

波形鋼板ウェブ複合橋中間支点部の 曲げ・せん断挙動特性に対する基礎研究

白谷宏司¹・池田博之²・今井義明³・加納宏一⁴

¹正会員 工修 大成建設(株) 土木設計第1部 (〒163-0606 東京都新宿区西新宿 1-25-1)

²正会員 日本道路公団 中部支社 (〒460-0003 名古屋市中区錦 2-18-19)

³正会員 工修 大成建設(株) 土木設計第1部 (〒163-0606 東京都新宿区西新宿 1-25-1)

⁴正会員 大成建設(株) 技術センター (〒245-0051 横浜市戸塚区名瀬町 344-1)

波形鋼板ウェブ複合橋は、主桁の軽量化等の利点により、近年では施工事例が増えている。しかし、一般に複雑かつ厳しい応力状態となる連続桁の中間支点部における、本構造の桁の挙動特性については、現段階では研究事例が少ない。そこで、本研究では波形鋼板ウェブ複合橋の中間支点部に着目し、実験や弾塑性・有限変形 FEM 解析に基づいて、終局荷重時における曲げ・せん断挙動の基本的特性の把握を試みた。その結果、波形鋼板ウェブ複合橋の中間支点部は、コンクリート床版と鋼板ウェブの相互協力により、従来考えられていたよりも高い曲げ・せん断耐力を有し得ることが明らかになった。また、本研究において適用した FEM 解析手法が、床版のクラック発生から波形鋼板ウェブのせん断座屈に至るまでの挙動を精度よく予測できることを確認した。

Key Words : composite bridge, corrugated steel web, shear buckling, flexural resistance, shear deflection

1. はじめに

波形鋼板ウェブ複合橋は、従来のコンクリート箱桁橋のウェブを波形鋼板に置き換えたものであり、主桁の軽量化による長支間化や上・下部工トータルのコストダウンが期待できる構造形式である。波形鋼板ウェブを用いた複合橋は 1980 年代よりフランスで研究開発されたものであるが¹⁾、近年、日本国内で急速に実績が増えつつある。また、本構造と斜材による吊り構造を組み合わせた、波形鋼板ウェブ斜張橋・エクストラードズド橋も現在設計、施工が進められている²⁾。

このような波形鋼板ウェブ橋の普及と共に、本構造の挙動特性に関する検討成果も多く発表されている。特にウェブのせん断耐力については、国内では山口ら³⁾による耐力評価式の提案を始めとして、近年では 3 次元非線形 FEM 解析に基づくせん断耐力の予測と実証実験の事例^{4), 5)}が報告されており、波形鋼板ウェブの耐荷力特性については説明が進んでいる。

一方、コンクリート床版と波形鋼板ウェブが一体となった複合桁としての耐荷力特性については、本構造の開発初期の基礎研究などから得られた以下の知見が、現在まで実橋の設計計算にも用いられている。

①桁の曲げ剛性に対する波形鋼板ウェブの寄与は小さいため、桁の曲げ耐力は、ウェブを無視した断面性能によって決まる。

②ひび割れ後の床版のせん断剛性は小さいため、終局荷重時のせん断力は、基本的にウェブのみで受け持つ。

つまり、桁の曲げ強度に対してはコンクリート床版のみが、せん断強度に対しては波形鋼板ウェブのみが、それぞれ寄与するという仮定である。

しかしながら、中・大規模橋梁では連続桁形式となる場合が多いが、波形鋼板ウェブ複合橋の中間支点部の挙動特性については、これまで十分な検討は行われておらず、便宜的に上述の仮定がそのまま設計計算で用いられている。中間支点部は、曲げモーメント・せん断力の両者とも極大値を取るため一般には厳しい応力状態となり、主桁高や支間割の決定における支配断面となる場合が少なくない。その一方、中間支点部は構造的な境界条件が複雑なため、各部材の応力性状も複雑になる箇所である。

波形鋼板ウェブ橋の中間支点部における特異な挙動特性としては、まず、鋼ウェブの剛性が相対的に小さいため、図-1 に示すように、ウェブのせん断変形が床版によって拘束されることが挙げられる。このため床版に局部的な曲げ応力が発生することが Combault¹⁾ や水口ら⁶⁾

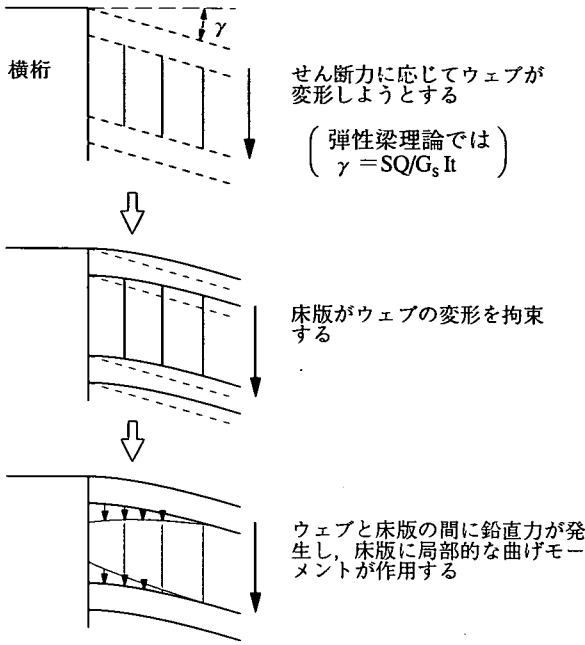


図-1 ウェブのせん断変形に対する床版の拘束の概念

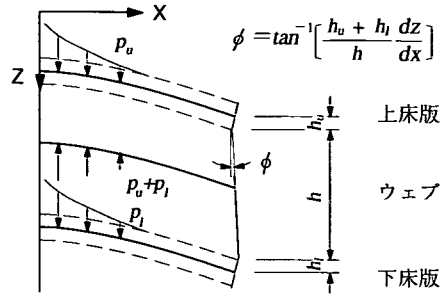


図-2 上下床版とウェブの重ね梁モデル

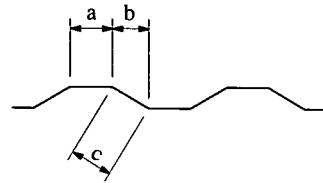


図-3 波形鋼板ウェブの波形状

により指摘された。しかし、このような床版の挙動がウェブに及ぼす影響や、床版にひび割れが発生した以降の床版やウェブの挙動特性は明らかでない。

また、波形鋼板ウェブ複合橋である近畿自動車道の大宮大台橋の設計に際して筆者らが実施した、主桁の実物大模型を用いた載荷実験においては、片持梁構造の波形鋼板ウェブ複合桁の曲げ耐力が、前述の仮定①に基づく予測値よりも 25%以上大きくなった⁷⁾。しかし、その理由は解明されていないかった。

そこで、本研究では、波形鋼板ウェブ複合橋の中間支点部における、コンクリート床版と鋼ウェブの複合桁としての挙動に着目する。最初に、せん断力に対する基本的挙動の理解のため、弾性方程式の簡略解を誘導する。次に、モデルケースに対する実験および 3 次元弾塑性・有限変形 FEM 解析に基づき、床版にひび割れが生じて非線形領域に達した状態における、曲げおよびせん断挙動特性の把握とそのメカニズムに対する考察を行う。

2. 中間支点部のせん断挙動の基本式

図-1 に示したように、剛な横桁を有する波形鋼板ウェブ複合桁の中間支点部に着目し、上下床版を横桁付根で固定された片持梁と見なすと、少なくとも弾性範囲では、固定点では床版の曲げたわみ角は 0 であるため、ウェブのせん断変形が床版の曲げ剛性によって抑制される。

その際、上床版はウェブを吊上げるような状態になるため、上床版とウェブの間には鉛直方向の引張力が生じ、下床版は逆にウェブを押し上げるため、下床版とウェブの間には鉛直方向圧縮力が発生する。

図-2 に示すように上下床版およびウェブを 3 本の独立した梁と見なす。ただし、床版断面には曲げ変形によってたわみ角 dz/dx と等しい傾斜が生じるため、上床版下縁および下床版上縁の、ウェブと床版の接合部位置には水平変位 $(-h_u \cdot dz/dx, h_l \cdot dz/dx)$ が生じる。そのため、ウェブがせん断変形する際に接合部で床版とウェブにずれが生じないように、ウェブの鉛直面も上床版下縁と下床版上縁を結んだ角度 ϕ だけ傾斜すると仮定する。

簡便のため断面諸元が x 方向に一定とすると、それぞれの梁のせん断変形に関する弾性微分方程式は、

上床版

$$\frac{d^2 z}{dx^2} = -\frac{M_u}{E_c I_u} - \frac{k_u}{G_c A_u} p_u \quad (1)$$

$$\frac{d^4 z}{dx^4} = \frac{p_u}{E_c I_u} - \frac{k_u}{G_c A_u} \frac{d^2 p_u}{dx^2} \quad (2)$$

$$\left(p_u = -\frac{d^2 M_u}{dx^2} \right)$$

下床版

$$\frac{d^2 z}{dx^2} = -\frac{M_l}{E_c I_l} - \frac{k_l}{G_c A_l} p_l \quad (3)$$

$$\frac{d^4 z}{dx^4} = \frac{p_l}{E_c I_l} - \frac{k_l}{G_c A_l} \frac{d^2 p_l}{dx^2} \quad (4)$$

$$\left(p_l = -\frac{d^2 M_l}{dx^2} \right)$$

ウェブ

$$\frac{dz}{dx} = \frac{S}{G_s' I_t} Q - \frac{1}{G_s' t h} (Q_u + Q_l) - F \frac{dz}{dx} \quad (5)$$

$$\frac{d^2 z}{dx^2} = \frac{S}{G_s' I_t} \frac{dQ}{dx} + \frac{1}{G_s' t h} (p_u + p_l) - F \frac{d^2 z}{dx^2} \quad (6)$$

$$\frac{d^4 z}{dx^4} = \frac{S}{G_s' I_t} \frac{d^3 Q}{dx^3} + \frac{1}{G_s' t h} \left(\frac{d^2 p_u}{dx^2} + \frac{d^2 p_l}{dx^2} \right) - F \frac{d^4 z}{dx^4} \quad (7)$$

ここで

- E_c : 床版コンクリートのヤング係数
- G_c : 床版コンクリートのせん断弾性係数
- I_u, I_l : 上下床版の断面 2 次モーメント
- A_u, A_l : 上下床版の断面積
- k_u, k_l : 上下床版の最大せん断応力と平均せん断応力の比
- Q : 桁のせん断力 ($x=0$ で $Q=Q_0$)
- G_s' : ウェブの見かけのせん断弾性係数
- S, I : 上下床版およびウェブによる合成断面における、図心より外側の部分の断面 1 次モーメント, および断面 2 次モーメント
- t : ウェブの板厚
- h : ウェブ高
- $F = \frac{h_u + h_l}{h}$
- h_u, h_l : それぞれ上下床版の断面図心からウェブとの接合部までの高さ

波形鋼板ウェブの見かけのせん断弾性係数 G_s' については、谷口・依田⁸⁾により式 (8) が提案されている。

$$G_s' = \frac{a+b}{a+c} G_s \quad (8)$$

ここで G_s はウェブ鋼材のせん断弾性係数, $a \sim c$ は図-3 に示す波形鋼板の形状寸法である。

上下床版およびウェブのたわみが等しいという条件でこれらを連立方程式として解くことにより, 桁の各挙動に対する解が求められる。解の単純化を目的として,

- ・床版のせん断変形項 (式 (1) ~ (4) の右辺第 2 項) を無視
 - ・図-2 の p_u, p_l が $x \rightarrow \infty$ で 0
 - ・せん断力 $Q(x)$ が x の 2 次式で表される
- と仮定する。 $Q(x)$ が 2 次式となるのは片持梁に三角形分布荷重が作用する場合であり, 通常の橋梁であれば, 桁

