

桁高の高い波形鋼板ウェブ橋のせん断座屈耐力の検証

三井住友建設(株) 正会員 工修 ○内堀 裕之
 西日本高速道路(株)関西支社 高橋 章
 西日本高速道路(株)関西支社 橋 豊
 三井住友建設(株) 正会員 山中 康司

1. はじめに

安威川橋は、新名神高速道路の高槻第一JCT～箕面ICの間に位置し、二級河川安威川を横過する箇所に計画された波形鋼板ウェブ箱桁橋である(図-1, 図-2)。本橋は上下線分離構造であり、上り線はコンクリートウェブ箱桁との混合構造となっている。安威川および主要地方道茨木亀岡線を跨ぐ部分の支間長は上り線179m, 下り線170mとなっており、波形鋼板ウェブ箱桁橋としては世界最大の支間長となる。そのため、桁高(11.5m)についても同様に波形鋼板ウェブ箱桁橋としては世界最大となっている。波形鋼板ウェブはせん断座屈に対して設計されるが、その適用性は既往の桁高程度を模擬した実験により確認されている。そこで、本橋のような支間長、桁高を有する場合における、既往設計法の適用性を確認するため、非線形有限FEM解析および縮小モデルによる載荷実験を実施した。

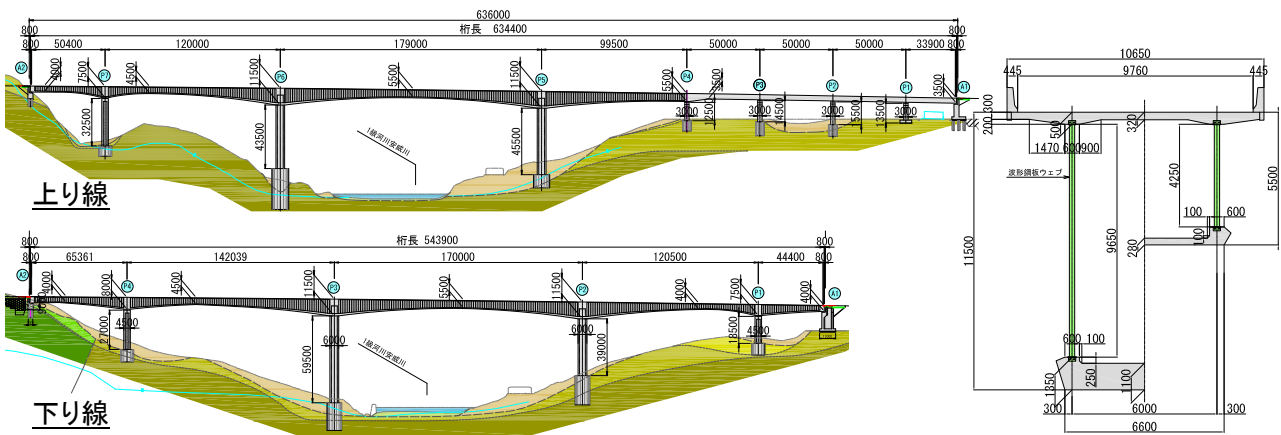


図-1 橋梁一般図

図-2 断面図

2. 試験概要

本橋の最大桁高となる断面を対象として、図-3に示すようにコンクリート床版を含む1/4縮小モデルを製作し、波形鋼板にせん断力が作用するように荷重を漸増載荷した。荷重は、設計荷重相当および終局荷重相当まで荷重を増加させて一度除荷し、最終的には波形鋼板がせん断座屈するまで載荷した(表-1)。実験においては、以下について確認した。

- ・波形鋼板のせん断座屈耐力について、既往の設計手法が適用可能か。(せん断座屈耐力の検証)
- ・平面保持の法則が仮定できるか。
- ・終局時を含めた挙動が解析で評価可能か。(解析の妥当性の検証)

