

外ケーブルを定着する中間隔壁の設計(鳥取自動車道 千代川橋)

㈱富士ピー・エス 技術本部	正会員○猪川 充
日本道路公団 静岡建設局 静岡工事事務所	能登谷 英樹
日本道路公団 中国支社 鳥取工事事務所	木島 利行
日本道路公団 中国支社 構造技術課	高橋 正

1. はじめに

千代川橋は、姫路～鳥取間を結ぶ鳥取自動車道の用瀬P.A～河原I.C間に位置する橋梁であり、1級河川千代川および国道53号を跨ぐ橋梁である。本橋には、主桁自重の軽減および施工の省力化が可能な波形鋼板ウェブ橋を採用しており、その支間長115.25mは2径間での桁橋形式波形鋼板ウェブ橋としては過去に類を見ない規模である。また、その架設方法は、河川の制約条件および経済性により固定式支保工を用いた場所打ち施工を採用しており、橋体を3つの施工区間に分割し施工する。本橋の特徴の一つとして、その架設方法を反映して決定された主ケーブル配置が挙げられ、本橋では中間支点部に必要なケーブルの一部を中間定着隔壁に定着している。



図-1 位置図

本稿は、千代川橋の上記中間定着隔壁の設計について報告するものである。

2. 橋梁概要

千代川橋の橋梁概要を以下に示す。

工事名：鳥取自動車道 千代川橋 (PC上部工) 工事

構造形式：PC 2径間連続波形鋼板ウェブ箱桁橋

橋長：233.500m

支間：2@115.250m

有効幅員：9.500m(全幅員 10.300m)

平面線形：R=4000~2700m

縦断勾配：0.526%

横断勾配：2.5%

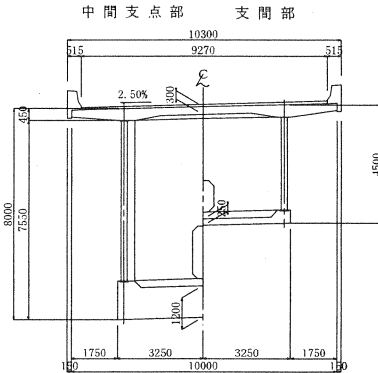


図-2 標準断面図

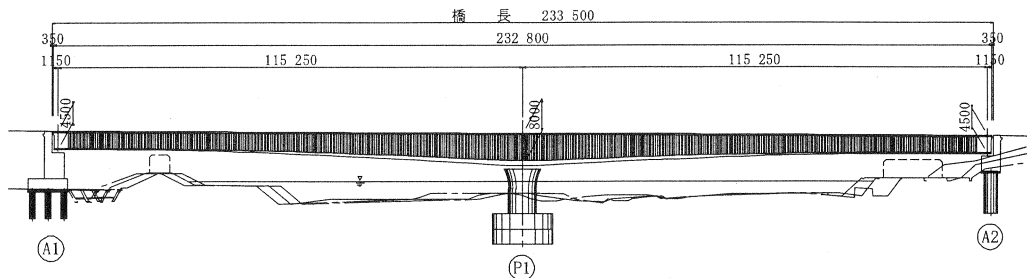


図-3 橋梁一般図

2.1 架設方法

施工時における河川制約条件は、6月1日から10月20日までの出水期は河川区域内に施工資機材を一切設置できないというものである。よって、架設方法には固定式支保工を用いた場所打ち施工を採用しており、3分割した施工区間のうち2施工区間を2回の濁水期で集中的に施工する。

施工ステップとしては、図-4に示すように第1濁水期でP1橋脚部約70m(1次施工部)を施工し、片持ち張り出し状態で第1出水期を迎える。第1出水期～第2濁水期にかけて橋台部(2次施工部)および支間中央部(3次施工部)を施工し、橋体完成とする。

2.2 主ケーブル配置

ケーブル配置は、まず中間支点上で必要なケーブル本数を算出し、その内支間中央部で必要なケーブルを端支点横桁に定着する連続ケーブルとする。連続ケーブル以外のケーブルは、径間中間部に定着することとなり、図-5に示すように中間定着隔壁に定着することとした。また、本橋の施工ステップでは、1次施工完了時に主桁が自立する必要があるため、そこで必要な外ケーブル8本と内ケーブル6本は1次施工時に緊張し、その配置は外ケーブル8本を橋台側中間定着隔壁に、内ケーブル6本を2箇所の隔壁に分けて配置した。また、このケーブル以外で構造系完成時に必要な外ケーブル6本については、橋脚側中間定着隔壁に定着し、構造系完成後に緊張することとした。なお、主ケーブルには、ケーブル配置上の制約により内外ケーブル併用構造を採用しており、外ケーブルには19S15.2(SWPR7B)を、内ケーブ

