

第二東名高速道路 矢作川橋の設計

寺田 典生*1・上東 泰*2・山本 徹*3・奥山 元*4

1. はじめに

第二東名高速道路矢作川橋は、世界で初めてとなる波形鋼板ウエブを有するPC・鋼複合斜張橋であり、最大支間235 m・橋長820 mはともに波形鋼板ウエブPC橋として世界最大となる。また、上下線一体構造である主桁の総幅員43.8 mや逆Y型のコンクリート製主塔の高さ109.6 mは、ともにわが国最大のものとなる。

本橋の設計では、上記のとおり大規模であるとともに、用地・工期の制約や景観に対する配慮から、主塔基部におけるSC構造、主桁斜材定着部における鋼定着構造などの複合構造を多々採用しており、また設計の妥当性確認のため種々の模型実験を実施している。

本報告は、これら主塔・PC桁に関する概要のほか、橋梁計画、耐震検討（非線形動的解析）や耐風検討（主桁風洞実験）について報告するものである。

2. 橋梁概要

2.1 一般条件

工事名 矢作川橋（PC・鋼複合上部工）西工事
 矢作川橋（PC上部工）東工事
 道路規格 第二東名 B規格（付加車線付）
 工期 平成13年8月～平成16年10月

構造形式 PC波形鋼板ウエブ・鋼複合斜張橋
 橋長 820.000 m
 支間長 173.400+235.000+235.000+173.400 m
 幅員 全幅員 43.800 m～47.167 m
 有効幅員 40.000 m～43.367 m
 平面線形 R=2 600 m～A=1 000 m～R=8 000 m
 横断勾配 i=3.500%～2.500%（片勾配）
 斜角 $\theta=90.0^\circ$ （P1, P2, P4, P5）
 $\theta=46^\circ 59' 38''$ （P3）

表-1 主要材料数量

項目	仕様	単位	数量
コンクリート	橋脚	$\sigma_{ck}=60 \text{ N/mm}^2$	m ³ 11 788
	主塔	$\sigma_{ck}=60 \text{ N/mm}^2$	m ³ 14 808
	主桁	$\sigma_{ck}=60 \text{ N/mm}^2$	m ³ 27 426
	壁高欄	$\sigma_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$	m ³ 1 706
鉄筋	SD 345	t	10 684
PC鋼材	27S 15.2B	t	351
	19S 15.2B エポキシ被覆鋼材	t	288
	1S 28.6 プレグラウト鋼材	t	495
斜材	φ7 亜鉛メッキPE被覆鋼材	t	2 023
主塔基部鋼殻	SM400, SM490, SM570	t	3 946
波形鋼板	SS400, SM400, SM490Y	t	2 143
主桁定着部鋼材	SM400, SM490Y, SM570, SM570-H	t	2 649
鋼床版箱桁	SS400, SM400, SM490Y, SM520, SM570	t	4 254



写真-1 施工中の矢作川橋

*1 Norio TERADA：日本道路公団 中部支社 豊田工事事務所 所長
 *2 Yasushi KAMIHIGASHI：日本道路公団 中部支社 豊田工事事務所 工事長
 *3 Toru YAMAMOTO：矢作川橋西工事 鹿島・三井住友・横河ブリッジ共同企業体
 *4 Gen OKUYAMA：矢作川橋東工事 オリエンタル・大成・川田建設共同企業体

2.2 橋梁計画

本橋の形式選定にかかわる制約条件としては、都市計画道（以下、「都計道」とする）・明治用水・矢作川（一級河川）などの交差条件、河川に関する阻害率・渇水期施工、愛・地球博を控えた工期的制約、経済性などがあげられる。

本橋は、まず交差条件から基礎構造を含めスパンが最小となるよう P2・P4 橋脚位置が決定された。次に河川内橋脚は、矢作川水系に与える影響を最小限に抑え、かつ阻害率を満足するよう 1 橋脚（P3 橋脚）を配置した。ただし、この P3 橋脚部は基礎・上部構造も含めて 3 渇水期で施工しなければならず、基礎構造をできるかぎり小さくして、P2・P4 系に与える非対称荷重を極力避け、また施工的には斜張橋部と関係なく上部工として 1 渇水期で施工可能となるよう鋼床版箱桁とした。さらに、側径間スパン比は完成系での負反力照査に対し、とくにカウンターウェイトなどが必要なく斜材張力調整のみで対応できること、P2・P4 系が対称の張出し施工とできることを考慮し、現計画位置に決定した。支承条件は、全体系動的解析、隣接橋も含めた衝突解析より、各支点に免震ゴム支承を配置し、レベル 2 地震時は橋軸方向・直角方向のいずれに対しても免震構造とした。ただし、端支点部は、ジョイントプロテクターを設け、レベル 1 地震時の直角方向変位を拘束している。矢作川橋の構造一般図を図 - 1 に示す。

3. 主塔基部構造

3.1 構造形式の選定

主塔部は、橋梁全体の根幹を支える重要な部材であるとともに、都計道との交差条件を満足し、かつ矢作川橋全体の景観的シンボルとなるよう湾曲した複雑な形状を有して

いる。反面、主塔基部にはこの形状に基づき、非常に大きな断面力が生じる。このため、通常の RC 構造では補強量が甚大であり、施工性の確保が困難であったため、補強構造の比較検討を行った。

本構造の要求性能は以下のとおりである。

- ① 設計荷重作用時にコンクリートおよび鋼材に生じる応力度が許容応力度を超えない
- ② 設計荷重作用時に過大な曲げひび割れが生じない、せん断ひび割れを生じさせない
- ③ 終局荷重作用時、地震時に所定の耐力を有する
- ④ 工期的制約により、全体工程を遅延させない

