

合成桁橋の設計に関する話題

Topics on Design of Composite Girder Bridges

長岡技術科学大学工学環境・建設系教授

Department of Civil and Environmental Engineering,
Nagaoka University of Technology, Professor, Ph.D.

長井 正嗣

Masatsugu NAGAI



1. まえがき

日本道路公団（JH）を中心にシンプルな形態の2主桁橋、少数主桁橋が開発され、鋼系橋梁のコスト縮減、競争力アップが図られています。現在では、更なるコストの見直し、縮減が求められています。筆者は、JHによる少数主桁の導入を構造（形態）改革、Structural Innovationと呼んでいます。一方で、これ以上のシンプル化は難しいと感じています。床版と最少2本の主桁で構成された橋を対象に、これ以上どの部材を省略すればよいのか。構造改革による更なる競争力アップには恐らく行き詰まりを感じている方も多いと思います。

このブレークスルーとして、著者が提唱しているのが、設計法（デザイン）改革の導入、組み合わせです（図1参照）。具体的には、これまでの弾性設計、降伏点（ σ_y ）または座屈強度（降伏点以下）を最大強度、終局限界状態とする考えからの移行、塑性域を考慮した設計の導入です。一方、このような設計に移行しても、鋼桁のみで強度を負担する非合成設計による橋システムでは大きな変化は期待できません。合成桁の登場が欠かせないと考えています。

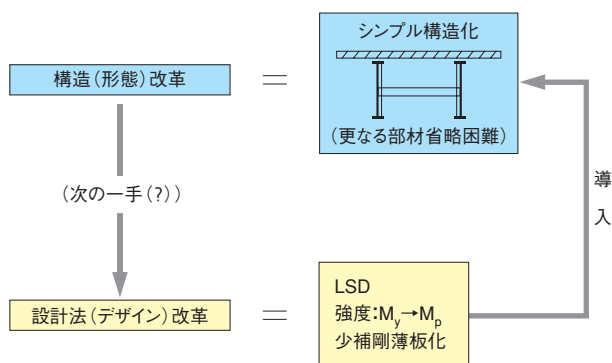


図1 デザイン改革の導入

2. 合成桁の設計

2-1 正曲げ時の終局強度

現行道示¹⁾によれば、合成桁の終局強度は、下フランジが降伏点に達するときと定義されています。すなわち、死荷重と活荷重による応力が、降伏点を1.7で割った値と比較され安全性が照査されます。同じ道示では、1.3倍の死荷重による応力と2.0倍の活荷重による応力の合計が降伏点を超えないよう照査も行われます。同一基準内で、異なった手法で安全性照査を行うという矛盾が存在しています。

さて、正曲げ状態の終局曲げ強度として、EC²⁾やAASHTO-LRFD³⁾によれば、塑性モーメント（ M_p ）を用いることができます。塑性状態での腹板の圧縮域（ D_{cp} ）と板厚（ t_w ）の比（ D_{cp}/t_w ）でコンパクト断面（塑性モーメントの達成）となるか否かが判定されます（図2参照）。また、断面の塑性中立軸（P.N.A.）がコンクリート上縁から離れると、コンクリートの圧壊が塑性モーメントの達成の前に生じる可能性があり、照査されます。これをDuctility条件と呼んでいます。最近の少数主桁橋では、鋼I桁1本当たりの床版が大きく、断面の塑性中立軸は床版内にある場合が多いと考えられます。この場合、終局曲げ強度は塑性モーメントです。また、上述の D_{cp} が負となることから、設計式では、腹板厚がゼロでも塑性モーメントに達することになります。つまり、正曲げモーメント下の合成桁では、最小の腹板厚でもって最大曲げ強度、塑性モーメントの達成が期待できるわけです。なお、コンパクト、ノンコンパクト断面の区別法やDuctility条件はEC、AASHTO-LRFDで異なります。いずれのコードも安全側の設定になっていると考えられ、現在、新たな条件式を検討中です。例えば、筆者らが実施した合成桁の曲げ耐力実験⁴⁾でのモデル桁は、

