

## (142) 連続繊維緊張材を用いた軽量化プレテンション桁の静的破壊実験

(株) 富士ピー・エス 大阪支店 正会員 ○西 弘  
 (株) 富士ピー・エス 三重工場 正会員 東野 正明  
 (株) 富士ピー・エス 大阪支店 正会員 真鍋 英規  
 (株) 富士ピー・エス 大阪支店 正会員 鈴木 真

## 1. はじめに

近年、PC構造物の高性能化が望まれているが、塩害を受ける過酷環境下でのPC桁の耐久性の向上は重要な課題である。耐塩害性能向上の一方法として、腐食のない連続繊維緊張材を用いることが考えられる。連続繊維緊張材は鋼材型の腐食をしない特徴の他、軽量、高強度、非磁性などのメリットも有しており、プレストレスコンクリート構造への適用が進んでいる。<sup>1)</sup>一方、コンクリート自体の高性能化として、施工の省力化と確実性の向上を目的とした高流動コンクリートの適用、耐震性能の向上から軽量化等のアプローチも積極的に行われている。

本研究では、緊張材に炭素連続繊維緊張材を用い、コンクリート自体も軽量化、高流動化を図った新しいタイプのプレテンション方式スラブ桁を製作した。実橋へ適用するに当たって、実物大桁を用いた静的破壊実験を行い、ひび割れ性状、終局時挙動を確認するとともに、PC鋼材を用いた桁との比較も行った。本稿では、新タイプのプレテンション桁の特徴を述べると併に、破壊実験の内容・結果について詳述するものである。

## 2. 新タイププレテンション桁の開発

## 2. 1 開発概要

新タイプのプレテンション桁の開発として、塩害対策地域ではないが、緊張材に炭素系の連続繊維緊張材（以下 CFRP と称す）を、コンクリートには細骨材のみ人工軽量骨材を用いた高流動コンクリート（以下 NSLC と称す）を用いた主桁を製作し、実橋として適用に至るまでの各種検討・実験の系統図を図-1に示し、橋梁諸元を以下に示す。

橋 名：名阪パークヒル No.18 ホール連絡橋

形 式：プレテンション方式 PC 単純床版橋

径 間 数：2 径間

橋 長：20.00m

桁 長：9.970m+9.970m

支 間：9.47m+9.47m

全 幅 員：0.4m+2.50m（有効幅員）+0.4m

主桁間隔：3@0.770m=2.310m

斜 角：90° 00' 00"

活 荷 重：TL-14

衝撃係数：i = 20 / (50+L)

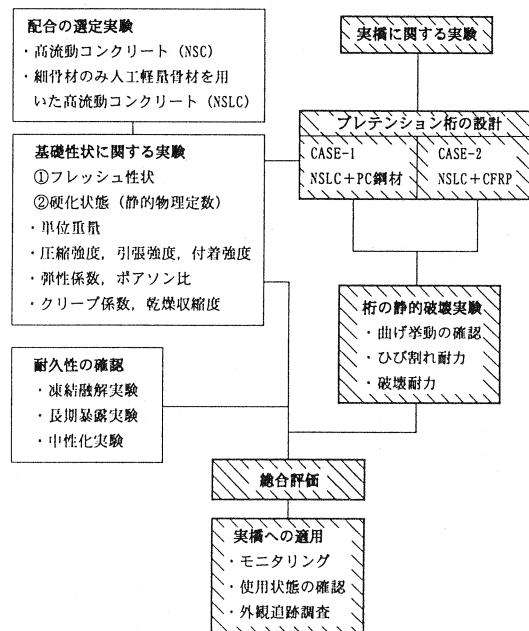


図-1 NSLC 開発に関する系統図

## 2.2 主桁の設計

主桁の設計に用いる NSLC の諸数値として、現在までに得られたデータ<sup>2)</sup>を基に、表-1のよう に設定した。使用緊張材には、通常の PC 鋼材と CFRP の 2 種類を用いた。CFRP は高強度であり、他の連続繊維緊張材と比較して、弾性係数が高く、施工実績もあり、実用化されていることから緊張材として選定した。表-2に使用緊張材の諸数値の比較を示す。本橋では、従来のコンクリートを用いた主桁、NSLC と PC 鋼材を用いた主桁(以下 CASE-1 と称す)、NSLC と CFRP を用いた主桁(以下 CASE-2 と称す)の 3 種類について比較設計を行い、CASE-1, CASE-2 の 2 種類について実物大桁の破壊実験を行った。表-3に支間中央断面の設計結果を示す。

