新技術評価事例（コンクリート構造）

－合成床版を有する合成Ｕ桁構造－
（Ｕコンポ橋）

平成１９年　７月

（社）プレストレスト・コンクリート建設業協会

新技術評価事例（コンクリート構造）－合成床版を有する合成Ｕ桁構造（Ｕコンポ橋）

はじめに

近年、技術提案型の契約方法の導入や、公共工事費の縮減化が以前にも増して叫ばれており、工期や工事費が縮減できる合理的な構造として新技術を用いた新たなコンクリート橋が採用されるようになってきている。

しかし、そのような新技術が提案されても、「道路橋示方書に示す要求性能を満足しているのかどうか」を技術的に評価しなければならず、何も分からずに設計を進め大きな問題に発展することや、検証方法が分からないために採用に踏切れないケースも生じている。また、新技術の設計では定性的な要求性能だけでなく、具体的な作用外力に対し、どのような変形が生じ各部材にどのような影響が生じるのかも関連して設計していかなければならない。そのため、新技術の採用には、高度な技術的判断が要求されることが多く、従来のみなし規定のように誰もが画一的に設計を行えるものでなくなる。

そこで、ＰＣ建協では最近のコンクリート橋における代表的な新技術を取り上げ、性能評価に関する技術資料をまとめた。本資料では、コスト縮減が可能で幅広い普及が期待される下記の構造について、技術評価の必要性の観点から道路橋示方書との関係を整理し、その着目要素と検証方法の考え方など技術評価の方向性を明確にして、それに基づく検証事例を示した。各新技術の紹介では「主な技術概要」、「技術評価の観点と方向性」、「検証事例」の３つの項目に分け、道路橋示方書の要求性能に対する課題や検証事例等を紹介している。

コンクリート橋における代表的な新技術の一覧

外ケーブル構造	
合理化床版構造	広幅員一室箱桁構造
	リブ付き床版構造
	ストラット付き床版構造
プレキャスト桁場所打ち接合構造（スプライスＰＣ構造）	
新しい桁連結構造（リンクスラブ構造）	
合成床版を有する合成Ｕ桁構造（Ｕコンポ橋）	

本資料は、着色部の新技術を示す。

目　次

１．主な技術概要
(1) 本構造の構造特性 …… 1
(2) 本構造の施工方法 …… 3
2-1) セグメントの製作・運搬・架設 …… 4
2-2) 主桁の架設 …… 5
2-3) 中間横げた・端支点横げた及び床版部の施工 …… 5

２．技術評価の観点と方向性 …… 6
(1) 傾斜ウエブを有するU形断面に対する施工中の安全性 …… 9
1-1) ねじり定数の算出方法 …… 9
1-2) 施工中の照査項目 …… 13
(2) セグメント製作時のコンクリートの充填性の確保 …… 15
(3) ＰＣ合成床版を道示に準拠して設計するための前提条件の確認 …… 16
3-1) 平面保持の確認 …… 16
3-2) 等方性の確認 …… 18
3-3) 床版と支持げたの結合部 …… 20
(4) ＰＣ合成床版の疲労耐久性 …… 21
(5) ＰＣ合成床版の疲労耐久性 …… 22

３．検証事例 …… 23
事例① …… 24
事例② …… 27
事例③ …… 29
事例④ …… 35
事例⑤ …… 38
事例⑥ …… 39
事例⑦ …… 43
事例⑧ …… 45
事例⑨ …… 47

１．主な技術概要

(1) 本構造の構造特性

合成床版を有する合成U桁構造（Uコンポ構造）は、断面形状をU形とした工場製作によるプレキャストセグメント桁と、プレキャスト PC 板を用いたＰＣ合成床版との合成構造である。

構造の概念図と施工例を**図-1.1** 及び**写真-1.1** に示す。

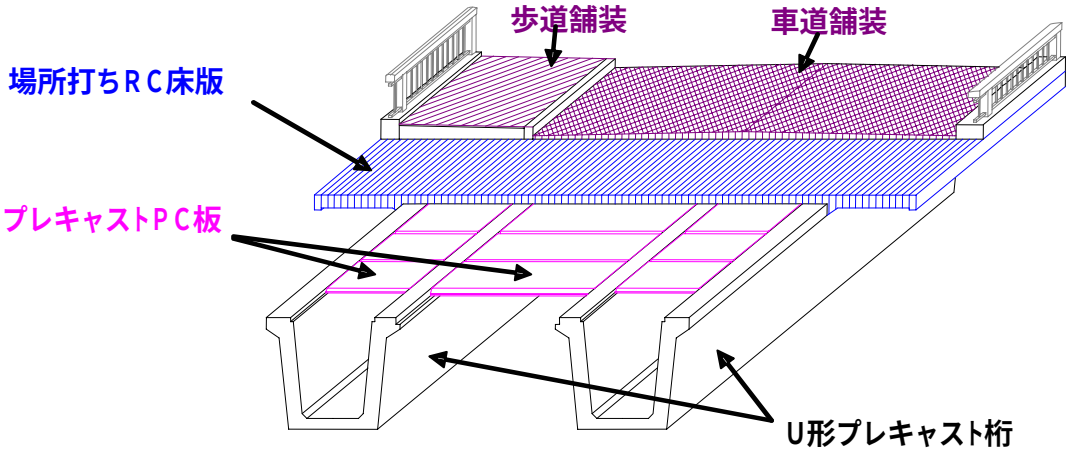


図-1.1　ＰＣＵコンポ構造の概念図

写真-1.1　戸奈瀬高架橋

主桁はU形断面の単純げたとして架設し、プレキャスト PC 板の敷設および横桁工の施工後、PC 板を埋設型枠として場所打ち床版を施工し、橋体が完成する。橋体完成前の主桁自重，横桁荷重，PC 板荷重および場所打ち床版荷重に対してはU形断面単純桁（一本梁）構造として抵抗し、橋体完成後の橋面荷重および活荷重に対しては場所打ちコンクリートとの合成断面格子桁構造として抵抗する。

床版は、プレテンション工法によりプレストレスが導入されたプレキャスト PC 板と場所打ちコンクリートとのＰＣ合成床版構造である。場所打ち床版荷重および作業荷重に対しては PC 板で抵抗し、舗装荷重および活荷重に対しては PC 板と場所打ちコンクリートとの合成断面構造として抵抗する。

ＰＣＵコンポ構造の標準的な断面構成を**図-1.2** に示し、中間横桁部付近の概念図を**図-1.3** に示す。

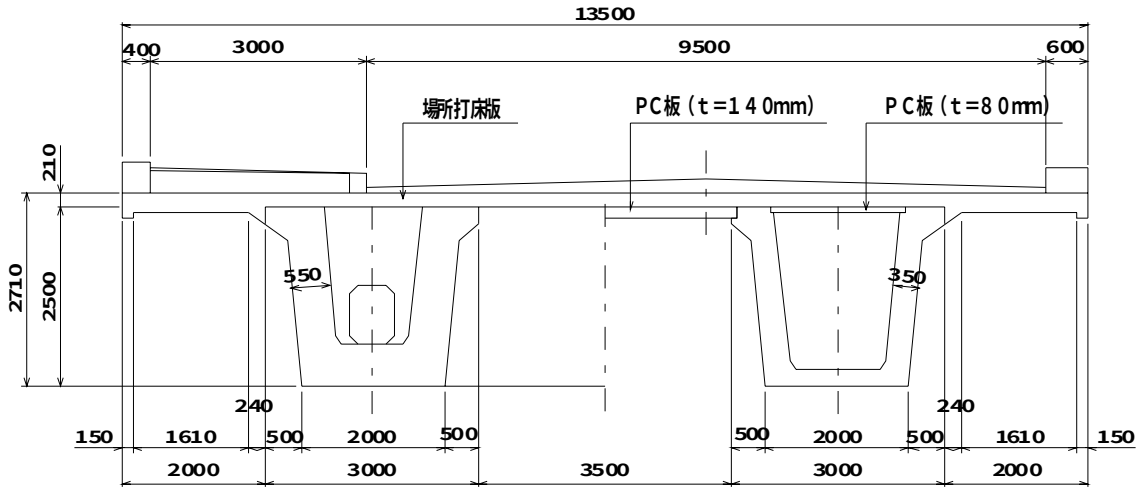


図-1.2　断面構成図

中間横桁は、１支間あたり２箇所設けることとし、主桁間には場所打ちコンクリートによる横桁を設けて、横締めＰＣ鋼材によるＰＣ構造で主桁同士を一体化する。

外ケーブルを使用する場合は中間横桁が偏向隔壁部を兼ねる構造となる。中間横桁は床版部と一体化させないようにし、中間横桁上の床版もＰＣ合成床版とする。

また、複数径間の橋梁の場合には、中間支点上をＲＣ又はＰＣ構造により連結し、「プレキャストげた架設方式連続げた橋」（連結桁）として連続化する。

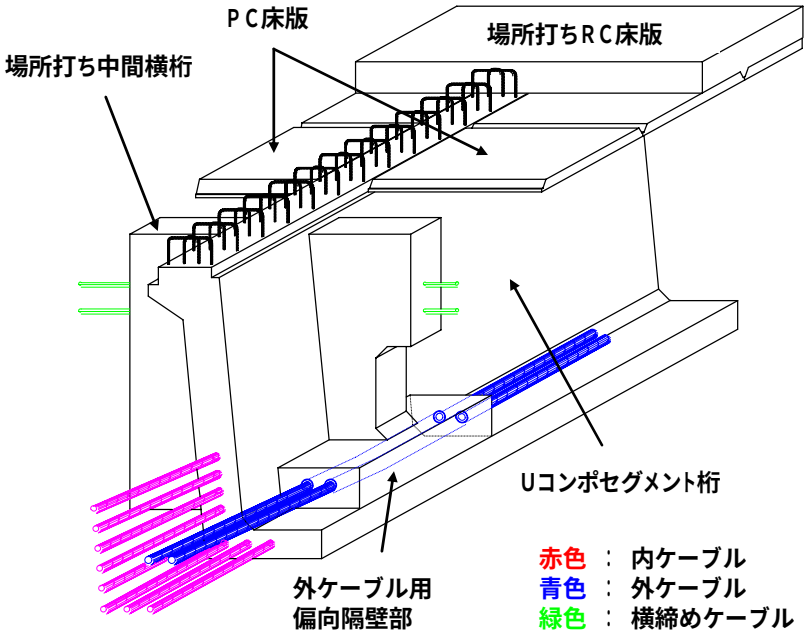


図-1.3　部材構成概念図

(2) 本構造の施工方法

本構造は、工場製作によるプレキャストセグメント部材により構成されることを前提としている。

本構造の標準的な架設方法は、トラッククレーン及びベント基礎併用による架設方法である。主桁組立用ベント基礎は、１径間に付き１主桁分の接合可能な施工ヤードとして設置し、セグメント組立後に横移動装置により所定の位置に架設する。

外ケーブルを使用し、連結桁とした場合の施工フローを**図-1.4** に示す。

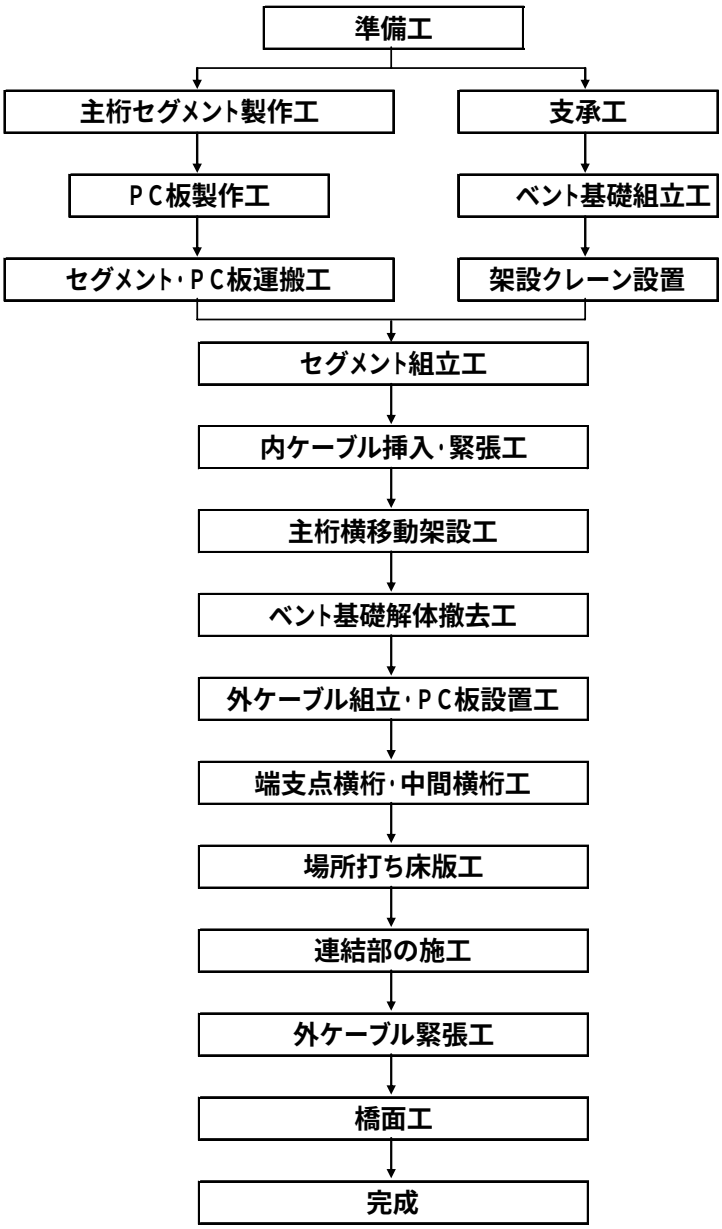


図-1.4　Ｕコンポ橋施工フロー

2-1) セグメントの製作・運搬・架設

主桁セグメントの断面図の一例を**図-1.5** に示す。主桁セグメントの製作においては、軽量化を図るために薄肉部材とする場合は、コンクリートの充填性に留意する必要がある。

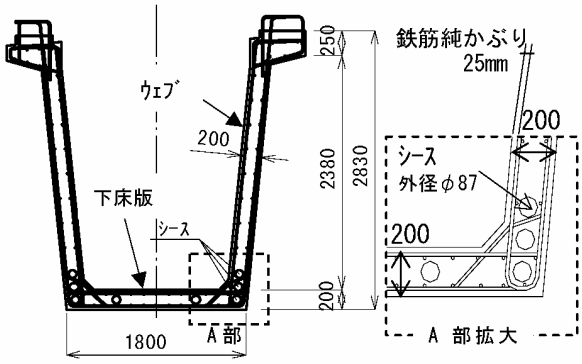


図-1.5　主桁セグメントの断面図

製作されたセグメントは、運搬トレーラーにより現地に搬入する。セグメントの組立は、**図-1.7** に示すようにベント基礎を各セグメント継目部に配置して、トラッククレーンを使用する。セグメントを吊り上げる際に、U形開断面であることからウェブの外側にひび割れが発生する懸念が考えられる。よって、吊り上げ時の検討を行い、**図-1.6** の例のような形状保持を考慮した治具により対処する。

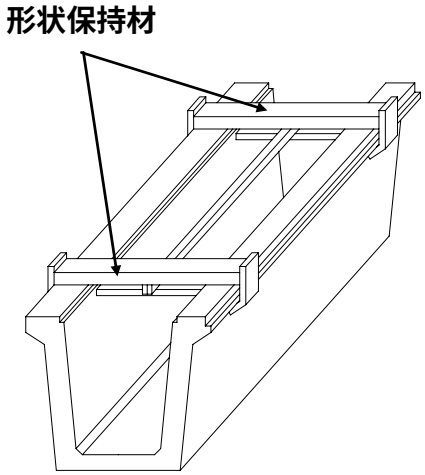


図-1.6　吊り上げ時の補強例

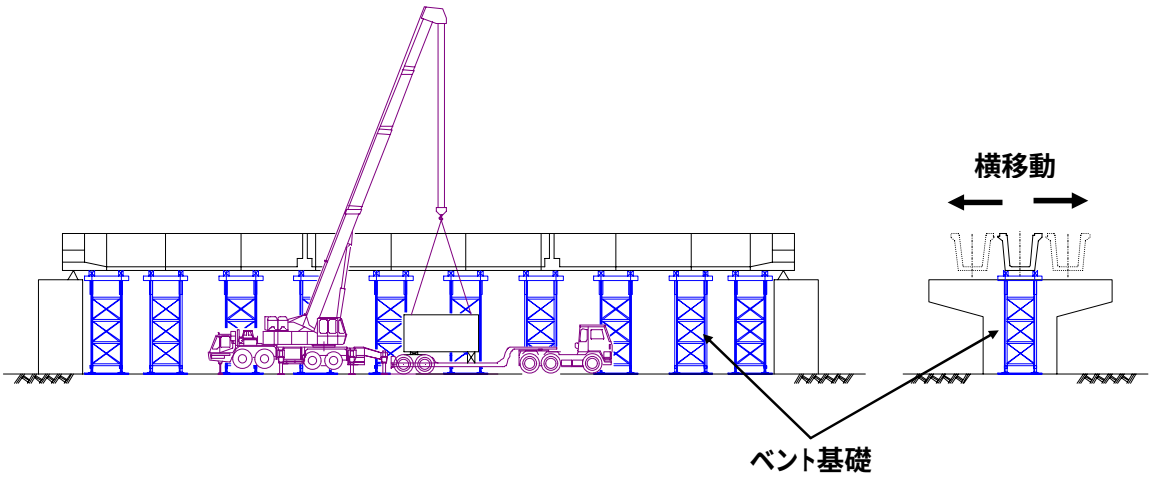


図-1.7　セグメント架設要領図

2-2) 主桁の架設

図-1.8 に示すように、内ケーブルによりセグメントを接合して１本の主桁とし、組み立て完了後に所定の位置に架設を行う。このとき主桁はU形開断面の状態であり、架設時の安全性に留意する必要がある。次径間の主桁接合時の緊張スペースを確保するため、組立用ベント基礎は主桁の所定の位置を避けて、主桁間に設置する。

