

ずれ止め構造を考慮した波形鋼板ウェブのせん断強度特性の解析

Analysis of shear strength characteristics of a corrugated steel web considering shear connector

小倉 裕史*, 宇都宮 智昭**, 渡邊 英一***, 狩野 正人****

Hiroshi OGURA, Tomoaki UTSUNOMIYA, Eiichi WATANABE and Masato KANO

*学生員, 京都大学大学院, 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

**正会員, 工博, 京都大学助教授, 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

***フェロー, Ph.D., 工博, 京都大学名誉教授 (〒567-0826 茨木市大池 2-6-24)

****正会員, 工博, JIP テクノサイエンス(株)システム技術研究所 (〒600-8815 京都市下京区中堂寺栗田町 93)

Prestressed concrete (PC) girders with corrugated steel webs have recently been utilized for superstructures of highway bridges. For structural design of such girders, the shear strength characteristics (including shear buckling capacity) of the corrugated steel web must be well understood, and thus several design formulas have been provided. However, because of possible semi-rigid characteristics of the shear connector between the corrugated steel web and the concrete flanges, the shear characteristics of the connector may affect the overall shear strength of the PC girder with corrugated steel web. Thus, this study aims to clarify the shear strength characteristics of the PC girder with corrugated steel web by considering the characteristics of the shear connector using 3D finite element analysis.

Key Words: corrugated steel web, shear buckling capacity, shear connector

1. はじめに

波形鋼板ウェブ PC 橋は, 床版にはコンクリートを, ウェブには波形に加工した鋼板を使用した複合構造 PC 橋で, 1980 年代にフランスで開発され, 近年, 日本国内においても急速に実績が増えつつある。波形鋼板ウェブ PC 橋は, 従来のコンクリートウェブを軽量の波形鋼板で置き換えることにより自重の低減が図れ, また波形鋼板の高いせん断座屈性能, さらにアコーディオン効果によりプレストレスの導入効率が高いという利点がある。

現状では, 桁に作用する曲げモーメントを上下のコンクリートフランジ (プレストレス力を含む) により, せん断力を波形鋼板により負担させるのが, 構造設計における基本的な考え方となっている¹⁾。従って, 波形鋼板ウェブのせん断強度, 特にせん断座屈耐力を正確に把握することが重要となるが, 現状では, Easley(1975)²⁾による弾性せん断座屈強度の評価式に基づいて定められた全体せん断強度の評価式¹⁾をひとつの標準としながら, 実橋への適用にあたっては, 実験等による照査を併用しながら設計を進めている。

本研究では, 当該評価式の様々な条件における適用性について調査することを目的として, 波形鋼板ウェブに関する有限変位・弾塑性有限要素解析をおこなうものである。まず, コンクリートフランジ (床版) のないモデルに対して, 様々な形状パラメーターを有する波形鋼板ウェブのせ

ん断耐力 (せん断終局強度) を評価する。次に, コンクリートフランジ (床版) を有するモデルに対して, 同様な解析を実施する。その際, 実橋においてはウェブとコンクリートフランジの間はずれ止め構造により接合されるが, 接合部の剛性は完全剛ではなく, ずれ止め構造部位におけるせん断強度および変形特性が全体強度および変形特性にも影響すると考えられる。そこで, ずれ止め構造部位におけるせん断強度および変形特性を非線形バネ要素として解析モデルに組み込んだ解析を実施し, ずれ止め構造の強度・変形特性が桁の全体強度・変形特性に及ぼす影響についての検討をおこなったので以下に報告する。

2. 床版なしモデルにおけるせん断終局強度

2.1 せん断強度理論

波形鋼板ウェブにせん断荷重を作用させたとき, 2つの座屈モード, すなわち, 全体せん断座屈および局部せん断座屈の発生が考えられる。局部せん断座屈は波形鋼板ウェブの折り目と折り目の間で発生する座屈現象であり, 全体せん断座屈は, 上下フランジ間の波形鋼板ウェブ全体が座屈する現象である。局部座屈については, 折板パネルの幅と厚さの比を制限することでその発生を抑制する設計を通常おこなうため, 本研究ではウェブに全体座屈が発生する場合を主として扱う。

全体せん断座屈強度は弾性域において Easley(1975)²⁾に

より下式で与えられる事が確認されている。

$$\tau_{cr,G}^e = 36\beta \frac{(E \cdot I_y)^{\frac{1}{4}} (E \cdot I_x)^{\frac{3}{4}}}{h^2 \cdot t} \quad (1)$$