試験方法を図-4に、試験状況を写真-1示す。載荷ジャッキは6000kNジャッキを2台使用した。載荷ジャッキの反力は、PC鋼材と山留材による内力で抵抗す

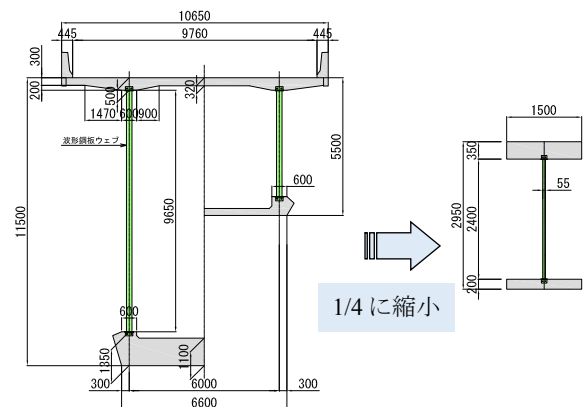


図-3 縮小モデルの部材寸法

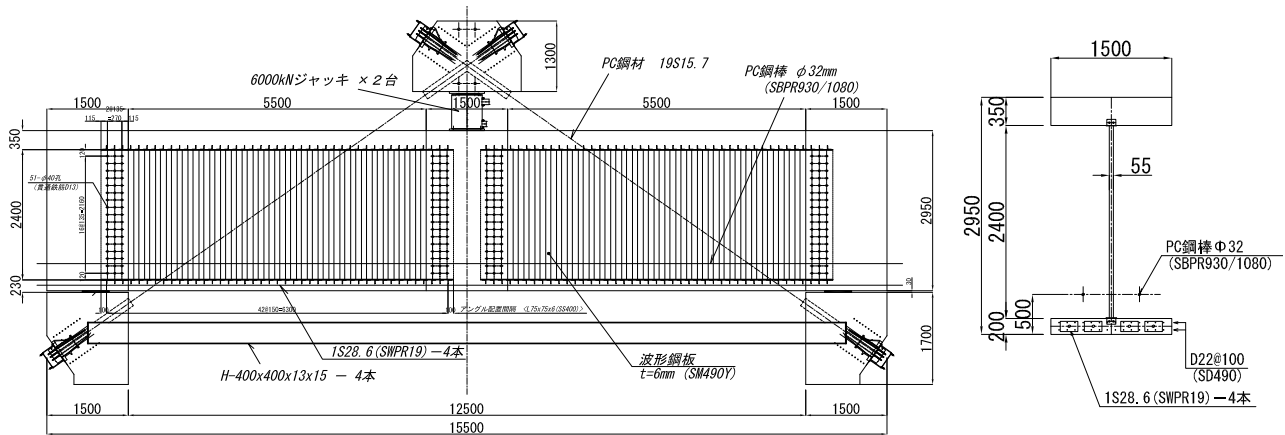


図-4 荷重概要図

表-1 荷重載荷ステップ

載荷ステップ	載荷荷重 (kN)	波形鋼板応力度 (N/mm ²)	備考
1 設計荷重	2600	90	
2 終局荷重	4060	141	波形鋼板のせん断分担率 100% 達成座屈強度

る載荷方法を用いた。

3. 実験結果

載荷荷重と支間中央たわみの関係を図-5に示す。載荷荷重1506kNにて上床版と端部横桁接合部付近の床版上面にひび割れが発生し、2006kNで支間中央付近下床版下面にひび割れが観察された。設計荷重および終局荷重で一度除荷したが、残留たわみはほとんど認められなかった。終局荷重後、たわみの増加割合は若干増加し、6257kNで波形鋼板のひずみが降伏ひずみに達した。7679kNで載荷荷重が増加しなくなり、たわみが増加するとともに波形鋼板が座屈した。写真-2に試験完了後の試験体を、写真-3に座屈した波形鋼板ウェブを示す。R側波形鋼板ウェブのみが全体座屈した。コンクリート部材には、大きな損傷は発生しなかった。波形鋼板が降伏ひずみに達する荷重は設計荷重の2.40倍であり、座屈荷重は終局荷重の1.89倍であった。



