

鋼連続合成桁の設計における幾つかの問題 (追補・修正版, 2015/05)

本社・技術本部長 梶田 順一 , 西部支社・設計部 高 龍 , 同 川平 英史  
 仙台支店・設計部 西川 貴志 , 同 高橋 眞太郎  
 東京支社・設計部 小菅 匠 , 本社・顧問 倉方 慶夫

[ 要旨 ] 我国では鋼連続合成桁の建設は昭和 40 年代前半において凍結され, 以降設計法も殆ど吟味されることはなかった. しかし, コスト縮減の要求の高まりにより 20 年ほど前に日本道路公団が少数鋸桁形式を導入し, それを契機に連続合成桁の再開に着手した. またゴム支承の登場により連続径間数も大幅に増加し, 新たに検討すべき課題も目に付いた. この公団の活動に沿って日本橋梁建設協会が設計要領(案)を策定し, 公団も設計・施工マニュアルをまとめて検討と設計に対応してきた. その途中段階の混乱した情報をもとに作成された市販設計ソフトがある. 元の混乱した情報は後に整理されたが, そのことを知っている者は少なく, 市販設計ソフトはいまだ修正されることなく使用されている. その他, 合成桁やクリープ理論に関して先駆的な働きをしている欧州の考え方と相違する適用が多くあり, 幾つかの疑問を抱く. このような状況から, 限界状態設計法への移行を控えた現時点において鋼連続合成桁の設計上の問題を整理しておく必要性を感じ, ここに現状での問題点の報告を行う.

[ 目 次 ]

1. はじめに -----	1
2. 合成桁の設計断面力に影響する事柄および設計断面力の整理方法 -----	3
2.1 連続合成桁の計算手順とその内容 -----	3
(1) 合成前の計算 -----	3
(2) 床版コンクリートの区分打設(逐次合成) -----	3
(3) 区分打設における床版コンクリートの引張応力の照査例 -----	4
(4) 中間支点部の床版のひび割れ -----	5
(5) 床版コンクリートのひび割れに伴う応力解放 -----	8
(6) 内力の再分配(クリープ・乾燥収縮と温度差応力)の計算 -----	9
2.2 床版の有効幅 -----	9
(1) クリープ・乾燥収縮応力および温度差応力の計算における有効幅 -----	9
(2) 床版コンクリートの区分打設時の有効幅と打ち継ぎ部の補強 -----	11
2.3 分担断面力と抵抗応力図 -----	11
2.4 ある市販ソフトとの数値差 -----	14
3. 床版のずれ止めの設計とひび割れ幅照査にかかわる問題 -----	16
3.1 床版のずれ止めの設計とその補強 -----	16
3.2 床版コンクリートのひび割れ幅照査 -----	17
4. まとめ -----	20
【参考文献】 -----	22
補遺：鋼桁の核モーメント -----	24

## 1. はじめに

鋼合成桁は、鉄筋コンクリート床版(以下、RC床版と略称する)に床作用のみならず主桁作用も担わせた合理的かつ経済的な橋梁形式である。ここで、我国における鋼合成桁の歴史を多少振り返ると、昭和34年に初めて単純合成桁を対象とした設計施工指針<sup>1)</sup>が発刊されている。ドイツの戦後復興において発展した技術を取り込んだものである。昭和40年には、やはりドイツに倣い、プレストレスする連続形式を加えて改定し<sup>2)</sup>、第1期の名神高速道路では“プレストレスする連続合成桁”が多用された。支点の上げ下げなどにより床版コンクリートにプレストレスを与え、桁全長に亘りコンクリートを有効にする設計である。現場の工数が増加し、不安定な作業を伴い、現場を預かる者の苦労が多かったと聞く。

そのため施工性の改善を目指して検討が加えられ、昭和47年の道路橋示方書(以下、道示と略称する)の大改定において“プレストレスしない連続合成桁”の規定が道示Ⅱ鋼橋編<sup>3)</sup>に取り込まれた。中間支点上の床版コンクリートのひび割れを認める設計法である。しかし、その数年前から床版の損傷が多発し始めていた。戦後復興期の競争設計により過度に薄い床版を多用したこと、および配筋筋がもともと不足していたことが直接的な原因であるが、これに自動車交通の増大と重量化が拍車をかけた。このため床版が主桁作用の一部を担う合成桁の建設は抑制され、新しい合成桁の規定は殆ど活用されずに放置され、現行道示Ⅱ<sup>4)</sup>においても合成桁の規定は昭和47年当時と基本的には何も変わっていない。

しかし、コスト削減の要求が高まる中で、日本道路公団(以下、現在のNexcoと区別してJHと略称)は欧州で発展したプレストレスト・コンクリート床版(以下、PC床版と略称)を有する少数鈹桁形式を取り入れ、ホロナイ川橋<sup>5)</sup>(1995年竣工、非合成桁)などの試験施工を経て実施に移した。その活動の中に連続合成桁の復活も含まれており、放置されてきた道示Ⅱの合成桁の設計規定に代わるものとして、日本橋梁建設協会(以下、橋建協と略称)において設計要領(案)<sup>6)</sup>を策定し、それを受けてJHでは設計・施工マニュアル<sup>7)</sup>を作成して対処してきた。

これ等と現行道示Ⅱの合成桁の規定との相違を、プレストレスしない連続合成桁に関して比較すると次のようである。

### 1) 中間支点部の床版コンクリート剛性の扱い

断面の応力照査における床版コンクリートの扱い(道示Ⅱの表-11.1.1)は両者同じであるが、構造解析において道示Ⅱでは常にコンクリートを有効と扱うのに対し、橋建協とJHでは活荷重の構造解析においてのみ図-1の $0.15 \cdot \ell$ 区間を床版のひび割れ区間と仮定してコンクリート剛性を無視するとしている。

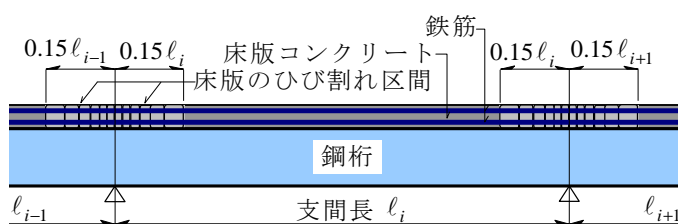


図-1 床版コンクリートのひび割れ区間

### 2) ひび割れ幅照査の導入

道示Ⅱでは引張応力を受ける床版の最小鉄筋量を2%、その周長率を $0.0045 \text{ mm/mm}^2$ 以上とすることを推奨しているが、橋建協とJHでは照査部位の環境条件に応じた許容ひび割れ幅を設定して、ひび割れ幅がそれ以下であることを照査する。

基本的な違いは上記の2点であり、これらの活動では最近の欧州における研究成果<sup>8)~10), etc.</sup>が多く取り込まれている。ただし、実際の適用に際し細部でそれらと異なる運用が行われている。下記のa.~d.に記す項目は設計結果に影響し、考え方の相違として片付けられない問題を含むと

考える。

- a. 床版コンクリートのクリープ・乾燥収縮(以下, 単純に“クリープ・乾燥収縮”と略称), および床版と鋼桁間の温度差(以下, 単純に“温度差”)による応力の計算において, 床版の断面幅を, 荷重項を計算するときとその荷重を受ける抵抗断面の計算とで替えている. すなわち, 荷重項の計算では床版全幅を用い, 抵抗断面の計算では有効幅を用いているが, 両者で同一の幅を用いるべきものと考える.
- b. 床版コンクリートの剛性を活荷重では無効としながら, 後死荷重, クリープ・乾燥収縮および温度差応力の計算ではそれを有効としているが, いずれも合成後の荷重であるのでコンクリート剛性の扱いは同じにすべきと考える.
- c. クリープ・乾燥収縮と温度差応力の計算において, 床版鋼材の扱いが非常に曖昧に扱われている. すなわち,
  - ・床版コンクリートを有効とした箇所では, 床版鋼材を断面に算入していない.
  - ・そのため, クリープ・乾燥収縮応力に対する構造解析では, 床版鋼材によるクリープ・乾燥収縮の拘束効果が考慮されない.
  - ・温度差に対する構造解析で床版鋼材の温度伸縮が考慮されない.
- d. 合成桁においては合成前と後で断面性能が変化するため, それらの断面力を加算しても意味がないのであるが, 意味があるかのような扱いを行っている市販設計ソフトがある.

上記のうち少なくとも a.と b.項は設計要領(案)<sup>6)</sup>の記述に原因するが, a.項に関してはその後設計例題<sup>11),12)</sup>を通して改められており, それを見落としている市販設計ソフト作成者の問題である. その他, 構造解析を含めて設計式は昭和 47 年のレベルに留まっており, また当時に比べると床版の配力筋は大幅に増加し, 床版中の鋼材を無視することは妥当とは思われないなどの改良の余地があると見受けられる.

新しい考え方で連続合成桁の設計を行うについて, 著者等も当初は市販設計ソフトに頼っていたが, 10 年ほど前に上記のような疑問を感じ, ソフト作成者に質疑し, 場合によっては改善要求もしてきた. しかし, 相手の対応は多くの場合非常に緩慢であった. 理由は, 設計要領(案)などの記述に従い, かつ複数の橋梁メーカーの指導を受けて作成したということにあった.

また, 設計ソフトは計算内容の説明が不十分のため, ブラック・ボックス化して計算をトレースしにくい. そのため, 著者等は少しずつ設計検討や設計部品の整備を行い, 設計業務では設計方針を明記した上で自らの考えを通してきた. しかし, 設計照査において市販ソフト使用した橋梁メーカーと数値上の違いが発生してトラブルになり, 架橋事業の発注者に迷惑を掛けることもあった. 限界状態設計法への移行を控えたこの時期において, まずは合成桁の設計上の基本的な考え方を整理しておく必要を感じた. 以下では, そのような問題点と著者等の対応法を説明する.

## 2. 合成桁の設計断面力に影響する事柄および設計断面力の整理方法

### 2.1 連続合成桁の計算手順とその内容

連続合成桁では、まず初めに現場の施工工程を想定して設計計算ステップを組立てる必要がある。図-2に2種類の計算手順を示す。

“(a) 設計要領案”は設計要領(案)<sup>6)</sup>に沿うもので、“(b) 改良案”は著者らが一般に設定している断面力の計算手順である。以下、およそ改良案に沿って記述し、設計要領(案)との違いがあれば説明を付記する。

#### (1) 合成前の計算

橋体と同時に添架物も架設し、次に足場工と床版の型枠・支保工を設置し、床版の鋼材を敷設する。以前はこれらを部分的に施工して仮設工を転用することもあったが、作業の単純化のため最近は全長一

気に設置している。また作業の安全のため、合成床版系であっても足場工を入念に設置しており、図-3はその一例である。主桁間は縦置きI形鋼格子床版<sup>13)</sup>で型枠・支保工は不要であるが足場を2段に設け、片持ち部は通常のRC床版であるため型枠・支保工を設けている。

仮設備は合成前に敷設し、合成後に撤去するので、重量を重めに計上する方が安全側になる。著者等は橋建協・資料<sup>14)~16)</sup>を参照して重量を算定しているが、実際の現場では足場板をより多く配置し、足場パイプも短めのものを用いてラップを多くしている例が多いので2割ほど割

増して設計値としている。図-3の例の重量は、およそ次のようになる。

- ・あさがお：0.50 kN/m(片側1面の重量)
- ・足場工：0.29 kN/m<sup>2</sup>(中段と下段の和，床版平面積当り)
- ・型枠・支保工：0.60 kN/m<sup>2</sup>(床版張出し平面積当り)