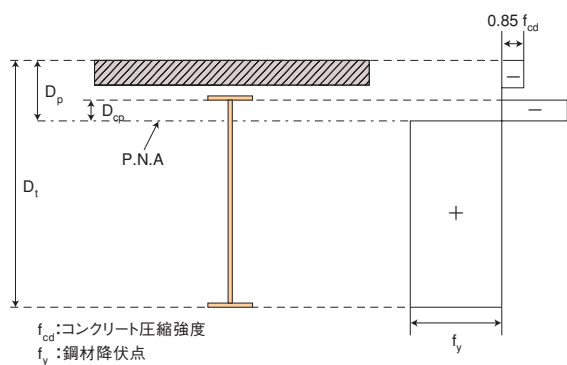


図2 塑性モーメント

ECに従えばノンコンパクト断面 ($M_{ult} = M_y$) と定義されます。しかし、得られた終局強度 (M_{ult}) は降伏モーメント (M_y) よりはるかに大きく、塑性モーメントの約96%でした。

さて、この最小腹板厚を同定するために、ヨーロッパでは“web breathing”または“web repeated buckling”に関する研究が行われたわけです。疲労に対する制限と考慮してください。この成果がEC3-2⁵⁾の最新版に盛り込まれています。スパンのみを関数とする極めて簡単な式です。当然、スパンが長くなって、活荷重の比率が相対的に小さくなるほど薄い板厚が使用できます。ただ、この式はEuro圏の交通荷重をベースに膨大な計算から導かれた式であると、基準作成に関与したドイツStuttgart大学のKuhlmann教授からは釘をさされています。日本での適用には注意が必要です。最小腹板厚は、この他に製作性、環境問題（振動、騒音）等を考慮して決定されます。

活荷重合成桁を対象とした場合、塑性モーメントは降伏モーメント (M_y : 鋼桁、合成桁での下フランジ応力の合計が降伏点となる時の各モーメントの合計で、同一構造でも荷重係数の設定次第で差異が生じます) に対して約40~50%程度大きい値となります。鋼I桁の場合、(M_p/M_y) は1.10~1.15で、さほど大きい値ではなく、誤差の範囲で意味がないという方もいます。例えば、腹板高が3 000 mm程度の無補剛板を対象とすると、50~60 mmの腹板厚が必要となり、別の面からも意味をなしません。建築構造物では、できるだけ空間を利用したいために小型の鋼断面を使用します。必然的に厚肉断面、コンパクト断面となります。そのような場合は別として、鋼桁のみの設計ではあまりメリットは見えません。

「合成桁」、「塑性強度」の2つのキーワードを組み合わせると、このような差異が生じてくるわけです。一方で、終局限界状態での塑性変形は絶対に許せない、補修が不可能だという反論が出てきます。また、導入するなら地震時と同様に修復限界を限界状態の一つとして、制限を設けるべきだという意見もでてきます。要するに、終局状態での「要求性能」をどのように定義するかの問題だ

と思います。終局状態で弾性限界を要求性能とするのが現行の道示です（設計思想上は腹板の座屈安全率を小さくしているため座屈が先行する可能性があります）。世界では見られなくなりつつあるユニークな設計法を採用していることになります。こういう姿を物真似でないオリジナルと言うのでしょうか。今後、終局状態のみでなく、使用限界状態の照査も行われます。使用限界状態では、塑性変形を許さない設計となります。荷重係数倍した上での終局状態の照査は、その構造物の余裕度をみるようなもので、100%とは言い切りませんが、実際に生じるわけではありません。今後、各限界状態での要求性能の議論が是非必要と考えています。筆者は、この定義が重要で、Global StandardやGlobal Competitionと大いに関係すると思っています。我が国独自の基本コンセプトを確立する必要があると思います。

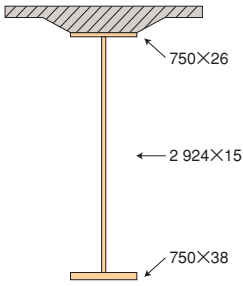
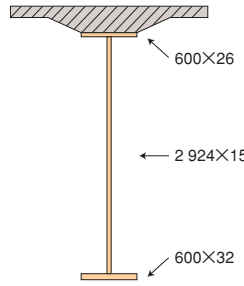
2-2 負曲げ時の終局強度

