び振幅量は大きくなっていく傾向を示した。

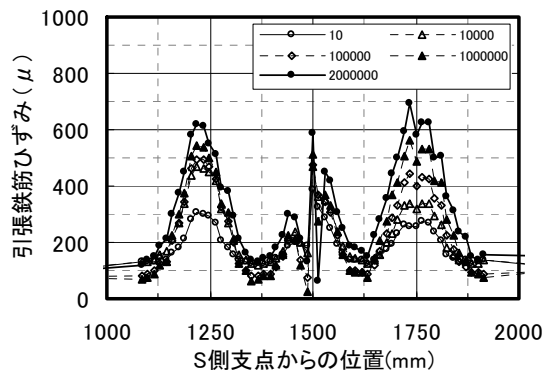


図 6.3.43 各繰返し回数における
引張鉄筋ひずみ
10～200 万回 (B55-200)

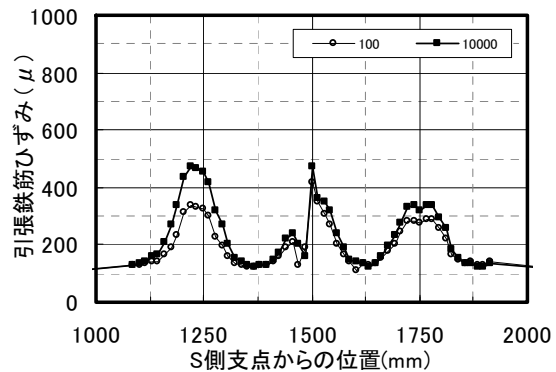
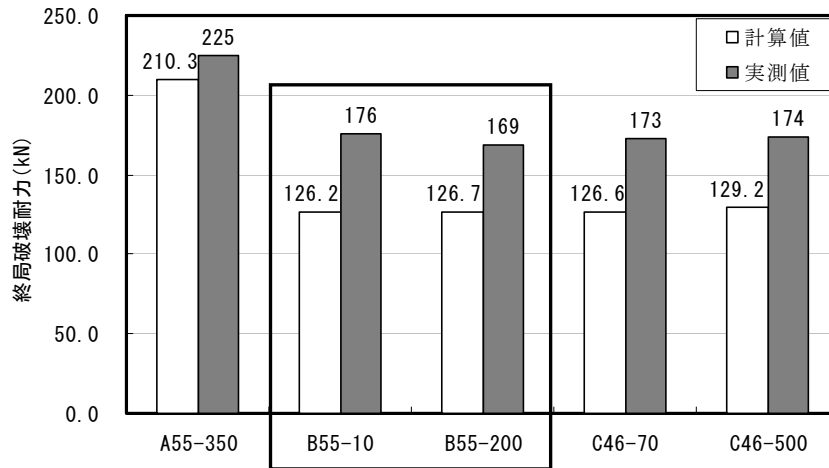


図 6.3.44 各繰返し回数における
引張鉄筋ひずみ
100～1 万回 (B55-200)

多数回の繰返し荷重载荷を受けた供試体 B55-200 の引張鉄筋ひずみの変化を図 6.3.43 に示す。繰返し荷重载荷を 10 回まで受けた時点の状態と、繰返し荷重载荷を 200 万回受けた時点の状態を比較すると、前述図 6.3.40 にてひび割れ幅の増大が顕著であった E1250 及び E1750 (S 点からの距離 1250mm 及び 1750mm) における鉄筋ひずみは約 2 倍になっており、顕著な増加傾向を示した。このような傾向を示した要因として、以下の 2 点を仮定する。

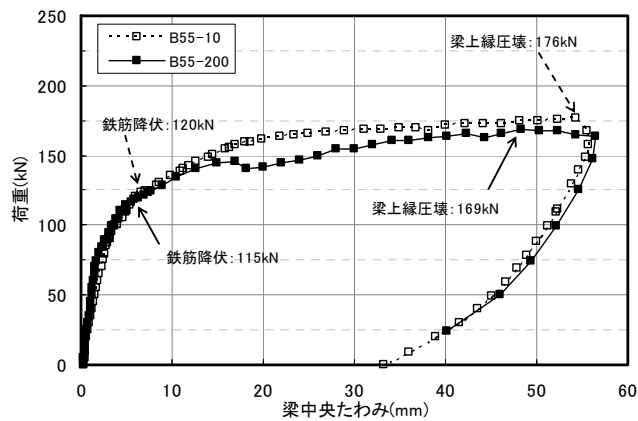
- ・ 梁のたわみが物理的に増加したことによる鉄筋ひずみの増加
- ・ ひび割れ部周辺におけるコンクリートと鉄筋の付着劣化に伴う鉄筋ひずみの増加

図 6.3.40 におけるひび割れ幅の増加傾向及び図 6.3.42 に示す梁中央たわみ増加傾向を連動させて推定すると、たわみが増加したことにより、ひび割れの幅も増大し、それが鉄筋ひずみを増加させた要因と考えることが出来る。しかしながら図 6.3.42 において、原因は不明であるものの繰返し回数 100 回と 1 万回のたわみ量はほぼ同程度か 1 万回の方が若干小さいにもかかわらず、図 6.3.44 においてひび割れ部における鉄筋ひずみは 100 回よりも 1 万回の方が確実に大きいことから、物理的なたわみの増加が鉄筋ひずみを増加させたとは必ずしも断定できない。



※計算値は材料試験より得られた圧縮強度より算出。

図 6.3.45 耐荷力の計算値と実測値の比較



ケース B (B55-10・B55-200)

図 6.3.46 荷重－梁中央たわみの関係（耐荷力試験時）

耐荷力の計算値と実測値の比較を示す図 6.3.45 より、B55-10 及び B55-200 の終局破壊耐力はそれぞれ 176kN 及び 169kN であり、B55-200 の B55-10 に対する耐荷力減少率は約 4%であった。また計算値と実測値を比較すると、両ケース共に実測値が計算値を上回っていた。

耐荷力試験中の荷重－梁中央たわみの関係を示す図 6.3.46 より、B55-10 及び B55-200 はほぼ同等の挙動を示した。

以上のことから、繰返し荷重載荷を受けた場合でも、顕著な耐荷力の低下は起こらず、荷重とたわみの履歴も荷重の繰返し荷重載荷を受けない場合とほぼ同等となる結果を示した。

(3) ひび割れ局所化の検証

初期におけるひび割れの有無が、その後の比較的小さい荷重レベルの繰返し荷重载荷による疲労損傷の進行度合いに影響を及ぼすのかどうかについて、検証を行った。

図 6.3.47 及び図 6.3.48 に繰返し荷重载荷後のひび割れ形状、図 6.3.49 に繰返し回数とひび割れ本数の関係、図 6.3.50 にひび割れ高さ、図 6.3.51 にひび割れ幅、図 6.3.52 に耐荷力試験結果を示す。

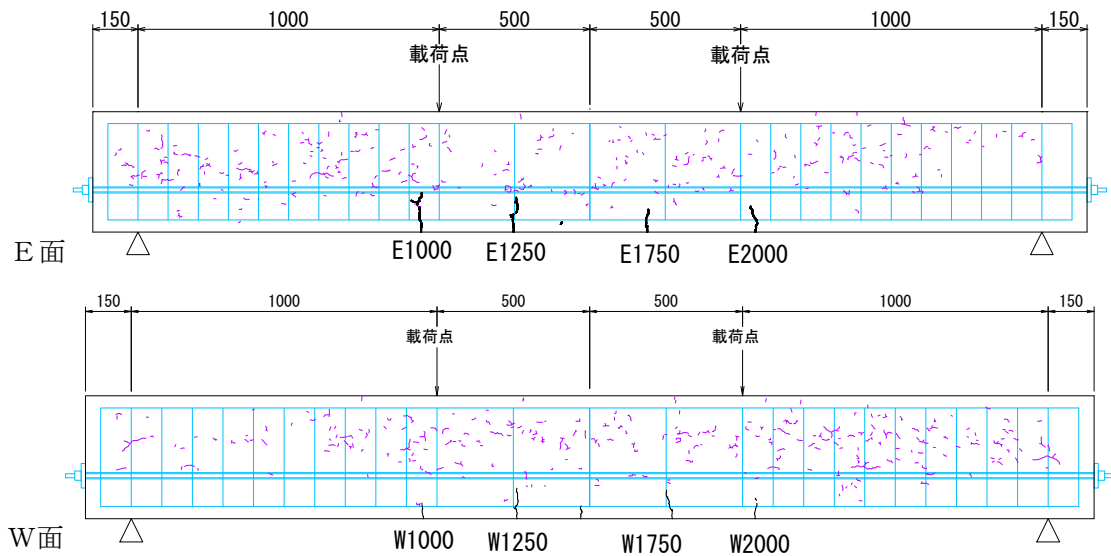


図 6.3.47 70 万回载荷後のひび割れ図 (C46-70)

