

## 4章 鋼繊維補強軽量コンクリートはり部材の曲げ疲労試験

### 4.1 目的

前章では、輪荷重走行試験を実施することにより、SFLC床版（鋼繊維補強軽量床版）の疲労耐久性を検討・評価した。その結果、軽量コンクリートに適量の鋼繊維（SF）を混入することにより、床版の疲労寿命は飛躍的に延び、主鉄筋量を通常設計の半分にしたSFLC床版でさえ、176kNの輪荷重で100万回の走行に耐えることができ、実橋に十分適用できる疲労耐久性を有していることがわかった。しかしながら、鉄筋量の半減のため床版の変形やひび割れ幅が大きくなり、環境耐久性からは使用限界を超えるものであった。これらより、鉄筋量を通常設計の75%程度にすれば、使用性能をも満足するものと推察できる。

そこで、本章では、この75%の主鉄筋量の是非について調べることにした。しかし、床版試験ではひび割れ幅などの定量が難しいため、ここでは、はり部材の曲げ疲労試験を行い、荷重の繰返しに伴う変形、ひび割れ幅および曲げ剛性の変化などを調べ、主鉄筋量、鋼繊維の有無が使用性能に及ぼす影響を明確にすることを目的とした。通常の75%の主鉄筋量を有するSFLCはり供試体を用意した。比較用として、通常量および通常の50%の主鉄筋量を有するSFLCはり供試体、通常の鉄筋量であるが鋼繊維無混入の軽量プレーンコンクリートはり供試体も作製した。

### 4.2 実験概要

試験は、床版設計荷重を考慮した部分片振りの段階式荷重増の曲げ疲労試験法を採用した。試験要因およびその組合せと供試体の種類を表-4.1に示す。

表-4.1 供試体の種類と要因の組合せ

供試体の種類	主鉄筋比 (%)	使用鉄筋	コンクリートの種類
PL-100	1.40	D16	軽量コンクリート (LC)
SF-100	1.40		鋼繊維補強軽量コンクリート (SFLC)
SF-75	1.05		
SF-50	0.70		

#### 4.2.1 供試体の詳細と製作

はり供試体の種類と形状寸法を図-4.1に示す。ここで、はり供試体は床版供試体を橋軸直角方向

（主鉄筋方向）に切り出したものを想定している。はり供試体は全部で4体であり、SF-100、PL-100は道路橋示方書に準じて設計した通常のRC床版と同一鉄筋比のRCはりで、SF-75、SF-50は、それぞれ通常設計の75%および50%の鉄筋比としている。

なお、第3章の輪荷重走行疲労試験では、床版厚さと鉄筋量が同一の場合、普通骨材コンクリート（NC）を用いた床版に比べ、SF無混入の軽量骨材コンクリート（LC）を用いた床版の疲労寿命は相当に短く、このままでは実橋への適用は難しいとの結論を得た。しかし、RCはり部材ではLCを用いた場合とNCを用いた場合の曲げ疲労性能は、同等であることが明らかにされている<sup>1)</sup>。そこで、本実験では普通骨材を用いた供試体は用意せず、軽量骨材を用いた供試体のみを用意した。

コンクリートの練混ぜは、二軸強制練りミキサ（容量0.1m<sup>3</sup>）を用い0.07m<sup>3</sup>練りを1バッチとし連続的に練混ぜ、屋外に設置した型枠に2時間程で打設した。これらの供試体は、材齢14日まで屋外で湿布養生した後脱型し、疲労試験実施時（材齢60日以上）まで屋外でシート養生し保存した。供試体の作製状況を写真-4.1に示す。

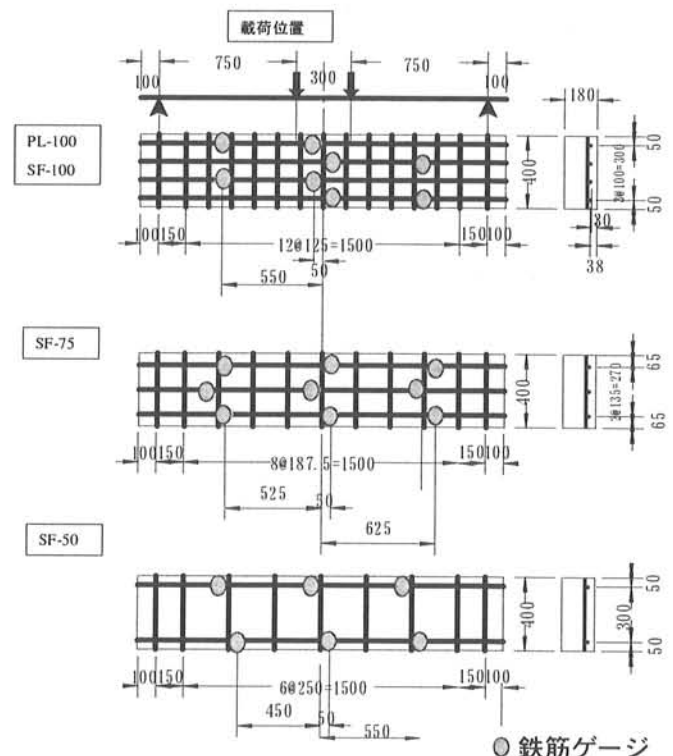


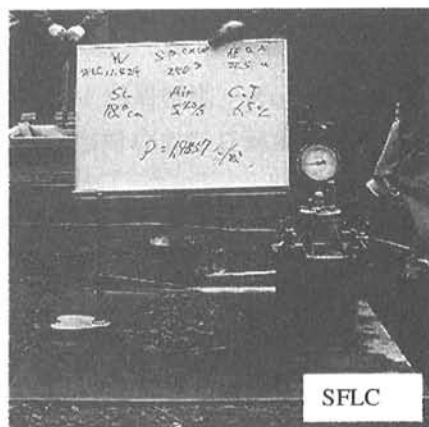
図-4.1 はり供試体の種類と形状寸法



← コンクリートの練り混ぜ状況  
SFの投入



軽量PL



SFLC

フレッシュコンクリートの性状



コンクリートの打設および締固め

写真-1 供試体の作製状況

#### 4.2.2 使用材料およびコンクリートの基本物性

##### (1) 使用材料および示方配合

使用したセメントは、普通ポルトランドセメント（密度 3.15g/cm<sup>3</sup>）で、細骨材は野洲川産の川砂（密度 2.60g/cm<sup>3</sup>，F.M.2.90）である。粗骨材は、非造粒型人工軽量骨材（主原料：膨張頁岩、最大寸法 15mm，絶乾密度 2.12g/cm<sup>3</sup>，吸水率 34.7%）を、鋼繊維にはφ 0.7 × 50mm のインデント型カットワイヤー品（アスペクト比 71，密度 7.85g/cm<sup>3</sup>）を使用した。使用鉄筋は D16（SD295A，降伏点応力  $f_{sy}=335\text{N/mm}^2$ ）である。

コンクリートの配合条件は、目標スランプ 18cm，目標空気量 4.5%，材齢 28 日で設計基準強度  $f'_{ck}=35\text{N/mm}^2$  とし、配合強度（実強度） $f'_{c}=42\text{N/mm}^2$ （変動係数 10%，割増係数 1.2）を得ることのできる配合を試験練りにより決定した。

コンクリートの示方配合およびフレッシュコンクリートの試験結果を表-4.2に示す。

##### (2) 硬化コンクリートの特性

使用しコンクリートの材齢 28 日および疲労試験開始時の硬化コンクリートの特性を表-4.3に示す。

##### (3) 鉄筋の付着特性

はり供試体と同じコンクリートと D16 鉄筋の材齢 28 日における付着強度を普通骨材コンクリートを用いた場合との比較で述べる。試験は JSCE-G503-1988「引抜き試験による鉄筋とコンクリートとの付着強度試験方法」<sup>2)</sup>に準じ写真-4.2に示すような片引き試験方法により行った。付着試験結果を表-4.4に、試験時に測定した応力-すべり曲線を図-4.2に示す。また、試験終了時の供試体状況を写真-4.3に示す。軽量コンクリートを SF で補強することにより、鉄筋との付着強度は普通コンクリートと同等まで改善されることがわかった。

表-4.2 示方配合およびフレッシュコンクリート試験の結果

コンクリートの種類	W/C (%)	s/a (%)	Vf (vol.%)	kg/m <sup>3</sup>				外割 SF	高性能AE減水剤 C× (%)	AE助剤 C× (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	単位容積質量 (t/m <sup>3</sup> )	Con.温度 (°C)
				W	C	S	G							
PL	48	48	0	180	375	812	559	0	0.3	0.003	19.5	5.1	1.919	5.4
SF	48	56	0.75	180	375	948	473	60	1.0	0.001	18.0	5.4	1.986	6.5

注) 空気量の修正係数 1.8%

表-4.3 硬化コンクリートの物性

はり供試体の種類	試験材齢 (養生方法)	No.	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )	単位容積質量 (t/m <sup>3</sup> )
PL-100	28日 (標準養生)	1	35.7	16.1	-	1.93
		2	37.1	16.8		1.94
		3	37.0	17.0		1.93
		平均	36.6	16.6		1.93
SF-100 SF-75 SF-50	28日 (標準養生)	1	39.0	19.7	-	2.04
		2	42.6	18.2		2.03
		3	39.4	18.9		2.03
		平均	40.3	18.9		2.03
PL-100	疲労試験時: 70日 (屋外気中養生)	1	40.6	17.8	2.79	1.88
		2	41.2	17.9	2.35	1.87
		3	41.3	18.3	2.37	1.84
		平均	41.0	18.0	2.50	1.86
SF-100	疲労試験時: 95日 (屋外気中養生)	1	45.6	21.0	3.66	1.94
		2	45.7	19.8	3.40	1.93
		3	46.1	19.7	3.41	1.95
		平均	45.8	20.2	3.49	1.94
SF-75	疲労試験時: 117日 (屋外気中養生)	1	45.7	19.2	3.79	1.94
		2	44.4	21.0	3.40	1.95
		3	47.1	21.3	3.69	1.95
		平均	45.7	20.5	3.63	1.95
SF-50	疲労試験時: 130日 (屋外気中養生)	1	46.1	19.7	3.66	1.90
		2	45.2	19.7	3.28	1.93
		3	48.7	21.2	3.29	1.90
		平均	46.7	20.2	3.41	1.91

表-4.4 鉄筋の付着試験結果

コンクリートの種類	鉄筋の直径 (mm)	付着長さ (mm)	引抜け開始応力 (N/mm <sup>2</sup> )	最大付着応力 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )	単位容積質量 (t/m <sup>3</sup> )
軽量PL(LC)	16	152	1.49	7.35	39.9	17.8	2.78	1.79
SFLC			2.66	10.4	42.9	19.4	3.08	1.88
普通PL(NC)			1.75	10.3	37.5	26.0	2.77	2.27

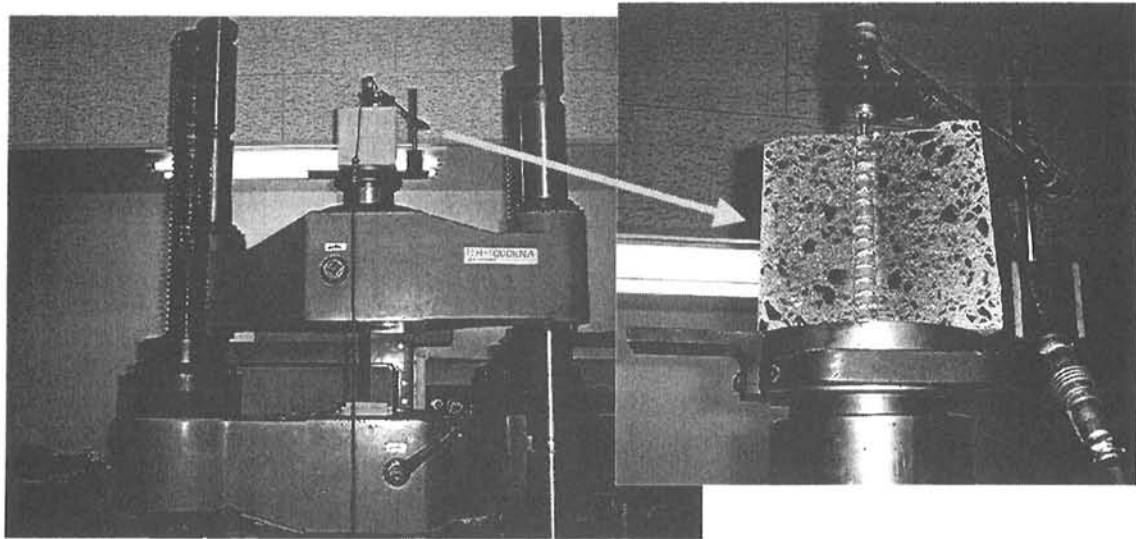
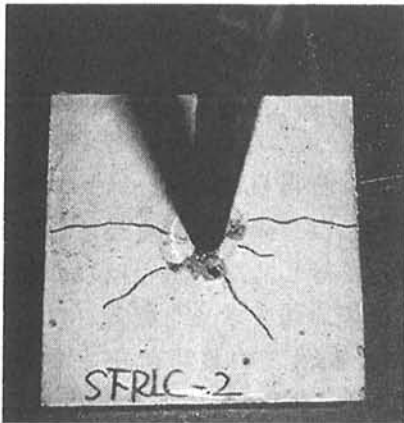


写真-4.2 鉄筋の付着試験状況

SFLC



軽量骨材コンクリート



普通骨材コンクリート

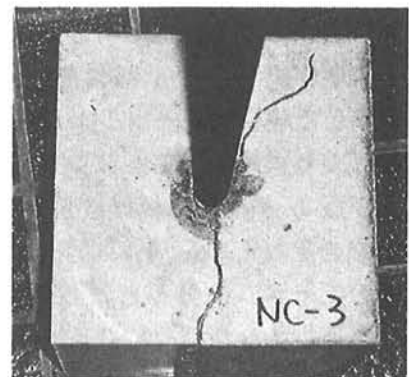


写真-4.3 試験後の供試体状況

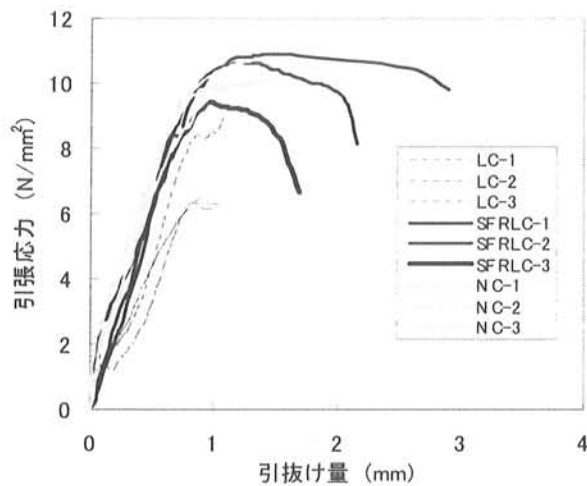


図-4.2 付着試験時の応力-すべり量曲線

### 4.2.3 試験方法

#### (1) 荷重方法

はりの疲労試験は、油圧式疲労試験機（容量:動的 196kN）を用い、正弦波形で荷重速度 5Hz で行った。荷重は図-4.1 に示したように、純曲げ区間 300mm で、せん断スパン 750mm、せん断スパン有効高さ比(a/d)=5.3 の曲げ卓越型である。ここで、荷重位置は、輪荷重走行疲労試験時の支間、a/d と合せている。これは、はりに作用する曲げモーメントの分布形状を、輪荷重走行試験時の床版の橋軸直角方向の主鉄筋断面の曲げモーメント  $M_x$  の分布と極力等しくするためである。

ここで、上限荷重および下限荷重は以下の方法により決定した。筆者らが実施した SF100 床版の輪荷重走行試験を考えた場合、床版中心点に着目すると、主鉄筋断面の曲げモーメント  $M_x$  は輪荷重が床版中心に載った時に最大となり、移動範囲の最端部に輪荷重が移動した時に最小となる。そこで、はりの疲労試験における上・下限荷重はこれらのモーメントに相当する荷重とすることを考えた。まず、SF100 床版の荷重状態を図-4.3 に示すようにモデル化し、床版設計荷重  $P_d$  を床版中央（図中の点 A）に荷重した場合、および同じ  $P_d$  を床版中央から 1m 離れた位置（図中の点 B）に荷重した場合のモーメント  $M_x$  の分布を FEM 解析により求めた。モーメント  $M_x$  の点 A 荷重時および点 B 荷重時の橋軸直角方向の床版中央断面の分布をそれぞれ図-4.4、図-4.5 に示す。これら床版のモーメント分布とはり供試体のモーメント分布が等しくなるように荷重を行えば良い。しかし、本試験における、はりの支間長、せん断スパン長は輪荷重走行試験と同じにしたものの、一定点の 4

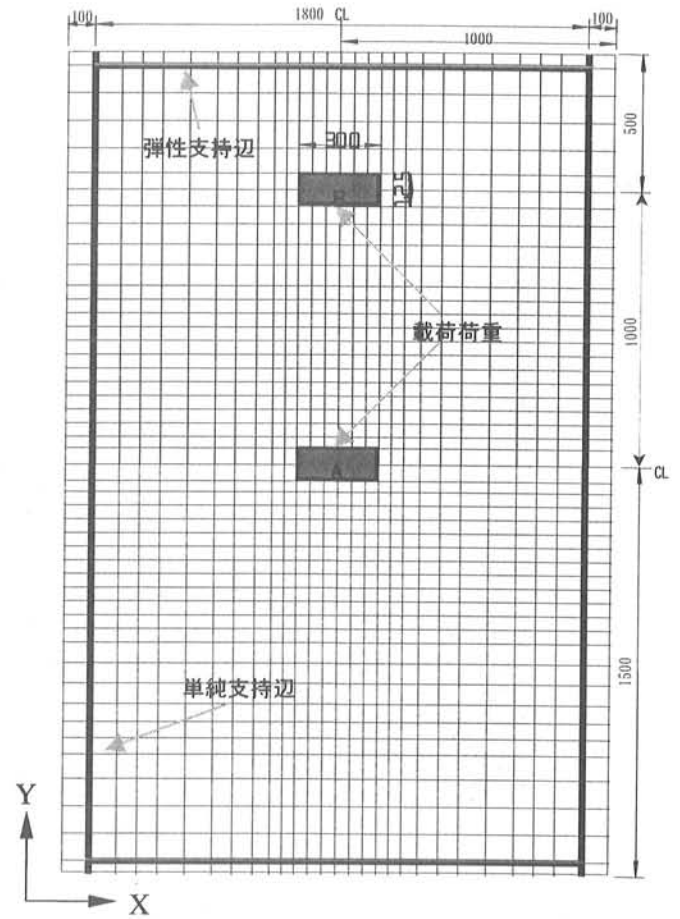


図-4.3 SF100床版の解析モデル

点曲げ荷重を行うため、モーメント図の形状は図-4.4、図-4.5 の形状とは一致しない。そこで、図-4.6 に示すように床版解析より得られたモーメント図の曲げスパン内の面積とはりの荷重より得られる曲げスパン内の面積とが等しくなるようはりの載荷荷重を決定した。この方法で求めた載荷プログラムを表-4.5 に表す。床版での載荷荷重である 78kN から 176kN 相当までの段階載荷式の疲労試験を実施した。表-4.5 の載荷回数は、RC 床版の S-N