比較の結果、構造および施工性ともに合理的となる厚肉鋼板を使用した鋼殻構造（以下、SC 構造とする）を採用した。

また、橋脚から片持ちで主塔を支える受梁部は、PC 鋼材を配置することによりひび割れ制御を行い、耐久性確保を図った。

3.2 受梁部のせん断耐力

図 - 2 に示すとおり、受梁部はせん断スパン比が約 1 であり、その終局時の耐荷機構はディーブビーム（コーベル）としての性状を示すと考えられる。

これまで、鉄筋および PC 鋼材で補強したコーベル部材としてのせん断耐力の算定は実績があるが、鋼殻で補強した SC 構造については実績が無い。本部材の橋梁全体としての重要性を考えると、ぜい性的な破壊形態であるせん断破壊よりも曲げ破壊先行型の破壊モードとすることが望ましいため、せん断耐力の評価においては慎重な検討が必要となった。

受梁部のせん断耐力の算定にあたっては、次式のように、

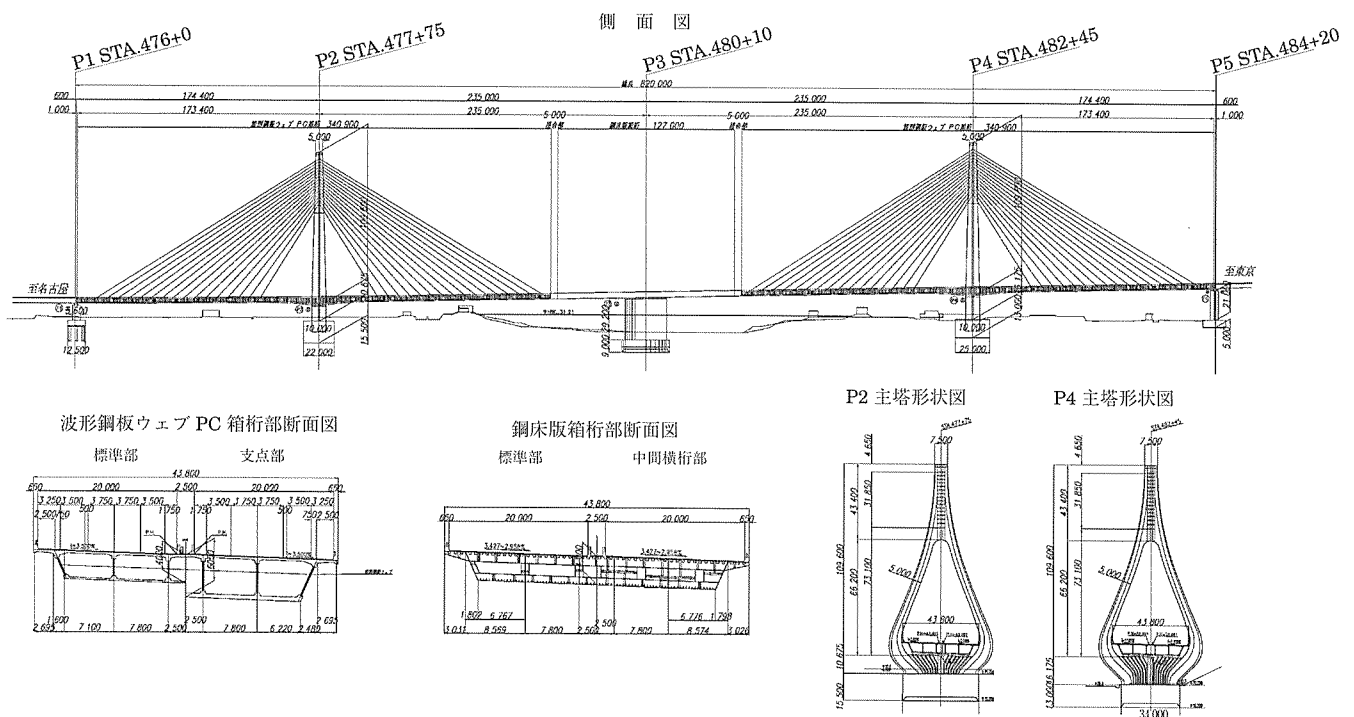


図 - 1 全体一般図

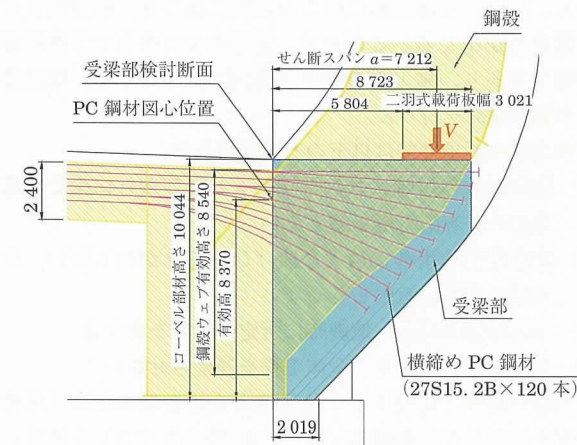


図-2 受梁部構造諸元

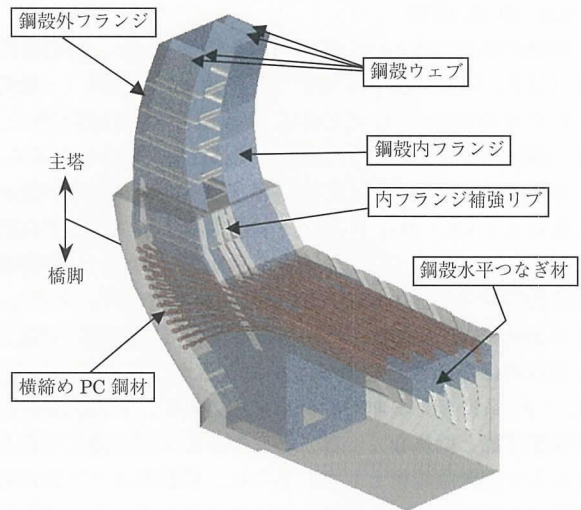


図-3 主塔基部構造概要

検討断面におけるコンクリート負担分 (V_c), 鋼殻負担分 (V_s), および PC 鋼材の逆せん断力分 (V_p) の累加によって評価した。

$$V = V_c + V_s + V_p$$

① コンクリート負担分 (V_c)

