

## 二重合成連続箱桁橋の現状と課題

### PRESENT STATUS AND PROBLEMS FOR THE DESIGN OF STEEL-CONCRETE DOUBLE COMPOSITE CONTINUOUS BOX GIRDER BRIDGES

栗田章光<sup>\*</sup>, 大山 理<sup>\*\*</sup>, マーカス ルートナー<sup>\*\*\*</sup>  
Akimitsu KURITA, Osamu OHYAMA and Marcus RUTNER

**ABSTRACT :** Based on five constructed examples of the steel-concrete double composite continuous box girder bridge in Germany, their structural characteristics and design concepts are introduced briefly. Since the double composite bridge has a short history, there are many problems to be solved in designing of this type of bridge. The problems, therefore, are pointed out and its solutions or recommendations for design are presented through the results of author's studies and surveying.

**KEYWORDS :** 二重合成構造, 施工事例、ずれ止め, 経時挙動,  
テンションスティフニング、プレストレッシング  
double composite construction, constructed example, shear connector,  
time-dependent behavior, tension stiffening, prestressing

#### 1. まえがき

鋼・コンクリート二重合成連続箱桁橋は、図-1に見られるように、通常の合成箱桁の中間支点域に下コンクリート床版を追加配置することにより、全橋長にわたってコンクリート床版が鋼桁の圧縮域に存在する極めて合理的な橋梁形式である。本形式橋梁は、1963年にドイツでマイン川を渡る橋梁として提案されたが、種々の事情で実現しなかった。しかし、その後、ユーゴスラビア、スイスおよびオランダで各1橋が建設されているようである<sup>1)</sup>。

1980年代に入って、二重合成構造の合理性が認められ、ドイツで初めての本形式橋梁がバッサーブルグのイン橋で採用され、1987年に完成をみている。これを契機にドイツでは今まで5橋が架設された。これら5橋については、詳細なデータが公表<sup>2)~5)</sup>されているので、本文では、まず、ドイツにおける二重合成連続箱桁橋の施工事例を紹介し、その構造的特徴や設計法の変化について述べる。ついで、本形式橋梁の設計・施工上の課題を抽出し、それらへの対処法について著者らの調査・研究に基づく知見を述べることにする。

スペインにおいては、ドイツとは異なった考え方のもとで、数橋の二重合成連続箱桁橋が架設されている。すなわち、スペインでは、合成箱桁をRCまたはPC橋脚と剛結、つまり、混合形式とすることが原点で、その際、桁と脚との力の伝達をスムーズにし、かつ、箱桁下フランジの補剛を目的に下コンクリート床版が使用されたものと考えられる。スペインにおける二重合成橋梁については、文献6)を参照されたい。

一方、わが国においても道路橋および鉄道橋で各1橋ずつ施工例<sup>7),8)</sup>が見られる。今後、わが国においても二重合成構造の合理性が認められ、本形式橋梁が多く計画・設計・施工されるものと思われる。その際、本文がいさかなりとも参考になれば幸いである。

\* 工博 大阪工業大学教授 工学部土木工学科 (〒535-8585 大阪市旭区大宮5丁目16番1号)

\*\* 工博 片山ストラテック㈱ 技術本部技術開発部 (〒551-0021 大阪市大正区南恩加島6丁目2番21号)

\*\*\* Dipl.Eng 大阪工業大学研究生(文部科学省奨学生) (〒535-8585 大阪市旭区大宮5丁目16番1号)

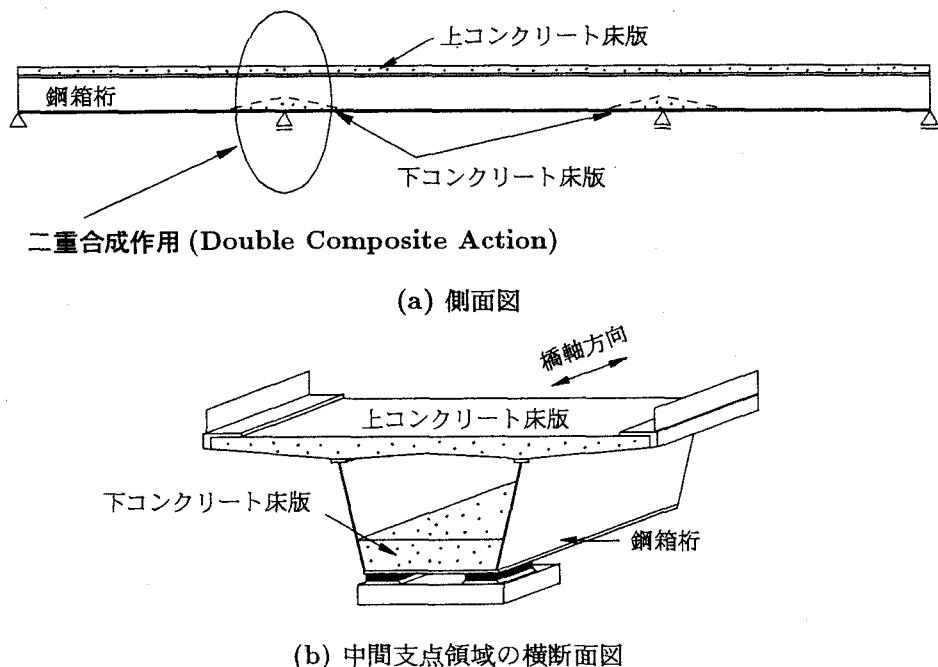


図-1 二重合成連続箱桁橋の構造概要

本文の執筆にあたっては、ミュンヘン工科大学の F. Nather 名誉教授ならびに G. Albrecht 教授より有用な情報と資料の提供を受けた。ここに記して謝意を表する次第である。

## 2. ドイツでの施工事例

### 2.1 概説

ドイツでの 5 つの施工事例をとりまとめたものが表-1 である。表-1 より、本形式橋梁の適用スパン長は 74.4~154.0m であることがわかる。また、箱桁のウェブ中心間隔は、3.75~8.0m であり、その上コンクリート床版の最大厚は 30.0~53.0cm となっている。一方、下コンクリート床版の最大厚は、中間支点上で 2.0m のものも存在するが、多くのものが 20~150cm の範囲にある。

上コンクリート床版の幅員方向または橋軸方向へのプレストレス導入は、3 例見られるが、最新のものでは、経済性の観点から、ひび割れ制御設計を行い、両方向ともプレストレスが導入されていない。

本形式橋梁の場合、鋼桁の架設法に特徴がある。最初の 1 例を除いて全て中央径間部の大ブロック架設法が採用されている。大ブロック架設前に、中間支点域の鋼箱桁底部には下コンクリート床版が打設されており、鋼下フランジの補剛が終了しているので、この工法の採用が可能である。大ブロック架設法の採用により工期の短縮が可能となる。

以下、5 橋について、それぞれの構造的特徴や設計法について述べることにする。

### 2.2 バッサーブルグ(Wasserburg)のイン橋

本橋は、図-2 に見られるとおり、4 径間連続で、最大スパン長は 104.5m である。本橋は 1984 年に発注され、1987 年に完成したドイツで最初の二重合成橋梁である。