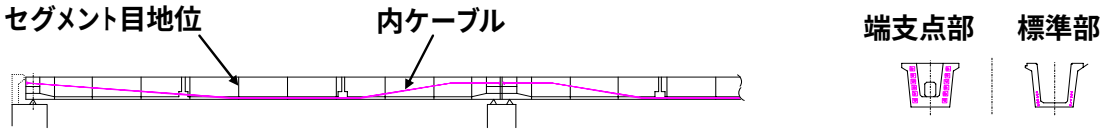


図-1.8　主げたセグメント組立要領図

2-3) 中間横げた・端支点横げた及び床版部の施工

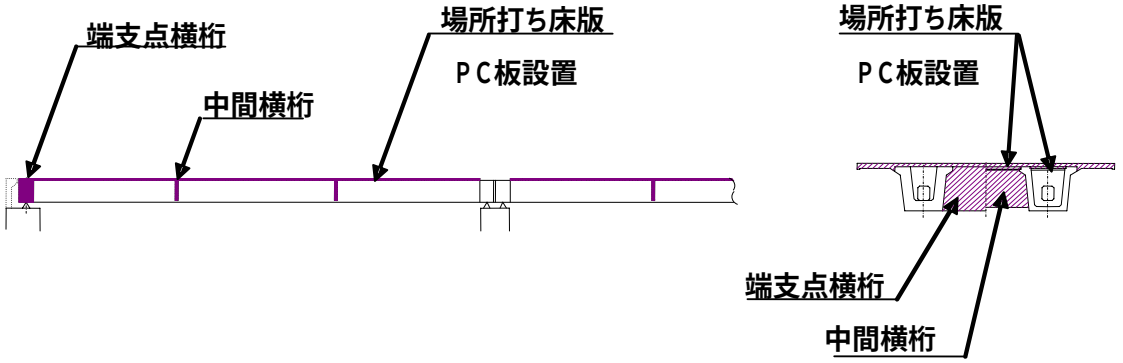


図-1.9　中間横げた・端支点横げた及び床版部の施工要領図

主桁架設完了後､主げた上縁部及び主げた間にプレキャスト PC 板をトラッククレーンにて敷設する。中間横桁及び端支点横桁の施工を行った後に場所打ち床版部の施工を行う。中間横桁は横締めＰＣ鋼材を配置したＰＣ構造とし、場所打ち床版と一体化しない構造とする。PC 板を設置することから基本的には吊り足場は不要であるが、中間横桁の施工に際しては足場を兼ねた吊り支保工等にて施工を行う。

端支点横桁は、落橋防止装置や変位制限装置等の配置による伝達力を負担することから、横締めＰＣ鋼材を配置したＰＣ構造として補強する。端支点横桁上の床版には PC 板を設置せず場所打ち床版と一体化させる構造とする。

床版部に使用する PC 板はプレテンション方式による工場製品とし、場所打ちコンクリート床版と一体化して合成床版構造を構成する。張出床版については場所打ちＲＣ床版構造とし、張り出しブラケット等による型枠支保工にて施工を行う。

２．技術評価の観点と方向性

Ｕコンポ構造はＰＣ合成床版を用いたプレキャストセグメント工法であり、プレキャストの主桁がＵ形断面であることが特徴である。本構造に道路橋示方書を適用した場合の問題点を整理し、技術評価の観点とする。

■　プレキャストセグメント工法（継ぎ目部の照査）

プレキャストセグメント工法は、セグメント継ぎ目部の安全性及び耐久性が重要な照査項目である。継ぎ目部が断面力に対して安全であるとともに、継ぎ目部が相互のセグメントを確実に接合し、断面力を確実に伝達できる構造である必要があり、さらに継ぎ目部が耐久性上の弱点となってはならない。

以上については、道示Ⅲ17.3 に照査方法や構造細目が詳しく規定されており、Ｕコンポ構造に於いても他のプレキャストセグメント工法と同様に、継ぎ目部の照査はこれに従って行えばよい。

■　Ｕ形断面形状

プレキャストセグメント工法は橋体完成までの架設を含む施工時の検討も重要な照査項目である。道示Ⅲ19.12.1 の解説文(1)，(2)では以下のように記述されている。

> 19.12.1　一般
>
> （解説）(1)，(2)
>
> 架設とは，支保工，架設用作業車，架設げた等を用いて製作する作業又はあらかじめ製作されたけたや部材を据え付ける作業をいう。プレキャスト部材は，コンクリート橋が完成した後の各種の荷重作用に対して安全であるように設計されているが，架設時には，比較的不安定な状態にあることが多い。・・・・・以上のことを考慮し，部材に有害な応力が生じないように注意する必要がある。

Ｕコンポ構造は、橋体完成後は多主桁箱桁断面を形成するが、場所打ちコンクリートの施工までは傾斜ウエブを有するＵ形の開断面形状である。道示ではＵ形断面に対する規定がないため、施工時の照査において疑義が生じる場合がある。

また、Ｕコンポ構造では軽量化を目的としてウエブ・下床版を薄肉部材としており、道示に規定される構造細目が適用できない場合がある。

■　ＰＣ合成床版工法

ＰＣ合成床版は、道示Ⅲでは平成８年版より取り込まれ、「11 章　合成げた橋」の項に「ＰＣ合成床版タイプ」として記述されているが、その内容はプレキャスト PC 板の上面に床版支間方向に凹凸を設けて場所打ちコンクリートと一体化させるという構造細目に止められている。床版として道示に準拠して設計する場合、その前提条件を確認し、耐荷力性能や疲労耐久性を有していることを確認しなければならない。

また、維持管理性についても、道示の要求性能を満たしているかについて確認する必要がある。

よって、本構造の技術評価を行う場合、以下の２点より考えることとする。

① 傾斜ウエブを有するＵ形断面に対する施工中の安全性、および品質の確保

② ＰＣ合成床版について、道示に準拠して設計するための前提条件の確認、および床版としての要求性能に対する照査

表I.6.1　Uコンポ構造の問題認識と対応策

道路橋示方書の要求性能	課題（問題認識）	対　応　策	検証の手法	検証事例
■ プレキャストセグメント工法（継ぎ目部の照査）				
(A)継目部の耐荷力性能 道示Ⅲ17.2(1) 継目部が断面力に対して安全となるようにするものとする。 道示Ⅲ17.3.1(1) 継目部は、相互のセグメントを確実に接合し、断面力を確実に　伝達できる構造とするものとする。	プレキャストセグメント橋の安全性は、セグメント継目部の耐荷性能に大きく影響される。	セグメント継目部の照査 ・曲げモーメントに対する照査 ・せん断力に対する照査 ・ねじりモーメントに対する照査（接合キーの照査）	道示Ⅲ17.3 継目部の設計 17.3.2 曲げ応力度の照査 17.3.3 せん断力に対する照査 17.3.4 ねじりモーメントに対する照査 17.3.7(1) 構造細目	
		接合キーの照査 ・架設時の照査 ・終曲荷重時の照査 ・接合キー周辺のコンクリートの支圧応力度の照査	道示Ⅲ17.3 継目部の設計 17.3.5 鋼製接合キーの設計 17.3.6 コンクリート製接合キーの設計 17.3.7(2) 構造細目	
	プレキャストセグメントの接合面は、プレストレス力の接合面に沿った分力が生じるおそれがある。	セグメント継目の配置 ・接合面は主げたの部材軸線に直角に設ける ・横げたの横締めPC鋼材は継目部を避けて配置する。	道示Ⅲ17.3 継目部の設計 17.3.1(3) 3) 一般	
(B)継目部の耐久性 道示Ⅲ17.3.1(2) 継目部は、耐久性上の弱点となることのないように配慮するものとする。	継目部に橋面から水が浸透した場合、PC鋼材を腐食させたり、コンクリートの劣化を促進させたりするおそれが生じ、橋の耐久性に大きな影響を及ぼす。	継ぎ目部にエポキシ系接着剤を塗布する。	道示Ⅲ17.3 継目部の設計 17.3.1(4) 一般	
	接合キー周辺は局部応力が発生することや、プレキャストセグメントの運搬時はプレストレス導入前の状態であることなど、プレキャストセグメント特有の事項がある。	高強度コンクリートの採用（σck = 40 N/mm2 以上）	道示Ⅲ17.2(6) 設計一般	
■ U形断面形状				
施工品質の確保 道示Ⅰ1.5(1) 使用目的との適合性や完成時及び施工時の構造物の安全性を確保するために確実な施工が行える性能を有すること。 道示Ⅲ17.2(2) プレキャストセグメントは、施工各段階において、安全性が確保されるようにするものとする。	主桁セグメントは、場所打ち床版との合成までは、不安定な開断面（U形断面）の状態にある。 また、プレキャストセグメントは施工各段階で、部材の支持状態や荷重状態，プレストレス導入の有無等の条件が異なる。	セグメント吊り上げ時の照査，形状保持材の設置	曲げ応力度の照査	検証事例3
		架設時の照査 ・主桁横取り時の照査 ・架設時傾斜角の照査	・コンクリート道路橋施工便覧 2.5 架設時の安全に関する計算	検証事例1，2
		場所打ち床版コンクリート打設時の照査	曲げ応力度の照査	
	セグメントの斜ウエブ，下床版が薄肉部材であることに対して、コンクリートの充填性を確保すること。	高流動コンクリートの採用，他	試験体の製作による検証	検証事例4

■ PC合成床版

道路橋示方書の要求性能	課題（問題認識）	対 応 策	検証の手法	検証事例
（A）床版の耐荷力性能 道示Ⅲ7.2(1) 直接支持する活荷重等の影響に対して安全なようにするものとする。	プレキャストPC板と場所打ちコンクリートの合成構造であり、道示に準拠して設計する場合、平面保持，等方性など適用性を確認する必要がある。	PC板と場所打ちコンクリートの一体化の確認 （プレキャストPC板の上面に凹凸を設ける）	道示Ⅲ11.4(5) 構造細目	
		平面保持の確認	静的および疲労載荷実験による検証	検証事例5
		等方性の確認	実験結果とFEM解析結果の比較	検証事例6
		・曲げモーメントに対する照査 ・曲げ耐荷力に対する照査	正の曲げに対して：PC部材として照査 負の曲げに対して：RC部材として照査	
	プレキャストPC板は橋軸方向に不連続となっており、その影響を適切に評価する必要がある。	・床版の橋軸方向曲げモーメントに対する照査 ・合成桁としての照査	PC板を無視して照査する。	
	主桁上フランジのPC板支持部は断面が急変する。	主桁上の負の曲げモーメントに対する照査	FEM解析により、有効高さを検証する。	検証事例7
（B）床版の疲労耐久性 道示Ⅲ7.2(1) 2) 自動車の繰り返し通行に対して、疲労耐久性が損なわれないようにするものとする。	コンクリートを主体とする床版の破壊メカニズムは、複雑であり設計計算による疲労耐久性の照査は困難である。	・PC合成床版の疲労耐久性の照査 ・主桁上フランジ切り欠き部の疲労耐久性の照査	疲労耐久性確認試験	検証事例8
（C）維持管理性能 道示Ⅰ1.5(1) 供用中の日常点検、材料の状態の調査、補修作業等が容易に行えること。	下面がPC板に覆われており、場所打ちRC床版の損傷状況が確認できない。	PC板下面の状況により判断する。	輪荷重走行試験における損傷メカニズムとの対比	検証事例9
	セグメント内部の床版は外部から目視できない。	セグメント内の点検スペースの確保。	外ケーブルを併用する場合は、点検スペースを考慮した配置とする。	

(1) 傾斜ウエブを有するU形断面に対する施工中の安全性

1-1) ねじり定数の算出方法

■関連する道示の規定

[道示III19.12.12]
　架設にあたっては、必要に応じて各部材に生じる応力及び変形について検討し、安全性を確かめなければならない。なお、架設時における部材の許容応力度は、3 章の規定によるものとする。

架設にあたっては、次の事項について検討しておく必要がある。

1) 部材の仮支持の状態における安全性（傾斜，横座沓，風荷重，地震の影響に対して）
2) 部材吊上時の状態における安全性（傾斜，横座沓）
3) 架設げた上を運搬する場合には、既架設部材の安全性
4) 架設用作業車，架設げたの安全性（強度，たわみ，転倒，逸走，組立解体等に対して）
5) 支保工の安全性（コンクリート打ち込み時，地盤の不等沈下等に対して）

■技術的課題

　コンクリート橋のけたの横座沓に対する安全性の照査に際しては、ねじり定数 Jt が必要となるが、道示Ⅲの表-解 4.4.1 では傾斜ウエブを有するU形断面のねじり定数の算出方法が示されていないため、別途算出する必要がある。

■性能評価の対応策

　以下の対応策が多く採用されている。

① 任意形状断面のねじり定数が算出可能な計算プログラムを使用して算出する。
② **図-2.1** に示すようにT形断面と同様に矩形分割して近似的に算出する。
　この場合、ウエブが傾斜することによる部材長の増分は無視する。

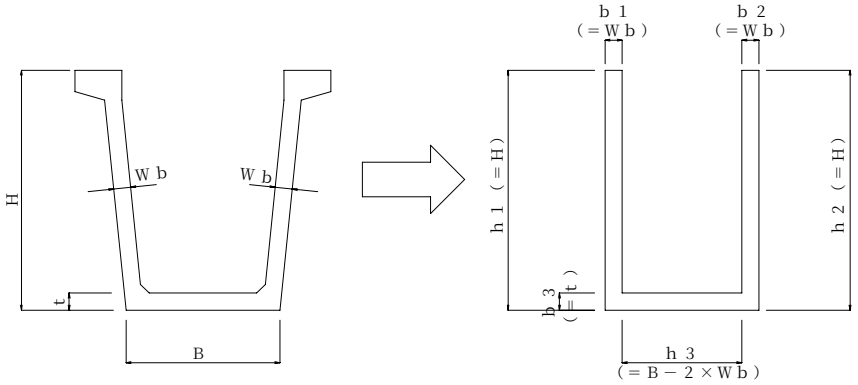


図-2.1　U形断面の換算断面

　この場合、ねじり定数はT形断面と同様に、次式で求めるものとする。

$$Jt = \Sigma\ (bi^3 \cdot hi / \eta 3)$$

【解説】

　以下、コンクリート道路橋施工便覧 2.5.1(c)より、
　一般にけたの横方向座屈を起こす限界等分布荷重 Wcr は、次式によって近似的によって求めることができる。

$$Wcr = \{m \cdot \sqrt{(B \cdot C)}\} / l^3$$

ここに、

m：けたの支承条件によって求まる定数

B：横方向曲げ剛度 $Ec \cdot Ih(kgf \cdot cm^2)$

C：ねじり剛度 $G \cdot J$ $(G = 0.43Ec)$ $(kgf \cdot cm^2)$

l：支持支間長(cm)

安全率Ｆは、けたの単位長さ当りの重量 Wdo との比として、次のように求まる。

$$F1,\ F2 = Wcr / Wdo$$

ここに、

F1：けた端が回転に対して完全に拘束される場合

F2：けた端が回転に対して弾性的に支承されている場合

Wcr の値は、けた端の回転に対する拘束の状態によって決まる定数 m によって変わる。

けた端が回転に対して完全に拘束される場合は m = 28.3 となり、回転に対して弾性的に支承されている場合は、端拘束スプリング定数 $(L \cdot Rx)/2C$ の関数として図 2-18 より m が求まる。

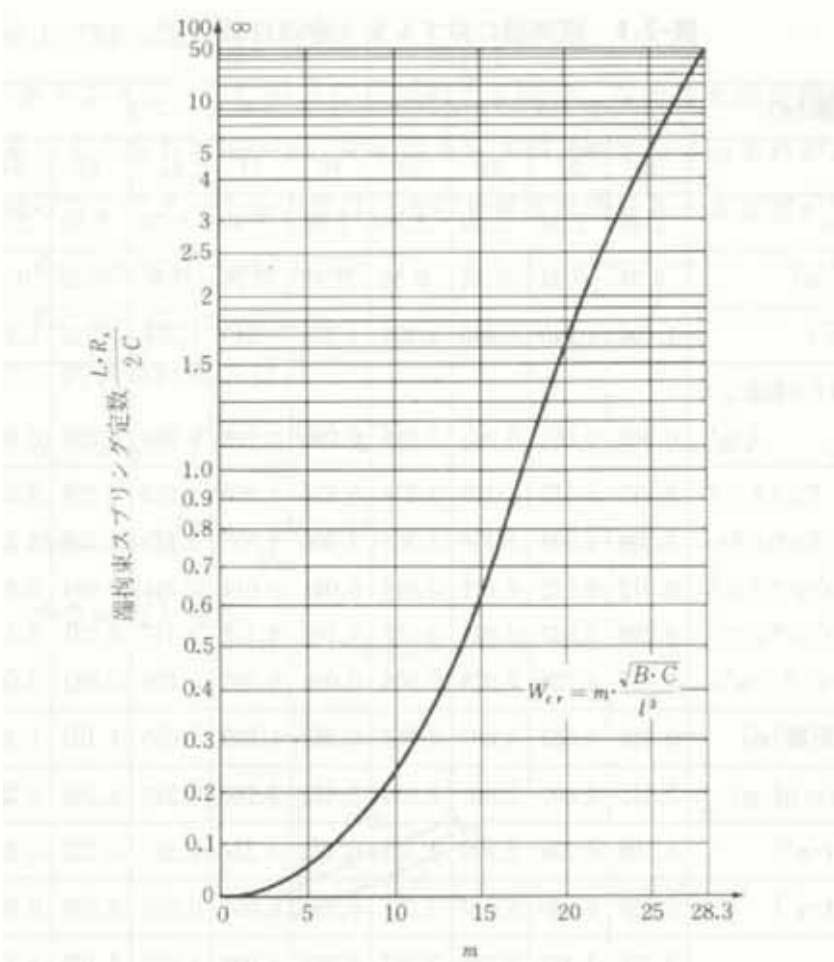


図-2.18　端拘束スプリング定数と m の関係（J. Muller）

(L･Rx)／2C は、けたを両端２箇所で鉛直に吊る場合（図-2.17 参照)、次の式から求められる。

$$Rx = (q \cdot L \cdot e) / 2$$

ここに、

L：けた長(cm)

q：けた自重の分布荷重(kgf/cm)

