

(41) 大容量外ケーブル定着突起試験

日本道路公団 名古屋建設局 四日市工事事務所	非会員 佐々木 伸行
(株)ピー・エス・大成建設 (株)・(株)横河ブリッジ共同企業体	正会員 三島 康造
(株)ピー・エス・大成建設 (株)・(株)横河ブリッジ共同企業体	正会員 堀口 政一
大成建設 (株) 土木設計第一部橋梁設計室	正会員 ○稲原 英彦

1. はじめに

揖斐川橋の側径間部(P5~PA5間)に配置される外ケーブル構成は27S15.2Bであり、箱桁内部の連続リブ形式の突起部分に定着される。このような大容量のケーブルが主部材以外の部材で定着された事例は少ない。定着突起部の設計としては、3次元ソリッドモデルによる弾性FEM解析を実施しひび割れ幅限界状態で設計を行っているが、実際にはコンクリートの収縮による影響やひび割れ発生後の応力の再分配が予想されること、せん断ひび割れの発生状況が把握しづらい等の点から、緊張力とひび割れ幅との相関や部材の耐力の確定が困難である。

そこで、実物大の試験体にて定着突起部の外ケーブル緊張試験を実施し、ひび割れ発生状況の調査、部材の安全性の確認を行い、定着部材の形状や配筋方法の妥当性を検証した。本稿は、以上の試験の計画および結果について報告するものである。