ここに、

β : 材端の固定度を表す係数で、単純支持の場合 $\beta=1.0$, 固定支持の場合 $\beta=1.9$

I_x : 波形鋼板ウェブの橋軸方向中立軸に関する単位長あたりの断面2次モーメント

$$I_x = \frac{t^3 \cdot (\delta^2 + 1)}{6\eta} \quad (2)$$

t : 板厚(図-1 参照)

d : 波高(図-1 参照)

q : 波形を考慮しない1波長の長さ(図-1 参照)

s : 1波長の長さ(図-1 参照)

δ : 波高板厚比 ($\delta=d/t$)

η : 長さ減少率 ($\eta=q/s$)

I_y : 波形鋼板ウェブの高さ方向中立軸に関する単位長あたりの断面2次モーメント

$$I_y = \frac{t^3}{12(1-\nu^2)} \quad (3)$$

また、 E : ヤング率, ν : ポアソン比である。

非弾性域を考慮したせん断終局強度 τ_{cr} は、弾性せん断座屈強度 $\tau_{cr,G}^e$ に対するパラメーター λ_s を用いてひずみ硬化を無視した式で表すと、下式になる¹⁾。

$$\frac{\tau_{cr}}{\tau_y} = \begin{cases} 1.0 & \dots \lambda_s \leq 0.6 \\ 1.0 - 0.614(\lambda_s - 0.6) & \dots 0.6 < \lambda_s \leq \sqrt{2} \\ 1/\lambda_s^2 & \dots \sqrt{2} < \lambda_s \end{cases} \quad (4)$$

また λ_s は次のように与えられる。

$$\lambda_s = \left(\tau_y / \tau_{cr,G}^e \right)^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

ここで、 τ_y は鋼材のせん断降伏点応力度である。波形鋼板においては軸方向の抵抗力がないため純せん断に近い値をとり、 $\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$ となる¹⁾。

2.2 解析によるせん断強度と理論との比較

弾塑性有限要素解析により求めたせん断終局強度を、式(4)により求まるせん断終局強度と比較検討する。解析モデルは文献^{3), 4)}を参照して図-1のように設定し、波形ウェブの波高 d を 10, 15, 20, 30, 60mm, ウェブ厚 t を 2.3, 3.2, 4.5, 6.0, 9.0mm に変化させパラメトリックに解析を行った。また、ウェブ厚に対応して上下鋼フランジ厚も変化させた。なお、FEM 解析には汎用有限要素解析コード ABAQUS を使用し、解析は構造モデル及び載荷・境界条件の左右対称性を考慮して、1/2 モデルを用いた。

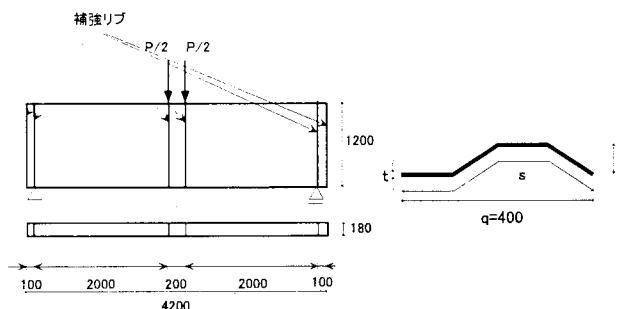


図-1 解析モデル

表-1 解析モデル諸元

ウェブ(SS400)			フランジ(SM490Y)		
高さ (mm)	厚さ (mm)	降伏応力 (MPa)	幅 (mm)	厚さ (mm)	降伏応力 (MPa)
1200	2.3	245	180	11	365
1200	3.2	245	180	14	365
1200	4.5	245	180	21	365
1200	6.0	245	180	28	365
1200	9.0	245	180	42	365

各モデルとも波高を 10, 15, 20, 30, 60mm の 5 種類に変化させた

また、鋼材の応力-ひずみ関係は真応力、真ひずみを用いて式(6)、式(7)および図-2 に示すパラメーターで定義した。これらにより得られる応力-ひずみ曲線を図-2 に示す。なお、本解析においては、残留応力・初期不整は考慮していない。

$$E' = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_{st} \cdot e^{-\xi \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} - \frac{\varepsilon_{st}}{\varepsilon_y} \right)} \quad (6)$$