Rx：拘束に対するばね定数 (kgf･cm)

e：けた図心から吊り点までの距離（図-2.15，2.16 参照）

$$e = yo + h \ (cm)$$

yo：図心から上縁までの距離(cm)

h：けた上縁から吊り点までの距離(cm)

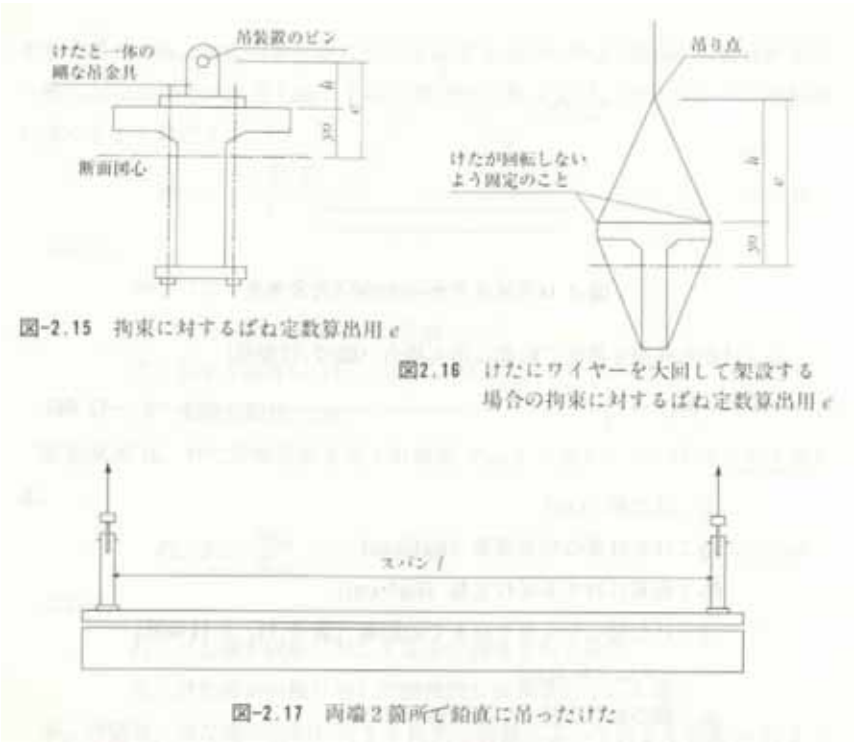


図-2.15　拘束に対するばね定数算出用 e

図2.16　けたにワイヤーを大回して架設する
場合の拘束に対するばね定数算出用 e

図-2.17　両端２箇所で鉛直に吊ったけた

なお、けたにワイヤーを大回しして架設する場合は、けたが回転しないようにけたとワイヤーを固定する必要がある。また、けたが傾きはじめたときワイヤーののびで変形が増大しないように、けた自重に対して十分太径のワイヤーを使用しなければならない。

プレキャストセグメント工法の場合は、継目部に補強筋が配置できないため、架設に際しては一層注意を要する。プレキャストセグメント工法の場合の判定例は、次式を参考としてよい。

F1，F2≧4.0　　架設中安全であるといえる。

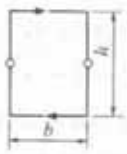
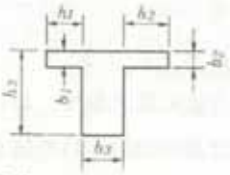
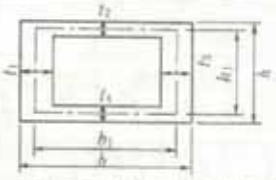
4.0＞F1，F2≧2.5　次に示す方法などで架設中の安全率を 4.0 以上とするか、けたの架設中の傾きにより発生する引張力に対して十分補強するのがよい。

F1，F2＜2.5　　次に示す方法などで架設中の安全率を 4.0 以上とするか、2.5 以上としたうえで、けたの架設中の傾きにより発生する引張力に対して十分補強するのがよい。

以上、コンクリート道路橋施工便覧より

道示Ⅲ4.4 では、表-解 4.4.1 に長方形，T形，および箱形断面のねじり定数 Jt の算出方法が示されているが、傾斜ウエブを有するU形断面の算出方法は示されていない。

表-解 4.4.1 K_t および J_t の値

	断面形状	K_t	J_t
長方形	 ここに， b：長方形断面の短辺の長さ (mm) h：長方形断面の長辺の長さ (mm)	i） 長辺の中央に対して $K_t=\frac{b^3\cdot h}{\eta_1}$ ii） 短辺の中央に対して $K_t=\frac{b^3\cdot h}{\eta_1\cdot\eta_2}$ h/b ： η_1 ： η_2 ： η_3 1 ： 4.80 ： 1.00 ： 7.11 2 ： 4.07 ： 0.795 ： 4.37 3 ： 3.74 ： 0.753 ： 3.80 5 ： 3.43 ： 0.743 ： 3.43 10 ： 3.20 ： 0.742 ： 3.20 20 ： 3.10 ： 0.742 ： 3.10 ∞ ： 3.00 ： 0.742 ： 3.00	$J_t=\frac{b^3\cdot h}{\eta_3}$
T形	 ここに， h_i，b_i：それぞれ分割した長方形断面の長辺および短辺の長さ (mm) b_i'：注目している分割長方形の短辺の長さ (mm)	$Kt=\frac{\Sigma h_i\cdot b_i^3}{3.5b_i'}$	$J_t=\Sigma\frac{b_i^3\cdot h_i}{\eta_3}$
箱形	 部材の厚さとその厚さ方向の箱形断面の全幅との比が0.15をこえる場合は中実断面とみなして K_t を求めるのがよい。	$\tau_n=\frac{M}{K_n}$ $K_n=2A_m\cdot t_i$ ここに， $A_m=b_1\cdot h_1$ $b_1=b-\left(\frac{t_1}{2}+\frac{t_3}{2}\right)$ $h_1=h-\left(\frac{t_2}{2}+\frac{t_4}{2}\right)$	$J_t=\frac{1}{\frac{1}{4A_m^2}\left(\frac{h_1}{t_1}+\frac{b_1}{t_2}+\frac{h_1}{t_3}+\frac{b_1}{t_4}\right)}$

[検証事例①：U形断面のねじり定数の算出]

[検証事例②：主桁架設時の横座沓の照査]

[参考文献]

1)（社）日本道路協会：コンクリート道路橋施工便覧，平成 10 年 1 月

1-2) 施工中の照査項目

■関連する道示の規定

[道示III17.2]
(2) プレキャストセグメントは、施工各段階において、安全性が確保されるようにするものとする。
(5) プレキャストセグメントは、吊上げ時，運搬時及び架設時に生じる応力度に対して照査を行うものとする。

■技術的課題

Uコンポ構造は、場所打ち床版の施工までは傾斜ウエブを有するU形断面形状であるために、本構造特有の施工中の照査項目を有するが、道示ではこのようなU形断面を想定していないため触れられていない。

■性能評価の対応策

① 傾斜ウエブを有するために、セグメント吊り上げ時にウエブ外側に引張応力が発生し、ひび割れが発生する懸念が考えられる。対応策として、形状保持材によって引張応力の発生を抑制する方法や、補強鉄筋を配置して有害なひび割れの発生を防ぐ方法などが採用されている。

② 傾斜ウエブを有するために、場所打ち床版コンクリートの打設時にウエブ内側に引張応力が発生し、ひび割れが発生する懸念が考えられる。床版コンクリート打設時の荷重状態を**図-2.2**に示す。対応策として補強鉄筋の配置などが考えられる。

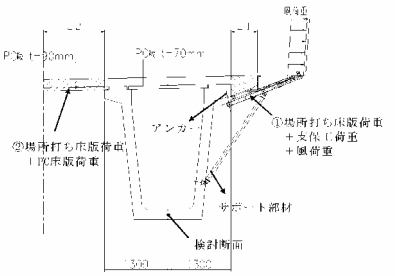


図-2.2　床版コンクリート打設時の荷重載荷図

【解説】

① 形状保持材の例を**図-2.3**に示す。吊り上げ時にウエブが内側に倒れようとする変形を抑えるとともに、外側への変形も抑えられる構造とすることが望ましい。

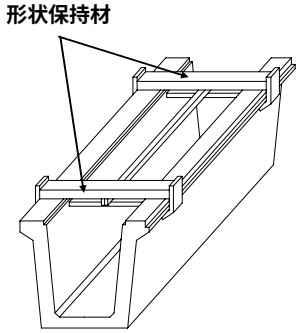


図-2.3　吊り上げ時の補強例

補強鉄筋量の算出にあたっては、３次元ＦＥＭ解析による方法も考えられる。解析モデルの例を**図-2.4** に示す。

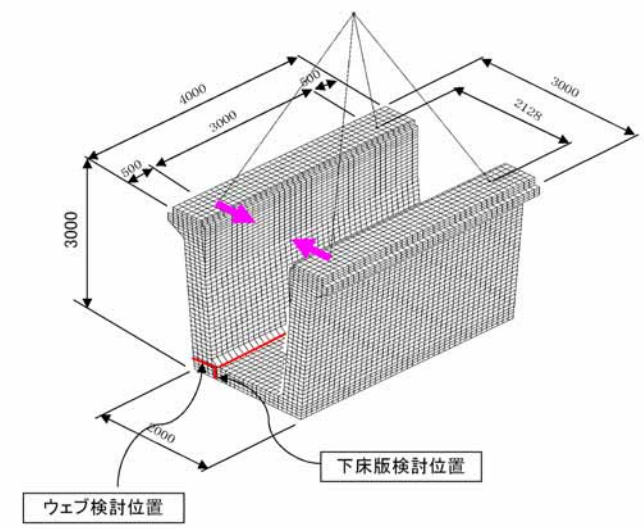


図-2.4　FEM 解析モデル例

[検証事例③：セグメント吊り上げ時の検討]

(2) セグメント製作時のコンクリートの充填性の確保

■関連する道示の規定

[道示III6.6.2]

(4) 主鉄筋及び PC 鋼材（シースを含む）のそれぞれのあき、ならびに主鉄筋と PC 鋼材（シースを含む）のあきは、それぞれ 40mm 以上かつ粗骨材の最大寸法の 4/3 倍以上とするものとする。ただし、プレキャスト部材においては、それぞれ 20mm 以上かつ粗骨材の最大寸法の 4/3 倍以上とするものとする。

（4）コンクリート橋では、比較的硬練りのコンクリートが使用され，その締め固めには一般に直径 50mm から 60mm 程度の内部振動機が使用される。したがって，内部振動機が底部の型わくまで容易にそう入でき，締め固めができるようにあきを設ける必要がある。

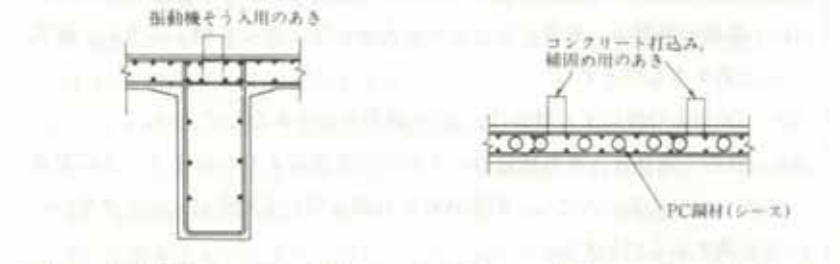


図-解 6.6.1 振動機そう入用の鋼材のあき　図-解 6.6.2 箱げたのフランジの鋼材のあき

■技術的課題

Uコンポ構造では軽量化を目的として薄肉部材としているため、内部振動機のそう入用のあきを確保することができない場合がある。

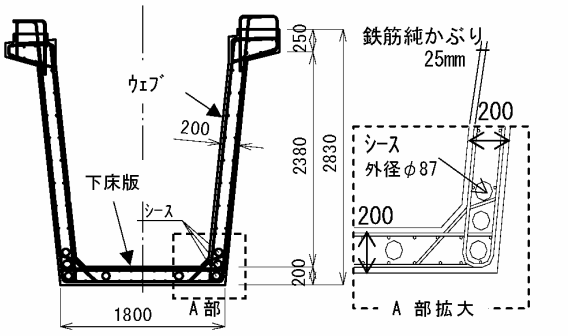


図-2.5　主桁セグメントの断面図例

■性能評価の対応策

以下の対策が考えられる。

① 自己充填性を有する高流動コンクリートの採用
② 外ケーブルへの変更
③ 透明型枠の使用
④ ウエブ側面のコンクリート打設孔の設置
⑤ 打設試験の実施

[検証事例④：打設試験による高流動コンクリートの自己充填性の確認]

(3) ＰＣ合成床版を道示に準拠して設計するための前提条件の確認

3-1) 平面保持の確認

■関連する道示の規定

[道示III4.2.3]
(2)　鉄筋コンクリート構造
　1)　維ひずみは中立軸からの距離に比例する。
(3)　プレストレストコンクリート構造
1)　維ひずみは中立軸からの距離に比例する。

（2）鉄筋コンクリート構造
　1)　鉄筋コンクリート構造においては、部材断面のひずみ分布は平面保持の法則にしたがうものとした。
(3) プレストレストコンクリート構造
　1)　プレストレストコンクリート構造においても、鉄筋コンクリート構造と同様に平面保持の法則にしたがうものとした。

■技術的課題

ＰＣ合成床版は、PC 板と場所打ちコンクリートが一体となって挙動する必要がある。

■性能評価の対応策

PC 板の上面に適切な凹凸を設けることによって、PC 板と場所打ちコンクリートが一体となって挙動することが過去の実験で確認されている。

①　実験による検証(1)（参考文献 3-1）

建設省土木研究所らによる疲労耐久性確認試験では、PC 板と場所打ちコンクリートは輪荷重走行試験の破壊直前まで一体性を保ち、合成床版として挙動していたことが確認されている。

②　実験による検証(2)（参考文献 3-2）

三瀬らによる実験では、場所打ちコンクリートと PC 板のひずみを計測し、平面性が確保されていることが確認されている。

【解説】

道示 11.4 では構造細目として以下のように記述されている。

(5)　場所打ちコンクリートと接するプレキャストＰＣ板の上面には、床版の支間方向に凹凸を設けることを標準とするものとする。

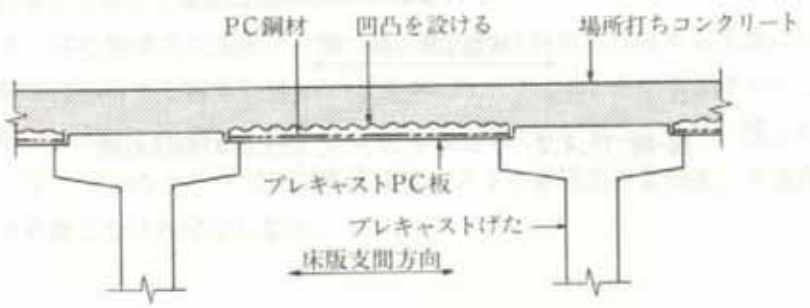


図-11.4.2　プレキャスト PC 板に設ける凹凸

(5)　プレキャストＰＣ板と場所打ちコンクリートを一体化させ合成構造とするには、両者の結合面におけるせん断力の確実な伝達が必要であるため、プレキャストＰＣ板の上面に凹凸を設けることを標準としたものである。

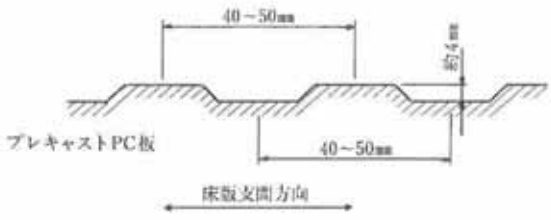


図-解 11.4.2　プレキャスト PC 板上面の形状の例

[検証事例⑤：定点疲労載荷試験によるＰＣ合成床版の平面保持の確認]

[参考文献]

3-1) 建設省土木研究所　他：コンクリート橋の設計・施工の省力化に関する共同研究報告書（Ⅱ），平成 10 年 12 月

3-2) 三瀬，柿崎，種田，阿部：ＰＣＵ型桁合成床版載荷実験，土木学会第 55 回年次学術講演会論文集，平成 12 年 9 月

3-2) 等方性の確認

■関連する道示の規定

[道示III7.4.2]