2. 橋梁概要

1) 外ケーブル配置

側径間部(P5~PA5)の外ケーブル配置図を以下に示すが、各ウェブの近傍に27S15.2Bが2本ずつ、一断面当たりでは計8本定着されるのが最大の特徴である。

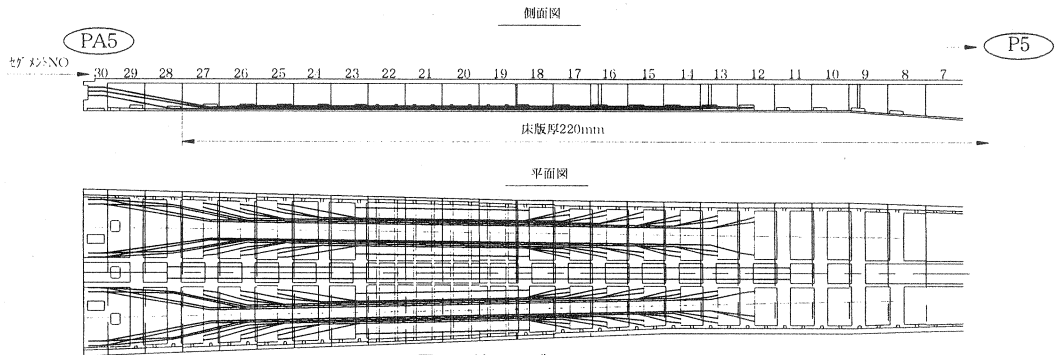


図-1 外ケーブル配置図

2) 主桁断面図および定着突起構造寸法図

定着突起の構造寸法は高さ0.71m、橋軸方向の幅2.00mの連続リブ形式である。

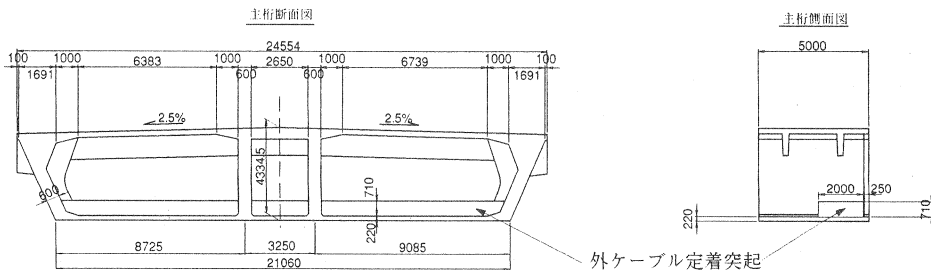


図-2 主桁断面図と定着突起寸法

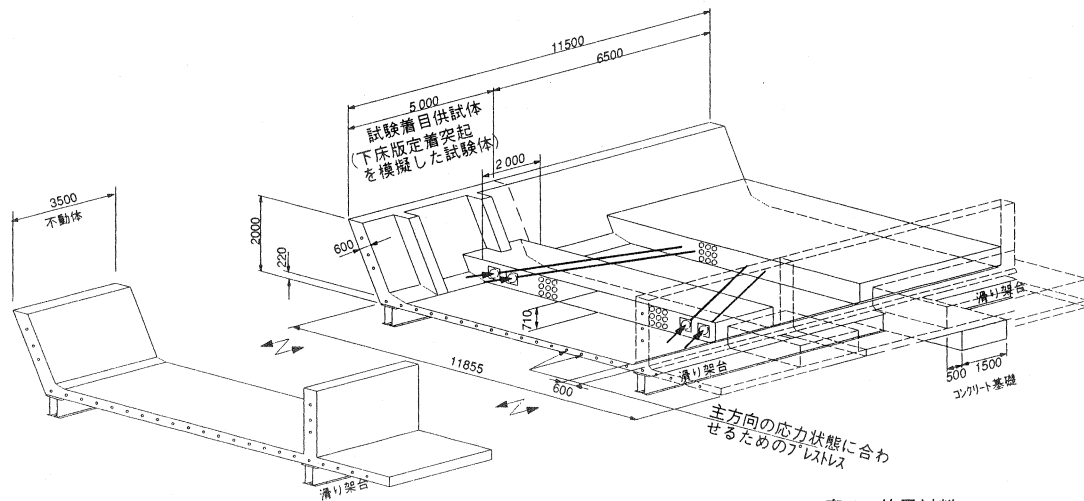
3. 試験計画

1) 試験体概要

試験体を計画するに当たっての基本方針を以下に示す。

- ①外ケーブル定着突起部の応力状態が最も厳しくなる26セグメントを代表させるものとし、下床版から2m程度までの高さを反映させた実物大規模の試験体とする。ただし、模型の平面寸法を小さくするため、半断面とする。試験体の支持条件は、実際の支持条件と等価となるように、ウェブ直下の2線で支持させるものとする。ただし、外ケーブルへの緊張力導入に伴う試験体の弾性短縮を阻害しないように、軸方向には可動となるようにする。
- ②実橋の配筋状態、構造細目を反映させるものとする。
- ③実橋の使用限界状態における主方向応力状態を再現できるように、下床版、ウェブにプレストレスを導入する
- ④下床版のメクレ、端面の変形が確認出来るように、不動体を設けるとともに、境界面には実際と等価な圧縮力を与えられるようにする。
- ⑤外ケーブルは1.0Py (27S15.2B相当) まで緊張力を与える事 (終局限界状態) を想定して37S15.2B (裸仕様) を使用する。なお、実橋においては上述の通り27S15.2Bを使用するが、エポキシ被覆ストランドを使用することから定着具の仕様は37S15.2B用であり仕様は実橋と同一となる。
- ⑥下床版の内ケーブル用ダクト、および定着突起の外ケーブル用ダクトは、実橋の配置に準じる (26セグメントのダクト配置でなく、最大ダクト数のセグメントのダクト配置を再現)。

図-3 試験体概要図



注記) 不動体について
 ・配置PC鋼材の緊張時は滑り架台に対しフリーとしておき、後に固定する。
 ・実物大試験体との接合面は、剥離材を塗布後、コンクリート打設を行う。

表-1 使用材料

使用材料		備考
コンクリート	$\sigma_{ck}=60\text{N/mm}^2$	
鉄筋	SD345	
PCケーブル	外ケーブル	37S15.2(SWPR7B)
	内ケーブル	12S15.2(SWPR7B) 717 配置
PC鋼構	$\phi 32$ (SBPR930/1180)	下床版位置

2) 試験体構造寸法

試験体の構造寸法は、試験体をモデル化した事前FEM解析を実施し、実橋設計時のFEM解析結果と発生応力状態を一致するよう設定した。

3) 試験ケース

試験ケースは、使用限界状態および終局限界状態を考慮して、以下に示す3ケースとした。ケース2は、ケース1に比較し外ケーブル緊張力は小さいが、下床版の橋軸方向圧縮応力も小さく、橋軸方向引張応力が支配的となる。

また、試験は同一の試験体において、ケース1~ケース3を順次行った。

表-2 試験ケース

試験ケース	各限界状態	外ケーブル緊張力	下床版応力状態
ケース1	使用限界状態(緊張時)	0.7Pu (502tf)	6.0N/mm ²
ケース2	使用限界状態(完成後活荷重時)	0.6Pu (431tf)	3.0N/mm ²
ケース3	終局限界状態	1.0Py (610tf)	0N/mm ²