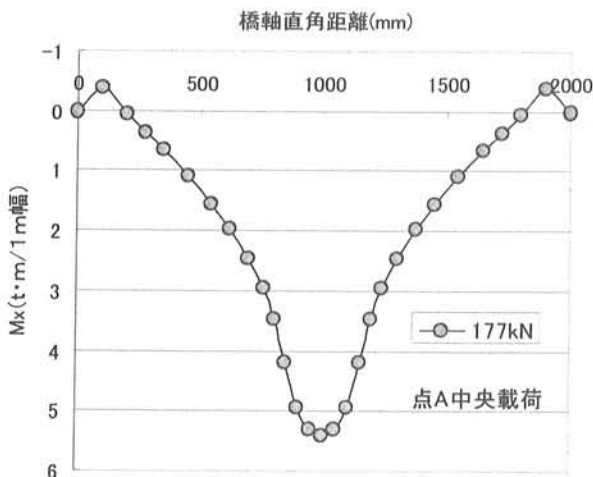


図-4.4 中央載荷時のSF100床版のモーメント $M_x$ の橋軸直角方向の分布

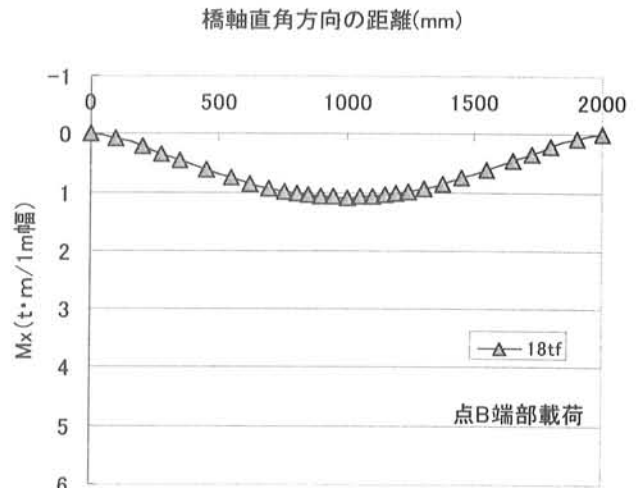


図-4.5 端部載荷時のSF100床版のモーメント $M_x$ の橋軸直角方向の分布

曲線の傾き  $K = -0.08920$  の絶対値の逆数とマイナ一則を用いて基本荷重 147kN に換算すると、147kN の載荷終了時で 22 万回、最終の 177kN 載荷終了時では 1300 万回となり、一般国道の 700 年分程度の実交通荷重に相当すると考えられる。

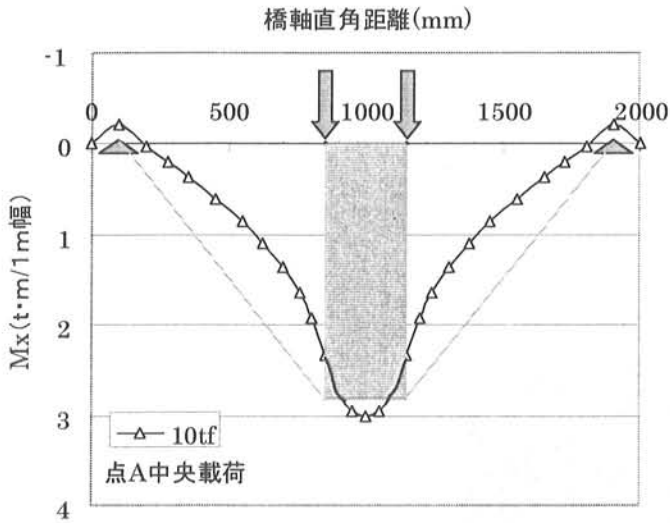


図-4.6 はり載荷荷重の決定方法

表-4.5 載荷プログラム

繰返し回数N	20万回	20万回	20万回	20万回	160万回
床版	載荷荷重 $P_{slab}$ (KN)				
はり	78	98	118	147	177
上限荷重 $P_u$ (kN)	23.3	29.3	35.2	43.9	52.8
下限荷重 $P_l$ (kN)	4.90	6.18	7.35	9.32	11.1

また、はり供試体の各上限荷重時の鉄筋引張応力度の計算値と FEM 解析より求めた床版の主鉄筋引張応力度の比較を図-4.7 に示す。ここで、床版中の鉄筋のひずみは、FEM 解析より得た鉄筋方向の曲率と曲げモーメントを用いて、次式より求められる。

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{Z_x}{D_x(1-\nu_c^2)} \left( M_x - \frac{\nu_c}{\sqrt{\alpha}} M_y \right) \\ \varepsilon_y &= \frac{Z_y}{D_y(1-\nu_c^2)} \left( M_y - \nu_c \sqrt{\alpha} M_x \right) \end{aligned} \quad \text{----- (2.1)}$$

ここで、

$\varepsilon_x$  : 主鉄筋のひずみ  
 $\varepsilon_y$  : 配力鉄筋のひずみ

$$\alpha = \frac{D_y}{D_x} \quad \text{: 直交異方性度}$$

この結果、図-4.7 のように両者はよい一致を示した。よって、このような関係から曲げ挙動をはりで検討できることがわかった。

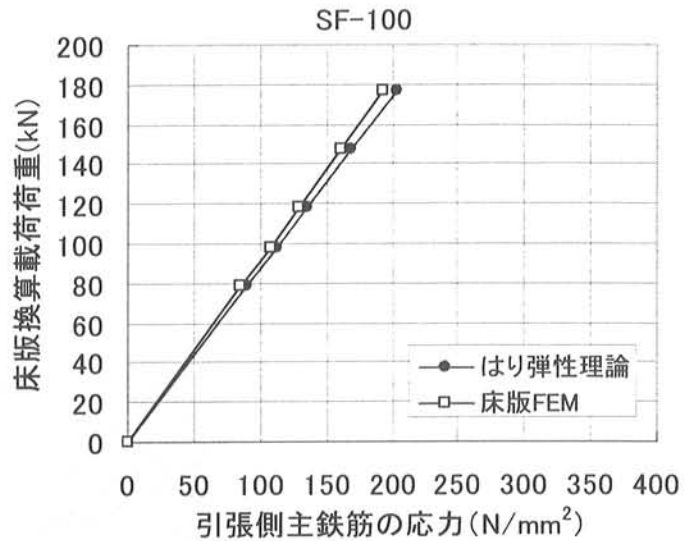


図-4.7 主鉄筋の引張応力度のはり計算値と床版計算値の比較

## (2) 測定項目および方法

本実験の測定項目は、たわみ、鉄筋ひずみ、コンクリートひずみ、ひび割れ幅、ひびわれ発生状況である。測定位置は図-4.1、図-4.8 に示すとおりである。ここで、たわみはダイヤルゲージにより、はり上縁および下縁のコンクリートひずみは 60mm のコンクリートゲージで、表面のひずみ分布は測長 250mm のホイットモアひずみ計を用いて測定した。ひび割れ幅はひび割れ発生確認後直ちにクリップゲージおよびπゲージを貼付し測定した。載荷および測定の状況を写真-4.4 に示す。各項目の測定は各荷重ステップの N=1 回、1 万回、5 万回、10 万回、15 万回、20 万回で疲労試験を停止し、静的載荷を行うことにより行った。なお、最終荷重ステップの 176kN では 20 万回以降適当な回数で測定を実施した。なお、総繰返し回数が 240 万回でも破壊に至らない場合は、その時点で試験を終了した。

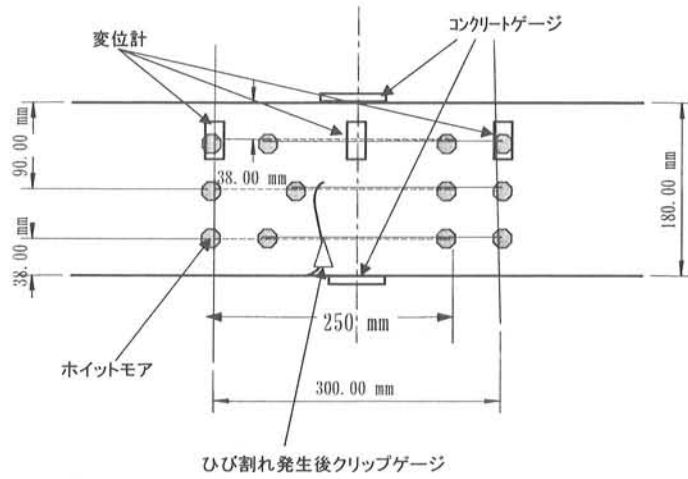


図-4.8 変位, ひずみの測定位置

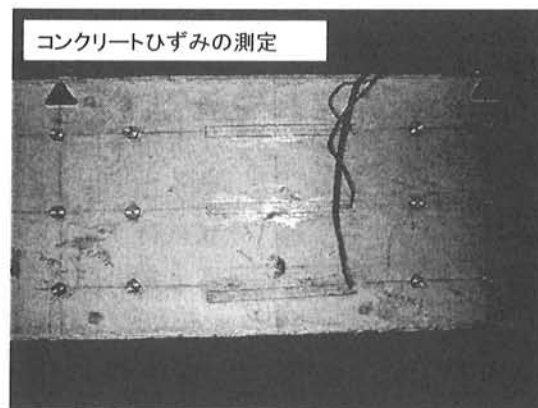


写真-4.4 载荷・測定の状態

### 4.3 実験結果および考察

#### 4.3.1 ひび割れ・破壊性状

疲労試験終了後の供試体のひび割れ状況を写真-4.5、図-4.9、図-4.10 に示す。SF-50 はり以外では、全て合計 240 万回の荷重終了まで破壊に至らなかった。鉄筋量を通常設計の半分にした SF-50 はりでは、荷重荷重を設計荷重 177kN 相当に上げて 52 万回時、合計 132 万回で図-4.10 (d) のように曲げスパン中央の曲げひび割れが進展し、曲げ引張破壊を呈した。

また、SF 無混入の PL-100 はりは他の SF はりとは異なり、177kN の荷重に入ってから、曲げスパン内のひび割れは全く進展しなかった。しかしながら、せん断スパン内の曲げひび割れが荷重点に向かって斜めに進展し、曲げせん断ひび割れが発生した。このように、 $a/d=5.3$  の曲げ卓越型であるにもかかわらず、PL-100 はりでは最終段階で曲げ破壊よりもせん断破壊が卓越したことから、軽量コンクリートだけでは、せん断力に対する抵抗性が低いといえる。これは、せん断力の影響が大きい床版の輪荷重走行疲労試験において、PL-100 床版の疲労寿命が他の床版に比べて相当に短かったこととも対応している。一方、SF を混入した SF-100, SF-75, SF-50 の各はりでは、最終段階までせん断破壊進行の兆候は認められなかった。これは、軽量コンクリートのせん断強度が SF の混入により 1.5 倍程度大きくなるためである。

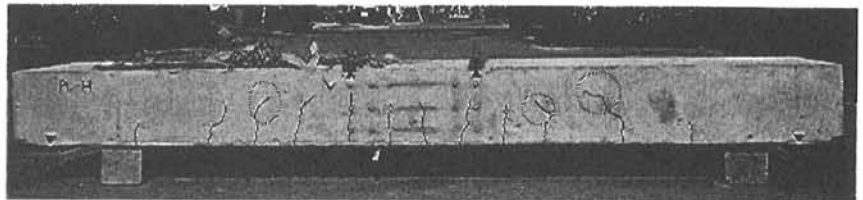
ひび割れ間隔に着目すると、設計荷重の小さい 78kN、98kN の荷重段階では、SF-100 はりのひび割れ本数は PL-100 はりとは比べ少なくひび割れの発生が抑制されている。荷重荷重が大きくなるに伴い、SF-100 はりのひび割れはスパン全体にわたって発生し PL-100 はりよりも分散した状態となった。また、SF-75 はり、SF-50 はりの場合、鉄筋量を減じているため、ひび割れ発生本数は少なくなり、ひび割れ間隔も大きくなるものと予測したが、PL-100 はりと同等以上の

ひび割れ分散性を示した。これは、まさに混入した SF のひび割れ抵抗が寄与した結果であり、鉄筋量が少ないほど SF によるひび割れ分散効果が顕著に現れたものと思われる。

図-4.10 より、試験最終段階での各供試体の純曲げ区間でのひび割れ深さは、PL-100 はりで 128mm、SF-100 はりは 114mm、SF-75 はりで 125mm、SF-50 はりでは 148mm であった。SF-100 はりのひび割れ深さは同一鉄筋量の PL-100 はりよりも浅く、また、PL-100 はりよりも引張鉄筋量が 25 % 少ない SF-75 はりのひび割れ深さは PL-100 はりと同程度である。これは、ひび割れ面の SF が引張力に抵抗し、ひび割れの進展を遅らせたためであると考えられる。

以上のひび割れ・破壊性状の検討より、SFLC を用いると鉄筋量を通常設計の 75% まで減じて、SF 無混入の通常設計の RC はりと同等のひび割れ性状を示すことがわかった。

#### PL-100



#### SF-100



#### SF-75



#### SF-50

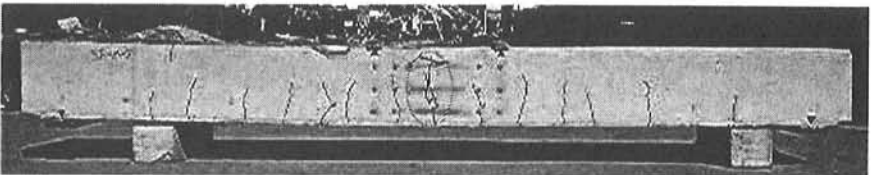


写真-4.5 試験終了後のひび割れ状況



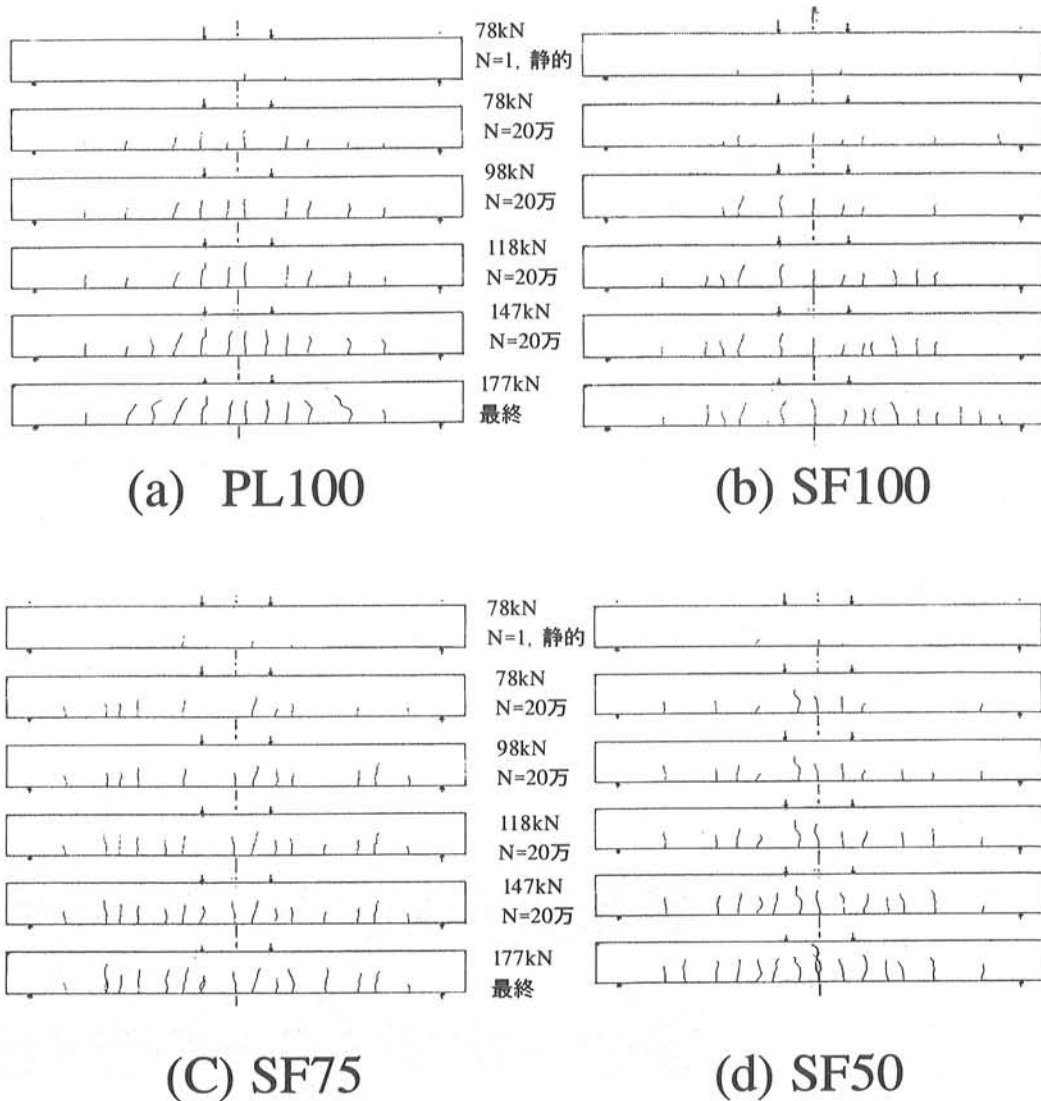


図-4.9 ひび割れ状況(はり全体)

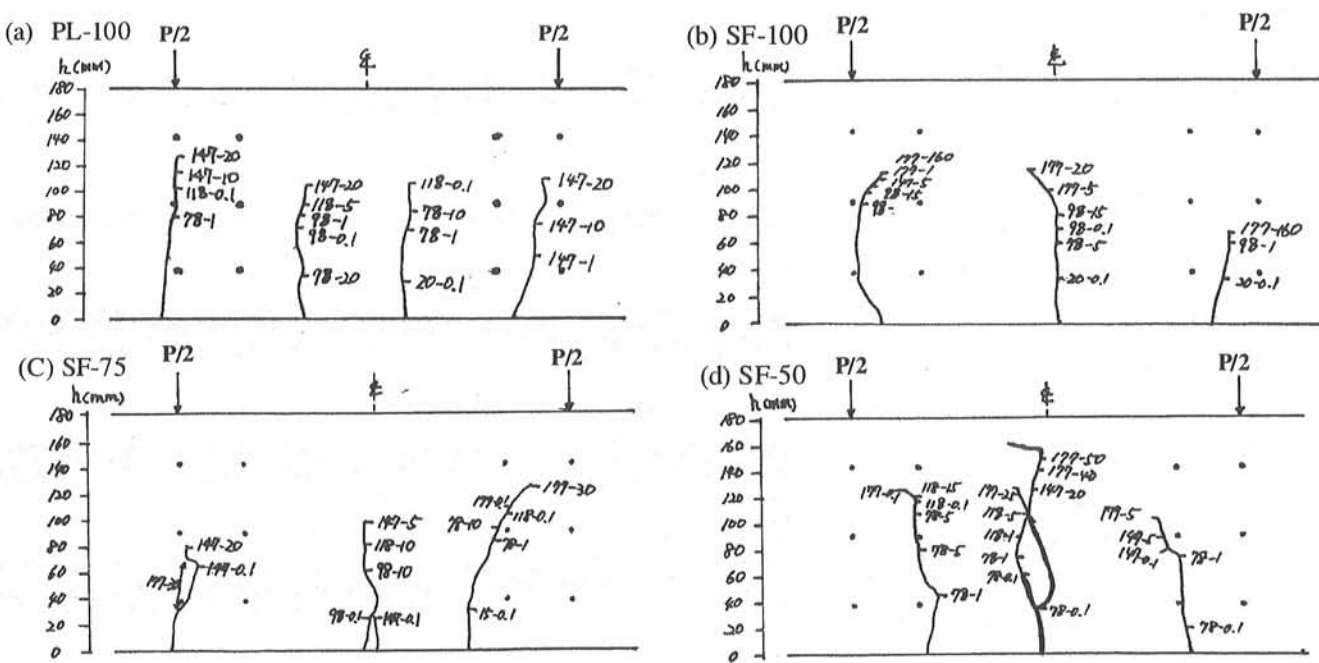


図-4.10 ひび割れ状況(曲げスパン内)