次いで床版の鋼材を桁全長に亘り敷設し、コンクリートの区分打設に移る。

#### (2) 床版コンクリートの区分打設(逐次合成)

床版コンクリートの区分打設においては、計画地点における1日の生コンクリートの供給能力

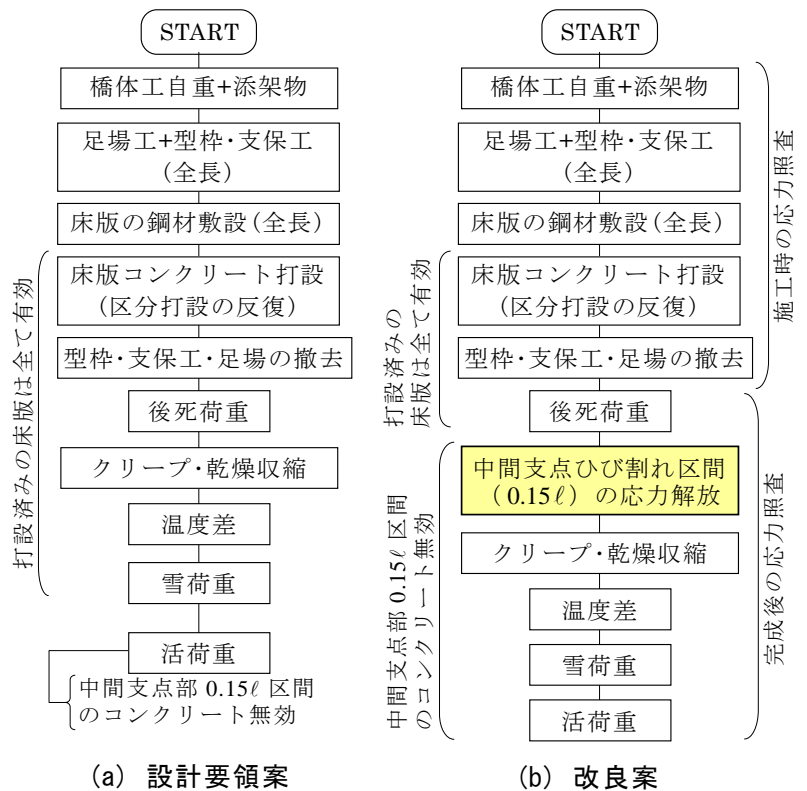


図-2 断面力の計算手順

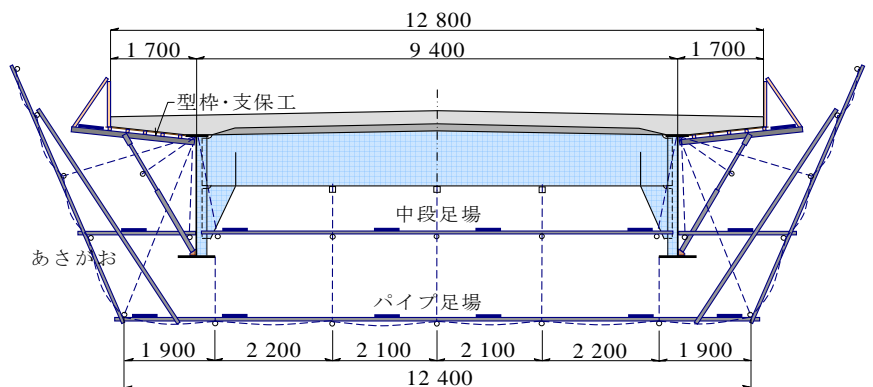


図-3 型枠・支保工・足場工の例

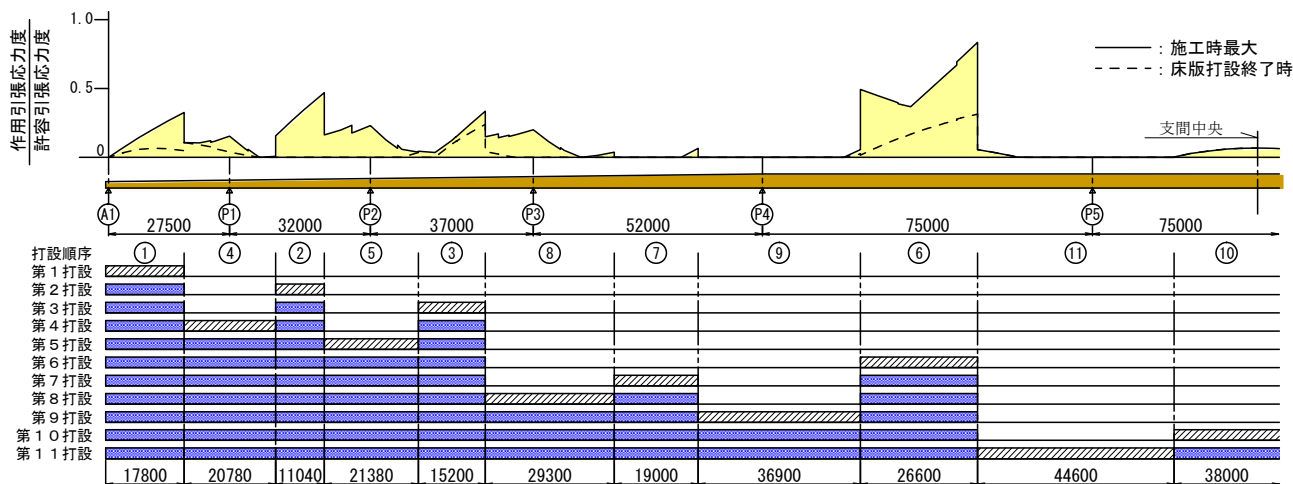


図-4 11径間連続合成鋼桁橋の床版打設工程と施工時のコンクリートの引張応力度

を把握し、コンクリートに引張応力をできるだけ与えない打設区分と順序をトライアルする。すなわち、無理な床版打設工程を避けることを目的とし、[区分打設→逐次合成]を繰り返す。その都度コンクリート応力が許容引張応力を超えないように打設計画を立てる。その際のコンクリートのヤング係数と引張強度はコンクリート標準示方書・施工編<sup>17)</sup>から材齢に応じて算出し、安全率は $\nu=1.6$ を採用している<sup>18)</sup>。

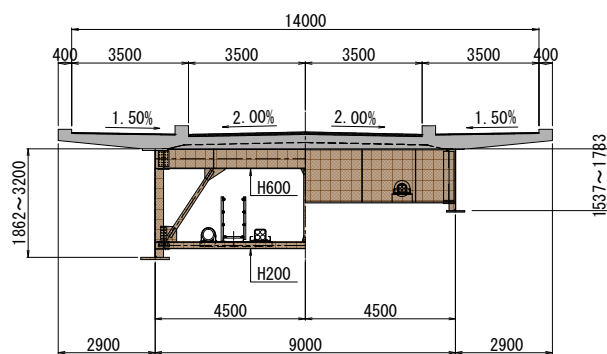


図-5 11径間連続合成桁・横断面

コンクリート打設は、打ち継ぎ目となる打設端部での応力集中を考えると、1,2日の弱材齢で応力を負担させることに対して不安を感ずるので、最低でも中2日を空ける計画としている。この方が多少は強度が安定すると考えたものであるが、いかなるものであろうか。

ただし、複合ラーメン橋<sup>13), 19)</sup>のコンクリート打設では、中1日の養生での打設を許容した。その理由は、主桁の曲げ剛性に比べて橋脚の曲げ剛性が遥かに大きく、1つの支間でコンクリート打設を行っても隣接する他の支間の主桁の応力に殆ど影響しないからである。

なお、橋建協・設計要領(案)<sup>6)</sup>や JH マニュアル<sup>7)</sup>では、区分打設中も常にコンクリートのヤング係数は28日強度の設計値を用いている。また、名古屋高速道路公社(以下、名公社)の設計要領(案)<sup>20)</sup>や阪神高速道路公団(以下、阪公)の設計手引き<sup>21)</sup>も同様である。しかし実際は2日、3日といった極めて弱材齢で応力を受けるとしており、その場合ヤング係数は設計値の1/2程度であるので、改良案では標準示方書・施工編<sup>17)</sup>から材齢に応じたヤング係数を算出して解析に適用する方針としている。

### (3) 区分打設における床版コンクリートの引張応力の照査例

図-4は、図-5の横断面の11径間連続合成鋼桁橋<sup>22)</sup>における床版打設時のコンクリートの引張応力度照査の結果であり、11径間のうちの起点側1/2を表示してある。グラフは許容値比(作用引張応力度/許容引張応力度)を示す(引張強度は材齢によって変化する)。丸付き番号が打設順序であり、2つの作業班を入れて、3日サイクル(中2日の養生)で終点側も同時に対称に打設するとした結果である。丁寧な打設作業を行うには、支間4,50mクラス以上の連続桁であれば頑張っても一般に1日に2作業班で2ブロックのコンクリート打設を上限とすべきと考えた。

打設済みの床版ブロックは隣接支間の支間部のコンクリート打設により、台形分布(◁)の引

張軸力を受ける。例えば図のブロック②部分のグラフがその典型で、ブロック③部の打設により台形分布(◁)の引張軸力を受ける。ブロック⑥部分のグラフが両端にピークを持つのは、図が同時刻の応力分布ではなく、打設過程で発生する最大値をプロットしたからである。すなわち、◻から◁へ変化したことを表す。ブロック⑥部分では許容値比が一時的に大きくなるが、中間支点部のブロック⑨と⑩の打設により、打設終了時点(仮設備の撤去時、破線)では引張応力度は1/2以下に低下する。また、破線がグラフ上に現れない箇所は、コンクリート応力が打設終了時点で圧縮側に移行したものである。

区分打設の終了時点で中間支点部には引張応力をできるだけ残さないのが原則であるから、このコンクリート打設は周囲の支間部コンクリートより遅れて打設する。したがって、打設中は主として支間部のコンクリートが引張応力度を受ける。しかし、遅れて打設される中間支点部のコンクリートと後死荷重の载荷により支間部コンクリートは圧縮側に移行する。したがって、ひび割れ幅照査を前提とするならば、短い期間しか現れない支間部コンクリートの引張応力度に対する安全率は幾分下げてもよいように思える。

#### (4) 中間支点部の床版のひび割れ

後死荷重と活荷重が载荷され、床版と鋼桁間の温度差応力を受け、加えて床版コンクリートのクリープ・乾燥収縮の進行により、プレストレスしない連続合成桁では中間支点部の床版コンクリートのひび割れは避けられない。そのひび割れ区間は、Roik 等<sup>9)</sup>や DIN の分野別規定・合成桁編<sup>23)</sup>において、標準的支間割の場合は図-1に示すように中間支点部の $0.15 \cdot l$ の範囲としている。著者らも Eurocode 4<sup>10)</sup>の引張域剛性(図-6)を用い、不完全合成桁として、図-7の3径間連続合成桁を対象に道示のL活荷重でひび割れ範囲を検討した<sup>24)</sup>。その結果を図-8(a)に示す。活荷重連続合成桁ではクリープ応力の影響は小さいので無視し、コンクリートは処女状態にある

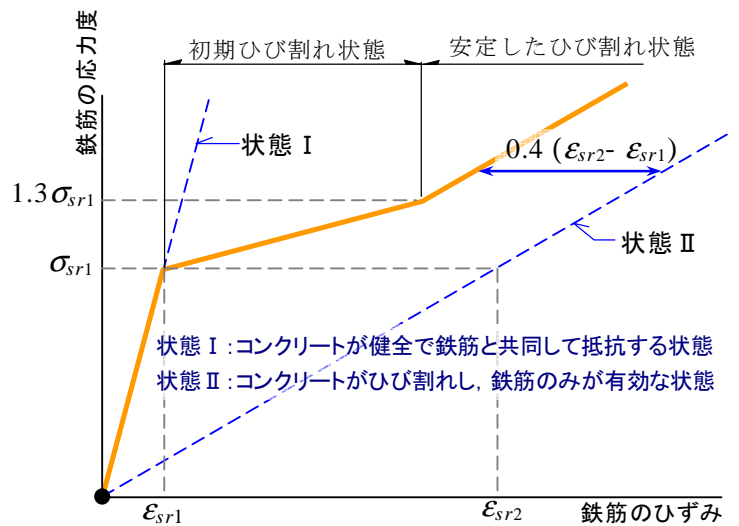


図-6 鉄筋コンクリートの引張域剛性

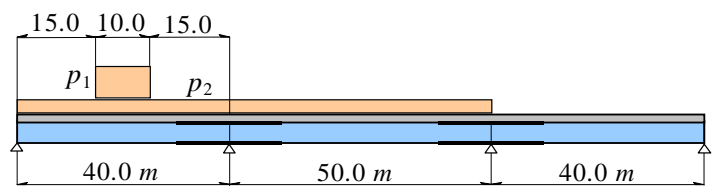


図-7 コンクリートの剛性低下の試算モデル

として、次の2つの荷重ケースについて計算した結果である。

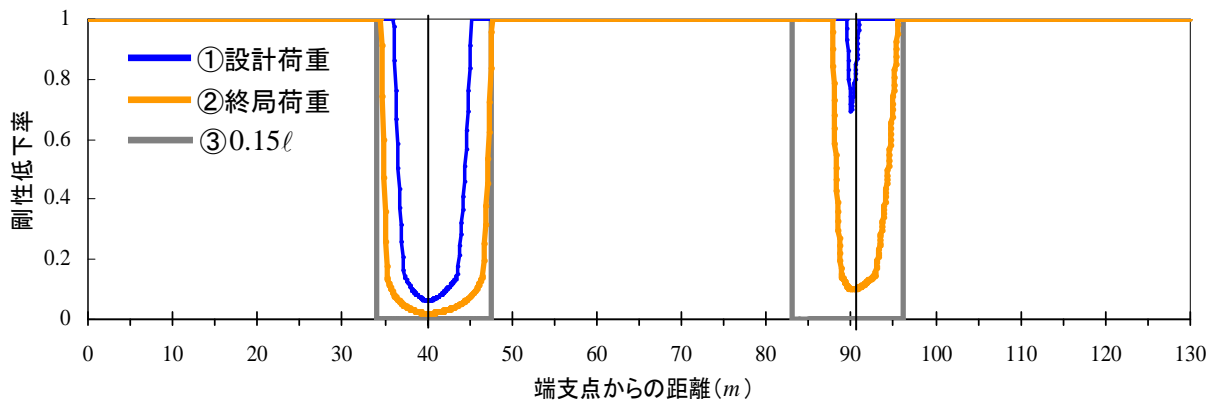
- ①設計荷重(後死荷重+活荷重+乾燥収縮)
- ②終局荷重(後死荷重 $\times 1.3$ +活荷重 $\times 2.0$ +乾燥収縮)