負曲げ部における終局時の強度は、コンクリートがひび割れることから、「鋼桁+鉄筋」断面を用いて計算されます。この場合は現行設計と同じ、ノンコンパクト断面設計で、鉄筋の降伏または下フランジの圧縮横座屈強度（最大強度は降伏点）が終局強度となります。

連続桁の場合、正モーメント部がコンパクト断面で、負モーメント部がノンコンパクト断面扱いとなります。この場合、正モーメント部で降伏を許すと、断面力の再配分が生じます。つまり、径間部の剛性が低下して、中間支点位置の曲げモーメントが増えます。中間支点位置では、降伏モーメントを限界にしているため、座屈崩壊の危険が生じます。AASHTO-LRFDでは、このことに配慮して、最大の正曲げ強度を降伏モーメントの1.3倍に制限しています。また、ECでは0.90 M_p に制限します。両基準ともに、設計計算は弾性計算を基本とし、上記の断面力の再配分を考慮します。

さて、2重合成（double composite）構造という形式を耳にするかと思います。ドイツでよく見かけるタイプで、長スパンの連続合成箱桁に採用されています。中間支点位置近傍の下フランジ側、すなわち圧縮側にコンクリートを打設します。鋼板の圧縮座屈をコンクリートで拘束するため、下フランジ厚を薄くできます。一方、クリープ、収縮で鋼桁に圧縮力や負曲げが導入される問題も生じます。この2重合成構造をI桁に適用する案⁶⁾があります。筆者もこの案に興味を持っています。ただし、現行の弾性設計の範囲ではあまり魅力的とは思っていません。たとえば、図3に示す断面を考えます。このタイプの構造は長スパンが対象となることから、図のような比較的大型のフランジ断面を仮定しました。下床版を持たない通常タイプの降伏モーメント（上段鉄筋降伏）は77.5 MNm

表1 断面と断面諸量

| | 文献 ⁷⁾ | 変更 |
|---------------------------------|---|---|
| 断面 |  |  |
| 鋼桁断面積 (mm ²) | 918.6×10 ² | 786.6×10 ² |
| 鋼桁断面2次モーメント (mm ⁴) | 13 422 682×10 ⁴ | 10 713 127×10 ⁴ |
| 合成桁断面2次モーメント (mm ⁴) | 36 175 786×10 ⁴ | 29 175 793×10 ⁴ |

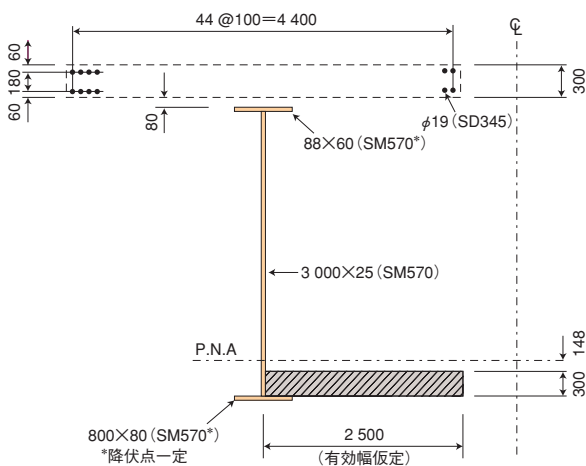


図3 負曲げを受ける2重合成桁

で、2重合成のそれは83.7 MNmです。約8%のアップで意外と大きくないことがわかります。断面2次モーメントは40%弱アップしますが、重心から鉄筋までの縁端距離が長くなるためです。この程度のアップでは、下床版打設によるクリープ、収縮応力で相殺されることも考えられ、あわせて架設費用アップが問題になる可能性もあります。一方、塑性モーメントを計算すると、128.7 MNmとかなり大きくなります。図をみればわかるように、この断面の塑性中立軸は腹板内にありますが、下床版上面から約150 mmで座屈の心配はないと言えます。