のせん断力分布は, 等分布荷重および集中荷重が作用する場合も包含して, 概ね 2 次式で近似することができる。これらの仮定を用いることにより, 桁のたわみ角, 鉛直変位およびウェブのせん断応力は, それぞれ式 (9) ~ (11) で表される。

たわみ角

$$\frac{dz}{dx} = \frac{1}{1+F} \frac{S}{G_s' I_t} [Q - Q_0 \exp(-\alpha x)] \quad (9)$$

鉛直変位

$$z = \frac{1}{1+F} \frac{S}{G_s' I_t} \left[\int Q \cdot dx + \frac{1}{\alpha} Q_0 \{ \exp(-\alpha x) - 1 \} \right] \quad (10)$$

ウェブのせん断応力

$$\tau = \frac{S}{I_t} [Q - Q_0 \exp(-\alpha x)] \quad (11)$$

ここで

$$\alpha = \sqrt{(1+F) \frac{G_s' t h}{E_c (I_u + I_l)}} \quad (12)$$

式 (9) ~ 式 (11) において, 右辺第 1 項は桁一般部のせん断変形やせん断応力を表しており, 第 2 項は中間支点付近における床版の拘束の影響を表す。つまり, 桁のせん断たわみ角やウェブのせん断応力は, 中間支点到近づくにつれて, 床版の拘束を強く受けるようになって指数関数的に減少する。また, ウェブのせん断変形に対する床版の拘束効果が支配的な範囲は, パラメーター α に依存する。すなわち, 床版の剛性が大きければ α は小さくなり, 床版の拘束の影響範囲が広がることになる。

なお, 式 (9) および (11) によれば, $x=0$ において桁のせん断たわみ角およびウェブのせん断応力が 0 になる。これは式 (9) ~ (12) の誘導の際に, 簡略化のために床版のせん断変形項を無視したこと, $x=0$ で床版のたわみ角を 0 と仮定したことによる。当然ながら, 実際には中間支点の横桁部にも弾性変形は生じるため, ウェブのせん断応力は完全に 0 にはなり得ない。

本論文では割愛するが, 式 (1) ~ (7) の連立微分方程式を解くことで, Combault や水口らが指摘した, 上下床版の付加曲げモーメントなどの算定式も誘導できる。なお, 山崎ら⁹⁾も本論文と同様の基礎式から波形鋼板ウェブ複合桁の弾性挙動の予測式を導いているが, 床版の拘束効果を山崎らは正弦関数で表しているのに対して本研究では指数関数で表現している点, および本研究では床版とウェブの接合部で水平ずれが生じないような配慮をしている点で, 山崎らの提案式と異なっている。式 (10) および (11) の妥当性に対する検討結果については, 5 章で述べる。

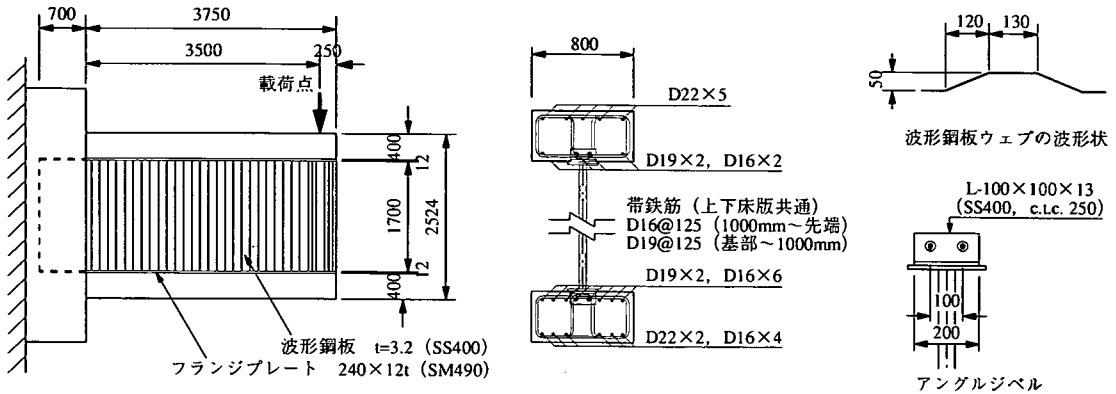


図-4 セン断検討モデル

3. セン断挙動に対する検討

(1) 検討モデル

本章では、中間支点部に着目し、ウェブのせん断破壊が曲げ破壊より先行するような波形鋼板ウェブ複合桁の挙動特性を把握することを目的として行った、3次元弾塑性・有限変形 FEM 解析および実験について述べる。

解析および実験で対象としたモデルの構造諸元を図-4 に示す。本モデルは、中間支点付近の挙動を再現するために片持梁構造としたものである。荷重は桁の先端に集中荷重として載荷した。

主要部材の材料諸元は、床版コンクリートは設計基準強度 40N/mm²、波形鋼板ウェブは SS400、鉄筋は SD345 である。

なお、本研究においては、弾塑性・有限変形 FEM 解析手法の妥当性の検証を主目的として、本ケースに先立って単純梁構造についても FEM 解析および実験を実施した^{10), 11)}。これらのケースは、本論文で述べる片持梁構造のケースとウェブ諸元は同一で、鋼フランジを有するモデルと鉄筋コンクリート床版を有するモデルの 2 ケースである。本論文ではこれらの説明は割愛するが、特にコンクリート床版のケースでは、床版にひび割れが発生した後ウェブが座屈するまでの挙動を、FEM 解析により比較的高い精度で再現することができた。

本検討ケースにおける、ウェブおよび床版の構造諸元の設定根拠は以下の通りである。

a) 波形鋼板ウェブ諸元の設定

これまでの研究成果によれば、波形鋼板ウェブのせん断耐力は、ウェブの全体座屈および局部座屈強度、両座屈モードの中間的な連成座屈強度、あるいは降伏強度のうち最小の強度で決定される。

波形鋼板ウェブの波形状、板厚、およびウェブ高は、図-5 に示すせん断座屈パラメータ¹²⁾を鑑みて設定

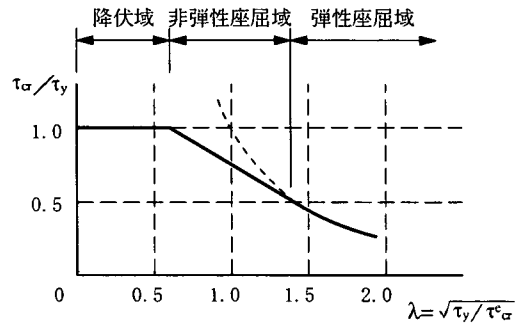


図-5 セン断座屈パラメータとせん断強度

表-1 ウェブのせん断座屈パラメータ

全体座屈	0.599
局部座屈	0.517

した。図-5 において、 τ_{cr} はせん断強度、 τ_y は鋼板のせん断降伏強度、 τ_{cr}^e は波形鋼板ウェブの弾性全体座屈あるいは弾性局部座屈強度であり、 τ_{cr} は全体座屈および局部座屈それぞれに対して算出される。 τ_{cr}^e の算出方法については文献 12) を参照されたい。実橋の設計においては、一般には降伏が座屈より先行するように、すなわち λ が全体・局部座屈のいずれに対しても 0.6 を下回るようにウェブ諸元が設定されている。

本検討モデルにおいては、これまでの実橋におけるウェブ諸寸法の設定事例を参考にして、まず波長とウェブ高の比率を設定し、次に実橋で想定される範囲で座屈の生じる可能性が高くなるように、波高および板厚を設定した。本検討モデルのせん断座屈パラメータは表-1 に示す通りである。

b) コンクリート床版諸元の設定

床版の断面寸法は、実橋の事例を鑑み、弾性梁理論による近似式 (13) から算出されるウェブのせん断力分担

率 Q_w/Q が、約 80% となるように設定した。

$$\frac{Q_w}{Q} = \frac{Sh}{I} \quad \left(\because \tau = QS/I_t, Q_w = \tau \cdot th \right) \quad (13)$$

実橋の中間支点部においては、せん断力が耐荷力近くまで大きくなる状態では、同時に曲げモーメントも大きくなっているのが一般的であることから、ウェブのせん断座屈前に床版の引張鉄筋が降伏するように、FEM 解析による事前検討に基づいて床版の軸方向鉄筋を設定した。スターラップについては、事前検討で予想された床版の最大せん断力に対して降伏しないように、鉄筋径とピッチを設定した。

c) ウェブと床版・横桁の接合部

実験模型におけるコンクリート床版と波形鋼板ウェブの接合方法については、最近の高速道路の橋梁における実績を鑑みて、ウェブ上下縁に溶接されたフランジプレートにアングルジベルを設ける構造とした。ウェブの破壊前に接合部が破壊しないように、アングルジベルの設計耐力は、想定される終局荷重時に対して安全率 3 以上を確保した。

また、片持梁の基部（橋梁の支点横桁に相当）において、ウェブはコンクリート内に埋め込み、鋼板とコンクリートの付着強度を利用して定着する方式とした。ただし、コンクリート内ではウェブは平板である。ウェブの上下フランジプレートも基部コンクリートに埋め込み、アングルジベルにより定着する構造とした。

(2) 解析モデル

解析プログラムとしては、汎用構造解析プログラム DIANA を用いた。図-6 に解析モデルを示す。モデル化の詳細は以下の通りである。

a) 部材の要素モデル化

ウェブおよびフランジプレートはシェル要素でモデル化し、ウェブのパネル幅（130mm）当たり 4 要素に分割した。コンクリート床版は解析時間の短縮を図るため梁要素とし、床版内の鉄筋のうち軸方向筋のみを埋込鉄筋要素で取り入れた。本モデルの基部は鉄筋コンクリート

構造であるが、弾性ソリッド要素でモデル化した。

b) コンクリート床版の材料特性のモデル化

床版コンクリートの圧縮側の応力～ひずみ特性は、実験に用いたコンクリートの圧縮試験結果を基に設定した。引張強度については、円筒供試体による割裂試験結果では約 4 N/mm² であったが、寸法効果やコンクリートの収縮に対する鉄筋の内部拘束等による強度低減を反映させるために、式 (14)¹³⁾ で定義した。

$$f_{tr} = 0.33\sqrt{f_c} \quad (14)$$

ここで、 f_c は圧縮強度である。ひび割れ発生以降の応力～ひずみ特性については、当初は Tension-Stiffening¹³⁾ を考慮して式 (15) を用いようとした。

$$f_t = \frac{f_{tr}}{1 + 500\sqrt{\epsilon}} \quad (15)$$

ここで、 ϵ はコンクリートの軸方向引張ひずみである。しかし、式 (14) と (15) では、ひび割れ発生限界ひずみ点で応力が不連続となり、FEM 解析の収束性が悪くなったため、本解析では、図-7(a) に示すように、コンクリート引張応力が、ひび割れ発生ひずみで f_{tr} 、鉄筋降伏ひずみ（約 2000 μ ）で 0 となるような直線で仮定した。