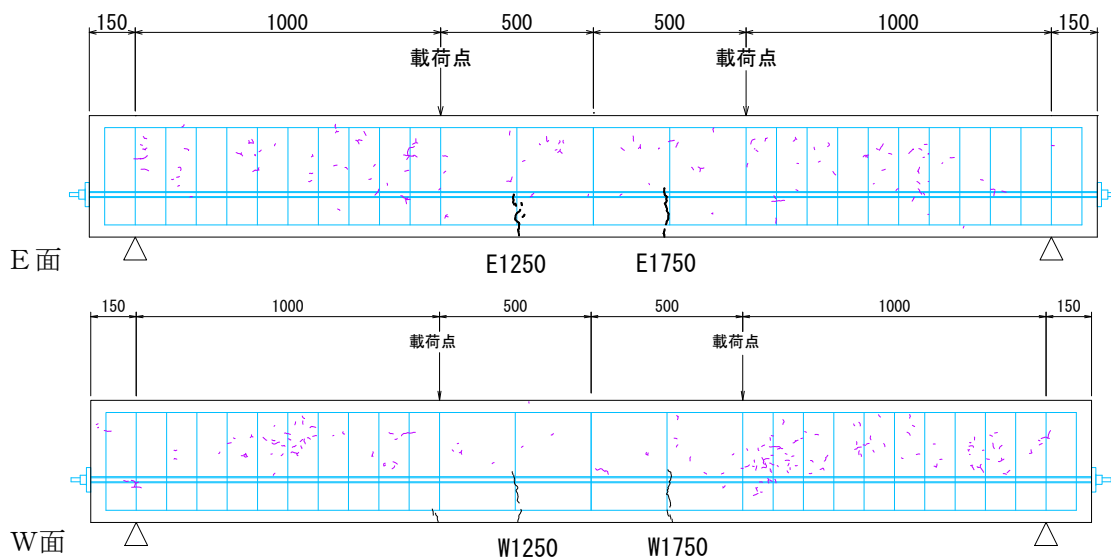


図 6.3.48 500 万回载荷後のひび割れ図 (C46-500)

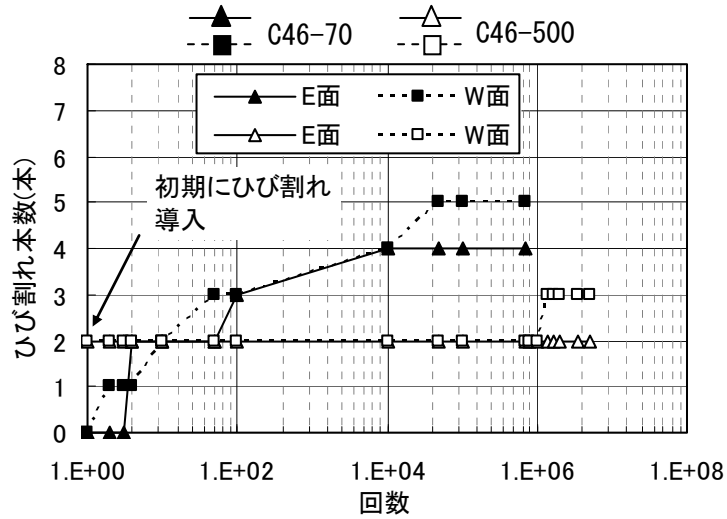


図 6.3.49 ひび割れ本数の進展傾向

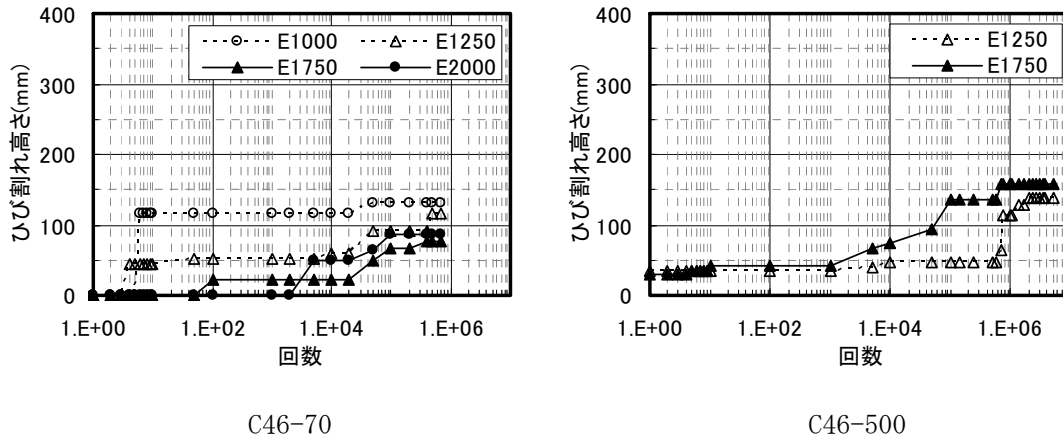


図 6.3.50 繰返し回数－ひび割れ高さ
(ひび割れ名称は図 6.3.47 及び図 6.3.48 参照)

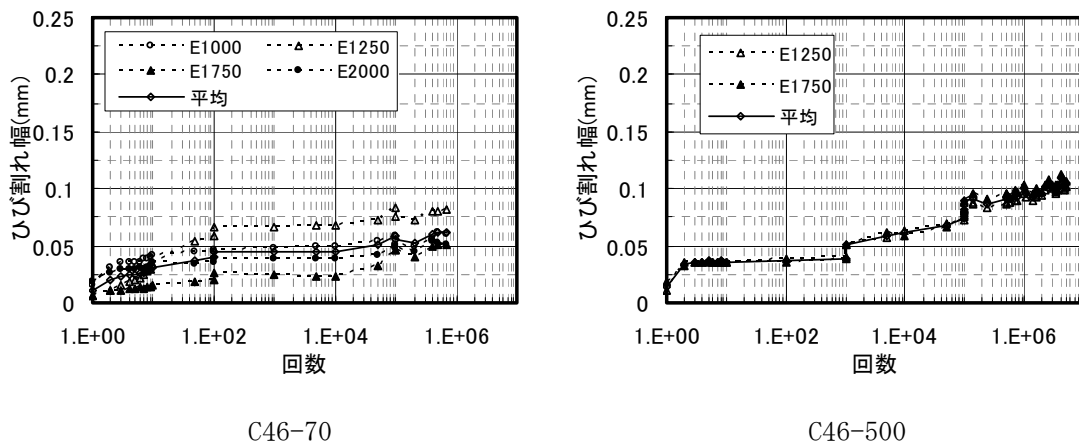
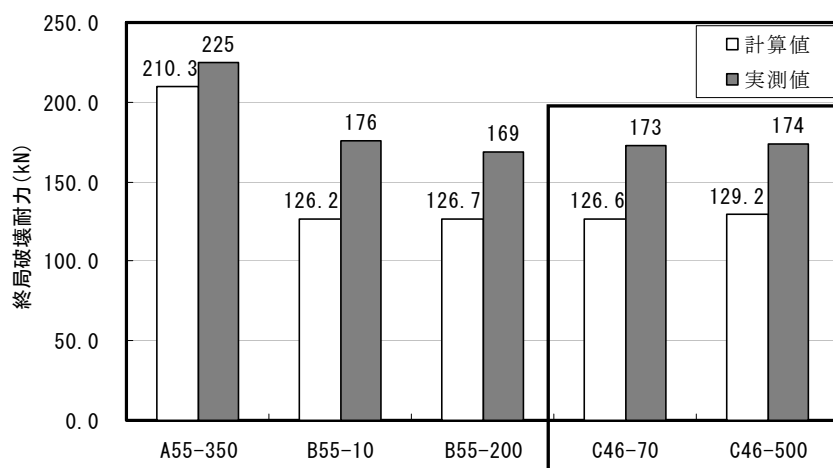


図 6.3.51 繰返し回数－ひび割れ幅
(ひび割れ名称は図 6.3.47 及び図 6.3.48 参照)