2重合成構造では、腹板の圧縮領域における座屈がコンクリートで拘束されて、コンパクト断面となります。筆者は、この点、つまり塑性モーメントが期待できる点と曲げ剛性が大幅にアップする点に着目しており、剛結構造、張出架設とセットにして、長スパン領域での有力な代案にならないかと期待しているわけです。正モーメント部がコンパクト断面ですから、全長コンパクト断面設計が可能となります。この場合、終局限界状態での安全性照査にあたり、荷重作用として、収縮、クリープの効果あわせて温度変化の影響も無視できます。使用限界

状態での照査では、クリープ、収縮作用等を考慮する必要がありますが、下床版としてプレキャスト床版、プレキャスト合成床版をうまく設置できれば、影響は小さくなるのではと思っています。また、断面諸元も使用限界状態で決定される可能性があります。果たして思い通りの挙動が期待できるか、現在検討中です。

2-3 試算例

コンパクト断面設計を導入すると、どの程度断面構成が変化するのでしょうか。試算例を紹介したいと思います。例題として、(社)日本橋梁建設協会が発刊している文献⁷⁾で示される橋梁を用います。また、側径間中央の断面を対象とします。この断面では、死、活荷重作用時に下フランジ応力が208.5 N/mm² (許容値は210 N/mm²) となっています。

仮定した新たな断面では、上フランジを750×26⇒600×26に、下フランジを750×38⇒600×32と変更しました。なお、材質 (SM490Y) は同じです。また、腹板厚 (水平補剛材1段で検討されていますが、ここでは補剛材は無視します) は変更していません。

1) 断面諸量

表1に2つの断面の断面積や断面2次モーメントを示します。仮定断面の鋼桁全断面積は、918.6 mm²から786.6 mm²に、約15%低減されています。一方、断面2次モーメントは約80%に低下します。

2) 終局限界状態での照査

新しい断面の塑性モーメントはM_p=51.85 MNmです。塑性中立軸 (PNA) は床版内にあります。なお、降伏点は355 MPaを仮定し、合成断面のヤング係数比は7と仮定して計算しています。

コンクリートが先行破壊して、上記の塑性モーメントが保証できるかをチェックします (図3参照)。まず、ECですが、使用材料の降伏点が355 MPaのため照査不要

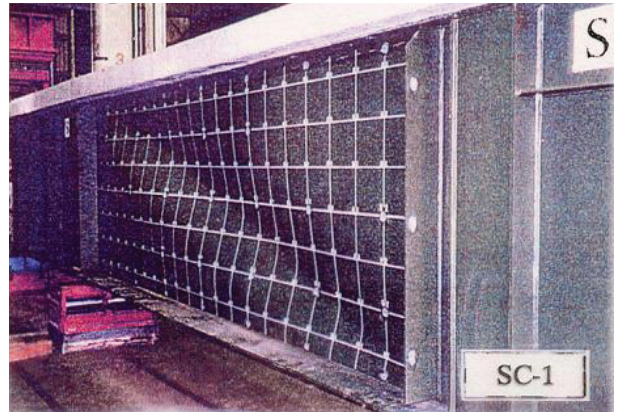
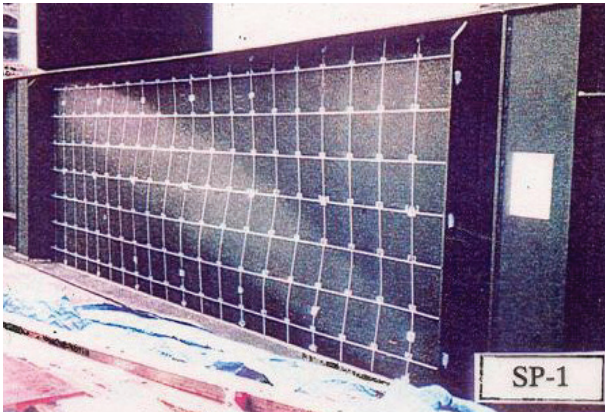