とくに終局荷重でのひび割れ状態は、図-8(a)の③ $0.15 \cdot l$ のひび割れ範囲にほぼ近い。

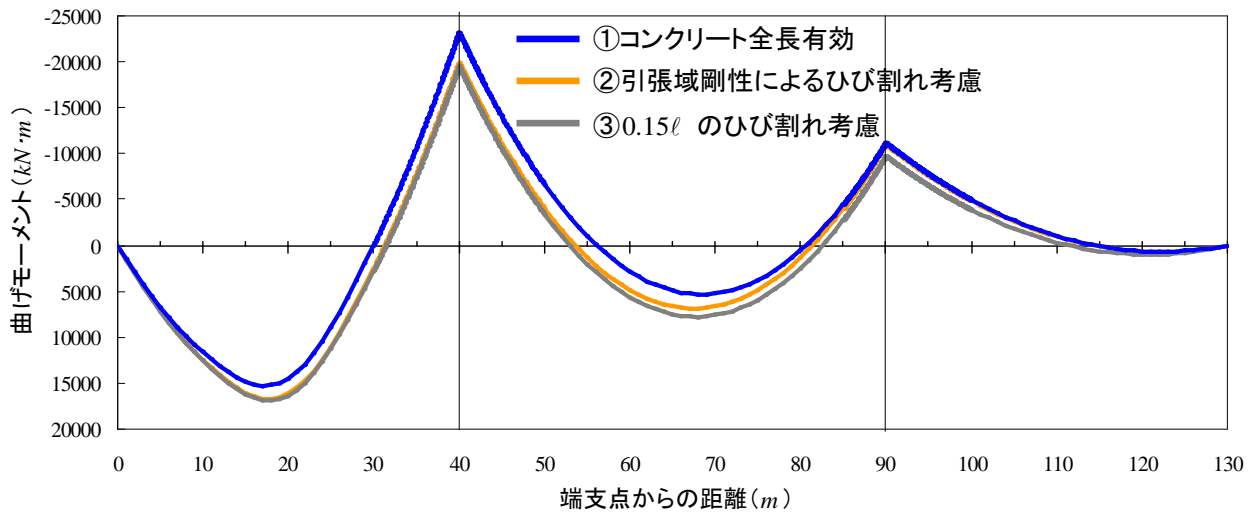
図-8(b), (c)は、終局荷重に対する主桁の曲げモーメントとずれ止めのせん断応力(せん断流)を計算したものであり、その際床版コンクリートに関し次の3つの状態を想定している。

- ①全断面有効(桁全長に亘り床版コンクリート有効)
- ②引張域剛性によるひび割れ(図-8(a)の①に対応した、図-6の引張域剛性を用いた計算)
- ③ $0.15 \cdot l$ 区間のひび割れ(初めから図-1のひび割れ状態を仮定した計算)

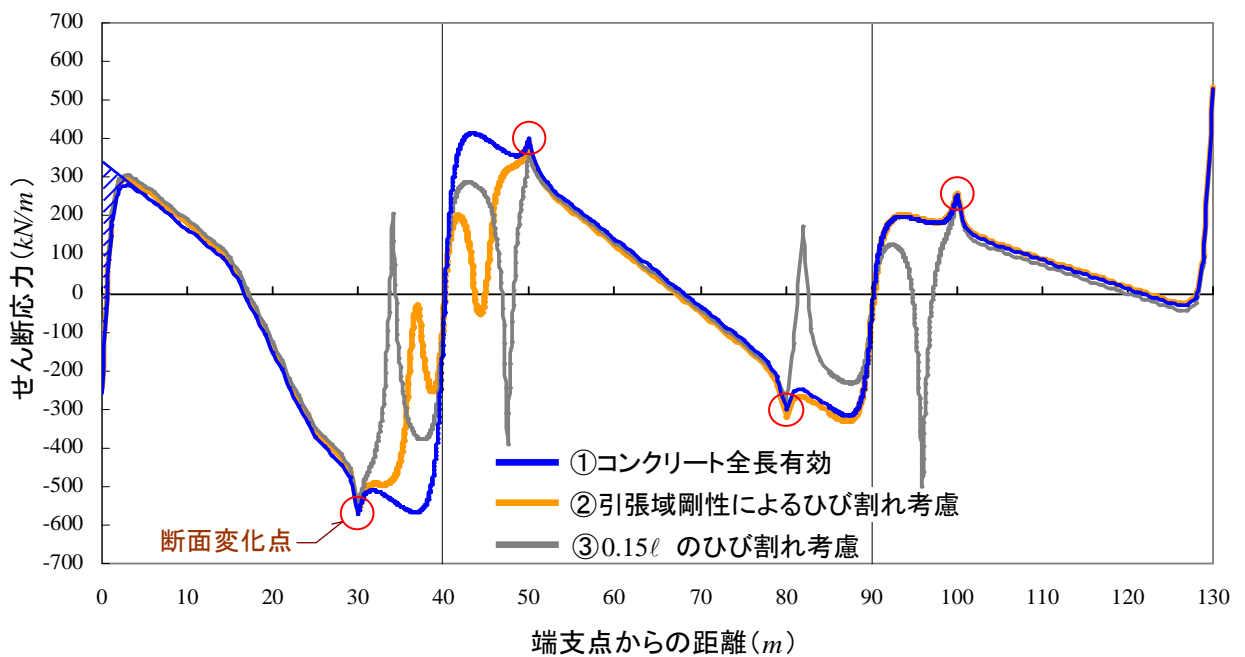
図-8 (b)の曲げモーメント分布において、図の左側では②と③はほぼ等しいが、中央部から右側に向かって両者は離れる。これはコンクリートの処女状態で計算を行ったからであり、図-7の荷重状態が左右で繰り返されるうちに左右同じようにひび割れが進行して②は③に近づくと考えられる。



(a) 床版コンクリートの剛性低下率



(b) 床版コンクリートの剛性評価と主桁の曲げモーメント



(c) 床版コンクリートの剛性評価とスタッドのせん断応力

図-8 床版コンクリートの剛性低下に関する試算モデル

図-8 (b)において中間支点部の床版コンクリートのひび割れの有無の影響を見ると、ひび割れ発生により支間部の曲げモーメントが凡そ10%増加し、中間支点上では15%減少する。これに対して道示Ⅱでは、断面力算定において床版コンクリートを全長有効と規定しており、実際を反映していない。また、道示Ⅱの方が安全側になるともいえない。

ここで、米国で2011年12月12日に発生した連続桁の折損事故に触れておく。ミルウォーキー川に架かる高速道路上のHoan橋の取付け高架橋の3径間連続桁(図-9, ゲルバー桁としての張出し付き)の端支間部で3主桁のうちの2本で突如桁高全体に亀裂が走った(写真-1 (a))。その事故の裁判用資料<sup>25),26)</sup>によると、主桁腹板の引張側にある横構ガセットのウェーブ・ギャップ部に発生した腹板の応力集中を起因として腹板全体に急激に亀裂が進展し(写真-1 (b), (c)), 主桁が折損した(写真-1 (d))としている。なお、事故の16年前に他の同様の部位数箇所に疲労亀裂が発見され、ストップホールの処置が行われていた。

これほど明確な折損ながら落橋に至らなかったのはリダンダンシーのある連続桁であったからであろう<sup>27)</sup>。破断面には疲労破壊の兆候は見られず、脆性破壊としているが、裁判用資

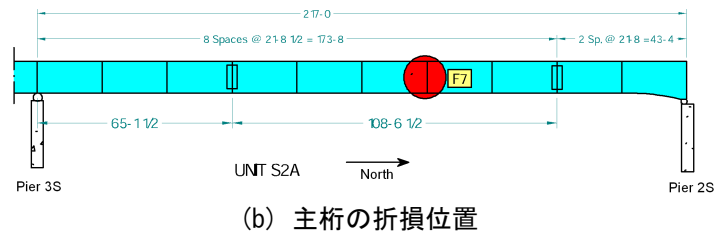
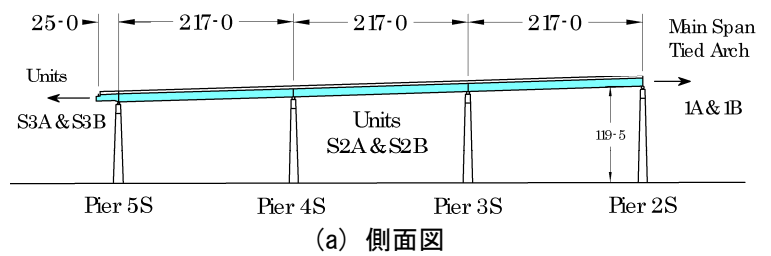


図-9 Hoan橋の取付け高架橋の概要



写真-1 Hoan橋の取付け高架の主桁折損



料であるので、少し割り引いて見た方が良くもしいない。

このような破壊形態(図-10(a))は支間部では起き得るが、合成桁の中間支点部では考えにくい。すなわち、中間支点部では床版が橋軸方向応力に対して強く補強され、狭い有効幅の外に耐力を有する床版断面を残しているため、図-10(b)のように鋼桁の上縁の引張部に亀裂が発生したとしても、それ以上の亀裂の進展は阻止され、主桁上縁からの亀裂で簡単に主桁の折損に発展することはないと考えられる。この観点から、道示Ⅱにおける橋軸方向の床版剛性の扱いは安全側とはいえない。

なお、名公社<sup>20)</sup>では桁全長に亘り床版のコンクリート剛性を有効として構造解析を行い、中間支点部のひび割れによる剛性の低下の影響として、中間支点上の曲げモーメントを10%低下させて断面設計を行っているが、支間部の曲げモーメントの増加は考慮しない。片手落ちの感がある。

図-8(c)のずれ止めのせん断応力に関しては後に改めて考察するものとして、ひび割れ範囲に話を戻す。

中間支点部のひび割れの影響に関しては中園等<sup>28)</sup>も別の手法で検討して同様の結果を得ている。これにより、道示Ⅱの規定には反するが、JH・資料<sup>7)</sup>や橋建協・資料<sup>12)</sup>と同じく、改良案でも図-1の $0.15 \cdot l$ の範囲のコンクリート剛性を無視した構造解析を行っている。ただし、それほど厳密に適用すべきものではないので、ひび割れ範囲を $\alpha \cdot l$ と表すとき、あまり短い部材を作らないなどの計算上の都合から $\alpha = 0.12 \sim 0.18$ 、1つの中間支点の左右の $\alpha$ の和( $\alpha_i + \alpha_{i+1}$ )は、 $0.25 \sim 0.35$ の範囲を許容している。

#### (5) 床版コンクリートのひび割れに伴う応力解放

さて、コンクリートがひび割れすると、そこに発生していた応力は解放され、同時に床版コンクリートの剛性はほとんど失われる。改良案では、この計算を“ひび割れ区間の応力解放計算”と称して、図-2(b)に示すように後死荷重計算後に挟み込み、クリープ・乾燥収縮応力の計算ルーチンを使って計算している。その計算法については、著者等の技術報告<sup>29)</sup>をホームページで公開しているので参照されたい。本来は公刊書に投稿したかったのであるが、数式の展開が殆どであるため適当な雑誌や論文報告集が無かったことによりこのように対処した。

この“ひび割れ区間の応力解放計算”を行っている市販の設計ソフトは我国では今のところ無いと思われるが、欧州では設計計算に取り込んでいる<sup>30)</sup>。ただし、中間支点部の床版コンクリートに発生する応力が小さければこの応力解放計算は不要である。中間支点部の床版コンクリートは周囲の支間部コンクリートより遅れて打設するのが原則であり、上手に打設計画を立てれば多径間連続桁でも中間支点部の床版コンクリートの応力発生を小さく抑えられる。図-4のケースおよび後に示す図-13のケースでは、図-2(b)の手順(ただし、後死荷重計算では $0.15 \cdot l$ 範囲の床版コンクリート剛性を無視)において応力解放計算を省略しても、鋼桁の応力度は0.3%以下の差異でしかなかった。このように、連続合成桁の原則に則って床版コンクリートの打設が行われておれば、応力解放計算の省略は可能と考えているが、これ以上の試算は行っていない。

これに対して橋建協の設計要領(案)<sup>6)</sup>やJHマニュアル<sup>7)</sup>に従うと、計算手順は図-2(a)に示すものとなる(ただし、JHでは雪荷重を考慮していない)。床版打設のみならず後死荷重、クリープ・乾燥収縮および温度差応力の計算においてコンクリートを全て有効とし、活荷重計算のみ

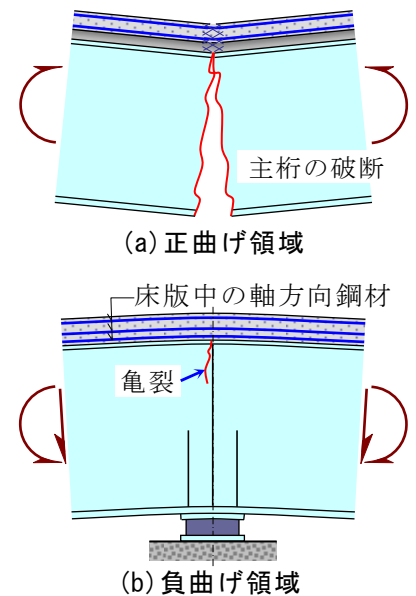


図-10 主桁の損傷

中間支点部  $0.15 \cdot l$  範囲のコンクリートを無視した構造解析を行っている。その際、図-2 (b) の改良案の計算手順にあるひび割れ区間の応力解放計算を挟み込んでない。このため、改良案に比べ、断面力が中間支点部に集まり、中間支点上の鋼桁断面が太り、かつ床版の鉄筋応力度が大きくなりひび割れ幅照査が苦しくなる方向に向かうと考えられる。

### (6) 内力の再分配(クリープ・乾燥収縮と温度差応力)の計算

内力の再分配のうち少なくともクリープ・乾燥収縮は、交通開放後に時間が経って完了するものである。したがって図-2 (b) に示すように、改良案では内力の再分配を活荷重応力と同様に中間支点部  $0.15 \cdot l$  範囲のコンクリートを無視した構造系で計算する。これに対し設計要領(案)では、図-2 (a) に示すように活荷重断面力の計算以外では床版コンクリートを全長に亘り有効としており、活荷重断面力計算と対応してない。そのためであろうか、次の記述を行っている。