※計算値は材料試験より得られた圧縮強度より算出。

図 6.3.52 耐荷力の計算値と実測値の比較

図 6.3.49 より、供試体 C46-500 は初期荷重によりひび割れが 2 本発生し、その後 500 万回の繰返し荷重荷重終了時点におけるひび割れ本数は 2~3 本であった。一方、初期にひび割れを導入しなかった C46-70 は、繰返し荷重荷重が進行するに従いひび割れ本数は徐々に増加し、70 万回終了時点におけるひび割れ本数は 4~5 本であった。

図 6.3.50 及び図 6.3.51 より、最終的なひび割れ本数は少なかった C46-500 は、C46-70 に比べてひび割れは高くまで進展し、またひび割れ幅は約 2 倍まで広がった。

図 6.3.52 より、C46-70 及び C46-500 の終局破壊耐力はほぼ同等であり、かつ両ケース共に計算値を上回っていた。

以上より、初期にひび割れが発生した場合、その後のひび割れ分散性は低下し、初期のひび割れが進展することによってひび割れが局所化しやすい傾向があることが示された。つまり、初期のひび割れ性状がその後の繰返し荷重荷重によるひび割れ発生傾向に影響を及ぼす可能性がある。一方で、このひび割れ発生傾向の違いが耐荷性能に及ぼす影響は小さい結果となった。

6.3.3 疲労の要因分析

繰返し荷重载荷によるひび割れの進展あるいは鉄筋応力の増大に対する要因特定のために、考えられる要因毎に実験データ及び解析等を実施して検証した。

以下の2つの仮説に対して検証を行った。

仮説1. 何らかの理由で一旦ひび割れが発生すると、その後の繰返し荷重载荷によりひび割れ周辺のコンクリートと鋼材との付着機能が劣化し、付着力が低下する。付着劣化に伴いひび割れ幅の変動が付着劣化前と比べて大きくなることから、そのひび割れが卓越して進展する。

仮説2. 何らかの理由で一旦ひび割れが発生すると、ひび割れ先端に大きな応力変動が生じることで、そのひび割れ先端の破壊が卓越して発生し、そのひび割れが卓越して進展する。

(1) 付着機能の劣化に対する検証（仮説1の検証）

(a) 実験結果からの検証

ひび割れ近傍におけるコンクリート及び鉄筋ひずみ分布傾向を確認することにより、コンクリートと鉄筋の付着機能の劣化の可能性を検証した。

・ケースC(C46-70)

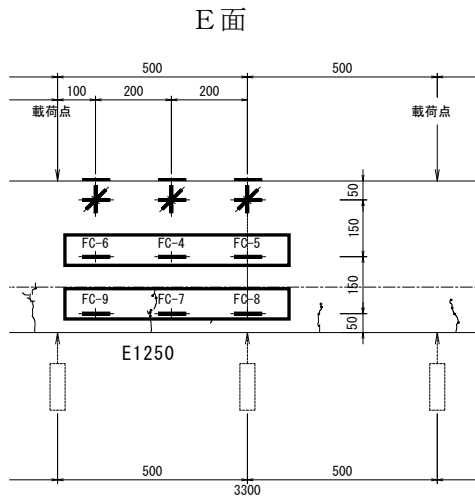


図 6.3.53 着目したひび割れとひずみゲージ位置

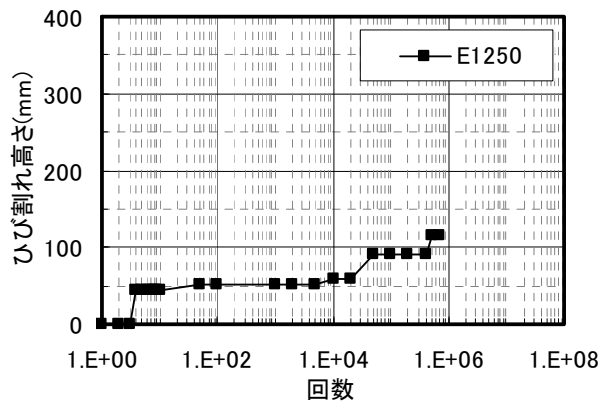


図 6.3.54 着目したひび割れの進展状況

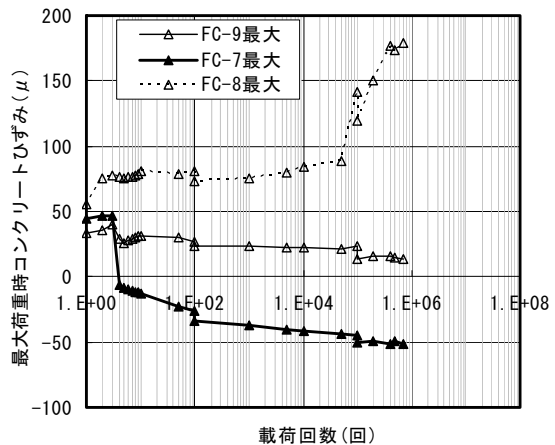
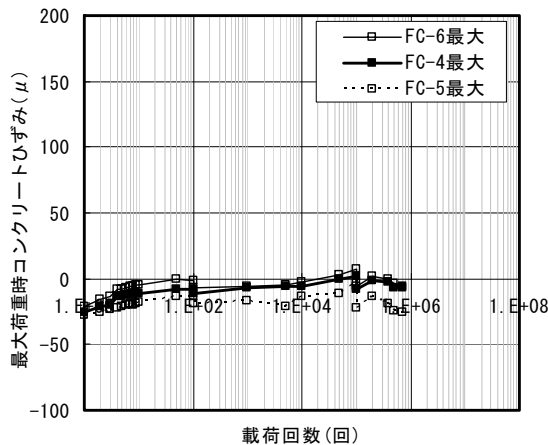


図 6.3.55 ひび割れ付近のコンクリートひずみ (E1250)

図 6.3.54 より、ひび割れ E1250 は荷重回数 70 万回時点で、桁下面から約 120mm の高さ
に達した。図 6.3.55 より、桁下面から 200mm の位置のひずみ FC-4~FC-6 では、ひび割れ
から距離があったため、それぞれの値に大きな差は見られなかった。それに対し桁下面か
ら 50mm の位置のひずみ FC-7~FC-9 では、ひずみ値に大きな変化が見られ、特にひび割れ
に最も近いひずみ FC-7 が、荷重回数の増加に伴い低下していく傾向が見られた。

・ケース C(C46-500)

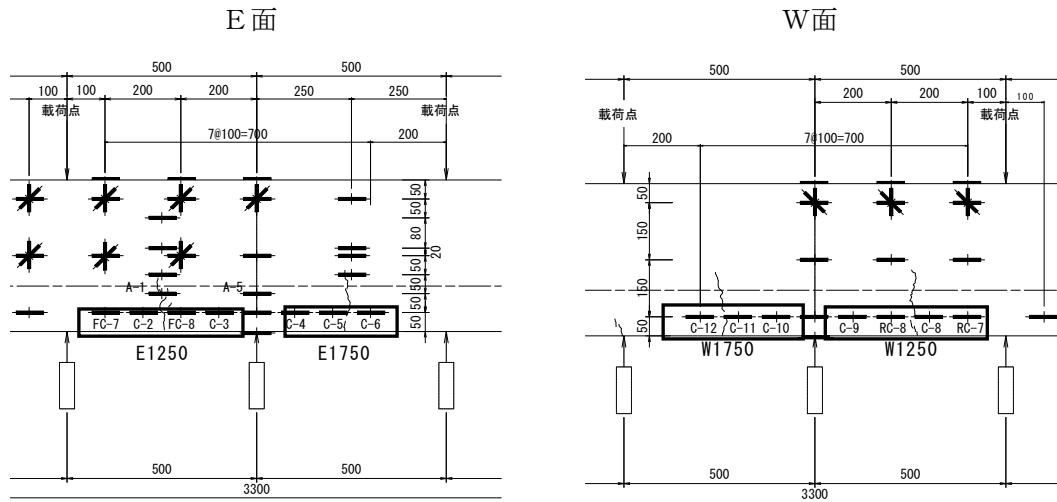


図 6.3.56 着目したひび割れとひずみゲージ位置

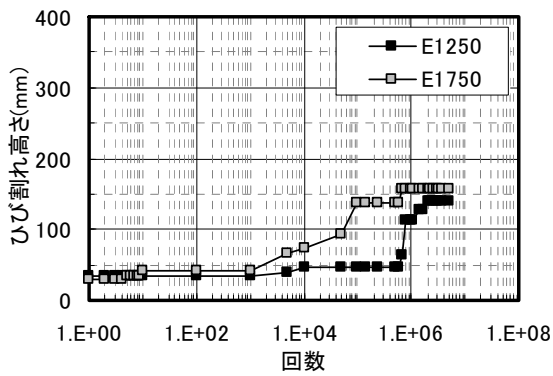


図 6.3.57 着目したひび割れの進展状況 (E面)