コンクリート負担分は、せん断補強筋の無いディーブビームのせん断耐力式である二羽式²⁾を基本とし、これに断面変化の影響、寸法効果、およびプレストレスの効果を考慮した

② 鋼殻負担分 (V_s)

RC ディーブビームに関する既往の研究³⁾によれば、スターラップのせん断補強筋としての効果はせん断スパン比 a/d が小さくなるほど小さくするとされており、せん断耐力におけるせん断補強筋の負担分に a/d に応じた低減係数を考慮している。本橋においてもせん断スパン比が 1.0 以下のディーブビームとなることから、鋼殻の負担分 V_s に低減係数 ϕ を評価すべきと判断した。

低減係数 ϕ の値は、次項で述べる実験結果から算定することとし、結果として $\phi = 0.5$ を得た。

③ PC 鋼材の逆せん断力分 (V_p)

受梁部には作用せん断力を減じるために、鉛直下向きに曲げ下げた横締め PC 鋼材を配置した。そこで、有効緊張力の鉛直方向成分をせん断力に対する PC 鋼材の逆せん断力分 (V_p) として、せん断耐力に考慮することとした。

主塔基部の構造概要を図-3 に示す。

3.3 縮小模型実験

受梁部の設計法の妥当性を確認するため、縮小模型による耐力確認実験を行った。なお、本実験に先立ち、スタッドで充腹型鉄骨とコンクリートを一体化した SC 部材のせん断に対する基礎的な挙動の把握と、縮小模型で使用するスタッドジベルの基本性能確認のための要素実験をそれぞれ実施した。

① 実験概要

写真-2 に実験状況を示す。供試体は、片側の主塔を取り出した 1/10 模型とした。材料は実橋を極力再現するものとしたが、せん断耐力を算定するためせん断破壊を先行させる必要があることから、鋼殻のウェブには SM 570 に代

わり SM 490 材を、コンクリートには $\sigma_{ck} = 60 \text{ N/mm}^2$ のコンクリートに代わり 40 N/mm^2 のモルタルを使用した。また、実橋と同様に、鋼殻にはスタッドジベルを溶植してコンクリートと一体化し、横締め PC 鋼材も曲げ下げて定着することで、導入力の合計を縮尺比で合わせた。

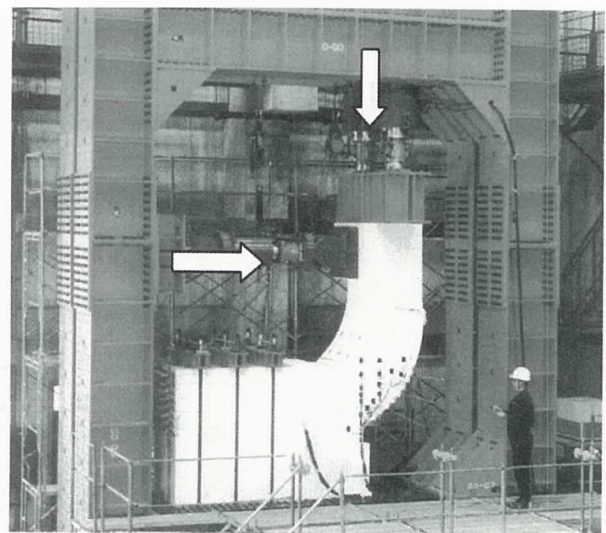


写真-2 受梁部耐力実験供試体

② 実験結果

主塔基部にレベル 2 地震時および終局荷重用時断面力に相当する水平・鉛直荷重を作用させたのち、受梁部のせん断力が卓越するように鉛直力のみを単調増加で荷重した結果、最大荷重は 12 325 kN であった。最大荷重時のコンクリート表面ひずみの測定値より、破壊モードは引張フランジの降伏を伴わない横締め PC 鋼材最下段定着部下側の曲げ圧壊であることが確認された。

図-4 に最大荷重時におけるひび割れ図および破壊状況を示す。ひび割れは主塔基部内側の隅角部から圧壊した橋脚基部外側に向かって伸びているが、圧壊部分までは達しておらず、圧縮ストラットが形成されていた。ウェブの主

応力を見ると、主応力方向は断面高さ方向で変化していた。主塔基部ではひび割れに直交する主引張応力が大きく卓越し、ウエブ下側では部材軸に沿った圧縮力により主圧縮応力が卓越した。こうしたことから、受梁部の挙動は、曲げによる影響が大きかったものと判断した。

図 - 5 に検討断面における鋼殻ウエブのせん断応力分布を示す。せん断応力はウエブの下縁に行くに従って大きくなる分布を示し、最大値はせん断降伏強度 $\tau_y = \sigma_{sy} / \sqrt{3}$ (σ_{sy} : ウエブの降伏強度) より多少小さい値であった。また、ウエブの全せん断降伏耐力 4 930 kN に対し、鋼殻のせん断力負担分 V_s は 2 463 kN であったため、前出の低減係数を $\phi = 0.5$ として設計することとした。これは、せん断破壊する以前に曲げ圧壊した時の値であることから、実際の鋼殻負担分はまだ余裕があるものと考えられたためである⁴⁾。