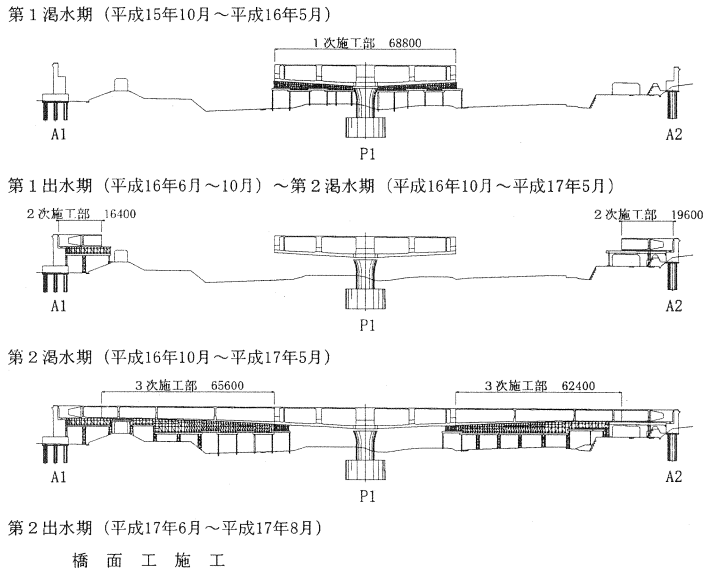


図-4 施工ステップ図

1-1断面 2-2断面

橋台側中間定着隔壁 橋脚側中間定着隔壁

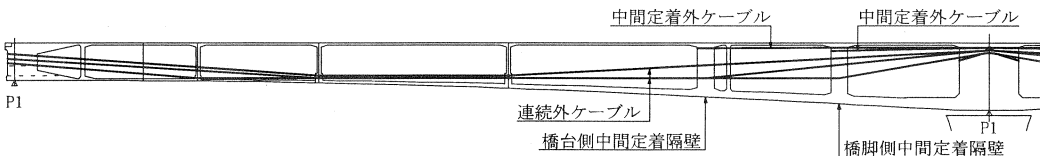
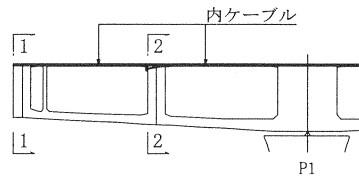
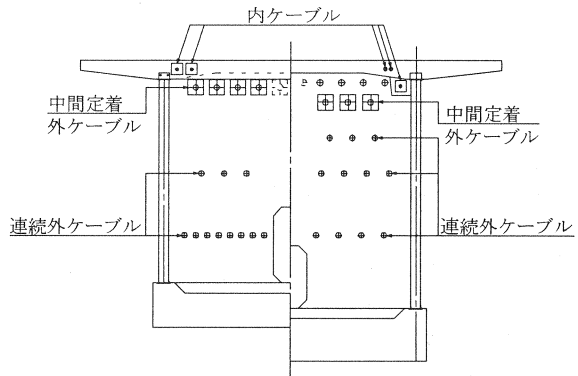


図-5 主ケーブル配置図

ルには 12S15.2(SWPR7B)を採用した。

### 3. 中間定着隔壁の設計

#### 3.1 中間定着隔壁の形状決定

橋台側中間定着隔壁の形状は、FEM 解析による検討により決定しており、図-6 に隔壁形状の検討ケースを示す。隔壁厚は、定着力による押抜きせん断に対して十分な安全性を有する厚さ ( $t=2.0\text{m}$ ) とし、別途検討ケースにおいてこれ以上厚くしても下記に着目した応力に対して、大きな改善効果が期待できないことを確認している。