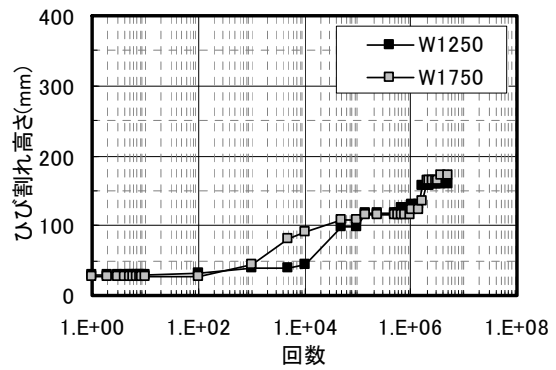


図 6.3.58 着目したひび割れの進展状況 (W面)

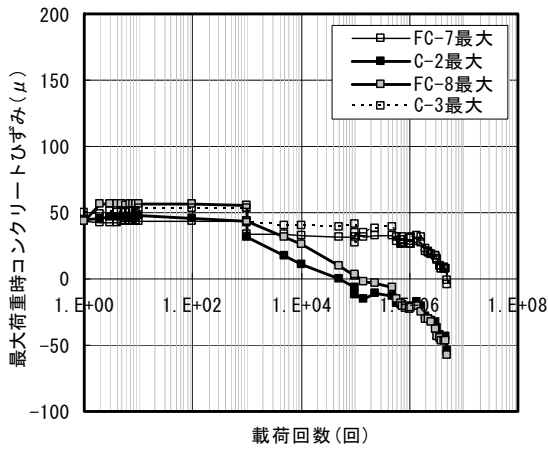


図 6.3.59 ひび割れ付近のコンクリートひずみ (E1250)

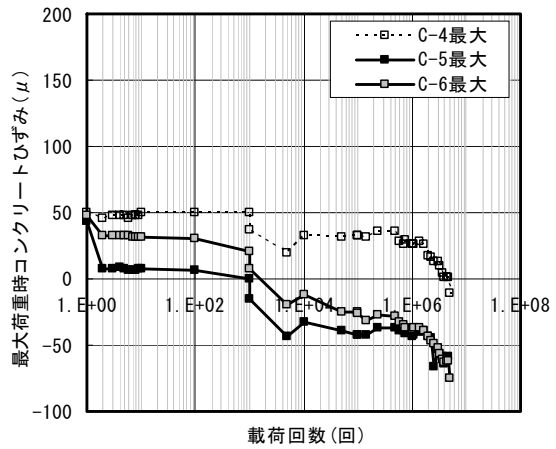


図 6.3.60 ひび割れ付近のコンクリートひずみ (E1750)

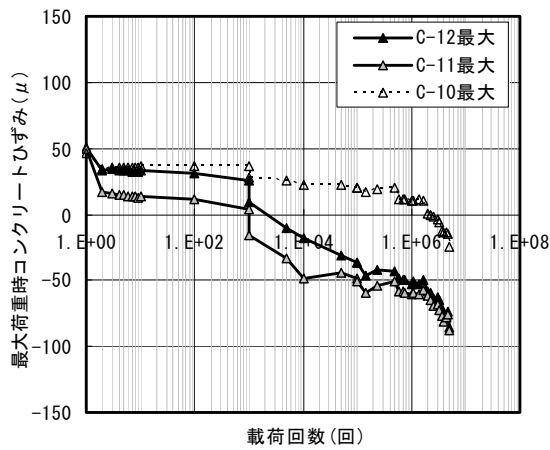


図 6.3.61 ひび割れ付近のコンクリートひずみ (W1750)

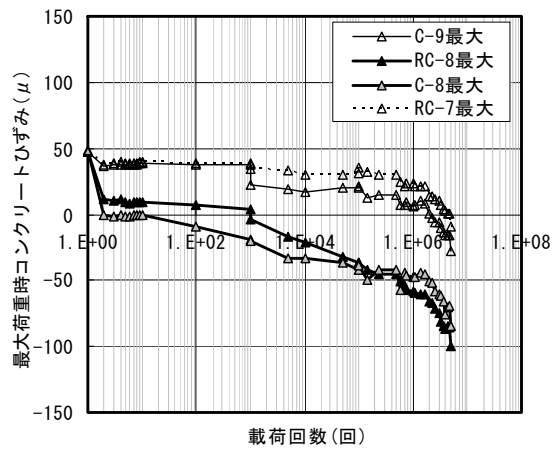


図 6.3.62 ひび割れ付近のコンクリートひずみ (W1250)

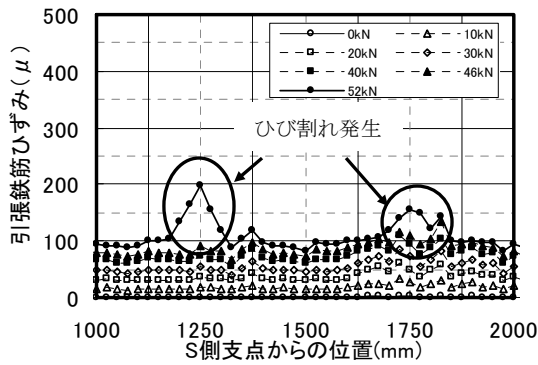


図 6.3.63 各繰返し回数における引張鉄筋ひずみ
初期載荷 (C46-500)

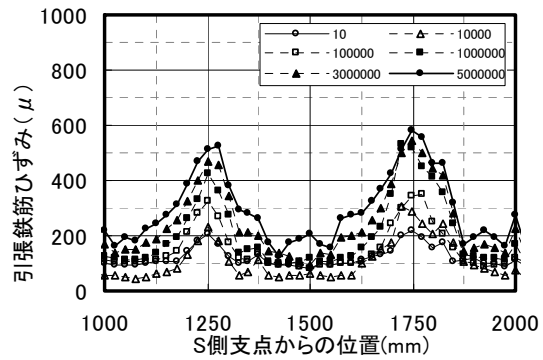


図 6.3.64 各繰返し回数における引張鉄筋ひずみ
10~500 万回 (C46-500)

ひび割れ E1250 を挟むように設置されているひずみゲージ FC-7、C-2、FC-8、C-3 に着目すると、図 6.3.59 より、ひび割れに近いひずみ C-2 及び FC-8 がひび割れから遠いひずみ FC-7 及び C-3 と比較して低下していく傾向が見られた。同様にひび割れ E1750 に関しても、図 6.3.60 より、ひび割れを挟むひずみ C-5 及び C-6 が、ひび割れから遠いひずみ C-4 と比較して低下していく傾向が見られた。また図 6.3.64 より、載荷回数が増加するに従い、ひび割れ近傍 (S 側支点からの距離 1250 及び 1750) における鉄筋ひずみが増加していく傾向が見られた。以上のことから、ひび割れ近傍において、コンクリートが負担していたひずみが鉄筋に移行した可能性が推察される。

W面に確認されたひび割れ W1750 に関しても、図 6.3.61 より、ひび割れを挟むひずみ C-12 及び C-11 が、ひび割れから遠いひずみ C-10 と比較して低下していく傾向が見られた。この傾向は、図 6.3.62 に示すひび割れ W1250 においても同様であった。

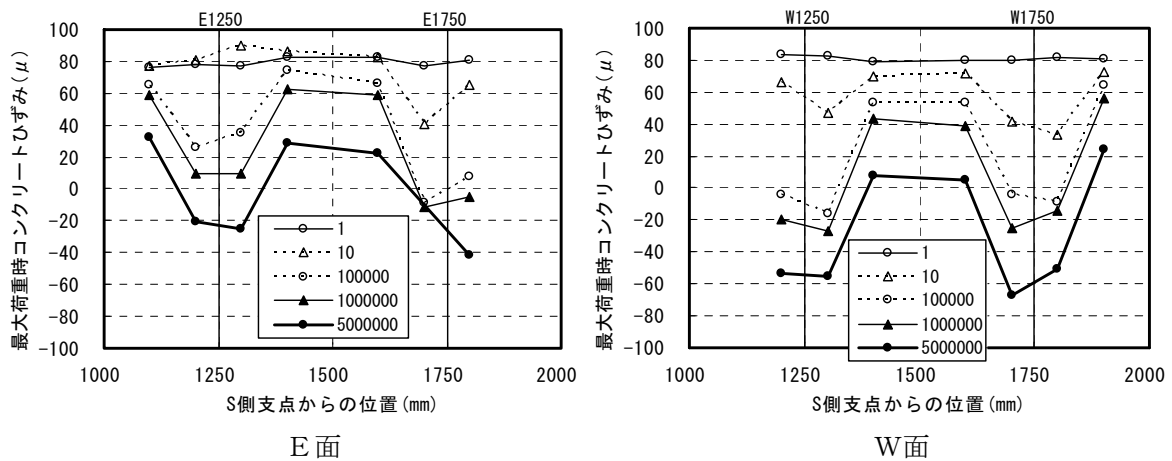


図 6.3.65 各繰返し回数におけるコンクリートひずみ（最大荷重時）

各繰返し回数におけるコンクリートひずみを図 6.3.65 に示す。E 面、W 面共にひび割れ位置において繰返し回数が増加するに従ってコンクリートひずみが低下する傾向が見られた。