写真-1 試験状況

4. 考察

4.1 荷重-たわみ曲線

図-6に実験結果と解析結果の比較を示す。実験値と非線形FEM解析の挙動がほぼ一致しており、実験の挙動を再現している。また、せん断耐力は、非弾性域を考慮した既往の設計方法によって決定した波形形状や板厚を用いたFEM解析によるせん断

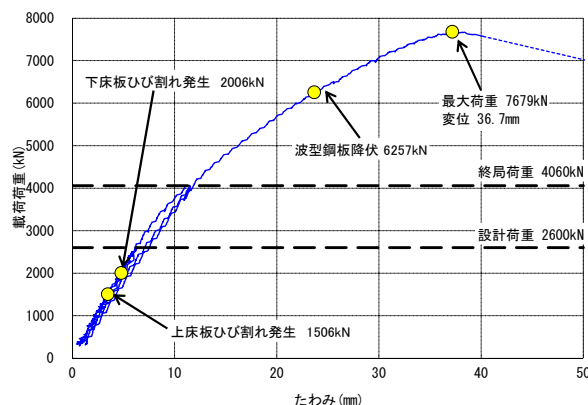


図-5 実験結果 (たわみ-荷重関係)



写真-2 試験完了後



写真-3 座屈状況

耐力とほぼ一致した。設計上の終局荷重の1.89倍の安全性を確保できている結果となった。

ファイバー解析はせん断変形を考慮できないため、波形鋼板ウェブのせん断分担率を考慮したたわみを加算して実験値と比較を行った。その結果、実験を良く再現した挙動であった。骨組み解析(ファイバー解析)による断面力を基に照査することが可能であり、せん断座屈耐力は、非弾性域を考慮した既往の設計方法で決定すれば、安全性を確保できることが確認できた。

4.2 せん断分担率

載荷荷重とせん断分担率の関係を図-7に示す。せん断分担率 β は、式(1)より算出すると73%となり、実験とほぼ一致している。

$$\beta = \frac{Qh_s}{I} \quad \dots \text{式(1)}$$

Q : 断面1次モーメント

h_s : 波形鋼板ウェブ高

I : 断面2次モーメント

せん断スパン中央付近の波形鋼板において終局荷重までは、70%~80%で推移している。波形鋼板降伏時では、下床版のコンクリートに上下面でひび割れが発生しており、コンクリートがせん断力を負担できなくなるため、波形鋼板ウェブに作用し、せん断分担率が徐々に増加している。波形鋼板ウェブが降伏ひずみに達したあたりで90%を超えるせん断分担率となった。上下床版厚に対して波形鋼板ウェブの高さが大きいことに起因していると考えられる。

横桁近傍位置では、せん断分担率は、50%~60%と小さく、せん断スパン中央部より先には降伏しない状態にある。せん断座屈が生じたWR側せん断分担率に着目すれば、WR3およびWR4の断面で5000kN程度から他の断面に比べて分担率が増加しており、破壊に至る起因がこの頃から生じ始めたと推測される。

4.3 断面ひずみ分布

設計荷重時および終局荷重時の高さ方向の断面ひずみ分布を図-8に示す。載荷開始を初期値とし、上床版および下床版のコンクリート、鉄筋、波形鋼板の橋軸方向のひずみ変化を示している。設計荷重および終局荷重における高さ方向の断面ひずみ分布は、FEM解析およびファイバー解析による計算値とほぼ一致している。設計では、上床版と下床版のみをモデル化して曲げの算出が行われているが、終局荷重においても平面保持が成立することが確認できる。