### 4.3.2 たわみ性状

上限荷重時のスパン中央たわみ ( $\delta$ ) と繰返し回数 (N) の関係を図-4.11 に示す。PL-100 はりに対する各種 SF はりのたわみ比を表-4.6 に示す。図より、各荷重段階の疲労载荷初期において、ひび割れに伴って残留たわみは瞬間的に増加し、その後は安定し徐々に増加する傾向が窺える。この傾向は総たわみ、活荷重たわみにも見られる。

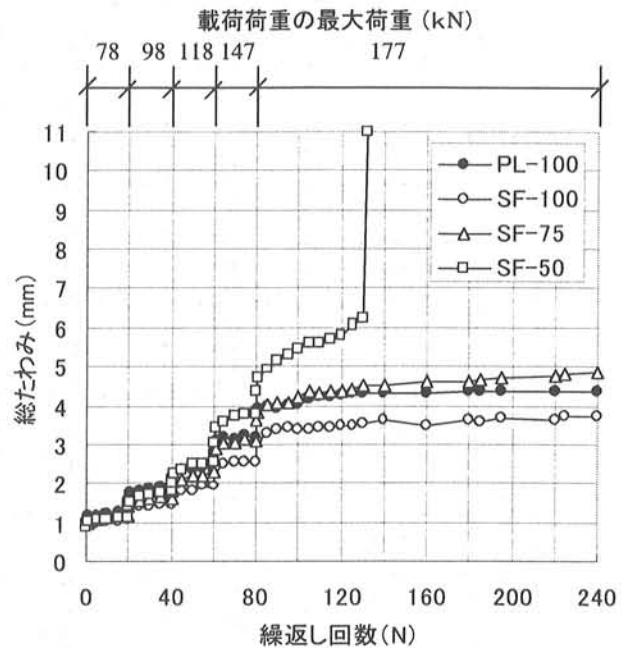
最終荷重時の総・活荷重たわみ量は、SF-100 はりが最も小さく、PL-100 はりと SF-75 はりが同程度で、SF-50 はりが最も大きかった。表-4.6 より、この時の SF-100 はりの総たわみは PL-100 はりの約 85 % に、活荷重たわみは約 79 % に抑制されており、SF は繰返し荷重を受けても、たわみ量の低減に有効であると言える。

また、鉄筋量が通常設計より少ない SF-75 はりおよび SF-50 はりでも SF によるたわみ抑制効果が確認できた。総・活荷重たわみ量は、SF-75 はりではほぼ最終段階まで、SF-50 はりでも床版設計荷重までの 78kN、98kN、118kN の载荷段階は、PL-100 はりと比べて同程度以下であった。しかし、SF-50 はりでは、载荷荷重を 147kN、177kN と引き上げていくと、荷重の繰返しに伴うたわみの増加割合が大きくなり、特に 177kN の载荷段階で急増し途中で破壊に至った。これは、鉄筋量を 50 % まで少なくすると、147kN、177kN の高い荷重を受けた場合、1 つのひび割れの開口が集中して大きくなり、SF が抜け出して拘束効果を失うためと観察できた。

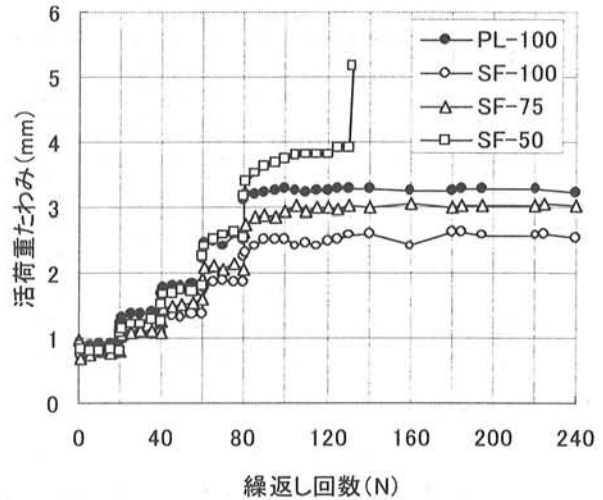
一方、残留たわみは、SF の有無よりも鉄筋量の違いの影響を受け、SF-100 はりと PL-100 はりでは同程度であるが、鉄筋量がこれらの 75 % (SF-75 はり)、50 % (SF-50 はり) と少なくなるに伴い大きくなった。しかし、SF-50 でも、床版設計荷重までの 78kN、98kN、118kN の载荷段階までは顕著な増加はなかったが、147kN 以降の荷重で増加度が大きくなった。

以上より、鉄筋量を通常設計の 75 % に減じても SFLC を使用すれば、床版設計荷重で 177kN の载荷段階まで通常鉄筋量のプレーンコンクリートはりと同程度の変位に留めることが可能であることがわかった。さらに、鉄筋量を 50 % まで減じた場合でも、SF を混入することにより B 活荷重程度の大きさの荷重段階までは、100 % 配置の SF なし

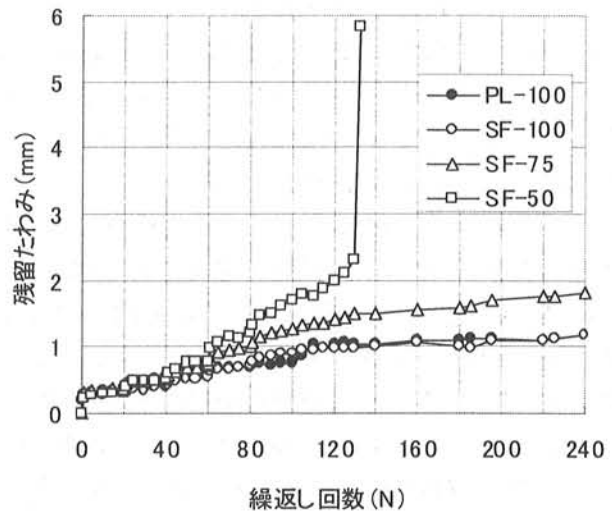
のものと同様の挙動をすることがわかった。



(a) 総たわみと繰返し回数の関係



(b) 活荷重たわみと繰返し回数の関係



(c) 残留たわみと繰返し回数の関係

図-4.11 スパン中央たわみと繰返し回数の関係

表-4.6 PL-100はりに対する各種SFはりのたわみ比

	床版載荷荷重	繰返し回数	PL100/PL100	SF100/PL100	SF75/PL100	SF75/PL100
	$P_{slab}$ (kN)	N(万回)	(%)	(%)	(%)	(%)
総たわみ	78	0	100	87.5	96.0	86.2
		20	100	83.0	91.3	87.1
	98	20	100	82.3	91.5	89.4
		40	100	78.6	85.3	94.7
	118	40	100	77.7	82.6	93.3
		60	100	79.7	96.4	107.2
	147	60	100	81.1	94.1	108.5
		80	100	80.4	96.5	118.0
	177	80	100	78.0	95.6	114.9
		130	100	82.7	105.1	144.8
	240	100	85.3	110.8	-	
活荷重たわみ	78	0	100	93.4	102.4	91.9
		20	100	83.5	87.2	85.7
	98	20	100	80.4	84.2	87.4
		40	100	76.8	76.3	88.4
	118	40	100	76.5	74.5	89.8
		60	100	74.2	87.3	97.9
	147	60	100	77.3	85.6	101.5
		80	100	73.4	81.5	100.8
	177	80	100	72.4	84.8	102.1
		130	100	78.1	92.3	119.5
	240	100	79.3	94.0	-	
残留たわみ	78	0	-	-	-	-
		20	100	80.1	100.0	89.1
	98	20	100	85.5	112.8	92.9
		40	100	79.7	106.7	108.1
	118	40	100	80.9	109.7	104.1
		60	100	96.5	124.4	136.0
	147	60	100	95.4	126.1	135.3
		80	100	101.9	146.2	175.0
	177	80	100	102.9	143.9	171.7
		130	100	96.8	145.5	224.8
	240	100	99.7	154.2	-	

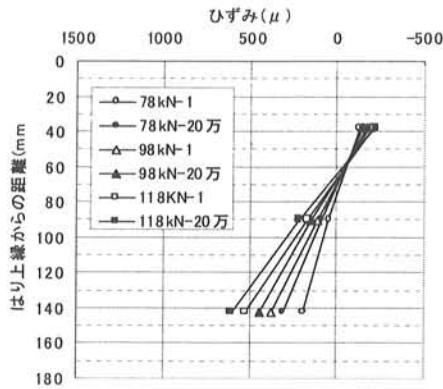
### 4.3.3 曲げ剛性

中立軸 X は、ホイットモアひずみ計（基長 250 mm）により測定した曲げスパン内で図-4.8 に示す 3 レベルの位置でのひずみ、 $\epsilon_u$ 、 $\epsilon_c$ 、 $\epsilon_l$  から求めた。また、曲げ剛性 (EI) の算出は、 $\phi = M / EI$  の関係から求めた。ここで、 $\phi$  は曲率であり、 $\phi = (-\epsilon_u + \epsilon_l) / h'$  から求めた。 $h'$  は  $\epsilon_u$  と  $\epsilon_l$  との間隔である。

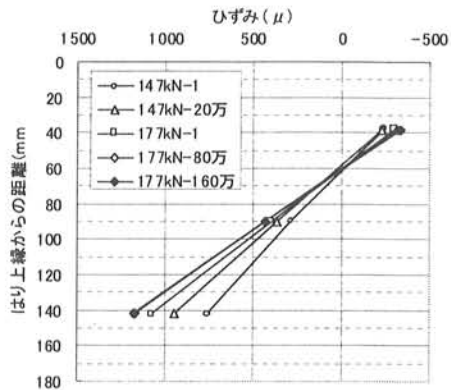
コンクリート表面のひずみ分布を供試体毎に図-4.12、図-4.13 に示す。繰返し載荷に伴うはり中央（曲げスパン内）の曲率の変化状況を図-4.14 に、曲げ剛性 (EI) の変化状況を図-4.15 に示す。また、図-4.12、図-4.13 より求めた中立軸の変化状況を図-4.16 に示す。図-4.15 より、SF-100 はりおよび SF-75 はりの EI は PL-100 はりよりも大きく、SF が曲げ剛性の増大に寄与していることがわかる。これは、147kN 以降の載荷では SF-100 はりの中立軸は PL-100 はりの中立軸よりも下側にあり、SF の引

張抵抗が残っているものと考えられる。また、SF-75 はりの場合、中立軸は PL-100 はりよりも上側にあるが、疲労載荷終了まで SF の引張抵抗が残っており、鉄筋量は PL-100 よりも 25 % 少ないものの、曲率は PL-100 はりよりもやや小さかった。その結果、大きな曲げ剛性が残留した。一方、SF-50 はりの剛性の低下は大きく、繰返し回数の増加と共に直線的に低下した。これは SF-50 はりの引張鉄筋量が少ないため、高い載荷荷重段階では SF の引張抵抗値を超える大きな引張応力レベルの疲労載荷となり、SF の引張抵抗を発揮できなかったためと考えられる。

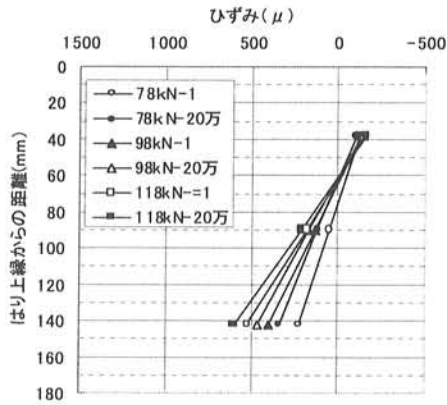
以上より、鉄筋量を通常設計の 75 % に減じても SFLC を使用すれば、床版設計荷重で 177kN の載荷段階まで通常鉄筋量のプレーンコンクリートはりよりも大きい曲げ剛性を確保することができると言える。



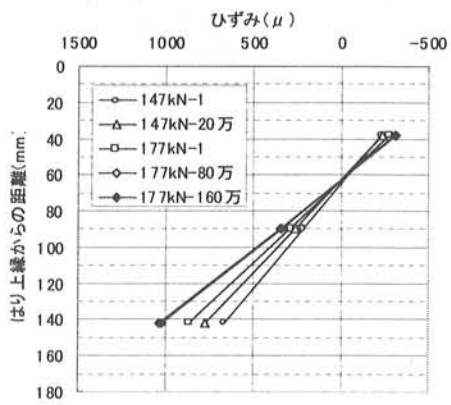
PL-100, 断面のひずみ分布  
( $P_{slab}$ =78kN, 98kN, 118kN)



PL-100, 断面のひずみ分布  
( $P_{slab}$ =147kN, 177kN)

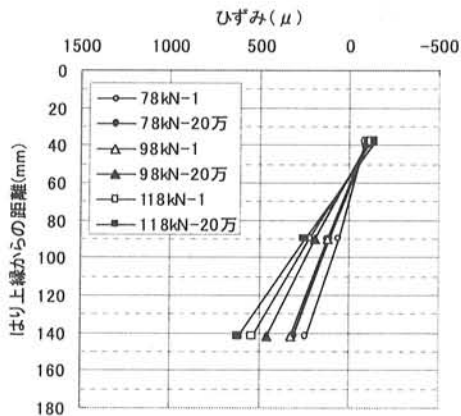


SF-100, 断面のひずみ分布  
( $P_{slab}$ =78kN, 98kN, 118kN)

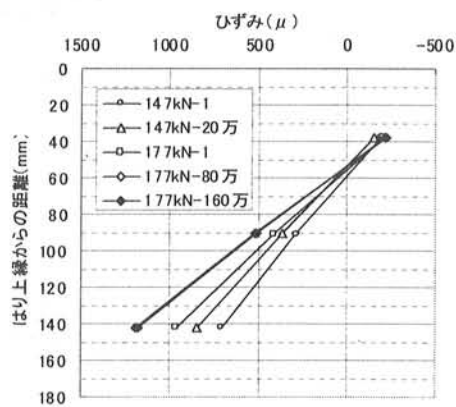


SF-100, 断面のひずみ分布  
( $P_{slab}$ =147kN, 177kN)

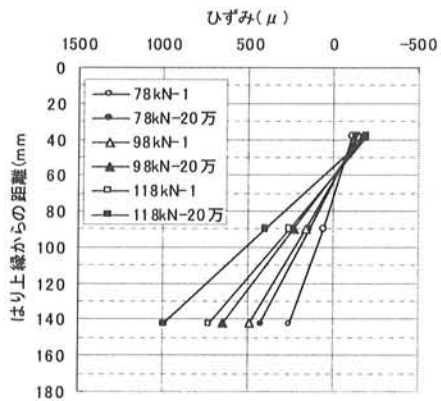
図-4.12 ひずみ分布(上段:PL-100, 下段:SF-100)



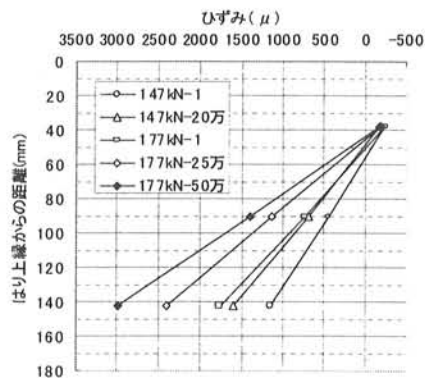
SF-75, 断面のひずみ分布  
( $P_{slab}$ =78kN, 98kN, 118kN)



SF-75, 断面のひずみ分布  
( $P_{slab}$ =147kN, 177kN)



SF-50, 断面のひずみ分布  
( $P_{slab}$ =78kN, 98kN, 118kN)



SF-50, 断面のひずみ分布  
( $P_{slab}$ =147kN, 177kN)

図-4.13 ひずみ分布(上段:SF-75, 下段:SF-50)