(1)　B活荷重で設計する橋においては、T荷重（衝撃を含む）による床版の単位幅（1m）あたりの設計曲げモーメントは、表-7.4.2 に示す式で算出するものとする。ただし、床版の支間が車両進行方向に直角の場合の単純版、連続版及び片持版の支間方向の設計曲げモーメントは、表-7.4.1 により算出した曲げモーメントに表-7.4.2 又は表-7.4.3 の割増し係数を乗じた値とする。

(2)　A活荷重で設計する橋においては、設計曲げモーメントは、表-7.4.1 に示す式で算出した値を 20%低減した値としてよい。

表-7.4.1　T荷重（衝撃を含む）による床版の単位幅（1m）あたりの設計曲げモーメント　(kN・m/m)

版の区分	曲げモーメントの種類	構造	床版の支間の方向 l(m) / 曲げモーメントの方向 / 適用範囲	車両進行方向に直角		車両進行方向に平行	
				支間方向	支間に直角方向	支間方向	支間に直角方向
単純版	支間曲げモーメント	RC	$0 \leq l \leq 4$	$+(0.12l+0.07)P$	$+(0.10l+0.04)P$	$+(0.22l+0.08)P$	$+(0.06l+0.06)P$
		PC	$0 \leq l \leq 6$				
連続版	支間曲げモーメント	RC	$0 \leq l \leq 4$	+(単純版の80%)	+(単純版の80%)	+(単純版の80%)	+(単純版の80%)
		PC	$0 \leq l \leq 6$				
	支点曲げモーメント	RC	$0 \leq l \leq 4$	$-(0.15l+0.125)P$	—	−(単純版の80%)	—
		PC	$0 \leq l \leq 6$				
片持版	支点曲げモーメント	RC	$0 \leq l \leq 1.5$	$\frac{-P \cdot l}{1.30l+0.25}$	—	$-(0.7l+0.22)P$	—
		PC	$0 \leq l \leq 1.5$				
			$1.5 < l \leq 3.0$	$-(0.6l-0.22)P$			
	先端付近曲げモーメント	RC	$0 \leq l \leq 1.5$	—	$+(0.15l+0.13)P$	—	$+(0.16l+0.07)P$
		PC	$0 \leq l \leq 3.0$				

ここに，RC：鉄筋コンクリート床版

PC：プレストレストコンクリート床版

l　：7.4.3に規定するT荷重に対する床版の支間（m）

P　：共通編 2.2.2に示すT荷重の片側荷重（100kN）

（注）床版支間の方向は，図-7.3.1による。

表-7.4.2　床版の支間方向が車両進行方向に直角な場合の単純版及び連続版の支間方向曲げモーメントの割増し係数

支間 l (m)	$l \leq 2.5$	$2.5 < l \leq 4.0$	$4.0 < l \leq 6.0$
割増し係数	1.0	$1.0+(l-2.5)/12$	$1.125+(l-4.0)/26$

表-7.4.3　床版の支間方向が車両進行方向に直角な場合の片持版の支間方向曲げモーメントの割増し係数

支間 l (m)	$l \leq 1.5$	$1.5 < l \leq 3.0$
割増し係数	1.0	$1.0+(l-1.5)/25$

(1)(2)（前略）表-7.4.1 の連続版の支点部を除く計算式は、等方性無限単純版と等方性無限片持版を対象に、平成２年道路橋示方書まで用いられてきた T-20 荷重に衝撃の影響を考慮して載荷し、解析により得られた理論値に対して 10%～20%の安全をみた計算式に基づいている。

■技術的課題

PC 板は橋軸直角方向に継ぎ目を有しており、橋軸方向には接続されていないが、設計曲げモーメントを、道示に準拠して算出するためには等方性を確保している必要がある。

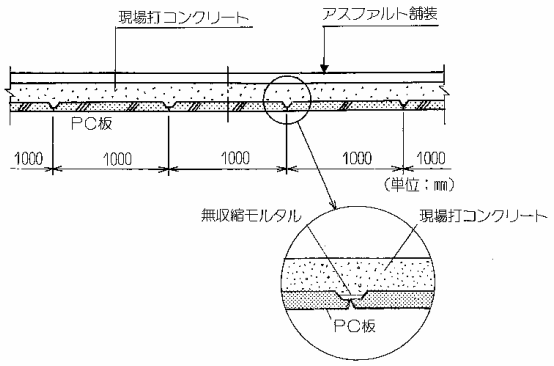


図-2.6　ＰＣ合成床版の側面図

■ **性能評価の対応策**

過去の疲労実験等によって、ＰＣ合成床版は等方性版として設計しても安全側であることが確認されている。

① 構造細目による検証（参考文献 3-3）

場所打ちコンクリートの厚さをＰＣ板の厚さの 1.5 倍以上とし、4.5.1 で規定する鉄筋を配置すれば、既往の実験等により、ＰＣ合成床版が等方性スラブとして挙動することが確認されている。

② 実験による検証（参考文献 3-4）

渡辺らは、場所打ちコンクリートの厚さが PC 板と等しい供試体を用いて移動載荷試験を行い、等方性版として挙動していることを確認している。

[検証事例⑥：移動載荷試験によるＰＣ合成床版の等方性の確認]

[参考文献]

3-3) ＰＣ合成床版協会：道路橋ＰＣ合成床版工法　設計施工便覧，平成 18 年度版

3-4) 渡辺，出光，江本：移動載荷方式による版厚の薄いＰＣ合成床版の挙動，ＰＣ合成床版工法　設計施工指針（案），土木学会，昭和 62 年 3 月

3-3) 床版と支持げたの結合部

■関連する道示の規定

[道示III7.5.1]

(1)　床版と支持げたとの結合部は、応力が円滑に伝わるような構造とするものとする。

(2)　(3)から(5)による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

(3)　床版には、支持げた上でハンチを設けるものとする。

(4)　床版のハンチの傾斜は、１：３よりゆるやかにするのが望ましい。１：３よりきつい場合は、図-7.5.1 に示すように１：３までの厚さを床版として有効な断面とみなすものとする。

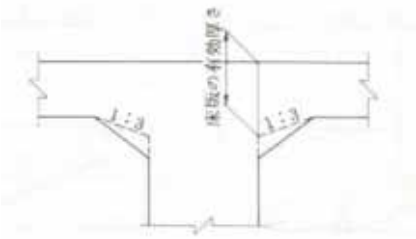


図-7.5.1　ハンチ部の床版の有効高さ

(5)　ハンチには、その内側に沿って鉄筋を配置することを原則とするものとする。ハンチに沿う鉄筋の直径は 13mm 以上とする。

■技術的課題

ＰＣ合成床版部分にはハンチが無く、Ｕコンポ構造の場合は上フランジ幅が小さいため、上フランジ部で床版の断面が急変する。主桁上の負の曲げモーメントに対する有効高さを適切に評価する必要がある。

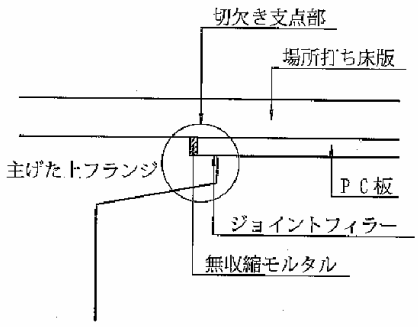


図-2.7　主桁上フランジ詳細図

■　性能評価の対応策

1)　解析による検証（参考文献 3-3）

２次元ＦＥＭ解析により最小主応力のベクトルから有効高さを算出する。

2)　道示の構造細目による検証

道示の構造細目を引用して、１：３までの厚さを有効断面とする。

[検証事例⑦：主桁上フランジ部の負の曲げモーメントに対する有効高さの検討]

(4) ＰＣ合成床版の疲労耐久性

■関連する道示の規定

[道示III7.2.1]

(1)　床版の設計においては、直接支持する活荷重等の影響に対して安全なようにするほか、以下の 1)および 2)の規定を満足するものとする。

1)　活荷重等に対して、疲労耐久性を損なう有害な変形を生じないようにするものとする。

2)　自動車の繰り返し通行に対して、疲労耐久性が損なわれないようにするものとする。

■技術的課題

コンクリートを主体とする床版の破壊メカニズムは、複雑であり設計計算による疲労耐久性の照査は困難である。

■性能評価の対応策

疲労試験により、破壊に至る過程や破壊時の載荷回数、および変位などについて既往のＲＣ床版との相対比較を行うことによって、同等の疲労耐久性を有していることを検証する。

【解説】

建設省土木研究所らによる疲労耐久性確認試験（参考文献 3-1）では、ＲＣ床版とＰＣ合成床版の比較試験を行っており、ＰＣ合成床版がＲＣ床版に比べ大きな疲労耐久性を有していることが確認されている。

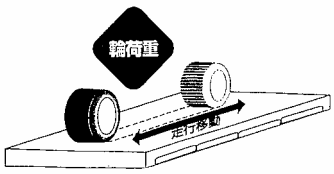


図-3.2.5　輪荷重走行モデル図

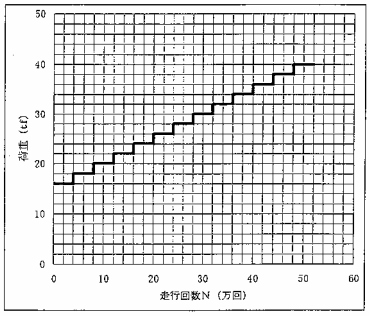


図-3.2.6　載荷方法

[検証事例⑧：輪荷重走行試験によるＰＣ合成床版の疲労耐久性の確認]

(5) ＰＣ合成床版の疲労耐久性

■関連する道示の規定

[道示Ⅰ1.5]

(1)　橋の設計にあたっては、使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、施工品質の確保、維持管理の容易さ、環境との調和、経済性を考慮しなければならない。

(1)（前略）維持管理性の容易さとは、供用中の日常点検，材料の状態の調査，補修作業等が容易に行えることであり、これは耐久性や経済性にも関連するものである。

■技術的課題

ＰＣ合成床版は、下面が PC 板で覆われているために場所打ちコンクリートの劣化および損傷状況が直接目視できない。

■性能評価の対応策

破壊に対してまだ十分耐荷力を残している段階で、PC 板下面にひび割れなどの変状が発生するのであれば、PC 板下面の目視確認によってＰＣ合成床版の日常点検は可能であると考えられる。

【解説】

建設省土木研究所らによる疲労耐久性確認試験（参考文献 3-1）では、繰り返し載荷数 51 万回で破壊したＰＣ合成床版において、33 万回の段階で PC 板下面にひび割れの発生が確認され、ＰＣ合成床版としての一体性を保ちつつ破壊に至っていることが確認されている。

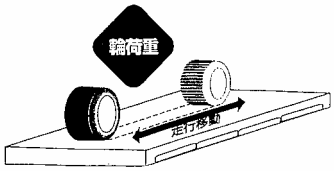


図-3.2.5　輪荷重走行モデル図

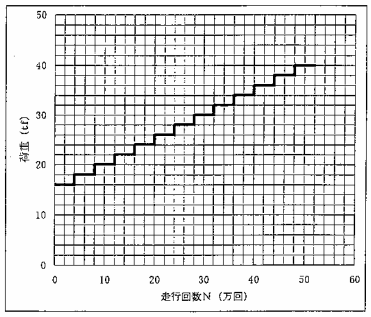


図-3.2.6　載荷方法

[検証事例⑨：輪荷重走行試験によるＰＣ合成床版のひび割れ発生状況の確認]

３．検証事例

検証事例の一覧を**表-3.1** に示す。

表-3.1　検証事例一覧表

No.	検　証　項　目	検 証 方 法	関連事項
①	U形断面のねじり定数の算出	解析による検証	1-1
②	主桁架設時の横座沓の照査	関連基準の準用	1-1
③	セグメント吊り上げ時の検討	解析による検証	1-2
④	打設試験による高流動コンクリートの自己充填性の確認	実験による検証	2
⑤	定点疲労載荷試験によるＰＣ合成床版の平面保持の確認	実験による検証	3-1
⑥	移動載荷試験によるＰＣ合成床版の等方性の確認	実験による検証	3-2
⑦	主桁上フランジ部の負の曲げモーメントに対する有効高さの検討	解析による検証	3-3
⑧	輪荷重走行試験によるＰＣ合成床版の疲労耐久性の確認	実験による検証	4
⑨	輪荷重走行試験によるＰＣ合成床版のひび割れ発生状況の確認	実験による検証	5

Uコンポ構造　検証事例①

検証項目	U形断面のねじり定数の算出		
要求性能	架設時の安全性	関連規定	道示III19.12.2
検証目的	ねじり定数の算出方法		
検証方法	・実験による検証　　**・解析による検証**　　・道路橋示方書の準用		
検証方針	斜ウエブを有するU形断面のねじり定数として、矩形分割して求めても同程度の安全性が確保されることを検証する。		

検証内容

1．概要

斜ウエブを有するU形断面のねじり定数の算出方法は道示に示されていない。T形断面と同様に矩形分割して求めた場合と詳細に求めた場合を比較する。

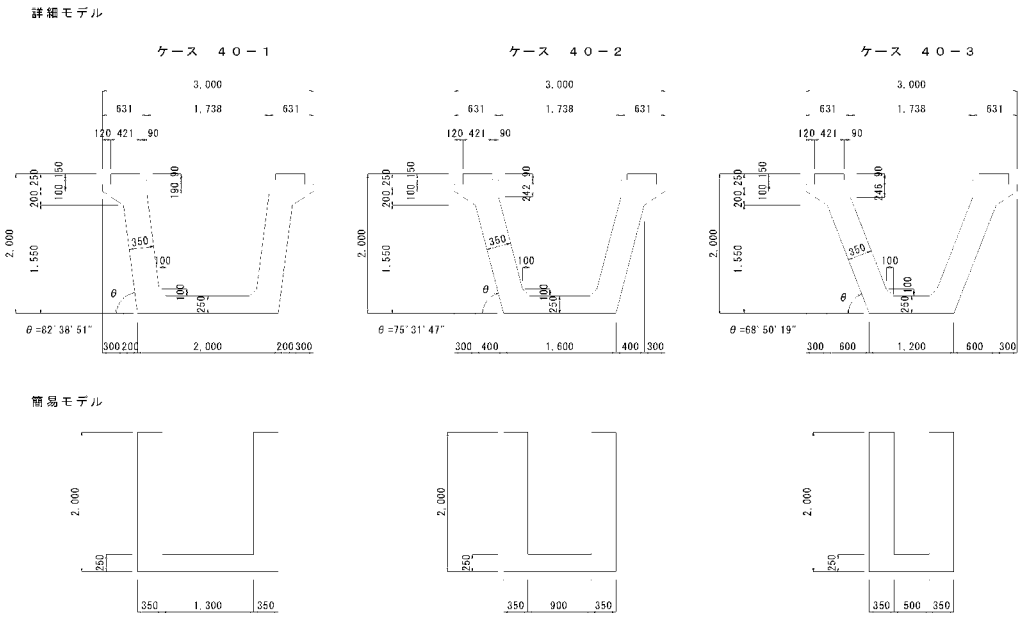
検証方法は、二軸曲げを考慮した任意形RC･SRC断面計算ﾌﾟﾛｸﾞﾗﾑ「UC-win/Section」(フォーラムエイト) によって得られた値と比較することにより行う。

同プログラムは、「プラントルの薄膜アナロジー理論」により任意形状断面のねじり定数を算出している。

2．検討モデルおよびねじりモーメントの比較

検討モデルは、支間40m，50m，60mの3ケースを想定して桁高を設定した。それぞれにおいて、ウエブ傾斜角を3タイプ設定し、全9ケースにおいて比較する。

1) 支間４０mの検討モデル



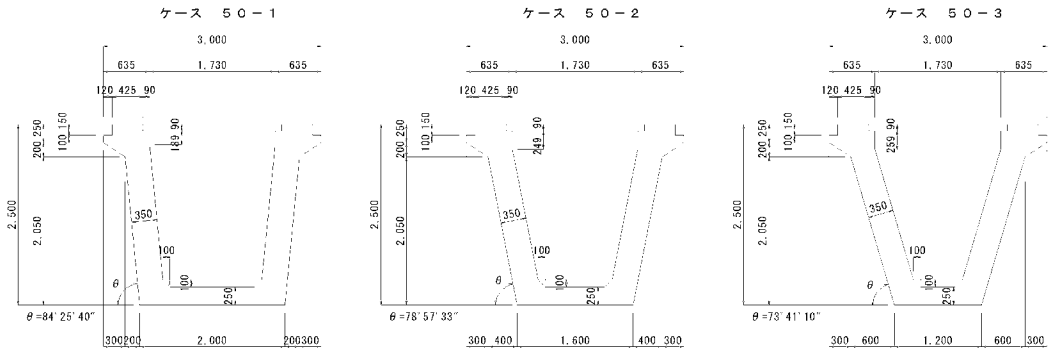
ねじり定数の比較 (支間４０m)

	40-1	40-2	40-3
詳細モデル Jt1 (m4)	0.063329	0.064153	0.063953
簡易モデル Jt2 (m4)	0.056381	0.054252	0.052229
K ＝ Jt2／Jt1	0.890	0.846	0.817