上コンクリート床版の厚さは、ウェブ上で 53cm、橋梁中心で 34cm、そして端部では 25cm となっており、B45(45N/mm<sup>2</sup>)のコンクリートが使用された。床版の幅員方向には全長にわたりプレストレスが導入された。橋軸方向にも中間支点部には PC 鋼材によりプレストレスが導入されるとともに、さらに、中間支点の下降(420~690mm)によってもプレストレスが追加導入された。

表-1 ドイツにおける5つの施工事例

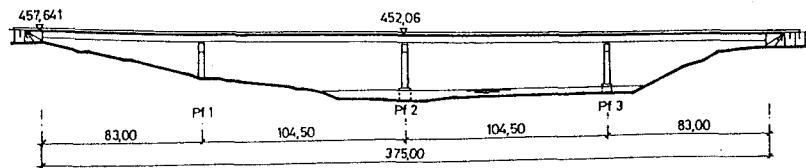
	スパン割 (二重合成採用箇所)	桁高 (橋脚上)	下コンクリート 床版厚	下コンクリート床版 打設区間	その他
イン橋 (バッサーブルク) 1987年	83.0+104.50+ 104.50+83.0m	4.20m	20~65cm (中間支点上 では 2.0m)	中間支点から 左右 40.76m	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ドイツで最初の二重合成採用橋梁。</li> <li>・上コンクリート床版厚は、ウェブ上で 53cm、橋梁中心で 34cm、端部で 25cm。</li> <li>・橋軸および幅員方向にプレストレスが導入されている。</li> <li>・鋼桁は、送り出し工法により架設。</li> </ul>
エルベ橋 (トルガウ) 1993年	53.0+106.0+65.0m	5.50m	40~90cm	中間支点から 左右 45.0m	<ul style="list-style-type: none"> <li>・景観面を配慮し、桁高をおさえるために二重合成構造を採用</li> <li>・河川上の鋼桁は、台船より一括架設(長さ 63m、総重量 2500kN)</li> </ul>
モーゼル橋 (マッシュル・タス) 1995年	36.4+74.4+36.4m	4.50m	25~50cm	中間支点から 左右 28.6m	<ul style="list-style-type: none"> <li>・橋軸方向には、ひび割れを許さない許容引張応力までのパーシャルプレストレス、幅員方向は RC 構造となっている。さらに、橋軸方向については、橋梁端部を持ち上げることにより、付加的なプレストレスを導入している。</li> <li>・中央径間部は、台船からの一括引き上げ架設。</li> <li>・橋梁端部の箱桁内にカウンターウェイトとなるコンクリートを打設。</li> </ul>
エルベ橋 (ホーヘンヴァルテ) 1998年	93.0+140.7+93.0m	7.11m	最大 150cm	中間支点から 左右 60m	<ul style="list-style-type: none"> <li>・幅員方向に「制限されたプレストレス構造」</li> <li>・中央径間部は、台船からの一括引き上げ架設。</li> </ul>
イン橋 (ハイティング) 2000年	95.0+154.0+95.0m	6.92m	40~120cm	中間支点から 左右 75.0m	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ドイツで現在、最大規模の二重合成橋梁。</li> <li>・床版支間が 7.5m もあるが、橋軸および幅員方向もプレストレスを導入しない RC 床版構造。</li> <li>・ミュンヘン側端支点は、カウンターウェイトとしてバラストコンクリートを施工。</li> <li>・河川上の鋼桁は、台船を用いず、直接河川に浮かした後、直下吊り架設(長さ 90m、総重量 5500kN)</li> </ul>

中間支点域での下コンクリート床版の配置長さは 40.76m で、その厚さは両端部から 16.65m の区間にわたり 20cm から 65cm へと変化している。3 つの中間支点上での下コンクリート床版の厚さは 2.0m まで達し、横桁としての役目も兼ねている。

鋼桁は架設ベントを設けて送り出し工法により架設された。本橋における全鋼重は 800t(155kgf/m<sup>2</sup>) である。

### 2.3 トルガウ(Torgau)のエルベ橋

エルベ橋は、図-3 に見られるとおり、古いトルガウ城に隣接して架設されることになった。図の手前がエルベ川上流側である。特に、上流側からの城に対する景観への配慮から、本橋には極力高さをおさえた桁橋が要求された。アーチやトラス、それに斜張橋など、橋面に主部材が突き出る形式は、景観上好ましくないとの条件であった。また、河川上の鋼桁は、台船を利用した大ブロック架設が可



侧面図

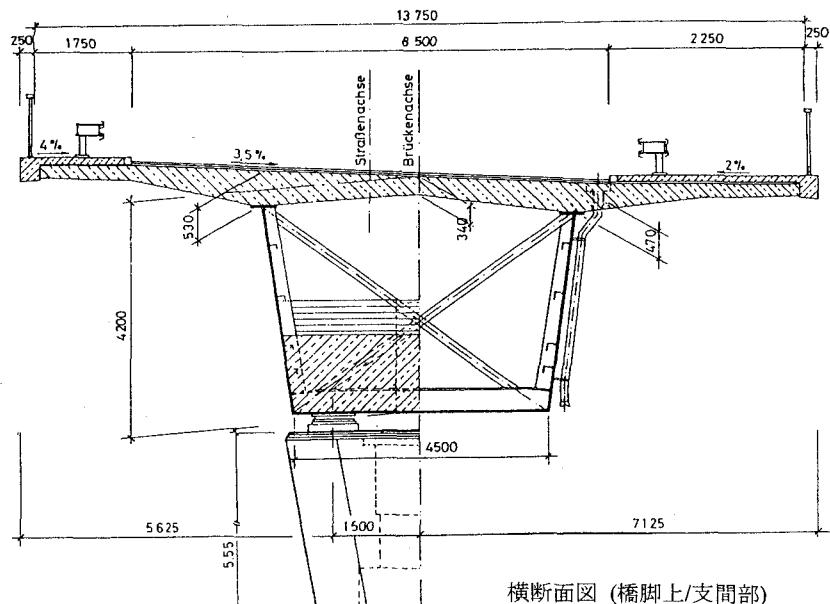
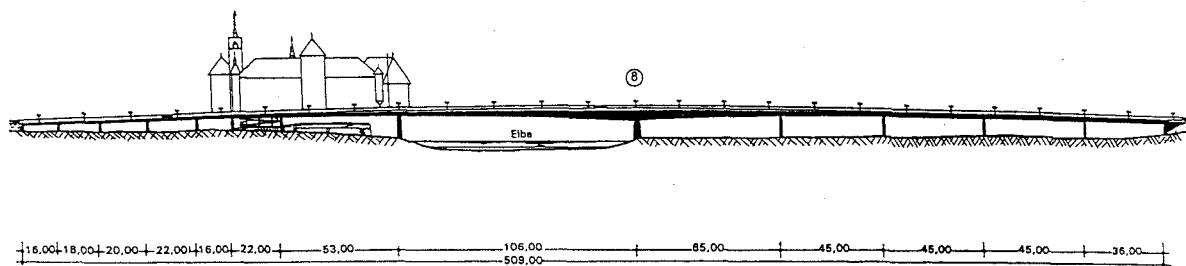
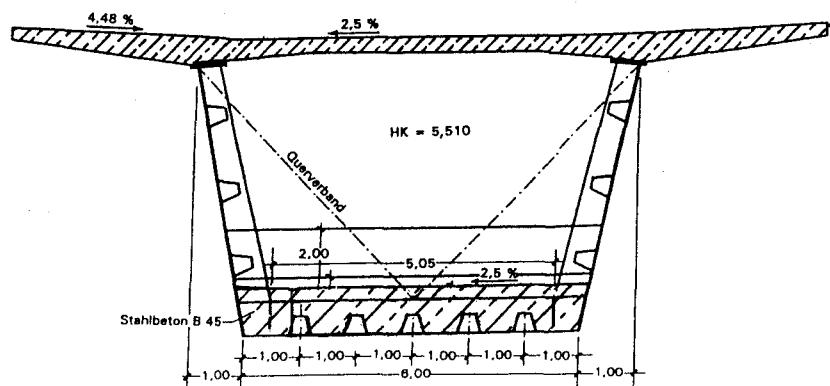