$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = \frac{1}{\xi} \frac{E_{st}}{E} \left\{ 1 - e^{-\xi \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} - \frac{\varepsilon_{st}}{\varepsilon_y} \right)} \right\} + 1 \quad (7)$$

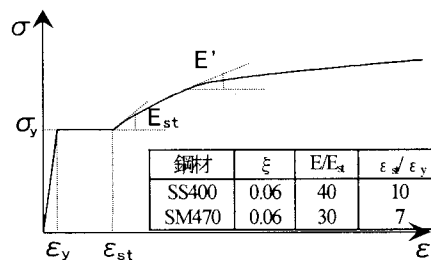


図-2 応力-ひずみ曲線の概念図

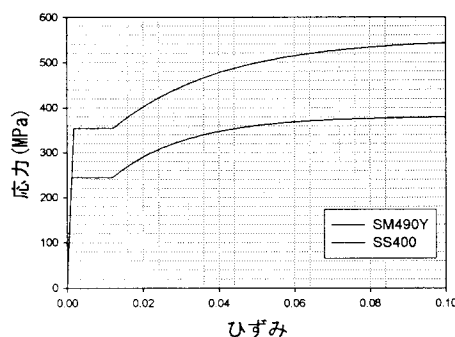


図-3 鋼材の応力-ひずみ曲線

有限要素法によるパラメトリック解析により求まるせん断終局強度と、式(4)の耐力式によるせん断終局強度を比較して示すと図-4 になる。このグラフから、波形鋼板ウェブのせん断耐力は、式(4)で表される耐力式で表されることが確認できる。すなわち、弾性領域においては、直交異方性板のせん断降伏応力を弾性範囲内で与える Easley の式(1)にはほぼ一致するということが確認できる。降伏域においても式(4)に一致しているものと考えられる。非弾性域においては耐力曲線を若干、上回る値が出ているが、これは実際の構造物において避け難い残留応力や初期不整の影響を考慮して、耐力式は安全側の設定になっていることによるもので、初期不整を考慮していない本解析においてはこれを上回った値となっている。なお、以上の結果は、文献^{3),4)}での数値解析結果ともよく符合している。

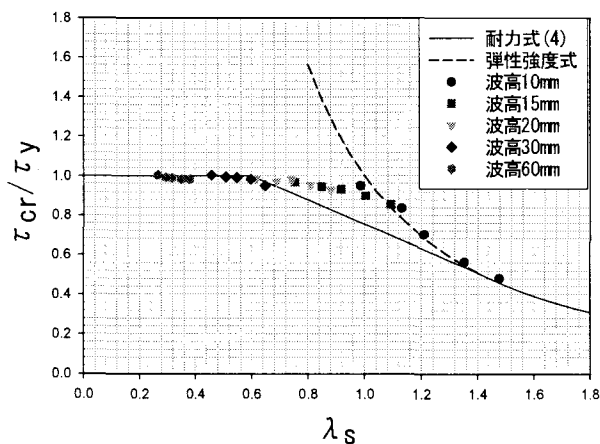


図-4 数値解析値と耐力式の関係

3. 床版つきモデルにおけるせん断強度

3.1 接合方法

波形鋼板ウェブ PC 橋のような異種材料による合成構造の利点として、1つの材料単独では発揮することのできない性能を作りだし効率化がなされるということが挙げられる。しかし、合成構造では、異なる材料間の応力伝達や一体化のために、複雑なずれ止め構造を用いる必要がある。ウェブが曲げせん断を受けるのに伴い、ずれ止めには水平にせん断力が作用する。ずれ止めの強度が曲げせん断に伴う水平せん断力より十分に大きく、ずれ止めの変形が無視できる場合には完全剛（完全合成）と考えられるが、実際にはずれ止め自身の変形が避けられず、ずれ止めの弾性変形性能によりずれが生じることは避けられない。

波形鋼板ウェブ PC 橋においても、これまで様々なずれ止め構造が提案され、また用いられてきているが¹⁾、現在のところ、図-5 に示される孔あき鋼板ジベル接合（パーフォボンドリブ接合）が一般的となっている。