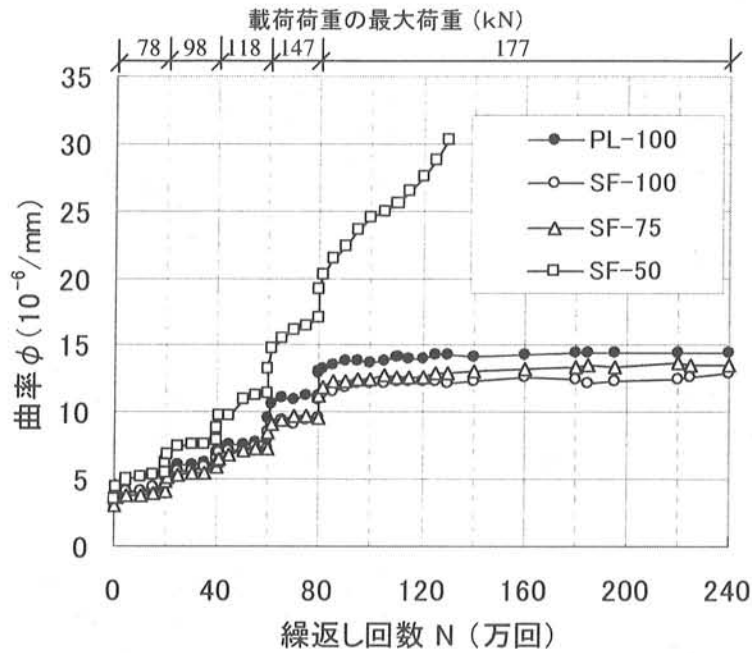


図-4.14 各種供試体の曲率の推移

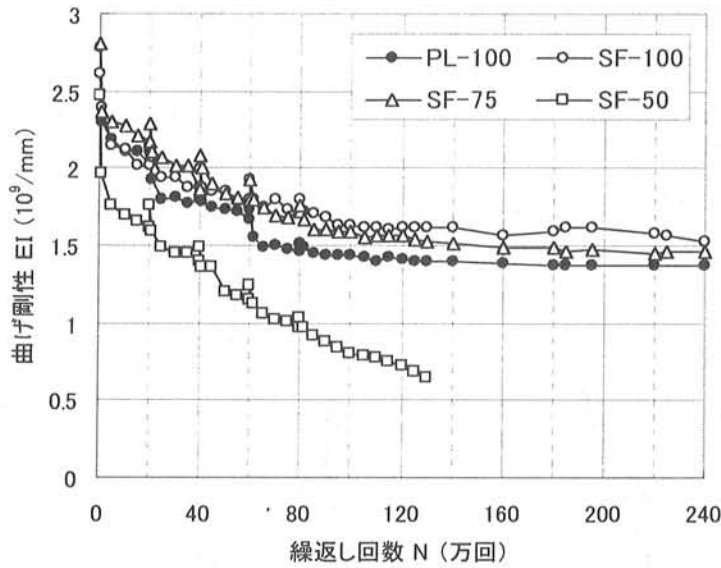


図-4.15 各種供試体の曲げ剛性の推移

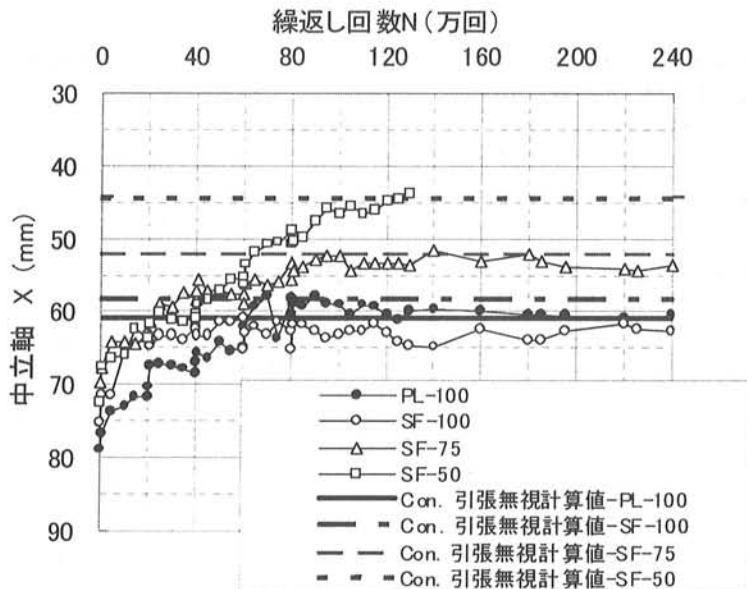
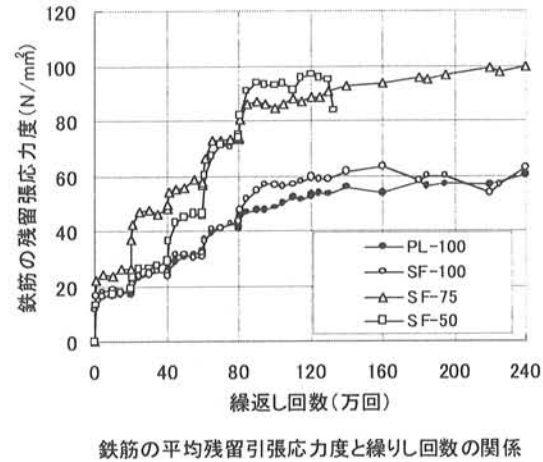
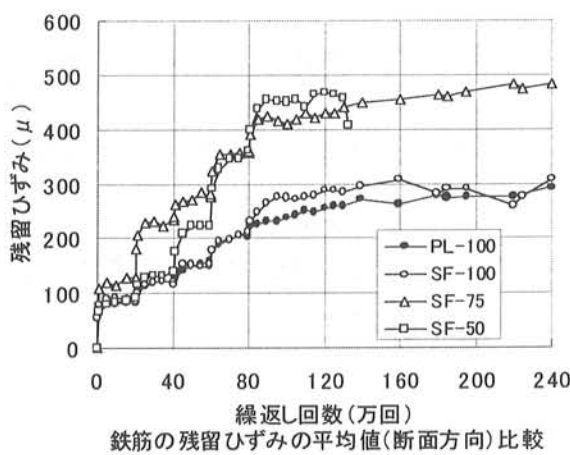
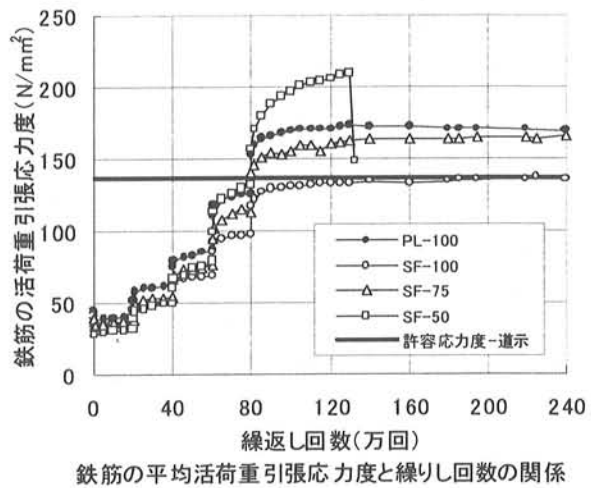
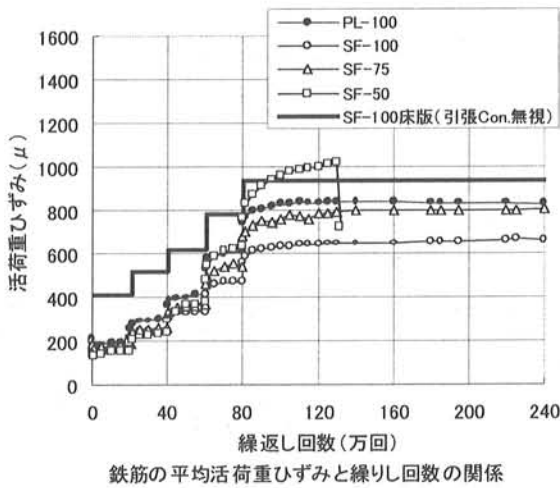
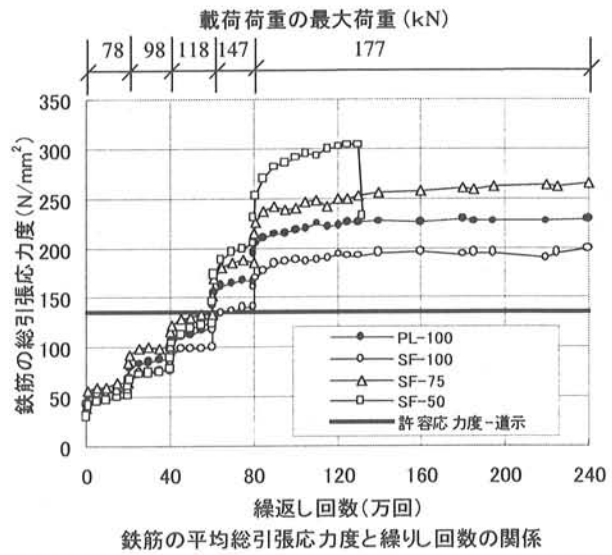
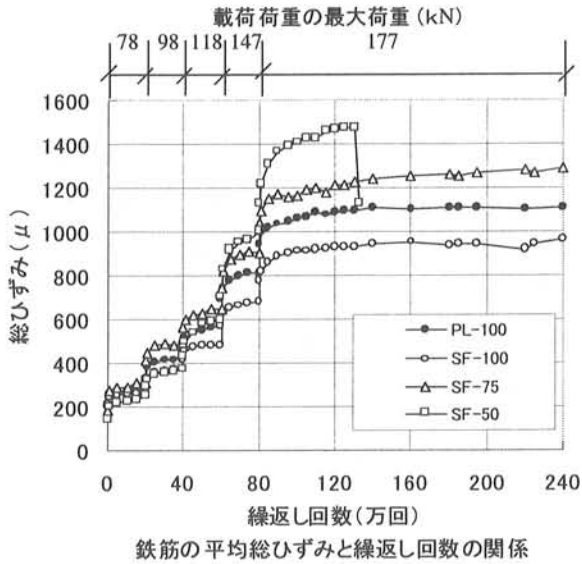


図-4.16 各種供試体の中立軸の推移

### 4.3.4 鉄筋ひずみ

各供試体はりの鉄筋ひずみと繰返し回数との関係を図-4.17 に示す。図中一部に引張側コンクリート

の引張応力を無視して計算した IF 床版 (SF-100 はりに相当) の鉄筋ひずみを使用限界の一指標と考え併記している。



ひずみ ← → 応力

図-4.17 各種供試体の鉄筋ひずみ・応力度の平均値

図より、147kN の荷重段階まで、全てのはりで活荷重ひずみは使用限界に達していないことがわかる。147kN の荷重終了時 (N=80 万回) の活荷重ひずみは、PL-100 の 608  $\mu$  に対し、SF-100 で 473  $\mu$ 、SF-75 は 545  $\mu$ 、SF-50 では 638  $\mu$  であり、引張力を SF が分担し鉄筋の引張応力を減少させる効果が窺える。しかしながら、輪荷重相当荷重 177kN まで荷重が上がると、SF-50 の活荷重ひずみは急増し破壊に至った。鉄筋量を 75 %にした SF-75 の活荷重ひずみの増加は、177kN 荷重でも通常鉄筋量の PF-100 と同程度である。

以上より、鉄筋量を通常設計の 75 %に減じても SFLC を使用すれば、床版載荷荷重で 177kN の荷重段階まで通常鉄筋量のプレーンコンクリートはりと同程度の鉄筋ひずみに留めることが可能であることがわかった。

#### 4.3.5 曲げひび割れ幅

全てのはりの上限荷重時の引張鉄筋直下での曲げひび割れ幅と繰返し回数の関係をそれぞれ図-4.18、図-4.19 に示す。図-4.18 は曲げひび割れ発生後直ちにクリップゲージあるいは  $\pi$ ゲージを貼付し測定したひび割れ幅で、大きいものから 2 本を取りだしその平均値を示した。図-4.19 は、鉄筋の平均総ひずみを用い、コンクリート標準示方書の式 (4.1) より算定した値である。両図中に示した腐食限界、水密限界はコンクリート標準示方書で規定されている鋼材の腐食に対する許容ひび割れ幅と水密性に対する許容ひび割れ幅である。

$$W = K (4c + 0.7 (C_s - \phi)) (\sigma_{se} / E_s + \epsilon'_{csd}) \quad \text{式 (4.1)}$$

ここに、W : 曲げひび割れ幅 (mm)

K : 鋼材の付着性状の影響を表す定数で、一般に、異形鉄筋の場合 1.0

c : かぶり (mm)

C<sub>s</sub> : 鋼材の中心間隔 (mm)

$\phi$  : 鋼材径 (mm)

$\epsilon'_{csd}$  : コンクリートの収縮およびクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値、一般に  $150 \times 10^{-6}$  を使用

$\sigma_{se}$  : 鉄筋応力度の増加量 (N/mm<sup>2</sup>)

E<sub>s</sub> : 鋼材のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

両図を比較すると、第 3 段階の荷重 (床版輪荷重で 118kN) までは実測の最大値は計算ひび割れ幅よりも小さいことがわかる。ひび割れがよく分配していると理解してよい。荷重を第 5 段階に上げると急激に最大ひび割れ幅は増加した。しかし、その増加度は鉄筋量が少ないほど大きい。第 4 段階 (輪荷重で 147kN) では、わずかに水密限界を超える状態で安定はしている。第 3 段階では全供試体とも腐食限界内であった。鉄筋が少ない場合には SF が負担しているようである。

以上より、147kN の荷重段階までは SFLC を用いた場合、鉄筋量を通常量の 75 %に減じてもひび割れ幅を許容ひび割れ以下に制御でき耐久性を確保できると言える。

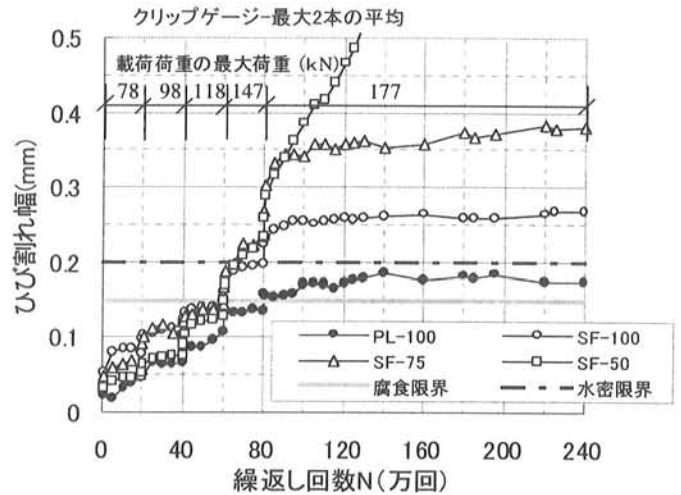


図-4.18 ひび割れ幅の比較

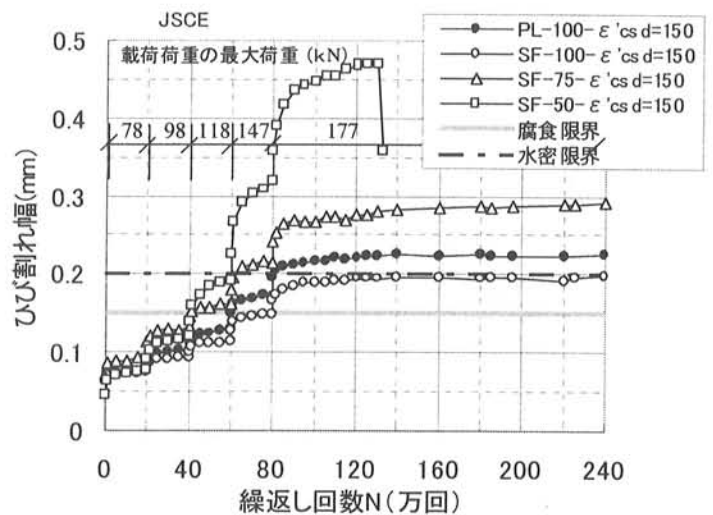


図-4.19 ひび割れ幅の比較

#### 4.4 たわみ、ひび割れ幅の予測

松本ら<sup>3)</sup>、井上ら<sup>4)</sup>は、Balaguruが提案したサイクリッククリープを考慮することによって繰返し荷重下のたわみ、ひび割れ幅を精度良く予測できることを明らかにしている。ここでは、井上ら<sup>4)</sup>の手法にSFLCの曲げ疲労強度特性を取り入れ、SFLCはりのたわみ( $\delta_n$ )、ひび割れ幅( $W_{max,n}$ )の予測を試みる。以下に解析方法について述べる。

##### 4.4.1 解析方法

###### (I) 繰返し一定荷重下におけるRCはりの変形特性の解析

繰返し回数  $n$  の増加に伴うコンクリートの圧縮ひずみ、たわみ、ひび割れ幅の増加は Balaguru の提案に基づき、①圧縮域コンクリートのサイクリッククリープ、②曲げ剛性の低下、③鉄筋応力の増加、コンクリートと鉄筋の付着劣化、の3つの機構の独立ないしは組合せの結果生じるとした<sup>4)</sup>。

###### a) はり上縁のコンクリートひずみ

断面の応力の算定はコンクリートの引張応力を無視した常用のRC弾性理論を用いることにする。例えば、上限荷重作用時のコンクリートの上縁応力( $\sigma_{cmax}$ )、そのひずみ( $\epsilon_c$ )は式(4.2)によって求まる。

$$X = (n \cdot A_s + \sqrt{(n \cdot A_s)^2 + 2n \cdot A_s \cdot b \cdot d}) / b$$

$$\sigma_{cmax} = 2M_0 / \{bX(d - X/3)\}, \epsilon_c = \sigma_c / E_c$$

$$\sigma_{smax} = M_0 / \{A_s(d - X/3)\}, \epsilon_s = \sigma_s / E_s$$

-----式(4.2)

ここに、

- Ma : 上限荷重作用時の最大曲げモーメント、
- b : はり幅、d : 有効高さ、
- As : 鉄筋量、X : 中立高さ、
- $\sigma_{smax}$  : 上限荷重作用時の鉄筋応力、
- $\epsilon_s$  : 鉄筋ひずみ、Es : 鉄筋の弾性係数、
- Ec : コンクリートの弾性係数、
- n :  $E_s / E_c$ 、Ecは1/3割線弾性係数を使用

式(4.2)は、初期荷重( $n=0$ と記す)における状態を示す。コンクリートのサイクリッククリープ( $\epsilon_{cr}$ )はモーメント  $M_0$  作用時の上縁のコンクリート応力( $\sigma_c$ )は変化しないと仮定して、Balaguruらが提案した式(4.3)よりを算定することにした。

$$S_m = (\sigma_{cmax} + \sigma_{cmin}) / 2f_c, S_r = (\sigma_{cmax} - \sigma_{cmin}) / f_c$$

$$\epsilon_{cr} = 129S_m \cdot t^{1/3} + 17.8S_m \cdot S_r \cdot n^{1/3}$$

-----式(4.3)

ここに、

- $S_m$  : 平均応力、 $S_r$  : 応力振幅比、
- $f_c$  : コンクリートの圧縮強度、
- t : 載荷開始からの時間 (hour)

である。本実験においては繰返し載荷速度 5Hz を採用しているため、 $t = n / 18000$ なる関係がある。

式(4.2)、(4.3)を用いることによって、繰返し回数  $n$  回後の上縁のコンクリート総ひずみ( $\epsilon_{c,n}$ )は、弾性ひずみ( $\epsilon_c$ )とサイクリッククリープひずみ( $\epsilon_{cr}$ )の和として式(4.4)より求まる。

$$\epsilon_{c,n} = \epsilon_c + \epsilon_{cr}$$

-----式(4.4)

###### b) スパン中央たわみ

繰返し回数  $n$  回後のコンクリートの有効弾性係数( $E_{c,n}$ )およびBrransonの提案式を採用した場合の有効断面二次モーメント( $I_{e,n}$ )はそれぞれ式(4.5)で与えられる。

$$E_{c,n} = \sigma_{cmax} / \{(\sigma_{cmax} / E_c) + \epsilon_{cr}\}$$

$$I_{e,n} = I_{cr,n} + (M_{cr,n} / M_a)^3 (I_g - I_{cr,n})$$

-----式(4.5)

ここに、

添字  $n$  は  $n$  回載荷後の状態を表す。

$I_{cr}$ 、 $I_g$  はひび割れ断面と全断面に関する断面二次モーメントで、 $I_{cr,n}$  は式(4.6)によって算定できる。

$$I_{cr,n} = b \cdot X_n^3 / 3 + n_n A_s (d - X_n)^2$$

-----式(4.6)

Ma は上限荷重作用時の最大モーメント、 $M_{cr}$  はひび割れモーメントで  $M_{cr,n}$  は式(4.7)によって算定できる。

$$M_{cr,n} = f_{b,n} \cdot I_g / y_{t,n}$$

-----式(4.7)

$f_{b,n}$  は  $n$  回載荷後のコンクリートの見掛けの曲げ強度である。 $f_{b,n}$  は第7章10項の曲げ疲労試験結果より得られた繊維無混入の軽量コンクリート(PL)とインデント型の鋼繊維を用いたSFLCの平均疲労寿命式、式(4.8)、(4.9)を用いることにし