ひび割れ発生以降のコンクリートのせん断剛性の低減については、Pauley・Loeber¹⁴⁾ の式 (16) を用いた。

$$\beta = \frac{1}{1 + 4447\epsilon_n} \quad (16)$$

ここで、 β はひび割れ発生以降のせん断剛性とひび割れ発生前のせん断剛性の比率、 ϵ_n はひび割れに直交方向のひずみである。式 (16) は簡便で解析に用い易いが、スターラップや軸方向鉄筋の量がパラメーターになっていないため、修正圧縮場理論¹⁵⁾ に基づいて本検討モデルの床版のせん断剛性の推算を行い、式 (16) から得られる値との比較検討を行った。修正圧縮場理論では、Tension-Stiffening まで考慮したコンクリートの応力～ひずみ特性と、軸方向および軸直角方向の鉄筋の配置と応力～ひずみ特性を基に、力の釣合い条件および変形の適

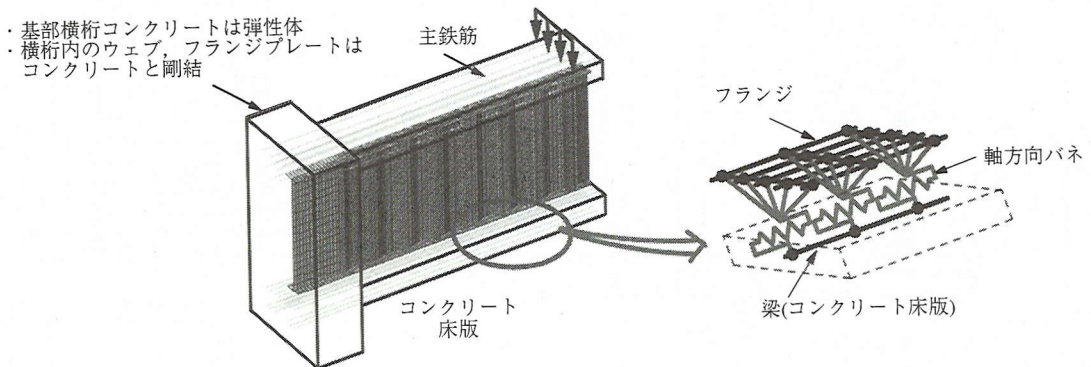


図-6 弾塑性・有限変形FEM解析モデル

合条件から、軸方向力およびせん断力を受けるコンクリート部材の応力・変形状態を予測することができる。ここでは、本検討モデルの床版の軸方向鉄筋およびスタールップ量を固定値とし、軸方向引張ひずみをパラメータとして与えて、床版のせん断応力とせん断ひずみの関係をプロットした。その結果、一定の軸方向引張ひずみ下でも、せん断剛性とせん断変形量の間には弱い非線形性が見られるものの、平均的なせん断剛性は式(16)により与えられる関係と有意な差はなかった。従って、本解析では式(16)を用いて差し支えないと判断した。

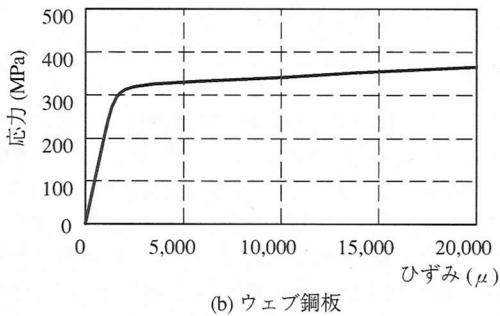
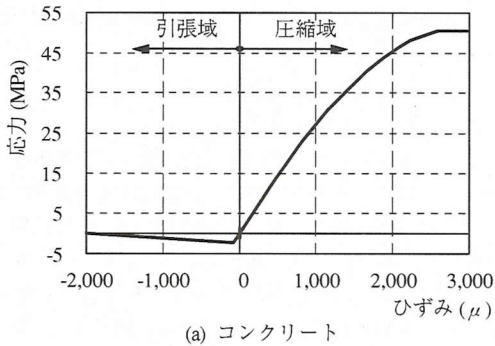


図-7 材料の応力～ひずみ特性

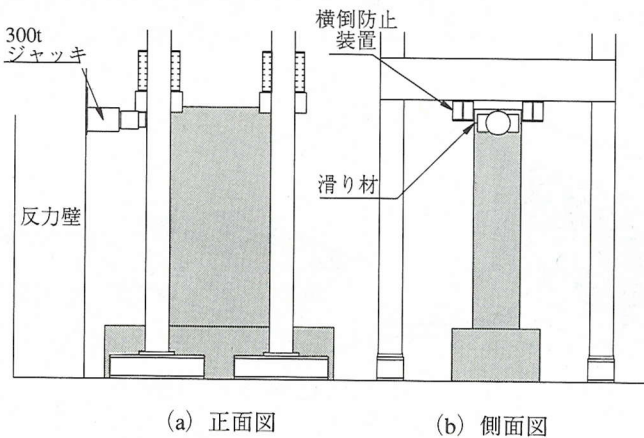


図-9 実験設備

c) 鋼材の材料特性のモデル化

波形鋼板ウェブ、フランジプレート、および鉄筋の応力～ひずみ特性については、引張強度試験の結果を基に設定した。ウェブの応力～ひずみ特性を図-7(b)に示す。

d) 床版とウェブの接合部のモデル化

フランジプレートとコンクリート床版の間は、軸方向のみバネ結合とし、他の方向については剛結合とした。軸方向のバネ特性については、立神ら¹⁶⁾が行った、アングルジベルのずれせん断実験の結果を参考に、図-8に示すように設定した。

e) ウェブの初期面外変形および溶接部残留応力

模型完成後、ウェブの正規寸法からの面外変形を70点計測した結果を基に、変形曲面を2次関数で補間して解析に考慮した。面外変形量は最大で約6mmであった。なお、ウェブとフランジプレートの溶接部の残留応力については、本解析では考慮しなかった。

(3) 実験方法

本実験は大成建設(株)の技術センターで行われた。図-9に示すように、実験設備の制約より主桁を鉛直に立ち上げ、PC鋼棒で基部を床に固定し、反力壁を用い

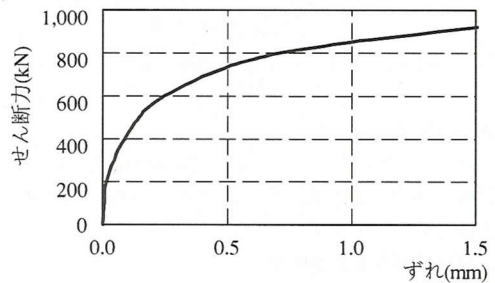


図-8 アングルジベル接合部のせん断力とずれ変位の関係(ジベル2個当たり)

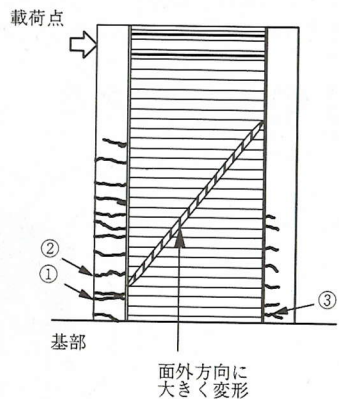


図-10 実験終了時の桁の損傷

て 3000kN 油圧ジャッキにより、水平方向に荷重を変位制御で載荷した。

横倒れ防止装置により桁の面外方向の変形を拘束したが、桁と横倒れ防止装置の間にはテフロン板を挿入して、摩擦係数を小さくするように努めた。

(4) 解析および実験結果

a) 破壊性状

実験においては、載荷荷重が 1237kN の時点でウェブに座屈が生じ、その後急激に荷重が減少した。座屈発生時点では、図-10 に示すように、上床版には貫通ひび割れが、下床版にも断面中心付近までひび割れが発生していた。各ひび割れ箇所の最大ひび割れ幅は、①が 0.35mm、②が 0.50mm、③が 0.15mm であった。座屈発生時点の上床版の軸方向鉄筋のひずみは約 2100 μ で、降伏域に達していた。

b) 荷重～変位特性

載荷点断面の下床版下面におけるたわみ量と荷重の関係を図-11 に示す。最大荷重は実験値が 1237kN であるのに対し解析値が 1270kN であり、本解析は約 3%の誤差で桁の耐荷力を予測することができた。

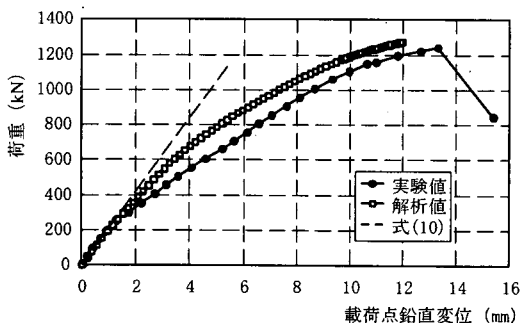


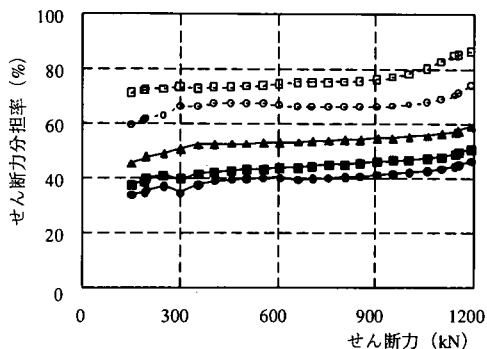
図-11 荷重と鉛直変位の関係 (せん断検討モデル)

ただし、荷重が約 250kN の時点を境に、実験曲線が解析曲線から離れ、最大荷重時に至るまで実験変位が 10%程度大きくなっている。上床版に最初のひび割れが発見されたのも荷重が約 250kN の時であり、実験値と解析値に差が生じ始めた時点とほぼ一致している。本論文では省略したが、コンクリート床版を有する単純桁のケースでは、床版にひび割れが発生した後も解析値と実験値の差はほとんど見られなかったため、本解析における材料特性やアングルジベル接合部のバネ特性などに対する評価方法については、特に大きな問題はなかったと考えられる。従って、変位における実験値と解析値の差の主要因は、基部のコンクリート中に生じたひび割れに伴う、基部の剛性低下や鉄筋の局部的な付着切れであると考えられるが、後述するようにウェブと床版の接合部の鉛直方向の結合条件の問題も一因であると推察される。

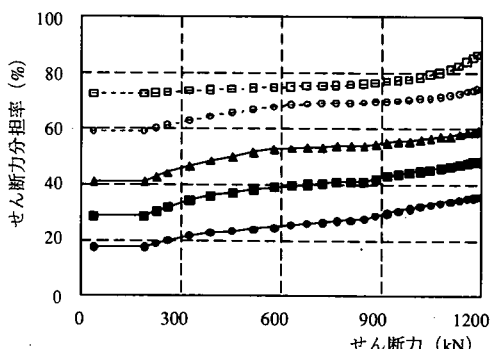
c) ウェブの挙動

実験におけるウェブのせん断応力は、各断面で高さ方向に 5 点ずつ貼り付けられた 3 軸ひずみゲージの計測値から算出される最大せん断ひずみと、材料引張試験における応力～ひずみ関係から求められた。

図-12(a) は、実験において計測した、各断面のウェブの 5 点のせん断応力から、ウェブが受け持っているせん断力を推算して、桁の全せん断力に対する割合を求めたものである。また、解析結果も図-12(b)に示している。実験、解析結果とも、荷重の増大と共に、床版のひび割れの発展による剛性低下のためウェブのせん断力負担率が大きくなっていく傾向が見られるが、特に急激な増加ではない。また、ウェブのせん断力分担率は、基部に近づくほど小さくなっている。本検討モデルはせん断スパンが小さいが、図-11 に示すように、式 (10) によるせん断変形に桁の曲げ変形を重ね合わせた鉛直変位量の計算値が、弾性範囲では実験値および FEM 解析値に近いこと、また、5 章の図-27 に示すように、ウェブ



