

合成 I 桁の正、負曲げ及び相関強度評価に関する一考察

Study on ultimate flexure and coupled flexure/shear strength of composite I-girder

長井正嗣*, 稲葉尚文**, 奥井義昭***, 宮下剛****, 平山繁幸†, 細見直史†

Masatsugu Nagai, Naofumi Inaba, Yoshiaki Okui, Takeshi Miyashita, Sigeyuki Hirayama, Naofumi Hosomi

*工博, 長岡技術科学大学教授, 環境・建設系 (〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町1603-1)

**工修, 中日本高速道路(株), 東京支社 (〒410-0011 静岡県沼津市岡宮字焼土手1300-1)

***工博, 埼玉大学准教授, 大学院理工学研究科 (〒338-8570 埼玉県さいたま市桜区下大久保255)

****工博, 長岡技術科学大学特任講師, 産学融合トップランナー養成センター
(〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町1603-1)

†工博, (株)東京鐵骨橋梁, 橋梁事業本部 (〒302-0038 茨城県取手市下高井1020)

Benefit from LSD introduction is apparent for the design of steel-concrete composite girder bridges. In order to establish LSD, one of issues is to get a correct evaluation of ultimate strength in plastic region. So far, such evaluating formulae have been presented mainly from EC and AASHTO LRED. However, unresolved subjects to be improved or clarified have been seen, hence, several of them were clarified in this study based on experiment. Composite test girders were subjected to sagging or hogging flexure. Ultimate flexure strength of the girder under sagging flexure, in which plastic neutral axis is positioned in the slab, was examined. Ultimate coupled flexure/shear strength was also examined. Finally, the design procedure related to this study was summarized.

Key Words: ultimate flexure strength, ultimate coupled flexure/shear strength, composite girders

キーワード: 終局曲げ強度, 曲げ・せん断相関強度, 合成桁

1. まえがき

近年, 建設コスト削減の観点から, 鋼・コンクリート複合橋梁の建設数が多くなる傾向にある。複合橋梁のうち, 合成桁とくに連続合成桁は, 我が国では 1980 年台には建設例をほとんどみなくなったが, 最近になって再び建設機会が多くなりつつある。また構造形態としては, シンプルな横補剛システムをもつ 2 主 I 桁または少数 I 桁橋が採用され, スパン 40~60m の領域で最も競争的な形式として認識されている。

さて, 合成桁の設計を現行法(道路橋示方書; 以後, 道示と呼ぶ)¹⁾で行う場合, 最大曲げ強度は降伏モーメント

と定義され, 降伏モーメントの 1.5 倍程度に達する塑性モーメントは利用できない。非合成設計が主流の我が国では鋼 I 桁単独の強度が用いられる。鋼 I 桁単独の場合, 塑性モーメント達成には, 降伏後の薄板の座屈防止対策(例えば, ウェブの水平補剛材配置)が必要となるが, 補剛した薄板ウェブの塑性強度は降伏モーメントに比べて大きくなく, したがって鋼桁としての塑性強度の大きな上昇は期待できない。また, ウェブを無補剛とする場合, 厚板^{2),3)}が必要となる。そのため, 鋼 I 桁単独の塑性モーメントを考慮するメリットは少ないと言える。さらに, ウェブの座屈補剛設計においても, 床版の拘束効果を無視した不経済と考えられる設計⁴⁾が行われている。これに対

し、上述の通り、合成桁の設計において、限界状態設計法の導入、塑性強度の利用への道を開いておくことは、一層のコスト縮減が求められている状況の中で重要と言える。

最近、鋼や合成構造の設計のための性能照査限界状態設計法の構築が学会を中心に積極的に行われている⁵⁾。この背景として以下の点が挙げられる。世界の趨勢は限界状態設計法^{2), 6), 7)}であり、AASHTO⁶⁾は、現在でも強度照査法の変更(競争的な規定の導入)がみられるが、EC⁷⁾とともに、基本的な照査条項はほぼ整備された状態にある。また、アジアの多くの国は、これらの手法をベースに独自のコード作成を検討している状況にある。これに対して、合成桁に関する照査条項が規定されている我が国の手法^{8,9)}はECの引用と言える。このような状況のなかで、合成桁を対象とし、我が国独自の成果^{10), 11)}を盛り込んだ性能照査限界状態設計法⁵⁾を、今後より一層洗練させ、ECやAASHTOに対して競争的な条項を用意することは、Global competition時代において極めて重要と言える。

さて、合成桁の限界状態設計法を構築する上で、部材の曲げ、せん断及び曲げとせん断の相関強度を明らかにしておくことが重要となる。AASHTOやECがコード作成作業をほぼ終えた状態にあることを説明したが、さらに洗練させるべき条項、あるいは独自に確認すべき条項も多々あると言える。このような背景のもと、本研究では、以下に説明する項目に着目し、実験的に検討した結果を示すとともに、設計法について考察を加える。