図-2 イン橋(バッサブルグ)



### 上流側からの側面図



### 橋脚⑧上の横断面

図-3 エルベ橋(トルガウ)

能である。

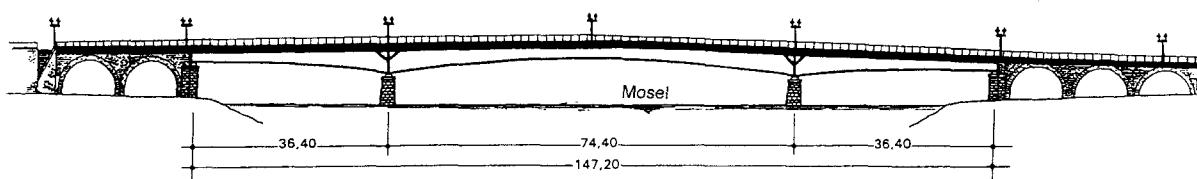
エルベ川右岸⑧橋脚上のみ左右 45m の長さにわたって二重合成構造が採用されている。⑧橋脚上で下コンクリート床版厚は 90cm であり、その全長 45m の両端部での厚さは 40cm となっている。

本橋の上コンクリート床版には、右岸橋台部の床版拡幅部を除いて、幅員方向および橋軸方向ともプレストレスが導入されていない。上コンクリート床版の移動型枠による 1 回の打設長は、22.5m から 26.25m であった。

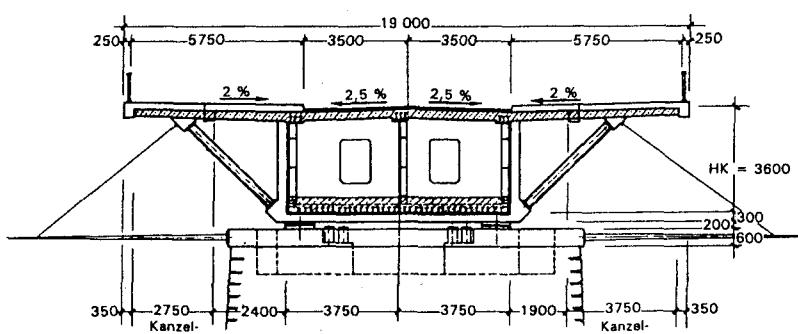
鋼桁の架設は、河川敷上は仮ベントを用いて行われ、河川上では長さ 63.0m(250t) のブロックが台船を用いて一括架設された。エルベ橋における使用鋼材量は 1435t(242kgf/m<sup>2</sup>) であった。本橋は 1991 年に発注され、1993 年に完成した。

#### 2.4 ベルンカステル・クール(Bernkastel-Kues)のモーゼル橋

モーゼル橋は、図-4 に示すとおり、支間長 36.4m+74.4m+36.4m=147.2m の 3 径間連続桁橋である。



上流側からの側面図



橋脚上の横断図

図-4 モーゼル橋(ベルンカステル・クール)

橋脚上には、両側に鋼管トラス構造で支持された展望台が設けられている。本橋は 1992 年に発注され、1995 年に完成した。

主桁は 2 セル構造となっており、ウェブ間隔は 3.75m である。標準部で 1.9m および 2.4m の張り出し長をもつ上コンクリート床版の厚さは、鋼箱桁上では 30cm であり、張り出し部先端に向かって少し薄くなっている。この床版の幅員方向の設計は RC 構造として行われ、橋軸方向にはコンクリートの許容引張応力までを許すプレストレスが PC 鋼材により導入されている。さらに、橋軸方向の床版には両橋台部で鋼桁を 25cm 上昇させることにより、追加的なプレストレスが導入されている。

下コンクリート床版は、両橋脚中心から中央径間側へ 13.2m、また、側径間側へ 15.4m の範囲で打設され、その厚さは端部で 25cm、橋脚中心で 50cm となっている。さらに、本橋の場合、2 つの中間支点部には厚さ 80cm の RC 構造の隔壁が設けられている。

本橋では、支間比が約 1:2:1 となっていることから、橋台部には負反力が生じ、そのため、橋梁端部の箱桁内にカウンターウェイトとなるコンクリートが打設された。

鋼桁は、全長を大きく3ブロックに分けて一括架設された。本橋での下コンクリート床版は、鋼桁の架設終了後に打設された。使用鋼材重は370トン(210kgf/m<sup>2</sup>)であった。

## 2.5 ホーヘンヴァルテ(Hohenwarthe)のエルベ橋

本橋の架設位置は、景観的に重要な条件下にあったので、そのデザインに高度な要求が求められた。このエルベ橋の支間割は、図-5に示すとおり、93.00m+140.71m+93.00m=326.71mで、総幅員は19.25m(南側上部工)である。本橋は、1994年に発注され、1998年に完成した。