従来のコンクリートを用いた主桁と CASE-1 では NSLC の自重による応力減少とコンクリートの弾性係数の低下によるプレストレスの減少が相殺する結果となり、従来のコンクリートを用いた主桁とほぼ同様の応力状態となる。CASE-2 では、曲げ破壊モードをコンクリート終局ひずみ 3500  $\mu$  に対して、CFRP 引張強度ひずみにより本数を決定したため、CASE-2 の緊張材は CASE-1 より 4 本多く配置した。

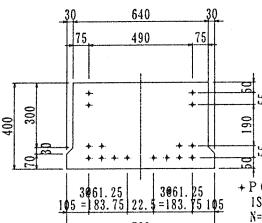
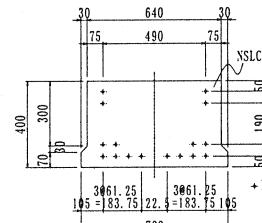
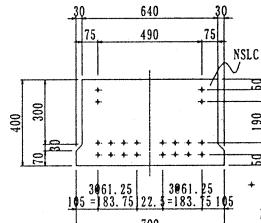
表-1 設計に用いる諸数値

項目	単位	通常 コンクリート	NSLC
単位重量	$\gamma_c$	kN/m <sup>3</sup>	24.50
設計基準強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	49
弾性係数	$E_c$	N/mm <sup>2</sup>	$3.24 \times 10^4$
弾性係数(プレ導入時)	$E_c'$	N/mm <sup>2</sup>	$2.89 \times 10^4$
許容応力度(圧縮)	$\sigma_{ac}$	N/mm <sup>2</sup>	20
許容応力度(引張)	$\sigma_{at}$	N/mm <sup>2</sup>	-1.8
クリープ係数	$\phi$	—	3.0
乾燥収縮	$\epsilon_{cs}$	—	0.0002
			0.0002

表-2 使用緊張材の諸数値の比較

項目	単位	PC 鋼材	CFRP
緊張材種類	—	1T12.7B	$1 \times 7 \phi 12.5$
断面積	$A_p$	mm <sup>2</sup>	98.71
引張強度	$\sigma_{pu}$	N/mm <sup>2</sup>	1860
降伏点強度	$\sigma_{py}$	N/mm <sup>2</sup>	1570
弾性係数	$E_p$	N/mm <sup>2</sup>	$20.4 \times 10^6$
線膨張係数	/°C	—	$1.00 \times 10^{-5}$
見かけのリラクセーション	$\gamma$	%	5
許容応力度	$\sigma_{pa}$	—	6
プレストレス中	N/mm <sup>2</sup>	1413	1490
プレストレス直後	N/mm <sup>2</sup>	1302	1302
使用状態	N/mm <sup>2</sup>	1118	1118

表-3 実験桁(供試体)の設計結果

基本形 通常コンクリート+PC鋼材	CASE-1 NSLC+PC鋼材	CASE-2 NSLC+CFRP
断面形状・鋼材配置		
		
使用状態合成応力度		
(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
上縁 下縁	上縁 下縁	上縁 下縁
①自重 4.12 -3.92	①自重 3.71 -3.50	①自重 3.70 -3.52
②場所打ち 0.62 -0.59	②場所打ち 0.62 -0.59	②場所打ち 0.62 -0.59
③橋面荷重 1.40 -1.44	③橋面荷重 1.34 -1.41	③橋面荷重 1.34 -1.42
④活荷重 4.44 -4.58	④活荷重 4.27 -4.48	④活荷重 4.27 -4.51
⑤導入時プレストレス 0.18 13.53	⑤導入時プレストレス 0.17 13.03	⑤導入時プレストレス -0.36 13.45
⑥有効プレストレス 0.15 11.13	⑥有効プレストレス 0.14 10.32	⑥有効プレストレス -0.30 11.10
導入時直後 4.30 9.61	導入時直後 3.88 9.53	導入時直後 3.34 9.93
①+⑤ -1.8 < $\sigma_c$ < 20	①+⑤ -1.6 < $\sigma_c$ < 20	①+⑤ -1.6 < $\sigma_c$ < 20
死荷重時 6.29 5.18	死荷重時 5.81 4.82	死荷重時 5.36 5.57
①+②+③+⑥ 0 < $\sigma_c$ < 16	①+②+③+⑥ 0 < $\sigma_c$ < 16	①+②+③+⑥ 0 < $\sigma_c$ < 16
設計荷重時 10.73 0.60	設計荷重時 10.08 0.34	設計荷重時 9.63 1.06
①+②+③+④+⑥ -1.8 < $\sigma_c$ < 16	①+②+③+④+⑥ -1.6 < $\sigma_c$ < 16	①+②+③+④+⑥ -1.6 < $\sigma_c$ < 16
破壊抵抗曲げモーメント		
Mu= 569.119 kN·m	Mu= 569.119 kN·m	Mu= 517.791 kN·m