2600kN(設計荷重)、4060kN(終局荷重)におけるひずみ分布から、平面保持の法則を仮定して設計することは実用上問題ないと言える。

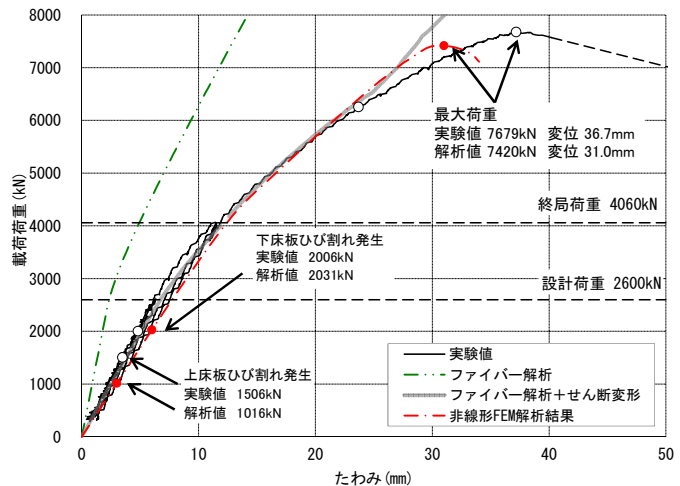


図-6 実験と解析の比較

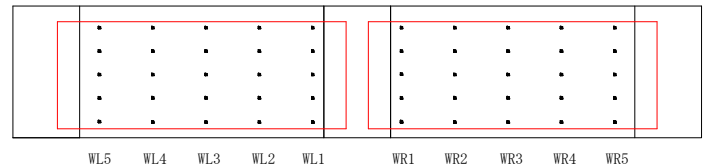
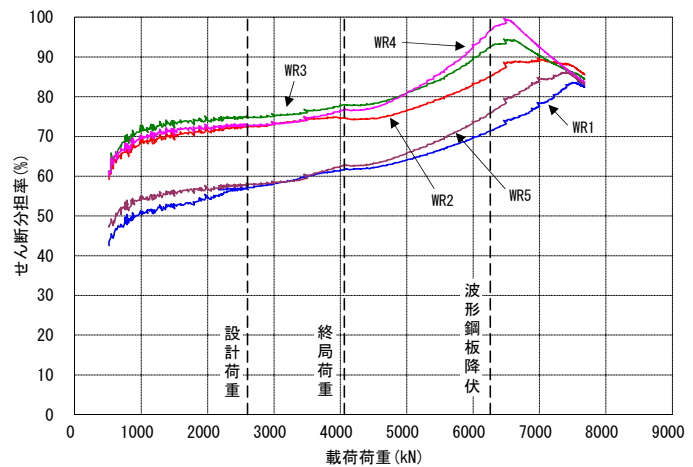