- クリープによる荷重項を算出する範囲を床版コンクリートの持続的な軸方向力が圧縮の範囲に限定
- 乾燥収縮による荷重項を算出する範囲を図-1 のひび割れ区間 ( $0.15 \cdot l$  区間) を除く範囲に限定
- 床版の温度差による荷重項を算出する範囲は、床版コンクリートの持続的な軸方向力が圧縮と引張の範囲に分けて、圧縮区間では[コンクリート+鋼材]の床版総断面で荷重項を算出、引張区間では床版鋼材断面で荷重項を算出

しかし、クリープや温度差はコンクリートの圧縮応力に対してのみ発生する現象でもなく、荷重種別によって荷重項の範囲を変えるようなものでもないので、上記 a~c. のような細かな取り決めをすることに不自然さを感じる。

## 2.2 床版の有効幅

### (1) クリープ・乾燥収縮応力および温度差応力の計算における有効幅

道示Ⅱの図-解 11.2.4 では温度差応力の発生過程を橋軸方向に短い梁要素で説明しているが、有効幅の概念が湧くように図-1 1 の単純桁に置きなおして説明する。

温度差応力において、床版の有効幅は橋軸方向に変化し、桁端部では狭く、支間中央部に向かうに連れて広がる。これに対する床版と主桁間のせん断応力は桁端の集中力  $P$  と桁端付近の分布力  $q$  で構成されるが、道示Ⅱと同じく桁端の 1 点に集中力  $P_1$  が作用するとして議論を単純化して図-1 1 の説明を行う。

- 図 (a) は、床版と鋼桁の縁を完全に切り離して、床版のみが温度収縮した状態を表す。床版は全幅一様に短縮している。
- 図 (b) は、収縮した床版の両端に  $P_1$  を与えて、その

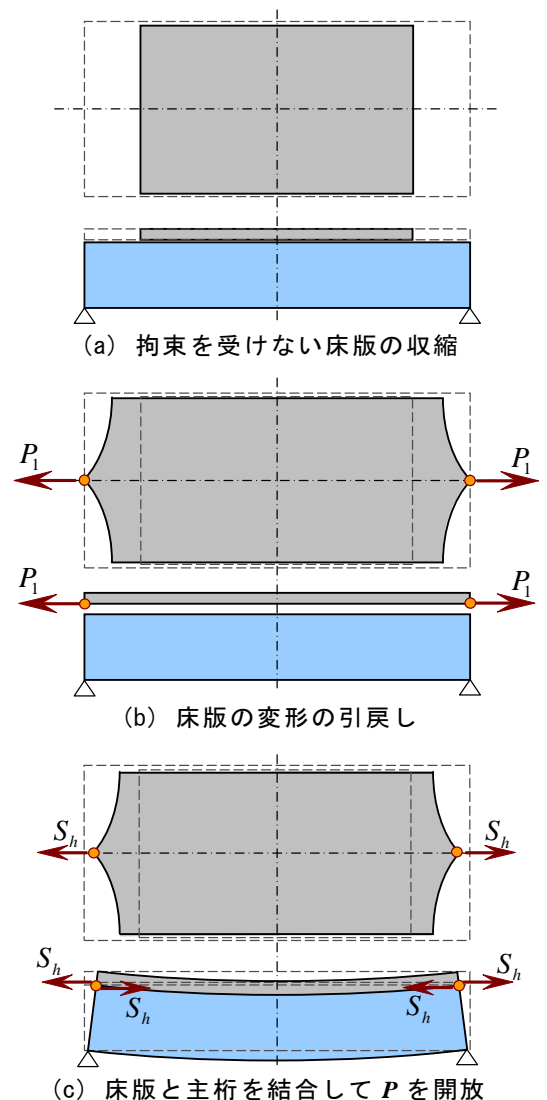


図-1 1 床版の温度収縮

作用点を元の位置まで引き戻した状態である。せん断遅れを生じ、桁端で有効幅が減少する。

- ・ 図(c)は、(b)の状態では床版と鋼桁間を剛に結合して  $P_1$  を解放した状態である。  $P_1$  に代わり、床版と主桁間にせん断力  $S_h$  が桁端の1点に発生し、鋼桁は幾分短縮する。

さて、この過程において道示Ⅱの式(解 11.2.9)では図-9(b)の  $P_1$  を次のように与えている。

$$P_1 = E_c A_c \cdot \varepsilon_t = \frac{E_s}{n} A_c \cdot \varepsilon_t \quad (1)$$

ここに  $E_c$  は床版コンクリートのヤング係数、 $A_c$  は床版コンクリートの有効断面積(道示では床版中の鋼材を無視している)、 $\varepsilon_t$  は床版と鋼桁間の温度差ひずみ、 $E_s$  は鋼材のヤング係数である。また  $n = E_s/E_c$  である。

$P_1$  の解放に伴い桁端に発生する床版と鋼桁間の集中せん断力  $S_h$  は、道示Ⅱの式(解 11.2.9)の第1式を用いて、

$$S_h = A_c \cdot \sigma_c = A_c \left[ \frac{1}{n} \left( P_1 \left( \frac{1}{A_v} + \frac{d_c^2}{I_v} \right) - E_c \cdot \varepsilon_t \right) \right] \quad (2)$$

と表せる。 $A_v$  と  $I_v$  は鋼換算した総断面の断面積と断面二次モーメント、 $d_c$  は床版の重心と総断面の重心間の距離である。以上、温度差応力で記述したが、床版コンクリートのクリープや乾燥収縮による応力の発生機構もこれと良く似ている。

これらの応力解析を行うときに、有効幅の採り方を荷重項と部材剛性の計算で替えている市販の設計ソフトがある。すなわち、

- ・ 図-11(b)の床版の引戻し作用(構造解析の荷重項に相当する)においては床版全幅を用い、
- ・ 図-11(c)の水平力  $P_1$  の解放における合成桁の抵抗(構造解析の部材剛性に相当する)と応力度算定では道示Ⅱの有効幅の規定値を用いる。

という使い分けをしている。具体的には、式(1)では  $A_c$  に床版全幅の断面積を充てて  $P_1$  を算定し、式(2)では  $A_c$  に有効幅の床版断面積を充てて  $S_h$  や  $\sigma_c$  などを計算している。しかし、図-9(b)の床版の引戻し作用においても、(c)の水平力  $P_1$  の解放に対する合成桁の抵抗においても、僅かな曲がりを除けば、床版にとっては  $P_1$  が  $S_h$  に代わるだけで応力状態は相似であるので、有効幅に変化はありえず、設計ソフトの扱いは明らかに誤りと考える。

この錯誤の原因は橋建協の設計要領(案)<sup>6)</sup>にある。これは、かつて JH が推し進めていた少数鉸桁形式の連続合成桁の検討のためにまとめられ、非売品である。この中に“クリープ、乾燥収縮、温度変化により床版に生じる軸力を算出する際に用いる床版幅は有効幅とせず、床版全幅で算出した軸力を各桁が分担するものとする”と明記されている。設計ソフト製作会社は、この記述と複数の橋梁メーカーの指導を受けて、上記の市販ソフトを作成したということである。

この設計要領(案)の記述に従うと、クリープ応力の計算では、床版コンクリートの実際の死荷重軸力より大きな軸力を用いるという不合理を生む。なぜなら、有効断面で算定した床版の死荷重軸力に全幅の床版断面積を乗じてクリープ応力計算用の死荷重軸力とするからである。このことから、設計要領(案)の記述は誤りと判断できよう。

多主桁であれば床版有効幅の減少は殆ど無いが、少数主桁形式では有効幅の減少率が大きいので、作用と抵抗で床版の幅を変える影響は大きい。クリープ応力は連続合成桁では微々たるものであるが、乾燥収縮応力と温度差応力で中間支点部の断面が幾分太る。危険側ではないが、余計な贅肉が付く設計になる。

なお、初めに記したように、その後に発刊された数値例題<sup>11), 12)</sup>では設計要領(案)の記述に従わず、計算内容を改めている。しかし、これに気付いている者は少ない。

著者らは凡そ10年前にこの問題に気付く、設計ソフト製作会社に修正を求めたが、予備設計用ソフトで計算法のスイッチを設けただけで、本体の詳細設計用の方は何も触っていなかったことが最近判明している。よくもこれまで誰も気付かず放って置かれたものと思う。

有効幅は荷重状態でも変わり、本来は設計規準にあるような支間長と床版幅だけで決まるものではない。図-9の $P_1$ や $S_b$ に対する有効幅は、死荷重などの曲げせん断に対する有効幅とは異なることは理解しているが、少数鋼桁の床版のように主桁間隔がある程度大きくなると有効幅が広がり、“構造解析の荷重項と部材断面の計算で同じ有効幅を用いれば、有効幅自体の相違はそれほど問題にならない”という共通認識のもとで国の内外とも設計を行っている著者等は考えている。

## (2) 床版コンクリートの区分打設時の有効幅と打ち継ぎ部の補強

床版コンクリートの区分打設中に発生するコンクリート応力は乾燥収縮や温度差による応力とよく似ている。乾燥収縮応力は床版が短縮することによって発生するが、区分打設時に打設済みコンクリートに発生する応力は、鋼桁の上縁が伸縮することによって発生する。すなわち、床版と鋼桁間に相対的なひずみ差が生ずるといふ応力発生上の機構は同じである。したがって、有効幅の扱いは前記の(1)と同じように考えればよからう。つまり、区分打設中に部分的に合成された床版に対しても完成後の曲げせん断に対する有効幅が適用されることは理に合わないが、これには次の前提が暗黙のうちに一般的に認められているためと考える。

- ・床版断面が十分に大きいこと、および区分打設の計画を上手に行えば、床版に導入される応力を小さく、かつ一時的なものに抑えることが可能であり、打設時の床版応力はあまり問題にならない。
- ・床版断面が鋼桁に比べ十分に大きいことにより、鋼桁に導入される応力は有効幅の大小による影響が現れにくい。

荷重状態によって有効幅が変わると設計が極めて煩雑になるので、設計では避けて通りたく、著者らもこれに関してあまり細かな議論をこれ以上に行うつもりはない。

ただし、温度差や乾燥収縮の場合には図-8(c)の桁端の斜線部のように床版と鋼桁間の水平せん断力が桁端で集中的に発生するが、区分打設時には、それが支間部のブロック端部に発生し、そこに応力集中も生ずるのであろうから、この点が気になる。合成床版ではずれ止めの周囲を鉄筋で補強しないが、良いのであろうか。これに関しては後にも記す。

## 2.3 分担断面力と抵抗応力図

改めて記すが、合成部材の設計においては下記に配慮する必要がある。

- a. 段階的に断面構成要素であるコンクリートや鋼材が付加される。
- b. コンクリートは材齢の経過に連れて強度が増加し、同時に乾燥収縮が進行する。
- c. コンクリートのクリープは初期応力が作用する材齢とその後の経過材齢が関与する。

このように合成部材の断面性能は施工段階によって、また時間の経過につれて変化するため、各段階における総断面力を単に加算しても、それをもとに断面上の応力度分布を算定できない。つまり“合成桁における合成前後の断面力の加算は物理的な意味を有しないため、非合成桁では一般的に用いられる抵抗曲げモーメント図を、合成桁では描くことができない”とされている。これが正しい扱いであるが、描くことができないはずの抵抗曲げモーメント図を用いた設計ソフトが我国では出回っている。もっとも販売する方は、問われれば“この抵抗曲げモーメント図は

まがい物ですよ”と説明をしているようで、受け取る側が正しく理解していないことが多い。

具体例を挙げよう。ある市販の鋼合成桁の設計ソフトでは、合成前の曲げモーメント  $M_{d1}$  と合成後の曲げモーメント  $M_v$  を加算して、その結果の  $M^* (=M_{d1}+M_v)$  における極大値の極値点を応力度の極値点として応力照査を行っている。応力度を計算するときは合成前後でそれなりの桁の断面性能を用いて応力度を計算しているので応力度算出法として間違いはないが、問題は極値点とした位置に最大応力度が発生する保証がないことである。後に数値例を示すが、実際の極値点は鋼桁の上,下縁で異なり、 $M^*$  の極値点と 2,3 m 程度離れることが少なくない。つまり計算精度としては、4,5 m 間隔で節点を設けた計算と変わらないのであるが、この点がソフト利用者には理解されておらず、 $M^*$  の極値点が算定してあれば万全と思っているのでなからうか。

例えば、極値点を定めずに 4 m 間隔で計算した場合の極大値の誤差を見積もってみよう。20 m 支間の単純桁に等分布荷重が載荷されたときの支間中央点とそこから 2 m 離れた点の曲げモーメントの差は 4% である。これが 30 m 支間では 1.8%, 40 m 支間では 1.0% になる。 $M^*$  の極値点で極大値を算定すれば、この程度の誤差は有り得る。

構造解析上の節点に関しては、次のような話もある。たかだか支間 30 m そこそこの連続桁橋の実施設計で、横桁間に中間節点を採らずに 10 m も節点間隔を飛ばして断面力を計算し、その節点上でのみ応力照査を行った例がある。影響面解析を含む構造解析の仕組みを理解していないのであろう。このような粗い節点構成では、第一に影響面解析の精度で問題がある上、作用応力度の極大点を大きく外して応力照査を行う危険性がある。これは設計の基本の基本、イロハのイの字と考えていたが、どうやら昨今の設計技術者は質的に変化してしまったようである。素人でも使える自動設計ソフトがもてはやされる風潮があるが、あまりに度を越すとソフト作成者も利用者も自らを卑しめることになりかねない。少なくとも設計のイロハは理解していないと使えない設計ソフトが良く、自動断面決定などは必要ないと思えるのだが、如何であろうか。