た。

**軽量 PL (LC)**

$$f_{b,n} = 4.298 - 0.364 \log N \quad \text{-----式 (4.8)}$$

**SFLC**

$$f_{b,n} = 8.499 - 0.913 \log N \quad \text{----式 (4.9)}$$

これは、コンクリートの曲げ強度を LC および SFLC の疲労強度式 (4.8), (4.9) から求め引張域における疲労ひび割れの影響を考慮したものである。

$y_{t,n}$  は中立軸から下縁までの距離で、中立軸 ( $X_n$ ) は式 (4.2) において弾性係数比  $n$  の代わりに  $n_n$  を用いた式 (4.10) より求まる。

$$X_n = (n_n \cdot A_s + \sqrt{(n_n \cdot A_s)^2 + 2n_n \cdot A_s \cdot b \cdot d}) / b$$

$$n_n = E_s / E_{c,n} \quad \text{-----式 (4.10)}$$

任意の繰返し回数  $n$  に相当する曲げ剛性 ( $E_{e,n} \cdot I_{e,n}$ ) は式 (4.6) から (4.10) より順次求まる式 (4.5) によって算定できる。この結果、 $n$  回載荷後のたわみ ( $\delta_n$ ) は、式 (4.11) に示すような関数形で与えられる。ここで、計算では引張側コンクリートを無視しているが、実際には鉄筋とコンクリート間が付着劣化しても SFLC の引張抵抗が残っており、 $K_\delta$  はこれを評価するための係数である。

$$\delta_n = K_\delta \cdot E \{ (Loads, Spans) / (E_{c,n} \cdot I_{e,n}) \} \quad \text{-----式 (4.11)}$$

**c) 鉄筋位置の最大ひび割れ幅**

RC はりのひび割れ幅は、鉄筋応力、かぶり、鉄筋径や鉄筋比、付着性状など種々の要因の影響を受け、多くの算定式が提案されている。ここでは、初載荷時 ( $n=0$ ) における最大ひび割れ幅 ( $W_{max}$ ) はコンクリート標準示方書 (土木学会) の平均ひび割れ幅の算定式 (4.1) より、繰返し回数  $n$  回後の最大ひび割れ幅 ( $W_{max,n}$ ) は式 (4.12) より評価することとした。

$$W_{max,n} = W_{max} \cdot (\epsilon_{s,n} / \epsilon_s) \cdot K_w \quad \text{-----式 (4.12)}$$

式 (4.12) は、ひび割れ幅が鉄筋応力と鉄筋とコンクリート間の付着劣化の進行に比例して増大すると仮定したものである。 $K_w$  は鉄筋とコンクリートの付着劣化を表す係数で実験値の適合性を総合的に評価するものである。なお、鉄筋ひずみ  $\epsilon_s$  は式 (4.2) から、 $\epsilon_{s,n}$  は式 (4.10) で求めた中立軸高さ ( $X_n$ ) を用いて、式 (4.13) より算定される。

$$\sigma_{s,n} = M_a / \{ A_s (d - X_n / 3) \}, \quad \epsilon_{s,n} = \sigma_{s,n} / E_s \quad \text{-----式 (4.13)}$$

**(2) 変動繰返し荷重下のたわみとひび割れ幅の解析手法**

本実験のように数種類の応力比の組合せで載荷した場合は、サイクリッククリープの重ね合せが可能であると仮定している。これを図-4.20 の概念図で説明すると以下のようなものである。

種々の上・下限荷重時の上縁コンクリートの応力

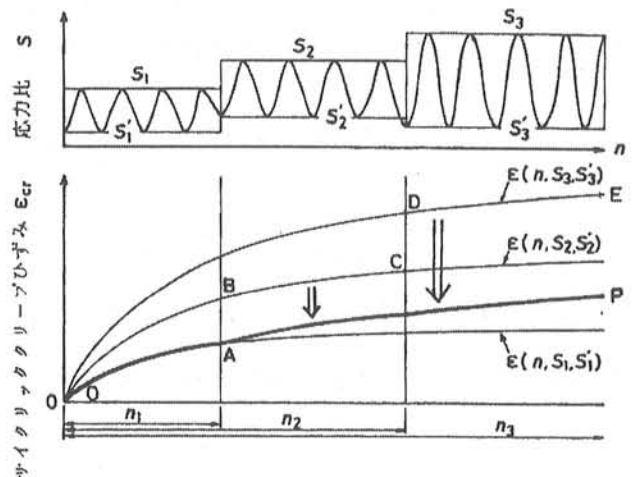


図-4.20 変動繰返し載荷におけるサイクリッククリープの概略<sup>4)</sup>

比を ( $S_{bmax,i}, S_{bmin,j}$ ) とする。図-4.20 の例では、( $S_{bmax,i}, S_{bmin,j}$ ) = ( $S_1, S'_1$ ), ( $S_2, S'_2$ ), ( $S_3, S'_3$ ) が順次作用する場合のサイクリッククリープを考えている。載荷回数  $n=0$  から  $n=n_i$  までのサイクリッククリープの進行は、図中の太線で示す経路 ( $\overline{OP}$ ) をたどるものとした。 $\overline{OP}$  は ( $S_1, S'_1$ ) 部における曲線部 ( $\overline{OA}$ ), ( $S_2, S'_2$ ) における曲線部 ( $\overline{BC}$ ), および ( $S_3, S'_3$ ) における曲線部 ( $\overline{DE}$ ) の和で表される。このようにして求めたサイクリッククリープを式 (4.3) の代わりに用いることによ

て、任意の繰返し回数  $n$  におけるたわみやひび割れ幅を一定荷重の場合と同様に計算することができる。

#### 4.4.2 解析結果と考察

各上限荷重作用時の上縁コンクリートの総ひずみ（弾性ひずみ+サイクリッククリープ）の計算値と実験値の比較を図-4.21 に示す。図より、PL-100 はり、SF-100 はり、SF-75 はりは、全ての載荷荷重で計算値と実験値は比較的良く一致している。しかし、SF-50 はりでは特に載荷荷重の大きな段階で実験値が計算値よりも大きくなっている。この原因として、SF-50 はりの終局耐力が小さいため、高荷重になると鉄筋とコンクリートの付着破壊が進行し圧縮コンクリートの分担率が大きくなったためと思われる。他の 3 体ではこのような現象は少ないと思われる。

各上限荷重時の総たわみの計算値と実験値の比較を供試体毎に図-4.22 ~ 図-4.25 に示す。まず、 $K_{\delta}=1.0$  で単純に計算した値と実験値を比較する。コンクリートの総たわみの計算値と実験値が離れていた SF-50 はりを除き、総たわみの計算値と実験値は比較的近い値を示した。ただし、SF-100 はりでは PL-100 はりに比べ計算値の方が実験値より大きい値となった。SF-100 を使用した場合、特に小さい載荷荷重段階では引張域のコンクリート部には SF による引張抵抗力が残存しているため、このような結果になったものと考えられる。そこで、計算値を実験値と適合させるための修正係数  $K_{\delta}$  の値を求めると表-4.7 のようになる。PL-100 では、床版載荷 147kN の載荷レベルで  $K_{\delta}$  は 1.0 となり引張域のコンクリート無視の状態になるが、SF-100 はり、SF-75 はりでは  $K_{\delta}$  はまだ 0.85 と引張域のコンクリートに抵抗力が残っている状態である。また、177kN の最終載荷レベルでは、SF-75 はりは  $K_{\delta}=1.0$  となり SF による引張抵抗はほとんど失われるものと考えられる。

ひび割れ幅の計算値と実験値の比較を図-4.26 に示す。この計算上において、繰返しに伴い鉄筋とコンクリートの付着が劣化しても、ひび割れ間コンクリートの SF-100 の寄与分を評価する係数  $K_w$  として、ひび割れ幅とたわみ・曲率は連動していることから、表-4.7 の  $K_{\delta}$  を用いている。図より、SF-50 はりを除き計算値と実験値はよく一致して

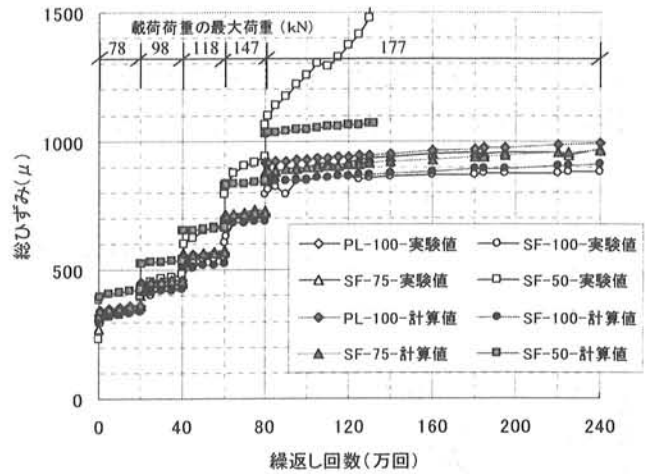


図-4.21 上縁コンクリートの総ひずみの計算値と実験値の比較

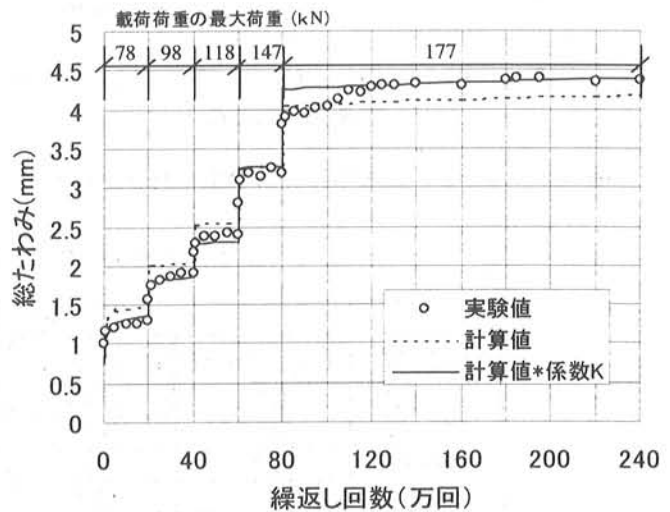


図-4.22 PL-100 総たわみの計算値と実験値の比較

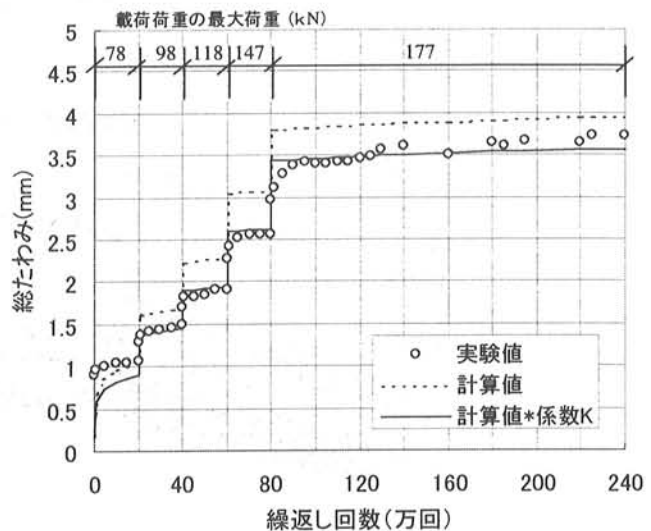


図-4.23 SF-100 総たわみの計算値と実験値の比較

いることがわかる。

・以上より、本解析法は疲労を受ける SFLC はりの変形量を比較的よい精度で推定できると考えらる。

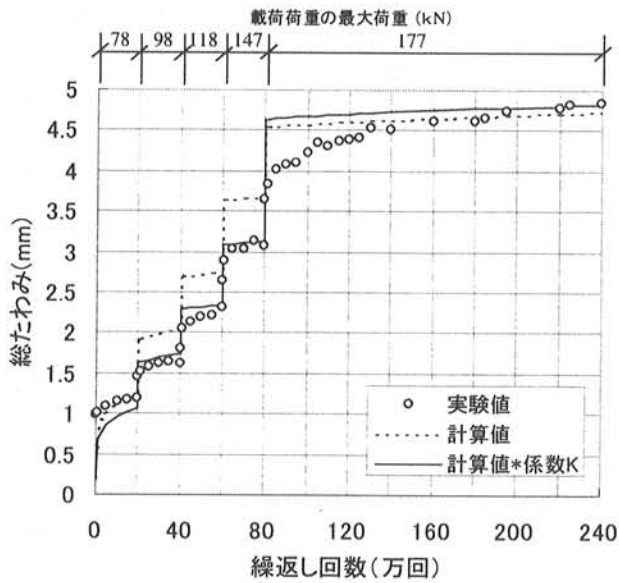


図-4.24 SF-75 総たわみの計算値と実験値の比較

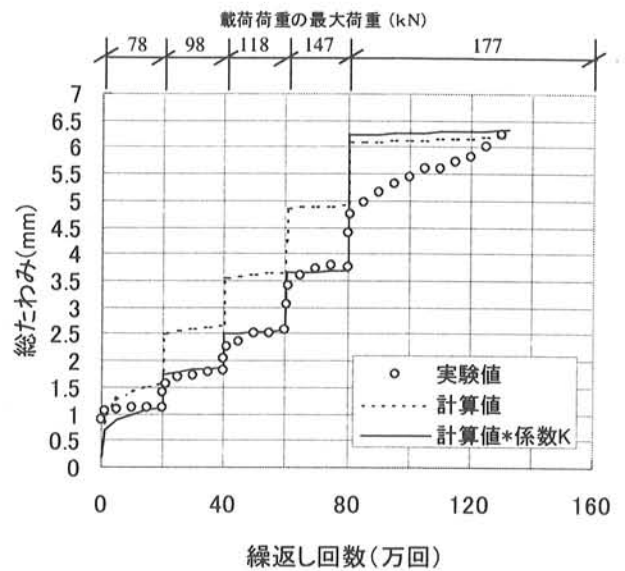


図-4.25 SF-50 総たわみの計算値と実験値の比較

表-4.7 たわみの補正係数  $K_{\delta}$

供試体	曲げ剛性補正係数 K				
	$P_{slab}=78kN$	$P_{slab}=98kN$	$P_{slab}=118kN$	$P_{slab}=147kN$	$P_{slab}=177kN$
PL-100	0.90	0.90	0.90	1.00	1.05
SF-100	0.85	0.85	0.85	0.85	0.95
SF-75	0.85	0.85	0.85	0.85	1.02
SF-50	0.7	0.7	0.7	1.02	1.02

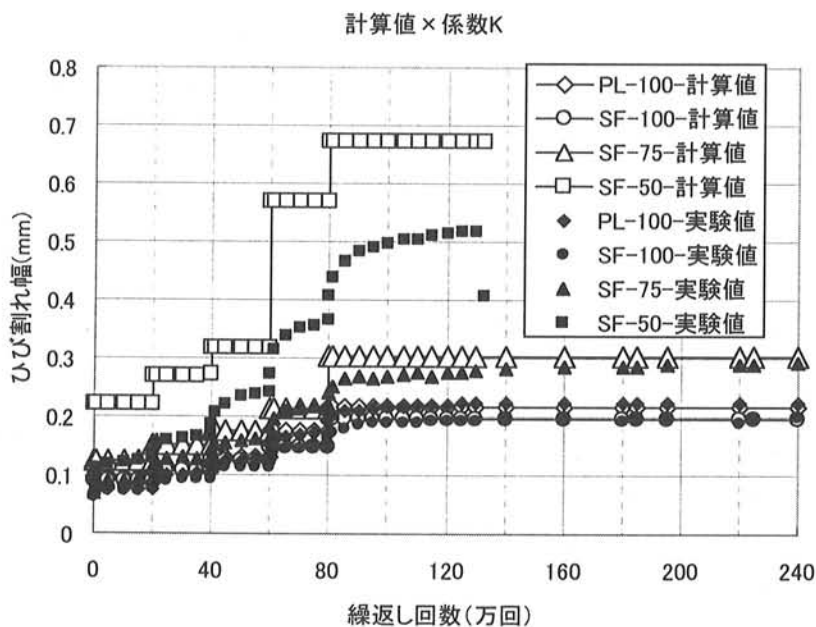


図-4.26 ひび割れ幅の計算値と実験値の比較

#### 4.5. まとめ

(1) SFLC を用いると RC はりのせん断耐力が増し、鉄筋量を通常設計の 50%まで減じて、せん断ひび割れは進展しない。また、鉄筋量の減少を通常設計の 75%に止めれば、床版設計荷重 177kN 相当の荷重を受けても、良好なひび割れ分散性を示す。

(2) 鉄筋量を通常設計の 75%に減じて SFLC を使用すれば、床版設計荷重で 177kN の荷重段階まで通常鉄筋量の SF 無混入はりと同程度の変位に留めることが可能である。さらに、鉄筋量を 50%まで減じた場合でも、SF を混入することにより B 活荷重程度の大きさの荷重レベルまでは、変形を通常鉄筋量の SF 無混入のものと同程度にできる。

(3) 鉄筋量を通常設計の 75%に減じて SFLC を使用すれば、床版設計荷重で 177kN の荷重段階まで通常鉄筋量の SF 無混入はりより大きい曲げ剛性を確保することができる。

(4) 鉄筋量を通常設計の 75%に減じて SFLC を使用すれば、床版設計荷重で 177kN の荷重レベルまで通常鉄筋量の SF 無混入はりと同程度の鉄筋ひずみに留めることができる。

(5) 147kN の荷重段階までは SFLC を用い鉄筋量を通常の 75%に減じてひび割れ幅を許容ひび割れ幅以下に抑制でき、鋼材腐食、水密性に対する耐久性を確保できることがわかった。

(6) サイクリックリーブと SFLC の曲げ疲労強度を考慮した解析法により、疲労を受ける SFLC はりの変形量を比較的よい精度で推定できる。

以上より、軽量コンクリートの代わりに、長尺 SF を 0.75vol.% (60kg/m<sup>3</sup>) 混入した鋼繊維補強軽量コンクリート (SFLC) を用いた場合、鉄筋量を通常設計の 75%まで低減しても、床版設計荷重で 147kN レベルまでは、たわみ、応力、ひび割れ幅の使用限界を超過せず、健全であることが確認された。

#### 参考文献

- 1) 土木学会：人工軽量骨材コンクリート設計施工マニュアル，p.64，1985.
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書 [規準編]，pp.446-450，1996.
- 3) 松本信之・山住克巳：RC 梁の逐次疲労破断過程における曲げ挙動に関する一考察，土木学会第 47 回年次学術講演会講演概要集，V 5，pp.458-459，1992.
- 4) 井上正一・西林新蔵・川村 勝：繰返し荷重下を受ける RC はりのたわみとひび割れ幅予測に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.7，pp.57-60，1985.