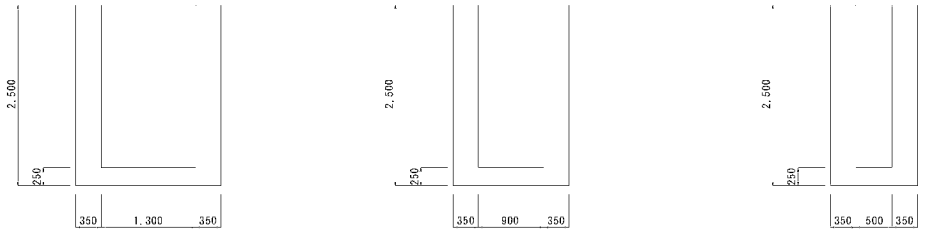
検証内容

2) 支間50mの検討モデル

詳細モデル



簡易モデル

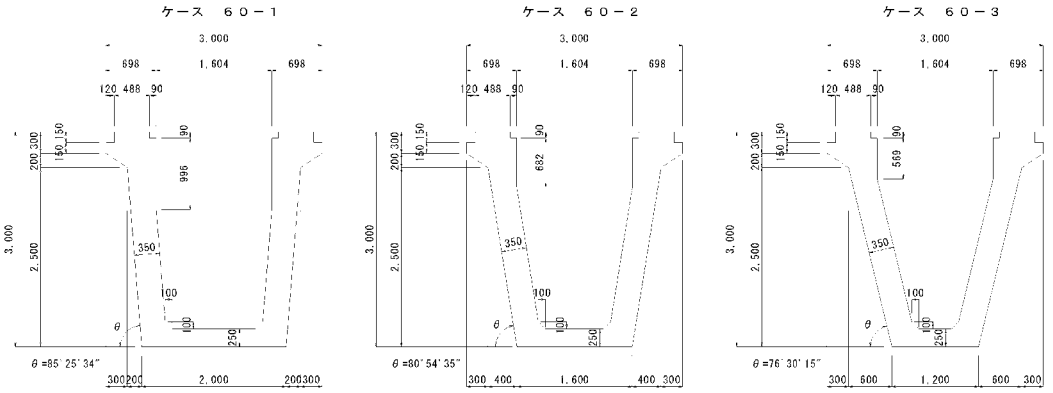


ねじり定数の比較（支間50m）

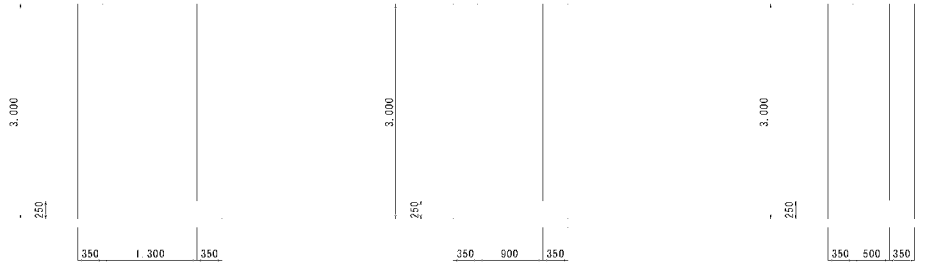
	50-1	50-2	50-3
詳細モデル Jt1 (m4)	0.076992	0.073681	0.079330
簡易モデル Jt2 (m4)	0.070316	0.068188	0.066165
K ＝ Jt1／Jt2	0.913	0.925	0.834

3) 支間60mの検討モデル

詳細モデル



簡易モデル



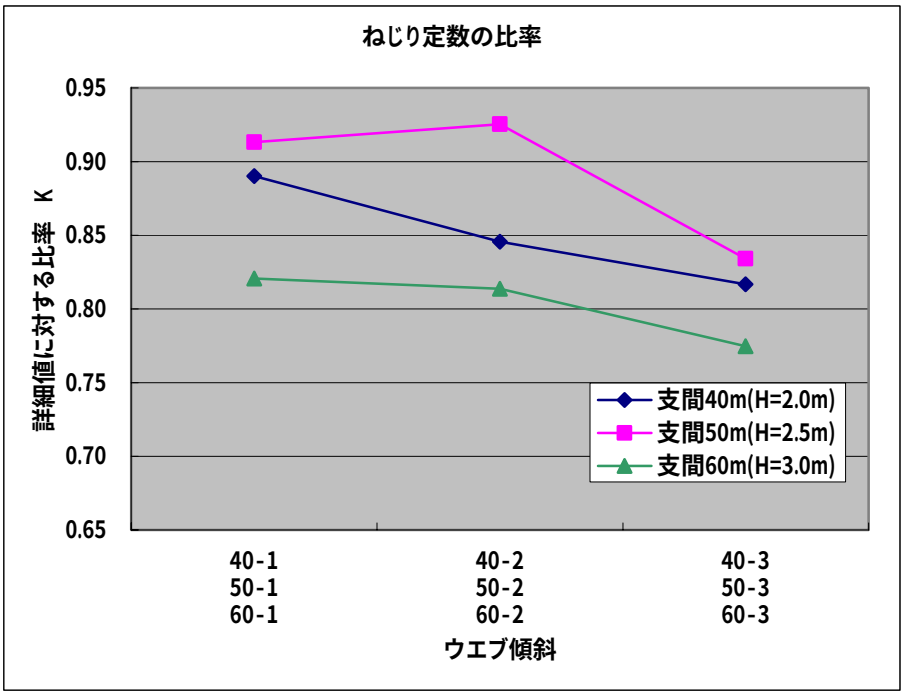
検証内容

ねじり定数の比較（支間６０m）

	60-1	60-2	60-3
詳細モデル Jt1 (m4)	0.10309	0.10137	0.10384
簡易モデル Jt2 (m4)	0.08461	0.08248	0.08046
K ＝ Jt1／Jt2	0.821	0.814	0.775

３．検証結果

全９ケースいずれにおいても簡易モデルにより得られたねじり定数の方が小さい値となり、詳細モデルの値に対して77%～92%の値となった。



留意点

詳細モデルの値に対する精度と、桁高およびウエブ傾斜角との相関性はこの検討からは確認できない。

Uコンポ構造　検証事例②

検証項目	主桁架設時の横座屈の照査		
要求性能	架設時の安全性	関連規定	道示III19.12.2
検証目的	ねじり定数の算出方法		
検証方法	・実験による検証　　・解析による検証　　・道路橋示方書の準用		
検証方針	斜ウエブを有するU形断面のねじり定数として、矩形分割して求めても同程度の安全性が確保されることを検証する。		

検証内容

1．概要

検証事例1で設定した全9ケースのモデルについて、コンクリート道路橋施工便覧に準拠して架設時横座屈の照査を行う。ねじり定数は検証事例1で求めた詳細モデルと簡易モデルの2ケースについて照査し、同程度の安全性が確保されることを検証する。

なお、桁の支持条件として、桁端が回転に対して完全に拘束される場合は、横座屈に対して十分大きな安全率が得られるため、検討を省略する。

2．検討条件

主桁セグメントのコンクリート強度はσck=500kgf/cm^{2}とし、ヤング係数はEc=3.3×10^5 kgf/cm^{2}とする。また、主桁は両端2箇所で鉛直に吊るものとし、桁上縁から吊り装置のピンまでの距離はh=60cmとする。支持支間長は、支間長－20cmとする。

なお、桁の単位長さあたりの重量には、ウエブ・下床版の端部拡幅や横桁重量などは考慮しない。

	40-1 50-1 60-1	40-2 50-2 60-2	40-3 50-3 60-3
支間長（m）	40.000	50.000	60.000
支持支間長（m）	39.800	49.800	59.800
桁　長（m）	41.300	51.500	61.700

3．断面諸元

	断面積	横方向断面2次モーメント	ねじり定数		図心～桁上縁	桁自重の分布荷重
			詳細モデル	簡易モデル		
	(m^2)	(m^4)	(m^4)		(m)	(tf/m)
40-1	1.8942	1.6130	0.063329	0.056381	1.0980	4.7355
40-2	1.8224	1.4105	0.064153	0.054252	1.0583	4.5560
40-3	1.7669	1.2562	0.063953	0.052229	1.0155	4.4173
50-1	2.2443	1.9179	0.076992	0.070316	1.3526	5.6108
50-2	2.1652	1.6550	0.073681	0.068188	1.3078	5.4130
50-3	2.0998	1.4498	0.079330	0.066165	1.2599	5.2495
60-1	2.7073	2.3428	0.103090	0.084609	1.5543	6.7683
60-2	2.6102	2.0170	0.101370	0.082481	1.5107	6.5255
60-3	2.5341	1.7632	0.103840	0.080457	1.4625	6.3353

検証内容

4．架設時横座屈の照査

	端拘束スプリング定数（L･Rx)/2C		支承条件による定数（弾性支承）		安全率（弾性支承）		比　率
	詳細モデル	簡易モデル	詳細モデル	簡易モデル	詳細モデル F2	簡易モデル F2'	F2'/F2
40-1	0.038155629	0.042857661	3.9	4.2	9.03	9.18	1.016
40-2	0.035390570	0.041849356	3.7	4.1	8.39	8.54	1.019
40-3	0.033531713	0.041058677	3.7	4.1	8.15	8.16	1.001
50-1	0.066490664	0.072803476	5.4	5.6	6.48	6.42	0.991
50-2	0.065491876	0.070767685	5.4	5.5	6.10	5.98	0.980
50-3	0.057509839	0.068952702	5.0	5.5	5.66	5.69	1.005
60-1	0.094862371	0.115582997	6.4	7.0	4.70	4.66	0.991
60-2	0.091129460	0.111999047	6.3	6.9	4.42	4.36	0.988
60-3	0.084395828	0.108923558	5.9	6.8	4.03	4.09	1.015

詳細モデルと簡易モデルの差は、この検討では2%未満となった。よって、斜ウエブを有するU形断面のねじり定数の算出にあたっては、T桁断面と同様に矩形分割して算出しても問題ないものと考えられる。このとき、斜ウエブは（直方向部材厚×桁高）として算出する。

【参考文献】
「コンクリート道路橋施工便覧」（（社）日本道路協会　平成10年1月）

留意点

上フランジ幅を一定として、下床版幅を小さくすることにより傾斜ウエブとする場合は、架設時の横座屈に対する安全率が低下するため、注意が必要である。

Uコンポ構造　検証事例③

検証項目	**セグメント吊り上げ時の検討**		
要求性能	**施工時の安全性**	**関連規定**	**道示III17.2(2)**
検証目的	**セグメントの吊り上げ時の照査方法**		
検証方法	**・実験による検証　　・解析による検証　　・道路橋示方書の準用**		
検証方針	**セグメント吊り上げ時に自重により発生する引張応力度が許容値内であることを検証する。許容引張応力度は、σck=60N/mm^{2}の場合、3.0N/mm^{2}とする（道示III3.2(2)施工時荷重に対する許容引張応力度）。**		

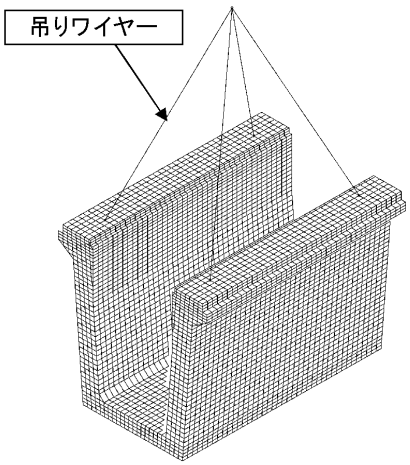
検証内容

1．概要

セグメントがウエブ内に埋め込まれた吊り金具を4本の吊りワイヤーにより1点吊りされた状態を想定し、ワイヤー長を変化させて、ウエブおよび下床版に発生するコンクリートの応力状態を確認する。

吊りワイヤーの長さは8m～4mまで1m毎に変化させ、梁部材として曲げモーメントを求め、応力度を算出する。

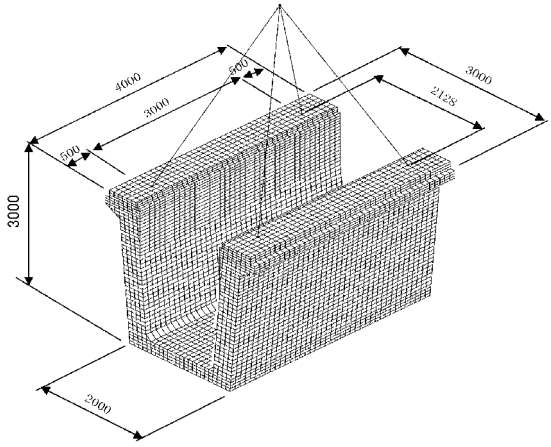
また、ワイヤー長が8m，6m，4mのケースについて3次元ＦＥＭ解析を行い、梁部材の検討と照らし合わせて検証する。



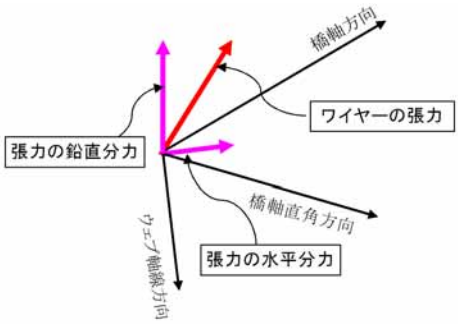
2．セグメントの構造諸元

セグメントの断面寸法及び断面定数

部材項目(mm)		断面定数			
桁高	3000	総断面積		m^2	2.726
主桁上縁幅	3000	断面図芯位置	上縁	m	1.061
主桁下縁幅	2000		下縁	m	−1.939
主桁ウェブ厚	350	断面係数	上縁	m^3	6.265
下床版厚	250		下縁	m^3	−3.428
セグメント重量		L=4.000m		kN	272.60
吊り金具1箇所当たりに作用する鉛直力				kN	68.15



セグメント形状図



ワイヤーに作用する張力の分力図

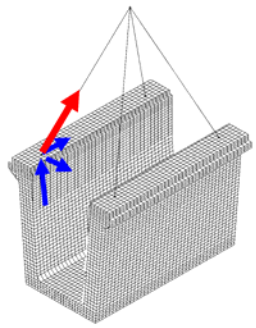
検証内容

3．ワイヤー張力による分力の計算

項目		記号	単位	ワイヤー長 8m	ワイヤー長 7m
ワイヤー長		Lo	m	8.000	7.000
水平距離		Bo	m	1.839	1.839
鉛直距離		Ho	m	7.786	6.754
ワイヤー角度		θ	度	76.710	74.769
ワイヤー張力		T	kN	70.023	70.632
ワイヤー張力の水平分力		TH	kN	16.097	18.556
ワイヤー張力の鉛直分力		TV	kN	68.150	68.150
水平分力	角度	θh	度	54.651	54.651
	橋軸方向	Hb	kN	13.129	15.135
	直角方向	Ha1	kN	9.313	10.736
鉛直分力	角度	θv	度	4.500	4.500
	ウェブ軸方向	Va	kN	68.361	68.361
	直角方向	Ha2	kN	5.364	5.364
合計分力	橋軸方向	Hb	kN	13.129	15.135
	直角方向	Ha	kN	14.677	16.100
	ウェブ軸方向	Va	kN	68.361	68.361

項目		記号	単位	ワイヤー長 6m	ワイヤー長 5m
ワイヤー長		Lo	m	6.000	5.000
水平距離		Bo	m	1.839	1.839
鉛直距離		Ho	m	5.711	4.650
ワイヤー角度		θ	度	72.152	68.420
ワイヤー張力		T	kN	71.599	73.280
ワイヤー張力の水平分力		TH	kN	21.945	26.952
ワイヤー張力の鉛直分力		TV	kN	68.150	68.150
水平分力	角度	θh	度	54.651	54.651
	橋軸方向	Hb	kN	17.899	21.983
	直角方向	Ha1	kN	12.697	15.593
鉛直分力	角度	θv	度	4.500	4.500
	ウェブ軸方向	Va	kN	68.361	68.361
	直角方向	Ha2	kN	5.364	5.364
合計分力	橋軸方向	Hb	kN	17.899	21.983
	直角方向	Ha	kN	18.061	20.957
	ウェブ軸方向	Va	kN	68.361	68.361

項目		記号	単位	ワイヤー長 4m
ワイヤー長		Lo	m	4.000
水平距離		Bo	m	1.839
鉛直距離		Ho	m	3.552
ワイヤー角度		θ	度	62.629
ワイヤー張力		T	kN	76.745
ワイヤー張力の水平分力		TH	kN	35.284
ワイヤー張力の鉛直分力		TV	kN	68.150
水平分力	角度	θh	度	54.651
	橋軸方向	Hb	kN	28.779
	直角方向	Ha1	kN	20.414
鉛直分力	角度	θv	度	4.500
	ウェブ軸方向	Va	kN	68.361
	直角方向	Ha2	kN	5.364
合計分力	橋軸方向	Hb	kN	28.779
	直角方向	Ha	kN	25.778
	ウェブ軸方向	Va	kN	68.361



4．橋軸方向水平力およびセグメント自重による応力度

橋軸方向に作用する吊りワイヤーの張力分力とセグメント自重による鉛直力によるコンクリート応力度を算出する。

断面定数			
総断面積		m^2	2.726
断面図芯位置	上縁	m	1.061
	下縁	m	-1.939
断面係数	上縁	m^3	6.265
	下縁	m^3	-3.428
セグメント単位重量		kN/m	68.150

セグメント重量による曲げ応力度

曲げモーメント		kN·m	68.150
曲げ応力度	上縁	N/mm^2	0.011
	下縁	N/mm^2	-0.020

計算支間 L = 3.000 m

部材長 Lo = 4.000 m

張力の橋軸方向分力による応力度

項目		単位	ワイヤー長 8m	ワイヤー長 7m	ワイヤー長 6m
張力		kN	26.258	30.270	35.798
図芯位置までの距離		m	1.061	1.061	1.061
曲げモーメント		kN·m	27.860	32.116	37.982
曲げ応力度	上縁	N/mm^2	0.004	0.005	0.006
	下縁	N/mm^2	-0.008	-0.009	-0.011
合計曲げ応力度	上縁	N/mm^2	0.015	0.016	0.017
	下縁	N/mm^2	-0.028	-0.029	-0.031