さて、前置きが長くなり、話が表題から外れてきた。本来の“分担断面力と抵抗応力図”に戻す。ここで云う分担断面力とは、総断面を構成する各要素(床版のコンクリートと鋼材、鋼桁、ずれ止めなど)の断面力や応力のことである。図-12は、総断面に作用する断面力  $N_v, S_v, M_v$  (以下では総断面力と呼称する)を床版のコンクリート断面力  $N_{fc}, S_{fc}, M_{fc}$ 、床版の鋼材断面力  $N_{fs}, S_{fs}, M_{fs}$  および鋼桁の断面力  $N_g, S_g, M_g$  へ分解した状態を表す。

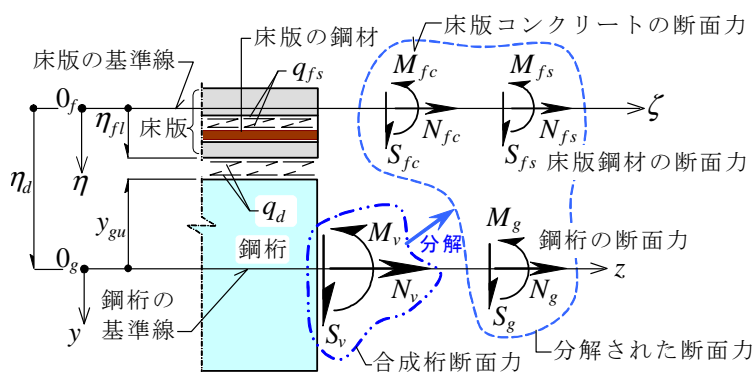


図-12 断面力の分解

また、 $q_d$  は床版総断面と鋼桁間のずれ止めのせん断応力、 $q_{fs}$  は床版のコンクリートと鋼材間の付着力である。断面上に作用する表面力ではないが、それに付随する力学量である。

過去に鋼合成桁の設計の参考書は多数出版されているが、分担断面力で記述は見当たらない。道示Ⅱの解説で用いられているような表記がほとんどである。しかし、前記の a.~c.に記した合成桁の特性を考えると、分担断面力を主体に扱う方が剛性法による構造解析とも合い、便利であるので、著者らはそのように実践している。

分担断面力を用いる利点は次のようである。

- 1) 分担断面力は、合成部材の構築過程やコンクリートの材齢に関係なく加算が可能になる。

2) これにより任意の段階で、鋼桁の直応力に関する抵抗応力図として抵抗核モーメント図が正確に描け、状況把握が確実にできる。

(\*)総断面力として軸力が作用していても、分担断面力としては一般に軸力成分を持つ。したがって、鋼桁の抵抗応力図は抵抗核モーメント図となる。核心距離や核モーメントなる用語は最近の参考書から消えているので補遺で簡単に説明する。

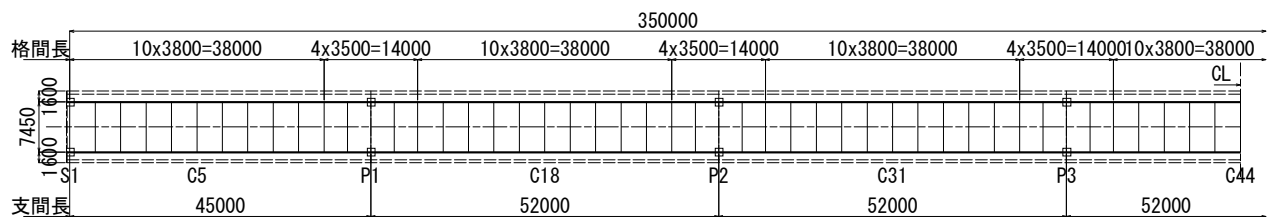
3) クリープ変形を引き起こすコンクリートの分担断面力を分離するので、クリープ応力の計算が正確に行える。

(\*)連続鋼合成桁におけるクリープ応力は小さく、それほど重要ではないが、先に記した中間支点部の床版コンクリートのひび割れに伴う応力解放計算が精度よく行える。

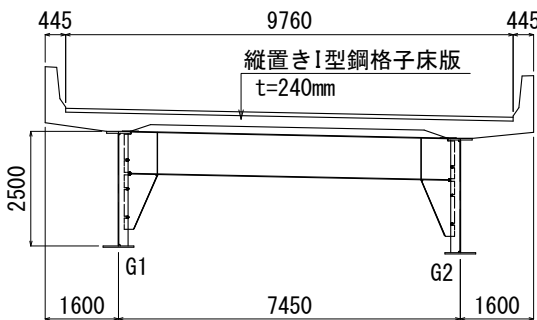
表-1 鋼桁核モーメントの極大値の極値点(端支点からの距離, m)

	下核モーメントの極値点	上核モーメントの極値点
施工時	15.839	16.563
完成時	16.039	17.739

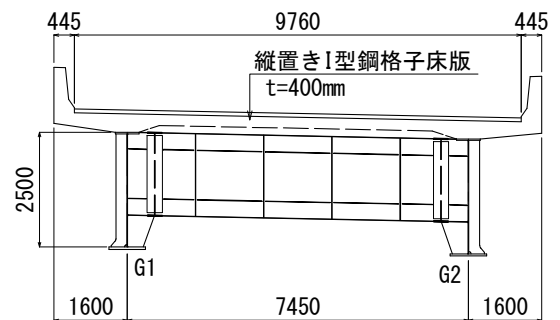
図-13に示す7径間連続合成2主鋼桁橋(支間割: 45.0 + 5×52.0 + 45.0 m)の例題における抵抗核モーメント図を図-14に示す。全長の1/2を図化したものである。



(a) 平面骨組み図



(b) 支間部横断面図



(c) 中間支点上横断面図

図-13 7径間連続合成2主鋼桁橋

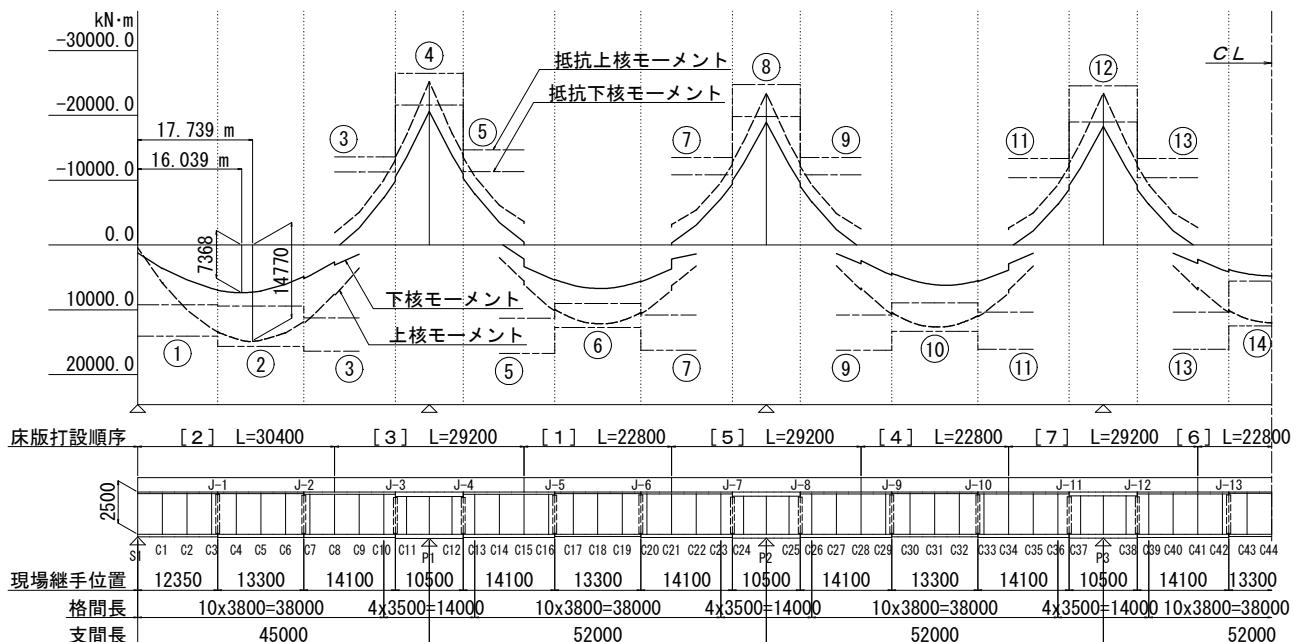


図-14 抵抗核モーメント図

作用核モーメントは作用応力度を表すものであるから、鋼桁の断面変化点では勿論のこと、床版の鋼材断面変化点やコンクリート打設目地で段差が付く。その端支間部の作用核モーメントの極値点を表-1に示す。施工時(足場・型枠・支保工の撤去まで)と完成後で、また鋼桁上縁応力度(下核モーメントに対応)と下縁応力度(上核モーメントに対応)で極値点は異なる。その間の最大差は2.35mである。これに対し物理的な意味のない合成前後の曲げモーメントの加算値 $M^*$ の極値点は $x=18.141m$ となる。表-1の完成後の核モーメントの極値点とも0.40~2.10mの違いがある。なお、この例題では縦置きI形鋼格子床版を用いており、横桁間隔は最大でも3.84mであるから、極値点を改めて計算してピーク値を算定しなくても、 $M^*$ の極値点をピーク値とする計算と精度は変わらない。

連続合成桁にあっては表-1のように極値点がばらつき、上フランジ断面が合成前の応力で決まることは特殊ではない。とくに床版コンクリート打設を段階的に行えば当然このようになる。

## 2.4 ある市販ソフトとの数値差

ここで、図-13の例題を対象として、橋建協の設計要領(案)<sup>6)</sup>に従って作成された、ある市販設計ソフトと改良案との数値比較を行ってみる。この例題の床版は主鋼材が橋軸方向を向く縦置きI形鋼格子床版であり、橋軸方向の鋼材断面が大きく、その影響が比較的大きく現れる。

市販設計ソフトと改良案で断面力の計算方法が異なるのは完成後であるので、完成後の合成桁曲げモーメントに限定して表-2に両者の結果を示す。

着目した節点の位置を図-13と14に示す。この比較には有効幅の採り方の問題の外に、図-8で説明した中間支点部の床版コンクリートの剛性の扱い方、応力解放計算の有無および床版鋼材の扱い方の違いも影響する。さて、表-2から次のことが言える。

1) 2つの計算とも、

- ・橋面工荷重に対しては床版コンクリート剛性を全長有効
- ・活荷重に対しては中間支点部の $0.15 \cdot l$ の範囲でコンクリート剛性を無効とし、床版鋼材のみ有効

としており、橋面工荷重と活荷重計算では基本点で違いが無いことにより、両者の違いは最大でも3%である。この違いの原因は、次のようであり、これらがなければ両者は一致する。

- ・改良案では常に床版鋼材を考慮しているのに対し、市販ソフトではコンクリートを無効とし

表-2 市販計算ソフトとの数値比較

節点	荷重種別	曲げモーメント(kN・m)		比率 ①/②
		① 市販ソフト	② 改良案	
端支間 C5	橋面工荷重	2372.3	2350.8	1.009
	中間支点部の応力解放	---	123.5	---
	クリープ	-143.9	-75.2	1.914
	乾燥収縮	-982.1	-514.5	1.909
	温度差(床版+10℃)	1359.5	1008.0	1.349
	活荷重	8892.8	8917.5	0.997
中間支点 P1	橋面工荷重	-4141.5	-4192.4	0.988
	中間支点部の応力解放	---	292.4	---
	クリープ	-340.8	-178.1	1.914
	乾燥収縮	-2326.0	-1218.7	1.909
	温度差(床版+10℃)	3219.9	2387.3	1.349
	活荷重	-7589.4	-7385.7	1.028
第2支間 C18	橋面工荷重	1674.8	1634.2	1.025
	中間支点部の応力解放	---	197.8	---
	クリープ	-165.3	-99.0	1.670
	乾燥収縮	-1979.8	-1064.4	1.860
	温度差(床版+10℃)	2761.8	2100.3	1.315
	活荷重	8519.3	8620.2	0.988
中間支点 P2	橋面工荷重	-3787.2	-3817.7	0.992
	中間支点部の応力解放	---	103.3	---
	クリープ	10.2	-19.9	-0.514
	乾燥収縮	-1633.6	-910.1	1.795
	温度差(床版+10℃)	2303.6	1813.3	1.270
	活荷重	-7737.8	-7574.7	1.022
第3支間 C31	橋面工荷重	1805.8	1772.2	1.019
	中間支点部の応力解放	---	201.6	---
	クリープ	-139.6	-97.9	1.426
	乾燥収縮	-1728.2	-948.3	1.822
	温度差(床版+10℃)	2425.1	1880.8	1.289
	活荷重	8859.3	8941.6	0.991
中間支点 P3	橋面工荷重	-3879.5	-3916.3	0.991
	中間支点部の応力解放	---	300.0	---
	クリープ	-289.4	-175.9	1.645
	乾燥収縮	-1822.8	-986.5	1.848
	温度差(床版+10℃)	2546.6	1948.4	1.307
	活荷重	-7897.2	-7716.0	1.023
第4支間 C44	橋面工荷重	1759.7	1722.9	1.021
	中間支点部の応力解放	---	300.0	---
	クリープ	-299.6	-175.9	1.703
	乾燥収縮	-1822.8	-986.5	1.848
	温度差(床版+10℃)	2546.6	1948.4	1.307
	活荷重	8820.3	8902.5	0.991