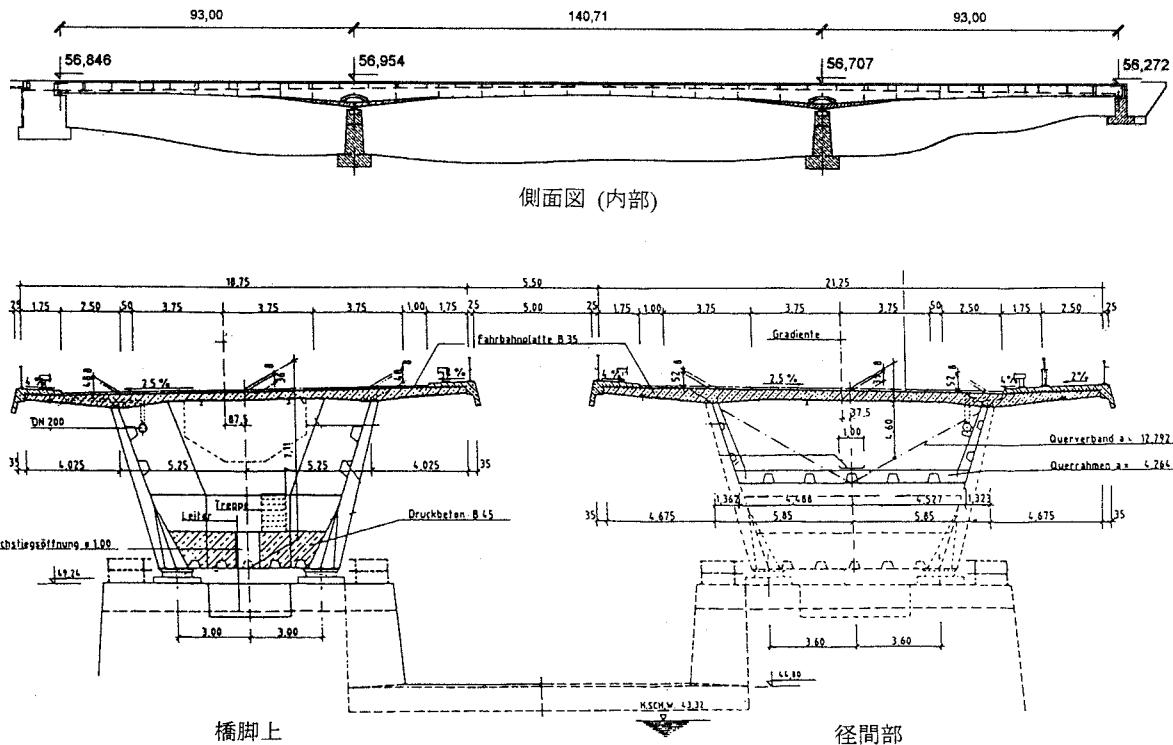


図-5 エルベ橋(ホーヘンバアルテ)

逆台形の主桁の上側ウェブ中心間隔は10.5mである。床版厚は、箱桁ウェブ上および支間中央部で、それぞれ48.0cmおよび36.0cmであり、幅員方向にのみPC鋼材を用いてプレストレスが導入されている。

下コンクリート床版の打設長は、2つの橋脚中心より側径間側および中央径間側へ、それぞれ約34mおよび26mとなっており、その最大厚は約1.5mである。最小厚は不明である。

側径間側の鋼桁の架設は、仮ベントを用いて行われた。両側の最終ブロックは、中央径間側にそれぞれ10m張り出した状態で組み上げられた。ついで、長さ120.7mの中央ブロックが2台の台船に載せられ、一括架設された。

以上が、南側上部工に関するデータであるが、北側上部工には2.5m幅の歩道が設けられたため、北側上部工の幅員構成は、南側より若干大きくなっている。本橋での使用鋼材量は1909トン(269kgf/m<sup>2</sup>)であった。

## 2.6 ノイエッティング(Neuötting)のイン橋

このイン橋は、ドイツにおける最新、かつ、大規模な二重合成橋梁である。本橋は、図-6に見られるところ、曲率半径1200mを有する5径間連続逆台形箱桁橋である。その最大スパン長は、154.0mで、片側車線の総幅員は、14.95mとなっている。本橋は1997年に発注され、2000年末に完成した。

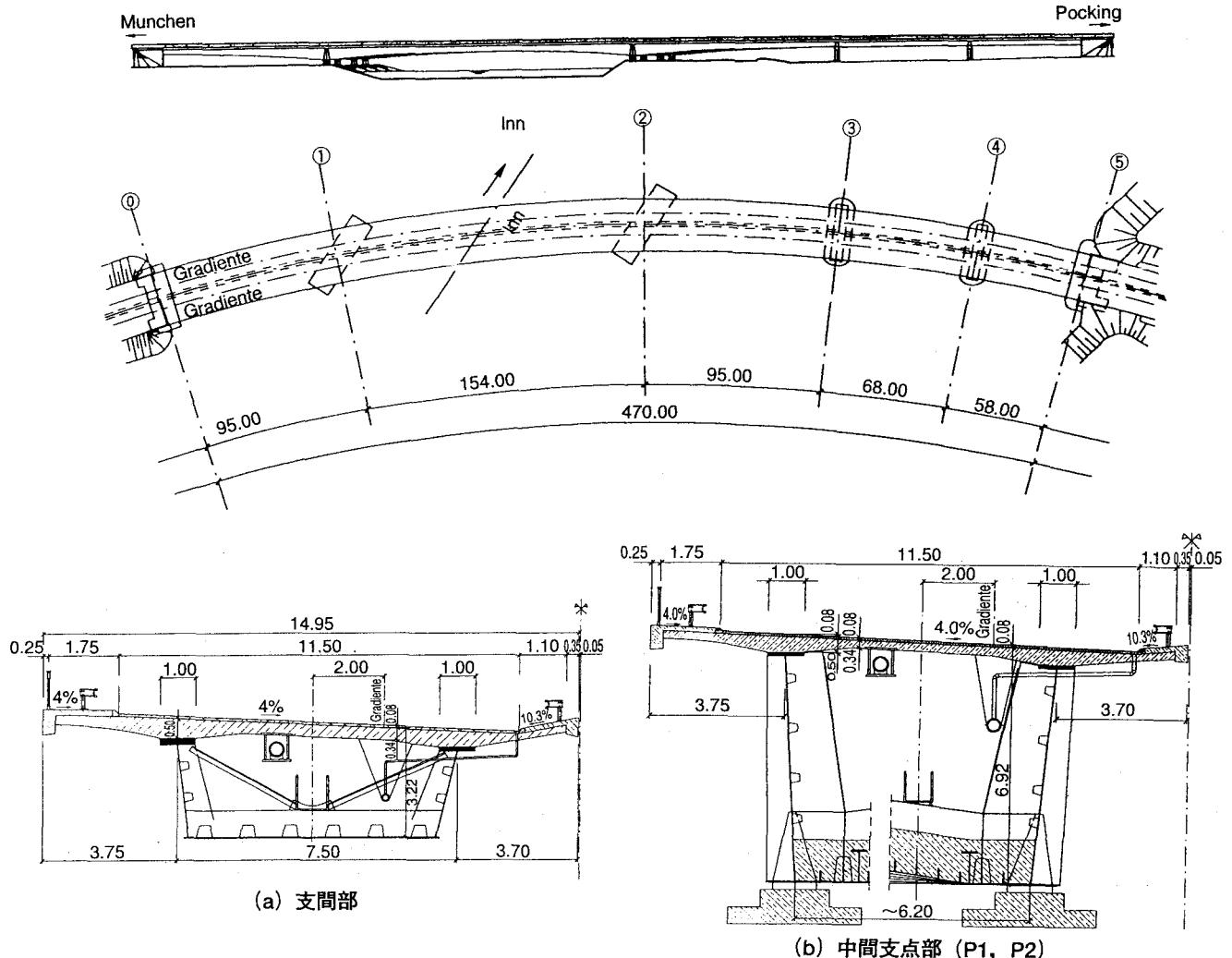


図-6 イン橋(ノイエッティング)