(a) 実験結果



(b) 解析結果

図-12 ウェブのせん断力分担率

のせん断力分担率の橋軸方向分布も式 (11) による計算値と似た傾向を示していることから、2 章で述べたような。ウェブのせん断変形に対する床版の拘束効果が実際にも顕著に現れていると考えられる。基部付近では、最大荷重時においては鉄筋が降伏に達し、最大 0.5mm のひび割れが生じていたが、それでも基部付近のウェブのせん断力分担率は 40~60%程度と、スパン中央付近の分担率(基部より 2015mm, 約 85%)より小さく、ウェブの変形に対する床版の拘束効果は有意である。

一方、2 章で述べた基本挙動によれば、基部付近のウェブには鉛直方向の応力が生じることになる。図-13 は基部付近のウェブの鉛直方向ひずみの推移を示したものである。実験・解析とも、上床版側には引張ひずみ、下床版側には圧縮ひずみが生じており、2 章で述べた挙動特性が実際に現れていることが裏付けられる。上床版側では、実験で生じた鉛直ひずみは解析値の半分程度であるが、これは、解析では床版を梁要素にモデル化しているため、接合部付近の床版部材が鉛直方向に引張られるような局部的変形が解析で反映できなかったことや、解析ではウェブと床版の接合部の鉛直方向結合条件を剛と仮定しているのに対して、実際にはフランジとコンクリート床版の間に目開きが生じたことによると考えられる。一方、下床版側では実験値は解析値の約 70%であり、床版の梁モデル化に起因する誤差と推測される。このような理由により、実験においてはウェブのせん断変形に対する床版の拘束効果が解析ほど現れず、ウェブの鉛直方向応力が小さくなり、結果的に図-12 に示すよ

うに、基部付近のウェブのせん断力分担率は、実験値の方が高かったと考えられる。本実験模型においては、ウェブと床版の接合部フランジプレートには 250mm 間隔でアングルジベルが配置され、アングルジベルには鉛直方向の鉄筋が溶接されており、鉛直方向引張力に対して抵抗する。この鉛直鉄筋は、基部から約 1m の範囲ではアングルジベル 1 個当たり D16×4 本、それより先端側では D16×2 本である。基部付近における鉛直鉄筋のひずみの計測値によると、荷重が約 250kN の時点で、フランジプレートとコンクリート床版の付着が切れて鉄筋の応力が増加し始め、最大荷重時の鉄筋応力は 80~90N/mm²であった。

このような理由により、実験における基部付近のウェブのせん断力負担が解析結果より大きかったため、ウェブのせん断変形も大きくなったことが、桁の鉛直変位において実験値と解析値に差が生じた一因であると考えられる。

実験結果より、最大荷重時にウェブが受けていたせん断力は、図-12 においてウェブのせん断力分担率が最大の断面において約 1040kN と推算され、ウェブの平均せん断応力は 191N/mm²となる。材料試験結果から推算されるウェブのせん断降伏応力は $\sigma_y/\sqrt{3} \cong 185\text{N/mm}^2$ であり、ウェブは降伏に達していたことになる。本論文では省略したが、ウェブの各計測点の最大および最小ひずみの推移を見ても、ウェブの一部は非線形域に入っており、座屈する以前に降伏していた。

本検討ケースのウェブ諸元は、表-1 に示すように、

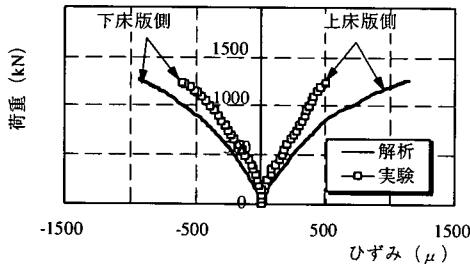


図-13 基部付近のウェブの鉛直方向ひずみ

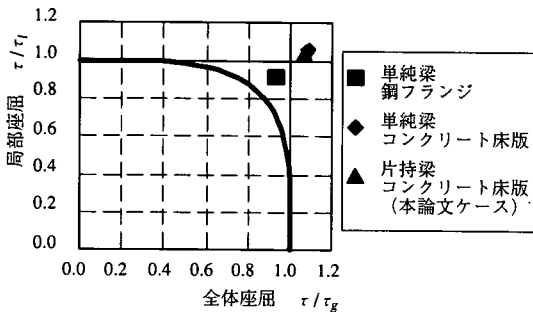


図-14 ウェブの平均せん断応力

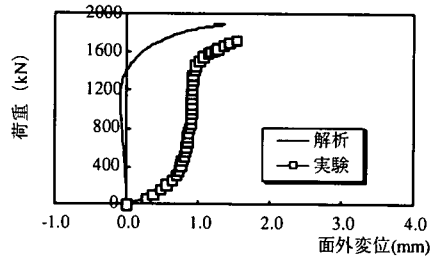
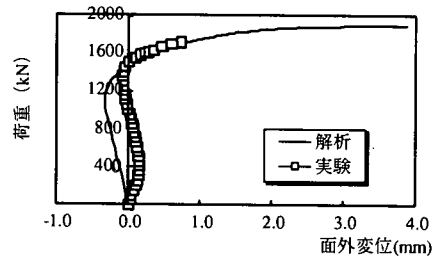


図-15 ウェブの面外変形の一例

全体座屈、局部座屈のいずれも非弾性座屈域と降伏域の境界付近にあり、山口ら³⁾によれば、連成座屈が卓越する可能性がある領域である。山口らは、連成座屈や降伏まで包括したせん断強度の算定式として式(17)を提案している。

$$\left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{crG}}\right)^4 + \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{crL}}\right)^4 = 1 \quad (17)$$

ここで、 τ_{crG} および τ_{crL} は、それぞれ図-5 で表される全体および局部座屈強度である。図-14 は、本検討ケースにおける最大荷重時のウェブの断面平均せん断応力の実験値と式(17)を比較したものである。参考に、本検討で行った単純梁モデルの実験結果も載せている。本検討モデルでは、3 ケースとも波形鋼板ウェブ諸元は同一であるが、コンクリート床版を有するケースの方が、若干ではあるが大きめのせん断強度を有しており、剛なコンクリート床版が、波形鋼板ウェブの座屈の発生を遅らせたことによって、ウェブには座屈より降伏が先行し、降伏から最終的に座屈が生じるまでの間の応力増加分だけ、せん断強度が式(17)で与えられる値より増加したと推察される。従って、本検討のみでは事例数が少なく断定はできないが、コンクリート床版には波形鋼板ウェブの座屈発生を若干遅らせる拘束効果があると考えられる。

図-15 は、ウェブの面外変形の計測結果の一例であるが、実験値と解析値との整合性にはばらつきが大きい。これは、ウェブの初期面外変形の計測点数が少なかったため、波の折り目間の平板パネルの局部的な初期変形を解析で反映できず、実験で生じた局部面外変形が解析では現れなかったためと考えられる。しかし、それでも、図-11 に示すように、桁の耐荷力のみに着目すれば、実験値と解析値の差は3%程度と小さい。従って、本検討モデルのように、降伏あるいは全体的な非弾性座屈に支配されるウェブ諸元の場合には、ウェブの局部的な初期面外変形は、桁の耐荷力に対して有意な影響を及ぼさないと考えられる。

4. 終局荷重時の曲げ挙動に対する検討

(1) 検討概要

本章では、まず、近畿自動車道の大宮大台橋の設計に際して実施された、実橋と同じ断面を有する片持梁構造の主桁模型を用いた、載荷実験の概要を紹介する。

本研究では、この実験結果を踏まえて、終局荷重時の曲げ挙動のメカニズムについて詳細に検討するため、曲げ破壊が先行する簡易片持梁モデルを対象に、3次元弾塑性・有限変形FEM解析を行った。

これらの実験およびFEM解析モデルに対し、実橋の設計で一般に用いられる、波形鋼板ウェブの軸方向剛性を無視したファイバーモデルによる弾塑性・有限変形解析も併せて行った。本章では、これらの結果の比較検討を通して得られた、波形鋼板ウェブ複合橋の曲げ挙動に関する基本特性について述べる。

(2) 実物大模型による載荷実験

a) 実験概要

本実験は、三重県度会郡の、大宮大台橋の架橋地点の近くのヤードで行われた。実験模型の構造概要を図-16に示す。主桁断面形状を始め、ウェブ諸元、床版の配筋、ウェブと床版の接合部構造等は、全て大宮大台橋の実構造をモデルとしたものである。ただし、実験施設の制約により、桁高の低い支間中央部の断面を対象とした。

載荷は、主桁上面に設置したH鋼の載荷梁とフーチングを鉛直PC鋼棒により結構し、載荷梁と主桁上面の間の鉛直ジャッキにより載荷梁を持ち上げてPC鋼棒にプレストレスを導入することによって行った。

本実験では、箱桁内の上床版側に外ケーブル19S15.2(降伏荷重4200kN)を2本配置している。実橋における終局荷重時のせん断力に対する設計では、通常は波形鋼板ウェブのみでせん断力を負担するものと仮定してウェブのせん断応力を算出し、降伏あるいは座屈強度を下回るように波形鋼板ウェブの諸元が設定される。本実験

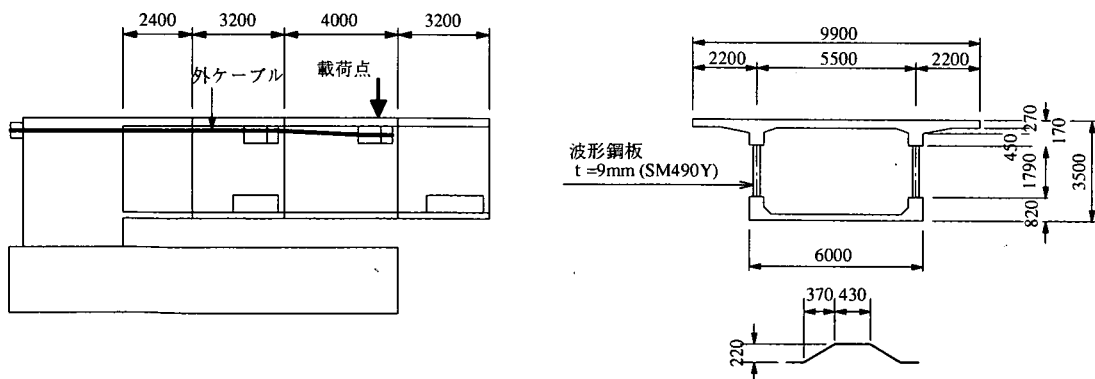


図-16 大宮大台橋 載荷実験模型

では、曲げ破壊時に、上述の計算方法によるウェブのせん断応力も降伏応力に達するように、ファイバーモデルによる事前解析に基づいて外ケーブルの導入緊張力（1000kN/本）を設定した。事前解析による曲げ破壊荷重は、約 5000kN であった。

ウェブと床版の接合部はアングルジベル方式である。ウェブは柱頭部では横桁に埋め込まれて定着されているが、接合部のフランジプレートは、柱頭部では横桁に埋め込まれず、横桁外縁で止まっている。