図4 鋼桁，合成桁の斜め引張場（アスペクト比=3.0）⁷⁾

となります（S420，S460が照査対象）。AASHTO-LRFDでは、 $D_p/D_t = 59/362 = 0.05 \leq 0.1$ よりOKです。これより、EC，AASHTO-LRFDともに終局強度は塑性モーメントとなります。

次に、塑性モーメントと降伏モーメントを比較します。まず、荷重係数ですが、(1.7D+1.7L)と(1.3D+2.0L)の2ケースを扱います。ここでの係数は前述のAASHTO-LRFDの係数とは少し変えています。

まず、荷重係数として(1.7D+1.7L)を仮定したケースの検討を行います。

$$355 = \frac{1.7 \times 11.75 \times 10^9}{7.512.7 \times 10^4} + \frac{1.7 \times 1.42 \times 10^9}{10.612.5 \times 10^4} + \frac{M'}{10.632.5 \times 10^4}$$

これより、 $M' = 7.06 \text{ MNm}$ となり、降伏モーメントは、

$$M_y = 1.7 \times 11.79 + 1.7 \times 1.42 + 7.06 = 29.45 \text{ MNm}$$

となります。

$$M_p = 51.85 > 1.3 \times 29.75 = 38.29$$

より、終局曲げ強度は38.29 MNmとなります。この荷重係数では、

$$M_{ult} = 38.29 < 1.7 \times (11.75 + 1.42 + 10.68) = 40.46 \text{ MNm}$$

でOUTです。

一方、(1.3D+2.0L)を仮定した場合、詳細な計算は省略しますが、

$$M_{ult} = 40.82 > 1.3 \times 11.75 + 1.3 \times 1.42 + 2.0 \times 10.68 = 38.48 \text{ MNm}$$

でOKとなります。

荷重係数を1.7とした場合、安定性の照査式を満足できていないが、照査モーメントと抵抗モーメントの差が小さいことから、塑性設計を導入することで、ほぼこの程度の断面になると考えられます。なお、 $M_{ult} = 0.9M_p$ ²⁾を採用すると、いずれのケースもOKとなります。

3) 架設時の照査

架設時ですが、以下のようになり、新しい断面でもOKです。

$$\sigma = \frac{11.75 \times 10^9}{10.713.127 \times 10^4} \times 1.556 = 171 \text{ N/mm}^2 < 219 \text{ N/mm}^2$$

許容値219N/mm²は桁の横ねじれ座屈強度から決定されています。また、架設時のため許容応力度を1.25倍しています。

4) 使用限界状態での照査

AASHTO-LRFDのSLS-IIで照査します。死荷重の対する荷重係数は1.0で、活荷重に対する荷重係数は1.3です。詳細な計算を省略しますが、下フランジ応力は、

$$\sigma = 302 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2$$

でOKとなります。また、活荷重に対する荷重係数を1.0とすると、

$$\sigma = 272 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2$$

となります。現行道示によれば、210 N/mm²以下とすべきところです。

5) 考察

以上、正モーメント部で鋼断面積が約85%になる断面で検討を行いました。今回はAASHTO-LRFDの基準を多く引用した検討となっていますが、塑性を考慮した設計を行うと、概ね上記のように低減させた断面になるのではと予想しています。勿論、荷重係数次第で更なる変化も考えられます。さて、剛性低下に伴うたわみの増加でこれまでの連続合成2主桁の活荷重たわみはL/1000～L/2000と言われています。そのため、最悪、L/800程度でASHTO-LRFDの許容値（道示¹⁾の許容値はL/500）は確保できそうです。なお、疲労は別途検討対象となります。

2-4 せん断強度

現行道示に準じれば、まず水平補剛材の数と材質で腹板厚が決定できます。さらに垂直補剛材間隔を仮定して、安全性の照査を行います。一般に腹板の座屈に対しては安全率を小さくして設計しています。これは、周知の通

り後座屈強度を期待しているためです（図4参照）。

さて、高速道では我が国初の連続合成2主桁橋となるJH北海道の千島の沢川橋⁷⁾では、水平補剛材の省略とともに、正モーメント部ではアスペクト比=3.0を採用しています。また、水平補剛材のない腹板（SM490Y）の必要板厚¹⁾は25 mmでしたが、18 mmを採用しています。これは、床版の座屈拘束効果を期待しているためです。