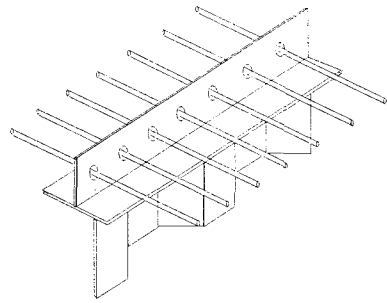


図-5 孔あき鋼板ジベル接合

孔あき鋼板ジベル接合（以下 PBL とする）はドイツの Leonhardt によって提案された接合構造で、孔のあいた鋼板を鋼部材に溶接で取り付け、コンクリート内に埋め込むことで、孔内にコンクリートが充填されて鋼材とコンクリートが一体化し、ずれ止めとして働くものである。その作用機構としては、面内（ずれ）方向には孔に充填されたコンクリートのせん断抵抗が、面内（肌離れ）方向にも孔に充填されたコンクリートのせん断抵抗が作用する。面外方向には、鋼板面から受けるコンクリートの支圧抵抗が作用する。

PBL1 個のせん断耐力については、式(8)および式(9)のような式が提案されている。

・保坂らによる実験式⁵⁾

$$Q_u = 1.45 \left\{ (\phi^2 - \phi_{st}^2) \cdot f_c' + \phi_{st}^2 \cdot f_{st}' \right\} / 1000 - 26.1 \quad (8)$$

・立神らによる式⁶⁾

$$\begin{aligned} Q_u &= 1.1 \cdot \phi^2 \cdot \{-0.818 \cdot (\phi/40) + 0.2691\} \times f_c' / 1000 \\ \Delta Q &= 1.1 \cdot \phi^2 \cdot \{12.966 \times p - 0.312\} \times f_c' / 1000 \\ Q &= Q_u + \Delta Q \end{aligned} \quad (9)$$

ここで、

- ϕ : 孔径(mm),
- f_c' : コンクリート強度(MPa),
- f_{st}' : 鉄筋引張強度の公称値(MPa),
- ϕ_{st} : 鉄筋径(mm),

である。

本節では、前節の解析モデルに床版を取り付けたモデルにおけるせん断強度の評価を行なう。ここで、特にコンクリートフランジ（床版）とウェブの接合部において、完全固定したモデル、実際のずれ止め構造のずれ特性を再現したモデル、その強度を2倍にしたモデル、接合部のずれを大きく許したモデル（比較用）、さらに完全なずれ挙動を許したモデル（比較用）を考え、それぞれのせん断強度と変形特性を FEM 解析により求め、考察を行なう。

3.2 FEM 解析

(1) 解析の目的

ウェブのせん断変形が床版により拘束される場合のウェブのせん断終局強度が式(4)で表される耐力式で評価することが出来るかどうか検証する。また、ウェブと床版の間にずれがある場合を検討し、ずれ挙動とせん断耐力の関

係について調べる。

(2) 解析方法

解析モデルを図-6に示す。解析モデルは2節において用いたモデルの上下にコンクリートフランジ(床版)を取り付けたモデルを考えた。このモデルにおいて床版はプレストレスを導入したものと考え、ひび割れの発生のない完全弾性体とした。クリープ・乾燥収縮等もここでは考慮していない。このモデルに荷重を加え、せん断終局強度を求めた。床版とウェブの間はPBLで接合したと想定し、PBL箇所につき1つの非線形バネ要素でモデル化を行った。ばねは橋の長軸方向にのみ作用し、その他の方向についてはウェブと床版は剛結しているものとした。

PBLとして孔径60mm、貫通鉄筋を用いず、コンクリートの圧縮強度を31MPaとする。このとき式(8)および式(9)により求まるPBL1つのせん断耐力は、式(8)を用いた場合、135.7kN、式(9)を用いた場合、141.4kNとなる。これらの結果より、PBL1つのせん断耐力を140kNと設定した。バネ特性については立神らの実験⁹⁾を参考にし、次の3種類を設定した(図-7参照)。

Case1: パーフォボンドリブ2枚による接合を想定、せん断耐力2倍(280kN)・強度と剛性を高めたモデル

Case2: パーフォボンドリブ1枚による接合を想定、せん断耐力(140kN)・実挙動を表すモデル

Case3: せん断強度を1/10にしたもの、せん断耐力(14kN)・ずれを大きく許したモデル

この他に、比較用として、以下の接合状態も設定した。

Case0: ウェブと床版を剛結したモデル・通常の解析仮定でのモデルで、剛結モデルの妥当性を調べる。

Case4: ウェブと床版の滑りを自由に許したモデル・極端な場合を想定した、参考用のモデル。

接合部のモデル化としては、以上の5種類を設定し、波高を10, 15, 20, 30, 60mmの5種類で変化させパラメトリックに解析を行った。ウェブ厚は3.2mmで一定とした。鋼材の材料特性は2節で用いたものと同じとする。なお、この解析においても初期たわみ、残留応力は考慮していない。