1) 正曲げを受ける合成桁の終局曲げ強度の評価にあたり、塑性中立軸(以後、[PNA]と呼ぶ)が床版内にある場合、引張領域となるコンクリートを無視した強度計算が行われる^{5)~7)}。[PNA]は、ほぼ全ての橋梁において床版内にあると考えてよいが、スタッド下部を取り巻くコンクリートにひび割れが想定され、このようなケースでも塑性モーメントに達するかについて疑問がある。そこで、本研究では、[PNA]が床版内となる模型桁を製作して塑性強度が発揮できるかを検証する。

2) 負曲げを受ける合成桁の終局強度は、[鋼桁+鉄筋]断面を用いて行われる。実際はひび割れているとはいえコンクリートが存在する。また、コンクリートの引張剛性(Tension Stiffening 効果)があり、終局状態の強度評価にあたり、コンクリートを完全に無視してよいかを検証、確認する。

3) 合成桁の強度照査にあたり、曲げ、せん断強度の照査とともに、曲げとせん断の相関強度が照査される。曲げとせん断の相関強度照査方法として、文献^{5)~7)}で、それぞれ異なる照査法が提案されている。ECは、断面クラス(クラスI~IV)に応じて異なる照査法を提示している。一方、AASHTOの2005年版では、相関強度の照査が不要となっている。また、文献12)では、ハイブリッド桁を対象としているが、相関による強度低下が認められないと報告

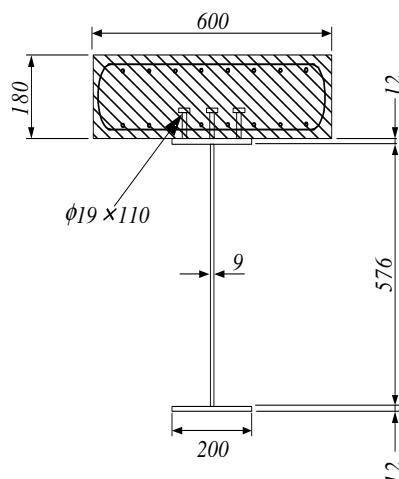


図-1 試験体の断面形状 (正曲げ)

されている。このような状況の中、本検討では、正、負曲げを対象に、EC、AASHTOとの比較を行いつつ、相関強度の評価法について考察する。

2. 正曲げ実験の概要と結果の考察

2-1 模型桁

本研究では、図-1に示す断面を有する試験体4体(Case-1~4)を対象に検討を行った(図-2参照)。図-1の断面決定にあたり、先に説明したように、塑性中立軸が床版内に位置するように設計した。

Case-1,2は、3点载荷モデルで、スパンがそれぞれ4, 7mとし、作用する曲げとせん断の比率を変化させている。Case-3,4は、Case-1,2モデルの中央部に等曲げ区間1,000mmを有し、4点载荷となる。Case-3,4は等曲げ区間の両側に曲げとせん断の同時作用区間を持つことになる。これは、等曲げ区間またはその隣接部のいずれの強度が支配的となるかを確認するためのケースで、曲げとせん断の比率が異なる2ケースの実験を行うこととした。

図-2にスタッド配置を示したが、スタッド本数は次の様な手法で決定している。図-3に弾性状態と終局状態を示す。a)の弾性状態では、スタッド1本当りの許容せん断力(Q_a)を以下の式を用いて決定する。

$$Q_a = Q_s = Q_u / 2.0 \quad (1)$$

ここで、 Q_s はスベリ限界、 Q_u は終局限界で、文献5)より算出する(但し、 $\gamma_b=1.3$ を仮定)。b)終局状態での塑性域(lep区内)では、降伏時の床版軸力(N_y)と全塑性域の床版軸力(N_p)を計算し、その差をlepの区内のスタッドで負担することとして必要せん断力を計算する。このときの許容せん断力(Q_c)は $Q_a=Q_u$ とする。また、a)、b)いずれか、本数の多い方を採用する。