ここでは、せん断耐力の話をしていきます。現行道示ではアスペクト比は1.5以下の制限されています。したがって、照査の方法として、終局強度評価式が必要となり、Basler式⁸⁾を使用しました。また、妥当性を確認するための実験を行いました⁴⁾。そこでわかったことは、a) アスペクト比=3.0の鋼桁せん断耐力はBasler式の結果と極めてよい一致を示す、b) 合成桁の場合は、更に強度がアップするということです。

せん断強度の評価にはBasler式が適していると考えています。合成桁の場合、コンクリート床版の効果でせん断強度がさらにアップしますが、それをどのように設計に持ち込むか、考慮するかは今後の課題となります。ドイツでは既にこの課題に対する検討が行われているようですが、設計レベルでの簡易式を誘導するのは難しい問題と思っています。なお、曲げとせん断の相関強度照査については、AASHTO-LRFDは、せん断強度を低下させる形で、また、ECでは、図5のようにして、この影響を扱っています。いずれも作用力が抵抗強度の50%を超える場合が照査対象となっています。筆者は4乗相関則で対応できると考えています。今後、更なる計算、実験で確認したいと思っています。

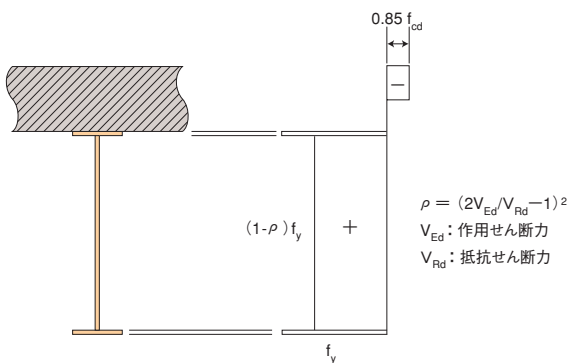


図5 せん断の影響を考慮した塑性曲げ応力分布 (コンパクト断面)²⁾

2-5 スタッド

「スタッドの数を減少させたい」というのは、橋梁の解体工事を担当された方からの、「作業が大変で、少なくならないか」という話が最初でした。確か、1990年代の終わり頃でした。「設計時にはたくさん配置しておいて、立場が変わると少ないほうがいい」なんて調子が良すぎるのでは、とその時は思いました。その後、プレキ

ヤスト床版の連続合成桁を設計するには、スタッド数を減少させないと困難で、なんとか対応できないかとの話をいただきました。

JHの連続合成に関する技術検討委員会では、強度式として土木学会鋼構造委員会の設計指針PART-B⁹⁾の式を採用し、若干の減少を図っています。しかし減少できる数には限りがあります。一方、AASHTO-LRFDでは、疲労限界状態の照査と終局限界状態の照査が行われます。終局限界状態では、スタッドの塑性化に伴い作用力の分散、平均化が生じ、そのことを考慮する設計となっています。たとえば、端支点位置からスパン中央の区間で、鋼、コンクリート間の作用せん断力（スパン中央の床版軸力[$=0.85f_{cd}A_c$]または鋼桁軸力[$=f_yA_s$]のうち大きい値)を、スパン方向に配置するスタッドで均等に負担させます。ここで、 f_{cd} 、 A_c 、 f_y 、 A_s は、コンクリートの圧縮強度、断面積、鋼の降伏点、断面積です。結果、必要本数は疲労から決定される場合が多く、日本とは大きく異なります。これは、「付着」と関係ない設計コンセプトと言えます。大切なのは、限界状態でスタッドに対する性能として何を求めるか、です。要求性能をどう定義するかを明らかにすることが重要であり、そのためには桁の終局時の挙動をスタッドの剛性、強度と関係付けて明らかにする必要があります。このような真摯な態度もなく、いきなり「付着」を言い出すのは、弾性範囲内では物事を考えられなくしてしまった、現行設計法の弊害と思っています。