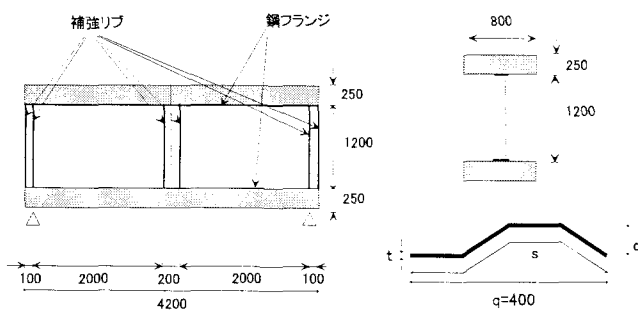


図-6 解析モデル

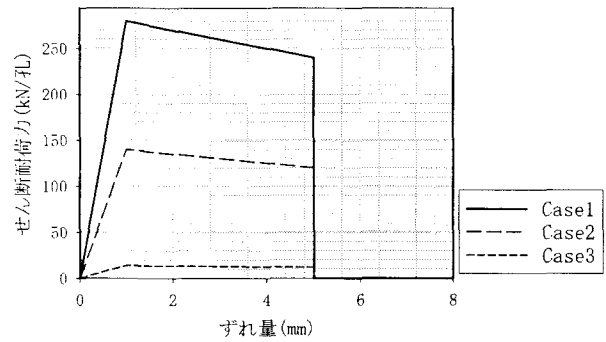


図-7 PBLの非線形ばね特性

(3) 解析結果と考察

FEM解析の結果、座屈はいずれのケースもウェブで発生した。解析により求めた床版を含めたウェブのせん断終局強度は表-2のようになった。これを式(4)で表される耐力式で評価すると図-8のようになる。また、各接合強度における荷重-変位関係は図-9～13のようになる。

表-2 床版つきモデルのせん断終局強度

波高 10mm ($\lambda_s=1.491$)					
	Case0	Case1	Case2	Case3	Case4
P_u	1091.9	1082.7	1078.8	1050.9	1031.5
τ_u/τ_v	0.828	0.822	0.819	0.800	0.782

波高 15mm ($\lambda_s=1.105$)					
	Case0	Case1	Case2	Case3	Case4
P_u	1632.8	1610.9	1604.3	1564.6	1576.5
τ_u/τ_v	1.238	1.225	1.219	1.204	1.195

波高 20mm ($\lambda_s=0.891$)					
	Case0	Case1	Case2	Case3	Case4
P_u	1662.7	1656.1	1650.4	1658.4	1662.7
τ_u/τ_v	1.261	1.257	1.254	1.256	1.215

波高 30mm ($\lambda_s=0.657$)					
	Case0	Case1	Case2	Case3	Case4
P_u	1793.2	1775.8	1768.5	1725.9	1698.7
τ_u/τ_v	1.360	1.348	1.343	1.311	1.288

波高 60mm ($\lambda_s=0.385$)					
	Case0	Case1	Case2	Case3	Case4
P_u	1987.8	1966.8	1957.9	1951.4	1946.1
τ_u/τ_v	1.503	1.493	1.488	1.482	1.476

せん断耐力が床版なしモデルに比べ、大きくなっているのは、床版がせん断力を負担しているからである。耐力式と比較した図-8について考えると、床版つきモデルのせん断耐力は床版なしモデルに比べ40～50%ほど大きくなっている。実橋においては、今回の解析モデルよりも支間長がずっと長くなるため、50%も大きく評価されることにはならないと考えられるが、コンクリート床版のせん断力負担を無視し、耐力式をそのまま用いる場合には、安全側での設計になっていると言える。床版のせん断力分担が