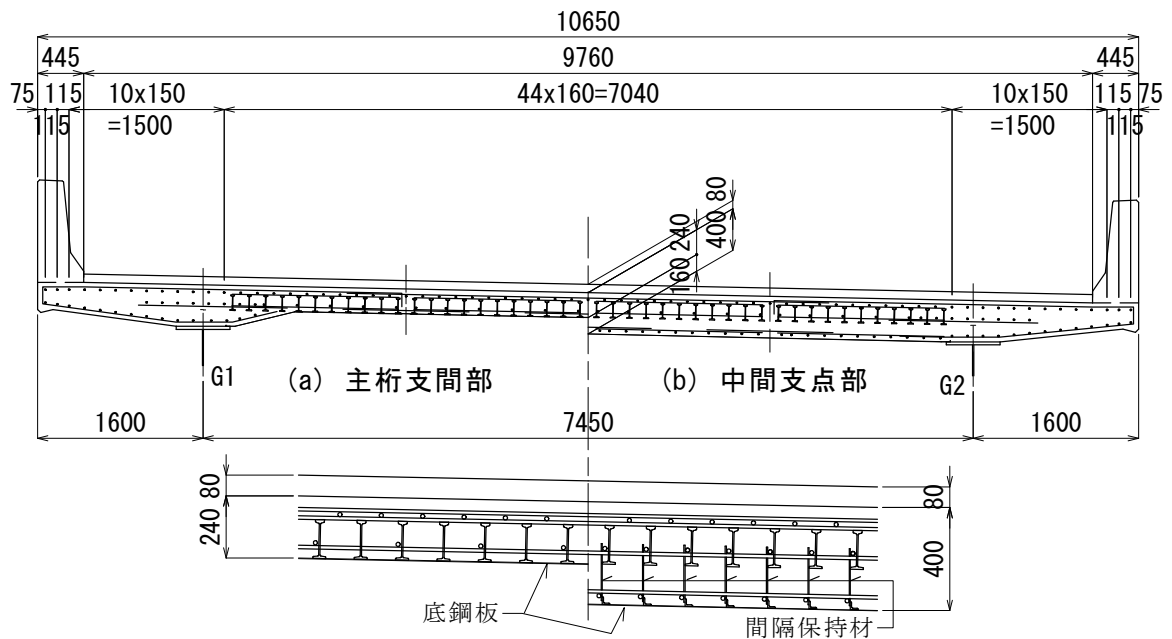


図-15 床版断面図

た箇所においてのみ床版鋼材を考慮している。

- ・また、著者等は図-15のように中間支点部で床版厚を増厚しているが、市販ソフトではそれが考慮しにくい入力方式のため、今回の計算で考慮していない。
- 2) 床版コンクリートの“ひび割れに伴うの応力解放計算”(表-2では、“中間支点部の応力解放”と表記)で発生する曲げモーメントは、市販ソフトでは考慮されてなく、それを考慮した改良案で見ると、橋面工荷重による曲げモーメントに対し、中間支点上で最大8%、支間部で最大12%のものが発生する。活荷重曲げモーメントに対する比率は、中間支点上で最大4%、支間部で最大3%である。鋼桁にとってはそれ以前の応力が全体の約70%を占めるため、この例題では応力解放計算の影響は小さい。しかし、中間支点上の床版鋼材応力は完成後が主体であるため、最大3%程度は影響を受ける。
- 3) クリープ・乾燥収縮および温度差応力は市販ソフトの方がかなり大きい。クリープ・乾燥収縮応力で最大1.9倍程、温度差応力において1.3倍程である。これは次のa.~d.の4つの理由による。クリープ・乾燥収縮応力に対してはa.,b.,c.の相乗効果、温度差応力に対してはa.,b.,d.が影響し、d.の理由により前者より倍率が小さくなったものである。
- a. クリープ・乾燥収縮および温度差応力の荷重項の算出に床版の断面が関与するが、改良案では有効幅を用い、市販ソフトでは先の2.2(1)項に記したように床版全幅で荷重項を計算している。
- (\*) 床版全幅に対する有効幅の比率は、中間支間部で0.93、中間支点上で0.75程度であるので、これだけでは上記のような大きな違いの原因にはならず、さらに以下の相違が影響する。
- b. 先に図-2で説明したように、改良案ではクリープ・乾燥収縮および温度差応力の計算において中間支点部 $0.15 \cdot l$ 区間のコンクリート剛性を無視しているのに対し、市販のソフトではそれを考慮していることによる。⇒ 荷重項が同じでも桁の曲げ剛性が大きいと不静定反力も大きくなり、中間支点上の負曲げが増大する。
  - c. 床版中の橋軸方向鋼材は直接的にコンクリートのクリープ・乾燥収縮変形を拘束する。鋼材比は平均して $p=2.7\%$ 程度あり、床版単体では乾燥収縮を35%程低下させる。この効果を改良案では考慮しているが、市販ソフトでは無視している。



d. 温度差応力の計算では上記の床版鋼材の温度伸縮も考慮すべきであるが、市販ソフトでは考慮していなく、温度差応力を小さく評価している。それに加え、事象を全く理解していない計算が行われている。すなわち、式(1)の荷重項  $P_1$  を全幅の床版コンクリート断面で計算し、抵抗断面は床版鋼材と鋼桁とし、道示Ⅱの式(解 11.2.9)の第2式で中間支点上の床版鋼材と鋼桁の応力度を計算している。コンクリートが無効になるならば  $P_1$  の計算には床版鋼材断面を充てるべきであり、また床版鋼材の応力度は道示Ⅱの式(解 11.2.9)の第1式でコンクリート断面の代わりに鋼材断面を用い、その右辺第2項は  $E_c \cdot \varepsilon_t$  ではなく、 $E_s \cdot \varepsilon_t$  とすべきである。

以上のように、設計要領(案)<sup>6)</sup>に従って作成された市販設計ソフトに対し、

- ・ 事象を反映していない設計方針と設計式に立脚している。
- ・ クリープ・乾燥収縮と温度差応力の計算において、床版の有効幅の扱いに錯誤がある。
- ・ 温度差応力の計算においては、事象を理解せずにプログラミングしている。

という問題を指摘した。この3点のうちのとくに2,3番目は合成桁の設計の基本の基本である。先にも同様の苦言を述べたが、作る方も使用者もこのような状況では、設計ソフトの作成においても資格認定制度あるいは設計ソフトの検証や認証制度が必要になると思われるが、いかがなものか。ただし、橋建協および他の設計例題<sup>15),31)</sup>では、上記の2,3番目の問題は修正されている。

### 3. 床版のずれ止めの設計とひび割れ幅照査にかかわる問題

#### 3.1 床版のずれ止めの設計とその補強

死・活荷重と床版コンクリートの乾燥収縮を受けた3径間連続桁(図-7)のずれ止めのせん断応力分布を図-8(c)に示した。床版コンクリートを全長有効とした計算値①の場合、ずれ止めのせん断応力  $q$  は、支点近傍で大きく変化し、鋼桁の断面変化点でも少し乱れるが、これらを除けば合成桁のせん断力  $S_v$  とほぼ相似な分布形状を示す。ただし、中間支点部で床版コンクリートがひび割れるとした計算値②ではひび割れ箇所では  $q$  の分布は乱れる。0.15 $\cdot$ l 区間のコンクリートを全く無視した③の場合には、中間支点部の  $q$  の変化は更に大きく鋭角的になる。

右の桁端では省略したが、左桁端において斜線で表した三角形のパルス状の  $q$  の変化は乾燥収縮によって桁端に集中的に発生するせん断応力である。計算値②や③におけるコンクリートのひび割れ箇所の  $q$  の乱れも乾燥収縮の影響を大きく受けた結果であるが、幸いにいずれもせん断力  $S_v$  によるものと異符号になり、互いに相殺する。ただし、床版の温度が鋼桁より上昇する場合は  $S_v$  による  $q$  と同符号となり、増大する方向に作用する。

床版中の鋼材はコンクリートの乾燥収縮を拘束し、せん断応力  $q$  を減少させるが、温度差応力においては床版の鋼材もコンクリートと同じように温度変化するので、温度差応力において床版鋼材は床版の換算断面積が増加する分だけせん断応力  $q$  を増大させる働きをする。図-8の例題の床版の鋼材比は桁全体で均して  $p=0.027$  であり、図(c)の桁端の斜線部は鋼材が無い場合に比べ35%ほど減少した結果である。

さて、ずれ止めに働くせん断応力に対して道示Ⅱではずれ止めの周囲に補強鉄筋を配置することを規定しているが、合成床版を用いた合成桁では補強鉄筋が省かれている。ずれ止めとして最近はおっぱらスタッドが用いられ、合成床版のリブは40cm以上も間隔が空き、スタッドの周囲には何もない。スタッドがあればそれがせん断応力を受けるのは自明であり、その周囲には割裂応力が作用する<sup>30)</sup>。また、乾燥収縮により桁端では急激に床版に引張力が導入されるし、床版コ

ンクリートの打ち継ぎ目でも隣接支間のコンクリート打設により鋼桁が負曲げを受けて同様の現象が発生し、局所的な応力集中を起こす。このような現象に対して、鉄筋で適切に補強すべきと考える。

未だ他の問題もある。弱い横桁を、間隔を飛ばして主桁高の中段に取り付けた欧州タイプの少数鉄桁では橋体横断面のゆがみによって引き起こされる主桁の首振り運動により、横桁を取り付けた垂直材の上部に位置するスタッドに引き抜き力が作用する<sup>30),32)</sup>。これらに対してドイツでは補強鉄筋の配置は勿論のこと、長いスタッドの使用や垂直補剛材にフランジを取付ける対応を行っている<sup>30)</sup>。これに比べると我国の合成床版の計画は無防備に過ぎると感ずるが如何なものだろうか。

### 3.2 床版コンクリートのひび割れ幅照査

初めに記したように、現行道示Ⅱでは、床版の鉄筋に関して最小鉄筋量と周長率の推奨値を規定しているが、最近では世界的に照査部位の環境に応じた許容ひび割れ幅を設定して、発生ひび割れ幅をそれ以下に抑え込む規定に変わっている<sup>8)~10), etc.</sup>。

我国でも、コンクリート標準示方書<sup>33)</sup>を受けて、JH資料<sup>7)</sup>に同様の規定が採り入れられており、ひび割れ幅  $w$  を次式で算定している(記号の説明は省略するので原文を参照いただきたい)。

$$w = k \left[ 4c + 0.7(c_s - \phi) \right] \left( \frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon_{csd} \right), \quad \sigma_{se} = \sigma_s - \frac{\beta \cdot f_{ct}}{\rho_s} \left( 1 - \frac{1}{\alpha_{st}} \right) \quad (3a,b)$$

ここに、異形鉄筋を用いるので  $k=1.0$  とし、また  $\sigma_s$  の算定に際し、組合せ係数は表-3のJH方式の値を適用している<sup>7), 11), 28)</sup>。

初めのうちは著者等もこのひび割れ幅算定式と組合せ係数に倣っていたが、群衆荷重を扱う必要が生じ、また温度差応力を無視することに説明が付けられなかったので、最近では表-3の右欄のDIN-Fachbericht 104<sup>23)</sup>の値を用いている。

また、コンクリート標準示方書は、その後改定され、式(3a)は、

$$w = 1.1 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \left[ 4c + 0.7(c_s - \phi) \right] \left( \frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon_{csd} \right) \quad (4)$$

と改められている<sup>34)</sup>。これを縦置きI形鋼格子床版に適用する際に、異形鉄筋を用いているので  $k_1=1.0$  は当然として、コンクリートの品質に関わる係数  $k_2$  と鉄筋の段数の影響  $k_3$  については、コンクリート強度を  $\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$  と幾分高いものを用いていること、および表面の異形鉄筋の下にI形鋼があることから2段鉄筋に相当するとして  $k_2 \cdot k_3 = 0.9$  としている。理由はともかくも、式(3)と変わらないようにしたのが本音である。

ただし、組合せ係数を表-3のJH方式値からDINの値に変更するに際し、一般には  $\varepsilon_{csd} = 150 \times 10^{-5}$  であるが  $\varepsilon_{csd} = 100 \times 10^{-5}$  に低減した。理由は  $\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$  の収縮補償用コンクリートを用いるからとしているが、実際は二つの規準間で組合せ係数に差がありすぎDINの値を用いるとJH方式よりひび割れ照査用の鉄筋応力度が大きくなりすぎるので  $\varepsilon_{csd}$  で調整したものである。それでも未だJH方式より大きい。

なお、式(4)は許容ひび割れ幅  $w_a$  に対する許容応力度  $\sigma_{s,a}$  に変換することもでき、式(3b)と併せて次の表式になる。

$$\sigma_{s,a} = \frac{w_a \cdot E_s}{1.1 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \left[ 4c + 0.7(c_s - \phi) \right]} + \beta \cdot \frac{f_{ct}}{\rho_s} \cdot \left( 1 - \frac{1}{\alpha_{st}} \right) - E_s \varepsilon_{csd} \quad (5)$$

さて、縦置きI形鋼格子床版は4m以下の間隔で配置された横桁で支持される形式であるから、

表-3 荷重の組合せ係数  
(ひび割れ幅照査用)