### 3. 静的破壊実験

#### 3. 1 供試体及び載荷要領

供試体は充実断面のプレテンション床版橋とし、実橋で使用するものと同一寸法とした。供試体断面図を表-3に示す。載荷方法はJIS A 5313-1995に示されている橋桁のひび割れ強さ試験方法と基本的に同様とした。図-2に載荷要領と測定位置を示す。実験は供試体の圧縮強度が $49\text{N/mm}^2$ 以上に達したことを確認した後行った。載荷荷重は $9.81\text{kN}$ (1.0tf)を基本とし、ひび割れ荷重→除荷→破壊荷重の載荷順序で行った。

#### 3. 2 測定位置

桁の曲げ挙動を確認することを目的としたため、図-2に示す位置でコンクリートひずみ、鉄筋ひずみ、たわみを測定した。また、ひび割れの確認を目視により行い、ひび割れ発生後は各荷重段階で追跡・スケッチを行い、最終的な破壊モードを確認した。載荷荷重はロードセルにより測定し管理を行った。主桁端部から緊張材の抜けだしを変位計により測定を行った。

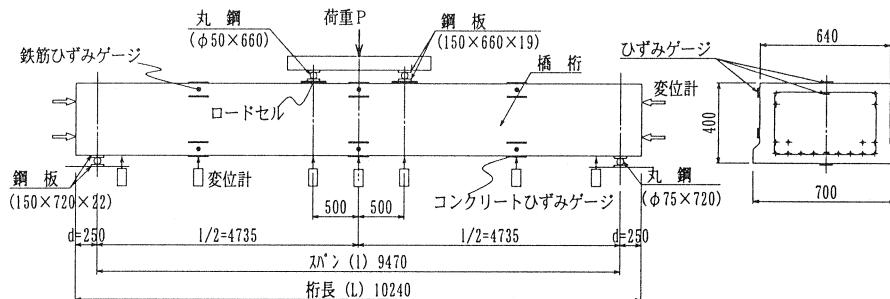


図-2 載荷要領及び測定位置

#### 3. 3 実験結果

##### (1) ひび割れ性状

初期ひび割れは、支間中央部の曲げモーメント一定区間内で発生したが、表-4に示すように何れの供試体も設計荷重 $P_l=53.45\text{kN}$ より大きく、実験値が設計ひび割れ荷重を上回った。設計荷重ではひび割れは発生しないことが確認でき、十分安全側の値が得られた。

ひび割れの進展は、支間中央より支点方向に約150mm～200mm間隔で徐々に発生していき、載荷荷重の増加に伴い、主桁上縁側へと上昇した。従来のPC桁のひび割れ性状と何ら変わりはないといえる。

##### (2) 破壊性状

CASE-1では、PC鋼材降伏後、コンクリート上縁部の圧壊により破壊したが、PC鋼材は破断しなかった。また、除荷後には供試体たわみの戻りがあり、塑性たわみは100mm程度であった。一方、CASE-2では、コンクリート上縁部が圧壊すると同時に、CFRPが破断し、桁は2つに折れた状態となった。非線形解析結果は、CFRPが引張強度に達してからコンクリート圧壊の破壊モードであり、ここでCFRPの引張強度は保証切断

表-4 ひび割れ荷重比較

項目	ひび割れ荷重(kN)	比率	ひび割れ発生箇所
CASE-1: NSLC+PC鋼材			
①設計値	77.2	1.33 ③/①	支間中央部
②解析値	127.5	0.81 ③/②	同上
③実験値	103.0	—	同上
CASE-2: NSLC+CFRP			
①設計値	84.6	1.01 ③/①	支間中央部
②解析値	117.7	0.73 ③/②	同上
③実験値	85.3	—	同上