4) 試験体事前FEM解析

試験に先立ち、試験体をモデル化した3次元ソリッドモデルによる弾性FEM解析を実施した。以下に解析結果を示す。

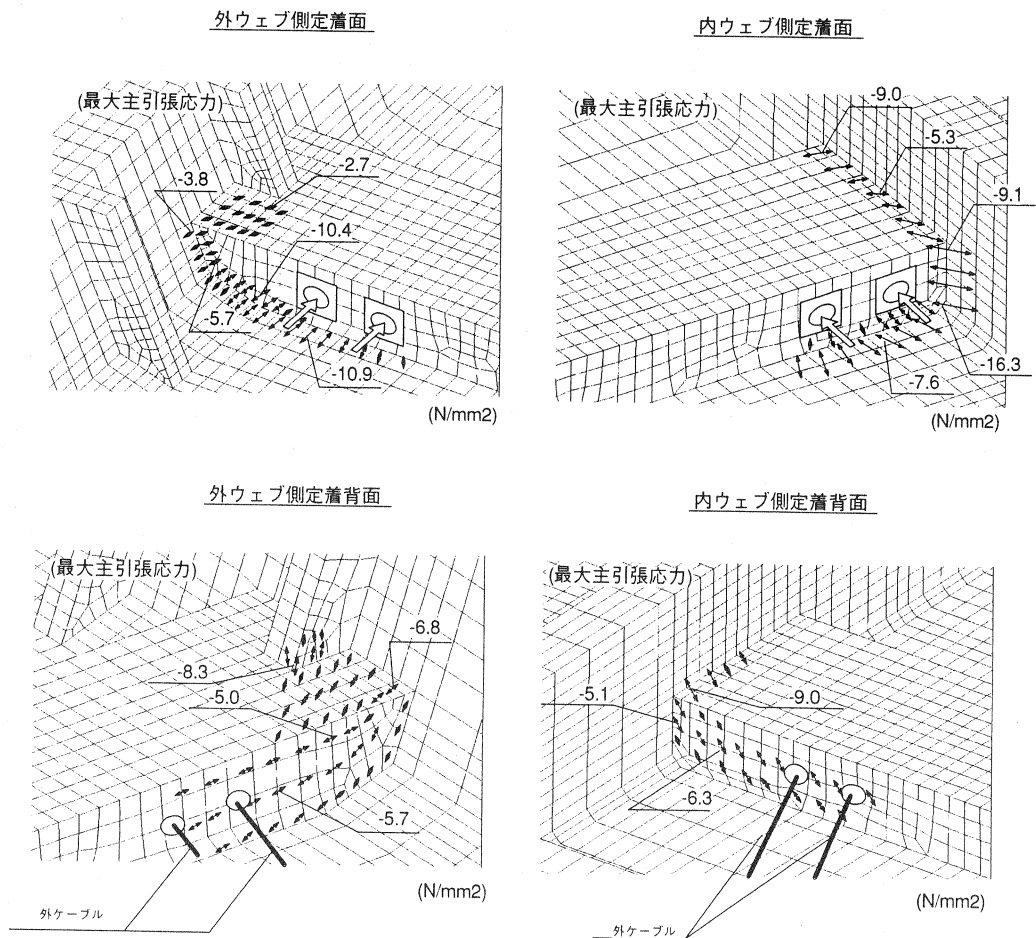


図-4 FEM解析結果

4. 試験結果

1) クラック発生状況