以上のことから、ひび割れ近傍においてコンクリートと鉄筋との付着劣化が発生し、一体性が低下した可能性が推察される。

(b) 解析結果からの検証

実験結果では、載荷繰り返し回数が増加するに従い、ひび割れ部周辺の鉄筋ひずみが顕著に増加する傾向が見られた (図 6.3.66)。

このひび割れ部における顕著な鉄筋ひずみの増加現象について、ひび割れの進展に伴うひび割れ部周辺の付着機能の低下が起因しているのではないかという仮説 1 に対し、付着の劣化 (無視、バネ剛性低下) をパラメータとした解析モデルを用い、軸方向鉄筋ひずみ分布及びひび割れ性状を実験と比較することにより、鉄筋付着特性が曲げひび割れ性状に及ぼす影響に関する検討を行うことで検証した。

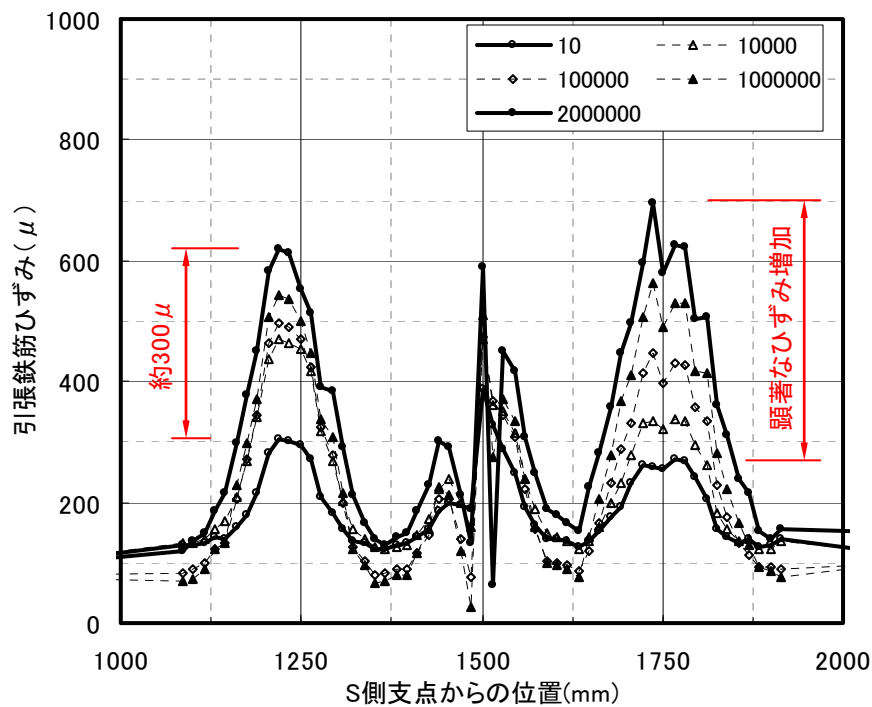
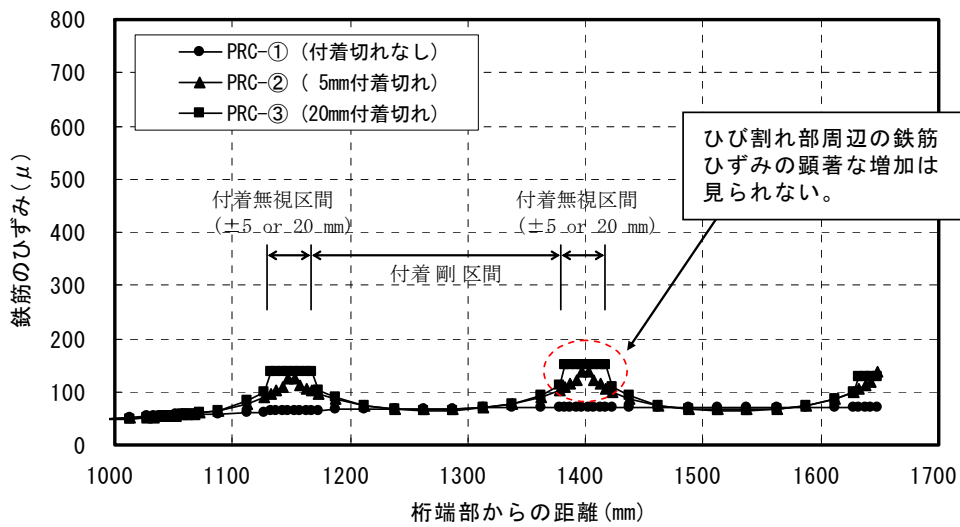


図 6.3.66 実験より得られたひび割れ部におけるひずみ増加傾向 (B55-200)

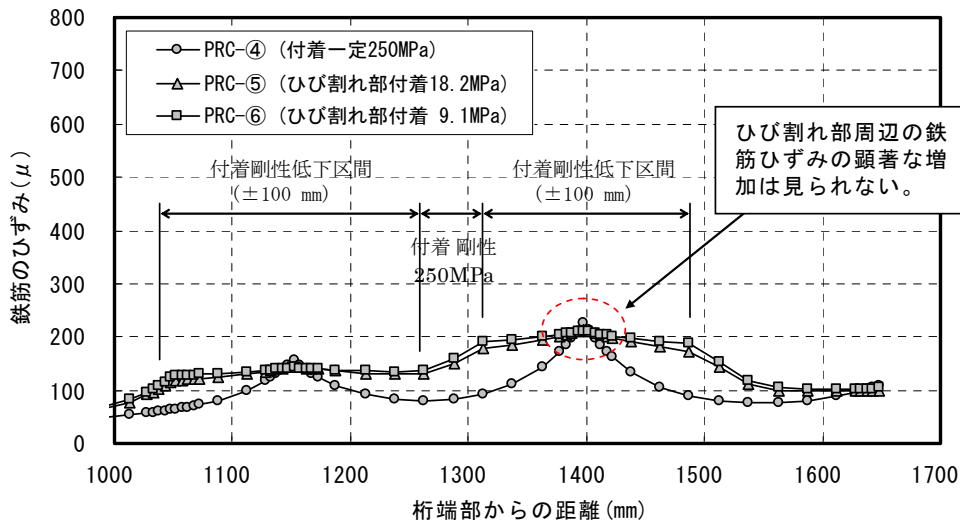
・ 下面主鉄筋のひずみ

前述表 6.2.27 に示す 6 種類の解析モデルの下面主鉄筋ひずみ解析結果について、下面主鉄筋のひずみ分布をシリーズ A(ひび割れ部周辺に付着損失区間を設けた場合)とシリーズ B(付着剛性を考慮した場合)に分けて図 6.3.67 に示す。

シリーズ A 及びシリーズ B 双方に共通し、付着剛性無視あるいは剛性低下を表現することにより、ひび割れ部周辺において若干の鉄筋ひずみの増加が見られた。付着剛性変化区間長を 5mm あるいは 20mm としたシリーズ A に比べ、付着剛性変化区間長を 100mm としたシリーズ B での鉄筋ひずみの最大値は大きくなった。しかしながら、実験結果で確認されたようなひび割れ位置における鉄筋ひずみの顕著な増加現象を確認することはできなかった。