		JH規準	DIN FB 104
荷重 種別	死荷重	1.00	1.00
	L荷重	0.60	0.75
	群集荷重	---	0.40
	雪荷重	---	0.00
	クリーブ	1.00	1.00
	乾燥収縮	1.00	1.00
	温度差	0.00	0.60

表-4 床版作用による床版上面鉄筋応力度 ( $N/mm^2$ )  
(自重+舗装+輪荷重)

	載荷台数	
	1台	2台
A-ライン	19.2	21.7
B-ライン	18.1	18.6

床版の上には主桁作用の他に床版作用でも引張応力が作用する。これと主桁作用を加算してひび割れ幅の照査を行わなければならない。ただし、それが問題になるのは常に中間支点直上で、横断方向における主桁作用のピーク点の位置は主桁直上、床版作用のピーク点は主桁間の輪荷重下である。その例を、図-13の連続合成桁を対象にして図-16に示す。グラフ(a)は、大型車1台レーン載荷と2台同時レーン載荷による中間支点・横桁上床版の負の最大曲げモーメントである。グラフ(b)は、せん断遅れを考慮した場合の主桁間の床版の直応力度の分布状況である。中間支点上の有効幅を道示Ⅱに従って計算し、直応力度の分布形状はEurocode 3 : Part 1-5<sup>35)</sup>より算定したものである。

グラフ(a)では輪荷重曲げモーメントを示したが、それに対応する床版作用による床版上面の鉄筋応力度(死荷重応力度を含む)を表-4に示した。A,B-ラインは

図-14のグラフ(a)に縦の破線で示した位置の応力度である。

また、主桁作用による床版上面の最大応力度は図-14のP3上に発生し、それを表-5に示す。設計荷重時の応力度に表-3の組合せ係数を乗じたものを、ひび割れ照査時と称して載せてある。JH方式による値はDINの77%である。

ひび割れ幅照査は定常的な荷重状態での照査であるから、主桁作用と組合せる床版作用の応力度は図-16(a)のレーン載荷の応力状態でよいと考える。また、中間支点・横桁上の負の曲げが最大になるように大型車が2台同時に載る機会は殆ど無いと想像するが、表-4に示すように1台と2台の差は $2.5 N/mm^2$ でしかないので、ひび割れ幅照査には2台同時レーン載荷による床版作用の鉄筋応力度 $21.7 N/mm^2$ を用いている。

対象としている中間支点上の床版断面は、図-15に示すようにハンチ高の部分まで床版を打ち下ろして増厚している。主桁間の縦置きIB床版は上・下面に鉄筋、中段部にはIビームがあり、これら主鋼材が橋軸方向を向くので鋼材比 $\rho_s$ は3.0%と非常に高い(後の表-6参照)。片持ち部

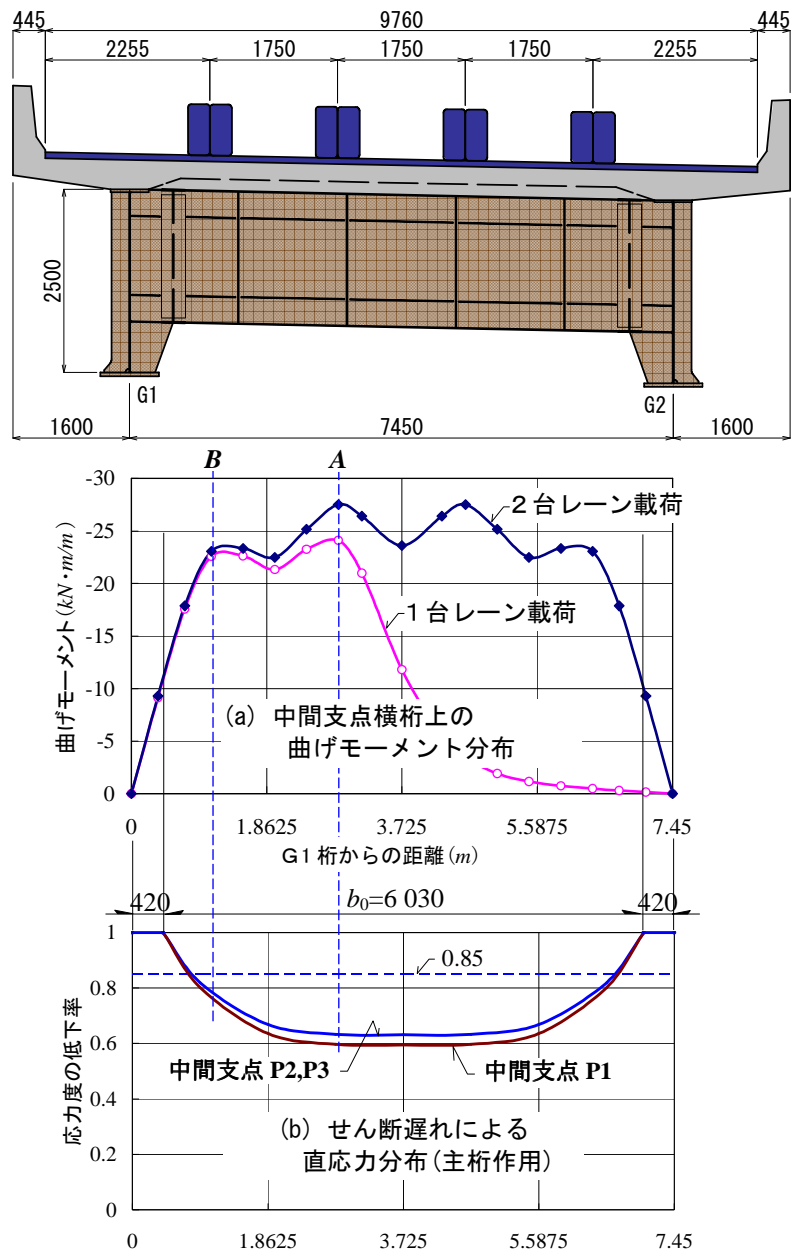


図-16 中間支点横桁上の版作用と主桁作用

表-5 主桁作用による床版上面鉄筋応力度 ( $N/mm^2$ )

		設計荷重時	ひび割れ照査時	
			JH規準	DIN FB 104
荷重種別	死荷重	22.6	22.6	22.6
	L荷重	57.8	34.7	43.4
	クリープ	0.9	0.9	0.9
	乾燥収縮	6.3	6.3	6.3
	温度差	23.4	0.0	14.0
合計		111.0	64.5	87.2

は通常の RC 床版であるが、鋼材比が主桁間と大きく異なると、主桁の左右でクリープ・乾燥収縮の拘束度が大きく変わり、好ましくないと考え、橋軸方向鉄筋は床版としては配筋筋ではあるが、主筋と同じ D19 を用いている。このようにとくに主桁間で鋼材比が非常に高く、コンクリートのクリープ・乾燥収縮が大きく拘束されるため、肌隙を防止して耐久性を向上させるために収縮補償用コンクリートを用いている。また、主桁上の中段にはハット形のスタッド周囲の補強鉄筋に代わるものとして格子状に補強鉄筋を配置している。

次に、許容ひび割れ幅に対する許容鉄筋応力度を算定して表-6 に示す。主桁間と片持ち部で鋼材比と鉄筋間隔が異なるため、それぞれで許容応力度を算定している。

鉄筋の作用応力度は、主桁上では主桁作用によるものだけであるが、主桁間では床版作用による応力度を加算して照査する。ただし、グラフ (b) 上の値を細かに計算せず、図に示すように、床版作用に加算する主桁作用値は主桁直上の値に  $f_m = 0.85$  乗じたものとした。この例では、 $f_m = 0.80$  としても充分良さそうに見えるが、安全側に判断したものである。この結果、ひび割れ幅に関する照査は、

- ・主桁上： $\sigma_s = 87.2 N/mm^2 < \sigma_{s,a} = 116.0 N/mm^2$
- ・主桁間： $\sigma_s = 87.2 \times 0.85 + 21.7 = 95.8 N/mm^2 < \sigma_{s,a} = 111.7 N/mm^2$

となる。先に  $\epsilon_{csd} = 100 \times 10^{-5}$  としていると記したが、 $\epsilon_{csd} = 150 \times 10^{-5}$  としても  $\sigma_{s,a} = 101.7 N/mm^2$  であるから充分照査は満足される。

JH 方式では表-3 に示すように L 荷重の組合せ係数を下げており、かつ温度差応力を組み合わせていない。この結果、表-5 のように、JH 規準によるひび割れ幅照査用の鉄筋応力度は DIN を用いた場合に比べ 74% に低下する。縦置き I 形鋼格子床版は橋軸方向の床版鋼材量が多い形式ではあるが、JH で採用した PC 床版でも中間支点部でこれに近い配筋は可能と考えられ、ここまで組合せ係数を低下させる必要があったのであろうか。シミュレーションの結果<sup>25)</sup>とはいえ、L 荷重に対する組合せ係数を 0.60 まで下げ、温度差応力を全く考慮しないことにした理由がいまひとつわからない。先に記したクリープ・乾燥収縮と温度差応力を算出する際の有効幅の採り方の問題がこれに関係したのではなかいかと危惧している。

この他、ひび割れ幅の算出法には Eurocode<sup>30), 36)</sup> 方式があり、長井等<sup>37), 38)</sup> は標準示方書<sup>33)</sup> や JH 方式<sup>7)</sup> との比較を行っている。これに関して著者等の知識は充分ではないので論評を控え、長井等の活動に期待したい。

表-6 許容ひび割れ幅に対する鉄筋の許容応力度

		主桁上	主桁間	
算定条件	許容ひび割れ幅 $w_a$	mm	0.203	0.203
	鉄筋のヤング係数 $E_s$	$N/mm^2$	200000	200000
	係数 $k_1 \cdot k_2 \cdot k_3$		0.9	0.9
	鉄筋のかぶり $c$	mm	58	58
	鉄筋ピッチ $c_s$	mm	150	160
	鉄筋径 $\phi$	mm	19	19
	コンクリート強度 $\sigma_{ck}$	$N/mm^2$	30	30
	有効引張応力度 $f_{ct}$	$N/mm^2$	2.2	2.2
	鋼材比 $\rho_s$		0.025	0.030
	付着に関する係数 $\beta$		0.2	0.2
	断面定数比 $\alpha_{st}$		2.115	2.115
	不確定ひずみ $\epsilon_{csd}$		0.00010	0.00010
	許容応力度 $\sigma_{s,a}$	$N/mm^2$	116.0	111.7

表－7 床版の扱いに関する比較

		橋建協案(JH マニュアル・市販ソフトを含む)	改良案
コンクリートのヤング係数		・区分打設中も常に設計値(28日強度)	・材齢に応じたヤング係数を適用
コンクリート断面の剛性		・断面力計算では活荷重以外は全長有効 ・活荷重に対してのみ図－1のひび割れ区間(0.15・ $l$ 区間)で無視	・後死荷重までは全長有効 ただし、後死荷重後に0.15・ $l$ 区間のひび割れに伴いコンクリート応力を解放 ・クリープ・乾燥収縮、温度差および活荷重では、図－1のひび割れ区間で無視
鋼材断面の剛性		・断面力計算では無視 ただし、応力度算定ではコンクリートのひび割れ区間で鋼材を考慮	・コンクリート打設済み箇所では常に考慮
内力の再分配	クリープ	・クリープの発生範囲を床版コンクリートの持続的な軸方向力が圧縮の範囲に限定 ・鋼材によるクリープの拘束効果を無視	・クリープの発生範囲は、図－1のひび割れ区間を除く範囲 ・鋼材によるクリープの拘束効果を考慮
	乾燥収縮	・乾燥収縮の発生範囲は、図－1のひび割れ区間を除く範囲 ・鋼材による乾燥収縮の拘束効果を無視	・乾燥収縮の発生範囲は、図－1のひび割れ区間を除く範囲 ・鋼材による乾燥収縮の拘束効果を考慮
	温度差	・温度差の発生範囲を床版コンクリートの持続的な軸方向力が圧縮の範囲に限定 ・鋼材の温度伸縮を無視	・温度差の発生範囲は、図－1のひび割れ区間を除く範囲 ・鋼材の温度伸縮も考慮
床版の有効幅		・下記以外は常に曲げせん断の有効幅 ・クリープ・乾燥収縮と温度差では、荷重項算定時と応力度算定時で区別 ただし、橋建協ではその後この区別を撤廃し、曲げせん断の有効幅に統一	・常に完成後の曲げせん断の有効幅
ひび割れ幅 照査荷重		・荷重の組合せ係数は、活荷重に対し0.6，温度差に対し0.0(JH マニュアル)	・荷重の組合せ係数は、活荷重に対し0.75，群集荷重に対し0.40，温度差に対し0.60

#### 4. まとめ

鋼連続合成桁の設計は長い間凍結されていたとはいえ、再開が始まった当初これほどに基本的な問題が残されているとは著者等は考えなかった。一方、設計も少数桁という新しい段階に入り、ゴム支承の登場により連続径間数も大幅に増加し、これまでに例がなく、新たに検討すべき事柄も目に付いた。10年ほど前のことである。しかし、まがりなりにも規準らしきもの<sup>6),7)</sup>ができてしまうと、まだ検討途中のものであっても、それを動かすことは容易ではなかった。やむを得ず、他の考え方もあることや理に合わない問題が感じられることを実践の場やその他で言い続けてきたが、非常に労力を要し、また不本意ながら業務発注者を論争に巻き込みご迷惑を掛けることもあった。そういった問題を取り上げて記述したつもりである。表－7に床版の扱いに関して橋建協案や市販設計ソフトで行われている内容とそれに対する改良案での対応法を比較して示し、さらに若干のコメントを付記する。