## 5章 鋼繊維補強コンクリートによる合成桁のひび割れ制御

### 5.1 目的

連続合成桁の中間支点上の設計方法として、プレストレスしてひび割れを許さない方法とプレストレスしない方法がある。後者の方法は、鉄筋によりひび割れ幅を制御しようとする方法であり、その経済性から最近是一般に用いられるようになってきている。このひび割れ幅の制御方法として鉄筋に加え、鋼繊維補強コンクリート(以下 SFRC と略す)を用いることが有効な方法として考えられ実橋でも採用されているが、連続合成桁におけるひび割れ制御に対する効果の検証は、必ずしも定量的になされていないのが現状である。そこで、本研究では連続合成桁の中間支点上を対象とした模型に対して載荷試験を実施し、SFRC のひび割れ制御に及ぼす効果について考察を行った。

### 5.2 試験概要

通常のコンクリートを用いた合成桁(RC合成桁と略す)と、SFRC を用いた合成桁(SFRC 合成桁と略す)の中間支点部の挙動を比較するために、図-5.1 に示す断面の模型をそれぞれ1体づつ作成して、図-5.2に示す載荷方法で試験を実施した。ここで、対象としたRC合成桁の配筋方向の鉄筋はD16を用いて鉄筋比2.21%であり、載荷試験時のコンクリートの圧縮強度  $31.5\text{N/mm}^2$ 、弾性係数  $2.50 \times 10^4\text{N/mm}^2$ 、割裂引張強度  $2.20\text{N/mm}^2$ であった。一方、SFRC 合成桁は鉄筋比 2.21%で、鋼繊維混入率 0.75% (鋼繊維は  $0.7\phi \times 50\text{mm}$ )であり、載荷試験時の SFRC の圧縮強度は  $32.0\text{N/mm}^2$ 、弾性係数  $2.35 \times 10^4\text{N/mm}^2$ 、割裂引張強度  $2.15\text{N/mm}^2$ であった。なお、主鉄筋は D19 を用いて 125mm 間隔で配置した。

ここで、今回の試験ではRC合成桁と SFRC 合成桁のコンクリート物性(圧縮・引張強度)を大きく変えたくなかったため、SFRC 合成桁のベースコンクリートはRC合成桁と同一の配合とし、流動化剤を添加して施工を行った。

また、載荷方法については、試験体の支持条件として一方の端部において床版上面を支持し、中央において下フランジを支持するものとした。荷重は支持しないもう一方の端部に載荷し、試験体の中央部に負の曲げモーメントを発生させた。荷重の大きさは、試験体中央の支点到に  $1200\text{kN}$  程度の反力が作用するように、約  $600\text{kN}$  まで載荷するものとした。なお、設計荷重レベルは上側配筋鉄筋応力が  $130\text{N/mm}^2$  (鋼桁+鉄筋で仮定した断面における計算値)あり、対応する荷重は  $220\text{kN}$  である。

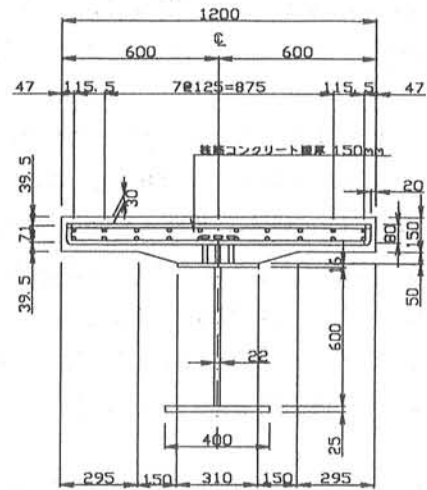


図-5.1 試験体の断面図

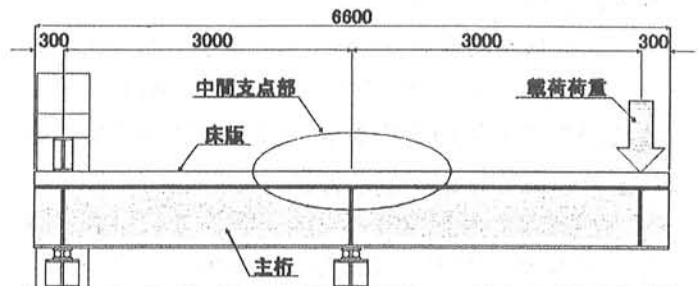


図-5.2 載荷方法

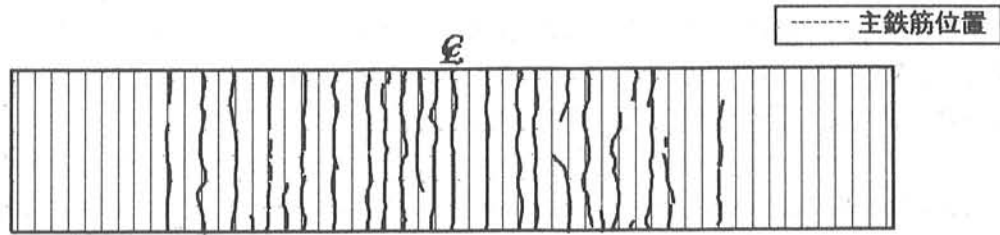
### 5.3 試験結果

#### (1) コンクリートのひび割れ状況について

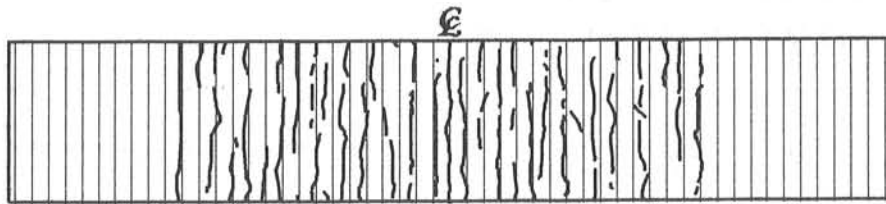
図-5.3 に完全ひび割れ状態である荷重  $300\text{kN}$  時の床版上面のひび割れ状況を示す。RC合成桁ではひび割れが主鉄筋位置に発生する傾向があるが、主鉄筋ひとつおきに発生しているところもあり、中間支点上  $1\text{m}$  の範囲における平均ひび割れ間隔は  $16.7\text{cm}$  であった。一方、SFRC 合成桁では主鉄筋位置にひび割れが発生する傾向がより強く、中間支点上  $1\text{m}$  の範囲における平均ひび割れ間隔は  $12.5\text{cm}$  であり、普通コンクリートを用いた場合に比べ分散性が向上することがわかる。

#### (2) コンクリートのひび割れ幅について

図-5.4 示す位置にパイ型変位計を設置しており、図-5.5 に荷重  $300\text{kN}$  時の測定したひび割れ幅の計測値を示す。平均ひび割れ幅はRC合成桁では  $0.16\text{mm}$ 、SFRC 合成桁では  $0.12\text{mm}$  であり、最大ひび割れ幅はRC合成

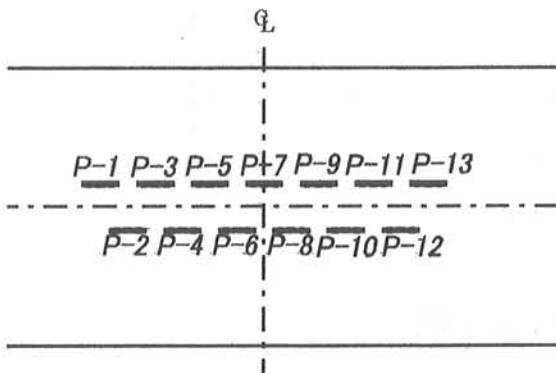


(a) RC合成桁(RC床版)



(b) SFRC 合成桁(鋼繊維補強コンクリート)

図-5.3 ひび割れ状況(300kN 載荷時)



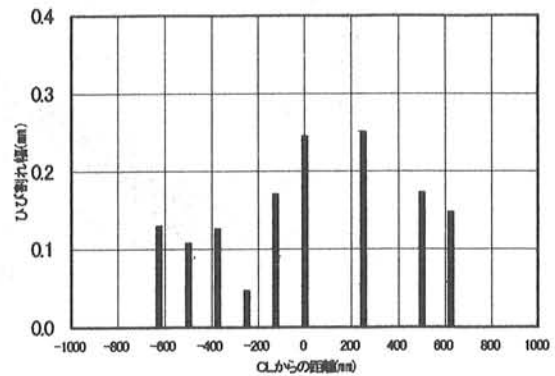
注)パイ型変位計間隔は 125 mm  
横リブ間隔は 750mm

図-5.4 パイ型変位計位置

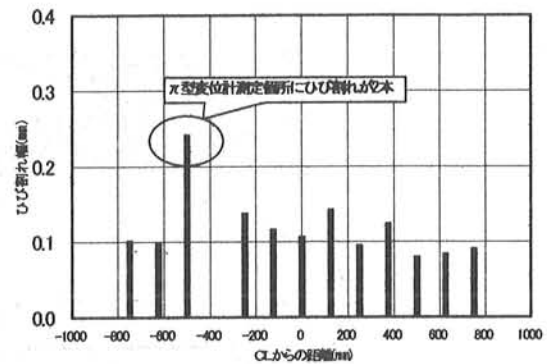
桁では 0.25mm、SFRC 合成桁では 0.14mm で、RC 合成桁のほうがひび割れ幅のばらつきが大きい。ひび割れ幅  $w$  の算定の基本的な考え方は、

$$w = \text{ひび割れ間隔 } L \times (\epsilon_{sa} - \epsilon_{ca})$$

であり、 $\epsilon_{sa}$  はひび割れ間の鉄筋の平均ひずみ、 $\epsilon_{ca}$  はひび割れが生じている部分のコンクリートの平均引張ひずみである。 $(\epsilon_{ca} - \epsilon_{sa})$  は合成桁の曲げ剛性に関係し、上記に示したようにRC合成桁と SFRC 合成桁ではほぼ同じであることから、ひび割れ幅が小さいのはひび割れ間隔が SFRC 合成桁では小さくなるためであると理解



(a) RC合成桁(RC床版)



(b) SFRC 合成桁(鋼繊維補強コンクリート)

図-5.5 ひび割れ分布(載荷荷重 300kN)

できる。これらの結果から、SFRC 合成桁とすることにより、ひび割れの分散性の向上と、ひび割れ幅を小さく抑えることができることが確かめられた。なお、設計荷重レベルにおけるひび割れ幅の最大値は、RC合成桁では 0.19mm、SFRC 合成桁では 0.13mm であった。

### (3) 主げた剛性について

図-5.6 は載荷点における載荷荷重とたわみ、図-5.7 は除荷時の主げた剛性を結んだものである。ここで、たわみの測定位置は荷重載荷点直下の下フランジ下面である。

図-5.7 で鉄筋応力度  $130\text{N}/\text{mm}^2$  の設計荷重レベルでは、RC合成桁(RC床版)と SFRC 合成桁(鋼繊維補強コンクリート)の剛性はほぼ同じであった。さらに荷重を大きくすると、RC合成桁では剛性は徐々に低下するが、SFRC 合成桁はその後の剛性低下は若干であるが小さい

傾向であった。これは、RC床版とSFRC床版のテンションステイフニングの差であると考えられ、鋼繊維補強コンクリートの効果が効くのは荷重レベルがかなり大きい領域であった。

以上の剛性の比較から、中間支点部にひび割れを許す連続合成桁における構造解析および応力照査方法は、SFRC 合成桁でも通常のRC合成桁と同様な方法が適用できることが確かめられた。

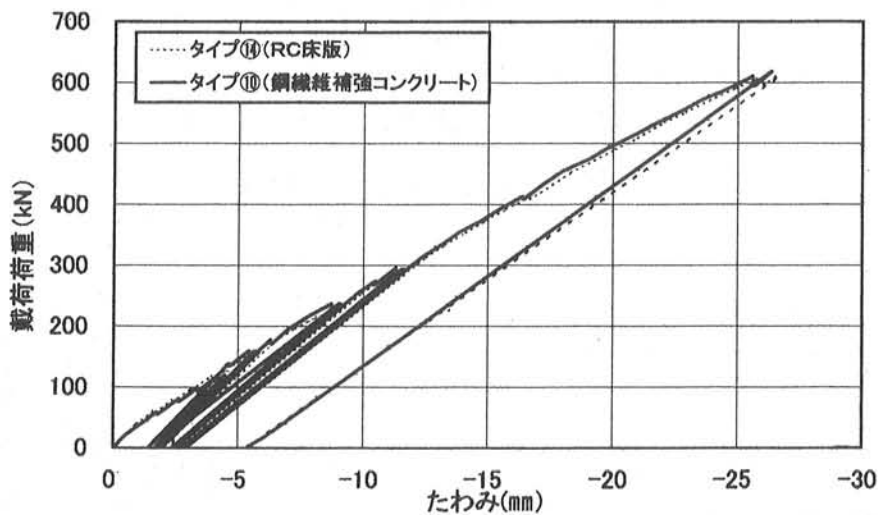


図-5.6 載荷荷重—たわみ関係

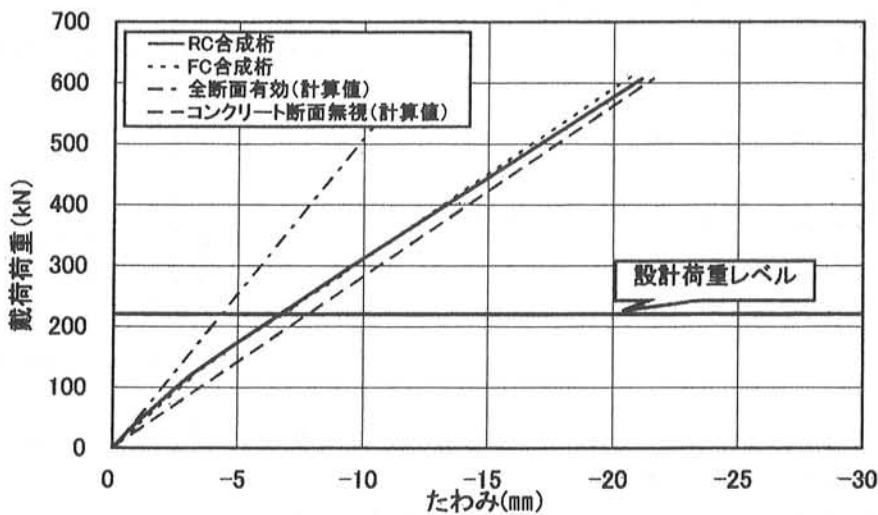
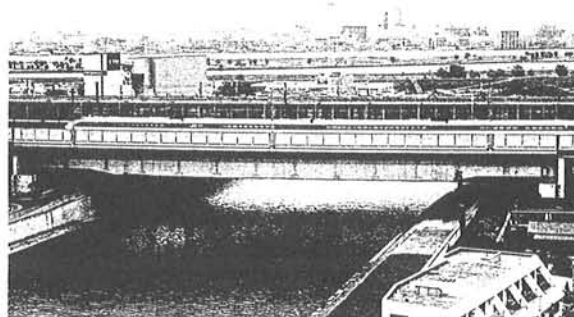


図-5.7 載荷荷重—たわみ関係

#### 5.4 まとめ

連続合成桁の中間支点部を対象とした載荷試験において、通常のコンクリートを用いた合成桁(RC合成桁)と、圧縮強度・引張強度・ヤング率がほぼ同程度の鋼繊維補強コンクリートを用いた合成桁(SFRC合成桁)の挙動を比較した結果、以下のことが確かめられた。ここで対象としたRC合成桁の鉄筋比は 2.21%であり、SFRC合成桁の鋼繊維の量は 0.75%である。

- 鋼繊維補強コンクリートを用いることにより、中間支点付近のひび割れ幅が小さく抑えることができ、本研究ではRC床版合成桁の試験体と比較するとひび割れ幅を 2/3 程度に抑えることが可能であった。
- 鋼繊維補強コンクリートを用いることにより、中間支点付近のひび割れの分散性が向上することが確認された。
- SFRC合成桁の構造解析および応力照査方法は通常のRC合成桁と同様な方法が適用できる。



新河岸川・鉄道橋（床版に使用）



## 6章 鉄道橋梁床版への適用事例

### 6.1 はじめに

鋼繊維補強軽量コンクリート(以下、SFLRC)は日本鉄道建設公団阿佐線(土佐くろしお鉄道ごめん・なはり線)物部川橋梁の床版に大規模に採用されることになった。施工は東骨・春本(現ハルテック)JV。本橋は高知市から約17km 東方に位置し、一級河川物部川に架かる全長378mの橋梁である。(写真-6.1)

物部川橋梁は当初 8 連の単純げたを連ねた合成げたであったが、兵庫県南部地震より耐震性が求められ、既に橋脚は完成していたことから上部工等に種々の工夫や新しい構造を採用して 4 径間連続橋梁を基本にし、時代の求めるコスト削減を優先した新しいタイプの連続合成げた橋としている。