負曲げ時も同様の手順でスタッド本数を決定しているが、この場合は、「鋼桁+鉄筋」断面を用いて計算を行っ

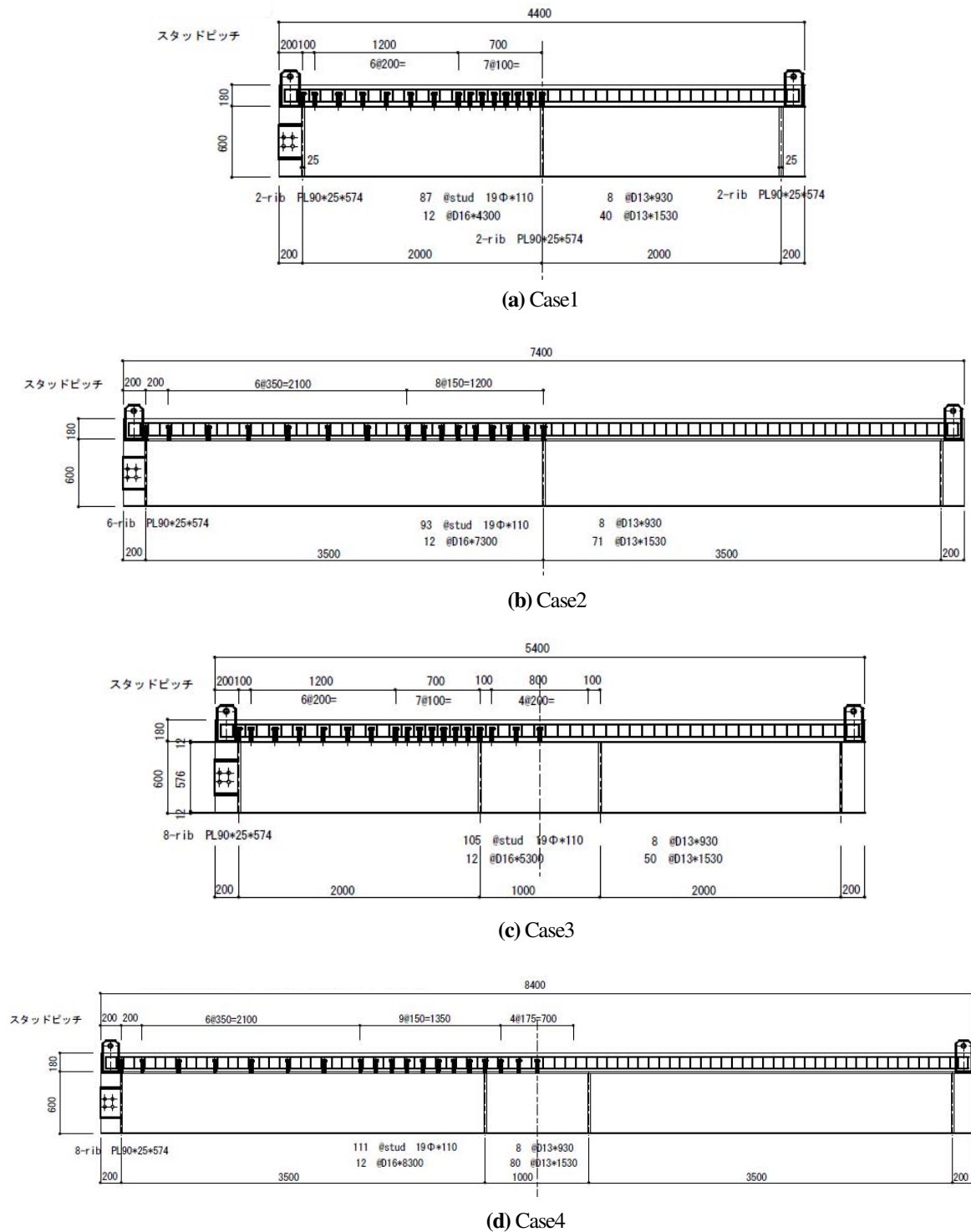


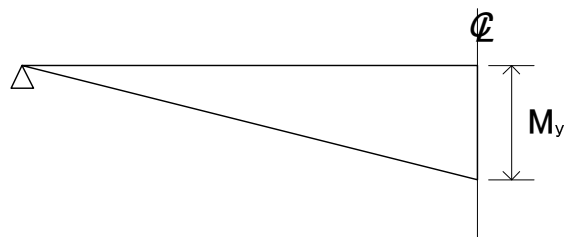
図-2 正曲げ模型桁側面

ている。

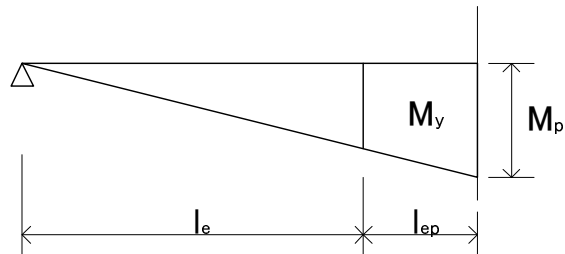
2-2 材料特性と強度

表-1に材料強度の計測値を示す。また、計測値を用いて計算した、降伏モーメント、塑性モーメントおよびせん断強度を表-2に示す。コンクリートの圧縮強度は、4

ケースの載荷を、概ね材齢100日前後に実施していることから、材齢98日時の圧縮強度を採用している。なお、圧縮強度は75日以降のデータで多少のばらつきがみられるものの、この強度の差が塑性強度評価に与える影響は極めて小さい。せん断強度については、Basler式⁵⁾を用いて計算したが、結果的に降伏強度となった。



a) 弾性状態



b) 終局状態

図-3 模型桁の曲げモーメント(弾性及び終局状態)

