

孔あき鋼板ジベルを用いた鋼-コンクリート複合橋脚の設計

阪神高速道路公団 正会員 ○志村 敦
 (株)ニュージェック 正会員 内田 諭
 日本橋梁(株) 正会員 眞嶋 隆行

1. まえがき

京都高速道路（油小路線）において採用することとなった鋼-コンクリート複合橋脚の接合部については、複合部（鋼製部のコンクリート充填部）に孔あき鋼板ジベル（PBL：Perfobond-Leiste）を設置することにより応力の伝達を行うこととし、PBL については別途実験によりせん断耐力や非線形特性を確認している¹⁾。

本稿では、上記実験結果を踏まえて3次元 FEM 解析を実施し、PBL の設計を行った結果を報告するものである。

2. 複合部・構造の詳細

今回検討対象とした橋脚は上部工と剛結構造であり、鋼-コンクリート部材の接合位置は地震時に発生する断面力が比較的小さい箇所とした。構造一般図を図-1 に、複合部の構造詳細を図-2 に示す。複合部の高さについては PBL の孔数を可能な限り多く配置できる寸法とした。また、PBL の板厚および間隔については応力の伝達を考慮して鋼製部のリブ配置と一致させた。これにより PBL の板厚は 30mm となり、孔径 90mm で孔数はリブ 1 枚あたり 39 個となった。

3. PBL のモデル化

実験より得られた荷重-変位量関係から PBL の非線形性のモデル化を行った。PBL の非線形バネ特性については実験に用いたコンクリート強度が 30kN 前後であったため、実橋のコンクリート強度 (27kN) を考慮して低減している (図-3)。

また、FEM 解析に用いた PBL のモデルは複数列の孔を 1 つのバネとしてモデル化を行った (図-4)。

4. FEM 解析結果

上記により解析を行った結果のうち、曲げモーメント載荷時における鋼製部の終局荷重レベルのコンター図を図-5 に示す。

この図より、任意の高さにおける応力分布が一樣であることに着目し、鋼製部の鉛直方向応力 (図-6) を用いて、各箇所における複合部上側ダイアフラムと PBL の荷重分担率を算出した。この結果、圧縮領域における PBL 分担率が、橋軸方向載荷時では 63%、橋軸直角方向載荷時では 73%であり、引張領域においては、PBL 分担率が 100%であることが確認できた。

5. PBL の設計

(1) PBL のせん断耐力の設定

別に行った耐力確認実験よりせん断耐力を算出する。試験体のモデル化結果より、最大せん断荷重は下式のキーワード 複合構造, PBL, 孔あき鋼板ジベル, 3次元 FEM 解析

連絡先 〒604-8152 京都市中京区烏丸錦小路上ル手洗水町 659 番地 阪神高速道路公団京都建設部設計課 TEL075-223-1867

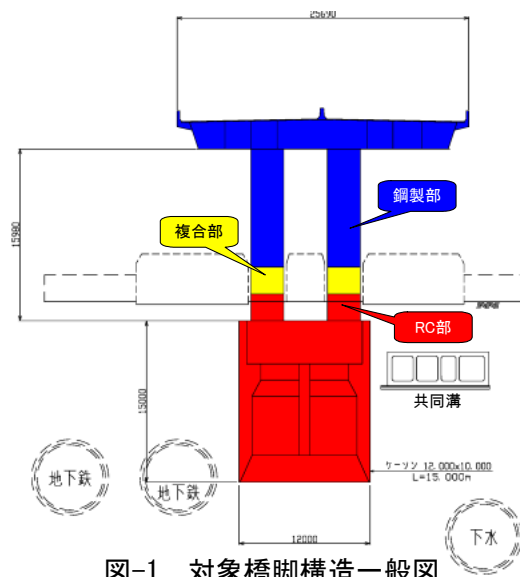


図-1 対象橋脚構造一般図

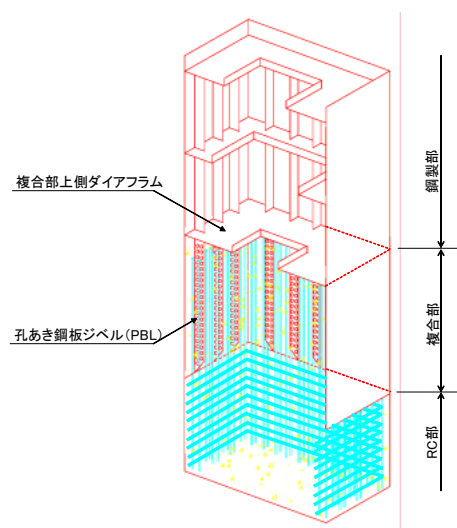


図-2 複合部・構造詳細

とおりとなる．

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= 2 \times \tau \times A_c \\ &= 2 \times 0.87 \times \sigma_{ck} \times \pi \times d^2/4 \\ &= 1.36 \times d^2 \times \sigma_{ck} \dots \dots \dots \text{(式 4.1)} \end{aligned}$$

終局せん断耐力 Q_u は明橋らの文献²⁾によればレオンハルトらの文献³⁾に基づき上式に 70%の低減を行って算出しているが、今回実験により上式が確認されていると判断し、これは考慮しないものとする．