表-5 破壊荷重比較

項目	破壊荷重(kN)	比率	破壊モード
CASE-1: NSLC+PC鋼材			
①設計値	257.9	1.14 ③/①	鋼材降伏先行
②解析値	281.5	1.04 ③/②	鋼材降伏→コンクリート圧壊
③実験値	293.2	—	鋼材降伏→コンクリート圧壊
CASE-2: NSLC+CFRP			
①設計値	238.3	1.32 ③/①	コンクリート圧壊
②解析値	295.2	1.07 ③/②	CFRP引張強度→コンクリート圧壊
③実験値	314.8	—	コンクリート圧壊→CFRP破断

荷重の  $1870 \text{ N/mm}^2$  としている。保証切断荷重は、集合切断荷重の 80%で設定されているため、供試体の CFRP 引張強度は保証切断荷重より高い値であるのがわかる。降伏域を持たない CFRP を緊張材として使用する場合、脆性的な破壊となるため、粘りのある圧壊とするには何らかの補強が必要であると考える。しかし、終局荷重とたわみは CASE-1, CASE-2 とも同等であることを考えれば、CASE-2 の終局時の曲げ剛性は十分であるとの考え方もある。破壊荷重もひび割れ荷重と同様に、実験値が設計値を上回っており、破壊荷重に対する安全性は十分確保できていることを表-5 に示す。従来の PC 桁と比較した場合、破壊に至る終局域での挙動は何ら問題は無いといえる。

### (3) たわみ性状

図-3 に CASE-1 と CASE-2 の支間中央位置における荷重-たわみ曲線の実験値を示す。同一荷重でのたわみは、CASE-1 より CASE-2 の方が大きな値を示している。これは緊張材自体の曲げ剛性が、PC 鋼材の方が高い値で、桁全体の曲げ剛性に寄与しているためであり、ひび割れ後の非線形領域では、たわみ差は顕著になって現れている。図-4, 5 に荷重-たわみ曲線の非線形解析値と実験値との比較を示す、CASE-1 は比較的一致しているが、CASE-2 では非線形領域で実験値の方が大きなたわみを示している。これはコンクリートの引張強度が実際の供試体ではばらつきがあり、圧縮強度からの推定引張強度と異なっていることが考えられる。また今回 CFRP と NSLC との付着特性に関する実験は行っていないため、PC 鋼材と NSLC との付着特性と違う可能性も考えられる。

### (4) コンクリートひずみ

図-6 に CASE-1 と CASE-2 の支間中央位置における荷重-コンクリートひずみ曲線の実験値を示す。コンクリートひずみについてもたわみと同様、同一荷重でのコンクリートひずみは、CASE-1 より CASE-2 の方が大きな値を示している。これはたわみと同様の理由で、桁の曲げ剛性の違いが桁の変形に影響し、桁のたわみ量が大きい CASE-2 の方が大きなひずみ値を示している。CASE-1, CASE-2 とも終局ひずみは、支間中央で約  $3000 \mu$  程度であり、従来の PC 桁と同程度である。図-7, 8 に荷重-コンクリートひずみ曲線の非線形解析値と実験値との比較を示す。両供試体とも実験値と解析値とよく合致していることがわかる。CASE-1 のみ着目すれば、たわみ、コンクリートひずみとも、各材料特性を的確に評価すれば（NSLC の圧縮特性、緊張材の引張特性や応力-ひずみ関係等）、ほぼ曲げ挙動は再現できるといえる。

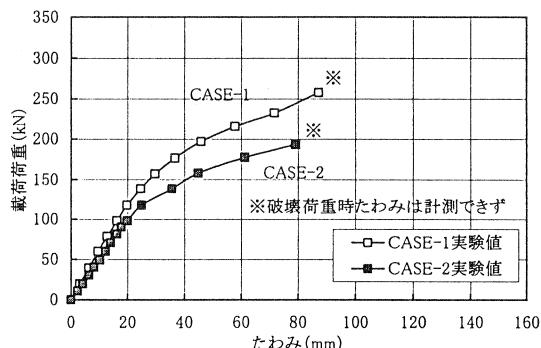


図-3 荷重-たわみ曲線(支間中央)