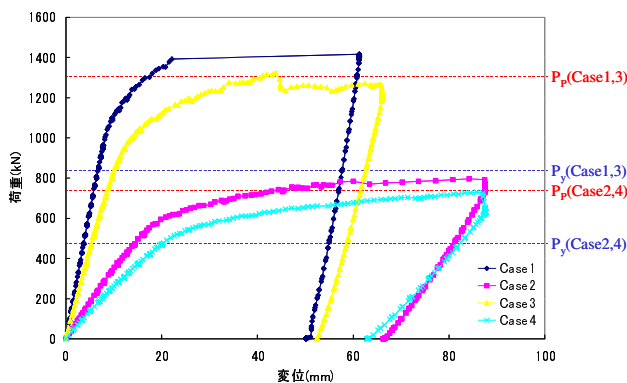


図-4 荷重-変位関係

模型桁の計画時、コンクリート強度([40~45]MPa)、鋼材降伏点(310MPa)を想定して検討を行った。表-1 に示したように、実験に使用した計測強度との差異に伴い、計画時の塑性中立軸が上床版から[152~135]mm に対して、計測値では($D_p = 89$ mm)となったが、引張域が広がっていることもありこのまま実験を実施した。また、上記の値と模型桁の総高さ($D_t = 780$ mm)の比は0.11 となったため、Ductility 条件(床版上面と塑性中立軸の距離(D_p)が床版を含む総高(D_t)に対して大きくなると、塑性モーメントに達する前に、コンクリート床版の圧壊が先行する可能性がある。このことを考慮する低減係数((D_p/D_t) の関数)が与えられる。)による強度の低下は無視できると判断した¹⁾。なお、表-2 中の()内数値は、計画時に想定した強度を用いた場合の値である。

2-3 実験結果と考察

2-3-1 荷重と変位の関係

図-4 に載荷荷重と変位の関係を示す。図中には、桁の降伏モーメント、塑性モーメントに対応する載荷荷重(P_y ,

表-1 材料試験結果

鋼材引張試験

	降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)
U.Flг	298	443
Web	318	458
L.Flг	298	443

コンクリート圧縮試験

材齢(日)	圧縮強度(MPa)
7	33.5
28	43.4
75	55.4
83	56.6
90	56.4
○ 98	55.5
108	56.0

○:今回採用した圧縮強度

表-2 曲げおよびせん断強度

(kN・m) (kN)

降伏モーメント	塑性モーメント	せん断強度
843.1	1318.1	951.8
(877.1)	(1,250.8~1,276.9)	(927.8)

()内数値: 計画時の予想材料強度と仮定使用
(ただし、コンクリート強度=40~45MPa)

表-3 塑性モーメントの比較

(kN・m)

	Case-1	Case-2	Case-3	Case-4
実験値	1,417	1,395	1,324	1,278
計算値	1,318			
実験値/計算値	1.08	1.06	1.00	0.97

P_p)を示す。3点載荷の Case-1,2 では、桁中央モーメントが降伏モーメントを超えたあたりから直線勾配から外れ始め、塑性モーメントを超える終局モーメントが得られる。これは、鋼桁の3点載荷でも知られているように、曲げモーメントに勾配がある場合、最大曲げの生じる断面がひずみ硬化域に入るためと考えてよい。一方、等曲げ区間をもつ Case3,4 では、降伏荷重に達する前から非線形挙動が見られ(残留応力の影響)、終局モーメントはほぼ計算上の塑性モーメントに近い値となり、隣接パネルの影響を受けていない。

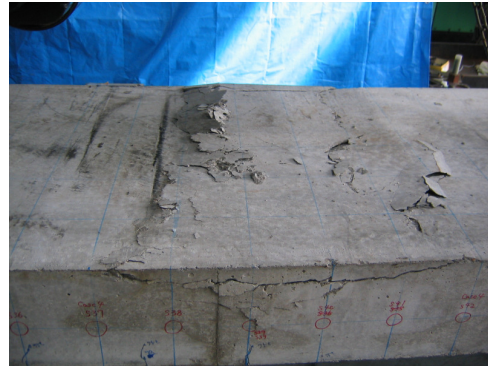
2-3-2 終局強度の比較と終局状態

表-3 に塑性モーメントの計算値と実験値の比較を示す。Case-4 で、実験値が3%程度小さくなっているが、両者は良い一致を示していると言える。

図-5 に各ケースの崩壊状況を示す。いずれのケースもコンクリートが圧壊し、終局に至った。また、いずれのケースも塑性中立軸が床版にあるため、床版下面側ではひび割れが発生していることがわかる。このため、スタッド近傍での床版ひび割れに関係なく塑性モーメントに