ただし、許容せん断耐力 Q_a はコンクリート強度に依存した式となるため、式 4.1 に安全率 3 を考慮して下記のとおり算出する．

$$\begin{aligned} Q_a &= 1.36/3 \times d^2 \times \sigma_{ck} \\ &= 0.45 \times d^2 \times \sigma_{ck} \dots \dots \dots \text{(式 4.2)} \end{aligned}$$

(2) PBL の設計

3次元FEM解析結果により算出されたPBLの分担率を用いて各橋脚のせん断力を算出し、式 4.2 により照査を行った．

ここで、柱フランジ側はPBL孔数 234 個、柱ウェブ側はPBL孔数 195 個である．また、PBLの許容せん断力 Q_a は下記のとおりとなる．

$$\begin{aligned} Q_a &= 0.45 \times 90^2 \times 27/1000 \\ &= 98.4 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに、レベル 2 地震時の PBL 分担せん断力の最大値との比較は下記のとおりである．

$$Q_{\max} = 62.7 \text{ kN} < Q_a$$

これにより、安全性は確認できた．

なお、文献 2)により算出された許容せん断力に対しても許容値以内であった．

6. あとがき

上記の結果より得られたものを以下にまとめる．

- (1) 今回の橋脚については新たに設定した許容せん断耐力でも、既往の文献により算出したものでも許容値以内に収まっている．ただし、鋼製部におけるリブ配置よりPBLの孔数が決定されているため、これらの数量が変わることはない．
- (2) 今回の複合構造は、従来のアンカーフレーム方式と比較すると明らかに構造が単純化されており、大きなコストの縮減が期待できる．

参考文献

- 1) 堀他, 孔あき鋼板ジベルのせん断耐力確認実験, 土木学会第 59 回年次学術講演会, 2004. 9
- 2) 明橋他, コンクリートの打設方向を考慮した孔あき鋼板のせん断強度特性に関する実験的研究, 鋼構造論文集, 第 8 巻第 31 号, pp81-87, 2001. 9
- 3) F.Leonhardt 他, Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, BETON-UND STAHLBETONBAU, pp.325-331, 1987. 12

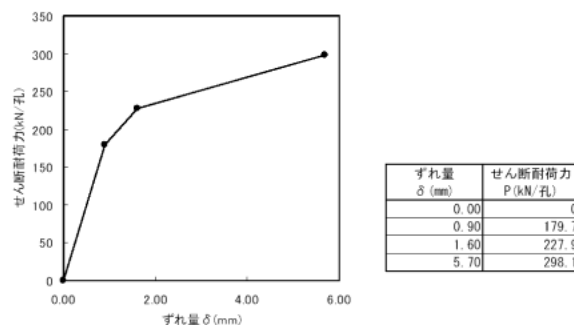


図-3 PBL の非線形バネ特性（1 孔あたり）

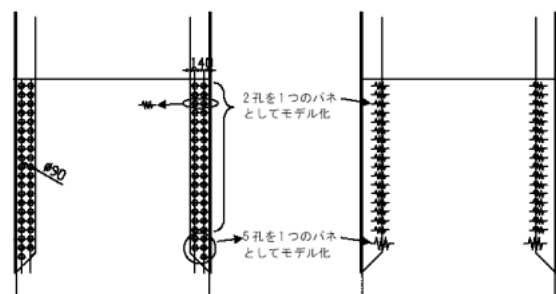


図-4 解析のモデル

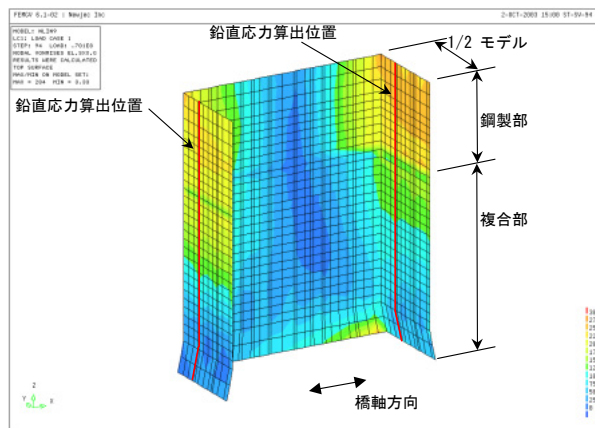


図-5 FEM 解析結果コンター図
(RC 上端終局荷重レベル・鋼製部・橋軸方向)

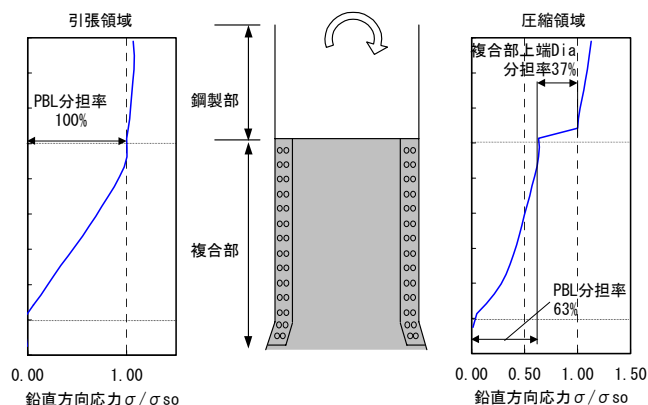


図-6 鋼製部鉛直応力分布図