本章では新しい合成げた橋として軽量コンクリートを用いた物部川橋梁の設計概要と、特に、連続合成げたの中間支点部の床版のひび割れ等に対する耐久性向上に用

いた鋼繊維軽量コンクリートについて報告する。

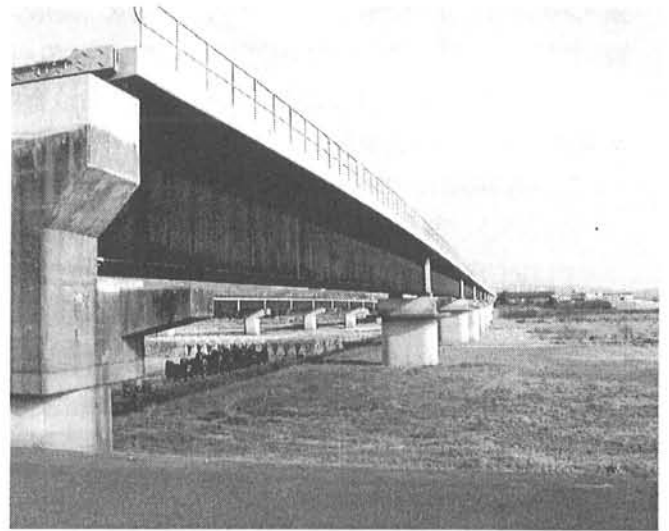


写真-6.1 物部川橋梁

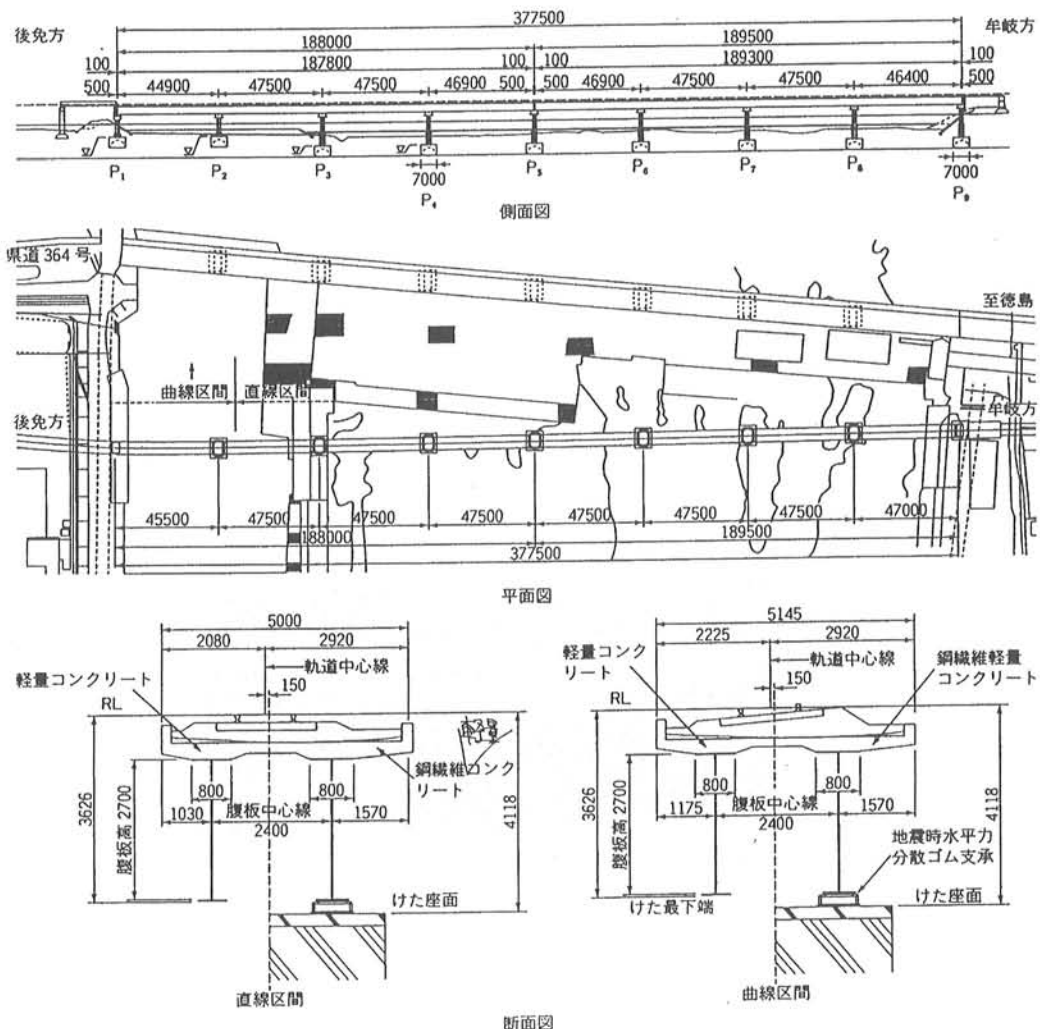


図-6.1 一般図

## 6. 2. 構造概要

物部川橋梁の構造諸元の概要を表-6.1に示す。

### (1)コスト削減

鋼構造物は初期投資において製作費が高く、保守管理費においては補修塗装費がかかることが大きな弱点としてあげられる。一方、軽量で高強度であり、けた高を低くでき、架設施工が容易という長所を有している。物部川橋梁は表-6.1に示すように省力化による製作工数の削減、軽量コンクリートなどの死荷重軽減による上下部工のスリム化、無塗装仕様による維持管理の省力化等のトータルコスト削減や耐震性の強化等、現在の鉄道で求められる最もコストパフォーマンスが実現された構造である。

表-6.1 物部川橋梁：諸元概要

構造	省力タイプ合成げた 4径間連続完全合成構造、単線2主げた断面	
支間	189.3m=46.9m+47.5m+47.5m+46.9m	
活荷重	KS-12	軌道 道床式軌道
表面処理	無塗装仕様：維持管理の省力化	
鋼げた鋼材	一般構造用圧延耐候性鋼	SMA400
床版	正曲げ区間：軽量コンクリート 負曲げ区間：鋼繊維軽量コンクリート $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ 有効幅：462cm 厚さ：25cm	
現場継手	全断面現場溶接：新Z継手法	
ジベル	正曲げ区間：馬蹄型ジベル 負曲げ区間：孔あき鋼板ジベル	
支承	地震時水平力分散ゴム支承	
注)表中の着色部は本橋梁で初めての採用である。		

### (2)主たる新技術、新構造

表-6.1に示すように、国内において初めての試みである。代表的な特徴として、

- ① 軽量コンクリートを用いた連続合成げた
- ② 床版に軽量コンクリートを、特に中間支点部にはSFLRCを採用した完全合成構造
- ③ 現場継手に全断面溶接継手構造(Z型継手)<sup>1)</sup>の採用
- ④ 新しいジベルとして、孔あき鋼板ジベル<sup>2)</sup>の採用
- ⑤ 地震時水平力分散型ゴム支承の採用

などがあげられる。

## 6. 3. 軽量コンクリート床版

### 6. 3. 1. 軽量コンクリート合成げたの採用の経緯

本橋の床版は、

- ① 死荷重の減少による上部工鋼材重量減と下部工への負担軽減、あわせて耐震性向上のため人工軽

量骨材を使用

- ② 中間支点上の負曲げ区間における床版の耐力向上のためSFLRCを採用としている。

連続合成げたのコンクリート床版は正曲げモーメント区間では軽量コンクリートを使用し、負曲げモーメント区間は鋼繊維を混入したSFLRCを使用した。

軽量コンクリートは既に、非合成構造や複合構造への適用は各種試験<sup>3)4)</sup>や実績<sup>2)</sup>から多く用いられており、これらの状況を踏まえ当該橋梁への採用を行った。鋼繊維軽量コンクリートは当委員会での静的、動的移動載荷試験<sup>5)</sup>や複合構造での実績<sup>6)</sup>などの経過を経て採用することとした。

### 6. 3. 2 構造概要

SFLRCを橋梁の主要部材として本格的に用いた例はこれまで我が国のみならず、海外においてもその例が無く、普通コンクリートに鋼繊維を用いた例<sup>6)</sup>や、各種試験結果<sup>3)4)</sup>を参考に配合試験や施工試験を行ない、仕様を定めた。

当該橋梁の施工条件(ポンプ圧送距離：約200m)を考慮した鋼繊維の種類、鋼繊維混入率を決定するため、フレッシュ性状(施工性、鋼繊維の分布状況等)、強度特性(圧縮強度、曲げ強度、せん断強度、曲げじん性等)、静弾性係数などについて配合試験、圧送試験を実施し、配合条件を定めた上で、所定の品質を確保した。なお、基本的性質に関する、ポアソン比、クリープ係数、乾燥収縮度などは既往の資料や実績によった。

### 6. 3. 3. 鋼繊維軽量コンクリートの各種試験

SFLRCの適正配合、施工性、鋼繊維の均一性、現場でのポンプ圧送性等を確認するため以下の施工試験を行った。

#### (1). 使用材料

コンクリートの使用材料を表-6.2に示す。

#### (2). 事前配合試験

##### 1)試験目的

表-6.2 配合試験使用材料一覧

項目	適用
セメント	普通ポルトランドセメント
粗骨材	人工軽量骨材：(絶乾密度1.29(g/cm <sup>3</sup> ))
細骨材 (事前配合試)	大井川水系陸砂 表乾密度2.65(g/cm <sup>3</sup> )程度、
細骨材 (高知)	加江崎沖産海砂(60%) 表乾密度2.62(g/cm <sup>3</sup> )程度、 粗粒率2.25程度南国市奈路産 石灰砕砂(40%)
鋼繊維	インデント型(φ0.6×30mm, φ0.7×50mm) ：両端フック型(φ0.6×30mm, φ0.8×60mm)
混和剤	ポリカルボン酸系高性能AE減水剤
空気量調整剤	

表-6.3 鋼繊維軽量コンクリートの配合

No.	鋼繊維種類	鋼繊維混入率 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )			鋼繊維 SF (kg/m <sup>3</sup> )	混和剤 (C×%)						
					水 W	セメント C	細骨材 S		粗骨材 G	高性能AE減水剤	AE剤				
1	無混入	-	48	48	180	375	-	-	0.25	0.003					
2	インデント φ0.6×30mm SF-A	0.75		56							806.9	586.0	60	0.95	0.004
3		1.00		56							941.9	495.0	80	1.00	0.006
4		1.25		60							1015.5	453.0	100	1.15	0.010
5		1.50		63							1059.0	417.0	120	1.25	0.006
6		0.50		52							878.6	540.0	40	0.80	0.006
7	両端フック φ0.8×60mm SF-B	0.75		56							945.9	495.0	60	1.00	0.010
8		0.875		58							981.6	475.7	70	1.05	0.010
9		1.00		64							1080.0	398.0	80	1.30	0.004

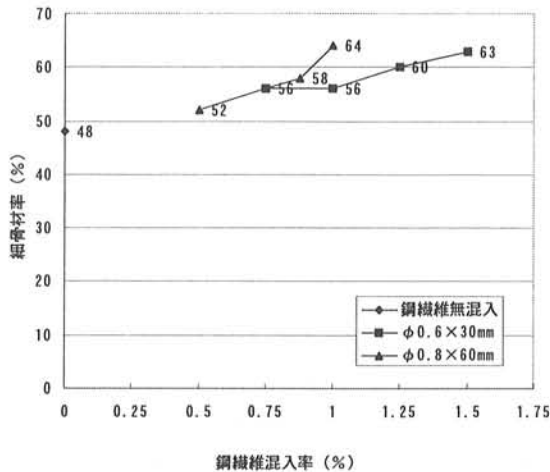


図-6.2 細骨材率と鋼繊維混入率の関係

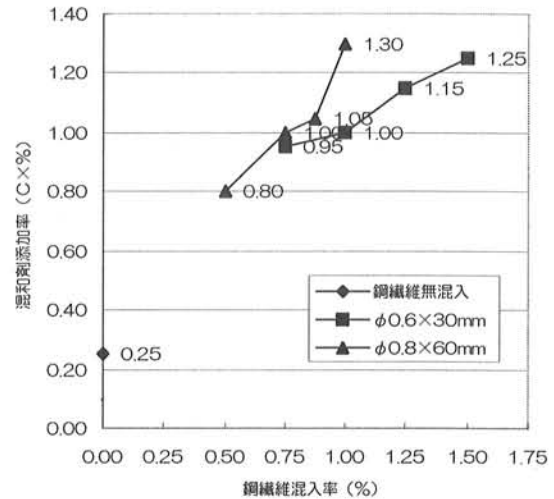


図-6.3 混和剤添加率と鋼繊維混入率の関係

鋼繊維を混入した軽量コンクリートは、無混入の場合と比較して引張、曲げ、せん断強度および曲げじん性が向上することが知られているが、配合によっては材料の分離やファイバーボールの形成など施工性のみならずその強度特性まで影響を及ぼす場合があり、配合設計には十分注意する必要がある。

鋼繊維はアスペクト比(長さ/径)の大きい方が強度およびじん性の向上の効果が知られている報告<sup>6)</sup>もある。また、圧送距離に求められるフレッシュ性状から短い長さ(30mm)も検討する必要がある。したがって、長さによる違いを確認するため、鋼繊維(SF)はSF-A(径0.6mm,長さ30mm,アスペクト比50)と、SF-B(径0.8mm,長さ60mm,アスペクト比75)の2種類とした。混入率はSF-Aで1.5%の混入を目標にした。スランプの設計値は流動化前のベースコンクリートで8±2.5cmであるが、今回はポンプ圧送を可能とするため、18cm以上を目標として高性能AE減水剤を使用することとした。なお、単位容積質量は軽量骨材を用いた構造上の特長を生かすために鋼繊維混入の状態では2.05t/m<sup>3</sup>以下とした。

強度特性については、圧縮強度(設計基準強度:30N/mm<sup>2</sup>)、ひび割れ抵抗性を確認するために曲げ試験(曲げタフネス試験)により評価することとした。

試験配合の組合せを表-6.3に示す。

## 2) 試験結果

### ①フレッシュコンクリートの性状

配合試験では、30mm、60mmとも鋼繊維混入率が大きくなるほど流動性が悪くなることが考えられ、目標性能を満足するために細骨材率および減水剤添加率を大きくする必要があった。(図-6.2, 3)

試験の結果、30mmの鋼繊維の場合の混入率が0.75~1.5%の範囲内で、60mmの鋼繊維の場合の混入率が、0.5~1.0%の範囲内であれば、すべての配合で無理なく目標性能が得られた。

単位容積質量と鋼繊維混入率の関係(図-6.4)をみると鋼繊維混入率が大きくなるほど単位容積質量が増加し、30mm、60mmとも鋼繊維混入率1.0%で無混入時に比べ6%程度増加している。これらのことから、SFLRCの適用区間は構造性と経済的を考慮し適切に定める必要があり、

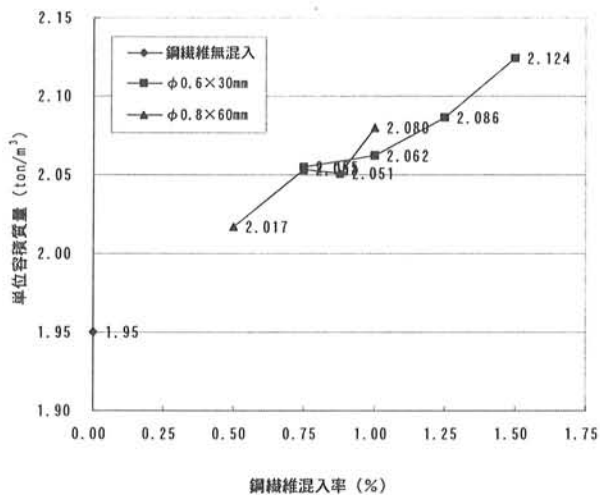


図-6.4 単位容積質量と鋼繊維混入率の関係

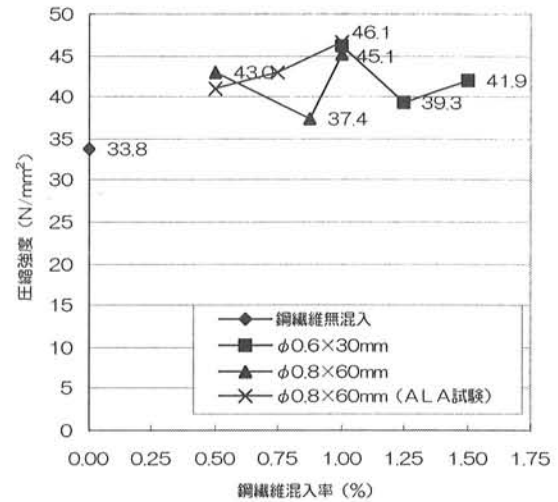


図-6.5 繊維混入率と圧縮強度の関係

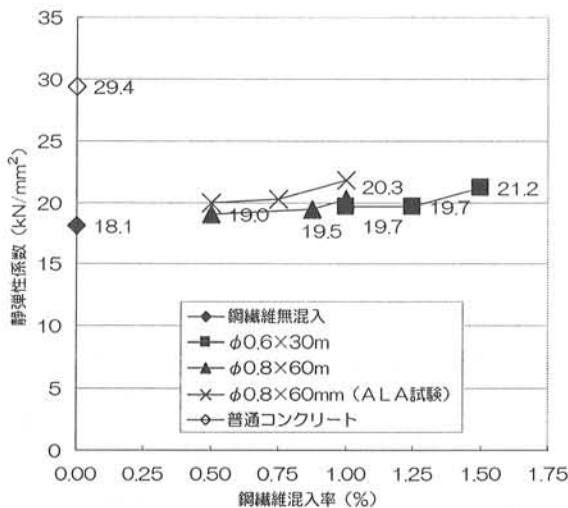


図-6.6 繊維混入率と静弾性係数の関係

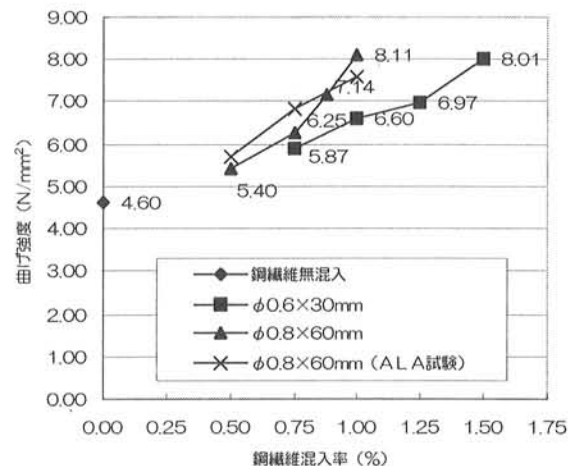


図-6.7 繊維混入率と曲げ強度の関係

本橋では負曲げモーメント区間のみとした。

## ② 硬化コンクリートの性状

圧縮強度試験結果を図-6.5 に示す。図中には参考文献 5)による試験データを×印でプロットした。圧縮強度は30mmおよび60mm共に無混入に比べて8%程度高い値を示した。

静弾性係数との関係を図-6.6 に示す。鋼繊維を混入した場合は無混入のものよりも、約10%程度増加しているが、それでも普通コンクリートの7割程度である。

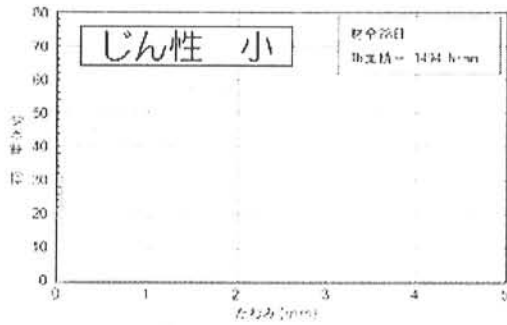
全体の傾向として、圧縮強度、静弾性係数は鋼繊維の投入により強度は上がったものの、鋼繊維混入率増加による強度の増加は本試験結果において顕著には認められなかった。

図-6.7に曲げ強度試験結果を示す。長さ30mmの繊維混入率1.5%と長さ60mmの繊維混入率1.0%はほぼ同等の結果を示し、曲げ強度は無混入に比べて混入率が

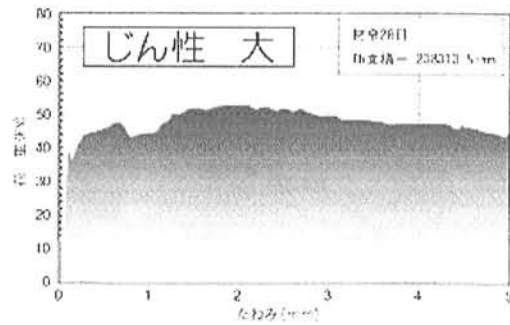
1.0%程度ではほぼ1.5倍となり、混入率の増加に伴って強度が上昇している。また、アスペクト比の増加に伴い、強度上昇率が大きくなる傾向を示している。

図-6.8に軽量コンクリートとSFLRCとの曲げタフネス試験の荷重-たわみ曲線のグラフを示す。このことから、鋼繊維無混入では曲げ強度に達すると全くたわみが生じないまま突然破壊してしまうが、SFLRCでは曲げ強度が最大に達したあとも、鋼材の塑性現象のように、大きなたわみ変形を伴いながら、徐々に破壊が進行し、きわめて大きなじん性を示している。

図-6.9に曲げタフネス試験の結果を示す。なお、曲げタフネスは曲げじん性係数で表す。いずれの場合も混入率の上昇とともにコンクリートのタフネス向上が確認された。また、長さ30mmと60mmを比較すると長い方が相対的に低い混入率で同等の曲げタフネス向上を発揮することが判明し、アスペクト比の増加に伴い、曲げじん性上昇



荷重-たわみ曲線  
(鋼繊維無混入)