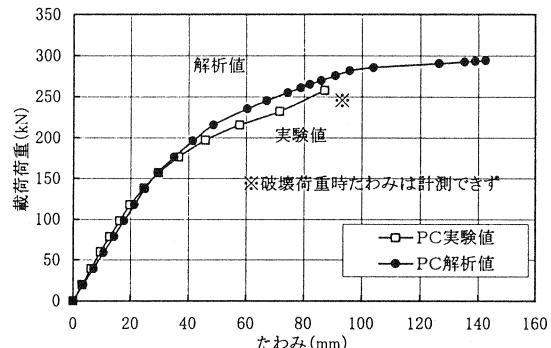


図-4 CASE-1 荷重-たわみ曲線(支間中央)

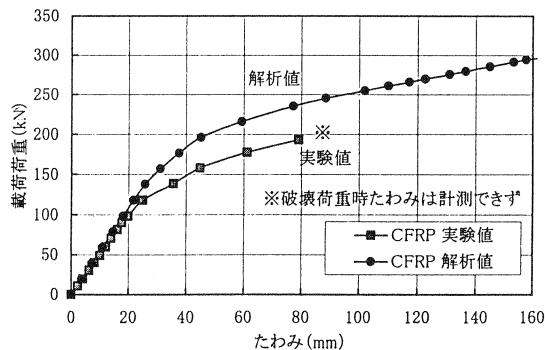


図-5 CASE-2 荷重-たわみ曲線(支間中央)

### 3.4 評価

実物大桁の静的曲げ破壊実験を行った結果、2.2主桁の設計の項で定めた設計用諸数値を用いて設計を行えば、ひび割れ荷重、破壊荷重とも設計値を上回り、十分安全性は確保できている。従って、NSLC を用いる場合でも、設計諸数値を的確に定めることによって、従来の設計手法を準用しても問題ないと考える。

NSLC に PC 鋼材を使用する場合、主桁の曲げ挙動は従来の PC 桁と特別変わりはない、問題ないといえる。

主桁に CFRP を用いる場合は、CFRP が降伏点を持たない脆性材料である材料特性を十分理解し、曲げ破壊モードがコンクリート圧壊より、CFRP 緊張材破断が先行しないように設計を行えばよいと考えられる。

実物大桁の静的曲げ破壊実験の実験結果は良好であり、特に重大な問題点は抽出されなかったため、名阪パークヒルの連絡橋の実桁として、新タイプのプレテンション桁を用いることとした。

### 4.まとめ

新タイププレテンション桁を名阪パークヒル連絡橋に実橋として適用に至った。適用するにあたり一連の検討・実験を行ったが、結果は良好であった。

実物大桁の静的曲げ破壊実験では、材料諸数値を的確に設定することで、従来の設計手法を用いた値に対して、十分安全性は確保できており、曲げ破壊に対しても、従来の PC 桁と同様な挙動を示すことが確認できた。

今後、追跡調査として使用状態の確認、外観調査等を行い、主桁の健全度について確認する予定である。

本稿では、コスト面では詳述はしていないが、

従来の PC 桁と NSLC と工場製作での経済比較を行うと、コンクリート打設時の省力化を考慮しても、NSLC が従来の PC 桁に対して、約 5% のコストアップとなる。軽量化による下部工反力の低減は、片側橋台死荷重反力に対して約 6% となり、構造物全体で考えても、経済効果は現れていない。しかし、今後天然細骨材の供給不足のなかで、人工軽量細骨材を用いた高流動コンクリートは研究を勧める必要があると考える。

名阪パークヒルゴルフ場は無事オープンし、No.18 ホール連絡橋は現在供用されている。完成状況を写真-1 に示す。

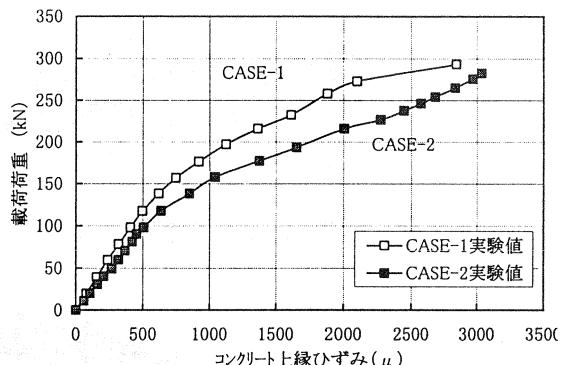


図-6 荷重-ひずみ曲線(支間中央)