主桁の上部ウェブの中心間隔は7.5mである。床版厚は、箱桁ウェブ上および支間中央部で、それぞれ50.0cmおよび34.0cmであり、床版の自由端では22.0cmとなっている。本橋の床版には、幅員方向および橋軸方向ともプレストレスが導入されておらず、ひび割れ制御設計がなされている。もちろん、床版の耐久性確保のため、良質の防水層(B-3)が使用されている。

下コンクリート床版の打設長は、①および②橋脚で少し異なる。①橋脚の場合の床版打設長は、側径間側および中央径間側へ、それぞれ約42mおよび33mとなっている。その床版厚は、橋脚上で1.2mとなっており、端部では0.4mに減少させている。

河川上の約90mの中央径間ブロックを除いて、鋼桁は仮ベントを用いて架設された。その後、所定の範囲に下コンクリート床版を打設し、強度の確認後、約90m(約550トン)の中央ブロックが一括架設され、鋼桁が閉合した。本橋での使用鋼材量は4100トン(290kgf/m<sup>2</sup>)であった。

### 3. 設計・施工上の課題

#### 3.1 概説

わが国において、二重合成連続箱桁橋を本格的に適用するにあたって解明すべき課題を著者なりに7項目抽出し、それらへの対応法について述べることにする。先に紹介したドイツの事例では、DINに基づく限界状態設計法が用いられており、わが国の道路橋設計における許容応力度設計法とは、設計手法が異なることに注意を要する。しかし、わが国においても近い将来、道路橋の設計には、性能照査型設計法が全面的に採用され、その具体的な安全性や使用性の照査法に、部分安全係数設計法が用

いられる予定であるから、その時点で以下に述べる対処法のいくつかが活用されることになる。

### 3.2 下コンクリート床版の配置長さと、その厚さの合理的な決定法

まず、本形式橋梁の下コンクリート床版の配置長さは、死荷重作用時に負曲げモーメントが発生する区間と考えるのが合理的である。そこで、スパン比をこれまでの施工事例を参考に、1:1.6~2.4:1 の範囲で 5 種類に変化させ検討を行った。なお、荷重は、単位等分布荷重( $q=10[\text{kN}/\text{m}]$ )とする。

その結果として、スパン比と負曲げモーメント発生領域(=負曲げモーメント発生区間／支間長×100[%])の関係を図-7 に示す。

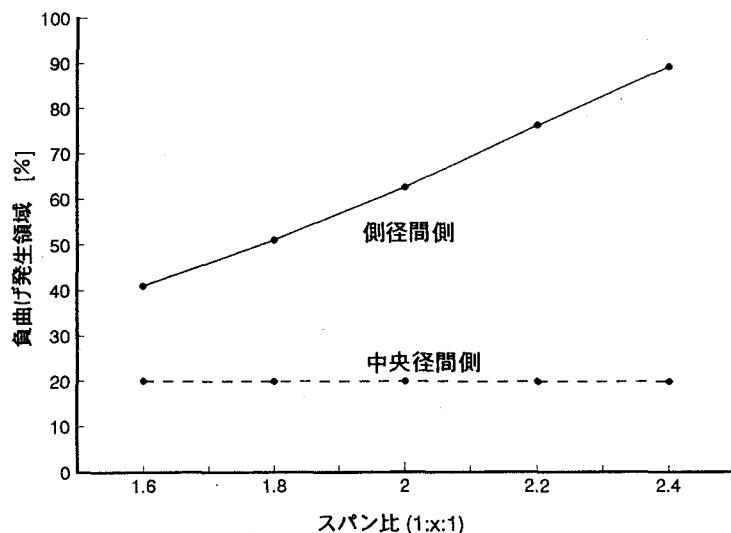


図-7 スパン比と負曲げモーメント発生領域の関係<sup>9)</sup>

図-7 より、本形式橋梁における下コンクリート床版の中間支点からの配置長さは、中央径間側は、すべてのスパン比において中央径間長の 2 割、一方、側径間側は、図-7 を参考に、例えば、スパン比が 1:2:1 の場合は、側径間長の 6 割になることがわかる。

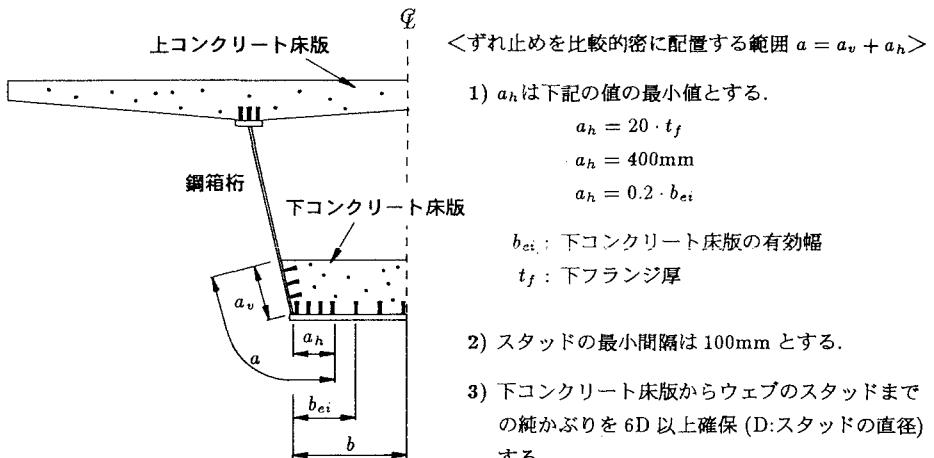
つぎに、本形式橋梁の中間支点域における下コンクリート床版厚は、既往の研究より、中央径間部の鋼箱桁一括架設の際に、圧縮フランジを補剛するためのみでは決まらず、終局時の塑性中立軸の位置が、下コンクリート床版上縁になるように設定されていることが著者らの試算によりわかった。

### 3.3 下コンクリート床版と鋼桁との適切な合成方法

下コンクリート床版と鋼桁との適切な合成方法として、1999 年 8 月に発行されたドイツの国内適用文書(NAD)に記載されている規定<sup>10)</sup>を図-8 に示す。もちろん、この規定では、下フランジ上に配置される縦リブおよび横リブの効果は考慮されていない。目下、孔明き鋼板ジベル(PBL)が、合成構造での有用な止めとして注目されている。今後、PBL を縦リブとして用いることにより、下フランジの補剛効果に加え、止めとしての作用が期待できるから、スタッドの使用本数の削減を可能にする設計が現実化していくと思われる。

### 3.4 コンクリートのクリープおよび乾燥収縮による経時挙動の正確な評価法および簡易推定法<sup>9),11)~13)</sup>

上または下コンクリート床版を有効とした合成桁断面に占める鋼桁断面の割合である断面構成比を定義することにより、本形式橋梁のクリープおよび乾燥収縮に伴う経時挙動を適格に評価することが可能であることが、筆者らの研究<sup>11)</sup>より明らかにされている。したがって、下コンクリート床版に対しては、式(1)に示す下コンクリート床版のみを考慮した合成断面に占める鋼桁の割合である断面構成比  $\alpha_L$  を用いて評価できる、つまり、上コンクリート床版のクリープおよび乾燥収縮は、下コンクリート床