本実験模型の波形鋼板ウェブのせん断座屈パラメータは、全体座屈が 0.18、局部座屈が 0.67 であり、パネルの局部的な座屈が先行する可能性はあるものの、3章に示したモデルのような、激しい全体的な座屈の生じる可能性は低いウェブ諸元である。

b) 実験結果

本実験における載荷荷重と桁の張出部先端の鉛直変位の関係を図-17 に示す。図-17 には、比較のために、ファイバーモデルによる弾塑性・有限変形梁解析結果も示している。解析モデルを図-18 に示す。本解析においては、材料物性は実材料の試験値を用い、コンクリートの圧縮ひずみが 3500μ に達した時点を終局状態と定義している。外ケーブルは軸力のみ伝達するトラス要素とし、偏向部には Coulomb の摩擦モデルを適用した。静摩擦係数は 0.3、滑動後の動摩擦係数は 0 とした。解析

ケースは以下の通りである。

Case 1 (事前解析)

- ・ウェブの軸方向剛性 : 無視
- ・桁のせん断剛性 : 無限大と仮定

Case 2

- ・ウェブの軸方向剛性 : 平板ウェブとして考慮
ウェブの板厚, ヤング係数とも実値
- ・桁のせん断剛性 : 無限大と仮定

Case 3

- ・ウェブの軸方向剛性 : 平板ウェブとして考慮
ウェブの板厚, 降伏強度は実値
ヤング係数は実値の 1/30
- ・桁のせん断剛性 : 複合断面の剛性を評価

Case1 は従来の設計計算の方法である。また、実験後、ウェブの軸方向剛性をパラメータとして数ケース解析した結果、ヤング係数が実材料の 1/30 の場合に荷重～変位曲線が実験値と近くなったため、Case 3 として示している。全てのケースで、ウェブと床版の接合部のフランジプレートも軸方向鋼材として考慮している。

実験では、事前解析による終局荷重 5000kN に達しても、上床版に 1～2mm のひび割れが多数発生した程度で破壊には遠い状態であったため、荷重を増大させて実験を続行したが、載荷設備の限界により荷重 6800kN の時点で終了した。荷重が 6000kN になるまでに上床版の鉄筋が全て降伏したが、最大荷重時における下床版下縁のコンクリート圧縮ひずみは約 2230μ で、目視でも圧壊の兆候がごく一部で見られた程度であり、桁にはまだ耐力の余裕があった。実験における主桁の曲げ耐力は、自重による曲げモーメントを含めても、従来の設計計算で用いられているファイバーモデル解析による耐力 (Case1) より、25%以上大きかったことになる。

図-17 で引張鉄筋降伏後の荷重～変位曲線の勾配に着目すると、解析ケース Case1 および 2 では実験値よりも勾配が小さい。Case1 では、引張鉄筋およびフランジプレートが降伏した以降は、桁の曲げ剛性に寄与する引張側の鋼材は主に外ケーブルの張力増加であり、Case2 にしても、ウェブが引張鋼材として寄与するため初降伏荷重は大きいですが、床版の鉄筋が降伏した後もなくウェブ

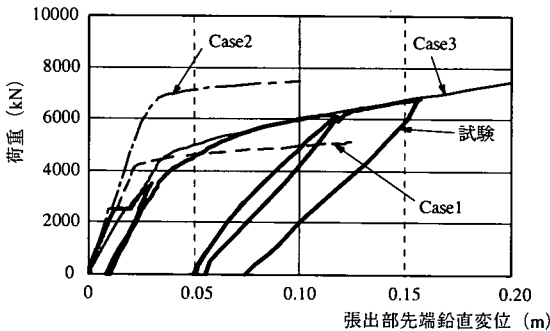


図-17 荷重と鉛直変位の関係 (実物大模型載荷実験)

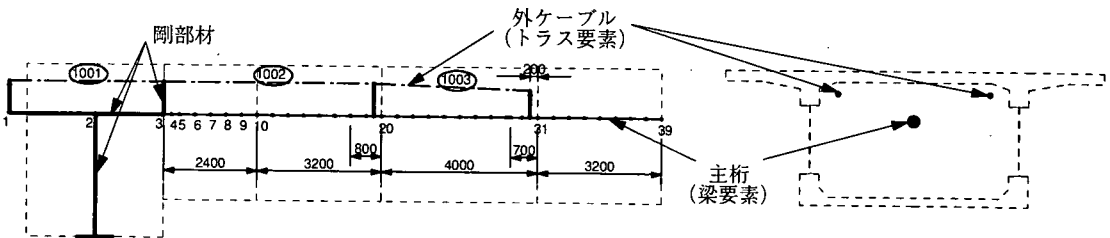


図-18 ファイバーモデル解析モデル (大宮大台橋実物大模型)

ブも降伏に達するため、その後は外ケーブルの張力増加により曲げ剛性を維持する結果となり、勾配は Case1 と同程度になる。一方、Case3 では、ウェブ鋼板のヤング係数が小さいため、ウェブの軸方向応力が小さく、最大荷重時に至っても降伏しないため、外ケーブルとウェブが桁の曲げ剛性に寄与し、実験値に近い勾配になっている。荷重～変位関係の他、引張鉄筋や下床版コンクリートのひずみについても、Case3 は実験値と概ね一致していたことから、波形鋼板ウェブが引張鋼材として、桁の曲げ剛性や曲げ耐力の向上に寄与していたことが伺える。

ちなみに、荷重が約 2500kN までの弾性範囲内では、Case1 および 2 の方が Case3 よりも実験値に近い。これは、ファイバーモデル解析では、2 章で述べた片持梁基部付近のせん断変形に対する床版の拘束効果を考慮できないこと、および本解析では簡便のためコンクリートの引張剛性を無視したことによる。その結果、Case3 では実験値よりたわみが大きくなっているが、Case1 および 2 では桁のせん断剛性を無限大と仮定しているため、桁のせん断変形が現れず、コンクリート床版の引張剛性を無視したことによる誤差を打ち消して、結果として実験値に近くなったと考えられる。

また、実験曲線では、荷重が 3500～5000kN の範囲で段階的に鉄筋降伏が進行しているような、緩やかな剛性低下が見られるが、ファイバーモデル解析結果では、実験値よりも若干大きな荷重で鉄筋が降伏し、曲げ剛性が急激に低下している。これは、1 章で述べた中間支点付近の床版に生じる付加的な曲げモーメントの影響や、実験ではまずウェブ付近の鉄筋が降伏し、その後序々に床版の鉄筋が降伏していったことによると考えられる。

(3) 簡易モデルによる解析的検討

a) 検討概要

大宮大台橋の実物大模型には外ケーブルが設けられていること等の理由により、実験模型を忠実に再現しての 3 次元非線形 FEM 解析には多大な労力を要する。そこで、主桁の断面構造が比較的単純で、曲げ破壊が先行す

ようなモデルを対象に、3 次元弾塑性・有限変形 FEM 解析およびファイバーモデル解析（ウェブの軸方向剛性を無視）を行い、実験で現れた曲げ挙動特性の把握を試みた。

対象モデルの構造図を図-19 に示す。各部材の材料特性等は、3 章で述べた実験および解析モデルと同一である。また、ウェブの波形状も同じである。ただし、ウェブと床版の接合部の結合条件については、ファイバーモデル解析との比較のため、ずれを考慮しないものとした。また、ウェブの板厚については、6mm と 3mm の 2 ケースで FEM 解析を行った。FEM およびファイバーモデル解析の要領は、先のせん断検討モデルや大宮大台橋の実物大模型実験に対するものと同様である。基部ではウェブ鋼板が 700mm 横桁内に埋め込まれていると仮定し、解析においてはコンクリート要素と剛結としている。

b) 耐力力について

各解析による荷重～変位特性を図-20 に示す。大宮大台橋の実物大模型実験結果と同様、ウェブの軸方向剛性を無視したファイバーモデル解析結果は小さな曲げ耐力を与える結果となっている。3 次元 FEM 解析結果は、ウェブ厚 6mm のケースで 24%、3mm のケースで 12%、それぞれファイバーモデル解析結果よりも大きくなった。ウェブの板厚が異なる 2 ケースで桁の曲げ耐力も異なっていることから、波形鋼板ウェブの剛性が桁の挙動に影響を及ぼしていることが確認できる。

コンクリート床版の断面寸法と波形鋼板ウェブの板厚・ウェブ高との相関で言えば、板厚 3mm の方が、実物大模型実験の主桁断面および実橋の一般的な断面に近い現実的なケースであるが、実物大模型実験におけるファイバーモデル解析結果との耐力力差は 25%以上であり、板厚 3mm のケースにおける耐力力差 (12%) よりはるかに大きい。その理由としては、解析の精度の問題の他、主桁の断面構造の違いもあると考えられる。逆に言えば、桁の断面諸寸法、特にウェブの波形状に関するパラメータスタディを行えば、曲げ耐力の向上率が大きな断面構造が見出されると予想されるが、本研究では

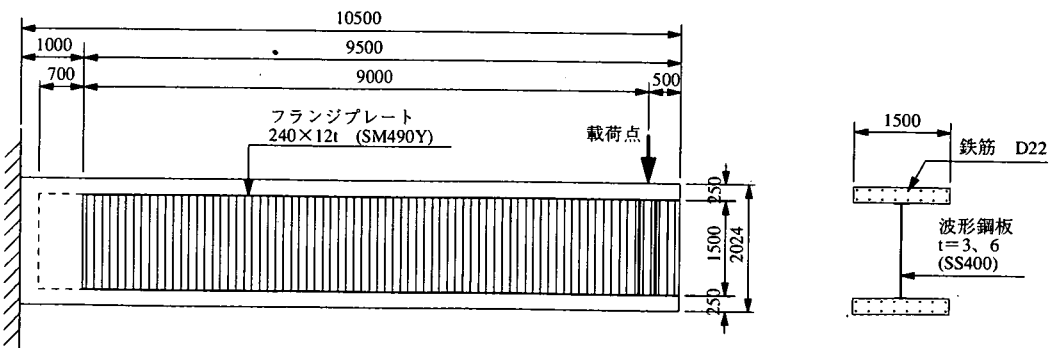


図-19 曲げ検討簡易モデル

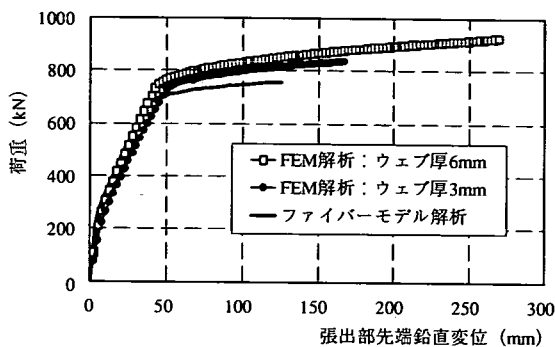


図-20 荷重と鉛直変位の関係
(曲げ検討簡易モデル)

その点まで至らなかった。ただ、実験模型と簡易モデルの耐荷力差の一因として、実験模型のウェブ鋼材はSM490YBであるのに対し、簡易モデルではSS400であったことが挙げられる。

c) 波形鋼板ウェブの軸方向剛性と応力状態

ウェブ厚 6mm のケースにおける、最大荷重時のウェブの軸方向および鉛直方向応力の分布を図-21 に示す。ウェブの上床版側接合部付近の、高さ約 10cm の範囲には、大きな軸引張応力が発生しており、引張鋼材として寄与していると考えられる。しかし、この区間のウェブを引張鋼材と見なしたファイバーモデル解析結果でも曲げ耐力の向上率は 10%程度であり、3次元 FEM 解析による曲げ耐力までには至らない。図-21 で特徴的な点は、ウェブの上下縁端部以外でも、軸方向応力は広範囲で降伏に達するほど高くなっているが、ウェブの表裏で応力の正負が逆転しており、ウェブに大きな面外曲げ応力が発生していることである。一方、ウェブには大きな鉛直方向引張応力も発生している。