①試験ケース1

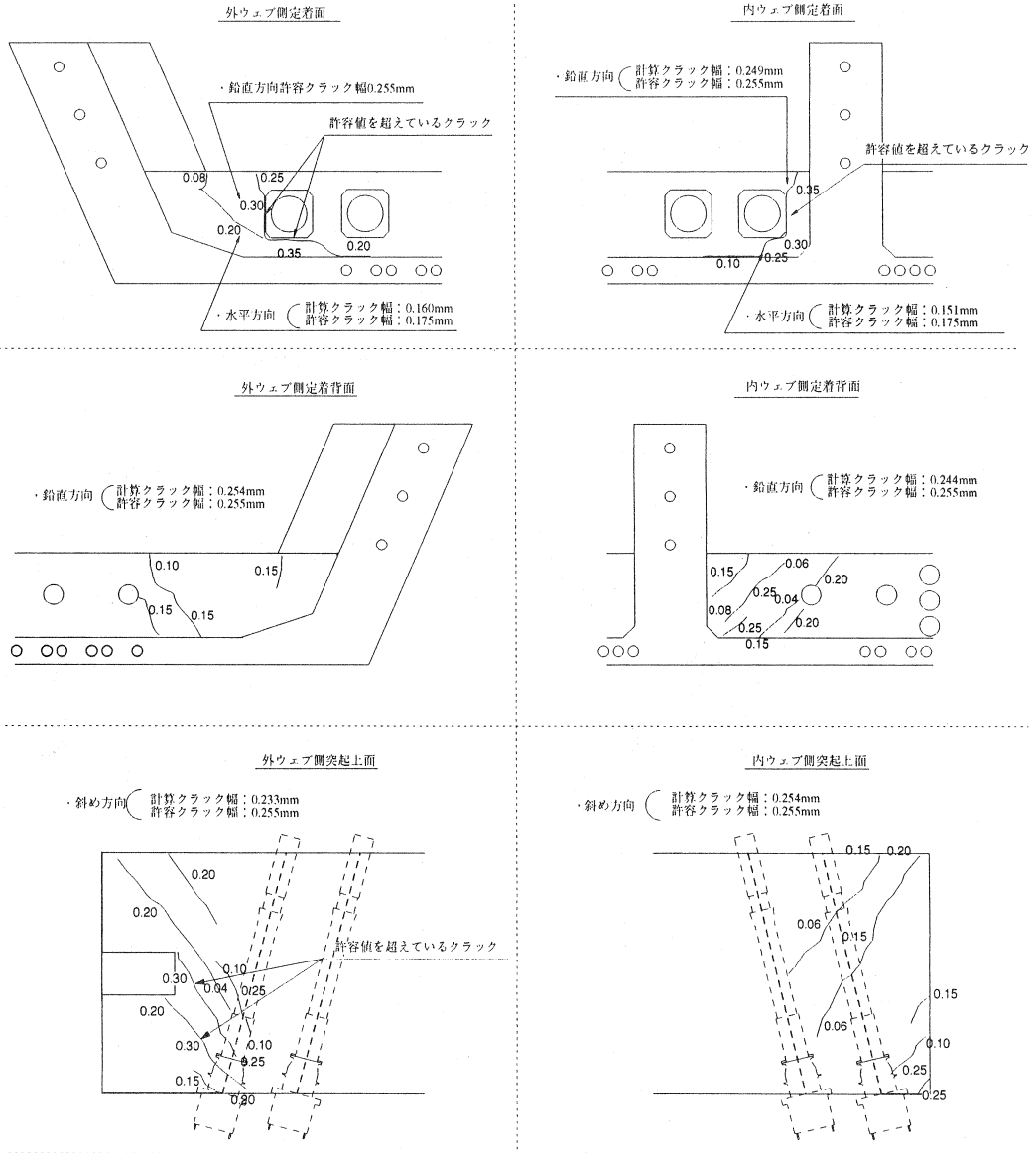


図-5 クラック発生状況

下床版部下面

下床版下面には、外ケーブル緊張によって許容クラック幅を超えるような大きなクラックの発生はないものの、最大0.06mmのクラックが内ケーブル用シースに沿って発生した。