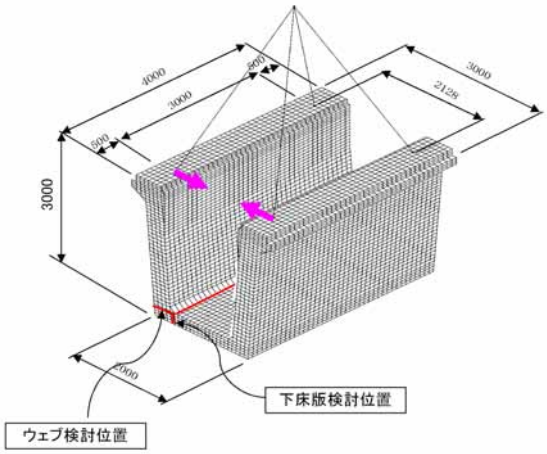
項目		単位	ワイヤー長 5m	ワイヤー長 4m	
張力		kN	43.966	57.558	
図芯位置までの距離		m	1.061	1.061	
曲げモーメント		kN·m	46.648	61.069	
曲げ応力度	上縁	N/mm^2	0.007	0.010	
	下縁	N/mm^2	-0.014	-0.018	
合計曲げ応力度	上縁	N/mm^2	0.018	0.021	
	下縁	N/mm^2	-0.034	-0.038	

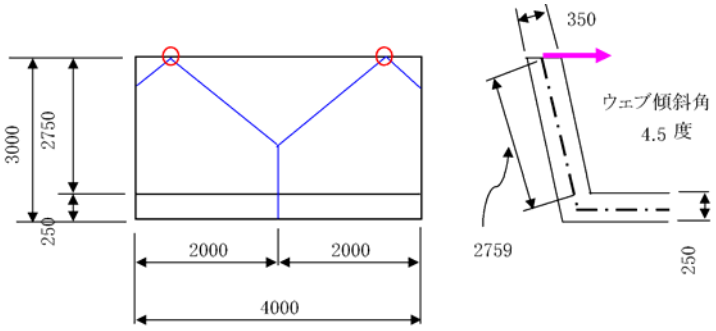
橋軸方向の梁としての検討では、許容値を上回る引張応力は発生していない。

5．橋軸直角方向水平力による応力度

橋軸直角方向水平力に対しては、ウエブ付け根の断面にて、片持ち梁構造として検討を行う。抵抗断面は45度分布と考え、重複する箇所を割愛したものとし、セグメント長の1/2を抵抗断面とした。ウエブには下床版自重が作用するが、微少と考えられるため曲げモーメント算出においては考慮しないこととした。

下床版の検討は、付け根モーメントとしてウエブに作用する曲げモーメントと同等とし、床版図心位置には引張力が作用しているものとして行うこととする。





検証内容

1）ウエブ付け根部の曲げ応力度

項目		単位	ワイヤー長 8m	ワイヤー長 7m	ワイヤー長 6m
部材高		m	0.350	0.350	0.350
部材幅		m	2.000	2.000	2.000
総断面積		m^2	0.700	0.700	0.700
断面係数	内側	m^3	0.041	0.041	0.041
	外側	m^3	−0.041	−0.041	−0.041
ウェブ傾斜角		度	4.500	4.500	4.500
張力		kN	14.677	16.100	18.061
ウェブ軸方向力		kN	−1.152	−1.263	−1.417
ウェブ軸直角方向力		kN	14.632	16.050	18.005
作用アーム長		m	2.759	2.759	2.759
曲げモーメント		kN·m	40.370	44.282	49.676
曲げ応力度	内側	N/mm^2	0.988	1.084	1.216
	外側	N/mm^2	−0.991	−1.087	−1.220

項目		単位	ワイヤー長 5m	ワイヤー長 4m
部材高		m	0.350	0.350
部材幅		m	2.000	2.000
総断面積		m^2	0.700	0.700
断面係数	内側	m^3	0.041	0.041
	外側	m^3	−0.041	−0.041
ウェブ傾斜角		度	4.500	4.500
張力		kN	20.957	25.778
ウェブ軸方向力		kN	−1.644	−2.023
ウェブ軸直角方向力		kN	20.892	25.699
作用アーム長		m	2.759	2.759
曲げモーメント		kN·m	57.641	70.904
曲げ応力度	内側	N/mm^2	1.410	1.735
	外側	N/mm^2	−1.415	−1.741

ウエブ付け根部には許容値を上回る引張応力度は発生していない。

検証内容

2) 下床版付け根部の曲げ応力度

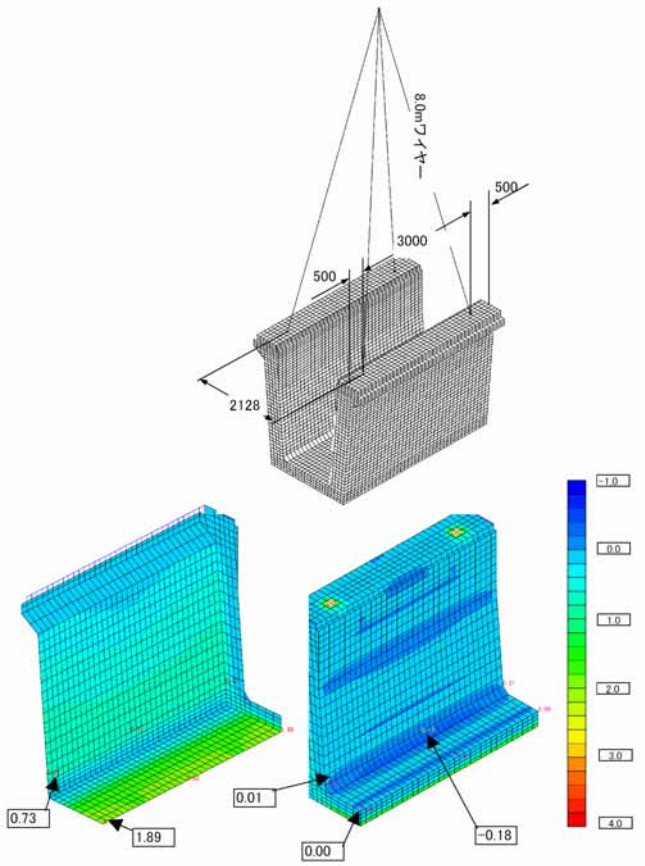
項目		単位	ワイヤー長 8m	ワイヤー長 7m	ワイヤー長 6m
部材高		m	0.250	0.250	0.250
部材幅		m	2.000	2.000	2.000
総断面積		m^2	0.500	0.500	0.500
断面係数	内側	m^3	0.021	0.021	0.021
	外側	m^3	-0.021	-0.021	-0.021
部材軸方向力		kN	-14.677	-16.100	-18.061
曲げモーメント		kN·m	40.370	44.282	49.676
曲げ応力度	内側	N/mm^2	1.912	2.097	2.352
	外側	N/mm^2	-1.970	-2.161	-2.424

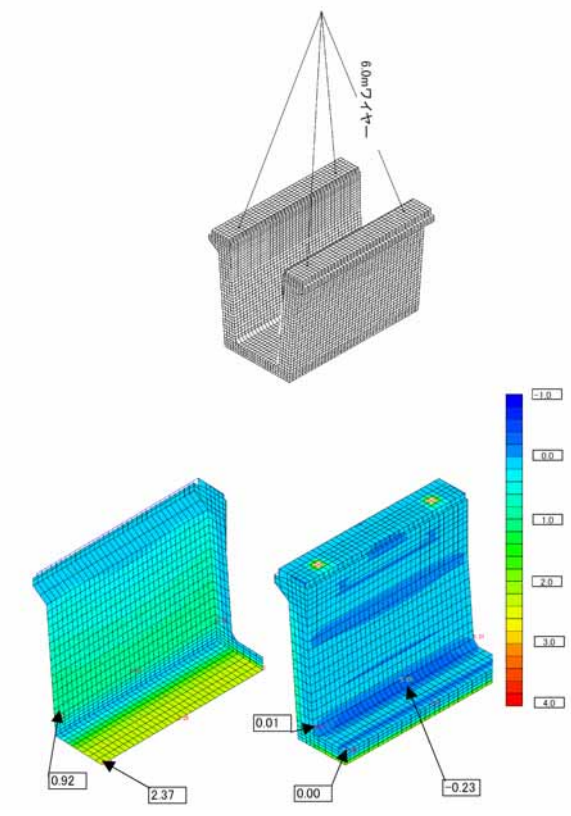
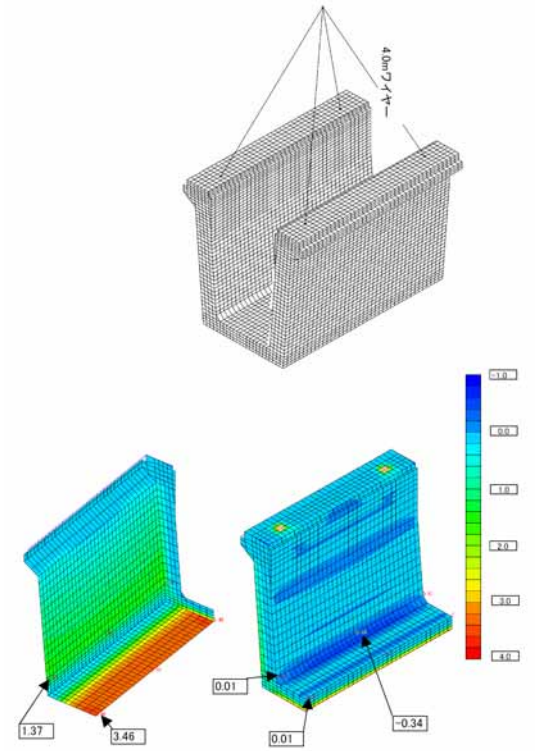
項目		単位	ワイヤー長 5m	ワイヤー長 4m
部材高		m	0.250	0.250
部材幅		m	2.000	2.000
総断面積		m^2	0.500	0.500
断面係数	内側	m^3	0.021	0.021
	外側	m^3	-0.021	-0.021
部材軸方向力		kN	-20.957	-25.778
曲げモーメント		kN·m	57.641	70.904
曲げ応力度	内側	N/mm^2	2.729	3.357
	外側	N/mm^2	-2.813	-3.460

ワイヤー長を4mとした場合は、許容値を上回る引張応力度が発生する。

6．FEM解析による検討

1) 8mワイヤーで吊り上げた場合



検証内容	2) 6mワイヤーで吊り上げた場合  3) 4mワイヤーで吊り上げた場合  ワイヤー長を4mとした場合は、下床版に許容値を上回る引張応力度が発生する。

検証内容

7．検証結果

セグメントをワイヤーによる1点吊りとした場合、橋軸方向には問題となる応力は発生しない。橋軸直角方向の応力度に着目して、ＦＥＭ解析結果と比較して、梁部材としての照査方法の妥当性を確認する。

セグメント吊り上げ時の梁部材としての検討結果

吊り材長さ		m	8.0	7.0	6.0	5.0	4.0
吊り材張力		kN	70.023	70.632	71.599	73.280	76.745
ウェブの応力度	内側	N/mm^2	0.99	1.08	1.22	1.41	1.74
	外側	N/mm^2	−0.99	−1.09	−1.22	−1.42	−1.74
曲げひび割れ強度		N/mm^2	−1.51	−1.51	−1.51	−1.51	−1.51
下床版の応力度	内側	N/mm^2	1.91	2.10	2.35	2.73	3.36
	外側	N/mm^2	−1.97	−2.16	−2.42	−2.81	−3.46
曲げひび割れ強度		N/mm^2	−1.51	−1.51	−1.51	−1.51	−1.51

セグメント吊り上げ時のFEM解析結果

吊り材長さ		m	8.0	7.0	6.0	5.0	4.0
ウェブの応力度	内側	N/mm^2	0.18		0.23		0.34
	外側	N/mm^2	−0.73		−0.92		−1.37
下床版の応力度	内側	N/mm^2	0.00		0.00		−0.01
	外側	N/mm^2	−1.89		−2.37		−3.46

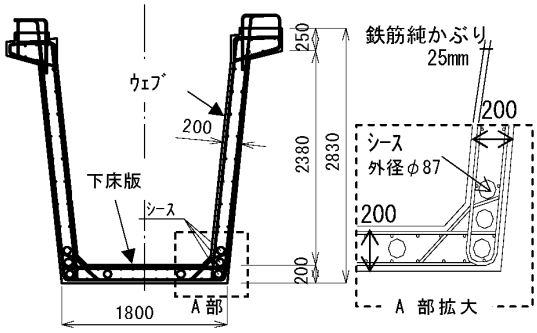
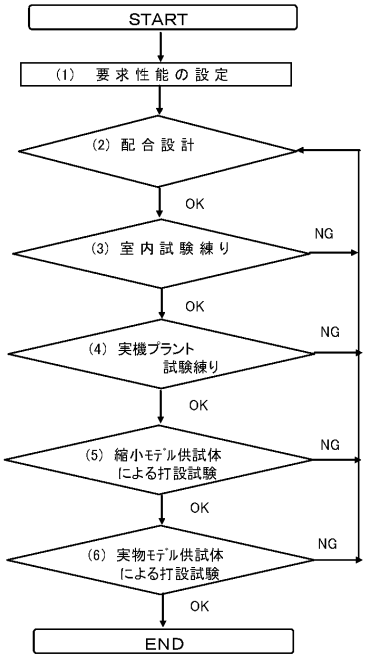
ＦＥＭ解析結果より、ウエブ付け根位置及び下床版の応力分布は橋軸方向に一様となっており、局部的な応力は発生していない。梁部材としての検討結果はＦＥＭ解析結果と同様の傾向を示している。

留意点

本検討のモデルにおいては、吊りワイヤーの長さを4mとした場合は、下床版に3.0N/mm2を上回る引張応力度が発生している。ワイヤー長を長くするか、何らかの治具により主桁上縁部の変形を拘束するなどの対策が必要である。

また、発生している引張応力度に対しては、引張鉄筋を配置して補強する必要がある。

Uコンポ構造　検証事例④

検証項目	打設試験による高流動コンクリートの自己充填性の確認		
要求性能	施工品質の確保	関連規定	道示Ⅰ1.5(1)
検証目的	自己充填性を有する高流動コンクリートを適用することにより、コンクリートの充填性を確認する。		
検証方法	・実験による検証　　・解析による検証　　・道路橋示方書の準用		
検証方針	縮小モデル供試体による打設実験により、コンクリートの充填性を検証する。		
検証内容	1．概要 Uコンポ構造の主桁セグメントは、ウエブおよび下床版の部材厚が薄く、内ケーブルシースや鉄筋が高密度で配置され、内部振動機による振動･締固めが困難なため、自己充填性を有する高流動コンクリートを適用して対処する。 ここでは、参考文献（事例）を引用して、縮小モデル打設実験の概要を示す。 2．セグメント断面図  3．検討フロー  		

検証内容

4．要求性能の設定

高流動コンクリートの自己充填性レベルは3ランクに分類される。本事例では、部材寸法，かぶり，鋼材量から、自己充填性の最も厳しいランク1を採用している。

表－１　ランク１の目標値

	目標値	要求性能
スランプフロー（mm）	650±50	流動性
500mmフロー到達時間（s）	5～20	材料分離抵抗性
U形充てん高さ（mm）	300以上（障害RI）	自己充てん性

5．縮小モデル供試体による打設実験

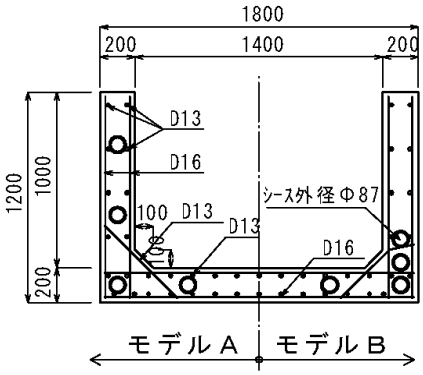
1）モデル形状

本事例では、シースの配置が異なる2ケースのモデルを用いている。モデルAはシース曲げ上げ区間，モデルBはシース直線区間を想定している。

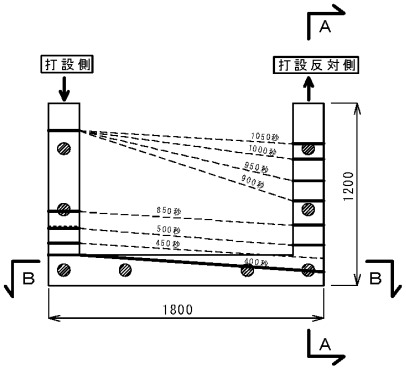
2）モデルA打設実験

モデルAでは、片側のウエブから片押しで、振動を与えず自己充填により打設した。

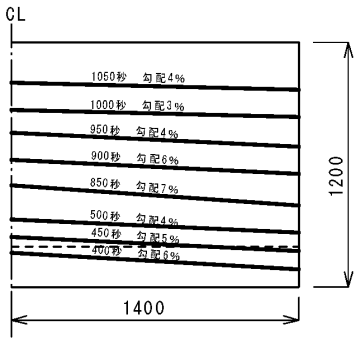
コンクリートの流動履歴を下図に示す。



図－８　モデル形状



図－９　ｺﾝｸﾘｰﾄの流動履歴（断面）



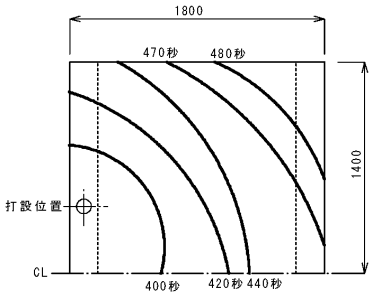
図－10　ｺﾝｸﾘｰﾄの流動履歴（側面，A-A 断面）

モデルAの打設実験より得られた知見を以下に示す。

・片側のウエブからの打設でも打設反対側のウエブ天端まで充填できるが、打設反対側のウエブは粗骨材量が少ない傾向にあった。流動方向が上向きとなるため粗骨材が損失したものと考えられる。