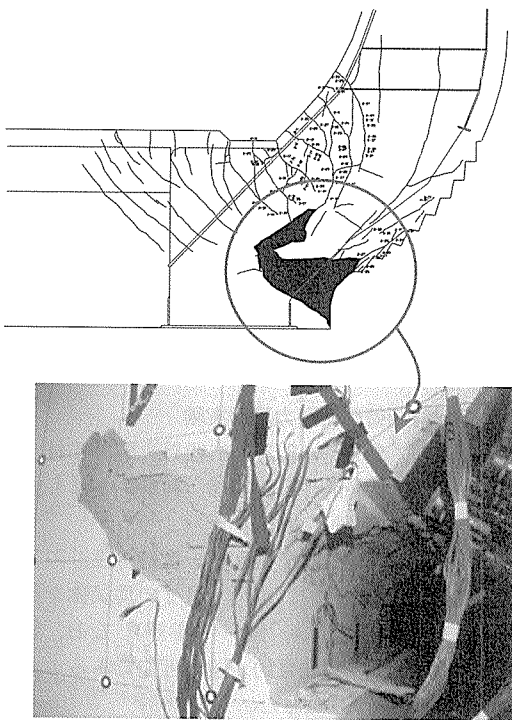


図 - 4 ひび割れ図および付け根部破壊状況

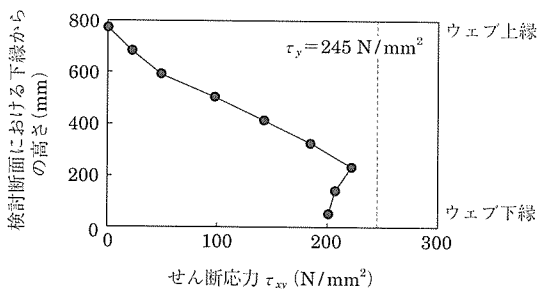


図 - 5 鋼殻ウエブせん断応力分布

4. 主桁斜材定着部構造

4.1 構造形式の選定

一般に、PC 斜張橋の主桁斜材定着部の構造には、コンクリート製の定着突起および補剛横桁が用いられている。本

橋では、斜材定着部の要求性能である横方向剛性や耐久性、経済性を満足し、さらに橋梁全体の軽量化、施工の合理化が可能な斜材定着部構造の選定が不可欠であった。

そこで、斜材定着部近傍の鋼部材化を主とする複合構造として、図 - 6, 7 に示す鋼定着梁方式と称する鋼製定着部を採用した。これにより、従来のコンクリート定着構造に比べて斜材容量の低減を初めとする以下のメリットが得られた。

- ①鋼部材の採用による全体構造の軽量化
- ②大容量斜材の定着力に対する耐力確保
- ③工場での一体製作により斜材定着角の精度を確保し、さらに波形鋼板ウエブ、横桁との格子形成により安定した据付精度を確保
- ④上下床版のコンクリートが完全分離されるため、上下床版の分割施工を容易とし、工程短縮が可能

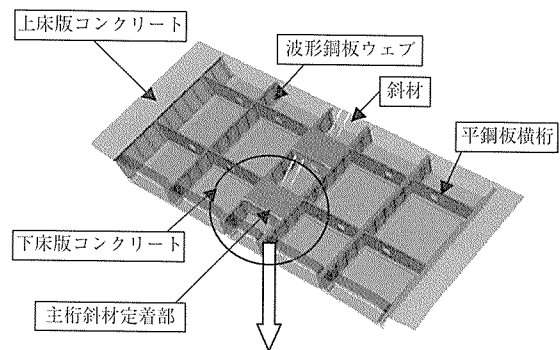


図 - 6 主桁斜材定着部構造概要図

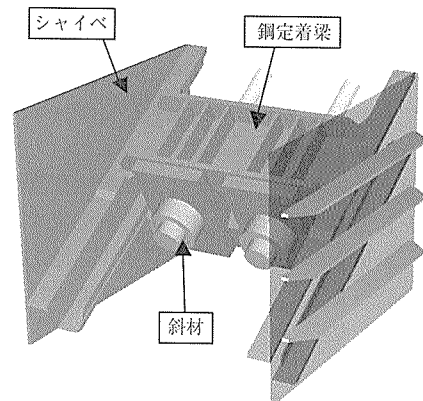


図 - 7 鋼製定着部拡大

4.2 鋼製定着部の設計

主桁斜材定着部は、斜材からの力を主桁断面に伝達させるために主桁（波形ウエブ）と横桁（鋼平板ウエブ）により形成される格子を中央セルの交点部にて支える構造となっている。本構造の斜材張力伝達経路は、図 - 8 に示すように、斜材→定着梁→シャイベ（定着板）→横桁（鉛直力）および上下床版（水平力）となり、おのおの部材の伝達力に対して必要耐力を確保した。

また、上下コンクリート床版と鋼製定着部の接合方法には、孔あき鋼板ジベル（Perfobond Leisten；以下、PBL とする）を採用し、シャイベ上辺には 2 列、下辺には 1 列を

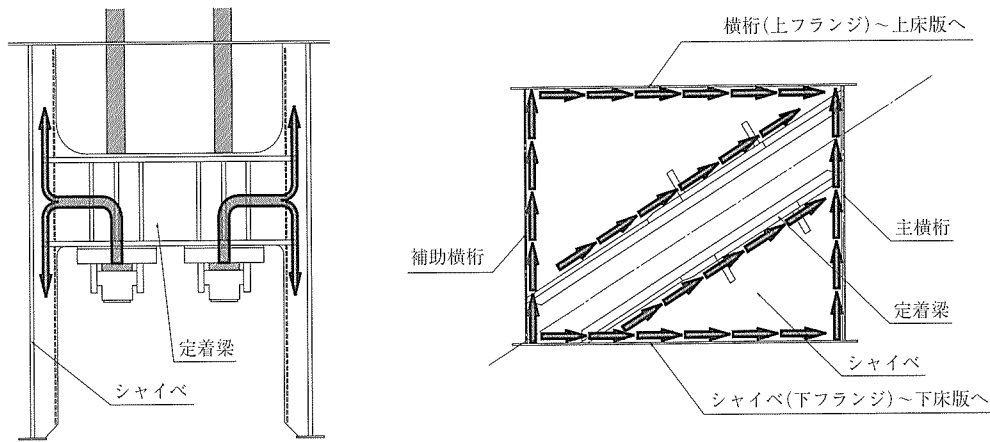


図 - 8 主桁斜材定着部の斜材張力伝達の概念図

配置した。なお、これら部材の安全性は、FEMによる応力照査、および別途模型試験による疲労照査、耐力照査により検証した。

4.3 孔あき鋼板ジベル実物大要素実験

主桁斜材定着部では、鋼定着梁に作用した斜材張力はシャイベから定着部の上下フランジを介してコンクリートに伝達される。このとき、上床版側の鋼コンクリート接合部には大きな水平せん断力と押込み力が作用する。一方、下床版側の鋼コンクリート接合部には水平せん断力と引抜き力が作用する。