荷重-たわみ曲線  
(0.8φ×60mm、鋼繊維混入率 0.875%)

図-6.8 曲げじん性の比較

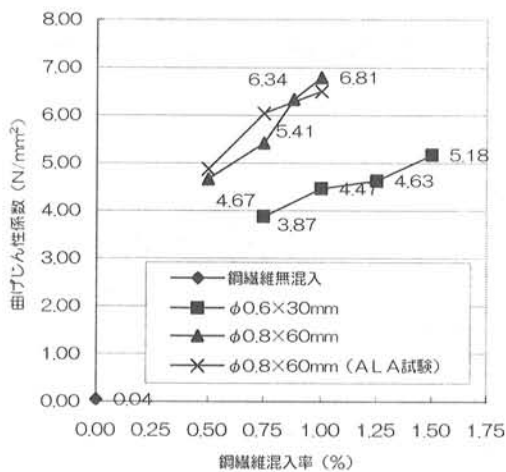


図-6.9 繊維混入率と曲げじん性係数の関係

率が大きい傾向を示している。

### ③ 施工充てん性試験

高い鋼繊維混入率や長い鋼繊維では強度やタフネスは評価されるが、これらの組合せの鋼繊維コンクリートの分散性を調査するために、実橋と同じ配筋状態の試験体(幅 1m×長さ 1m×厚さ 20cm)にコンクリートを一輪車と棒パイププレートを使用した打込み試験を実施した。施工性などについて目視確認を行なうとともに、硬化したコンクリートから試料を採取して SF の数を測定した。(写真-6.2)

試験の結果、SF-B(0.875%)はパイププレートによる十分な締め固めが必要である一方、SF-A(1.25%)は過度の締め固めはかえって鋼繊維の沈下を起こす傾向が見られ、繊維の種類によってコンクリートの状態を十分確認しながら締め固めを行う必要があった。

また、SFLRC の打設状況によっては、表面近傍の鋼繊維が垂直に立つ場合があり、十分均しを行う必要があった。

試験体硬化後の試料の SF 分布状況を図-6.10 に示す。SF-A、B いずれも分布状況に大きな差はなく、厚さ方向

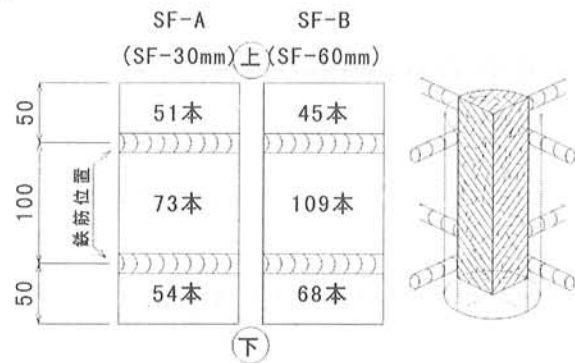


図-6.10 コア詳細



写真-6.2 施工充填性試験

への分散の状況も満足できる結果であった。また、強度特性試験における圧縮試験のコア破断面の観察においても SF の分布状況は良好な結果が得られていた。

### (3). ポンプ圧送試験

#### 1) 試験目的

事前配合試験の結果を踏まえ、現地で配合試験およびポンプ圧送試験を実施した。試験は鋼繊維無混入、φ 0.6×30mm 混入率 1.5%、φ 0.7×50mm 混入率 1.0% の 3 種類の配合を実施した。

ポンプ圧送性に関して下記の 2 点について明らかにす

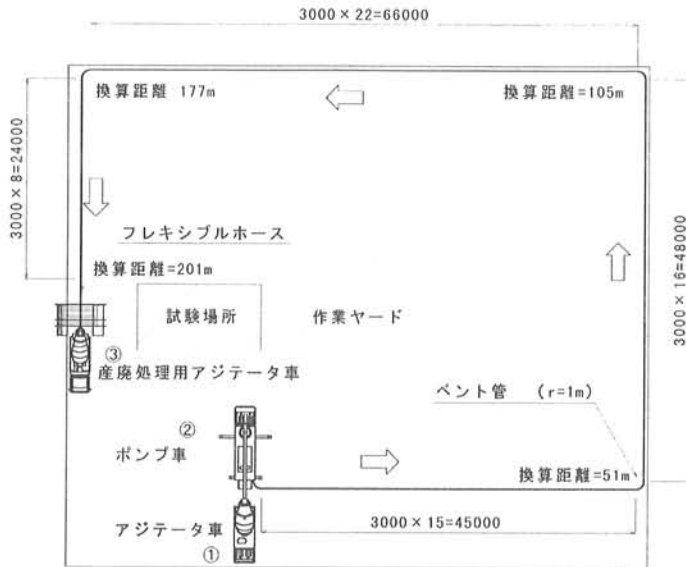


図-6.11 圧送試験ポンプ配管図

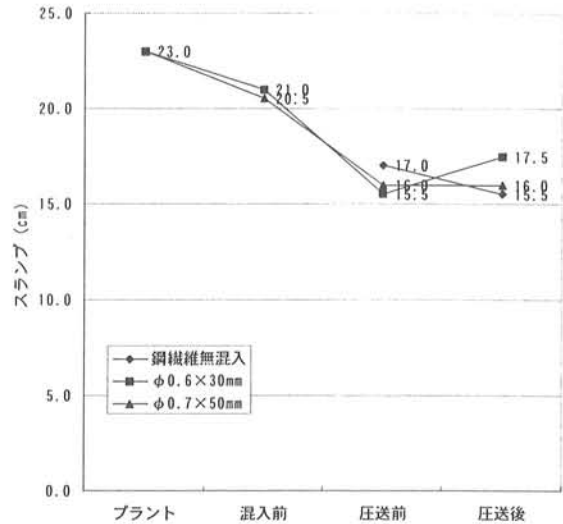


図-6.12 プラント・圧送前後のスランプの変化

ることを目的に圧送試験を行った。

- ・ポンプ圧送の可否
- ・圧送前後のコンクリートの品質変化

配合条件、使用材料は現地配合試験と同一とした。

圧送試験の長さは水平換算距離で約 200m とし、物部川河川敷の作業ヤードに配管した。(図-6.11)

### 2) ポンプ圧送の可否

圧送試験では、鋼繊維無混入、φ0.6×30mm、φ0.7×50mm の3種類の配合とも閉塞を起こすことなく圧送が可能であった。

圧送後のコンクリートを目視や触感で確認すると、30mm に比べ、鋼繊維長が長い 50mm の方がやや硬化気味であった。

また、鋼繊維をアジテータに一気に投入すると、鋼繊維がからまって起こる、いわゆるファイバーボールが起こる可能性があり、コンクリートの品質を確保するために投入時間を長めとする方がよいことがわかった。

### 3) 圧送前後のコンクリートの品質変化

#### ① フレッシュ性状の変化

スランプの性状をプラント→混入前→圧送前→圧送後の順に図-6.12 に示す。

プラント工場から現場までの搬送時間は約10分であった。混入前から圧送前のスランプは鋼繊維投入の影響のため、約5cm 低下した。ポンプ圧送の前後では、スランプロスは特に認められなかった。

ポンプ圧送前後の空気量の変化は、30mm、50mm とともに増加し、鋼繊維無混入の配合は約 1.3%減少している。

ポンプ圧送前後の単位容積質量の変化はポンプ圧送後の方がすべての配合で減少している。その減少率は、

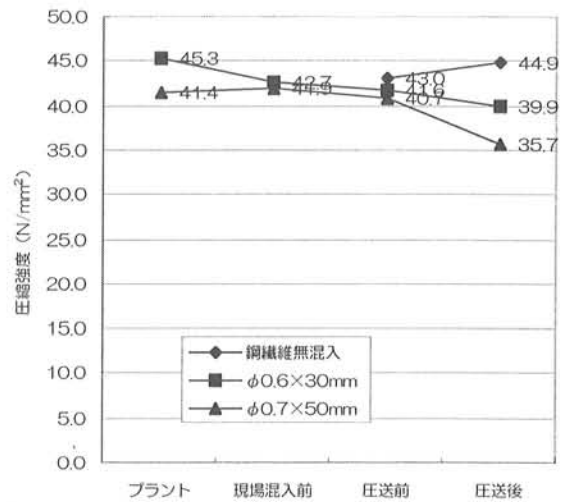


図-6.13 ポンプ圧送前後の圧縮強度の変化

鋼繊維無混入の配合で約 2.0%、30mm で約 1.3%、50mm 約 1.8%であった。この結果から、ポンプ圧送による単位容積質量への影響は少ないことがわかった。

#### ② 圧縮強度(図-6.13)と静弾性係数

ポンプ圧送前後の圧縮強度と静弾性係数の変化はわ



写真-6.3 打設状況

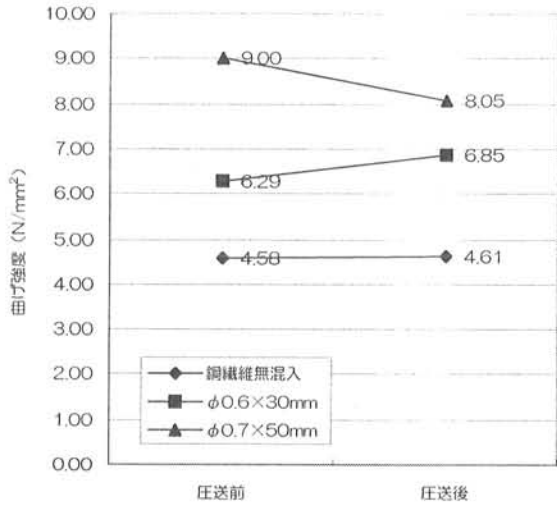


図-6.14 ポンプ圧送前後の曲げ強度の変化

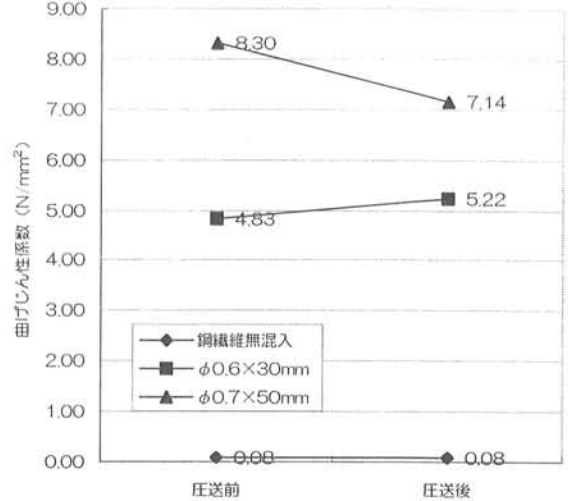


図-6.15 ポンプ圧送前後の曲げじん性係数の変化

ずかであり、ポンプ圧送による影響は少なかったものと考えられる。

③ 曲げ強度と曲げじん性係数(図-6.14, 15)

ポンプ圧送前後の曲げ強度、曲げじん性係数に着目すると、鋼繊維無混入の配合は、ポンプ圧送前後ではほとんど変化しなかった。

30mmと50mmの配合では、圧送前後で多少の変化はあったものの、コンクリートの品質に影響を与えるものではなかった。

6.3.4. コンクリート施工

① 鋼繊維の組み合わせは、強度特性、実施工での施工性、閉塞を起こさないための圧送性を総合的に判断し、φ0.6×30mm・混入率1.5%の配合を採用した。(表-6.4)

② コンクリート打設順序は、鋼げたの変形挙動を考慮し打設した。打設範囲は、各支間の中央部を先に打設し、中間支点部のブロックを最後に打設した。隣り合うブロックは先行コンクリートの圧縮強度の85%以上発生したことを確認し、最短でも先行コンクリートの打設後10日後に

表-6.4 実施工時の配合表

種類	鋼繊維混入率 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m³)					鋼繊維 SF (kg/m³)	混和剤 (%)	
				水 W	セメント C	細骨材 S1	細骨材 S2	粗骨材 G		高性能AE減水剤	AE剤
軽量コンクリート	-	48	46	180	375	466	322	588	-	0.65	0.004
軽量コンクリート+鋼繊維	1.50		60			606	418	413	120	1.40	0.015

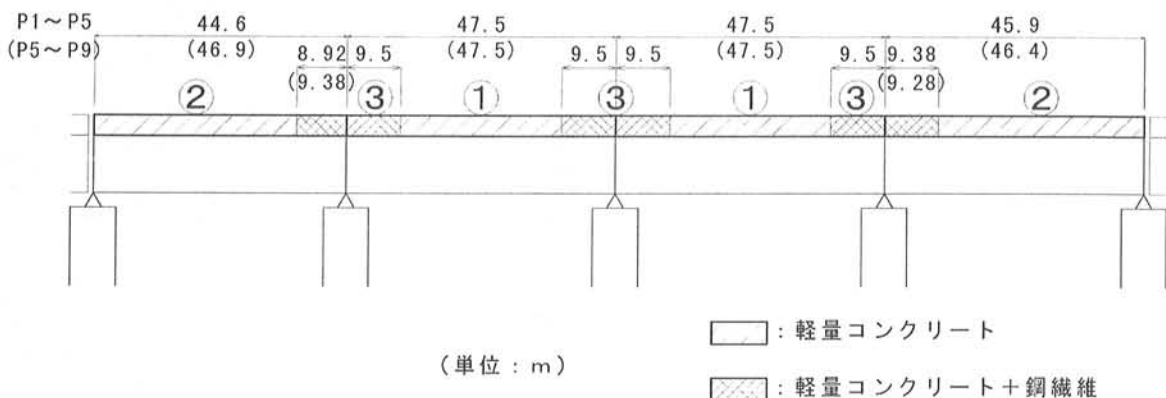


図-6.16 床版打設図

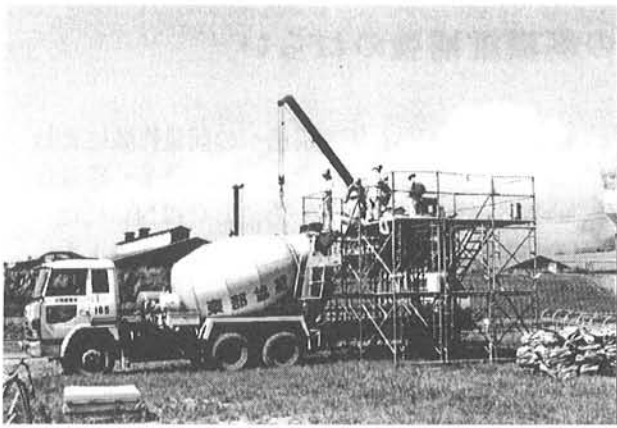


写真-6.4 鋼繊維投入設備

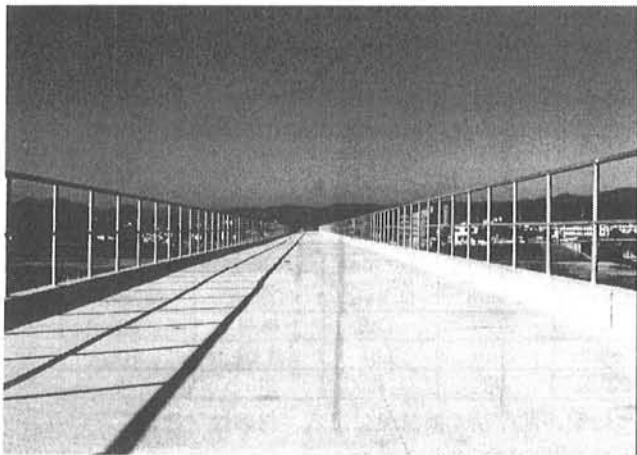


写真-6.5 竣工

打設した。施工時期は夏期7月から9月の間である。(図-6.16)(写真-6.3)

③ 鋼繊維投入は、投入足場を設置し、アジテータに直接投入する方法を採用し、ポンプ圧送距離にかかわらず、圧送試験の結果を忠実に反映したことで、実施工では鋼繊維がからまって起こる、いわゆるファイバーボールは確認されず、均等な品質が得られた。(写真-6.4)

#### 6. 4. まとめ

鋼繊維軽量コンクリートの各種試験および実施工をまとめると以下のとおりである。

- 1) SFLRC の硬化性状において、鋼繊維混入率の増加による圧縮強度の増加は認められなかったが、曲げ強度、曲げタフネスについては顕著に強度が増加した。
- 2) ひび割れ抵抗性に大きく関係する曲げじん性係数については、同一の混入量ではアスペクト比が大きいくほど増加する傾向がある。
- 3) ポンプ圧送施工において、SFLRC のフレッシュ性状、硬化性状を所定の品質に確保することができた。
- 4) 本橋の床版打設後、中間支点上、中間支間部ともにクラックは発生せず、品質のよいコンクリートを施工することができた。

#### 6. 5. おわりに

鉄道合成げたで4径間連続合成げた、189mの連続コンクリート床版、そして軽量コンクリートを用いた合成構造もすべて初めての試みであり、事前の施工試験や関連既工事の実績や資料をもとに所定の品質が確保できた。(写真-6.5)

#### 参考文献

- 1) 保坂鐵矢・田中雅人・桜井 孝・柳沼安俊: 鋼鉄道橋におけるスカーラップを設けない前断面現場溶接(2)(阿佐線・物部川橋梁: Z継手溶接施工試験), 土木学会第54回年次学術講演会、講演概要集 I-A191、pp.382-383、1999.9.
- 2) 保坂鐵矢: 経済性を追求した鋼鉄道橋の試み、土木学会・鋼構造委員会: 第一回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集、1998.8.27、pp95-96
- 3) 藤木英一・国府勝郎・遠藤裕悦・保坂鐵矢: 軽量コンクリートの凍害劣化機構に関する研究: 土木学会論文集 Vol627、V-4C、1999、8
- 4) 宮崎・保坂鐵矢: 軽量コンクリートを用いたH鋼埋込み桁の載荷試験による耐力評価、土木学会年次学術講演会 H2.9
- 5) ALA 協会技術資料 No.13「鋼繊維補強軽量コンクリート」1998.11.
- 6) 坂本嗣夫・照山 修・山上貴弘・相場健一: 堂々川橋梁の製作と架設、技報まつお、No.35、1998.4
- 7) 山田高裕・保坂鐵矢・杉本一朗・中野幹一郎・藤木英一: 連続合成げたの中間支点部床版に用いる鋼繊維軽量コンクリートのフレッシュ性状、土木学会第54回年次学術講演会、講演概要集 I-A348、pp.696-697、1999.9.
- 8) 保坂鐵矢・杉本一朗・山田高裕・中野幹一郎・藤木英一: 連続合成げたの中間支点部床版に用いる鋼繊維軽量コンクリートの強度特性、土木学会第54回年次学術講演会、講演概要集 I-A349、pp.698-699、1999.9.
- 9) 保坂鐵矢・山田高裕・中野幹一郎: 鋼繊維軽量コンクリートを用いた連続合成鉄道橋—阿佐線・物部川橋梁、コンクリート工学、6月号、p24-30、2000.7
- 10) 中野幹一郎・山田高裕・保坂鐵矢・杉本一朗: 連続合成桁の中間支点部床版に用いる鋼繊維軽量コンクリートの長距離ポンプ圧送、土木学会第55回年次学術講演会、講演概要集 I-A235、2000.9.