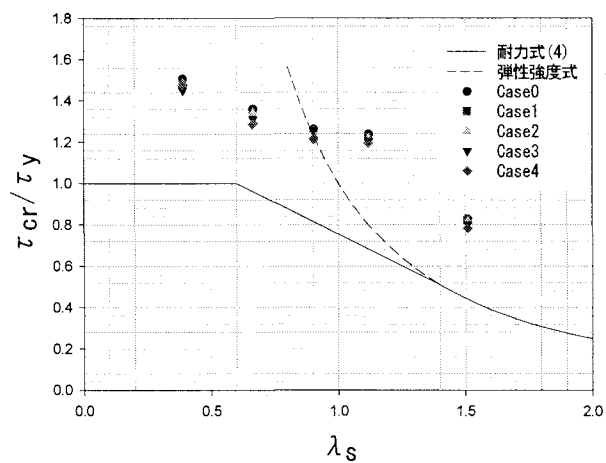


図-8 床版つきモデルのせん断耐力

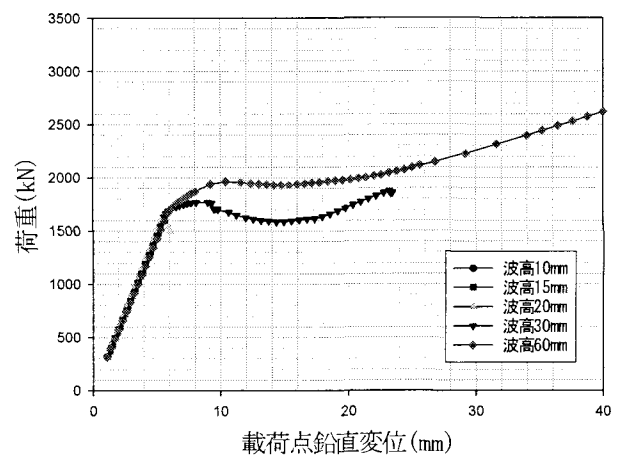


図-11 荷重-変位関係 (Case2)

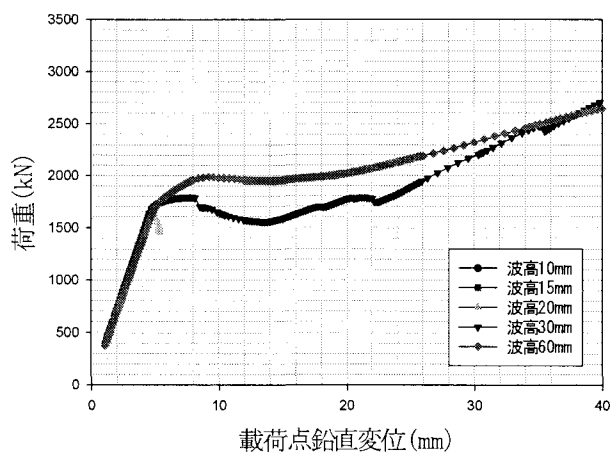


図-9 荷重-変位曲線 (Case0)

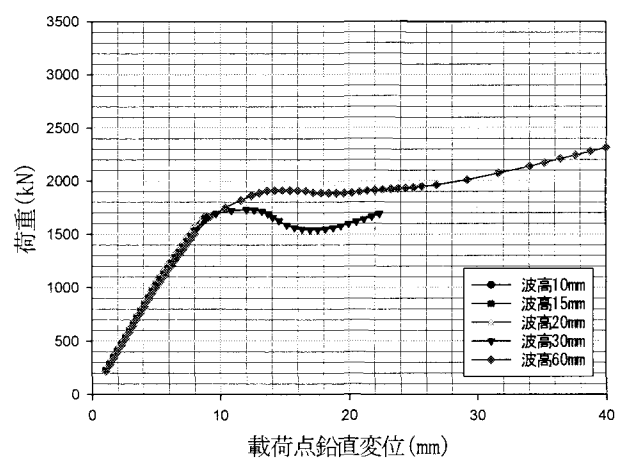


図-12 荷重-変位曲線 (Case3)

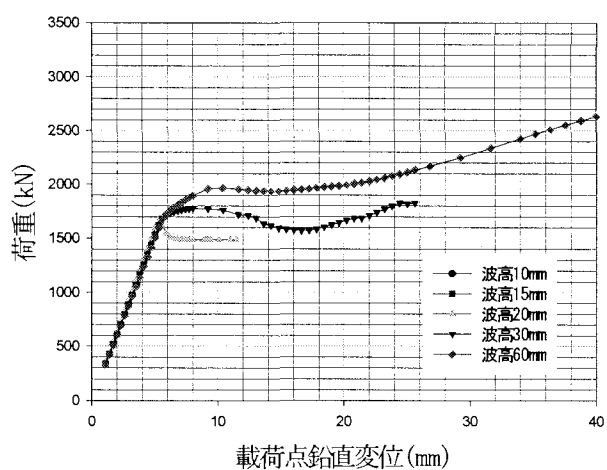


図-10 荷重-変位関係 (Case1)