このようなウェブの複雑な挙動をさらに詳細に検討するため、図-22 に示すモデルに、一様な軸方向の強制変位を与えた 3次元 FEM 解析を行った。ウェブの材料特性や波の諸元は、3章で述べたせん断検討ケースおよび図-19 に示す曲げ検討簡易モデルのものと同一である。解析では強制変位量 20mm (軸ひずみに換算すると 6670μ) まで与えており、コンクリート床版であれば鉄筋が降伏している領域となる。図-23 は、その軸引張力と軸ひずみの関係である。全軸引張力は、端部断面の各要素節点の反力を積分して算出したが、ウェブの軸引張力は、フランジの応力～ひずみ曲線から求めた応力にフランジ断面積を乗じて算出したフランジの軸引張力を、全軸引張力から差し引いて求めた。ウェブの軸引張力は、フランジが降伏した後も増加し続けている。ひずみが 6000μ の割線ヤング係数は鋼材の実ヤング係数の約 $1/35$ であり、一般に言われている波形鋼板ウェブの軸方向剛性 (数 100 分の 1) よりも 1 オーダー大きい。

図-24 は、本解析の最大ひずみ時におけるウェブの応力分布と変形である。上下縁端から高さ約 10cm の範囲を除けば、軸方向にほぼ一様な面外曲げ応力が発生している。この区間内での最大応力の絶対値は 290N/mm^2 (圧縮) で、引張応力は概ね 200N/mm^2 前後である。鉛直方向応力については、縁端から約 10cm 離れた位置では曲げ応力、そしてフランジとの接合部には 200N/mm^2 を越える引張応力が発生している。また、B-B 断面の変形図に見られるように、ウェブの橋軸に平行なパネルには、ウェブの中立軸に向かってはらむような、大きな面外変形が生じている。面外変位量は波高 50mm に対して最大 4.6mm であり、波高の 9%に相当する。

本解析結果より、上下床版と剛結された波形鋼板ウェブが軸方向の荷重を受ける場合、ウェブに発生する軸方向応力は、一般に言われていたような小さいものではなく、さらに鉛直方向にも大きな応力が発生することが明らかになった。また、このような応力場の形成により、波形鋼板ウェブの軸方向剛性は、これまで言われていたよりも 1 オーダー大きくなることも確認できた。

一方、波形鋼板ウェブが軸方向に引張られた時に、波高が小さくなるような面外変形が生じることは、ウェブのせん断座屈強度の低減に繋がる。従って、全体せん断座屈パラメーターが比較的大きいケースでは、純せん断状態に基づく耐力評価では危険側となり、桁の曲げひずみも考慮した耐力評価が必要になる。

d) 床版とウェブの接合部の剛性の影響

3章に示したせん断検討モデルにおいては、3次元 FEM 解析結果と実験値を比較して解析精度を検証するために、アングルジベルによる床版コンクリートとウェブの接合部の軸方向のせん断ずれ特性をバネ評価した。一方、本章の簡易モデルにおける 3次元 FEM 解析においては、ファイバーモデル解析との比較を行うため、接合部の結合条件を剛と仮定した。

図-25 は、曲げ検討簡易モデルのウェブ板厚 6mm のケースにおいて、接合部の結合条件をパラメーターとして、FEM 解析を行った結果である。解析ケースは、

Case 1: 接合部が剛な場合 (図-20 の解析結果と同じ)

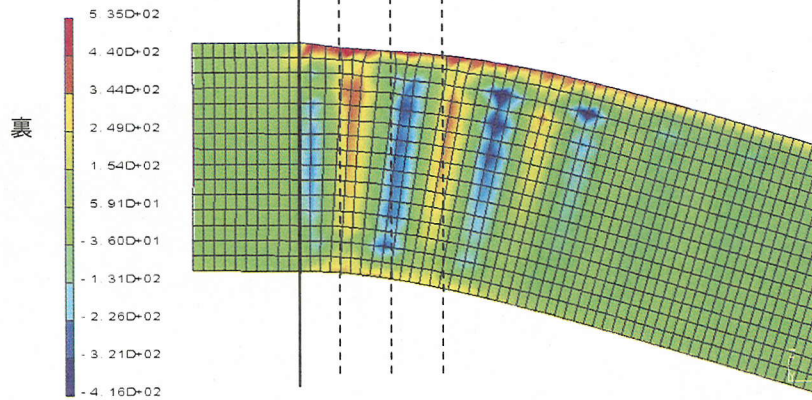
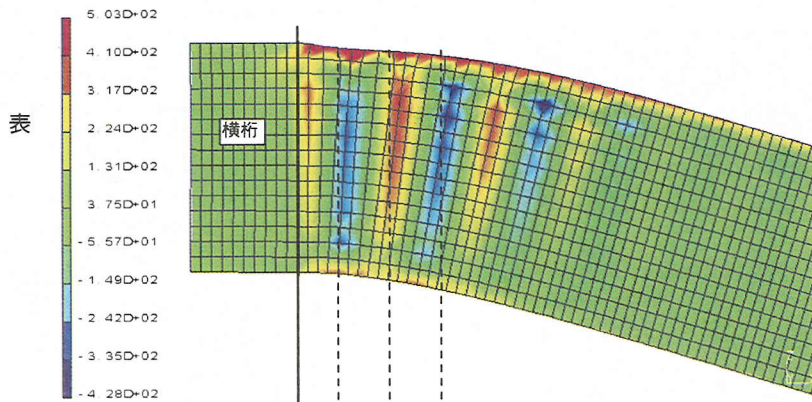
Case 2: 図-8 に示すバネ特性を用いた場合

(すなわち L-100×100×13、長さ 200mm のアングルジベルが 250mm 間隔で設けられた場合)

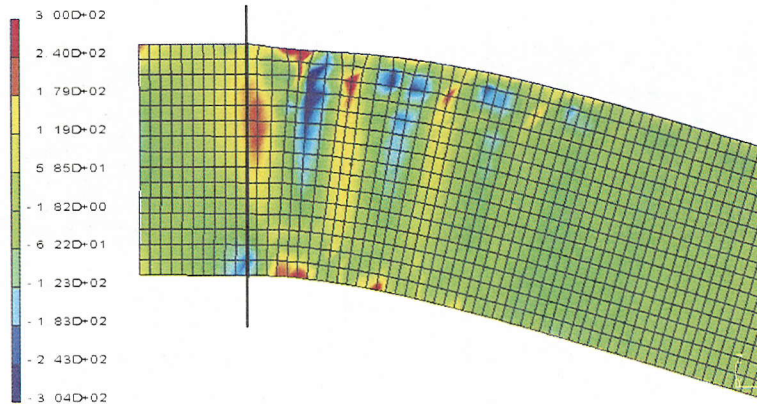
Case 3: Case 2 の 5 倍のバネ値を用いた場合

解析結果より、接合部のバネ値が小さくなるほど桁の耐荷力、じん性とも低減する。せん断破壊が先行する図-4 のモデルに対しても同様のケーススタディを行ったところ、図-25 に示されるような顕著な差は現れなかった。従って、曲げひび割れによる床版の剛性低下が進展するのに伴って、耐荷力に対する接合部のずれの影響が大きくなってゆくと推測される。

軸方向応力



鉛直方向応力



単位：N/mm²

図-21 ウェブの応力分布（曲げ検討簡易モデル（ウェブ厚6mm），最大荷重時）

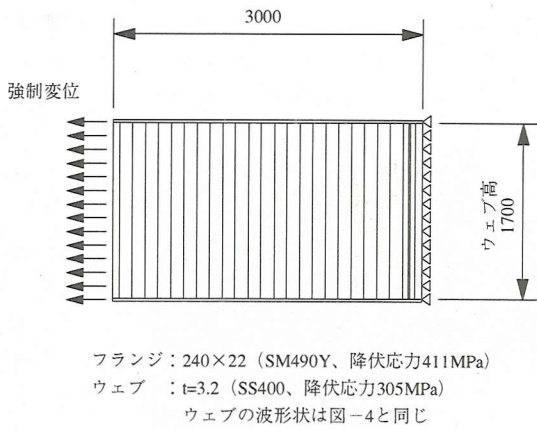


図-22 軸引張解析モデル

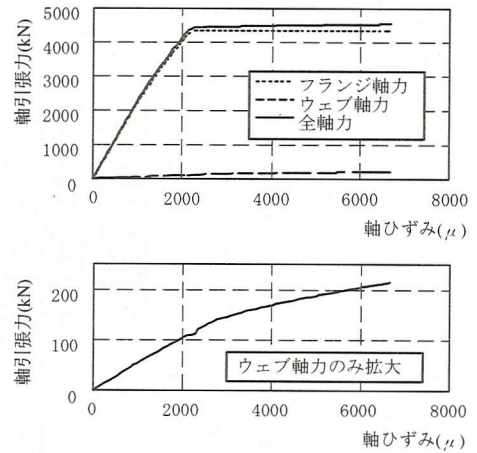
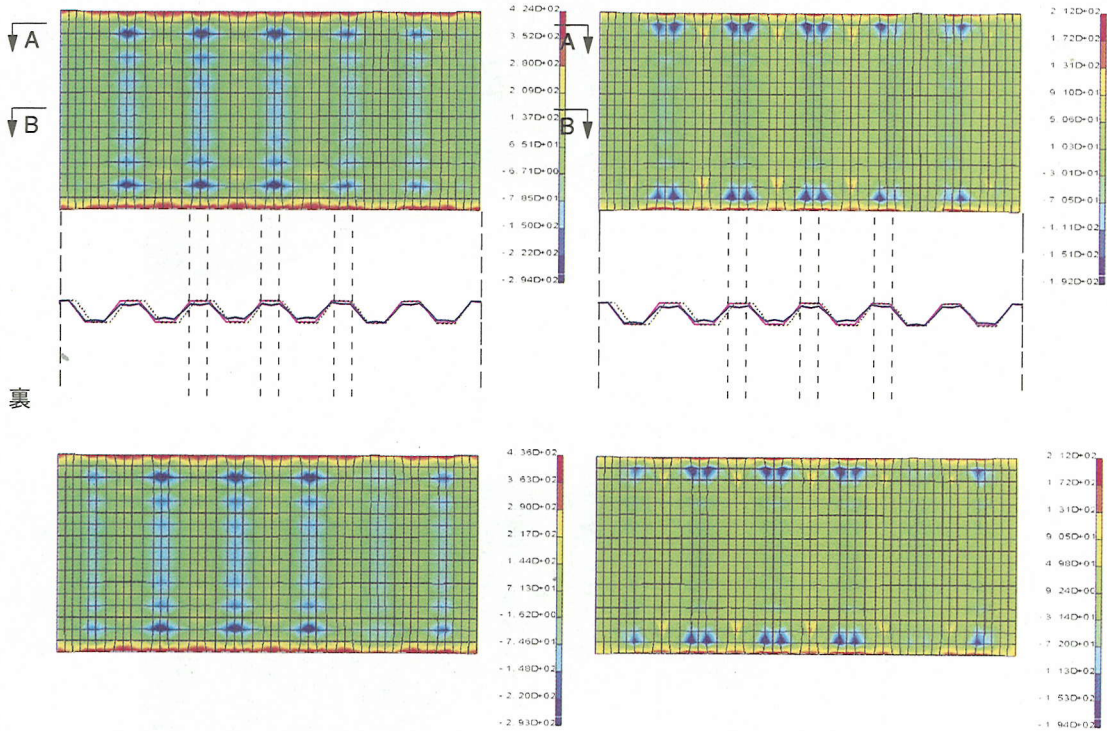