本橋では、図 - 9 に示すように、定着部の鋼コンクリート接合構造に PBL を採用することになったが、高強度コンクリート ($\sigma_{ck} = 60 \text{ N/mm}^2$) を対象とした場合や、せん断力に加えて引抜き力が作用する場合における PBL の設計法は確立されていない。よって、所要性能を有する PBL の仕様について実物大要素実験（押抜きせん断試験）により検討を行った（写真 - 3）。

その結果、上床版側については、ジベル孔径 70 mm で、配置深さを孔径の 2 倍とした PBL を 2 列配置することにより、また、下床版側については、ジベル孔径 120 mm で配置深さを孔径の 2 倍とした PBL により所要の性能を満足することを確認した⁵⁾。

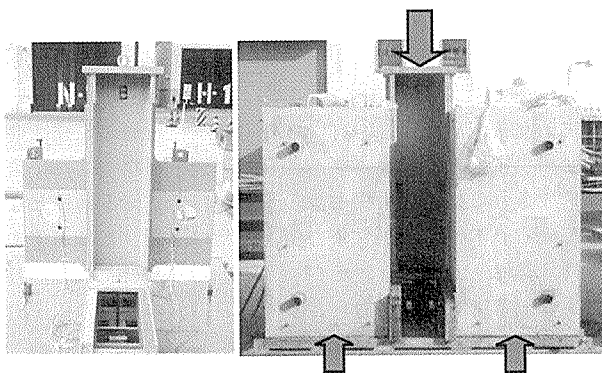


写真 - 3 孔あき鋼板ジベル実物大要素実験 供試体製作状況および載荷方法

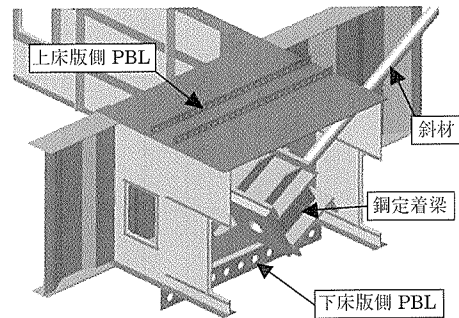


図 - 9 主桁斜材定着部の接合構造

4.4 主桁斜材定着部耐荷力確認実験

波形鋼板ウエブ 5 室箱桁構造の広幅員主桁を幅員中央のみで吊る主桁斜材定着部は、定着部、横桁いずれも複合構造であり、世界初の試みである。

よって、主桁斜材定着部構造と横桁構造の設計の妥当性および耐荷力の確認を目的に縮尺 1/2 の供試体を用いた載荷実験を行った（写真 - 4、図 - 10 参照）。なお、供試体断面は事前解析により実験目的が達成可能であることが確認された 3 室箱桁モデルとした。

実験の結果、斜材降伏相当荷重に対して最大で 450 N/mm^2 程度の圧縮応力が鋼定着梁のファイレット部で確認さ

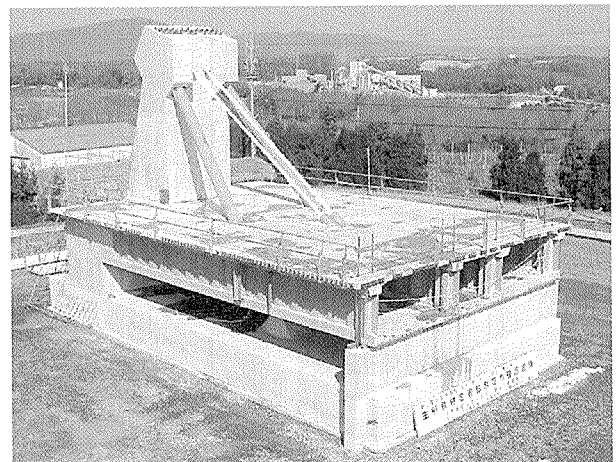


写真 - 4 主桁斜材定着部耐荷力確認実験供試体全景

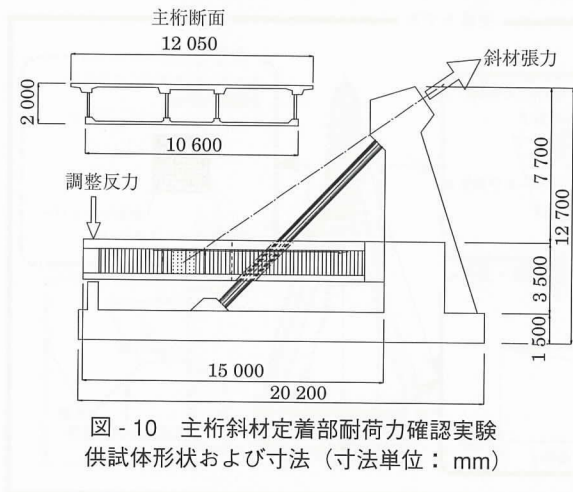


図-10 主桁斜材定着部耐荷力確認実験供試体形状および寸法 (寸法単位: mm)

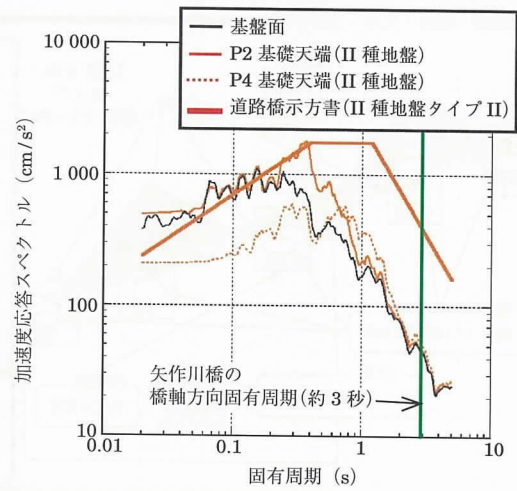


図-12 加速度応答スペクトル ($h = 5\%$) の比較

れたが、主桁斜材定着部は斜材耐力に対して十分な耐荷力を有することを確認できた。また、鋼定着体や定着部近傍のコンクリートに発生する局部応力、各波形鋼板ウエブに作用するせん断力分布、橋軸直角方向の主桁変位分布は計算値とよく一致したことから、主桁斜材定着部構造および横桁構造の設計は妥当であると判断した⁶⁾。