(a) シリーズ A



(b) シリーズ B

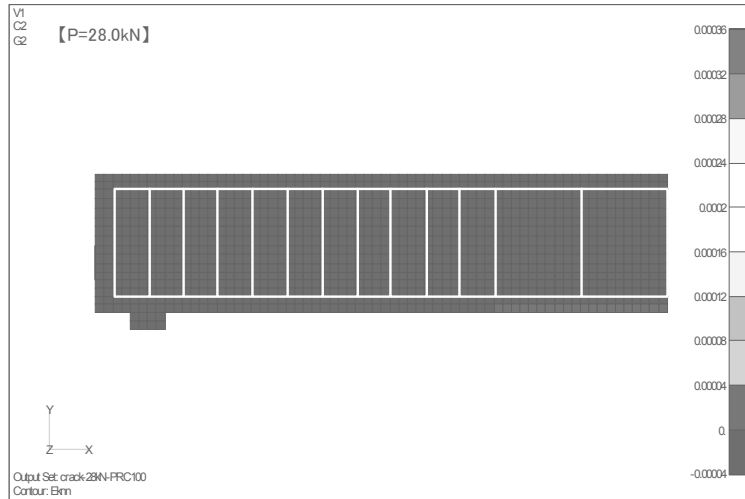
図 6.3.67 下面主鉄筋のひずみ

・ ひび割れコンター図

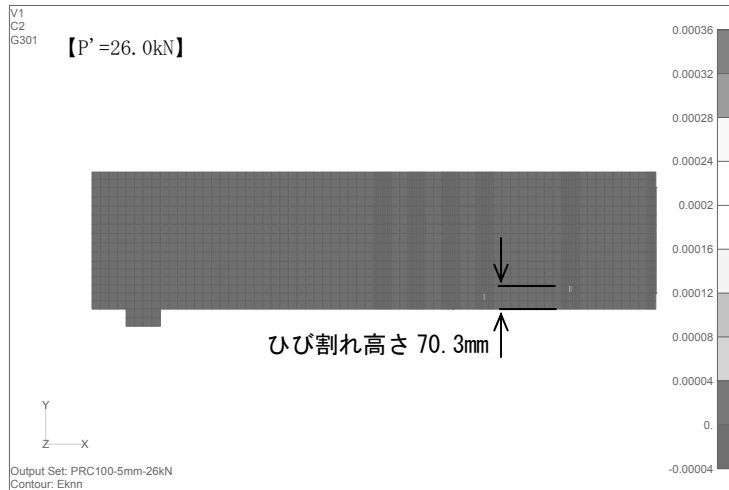
実験ケース B における最大荷重相当の荷重載荷時におけるひび割れコンター図について、シリーズ A の結果を図 6.3.68 に、シリーズ B の結果を図 6.3.69 に示す。

図 6.3.68 より、付着切れ区間長を 5mm 及び 20mm とした PRC-②及び PRC-③では、共にひび割れ高さは 70.3mm となり、両者のひび割れ進展（高さ）に顕著な差は見られなかった。また図 6.3.50 より、ひび割れ部近傍の付着剛性を 250MPa とした PRC-④のひび割れ高さは 116.8mm、付着剛性を 18.2MPa、9.1MPa とした PRC-⑤、PRC-⑥のひび割れ高さは共に 166.9mm となり、剛性を極端に低下させることによって若干ひび割れ高さが高くなる傾向が見られた。

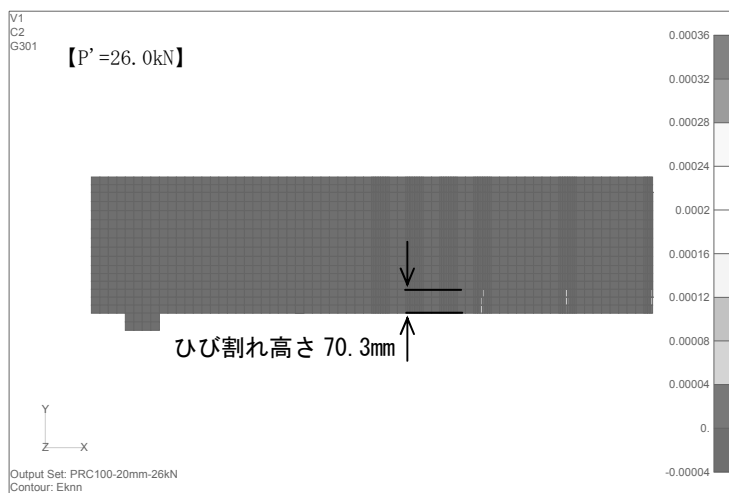
以上のことから、実験において鉄筋ひずみが増加した理由について、ひび割れ部周辺の付着強度の低下のみでは説明することは出来ないものの、ひび割れを跨いで 100mm 程度の区間の付着強度を変化させることにより、ひび割れ高さが変化する傾向が解析により再現されたことから、コンクリートと鉄筋の付着劣化がひび割れ進展に影響を与える可能性があることが示された。



(a) PRC-① (付着切れなし)

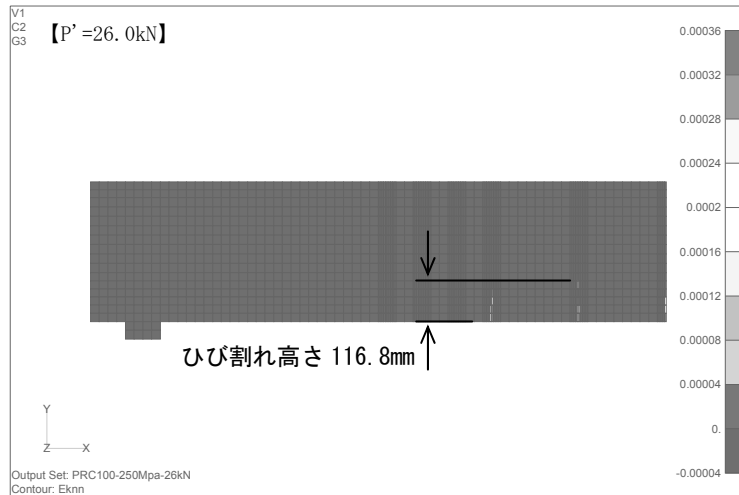


(b) PRC-② (付着切れ 5mm)

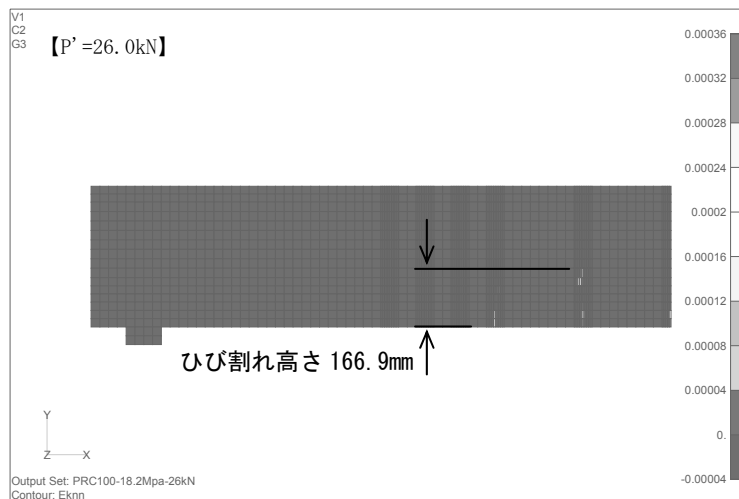


(c) PRC-③ (付着切れ 20mm)

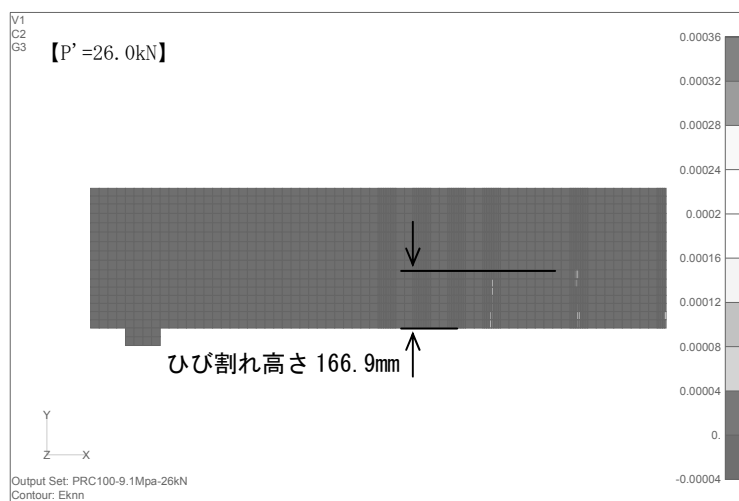
図 6. 3. 68 ひび割れコンター図 (シリーズ A)