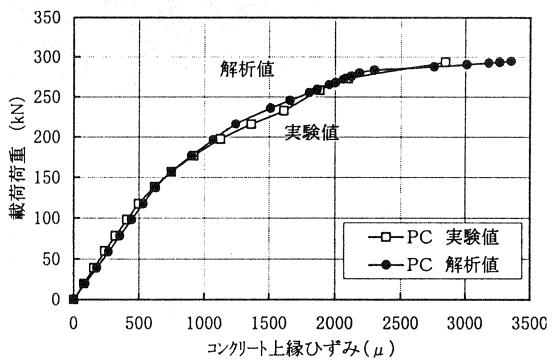


図-7 CASE-1 荷重-ひずみ曲線(支間中央)

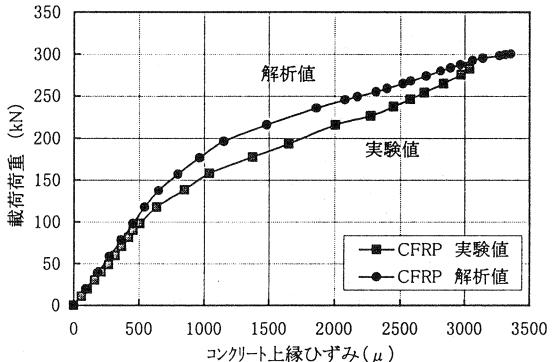


図-8 CASE-2 荷重-ひずみ曲線(支間中央)

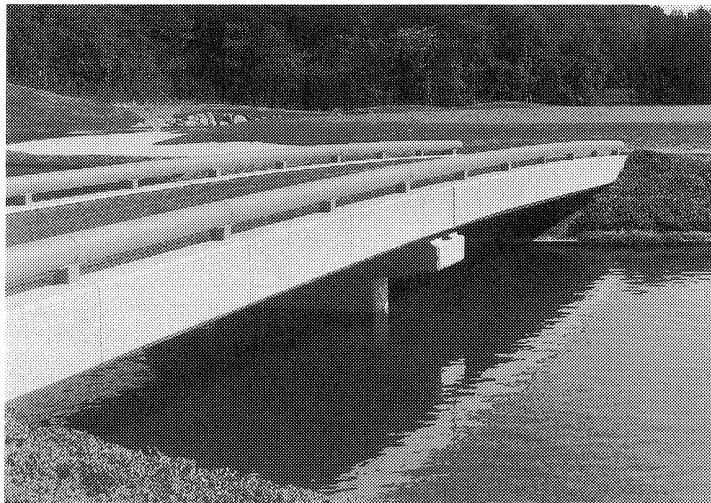


写真-1 名阪パークヒル No.18 ホール連絡橋完成写真

【謝辞】

今回の開発・実験を行うにあたって、ご多忙を極める中、貴重な時間と労力を提供して頂いた大阪市立大学故真嶋先生をはじめとする土木材料及び環境工学研究室の方々、太平洋セメント（株）森谷氏、東京製綱（株）榎本氏及び（株）ヒラサワ関係各位の方々に深く感謝の意を表す次第です。

【参考文献】

- 1) 人工軽量骨材コンクリート設計施工マニュアル, 土木学会, コンクリート・ライブラリー第56号, 1980.6.
- 2) 真鍋, 真嶋, 森谷, 東野: 人工軽量細骨材を用いた高流動コンクリートの開発, 第5回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.271~274, 1995.10.
- 3) 友澤, 野口, 小野山: 高強度・超高強度コンクリートの基礎的力学特性に関する調査, 日本建築学会大会学術梗概集, pp.497~498, 1990.10.
- 4) 東京製綱(株): CFCC技術資料, 平成5年10月.
- 5) 山藤・岩崎・榎本・黒山・谷木・相川: 北米初のCFRP緊張材適用の道路橋—カナダ・ブルガリー市のBeddington trail橋の完成—, 橋梁, Vol.30, No.1, 1994.
- 6) 真嶋: 連続繊維補強材の土木構造物への適用に関する研究, 平成7年3月.
- 7) 竹中, 真嶋, 東野, 森谷: 人工軽量細骨材を用いた高流動コンクリートのフレッシュ性状, 土木学会第50回年次学術講演会講演概要集V, pp.1120~1121, 1995.9.
- 8) 真鍋, 真嶋, 森谷, 東野: 人工軽量細骨材を用いた高流動コンクリートの硬化性状, 土木学会第50回年次学術講演会講演概要集V, pp.1122~1123, 1995.9.