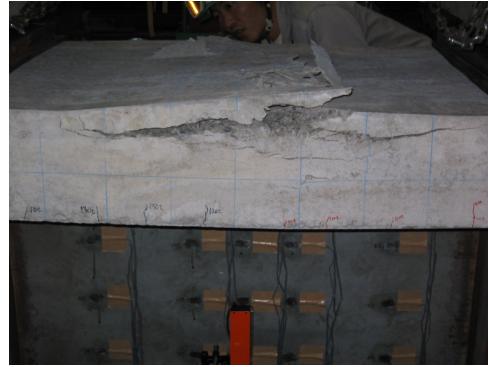
(a) Case1



(b) Case2



(c) Case3



(d) Case4

図-5 各ケースにおける試験体の終局状態

達することが確認できたと言える。

2-3-3 相関強度に関する考察

Case-1,2を対象に、相関強度を整理すると図-6のようになる。図中の○印が実験結果である。なお、図中には比較のため、4乗相関⁵⁾の曲線および各基準の相関曲線を記入している。これより、Case-2は、終局時のせん断力がせん断強度の半分以下のため相関が見られない結果になっているが、Case-1の場合でも相関による強度低下が見られない結果となった。

EC⁷⁾では、作用せん断力がせん断耐力の50%を超える場合(Case-1が対応)、相関作用を考慮する。ウェブの降伏強度を以下の式により低減させて塑性モーメントを求める。その際、塑性中立軸の位置は、低減前の値を用いる。

$$f_{yd} = (1 - \rho) f_y \quad (2)$$

$$\rho = \left(2 \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2 \quad (3)$$

ここで、 f_{yd} は低減させたウェブの降伏強度、本文では、 f_y は計測降伏応力、 V_{Ed} は作用せん断力、 V_{Rd} は塑性せん断耐力とウェブのせん断座屈耐力のうち小さい値である。

式(2)、(3)より f_{yd} を計算し、塑性モーメントを求めると、 $M_p = 1,177 \text{ kN} \cdot \text{m}$ となる。この値と実験結果との比をプロットしたのが、図-6の▲印である。

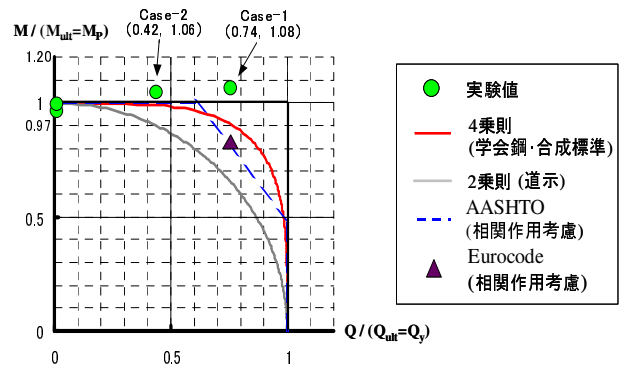


図-6 相関関係

AASHTO⁶⁾も、最新バージョン(2005年版)までは、同様の低減を考慮する。作用モーメントが塑性モーメントの50%を超える場合、せん断耐力に対して以下の低減係数(R)を考慮する。

$$R = \left[0.6 + 0.4 \left(\frac{M_r - M_u}{M_r - 0.75 M_y} \right) \right] \quad (4)$$

ここで、 M_u は作用モーメント、 M_r は曲げ耐力($=M_p$)、 M_y は降伏モーメントである。

表-2に示した M_p 、 M_y の値を式(4)に代入した結果を図-6にプロットしているが、4乗則に比べて相関による強度の低下が大きくなる。図中には、各種の相関強度評価

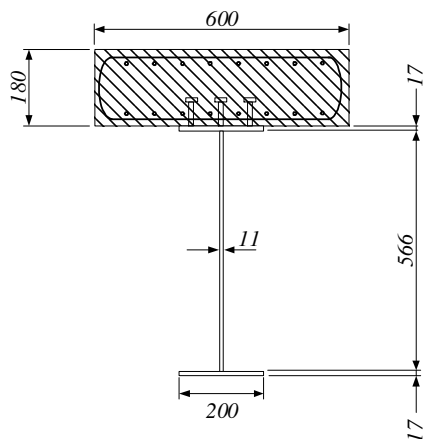


図-7 試験体の断面形状 (負曲げ)

表-4 鋼材の計測強度

鋼材引張試験

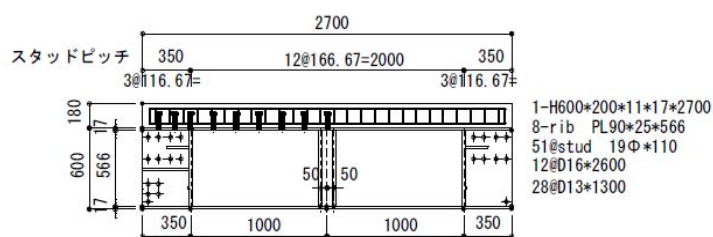
	降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)
鉄筋	363	558
形鋼	354	443