FEM 解析モデルは、定着隔壁付近の部材のみをモデル化した部分モデルとし、コンクリートはソリッド要素、波形鋼板はシェル要素とした。検討に用い

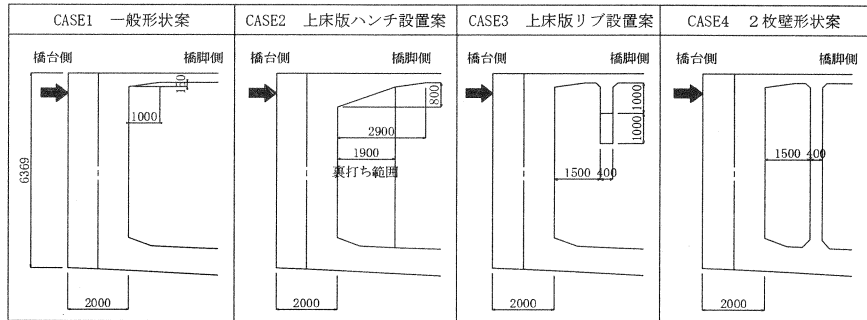


図-6 中間定着隔壁の形状検討ケース

る制限値は、コンクリートの引張強度である $-3.0\text{N/mm}^2$ 程度としたが、上床版についてはその部材重要度から $-2.0\text{N/mm}^2$ 程度とした。

表-1 に引張応力度が卓越する上床版支間中央部および隔壁前面の最大主応力度を、図-7 に橋台側中間定着隔壁 CASE1 および CASE4 の解析結果コンター図を示す。図-7 に示すとおり CASE1 の解析結果では、上床版ハンチ終了部に卓越した引張応力度が発生し、上床版への応力の伝達をスムーズにする目的で行った CASE2 では更にその応力度を助長する結果となった。

この上床版に発生する引張応力度は橋軸直角方向に卓越し、その変形は床版が上側にはらむ性状を有している。よって、CASE3 では、CASE1 の引張応力卓越位置の変形を制御することを目的として、その位置に橋軸直角方向のリブを設け、CASE1 に対して $0.5\text{N/mm}^2$ 程度の補強効果を確認した。しかし、現在着目している部位は上床版であり、その重要度から CASE3 では補強不十分と判断されたため、CASE4 として CASE3 で検討したリブを更に剛性の高い隔壁とした 2 枚壁形状の検討を実施した。結果として、懸案であった上床版の応力度は $-1.55\text{N/mm}^2$ にまで低減されたため、本検討では CASE4 を採用することとした。ただし、2 枚壁形状を採用した場合においても、隔壁前面の最大主応力度は $-3.74\text{N/mm}^2$ を示し、何らかの補強

表-1 橋台側中間定着隔壁のFEM解析結果

着目点	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4
上床版上縁	-2.54	-3.67	-1.99	-1.55
隔壁前面	-4.35	-1.82	-3.94	-3.74

単位 (N/mm<sup>2</sup>)

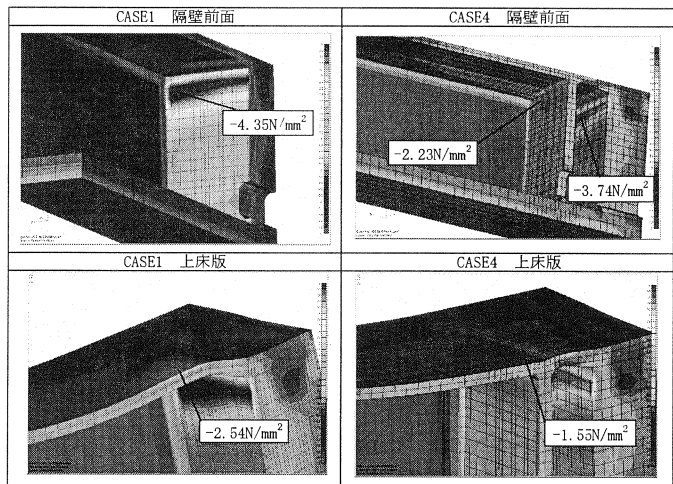


図-7 FEM解析結果コンター図 (最大主応力度)

が必要となる結果となった。

### 3.2 中間定着隔壁の補強

前章の検討において、橋台側中間定着隔壁はその隔壁前面に補強が必要という結果となり、ここでは鋼板を用いた補強方法を採用した。この補強方法は、図-8に示すように引張応力度が卓越するコンクリート縁に対して鋼板を設置し、引張応力度の一部を鋼板で受け持つことによりコンクリートの縁応力度を制御するものである。この補強方法は、補強範囲を必要最小限とすることが可能であり、かつ面内方向すべてに補強効果があるため経済的となる反面、塗装などの維持管理が必要となる。しかし、本橋は波形鋼板ウェブ橋であり、その管理は波形鋼板と同時に進められることから、本橋に適した補強方法であるといえる。