要求性能に関する一つの考え方として、使用限界状態では、すべりを許さない。つまり合成挙動を期待する。終局限界状態はスタッドの破断を許すことを設定すると、以下ようになります。なお、作用や強度には別途設定する安全係数が考慮されているものとします。

$Q < Q_s$ (すべり限界強度)……………使用限界状態

$Q < Q_u$ (破断強度)……………終局限界状態

以上のような設定でもって、スタッドの数が減少可能となります。なお、疲労限界状態は別途検討が必要です。ただし、終局限界状態において、合成桁としての終局曲げ強度が保証できているかの検討、あるいは、スタッド本数と終局強度の関係式を用意する必要があります。現在検討中です¹⁰⁾。要は、強度をどこに設定するかという問題もさることながら、実体に基づいた設計に移行したいわけですから。そのためにも終局に至るまでの真の挙動を知る必要があると考えています。

最近、鋼、コンクリート間の「付着」が話題になります。“付着があるから、すべての橋は合成桁だ”という、乱暴極まりない話です。付着の存在は古くから知られており、使用限界状態ではその効果が認められるという古い論文もあります。この「付着」の存在を、橋梁技術に

おける新たな知見のような対応には多少悲しい思いを抱きます。勿論「付着」の存在を否定しませんし、検討するのも結構かと思います。要は、いきなり「付着」があるから、非合成桁は世の中になく、すべて合成桁といった乱暴な話でなく、論理的に、ロジカルに説明することが大切です。

3. おわりに

以上、合成桁を対象に、幾つかの話題提供をさせていただきました。相変わらず硬い話になったかと思いますが、我が国の今後の設計法の行方を占う重要な課題だと思っています。筆者の思いは、「合成桁」「塑性設計」のコンビネーションで、新しい橋設計の展開が可能になるということです。これまでの設計が悪いということではなく、新しいアイデアや技術（Technological Innovation）導入を行い、当然のことですが、橋の実体、実挙動を追求し、その上で、もし贅肉だと判断できればそれはカットしましょう、ということです。また、こうすることによって一層の競争力アップが計れると思います。

橋の限界状態と、その際の要求性能をもう一度きちんと議論すべきだと思います。見直しですが、これに近い話は「虹橋」¹¹⁾でさせていただきました。このままでいいのか、変革を求めるのかの議論です。そうすることで、より競争的であることを前提にした新しい橋の姿、またそれを支援する新しい設計への道が拓かれると思います。そのためには、まだまだ検討、研究すべき課題が多いことが理解いただけたかと思います。筆者の研究室では、これらの課題を研究テーマの一つとして検討中です。なお、ここでの話は設計に限定されていますが、競争力アップを計る上では、当然架設面からの検討が重要であることは言うまでもありません。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編，Ⅱ鋼橋編，2002.
- 2) CEN：EC 4：Design of composite steel and concrete structures, Part2：General rules and rules for bridges, 2004.
- 3) AASHTO：AASHTO-LRFD Bridge Design Specifications, 3rd Edition, 2004.
- 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主桁の鋼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) CEN：EC 3：Design of steel structures, Part2：Steel Bridges, 2003.
- 6) S.L.Stroh and R.Sen：Steel Bridges with double-composite action -Innovative design-，Transportation Research Record 1696, Paper No. 5B0077, pp.299-309, 2000.
- 7) (社)日本橋梁建設協会：PC床版を有するプレストレスしない連続合成桁の設計例と解説，2001.
- 8) K.Basler：Strength of plate girders in shear, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol.87, No.ST7, pp.151-180, Oct., 1961
- 9) 土木学会鋼構造委員会：鋼構造物設計指針PART-B，合成構造物，1978.
- 10) 山田直哉，奥井義昭，長井正嗣：合成桁におけるずれ止めの限界状態設計法のための解析的研究，土木学会平成17年度全国大会講演会講演概要集，I-442, 2005.
- 11) 長井正嗣：提案型体制の構築を，虹橋【巻頭言】，(社)日本橋梁建設協会，No.68, pp.14-17, 2004.