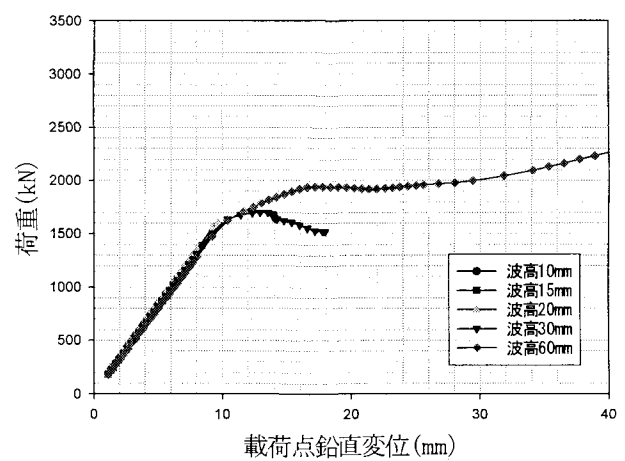


図-13 荷重-変位関係 (Case4)

無視できないという点は、廣瀬らの研究においても言及されている⁷⁾。

また、床版つきモデルのせん断耐力は床版とウェブの接合力が大きいほど大きく、接合力のない滑りを自由に許したモデルにおいては完全に固定したモデルに比べて約5%低下している。しかし、Case2が実挙動を表しているモデルとしてこれを基準に考えた場合、完全接合としたCase0との差あるいは極端に接合部強度・剛性を低下させたCase4との比較でもそれほど大きなせん断耐力の値の変化があるともいえず、両者を剛結したモデルでの解析により、せん断強度の評価はほぼ可能と考えられる。

一方で、図-9～図-13を参照し、主として弾性域における剛性についてみると、Case2を基準として、Case0の剛性は明らかに高く（変形は小さく）なっており、剛結モデルにおいては、変形（たわみ）を過小評価する可能性のあることが分かる。このことは、ほぼ座屈発生時と考えられる荷重1600kNあたりの鉛直変位を比較することで読み取れる。Case4との比較でも、接合部の剛性が低い（この場合は完全にすべるモデル）場合には変形が大きくなることから、ずれ止め構造の剛性のたわみに与える影響が明らかに読み取れる。これはずれ止め構造の剛性が大きい場合、上下床版の協同作用が確保されることで全体の曲げ剛性が大きくなるためであると考えられる。

床版とウェブのずれ量についてみると、Case1、2ではずれ量は0.3mm以下となっている。Case3においては最大で約1.5mm、Case4においては最大で2.3mm程度である。この値を図-7と比較してもPBLの機能する範囲内である。したがってウェブが座屈するほどの強制変位を与えてもPBLは十分に機能していたことが分かる。一方で、支間長の大きな橋梁においては、接合部におけるずれ、せん断力とも今回の解析よりも大きくなると考えられ、接合部での強度・変形について、十分に検討する必要がある。

また、座屈後の荷重－変位関係についてみると、図-9～図-13から、ウェブが座屈し、強度が一旦低下した後斜張力場の形成により、強度が再び上昇する傾向にあることがわかる。そのような斜張力場形成時の変形形状の一例を図-14に示す。

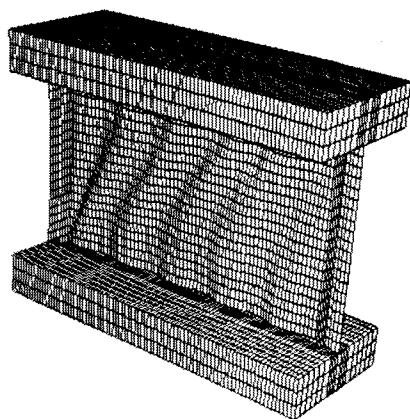


図-14 斜張力場形成時の変形形状 (1/2 モデル)