表-5 曲げおよびせん断強度

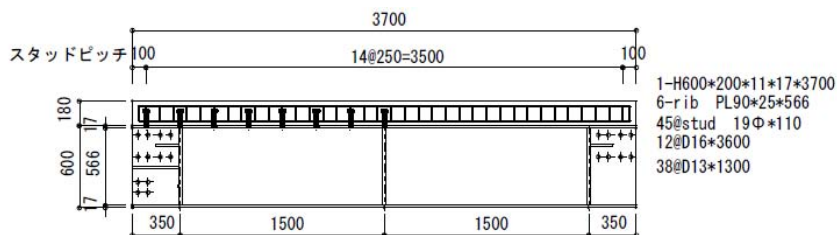
(kN・m) (kN)

降伏モーメント	塑性モーメント	せん断強度
1,045	1,313	1,272
(1000)	(1,275)	(1,222)

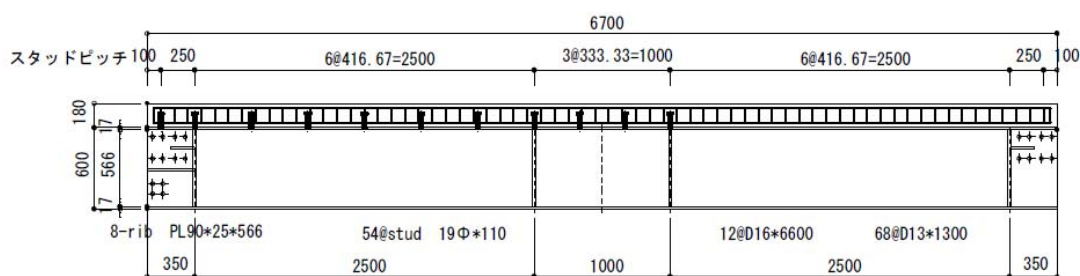
()内数値: 計画時の予想材料強度を使用



(a) Case1



(b) Case2



(c) Case3

図-8 負曲げ模型桁側面

法を示しているが、実験は相関に伴う強度低下を考慮しなくてもよい結果となった。

3. 負曲げ実験の概要と結果の考察

3-1 模型桁

本研究では、図-7 に示す H 形鋼断面を有する、曲げとせん断の比率を変化させた試験体 3 体(Case-1~3)を対象に検討を行った (図-8 参照)。Case-1 では、載荷荷重が大きくなることから、荷重載荷点で 2 本の鉛直補剛材を配置している。結果的に、100mm と短い区間であるが、中

央で等曲げ区間を有する。Case-3 は桁中央に1,000mm の等曲げ区間を含む。

3-2 材料特性と強度

表-4 に材料強度の計測値を示す。また、計測値を用いて計算した、降伏モーメント、塑性モーメントおよびせん断強度を**表-5** に示す。コンクリートの圧縮強度は、長期の養生期間があったため、3 ケースの載荷時において、ほぼ同程度の強度が得られている（**表-1** 参照）。鋼桁断面の断面クラス²⁾を検討したが、AASHTO⁶⁾では3.7mm, EC²⁾では5.7mm 以上のウェブ厚でコンパクト断面と定義される。模型桁のウェブ厚は11mm のため、本断面はコンパクト断面(曲げ強度が塑性強度に達する)と定義される。せん断強度については、Basler 式⁵⁾を用いて計算したが、結果的に降伏強度となった。

模型桁の計画時、鋼材降伏点(340MPa)、鉄筋降伏点(370MPa)を想定して検討を行った。**表-5** に示したように、実験に使用した計測強度との差異は極端に小さくなく、このまま実験を実施した。なお、**表-5** 中の()内数値は、計画時に想定した強度を用いた場合の値である。

3-3 実験結果と考察

3-3-1 荷重と変位の関係

図-9 に載荷荷重と変位の関係を示す。図中には、桁の降伏モーメント、塑性モーメントに対応する載荷荷重(P_y , P_p)を示す。3 点載荷の Case-2 では、桁中央モーメントが降伏モーメントを超えたあたりから直線勾配から外れ始め、塑性モーメントを超える終局モーメントが得られる。これは、鋼桁の3 点載荷でも知られているように、曲げモーメントに勾配がある場合、最大曲げの生じる断面がひずみ硬化域に入るためと考えてよい。一方、等曲げ区間をもつ Case-1,3 では、降伏荷重に達する前から非線形挙動が見られ(残留応力の影響)、終局モーメントはほぼ計算上の塑性モーメントに近い値となる。合成桁の場合と異なり、鋼桁単独のケースと同様の除荷現象がみられる。