・ウエブ内での流動勾配はほとんどない。

・下床版は同心円状にほぼ均等に流動する。



図－11　ｺﾝｸﾘｰﾄの流動履歴（下床版，B-B 断面）

検証内容	4）モデルB打設実験 モデルBでは、モデルAの実験結果を踏まえて、下床版を打設後、両ウエブ均等に打設した結果、十分な充填性能が確保されていることを確認した。 6．評価 本事例では、縮小モデルによる実験の後、型枠の一部に透明型枠を使用して、実物モデルの供試体によって打設試験を行っている。 打設時の目視観察では、透明型枠を用いた確認箇所には材料分離は発生しておらず、優れた流動性が確認されている。 また、型枠解体後の目視観察では、有害な気泡の発生も含めて未充填部は確認されず、自己充填性能が検証されている。 写真－２　ウェブ部充てん状況 写真－３　供試体状況（第５ブロック） 【参考文献】 足立，酒井田，渡辺，原田「ＰＣＵコンポ橋への高流動コンクリートの適用」，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.1，2006
留意点	自己充填性を有する高流動コンクリートを用いても片側のウエブからのみの打設では材料分離のおそれがあることが確認できた。下床版の打設後は両側のウエブから均等に打設する必要がある。

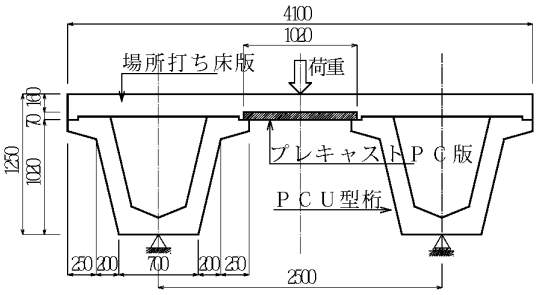
Uコンポ構造　検証事例⑤

検証項目	定点疲労載荷試験によるＰＣ合成床版の平面保持の確認		
要求性能	床版の耐荷力性能	関連規定	道示III7.2(1)
検証目的	プレキャストＰＣ板と場所打ちコンクリートの合成構造であるＰＣ合成床版において、設計計算上の仮定である平面保持が成立していることを確認する。		
検証方法	・実験による検証　　・解析による検証　　・道路橋示方書の準用		
検証方針	実物大の供試体を用いた定点疲労載荷試験によって、場所打ちコンクリートとプレキャストＰＣ板のひずみを計測して、平面保持が成立していることを確認する。		

検証内容

参考文献（事例）を引用して、実物大供試体を用いた定点疲労載荷試験の概要を示す。

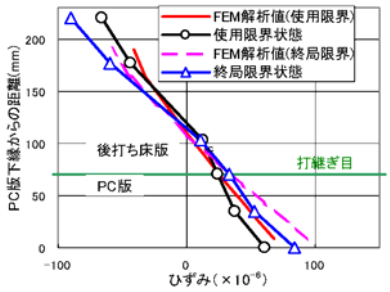
1．供試体概要
橋軸方向寸法：1m
U形主桁寸法：幅1600×高さ1040mm
ＰＣ板寸法　：幅1020×厚さ70mm
ＰＣ板のプレストレス：φ2.9mm×10本
コンクリート応力で3.4N/mm^2
場所打ち床版の鉄筋量：
D16(SD345)ctc150mm×2段
合成床版の全厚：230mm
試験時のコンクリートの圧縮強度
ＰＣ板　：57.5N/mm^2
場所打ち：38.8N/mm^2



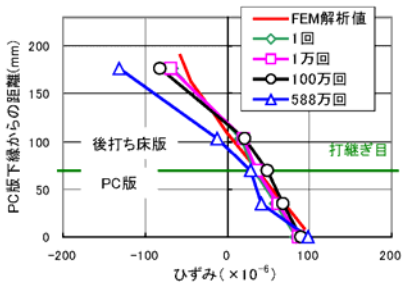
図－1　供試体概要

2．載荷荷重
使用限界状態　載荷荷重：37.4kN
終局限界状態　載荷荷重：50.4kN
疲労載荷荷重　：上限48.3kN，　下限2.9kN，　載荷回数588万回(100年相当)

3．実験結果
使用および終局限界状態において、ＰＣ板と後打ち床版との間に平面性が確保されていることが確認された。また、疲労載荷試験においてもＰＣ板と後打ち床版は一体となって挙動していることが確認された。



図－5　載荷点断面ひずみ分布（静的）



図－8　載荷点断面ひずみ分布（疲労）

【参考文献】
三瀬，柿崎，種田，阿部「ＰＣＵ型桁合成床版載荷実験」，土木学会第55回年次学術講演会論文集　平成12年9月

留意点

本実験においても、ＰＣ板上面は段差4mm程度の凹凸が設けられている。ＰＣ板と場所打ちコンクリートが一体となるためにはＰＣ板の打設面を凹凸にする必要がある。

Uコンポ構造　検証事例⑥

検証項目	移動載荷試験によるＰＣ合成床版の等方性の確認		
要求性能	床版の耐荷力性能	関連規定	道示III7.2(1)
検証目的	ＰＣ合成床版が、設計計算上の仮定である等方性を確保していることを確認する。		
検証方法	・実験による検証　　・解析による検証　　・道路橋示方書の準用		
検証方針	実物大供試体を用いた移動載荷試験によって、たわみおよびコンクリート上面の応力分布を解析値と比較することにより、等方性を確保していることを確認する。		

検証内容

参考文献を引用して、移動載荷試験の概要を示す。

1．供試体概要

ＰＣ板の寸法：幅1.0m，　厚さ7cm

ＰＣ板の導入される有効プレストレス力：

支間中央に5.4tf載荷したときに、ＰＣ板下縁に-18kgf/cm^{2}が発生する程度

合成床版の全厚：14cm

支　間　：2m

試験時のコンクリートの強度

ＰＣ板　：585kgf/cm^2

場所打ち：311kgf/cm^2

試験時のコンクリートの弾性係数

ＰＣ板　：2.9×10^{5}kgf/cm^2

場所打ち：3.0×10^{5}kgf/cm^2

継ぎ目部②は通常の継ぎ目部としているが、①及び③は縦割りしたものを突き合わせただけとしている。

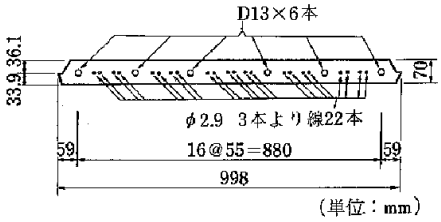
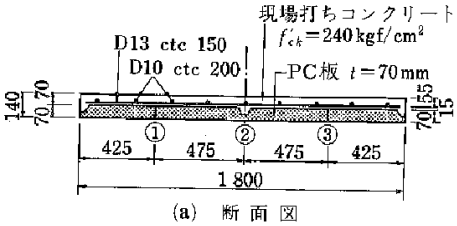


図 6.1　PC 板断面の形状・寸法

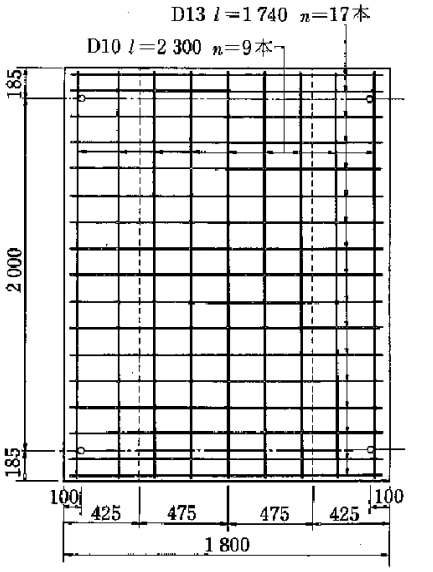


(a)　断 面 図

2．載荷荷重

載荷点は図6.3に示す12点とし、各1万回載荷ごとに番号順に移動させた。

5.6tf-200万回載荷後異常がなければ、更に8.0tf-200万回まで繰り返し載荷した。



(b)　平 面 図　（単位：mm）

図 6.2　PC 合成床版供試体の形状・寸法および配筋図

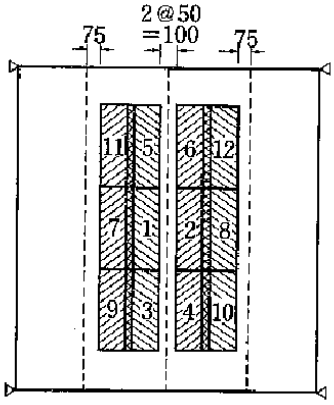
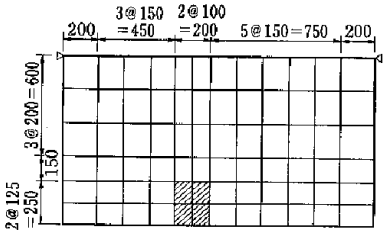


図 6.3　移動載荷方法

検証内容

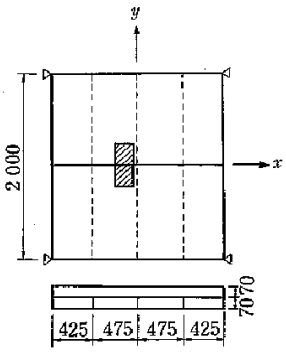
3．ＦＥＭ解析

載荷点1の場合について、図6.4に示すモデルでＦＥＭ解析を行った。
等方性とした場合と異方性とした場合の2ケースの解析を行った。
コンクリートの弾性係数：3.0×105kgf/cm2
ボアソン比：0.17