4) 範囲  $a$  のスタッド本数は、少なくともスタッド必要本数の 50%以上とする。

図-8 下コンクリート床版に配置するずれ止めに関する規定<sup>10)</sup>

版へほとんど影響を及ぼさないという結果が得られている。

$$\alpha_L = \frac{A_s I_s}{A_{vL} I_{vL}} \quad (1)$$

ここで、 $A_s$  : 鋼桁の横断面積

$A_{vL}$  : 下コンクリート床版のみを考慮した合成断面の鋼に換算した横断面積

$I_s$  : 鋼桁の図心軸に関する断面 2 次モーメント

$I_{vL}$  : 鋼に換算した下コンクリート床版のみを考慮した合成断面の図心軸に関する断面 2 次モーメント

その結果の一例として、スパン比が 1:2:1 の場合の断面構成比  $\alpha_L$  と中間支点部における下コンクリート床版のクリープに伴う応力変化率(全体系)の関係を表-1 に、断面構成比  $\alpha_L$  と中間支点部における下コンクリート床版の乾燥収縮に伴う変化応力度(全体系)の関係を表-2 に示す。

表1 断面構成比  $\alpha_L$  と下コンクリート床版のクリープに伴う応力変化率[%]

断面構成比 $\alpha_L$	載荷材令 0 日	載荷材令 50 日目	載荷材令 100 日目
0.3	41.0	31.7	25.0
0.4	51.0	39.4	31.1
0.5	60.0	46.3	36.5

表2 断面構成比  $\alpha_L$  と下コンクリートの乾燥収縮に伴う変化応力度 [N/mm<sup>2</sup>]

断面構成比 $\alpha_L$	$\varepsilon_{sh,\ell} = 10 \times 10^{-5}$	$\varepsilon_{sh,\ell} = 15 \times 10^{-5}$	$\varepsilon_{sh,\ell} = 20 \times 10^{-5}$
0.3	0.50	0.74	0.99
0.4	0.58	0.86	1.15
0.5	0.66	0.98	1.31

表-1 および表-2 より、断面構成比  $\alpha_L=0.4$  の二重合成連続箱桁橋の中間支点上の下コンクリート床版において、初期載荷材令が 0 日で、最終乾燥収縮量が  $20 \times 10^{-5}$  と仮定した場合、クリープにより当初応

力の 51%が損失し、乾燥収縮により  $1.15\text{N/mm}^2$  の引張応力が生じる。

したがって、本形式橋梁の予備設計段階において、本文で提案した方法を用いることにより、クリープおよび乾燥収縮に伴う影響を簡易で、しかも、かなり精度良く予測できる。なお、詳細については、文献 9)を参照されたい。

### 3.5 断面力解析における中間支点域の上コンクリート床版の取り扱い

連続桁の中間支点域における上コンクリート床版のひび割れの発生は、断面力の再配分を生じさせる原因となる。したがって、断面力の解析にあたっては、ひび割れの影響を考慮する必要がある。

このことについて、ユーロコード 4-2(橋梁編)では、3種類の断面力の解析法を規定している<sup>14)</sup>。方法 I は、図-9(a)に示されるように、全径間にわたって上コンクリート床版を有効(ひび割れなし、状態 I)として算出した曲げ剛性  $E_s I_1$  を用いて断面力を求める方法である。この方法で、中間支点域のコンクリートのひび割れを考慮する場合、最大で 10%の曲げモーメントの再配分を考慮してよいとされている。ただし、疲労限界状態の照査の際には、この再配分は許されない。方法 II は、プレストレスしない連続合成桁における断面力の解析法で、図-9(b)に示されている。方法 II では、隣接スパン長の 15% の領域におけるコンクリート断面を無視(完全ひび割れ、状態 II)した曲げ剛度  $E_s I_2$  を用いて断面力を算定する。ただし、本法を適用する際の隣接スパン長の比は、 $L_{\min}/L_{\max} \geq 0.6$  とする。

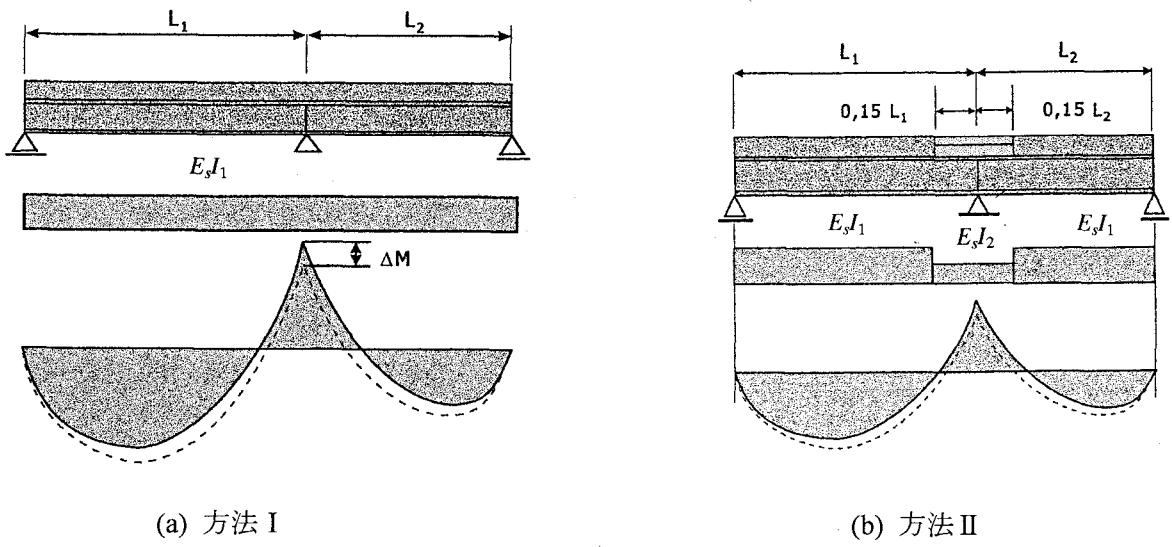


図-9 断面力の解析法：方法 I と II

方法 III は、隣接スパン長が著しく異なる場合やプレストレスが導入される場合に適用される、より正確な方法であり、方法 III<sub>a</sub> と III<sub>b</sub> の 2 つがある。これらのことでは、2段階の解析が必要である。まず、第 1 段階の解析では、全長にわたり  $E_s I_1$  の曲げ剛性を用いて断面力の解析が行われ、コンクリート床版に入るひび割れの範囲が求められる。つぎに、ひび割れた範囲の曲げ剛性を  $E_s I_2$  として再解析する方法が III<sub>a</sub> であり、ひび割れた範囲のコンクリートのテンションスティフニング効果を考慮した曲げ剛性  $E_s I_{2,ts}$  を用いるのが、方法 III<sub>b</sub> である。方法 III<sub>b</sub> の考え方を図-10 に示す。