##### 1) 連続合成桁の計算手順

連続合成桁の設計においては、設計計算手順の計画、その中でも床版の区分打設計画が重要である。その他、完成後の中間支点部の床版コンクリートのひび割れ範囲の設定とひび割れに伴うコンクリート応力の解放計算について記述した。

##### 2) クリープ・乾燥収縮と温度差応力の解析における床版の有効幅

クリープ・乾燥収縮と温度差に対する構造解析、あるいは内力の再分配計算において、設計

要領(案)<sup>6)</sup>には錯誤がある。すなわち、荷重項の算定に床版全幅の断面定数を用い、部材剛性の算定には有効幅を用いるという使い分けを行っているが、この扱いは適切ではない。この問題は、その後発行された数値例題を通して修正されたが、周知されなかったためか気付いているものは少ない。

### 3) 市販の設計ソフトとその利用者の問題

上記の錯誤をそのまま引き継いで作成された市販の設計ソフトがあるが、錯誤に対するその後の修正に気付いていないのか、設計ソフトの修正は行われていない。また、ソフト利用者も、このような事情を知らずに、現在でも使い続けている。

### 4) 分担断面力と抵抗応力図

合成桁においては、単純に合成前後の断面力を加算しても意味がなく、抵抗曲げモーメント図は描けない。そのため、まがい物の抵抗曲げモーメント図で対応している例がある。しかし、総断面の構成要素の断面力に分解した分担断面力では加算が可能になり、正確な抵抗応力図が描ける。

### 5) 中間支点部の床版コンクリート剛性と床版中の鋼材の効果

設計断面力のうちクリープ・乾燥収縮と温度差の断面力において、市販設計ソフトと改良案との間にかなりの違いが発生する。1例題ではあるが、クリープ・乾燥収縮応力は約1.9倍、温度差応力は1.3倍ほど市販ソフトの方が改良案より大きな断面力を算出する。

この原因は、上記2)に記した床版の有効幅の問題以外に中間支点部の床版コンクリート剛性と床版中の鋼材の評価の違いによる。クリープ・乾燥収縮と温度差応力の算定において設計要領(案)<sup>6)</sup>に由来する現行案では中間支点部のひび割れ $0.15 \cdot l$ 区間のコンクリート剛性を考慮しているが、活荷重応力計算と同様に無視すべきである。また、市販設計ソフトではコンクリートを有効とした区間では床版鋼材を無視しているが、床版鋼材はコンクリートのクリープ・乾燥収縮を拘束する効果が高いので考慮するのが良い。温度差応力の計算でも床版鋼材の温度伸縮を考慮すべきである。

### 6) ずれ止めの設計と周囲の補強

床版中の橋軸方向の鋼材は、乾燥収縮によるずれ止めのせん断応力を緩和し、鉛直荷重による曲げせん断と温度差によるせん断応力を幾分増加させる。

これとは別の話として、合成床版ではずれ止めの周囲に補強鉄筋を配置しないことに対して疑問を呈した。

### 7) 床版コンクリートのひび割れ幅照査

プレストレスしない連続合成桁では、中間支点部で床版コンクリートがひび割れることは避けられない。そのため、有害なひび割れ幅に至らないことを照査する。その際の鉄筋応力度の算出に用いる荷重の組合せ係数は、温度差応力を考慮しないなどDIN-Fachbericht 104<sup>23)</sup>に比べてかなり低い値を設定している。活荷重やひび割れ幅算定式の結果はそれほど変わる訳ではないので、そのような設定を行った理由は、主に上記3)の床版有効幅の問題、および5)の床版剛性の評価の問題が絡んでいるのではなかろうか。そうだとすると再検討を要する。

およそ以上のことを記した。かなり基本的なところで問題が残された計算法が流布している。また、ここに記した事柄以外にも、横桁の疲労設計法<sup>39)</sup>、合成桁の腹板の補剛設計と合成応力の照査<sup>40)</sup>、圧縮フランジの横座屈の扱い<sup>41)</sup>、あるいは縦置きI形鋼格子床版の解析<sup>42)</sup>などがあり、その都度それらを報告してきているので参照されたい。

## 【参考文献】

- 1) (社)日本道路協会：鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針，昭和34年8月
- 2) (社)日本道路協会：鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針，昭和40年6月
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，昭和48年2月
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，平成14年3月
- 5) 高橋昭一・志村勉・橋吉宏・小西哲司：PC床版2主桁橋「ホロナイ川橋」の設計および解析・試験検討，橋梁と基礎，1996.2
- 6) (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設計要領(案)，平成8年3月
- 7) (財)高速道路技術センター：PC床版鋼連続合成2主桁橋の設計・施工マニュアル，平成14年3月
- 8) Comite Euro-international du Beton：CEB-FIP MODEL CODE 1960 Design Code
- 9) Roik,K・Hanswille,G.著，伊藤・平城 訳：合成桁におけるひび割れ幅の制限，橋梁と基礎，1993.2
- 10) Eurocode 4:Design of composite steel and concrete structures－Part 2:Composite bridges, DD ENV 1994-2:2001
- 11) (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2主桁橋の設計例と解説，平成13年7月
- 12) (社)日本橋梁建設協会：連続合成2主桁橋の設計例と解説，平成17年8月
- 13) 高濱光夫・西川貴志・安食春夫・肥後野孝倫・大中英樹・竹谷佳尚：縦置きI形鋼格子床版の設計概要と施工時荷重の検討，第6回床版シンポジウム，平成20年6月
- 14) (社)日本橋梁建設協会：少数主桁橋の足場工選定フローと標準図集(鋼2主桁橋)，平成19年9月
- 15) (社)日本橋梁建設協会：足場工・防護工の施工計画の手引き，平成19年9月
- 16) (社)日本橋梁建設協会：RC床版施工マニュアル，平成13年7月
- 17) 土木学会：コンクリート標準示方書・施工編 2002
- 18) 田中伸英・高濱光夫・伊東賢：多径間連続合成鋼桁橋の床版打設順序に関する一考察，第28回日本道路会議，平成21年10月
- 19) 千葉一之・山本純一・西川貴志：長支間2主桁複合ラーメン橋の設計，第25回日本道路会議，平成15年11月
- 20) 名古屋高速道路公社：鋼構造物設計要領(案)・Ⅳ連続合成桁編，2003年10月1日改定
- 21) 阪神高速道路公団：連続合成桁の設計手引き(案)，平成16年3月
- 22) 保坂啓一・遠田久雄・武藤秀男・高濱光夫・田中伸英：多径間連続合成鋼桁橋の設計に関する一考察，第27回日本道路会議，平成19年11月
- 23) DIN-Fachbericht 104 Verbundbrücken，2003
- 24) 中村太一・倉方慶夫・松田浩：連続鋼合成桁における中間支点部のコンクリート剛性の評価，第二回道路橋床版シンポジウム講演論文集，2000.10
- 25) ATLSS Center , Turner-Fairbank Highway Research Center , Lichtenstein Cons. : HOAN BRIDGE FORENSIC INVESTIGATION FAILURE ANALYSIS FINAL REPORT for Wisconsin Department of Transportation and the Federal Highway Administration , June 2001
- 26) 上記資料の付属資料-A : Summary Conclusions of the Forensic Investigation
- 27) 村上 陽子・小菅 匠・高 龍・徳力 健：鋼桁橋のリダンダンシーに関する一考察，第30回日本道路会議，平成25年10月

- 28) 中藺明広・安川義行・稲葉尚文・橘吉宏・秋山洋・佐々木保隆：PC床版を有する鋼連続合成2主桁橋の設計法(上)，橋梁と基礎，2002.3
- 29) 田中伸英・石澤俊希・高濱光夫・高龍・梶田順一・倉方慶夫：合成桁の分担断面力，新日本技研(株)・技術報告(ホームページで公開)，2011.6
- 30) G.Hanswille,N.Stranghöner:Leitfaden zum DIN Fachbericht 104 Verbundbrücken , 2003, Ernst & Sohn
- 31) 「新しい鋼橋の設計」編集委員会：新しい鋼橋の設計，山海堂，2002.12
- 32) 伏黒邦雄・村江博信・杉山充・西川貴志・榎裕二：もう一つの2主桁形式と連続合成桁，鋼構造シンポジウム2005，2005.10
- 33) 土木学会：コンクリート標準示方書・設計編 1996
- 34) 土木学会：コンクリート標準示方書・構造性能照査編 2002
- 35) Eurocode 3:Design of steel structures – Part 1-5:Plated structural elements, BS EN 1993-1-5:2006
- 36) Eurocode 2:Design of concrete structures Part 1.3 General rules,DD ENV 1992-1-3:1996
- 37) 長井正嗣・奥井義昭・岩崎英治：連続合成桁の各種ひび割れ幅算定法とその相違に関する一考察，土木学会論文集，No.710/I-60,2002
- 38) 長井正嗣・奥井義昭・岩崎英治：連続合成桁の初期ひび割れ状態を考慮したひび割れ幅，鉄筋応力度の算定法の一考察，土木学会論文集，No.759/I-67,2004
- 39) 石澤俊希・伏黒邦雄・徳力健：縦置き I 形鋼格子床版を有する2主桁橋の横桁の疲労設計，第27回 日本道路会議，平成19年10月
- 40) 平井尚之・木村義昭・西川貴志・川平英史：鋼合成桁の腹板の設計に関する一考察，第28回 日本道路会議，平成21年10月
- 41) 井手口尚子・高濱光夫・田中伸英・倉方慶夫：鋼 I 形断面桁の設計上の曲げ圧縮強度に対する一考察，第63回 年次学術講演会，土木学会，平成20年9月
- 42) 石澤俊希・西川貴志・杉山充・高橋眞太郎：横桁のたわみを考慮した縦置き床版の断面力と設計例，第63回 年次学術講演会，土木学会，平成20年9月



### 補遺：鋼桁の核モーメント

以下では、 $N_g$  や  $M_g$  は、個々の荷重ケース、あるいは加算した結果の鋼桁の軸力や曲げモーメントであることを意味する。

鋼桁断面に作用する軸力と曲げモーメントを  $N_g, M_g$ 、鋼桁の上・下縁の  $\tilde{y}$  座標を  $\tilde{y}_u, \tilde{y}_l$  とするとき、上・下縁の応力度は、

$$\cdot \text{上縁応力度} \quad \sigma_{gu} = \frac{N_g}{A_g} + \frac{M_g}{W_{gu}}, \quad W_{gu} = \frac{I_g}{\tilde{y}_l} \quad (\text{A1a})$$

$$\cdot \text{下縁応力度} \quad \sigma_{gl} = \frac{N_g}{A_g} + \frac{M_g}{W_{gl}}, \quad W_{gl} = \frac{I_g}{\tilde{y}_u} \quad (\text{A1b})$$

と表せる。上式を変形すると、

$$\sigma_{gu} = \frac{1}{W_{gu}} \left( M_g + \frac{W_{gu}}{A_g} N_g \right) = \frac{1}{W_{gu}} (M_g - k_{gl} N_g), \quad k_{gl} = -\frac{W_{gu}}{A_g} \quad (\text{A2a})$$

$$\sigma_{gl} = \frac{1}{W_{gl}} \left( M_g + \frac{W_{gl}}{A_g} N_g \right) = \frac{1}{W_{gl}} (M_g - k_{gu} N_g), \quad k_{gu} = -\frac{W_{gl}}{A_g} \quad (\text{A2b})$$

となる。ここに、 $k_{gu}, k_{gl}$  は核心(図-A の点 A と B)の  $\tilde{y}$  座標値であり、それらの絶対値  $|k_{gu}|, |k_{gl}|$  を核心距離という。ここで、

$$\cdot \text{上核モーメント} : M_{ku} = M_g - k_{gu} N_g \quad (\text{A3a})$$

$$\cdot \text{下核モーメント} : M_{kl} = M_g - k_{gl} N_g \quad (\text{A3b})$$

と定義すると、鋼桁の上・下縁の応力度は、

$$\cdot \sigma_{gu} = \frac{M_{kl}}{W_{gu}}, \quad \sigma_{gl} = \frac{M_{ku}}{W_{gl}} \quad (\text{A4})$$

と計算できる。すなわち、下核モーメントは上縁の応力度、上核モーメントは下縁の応力度を表す(上と下が逆になることに注意)。

核モーメントは軸力と曲げモーメントを受ける部材の抵抗応力図を描くのに便利であり、この設計では抵抗応力図として、抵抗核モーメント図を用いる。そのときの抵抗核モーメントは、

$$\cdot \text{上核モーメント(鋼桁下縁の抵抗値)} : M_{r,ku} = \sigma_{a,gl} \cdot W_{gl} \quad (\text{A5a})$$

$$\cdot \text{下核モーメント(鋼桁上縁の抵抗値)} : M_{r,kl} = \sigma_{a,gu} \cdot W_{gu} \quad (\text{A5b})$$

となる。ここに、 $\sigma_{a,gu}$  と  $\sigma_{a,gl}$  は、それぞれ鋼桁の上縁と下縁の許容応力度である。

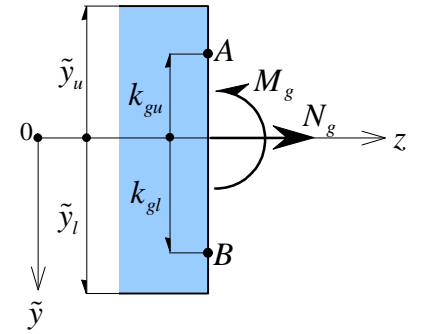


図-A 核心の位置