補強効果の確認、検討は FEM 解析により行い、補強鋼板はソリッド要素でモデル化されたコンクリートの表面にシェル要素を設けることでモデル化した。検討はコンクリート縁応力度を制御することに着手して行い、制限値は形状決定時と同様とした。

検討の結果、図-9に示すように板厚 25mm の補強鋼板を設置した隔壁前面は、概ね $-3.0\text{N/mm}^2$ 以下の最大主応力度を示す結果となり、その補強効果が確認された。また、補強鋼板を設置する範囲は、安全率を考慮して、道路橋示方書・同解説IIIコンクリート橋編に記載される許容引張応力度 ( $-1.8\text{N/mm}^2$ ) 以上の応力発生範囲を補強範囲とした。また、補強鋼板とコンクリート部材との一体化はスタッドジベルにより行われ、必要本数は FEM 解析結果から算定した。

$$\text{スタッドジベル本数算定式} \quad n = \Sigma(\tau \times A) / Q_a$$

ここに  $n$  : 着目範囲のスタッドジベル本数  $A$  : 要素面積 ( $\text{m}^2$ )  $Q_a$  : スタッドの許容せん断力 (KN)  
 $\tau$  : FEM 解析結果における補強鋼板とコンクリートの界面に生じるせん断応力度 ( $\text{KN/m}^2$ )

### 4. おわりに

本橋は、その規模、施工方法および構造形式を考慮すると、過去の参考事例が少ない橋梁であるといえる。その中で中間定着隔壁は従来の外ケーブル定着形式とは異なる新たな試みの一つといえる。現在、本橋の工事は一次施工を完了した状況であり、平成 17 年 9 月の竣工を目指して工事を進めている。本報告が今後の PC 橋の発展の一助となれば幸いである。

最後に、本橋の設計および施工に関し、ご指導、ご協力を頂きました関係者各位に深く感謝し、ここに記して謝意を表する次第です。

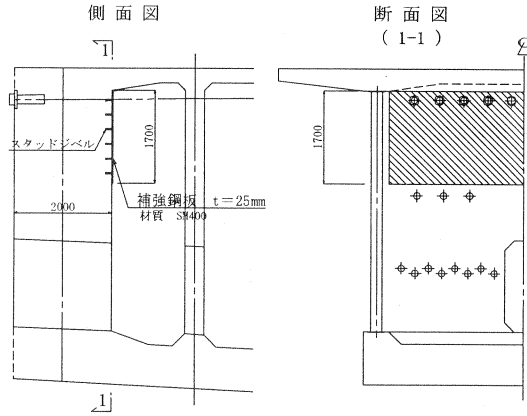


図-8 補強鋼板概要

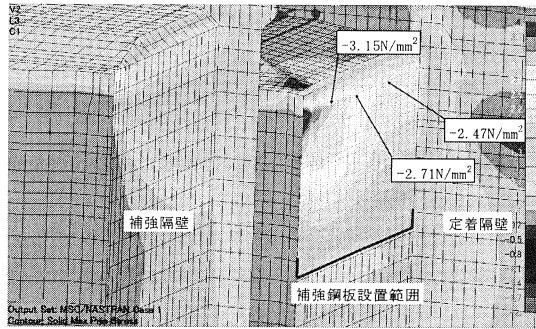


図-9 FEM 解析結果コンター図  
 (コンクリートの最大主応力度)

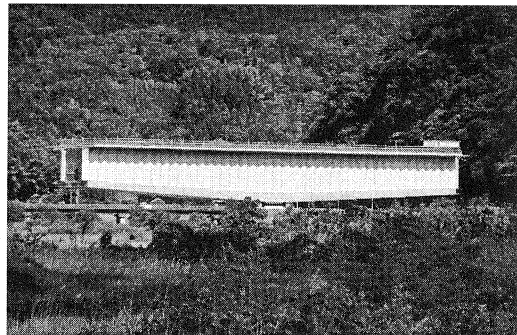


写真-1 施工状況 (平成 16 年 5 月撮影)