ひび割れ間のコンクリートのテンションスティフニング(TS)を考慮する実用的な方法として Bode は、次式を与えていている<sup>15)</sup>。すなわち、Bode は、コンクリート床版内の橋軸方向鉄筋の横断面積を TS 効果を考慮することにより増大した形で桁の曲げ剛性を評価する実用的な式を与えている。

$$A_{s,id} = \frac{A_s}{1 - \frac{0.5 f_{ct,m}}{\rho f_{sk}}} \quad (2)$$

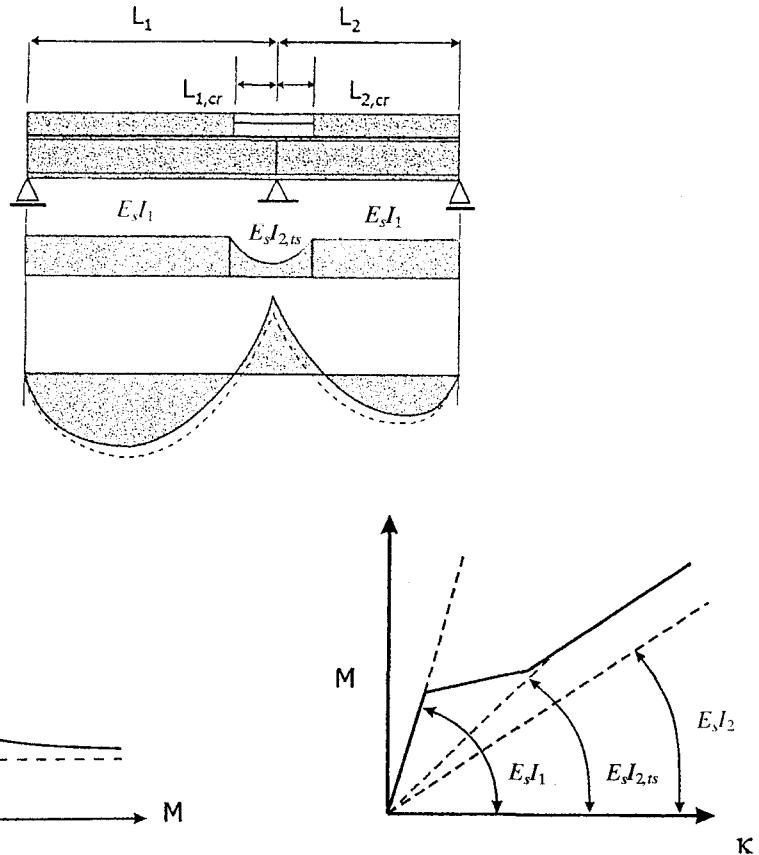


図-10 断面力の解析法：方法III<sub>b</sub>

ここで、  $A_{s,id}$  : コンクリートの TS を考慮した有効幅内の橋軸方向鉄筋の横断面積

$A_s$  : 有効幅内の橋軸方向鉄筋の横断面積

$f_{ct,m}$  : コンクリートの引張強度の平均値 (EC-2 より算定される)

$\rho$  : 鉄筋比 ( $A_s / A_c$ )

$f_{sk}$  : 完全ひび割れ状態(状態II)で算定される鉄筋の応力

したがって、まず鋼桁と橋軸方向鉄筋との合成断面での断面2次モーメント( $I_2$ )を用いて、鉄筋応力 $f_{sk}$ を算定し、式(2)より増大された鉄筋断面積 $A_{s,id}$ を求める。つぎに、 $A_{s,id}$ を用いて、再度、断面2次モーメント( $I_{2,ts}$ )を算定し、ひび割れ区間の曲げ剛性( $E_s I_{2,ts}$ )を決定する。そこで、この $E_s I_{2,ts}$ をひび割れ区間に適用して断面力を求めるのが方法III<sub>b</sub>である。

二重合成連続桁の断面力解析においても、上述の解析法が下コンクリート床版の剛性を考慮することにより適用できる。

### 3.6 外ケーブルによるプレストレッシング

中間支点域の上コンクリート床版へのプレストレス導入法として、目下わが国では、支点のジャッキアップ・ダウン工法が多く用いられている。この工法を用いる場合、現場作業が煩雑化する上に精度管理にも困難を伴うとされている。前述のドイツの施工例でも、床版内に PC 鋼材を配置(内ケーブル方式)し、かつ、支点のジャッキアップ・ダウン工法を併用してプレストレスの導入がなされた例がいくつか見られたが、最近では、現場施工の省力化および経済性の観点から、プレストレスしない方式へと変化しつつある。

しかし、中間支点域の上コンクリート床版の耐久性を重要視するならば、前述の方法に変わって、

外ケーブルによるプレストレスの導入が推奨される。この外ケーブル工法は、PC橋の分野では、すでに一般化され豊富な経験と実績を有しているので、この技術を二重合成連続桁のプレストレッシングに適用することは容易なことであろう。

プレストレスの導入に外ケーブル工法を用いた場合、維持管理が容易になるとともに、必要ならばケーブルの取り替えや再緊張が可能となる。連続合成桁橋に外ケーブル工法を適用した例は、わが国やスイスに数例見られる。

### 3.7 セメントの水和熱降下と乾燥収縮によるコンクリートのひび割れ防止策

箱桁のウェブ間隔が8m程度になると、上コンクリート床版厚は50cm程度のものになる。下コンクリート床版は、さらに厚くなり、バッサーブルグのイン橋は例外として、厚さが1.2m～1.5mにも達する。このような厚いコンクリート床版を打設する際、注意すべきことは、セメント水和熱の降下と乾燥収縮現象が同時に作用することによるコンクリートのひび割れ発生である。このひび割れを防止するためには、以下の対策が考えられる。

- 1) 硬化熱の低いセメントを使用する。
- 2) 水セメント比を出来るだけ小さくする。
- 3) 膨張材を使用する。
- 4) 床版の1回の打設長を大きくして、養生期間を長くする。
- 5) 床版の配筋を工夫する、など。

上記4)に関しては、ドイツでは、移動型枠による1回の床版打設長さは20m～25m程度となっている。さらに、5)に関しては、RC床版の場合、出来るだけ細径の鉄筋を用いて、幅員方向(主鉄筋：16mm)には、通常の上下段の鉄筋の他に、床版厚の中央部に箱桁上の範囲のみ鉄筋を追加配置する例が見られる。一方、橋軸方向鉄筋(20mm以下)に関しては、上下に2層ずつ、計4層にわたって配筋したり、主桁の上フランジ部のみ、さらに、2層の鉄筋を追加配置した例もある。いずれにしても、鉄筋を分散配置して、コンクリートの乾燥収縮に対する鉄筋の拘束効果を平均化するとともに、ひび割れた場合でも、その集中化を避けるねらいがある。

### 3.8 本形式橋梁の混合形式橋梁への適用

わが国のような地震多発国においては、橋梁全体の耐震性を向上させるため、上部工と下部工とを橋脚位置で剛結構造とすることが得策である。一般に、RC橋脚が多用されるので、二重合成橋梁とRC橋脚との剛結、つまり、混合形式橋梁への適用が考えられる。

この混合形式については、すでにスペインで3つの施工例がみられ、その代表的なトルトーサ橋(1987年完成)<sup>6)</sup>の例を図-11に示す。この例での橋脚はPC構造である。