図-23 軸引張力と軸ひずみの関係 (軸引張解析モデル)

表



— A-A断面の変形
 — B-B断面の変形

応力の単位: N/mm²

図-24 ウェブの応力および変形 (軸引張モデル)

5. 簡易予測式の妥当性に対する検討

本章では、2章で誘導した波形鋼板ウェブ複合桁のせん断挙動に関する簡易予測式(10)～(12)の妥当性を検証するため、3次元FEM解析結果との比較を行う。なお、式(10)による変位はせん断変形成分のみであるため、曲げ変形成分を別途梁解析によって求め、せん断変形と重ね合わせて全変位とする。以降、曲げ変形値とせん断変形値を足し合わせたものを梁解析値と称する。

a) 変形について

図-26は、大宮大台橋の実物大模型(図-16)の自重によるたわみ分布について、3次元弾性FEM解析値と梁解析値を比較したものである。両解析とも、図-16の模型構造図にある外ケーブルの影響は考慮していない。図-26には、比較のため、梁解析値として、曲げたわみのみの場合、曲げたわみ+せん断たわみ(ただし、せん断たわみ角を $\gamma = SQ/G_s I_t$ で算出し、床版の拘束の影響を考慮しない)の場合も示している。

式(10)を用いた梁解析値はFEM解析結果と最も近い結果となっている。FEM解析値の方が8%程度たわみ量が大いだが、その主要因は、式(10)の誘導において床版のせん断変形項を無視したためと考えられる。床版のせん断変形量を別途概算して式(10)の梁解析値に加えた結果、FEM解析値とほぼ一致した。

表-2は、図-19に示すモデルに200kNの荷重を載荷した場合の、桁端の鉛直変位を比較したものである。FEM解析値は4章で述べた弾塑性・有限変形解析によるものであるが、荷重200kNでは床版コンクリート応力はひび割れ発生限界以下で、弾性範囲内である。ここで、図-19の基部側1mの矩形断面コンクリート桁の区間については、3次元FEM解析では弾性体でモデル化した。梁解析では簡便のためこの区間を剛体と仮定している。また、梁解析では床版のせん断剛性が無限大と仮定されている。これらの理由により、式(10)による梁解析値はFEM解析値より約3%小さめとなっているが、せん断たわみを $\gamma = SQ/G_s I_t$ で算出した場合(基

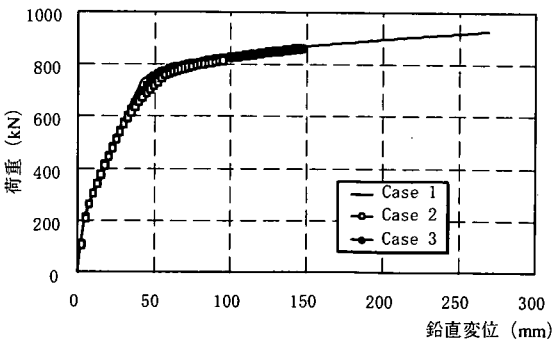


図-25 桁の曲げ挙動に対する接合部バネ特性の影響(曲げ検討簡易モデル、ウェブ厚6mm)

部の剛体仮定や床版のせん断剛性は式(10)の場合と同じであるにもかかわらず、変位量を約6%過大評価)よりは良い精度でFEM解析値を予測している。

b) ウェブが受けるせん断力について

図-27は、図-4に示すモデルにおいて、載荷中のウェブのせん断力分担率の軸方向分布を示したものである。荷重が小さい弾性範囲(200kN)においては、梁解析(式(11))は、基部の近傍を除けば実験値および3次元FEM解析値と近い分布形状を与えている。いずれの結果も基部に近づくにつれてウェブのせん断力が小さくなっているが、式(11)では床版のせん断変形が無視されているため、基部でせん断力が0となっており、実

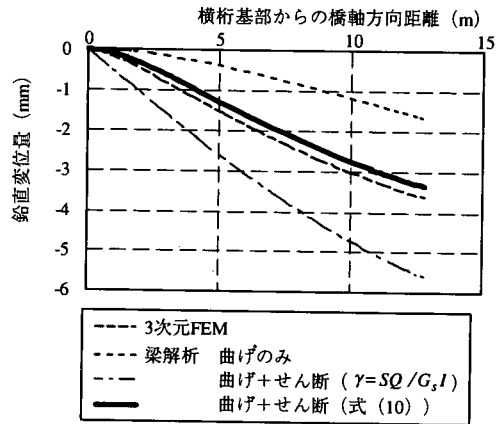


図-26 実物大模型試験の自重による変位量

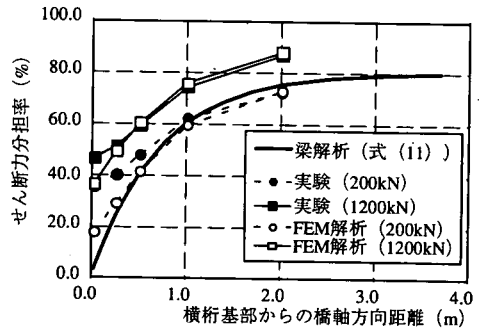


図-27 ウェブのせん断力分担率(せん断検討モデル)

表-2 桁先端変位の比較

下向き正, 単位 mm

	梁解析		3次元FEM 解析
	せん断変形 $\gamma = SQ/G_s I_t$	せん断変形 式(10)	
曲げ変位	2.65		-
せん断変位	2.10	1.70	
合計	4.75	4.35	4.47

験値や FEM 解析値と差が生じている。床版にひびわれが生じている 1200N 時においては、全体にウェブのせん断力分担率は大きくなっているが、基本的な傾向は同様である。

このような、中間支点部でウェブのせん断変形が床版によって拘束される現象は、波形鋼板ウェブ橋に限らず箱桁等では一般に生じるものであるが、特に波形鋼板ウェブ複合橋では、コンクリート床版の剛性が波形鋼板ウェブの剛性より高いため、顕著に現れる。なお、波形鋼板ウェブを有する片持構造の箱桁のせん断変形特性に対しては、上平ら¹⁷⁾も弾性 FEM 解析に基づき予測式を提案しているが、本研究で示した支点付近での床版の拘束効果が考慮されていないため、本論文の $\gamma = SQ/G_s I_t$ を用いた計算方法と基本的に同じである。そのため、表-2 に示すような曲げ変形が卓越する場合には、本研究の提案式との差はそれほど有意でないが、せん断スパンが短い場合などでは本研究の提案式の方が適用性は高いと考えられる。

これらの結果より、本論文で示した、波形鋼板ウェブ桁の中間支点付近の挙動に関する予測式は、初歩的な梁の弾性方程式を基にした簡易なものであるにもかかわらず、弾性範囲では桁の挙動特性を比較的良好な精度で予測できることが明らかになった。式 (10) で与えられるせん断変形の簡易予測式は、主桁の張出架設時の上越し管理計算などにも適用可能である。

c) せん断変形に対する床版の拘束効果の発現条件

本章の最後として、ここまで述べてきたウェブのせん断変形に対する床版の拘束効果が、十分に現れなかったケースを取り上げ、その理由について考察する。

図-19 に示した曲げ検討簡易モデルに対する 3 次元 FEM 解析結果における、ウェブの断面平均せん断応力の推移は、表-3 に示すように、ウェブ厚によって大き

く異なっていた。ウェブ厚 3mm のケースでは、最大荷重時においても、ウェブのせん断応力は基部に向かって単調減少する分布であった。しかし、ウェブ厚 6mm のケースでは、最大荷重時のせん断応力は、桁先端側から基部に向かって一旦減少するものの、基部前面で再び急激に大きくなる分布形状となった。

ウェブ厚 3mm のケースでは、最大荷重時における上床版上縁側の軸方向鉄筋のひずみは 44000~46000 μ であり、FEM 解析による限り、このケースでは、上床版に数 mm のオーダーのひび割れが生じるような曲げモーメントを受けていても、ウェブのせん断変形に対する床版の拘束効果は、依然として有意である。

ウェブ厚 6mm のケースでも、引張鉄筋が降伏した頃までは、せん断応力は基部に向かって単調減少する分布であったが、鉄筋の降伏に伴うひずみの増加に伴い、基部付近のせん断応力も急激に増加した。上床版上縁の鉄筋ひずみ量が約 46000 μ (ウェブ厚 3mm のケースにおける最大荷重時の鉄筋ひずみ) となった時点でのウェブのせん断応力分布も、基部付近でウェブのせん断応力が大きくなる分布となっており、ウェブ厚 3mm の場合と異なる傾向を示している。従って、ウェブのせん断変形に対する床版の拘束効果が崩れるのは、必ずしも引張側床版のひずみ量と一義的には結びつけられず、ウェブの剛性と関連していると考えられる。

板厚 6mm のケースにおける、式 (13) によるウェブのせん断力分担率は 86% であるが、FEM 解析の最大荷重時で、横桁付近のせん断応力が大きい断面におけるウェブの分担率は 95% となっている。このケースではウェブの板厚が床版の断面性能と比べて相対的に大きいため、上床版のひずみの増加に伴う剛性の低下により、それまで上床版が負担していたせん断力が下床版にほとんど流れず、ウェブに集中したと推測される。

表-3 ウェブの断面平均せん断応力の軸方向分布の概要 (曲げ検討簡易モデル)

解析ケース		ウェブ厚3mm	ウェブ厚6mm
ウェブの断面平均せん断応力 τ_m の軸方向分布の模式図 —— FEM解析値 ----- 式 (11)	引張鉄筋降伏時		
	引張鉄筋ひずみ 46000 μ 時		
	最大荷重時		

引張鉄筋ひずみ46000 μ は、ウェブ厚3mmのケースにおける最大荷重時の値

図-16 および図-17 に示す大宮大台橋の実物大模型による載荷実験においては、荷重が 6000kN に達した頃には、上床版に 2~3mm の曲げ引張りひび割れが多数発生していた。特に柱頭部横桁と上床版の付根端部では、ウェブ直上の上床版が完全に割れ、約 10mm の目開きが生じていたが、これは、本実験模型では、図-28 に示すようにフランジプレートが横桁に埋め込まれておらず横桁外縁で止まっていたので、あたかも床版の引張鋼材量がこの位置で急変したような状態になったためである。

載荷荷重が約 6000kN の段階で、横桁との付根部の両ウェブ鋼板の表面には、ほぼ上縁から下縁まで波状の模様が見られた。この位置に計測機を取り付けておらず応力が不明であったため、実験後に鋼板を切り取って引張試験を行ったが、降伏が生じていたかどうか明確には判断できなかった。しかし、図-17 の荷重~変位曲線では荷重が 6000kN を越えても勾配に変化が見られないことから、ウェブの断面平均せん断応力は、降伏値まで至らなかったと推測される。やはり荷重 6000kN 時に、両ウェブの上フランジプレートとの溶接止端部に、高さ 50mm、幅 6mm 程度の亀裂が発見された。

仮に最大荷重時 (6800kN) に横桁付根部のウェブがせん断降伏応力に達したものと、全せん断力に対するウェブの分担率を試算すると、約 80% である。計測された断面でのウェブのせん断力分担率は、最大荷重時でも、図-28 に示すように桁先端に向かうにつれて分担