(a) PRC-④ (付着一定 250MPa)



(b) PRC-⑤ (ひび割れ部付着 18. 2MPa)



(c) PRC-⑥ (ひび割れ部付着 9. 1MPa)

図 6. 3. 69 ひび割れコンター図 (シリーズ B)

(2) ひび割れ先端への応力集中とその繰返し（仮説 2 の検証）

(a) 実験結果からの検証

ひび割れの先端の応力集中の繰返しによって、ひび割れ先端のコンクリートの破壊が卓越して進行するという仮説 2 に対する検証を行った。

・ ケース B(B55-200)

ひび割れ発生位置とその周辺のコンクリート表面ひずみの結果を図 6. 3. 72 及び図 6. 3. 73 に示す。

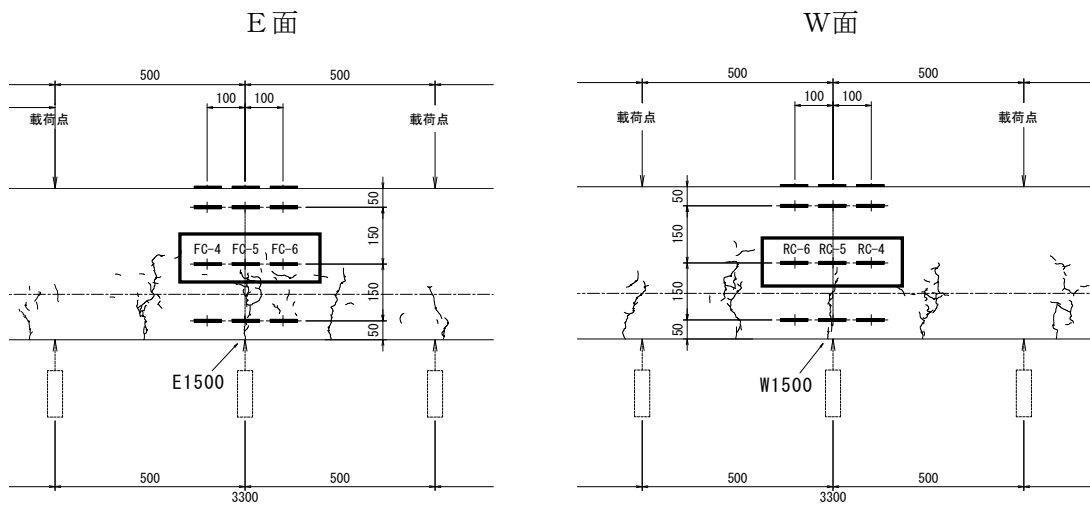


図 6. 3. 70 着目したひび割れとひずみゲージ位置

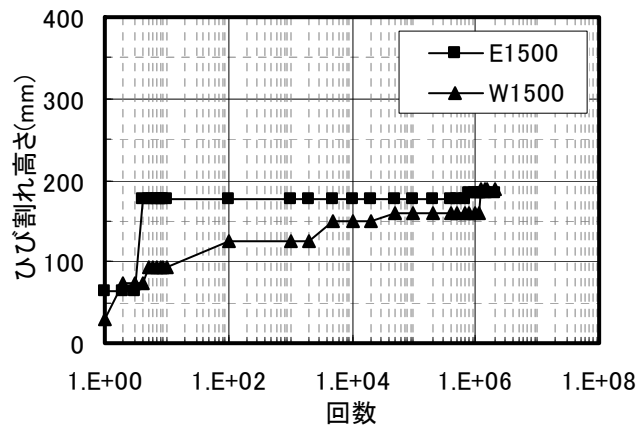


図 6. 3. 71 着目したひび割れの進展状況

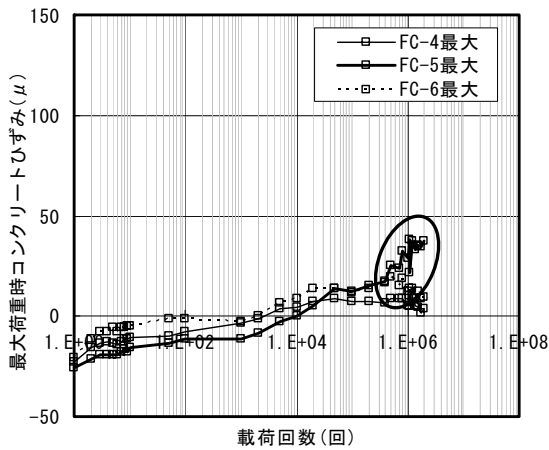


図 6.3.72 ひび割れ付近のコンクリートひずみ (E1500)

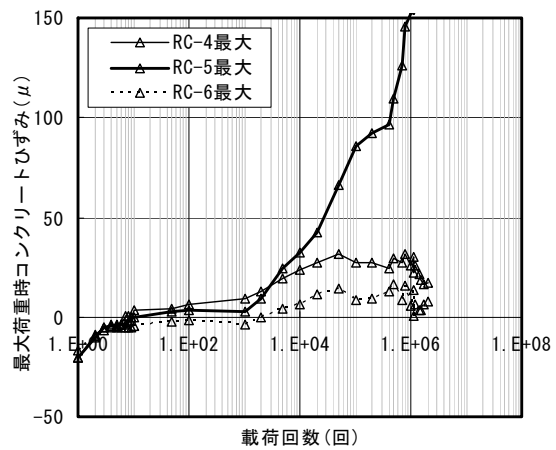


図 6.3.73 ひび割れ付近のコンクリートひずみ (W1500)

E面の状況を示す図 6.3.72 より、载荷回数が増加するに従って、ひび割れ先端近傍のコンクリートひずみ (FC-5) が、その両脇のひずみ (FC-4 及び FC-6) と比較し増加していく傾向が見られた。この傾向は、図 6.3.73 に示すW面のひび割れ先端近傍ひずみ (RC-5) において、より顕著に表れた。前述図 6.3.71 のひび割れ進展状況より、载荷回数 200 万回終了時点で、ひび割れはひずみゲージ高さ (桁下より 200mm) まで達していないことから、ひび割れがない部位に比べ、ひび割れ先端部に応力が集中する傾向があることを示していると考えられる。

- ・ ケース C(C46-500)

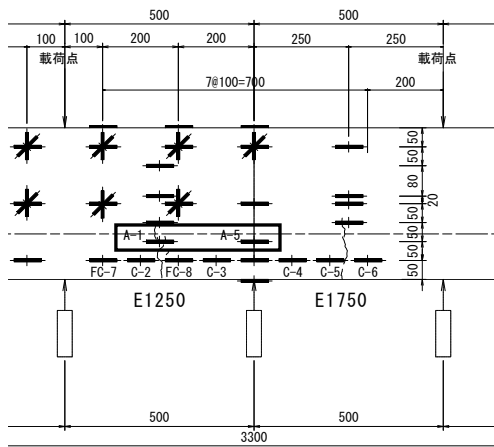


図 6.3.74 着目したひび割れとひずみゲージ位置

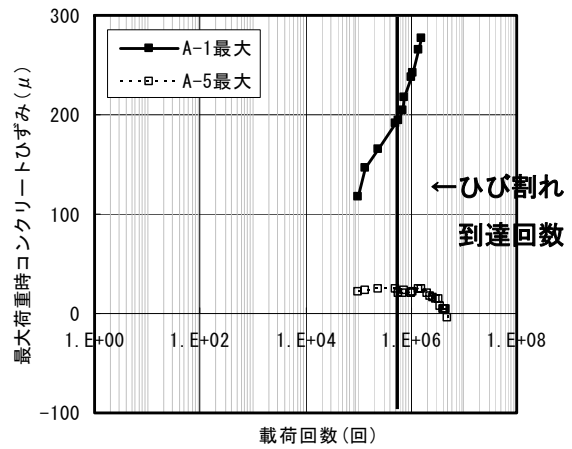
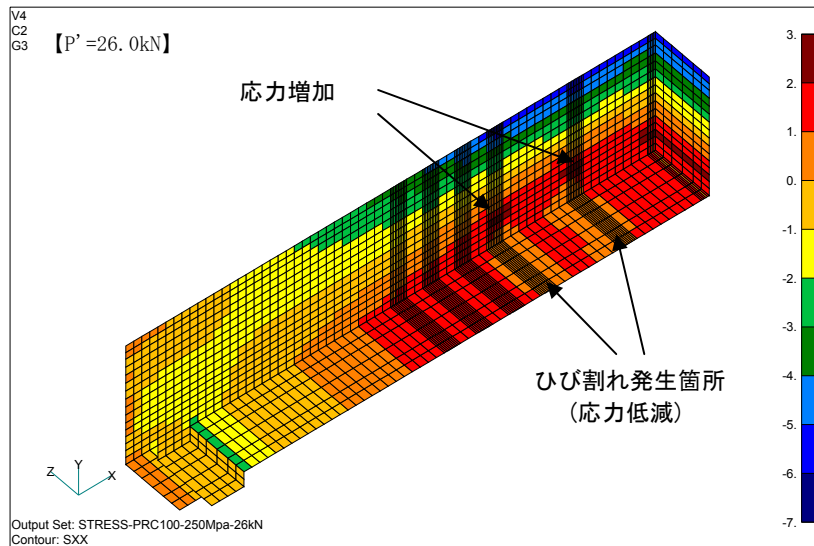