トルトーサ橋における二重合成の区間長は、剛結部から側径間側および中央径間側に、それぞれ20mおよび27mである。そして、下コンクリート床版の厚さは32cmから22cmの間で変化している。

上コンクリート床版の厚さは25cmで、中央径間中央部の76m区間と側径間部の29m区間を除いて、橋軸方向にプレストレスが導入されている。

今後、わが国において混合形式の二重合成橋梁が採用される場合、剛結位置の選定も含めて、このトルトーサ橋が参考になるものと思われる。

## 4. あとがき

連続合成桁橋の設計に許容応力度設計法を用いると、断面決定にクリープと乾燥収縮ならびに温度変化の影響がかなりの重みをもって関係してくる。しかし、限界状態設計法を適用すると、終局耐荷力の算定の際、つまり、断面決定の際、それらの影響を無視することができ、一般に、許容応力度法による結果よりも経済性が向上する。つまり、正の曲げモーメントを受ける領域では、鋼桁の圧縮フランジの座屈がコンクリート床版により防止されるから、全塑性の状態でもって桁の終局曲げ耐荷力

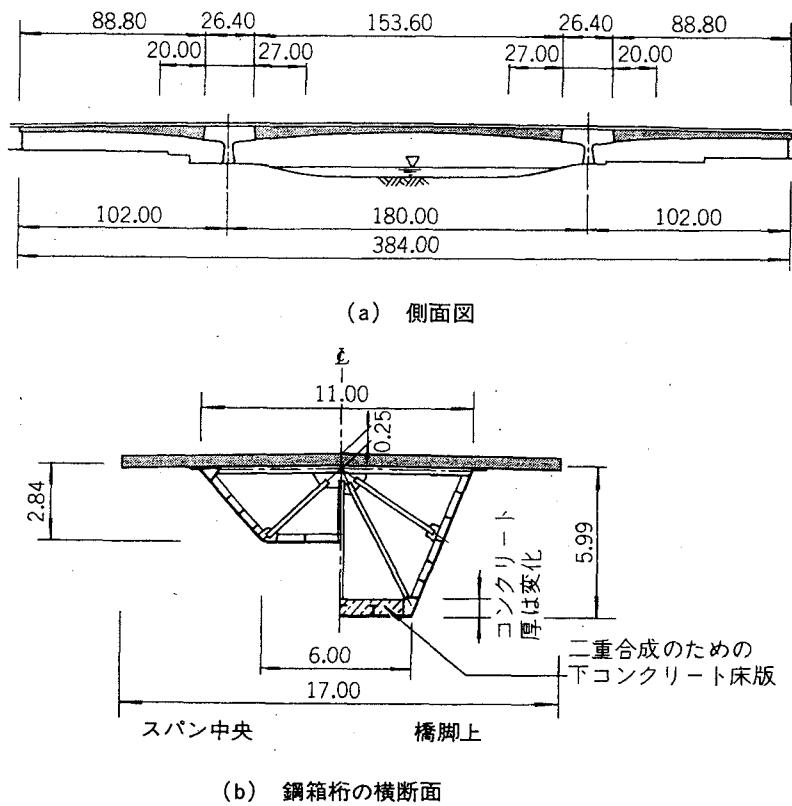


図-11 トルトーサ橋(スペイン)<sup>6)</sup>

が算定できる。しかし、負の曲げモーメントを受ける中間支点域では、鋼桁の圧縮フランジは補剛されていないので、一般に、降伏モーメントが最大の耐荷力となる。

ところが、二重合成構造を採用すると、すなわち、負曲げモーメント域の圧縮フランジもコンクリート床版で固定してやると、負曲げモーメント域においても全塑性状態が期待でき、桁としての最大の曲げ耐荷力を用いて断面の設計を行うことが可能になる。したがって、わが国においても、終局耐荷力に基づく設計法の採用が強く望まれるところである。

本文で述べた二重合成構造は、鋼桁が開断面箱桁であることを基本形としていたが、I形断面の主桁であっても中間支点域に下フランジコンクリートを配置して、桁の耐荷性状を向上させることが可能である。さらに、二重合成構造は、新設橋のみならず、既設単純桁橋の連続化に際しても合理的に適用可能である。今後のわが国における二重合成構造橋梁の発展に期待したい。

## 参考文献

- 1) F. Nather : Steel Bridges with Double Composite Action in Germany, 2<sup>nd</sup> Japanese-German Colloquium for Steel and Composite Bridges, April 1996, Munich.
- 2) F. Nather : Stahlbrücken mit Doppelverbund in Deutschland, Überblick und Ergebnisse von Forschungsaufträgen, Bauingenieur 72, S.131~141, 1997.
- 3) Bundesministerium für Verkehr : Strassenbrücke in Stahl-Beton-Verbundbauweise, -Dokumentation 1997-, Januar 1998.
- 4) Autobahndirektion Südbayern : Innbrücke Neuötting, April 1999.
- 5) G. Albrecht and Th. Langen : New Calculation of the Composite Bridge across the River Inn at Neuötting, June 1999(not published).
- 6) J. M. Calzon, 園田恵一郎, 栗田章光, 吉田順一郎 : スペインにおけるユニークな鋼コンクリート混合形式橋梁, 橋梁と基礎 Vol.32/No.9, pp.29~35, (株)建設図書, 1998年9月.

- 7) 日本道路公団, 株横河ブリッジ: 箱桁橋のコスト縮減をめざして, 千歳ジャンクション C ランプ橋, 工事用パンフレット.
- 8) 保坂鐵矢, 杉本一朗: 鉄道における最近の鋼・コンクリート複合橋梁, 橋梁と基礎 Vol.34/No.7, pp.31~40, 建設図書, 2000 年 7 月.
- 9) 大山 理: 鋼・コンクリート二重合成連続箱桁橋のクリープおよび乾燥収縮挙動に関する研究, 大阪工業大学博士学位論文, 2000 年 11 月.
- 10) NABau : Nationales Anwendungsdokument(NAD), Eurocode 4 : Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 2 : Verbundbrücken, 2. Entwurf (1999).
- 11) 大山 理, 栗田章光, 渡辺 涼: 鋼・コンクリート二重合成連続箱桁橋の断面構成比がクリープおよび乾燥収縮挙動に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1685~1692, 2000 年 3 月.
- 12) 大山 理, 栗田章光, 渡辺 涼: 鋼・コンクリート二重合成連続箱桁橋の乾燥収縮挙動に関する解析および実験的研究, 鋼構造論文集, 第 7 卷第 27 号, pp.71~84, 2000 年 9 月.
- 13) 大山 理, 栗田章光, : 鋼・コンクリート二重合成連続箱桁橋のクリープの影響評価, 土木学会論文集, No.668/I-54, pp.103~116, (社)土木学会, 2001 年 1 月.
- 14) G. Hanswille : Design of Composite Bridges according to Eurocode 4 Part 2, 4<sup>th</sup> Japanese-German Colloquium for Steel and Composite Bridges, TU-Munich, April 2001.
- 15) H. Bode : Euro-Verbundbau, Konstruktion und Berechnung, 2.Auflage, Werner Verlag, 1998.