5. 耐震設計

5.1 概要

本橋は、斜張橋、広幅員一面吊り、逆Y型主塔、LRB支承などの特徴を有するうえ、建設地点付近では過去に数回の歴史地震の経験と活断層の存在が確認されている。したがって、本橋を設計するうえで、レベル2地震に関する検討はとくに重要である。

ここでは、レベル2地震動の作成と、非線形動的解析について報告する。

5.2 レベル2地震動の作成

レベル2地震の入力地震動には、①道路橋示方書に示される地震動、②架橋地点における過去・将来を通じて想定される地震動の2種類を考慮した。図-12に①、②の加速

度応答スペクトルの比較を示す。②については、図-11に示す各評価対象地震の中から、均質断面の仮定のもとに経験的方法を用いて比較を行い、屏風山-猿投山北断層帯から想定される地震動を選定した⁷⁾。

5.3 非線形動的解析モデル

解析モデルは図-13に示す3次元立体骨組モデルとし、地盤を線形ばね要素、橋脚、主塔および主桁をはり要素、LRB支承をばね要素とした。部材の非線形特性については、橋脚、主塔上部の斜材定着区間および主桁を M (曲げモーメント) - ϕ (曲率) モデルで、LRB支承をバイリニアモデルで評価した。また、橋軸直角方向地震時に主塔分岐部には軸力変動が生じることから、軸力変動の影響を評価できるファイバーモデルで非線形特性を評価し、コンクリートおよび鋼材の応力ひずみ関係は、道路橋示方書に準拠した。

解析方法は直接積分法による非線形時刻歴応答解析とし、主塔の曲げ変形に伴う付加曲げモーメントの影響を考慮する必要があるため、幾何学的非線形性を考慮した。

5.4 解析結果

本橋はレベル2地震時に耐震性能2を確保する必要がある。耐震性能2とは、地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能である。具体的には、橋脚および主塔については、鉄筋の降伏は許容するが応答曲率は許容塑性曲率より小さいことを条件とした。結果的に、本橋主塔部の配筋量は、本解析により決定されたため、配筋量を変えてのトライアルが必要となった。

図-14にP2主塔基部の最終解析結果を示す。ファイバーモデルでは、軸力変動の影響を考慮しているため、検討断面の M (曲げモーメント) - N (軸力) の相関曲線を作成した。

図より、応答値は許容応答曲げモーメント以下であり、耐震性能2を確保している。ここで、許容応答曲げモーメントとは、許容塑性曲率での曲げモーメントのことをいう。なお、そのほかの部位についても、耐震性能2を確保している⁸⁾。

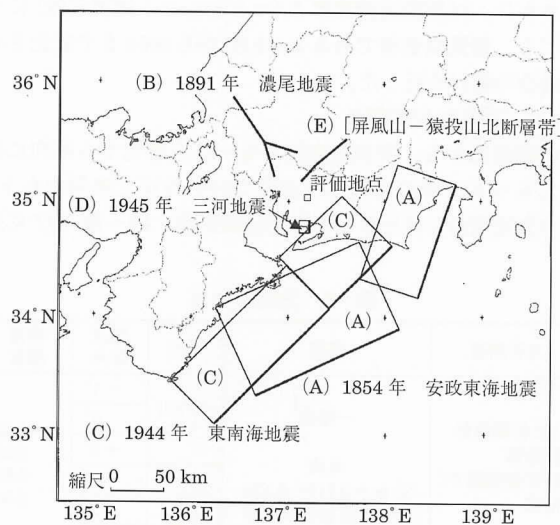


図-11 評価対象地震の位置

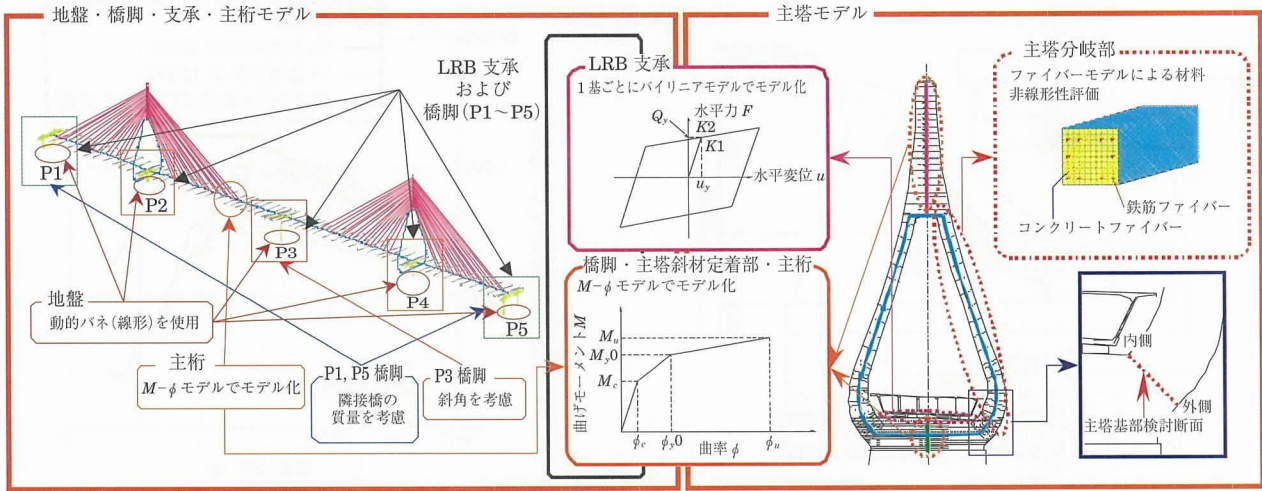


図 - 13 非線形動的解析モデル (3次元骨組)