要素数：72，節点数：91

図 6.4　要素分割



4．試験結果

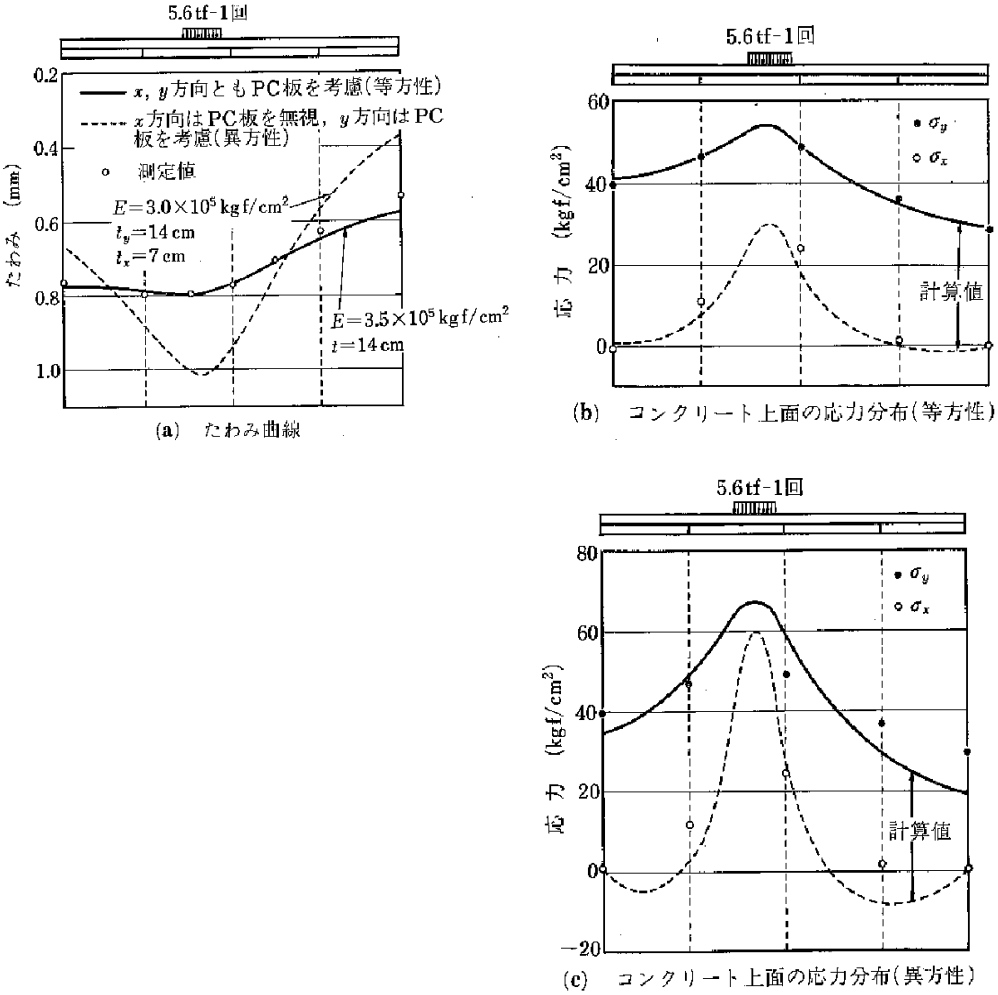


図 6.5　載荷試験結果（5.6tf-1回，載荷点1，スパン中央・x 方向）

検証内容

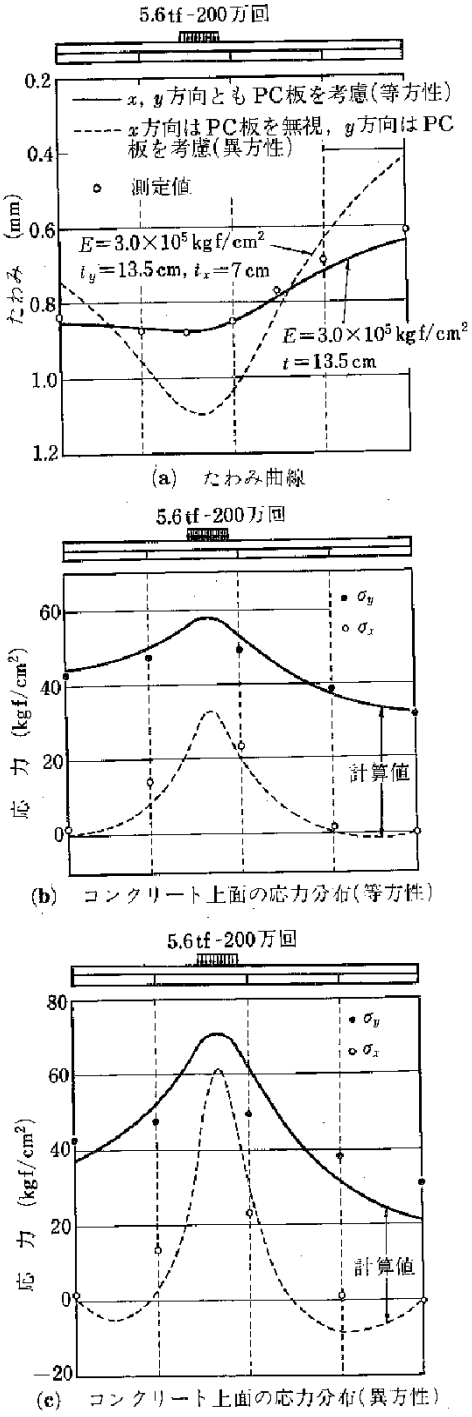


図6.6 載荷試験結果（5.6tf-200万回，載荷点1，スパン中央・x方向）

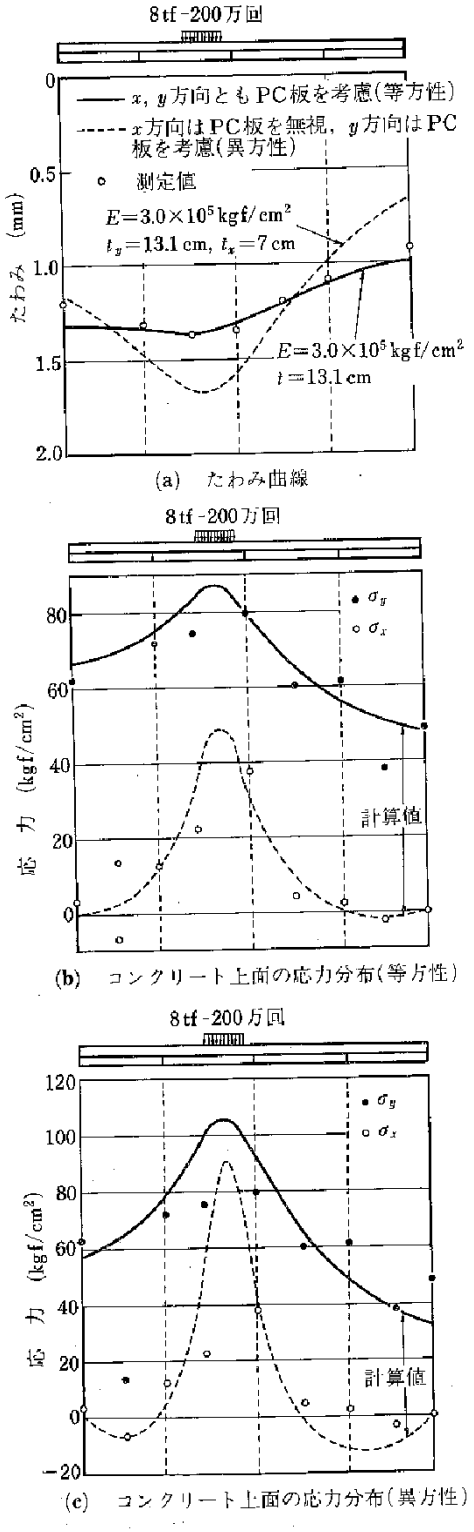
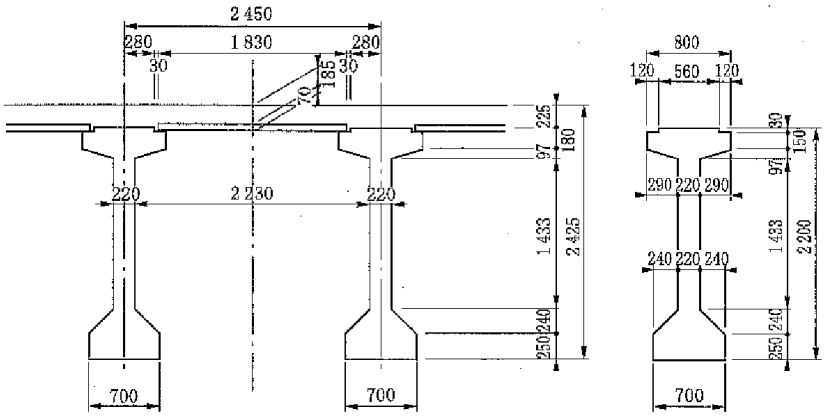
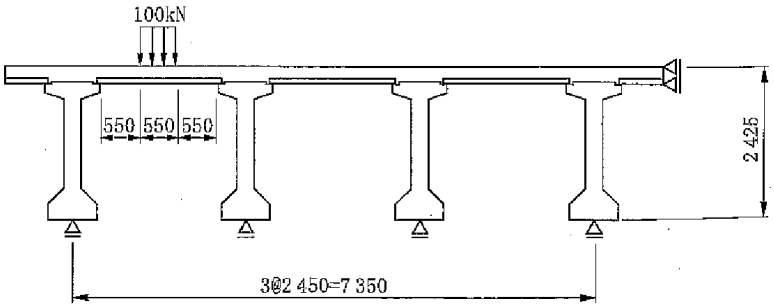
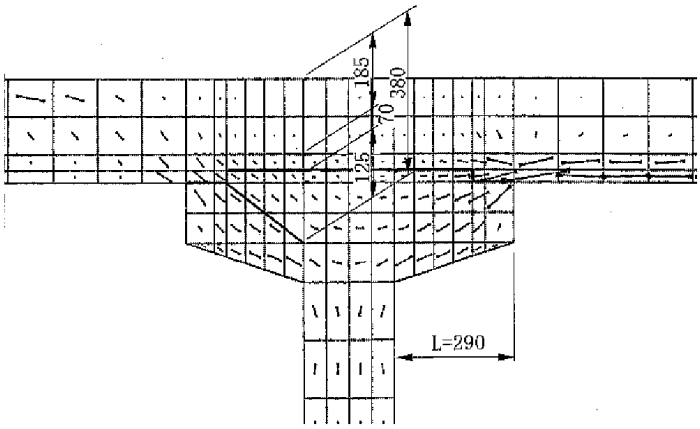


図6.7 載荷試験結果（8.0tf-200万回，載荷点1，スパン中央・x方向）

検証内容	いずれのたわみ曲線（図(a)）も異方性の計算結果は実測値から大きく外れており、等方性の結果に極めて近い値となっている。 コンクリート上面の応力分布でも、各場合とも図(c)に示した異方性の計算結果は実測値から外れており、図(b)の等方性の計算結果は実測値に極めて近い値となっている。 このことから、ＰＣ合成床版は底部に継ぎ目があっても、荷重分配は現場打ちコンクリート部を通して十分に行われ、等方性版として挙動していることが確認された。 【参考文献】 「ＰＣ合成床版工法　設計施工指針（案）」（土木学会　昭和62年3月） 参考資料　第６章　移動載荷方式による版厚の薄いＰＣ合成床版の挙動（渡辺，出光，江本）
留意点	ＰＣ合成床版が等方性版として挙動するためには所定の厚さの場所打ちコンクリートが必要である。本実験では、場所打ちコンクリート厚はＰＣ板厚と同じ厚さで行われているが、実設計ではＰＣ板厚の1.5倍以上とする。

Uコンポ構造　検証事例⑦

検証項目	主桁上フランジ部の曲げモーメントに対する有効高さの検討		
要求性能	床版の耐荷力性能	関連規定	道示III7.2(1)
検証目的	主桁上フランジ部の負の曲げモーメントに対する有効高さを適切に評価する。		
検証方法	・実験による検証　　・解析による検証　　・道路橋示方書の準用		
検証方針	2次元ＦＥＭ解析により、最小主応力のベクトルから有効高さを算出する。		
検証内容	参考文献を引用して、解析の概要を示す。 1．解析モデル  図ー解4.3.2　ＦＥＭ解析に用いた主げた断面  図ー解4.3.3　有効高さを算出した荷重条件とモデル		

検証内容	**2．解析結果**  図ー解4.3.4　２次元ＦＥＭ解析結果 最小主応力のベクトルから有効高さを算出した。この有効高さを上フランジ張出し長の関数として表すと以下のようになる。 ｔ＝ａ×Ｌ ここに、ｔ：２次元ＦＥＭ解析結果（125mm） Ｌ：主げた上フランジ張出し長（290mm） ａ：有効高さ係数 上式を解くと、ａ≒0.430となるが、ここでは、ａ＝0.4とする。 よって、主げた上の有効高さは、（合成床版厚＋0.4・Ｌ）とする。 【参考文献】 「道路橋ＰＣ合成床版工法　設計施工便覧」（ＰＣ合成床版協会　平成18年度版）　P16-P17
留意点	本検証事例のＦＥＭ解析は、解析モデルに示される条件において行われたものである。主桁上の有効高さ（合成床版厚＋0.4･L）は、条件が大きく異なる場合は再度検討する必要がある。

Uコンポ構造　検証事例⑧

検証項目	輪荷重走行試験によるＰＣ合成床版の疲労耐久性の確認		
要求性能	床版の疲労耐久性	関連規定	道示III7.2(1)
検証目的	輪荷重走行試験によって、ＰＣ合成床版の疲労耐久性を検証する。		
検証方法	・実験による検証　　・解析による検証　　・道路橋示方書の準用		
検証方針	既往のＲＣ床版との相対比較を行う。		

検証内容

参考文献を引用して、試験の概要を示す。

1．試験概要

ＰＣ板と場所打ちコンクリートとの接合面の付着性状や、隣接するＰＣ板との継目部の疲労耐久性を確認するために、輪荷重走行試験機を用いて疲労試験を行う。

対象とする床版は、①基準供試体として平成8年道示に従ったＲＣ床版、②道示に規定されている最小床版厚を満足するＰＣ合成床版供試体（その1）、③最小床版厚（②の供試体）より3cm減じたＰＣ合成床版供試体（その2）の3体について比較する。

2．供試体概要

②の供試体であるＰＣ合成床版（その1）について、配筋図を右に示す。供試体は、実橋における支間3mの連続版として設計し、同程度の断面力が作用する支間2.5mの単純版として載荷試験を行った。

ＰＣ合成床版供試体（その1）は「道路橋ＰＣ合成床版工法設計施工便覧」（平成6年8月、ＰＣ合成床版協会発刊）に従って設計を行った。ＰＣ板の上面には打継目の付着性状が向上するように、高さ4mm程度の凹凸を設けた。

また、ＲＣ床版供試体は鉄筋コンクリート床版として設計し、鉄筋量は道支で規定されている許容応力度140N/mm^{2}に20N/mm^{2}程度の余裕を考慮して決定した。

コンクリートの設計基準強度は、以下のとおりとした。

ＲＣ床版供試体　：24N/mm^2
ＰＣ合成床版の場所打ち
　　コンクリート：30N/mm2
　　ＰＣ板　：50N/mm2

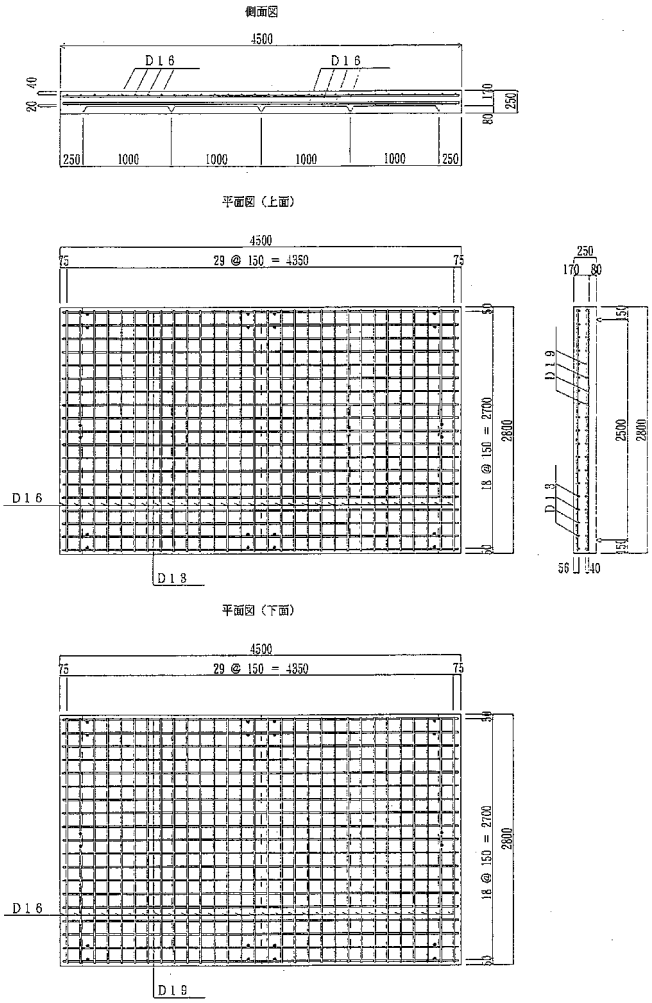


図-3.2.2　供試体詳細図（ＰＣ合成床版供試体（その１））　（単位　mm）

検証内容

3．載荷方法

初期荷重は16tfで、4万回走行ごとに順次2tfずつ走行荷重を増加させ最大荷重は40tfとした。

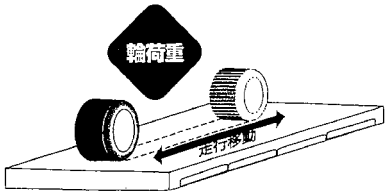


図-3.2.5　輪荷重走行モデル図

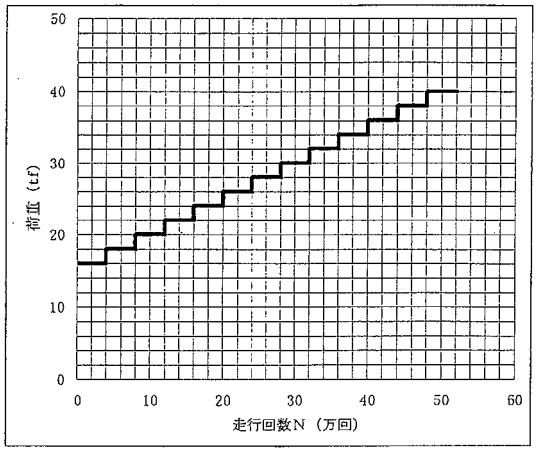


図-3.2.6　載荷方法

4．試験結果

静的載荷及び除荷時の支間中央の鉛直変位を下図に示す。終局破壊はＲＣ床版供試体で約25万回であるのに対し、ＰＣ合成床版供試体（その1）は50万回以上となっており、走行回数で2倍、載荷荷重で1.4倍となっている。ＰＣ合成床版は既往のＲＣ床版に比べ大きな疲労耐久性を有していることが確認された。

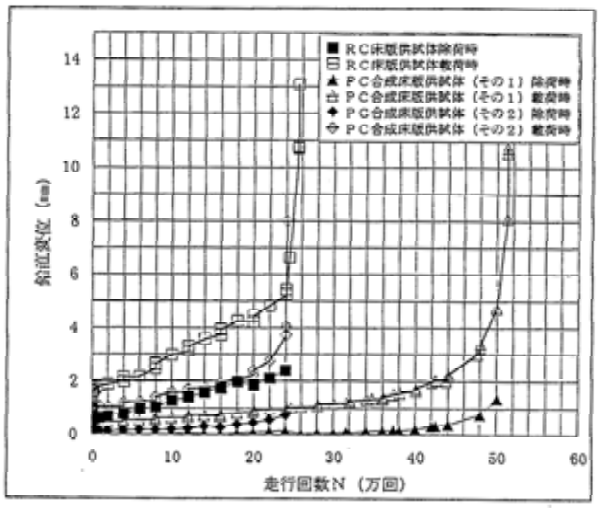


図-3.3.1　床版支間中央たわみ

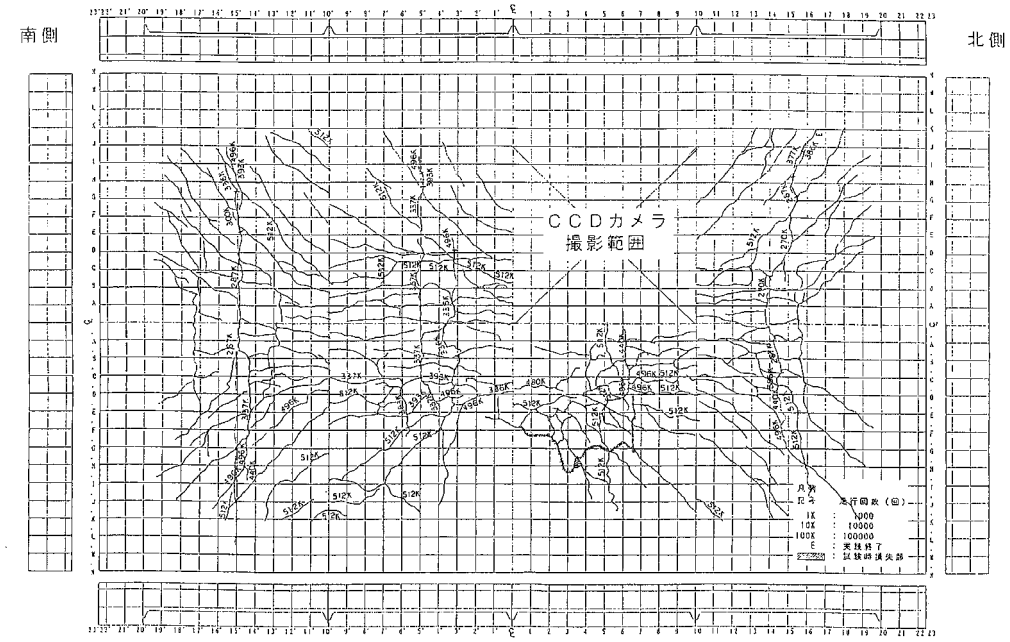
【参考文献】

「コンクリート橋の設計･施工の省力化に関する共同研究報告書（II）　－ＰＣ合成げた橋（ＰＣ合成床版タイプ）に関する研究－」（建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室，（社）プレストレスト･コンクリート建設業協会　平成10年12月）

留意点

本実験は単純版のモデルで行われているが、連続版における支点上の負の曲げモーメントに対しては、ＲＣ床版と同等の疲労耐久性と考えられる。

Uコンポ構造　検証事例⑨

検証項目	輪荷重走行試験によるＰＣ合成床版のひび割れ発生状況の確認		
	床版の維持管理性	関連規定	道示Ⅰ1.5
検証目的	輪荷重走行試験によって、ＰＣ板の下面からでも床版の損傷状況が確認できることを検証する。		
検証方法	・実験による検証　　・解析による検証　　・道路橋示方書の準用		
検証方針	ＰＣ合成床版の破壊のメカニズムを確認する。		
検証内容	検証事例8で引用した疲労耐久性試験の参考文献を引用し、ＰＣ合成床版供試体（その1）の破壊性状を確認する。 ＰＣ合成床版下面（ＰＣ板下面）のひび割れ発生状況を下図に示す。 最初のひび割れは24万回程度で場所打ちコンクリート上面およびＰＣ板継目部に発生したが、ＰＣ板下面には33万回程度でひび割れが発生している。除荷時の変位（残留変位）は約30万～40万回で増加が始まっている（事例8参照）が、残留変位の急激な増加は40万回を越えてからであり、50万回を越えて破壊に至っている。ＰＣ合成床版が破壊に至る過程においては、破壊に対してまだ十分耐荷力を残している段階でＰＣ板下面にひび割れが発生するものと考えられる。 よって、場所打ちコンクリートのひび割れ状況は直接目視できないが、ＰＣ板下面からの目視確認による維持管理は可能と考えられる。  図-3.3.5　床版下面ひびわれ図（ＰＣ合成床版供試体（その１）） 【参考文献】 「コンクリート橋の設計・施工の省力化に関する共同研究報告書（Ⅱ）　－ＰＣ合成げた橋（ＰＣ合成床版タイプ）に関する研究－」（建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室，（社）プレストレスト・コンクリート建設業協会　平成10年12月）		
留意点	場所打ちコンクリート下縁では最も早い段階でひび割れが発生しているものと考えられる。ＰＣ板下面にひび割れが確認された場合は、場所打ちコンクリート部にもひび割れが発生しているものと考えられる。		