②試験ケース2

試験ケース2において着目される定着部前面の下床版部にもクラックの発生は見られなかった。また、他の部位においても特に目立つクラックの発生はなかった。

2) 使用限界状態 (試験ケース1、試験ケース2) における試験結果一覧

以下に実橋設計時における計算結果と試験結果を比較した一覧表を示す。

表-3 試験結果一覧

着目応力	配置鉄筋	設計計算		試験結果			許容クラック幅 (mm)	
		卓越荷重状態	鉄筋応力 (N/mm ²)	計算クラック幅 (mm)	試験ケース	計測鉄筋応力 (N/mm ²)		発生クラック幅 (mm)
T1 (外ウェブ側)	D25@100	緊張時	173	0.254	試験ケース1	102	0.150	0.255
T1' (内ウェブ側)	D25@100	緊張時	165	0.244	試験ケース1	115	0.250	0.255
T2 (内ウェブ側)	D19@125	緊張時	114	0.151	試験ケース1	66	0.300	0.175
T2' (外ウェブ側)	D19@125	緊張時	123	0.160	試験ケース1	141	0.350	0.175
T3	D25@125	完成後	116	0.204	試験ケース2	34	0.040	0.270
T4 (内ウェブ側)	D25×6段@125	緊張時	118	0.254	試験ケース1		0.250	0.255
T4' (外ウェブ側)	D25×4段@125	緊張時	112	0.233	試験ケース1		0.300	0.255
T5	D25@100	緊張時	168	0.248	試験ケース1		0.040	0.255
T6	D25@125	緊張時	116	0.150	試験ケース1	55	0.060	0.175
T7	D25@125	緊張時	117	0.151	試験ケース1	71	0.150	0.175
T8 (外BOX)	D19@125	緊張時	108	0.145	試験ケース1	10	無し	0.175
T8' (内BOX)	D19@125	緊張時	134	0.171	試験ケース1		無し	0.175
T9(内ウェブ側)	D25@100	緊張時	169	0.249	試験ケース1	187	0.350	0.255
T9'(外ウェブ側)	D25@100	緊張時	81	0.119	試験ケース1	70	0.300	0.255
T10	完成後	引張応力度 1.99MPa < ひび割れ発生限界 2.51MPa			試験ケース2	1 (圧縮)		
T11	緊張時	圧縮応力度 23.3MPa < 許容圧縮応力度 23.5MPa			試験ケース1	19 (圧縮)		

注) 網掛け部は発生クラック幅が許容クラック幅を超えている部位を表す。

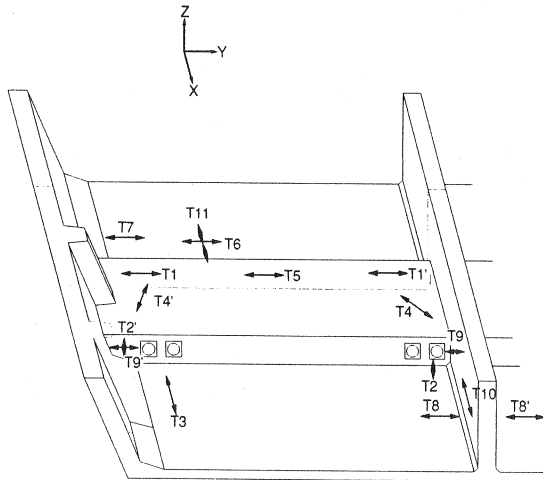


図-6 着目応力

- T1: 定着部背面 y方向の引張力 (隅角部)
- T2: 定着部前面 隅角部 z方向の引張力
- T3: 定着部前面 下床版の x方向の引張力
- T4: 突起のせん断力
- T5: 定着部背面 y方向の引張力 (突起中央)
- T6: 定着部背面 下床版下面の y方向の引張力
- T7: 定着部背面 下床版上面の y方向の引張力
- T8: 定着部前面 下床版上面の y方向の引張力

- ① 許容ひび割れ幅
コンクリート標準示方書 設計編 [平成8年]
より腐食に対する環境条件を [一般の環境] とし
て以下の式より算出

$$w_a = 0.005c$$

- ② ひび割れ幅の計算
以下に示すコンクリート標準示方書 設計編
[平成8年] の式 (7.4.1) より算出

$$w = k \times \{4c + 0.7(cs - \phi)\} \times [\sigma_s / E_s + \epsilon'_{csd}]$$

※ただしT4は以下により算出
梁のせん断力としての検討を行い、CEB-FIP
(1978)の斜めひび割れ幅算定式より算出

$$w = 1.7kw \times w_m$$

$$kw = 1.2$$

$$w_m = S_m \times \epsilon_{sm}$$

$$S_m = 2(c + S/10) + k_1 k_2 \phi / Pr$$

$$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s \{1 - (V_{cd} / V_s)^2\}$$