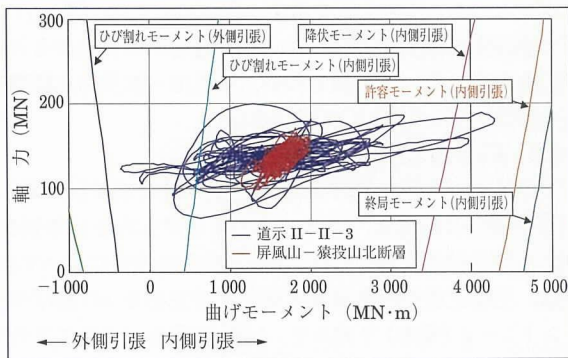


図 - 14 P2 主塔基部解析結果 (橋軸直角方向地震時)



写真 - 5 風洞実験設備

6. 耐風安定性検討

6.1 背景

本橋は、幅員 43.8 m の高扁平断面桁の中央 1 面吊り形式という特徴的な主桁形式を採用しており、部分的に遮音壁 (落下防止柵) の設置も検討されている。また最大支間長 235 m は道路橋耐風設計便覧 (以下、便覧) の適用範囲 (200 m 以下) を超えることなどの諸条件を考慮して、風洞実験により主桁の耐風安定性の検討を実施することになった。

6.2 風洞実験概要

風洞実験は、2次元剛体模型を用いた 2 自由度ばね支持振動実験 (写真 - 5) による検討を実施した。

実験諸元を表 - 2 に示す。検討する主桁断面は、PC 桁標準部、鋼桁部および遮音壁設置 PC 桁部の 3 ケースとした。遮音壁は鉛直高さ 3 m の垂直壁タイプを上下流両側に設置したものを基本としたが、将来形も考慮した実験も別途実施した。

実験に用いる気流は一樣流および乱流 2 種類とした。

乱流は、便覧に従って決定される架橋地点の粗度区分を I (I~IV に区分, I はもっとも粗度が小さい) として規定される主流方向の乱れ強さ $Iu = 0.13$ に対し、一樣流中における渦励振発生風速域で $Iu = 0.119 \sim 0.123$ (乱流①) およ

び $0.133 \sim 0.135$ (乱流②) となるような 2 種類の気流について乱流格子を用いて生成した。

気流迎角については、本橋が横断勾配をもつことから、矢作川上流および下流側の 2 方向からの風について、それぞれ $-3^\circ \sim +3^\circ$ と設定した。

さらに、対数構造減衰率 $\delta (= 2\pi h, h: 減衰定数)$ についても、便覧規定値である $\delta = 0.02$ から 0.04 まで変化させた場合の検討を行った。

6.3 結果および考察

実験結果から、耐風安定性ももっとも悪化する傾向にあったもっとも風の吹き上げがきつい矢作川上流側から $+3$ 度の気流迎角におけるたわみ応答を図 - 15 ~ 図 - 17 に示

表 - 2 実験ケース

主桁断面	気流	風向	気流迎角	構造減衰	
・ PC 桁標準部 ・ 鋼桁部 ・ 遮音壁設置 PC 桁部	一樣流	矢作川上流	-3°	$\delta = 0.02$	
			0°		
	乱流 ① $Iu = 0.119 \sim 0.123$ ② $Iu = 0.133 \sim 0.135$	矢作川下流	$+3^\circ$		0.025
			-3°		0.03
			0°		0.04
			$+3^\circ$		

す。応答の照査については、主桁の加速度 100 gal によって規定される「便覧許容値」と部材の許容応力度から設定した「構造許容値」の 2 つの値を用いた (表 - 3 参照)。

表 - 3 振動照査風速および許容値

振動成分	発散振動		渦励振	
	照査風速	照査風速	便覧許容値	構造許容値
たわみ	49.0 m/s	40.8 m/s	119 mm	273 mm
ねじれ	53.9 m/s		0.15°	0.49°

便覧許容値：主桁の加速度 100 gal から設定
 構造許容値：コンクリート許容引張応力度で規定 (たわみ渦励振)
 鋼桁部鋼材の圧縮許容応力度で規定 (ねじれ渦励振)

(1) 一様流中における応答特性

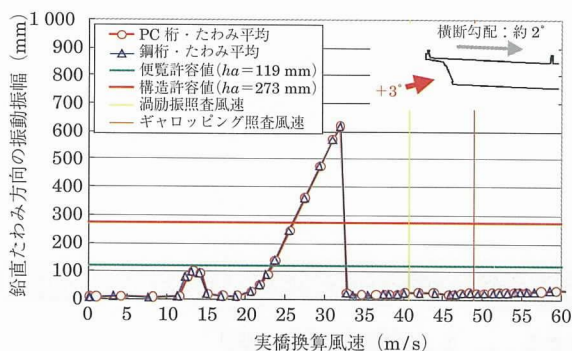
事前に行った便覧を用いた机上検討では渦励振については安全であるという結果が得られていたが、風洞実験ではすべての検討断面において便覧および構造許容値を超えるような渦励振が発生した。

(2) 乱流中における応答特性

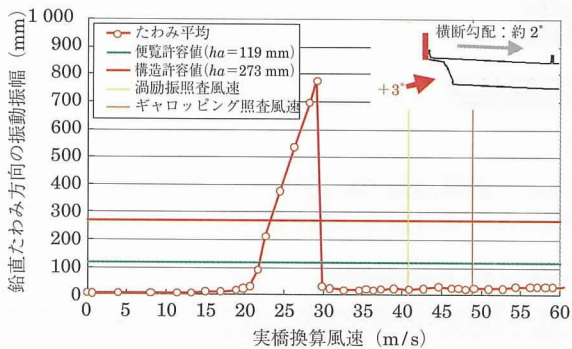
一様流中での実験結果を受けて乱流中での応答特性について検討を行った結果、PC 桁標準部および鋼桁部については乱流①を考慮することで渦励振の発生が抑制される結果となった。遮音壁設置 PC 桁部については、乱流①では構造許容値を超える渦励振が生じてしまうが、乱流②では便覧許容値は超えるが構造許容値を下回る程度まで応答が低減される結果が得られた。