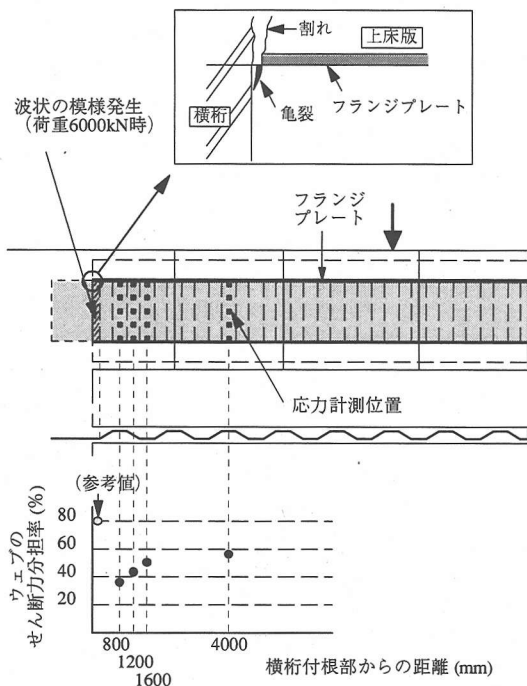


図-28 ウェブのせん断力分担率 (実物大模型載荷実験 最大荷重時)

率は単調増加し、式 (13) によるウェブのせん断力分担率 (約 56%) に漸近した。従って、本実験模型の主桁では、2 章で述べたせん断検討モデルと異なり床版厚が桁高に対して小さいが、少なくとも横桁付根部以外では、床版にひび割れが発生していたにもかかわらず、2 章で述べたようなウェブのせん断変形に対する床版の拘束効果が有意に現れていたことになる。本実験模型では、フランジプレートが横桁に埋め込まれておらず、上床版の引張鋼材量が横桁付根部で急変したことや、ウェブに亀裂が発生したことにより、ウェブ直上の床版に大きな割れが生じ、その結果ウェブのせん断力負担が局部的に大きくなったと推測される。

従って、本検討の結果のみでは十分な判断はできないが、中間支点部におけるウェブのせん断変形に対する床版の拘束効果は、ウェブの板厚が極端に大きい場合、桁の 1 断面に大きなひび割れが集中する場合などでは十分現れない可能性があることに留意する必要がある。

なお、本研究において対象としたモデルはいずれも、ウェブ鋼板が基部横桁に埋め込まれた構造であり、実験においては、最後までウェブと横桁の接合部は健全であった。また、本研究では、ウェブと床版の接合部は鋼フランジプレートを介したアングルジベル構造であり、接合部付近では、ウェブの波形状の曲げ引張りによる歪みをフランジプレートが拘束することにより、ウェブの軸方向剛性に影響を及ぼしていると推察される。従って、ウェブと横桁および床版の接合部構造が本研究のモデルと異なる場合、桁の挙動特性も本研究から得られた傾向と異なる可能性がある。本節で述べた点については、引き続き検討を行って解明していきたい。

6. 結論

本研究では、波形鋼板ウェブ複合橋の中間支点部の挙動特性に関する基礎知識を得るべく、実験および解析に基づく検討を行った。その結果、以下の点が明らかになった。

- 1) 中間支点部付近では、波形鋼板ウェブのせん断変形を上下コンクリート床版が拘束することにより、基部横桁に近づくにつれて床版のせん断力の分担率が増加し、ウェブのせん断応力が低下する傾向を示す。この傾向は、コンクリート床版にひび割れが生じて剛性が低下した後でも、基本的には変わらない。従って、波形鋼板ウェブ複合橋は、コンクリート床版に発生する付加的な曲げ応力やせん断応力に対して適切に設計を行えば、床版とウェブが共同してせん断力に抵抗することにより、従来の設計で想定されているよりも大きなせん断耐力を得られる可能性がある。

- 2) 床版を有する波形鋼板ウェブの見かけの軸方向剛性は、一般に言われているオーダー（平板の数 100 分の 1）よりも 10 倍程度大きくなる。弾性範囲ではそれでも、図-23 から推測されるように、桁断面の全剛性に対するウェブの寄与は極めて小さく、実設計においては、設計荷重時では従来の仮定通り、ウェブの軸方向剛性を無視しても差し支えないと考えられる。しかし、床版の引張鋼材降伏後は、ウェブの軸方向剛性の影響が顕在化し、その結果、従来のウェブの軸方向剛性を考慮しない梁解析に基づく設計計算よりも、高いじん性、曲げ剛性および曲げ破壊耐力を得られる可能性がある。
- 3) 本研究で用いた 3 次元弾塑性・有限変形 FEM 解析手法は、ウェブの座屈に至るまでの挙動を良い精度で再現できる。
- 4) 上下床版およびウェブを 3 本の独立した梁と見なした弾性方程式によって、波形鋼板ウェブ複合桁の中間支点部の弾性せん断挙動は、概ね予測することができる。本研究で導いたせん断変形の簡易予測式は、主桁の張出架設時の上越し管理計算にも適用可能である。
- 5) ウェブと床版の接合部には鉛直方向引張力が発生するため、実設計では配慮が必要となる。また、ウェブと床版の接合部の、軸方向および鉛直方向のバネ剛性が低くなれば、桁の曲げ・せん断耐力とも低下する。

本研究より、波形鋼板ウェブ複合橋の中間支点部は、細部構造に配慮した適切な設計を行えば、コンクリート床版と波形鋼板ウェブが互いに助け合うことにより、現段階での設計計算で想定されているよりも高い曲げ・せん断抵抗を有する優れた構造になり得ることが分かった。実設計業務を鑑みると、曲げ・せん断耐力の算定において、従来の設計法は一般には安全側であることが明らかになった一方、3次元弾塑性・有限変形 FEM 解析等を行えば、より合理的な設計が可能になると考えられる。

ただし、本研究は桁の断面諸元やウェブの波形状、ウェブの接合方法等に対して、限られた条件下での検討に留まっている。今後は各パラメーターと桁の挙動の関連を定量的に整理し、本構造の合理的な簡易設計法の確立や、本研究で見出された波形鋼板ウェブ橋の耐荷力特性を効果的に引き出せるような断面構造の提案を行って、実橋の経済化に繋げていきたい。

なお、本論文で述べた、ウェブのせん断変形が床版によって拘束される挙動は、中間支点付近でなくても、集中荷重が作用する場合の載荷点付近など、桁のせん断力が橋軸方向に不連続になる場合には見られるものである。また、波形鋼板ウェブの軸方向剛性が桁の曲げ耐力の向上に寄与する特性は、山口¹⁸⁾が行った単純梁に対する検討結果にも若干現れている。従って、本研究では中間

支点部に着目したが、本研究で明らかになった波形鋼板ウェブ複合橋の挙動特性は、必ずしも中間支点部に限ったことではない。今後は、本構造の主桁一般部に対してもさらに検討を重ね、中間支点部と併せて、合理的・実用的な設計法を確立して行くことが必要と考えられる。

謝辞：本研究に当たっては、岐阜大学工学部土木工学科の奈良敬教授より、ウェブの座屈問題やせん断変形問題等についてご指導を賜りました。ここに厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) Combault, J. (大浦 隆訳)：シャロール近くのモープレ高架橋、プレストレストコンクリート, Vol. 34, No. 1, プレストレストコンクリート技術協会, pp.63-71, 1991.
- 2) 池田博之：PC 橋の新たな構造を目指して - 第二東名・名神高速道路における取組み -, 第 11 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集 (特別講演), プレストレストコンクリート技術協会, 2001.
- 3) 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, 1997.
- 4) 青木圭一, 渡邊英一, 角谷 務, 富本 信：有限変位解析による波形鋼板ウェブの耐荷力評価, 土木学会第 55 回年次学術講演会論文集 I-A, pp. 344-345, 2000.
- 5) 池田博之, 芦塚憲一郎, 山野辺慎一, 一宮利通：弾塑性・有限変形解析による波形鋼板ウェブのせん断座屈耐力評価, 第 11 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, プレストレストコンクリート技術協会, pp. 451-454, 2001.
- 6) 水口和之, 芦塚憲一郎, 大浦 隆, 日高重徳：波形鋼板ウェブ PC 橋のせん断力分担率と床版の付加曲げについて, 第 9 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, プレストレストコンクリート技術協会, pp. 59-62, 1999.
- 7) 池田博之, 水口和之, 白谷宏司, 藤倉修一：カンチレバー外ケーブルの終局荷重時の張力増加に対する検討, 第 10 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, プレストレストコンクリート技術協会, pp. 475-480, 2000.
- 8) 谷口 望, 依田照彦：波形鋼板ウェブを持つ合成桁の簡易曲げ解析法に関する研究, 土木学会論文集, No. 577/I-41, pp. 107-120, 1997.
- 9) 山崎正直, 内田宗武, 御子柴光春：波形鋼板ウェブのせん断変形を考慮したコンクリートスラブの設計法の提案, 第 8 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, プレストレストコンクリート技術協会,

- pp. 25-30, 1998.
- 10) 小尾博俊, 坂下克之, 加納宏一, 白谷宏司: コンクリート床版付き波形鋼板ウェブ桁の非線形挙動に関する検討 (その1) 単純梁, 第11回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, プレストレストコンクリート技術協会, pp. 429-434, 2001.
 - 11) 藤倉修一, 白谷宏司, 今井義明, 坂下克之: コンクリート床版付き波形鋼板ウェブ桁の非線形挙動に関する検討 (その2) 片持梁, 第11回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, プレストレストコンクリート技術協会, pp. 435-440, 2001.
 - 12) 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.
 - 13) Collins, M. and Mitchell, D.: *Prestressed Concrete Basics*, Canadian Prestressed Concrete Institute, 1987.
 - 14) Pauley, T. and Loeber, P.: Shear Transfer by Aggregate Interlock Shear in Reinforced Concrete, Vol. 1, *Special Publication SP-42*, American Concrete Institute, 1974.
 - 15) Collins, M., Mitchell, D., Adebar, P. and Vecchio, F.: A General Shear Design Method, *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 1, American Concrete Institute, 1996.
 - 16) 立神久雄, 蛭名貴之, 上平謙二, 柳下文夫: アングルジベルのせん断耐力に関する基礎的研究, 第9回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, プレストレストコンクリート技術協会, pp. 79-84, 1999.
 - 17) 上平謙二, 立神久雄, 本田秀行, 園田恵一郎: 波形鋼板を有する PC 箱桁橋のせん断およびねじり特性に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol. 40, No. 3, プレストレストコンクリート技術協会, pp. 16-25, 1998.
 - 18) 山口恒太: 波形鋼板ウェブを有する複合プレストレストコンクリート構造の力学的挙動に関する研究, 横浜国立大学学位論文, 1996.

(2002. 1. 11 受付)

FLEXURAL AND SHEAR BEHAVIOR OF COMPOSITE BRIDGE GIRDER WITH CORRUGATED STEEL WEBS AROUND MIDDLE SUPPORT

Hiroshi SHIRATANI, Hiroyuki IKEDA, Yoshiaki IMAI and Koichi KANO

Composite bridge girder with concrete slabs and corrugated steel webs is a prospective form because of such advantage as the lightness of the girder. However the behavior of this type of girder around middle support, where severe and complicated stress field may be formed in many cases of continuous girder, has not been fully investigated as yet. The authors conducted several experiments and finite element analyses in order to study the ultimate flexural and shear behavior of this type of composite girder around middle support. The results indicated that the girder could provide significantly higher flexural and shear strength than assumed in conventional design, due to mutual aid of concrete slabs and steel webs. It was also found that the behavior of the girder after cracking of the slab can be suitably predicted by the employed finite element analysis up to the buckling of the web.