図-7 せん断分担率

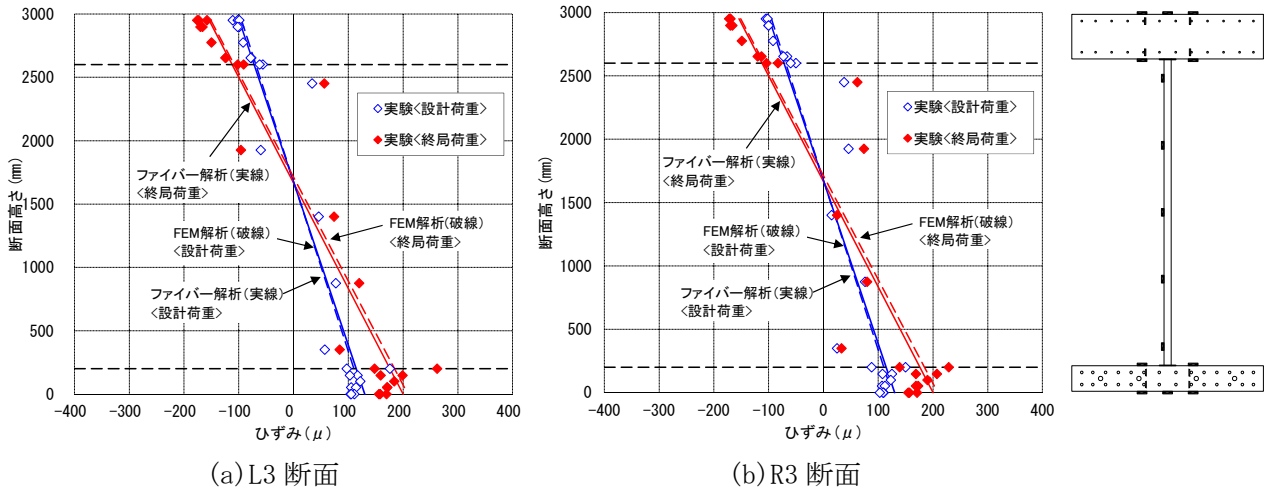


図-8 断面ひずみ分布

5. まとめ

本実験において、下記の知見が得られた。

- ・設計荷重および終局荷重では、波形鋼板に損傷はなく残留変位もほとんどなく、健全であった。
- ・実験値の荷重とたわみの関係は、非線形有限変形FEM解析結果と比較的一致している挙動であることから、非線形有限変形FEM解析によって挙動の評価が可能であると考えられる。
- ・断面ひずみ分布およびせん断変形を考慮したファイバー解析(棒解析)の結果が、実験値をほぼ再現しており、実用上、平面保持の法則を仮定することは問題ないといえる。
- ・波形鋼板ウェブのせん断降伏が先行し、その後に波形鋼板のせん断座屈が発生した。
- ・せん断座屈はやや脆性的に進行した。

試験体の設計上のせん断座屈耐力は、せん断座屈パラメータが1.04となるため、非線形領域に位置しており、既往の設計方法では波形鋼板が降伏前に連成座屈すると扱い算出する。連成座屈まで考慮すると、せん断降伏強度の69%となる。設計上のせん断座屈耐力より約1.7倍 (6959/4060=1.71) の安全性が確保できているため、実用上はさらなる安全係数を考慮する必要はないと考えられる。

参考文献

- 1) 紫桃孝一郎, 中藪明広, 鈴木永之, 永元直樹, 浅井洋: 波形鋼板ウェブを有する箱桁橋のせん断挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集A, Vol. 64, No. 2, pp223-234, 2008. 4
- 2) 山口恒太, 山口隆裕, 池田尚治: 波形鋼板をウェブに用いた複合プレストレストコンクリート桁の力学的挙動に関する研究, コンクリート工学論文集, 第8巻, 第1号, pp27-41, 1997. 1
- 3) 波形鋼板ウェブPC橋 計画マニュアル(案): 波形鋼板ウェブ合成構造研究会, 1998. 12
- 4) 渡辺孝一, 内田祥生, 久保全弘: 波形鋼板ウェブのせん断座屈性能: 構造工学論文集, Vol. 53A, 2007. 3

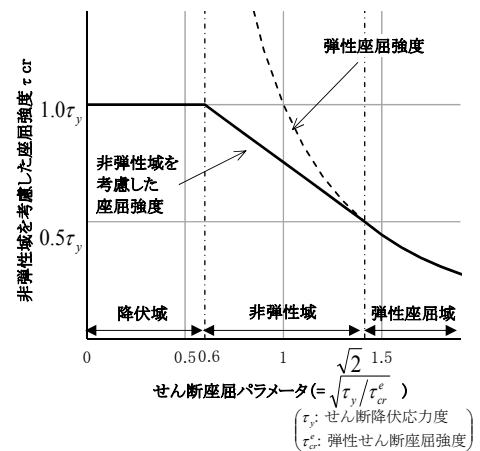


図-9 設計座屈強度