3-3-2 終局強度の比較と終局状態

表-6 に塑性モーメントの計算値と実験値の比較を示す。Case-1,3 で、塑性モーメントが計算値よりも小さくなっているが、その差異は最大でも4%程度であり、両者は良い一致を示していると言える。

図-10 に各ケースの崩壊状態を示す。Case-1 では、載荷荷重 250kN 付近でコンクリートがひび割れたが、鋼が座屈することなく終局に至っている。Case-2 では、載荷荷重 300kN 付近でコンクリートがひび割れ、終局状態では、上フランジおよびウェブに大きな変形が生じている。Case-3 では、Case-1 と同様、載荷荷重 250kN 付近で載荷点直下付近のコンクリートにひび割れが生じ、以後、載

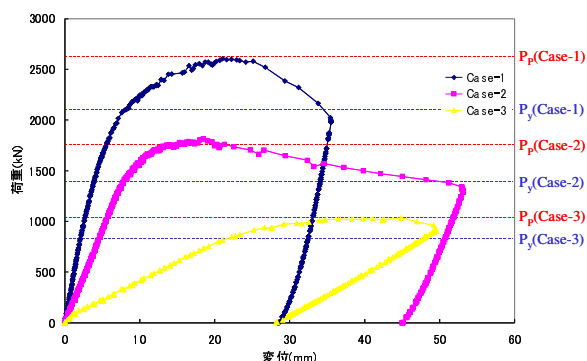


図-9 荷重-変位関係

表-6 終局曲げ強度の比較

(kN・m)

	Case-1	Case-2	Case-3
実験値	1,304	1,361	1,293
計算値		1,313	
実験値/計算値	0.993	1.037	0.985

荷点近傍および等曲げ区間を中心にひび割れが発生、進展している。終局付近では、等曲げ区間の上フランジおよびウェブに座屈が生じ、終局に至った。

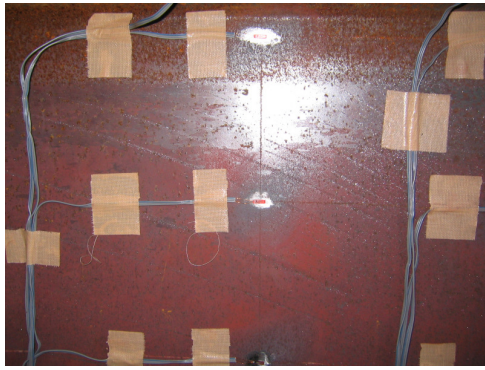
3-3-3 相関強度に関する考察

Case-1～3 の相関強度関係を**図-11** に示す。図中には、比較のため、4 乗相関⁹⁾の曲線および各基準の相関曲線を記入している。

EC では、先の式(3), (4)より相関作用を考慮すると、ウェブの降伏強度 $f_{yd}=292[\text{MPa}]$ 、塑性モーメント $M_p=1250.1[\text{kN} \cdot \text{m}]$ となり、この値と実験結果との比が**図-11** 内の▲印となる。ここで、各ケースに対応する M/M_p は、それぞれ 0.99(Case-1), 1.03(Case-2)である。AASHTO では、**表-6** に示す M_p , M_y の値を式(6)に代入した結果を**図-11** にプロットしている。

これより、Case-1 は、終局状態で、 $([M/M_{ult}]:[Q/Q_{ult}]) = (0.99:1.03)$ となり、塑性モーメントよりわずかに小さい終局モーメントとなったが、相関曲線では、正方形の枠の外に相関強度は位置した。また、Case-2 においても、正方形の枠外にプロットされている。

以上より、相関強度は無視できる可能性が示唆できたと考える。しかしながら、試験に用いた断面は、コンパクト断面であることから、今後、ノンコンパクト断面について、更なる検討が必要といえる。その場合、荷重履歴が関係することから、実験についても、一旦、鋼桁断面としての初期応力(前死荷重)を導入し、その後、配筋、床版打設を行い載荷することになりやっかいである。そのため、FEA による計算が必要と考える。なお、スレンダー断面については、文献 13)で4 乗相関則の適用の妥当性が示されている。