図 6.3.75 ひび割れ付近のコンクリートひずみ (E1250)

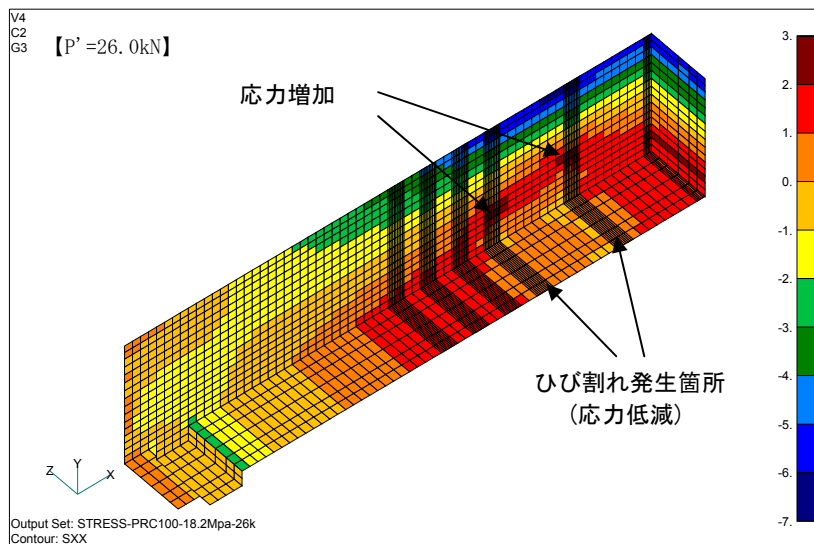
図 6.3.57 より、E面に確認されたひび割れ E1250 がひずみゲージ A-1 及び A-5 の設置高さ 100mm に達したのは載荷回数 76 万回目の時点であった。よって図 6.3.75 より、ひび割れ先端のひずみゲージ A-1 にひび割れが到達する以前からひずみ A-1 はひび割れが無い部位のひずみ A-5 と比較して増加傾向が顕著であることが分かり、ひび割れ先端部に応力が集中していることが推察される。

(b) 解析結果からの検証

付着にバネ剛性を考慮した PRC-④及び PRC-⑤について、最大荷重相当の荷重載荷時におけるコンクリート応力コンター図を図 6.3.76 に示す。この図より、ひび割れ発生箇所の下
面引張応力が低減すると同時に、ひび割れ先端部付近における引張応力の局所的な応力増
加が認められた。以上より、ひび割れ先端への応力集中傾向が解析によって再現された。



(a) PRC-④ (付着一定 250MPa)



(b) PRC-⑤ (ひび割れ部付着 18.2MPa)

図 6.3.76 コンクリート応力コンター図 (シリーズ B)

6.4 まとめ

2章における実橋調査により、プレストレスが導入されているPC構造及びPRC構造においても、活荷重の繰返し载荷に伴う疲労損傷発生の可能性を明確に否定することは出来ないことが示され、3章及び4章においてPRC構造はPC構造に比べて相対的に疲労損傷リスクが高く、またそのリスクは設計要因の変化によって危険側に変動しやすい傾向があることが示された。本章ではまず、プレストレスを導入した梁部材における疲労現象を確認することとした。コンクリートのひずみ振幅 S とその部位にひび割れが発生するまでの繰返し回数 N による $S-N$ 関係図から、相関関係の確認を行った。その結果、データ数が少なく定量的な信頼性には課題があるものの、プレストレスを導入した梁部材について少なくとも、何らかの理由により引張縁にひび割れが生じた場合には、梁としては下端の曲げ応力がひび割れ発生限界以下程度であっても、その繰返しに対してひび割れは進展する可能性のある結果が示された。

何らかの理由で一旦発生したひび割れが、その後の繰返し荷重载荷により卓越して進展することがここでの疲労現象の特徴であった。この疲労損傷要因として、①コンクリートと鋼材の付着機能の劣化、及び②ひび割れ先端への応力集中という2つの仮説を立て、供試体実験及びFEM解析によりこれらの検証を行った。得られた知見を以下に記す。

① コンクリートと鋼材の付着機能の劣化に対する検証

何らかの理由で一旦ひび割れが発生すると、その後の繰返し荷重载荷によりひび割れ周辺のコンクリートと鋼材との付着機能が劣化し、付着力が低下するために、ひび割れが卓越して進展するという仮説に対し、実験及び解析により検証を行った。

実験の結果、ひび割れを挟む両側部分のコンクリートの表面ひずみが、载荷回数の増加に伴い次第に低下する傾向が見られ、同時にひび割れ位置における引張鉄筋ひずみが、载荷回数の増加に伴い顕著に増大していく傾向が見られた。このことは、ひび割れ近傍においてコンクリートと鉄筋との付着劣化が発生し、一体性が低下したことにより、それまでコンクリートと共同して受け持っていた抵抗機構が、鉄筋のみの抵抗機構に移行したことが要因の一つとして推察された。

FEM解析の結果、実験で確認されたようなひび割れ位置における鉄筋ひずみの顕著な増大傾向は確認されなかったものの、ひび割れを跨いで100mm程度の区間の付着強度を変化させることで、ひび割れ高さが変化する傾向が解析により再現された。また解析によるコンクリート応力コンター図より、ひび割れ発生箇所近傍の応力が低減する現象が再現された。このことから、繰返し荷重载荷によりコンクリートと鋼材の付着機能が劣化し付着性能が低下するという傾向が、ひび割れ進展に影響を与え、ひび割れの局所化に起因していることの可能性の一つとして示された。

② ひび割れ先端への応力集中に対する検証

ひび割れ先端の応力の繰返しによって、ひび割れ先端のコンクリートの破壊が卓越して進行するという仮説に対し、実験及びFEM解析により検証を行った。

実験の結果、ひび割れ先端近傍のコンクリートひずみは、ひび割れの無い部分におけるコンクリートひずみに比べ、明らかな増加傾向が認められた。このことから、ひび割れ先端への応力集中の発生と大きな応力変動の繰返しにより、ひび割れ先端のコンクリートが微視的な破壊を起こし、結果的にひび割れが進展する要因の一つになっていることが推察された。

FEM解析の結果、ひび割れ先端部付近における引張応力の局所的な応力増加が認められ、ひび割れ先端への応力集中傾向が解析により再現された。このことから、ひび割れ先端には他の部位と比較し局所的に大きな応力集中が起こるといった傾向が、ひび割れの進展と分散性の低下に起因していることの可能性の一つとして示された。

以上より、実験で確認された現象のメカニズムやそれに支配的な要因には不明な点があるものの、プレストレスを導入する部材であっても、荷重条件によって引張応力の発生を許容する場合には、それによって実際にひび割れが生じる可能性の程度や、仮にひび割れが生じた場合にそれが想定される応力変動の繰返しに対して進展する可能性、及びその程度から所要の耐荷力が設計で考慮する期間に維持されることの確実性について考慮することが必要である可能性がある。

【6章 参考文献】

- 1) 井上 正一:コンクリートの圧縮疲労特性と部材設計への適用に関する基礎的研究、土木学会論文集 V、No. 451、pp59～67、1992 年 8 月
- 2) 2007 年制定 コンクリート標準示方書 設計編、p. 113、土木学会
- 3) 山谷、中村、檜垣:回転ひび割れモデルによる RC 梁のせん断挙動解析、土木学会論文集、No. 620/V-43、pp. 187-199、1999. 5
- 4) 鉄筋とコンクリート間の付着特性モデル、コンクリート工学、Vol46、No. 7、pp. 38～43、2008. 7
- 5) Miner, M. A. : Cumulative Damage in Fatigue、Journal of Applied Mechanics、Vol. 12、pp. A159～A164、1945