(3) 構造減衰付加による応答特性

乱流①において構造許容値を超える結果となった遮音壁設置 PC 桁部について、構造減衰付加による応答特性の変



(a) PC 桁標準部・鋼桁部



(b) 遮音壁設置 PC 桁部

図 - 15 一様流中でのたわみ応答特性 (矢作川上流側+3度)

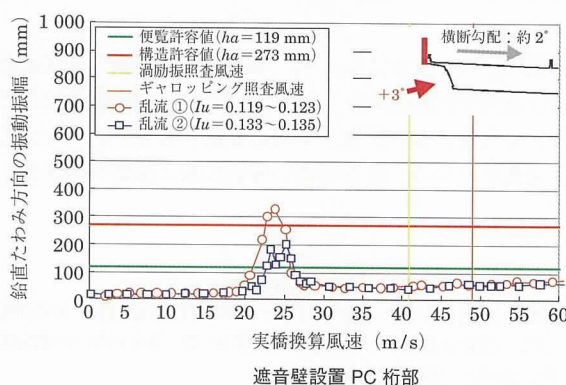


図 - 16 乱流中でのたわみ応答特性

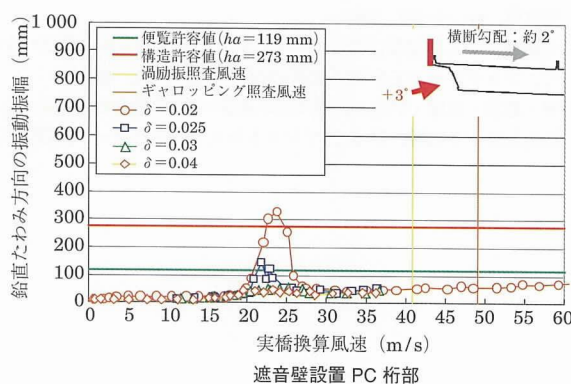


図 - 17 構造減衰付加による応答低減 (乱流①)

化について検討したところ、便覧での規定値 $\delta = 0.02$ に対し、 $\delta \geq 0.025$ を確保することで構造許容値を、さらに $\delta \geq 0.03$ を確保することで便覧許容値を満足する結果が得られた (図 - 17)。

6.4 まとめ

矢作川橋の主桁の耐風安定性について風洞実験を行った結果、PC 桁標準部および鋼桁部については架橋地点の気流の乱れを考慮すれば十分な耐風安定性が確保されることがわかった。また遮音壁が設置される場合においても、 $Iu \approx 0.135$ の乱流を考慮するか、もしくは $\delta \geq 0.025$ の構造減衰を確保することで構造許容値を満足することが可能であることがわかった。

以上の検討の結果、設計・施工検討委員会において設計断面のままでも耐風安定性を確保することが可能であると判断されることとなった。

現在風応答観測による動態観測によって検証を実施中である。

7. おわりに

矢作川橋は、規模・構造ともに過去に例のない構造物で、最新技術を駆使して作り上げた橋梁といえる。本稿で報告した設計項目以外にもさまざまな検討を行っている。施工についても、工期確保に関する取り組みや検討・実験などを行っており、これらについてはいずれも別の機会に報告する予定である。

本稿が、今後計画される同種工事の設計・施工の一助となれば幸いである。

謝 辞

本橋の設計・施工にあたり、「矢作川橋の設計・施工技術に関する技術検討委員会」（委員長：池田高治横浜国大名誉教授）から貴重なご意見、ご指導を頂きました。ここに池田委員長をはじめ、関係各位の皆様に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 関根・上東・佐々木・山本・奥山：第二東名高速道路 矢作川橋（PC・鋼複合上部工）の構造概要，第 59 回土木学会年次学術講演会，2004.9，投稿中
- 2) 二羽：FEM 解析に基づくディープビームのせん断耐力算定式，第 2 回 RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集，pp.119-126，1983.
- 3) 角田他：せん断補強筋を有する RC ディープビームの強度について，コンクリート工学年次論文報告集，pp.319-324，1990.
- 4) 平・垂水・忽那・伊藤：矢作川橋の主塔への SC 構造の適用とせん断力に対する検討，第 12 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，pp.289-292，2003.10

- 5) 白谷・垂水・佐々木・新井：第二東名矢作川橋の主桁斜材定着部における孔あき鋼板ジベル構造と耐荷力確認実験，第 12 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，pp.293-296，2003.10
- 6) 今井・奥山・垂水・忽那：波形鋼板ウエブ PC 斜張橋（矢作川橋）の主桁斜材定着部に関する実験，第 12 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，pp.665-668，2003.10
- 7) 忽那・大保・野澤・山野辺・坂田：第二東名矢作川橋における設計用基準地震動の評価，第 59 回土木学会年次学術講演会，2004.9，投稿中
- 8) 遠藤・山田・宮本・山野辺：ファイバーモデルを用いた非線形動的応答解析（第二東名高速道路・矢作川橋），第 59 回土木学会年次学術講演会，2004.9，投稿中
- 9) 上東・忽那・林田・山本：第二東名矢作川橋における耐風安定性検討～主桁について～，第 59 回土木学会年次学術講演会，2004.9，投稿中

【2004 年 7 月 26 日受付】



刊行物案内

プレストレストコンクリート構造物の 新たな動向

第 32 回 PC 技術講習会

（平成 16 年 2 月）

頒布価格 会員特価：5 000 円（税込み・送料別途 500 円）

非会員価格：6 000 円（税込み・送料別途 500 円）

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会