(a) Case1



(b) Case2



(c) Case3

図-10 各ケースにおける試験体の終局状態

4. まとめ

以上の検討結果を要約すると以下のことが言える。

- 1) 塑性中立軸が床版内にある場合でも、コンクリートの引張域を無視した計算上の塑性モーメントに達することを確認した。なお、塑性モーメントの計算にあたり、コンクリートの圧縮強度として 85%⁵⁾を採用している。
- 2) 負曲げ作用を受ける桁について、コンクリートを無視した[鋼桁+鉄筋]断面で終局強度を計算したが、計算値と実験値は良い一致を示し、コンクリート床版を無視した終局曲げ強度評価でよいと言える。
- 3) 曲げとせん断の相関強度特性に関して、正曲げを受ける場合、相関による強度の低下は認められなかった。本実験では、1 ケースの結果に限定されることから、今後の更なる検討が欠かせない。しかし、文献 12) でも同様の結果が得られていること、既に AASHTO では照査を除外していることを考え合わせると、照査を無視できる可能性について方向性を示せたと考える。負曲げを受ける場合も相関による強度の低下は認められなかった。本実験では、コンパクト断面の場合、相関強度照査を不要とできる可能性を示せたと考えるが、ノンコンパクト断面については、今後の更なる検討が課題として残った。

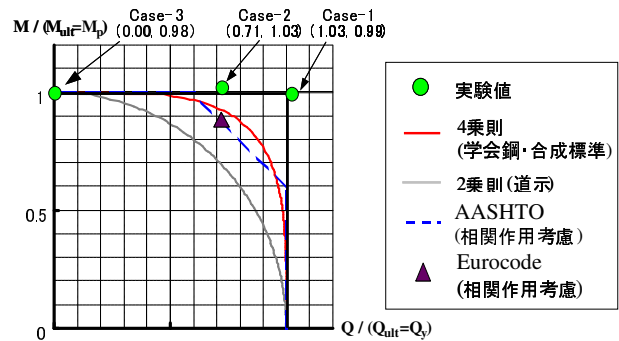


図-11 相関強度

- 4) 以上の検討結果から、設計法について考慮すると、a) 合成桁及び鋼桁（コンパクト断面）については相関強度照査を省略、b) 鋼桁スレンダー断面については 4 乗相関則を適用する¹³⁾、という手法が今後の方向性と考えられる。しかし、相関照査を無視する点については、その根拠について更に検討を要する。
- 5) 本実験では、スタッドの設計法として独自の手法を採用した。このような方法で決定したスタッド本数を採用しても、弾性範囲内での合成挙動と塑性モーメントに達することが確認できた。

現在、我が国においても限界状態設計法の導入が再び議論されている。塑性強度の考慮、また塑性強度を終局

限界状態における強度と定義するコンセプトの導入は、いうまでもなく複合構造の適用にあたり、経済性の達成、グローバルスタンダードの観点からも欠かせないと考えられる¹⁴⁾。その意味でも、複合構造を対象とした限界状態設計法の構築は重要な課題と言える。今後の複合構造を対象とした限界状態設計法の構築に当たり、本文では有益な知見が示せたと考える。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ 共通編，Ⅱ 鋼橋編，丸善，2003
- 2) European Committee for Standardization (CEN) :Eurocode3, Design of steel structures,Part1-1:General ruler and rules for buildings,2003
- 3) 土木学会鋼構造委員会：鋼構造物設計指針 PART-A，一般構造物，1997
- 4) 大垣賀津雄，川口喜史，磯江暁，高橋昭一，川尻克利，長井正嗣：合成2主桁補剛設計に関する実験的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.44A, pp.1229-1239, 1998
- 5) 土木学会鋼構造委員会：鋼・合成構造標準示方書(2007年制定)[総則編，構造計画編，設計編]，丸善，2007
- 6) AASHTO：American Association of State Highway and Transportation officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2003
- 7) European Committee for Standardization(CEN) :Eurocode4, Design of composite steel and concrete structures, Part2 : General rules and rules for bridges, Ref.No.EN1944-2, 2004
- 8) 土木学会鋼構造委員会：鋼構造設計指針 PART-B，合成構造物，1997
- 9) 土木学会鋼・合成構造連合小委員会：複合構造物の性能照査指針(案)，丸善，2002
- 10) Vivek Kumar Gupta, Yoshiaki Okui and Masatugu Nagai : Development of web slenderness limits for composite I-girders accounting for initial bending moment, 土木学会論文集 A, Vol.62 No.4, PP.854-864, 2006.10
- 11) Vivek Kumar Gupta, Yoshiaki Okui, Naofumi Inaba and Masatugu Nagai : Effect of concrete crushing on flexural strength of steel-concrete composite girders, 土木学会論文集 A, Vol.63 No.3, PP.475-485, 2007.7
- 12) A.Azizinamini, J.B.Hash, A.J.Yankel and R.Farimani : Shear capacity of hybrid plate girders, Journal of Bridge Engineering, ASCE, SEPTEMBER/OCTOBER, pp.535-543, 2007
- 13) 西村宣男，玉田和也，小野潔：鋼桁橋を対象とした強度設計の性能規定化(招待論文)，構造工学論文集，土木学会，PP.87-96, 2007
- 14) 長井正嗣：日本と世界-桁橋の設計を通して-(巻頭言)，(株)東京鐵骨橋梁技術報，No.53, 2007
(2008年9月18日受付)