(4) 解析結果の妥当性の検証

以上に述べたものと同種の実験が文献⁸⁾により行われており、本研究で行った解析が妥当であったか検討するため、載荷実験結果との比較検討を行った。なお、この実験においてもプレストレスを高めに設定することにより、コンクリート床版を弾性体として扱っている。実験は接合部強度を十分に強くして行われており、解析におけるCase0と同等の実験であるといえる。実験による荷重－変位曲線と解析の結果の比較を図-15に示す。

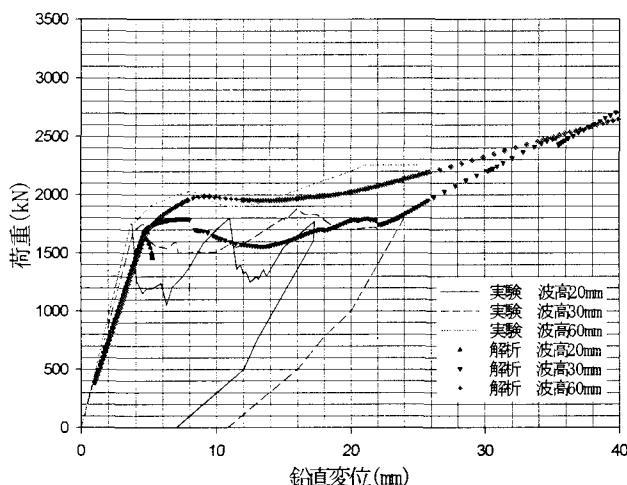


図-15 実験における荷重－変位曲線⁸⁾

図-15よりせん断終局荷重を与える載荷点鉛直変位は実験と解析でほぼ同じとなっていることが分かる。またせん断終局荷重も近い値となっている。座屈後の挙動については解析と実験では定量的にはやや異なっているが、これは初期不整の影響等により、斜張力場の形が実験と解析で異なっていたためではないかと考えられる。以上から、床版を含む場合の解析結果の妥当性が確認できたと考えられる。

4. 結論および今後の課題

波形鋼板のみの構造においては、せん断耐力の評価は既存の算定式を用いて行うことができることが明らかになった。しかし床版を取り付けた場合、床版の負担するせん断力の影響で、ウェブと床版からなる複合構造の耐力は現在設計時に想定されている耐力よりも大きくなる。今後合理的設計を進めるためには、弾塑性域における複合構造のせん断挙動を解明していく必要があると考えられる。

また、床版とウェブの接合部でのずれ挙動をモデル化した解析結果によると、例えば接合部での剛性を完全剛にモデル化した解析結果と比較して、全体の耐力には余り影響を与えないものの、弾性域における変形特性（剛性）は大きく影響を受けた。特に変形挙動を詳細に検討する場合には、接合部の剛性も解析モデルに正しく反映させる必要がある。

今後の課題としては、非弾性域におけるウェブと床版の力学的挙動の解明、長大支間部において接合部に作用する

水平せん断力の大きさ、ずれ挙動の解明が挙げられる。これらの課題を解決し、波形鋼板ウェブPC橋のさらなる合理的設計法を確立していくことが必要と考えられる。

参考文献

- 1) 波形鋼板ウェブ合成構造研究会: 波形鋼板ウェブPC橋計画マニュアル(案), 1998.
- 2) Easley, J. T.: Buckling formulas for corrugated metal shear diaphragms, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol.101, No.ST7, pp.1403-1417, 1975.
- 3) 角谷務, 青木圭一, 富本信, 狩野正人: 波形鋼板ウェブのせん断耐力評価, プレストレストコンクリート, Vol.43, No.1, pp.96-101, 2001.
- 4) 狩野正人: 橋梁構造物の非線形解析法とその適用に関する研究, 京都大学博士論文, 2005.
- 5) 保坂鐵矢, 光木香, 平城弘一, 牛島祥貴, 橘吉宏, 渡辺滉: 孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1593-1604, 2000.
- 6) 立神久雄, 田村聖, 蛭名貴之, 上平謙二: 波形鋼板ウェブ橋に用いるずれ止め構造のせん断特性に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.691-696, 2001.
- 7) 廣瀬恵子, 明田啓史, 堂垣正博: 合成箱桁における波形腹版のせん断強度特性, 構造工学論文集, Vol.51A, pp.193-201, 2005.
- 8) (財)高速道路技術センター: 波形鋼板ウェブを有する鋼コンクリート複合構造橋梁の長支間化に伴う技術検討, 平成12年度報告書, 2001.

(2005年4月15日 受付)