- T9: 定着部前面 隅角部の y方向の引張力
- T10: ウェブ x方向の引張力
- T11: 定着部背面 下床版上面の x方向の圧縮力

3) 終局限界状態における試験結果（試験ケース3）

以下に試験ケース3における、突起部最上段に配置されている鉄筋応力の計測結果を示す。

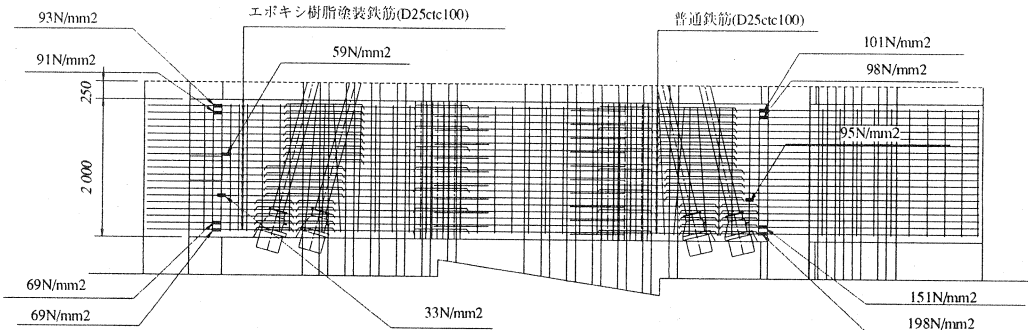


図-7 突起部最上段鉄筋配置

5. 考察

上記の試験結果より得られた知見を以下に示す。

1) 試験ケース1（緊張時）において、内、外ウェブ側の両定着部ともに支圧板に沿った鉛直方向クラックが発生した。最大クラック幅は内ウェブ側で0.35mmに達し、許容ひび割れ幅を超える結果となった。事前FEM解析においては、突起とウェブの隅角部に16N/mm²を超える最大の主引張応力が発生しており、この隅角部に大きなクラックが発生すると想定されていたが試験結果は異なった。この理由として、クラックが発生した箇所は鉄筋が定着具と干渉するため貫通させて配置出来ず構造的に弱点となっていたこと、また、このクラックにより隅角部への応力伝達がされなくなったことが考えられる。

2) 試験ケース1（緊張時）において、内、外ウェブ側両方の突起上面に斜クラックが発生した。特に外ウェブ側において大きく、最大で0.3mmに達し許容ひび割れ幅を超える結果となった。前頁②に示すようにひび割れ幅は鉄筋応力に比例するが、計算鉄筋応力（表-3、T4参照）、計測鉄筋応力（図-7参照）共に内ウェブ側よりも外ウェブ側が小さくなっており、突起上面のクラックの発生状況とは整合していない。従って、外ウェブ側でクラックが大きくなった原因としては、図-7に示すように内ウェブ側は橋軸直角方向鉄筋に普通異径鉄筋を使用しているが、外ウェブ側はエポキシ樹脂塗装鉄筋を使用しているために付着強度が小さく、引張鉄筋としての効率が普通異径鉄筋よりも悪いと推測される。

3) コンクリート応力、鉄筋応力、変位等の計測結果により、大きなクラックが発生した外ケーブル定着部周辺においては応力の再分配により事前試験体FEM解析あるいは実橋設計FEM解析と実挙動が相違する部分はあるが、概ね整合しており、弾性FEM解析による試験体、実橋の設計計算は妥当だったと言える。

4) 使用限界状態を想定した試験ケース1（緊張時）、試験ケース2（完成後活荷重時）において、一部ひび割れ幅限界部材が許容ひび割れ幅を超えたが、終局限界状態を想定した試験ケース3においては、コンクリートの圧壊、引張鉄筋の降伏等が認められず、定着突起としての耐力は十分に有している。

6. 実橋における対策

試験結果を受けて、許容ひび割れを超えるクラックが発生した部位には、次のような配筋の変更を行った。

- ① 定着具周辺部に対しては、支圧板背後への鉄筋量の増加
- ② 突起上面部に対しては、エポキシ樹脂塗装鉄筋の普通異径鉄筋への変更を行った。

7. おわりに

以上、揖斐川橋西工事部の外ケーブル定着突起に関する試験結果について述べたが、本報告が今後の同種の設計に際して一助となれば幸いです。

本橋の設計に際し、貴重なご助言、ご協力を頂いた木曾三川橋の上部工設計施工委員会（委員長；横浜国立大学池田尚治教授）をはじめとする関係各位の方々に深く謝意を表す次第である。

【参考文献】

- 1) (社) 土木学会; コンクリート標準示方書 [設計編] 平成8年制定
- 2) CEB-FIP ; CEB-FIP MODEL CODE FOR CONCRETE STRUCTURES, 1978.